



# 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

## LÁVKA PRO PĚŠÍ PŘES ŘEKU JIHLAVU

PEDESTRIAN BRIDGE ACROSS THE RIVER JIHLAVA

### BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

BACHELOR'S THESIS

### AUTOR PRÁCE

AUTHOR

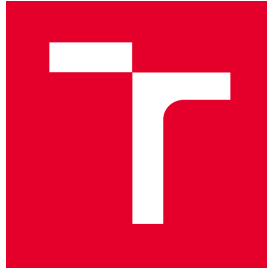
Václav Ondřej

### VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

Ing. RADIM NEČAS, Ph.D.

BRNO 2020



# 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	Václav Ondřej
Název	Lávka pro pěší přes řeku Jihlavu
Vedoucí práce	Ing. Radim Nečas, Ph.D.
Datum zadání	30. 11. 2019
Datum odevzdání	22. 5. 2020

V Brně dne 30. 11. 2019

---

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 jednotrámovou rámovou konstrukci o jednom poli z předpjatého betonu.

V práci zpracujte dvě až tři studie mostu včetně jejich zhodnocení. Most můžete navrhnout kolmý.

Dimenzování proveďte podle EN v rozsahu stanoveném vedoucím práce.

Ostatní úpravy provádějte podle pokynů vedoucího práce.

Požadované výstupy:

Textová část (obsahuje 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)

Prohlášení o shodě listinné a elektronické formy VŠKP (1x).

Popisný soubor závěrečné práce (1x).

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**

Předmětem bakalářské práce je návrh lávky pro pěší přes řeku Jihlavu. Ze tří navržených variant byla zvolena rámová konstrukce. Výpočet účinků zatížení je proveden v programu AxisVM a posouzení v programu MS Excel. Konstrukce byla posouzena na mezní stav únosnosti a použitelnosti. Výpočet byl proveden dle platných norem.

## **KLÍČOVÁ SLOVA**

rámový most o jednom poli, lávka pro pěší, předpjatý beton, železobeton, mezní stav únosnosti, mezní stav použitelnosti

## **ABSTRACT**

The aim of this bachelor thesis is design of pedestrian bridge across the river Jihlava. Out of three proposed variants was chosen frame construction. Calculation of load cases was made in software AxisVM and MS Excel. The construction was designed and assessed to the ultimate limit state and the serviceability limit state. The calculation was made according to valid standards.

## **KEYWORDS**

one span frame bridge, pedestrian bridge, prestressed concrete, reinforced concrete, ultimate limit state, serviceability limit state

## **BIBLIOGRAFICKÁ CITACE**

Václav Ondřej *Lávka pro pěší přes řeku Jihlavu*. Brno, 2020. 34 s., 170 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 *Lávka pro pěší přes řeku Jihlavu* je shodná s odevzdanou listinnou formou.

V Brně dne 21. 5. 2020

---

Václav Ondřej  
autor práce

## **PROHLÁŠENÍ O PŮVODNOSTI ZÁVĚREČNÉ PRÁCE**

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci s názvem *Lávka pro pěší přes řeku Jihlavu* zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 21. 5. 2020

---

Václav Ondřej  
autor práce

## **PODĚKOVÁNÍ**

Rád bych poděkoval vedoucímu práce Ing. Radimu Nečasovi, Ph.D. za cenné rady, ochotu a trpělivost při konzultacích. Dále děkuji své rodině, která mě podporuje po celou dobu studia.



## Obsah

1	Úvod.....	10
2	Podklady.....	10
3	Varianty.....	11
3.1	Varianta A.....	11
3.2	Varianta B.....	12
3.3	Varianta C.....	13
3.4	Výsledná varianta .....	14
4	Stanovení výsledné geometrie konstrukce .....	15
4.1	Rámová příčel .....	15
4.2	Rámové stojky.....	16
4.3	Založení a spodní stavba .....	17
4.4	Pružné podepření.....	17
4.5	Předpětí.....	17
5	Studie.....	19
6	Výsledné řešení.....	21
6.1	Geometrie a základní parametry .....	21
6.2	Popis konstrukce .....	21
6.3	Výpočtový model .....	21
6.4	Tuhost podepření.....	22
6.5	Materiálové charakteristiky .....	22
6.6	Trvanlivost a krycí vrstva.....	24
7	Zatížení .....	24
7.1	Stálé.....	24
7.2	Proměnné .....	25
7.3	Kombinace zatížení .....	25
7.3.1	Mezní stav únosnosti.....	25
7.3.2	Mezní stav použitelnosti.....	26
7.3.3	Kombinace teploty .....	26
8	Mezní stav použitelnosti .....	27
9	Mezní stav únosnosti.....	27
9.1	Mostovka.....	27
9.1.1	Ohyb.....	27





9.1.2	Smyk.....	29
9.2	Rámová stojka .....	29
9.2.1	Kombinace N+M.....	29
9.2.2	Posouvající síla .....	30
10	Posouzení v příčném směru.....	30
11	Kotevní oblast.....	31
12	Závěr .....	31
13	Použité zdroje.....	32
14	Seznam příloh .....	33
15	Seznam obrázků.....	34

## 1 Úvod

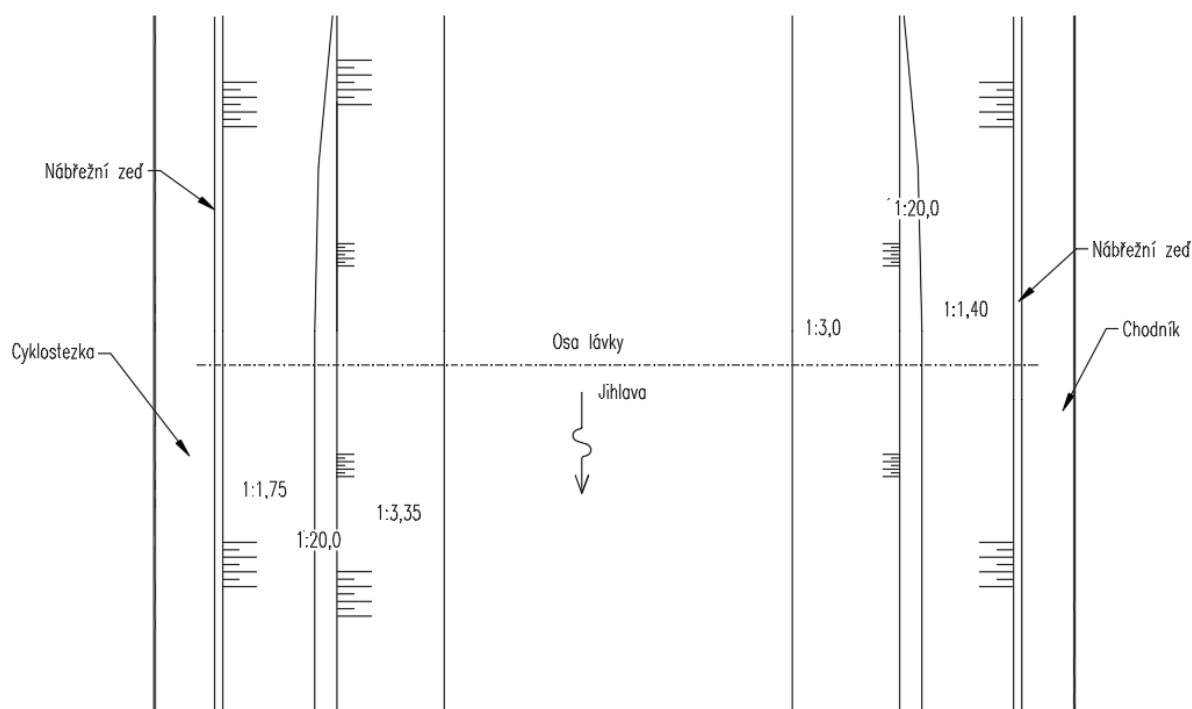
Cílem bakalářské práce je návrh a statické posouzení jednostránkové rámové konstrukce o jednom poli z předpjatého betonu.

Důvodem stavby je potřeba spojení dvou protilehlých břehů řeky Jihlavy a napojení stávající cyklostezky na nově budovanou. Byly vypracovány tři varianty řešení, z nichž pro podrobné zpracování byla vybrána varianta A – rámová konstrukce o jednom poli s parabolicky náběhovanou příčlím a proměnnou šířkou mostovky. Výpočet vnitřních sil byl proveden v programu AxisVM. Součástí statického výpočtu je návrh předpětí, posouzení mostovky konstrukce na mezní stavy únosnosti a použitelnosti, návrh a posouzení rámové stojky a kotevní oblasti. Výpočty jsou provedeny v souladu s platnými normami.

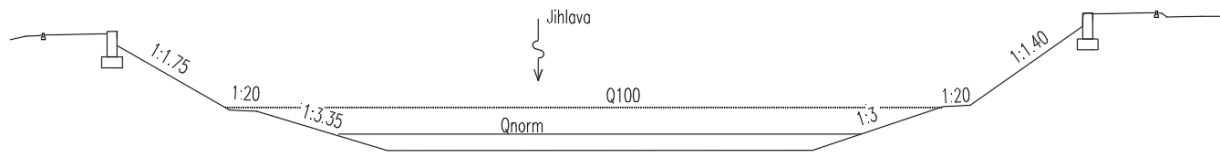
Součástí bakalářské práce je výkresová dokumentace vytvořená v programu AutoCAD a vizualizace vytvořená v programech Rhinoceros a LUMION.

## 2 Podklady

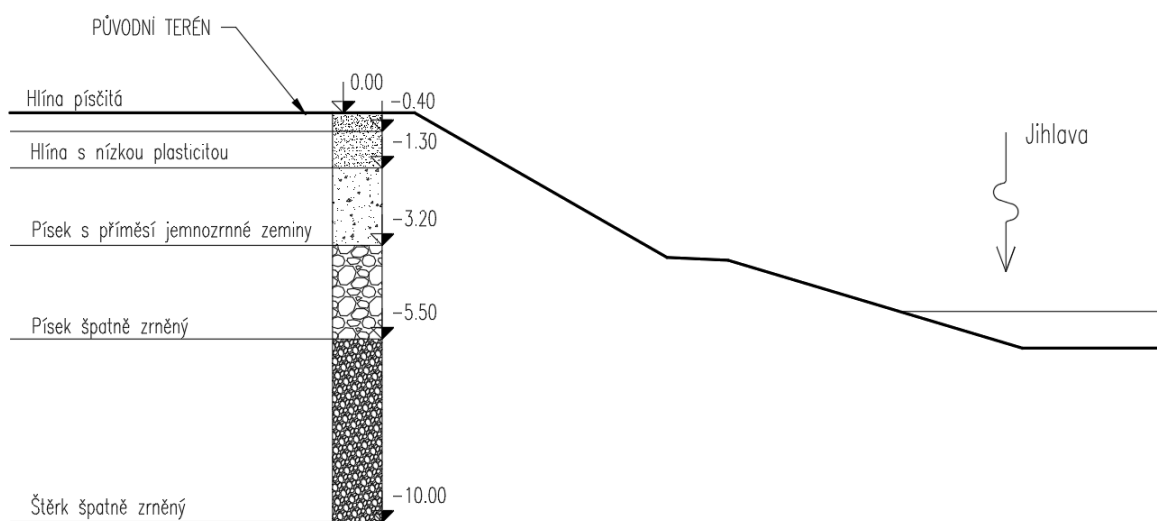
Výchozím údajem pro vypracování byl terén v místě předpokládané polohy konstrukce doplněný o výsledky geologického průzkumu.



Obrázek 1: Původní terén - půdorys



Obrázek 2: Původní terén - podélný profil



Obrázek 3: Geologický průzkum

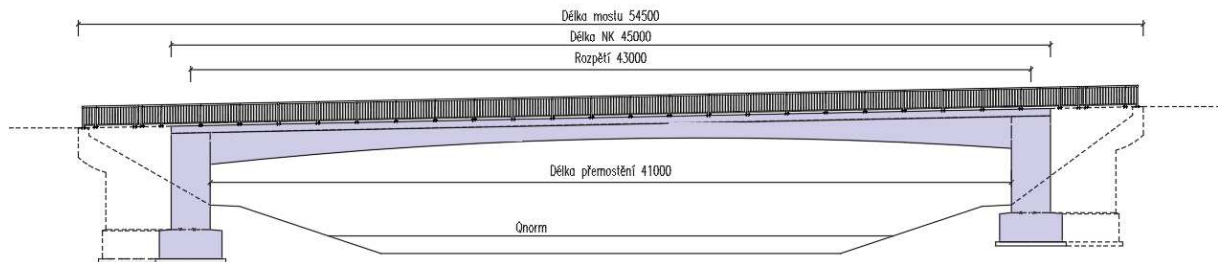
### 3 Varianty

Byly zpracovány tři varianty přemostění. Vzhledem k výškovému rozdílu obou břehů řeky je u všech navržených variant uvažován konstantní podélný sklon 2,0 %. Jedním z požadavků na konstrukci bylo převedení stávající cyklostezky, která se nachází na pravém břehu řeky Jihlavy. Z toho důvodu je u všech variant navržena výška zábradlí 1,3 m.

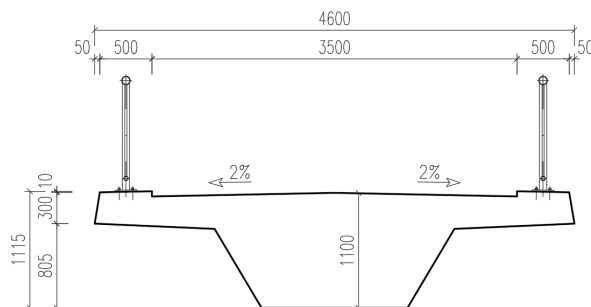
#### 3.1 Varianta A

První variantou je rámová konstrukce s parabolicky náběhovanou příčlím z předpjatého betonu. Výška příčle v polovině rozpětí je 1,1 m, u líce opěr pak 2,0 m. Půdorysně se konstrukce rozšiřuje parabolickým obloukem od středu rozpětí směrem k podporám. Šířka mostovky se mění z 4,6 m v polovině rozpětí až na hodnotu 7,1 m na rubu opěr. Příčný sklon mostovky je střešovitý 2,0 % směrem od osy lávky. Podélný sklon 2,0 % je konstantní po celé délce. Na hlavní nosnou konstrukci navazují oddílatovaná mostní křídla.

Konstrukce nepůsobí rušivým dojmem, zapadá do okolní krajiny a díky půdorysnému rozšíření je vhodná i pro zvýšený provoz cyklistů. Nevýhodou oproti zbylým dvěma variantám jsou větší výkopové práce vlivem navržením samostatně založených mostních křídel.



Obrázek 4: Varianta A - podélný řez

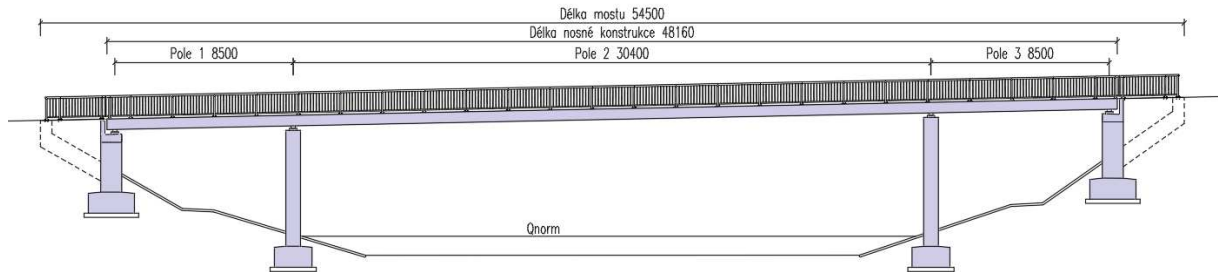


Obrázek 5: Varianta A - příčný řez v polovině rozpětí

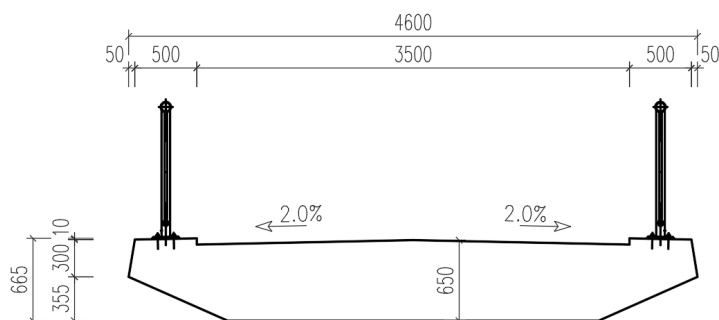
### 3.2 Varianta B

Druhou variantou je spojitý nosník o třech polích. Rozpětí krajních polí je 8,5 m, prostřední pole má rozpětí 30,4 m. Mostovka je tvořena předpjatou lichoběžníkovou deskou. Mezilehlé pilíře jsou čtvercového průřezu 0,7x0,7 m. Na krajních opěrách je uložení provedeno pomocí dvojice ložisek, na mezilehlých pilířích pomocí jednoho ložiska v ose mostovky. V příčném směru je navržena konstantní šířka mostovky 4,6 m. Na opěry navazují zavěšená křídla. Je provedeno plošné založení.

Výhodou varianty je menší pracnost a jednoduchost provádění. Nevýhodou je velké rozpětí prostředního pole, což má za následek vysoké hodnoty ohybových momentů v polovině rozpětí a nad podporami. Řešením je návrh vyššího průřezu nebo zvýšení počtu předpínacích lan. Obě možnosti vedou k vyšší ceně. Další nevýhodou je umístění mezilehlých pilířů v blízkosti koryta a vzhled konstrukce, kdy z estetického hlediska konstrukce nemá velký význam.



Obrázek 6: Varianta B - podélný řez

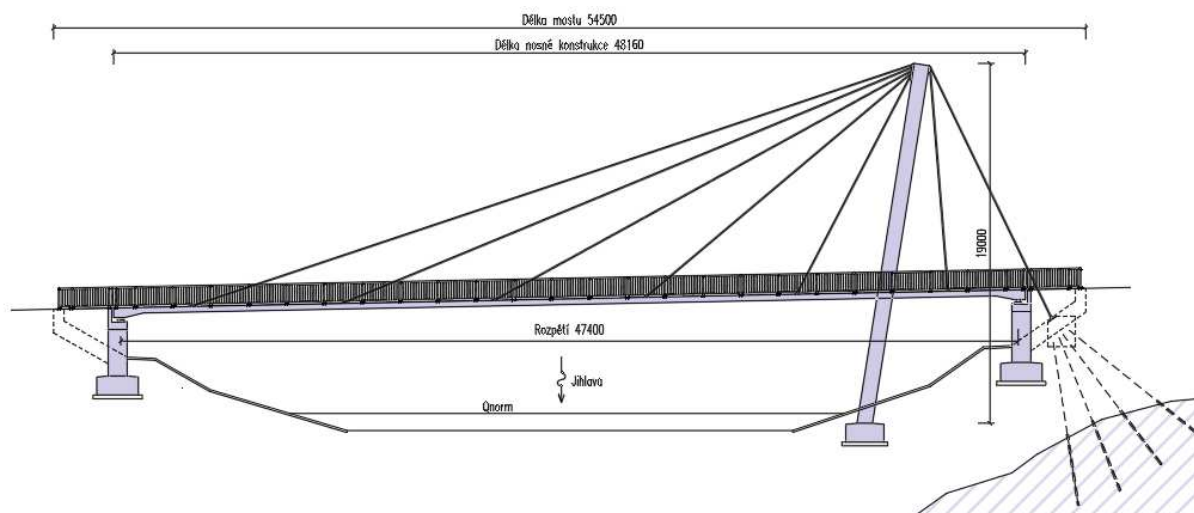


Obrázek 7: Varianta B - příčný řez

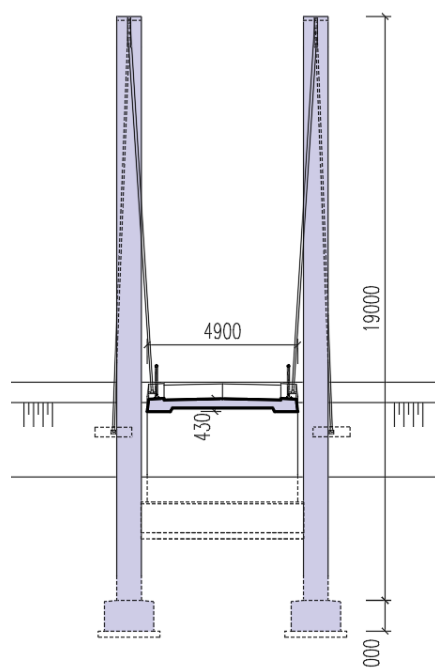
### 3.3 Varianta C

Poslední navrženou variantou je zavěšená lávka s dvojití šikmých pylonů výšky 19,0 m. Rozpětí konstrukce je 47,4 m. Lávka je tvořena předpjatou monolitickou mostovkou, která je uložena na krajních opěrách. Mostovka s konstantním podélným sklonem 2,0 % je podporována celkem dvanácti závěsy, dalšími dvěma je provedeno ukotvení pylonů do kotevních bloků. Na opěry navazují stejně jako ve variantě B zavěšená monolitická křídla. Založení konstrukce je provedeno plošně. Šířka nosné konstrukce je 4,6 m, volná šířka je 4,2 m.

Konstrukce je esteticky zajímavá a originální, ale výškou pylonů nepříznivým způsobem zasahuje do okolní krajiny. Nevýhodou je nutnost přenést značné vodorovné síly v místě ukotvení do základové půdy, z čehož plyne vyšší pořizovací cena.



Obrázek 8: Varianta C - podélný řez



Obrázek 9: Varianta C - příčný řez

### 3.4 Výsledná varianta

V souladu se zadáním práce byla pro podrobné zpracování zvolena varianta A – rámová konstrukce. Hlavní výhodou rámové konstrukce je absence ložisek a mechanických mostních závěrů. Rámová konstrukce má také nižší stavební a provozní náklady.

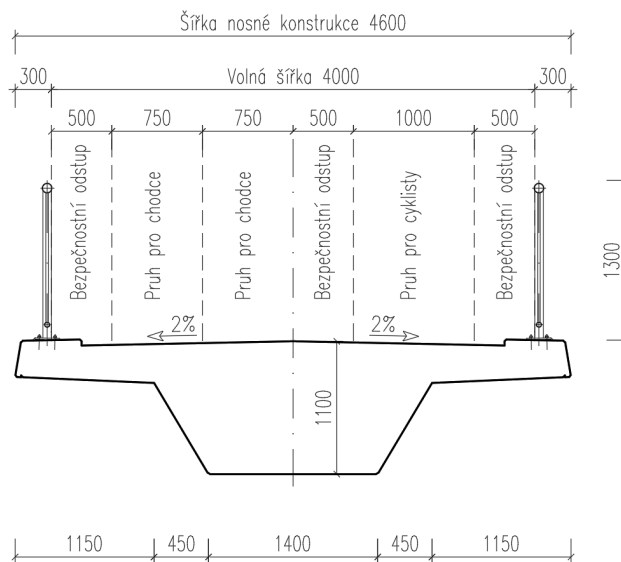
## 4 Stanovení výsledné geometrie konstrukce

Po zvolení varianty následovala volba vhodných průřezů a hledání ideální polohy a počtu předpínacích kabelů. Prvním krokem bylo stanovení příčného řezu v polovině rozpětí a v líci rámové stojky. Následovalo hledání ideální výšky parabolického náběhu tak, aby bylo dosaženo co největšího vzepětí předpínacích kabelů.

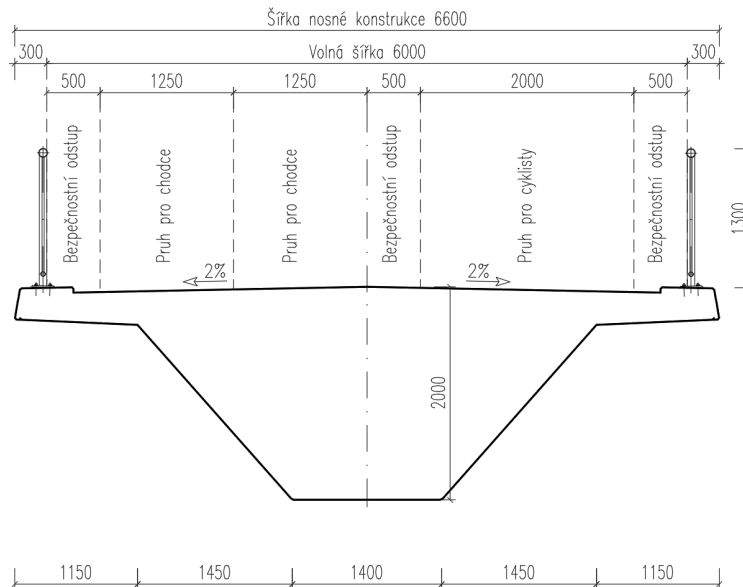
### 4.1 Rámová příčel

Horní povrch příčle má v podélném směru konstantní spád 2,0 %, dolní povrch je tvořen parabolickým náběhem. Z toho důvodu je parabolicky zakřivená i střednice. Výška náběhu v líci opěry byla volena s ohledem na dostatečnou ohybovou tuhost. Uprostřed rozpětí je výška náběhu navržena s ohledem na maximální vzepětí parabolicky zakřivených předpínacích kabelů. Bylo důležité najít vhodný kompromis mezi velkou výškou příčle z důvodu větší ohybové tuhosti a maximálních účinků předpětí a mezi malou výškou, která působí příznivě esteticky.

Z důvodu užívání lávky nejen chodci, ale i cyklisty je vytvořeno půdorysné rozšíření mostovky směrem k podporám, aby byl co nejméně narušen plynulý provoz na trase. Volná šířka konstrukce se mění z 4,0 m na 6,0 m. Je zvolena konstantní šířka dolní části náběhu 1,4 m. Současně je uvažováno konstantní vyložení konzoly 1,15 m po celé délce konstrukce.



Obrázek 10: Příčné uspořádání v polovině rozpětí

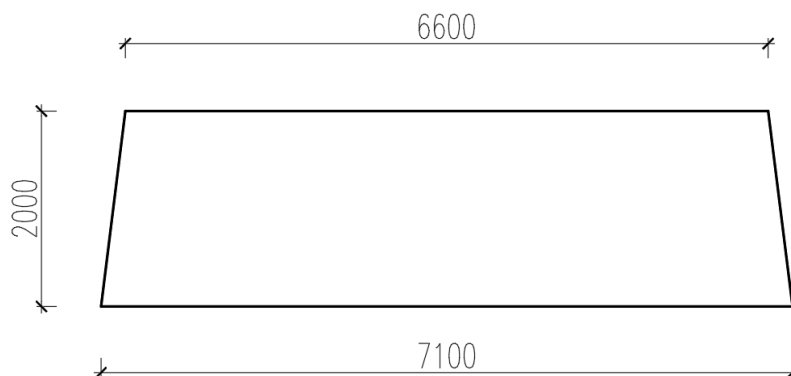


Obrázek 11: Příčné uspořádání v lici opěry

## 4.2 Rámové stojky

Výška a tvar rámových stojek má s ohledem na jejich tuhost vliv na rozložení vnitřních sil na konstrukci. Masivní rámová stojka s velkou ohybovou tuhostí v podélném směru konstrukce přebírá část zatížení z pole, nevýhodou větší tuhosti je snížení velikosti vneseného předpětí.

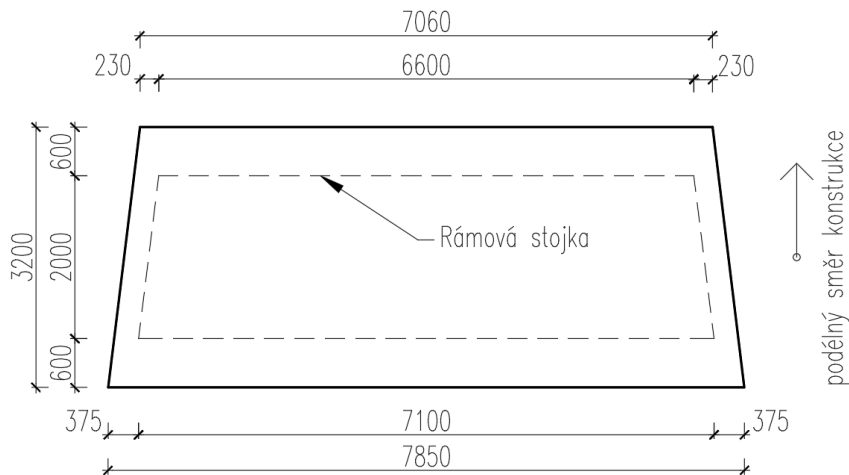
Z důvodu značně odlišné šířky mostovky v polovině rozpětí a v rámovém rohu se jevílo jako výhodné navržením rámové stojky s větší tuhostí. Po provedení návrhů s odlišnými rozměry a následném vyhodnocení jejich vlivu na rozložení sil v konstrukci byla navržena výška průřezu 2,0 m. Z důvodu plynulého přechodu mezi rámovou stojkou a navazujícími mostními křídly je navržena šířka průřezu shodná s šířkou mostovky v daném místě – mění svou šířku z 6,6 m na 7,1 m na rubu opěry.





### 4.3 Založení a spodní stavba

Vzhledem k výsledkům geotechnického průzkumu bylo zvoleno plošné založení. Zemina v úrovni základové spáry je dostatečně únosná a neumožní svislé deformace konstrukce. Pod plošný základ je dále uvažován podkladní beton tloušťky 200 mm.



Obrázek 12: Založení konstrukce

Na opěry navazují oddílatované mostní křídla s vlastním plošným základem ve stejné úrovni jako základ hlavní nosné konstrukce. Půdorysně mostní křídla navazují na rozšiřující se mostovku a plynule navazují na stávající nábrežní zeď.

### 4.4 Pružné podepření

V prvotním návrhu konstrukce bylo vzhledem k příznivým geotechnickým podmínkám zvoleno plošné založení, které bylo v modelu reprezentováno neposuvnými podporami v patě základů.

Následně byly do modelu doplněny pružné podpory reprezentující působení okolní zeminy na konstrukci, což způsobilo změnu průběhu vnitřních sil. Pevná podpora v patě byla ve vodorovném směru nahrazena podporou nižší tuhosti, která reprezentuje třecí sílu na styku konstrukce se zemínou. Ve svislém směru se tuhost podepření nezměnila, i nadále byla uvažována tuhá podpora.

Pružné působení zeminy za rubem opěry je zohledněno nelineárně působícími podporami ve vodorovném směru. Složení zpětného zásypu je uvažováno shodné s původní zemínou. Zemina na rubu opěry působí pouze při pohybu konstrukce směrem do zeminy. V opačném směru zemina nepůsobí.

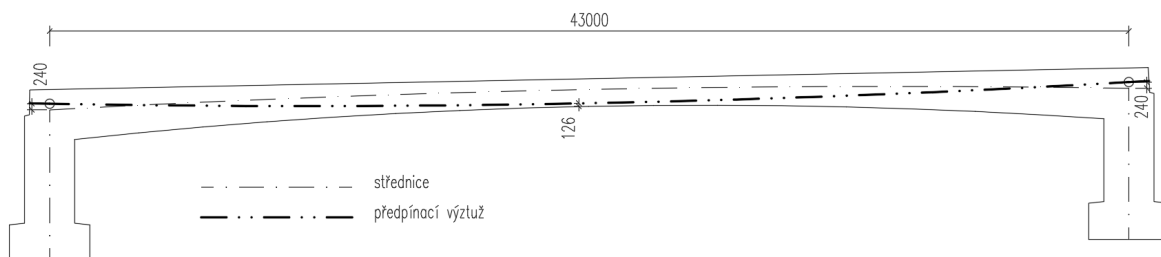
### 4.5 Předpětí

Předpětí aktivně ovlivňuje rozložení vnitřních sil v konstrukci. Účelem předpětí je vnesení dostatečné tlakové rezervy z důvodu vyloučení nebo omezení tahového namáhání betonu. Nejjednodušší způsob vnesení předpětí je pomocí předpínací výztuže, v našem případě je uvažována předpínací výztuž se soudržností.

Účinky předpětí jsou nahrazeny ekvivalentním zatížením působícím na konstrukci. Při návrhu byly postupně uvažovány rozdílné parametry a trasy kabelů a jejich kombinace. Uvažované trasy kabelů se dají rozdělit na 2 skupiny – přímé a parabolicky zakřivené.

Přímé kabely umožňují vnést do konstrukce primárně normálovou sílu, pokud je kabel trasován na excentricitě od těžiště, vzniká i ohybový moment. Při dostatečném vzepětí střednice mostovky přímý kabel vnese do konstrukce i příznivě působící ohybový moment. V našem případě vlivem malého vzepětí střednice mostovky jsou účinky od předpětí přímým kabelem nedostatečné.

Parabolicky zakřivené kabely využívají v maximální míře výhody afinní trasy kabelu vzhledem k momentovému obrazci od zatížení. Při návrhu trasy rozhodovaly tři pevné body – dva na rubu každé opěry umístěny tak, aby výslednice sil působila v jádru průřezu. Třetí pevný bod uprostřed rozpětí konstrukce byl definován polohou kabelu při dodržení minimální hodnoty krytí předpínací výztuže. Navržená trasa kabelů vychází z výše uvedených skutečností – uprostřed rozpětí je kabel umístěn co nejnižší dolním vláknům ( $c_{nom,p} + \frac{\phi}{2} = 85 + 41 = 126 \text{ mm}$ ), v místě styku střednice rámové stojky a mostovky je kabel vzdálen 240 mm od střednice. Na obou koncích paraboly je uvažována přímá část kabelu délky 0,8 m.



Obrázek 13: Schéma předpínací výztuže

Z důvodu vhodného rozmístění kotev bylo nutné upravit trasu kabelů i ve vodorovném směru, kde se osová vzdálenost kabelů mění z 282 mm v polovině rozpětí na 450 mm v kotevní oblasti.

Návrh počtu kabelů a potřebné velikosti předpínací síly vycházel z podmínky omezující vznik trhlin v taženém betonu při časté kombinaci zatížení. Odhad dlouhodobých i krátkodobých ztrát činil 10 %.

Je navrženo 5 kabelů po dvanácti lanech, celková plocha 9000 mm<sup>2</sup>.

## 5 Studie

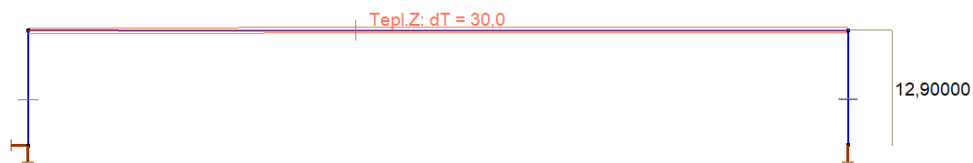
Při zpracování bakalářské práce byla zpracována krátká studie zabývající se změnou předpětí vlivem působení teploty na rámovou konstrukci.

Účinky teploty způsobují na konstrukci značné vnitřní síly. Při stanovení ztráty pružným přetvořením betonu od účinků teploty nastala otázka, jakým způsobem lze zahrnout do výpočtu vliv deformace konstrukce v místě rámového rohu na tyto ztráty.

Pro ověření byly vytvořeny dva jednoduché modely, pomocí kterých lze pochopit chování konstrukce, způsob výpočtu deformací a jejich vliv na změny předpětí.

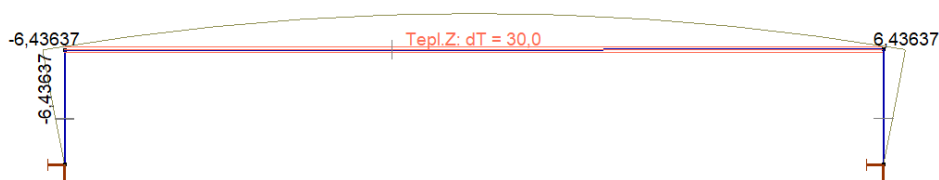
Byl vytvořeny dva shodné modely s jedním rozdílem - jeden model prostě uložený a druhý model v obou rámových stojkách podepřen neposuvnou podporou. Betonový průřez o rozměrech 1,0 x 1,0 m byl uvažován konstantní po celé délce konstrukce. Následně byly oba modely zatíženy rovnoměrnou změnou teploty  $+30,0^{\circ}\text{C}$  působící na příčel.

Při umožnění volné dilatace v konstrukci nevzniknou žádné vnitřní síly. Vlivem zajištění soudržnosti předpínací výztuže s betonem a stejného součinitele teplotní roztažnosti obou materiálů se předpínací výztuž volně roztáhne o stejnou hodnotu jako celý betonový průřez a nevznikne v ní žádné napětí.

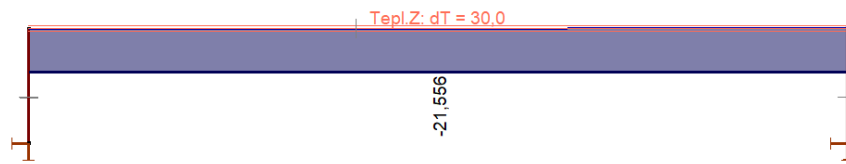


Obrázek 14: Model 1 - deformace ve směru x při umožnění volné dilatace

Při zabránění volné dilatace v patě obou rámových stojek se konstrukce taktéž deformuje, navíc v rámové příčli vznikne tlakové namáhání.



Obrázek 15: Model 2 - deformace ve směru x při zabránění volné dilatace



Obrázek 16: Normálová síla při zabránění volné dilatace

Zobrazené deformace na obou výpočtových modelech odpovídají konečné deformaci modelu. Deformace, která má vliv na změnu napětí předpínací výztuže, odpovídá „zabráněné deformaci“, tj. rozdíl deformace konstrukce při umožnění volné dilatace a deformace při zabránění volné dilatace.

- $\Delta l$  změna délky konstrukce způsobující změnu napětí předpínací výztuže = „zabráněná dilatace“
- $\Delta l_I$  změna délky konstrukce při umožnění volné dilatace
- $\Delta l_{II}$  změna délky konstrukce při zabránění volné dilatace

$$\Delta l = \Delta l_{II} - \Delta l_I = 2 \cdot 6,436369 - 12,900 = -0,027262 \text{ mm}$$

Změna napětí v předpínací výztuži od deformace konstrukce:

$$\Delta \sigma_{p,\Delta l} = \varepsilon \cdot E_p = \frac{\Delta l}{l} \cdot E_p = \frac{-0,027262}{43 \cdot 10^3} \cdot 195 \cdot 10^3 = -0,12363 \text{ MPa}$$

Což odpovídá výpočtu změny napětí od normálové síly:

$$\Delta \sigma_{p,N} = \frac{N}{A} \cdot \frac{E_p}{E_c} = \frac{-21,556}{1,000} \cdot \frac{195}{34} = -0,12363 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{p,\Delta l} = \Delta \sigma_{p,N}$$

Změna napětí v předpínací výztuži od ohybového momentu:  $\Delta \sigma_{p,M} = \frac{M}{W} \cdot \frac{E_p}{E_c}$

Z výše uvedených skutečností vyplývá, že výslednou změnu napětí předpínací výztuže vlivem teploty tedy lze vyjádřit jako  $\Delta \sigma_{p,T} = \left( \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \right) \cdot \frac{E_p}{E_c}$

## 6 Výsledné řešení

### 6.1 Geometrie a základní parametry

Počet polí	1
Rozpětí	43,0 m
Délka přemostění	41,0 m
Délka nosné konstrukce	45,0 m
Šířka nosné konstrukce - rub opěry/polovina rozpětí	7,1 / 4,6 m
Příčný sklon	střechovitý 2,0 %
Podélný sklon	2,0 %
Výška příčle líc opěry/polovina rozpětí	2,0 / 1,1 m
Šikmost	kolmá
Úhel křížení	100 g
Přemostovaná překážka	řeka Jihlava

### 6.2 Popis konstrukce

Jedná se o plošně založenou lávku pro pěší a cyklisty.

Konstrukce je tvořena dodatečně předpjatým železobetonovým rámem s příčlí proměnné výšky a šířky. Uprostřed rozpětí v ose mostu má příčel výšku 1,1 m, šířka je 4,60 m. Podélně i půdorysně se její rozměry mění, v líci opěr dosahuje výšky 2,00 m a šířky 6,6 m. Rámové stojky jsou tloušťky 2,00 m. Podrobné průřezové charakteristiky jsou uvedeny v příloze P3 - Statický výpočet.

### 6.3 Výpočtový model

Vzhledem k převažující délce konstrukce oproti její šířce byl výpočtový model vytvořen jako prutový v programu AxisVM. Veškeré prvky jsou modelovány pomocí střednice. Průřezy jednotlivých částí konstrukce byly do modelu importovány z programu AutoCAD. Plošné založení je reprezentováno neposuvnou podporou ve směru osy z, ve vodorovném směru je podpora nižší tuhosti reprezentující vliv tření. Působení zeminy za opěrou je zohledněno nelineárně působícími pružinami ve směru osy x. Při výpočtu vnitřních sil byl proveden nelineární výpočet.



Obrázek 17: Axonometrický pohled na model

## 6.4 Tuhost podepření

Tuhosti podepření byly vypočteny na základě parametrů okolních zemin a předpokladu jejich použití při tvoření zpětného zásypu.

Hloubka [m]	Mocnost [m]	Zemina	Třída	Symbol	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]
-0,4	0,4	Hlína písčítá	F3	MS	18,0
-1,3	0,9	Hlína s nízkou plasticitou	F5	ML	20,0
-3,2	1,9	Písek s příměsí jemnozrnné zeminy	S3	S-F	17,5
-5,5	2,3	Písek špatně zrněný	S2	SP	18,5
-10,0	4,5	Štěrka špatně zrněná	G2	GP	20,0

Obrázek 18: Geologický profil

Výsledné tuhosti pružin byly vypočteny pomocí vzorce:  $K_{h,i} = k_{h,i} \cdot h_i \cdot b$

$k_{hi}$  modul vodorovné reakce podloží

$h_i$  vzdorující výška vrstvy

$b$  vzdorující šířka vrstvy = 6,0 m

$k_{h,i} = \frac{E_{def}}{d}$  pro soudržné zeminy

$k_{h,i} = \frac{n_b \cdot z}{d}$  pro nesoudržné zeminy

$E_{def}$  modul deformace zeminy

$z$  mocnost nadloží do poloviny vrstvy

$d$  1,0 m

## 6.5 Materiálové charakteristiky

### Beton C35/45

Mostovka, rámové stojky

Charakteristická pevnost v tlaku  $f_{ck} = 35,0 \text{ MPa}$

Střední hodnota pevnosti v tlaku  $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 43,0 \text{ MPa}$

Charakteristická pevnost v tahu  $f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$

Dolní kvantil pevnosti v tahu  $f_{ctk 0,05} = 2,2 \text{ MPa}$

Střední hodnota modulu pružnosti  $E_{cm} = 34,0 \text{ GPa}$

Mezní poměrné přetvoření  $\varepsilon_{cu,3} = 3,5 \text{ ‰}$

$\varepsilon_{c2} = 2,0 \text{ ‰}$

$\alpha_{cc} = 0,9$

$\alpha_{ct} = 1,0$

Součinitel spolehlivosti  $\gamma_c = 1,5$

Návrhová pevnost v tlaku  $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 21,0 \text{ MPa}$

Návrhová pevnost v tahu  $f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk 0,05}}{\gamma_c} = 1,5 \text{ MPa}$

## Beton C20/25

### Základy

Charakteristická pevnost v tlaku	$f_{ck} = 20,0 \text{ MPa}$
Střední hodnota pevnosti v tlaku	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 28,0 \text{ MPa}$
Charakteristická pevnost v tahu	$f_{ctm} = 2,2 \text{ MPa}$
Dolní kvantil pevnosti v tahu	$f_{ctk\,0,05} = 1,5 \text{ MPa}$
Střední hodnota modulu pružnosti	$E_{cm} = 29,0 \text{ GPa}$
Mezní poměrné přetvoření	$\varepsilon_{cu,3} = 3,5 \text{ ‰}$ $\varepsilon_{c2} = 2,0 \text{ ‰}$ $\alpha_{cc} = 0,9$
Součinitel spolehlivosti	$\gamma_c = 1,5$
Návrhová pevnost v tlaku	$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 12,0 \text{ MPa}$
Návrhová pevnost v tahu	$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk\,0,05}}{\gamma_c} = 1,0 \text{ MPa}$

## Betonářská výztuž B500B

Charakteristická hodnota meze kluzu	$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$
Modul pružnosti	$E_s = 200,0 \text{ GPa}$
Součinitel spolehlivosti oceli	$\gamma_s = 1,15$
Návrhová hodnota meze kluzu	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434,78 \text{ MPa}$
Poměrné přetvoření na mezi kluzu	$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = 2,17 \text{ ‰}$

## Předpínací výztuž Y1860 S7-15,7-A

Charakteristická mez pevnosti	$f_{pk} = 1860,0 \text{ MPa}$
Smluvní mez kluzu	$f_{p0,1k} = 1640,0 \text{ MPa}$
Modul pružnosti	$E_p = 195,0 \text{ GPa}$
Plocha lana	$A_p = 150,0 \text{ mm}^2$
Maximální kotevní napětí	$\sigma_{p,max} = \min\{0,8f_{pk}; 0,9f_{p0,1k}\} = 1476,0 \text{ MPa}$
Maximální napětí po zakotvení	$\sigma_{pm0,max} = \min\{0,75f_{pk}; 0,9f_{p0,1k}\} =$ $= 1394,0 \text{ MPa}$
Součinitel spolehlivosti	$\gamma_p = 1,15$
Návrhová mez pevnosti	$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = 1426 \text{ MPa}$
Poměrné přetvoření na mezi pevnosti	$\varepsilon_{pd} = \frac{f_{pd}}{E_p} = 7,31 \text{ ‰}$

## 6.6 Trvanlivost a krycí vrstva

Hodnoty nominální hodnoty krycí vrstvy na různých částech konstrukce byly vypočteny v závislosti na průměru výztuže a tříd vlivu prostředí. Podrobný výpočet proveden v příloze P3 – Statický výpočet

## 7 Zatížení

### 7.1 Stálé

#### Vlastní tíha

Stálým zatížením je uvažována vlastní tíha konstrukce, která je počítána automaticky v závislosti dle zadaných průřezových charakteristik a materiálových vlastností. Ostatním stálým zatížením je definováno zatížení bezpečnostním zábradlím a zatížení přímo pochozí izolací tl. 5 mm, které je závislé na šířce nosné konstrukce.

#### Zemní tlak

Je uvažován klidový zemní tlak, pro stanovení hodnoty zatížení jsou uvažovány průměrné charakteristiky okolních zemin.

#### Předpětí

Účinky předpětí jsou nahrazeny ekvivalentním zatížením působícím na konstrukci. V mezních stavech únosnosti a použitelnosti je uvažováno v k-násobku v závislosti na krátkodobých a dlouhodobých ztrátách.

Výpočet dlouhodobých a krátkodobých ztrát je proveden ručním výpočtem v programu Excel. Z důvodu dodržení maximálního napětí ve výztuži po zakotvení bylo stanoveno kotevní napětí  $\sigma_{p,max} = 1430 \text{ MPa}$

Změny předpětí jsou počítány v řezech po vzdálenosti 2,0 m. Průměrná hodnota poměru krátkodobých ztrát ke kotevnímu napětí je 4,2 %. Dlouhodobé ztráty jsou v rozmezí 6,2 – 8,2 %



## 7.2 Proměnné

Do proměnného zatížení spadá zatížení chodci, soustředným zatížením a teplotou.

Základní hodnota pro zatížení chodci je definována jako  $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$ . Hodnotu zatížení lze redukovat pomocí vzorce  $q_{fk} = 2,0 + \frac{120}{L+30} \text{ kN/m}^2$ . Vypočtená hodnota plošného zatížení je následně vynásobena zatěžovací šířkou, která je po délce konstrukce proměnná. Zatížení obslužným vozidlem není uvažováno, po zhotovení konstrukce budou osazeny sloupky zabráňující vjezd vozidel. Pro posouzení mostovky v příčném směru je uvažováno soustředné zatížení  $Q_{f_{wk}}$ .

Teplotní zatížení nosné konstrukce můžeme rozdělit do čtyř základních složek – rovnoměrná, lineárně proměnná ve směru osy x, lineárně proměnná ve směru osy z a nelineární. Ve výpočtu uvažujeme rovnoměrné složky teploty a lineárně proměnnou ve směru osy z – dle postupu 1.

Jsou vytvořeny 4 zatěžovací stavy – rovnoměrné oteplení, rovnoměrné ochlazení, oteplení horního povrchu a oteplení dolního povrchu. Veškeré teplotní účinky působí pouze na rámové příčli, vlivem okolní zeminy se nepředpokládají výrazné teplotní změny působící na rámové stojky. Následně jsou vytvořeny kombinace zohledňující společné působení rovnoměrné a rozdílové působení složky teploty, které vstupují do výpočtu kombinací zatěžovacích stavů.

Konstrukce spadá do kategorie 3 – betonová nosná konstrukce. Počáteční teplota konstrukce je  $T_0 = 10^\circ\text{C}$ .

## 7.3 Kombinace zatížení

Kombinace zatížení pro mezní stav únosnosti a použitelnosti jsou stanoveny dle ČSN EN 1990. V mezním stavu únosnosti byly uvažovány kombinace podle rovnic 6.10a a 6.10b, v mezním stavu použitelnosti pak kombinace charakteristická, častá a kvazistálá.

Byly vytvořeny kombinace pro maximální hodnoty ohybových momentů v rámovém rohu a uprostřed rozpětí.

### 7.3.1 Mezní stav únosnosti

Rovnice 6.10a

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

$$\gamma_{Gj,sup} = 1,35$$

$$\gamma_{Gj,inf} = 1,0$$

$$\gamma_P = 1,0$$

$$\gamma_Q = 1,35, \Psi_{0,q} = 0,4$$

$$\gamma_T = 1,5, \Psi_{0,T} = 0,6$$

Rovnice 6.10b

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

$$\gamma_{Gj,sup} = 1,35$$

$$\gamma_{Gj,inf} = 1,00$$

$$\xi = 0,85$$

$$\gamma_P = 1,0$$

$$\gamma_q = 1,35, \Psi_{0,q} = 0,4$$

$$\gamma_T = 1,5, \Psi_{0,T} = 0,6$$

### 7.3.2 Mezní stav použitelnosti

Charakteristická kombinace

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

$$\Psi_{0,q} = 0,4$$

$$\Psi_{0,T} = 0,6$$

Častá kombinace

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

$$\Psi_{1,q} = 0,4$$

$$\Psi_{2,q} = 0$$

$$\Psi_{1,T} = 0,6$$

$$\Psi_{2,T} = 0,5$$

Kvazistálá kombinace

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

$$\Psi_{2,q} = 0$$

$$\Psi_{2,T} = 0,5$$

### 7.3.3 Kombinace teploty

$$\Delta T_{M,heat}(\text{nebo } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N \cdot \Delta T_{N,exp}(\text{nebo } \Delta T_{N,con})$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat}(\text{nebo } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp}(\text{nebo } \Delta T_{N,con})$$

$$\omega_N = 0,35$$

$$\omega_M = 0,75$$

## 8 Mezní stav použitelnosti

Konstrukce musí splnit podmínky po celou dobu životnosti. Je provedeno posouzení mezního stavu omezení napětí v betonu a v předpínací výztuži a omezení trhlin.

### Omezení napětí

Tlakové napětí v betonu – nadměrné hodnoty tlakového napětí mohou v konstrukci vyvolat nepříznivé jevy jako vznik podélných trhlin, rozvoj mikrotrhlin nebo nadměrné hodnoty dotvarování.

Charakteristická kombinace	$ \sigma_c^-  \leq 0,6 \cdot f_{ck}$
Kvazistálá kombinace	$ \sigma_c^-  \leq 0,45 \cdot f_{ck}$
Podmínka pro předpínací výztuž	$\sigma_{pm} \leq 0,75 \cdot f_{pk}$

### Omezení trhlin

Častá kombinace  $\sigma_c^+ < f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$

Podrobný výpočet a vyhodnocení napětí po délce konstrukce jsou zobrazeny v Příloze P3 – Statický výpočet.

## 9 Mezní stav únosnosti

Posouzení je provedeno pro mostovku i rámovou stojku.

### 9.1 Mostovka

#### 9.1.1 Ohyb

Posouzení na ohyb je provedeno ve dvou řezech – v líci opěry a v polovině rozpětí. Pro oba řezy je uvažována kombinace zatížení, která vyvodí maximální ohybový moment v daném místě.

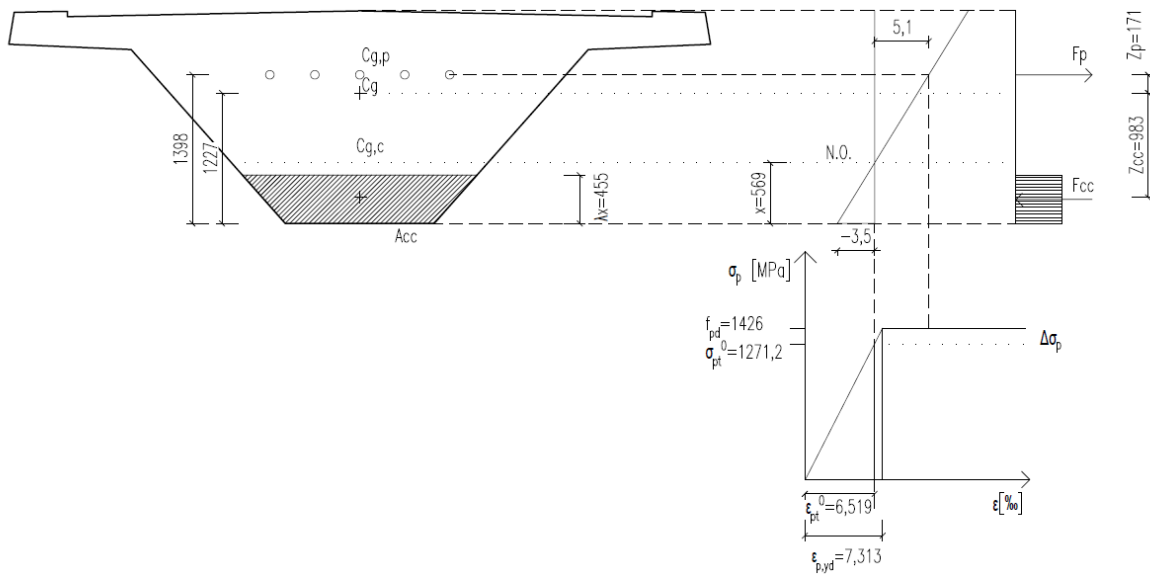
Účinek od předpínací výztuže je dostatečný, z toho důvodu je proveden návrh betonářské výztuže dle konstrukčních zásad.

Posouzení v  $x = 1,0$  m

$$M_{Ed} = 13772,4 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 17186,2 \text{ kNm} > M_{Ed} = 13766,1 \text{ kNm}$$

**VYHOVUJE**



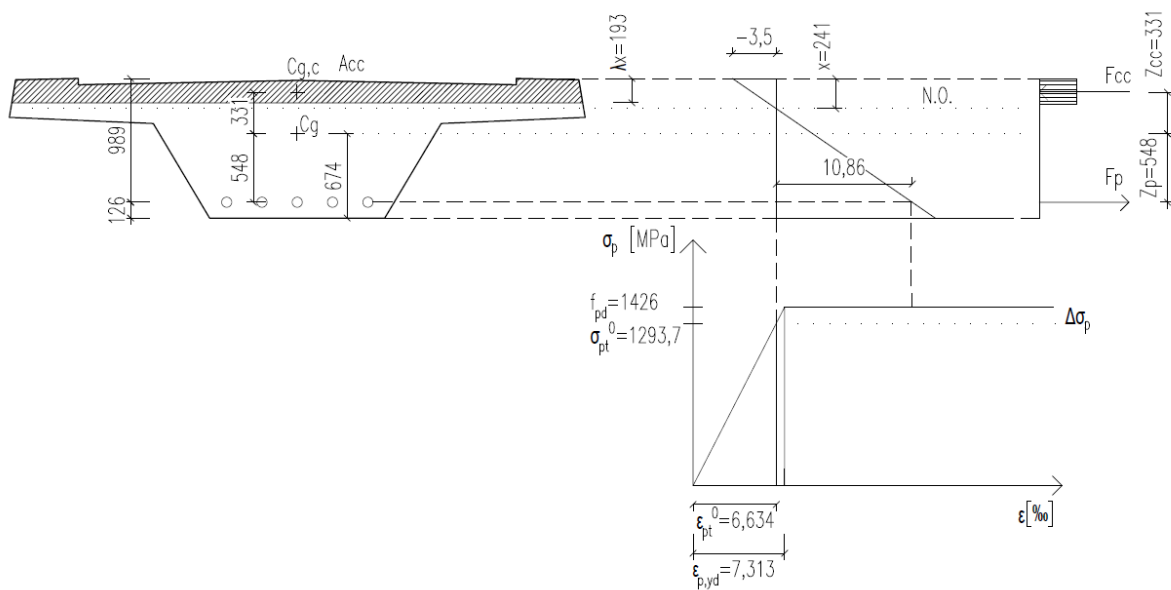
Obrázek 19: Průběh napětí v  $x = 1,0$  m

Posouzení v  $x = 21,5$  m

$$M_{Ed} = 4780,4 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 5907,5 \text{ kNm} > M_{Ed} = 4780,4 \text{ kNm}$$

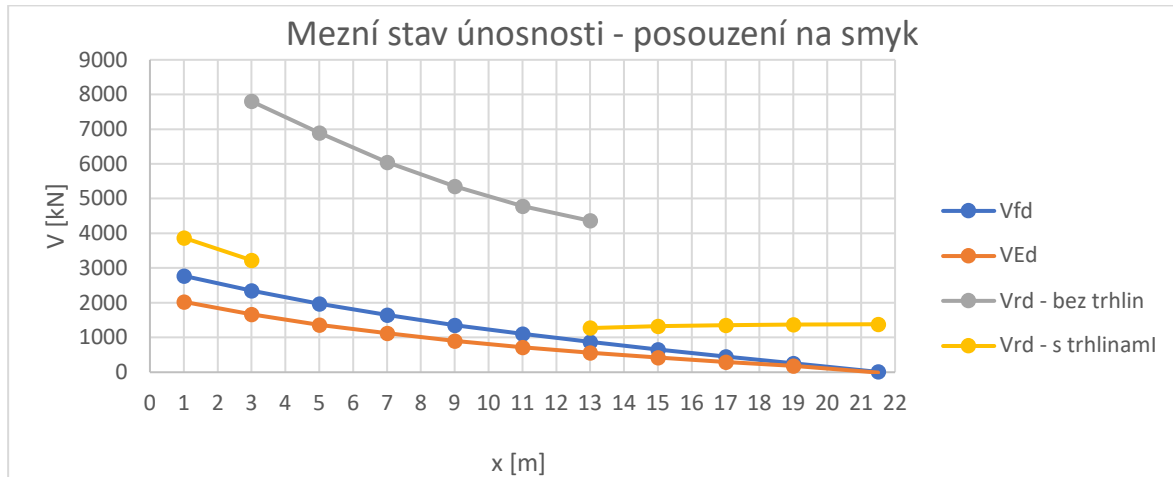
**VYHOVUJE**



Obrázek 20: Průběh napětí v  $x = 21,5$  m

## 9.1.2 Smyk

Předpínací výztuž má příznivý vliv na namáhání posouvající silou. V závislosti na tahové pevnosti betonu je rámová příčel rozdělena na části s a bez trhlin. Po celé délce příčle je únosnost bez smykové výztuže dostatečná, z tohoto důvodu je navržena konstrukční smyková výztuž.



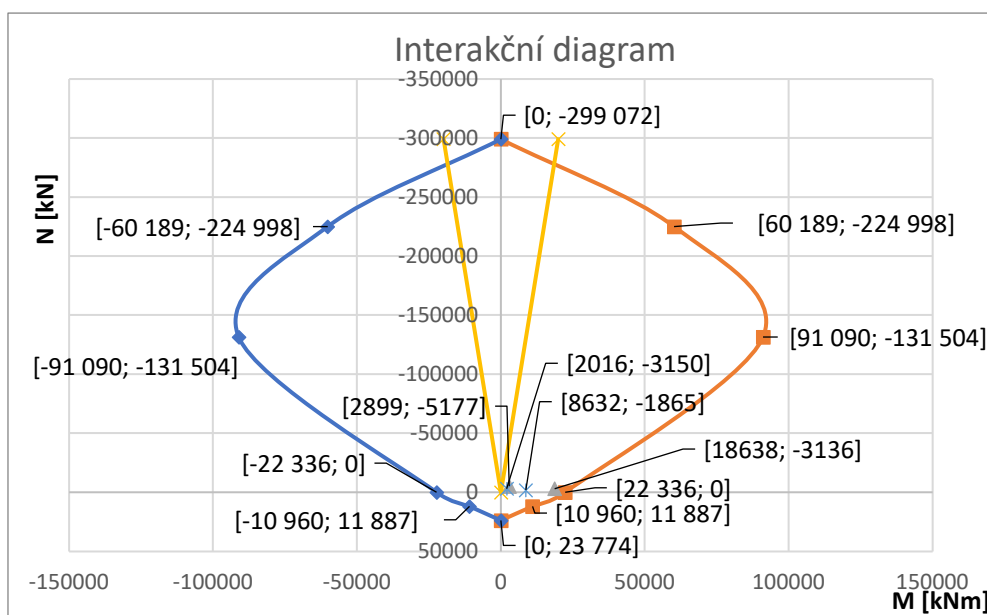
Obrázek 21: Posouzení smykové únosnosti

## 9.2 Rámová stojka

### 9.2.1 Kombinace N+M

Pro ověření únosnosti rámové stojky na kombinaci ohybového momentu a normálové síly byl proveden interakční diagram. Návrhové hodnoty zatížení jsou uvažovány ve dvou řezech – v rámovém rohu a v patě rámové stojky. Jsou posouzeny dvě kombinace zatížení vyvolující maximální ohybový moment a minimální normálovou sílu.

Navržená betonářská výztuž  $\varnothing 32/200$ .



Obrázek 22: Interakční diagram

### 9.2.2 Posouvající síla

Byla určena kombinace zatížení vyvolující maximální posouvající sílu v rámové stojce  $V_{Ed,max} = 5741,9 \text{ kN}$  a následně byl proveden výpočet smykové únosnosti betonu.

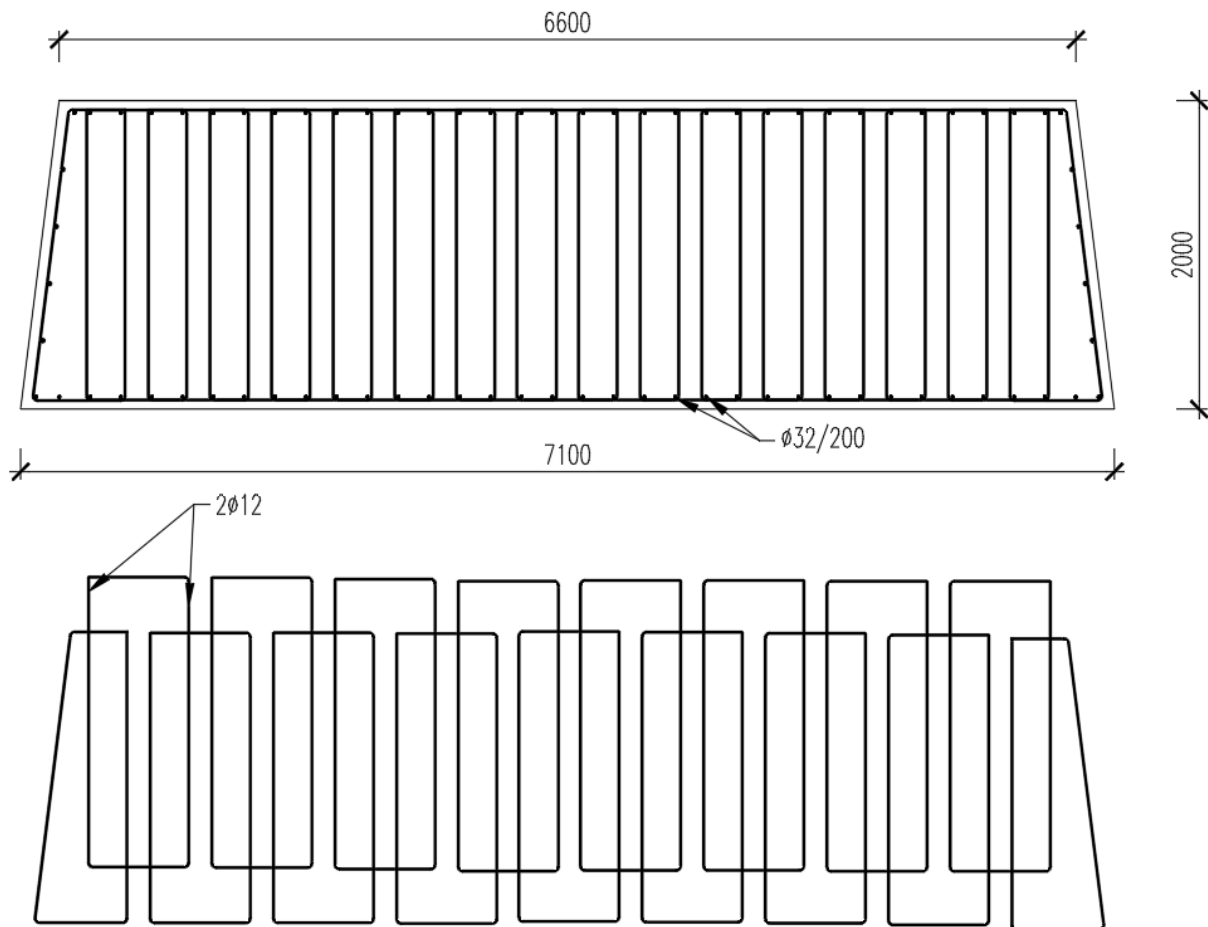
$$V_{Rd,c} = 3997,0 \text{ kN} < V_{Ed} = 5741,9 \text{ kN}.$$

NEVYHOVUJE

Z toho důvodu jsou navrženy uzavřené třmínky  $2\phi 12$ . Celkem 34 větvi, osová vzdálenost větvi  $s_t = 0,200 \text{ m}$ .

$$V_{Rd,s} = 7224,6 \text{ kN} > V_{Ed} = 5741,9 \text{ kN}$$

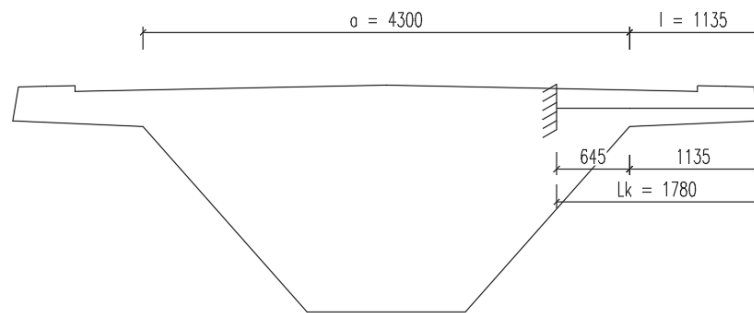
VYHOVUJE



Obrázek 23: Schéma vyztužení rámové stojky

## 10 Posouzení v příčném směru

Jako statický model je uvažována konzola délky 1,78 m. Je uvažováno zatížení vlastní tíhou a ostatním stálým zatížením. Jako proměnné zatížení je uvažováno plošné zatížení o stejné intenzitě jako v podélném směru a soustředné zatížení  $Q_{f_{wk}}$ . Z důvodu zamezení vjezdu vozidel se uvažuje  $Q_{f_{wk}} = 2 \text{ kN}$  působící na ploše  $0,1 \times 0,1 \text{ m}$ .



Obrázek 24: Posouzení v příčném směru - délka konzoly

Jsou provedeny kombinace zatížení dle rovnic 6.10a, 6.10b a provedeno ověření ohybové a smykové únosnosti. Navržená příčná výztuž u horního povrchu mostovky  $\emptyset 12/200$ .

## 11 Kotevní oblast

Jsou navrženy kotvy VSL – E - 12. Posouzení kotevní oblasti se skládá z posouzení betonu v soustředném tlaku pod jednotlivými kotvami, dílčích oblastí pod každou kotvou a globální oblasti. Na tahové účinky pod každou kotvou je navržena spirála dle doporučení výrobce  $\emptyset 16 - 7$  závitů. V globální oblasti je ve svislém směru navrženo 42  $\emptyset 20$ , ve vodorovném směru 26  $\emptyset 20$ .

Výpočty a rozmístění betonářské výztuže jsou uvedeny v příloze P3 – Statický výpočet

## 12 Závěr

Cílem bakalářské práce byl návrh a statické posouzení lávky pro pěší přes řeku Jihlavu. V prvotním kroku byly navrženy 3 staticky a vzhledově odlišné varianty, z nichž pro podrobné zpracování byla vybrána varianta A – rámová konstrukce. Výpočtový model byl vytvořen v programu AxisVM. Konstrukce vyhovuje požadavkům na mezní stav únosnosti a použitelnosti po celou dobu životnosti. Ke zvolené variantě byl zpracován statický výpočet, výkresová dokumentace a vizualizace.

## 13 Použité zdroje

- [1] NEČAS, Radim, Jan KOLÁČEK a Josef PANÁČEK. *BL12 - Betonové mosty I: zásady navrhování*. Brno: Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, 2014. Studijní opory pro studijní programy s prezenční formou studia. ISBN 978-80-214-4979-4.
- [2] ZICH, Miloš. *Příklady posouzení betonových prvků dle eurokódů*. Praha: Dashöfer, 2010. ISBN 978-80-86897-38-7.
- [3] ČSN 73 6201 Projektování mostních objektů. ČNI, Praha, 2008
- [4] ČSN EN 1991-1-5 *Zatížení konstrukcí. Obecná zatížení - zatížení teplotou*. ČNI, Praha, 2005
- [5] ČSN EN 1992-1-1. Eurokód 2: navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. ČNI, Praha, 2011
- [6] MASOPUST, Jan a Věra GLISNÍKOVÁ. *Zakládání staveb: modul M01 : zakládání staveb*. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2007. Studijní opory pro studijní programy s kombinovanou formou studia. ISBN 978-80-7204-538-9.
- [7] Politika jakosti pozemních komunikací: Vzorové listy a technické podmínky [online]. [cit. 2020-05-21]. Dostupné z: <http://www.pjpk.cz>
- [8] Mechanika hornin a zemin – podklady k přednáškám [online]. [cit. 2020-05-21]. Dostupné z: <http://www.geotechnici.cz/wp-content/uploads/2012/08/MHZ-03.pdf>
- [9] VSL Post tensioning solutions EN [online]. [cit. 2020-05-21]. Dostupné z: <http://www.vsl.cz/brozury>
- [10] ETA 06/0006 (VSL Post-Tensioning System) [online]. [cit. 2020-05-21]. Dostupné z: <http://www.vsl.cz/brozury>



## 14 Seznam příloh

### P1 - Podklady, studie a vizualizace

P1.01	PODKLADY
P1.02	VARIANTA A
P1.03	VARIANTA B
P1.04	VARIANTA C
P1.05	VIZUALIZACE

### P2 - Přehledné a podrobné výkresy

P2.01	PŮDORYS
P2.02	PODÉLNÝ ŘEZ
P2.03	PŘÍČNÝ ŘEZ B-B
P2.04	PŘÍČNÝ ŘEZ V LÍCI OP1
P2.05	PŘÍČNÝ ŘEZ V LÍCI OP2
P2.06	VÝKRES BETONÁŘSKÉ VÝZTUŽE
P2.07	VÝKRES PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽE

### P3 - Statický výpočet

## 15 Seznam obrázků

Obrázek 1: Původní terén - půdorys .....	10
Obrázek 2: Původní terén - podélný profil.....	11
Obrázek 3: Geologický průzkum.....	11
Obrázek 4: Varianta A - podélný řez.....	12
Obrázek 5: Varianta A - příčný řez v polovině rozpětí.....	12
Obrázek 6: Varianta B - podélný řez.....	13
Obrázek 7: Varianta B - příčný řez .....	13
Obrázek 8: Varianta C - podélný řez.....	14
Obrázek 9: Varianta C - příčný řez .....	14
Obrázek 10: Příčné uspořádání v polovině rozpětí.....	15
Obrázek 11: Příčné uspořádání v líci opěry .....	16
Obrázek 12: Založení konstrukce .....	17
Obrázek 13: Schéma předpínací výztuže .....	18
Obrázek 14: Model 1 - deformace ve směru x při umožnění volné dilatace .....	19
Obrázek 15: Model 2 - deformace ve směru x při zabránění volné dilatace .....	19
Obrázek 16: Normálová síla při zabránění volné dilatace.....	20
Obrázek 17: Axonometrický pohled na model.....	21
Obrázek 18: Geologický profil.....	22
Obrázek 19: Průběh napětí v $x = 1,0$ m .....	28
Obrázek 20: Průběh napětí v $x = 21,5$ m .....	28
Obrázek 21: Posouzení smykové únosnosti .....	29
Obrázek 22: Interakční diagram .....	29
Obrázek 23: Schéma vyztužení rámové stojky .....	30
Obrázek 24: Posouzení v příčném směru - délka konzoly.....	31