

VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH
KONSTRUKCÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

DESKOVÝ MOST S FRP VÝZTUŽÍ

SLAB BRIDGE WITH FRP REINFORCEMENT

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE
BACHELOR'S THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

MAREK PARAVAN

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

Ing. JOSEF PANÁČEK

BRNO 2016



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	Marek Paravan
Název	Deskový most s FRP výztuží
Vedoucí bakalářské práce	Ing. Josef Panáček
Datum zadání bakalářské práce	30. 11. 2015
Datum odevzdání bakalářské práce	27. 5. 2016

V Brně dne 30. 11. 2015

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

.....
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA
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

Oproti stávajícímu mostnímu objektu zpracujte dvě až tři studie pro nový most včetně jejich zhodnocení.

V práci se zaměřte na návrh železobetonové deskové konstrukce vyztužené FRP výztuží.

Můžete provést porovnání s betonářskou výztuží. Most navrhnete přímý včetně navazující silnice.

Dimenzování proveďte dle doporučené literatury a v rozsahu stanoveném vedoucím práce.

Ostatní úpravy provádějte pouze s vědomím 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/diplomové práce

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

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

.....

Ing. Josef Panáček
Vedoucí bakalářské práce

Abstrakt

Bakalářská práce se zabývá návrhem nového deskového mostu přes řeku Svitavu. Vyztužení nosné mostní konstrukce s délkou 12,89 m a plným obdélníkovým průřezem je provedeno FRP pruty a porovnáno s nepředepjatou ocelovou výztuží. Účinky zatížení jsou vypočteny pomocí programu SCIA Engineer 14 a výsledky srovnány s ručním výpočtem. Nosná konstrukce je posouzena na mezní stavy únosnosti a použitelnosti podle ČSN EN 1992-1-1, ČSN EN 1992-2 a fib TG 9.3.

Klíčová slova

Deskový most, zatížení dopravou, beton, FRP výztuž, mezní stav únosnosti, mezní stav použitelnosti

Abstract

The Bachelor's thesis deals with a design of a new slab bridge over the Svitava river. As a reinforcement for load-carrying construction with the length of 12,89 m and a full rectangle cross section FRP bars were used and compared with nonprestressed steel. The calculation of load effects is solved by Scia Engineer 14 and results are checked manually. The load-carrying construction is assessed for the ultimate limit state and the serviceability limit state according to ČSN EN 1992-1-1, ČSN EN 1992-2 and technical report fib TG 9.3.

Keywords

Slab bridge, traffic load, concrete, FRP reinforcement, ultimate limit state, serviceability limit state

Bibliografická citace VŠKP

PARAVAN, M. *Deskový most s FRP výztuží*. Brno, 2016. 36 s., 98 s. příl. Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí práce Ing. Josef Panáček.

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci zpracoval samostatně a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 27.5.2016

.....
podpis autora
Marek Paravan

Poděkování:

Chtěl bych touto cestou poděkovat mému vedoucímu, panu Ing. Josefu Panáčkovi za odbornou pomoc při tvorbě bakalářské práce a za veškeré materiály a informace, které mi poskytl.



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH
KONSTRUKCÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

DESKOVÝ MOST S FRP VÝZTUŽÍ

PRŮVODNÍ ZPRÁVA

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE
BACHELOR'S THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

MAREK PARAVAN

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

Ing. JOSEF PANÁČEK

BRNO 2016

OBSAH

1.	ÚVOD.....	3
2.	STUDIE NÁVRHU MOSTU.....	4
2.1	Varianta č.1 - Obdélníková deska.....	4
2.2	Varianta č.2 - Lichoběžníková deska.....	4
2.3	Varianta č.3 - T93 spřažené nosníky.....	5
3.	NÁVRH MOSTNÍ KONSTRUKCE.....	5
3.1	Všeobecná část.....	5
3.1.1	Identifikační údaje mostu.....	5
3.1.2	Údaje o křížení.....	5
3.1.3	Hlavní parametry mostu.....	6
3.1.4	Umístění mostu.....	6
3.2	Stavebně technické řešení.....	6
3.2.1	Podélné uspořádání mostu.....	6
3.2.2	Příčné uspořádání mostu.....	7
3.3	Statické řešení.....	8
3.4	Srovnání s metodou spolupůsobící šířky.....	8
3.5	Založení mostu a spodní stavba.....	9
3.6	Nosná konstrukce.....	9
3.7	Příslušenství a vybavení mostu.....	9
3.7.1	Uložení.....	9
3.7.2	Mostní závěr.....	9
3.7.3	Vozovka.....	10
3.7.4	Mostní římsy.....	10
3.7.5	Záchytná zařízení.....	10
3.7.6	Odvodnění.....	10
3.8	Výstavba.....	11
3.8.1	Postup výstavby.....	11
3.8.2	Časový harmonogram výstavby.....	11
4.	MATERIÁL.....	12
4.1	FRP výztuž obecně.....	12
4.2	Vlastnosti základních materiálů.....	12
4.3	Výsledný kompozit.....	13
4.4	Vlastnosti FRP výztuží.....	14
4.4.1	Fyzikální vlastnosti.....	14
4.4.2	Mechanické vlastnosti.....	14
4.4.3	Chemické vlastnosti.....	15
5.	DIMENZOVÁNÍ - MSÚ.....	16
5.1	Vnitřní síly pro dimenzování.....	16
5.2	Dimenzování na ohyb.....	17
5.3	Dimenzování na smyk.....	18

6.	POSOUZENÍ - MSP.....	20
6.1	Omezení napětí.....	20
6.2	Stanovení šířky trhlin.....	21
6.3	Omezení přetvoření - průhyb.....	21
7.	CENA FRP VÝZTUŽE.....	24
8.	ZÁVĚR.....	25
9.	SEZNAM ČÍSLOVANÝCH OBRÁZKŮ.....	26
10.	SEZNAM ČÍSLOVANÝCH TABULEK.....	26
11.	SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ.....	27
12.	SEZNAM PŘÍLOH.....	28

1. ÚVOD

Úkolem této bakalářské práce je návrh nosné konstrukce silničního mostu o jednom poli, převádějící pozemní komunikaci přes řeku Svitavu. Most je umístěn na spojnicí pozemní komunikace první třídy I/43 a pozemní komunikace třetí třídy III/3656 na severním okraji obce Letovice. Vypracovány byly dvě studie návrhu geometrie nosné konstrukce, přičemž pro zvolenou variantu byl zhotoven posudek pro dvě materiálově rozdílná vyztužení, čímž se dosáhne funkčního srovnání navržené FRP výztuže s nepředepjatou výztuží ocelovou.

Mostní konstrukce bude zatížena zvolenými modely zatížení podle ČSN EN 1991-2: Zatížení mostů dopravou. Výpočet vnitřních sil a přetvoření bude proveden softwarově prostřednictvím programu SCIA Engineer 14. Statický výpočet pro konstrukci vyztuženou ocelovou výztuží je proveden podle norem ČSN EN 1992-1-1: Navrhování betonových konstrukcí - Obecná pravidla a ČSN EN 1992-2: Navrhování betonových konstrukcí - Betonové mosty. Pro nosnou konstrukci vyztuženou FRP výztuží v současnosti neexistuje norma, která by navazovala na kostru Eurokódů. Proto budou ke statickému výpočtu a posouzení použita návrhová doporučení z technical report FIB bulletin 2007 zpracovaný pracovní skupinou TG 9.3, v němž uvedené vztahy úzce spolupracují s EC2. Návrh spodní stavby, ložisek a mostního závěru bude proveden pouze konstrukčně bez výpočtu.

Cílem této práce bude návrh a posouzení nosné betonové konstrukce vyztužené FRP pruty na mezní stavy únosnosti a použitelnosti. Podrobné výpočty FRP výztuže a výpočty pro srovnání s ocelovou výztuží doloženy v příloze P3 Statický výpočet.

2. STUDIE NÁVRHU MOSTU

V rámci této bakalářské práce byly zhotoveny tři studie návrhu nosné konstrukce, z kterých byla následně vybrána jedna varianta, pro kterou bude zpracován návrh a její posouzení. Studie návrhu vycházejí ze stávajícího stavu mostního objektu. Pro účely bakalářské práce byl ve studiích měněn tvar nosné konstrukce a upravovány opěry s uložením. Stávající nosná konstrukce se sestává ze spřažené monolitické desky a předem předepjatých nosníků délky 12,2 m. Uložení je provedeno pomocí vrubového kloubu. Ve všech třech studiích bylo uvažováno s uložením nosné konstrukce pomocí elastomerových ložisek a s vybudováním závěrné zídky o šířce 300 mm. Tímto se změnilo i rozpětí a délka mostní konstrukce, jejichž hodnoty jsou pro všechny studie totožné. Tvarem křídel se studie ani bakalářská práce nezabývají, proto jejich uspořádání bude převzato ze stávajícího stavu. V první studii návrhu mostu se jedná o deskový most plného obdélníkového průřezu z betonu vyztuženého FRP pruty, v druhé o deskový most lichoběžníkového průřezu s příčnicí na jeho koncích pro jednodušší uložení pomocí ložisek, který bude taktéž zhotoven z betonu vyztuženého FRP pruty. Třetí studie zobrazuje mostní konstrukci provedenou z prefabrikovaných nosníků T93 spřažených s betonovou deskou. Jelikož most bude vyztužen FRP výztuží, bude volena desková nosná konstrukce. Při výběru tvaru bylo nejdůležitějším faktorem co nejefektivnější a technicky nejpřesnější řešení, proto byla zvolena varianta č.1, tj. desková mostní konstrukce s plným obdélníkovým průřezem.

2.1. VARIANTA Č.1 - OBDÉLNÍKOVÁ DESKA

Šířka betonové desky byla ponechána z původního stavu, tj. 4,9 m. Délka nosné konstrukce bude 12,89 m, výška je proměnlivá podle příčného sklonu komunikace a příčného vypádování říms do úžlabí, v ose příčného řezu dosahuje hodnoty 750 mm. Příčný sklon komunikace byl navrhnut střechovitý ve sklonu 2,5% na obě strany od osy mostu a vypádování říms do úžlabí je provedeno ve 4% sklonu. Deska je uložena na obou opěrách pomocí dvou elastomerových ložisek, jejichž osová vzdálenost je 4 m. Výhodou této varianty je menší pracnost provedení díky rovnému spodnímu okraji desky a provádění příčnic jako skrytých. Nevýhodou je větší spotřeba materiálu, která ale nebude mít takový vliv, jelikož mostní konstrukce není příliš dlouhá. Navíc při vyztužení FRP pruty nebude mít spotřeba betonu na ekonomičnost zase takový vliv, jelikož výztuž je obecně několikrát dražší než ocelová.

2.2. VARIANTA Č.2 - LICHOBĚŽNÍKOVÁ DESKA

Lichoběžníková deska má podseknuté okraje pod římsami. Výška desky v příčném řezu v ose komunikace dosahuje také hodnoty 750 mm. Podseknutí bylo uvažováno výškově hodnotou 450 mm od spodního líce desky a hodnotou 1000 mm od každého okraje desky. Nepodseknutý podhled bude mít tudíž rozměr 2,9 m. V místě uložení na obou opěrách bude na konci desky zbudován příčník o šířce 1 m. Ostatními parametry v příčném uspořádání ani v uložení se studie neliší od varianty č.1 - obdélníkové desky. Výhodou této varianty oproti obdélníkové desce s rovným podhledem je větší úspora betonu. Nevýhodou je větší

pracnost při zhotovení, budování úložných příčníků zvláště a složitější dimenzování FRP výztuže.

2.3. VARIANTA Č.3 - T93 SPŘAŽENÉ NOSNÍKY

Nosná konstrukce je tvořena třemi prefabrikovanými nosníky T93 spřaženými s betonovou deskou výšky 220 mm. Délka nosníků je 11,200 m a na jejich koncích je zhotoven příčník délky 845 mm. Osová vzdálenost nosníků T93 je 1633 mm a osa krajních příčnicku od okraje desky 817 mm. Šířka stojiny je 500 mm a její celková výška 650 mm, z čehož je 525 mm výška přímá, po které následuje náběh. Horní povrch desky je upraven stejným způsobem jako u varianty č.1 a varianty č.2. Uložení je provedeno taktéž stejně jako u předchozích variant pomocí elastomerových ložisek. Výhoda prefabrikované mostní konstrukce z nosníků je hlavně přesnost a rychlé zhotovení, proto se hodí spíše na mosty větších rozpětí. Nevýhodou je větší konstrukční výška oproti deskovým konstrukcím.

3. NÁVRH MOSTNÍ KONSTRUKCE

Pro návrh byla zvolena varianta č.1 - deskový most s plným obdélníkovým průřezem.

3.1. VŠEOBECNÁ ČÁST

3.1.1. IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE MOSTU

Stavba:	FRP most přes řeku Svitavu
Projektant:	Marek Paravan
Lokalita:	Letovice, ul. U Mlýna
Kraj:	Jihomoravský
Obec:	Letovice
Katastrální území:	Letovice
Objednatel:	Ředitelství silnic a dálnic ČR Čerčanská, 2023/12, Praha 4, PSČ 140 00
Investor:	Ředitelství silnic a dálnic ČR Čerčanská, 2023/12, Praha 4, PSČ 140 00
Nadřízený orgán:	Ministerstvo dopravy ČR nábř. L. Svobody, 1222/12, Praha 1, PSČ 110 15
Správce mostu:	Město Letovice

3.1.2. ÚDAJE O KŘÍŽENÍ

Úhel křížení:	90°
Volná výška pod mostem:	2,190 m

3.1.3. HLAVNÍ PARAMETRY MOSTU

Délka mostu:	19,830 m
Délka přemostění:	11,000 m
Šikmost mostu:	kolmý (90°)
Délka nosné konstrukce:	12,890 m
Volná šířka mostu:	5,000 m
Šířka mezi zvýšenými obrubami:	4,000 m
Šířka mostu:	5,600 m
Šířka vozovky:	4,000 m
Stavební výška:	0,860 m
Zatížení mostu:	2. skupina pozemních komunikací

3.1.4. UMÍSTĚNÍ MOSTU

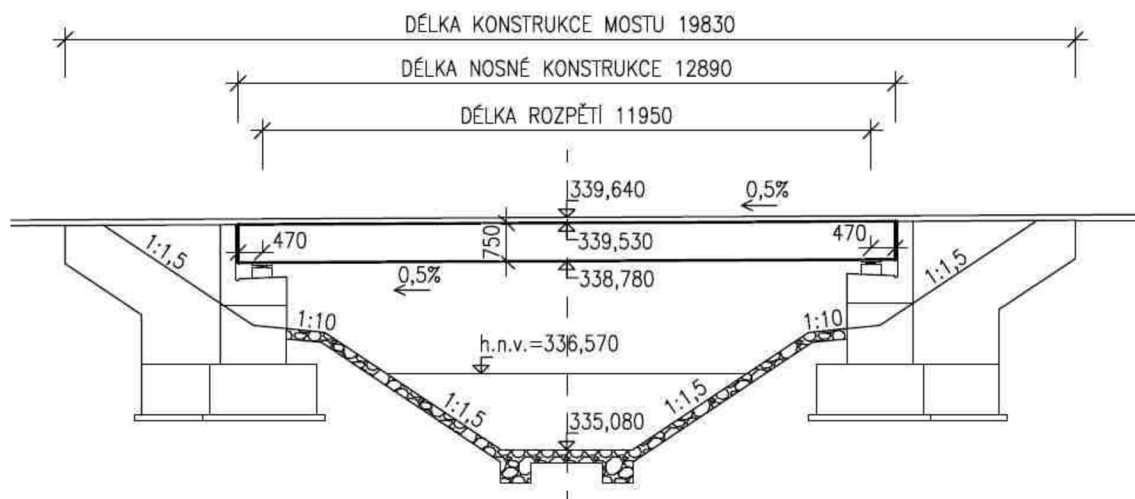
Most je umístěn na spojnici pozemní komunikace první třídy I/43 a pozemní komunikace třetí třídy III/3656 na severním okraji obce Letovice a převádí pozemní komunikaci přes řeku Svitavu. Převáděná komunikace S4,0/30 se nachází v přímé a niveleta je v místě křížení po celé délce mostu v konstantním spádu 0,5%. Příčný sklon vozovky je střechovitý ve sklonu 2,5% oboustranně.

3.2. STAVEBNĚ TECHNICKÉ ŘEŠENÍ

Z navržených variant řešení přemostění bude díky navrhování FRP výztuže a jejímu přesnému technologickému provedení výstavby vybrána varianta A. Hlavní nosná konstrukce bude tudíž tvořena obdélníkovou deskou o jednom poli, která bude na každé straně podepřena dvěma elastomerovými mostními ložisky SVP MOSTY 200x400. Rozpětí mostu zvětšeno na $L = 11,950$ m, jelikož oproti původnímu stavu bude navržena závěrná zídka. Délka nosné konstrukce bude 12,890 m. Výška desky h je určena z poměru tloušťky ku rozpětí ($1/18 \sim 1/15$) $\times L$ a v ose komunikace dosahuje výšky $h = 750$ mm, v místech úžlabí 705 mm. Pro účely bakalářské práce bude komunikace a osa mostu napřímena, přičemž příčný sklon bude zvolen střechovitý. Tloušťka desky se mění s příčným sklonem, proto při modelování v softwaru a výpočtu bude uvažována jako $h = 725$ mm.

3.2.1. PODÉLNÉ USPOŘÁDÁNÍ MOSTU

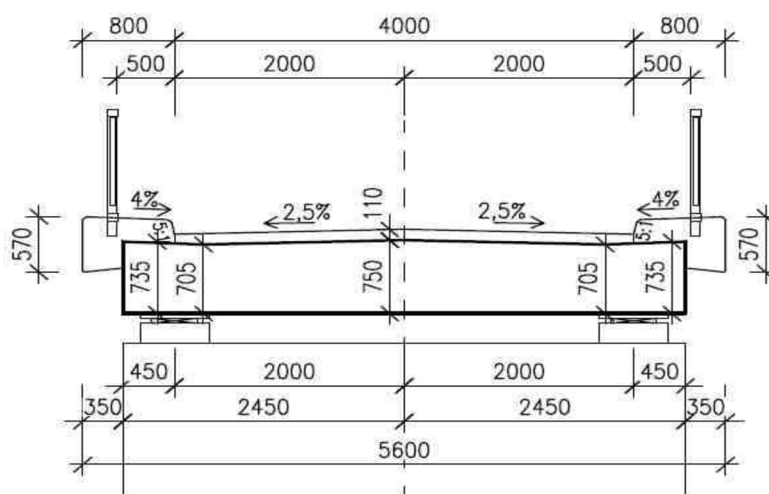
Mostní konstrukcí je zajištěno převedení pozemní komunikace přes řeku. Podélný sklon nivelety mostu ponechán totožný s původním stavem na hodnotě 0,5%. Délka mostu bude 19,830 m a světlost mostu 11,000 m. Vzdálenost ložisek od okrajů desky je 470 mm.



Obrázek 1: Schematický podélný řez

3.2.2. PŘÍČNÉ USPOŘÁDÁNÍ MOSTU

Po mostě je převáděna veřejně přístupná účelová pozemní komunikace kategorie S4,0/30 přes řeku. Volná šířka na mostě je tudíž 4,0 m. Příčný sklon bude navržen střechovitý ve sklonu 2,5% klesající od osy mostu na obě strany. Po obou krajích vozovky se nacházejí monolitické betonové římsy šířky 0,80 m s přesahem 350 mm, na kterých bude zřízeno ocelové zábradlí v odstupech 0,50 m od obrubníku pozemní komunikace. Výška vrchní hrany římsy nad vozovkou po obou stranách mostu je navržena hodnotou 0,15 m. Nosná konstrukce má šířku 4,9 m a celková šířka i s římsami 5,6 m. Horní povrch desky je vyspádovaný podle sklonu vozovky a říms do úžlabí. Největší výška 750 mm je v ose komunikace, která je díky symetrii příčného řešení také osou nosné konstrukce. V úžlabích je výška desky dána hodnotou 705 mm a na okrajích 735 mm. Deska je osazena obou opěrách na dvou elastomerových ložiscích SVP Mosty 200x400. Osová vzdálenost ložisek je 4 m a vzdálenost osy ložiska od okraje nosné konstrukce 450 mm na obou opěrách. Elastomerová ložiska jsou osazena na podložiskových blocích.



Obrázek 2: Schematický příčný řez

3.3. STATICKÉ ŘEŠENÍ

Výpočet vnitřních sil byl proveden softwarově v programu SCIA Engineer 14. Konstrukce byla namodelována jako 2D izotropní deska s převislými okraji o rozměrech středního pole 11,95 x 4,9 m a převislým okrajem 0,47 x 4,9 m na každé straně za osou ložisek. Tloušťka desky byla vypočítána na základě rovnosti průřezových ploch skutečné deskové konstrukce a idealizované obdélníkové desky o konstantní tloušťce a vyšla 725 mm. Statický model byl podepřen kloubově v místě ložisek, přičemž v každém bodě podepření odebrán různý počet stupňů volnosti. Na desce byly dále vymodelovány jednotlivé zatěžovací stavy tak, aby vyvodily maximální ohybové momenty v příčném i podélném směru a přetvoření (průhyby). Poté byly zatížení rozmístěny tak, aby vyvodily maximální posouvající sílu. Zatížení od dopravy byly modelovány roznosem do střednicové plochy desky pod úhlem 45°. Jednotlivé zatěžovací stavy jsou podrobně vykresleny i s výslednými vnitřními silami v příloze P.3 Statický výpočet.

3.4. SROVNÁNÍ S METODOU SPOLUPŮSOBÍCÍ ŠÍŘKY

Srovnáním výsledků bylo ověřeno, že výpočetní model byl zvolen správně a s hodnotami můžeme dále počítat při návrhu vyztužení mostní konstrukce, jelikož hodnoty odchylek vyšly v přijatelně malém intervalu. Výjimkou, co se odchylky týče, je pouze maximální ohybový moment od modelu zatížení LM1, či přesněji jeho složka TS. Důvodem vzniku této odchylky jsou rozdílné zatěžovací plochy, které byly modelovány v softwaru a které byly užity v ručním výpočtu. V ručním výpočtu se totiž k roznosu na zatěžovací šířku (roznos v příčném směru) připočítává vzdálenost " $k = L/6 = 1,992 \text{ m}$ ", proto je roznos v příčném směru na celou šířku desky, což zmenší koncentraci napětí na plochu. V softwaru je zatěžovací šířka menší, roznašení zatížení do střednice by takto velkou odchylku vyvolat nemělo, jelikož program s tímto roznosem počítá. Odchylky stálého zatížení vznikly nejspíše díky tomu, že model v softwaru je desková konstrukce s převislými konci, zatímco při ručním výpočtu je moment počítán pouze pro pole (rozpětí $L = 11,95 \text{ m}$). Softwarový model je tudíž přesnější a lépe odpovídá podmínkám zvolené geometrie nosné konstrukce a modelované zatížení od dopravy je uvažováno přesněji. Hodnoty maximálních momentů pro jednotlivé kombinace mají také zanedbatelné odchylky, které vycházejí z odchylek momentů zatěžovacích stavů. Po kontrole a srovnání rozhodnuto, že pro dimenzování budou jako směrodatné brány maximální ohybové momenty z výpočetního programu SCIA Engineer 14.

3.5. ZALOŽENÍ MOSTU A SPODNÍ STAVBA

V rámci rozsahu bakalářské práce není spodní stavba podrobně navržena a vypracována, bude uvažováno, že konstrukce je postavena na původních základech stávajícího mostu. Hlavní nosná konstrukce je uložena na opěrách z prostého betonu třídy C35/45 XD2. Oproti původnímu stavu je výška opěr snížena o 800 mm, jelikož bude vybetonován úložný práh pod ložisky ze železobetonu třídy C30/37 XD1, který bude mít výšku 0,55 m a šířku stejnou, jako je šířka opěry, tj. 1,0 m. Horní povrch je vyspádován směrem k závěrné zdi ve sklonu 4% kvůli odvodnění ložisek. Nově navržená závěrná zeď šířky 300 mm bude zhotovena z betonu C30/37 stejně jako úložný práh a bude vyztužena. Rovnoběžně dilatovaná křídla budou z železobetonu třídy C30/37. Přejížděcí oblast mostu je řešena bez přechodové desky, přechod je řešen přechodovým klínem ze šterkopísku frakce 0-32.

3.6. NOSNÁ KONSTRUKCE

Nosná konstrukce je plného obdélníkového průřezu a bude zhotovena z betonu třídy C35/45 XD1 a vyztužena CFRP pruty. Průměrná výška desky je 0,725 m pro rozpětí mostu 11,95 m.

3.7. PŘÍSLUŠENSTVÍ A VYBAVENÍ MOSTU

3.7.1. ULOŽENÍ

Konstrukce bude na obou opěrách uložena na dvě elastomerová ložiska SVP Mosty 200x400. Ložiska jsou v příčném směru v osové vzdálenosti 4 m a vzdálenost mezi osou ložiska a hranou nosné konstrukce je 450 mm. V podélném směru je vzdálenost od osy ložiska k hraně nosné konstrukce 470 mm. Ložiska budou osazena na elastomerové bloky.

3.7.2. MOSTNÍ ZÁVĚR

Na obou stranách mostu jsou použity povrchové flexibilní mostní závěry.

3.7.3. VOZOVKA

Vozovka je přímo umístěna na horní povrch vozovky a navržena jako netuhá. Skladba vozovky je následující:

ASFALTOVÝ BETON PRO OBRUSNÉ VRSTVY	ACO 11	tl. 40 mm
SPOJOVACÍ POSTŘIK Z KATIONAKTIVNÍ EMULZE	PS-E	0,30 kg/m ²
ASFALTOVÝ BETON PRO LOŽNÍ VRSTVY	ACL 16+	tl. 60 mm
SPOJOVACÍ POSTŘIK Z KATIONAKTIVNÍ EMULZE	PS-E	0,50 kg/m ²
IZOLAČNÍ ASFALTOVÉ PÁSY, 2 VRSTVY	PV 200 S 50	tl. 10 mm
SKELNÁ MŘÍŽOVÁ TEXTILIE, STRANA OKA 10 MM		
ADHÉZNÍ NÁTĚR Z NÍZKOVISKÓZNÍCH ASFALTŮ		

TLOUŠŤKA VOZOVKY CELKEM **110 mm**

3.7.4. MOSTNÍ ŘÍMSY

Po obou stranách mostu navrhnuty monolitické římsy z betonu třídy C30/37 - XF4. Šířka říms na obou stranách je 0,80 m, přičemž přesah přes nosnou konstrukci (vyložení) je 350 mm na obou římsách. V římsách je dále zakotveno ocelové zábradlí ZM3. Samotná římsa je do nosné konstrukce zakotvena pomocí kotev ve vývrtu. Sklon obou říms je 4% směrem do středu vozovky.

3.7.5. ZÁCHYTNÁ ZAŘÍZENÍ

Jelikož kategorie převáděné veřejně přístupné účelové pozemní komunikace je S4,0/30, nejsou požadovány svodidla ani zábradelní svodidla. Avšak, na obou stranách mostu je navrženo zábradlí ZM3 výšky 1100 mm, což je vyžadováno pro mosty bez chodníků při dovolené rychlosti < 60 km/h. Zábradlí je zakotveno v monolitické betonové římse ve vzdálenosti 500 mm od jejího okraje.

3.7.6. ODVODNĚNÍ

Odvodnění mostu je zajištěno pomocí příčného a podélného sklonu vozovky. Povrch říms je ve sklonu 4% dovnitř vozovky. Nad objektem i pod objektem budou zbudovány skluzy z příkopových tvárnic do vývaříšť, z kterých se pomocí příkopů odvede voda do řeky pod mostem. Ložiska budou odvodněna pomocí sklonu 4% úložného prahu směrem k opěře, odkud bude voda odvedena do sklonem do příkopových tvárnic a do řeky. Rub opěry odvodněn drenážním žebrem, na jehož dně je na podkladní vrstvě betonu tloušťky 100 mm uložena drenážní trubka o průměru 200 mm, která odvádí svým sklonem 3% vodu na obě strany do příkopových tvárnic a do řeky.

3.8. VÝSTAVBA

Betonáž nosné konstrukce na pevné skruži bude realizována v jedné fázi

3.8.1. POSTUP VÝSTAVBY

- Demolice stávající nosné konstrukce
- Terénní úpravy
- Snížení opěr o 800 mm na úroveň spodní hrany úložného prahu
- Betonáž základů drenáže za opěrami a osazení drenáže
- Betonáž úložného prahu s podložiskovými bloky, závěrné zdi
- Spřažení úložného prahu se stávajícími opěrami
- zpětný zásyp
- Montáž bednění nosné konstrukce a skládání, vázání FRP výztuže
- Betonáž nosné konstrukce
- Dosypání a zhutnění prostoru za rubem opěr
- Odbednění
- Betonáž říms, spojení s nosnou konstrukcí pomocí kotev, montáž zábradlí
- Položení vrstev vozovky
- Osazení flexibilních mostních závěrů
- Dokončovací práce

3.8.2. ČASOVÝ HARMONOGRAM VÝSTAVBY

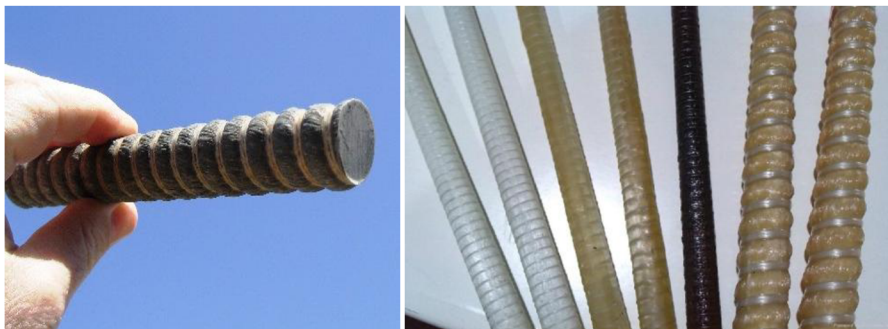
Fáze výstavby:	1) Betonáž desky	0 den
	2) Osazení na ložiska	30 dnů
	3) Ostatní stálé zatížení	3 měsíce
	4) Uvedení do provozu	5 měsíců
	5) životnost mostu	100 let

4. MATERIÁL

Pro nosnou konstrukci bude použit beton C35/45 a uhlíková FRP výztuž CFRP/Epoxy. Jelikož kompozitní uhlíkové výztuže jsou několikrát dražší než běžná betonářská výztuž a nedá se ohýbat přímo na stavbě, tudíž s ohyby už musí být přímo specializovaně vyrobena, budou k přepravě použity valníky o délce 14 m, aby se výsledný prut nemusel řezat a následně stykovat přesahem (kotevní délka v poli). Tímto způsobem budou ušetřeny finanční prostředky, které by s celkovou potřebnou délkou prutů vzrostly (cena výztuže je počítána délkově, cca 19,25\$ za 1 m prutu o průměru 25 mm) a bude také zaručena technologická a funkční přesnost.

4.1. FRP VÝZTUŽE OBECNĚ

Vzniká spojením vláknové výztuže (vláken) s polymerní matricí a díky kombinaci jejich vlastností obdržíme materiál s jedinečnými vlastnostmi. Kompozitní výztuže jsou založeny převážně na využití skleněných a uhlíkových vláken s vinylesterovou nebo epoxidovou pryskyřicí.



Obrázek 3 a 4: Příklady FRP výztuží a jejich povrchové úpravy

4.2. VLASTNOSTI ZÁKLADNÍCH MATERIÁLŮ

Nosná Vlákná - všechny níže uvedené typy vláken se při tahovém namáhání chovají lineárně pružně až do jejich porušení.

Vlákná	Typ	Hustota [kg/m ³]	Modul pružnosti [GPa]	Tahová pevnost [MPa]	Max přetvoření [%]	Teplota tavení [°C]
Skleněná	E	2570	72,5	3400	2,5	1100 - 1550
	A	2460	73	2760	2,5	
	C	2460	74	2350	2,5	
	S	2470	88	4600	3	
Uhlíková	SM	1700	250	3700	1,4	1200 - 2400
	HS	1800	250	4800	1,9	
	HM	1900	500	3000	0,6	
	UHM	2100	800	2400	0,3	
Aramidová	-	1440	70 - 125	3400 - 4100	-	~425
Čedičová	-	2700	93 - 110	3000 - 4800	-	1450

Tabulka 1: Vlastnosti různých typů vláken

Matrice – zajišťuje celistvost kompozitu, váže k sobě jednotlivá nosná vlákna, přenáší tahové namáhání z betonu do vláken a také je chrání před vlivem okolního prostředí a mechanickým porušením. Dává také finální tvar kompozitu a především společně s typem a množstvím použitých vláken určuje výsledné mechanicko-fyzikální vlastnosti kompozitu. Polymerní matrice jsou výrazně poddajnější než vlákna, pevnost v tahu je menší než u vláken (až o 2 řády).

Vlastnost	Typ matrice		
	Polyesterová	Epoxidová	Vynilesterová
Objemová hmotnost [kg/m^3]	1200 - 1400	1200 - 1400	1150 - 1350
Tahová pevnost [MPa]	34,5 - 104	55 - 130	73 - 81
Youngův modul pružnosti [GPa]	2,10 - 3,45	2,75 - 4,10	3,00 - 3,50
Poissonův koeficient	0,35 - 0,39	0,38 - 0,40	0,36 - 0,39
Koeficient teplotní roztažnosti [$10^{-6} / ^\circ\text{C}$]	55 - 100	45 - 65	50 - 75

Tabulka 2: Vlastnosti různých typů matic

4.3. VÝSLEDNÝ KOMPOZIT

Vlastnost	Materiál			
	Ocel (pasivní výztužné vložky)	GFRP	CFRP	AFRP
Modul v podélném směru [GPa]	200	35 až 60	100 až 580	40 až 125
Modul v příčném směru [GPa]	200	cca 8 až 9	cca 10 až 12	cca 5 až 6
Tahová pevnost ve směru vláken [MPa]	300 až 600	450 až 1600	600 až 3500	1000 až 2500
Tlaková pevnost ve směru vláken [MPa]	300 až 600	cca 1/2 z tahové pevnosti	cca 1/2 z tahové pevnosti	cca 1/4 z tahové pevnosti
Příčná tahová pevnost [MPa]	300 až 600	30 až 40	30 až 40	30 až 40
Objemová hmotnost [kg/m^3]	7850	cca 2100	cca 1600	cca 1400

Tabulka 3: Příklady výsledných kompozitů

Kompozitní výztuže se vyrábějí i v ČR, příkladem může být firma PREFA KOMPOZITY, a.s., která se nachází v Brně - Dolních Heršpicích. Níže je přiložen sortiment jejich produktů typu vnitřní výztuže.

Prefa Rebar	Modul Pružnosti [Gpa]	Tahová Pevnost [Mpa]
Uhlík/Sklo	50	1000
Sklo	35	800

Tabulka 4: Sortiment produktů vnitřních výztuží firmy PREFA KOMPOZITY, a.s.

Při výpočtu mezních stavů únosnosti a použitelnosti zjištěno, že výztuž vyráběná v ČR nedostačuje ke splnění podmínek MSP, zejména posudku omezení trhlin (díky potřebné ploše výztuže by byla konstrukce značně předražena). Potřeba výztuže s vyšším modulem pružnosti. Proto byla zvolena výztuž s materiálovými charakteristikami z fib TG 9.3 (9/2007). Materiálové charakteristiky tohoto typu výztuže jsou zajištěny a ověřeny řadou normovaných zkušebních testů a jsou brány jako směrodatné. Zvolena byla výztuž CFRP/Epoxy.

Table 2-7: Typical short-term mechanical properties of GFRP, CFRP and AFRP

Property	E-glass/epoxy	Kevlar 49/epoxy	Carbon/epoxy
Fibre volume fraction	0.55	0.60	0.65
Density (kg/m^3)	2100	1380	1600
Longitudinal modulus (GPa)	39	87	177
Transverse modulus (GPa)	8.6	5.5	10.8
In-plane shear modulus (GPa)	3.8	2.2	7.6
Major Poisson ratio	0.28	0.34	0.27
Minor Poisson ratio	0.06	0.02	0.02
Longitudinal tensile strength (MPa)	1080	1280	2860
Transverse tensile strength (MPa)	39	30	49
In-plane shear strength (MPa)	89	49	83
Ultimate longitudinal tensile strain (%)	2.8	1.5	1.6
Ultimate transverse tensile strain (%)	0.5	0.5	0.5
Longitudinal compressive strength (MPa)	620	335	1875
Transverse compressive strength (MPa)	128	158	246

Tabulka 5: Kompozitní výztuže s materiálovými charakteristikami garantovanými fib TG 9.3 (9/2007)

4.4. VLASTNOSTI FRP VÝZTUŽÍ

4.4.1. FYZIKÁLNÍ VLASTNOSTI

Hustota - FRP pruty mají rozsah hustot od $1,25 - 2,1 \text{g/cm}^3$), což je jedna šestina až jedna čtvrtina hustoty oceli. Redukovaná váha hmotnost snižuje převozní náklady a může ulehčit manipulaci s pruty na staveništi.

Koeficient tepelné roztažnosti - koeficienty tepelné roztažnosti FRP tyčí se liší v podélném a příčném směru, což závisí na typu vláken, pryskyřice i a rozměru části vlákna. Podélný koeficient tepelné roztažnosti je určující vlastnostmi vláken, zatímco příčný koeficient je určen pryskyřicí.

4.4.2. MECHANICKÉ VLASTNOSTI

Chování v tahu - FRP pruty nevykazují žádné plastické deformace před porušením. Toto tahové chování FRP prutů je vyjádřeno lineárním grafem závislosti napětí ve výztuži na poměrném přetvoření této výztuže, přičemž po dosažení maximálního mezního přetvoření dochází k selhání výztuže.

Vymezení pevnosti FRP prutů testováním a zkouškami je složité, protože soustředění napětí v a okolo kotevních bodů na testovacích zkušebních vzorcích může vést k

předčasnému selhání. Adekvátní náležité testovací uchycení by mělo dovolit, aby se selhání objevilo uprostřed testovacího zkoušeného vzorku.

FRP pruty nemohou být po vyrobení ohýbány (výjimkou k tomuto by byl FRP prut s termoplastickou pryskyřicí, která může být přetvarována s přidáním tepla a tlaku). Nicméně FRP pruty mohou být již s ohyby vyrobeny. V FRP prutech vyrobených s ohyby se uvažuje redukce pevnosti o 40 - 50% v ohnutých částech díky ohýbání vláken a koncentraci napětí ve srovnání s pevností v tahu přímých částí prutů.

Modul pružnosti v tlaku FRP výztuže je menší než její modul pružnosti v tahu. Mírně menší hodnoty modulů pružností mohou být přisuzovány předčasnému selhání v testech vyplývajícím z koncového usmýknutí a vnitřního boulení/vzpěru prutů při namáháním tlakem.

Chování ve smyku - Většina FRP kompozitů je relativně slabá ve smyku mezi vrstvami, kde vrstvy nevyztužené pryskyřice leží mezi vrstvami vláken. Napříč vrstvami není obvykle žádné vyztužení, smyková pevnost mezi vrstvami je řízena relativně slabou polymerovou maticí. Orientace vláken v mimoosovém směru napříč vrstvami vláken může zvýšit smykovou odolnost. U FRP prutů tohoto může být dosaženo metodou opletení nebo navíjením vláken příčně k vláknům hlavním.

4.4.3. CHEMICKÉ VLASTNOSTI

Nekorozivnost a většinou nevodivost – výhoda snížení krycí vrstvy betonu a použití ve velmi agresivních prostředích (mosty v přímořských oblastech, úmořní stěny) či v prostředích, kde by kovová výztuž ovlivňovala přístroje (nemocnice).

5. DIMENZOVÁNÍ - MSÚ

Při dimenzování deskové nosné konstrukce mostu rozhodne mezní stav použitelnosti, na který bude potřeba dimenzování přizpůsobit. Přesněji bude potřeba navrhovat výztuž a její plochu na šířku trhlin. Z tohoto důvodu zvolena výztuž CFRP/Epoxy, jejíž modul pružnosti je srovnatelný s modulem pružnosti oceli, což je vedle plochy navržené výztuže nejdůležitější parametr, s kterým se při ověřování šířky trhlin počítá. Fib TG 9.3, který spolupracuje úzce s EC2 neuvádí maximální možnou šířku trhliny pro konstrukce vyztužené FRP výztuží. Pro mosty obecně je maximální šířka trhliny dána hodnotou $w_{k,lim} = 0,2 \text{ mm}$, která je ale v případě použití FRP výztuže velmi konzervativní. ACI 440.1R-06 uvádí dokonce jako limitní hodnotu pro vnější prostředí $w_{k,lim} = 0,5 \text{ mm}$, což přesahuje hodnotu pro maximální šířku trhlin pro mostní konstrukce více než 2x, proto nebude brána jako směrodatná. Jelikož FRP výztuže jsou nekorozivní a trvanlivé, byla zvažována hodnota $w_{k,lim} = 0,3 \text{ mm}$, která je odvozená z hodnoty pro předepjatý beton, ve kterém jsou plastové kanálky (stupeň protikorozi ochrany předpínací výztuže PL2 a PL3) navýšená o 50% nebo uvažována z hodnoty předepjatého betonu pro příznivější třídu prostředí (PL2 a PL3). Další úvaha je založená na předpokladu, že v prostředí XC1 (beton uvnitř budovy s nízkou vlhkostí), kde nehrozí koroze a $w_{k,lim} = 0,4 \text{ mm}$ se ztotožní s hodnotou dovolené šířky trhlin mostní konstrukce v prostředí XD1, jelikož navržené výztuži díky jejímu materiálu nehrozí koroze také. Tato poslední úvaha by se dala zpřesnit hodnotou $w_{k,lim} = 0,3 \text{ mm}$ pro obecnou konstrukci v prostředí XD1. Konečná uvažovaná hodnota bude $w_{k,lim} = 0,3 \text{ mm}$ díky nekorozivnosti výztuže a porovnání předchozích úvah a hodnot za daných podmínek.

5.1. VNITŘNÍ SÍLY PRO DIMENZOVÁNÍ

Výpočet vnitřních sil byl proveden v programu SCIA Engineer 14 a poté srovnán s výpočtem ručním. Vypočítány a vykresleny byly maximální ohybové momenty pro jednotlivé zatěžovací stavy, které byly následně vloženy do kombinací s příslušnými součiniteli. Maximální návrhové ohybové momenty od jednotlivých kombinací se v podélném směru konstrukce nacházejí v polovině rozpětí konstrukce. Ve směru příčném se maximální návrhový ohybový moment nachází mezi podporami v polovině šířky mostní konstrukce.

Kombinace	Ohybový Moment mxD- SCIA [kNm/m]	Ohybový Moment ruční výpočet [kNm/m]	Odchylka [%]
6.10a	873,65	856,53	2,00
6.10b	932,11	903,54	3,16
SLS Charakteristická	752,46	732,56	2,72
SLS Častá	647,15	643,47	0,57
SLS Kvazistálá	413,38	421,79	2,03

Tabulka 6: Srovnání maximálních ohybových momentů ze softwaru s ručním výpočtem

5.2. DIMENZOVÁNÍ NA OHYB

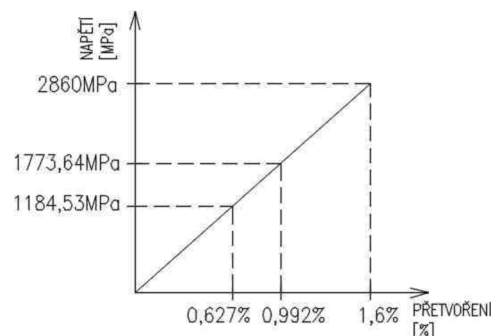
Zvolení potřebné plochy výztuže vychází z mezního stavu použitelnosti. Plocha výztuže byla volena tak, aby konstrukce vyhověla na maximální možnou šířku trhlin. Jako hlavní podélná nosná výztuž navrženo

$$\text{Ø}25/150 ; A_{ft} = 32,72 \cdot 10^{-4} \text{m}^2.$$

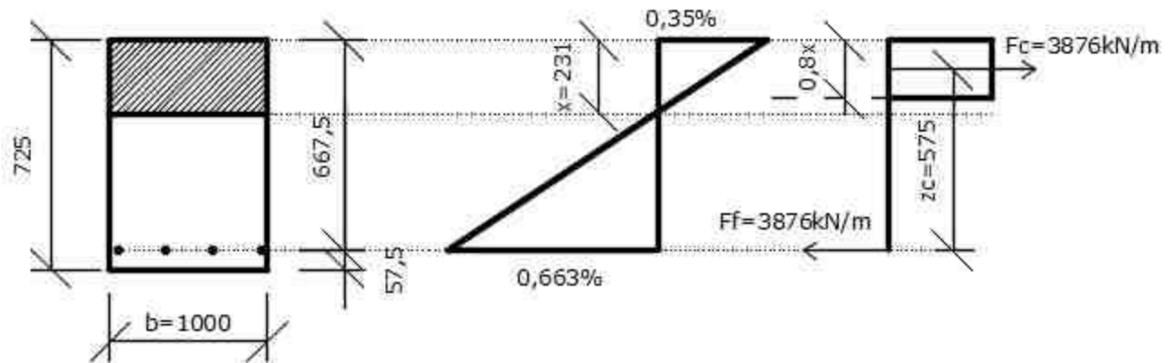
Před výpočtem únosnosti průřezu nutno zjistit stav porušení navrhované konstrukce. Díky lineárnímu pracovnímu diagramu FRP výztuže, která se chová lineárně pružně až do jejího porušení, nutno určit, který stav nastane. Způsob porušení je závislý na ploše navržené výztuže, která ovlivňuje její využití (protáženost) a tím i napětí ve výztuži. Způsoby porušení konstrukce a napjatostní stavy prvku vyztužených FRP jsou následující:

- Rovnovážený napjatostní stav - v betonu i ve výztuži je zároveň dosaženo poměrného mezního přetvoření ($\varepsilon_{cu3} = 3,5 \text{‰}$; $\varepsilon_{fd100} = 9,92\text{‰}$).
- Ve výztuži je dosaženo mezního poměrného přetvoření, ale v betonu nikoli ($\varepsilon_{cu} < 3,5 \text{‰}$; $\varepsilon_{fd100} = 9,92\text{‰}$).
V tomto případě dojde k selhání konstrukce díky přetržení výztuže.
- V betonu je dosaženo poměrného mezního přetvoření, ale ve výztuži nikoliv ($\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{‰}$; $\varepsilon_{fd100} < 9,92\text{‰}$).
V tomto případě dojde k selhání konstrukce drcením betonu.

Při předpokladu plného přetvoření výztuže je na pokrytí momentu $M_{Ed} = 932,11 \text{ kNm/m}$ potřeba méně výztuže, než si žádá rovnovážný napjatostní stav => případ b) k porušení konstrukce by došlo přetržením výztuže, beton nebude protažen na mezní hodnotu $\varepsilon_{cu3} = 3,5 \text{‰}$. Avšak ověřením šířky trhliny při navržené ploše výztuže $A_{fb} = 16,49 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$, což je plocha výztuže, při které nastane rovnovážný napjatostní stav, zjištěno, že deska nevyhoví na MSP - šířku trhlin ($w_k = 0,852 \text{ mm} > w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$) => Nutnost navržení větší plochy výztuže, aby deska na mezní stav použitelnosti - ověření šířky trhlin vyhověla =>> případ c) selhání konstrukce drcením betonu. Návrh výztuže vychází z předpokladu $F_c = F_f$. Díky lineárnímu pracovnímu diagramu závislosti napětí ve výztuži na poměrném přetvoření FRP výztuže nutnost iterovat napětí ve výztuži - výztuž není plně využita. Tento postup byl proveden softwarově pomocí MS Excel. Po iteraci zjištěna protáženost výztuže, reálné napětí v ní, které je na protažení přímo závislé a sestavena podmínka rovnováhy sil, z které byla spočítána mezní únosnost průřezu.



Obrázek 5: Lineární závislost napětí ve výztuži na jejím přetvoření

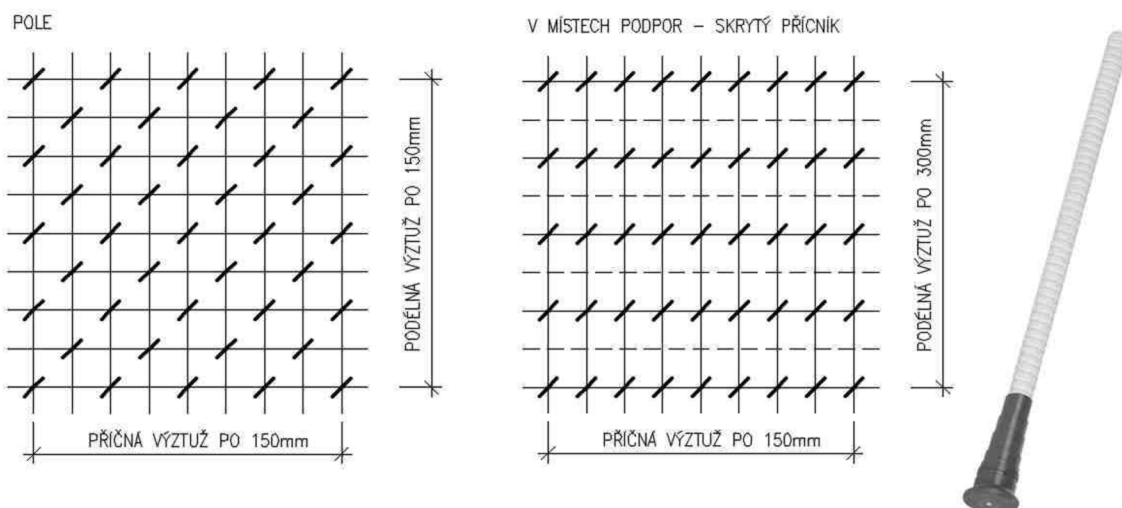


Obrázek 6: Rovnováha sil na posuzovaném průřezu

Výsledný moment na mezi únosnosti vyšel $M_{Rd} = F_f \cdot z_c = 3875,780 \cdot 0,5752 = 2229,42 \text{ kNm/m} \geq M_{Ed} = 932,11 \text{ kNm/m}$, z čehož vyplývá, že aby konstrukce vyhověla na mezní stav použitelnosti - ověření šířky trhlin, bude muset být cca 2,4x předdimenzovaná. Toto předdimenzování vznikne hlavně díky tomu, že pevnost CFRP/Epoxy výztuže v tahu je velmi vysoká, a napětí v ní při méně než polovičním protažení, než je charakteristická hodnota, se sníží přímo úměrně. Ovšem, výztuž s takto vysokou hodnotou pevnosti v tahu byla brána z důvodu vysokého modulu pružnosti, který ostatní FRP výztuže nemají. Modul pružnosti CFRP/Epoxy výztuže v tahu dosahuje hodnoty 177 GPa, což je velmi blízká hodnota modulu pružnosti oceli, při jejímž dimenzování pro účel porovnání s FRP výztuží rozhodl také mezní stav použitelnosti - ověření šířky trhlin. Rozdílem při dimenzování ocelové výztuže byla její potřebná plocha. Aby konstrukce vyztužená ocelí na MSP vyhověla, plocha výztuže byla ještě o cca 25% vyšší než plocha FRP výztuže. Ovšem šířka trhliny se uvažovala normová pro mosty 0,2 mm. Při návrhu ocelové výztuže vyšel moment na mezi únosnosti, který konstrukce dokáže přenést o 50% vyšší, než je potřeba. Rozdíl momentů na mezi únosnosti je dán již zmíněnou pevností FRP výztuže v tahu a napětí v ní, které klesne na cca 40% než je charakteristická hodnota při mezním protažení, ale stále zůstane více než dvojnásobné, než je v oceli při dosažení mezního přetvoření.

5.3. DIMENZOVÁNÍ NA SMYK

Smyková výztuž bude provedena trny Ø8mm (Shoek Combar). Jedná se o trn, jehož střední část je tvořena FRP prutem a rozšířené, kónické části - násady na koncích trnu jsou schopny přenést napětí odpovídající FRP výztuži protažené na hodnotu $\epsilon_f = 4,5\%$. Násady jsou pokryty výstupky ke zvýšení spolupůsobení s betonem. V příčném směru budou trny na každém druhém prutu, tj. po $s_t = 2 \times 150 \text{ mm}$ a v podélném směru pak shodně s rozdělovací výztuží, tj. po $s_l = 150 \text{ mm}$ ve vzoru "šachovnice". V místě uložení, kde budou pruty ohýbány, budou trny shodně s příčnou výztuží, ale vzorem přímo v řadě za sebou, šachovnice se vynechá, jelikož ohýbaný prut směřuje k hornímu líci konstrukce a dole tedy není jak trn přesně polohově zajistit.



Obrázek 7: Rozmístění smykových trnů v deskové konstrukci

Výpočet únosnosti smykových trnů je shodné se standardním způsobem uvedeným v EC2, ale navíc je doplněn o poměr mezi navrženým napětím FRP prvku a tahovým napětím v oceli při dosažení poměrného mezního protažení ε_y . Dále při návrhu smykové FRP výztuže je nutno snížit hodnotu maximálního mezního poměrného přetvoření této výztuže na hodnotu $\varepsilon_f = 4,5 \text{ ‰}$. Snížení je vyžadováno díky tomu, že kdyby přetvoření prutů (například trnů, třmínek) mohlo být vyšší, docházelo by k většímu rozevírání trhlin ve smykových oblastech. Dalším rozdílem je, že EC2 omezuje velikost úhlu θ mezi betonovými tlakovými diagonálami a osou nosníku tak, že $45^\circ > \theta > 21,8^\circ$, naproti tomu při dimenzování FRP smykové výztuže je doporučeno úhel udávat jako fixní $\Rightarrow \theta = 45^\circ$, jelikož trhlina má stejný úhel sklonu jako tlaková diagonála, výsledná smyková výztuž bude mít obecně menší rozestupy neboli větší plochu. Při návrhu smykové výztuže musí každou "linii možného selhání" neboli každou přímku pod úhlem 45° protínat více než jeden stříh, toho dosáhneme tak, že maximální mezera mezi třmínky/trny bude nabývat hodnoty $s = 0,45 \cdot d$. Výsledné posouzení smykové výztuže vyšlo následující:

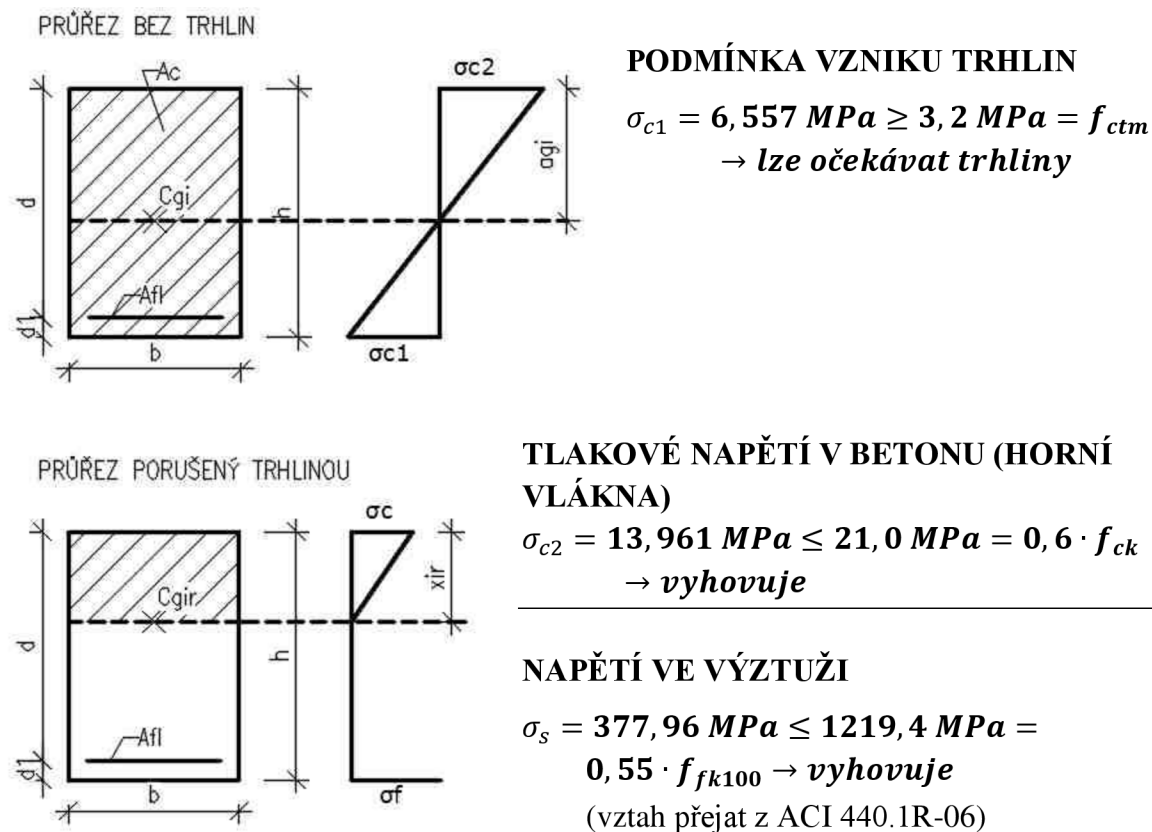
$$V_{Rd,max} = 3255 \text{ kN/m} \geq V_{Ed,max} = 725,70 \text{ kN/m},$$

$$V_{Rd,f} = 539,93 \text{ kN/m} \geq V_{Ed,1} = 466,36 \text{ kN/m}.$$

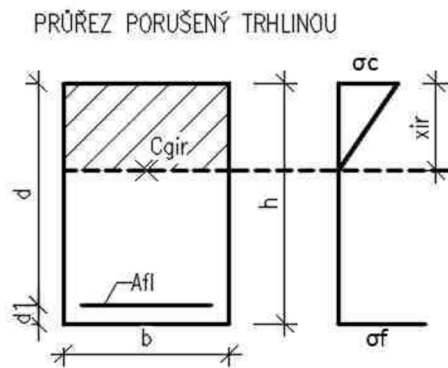
6. POSOUZENÍ - MSP

6.1. OMEZENÍ NAPĚTÍ

Při posouzení omezení napětí bude nejdříve ověřeno, zda-li vzniknou trhliny - toto ověření bude provedeno pro častou kombinaci zatížení (SLS Častá). Dále bude ověřeno omezení napětí ve výztuži a v betonu pro charakteristickou kombinaci zatížení (SLS Charakteristická) a určeno napětí ve výztuži pro kvazistálou kombinaci (SLS Kvazistálá) pro následný výpočet a posouzení šířky trhlin.



Napětí ve výztuži není třeba porovnávat a omezovat, jelikož do návrhového napětí ve výztuži je zakomponován redukční součinitel prostředí ($\eta_{env,t}$), který mi zaručuje životnost výztuže a napětí v ní v čase životnosti. ACI 440.1R-06 omezuje napětí hodnotou $0,55 \cdot f_{fk100}$ a fib TG 9.3 mi zaručuje omezení napětí v čase životnosti již na začátku návrhu prostřednictvím redukčního součinitele prostředí, který nepřipustí větší návrhové napětí na přenesení zatížení na které navrhují => Tyto dva postupy mají téměř shodný význam.



TLAKOVÉ NAPĚTÍ V BETONU (HORNÍ VLÁKNA)

$$\sigma_{c2} = 6,794 \text{ MPa} \leq 15,75 \text{ MPa} = 0,45 \cdot f_{ck} \rightarrow \text{vyhovuje}$$

NAPĚTÍ VE VÝZTUŽI

$$\sigma_s = 210,607 \text{ MPa}$$

(použito pro výpočet šířky trhlin)

6.2. STANOVENÍ ŠÍŘKY TRHLIN

Šířka trhlin byla počítána přímým výpočtem pro kvazistálou kombinaci zatížení, přičemž uvažováno bylo působení ideálního průřezu porušeného trhlinou. Základní myšlenky a uvažované postupy při zvolení maximální možné šířky trhliny byly uvedeny již dříve v sekci 5. Dimenzování. Maximální možná šířka trhliny omezena po všech předpokladech a úvahách hodnotou $w_{k,lim} = 0,3 \text{ mm}$.

VÝSLEDNÁ ŠÍŘKA TRHLIN:

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{fm} - \varepsilon_{cm}) = 0,284 \text{ mm} < 0,3 \text{ mm} = w_{k,lim} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

6.3. OMEZENÍ PŘETVOŘENÍ - PRŮHYB

Vztahy pro omezení přetvoření (průhyb) jsou pro FRP výztuž totožné s EC2. Nejprve byly vypočítány průřezové charakteristiky průřezu bez trhlin a průřezu s trhlínami pro krátkodobé složky zatížení (st) a dlouhodobé složky zatížení (lt). Následně byl proveden výpočet momentu na vzniku trhlin M_{cr} a jeho porovnáním s momentem od příslušných složek zatížení vypočítán rozdělovací součinitel (ζ) míry tahového porušení pro tyto složky zatížení (lt a st). Poté byla získána hodnota poddajnosti průřezu (C) pro jednotlivé účinky zatížení, jejíž převrácená hodnota je tuhost průřezu (B). Hodnoty průhybů jednotlivých složek zatížení byly získány z programu SCIA Engineer 14. Finální průhyby (v) byly obdrženy vynásobením průhybů z programu poměrem spočítaných tuhostí průřezů ku průřezu čistě betonovému, násobeny byly příslušné poměry s příslušnými složkami zatížení podle jejich charakteru ($B_{st} \cdot v_{SCIA,st}$ a $B_{lt} \cdot v_{SCIA,lt}$).

MOMENT NA MEZI VZNIKU TRHLIN - (st)

$$M_{cr,st} = f_{ct,eff} \cdot \frac{I_{i,st}}{h - a_{gi,st}} = 296,06 \text{ kNm/m} \leq M_{EK,\psi1} = 647,15 \text{ kNm/m} \rightarrow$$

Trhliny se očekávají

OHYBOVÁ PODDAJNOST PRO KRÁTKODOBÉ ÚČINKY

$$\zeta_{st} = 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr,st}}{M_{EK,\psi1}} \right)^2 = 0,7907 C_{st} = 4,3025 \cdot 10^{-6} \text{ kN}^{-1} \text{ m}^{-2}$$

$$C_{st} = C_{II} \cdot \zeta_{st} + C_I \cdot (1 - \zeta_{st}) = 4,3025 \cdot 10^{-6} \text{ kN}^{-1} \text{ m}^{-2}$$

MOMENT NA MEZI VZNIKU TRHLIN - (lt)

$$M_{cr,lt} = f_{ct,eff} \cdot \frac{I_{i,lt}}{h - a_{gi,lt}} = 326,94 \text{ kNm/m} \leq M_{Ek,\psi_1} = 647,15 \text{ kNm/m} \rightarrow$$

Trhliny se očekávají

OHYBOVÁ PODDAJNOST PRO DLOUHODOBÉ ÚČINKY

$$\zeta_{lt} = 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr,lt}}{M_{Ek,\psi_1}} \right)^2 = 0,8724 C_{lt} = 5,680 \cdot 10^{-6} \text{ kN}^{-1} \text{ m}^{-2}$$

$$C_{lt} = C_{II} \cdot \zeta_{lt} + C_I \cdot (1 - \zeta_{lt}) = 5,680 \cdot 10^{-6} \text{ kN}^{-1} \text{ m}^{-2}$$

TUHOSTI PRŮŘEZŮ PRO JEDNOTLIVÉ SLOŽKY ZATÍŽENÍ (st a lt)

Tuhost průřezu počítána zvlášť pro dlouhodobé a krátkodobé složky zatížení podle vztahu $B = 1/C$

- Tuhost čistě betonového neporušeného průřezu spočítána jako

$$B_C = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 \cdot E_{cm} = 1,079 \cdot 10^6 \text{ kNm}^2$$

- Tuhost průřezu při působení složek krátkodobého zatížení

$$B_{st} = \frac{1}{C_{st}} = \frac{1}{4,303 \cdot 10^{-6}} = 0,232 \cdot 10^6 \text{ kNm}^2$$

- Tuhost průřezu při působení složek dlouhodobého zatížení

$$B_{lt} = \frac{1}{C_{lt}} = \frac{1}{5,680 \cdot 10^{-6}} = 0,176 \cdot 10^6 \text{ kNm}^2$$

- Přenásobovací součinitel průhybů od krátkodobých složek zatížení

$$k_{st} = \frac{B_C}{B_{st}} = \frac{1,079}{0,232} = 4,65$$

- Přenásobovací součinitel průhybů od dlouhodobých složek zatížení

$$k_{lt} = \frac{B_C}{B_{lt}} = \frac{1,079}{0,176} = 6,13$$

PRŮHYBY Z PROGRAMU PRO JEDNOTLIVÁ ZATÍŽENÍ

Zatěž. Stav/Kombinace	v SCIA [mm]	Součinitel	v výsledný [mm]
Vlastní Tíha	4,474	6,13	27,426
Svršek + Římsy	1,323	6,13	8,110
UDL	0,822	4,65	3,822
TS1 5,75m = TS max	3,394	4,65	15,782
Mst Charakter.	4,216	4,65	19,604
Mst Častá	2,874	4,65	13,364

Tabulka 7: Velikosti průhybů ze softwaru a výsledné hodnoty průhybů jednotlivých zatěžovacích stavů získané přenásobením součinitelem

PRŮHYB OD SMRŠŤOVÁNÍ

Počítáno přes křivosti od smršťování od daných účinků zatížení. Hodnota poměrného přetvoření od celkového smršťování uvažována jako $\varepsilon_{cs} = 0,00025$.

- Průhyb od smršťování ($L = 11,95$ m)

$$v_{cs} = \frac{1}{r_{cs}} \cdot 0,125 \cdot l^2 = 7,98 \text{ mm}$$

CELKOVÝ PRŮHYB

$$v_{celk} = v_{vl.tiha} + v_{ost.stále} + v_{TS,\psi_1} + v_{UDL,\psi_1} + v_{cs} = 56,88 \text{ mm}$$

POSOUZENÍ PRŮHYBU

$$v_{celk} = 56,88 \text{ mm} \geq v_{lim} = \frac{l}{350} = \frac{11950}{350} = 34,14 \text{ mm}$$

- Nutno provést nadvýšení:

$$\Delta v = 35 \text{ mm} \text{ - odstranění průhybu od stálých složek zatížení}$$

- Podmínka $v_{st} = 13,36 \text{ mm} \leq \frac{l}{350} = 34,14 \text{ mm} \rightarrow \text{splněno}$

VÝSLEDNÝ PRŮHYB NEODSTRANĚNÝ NADVÝŠENÍM:

$$v = v_{celk} - \Delta v = 21,88 \text{ mm} \leq w_{lim} = \frac{l}{350} = 34,14 \text{ mm} \Rightarrow \text{vyhovuje}$$

7. CENA FRP VÝZTUŽE

Přehlednými tabulkami výkazu výztuže z výkresu FRP výztuže doplněné o ceny jednotlivých profilů FRP prutů (kč/m) můžeme srovnat, o kolik se prodraží konstrukce, jestliže budeme chtít výztuž v deskové mostní konstrukci dělit na půdorysné celky maximální délky 12 m. Půdorysné proto, protože pruty se na stavbě již ohýbat z výrobního hlediska nemohou, došlo by ke zlomu nebo nevratným změnám ve výztuži. Pruty s ohyby musí již s těmito ohyby být vyrobeny. Varianta s nedělenou výztuží je o 50 000 Kč levnější, což dělá zhruba 8% ceny. Do ceny je započítán pouze materiál - pruty a násady, vázání a další úpravy výztuže či práce v ceně nejsou. Ocel se doporučuje dělit z převozních a manipulačních důvodů na maximální celku o délce 12 m. U FRP výztuže výrobním procesem dokážeme vyrobit prut dlouhý, jak potřebujeme, jelikož výroba je založena na principu výroby "nekonečného vlákna". K převozu prutů půdorysné délky vyšší než 12 m by se použily valníky o délce 14 m, které jsou běžné například na Slovensku. Ušetřené náklady za nedělení výztuže se tudíž mohou použít v dopravě a logistice. Výhoda bude, že výrobou jednotlivých celků výztuže bude dosažena větší technologická přesnost a výztuž bude mít ve svých kritických částech - kotvení přesahem zaručené a ověřené vlastnosti. Konečné rozhodnutí jestli výztuž dělit se nechá na investrovi.

DĚLENÁ VÝZTUŽ

Číslo položky	Profil [mm]	Délka [m]	Počet [ks]	Celková délka dle profilu [m] CFRP/Epoxy		
				ø 8	ø 14	ø 25
1a	25	11,06	17			188,02
1b	25	5,94	17			100,98
2aA	25	11,71	10			117,10
2bA	25	6,59	10			65,90
2aB	25	11,69	6			70,14
2bB	25	6,57	6			39,42
3a	14	10,17	33		335,61	
3b	14	3,88	33		128,04	
4	14	4,83	86		415,38	
5	14	4,84	86		416,24	
6A	8	0,63	860	541,8		
6B	8	0,65	559	363,35		
7	14	2,99	86		257,14	
8a	14	9,89	2		19,78	
8b	14	3,6	2		7,2	
Délka celkem [m]				905,15	1579,39	581,56
Cena za 1 m [kč]				80	175	420
Cena profilu celkem [kč]				72 412	276 393	244 255
Cena dvojice smyk. násad [kč]				20		
Cena smyk. násad celkem [kč]				28 380		
Cena za výztuž celkem [kč]				621 440 Kč		

NEDĚLENÁ VÝZTUŽ

Číslo položky	Profil [mm]	Délka [m]	Počet [ks]	Celková délka dle profilu [m] CFRP/Epoxy		
				ø 8	ø 14	ø 25
1	25	13,70	17			232,90
2A	25	14,99	10			149,90
2B	25	14,95	6			89,70
3	14	13,35	33		440,55	
4	14	4,83	86		415,38	
5	14	4,84	86		416,24	
6A	8	0,63	860	541,80		
6B	8	0,65	559	363,35		
7	14	2,99	86		257,14	
8	14	12,79	2		25,58	
Délka celkem [m]				905,15	1554,89	472,50
Cena za 1 m [kč]				80	175	420
Cena profilu celkem [kč]				72 412	272 106	198 450
Cena dvojice smyk. násad [kč]				20		
Cena smyk. násad celkem [kč]				28 380		
Cena za výztuž celkem [kč]				571 348 Kč		

Tabulka 8 a 9: Celkové ceny dělené a nedělené výztuže

8. ZÁVĚR

Úkolem této bakalářské práce byl návrh přemostění pozemní komunikace přes řeku Svitavu. Jako nosná konstrukce byla ze tří studií vybrána deska plného obdélníkového průřezu, která byla vyztužena FRP výztuží. Zatížení mostní konstrukce dopravou bylo provedeno zatěžovacím modelem LM1 dle ČSN EN 1991-2. Navrhování výztuže bylo provedeno na hodnoty vnitřních sil, které jsme získali výpočtem v softwaru SCIA Engineer 14. Tento výpočet a modelování bylo ověřeno a srovnáno s ručním výpočtem pomocí metody spolupůsobící šířky. Při navrhování výztuže rozhodne MSP, přesněji omezení šířky trhlín. Je tedy nutno zvýšit prvotně navrženou plochu výztuže, která byla navržena tak, aby konstrukce vyhověla na MSÚ. Do výpočtů v této fázi vstoupily také předpoklady ohledně maximální dovolené šířky trhlín pro mosty, která byla z důvodu navrhování z nekorozivního materiálu zvýšena na přijatelně bezpečnou a funkční hodnotu. I přes tyto změny a zvýšení hodnoty pro maximální šířku trhlín ale došlo k tomu, že konstrukce je značně, více než dvojnásobně, předimenzovaná. Srovnáním s výpočtem ocelové výztuže pro řešenou nosnou mostní konstrukci jsme zjistili, že MSP je rozhodující i pro tento typ výztuže, tudíž konstrukce bude také mírně naddimenzovaná. Při navrhování CFRP výztuže bylo zabezpečeno, že výztuž přenesou veškeré účinky zatížení ve všech směrech, skryté příčníky nebudou muset být vyztužovány jinak než zbytek deskové konstrukce. Po výpočtu a posouzení na MSÚ a MSP byla zpracována výkresová dokumentace. Výkres FRP výztuže přitom počítá s nedělením prutů na dílčí části, ale uvádí též tvary a hodnoty v případě, že by se investor rozhodl výztuž dělit. Pruty budou přesným technologickým postupem vyrobeny přímo ve výrobě, aby byly splněny všechny vlastnosti a parametry, s kterými jsme vstupovali do výpočtu. Jako poslední byla v programu Cinema4D a Photoshop zhotovena vizualizace, aby případný investor měl lepší přehled o řešené mostní konstrukci a jejích rozměrech.

9. SEZNAM ČÍSLOVANÝCH OBRÁZKŮ

Obrázek 1: Schematický podélný řez.....	7
Obrázek 2: Schematický příčný řez.....	7
Obrázek 3 a 4: Příklady FRP výztuží a jejich povrchové úpravy.....	12
Obrázek 5: Lineární závislost napětí ve výztuži na jejím přetvoření.....	17
Obrázek 6: Rovnováha sil na posuzovaném průřezu.....	18
Obrázek 7: Rozmístění smykových trnů v deskové konstrukci.....	19

10. SEZNAM ČÍSLOVANÝCH TABULEK

Tabulka 1: Vlastnosti různých typů vláken.....	12
Tabulka 2: Vlastnosti různých typů matric.....	13
Tabulka 3: Příklady výsledných kompozitů.....	13
Tabulka 4: Sortiment produktů vnitřních výztuží firmy PREFA KOMPOZITY, a.s.....	13
Tabulka 5: Kompozitní výztuže s materiálovými charakteristikami garantovanými fib TG 9.3 (9/2007).....	14
Tabulka 6: Srovnání maximálních ohybových momentů ze softwaru s ručním výpočtem.....	16
Tabulka 7: Velikosti průhybů ze softwaru a výsledné hodnoty průhybů jednotlivých zatěž. stavů získané přenásobením součinitelem.....	22
Tabulka 8 a 9: Celkové ceny dělené a nedělené výztuže.....	24

11. SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY:

- [1] ZICH, Miloš. *Příklady posouzení betonových prvků dle eurokódů*. Praha: Dashöfer, 2010, 145 s. ISBN 978-80-86897-38-7.
- [2] PROCHÁZKA, Jaroslav a Jiří ŠMEJKAL. *Navrhování betonových konstrukcí: příručka k ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-1-2*. 1. vyd. Praha: Informační centrum ČKAIT, 2010, 330 s. ISBN 978-80-87438-03-9.
- [3] ČAMBULA, Jaroslav a Vladislav HRDOUŠEK. *Navrhování mostních konstrukcí podle Eurokódů*. 1. vyd. Praha: Informační centrum ČKAIT, 2010, 341 s. ISBN 978-80-87093-90-0.

SEZNAM POUŽITÝCH NOREM:

- [4] ČSN EN 1991-2. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2005.
- [5] ČSN EN 1992-1-1. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2006.
- [6] ČSN EN 1992-2. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2007.
- [7] ACI 440.1R-06: *Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars*. Reported by ACI Committee 440.
- [8] *FRP reinforcement in RC structures*. Technical report, 8/2007, Bulletin 40. Prepared by a working party of the Task Group 9.3.

12. SEZNAM PŘÍLOH

P1. PODKLADY, STUDIE A VIZUALIZACE

P1.1.	VARIANTA Č.1 - PODÉLNÝ ŘEZ	1:50
P1.2.	VARIANTA Č.1 - PŘÍČNÝ ŘEZ	1:25
P1.3.	VARIANTA Č.2 - PODÉLNÝ ŘEZ	1:50
P1.4.	VARIANTA Č.2 - PŘÍČNÝ ŘEZ	1:25
P1.5.	VARIANTA Č.3 - PODÉLNÝ ŘEZ	1:50
P1.6.	VARIANTA Č.3 - PŘÍČNÝ ŘEZ	1:25
P1.7.	PODKLADY	
P1.8.	VIZUALIZACE	

P2. VÝKRESOVÁ DOKUMENTACE

P2.1.	PODÉLNÝ ŘEZ - ŘEZ A-A	1:50
P2.2.	PŘÍČNÝ ŘEZ - ŘEZ B-B	1:25
P2.3.	PŘÍČNÝ ŘEZ - ŘEZ S-C	1:25
P2.4.	SITUACE	1:100
P2.5.	VÝKRES FRP VÝZTUŽE	1:25

P3. STATICKÝ VÝPOČET