



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí

Návrh nosné konstrukce lávky pro pěší z vysokohodnotného betonu

Design of pedestrian bridge superstructure made of UHPC

Diplomová práce

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Vedoucí práce: Ing. Michal Drahorád, Ph.D.

Bc. Stanislav Bohůn

Praha 2017



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Tháškurova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: <u>Bohůn</u>	Jméno: <u>Stanislav</u>	Osobní číslo: <u>396439</u>
Zadávací katedra: <u>K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí</u>		
Studijní program: <u>Stavební inženýrství</u>		
Studijní obor: <u>Konstrukce a dopravní stavby</u>		

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Návrh nosné konstrukce lávky pro pěší z vysokohodnotného betonu

Název diplomové práce anglicky: Design of pedestrian bridge superstructure made of UHPC

Pokyny pro vypracování:

- variantní řešení konstrukce, optimalizace využití materiálu
- návrh a posouzení nosné konstrukce lávky z UHPC
- návrh kritických detailů

Seznam doporučené literatury:

Jméno vedoucího diplomové práce: Michal Drahorád

Datum zadání diplomové práce: 13.10.2016 Termín odevzdání diplomové práce: 8.1.2017
Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

Podpis vedoucího práce _____ Podpis vedoucího katedry _____

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v diplomové práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.

13.10.2016 _____
Datum převzetí zadání Podpis studenta(ky)

Čestné prohlášení

Prohlašuji, že předložená diplomová práce je původní a zpracoval jsem ji samostatně.

Prohlašuji, že citace použitých pramenů je úplná, že jsem ve své práci neporušil autorská práva (ve smyslu zákona č. 121/2000 Sb., o právu autorském a o právech souvisejících s právem autorským).

V Praze dne 8. ledna 2017

.....

podpis

Poděkování

Na tomto místě bych rád poděkoval vedoucímu své diplomové práce Ing. Michalu Drahorádovi, Ph.D. za cenné rady, připomínky a odborné vedení při zpracování mé práce. Dále děkuji prof. Ing. Janu L. Vítkovi, CSc. za konzultace tématu, které mě při řešení práce navedly správným směrem. Poděkování patří také Ing. Josefu Fládrovi Ph.D., který mi ochotně poskytl recepturu a materiálové vlastnosti betonové směsi, ze které lávku navrhuji. Především však děkuji svým rodičům za to, že mi umožnili studovat na vysoké škole a za jejich podporu během celého studia.

Abstrakt

Diplomová práce se zabývá návrhem nosné konstrukce lávky pro pěší z vysokohodnotného betonu. Zaměřuje se zejména na rozhodující části nosné konstrukce, její kritické detaily a optimalizaci využití materiálu, jenž je vyrobitelný v místních podmínkách. Cílem práce je najít vhodné variantní a konstrukční řešení, které bude následně použitelné nejen pro lávku řešenou v této diplomové práci, ale bude mít univerzální použití pro lávky různých rozměrů.

Abstract

This diploma thesis deals with design of superstructure of pedestrian bridge made of Ultra High Performance Concrete. It focuses on critical parts and details of the superstructure. It also focuses on optimization of use of a material which can be produced in local conditions. The purpose of this thesis is to find a suitable solution of the pedestrian bridge, that is useful for the pedestrian bridge solved in this thesis and also has universal application for bridges with different sizes.

Klíčová slova

lávka pro pěší, předpjatý beton, vysokohodnotný beton, UHPC

Keywords

footbridge, pedestrian bridge, prestressed concrete, Ultra High Performance Concrete

Bibliografická citace

BOHŮN, Stanislav. 2017. *Návrh nosné konstrukce lávky pro pěší z vysokohodnotného betonu*. Praha. Diplomová práce. České vysoké učení technické v Praze, Fakulta stavební. Vedoucí práce Ing. Michal Drahorád, Ph.D.

Obsah

ÚVOD.....	9
1 TEORETICKÁ ČÁST.....	10
1.1 Vysokohodnotný beton	10
1.1.1 <i>Historie a současnost</i>	10
1.1.2 <i>Terminologie a třídění</i>	10
1.1.3 <i>Materiálové vlastnosti</i>	11
1.1.4 <i>Normy a předpisy</i>	12
1.1.5 <i>Složení směsi</i>	13
1.1.6 <i>Zkoušení</i>	16
1.1.7 <i>Výzkum</i>	18
1.1.8 <i>Smršťování a ošetřování</i>	19
1.1.9 <i>Budoucnost používání UHPC</i>	22
1.2 Aplikace UHPC ve světě	22
1.2.1 <i>Sherbrook Footbridge, Kanada</i>	23
1.2.2 <i>Mars Hill Bridge, Iowa</i>	23
1.2.3 <i>Sakata Mirai Footbridge, Japonsko</i>	24
1.2.4 <i>Pont du Diable, Francie</i>	24
1.2.5 <i>Další aplikace UHPC</i>	25
1.3 Aplikace UHPC v ČR.....	25
1.3.1 <i>Ztracené bednění – most v Benátkách nad Jizerou</i>	25
1.3.2 <i>Zavěšená lávka pro pěší v Čelákovících</i>	26
1.3.3 <i>Lávka pro pěší u Opatovic</i>	28
1.4 Segmentová technologie výstavby mostů.....	30
1.5 Předpětí	32
1.5.1 <i>Předpětí předem a dodatečně</i>	35
1.5.2 <i>Ztráty předpětí</i>	35
2 PRAKTICKÁ ČÁST	36
2.1 Návrh lávky pro pěší z UHPC	36
2.1.1 <i>Umístění lávky</i>	36
2.1.2 <i>Rozměry navrhované lávky, základní údaje</i>	37

2.2	Variantní řešení lávky	40
2.2.1	<i>Varianta 1 – Konstrukce betonovaná v celku</i>	40
2.2.2	<i>Varianta 2 – Segmentová konstrukce</i>	42
2.2.3	<i>Varianta 3 – Stěnové prefabrikáty a kombinace s ocelí</i>	43
2.2.4	<i>Výběr varianty pro návrh</i>	45
2.3	Výpočty.....	46
2.3.1	<i>Použité programy a výpočetní modely</i>	46
2.3.2	<i>Konstrukce</i>	46
2.3.3	<i>Materiálové charakteristiky</i>	49
2.3.4	<i>Zatížení</i>	50
2.3.5	<i>Kombinace zatížení</i>	52
2.3.6	<i>Vnitřní síly</i>	53
2.3.7	<i>Návrh předpětí</i>	54
2.3.8	<i>Mezní stav použitelnosti</i>	57
2.3.9	<i>MSÚ</i>	61
2.3.10	<i>Dynamika</i>	75
2.3.11	<i>Návrh kotevních oblastí</i>	76
2.3.12	<i>Betonářská výztuž</i>	80
2.3.13	<i>Návrh spodní stavby</i>	81
2.3.14	<i>Návrh příslušenství</i>	82
	ZÁVĚR	86
	SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ	87
	SEZNAM OBRÁZKŮ, TABULEK A GRAFŮ	91
	SEZNAM PŘÍLOH	95

Úvod

Beton je jeden z nejrozšířenějších stavebních materiálů na světě. Ruku v ruce s technologickým pokrokem se zlepšují i jeho vlastnosti. Tlakové pevnosti betonů, které byly dříve nemyslitelné nebo těžce dosažitelné, jsou nyní běžně používané. V minulých letech byl beton používán především pro masivní konstrukce a prvky. Vysokohodnotné betony umožňují vytvářet zcela nové konstrukce o rozměrech, o kterých si před několika lety mohli stavitelé pouze nechat zdát. Vznikají tak nové stavby ze stále pevnějších betonů o stále větší štíhlosti a tvarové rozmanitosti.

Tématem této práce je návrh nosné konstrukce předpjaté lávky pro pěší z vysokohodnotného betonu. Tento moderní materiál nalézá stále širší uplatnění, v mostním stavitelství pak zejména u lávek pro pěší. Při výběru tématu diplomové práce jsem se rozhodl pro konstrukci z UHPC právě proto, že je to dle mého názoru materiál budoucnosti a sám o sobě je svou složitostí a náročností při zpracování velmi zajímavý. Práce je dále psána v množném čísle, které je pro závěrečné diplomové práce typické.

Práce je rozdělena do dvou částí.

V první, teoretické části, budou popsány materiálové vlastnosti vysokohodnotného betonu, jeho rozdílnosti od tradičního betonu, či například normy a předpisy, sloužící pro jeho navrhování. Je zde také představeno několik již realizovaných konstrukcí z UHPC, a to jak ve světě, tak v České republice. Teoretická část bude dále doplněna o popis technologií, se kterými se v další části práce setkáme.

Ve druhé části bude řešen statický výpočet nosné konstrukce lávky pro pěší pro konkrétní lokalitu a zadané rozpětí. Bude zde porovnáno několik variant výstavby lávky s ohledem na vyrobiteľnosť a montáž. Při návrhu je kladen důraz zejména na rozhodující části nosné konstrukce a její kritické detaily. Cílem práce je najít vhodné variantní a konstrukční řešení, které bude následně použitelné nejen pro lávku řešenou v této diplomové práci, ale bude mít univerzální použití pro lávky různých rozměrů.

1 Teoretická část

1.1 Vysokohodnotný beton

1.1.1 Historie a současnost

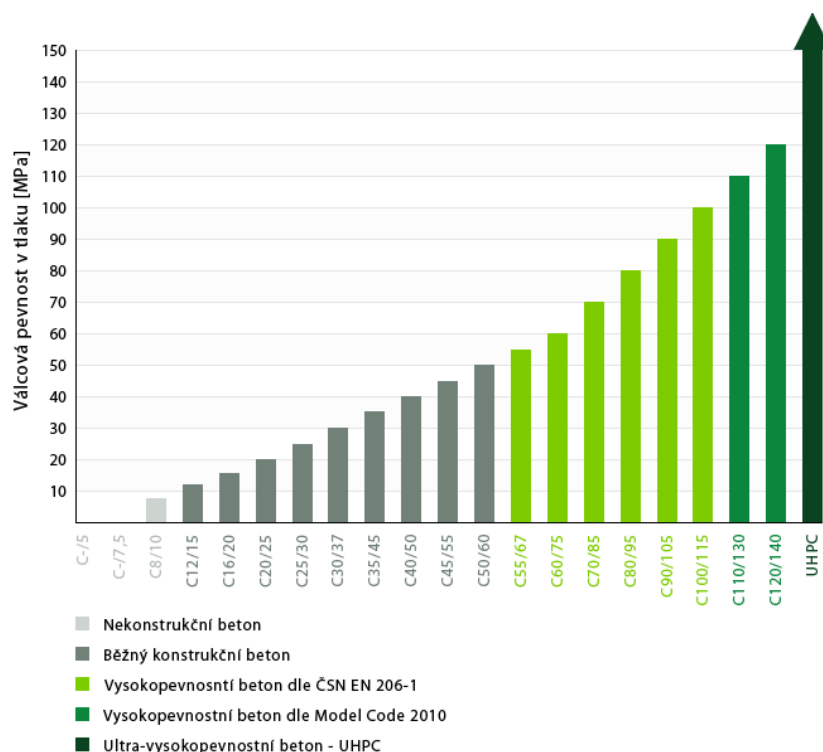
Materiál na bázi cementu používali již staří Římané. Později byla objevena výroba portlandského cementu a beton se stal běžnou součástí stavebnictví. Od svého objevu se neustále vyvíjí. Ještě v 60. letech minulého století byl beton vyráběn pouze z kameniva, cementu a vody, v podstatě tak, jak je dnes běžné pro domácí použití. Pevnost v tlaku se pohybovala okolo 20-25 MPa, maximální hodnoty dosahovaly 60 MPa. Vyšších pevností bylo později dosahováno použitím plastifikačních přísad, které umožnily snížení vodního součinitele a zlepšenou zpracovatelnost. Další navýšení maximální pevnosti přišlo s použitím jemných složek v betonu, které vyplňovaly mezery mezi póry cementového tmelu a s dalším vývojem plastifikátorů. Lze tak říci, že vyšší pevnosti betonu je dosahováno zejména díky novým chemickým přísadám, neboť kamenivo, voda i cement zůstávají v podstatě neměnné. [1]

V současné době je znát nárůst produkce betonů vyšších pevností. V období mezi lety 2004 a 2011 výrazně klesl objem výroby betonu pevnostních tříd menších než C16/20 a naopak vzrostl podíl betonů tříd vyšších než C35/45. Celé spektrum pevnostních tříd se tak posunulo směrem nahoru. Tento trend samozřejmě nebude pokračovat do nekonečna, velké množství konstrukcí stále nevyžaduje vysoké pevnosti betonů, horní hranice spektra používaných betonů se však bude zvyšovat. [2]

1.1.2 Terminologie a třídění

UHPC je mezinárodně používaná zkratka pro ultra vysokohodnotný beton – Ultra High Performance Concrete. Vzhledem k tomu, že bývá ve většině případů vyztužen rozptýlenou výztuží – vlákny (a pro dosažení vysokých pevností je nutné, aby jimi byl vyztužen), používá se často i zkratka UHPFRC – Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete. Pojem vysokohodnotný pak znamená nejen zvýšenou tlakovou pevnost betonu, ale i jiné vylepšené vlastnosti, např. trvanlivost či houževnatost, které jej odlišují od běžných betonů. Podmnožinou vysokohodnotných betonů je např. vysokopevnostní beton (HSC – High Strength Concrete), vyznačující se pouze vyšší hodnotou tlakové pevnosti. Používá se i termín HPC – High Performance Concrete –

vysokohodnotný beton. Hranice mezi jednotlivými hodnotami pevností není přesně stanovena. Obvykle se UHPC označuje jako materiál s válcovou pevností nad 150 MPa. V této práci pro něj budeme dále používat pouze pojmy UHPC a Vysokohodnotný beton. Shrnutí pevnostních tříd ukazuje Obrázek 1. [1][3]



Obrázek 1: Třídy betonů a UHPC. Převzato z [4].

1.1.3 Materiálové vlastnosti

Hlavními výhodami UHPC jsou velmi vysoká pevnost a trvanlivost. Díky vysoké pevnosti je možné navrhovat štíhlejší konstrukce a snižovat tak její hmotnost. Nehodí se naopak pro masivní konstrukce. Vzhledem k nízkému obsahu pórů uvnitř kameniva je ztížen vstup agresivních médií do betonu, čímž je dosaženo velmi vysoké trvanlivosti. UHPC je také silně mrazuvzdorný. Splňuje tak požadavky na trvanlivost ve všech prostředích daných normou. Díky tomu je možno navrhovat např. nižší krytí při použití betonářské výztuže či předpínacích lan. Obecně se udává životnost přes 200 let. Pevnost cementové matrice v prostém tahu je vyšší než 7 MPa. Vysoká dávka drátků ve směsi UHPC pak zajišťuje vysokou reziduální pevnost v tahu po vzniku trhliny. Další významnou vlastností UHPC je tzv. zarůstání trhlin – samohojící vlastnosti zajišťující dlouhodobé udržení pevnosti v tahu za předpokladu dodržení limitní šířky trhlin. [3][4]

Vysoká pevnost materiálu je principiálně zajištěna nízkým obsahem vzduchových pórů v betonu. Běžně vyráběné betony jich obsahují velké množství a jejich velikost bývá i menší než velikost zrn cementu. Póry vyplněné vzduchem však nejsou schopny přenášet namáhání. Z toho důvodu jsou při návrhu UHPC používány velmi jemné částice, které tyto prostory vyplňují pevným materiálem a zajišťují tak přenos namáhání. To vede k výraznému nárůstu pevnosti. Nejčastěji používaným jemnozrnným materiálem je křemičitý úlet neboli mikrosilika.

1.1.4 Normy a předpisy

V současné době neexistuje žádná mezinárodně uznávaná a závazná norma nebo předpis pro navrhování a výrobu prvků z UHPC. Jejich vývoj neprobíhá tak rychle, jak bylo původně předpokládáno. Základním předpisem pro navrhování UHPC je fib Model Code 2010 z roku 2013. Nejvyšší třída betonu v něm uvedená je však pouze C120/140. Všechny další předpisy pro navrhování UHPC by pak měly vycházet právě z Model Code 2010, nebo by s ním alespoň neměly být v rozporu. [5]

V zahraničí vyšlo pro navrhování UHPC několik předpisů pro jednotlivé země. Ve Francii byl v roce 2013 vydán předpis SETRA/AFGC [6], jenž např. předpokládá používání průmyslově vyráběných suchých směsí. Dále popisuje metody pro průkazní a kontrolní zkoušky, nepopisuje však kombinaci UHPC s betonářskou výztuží. [5]

V Německu bylo mezi lety 2006 a 2013 uvolněno ze státních prostředků pro výzkum UHPC cca 12 milionů eur. Předpisy pro použití UHPC byly publikovány v BetonKalenderu (2013 a 2014). Předpokládají použití lokálně dostupných materiálů a popisují i kombinaci UHPC s betonářskou výztuží. [5]

1.1.4.1 Předpisy pro UHPC v ČR

Pro používání vysokohodnotných betonů na pozemních komunikacích v ČR vznikly v roce 2010 Technické podmínky (TP 226) – Vysokohodnotné betony pro mosty PK [7]. Platí pro nosné prvky mostních staveb z vysokohodnotného betonu pevnostních tříd C55/67 až C90/105. Pro betony vyšších pevnostních tříd však tyto TP neplatí, stejně jako pro ně neplatí postupy uvedené v ČSN EN 1992-1-1 [8] a v ČSN EN 1992-2 [9]. Pro betony pevnostních tříd vyšších než C90/105 je zde doporučeno přiměřeně používat návrhové postupy dle ČSN EN a potřebné charakteristiky stanovovat na základě zkoušek. [7]

S cílem vytvořit první podklad v rámci ČR pro využívání UHPC vznikly v rámci řešení projektu „Aplikovaný výzkum ultravysokohodnotného betonu pro prefabrikované prvky“ tři díly Metodiky pro návrh UHPC:

- Metodika 1 – Metodika pro návrh UHPC a pro materiálové zkoušky [5]
- Metodika 2 – Metodika pro navrhování prvků z UHPC [10]
- Metodika 3 – Metodika pro výrobu prvků z UHPC a pro kontrolu jejich provedení [11]

Z těchto metodik primárně vycházíme i při návrhu lávky z UHPC ve druhé, praktické části této práce.

Stejně jako u německých předpisů, i ty české předpokládají použití lokálně dostupných materiálů v místních podmínkách. V nejvíce namáhaných částech konstrukce dále připouští použití betonářské výztuže. [5]

1.1.5 Složení směsi

UHPC se vyrábí z prvotřídních surovin, z ekonomických důvodů pokud možno lokálně dostupných, a za použití nejmodernějších chemických přísad. Velmi důležité je přesné dávkování, u malých množství často ruční, a míchací zařízení. Jednotlivé složky směsi jsou tak v určitém poměru poskládány do požadovaného celku a mají zajistit požadované vlastnosti UHPC. Každá směs UHPC by měla být navržena na konkrétní podmínky použití. [3][4]

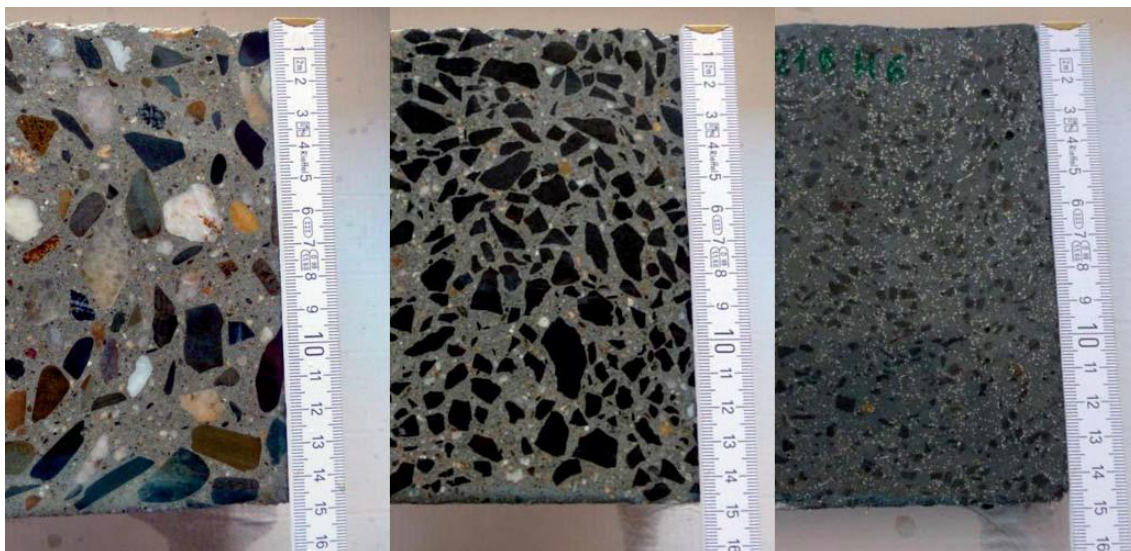
1.1.5.1 Cement

Cement používaný ve vysokohodnotných betonech se nijak neliší od cementů v betonech běžných pevností. Nejobvyklejší je portlandský CEM I 42,5 a CEM I 52,5, použití jiných typů však není vyloučeno. Dávkování cementu bývá oproti běžným betonům vyšší, pohybuje se mezi 600-1000 kg/m³. [5]

1.1.5.2 Kamenivo

Vzhledem k vysoké pevnosti betonu je nutno použít také kamenivo o vysoké pevnosti a kvalitě s minimem interních poruch. Pro zajištění přesnosti dávkování je také nutno znát křivku zrnitosti kameniva. Omezena je také velikost největšího zrna, běžně 4 mm, často však pouze 1 mm. Nejběžnějším druhem kameniva pro použití v UHPC je čedičové kamenivo. [5]

Obrázek 2 zachycuje změnu skladby směsí různých betonů se zvyšující se pevností. Na obrázku vlevo je řez běžným betonem, na obrázku uprostřed vysokopevnostním betonem a na obrázku vpravo řez UHPC. Klesající velikost největšího zrna kameniva při rostoucích pevnostech betonů je zde jasně patrná. [3]



Obrázek 2: Srovnání skladby směsí betonů. Převzato z [3].

1.1.5.3 Voda

Hodnota vodního součinitele w/c je z důvodu dosažení vysoké pevnosti velmi nízká, běžně mezi 0,20-0,25. Objevují se však i směsi s vodním součinitelem mimo tento interval. [5]

1.1.5.4 Přísady

Tekutost čerstvé směsi a zpracovatelnost ovlivňují zejména chemické přísady – plastifikátory. Ty umožňují použití menšího množství vody a tím pádem dosažení vyšší pevnosti. Dávkování je individuální, závisí na návrhu jednotlivých receptur. Z chemického hlediska se jedná o materiály na bázi polykarboxylátetherů (PCE). [5]

1.1.5.5 Příměsi

Příměsi jsou jemnozrné materiály s velikostí zrn max. 0,25 mm. Cílem použití příměsí je zajistit co největší hutnost a minimalizovat mezerovitost betonu vyplněním mikrostruktury. To má za následek pozitivní ovlivnění pevnostních charakteristik betonu i smršťování. Nejběžnější příměsí UHPC je křemičitý úlet neboli mikrosilika. Její dávkování vyplývá z návrhu jednotlivých receptur. Použití mikrosiliky však vyžaduje vyšší dávkování vody a plastifikátoru. Jako příměsi je dále možno použít např.

popílek či vysokopeční strusku, s výzkumem nanotechnologií se začíná používat i nanosilika. [1][5]

1.1.5.6 Vlákna

Pro zajištění vysokých pevností a vysoké duktility UHPC je nutno použít do směsi rozptýlenou výztuž – vlákna. Dávkování se pohybuje mezi 1 a 3 % z objemu betonu, tj. cca 80-240 kg/m³ ocelových vláken. Dostatečné množství vláken je nutné k zajištění únosnosti průřezu po vzniku trhliny, kdy je tato výztuž ve vzniklé trhlině aktivována. Nejvhodnějším typem vláken pro použití v UHPC jsou ocelová vlákna s pevností v tahu až 2000 MPa, délky max. 20 mm a průměru do 0,3 mm. Dříve používaná delší vlákna mívala koncovou úpravu, pro tenkostěnné prvky však nejsou vhodná. Není vyloučeno ani použití polymerních vláken, které při zkouškách dosahují taktéž uspokojivých výsledků, či vláken skleněných. Ta však vzhledem ke své křehkosti nemusí být vhodnou volbou. [5]

1.1.5.7 Příklad složení směsi

Návrh směsi je vždy věcí požadavku pro konkrétní aplikaci. Tabulka 1 ukazuje možný poměr jednotlivých složek směsi UHPC vyvíjené v Kloknerově ústavu ČVUT v Praze.

Tabulka 1: Hmotnostní poměry UHPC. Převzato z [11].

Materiál	kg/m³	Hmotnostní %
Portlandský cement 42,5 R	700	28,6
Písek frakce 0-2 mm	1160	47,3
Křemičitý úlet a struska	250	10,2
Superplastifikátor	30	1,2
Ocelová vlákna	150	6,1
Voda	160	6,5
Vodní součinitel	0,23	

1.1.5.8 Dávkování a míchání

Vzhledem ke složitosti UHPC je nutno dodržet přesné dávkování jednotlivých složek navržené směsi. Vyžadovaná přesnost dávkování je ±1 %. UHPC je velmi citlivý

na dávkování vody. Pro dokonalou kontrolu množství záměsové vody je nutno používat vysušené kamenivo. [11]

Proces míchání UHPC vyžaduje s ohledem na složení směsi rozdílný přístup než u běžných betonů. Ze zkušeností vyplývá, že UHPC lze míchat v míchačce s nuceným mícháním v běžných betonárnách. Je ale nutno mít na paměti odlišné reologické chování směsi a s ním spojenou delší dobu míchání (cca 2x-6x) a vyšší potřebu energie pro míchání. Nejdůležitějším faktorem výroby UHPC je dokonalé promíchání jednotlivých složek. Proto je nutno vyzkoušet pořadí vstupních materiálů, doby jednotlivých intervalů míchání i rychlost míchání. Obvyklým postupem je dávkování vláken na závěr celého procesu míchání. Vzhledem k vysokému množství vláken je nutné jejich dávkování po částech tak, aby nedošlo ke vzniku shluků, ale aby byly rovnoměrně rozmíchány po celé dávce směsi. [11]

1.1.6 Zkoušení

1.1.6.1 Zkoušení čerstvého UHPC

Pro kontrolu kvality čerstvé směsi UHPC se používají stejné nebo podobné metody jako u běžných betonů. V některých případech je ale nutná modifikace, jako např. u metody rozlití kužele. Vzhledem k velikosti běžného Abramsova kužele, tedy i ke spotřebě materiálu, je možné při míchání menších dávek betonu použít menší kužely. Mezi další kontrolní zkoušky čerstvé směsi patří zkouška teploty čerstvé směsi, zkouška objemové hmotnosti a informativně i zkouška obsahu vzduchu. Tyto tři zkoušky se provádí v běžně používaném zkušebním hrnci. [11]

1.1.6.2 Zkouška pevnosti v tlaku

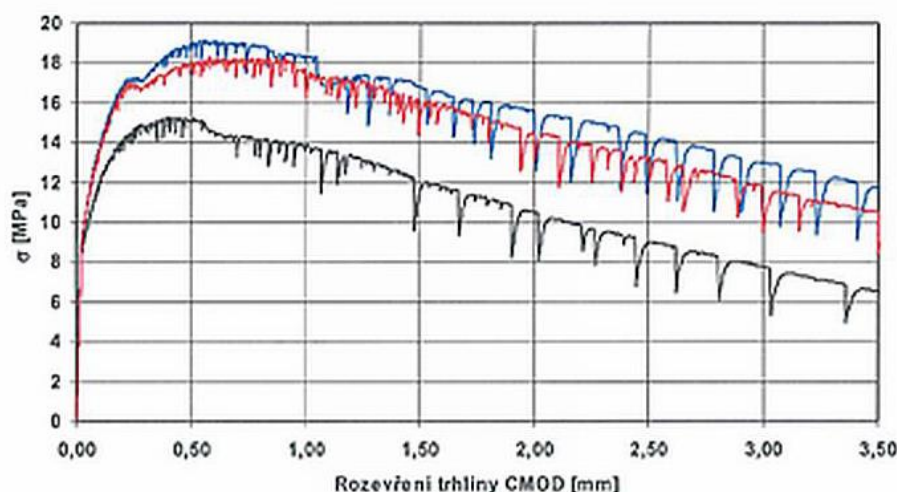
Hodnota pevnosti v tlaku je pro UHPC základní hodnotou. Je udávána jako válcová pevnost na válcích o štíhlostním poměru min. 1:2. Vzhledem ke kapacitě běžných zkušebních zařízení a pevnosti UHPC nad 150 MPa není přesně stanovena velikost zkušebních těles. Jejich rozměry by tak měly být uváděny společně s hodnotou tlakové pevnosti UHPC. [5]

Dle doporučení AFGC [6] je jako referenční zkušební těleso uváděn válec o průměru 110 mm a výšce 220 mm, popřípadě 70/140 mm. V podmínkách ČR jsou jako zkušební tělesa používány krychle o hraně 150 nebo 100 mm a válce o průměru

150 mm a výšce 300 mm. Při použití zkušebních válců jiných rozměrů se zachováním štíhlostního poměru 1:2 bývá dosaženo srovnatelných výsledků. [5]

1.1.6.3 Zkouška pevnosti v tahu za ohybu

Tato zkouška je prováděna standardně jako u běžných betonů třibodovým nebo čtyřbodovým ohybem na zkušebních hranolech s vrubem či bez vrubu. Důležité pro UHPC je zaznamenávání průběhu deformace během této zkoušky. Měří se průhyb nebo rozevírání trhliny (CMOD – Crack Mouth Opening Displacement), které umožňuje stanovení kompletního diagramu odolnosti UHPC po vzniku trhliny. Velikosti zkušebních hranolů bývají nejčastěji 150x150x700 mm, případný vrub na spodní hraně trámce má hloubku 25 mm. Kvůli jemnozrnnosti materiálu se však využívají i menší hranoly 40x40x160 mm. Pevnosti na těchto malých trámcích dosahují 1,5 - 2x vyšších hodnot než u větších trámců s vrubem. [5]



Obrázek 3: Záznam ohybové třibodové zkoušky s vrubem. Převzato z [5].

1.1.6.4 Vliv orientace vláken

Tahová pevnost UHPC z velké části závisí na orientaci vláken rozptýlené výztuže. Ta se při ukládání do bednění orientují ve směru tečení směsi. Poblíž bednění se vlákna orientují rovnoběžně s jeho stěnami – tzv. stěnový efekt. Vlivem gravitace a případné vibrace pak po výšce průřezu dochází k sednutí vláken. Rozdíl pevností v tahu za ohybu u prvků, u kterých došlo k sednutí vláken, proti prvkům, u kterých k tomuto sednutí nedošlo, bývá v řádu desítek procent. Proto je tento problém důkladně zkoumán a je snaha mu zamezit. V Kloknerově ústavu ČVUT v Praze byla například vyvinuta optická mikroskopická metoda kontroly homogenity distribuce vláken na řezné ploše.

Nasnímáním řezné plochy je tak možno vyhodnotit rozložení vláken po výšce betonového průřezu. [5]

V doporučení AFGC [6] je vliv orientace vláken stanoven hodnotou K-faktoru. Ten se do výpočtů zavádí v oblasti po vzniku trhliny a snižuje hodnoty reziduálních napětí po vzniku trhliny. Jeho hodnota se stanovuje jako podíl maximálního dosaženého ohybového momentu M_{max} k nejvyšší hodnotě z minimálních hodnot ohybového momentu $\max(M_{min})$. [5]

$$K = \frac{M_{max}}{\max(M_{min})}$$

1.1.6.5 Zkouška Charpyho kladivem

Pro rychlé a informativní zjištění funkce vláken z hlediska rázové odolnosti lze využít zkoušku Charpyho kladivem. Dle doporučení AFGC [6] je tato zkouška akceptovatelná pro stanovení hodnoty K-faktoru popsaného výše. [5]

1.1.6.6 Modul pružnosti

Zkouška modulu pružnosti se provádí stejně jako u běžných betonů na válcovém zkušebním tělese průměru 150 mm a výšce 300 mm. Běžné hodnoty modulu pružnosti se u UHPC pohybují mezi 45-55 GPa. Pomocí ultrazvuku a elektromagnetické rezonance se stanovuje také dynamický modul pružnosti. [5]

1.1.6.7 Zkoušky na reálném prvku

Na hotovém prvku, popřípadě jeho části či modelu, je doporučeno provést zkoušku pevnosti do porušení či do zvoleného stupně využití působením sil simulujících skutečné působení na hotové konstrukci a porovnat tyto výsledky s výpočtem. [5]

1.1.7 Výzkum

Vývoj a výzkum UHPC probíhá prakticky po celém světě. Mezi jednotlivými zeměmi jsou však patrné rozdíly v navrhování směsí, jak z důvodu rozdílných podmínek prostředí, např. podnebných, tak z důvodu rozdílných vlastností cementu a kameniva v jednotlivých lokalitách. Receptury betonů použitých v jiných zemích jsou tak u nás často nepoužitelné. Je proto nezbytné, aby vývoj nových směsí UHPC probíhal u nás, v našich podmínkách, s našimi materiály a s využitím poznatků a zkušeností ze zahraničí. Na tyto odlišnosti je nutno klást důraz také při návrhu předpisů pro UHPC. [1]

1.1.7.1 Výzkum na ČVUT

Autor práce měl možnost seznámit se s postupem výroby jednotlivých směsí UHPC v magisterském studiu v předmětech YVHB – Vysokohodnotné betony a EAK – Experimentální analýza konstrukcí na Katedře betonových a zděných konstrukcí. Odtud také pochází složení směsi UHPC, ze které nosnou konstrukci lávky ve druhé, výpočtové části práce, navrhujeme. Recepturu a materiálové vlastnosti ochotně poskytl Ing. Josef Fládr, Ph.D.

Receptura betonu použitého ve výpočtové části byla navržena s požadavky vysoké tlakové i tahové pevnosti betonu a zároveň dobré zpracovatelnosti čerstvého betonu z důvodu malé tloušťky stěn lávky. Požadovaná tlaková pevnost byla 150 MPa a pevnost v tahu za ohybu 15 MPa. Složení směsi udává Tabulka 2, materiálové charakteristiky viz praktická část, kapitola 2.3.3.1.

Tabulka 2: Složení námi použité směsi UHPC.

Složka směsi	Množství kg/m ³
Cement I 42,5 R	650
Voda	195
Vodní součinitel w/c	0,3
Kamenivo čedičové jemné 0-4	1566
Superplastifikátor Sika	27
Mikrosilika	80
Drátky Dramix OL13/0.20	120
Celkem	2638

1.1.8 Smršťování a ošetřování

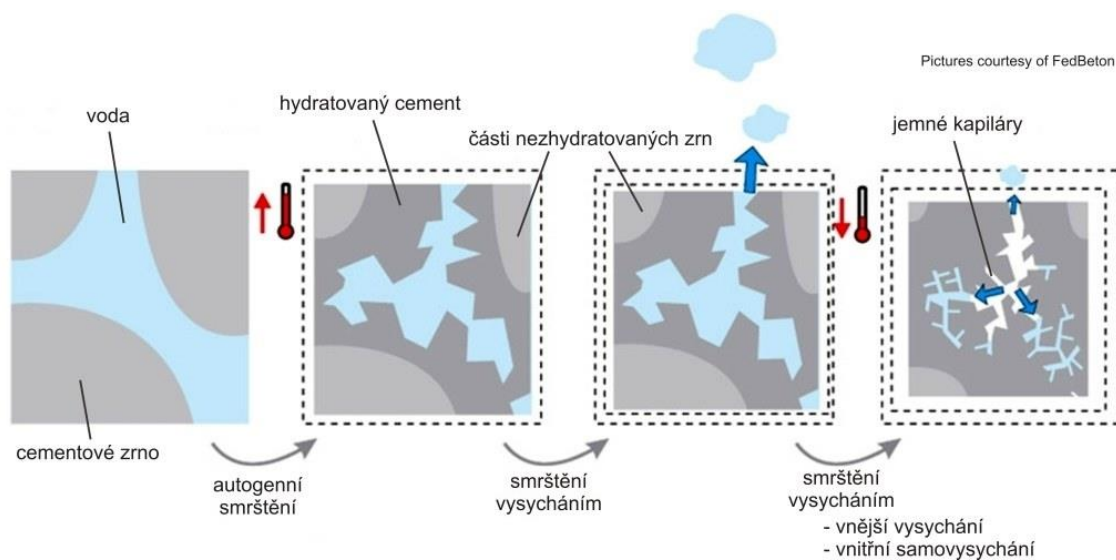
Smršťování betonu, respektive jeho zamezení ošetřováním, je u vysokohodnotných betonů velmi důležitým faktorem při návrhu, a to jak z důvodu zamezení objemovým změnám, tak pro dosažení požadovaných pevnostních vlastností. Při smršťování betonu dochází ke snížení jeho objemu. K tomuto jevu dochází u každého betonu a není možné mu zabránit, pouze tyto změny co nejvíce omezit. Důvody smršťování betonu jsou u běžných betonů dva – fakt, že objem složek před hydratací je větší než po proběhnutí hydratace, a únik vody z betonu do okolí. U vysokohodnotných betonů se pak přidává třetí faktor, tzv. samovysychání. Tyto

způsoby smršťování pak působí souběžně, nebo přecházejí jeden v druhý. Spolu pak tvoří celkové smršťování betonu. [12]

Prvním druhem smršťování je smršťování autogenní, označováno také jako chemické. To se projevuje v důsledku hydratace cementu. Objem složek před hydratací (pojivo a voda) je větší než výsledný objem ztvrdlého cementového tmelu a beton tak během hydratace smršťuje. Logicky k němu dochází tak dlouho, dokud probíhají hydratační reakce. [12]

Ve druhém případě dochází k úniku vody z povrchu betonu odpařováním. Pokud k němu dochází před začátkem tuhnutí, označuje se tento jev jako plastické smršťování. Začíná na povrchu betonu a je závislé především na vlhkosti okolního vzduchu a způsobu ošetřování. Případ, kdy voda uniká až po začátku tuhnutí a tvrdnutí betonu, je označován jako vysychání betonu. To je způsobeno úbytkem vody v ztvrdlém betonu během odpařování záměsové vody. [12]

K samovysychání pak dochází u vysokohodnotných betonů. Již ztvrdlý cementový tmel na povrchu UHPC má tak malou propustnost, že voda z povrchu betonu získaná ošetřováním není schopna dostat se dovnitř betonu. Voda zbývající uvnitř betonu se spotřebovává při hydrataci cementových zrn a jelikož je objem nově zhydratovaných zrn menší než objem původních složek, dochází ke smršťování. [12]



Obrázek 4: Smršťování betonu. Převzato z [12].

Opatření pro omezení smršťování betonu je mnoho. Je možno jej ovlivnit úpravou složení čerstvého betonu i způsobem ošetřování. Smršťuje se pouze cementový tmel. Z hlediska návrhu směsi je tedy pro omezení smršťování vhodné zvětšit frakci kameniva, a naopak zmenšit podíl cementu. Pro UHPC se však používá velké množství cementu a kamenivo menších frakcí, hodnoty jeho autogenního smršťování jsou proto v porovnání s běžnými betony vyšší. Na smršťování má také vliv jemnost mletí cementu a jeho druh. Lze jej také omezit snížením vodního součinitele či použitím expanzní přísady. [12]

Ošetřování je pro UHPC zásadním faktorem ovlivňujícím kvalitu celého materiálu. Mělo by tedy začít ihned, jak je to možné. Při ošetřování je důležité zamezit úniku vlhkosti z betonu, tj. omezit plastické smršťování a vysychání betonu. K tomu se používá např. zakrytí fólií po betonáži, kropení vodou (se zamezením vyplavování cementu), vlhčení vodní mlhou či nástřik ochranné emulze. Dále je nutno udržovat vhodnou teplotu a zamezit teplotním šokům. [11][12]

Z hlediska dosažení mechanických vlastností je UHPC citlivý na teplotní ošetřování v prvních dnech po zatvrdnutí. Výsledky výzkumu v Kloknerově ústavu ČVUT v Praze potvrzují navýšení pevnosti v tahu za ohybu o cca 25 % a navýšení pevnosti v tlaku o cca 10 % při ošetřování materiálu při teplotě 80 °C zahájeném 3 dny po výrobě a trvajícím 80 hodin. Ošetřování parou při vysokých teplotách nepředstavuje pro beton žádné riziko. Další výzkumy tyto výsledky potvrzují. Zásadní vliv na průběh smrštění a nárůst pevnosti má i teplota uložení. Ve výzkumu popsáném v [3] při porovnávání vzorků uložených v chladu při kolísavé teplotě od 20 do 5 °C a stejného vzorku uloženém v teple při 45 °C byla po 21 hodinách dosažena krychelná pevnost v tlaku přes 100 MPa u vzorku uloženého v teple, proti 25 MPa u vzorku uloženého v chladu. Počáteční skok smršťování byl 0,2 mm/m za 2 h u vzorku v teple a 0,35 mm/m za 5 h u vzorku v chladu. Celkové smrštění bylo přes 0,8 mm/m za 800 dní, což je více než u běžných betonů. 70 % celého smrštění však proběhlo v prvních 30 dnech od betonáže. Proto se UHPC využívá zvláště u prefabrikátů, kde jsou i snadnější podmínky pro betonáž, ošetřování a proteplování UHPC. [3][11]

1.1.9 Budoucnost používání UHPC

Jak již bylo zmíněno dříve, trend u výroby betonu směřuje k vyšším pevnostem. Stavby z vysokohodnotného betonu však přibývají pomalu. Důvodů je několik, chybějící normy a předpisy i náročnost výroby a s ní spojená nejistota spolehlivosti konstrukce při chybějící betonářské výztuži. Velký podíl na tom má i vysoká cena materiálu, která je mnohem vyšší než u běžných betonů. Pro srovnání, cena běžně používaného betonu C35/45 se v betonárnách pohybuje okolo 2600 Kč za 1 m³ bez DPH, zatímco stejný objem UHPC stojí přes 10 000 Kč, tedy minimálně 4x více. Tato cena je velmi variabilní, ovlivňuje ji zejména množství použitých chemických přísad, příměsí a drátků. Ty tak tvoří hlavní cenový rozdíl mezi běžnými betony a UHPC. Celková pořizovací cena konstrukce z UHPC je tak vyšší, což často hraje zásadní roli při vyhodnocování veřejných zakázek, kde je hlavním kritériem nejnižší cena. Při jejich stavbě pak vzhledem k chybějící legislativě a závazným normám závisí aplikace vždy na smluvních vztazích a dohodě mezi účastníky výstavby. [2]

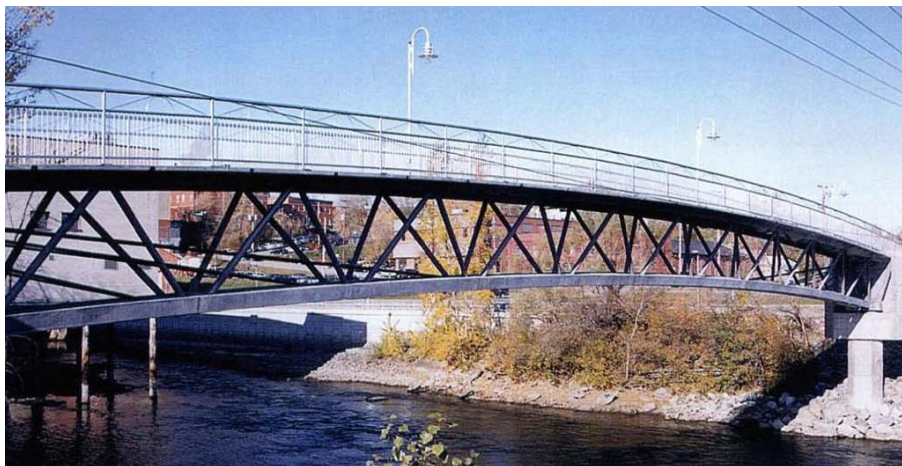
Vzhledem k vysoké pevnosti betonu však vznikají mnohem štíhlejší stavební konstrukce a prvky, při výstavbě je tak možné ušetřit jak na množství použitého betonu v nosné konstrukci, tak následně na dimenzích spodní stavby či dopravě menšího množství materiálu. UHPC je také trvanlivější než běžně používaný beton, není tedy nutné v průběhu životnosti stavby vynakládat tak velké prostředky na jejich údržbu a opravy. Celkové náklady na stavbu po celou dobu její životnosti tak mohou být oproti použití betonu běžných pevností navzdory vyšším počátečním nákladům nižší. V rámci trvale udržitelného rozvoje je tak používání UHPC rozhodně krokem správným směrem. V případě volby mezi realizací konstrukce z UHPC a konstrukce z betonu běžné pevnosti je tak nutno zvážit i tyto otázky. [2]

1.2 Aplikace UHPC ve světě

Vysoké pevnosti betonů jsou zkoumány a rozvíjeny po celém světě. Patrně nejznámějším druhem UHPC je směs Ductal, vyvinutá společnostmi Lafarge a Bouygues ve Francii. Po celém světě z ní bylo vyrobeno velké množství mostů a lávek pro pěší. Ductal se neustále vyvíjí, existuje několik druhů těchto směsí, liší se např. použitím ocelových a organických vláken. Pevnost v tlaku této jemnozrné směsi dosahuje 200 MPa, pevnost v tahu za ohybu dokonce až 40-45 MPa. [13][14]

1.2.1 Sherbrook Footbridge, Kanada

První aplikací UHPC na světě na větší konstrukci byla lávka ve městě Sherbrook v kanadské provincii Québec přes tamější řeku Magog v roce 1997. Rozpětí lávky je 60 m a tloušťka desky mostovky 30 mm. Použit byl materiál Ductal, diagonály jsou pak z nerezových trubek vyplněných betonem. Vzhledem k tomu, že se jednalo o první aplikaci Ductalu na tak velké konstrukci vůbec, nejsou materiálové vlastnosti plně využity. [11]



Obrázek 5: Sherbrook Footbridge, Kanada. Převzato z [11].

1.2.2 Mars Hill Bridge, Iowa

Výzkum UHPC v USA je nejdále na Iowa State University. V tomto státě byl také postaven první most z Ductalu v USA v roce 2005. Tvoří jej tři nosníky průřezu I spřažené s železobetonovou deskou mostovky. Rozpětí mostu je 33,5 m. [11]



Obrázek 6: Mars Hill Bridge, Iowa. Převzato z [11].

1.2.3 Sakata Mirai Footbridge, Japonsko

Z UHPC je možné stavět velmi štíhlé konstrukce na dlouhá rozpětí. Důkazem toho je lávka Sakata Mirai v Japonsku o rozpětí 50 m a výšce 1,55 m uprostřed rozpětí. Opět je zde použit materiál Ductal, postavena byla v roce 2002. [11]



Obrázek 7: Sakata Mirai Footbridge, Japonsko. Převzato z [11].

1.2.4 Pont du Diable, Francie

V roce 2008 byla ve Francii na historickém a turistickém místě Pont du Diable na řece Hérault postavena stejnojmenná lávka z Ductalu. Sestavena je z patnácti prefabrikovaných segmentů délky 4,6 m s výškou příčného řezu 1,8 m a rozpětím 69 m. Dva nosníky ve tvaru kosti mají charakter parapetních nosníků a fungují zároveň jako zábradlí. Nosníky spojují tři příčná žebra v jednom segmentu, na které je pak připevněna betonová deska tloušťky 30 mm, viz Obrázek 30. Tato lávka také sloužila jako prvotní inspirace pro tuto diplomovou práci. [14][15]



Obrázek 8: Pont du Diable, Francie. Převzato z [15].

1.2.5 Další aplikace UHPC

Dopravními stavbami použití UHPC v žádném případě nekončí. Začíná se používat na různých konstrukcích pozemních staveb, velmi známé je např. u zastřešení mýtné brány na dálnici před viaduktem Millau. Architektonicky zajímavé jsou i fasády a sluneční clony z UHPC. Čím dál častěji se používají také u menších prvků, jak konstrukčních, tak čistě designových, jako např. nábytku či dekorací.

1.3 Aplikace UHPC v ČR

V České republice bylo dříve postaveno několik dopravních staveb z vysokohodnotného betonu (HPC), např. pěší lávka přes Svatku v Brně nebo lávka přes rychlostní komunikaci R35 u Olomouce. Významné konstrukce, na nichž byl použit ultra vysokohodnotný beton (UHPC) a které v této kapitole zmíníme, jsou však zatím jen 3. [13]

1.3.1 Ztracené bednění – most v Benátkách nad Jizerou

První praktickou aplikací UHPC v ČR byla montáž mostních desek ztraceného bednění při rekonstrukci spřaženého silničního mostu v Benátkách nad Jizerou. Desky půdorysného rozměru 1,0x1,6 m a tloušťky desky 20 mm s výztužnými žebry tloušťek 40 mm a 60 mm byly navrženy společností Pontex a vyrobeny ve firmě Skanska.

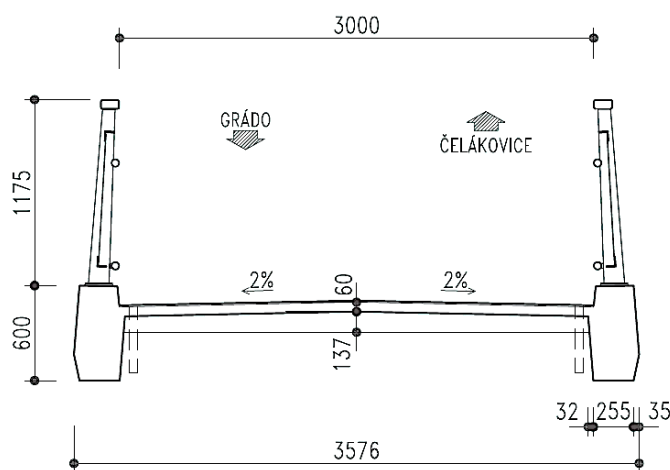


Obrázek 9: Montáž desek ztraceného bednění. Převzato z [11].

Materiál UHPC třídy C110/130 s rozptýlenou výztuží neobsahoval žádnou betonářskou výztuž. Desky byly navrženy na zatížení pohybujících se osob při montáži a vrstvu čerstvého betonu na povrchu desky. Po osazení desek byla aplikována výztuž mostovky a celá spráhující deska se zabetonovala bez nutnosti dalšího podepření. Tím byl zjednodušen celý průběh stavby, nebylo třeba dalšího lešení a pomocného materiálu, ani nebyl výrazně omezen provoz na dálnici pod mostem. [13]

1.3.2 Zavěšená lávka pro pěší v Čelákovících

Průlom v aplikaci UHPC v ČR zaznamenala lávka v Čelákovících jako první nosná konstrukce provedená z UHPC. Lávka překračující řeku Labe je zavěšená o třech polích s délkou středního pole 156 m. Předepnutá mostovka z UHPC je široká 3 m a tvořena segmenty o délce 11,3 m. Zavěšená je na dvou ocelových pylonech ve tvaru písmene A o výšce 37 m. V příčném řezu je lávka tvořena dvěma podélnými trámy, ve kterých je vedena předpínací výztuž a deskou mostovky o tloušťce 60 mm. Deska je dále vyztužena příčnými žebry s betonářskou výztuží. [16]



Obrázek 10: Příčný řez lávkou v Čelákovících. Převzato z [16].

Segmenty lávky se montovaly symetricky z obou břehů, nejdříve na pevné skruži, nad řekou byly poté na lávku instalovány ocelové montážní vozíky z prolamovaných nosníků, pomocí nichž se postupně připínaly segmenty zvedané z lodí. Na stavenišťe se segmenty dopravovaly z výroby po Labi loděmi. [16]



Obrázek 11: Montáž segmentů na lávce v Čelákovících. Převzato z [16].

Použitý UHPC byl vyvinut společností TBG Metrostav tak, aby bylo dosaženo pevnosti v tlaku min. 150 MPa, pevnosti v tahu za ohybu min. 15-20 MPa a optimální zpracovatelnosti pro konkrétní požadavky betonáže těchto segmentů. V průběhu vývoje se např. objevil problém rychle vysychajícího povrchu a také vliv velkého autogenního smršťování, bylo tedy nutné materiál ihned ošetřovat. Segmenty byly vyráběny na krátké dráze v ocelové formě na dva záběry o délce 5,65 m s monolitickou pracovní spárou, kterou procházela betonářská výztuž. [16]

Zkouškou se zajímavými výsledky byla pak zkouška únosnosti desky mostovky o tloušťce 60 m. Lávka byla dimenzována na přejezd lehkého užitkového vozidla, bylo tedy nutno ověřit, zda odolá účinkům zatížení na jednu nápravu, cca 25 kN. K žádnému porušení nedošlo ani při zatížení 80 kN. Při zatížení jedním břemenem 110 kN uprostřed šířky komunikace došlo ke zlomení příčných žeber. Při ověřování propíchnutí desky zatížené kontaktní kruhovou plochou průměru 200 mm se začaly objevovat první trhliny až při zatížení 150-200 kN a kolaps desky nastal až po zatížení přes 320 kN. Odpadlý kužel byl pak velmi plochý a při pohledu na lomovou plochu bylo patrné rovnoměrné rozložení drátků. [16]

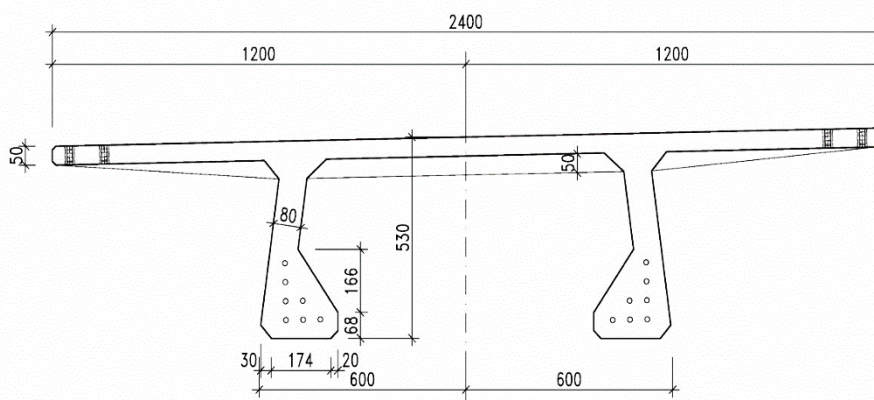


Obrázek 12: Propíchnutí desky. Převzato z [16].

Lávka v Čelákovících se stala průkopnickou konstrukcí pro použití UHPC v ČR. V době projektování nebyly k dispozici žádné předpisy pro navrhování UHPC v ČR, návrhy se tak opíraly o výsledky experimentů a zkoušek materiálu. Návrhové hodnoty UHPC byly často velmi podhodnocené, zejména z důvodu malých zkušeností s tímto novým materiálem. Výstavba této lávky ale poskytla velmi cenné poznatky a zkušenosti pro další návrh konstrukcí z vysokohodnotného betonu. [16]

1.3.3 Lávka pro pěší u Opatovic

V rámci vývoje UHPC s maximálním využitím lokálně dostupných materiálů byla navržena lávka z UHPC přes Opatovický kanál o rozpětí 15,3 m. V původním návrhu bylo počítáno s monolitickou předpjatou jednotrámovou konstrukcí o objemu 14 m³ betonu. Firma Pontex navrhla efektivnější tvar nosníku s příčným řezem ve tvaru písmene π a materiálem UHPC třídy C110/130. Konstrukce byla předem předpjatá. Díky použití UHPC byl objem betonu snížen na 4 m³ a celková hmotnost byla nižší než 13 tun. UHPC je mrazuvzdorný, nenasákavý a bez nároku na další údržbu. [17]



Obrázek 13: Příčný řez nosníkem lávky u Opatovic. Převzato z [17].

Součástí projektu byl i návrh a výroba tenkostěnné betonové výplně zábradlí pro tuto lávku. Proti původnímu předpokladu bylo však nutné použít v jejich žebrech betonářskou výztuž o průměru 6 mm a zábradlí upevnit liniově po všech čtyřech hranách. Štíhlost prvku tak není možné zmenšovat do nekonečna. [17]



Obrázek 14: Osazení lávky z UHPC u Opatovic. Převzato z [17].



Obrázek 15: Kompletní lávka se zábradlím z UHPC. Převzato z [17].

Součástí výzkumu je také dlouhodobé měření dotvarování tohoto nosníku. V rámci zpracování celého projektu vznikla s cílem vytvořit podklad pro další projekty s použitím UHPC třídlná metodika [5][10][11] certifikovaná Ministerstvem dopravy ČR, zmíněná v kapitole 1.1.4.1 – Předpisy pro UHPC v ČR. [17]

1.4 Segmentová technologie výstavby mostů

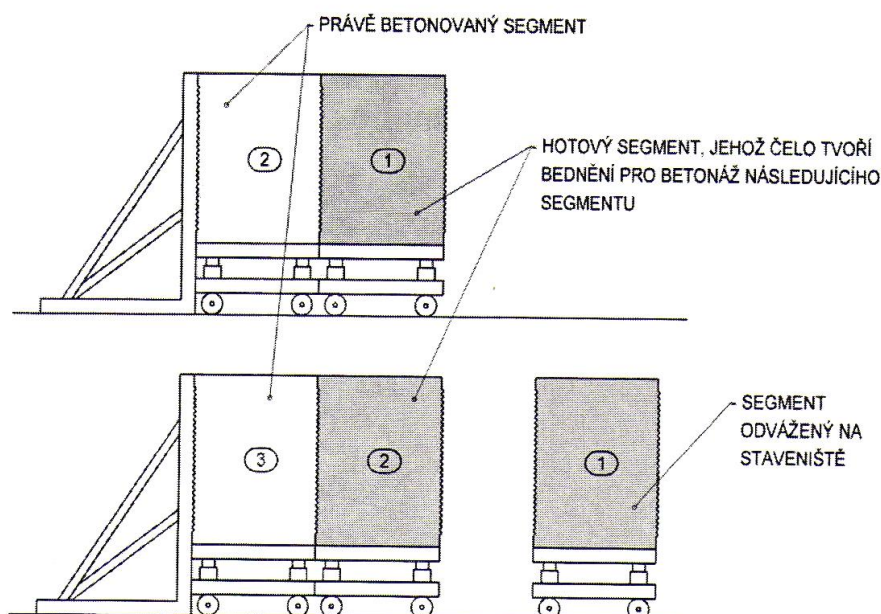
Segmentová technologie je jednou z často využívaných technologií výstavby mostů nejen u nás, ale i ve světě. Při jejím použití je nosná konstrukce rozdělena příčnými spárami na jednotlivé prefabrikované části – segmenty. Obvykle se používá pro dlouhé estakády o rozpětí polí 40-60 m. Rozměry segmentů, na nichž závisí jejich hmotnost, bývají omezeny nosností manipulačních a montážních prostředků. Průřez segmentových mostů bývá většinou komorový s konstantní výškou. Výjimky tvoří např. trémové či deskové průřezy, popřípadě průřez ve tvaru U, řešený právě v této práci. [18]



Obrázek 16: Mostní segment. Převzato z <http://www.asbi-assoc.org/images/imageGallery/58/image2.jpg>

Jednoznačnou výhodou segmentové technologie je vysoká kvalita jednotlivých prefabrikátů, betonovaných ve výrobě s důslednou kontrolou výroby a vysokou přesností. Ta je pro dosažení požadovaného projektovaného tvaru finální konstrukce velmi důležitá. Dalším faktorem ovlivňujícím přesnost celé konstrukce je pak spára mezi jednotlivými segmenty. Ta se navrhuje jako kontaktní, to znamená, že čelo předcházejícího segmentu tvoří čelo bednění pro výrobu dalšího segmentu. Tím je dosaženo maximální možné přesnosti výroby a přenosu napětí ve spáře. Pro výrobu betonových prvků z UHPC je vzhledem k jejich štíhlosti důležitá přesnost výroby, stejně jako dobré podmínky pro zpracování a ošetřování betonu. Prefabrikace, popřípadě segmentace větších konstrukcí, se tak jeví jako ideální volba pro výrobu konstrukcí z UHPC. [18]

Výroba segmentů probíhá na tzv. krátké dráze, viz Obrázek 17. Nový segment je vybetonován mezi čelem bednění z jedné strany a předchozím segmentem ze strany druhé, jak bylo popsáno výše. Hotové segmenty jsou pak odváženy na skládku nebo na staveniště. Díky tomuto postupu nejsou kladeny na výrobu velké prostorové nároky. Dříve se používala výroba na tzv. dlouhé dráze, kdy se celá řada segmentů o délce celého vahadla mostu betonovala za sebou. Zejména kvůli velkým prostorovým nárokům se tato metoda výroby již takřka nepoužívá, byť je díky ní jednodušší dosáhnout projektovaného tvaru celé konstrukce než u výroby na krátké dráze. [18]

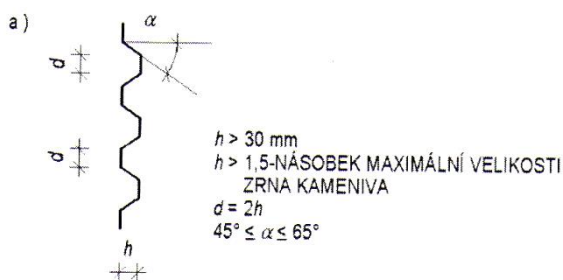


Obrázek 17: Výroba segmentů na krátké dráze. Převzato z [18].

Kritickým místem při návrhu segmentů jsou již zmíněné kontaktní spáry. Mezi segmenty totiž neprochází žádná betonářská výztuž, tím pádem nesmí ve spáře vzniknout tahové napětí. Je tedy nutno zajistit dostatečnou tlakovou rezervu, ani při charakteristické kombinaci zatížení pro posouzení MSP nesmí ve spárách vznikat tahová napětí. To s sebou nese i nutnost vyšší spotřeby předpínací výztuže. [18]

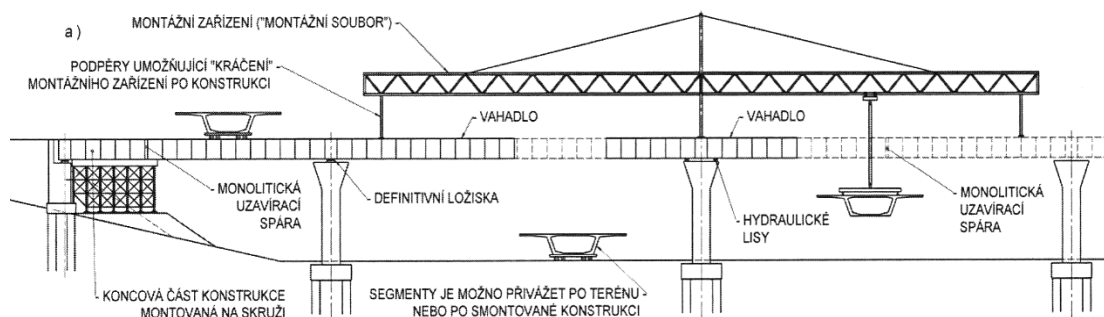
Čela segmentů jsou pro přenášení posouvající síly vybavena ozuby, které do sebe díky kontaktním spárám přesně zapadají. Hloubka ozubů se pohybuje okolo 30 mm, viz Obrázek 18. Spáry se během montáže vyplňují epoxidovým tmelem, jenž sice neplní statickou funkci, ale utěšňuje spáry proti vodě a usnadňuje montáž. Při návrhu je nutno

tyto spáry posoudit dle ČSN EN 1992-1-1 [8] jako „Smyk ve styčné ploše mezi betony různého stáří“. [18]



Obrázek 18: Smykové ozuby. Převzato z [18].

Segmentové konstrukce je možno montovat několika způsoby dle místních podmínek na staveništi. Nad nepřístupným terénem se využívá letmé montáže vahadlovým způsobem, kde se symetricky od pilíře osazují jednotlivé segmenty. Princip je v podstatě stejný jako u letmé betonáže. Dalším způsobem je tzv. montáž vpřed, tedy montáž souvisle od jedné opěry ke druhé, často s využitím provizorních mezilehlých podpěr. V případě jednoduše dostupného terénu je možno konstrukci smontovat též s kontinuálním podepřením na pevné skruži. [18]

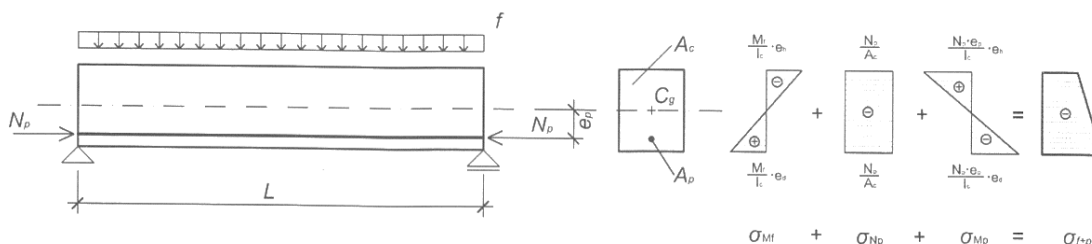


Obrázek 19: Letmá montáž segmentů. Převzato z [18].

1.5 Předpětí

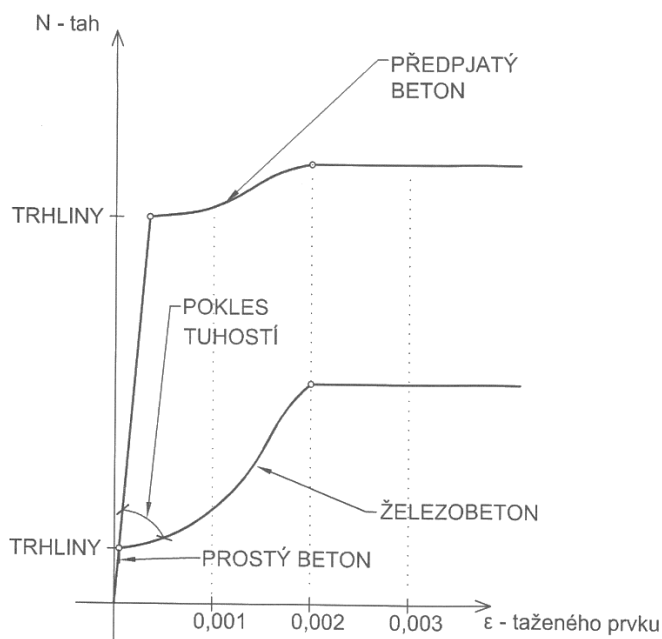
Při namáhání prvku z prostého betonu dochází při překročení tahové pevnosti betonu k jeho křehkému porušení při vzniku první trhliny. U železobetonových konstrukcí toto namáhání po vzniku trhlin přebírá tažená výztuž. Jedná se však pouze o pasivní převzetí těchto sil, při dalším namáhání dochází k rozvoji trhlin a rozšiřování jejich šířky. Při dosažení mezního přetvoření výztuže dochází k tahovému porušení.

Cílem předpínání betonových konstrukcí je zcela nebo částečně eliminovat tahová namáhání v betonu přidáním předpínací výztuže, tedy vnesením tlakové síly. [19]



Obrázek 20: Princip předpínání – odstranění tahového namáhání. Převzato z [19].

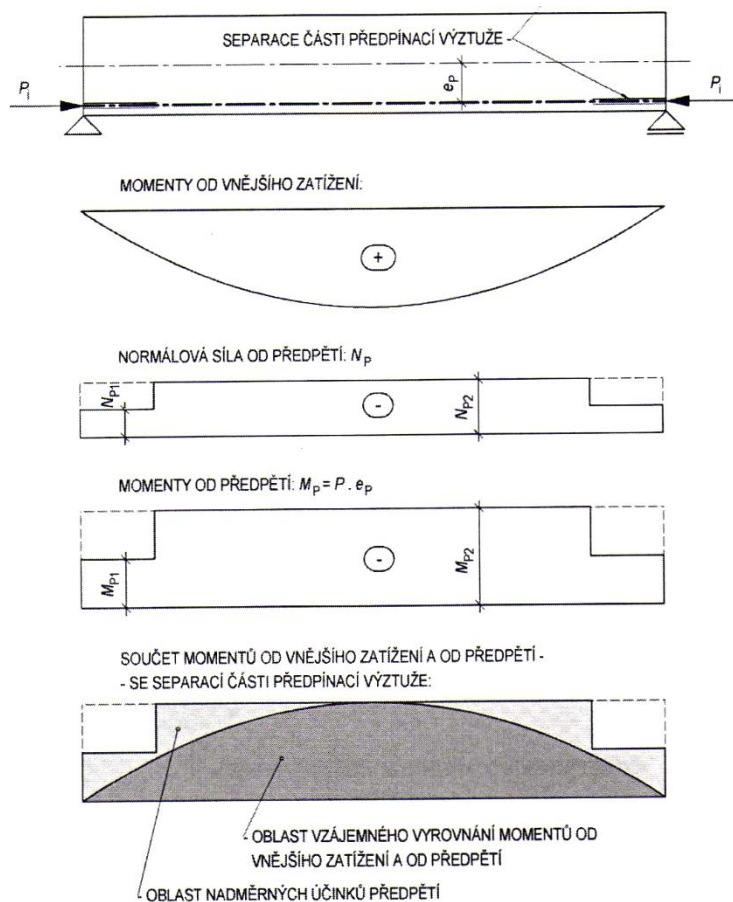
Předpjatý prvek pak vzdoruje tahovému namáhání tlakovou rezervou. Beton začíná působit v tahu až poté, co je tato rezerva vyčerpána dalším zvyšováním zatížení. Pro výrobu předpínací výztuže se používá ocel velmi vysoké pevnosti (běžně 1860 MPa proti 500 MPa u betonářské výztuže), tlaková rezerva je tedy vysoká. [19]



Obrázek 21: Tlaková rezerva předpjatých konstrukcí. Převzato z [19].

Principem návrhu předpětí je vyrovnání účinků vnějších zatížení a účinků předpětí. Tedy – průběh ohybového momentu, který na konstrukci vyvozuje předpětí by měl odpovídat průběhu ohybového momentu, který vyvozuje vnější zatížení, pouze s opačným znaménkem. Ohybový moment působící na staticky určitou konstrukci od předpětí je výsledkem působení předpínací síly násobené excentricitou lan vůči

normálové ose průřezu, viz Obrázek 22. Vyšší účinnosti předpínací výztuže lze tedy dosáhnout zvýšením její excentricity. [18]



Obrázek 22: Vyrovnání momentů od vnějšího zatížení a předpětí. Převzato z [18].

V návrhu předpětí můžeme ovlivnit velikost tlakového namáhání, směr působení a rozdělení po konstrukci, čímž se stáváme aktivními tvůrci celého chování konstrukce. Správný návrh konstrukce má pak za výsledek mnohem vyšší tuhost předpjatého prvku než prvku železobetonového. Díky tomu je možné navrhovat štíhlejší konstrukce na větší rozpětí. Konstrukce z předpjatého betonu jsou také trvanlivější než konstrukce ze železobetonu. Díky tlakové rezervě nedochází k rozvoji trhlin, čímž je ztížen vstup agresivních médií do betonu a zvýšena trvanlivost konstrukce. Kombinací předpětí a vysokohodnotného betonu, jenž má sám o sobě velkou trvanlivost, pak dostáváme konstrukci, která svou trvanlivostí vysoce převyšuje ostatní. [19]

1.5.1 Předpětí předem a dodatečně

Předpětí je do konstrukce možné vnést jak předem, což je případ prefabrikovaných prvků, tak dodatečně.

U předem předpjatých prefabrikovaných konstrukcí dochází nejdříve k napnutí předpínací výztuže mezi čela výrobního zařízení a poté k následné betonáži, kdy je předpínací výztuž v konstrukci kotvena soudržností, podobně jako betonářská výztuž. Předpínací výztuž je nejčastěji přímá, z důvodu vysokého namáhání předpětím a nízkého ohybového momentu v koncových oblastech nosníku se v těchto oblastech provádí separace, tzn. zamezení soudržnosti s betonem. [18]

Prefabrikované konstrukce mohou být předpjaté i dodatečně. Monolitické betonové konstrukce betonované in situ, zejména mosty, bývají vždy předpjaty dodatečně. V takovém případě se konstrukce vybetonuje do bednění s vynecháním kanálků pro předpínací výztuž. V již vybetonované konstrukci se pak kanálky protáhne výztuž, která se napne a zakotví. Kabelové kanálky jsou poté zainjektovány injektážní směsí, jež chrání předpínací výztuž proti korozi, což má zásadní význam pro trvanlivost celé předpjaté konstrukce. [18]

1.5.2 Ztráty předpětí

Předpínací výztuž nevyvozuje na konstrukci po dobu její životnosti stále stejné účinky, nýbrž dochází ke ztrátám způsobeným několika faktory. Při předpínání dochází zejména v ohybech kabelových kanálků ke tření mezi stěnami kanálku a předpínacími lany, předpínací výztuž dále relaxuje a při zakotvení dochází k pokluzu v kotvě o několik milimetrů, čímž se snižuje napětí ve výztuži. [19]

Beton se po betonáži a vnesení předpětí smršťuje, vlivem tlakové předpínací síly dochází k dotvarování a elastické deformaci. Současně se zkrácením betonu se zkracuje i napnutá předpínací výztuž, čímž dochází k dalším ztrátám. [19]

Při nízkém počátečním napětí předpínací výztuže dochází v důsledku objemových změn v betonu k vysokým ztrátám, což mělo v minulosti, kdy se pro předpětí používaly prvky s nízkou pevností, za následek ztrátu únosnosti a kolaps konstrukce. K předpínání tedy musí být použita předpínací výztuž s mnohem vyšší pevností, než má běžná betonářská výztuž. [19]

2 Praktická část

Předmětem této části práce je návrh nosné konstrukce lávky pro pěší z vysokohodnotného betonu. Za cíl si klademe navrhnout nosnou konstrukci tak, aby byla použitelná nejen pro náš konkrétní návrh a konkrétní lokalitu, ale také univerzálně pro různá rozpětí a různé lokality.

Inspirací pro navrhovaný tvar byla lávka postavená v roce 2005 v německém městě Oschatz přes říčku Döllnitz z betonu vyztuženého textilií.



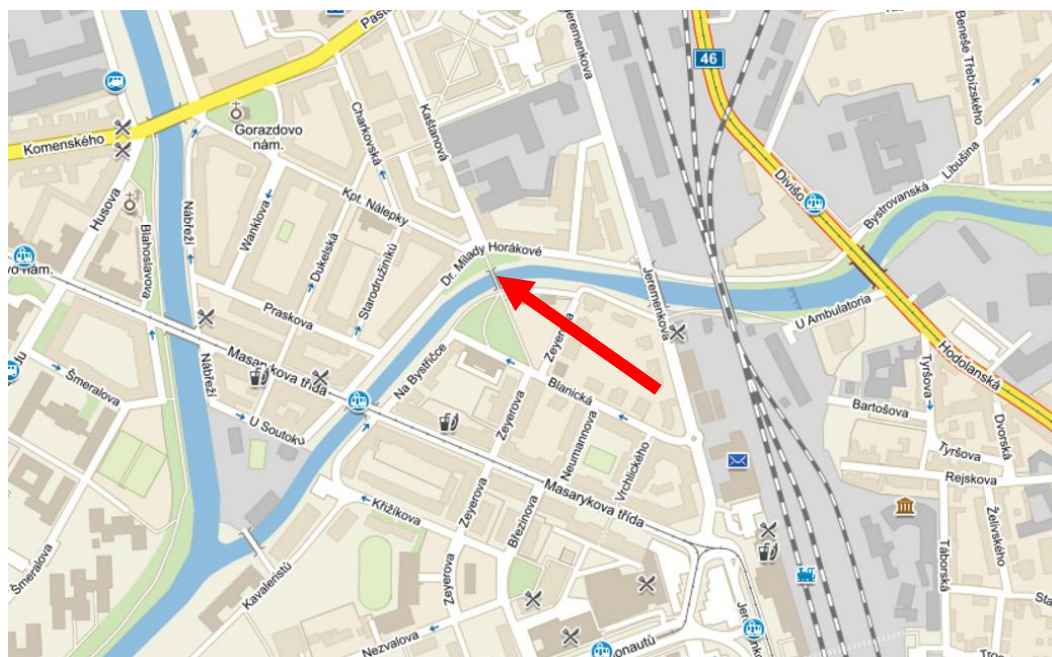
Obrázek 23: Lávka přes řeku Döllnitz. Převzato z [20].

2.1 Návrh lávky pro pěší z UHPC

2.1.1 Umístění lávky

Pro náš konkrétní návrh byla zvolena lokalita parku mezi městskou zástavbou v Olomouci. Mezi ulicemi Dr. Milady Horákové a Kaštanová v současné době převádí chodník přes řeku Bystřici lávka, jejíž stavební stav nevyhovuje požadavkům použitelnosti. Největšími problémy jsou nedostatečné krytí výztuže způsobující odpadávání betonu a obnažení výztuže, která postupně koroduje, nebo nedostatečná únosnost, na kterou upozorňuje i značka před vstupem na lávku. Zábradlí na lávce je také betonové se stejnými problémy jako u nosné konstrukce – sloupky zábradlí jsou na mnoha místech poničené korozí výztuže. Výška zábradlí je navíc jen 0,90 m.

Současná konstrukce je železobetonová dvoutrámová o rozpětí cca 24 m. Nosná konstrukce přímo navazuje na opěry a zemní těleso, nejsou zde žádná ložiska ani mostní závěry.



Obrázek 24: Umístění lávky v Olomouci. Převzato z mapy.cz



Obrázek 25: Pohled na současnou lávku. Foto autora.

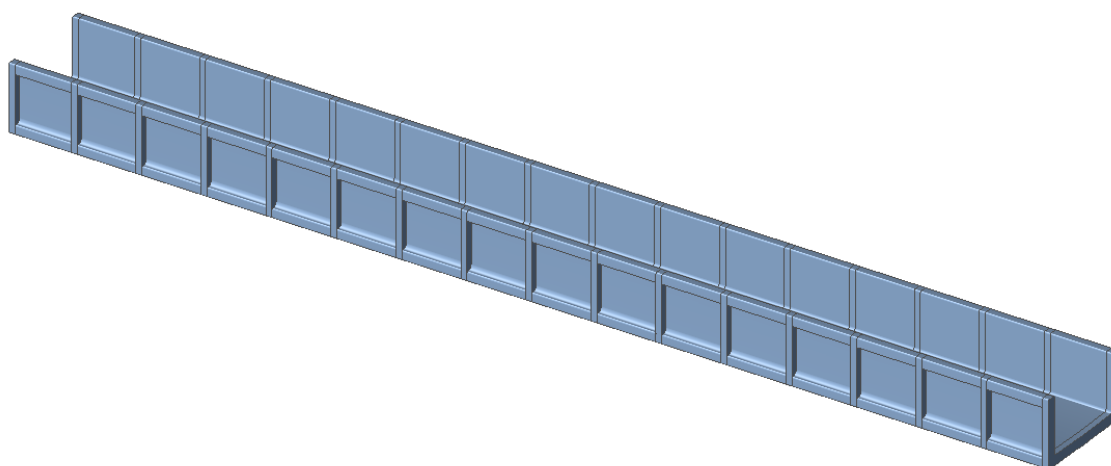
2.1.2 Rozměry navrhované lávky, základní údaje

Nově navrhujeme lávku z vysokohodnotného betonu. Staticky se jedná o prostý nosník o rozpětí 23,5 m. Celková délka nosné konstrukce lávky je 24,45 m, v úrovni

pochozí plochy je délka konstrukce 24,0 m. Nosná konstrukce je nadvýšena ve výškovém oblouku o poloměru 480 m (při dolním povrchu), bod ve středu nosné konstrukce je proti bodu v ose uložení převyššen o 150 mm.

V podélném směru má konstrukce konstantní výšku průřezu (vyjma náběhů nad ložisky).

V příčném směru je lávka tvaru U, stěny nosníku tak plní zároveň funkci zábradlí. Tloušťka stěn, stejně jako tloušťka spodní desky, byla s ohledem na možnosti betonáže navržena na 50 mm. V podélném směru je lávka opatřena žebry, v nichž je vedena předpínací výztuž, viz Obrázek 27. Žebra stabilizující nosnou konstrukci v příčném směru jsou tloušťky 140 mm a šířky 200 mm (na šířku madla zábradlí, tj. zároveň horního podélného žebra). Jejich vzájemná osová vzdálenost v podélném směru je 1,5 m. Podélná a příčná žebra tak vytváří na deskách a stěnách čtverce, což má pozitivní vliv na jejich působení.



Obrázek 26: Zjednodušená vizualizace modelu lávky.

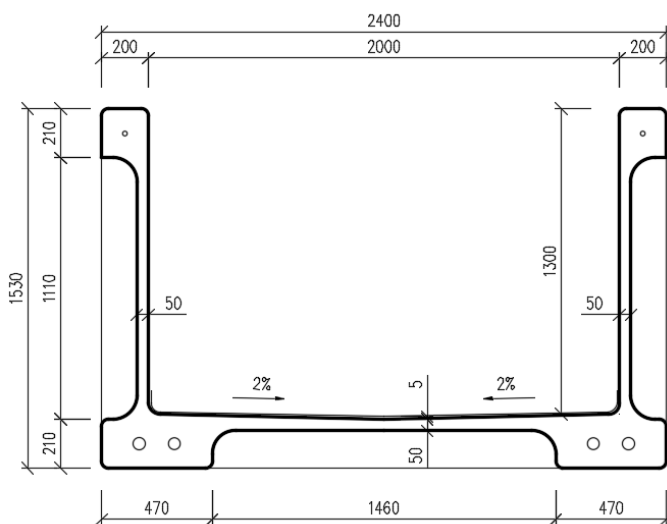
Lávka [21] byla navržena s ohledem na zachování současné nivelety a s dostatečnou rezervou pro průtok stoleté vody. Hodnota stoletého průtoku nebyla zjištěna, spodní hrana nové nosné konstrukce je však díky štíhlosti nové lávky navržena o cca 0,8 m výš než spodní hrana současné nosné konstrukce. Výška nivelety nad terénem (dnem řeky) je 4,6 m, normální hloubka vody v řece Bystřici pod mostem je cca 40 cm. Rezervu pro průtok stoleté vody tak pokládáme za dostatečnou.

V křížení s řekou Bystřicí je lávka kolmá – šikmost je 100,00 grad.

Dle ČSN 73 6201 – Projektování mostních objektů [22] musí mít trvalé lávky volnou šířku minimálně 2,00 m a volnou výšku minimálně 2,50 m, přičemž doporučená výška je 3,50 m. Volná výška na lávce nijak omezena nebude, tím je požadavek splněn. Volnou šířku vzhledem k intenzitě pohybu chodců a cyklistů v přilehlém parku navrhujeme na minimální hodnotu, tedy 2,00 m. Celková šířka nosné konstrukce, včetně madel zábradlí, je 2,4 m.

Dle TP 258 – Mostní zábradlí [23] je minimální výška zábradlí H_0 při provozu cyklistů 1,30 m. Tuto hodnotu na lávce navrhujeme. TP dále specifikují maximální velikost mezer a otvorů v mostním zábradlí, které je omezeno hodnotou 120 mm, jenž má zamezit prolezení malého dítěte. Pokud bychom tedy uvažovali s otvory ve výplni zábradlí, bude jejich šířka omezena právě touto hodnotou. Celková výška nosné konstrukce je pak 1,53 m.

Na lávce je též požadováno splnění funkce zarážky pro slepeckou hůl. Dle [23] může její funkci plnit spodní betonová část výplně zábradlí. Uvažujeme tedy spodní hranu stěny nosné konstrukce. Na ni navazuje i přilehlé zábradlí na opěře mostu s bezbariérovým přístupem na lávku, více viz Příloha 3: Výkres 3: Půdorys. Požadavek je tak splněn.



Obrázek 27: Navržený příčný řez.

Odvodnění lávky bude řešeno příčným a podélným spádem konstrukce a umístěním čtyř speciálních lávkových vpustí s drenážním víkem. Schéma rozmístění vpustí viz Příloha 3: Výkres 3: Půdorys. Srážková voda bude svedena do řeky Bystřice

pod lávkou. Dle TP 107 – Odvodnění mostů pozemních komunikací [24] jsou doporučené hodnoty pro příčný sklon minimálně 2,5 %, pro podélný sklon minimálně 1,0 %. Vzhledem k malým rozměrům příčného řezu lávky a malé odvodňovací ploše je navržen příčný sklon 2 % do středu lávky. Podélný sklon lávky je proměnný, viz Příloha 2: Výkres 2: Podélný řez. Celková sběrná plocha je 48 m².

Pochozí povrch spodní desky nosné konstrukce bude opatřen stříkanou izolací do tloušťky 5 mm se vsypem z křemičitého písku. Na svislých stěnách bude izolace nanesena do výšky 100 mm nad hranu pochozí plochy. Izolace slouží také jako ochrana předpínací výztuže ve spárách mezi segmenty nosné konstrukce.

Přechod mezi lávkou a přilehlým chodníkem pak tvoří kobercový závěr navržený podle podkladů firmy Reisner-Wolff [25].

Uložení lávky předpokládáme na čtyřech elastomerových ložiskách se směrovým vedením v ocelové konstrukci. Při návrhu vycházíme z podkladů firmy Freyssinet [26].

Spodní stavba je železobetonová, shodné šířky 2,4 m jako nosná konstrukce lávky. Předpokládáme založení na čtyřech velkopřůměrových pilotách o průměru 630 mm. Tvar svahů okolního terénu kopíruje křídlo navazující na spodní stavbu, na němž bude kotveno zábradlí přilehlé k nosné konstrukci lávky.

Rozměry a tvar nosné konstrukce máme navrženy. Zbývá vyřešit, jakou technologií se bude lávka vyrábět a instalovat na své místo. V další části práce tedy porovnáme tři varianty konstrukce, shrneme jejich výhody a nevýhody pro náš konkrétní případ a pro vybranou konstrukční variantu provedeme statický výpočet.

2.2 Variantní řešení lávky

2.2.1 Varianta 1 – Konstrukce betonovaná v celku

První variantou výstavby je betonáž celého nosníku v jednom celku ve výrobně.

2.2.1.1 Výroba

Předpokládáme betonáž konstrukce obráceně, tzn. se spodní hranou desky nahoře, díky čemuž zůstane na hotové konstrukci tato plocha, která nebude při výrobě v kontaktu s bedněním, takřka skrytá. Z hlediska výroby je z důvodu malých tloušťek průřezů použití dostatečně přesného bednění. U takto dlouhé lávky však není zaručené

opakované použití bednění, celková cena výroby se tak může prodražit. Celkový objem betonu použitý pro tuto lávku je 14 m³, což je pro materiál UHPC relativně velký objem. Bylo by tak velmi důležité pečlivě kontrolovat a načasovat všechny fáze výroby, od dávkování jednotlivých vstupních surovin až po ukládání betonu do formy.

Vzhledem k tomu, že by byl nosník vyráběn v jednom kuse ve výrobě, nabízí se možnost využít předpětí předem, popřípadě jeho kombinaci s dodatečným předpětím. Překážkou je však nadvýšení konstrukce ve výškovém oblouku o poloměru 480 m. Pokud bychom chtěli této technologii využít, bylo by nutné betonovat lávku bez nadvýšení, což by mělo za následek další zjednodušení výroby.

Tloušťka žebra 140 mm umožňuje bezproblémové použití betonářské výztuže pro stabilizaci konstrukce v příčném směru, v podélných žebrech je pak výztuž průběžná po celé délce nosné konstrukce.



Obrázek 28: Montáž lávky Döllnitz Creek. Převzato z [20].

2.2.1.2 Manipulace a montáž

Problémem zde může být velikost nosníku a manipulace s ním. Jeho délka je 24 m, šířka 2,4 m a hmotnost cca 37 t. Podobných rozměrů však dosahují i běžně vyráběné prefabrikované předpjeté nosníky (např. VSTI 2000). Je tak nutné, aby byla výrobní pro manipulaci s takto těžkými nosníky vybavena. Přeprava takových nosníků je možná u firem specializovaných na přepravu nadměrných nákladů na roztahovacím návěsu. Další problém může nastat při průjezdu v městské zástavbě, kde většinou nejsou

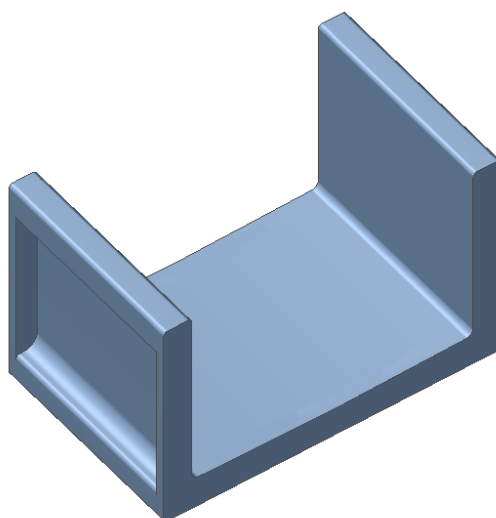
křižovatky, popřípadě kruhové objezdy, dostatečně velké pro pohyb takto dlouhého nákladu. Montáž nosníku by byla prováděna jeřábem s dostatečnou nosností pro potřebné vyložení dle místních podmínek.

2.2.2 Varianta 2 – Segmentová konstrukce

Druhou variantou je rozdělit tuto konstrukci tak, jak bylo popsáno v teoretické části, tzn. příčnými spárami na jednotlivé segmenty.

2.2.2.1 Délka segmentu a výroba

Zásadní otázkou je, jaká bude délka jednotlivých segmentů. Základním délkovým rozměrem je osová vzdálenost mezi žebry, tedy 1,5 m. Tloušťka žebra 140 mm je v tomto případě rozdělena napůl mezi dva přilehlé segmenty na 70 mm, což je pak při návrhu dostatečná velikost pro předpokládané krytí 25 mm a dva stykované pruty betonářské výztuže průměru 10 mm. Pro jednotlivé případy je pak možné tuto délku upravit v násobcích 1,5 m.



Obrázek 29: Lávkový segment.

Betonáž jednotlivých segmentů předpokládáme shodně jako u předchozí varianty, tzn. se spodní deskou nahoře. Výroba pak bude probíhat na krátké dráze, tzn., že čelo předchozího segmentu bude tvořit čelo pro výrobu segmentu následujícího. Kontaktní spára bude vybavena ozuby pro snadnější montáž a spolupůsobení sousedních segmentů. Rozdílem proti předchozí variantě je opakovatelnost bednění. Samotná výroba jednoho kusu pro jeden segment není časově ani finančně tak náročná, jako výroba bednění pro celou konstrukci najednou. Objem jednoho segmentu je $0,8 \text{ m}^3$, celý

segment se tak dá jednoduše vybetonovat najednou, jeho následné odbedňování, ošetřování i manipulace je pak mnohem jednodušší než u betonáže v celku, navíc nevyžaduje tak únosné manipulační prostředky. Nevýhodou však je delší čas potřebný pro betonáž segmentů na celou délku lávky.

Vzhledem k segmentaci konstrukce nebude spárami mezi segmenty procházet žádná průběžná betonářská výztuž.

2.2.2.2 Manipulace a montáž

Půdorysné rozměry segmentu jsou 1,5 x 2,4 m a hmotnost cca 2150 kg, popřípadě jejich násobky. Umožňují tak snadnou manipulaci se segmentem ve výrobě, dopravu na staveniště běžnými nákladními vozy či návěsy a manipulaci na stavbě menším autojeřábem.

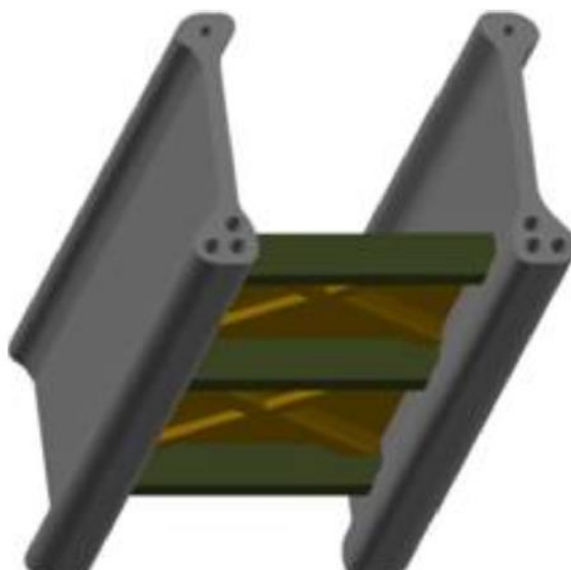
Sepnutí jednotlivých segmentů na staveništi je možno provádět na pevné skruži, popřípadě v okolí mostu s následným osazením na ložiska autojeřábem. Spáry budou opatřeny epoxidovým tmelem, jednotlivé segmenty se poskládají za sebe a kabelovými kanálky se protáhne předpínací výztuž, kterou se následně segmenty sepnou. Předpokládáme montáž segmentů od středu konstrukce s případným montážním sepnutím. Díky ozubům na kontaktních plochách do sebe segmenty přesně zapadnou. Konstrukce se po předepnutí následně osadí do definitivní polohy. Předpětí musí být navrženo s dostatečnou tlakovou rezervou, neboť ve spáře mezi segmenty nemohou vznikat tahová napětí.

2.2.3 Varianta 3 – Stěnové prefabrikáty a kombinace s ocelí

Třetí a poslední zde probíranou variantou je nahrazení betonové spodní desky a žeber ocelovými prvky – příčnými nosníky a pochozí deskou, případně další kombinací ocelových a betonových prvků. Štíhlejší ocelové prvky nabízí další možnost vylehčení celé nosné konstrukce. Tato varianta je inspirována lávkou Pont du Diable, probíranou v teoretické části, u které je betonová deska připojena k betonovým žebřům monoliticky spojeným se stěnovými nosníky.

Pro příčníky se jeví jako vhodná možnost ocelové I nosníky. Jejich nevýhodou je však nutná údržba a protikorozní ochrana. Pro desku mostovky jsou pak možností buď ocelové plechy, nebo ocelové rošty. Jejich výhoda je mimo jiné i ta, že nemusíme řešit odvodnění. Na druhou stranu však nemusí být pohled dolů skrz lávku příjemný, jejich

použití je tedy částečně závislé i na lokalitě, pro kterou rošty použijeme. Další možností by bylo ponechání betonových příčných žebér a nahrazení betonové desky ocelovou, ať už plechem nebo roštem. Touto variantou se však kvůli vysoké pracnosti a složitosti spojů betonových žebér a ocelové desky nebudeme zabývat. Na betonová příčná žebra je také možné osadit betonovou desku, stejně jako v případě lávky Pont du Diable. Tato varianta se příliš neliší od segmentové probírané v předchozí variantě, přibývá zde však spojení beton-beton mezi žebry a spodní deskou, které může být problémovým místem. Dále se tak budeme zabývat variantou s ocelovými příčníky i deskou.



Obrázek 30: Segment lávky Pont du Diable. Převzato z [14].

2.2.3.1 Výroba

Betonáž stěnových nosníků je možné provést standardním způsobem popsaným v předchozích dvou variantách. Rozhodujícím místem pro návrh je montážní styk ocelového příčníku a betonového nosníku. Tento spoj je v zásadě možno provést dvěma způsoby, zabetonováním příčníku do betonového nosníku při výrobě, nebo přišroubováním příčníku do styčnickové desky zabetonované do nosníku. Vystává zde však otázka, zda by neměly být šroubové spoje vyměnitelné a opravitelné. Výměna přišroubovaného příčníku možná je, zabetonovaná část však vyměnitelná není a její spolupůsobení s betonem může představovat problém. Z dosavadních zkušeností s materiálem UHPC však vyplývá, že díky vysoké pevnosti a houževnatosti UHPC není důvod obávat se o funkčnost spojů mezi betonem a zabetonovanými ocelovými nosníky.

2.2.3.2 Manipulace a montáž

Rozměrově se tyto prefabrikáty nijak neliší od segmentů ve druhé variantě, při volbě zabetonovaných příčníků jejich montáž probíhá v podstatě stejným způsobem. U varianty se šroubovanými spoji pak předpokládáme nejdříve sestavení segmentů přišroubováním příčníků (pokud nejsou již zabetonovány z výroby) a jejich následnou montáž stejným způsobem jako u předchozích variant. Samotné předpínání stěnových nosníků bez přišroubovaných příčníků může způsobovat stabilitní problémy. Osazení desek na příčníky by pak proběhlo nakonec.

2.2.4 Výběr varianty pro návrh

První varianta, nosník vybetonovaný v celku, se pro naši lokalitu parku uprostřed města nejeví z důvodu velikosti nosníku jako příliš vhodná. Nabízí však velmi zajímavou alternativu pro nosníky délky cca 8-12 m. Takový nosník je pak se svými rozměry přepravitelný na běžném návěsu, pro manipulaci a instalaci není potřeba použití jeřábu s tak velkou nosností jako u naší varianty délky 24 m. Je tak vhodnou volbou například pro dnes rozšířenou výstavbu cyklostezek, či jiných staveb vyžadujících rychlou montáž. V kombinaci s předpětím předem je pak možné dosáhnout doby montáže pouze v řádu několika hodin. Další výhodou proti segmentaci je absence jakýchkoliv spár, které mohou být příčinou poruch, např. vlivem nedostatečné izolace a zatékání. Není také nutná tlaková rezerva u předpínání.

Druhá varianta, segmentová konstrukce, splňuje všechny požadavky pro naši lokalitu a návrh. Budeme s ní tedy pracovat v následujícím návrhu a výpočtu. Předpokládáme betonáž a ošetřování jednotlivých segmentů ve výrobě, po proběhnutí počátečního smrštění a dosažení vysoké pevnosti betonu převoz na místo určení, montáž na pevné skruži a následné osazení na ložiska.

Třetí varianta je ke zvolené druhé variantě vhodnou alternativou. Vzhledem ke zvolené lokalitě a zachování vzhledu betonové konstrukce ji však nepoužijeme. Obecně je ale tato varianta z konstrukčního i architektonického hlediska velmi zajímavá, což dokazuje i konstrukce lávky Pont du Diable. Tato technologie tak v budoucnu jistě najde mnohá uplatnění.

2.3 Výpočty

2.3.1 Použité programy a výpočetní modely

Při zpracování výpočtu byly použity programy Autodesk AutoCAD 2016 a Scia Engineer 16.

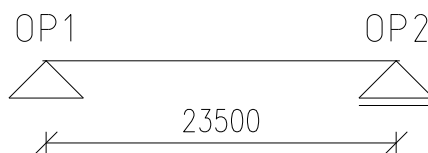
Pro výpočet bylo sestaveno několik výpočetních modelů v programu Scia Engineer. Na prutovém XZ modelu byly stanoveny průběhy vnitřních sil od působícího zatížení, vyhodnoceny jednotlivé kombinace zatížení a posouzeny účinky předpětí na konstrukci včetně časově závislé analýzy s výpočtem ztrát předpětí. Na deskostěnovém prostorovém modelu byly vyhodnoceny účinky lokálních či dynamických zatížení. Jelikož program Scia Engineer pracuje standardně pouze s betony pevnostních tříd uvedených v ČSN EN 1992-2 [9], byl pro výpočet použit beton nejvyšší dostupné pevnostní třídy C90/105. Posléze byl do programu nadefinován materiál UHPC, ze kterého konstrukci navrhujeme a výsledky porovnány. V případě malých rozdílů mezi jednotlivými výsledky při použití těchto dvou materiálů (stanovení účinků zatížení atd.) tyto rozdíly zanedbáváme a používáme výsledky z modelu s materiálem C90/105 nadefinovaném přímo programem Scia Engineer. V ostatních případech budou rozdíly ve výsledcích zdůrazněny a porovnány v jednotlivých kapitolách výpočtu.

Pro vyhodnocení stability nosníku v příčném směru byl na základě deskostěnového modelu sestaven deformovaný model konstrukce pro nelineární výpočet, viz kapitola 2.3.9.4 Stabilita horního pásu.

2.3.2 Konstrukce

2.3.2.1 Statické schéma nosné konstrukce

Konstrukce se chová jako prostý nosník o rozpětí 23,5 m s pevným ložiskem na jedné straně a posuvným ložiskem na straně druhé.



Obrázek 31: Statické schéma nosné konstrukce.

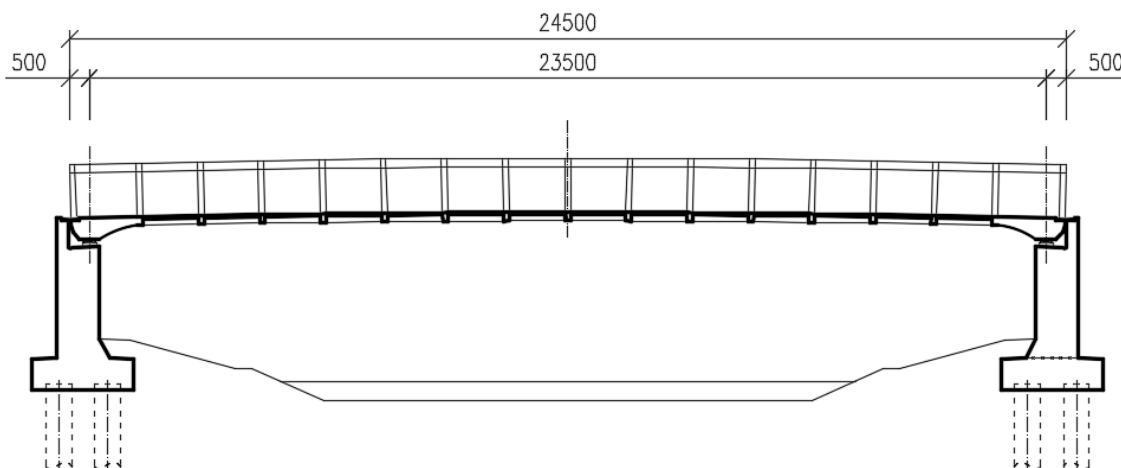
2.3.2.2 Schéma ložisek

Na opěře OP1 bude umístěno pevné ložisko, od nějž bude v podélném a příčném směru umístěno ložisko podélně, resp. příčně posuvné. Čtvrté ložisko bude všesměrně posuvné, viz schéma. Ložiska budou elastomerová s ocelovými vodícími prvky, viz kapitola 2.3.14.2 – Ložiska.



Obrázek 32: Schéma ložisek.

2.3.2.3 Podélný řez nosnou konstrukcí

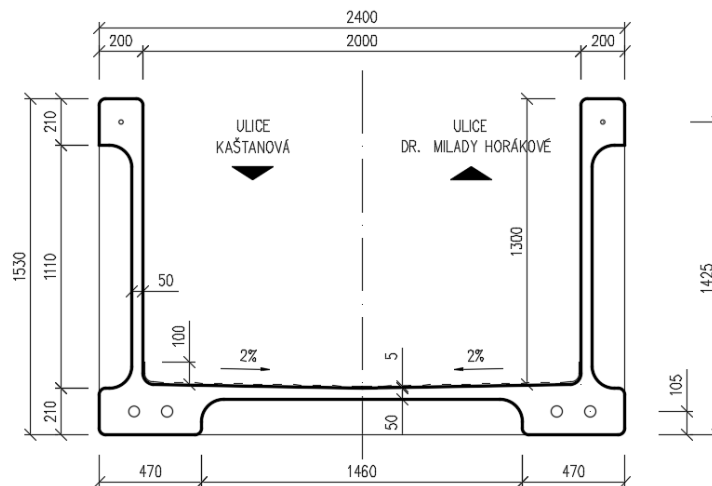


Obrázek 33: Schematický podélný řez nosnou konstrukcí.

Podrobný podélný řez je zobrazen v Příloha 2: Výkres 2: Podélný řez.

2.3.2.4 Příčný řez nosnou konstrukcí

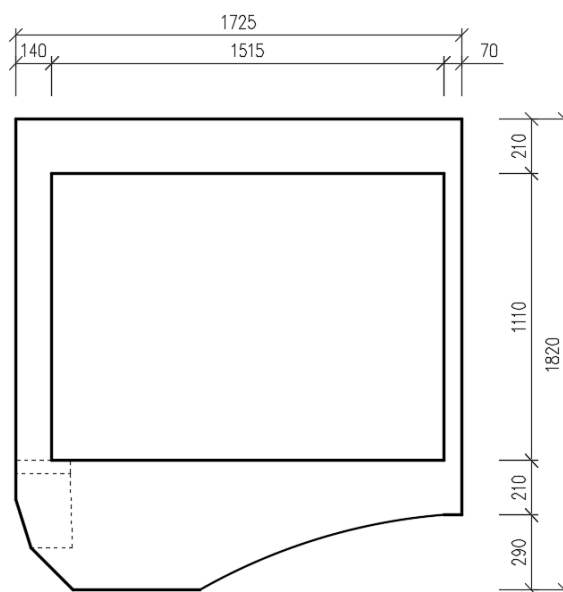
Tloušťka stěn i spodní desky v příčném řezu je 50 mm. V příčném řezu je konstrukce vyztužena žebry tloušťky 140 mm o vzájemné osové vzdálenosti 1,5 m, tzn., že na obou okrajích každého segmentu délky 1,5 m jsou na styčné ploše žebra tloušťky 70 mm. Podrobný příčný řez je zobrazen v Příloha 1: Výkres 1: Příčný řez.



Obrázek 34: Příčný řez nosnou konstrukcí.

2.3.2.5 Upravený tvar koncového segmentu

Koncový segment je pro uložení na ložiska a pro umístění kotev předpínací výztuže upraven náběhem na spodní části konstrukce a prodloužen o 225 mm proti standardnímu segmentu pro uložení kobercového závěru. Dále je opatřen kapsou pro předpínací lis, která bude po aplikaci předpětí zainjektována.



Obrázek 35: Upravený tvar koncového segmentu.

2.3.2.6 Průřezové charakteristiky

Tabulka 3: Průřezové charakteristiky.

Standardní průřez			Průřez se žebrem		
A	0,497	m ²	A	1,052	m ²
I _y	0,13441	m ⁴	I _y	0,23011	m ⁴
e _h	1,029	m	e _h	1,040	m
e _d	0,501	m	e _d	0,490	m

2.3.3 Materiálové charakteristiky

2.3.3.1 Beton

V teoretické části této práce byl představen materiál UHPC vyrobený v místních podmínkách z lokálně dostupných materiálů. V této části již shrnujeme pouze výpočtové hodnoty materiálu, se kterým pro výrobu lávky uvažujeme. Tyto hodnoty určujeme v souladu s Metodikou pro navrhování prvků z UHPC [10].

Třída UHPC	C150
Charakteristická pevnost v tlaku	$f_{ck} = 150 \text{ MPa}$
Průměrná pevnost v tlaku	$f_{cm} = 158 \text{ MPa}$
Návrhová pevnost v tlaku	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c \times \gamma'_c} = 0,85 \times \frac{150}{1,35 \times 1} = 94,4 \text{ MPa}$
Pevnost v tahu za ohybu	$f_{ctm} = 15 \text{ MPa}$
Min. hodnota pevnosti v tahu	$f_{ctk,min} = 0,7 \times f_{ctm} = 0,7 \times 15 = 10,5 \text{ MPa}$
Modul pružnosti	$E_c = k_0 \times f_{cm}^{1/3} = 10000 \times 158^{1/3} = 54 \text{ GPa}$

2.3.3.2 Předpínací výztuž

Předpínací ocel	Freyssinet 15,7 mm (0,6")
Nominální průměr	15,7 mm
Nominální průřez	150 mm ²
Zaručená pevnost	1860 MPa
Mez kluzu	1640 MPa
Modul pružnosti	195 GPa

Při výběru předpínací výztuže a návrhu předpětí vycházíme z podkladů firmy Freyssinet [27].

2.3.3.3 Krytí předpínací výztuže

Vzhledem k materiálovým vlastnostem UHPC – trvanlivosti a odolnosti vůči vlivům vnějšího prostředí – bývá návrh krycí vrstvy výztuže dle ČSN EN 1992-1-1 [8] značně konzervativní. Dle Metodiky pro navrhování prvků z UHPC [10] je minimální hodnota krytí kabelového kanálku předpínací výztuže 50 mm. Navrhovaný průměr kabelového kanálku je tedy 50 mm. Hodnota krytí odpovídá i standardnímu návrhu krycí vrstvy $c_{\min,b}$ určeném dle ČSN EN 1992-1-1 [8]. Tato hodnota bude v návrhu vždy dodržena.

2.3.3.4 Betonářská výztuž

Typ	B500B
Charakteristická mez kluzu	$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$
Návrhová mez kluzu	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 434,8 \text{ MPa}$
Modul pružnosti	$E_s = 200 \text{ GPa}$

2.3.3.5 Krytí betonářské výztuže

Podobně jako u stanovení hodnoty krytí předpínací výztuže postupujeme i zde. Dle Metodiky pro navrhování prvků z UHPC [10] je minimální hodnota krytí betonářské výztuže $c = 1,5 L_f$ (délky drátku) nejméně však 20 mm. Při použití drátků délky 13 mm je minimální hodnota 20 mm dodržena. Tato hodnota bude v návrhu bezpodmínečně dodržena. Nominální hodnotu krytí stanovujeme na 25 mm. Od toho je také odvozena tloušťka žeber segmentu 70 mm, jejichž návrh počítá se stykováním dvou prutů výztuže o průměru 10 mm a krycí vrstvy 25 mm po obou stranách.

2.3.4 Zatížení

2.3.4.1 Zatížení stálé

Jako stálá zatížení uvažujeme pouze zatížení vlastní tíhou nosné konstrukce. Hmotnost 5 mm vrstvy hydroizolace zanedbáváme. [28]

Vzhledem k proměnnému průřezu konstrukce, kdy se střídají standardní průřezy bez žebra a se žebrem, zjišťujeme hodnotu vlastní tíhy konstrukce po její délce pouze orientačně, a to přepočtem její celkové hmotnosti na celou délku konstrukce. Tuto hodnotu využijeme např. pro ruční výpočet předběžného návrhu předpětí, přesné účinky zatížení vlastní tíhou pak vyhodnotíme softwarem. Zanedbáváme také vlastní tíhu

nadpodporového příčnicku s předpokladem, že se přenese přímo do ložisek a neovlivňuje zásadním způsobem ohybový moment od vlastní tíhy uprostřed rozpětí.

$$G_0 = (17 \times A_{c1} \times 0,14 + (24 - 17 \times 0,14) \times A_{c2}) \times \rho = 13,26 \times 2600 = 34,47 \text{ t}$$

$$g_0 = G_0 \times \frac{10}{24} = 14,36 \text{ kN/m}$$

2.3.4.2 *Rovnoměrné zatížení dopravou*

Dle ČSN EN 1991-2 – Zatížení mostů dopravou [29] se má na lávkách pro pěší definovat rovnoměrné zatížení q_{fk} působící na nepříznivé části příčinkových ploch. Na navrhované lávce – prostém nosníku, tedy bude působit po celé zatěžovací délce. Doporučená hodnota je 5 kN/m². Tuto hodnotu však můžeme snížit dle vztahu:

$$q_{fk} = 2,0 + \frac{120}{L + 30} = 2 + \frac{120}{24 + 30} = 4,22 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 8,44 \text{ kN/m}$$

Vzhledem k očekávanému nízkému provozu chodců uvažujeme tuto hodnotu.

2.3.4.3 *Obslužné vozidlo*

Vzhledem k umístění lávky v parku, kde na lávku v přímém směru navazuje chodník se schodištěm, a volné šířce pouze 2,00 m, je konstrukčně zamezeno vjezdu obslužného vozidla. Toto zatížení tedy neuvažujeme.

2.3.4.4 *Soustředěné zatížení*

Charakteristická hodnota soustředěného zatížení Q_{fwk} má být dle [29] rovna 10 kN/m² a působit na čtvercové ploše o straně 0,10 m. Národní příloha NP42 pak upravuje tuto hodnotu u lávek, na které je konstrukčně zamezeno vjetí vozidel, na $Q_{fwk} = 2 \text{ kN}$ na stejné roznášecí ploše. Pro lokální ověření tedy bude dostačující, pokud lávka vyhoví na tuto sníženou hodnotu soustředěného zatížení.

2.3.4.5 *Zatížení teplotou*

Statically se lávka chová jako prostý nosník, tedy staticky určitá konstrukce. Změna teploty tudíž způsobí pouze změnu deformačních veličin, tedy poměrného přetvoření a posunutí, silové veličiny – napětí a vnitřní síly – zůstávají nedotčeny.

Zkrácení konstrukce vlivem teplotních změn a jeho vliv na dilataci konstrukce bude probrán v samostatné kapitole 2.3.14.3 – Kobercový závěr.

2.3.4.6 Zatížení na zábradlí

Dle TP 258 – Mostní zábradlí [23] je nutno ověřit funkční vlastnosti mostního zábradlí. Je zde definováno zatížení působící současně ve svislém a vodorovném směru na madlo zábradlí, a to jak spojitě, tak soustředěné. V našem případě považujeme za rozhodující spojitě působící současně svisle hodnotou $q_{vk} = 1,0 \text{ kN/m}$ a vodorovně hodnotou $q_{hk} = 1,2 \text{ kN/m}$ na madlo zábradlí, tj. horní hranu nosné konstrukce. Ostatní zatížení působící na zábradlí uvedená v těchto TP zanedbáváme, neboť nepředpokládáme, že budou rozhodující pro posouzení zábradlí.

2.3.4.7 Ostatní zatížení

Všechna ostatní zatížení uvedená v normě [29], která mohou na nosnou konstrukci působit, pro určení vnitřních sil zanedbáváme. Předpokládáme rozhodující působení plošného zatížení pochozí plochy lávky.

2.3.5 Kombinace zatížení

2.3.5.1 Hodnoty součinitelů spolehlivosti a kombinace

- Stálá zatížení $\gamma_G = 1,35$
- Proměnná zatížení – PK $\gamma_Q = 1,35$
- Ostatní proměnná zatížení $\gamma_Q = 1,50$
- Redukční součinitel $\xi_j = 0,85$
- Součinitel ψ pro chodníky $\psi = 0,4$

2.3.5.2 Kombinace zatížení pro MSÚ

- Kombinace 6.10

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

- Kombinace 6.10a

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

- Kombinace 6.10b

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

Výsledkem je méně příznivá z kombinací 6.10a a 6.10b

2.3.5.3 Kombinace zatížení pro MSP

- Charakteristická

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

- Častá

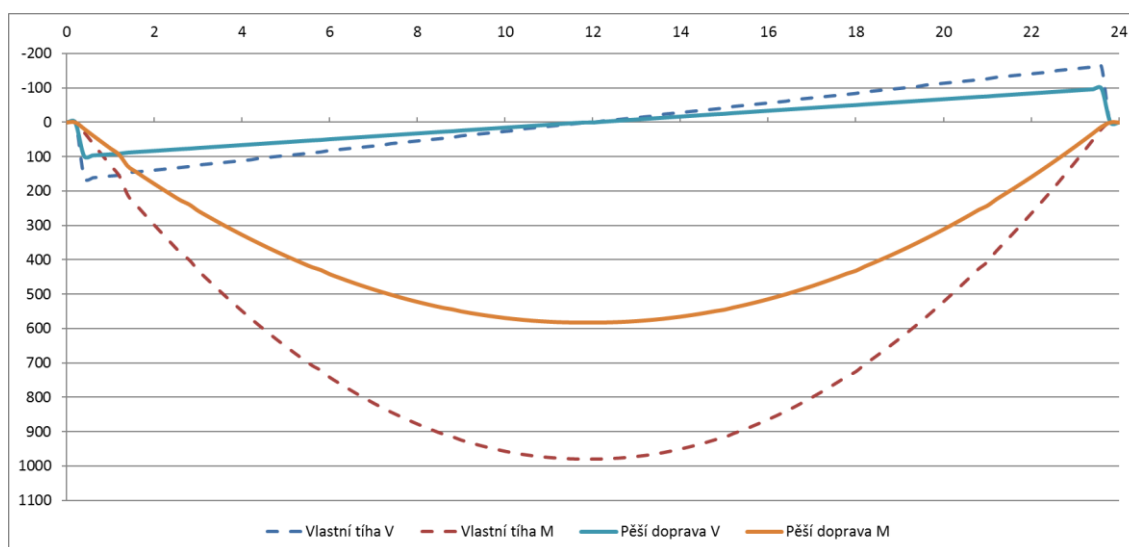
$$\sum G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \times Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} \times Q_{k,i}$$

- Kvazistálá

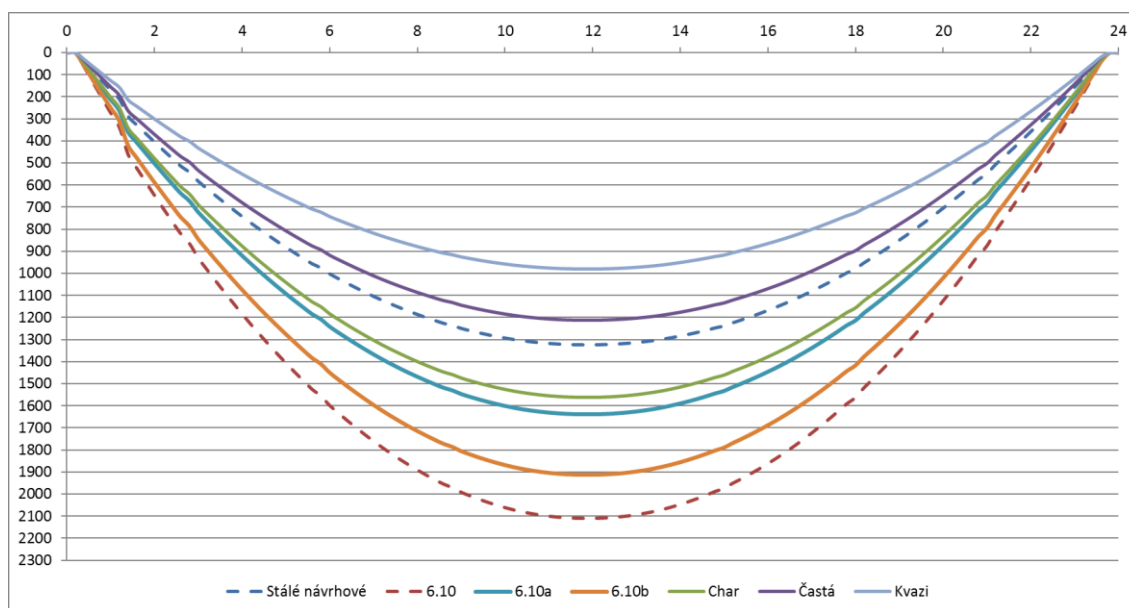
$$\sum G_{k,j} + P + \sum \psi_{2,i} \times Q_{k,i}$$

2.3.6 Vnitřní síly

Stanovení účinků vnitřních sil provedeme pomocí softwaru Scia Engineer. Účinky jednotlivých zatěžovacích stavů a kombinací shrnují grafy níže.



Graf 1: Charakteristické hodnoty M a V od stálého a rovnoměrného zatížení [kNm, resp. kN].



Graf 2: Ohybové momenty od jednotlivých kombinací [kNm].

2.3.7 Návrh předpětí

Předběžný návrh předpětí byl stanoven na základě mezního stavu použitelnosti (mezního stavu omezení napětí). Jelikož je naše konstrukce tvořena ze segmentů, klademe při návrhu předpětí důraz na zachování tlakové rezervy alespoň 1 MPa po celé délce průřezu, aby bylo zamezeno vzniku tahových napětí v kontaktní spáře.

Při návrhu předpětí zanedbáváme nadvýšení konstrukce, stejně jako půdorysné zakřivení lan. Vycházíme z rovnice pro výpočet napětí v průřezu:

$$\sigma_{ct} = -\frac{N_{p,\infty}}{A} - \frac{N_{p,\infty} * e}{I} \times z_d + \frac{M_{Ek}}{I} \times z_d$$

Návrh předpětí je rozdělen do několika kroků odpovídajících jednotlivým fázím výstavby. Při předpínání a instalaci lávky předpokládáme vyšší stáří segmentů, pro zjednodušení je zde uvedena pouze jedna hodnota jejich stáří.

Tabulka 4: Fáze výstavby.

Fáze výstavby	Čas [dny]
Betonáž segmentů	0
Předpětí nosníku	60
Uvedení do provozu	80
Konec životnosti	36500

Při návrhu předpokládáme ztráty 5% při uvedení lávky do provozu a 10% na konci životnosti. Takto nízké ztráty předpokládáme právě z důvodu vysokého stáří jednotlivých segmentů, kdy ze zkušeností s materiálem UHPC vyplývá, že 70% smrštění proběhne již v prvních 30 dnech, viz kapitola 1.1.8 – Smršťování a [3].

Hodnotu maximálního napětí při napínání získáme ze vztahu:

$$\sigma_{p,\max} = \text{MIN}(0,8 \times f_{pk}; 0,9 \times f_{p,0,1,k}) = \text{MIN}(0,8 \times 1770; 0,9 \times 1640) = 1476 \text{ MPa}$$

Maximální napětí po zakotvení je pak:

$$\sigma_{p,m,0} = \text{MIN}(0,75 \times f_{pk}; 0,85 \times f_{p,0,1,k}) = \text{MIN}(0,75 \times 1770; 0,85 \times 1640) = 1394 \text{ MPa}$$

Tabulka 5: Předběžný návrh předpětí.

Průřez	12 m
Vlastní tíha nosníku	979,81 kNm
Pěší doprava	582,66 kNm

Průřez	0 m
Vlastní tíha nosníku	0,00 kNm
Zatížení od dopravy	0,00 kNm

Předpínací lana			
	n [ks]	e [m]	n*e
Spodní řada	16	0,105	1,680
Horní řada	2	1,425	2,850
Celkem	18	lan	
Výslednice k spodní hraně	0,252 m		
Výslednice k těžišti nosníku	0,250 m		
Předpínací síla	-3753,0 kN		

Předpínací lana			
	n [ks]	e [m]	n*e
Spodní řada	8	0,105	0,840
Horní řada	2	1,425	2,850
Celkem	10	lan	
Výslednice k spodní hraně	0,369 m		
Výslednice k těžišti nosníku M-IN	0,132 m		
Předpínací síla	-2085,0 kN		

Předpětí nosníku			
Ztráta předpětí	0 %		
Zatížení	Nek = -3753,0 kN	$\sigma_{max} =$	-1,000
	Mek = 979,8 kNm	$\sigma_{min} =$	-90,000
Napětí v průřezu	oh = -7,875 MPa	OK	
	od = -7,385 MPa	OK	

Předpětí nosníku			
Ztráta předpětí	0 %		
Zatížení	Nek = -2085,0 kN	$\sigma_{max} =$	-1,000
	Mek = 0,0 kNm	$\sigma_{min} =$	-90,000
Napětí v průřezu	oh,n = -2,081 MPa	OK	
	od,n = -5,221 MPa	OK	

Uvedení do provozu			
Ztráta předpětí	5 %		
Zatížení	Nek = -3565,4 kN	$\sigma_{max} =$	-1,000
	Mek = 1562,5 kNm	$\sigma_{min} =$	-90,000
Napětí v průřezu	oh = -12,315 MPa	OK	
	od = -4,660 MPa	OK	

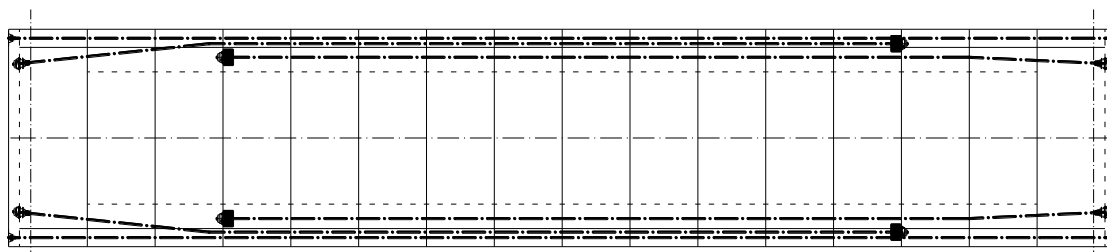
Uvedení do provozu			
Ztráta předpětí	5 %		
Zatížení	Nek = -1980,8 kN	$\sigma_{max} =$	-1,000
	Mek = 0,0 kNm	$\sigma_{min} =$	-90,000
Napětí v průřezu	oh = -1,977 MPa	OK	
	od = -4,960 MPa	OK	

Konec životnosti			
Ztráta předpětí	10 %		
Zatížení	Nek = -3377,7 kN	$\sigma_{max} =$	-1,000
	Mek = 1562,5 kNm	$\sigma_{min} =$	-90,000
Napětí v průřezu	oh = -12,297 MPa	OK	
	od = -4,108 MPa	OK	

Konec životnosti			
Ztráta předpětí	10 %		
Zatížení	Nek = -1876,5 kN	$\sigma_{max} =$	-1,000
	Mek = 0,0 kNm	$\sigma_{min} =$	-90,000
Napětí v průřezu	oh = -1,873 MPa	OK	
	od = -4,699 MPa	OK	

Při návrhu bylo posouzeno několik řezů po délce nosníku dle rovnice pro výpočet napětí v průřezu. Výpočet v řezech uprostřed nosníku a nad podporou je shrnut v Tabulka 5: Předběžný návrh předpětí.

Je navrženo celkem 16 lan ve 4 kabelech ve spodních žebrech nosníku a 2 lana v horních žebrech nosníku. Podrobně viz Příloha 4: Výkres 4: Výkres předpínací výztuže. Vzhledem k tomu, že do horních žebrek umístíme pouze po jednom lanu, je třeba zamezit vznikání tahových napětí na horních vláknech nosníku. Proto nebudou všechna lana zakotvená až na kraji posledního segmentu, ale vždy 3 segmenty před koncem, viz Obrázek 36. Kapsy vynechané pro kotvy předpětí budou zainjektovány.



Obrázek 36: Půdorysné schéma předpětí.

2.3.7.1 Ztráty předpětí

Po prvním návrhu předpětí je nutno určit, jaké budou ztráty předpětí v jednotlivých kabelech. Pro výpočet využijeme časově závislou analýzu v programu Scia Engineer, její výsledky pak porovnáme s ručním výpočtem ztrát.

Ztráta pokluzem, vzniklá proklouznutím kotevních čelistí při kotvení lan předpínací výztuže, bude eliminována napnutím lan na hodnotu o tuto ztrátu zvětšenou. Při velikosti pokluzu 5 mm udávané výrobcem je hodnota ztráty pokluzem 50 MPa pro spodní lana a 40 MPa pro horní lana, předpínací lana tedy budou napínána na hodnotu 1440 MPa pro spodní lana a 1430 MPa pro horní lana s předpokládanou hodnotou napětí po zakotvení 1390 MPa.

Ztráta relaxací předpínací výztuže byla ručně spočtena v jednotlivých časech podle rovnice:

$$\Delta\sigma = 0,66 \times \rho_{1000} \times e^{9,1 \times \mu} \times \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \times 10^{-5} \times \sigma_p$$

Ruční výpočet dotvarování a smršťování betonu byl pak proveden podle postupu uvedeném v ČSN EN 1992-1-1 [8]. Tento výpočet je sice určen pro betony běžných pevností, a ne pro UHPC, předpokládáme však, že vzhledem ke stáří segmentů z UHPC, proběhlému smršťování a nízkému dotvarování způsobeném předpínáním již zralého betonu, budou tyto vypočtené hodnoty na straně bezpečné. Výsledky ručního výpočtu a porovnání s výsledky ze softwaru jsou shrnuty v tabulkách níže.

Tabulka 6: Ruční výpočet ztráty relaxace předpínací výztuže.

Fáze výstavby	Čas [dny]	Čas [h]	$\Delta\sigma, \text{relax}$ [MPa]	$\Delta\sigma, \text{relax}$ [%]
Betonáž nosníku	0	0	0,000	0,000
Předpětí nosníku	60	0	0,000	0,000
Uvedení do provozu	80	480	22,781	1,639
Konec životnosti	36500	500000	75,867	5,458

Tabulka 7: Ruční výpočet dotvarování a smršťování betonu.

Čas [dny]	Přetvoření [*10 ⁻⁶]	Ztráta předpětí	
		[MPa]	[%]
0	0,00	0	0,000
60	0,00	0,000	0,000
80	38,05	7,420	0,534
36500	174,46	34,019	2,447

Tabulka 8: Porovnání celkových ztrát.

Celkové ztráty Čas [dny]	Scia Engineer		Ruční výpočet	
	Ztráta předpětí [MPa]	[%]	Ztráta předpětí [MPa]	[%]
0	0,000	0,000	0,000	0,000
60	0,000	0,000	0,000	0,000
80	31,450	2,263	30,201	2,173
36500	114,320	8,224	109,886	7,905

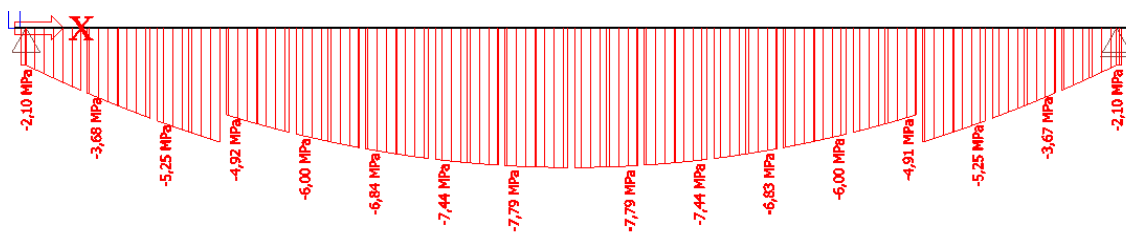
Předpokládané ztráty předpětí 10 % na konci životnosti nebyly daleko od vypočtené hodnoty ztrát 8,224 % dle programu Scia Engineer. Ručním výpočtem jsme ověřili správnost těchto výsledků.

Tyto časově závislé účinky předpětí zavedeme do výpočtu místo původně předpokládaných ztrát a posoudíme v mezním stavu použitelnosti ověřením normálových napětí v betonu.

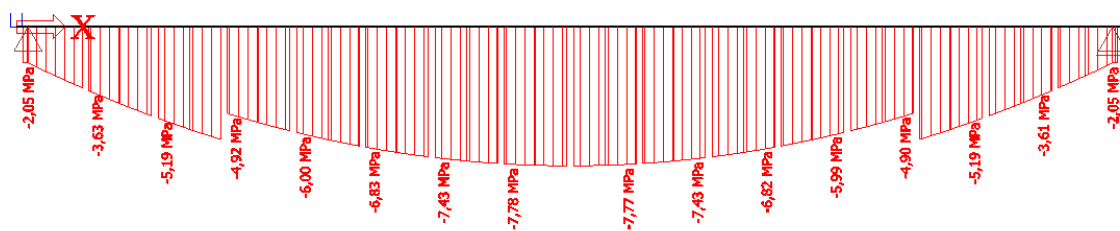
2.3.8 Mezní stav použitelnosti

V jednotlivých fázích výstavby je nutno ověřit normálová napětí v betonu. Kritériem je omezení napětí v betonu v krajních vláknech na přípustné hodnoty normálového namáhání v betonu.

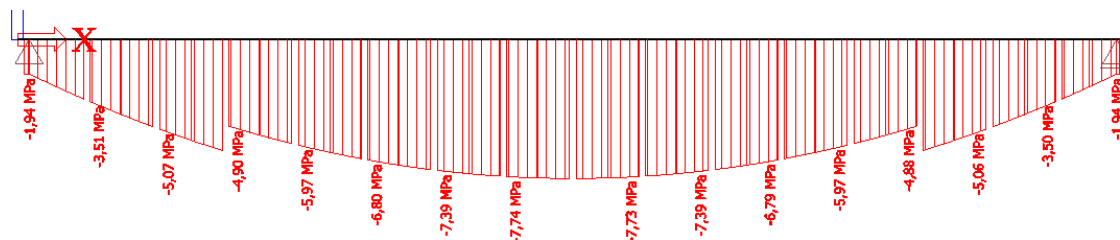
Horní hranicí je hodnota tlakového namáhání $0,6 f_{ck}$, tedy 90 MPa, dolní hranicí pak zachování tlakové rezervy alespoň 1 MPa. Posouzení opět provedeme programem Scia Engineer.



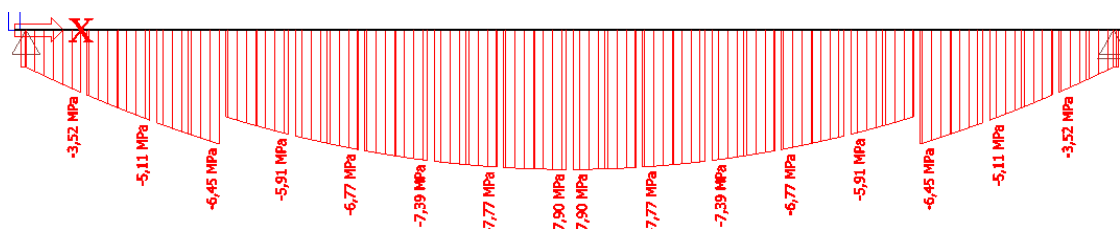
Obrázek 37: Fáze předpětí nosníku, maximální napětí v horních vláknech.



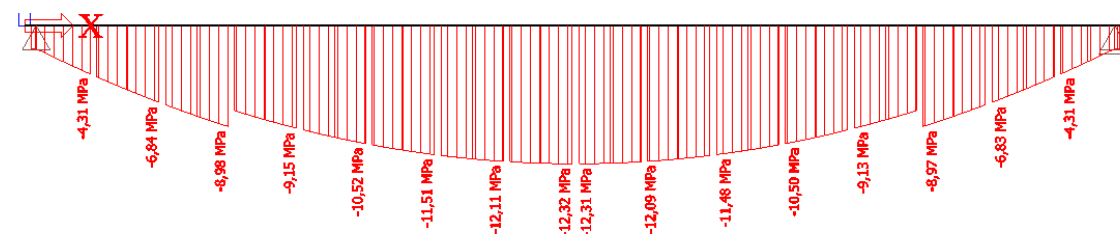
Obrázek 38: Fáze uvedení do provozu, maximální napětí v horních vláknech.



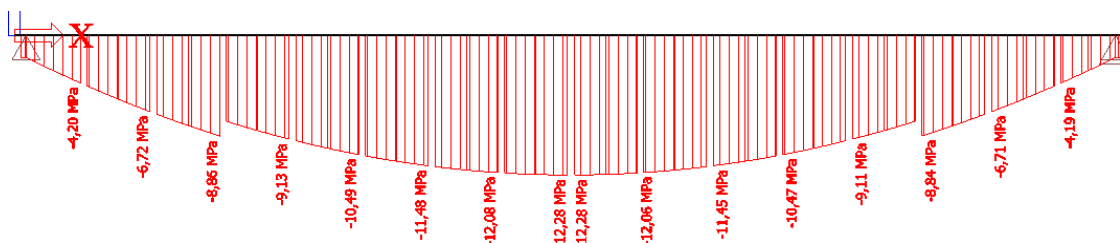
Obrázek 39: Fáze na konci životnosti, maximální napětí v horních vláknech.



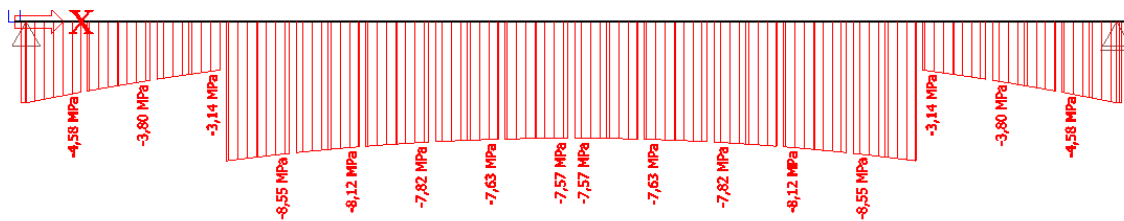
Obrázek 40: Fáze předpětí nosníku, minimální napětí v horních vláknech.



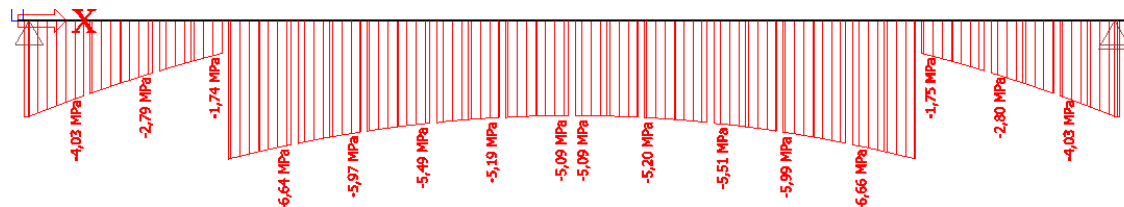
Obrázek 41: Fáze uvedení do provozu, minimální napětí v horních vláknech.



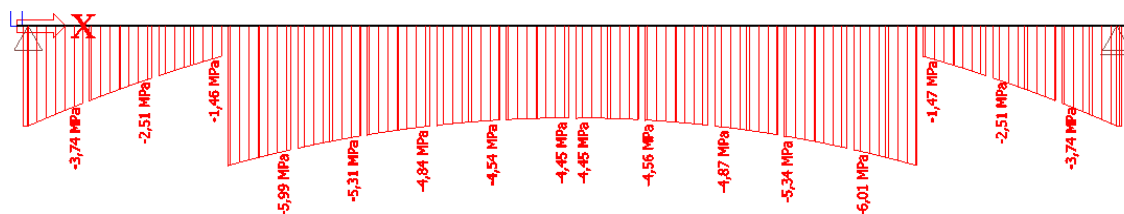
Obrázek 42: Fáze na konci životnosti, minimální napětí v horních vláknech.



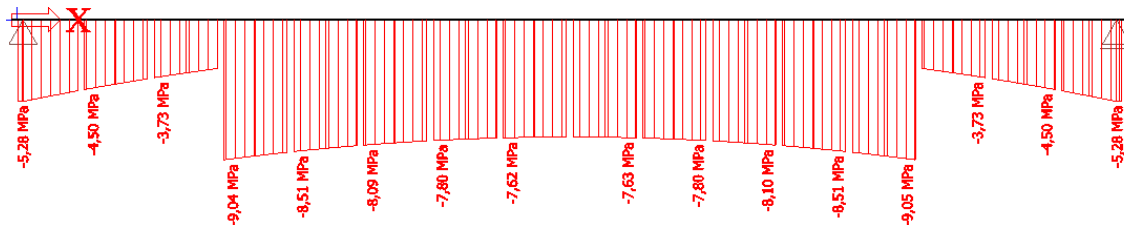
Obrázek 43: Fáze předpětí nosníku, maximální napětí v dolních vláknech.



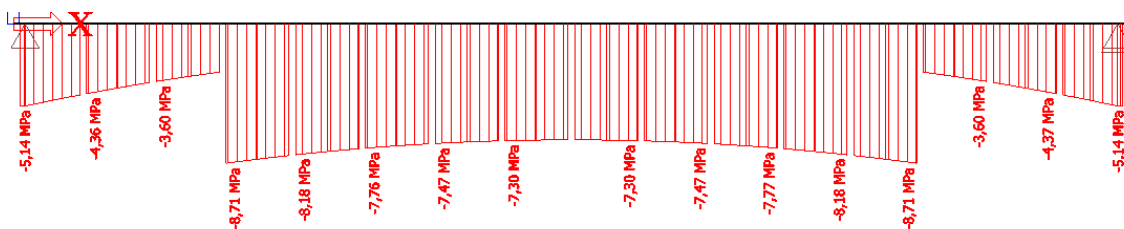
Obrázek 44: Fáze uvedení do provozu, maximální napětí v dolních vláknech.



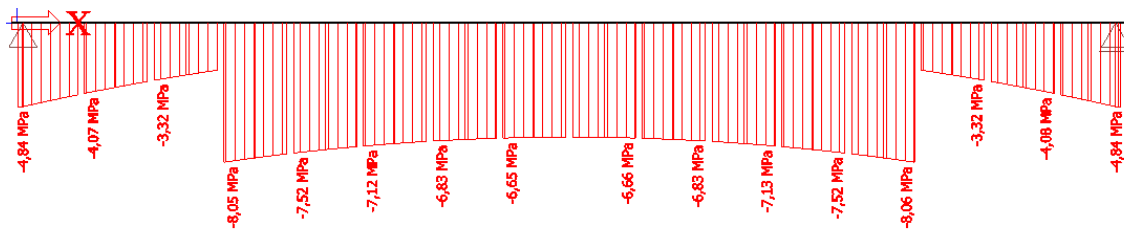
Obrázek 45: Fáze na konci životnosti, maximální napětí v dolních vláknech.



Obrázek 46: Fáze předpětí nosníku, minimální napětí v dolních vláknech.



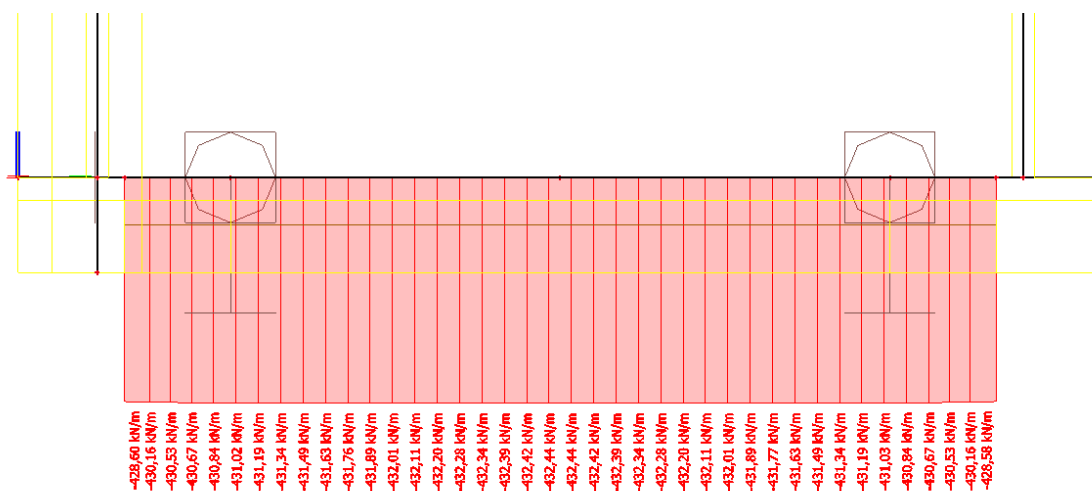
Obrázek 47: Fáze uvedení do provozu, minimální napětí v dolních vláknech.



Obrázek 48: Fáze na konci životnosti, minimální napětí v dolních vláknech.

Z výsledků je patrné, že v žádné fázi výstavby nedochází k překročení povolených normálových napětí a zachovaná tlaková rezerva je vždy alespoň 1 MPa. Zároveň vývoj normálových napětí v čase odpovídá teoretickým předpokladům, kdy postupem času dochází ke ztrátám předpětí, což má za následek zmenšující se velikost normálového napětí v dolních vláknech. Tyto změny však nejsou z důvodu nízkých ztrát nijak významné. Předpětí tak vyhoví všem požadavkům.

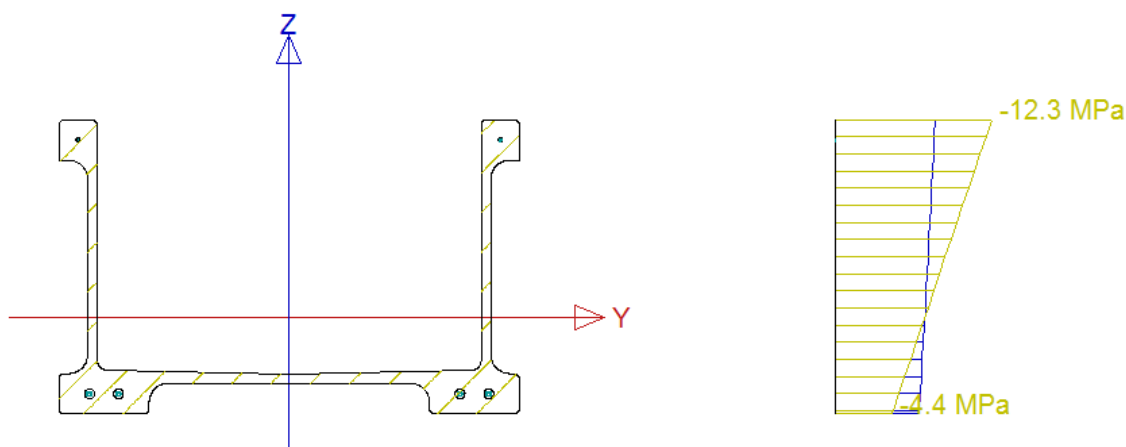
Vzhledem k malé tloušťce spodní desky nosníku dále ověříme, zda u ní nedochází k velkému vlivu smykového ochabnutí. Zobrazované napětí na desce by pak nebylo po celé šířce rovnoměrně rozdělené, ale projevil by se velký rozdíl mezi napětím na kraji a uprostřed desky. Smykové ochabnutí ověřujeme na 3D deskostěnovém modelu.



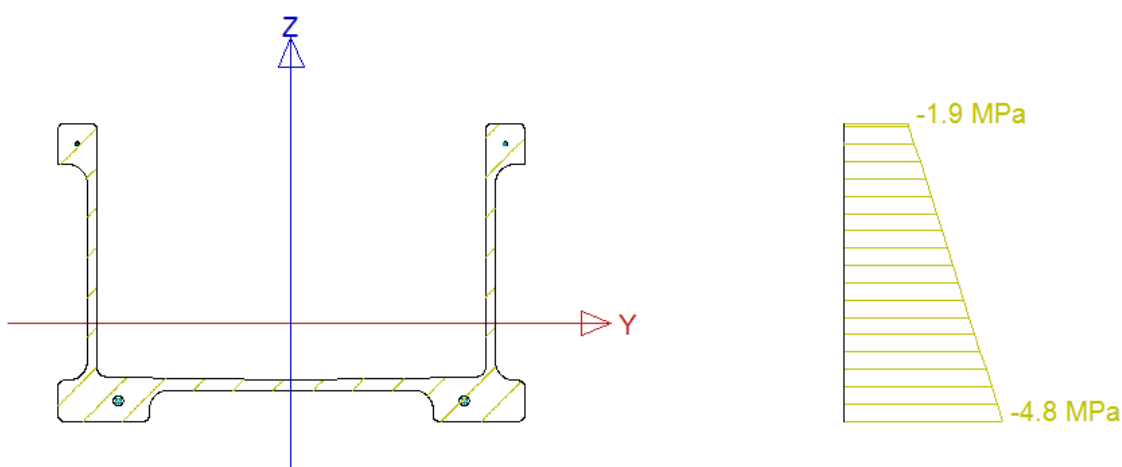
Obrázek 49: Ověření smykového ochabnutí desky.

K velkým rozdílům mezi napětím na okraji spodní desky a uprostřed rozpětí desky nedochází, vliv smykového ochabnutí tedy můžeme zanedbat.

Dále vyhodnotíme průběh normálového napětí po výšce průřezu. Průběh vyšetřujeme v průřezu uprostřed rozpětí a nad podporou na konci životnosti.



Obrázek 50: Průběh napětí po výšce průřezu uprostřed rozpětí.



Obrázek 51: Průběh napětí po výšce průřezu nad podporou.

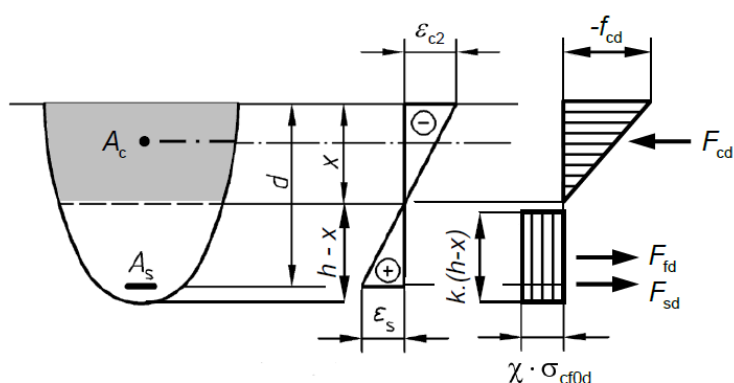
Celý průřez je po celé délce tlačěn se zachováním tlakové rezervy 1 MPa (minimální hodnota tlakové rezervy na celém nosníku je 1,46 MPa). Maximální tlakové napětí 12,32 MPa bez problémů vyhoví horní hranici maximálního tlakového napětí 90 MPa. Takto nízké tlakové napětí je způsobeno malým počtem předpínacích lan. Plné využití betonu použitím většího počtu lan by mělo za následek zvětšování průřezů žeber konstrukce a bylo by celkově neekonomické.

2.3.9 MSÚ

2.3.9.1 Ohyb s normálovou silou

Z hlediska návrhu a únosnosti mostu je třeba ověřit mezní stav únosnosti v době uvedení do provozu a na konci životnosti, kdy je konstrukce vystavena extrémním účinkům zatížení. Konstrukce byla ověřena ve středu rozpětí a v místě kotvení předpínacích lan zleva i zprava, tzn. v místě předepnutém 8 lany, resp. 16 lany.

Při posuzování uvažujeme jako základní stav průřezu stav stanovený výpočtem na základě MSP, z něhož stanovíme počáteční přetvoření průřezu ε_{in} . Maximální přetvoření jednotlivých materiálů na mezi únosnosti pak nesmí po součtu s počátečním stavem překročit hodnotu přetvoření materiálu danou příslušnou normou. Pro beton v tlaku používáme bilineární pracovní diagram, pro ocel bilineární pracovní diagram se zpevněním. Při výpočtu zanedbáváme vzhledem k segmentaci působení betonu v tahu, přestože je s ním možno dle [10] uvažovat, viz Obrázek 52. Působení konstrukční betonářské výztuže také neuvažujeme – konstrukce je segmentová, betonářská výztuž tudíž spárami neprochází.



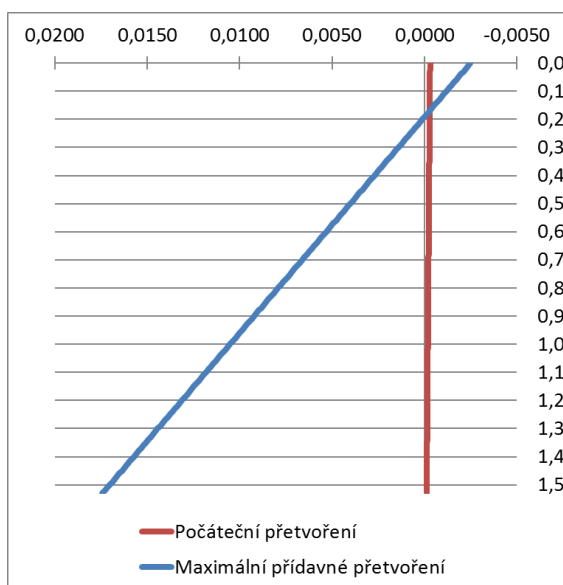
Obrázek 52: Rozdělení napětí na průřezu při MSÚ. Převzato z [10].

Na začátku výpočtu vzhledem k vysoké pevnosti betonu v tlaku zavedeme předpoklad, že bude rozhodujícím místem průřezu na mezi únosnosti předpínací výztuž, tedy její přetržení. V místě působení předpínací výztuže byla zavedena síla F_p , kterou přenese předpínací výztuž před porušením. Z rovnováhy sil na průřezu byla stanovena poloha neutrální osy a průběh přetvoření na mezi únosnosti.

Tabulka 9: Posouzení ohybové únosnosti průřezů.

Fáze	Uvedení do provozu			Konec životnosti		
	Uprostřed	Kotva zleva	Kotva zprava	Uprostřed	Kotva zleva	Kotva zprava
Poloha N.O. [m]	0,191	0,200	0,143	0,188	0,197	0,141
$\sum F_c$ [kN]	-4147	-4146	-2278	-4124	-4123	-2255
$\sum F_p$ [kN]	4147	4146	2278	4124	4123	2255
$\sum F_{ps} - \sum F_c$ [kN]	0	0	0	0	0	0
MRd [kNm]	5144	5142	2619	5149	5147	2621
Využití [%]	37,1	22,5	44,1	37,1	22,5	44,1

Zavedený předpoklad, že jako první selže předpínací výztuž, se ukázal jako správný ve všech případech. Využití nepřesahuje v žádném případě ani 50 % únosnosti, lze tedy říci, že je průřez navržen s vysokou bezpečností.



Graf 3: Počáteční a přídavné přetvoření na mezi únosnosti, řez uprostřed pole, uvedení do provozu.

2.3.9.2 Smyk ve spáře

U segmentových konstrukcí je nutno ověřit smykovou únosnost ve spáře mezi jednotlivými segmenty. Ověření provedeme dle ČSN EN 1992-1-1 [8] – Smyk ve styčné ploše mezi betony různého stáří. Posuzujeme, zda je návrhová únosnost ve smyku styčné plochy větší než návrhová hodnota smykového napětí ve styčné ploše, tedy:

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi}$$

$$v_{Edi} = \beta \times V_{Ed} / (z \times b_i)$$

$$v_{Rdi} = c \times f_{ctd} + \mu \times \sigma_n + \rho \times f_{yd} (\mu \times \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \times v \times f_{cd}$$

Velikost smykového napětí je přímo úměrná velikosti posouvající síly ve spáře. Návrhová únosnost ve smyku je závislá na normálovém napětí ve styčné ploše, které vyvolává předpětí a na drsnosti povrchu. Na styčných plochách navrhujeme malé ozuby, hodnoty součinitelů uvažujeme konzervativními hodnotami $c=0,45$ a $\mu=0,7$.

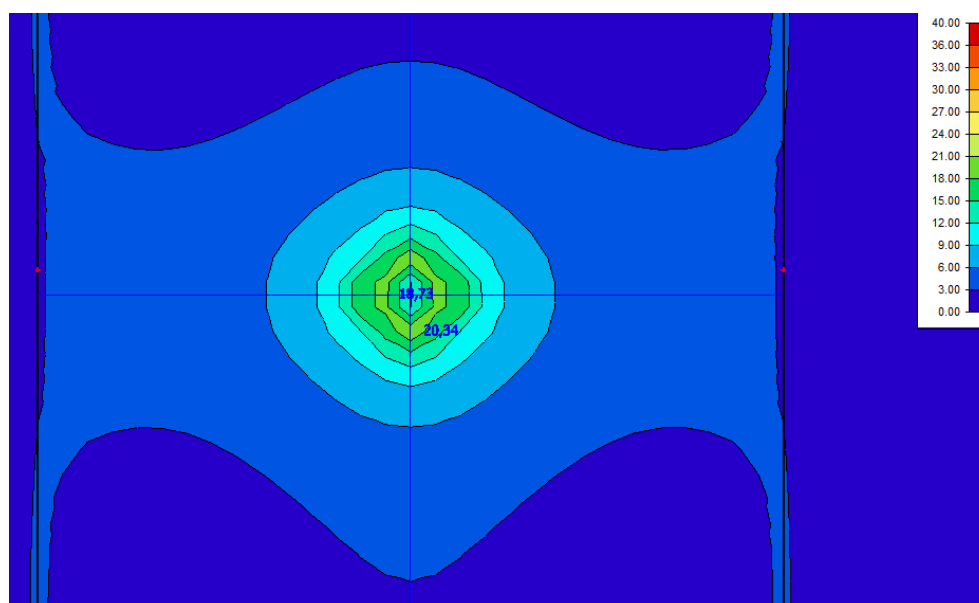
Všechny spáry v konstrukci díky malým posouvajícím silám a velkému tlaku od předpětí bez problémů vyhoví, viz Tabulka 10.

Tabulka 10: Posouzení smykové únosnosti ve spárách mezi segmenty.

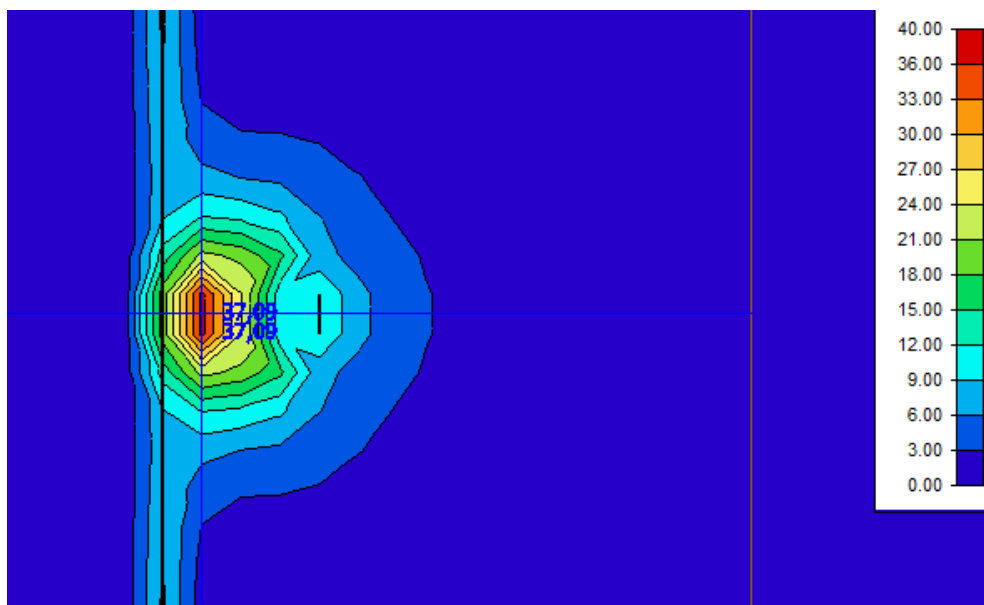
Řez	VEd	vEdi	vRdi	Posudek
1,5	286,379	0,716	4,607	OK
3	242,379	0,606	4,607	OK
4,5	203,552	0,509	4,607	OK
6	159,380	0,398	4,607	OK
7,5	120,427	0,301	4,607	OK
9	76,255	0,191	4,607	OK
10,5	37,289	0,093	4,607	OK
12	0,861	0,002	4,607	OK
13,5	38,333	0,096	4,607	OK
15	82,287	0,206	4,607	OK
16,5	121,458	0,304	4,607	OK
18	165,426	0,414	4,607	OK
19,5	204,597	0,511	4,607	OK
21	248,401	0,621	4,607	OK
22,5	287,423	0,719	4,607	OK

2.3.9.3 Protlačení desky

V místech, kde hrozí největší nebezpečí protlačení desky, posuzujeme její smykovou únosnost. V kapitole 2.3.4.4 – Soustředěné zatížení bylo stanoveno zatížení o velikosti 2 kN působící na ploše 0,1 x 0,1 m. Toto zatížení aplikujeme na desku v místech uprostřed desky segmentu a na hraně styku desky se žebrem a porovnáme vyvolané smykové síly se smykovou únosností.

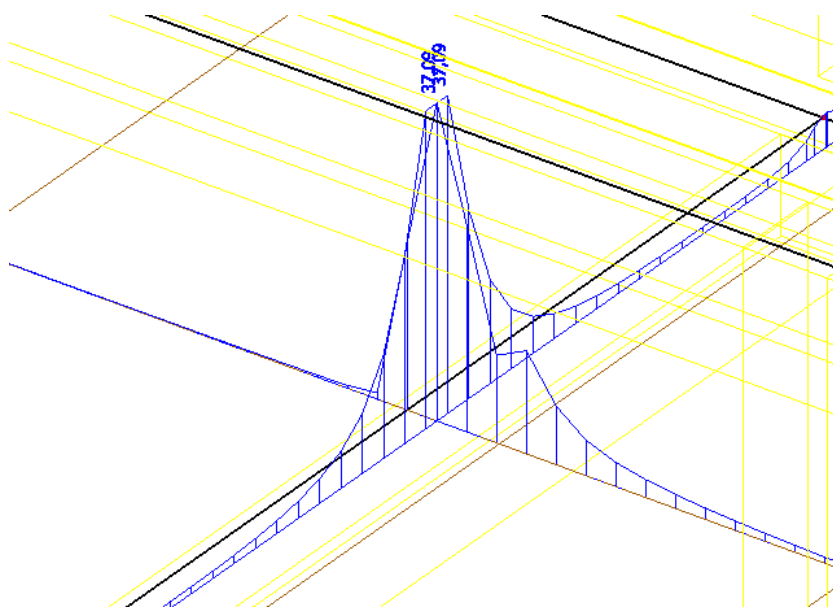


Obrázek 53: Smykové síly uprostřed desky.



Obrázek 54: Smykové síly na hraně styku desky se žebrem.

Vyšších hodnot smykových sil dosahuje varianta se zatížením u hrany styku desky se žebrem, její hodnotu zjistíme v řezu deskou v tomto místě.



Obrázek 55: Smykové síly v řezu.

Dle [10] lze u posouzení smyku uvažovat vliv rozptýlené výztuže ke smykové únosnosti:

$$V_u = b_w \times h \times \cot \theta \times \sigma_{pf} = 1 \times 0,05 \times 1 \times 10,7 = 536 \text{ kN/m}$$

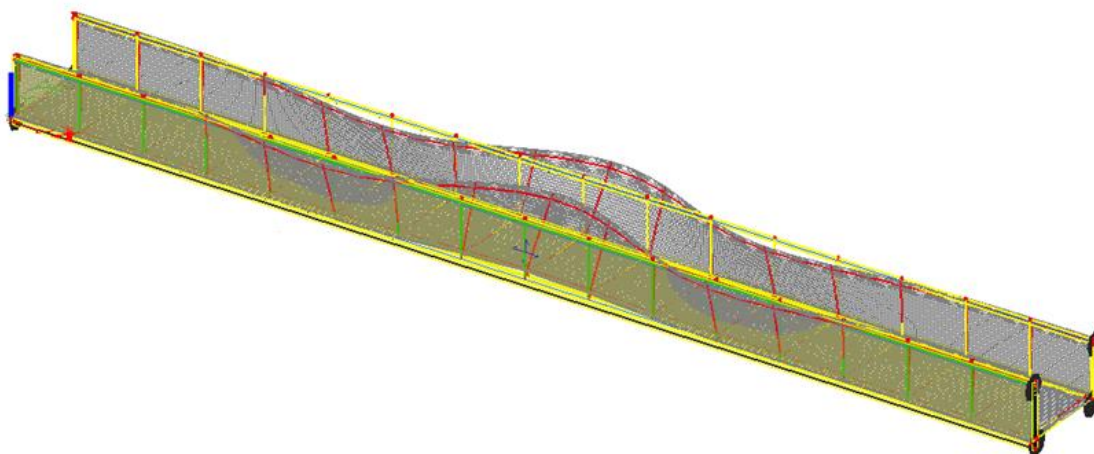
Při porovnání s hodnotou $V_{Ed} = 37,09 \text{ kN/m}$ je jasné, že deska bez problémů vyhoví nejen na zatížení 2 kN, ale i plnou hodnotou 10 kN uvedenou v normě, a to pouze s uvážením příspěvku rozptýlené výztuže ke smykové únosnosti. Uprostřed desky, kam umísťujeme odvodňovače a kde je standardní tloušťka desky 50 mm oslabena, vznikají při zatížení o hodnotě 2 kN maximální smykové síly $V_{Ed} = 20,34 \text{ kN/m}$. Je tak zřejmé, že i při poloviční výšce desky by deska vyhověla. Dále tak spodní desku na protlačení neposuzujeme.

Opíráme se přitom i o výsledky experimentu protlačení UHPC desky při výstavbě lávky v Čelákovících, kde se objevily první trhliny na 60 mm tlusté desce až při zatížení 150 kN na kruhové ploše o průměru 200 mm, viz kapitola 1.3.2 a [16].

2.3.9.4 *Stabilita horního pásu*

Vzhledem k tomu, že je nosník tvaru U a nemá dostatečné příčné ztužení, je dle ČSN EN 1992-1-1 [8] nutno uvažovat s nestabilitou konstrukce v příčném směru. Výpočet provedeme nelineárně na modelu s deformovanou konstrukcí.

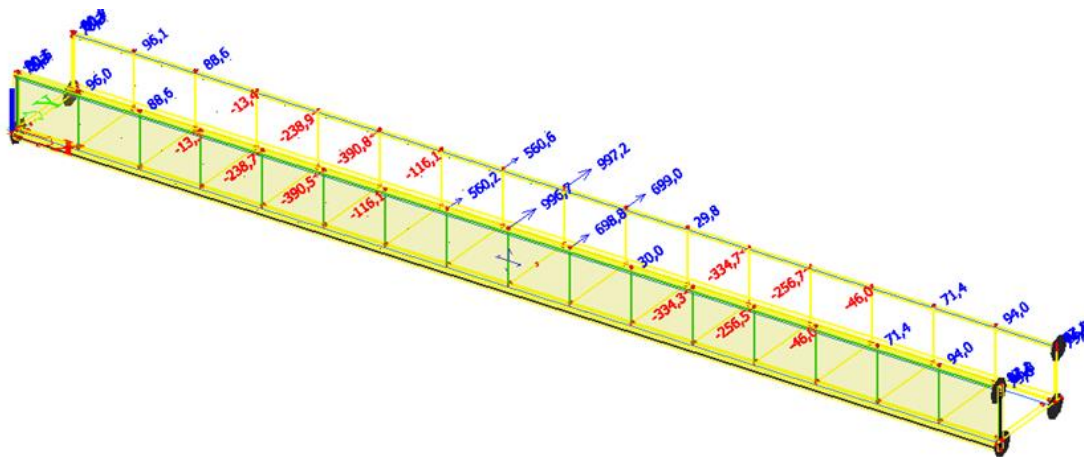
Nejdříve je nutno zjistit tvary vybočení deformované konstrukce. Do původního deskostěnového modelu v softwaru Scia Engineer zavedeme stabilitní kombinace, jejichž výpočtem tyto tvary zjistíme.



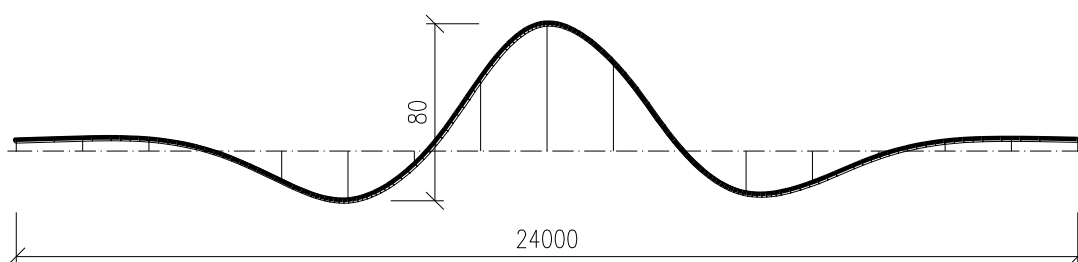
Obrázek 56: Deformovaný tvar konstrukce.

Z tohoto deformovaného tvaru zjišťujeme poměr vybočení jednotlivých uzlů konstrukce – kontaktů svislých žebek a horního vybočeného pásu, tedy vektor vybočení těchto uzlů. Dle [8] se má jako geometrická imperfekce předpokládat deformace $L/300$,

kde L je celková délka nosníku, v našem případě 24 m. Uvažujeme tedy geometrickou imperfekci 80 mm jako vzdálenost mezi dvěma největšími protilehlými vlnami vybočeného horního pásu konstrukce. Souřadnice jednotlivých uzlů deformované konstrukce pak získáme přepočtem z vektoru vybočení uzlů konstrukce.



Obrázek 57: Vektor vybočení uzlů konstrukce.



Obrázek 58: Velikost vln vybočení horního pásu konstrukce.

Tuto deformovanou konstrukci vymodelujeme v programu Scia Engineer a provedeme nelineární výpočet zahrnující právě tyto imperfekce. Deformované stěny modelujeme v programu jako skořepiny o souřadnicích jejich rohů vypočtených ze směrového vektoru a tloušťce 50 mm odpovídající tloušťce původní stěny. Svislá i vodorovná žebra pak modelujeme jako pruty mezi jednotlivými uzly deformované konstrukce.

Nyní je nutno posoudit, zda v betonu nedochází k namáhání, které by mělo za následek kolaps konstrukce. Necháme tedy vykreslit napětí na jednotlivých prvcích – deskách, svislých žebrech a podélných žebrech na jednotlivých vláknech.

Dovolené namáhání v tlaku je až do hodnoty f_{cd} , tj. 94,4 MPa.

Dovolené namáhání v tahu můžeme posoudit dvěma způsoby. Dle [8] je f_{ctd} :

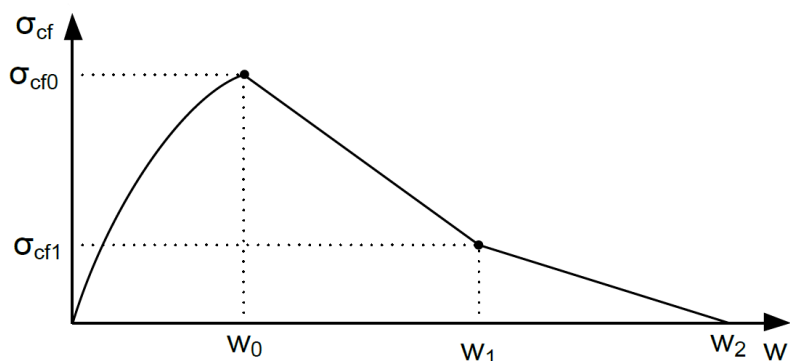
$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \times \frac{f_{ctk0,05}}{\gamma_c} = 1 \times \frac{10,5}{1,5} = 7 \text{ MPa}$$

Tato hodnota f_{ctd} ale neuvažuje vliv rozptýlené výztuže a nerozlišuje stavy před a po vzniku trhlin.

Dle Metodiky pro navrhování prvků z UHPC [10] je ve fázi aktivace rozptýlené výztuže po vzniku trhliny vztah mezi napětím a šířkou trhlin definován:

$$\sigma_{cf} = \sigma_{cf0} \times \left(2 \times \sqrt{\frac{w}{w_0}} - \frac{w}{w_0} \right)$$

kde w je šířka trhliny a w_0 je referenční šířka trhliny 0,5 mm pro maximální hodnotu účinnosti rozptýlené výztuže ($w \leq w_0$).



Obrázek 59: Návrhový diagram UHPC v tahu po vzniku trhlin. Převzato z [10].

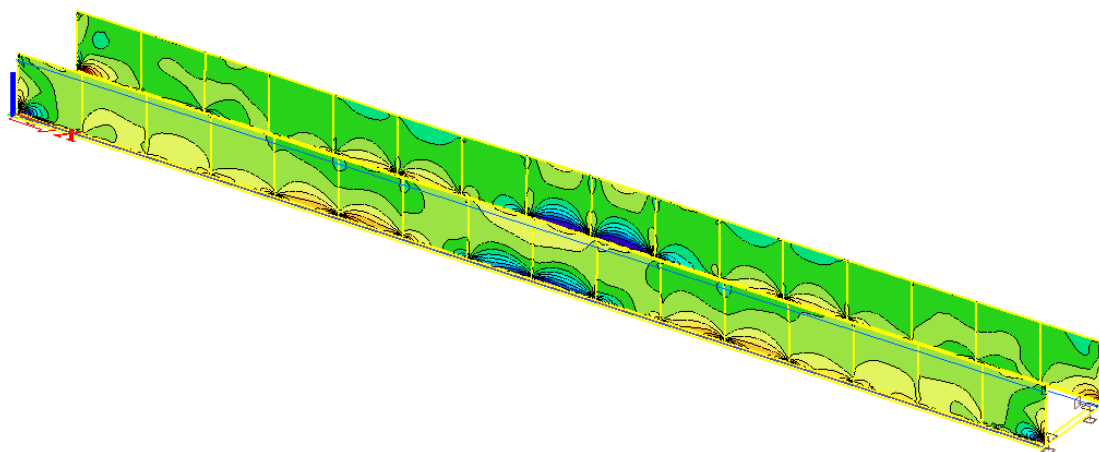
Pro zjednodušený model návrhového diagramu působení UHPC v tahu je pak $w_1 = 2,5$ mm a $w_2 = 0,5 L_f$.

Návrhová hodnota maximálního tahového napětí přenášeného výztužnými vlákny po vzniku trhlin je pak:

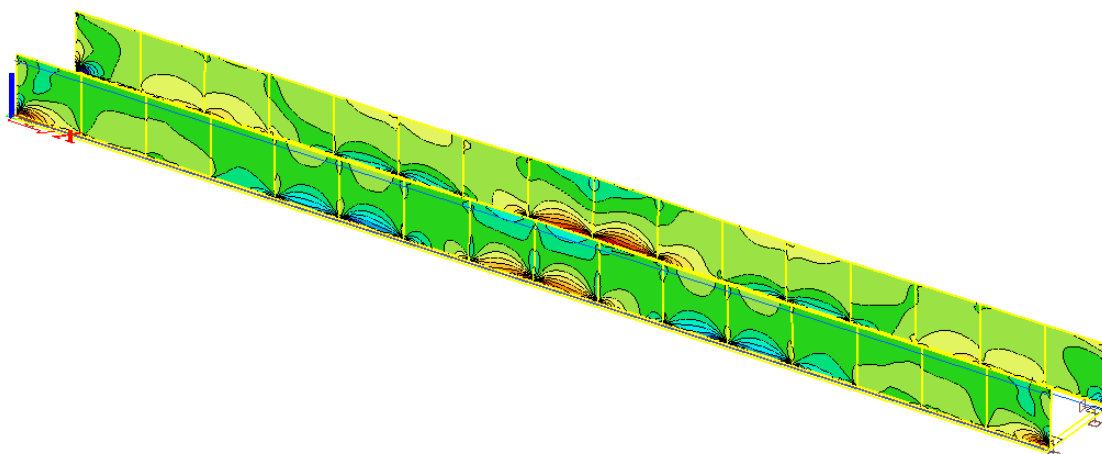
$$\sigma_{cf0d} = \alpha_{ct} \times \frac{\sigma_{cf0k}}{\gamma_{cf}} = 1 \times \frac{15}{1,5} = 10 \text{ MPa}$$

Tuto hodnotu 10 MPa tedy nesmíme v žádném případě při posuzování napětí ve stěnách a žebrech překročit.

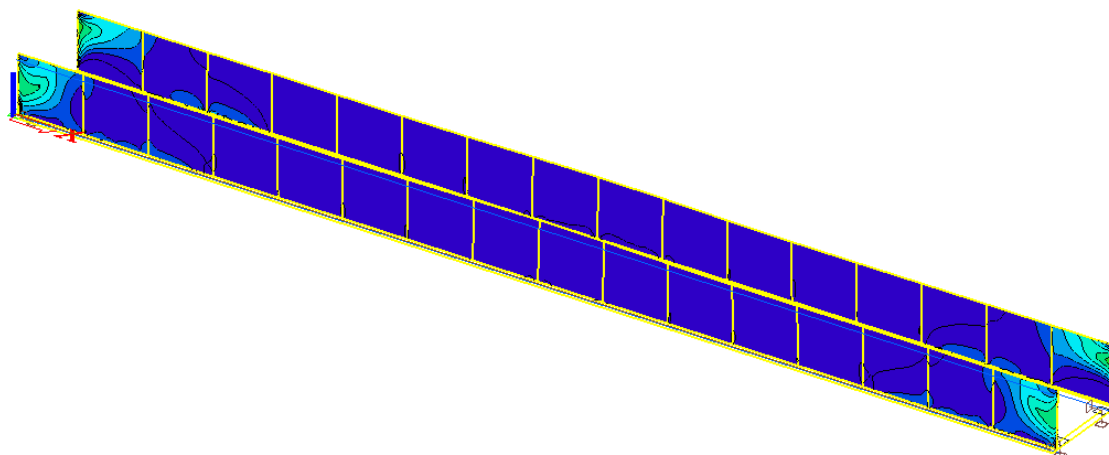
Maximální tahová i tlaková napětí očekáváme na dolní hraně desky uprostřed rozpětí, kde dochází v horním pásu k největším deformacím.



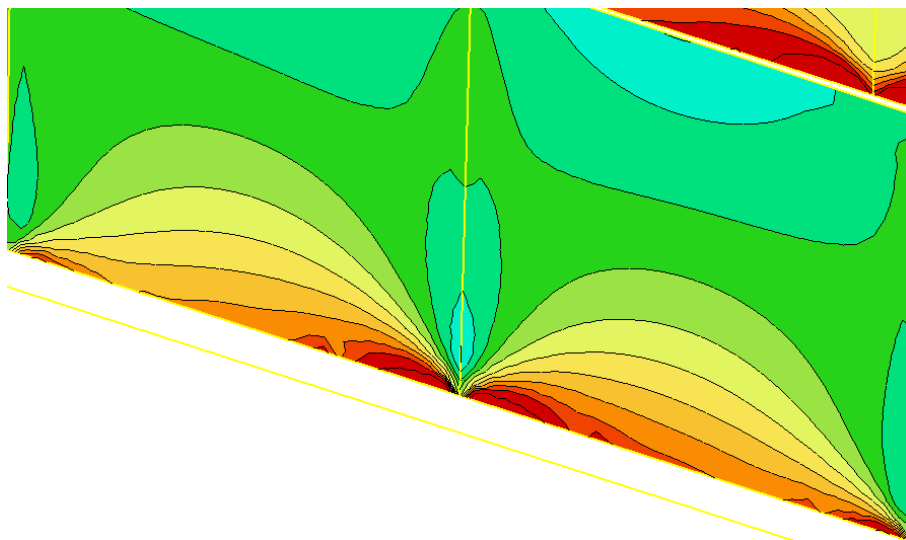
Obrázek 60: Napětí σ_1 na zadním povrchu desky.



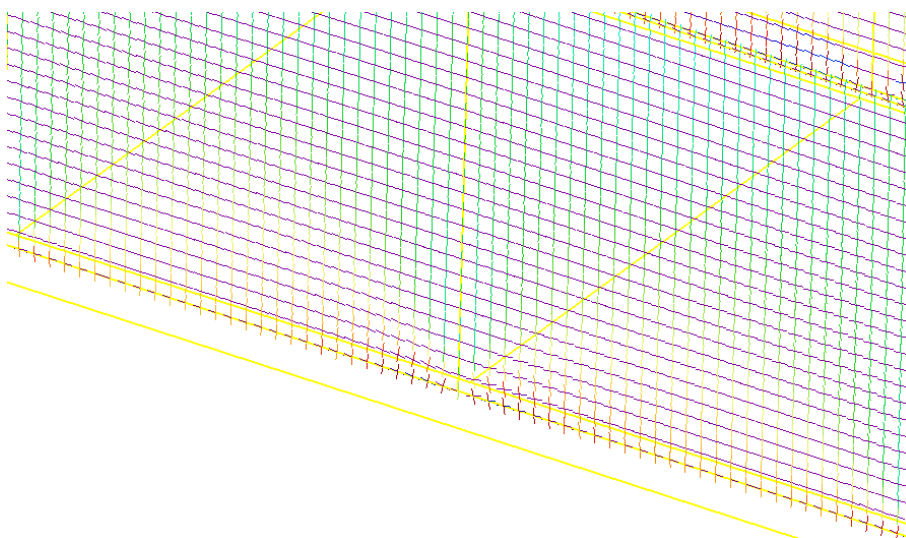
Obrázek 61: Napětí σ_1 na čelním povrchu desky.



Obrázek 62: Napětí σ_2 na čelním povrchu desky.



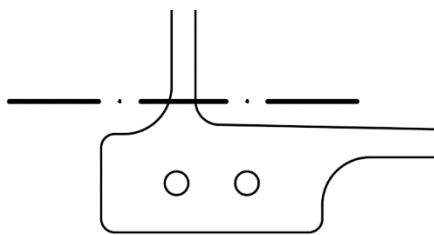
Obrázek 63: Detail napětí σ_1 v desce uprostřed nosníku.



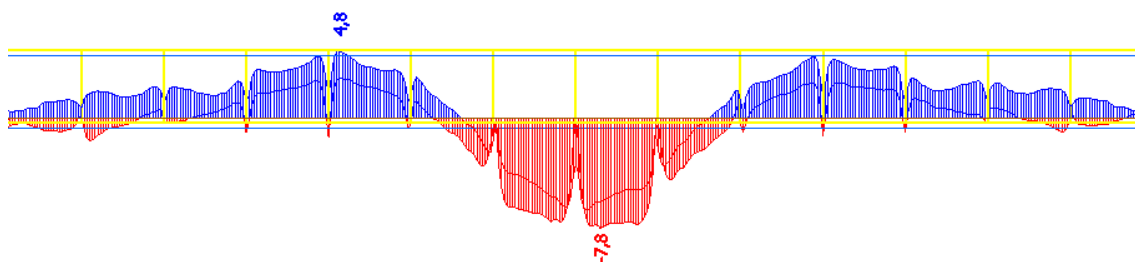
Obrázek 64: Detail trajektorií hlavních napětí v desce.

Jak je patrné z obrázků výše, největší tahová napětí vznikají na spodním okraji desky v místě styku desky se svislým žebrem uprostřed nosníku, kde jsou i největší hodnoty deformací horního pásu konstrukce. Trajektorie hlavních napětí σ_1 a σ_2 jsou ve svislém, respektive vodorovném směru. Logicky pak vznikají ve vodorovném směru vysoká tlaková napětí způsobená předpětím konstrukce.

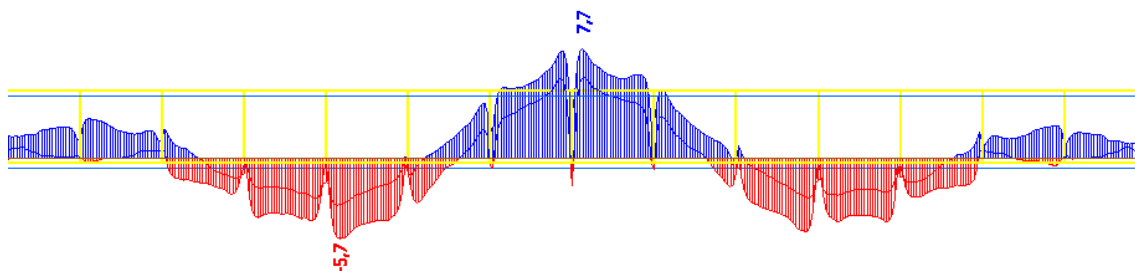
Tahová napětí ve svislém směru σ_1 pak posoudíme na konstrukci v řezu v místě konce zaoblení svislé stěny.



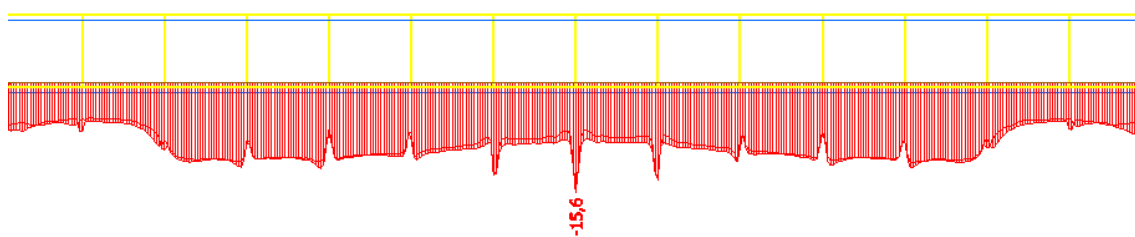
Obrázek 65: Poloha řezu.



Obrázek 66: Napětí σ_1 v řezu na zadním povrchu desky.



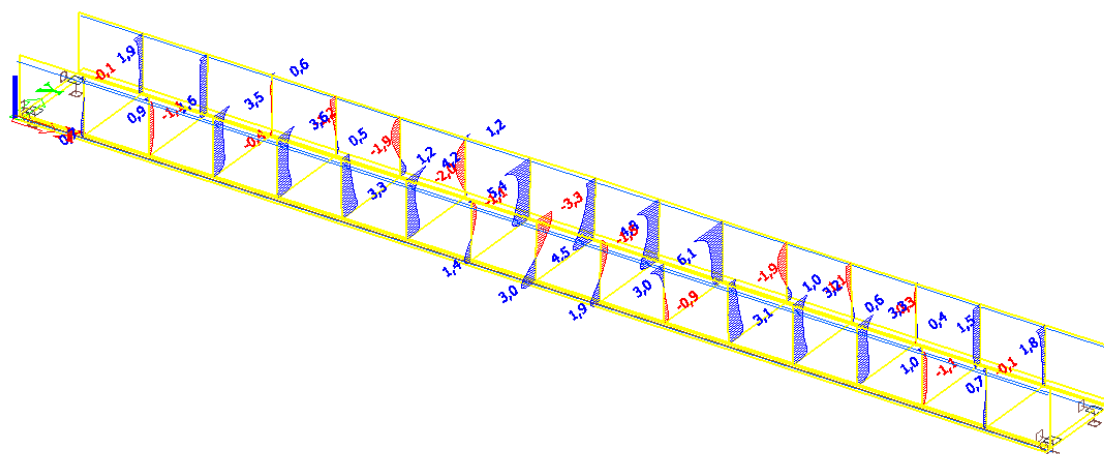
Obrázek 67: Napětí σ_1 v řezu na čelním povrchu desky.



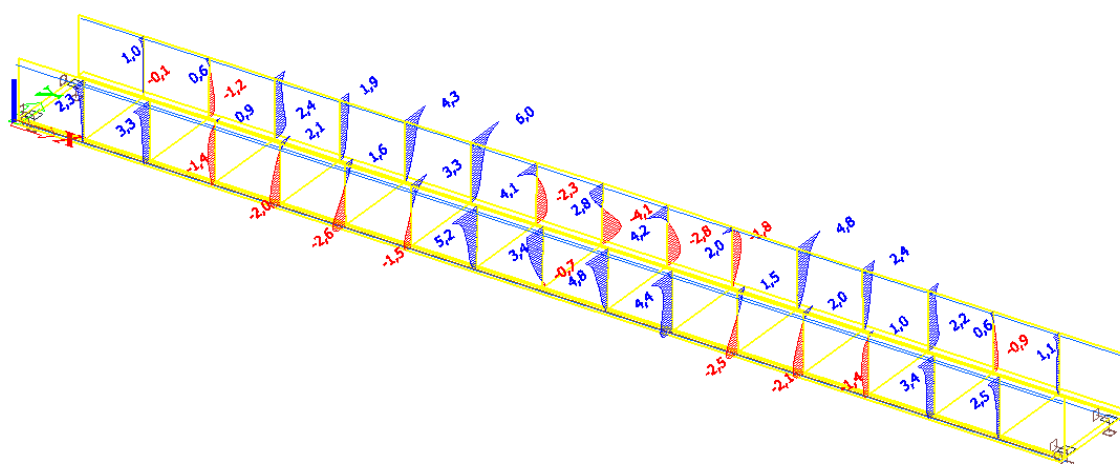
Obrázek 68: Napětí σ_2 v řezu na čelním povrchu desky.

Předpoklad maximálních hodnot napětí uprostřed rozpětí byl správný. Nejvyšší hodnoty tahových napětí na deskách v řezech 4,8 MPa a 7,7 MPa splňují limit maximální hodnoty 10 MPa, stejně tak hodnoty v tlaku 15,6 MPa splňují limit 94,4 MPa.

Dále posoudíme hodnoty napětí ve svislých žebrech podle stejných kritérií jako u stěn. Napětí posuzujeme v krajních vláknech průřezu, v prvním případě ve vláknech při pohledu na obrázky na čelní straně žebra, ve druhém případě na zadní straně žebra.



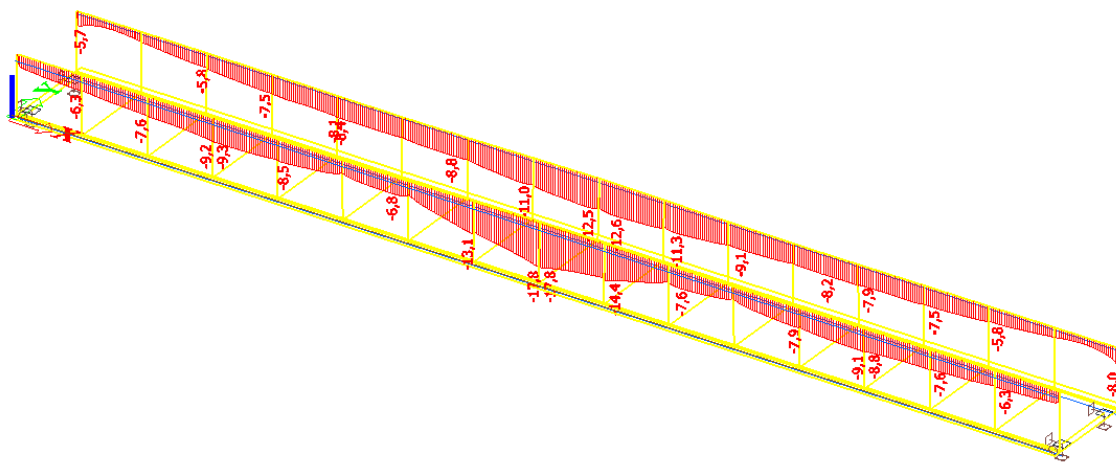
Obrázek 69: Normálová napětí v krajních (čelních) vláknech svislých žeber.



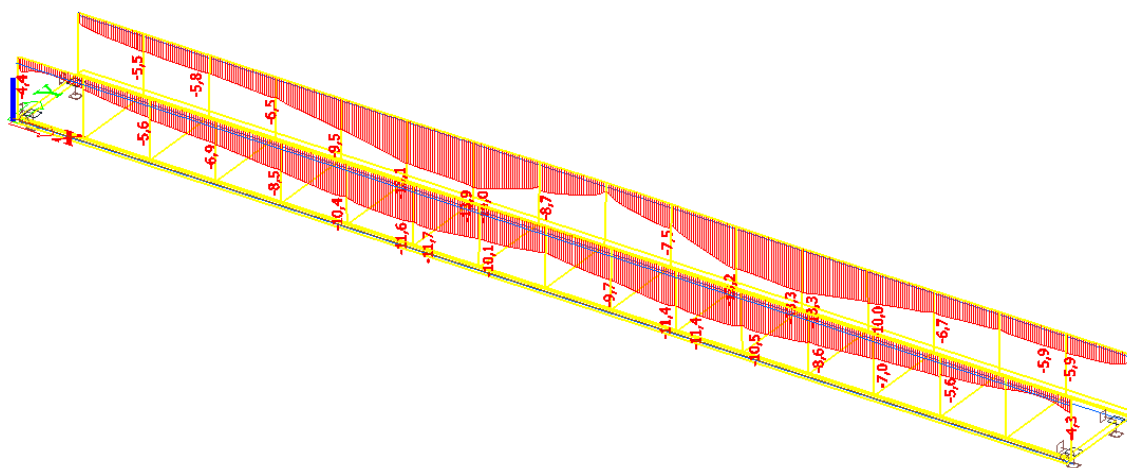
Obrázek 70: Normálová napětí v krajních (zadních) vláknech svislých žeber.

Maxima tahových normálových napětí 6,1 MPa a 6,0 MPa v krajních vláknech svislých žeber vyhovují limitu tahového napětí 10 MPa. Maximální hodnoty tlakových napětí také bez problémů vyhoví limitům.

Stejným způsobem posuzujeme i horní podélná žebra nosné konstrukce. Vzhledem k tomu, že u těchto žeber dochází kromě normálových sil i k velkému vlivu ohybového momentu vlivem deformace, posoudíme je navíc i interakčním diagramem pro namáhání ohybovým momentem a normálovou silou.

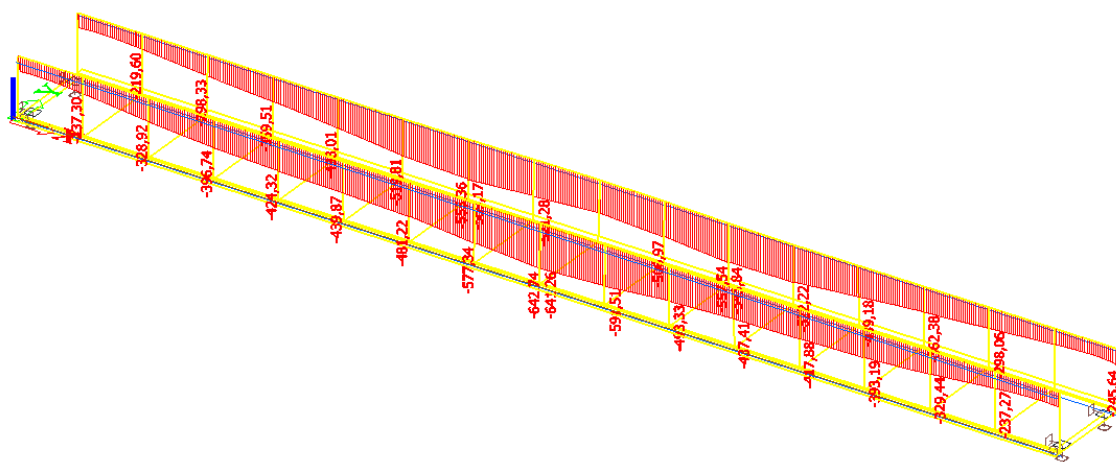


Obrázek 71: Normálová napětí v krajních (čelních) vláknech vodorovných žeber.

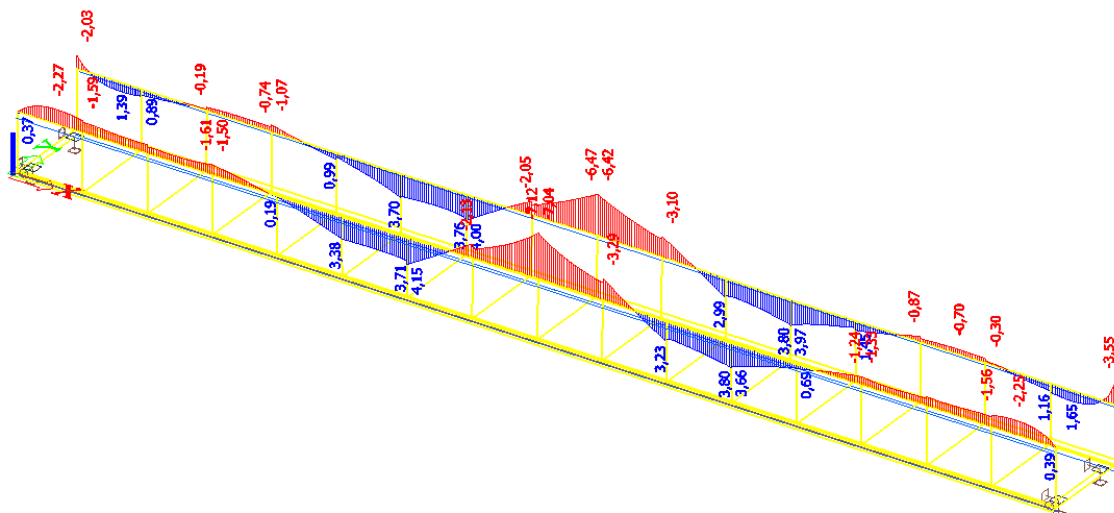


Obrázek 72: Normálová napětí v krajních (zadních) vláknech vodorovných žeber.

Maximální hodnoty normálových napětí vyhovují limitní hodnotě 94,4 MPa v tlaku.

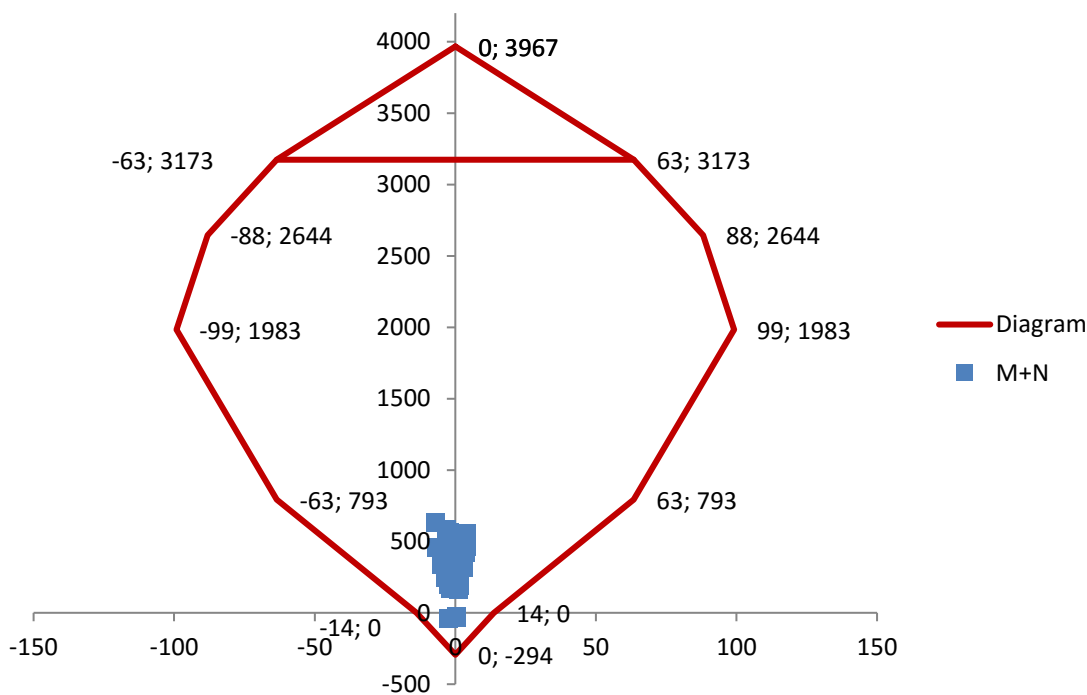


Obrázek 73: Normálové síly ve vodorovném žebru.



Obrázek 74: Ohybový moment ve vodorovném žebru.

Interakční diagram sestojíme dle návodu doc. Krátkého pro interakční diagram pro prostý beton [30]. Návod vychází z normy ČSN EN 1992-1-1 [8]. V tahových oblastech vylučuje vznik trhlin, používáme tedy hodnotu $f_{ctd} = 7$ MPa vypočtenou na začátku této kapitoly. Posouzení tak bude na straně bezpečnosti.



Graf 4: Interakční diagram horního vodorovného žebra.

Jak je z diagramu patrné, namáhání M+N ve všech místech horního pásu leží uvnitř interakčního diagramu a vyhoví tak požadavkům normy.

2.3.10 Dynamika

Dle ČSN EN 1991-2 – Zatížení mostů dopravou [29] je nutno posoudit, zda některá z vlastních frekvencí svislého kmitání nosné konstrukce lávky neleží v oblasti frekvencí 1,0 až 5,0 Hz, kdy by mohlo docházet k rezonanci při pohybu chodců po lávce. V případě, kdy by některá z vlastních frekvencí ležela v tomto intervalu, by bylo nutné provést podrobnou analýzu dynamického chování lávky.

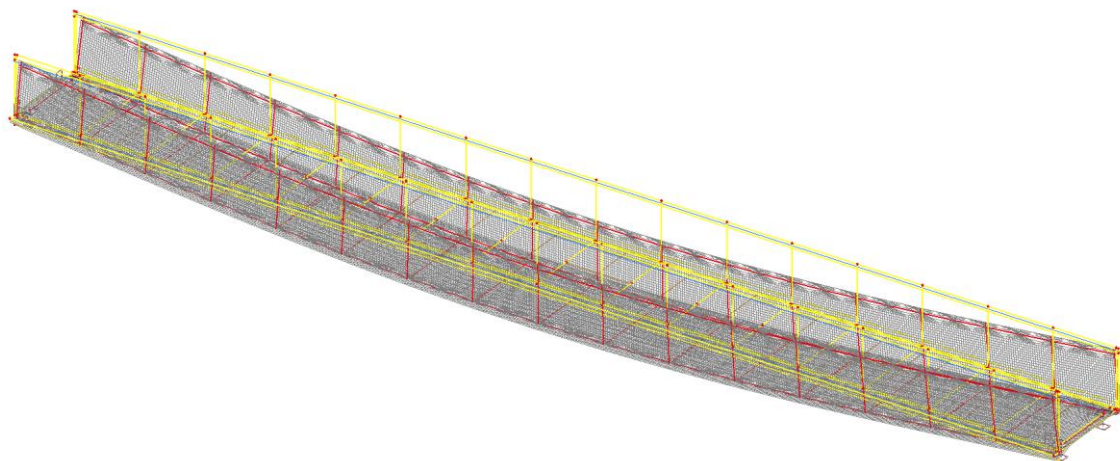
Výpočet byl proveden na prutovém i na deskostěnovém modelu pro oba výpočtové materiály C90/105 a UHPC. Jednotlivé výsledky prvních dvou vlastních frekvencí shrnuje Tabulka 11.

Tabulka 11: Porovnání vlastních frekvencí jednotlivých modelů.

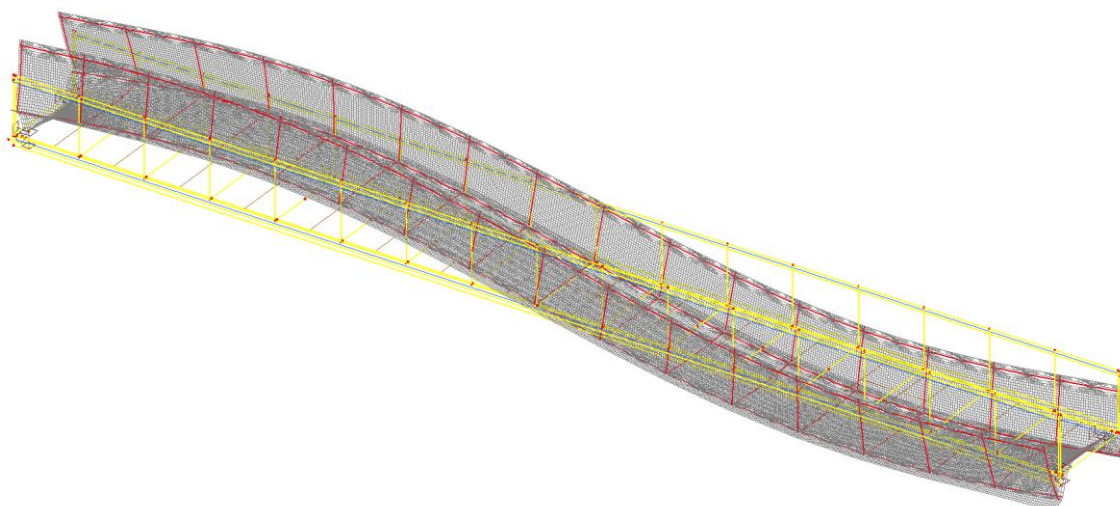
Model	Prutový C90	Prutový UHPC	Deskostěnový C90	Deskostěnový UHPC
1. vlastní frekvence	5,70	6,84	5,34	6,00
2. vlastní frekvence	21,65	25,95	17,10	18,59

Jak je z tabulky patrné, žádná z vlastních frekvencí neleží v oblasti frekvencí 1,0 až 5,0 Hz, není tedy nutné provádět podrobnou dynamickou analýzu. Vyšší hodnoty vlastních frekvencí na modelech s materiálem UHPC jsou způsobeny vyšší tuhostí materiálu použitého pro výpočet. Rozdíly hodnot mezi prutovými a deskostěnovými modely jsou pak důsledkem prostorového působení deskostěnového modelu, zahrnují tak např. vliv deformace stěn, což se projeví snížením vlastních frekvencí proti prutovému modelu.

Následně ověříme, zda tvary vlastního kmitání lávky odpovídají teoretickému předpokladu. Lávka působí jako prostý nosník. To znamená, že při první vlastní frekvenci kmitá svisle v jedné vlně s uzly v podporách, při druhé vlastní frekvenci se pak uprostřed rozpětí vytvoří vnitřní uzel a lávka svisle kmitá ve dvou opačně orientovaných vlnách.



Obrázek 75: Deformovaný tvar – 1. vlastní frekvence.



Obrázek 76: Deformovaný tvar – 2. vlastní frekvence.

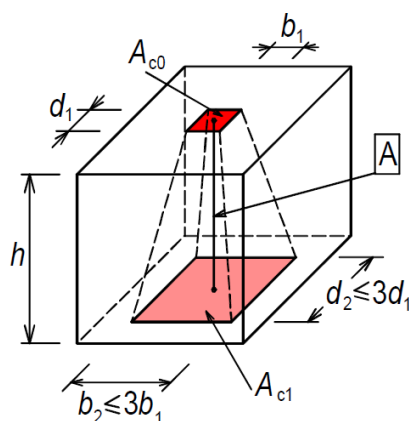
Tvary deformace konstrukce při prvních dvou vlastních frekvencích odpovídají teoretickému předpokladu.

Tímto považujeme výpočet dynamické odezvy za správný. Lávka bez problémů vyhoví na požadavky dané v normě bez nutnosti podrobné dynamické analýzy.

2.3.11 Návrh kotevních oblastí

Oblasti pod kotvami předpětí a nad ložisky, tedy oblasti s velkým soustředěným tlakem, posuzujeme pomocí příhradové analogie. Při návrhu využíváme postupů ve skriptu Modelování a vyztužování betonových prvků [31].

Je třeba zamezit tomu, aby lokální břemeno, tedy kotva předpětí či ložisko, způsobilo porušení betonového prvku. Ve styčné spáře mezi dosedací plochou břemene a betonem může dojít k rozdrčení betonu. Na lici pak vznikají u povrchu tahové síly, které mohou způsobit roztržení líce prvku. Při roznášení tlakového napětí betonem může dojít k roztržení roznášecí oblasti v důsledku příčných tahů v betonu. Na všechna tato porušení je nutno betonový prvek dimenzovat. Pokud se navíc nachází ložiskový blok blízko kotevní oblasti, dochází v tomto místě k trojosému tlaku, který je nutno také posoudit.



Obrázek 77: Roznášení napětí v zatížení ploše. Převzato z [31].

Nejdříve posoudíme, zda nedojde k rozdrčení betonu pod návrhovou tlakovou silou. Ověříme, zda platí vztah:

$$|F_{Ed}| \leq A_{c0} \times f_{cd}$$

Vzhledem k vysoké pevnosti betonu v tlaku je při výpočtu jasné, že všechny tyto oblasti vyhoví.

Na základě rozměrů příčného řezu jednotlivých prvků pak zjistíme rozměry roznášecích oblastí. Její velikost a poměr stran β obdélníkového průřezu pak určuje maximální tahové napětí betonu na povrchu prvku $\sigma_{ct,max}$.

$$\sigma_{ct,max} = \frac{|F_{Ed}|}{b_{21}b_{22}} (0,60 - 0,44\beta - 0,16\beta^4) \leq 0,44 \frac{|F_{Ed}|}{b_{21}b_{22}}$$

Výztuž proti roztržení oblasti není třeba dimenzovat v případě, jestli je splněna podmínka:

$$\sigma_{ct,max} \leq 0,4f_{ctd}$$

V opačném případě je nutno stanovit příčnou sílu T , na kterou je nutno nadimenzovat výztuž.

$$T = \frac{1}{4} \left(1 - 0,7 \frac{b_1}{h_d} \right) \times F_{Ed}$$

Při návrhu výztuže pak z důvodu omezení šířky trhlin omezíme maximální napětí ve výztuži.

$$\sigma_{s,lim} = \frac{8 \times 10^6 \times w_{lim}}{2000 \times (d_s)^{\frac{1}{3}}}, 0,5 f_{yd} \leq \sigma_{s,lim} \leq f_{yd}$$

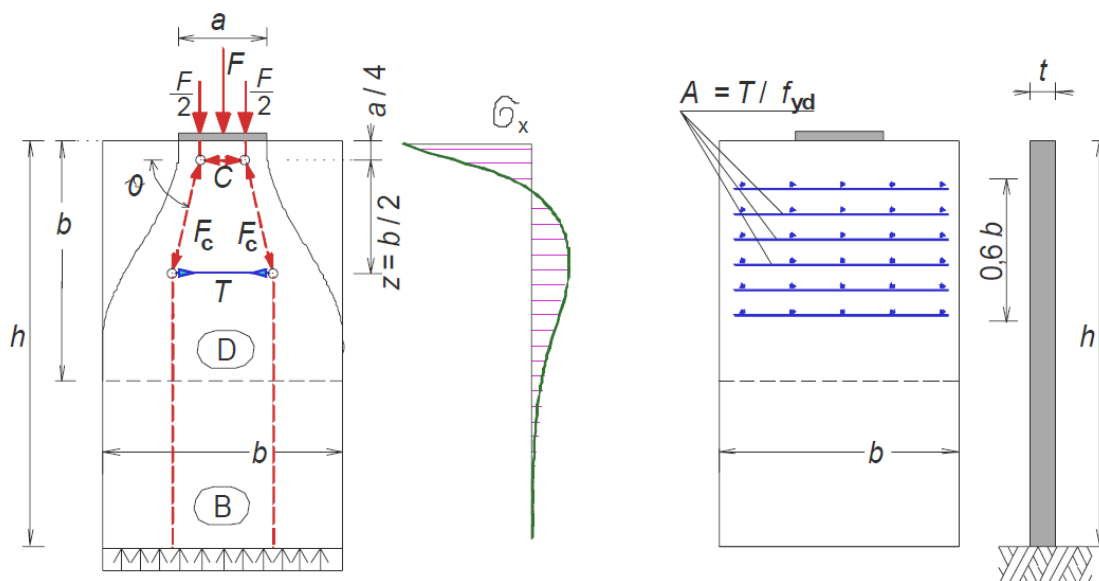
Výsledky výpočtů jsou shrnuty v tabulce.

Tabulka 12: Výpočet kotevních oblastí.

Oblast	Horní předpětí	Dolní předpětí	Ložisková oblast
F_{Ed} [kN]	209	834	210
Styčná plocha b1 [m]	0,070	0,120	0,200
Styčná plocha d1 [m]	0,130	0,150	0,150
Styčná plocha Ac0 [m ²]	0,009	0,018	0,030
Roznášecí plocha b2 [m]	0,200	0,360	0,500
Roznášecí plocha d2 [m]	0,210	0,210	0,450
Roznášecí plocha Ac1 [m ²]	0,042	0,076	0,225
F_{Ed} [kN]	859	1700	2833
$ F_{Ed} \leq A_{c0} \times f_{cd}$	OK	OK	OK
$\sigma_{ct,max,y}$ [MPa]	2,184	4,854	0,395
$\sigma_{ct,max,z}$ [MPa]	1,626	3,152	0,410
$\sigma_{ct,max,y,z} \leq 0,4 f_{ctd}$	OK	NE	OK
T [kN]		155,3	
$\sigma_{s,lim}$ [MPa]		371	
$A_{s,min}$ [mm ²]		418	
\varnothing prutu [mm]		10	
Počet prutů		6	
A_s [mm ²]		471	
$A_s \geq A_{s,min}$		OK	

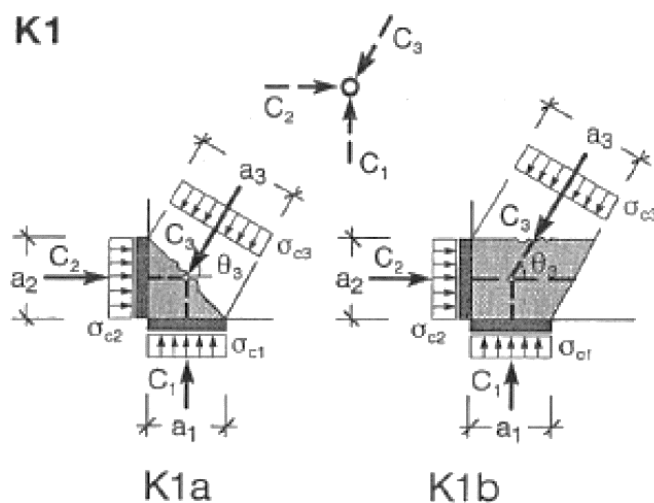
Dle výpočtu není nutné vyztužovat betonářskou výztuží horní kotevní oblast s jedním předpínacím lanem a oblast nad ložiskem. V těchto oblastech bude použito pouze vyztužení zhuštěním třmínek konstrukční výztuže.

V kotevní oblasti na dolním žebře konstrukce je nutné použití betonářské výztuže pro zachycení příčných tahů. V příčnicích na koncích rozpětí bude použita typizovaná šroubovice pro předpínací systém Freyssinet, v poli pak bude vyztužení z důvodu štíhlosti konstrukce řešeno použitím 3 ks dvoustřížných třmínek průměru 10 mm.



Obrázek 78: Princip vzniku a vyztužování příčných tahů. Převzato z [31].

Nakonec posoudíme trojosý tlak v místě, kde na sebe kolmo působí tlak od předpětí a tlak od ložiska.



Obrázek 79: Trojosý tlak ve styčnicku. Převzato z [31].

Nejprve posoudíme, zda jsou napětí σ_{c1} , respektive σ_{c2} menší než maximální návrhové napětí $\sigma_{Rd,max}$ v trojose tlačném styčniku. Poté vypočítáme napětí σ_{c3} a porovnáme s napětím $\sigma_{Rd,max}$.

$$\sigma_{c1,2} = \frac{C_{1,2}}{a_{1,2} \times b} \leq \sigma_{Rd,max}$$

$$\sigma_{c3} = \frac{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 \times (a_2/a_1)^2}{\sigma_1 + \sigma_2 \times (a_2/a_1)^2} \leq \sigma_{Rd,max}$$

$$\sigma_{Rd,max} = 3 \times \nu' \times f_{cd} = 3 \times 0,4 \times 94,4 = 113 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c1} = 7,0 \text{ MPa} \leq 113 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c2} = 46,3 \text{ MPa} \leq 113 \text{ MPa}$$

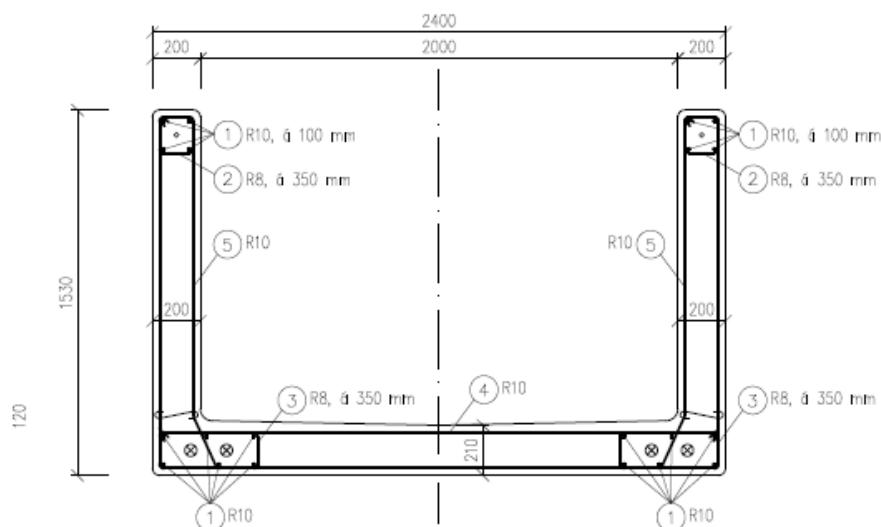
$$\sigma_{c3} = 41,2 \text{ MPa} \leq 113 \text{ MPa}$$

Hodnoty všech napětí vyvolaných předpětím a reakcí z ložiska jsou menší než maximální napětí v trojose tlačném styčniku. Konstrukce tedy vyhoví.

2.3.12 Betonářská výztuž

Jelikož jsou segmenty z UHPC vyztuženy rozptýlenou výztuží a průřezy segmentů jsou velmi štíhlé, použijeme betonářskou výztuž pouze jako konstrukční. Jsou použity pruty průměru 8 a 10 mm pro nejvíce namáhaná místa segmentů a pro vedení předpínací výztuže.

V příčném směru zajišťují stabilitu konstrukce výztužná žebra, v dolním rohu žebra vytváří výztuž spolupůsobící s betonem rámový roh zabraňující příčné deformaci stěn, viz schéma níže. Podrobně viz Příloha 7: Výkres 7: Výkres betonářské výztuže segmentu.



Obrázek 80: Betonářská výztuž segmentu.

2.3.13 Návrh spodní stavby

Návrh spodní stavby není součástí zadání této práce, nicméně pro úplnost ji zjednodušeně navrhujeme také. Tvar spodní stavby navrhujeme tak, aby přímo navazovala na hranu zaobleného náběhu nad ložiskem u nosné konstrukce.

Spodní stavbu tvoří opěry na obou stranách nosné konstrukce. Opěra je navržena jako železobetonová, shodné šířky 2,4 m jako nosná konstrukce lávky. Tvoří ji železobetonový dřík tloušťky 1,05 m na železobetonovém základu tloušťky 2,5 m. Předpokládáme založení na čtyřech velkopřůměrových pilotách o průměru 630 mm.

Tvar svahů okolního terénu kopíruje na opěru navazující křídlo, na němž bude kotveno zábradlí přilehlé k nosné konstrukci lávky. Zásyp za opěrou je odvodněn drenáží průměru 125 mm, která je vyvedena skrz opěru s odtokem do řeky pod lávkou.

Pro opěru je navržena betonářská výztuž s jednotnou osovou vzdáleností mezi pruty 150 mm pro usnadnění vyztužování a jednodušší betonáž. Schéma výztuže a tvar opěry viz Příloha 11: Výkres 11: Tvar a schéma výztuže spodní stavby.

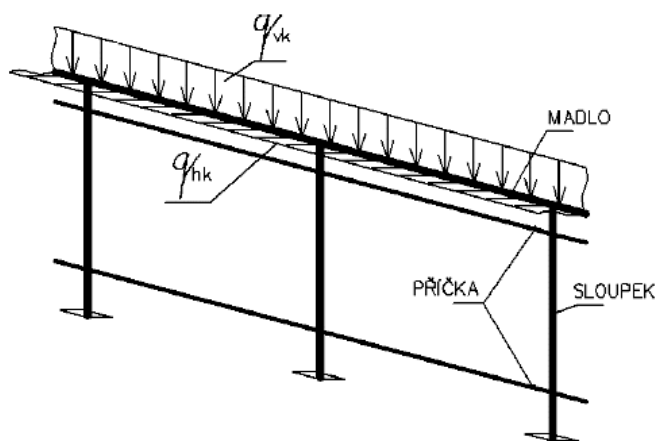
Betonáž opěry bude rozdělena pracovními spárami na několik etap. V první etapě proběhne vyvrtání a betonáž pilot, následovaná betonáží základu. Dále se provede betonáž dříku a křídel s vynechanou závěrnou zídka, jejíž dobetonávka musí proběhnout až po předepnutí a instalaci nosné konstrukce. Závěrná zídka by v opačném případě zabránila předepnutí nosné konstrukce na jejím definitivním místě.

2.3.14 Návrh příslušenství

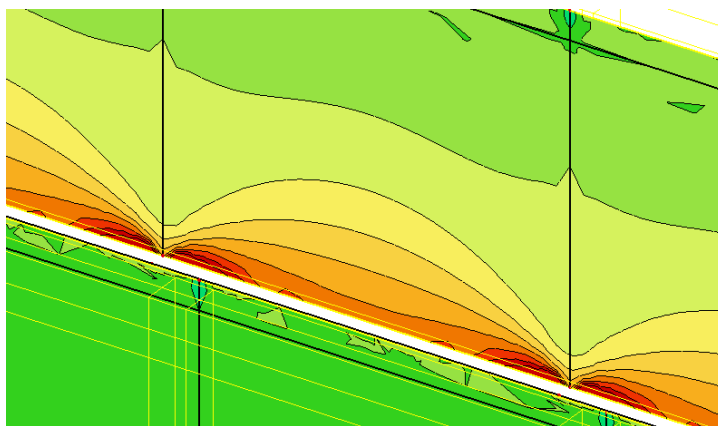
2.3.14.1 Zábradlí

Zábradlí výšky 1,3 m tvoří samotný nosník, jeho návrhem se tedy nezabýváme.

Dle TP 258 [23] je však nutno posoudit jeho únosnost. Zatížení na zábradlí bylo popsáno v kapitole 2.3.4.6, připomeňme tedy pouze jeho hodnoty – spojitě zatížení působící současně svisle hodnotou $q_{vk} = 1,0 \text{ kN/m}$ a vodorovně hodnotou $q_{hk} = 1,2 \text{ kN/m}$ na madlo zábradlí, tj. horní hranu nosné konstrukce, viz schéma.



Obrázek 81: Schéma zatížení zábradlí. Převzato z [23].



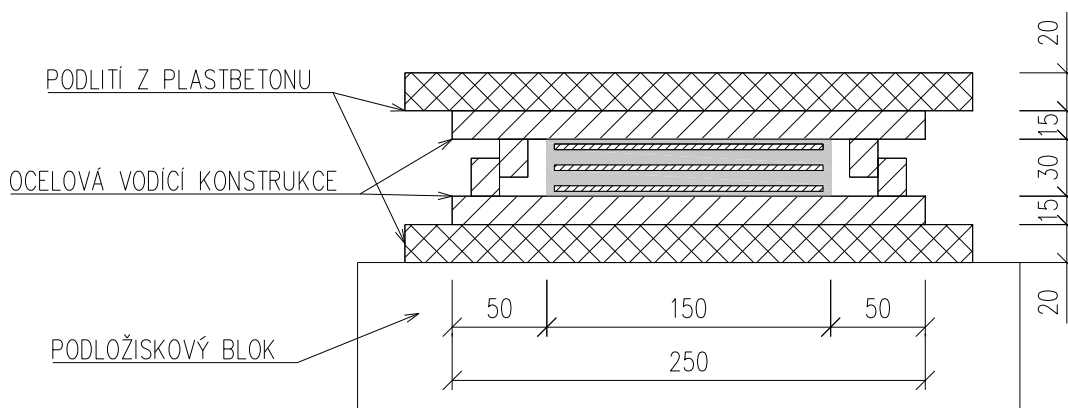
Obrázek 82: Napětí σ_1 na povrchu desky.

Průběh napětí vyvolaný zatížením na zábradlí je takřka stejný jako u posouzení stability horního pásu konstrukce. V tomto případě dosahují tahová napětí v řezu maximální hodnoty 2,8 MPa. Vzhledem k tomu, že konstrukce vyhověla na extrémní případ zatížení deformované konstrukce s nelineárním výpočtem, předpokládáme, že bez problémů vyhoví i na toto zatížení a zábradlí tak dále neposuzujeme.

2.3.14.2 Ložiska

Pro výpočet zatížení na ložiska uvažujeme rovnoměrné rozdělení tíhy konstrukce na všechna 4 ložiska. Charakteristické hodnoty zatížení násobíme součiniteli $\gamma_g = 1,35$ a $\gamma_q = 1,5$. K zatížení konstrukcí připočteme zatížení od nadpodporového příčnicku nad ložiskem. Celková návrhová hodnota zatížení na jedno ložisko je pak 210 kN.

Navrhujeme elastomerové ložisko s kovovou vodící konstrukcí pro směrové vedení od výrobce Freyssinet. Rozměry ložiska jsou 150x200 mm.



Obrázek 83: Pevné elastomerové ložisko.

2.3.14.3 Kobercový závěr

Dle ČSN EN 1991-1-5 – Zatížení teplotou [32] spočítáme vodorovné dilatační posuny od oteplení a ochlazení konstrukce. K těm připočítáme deformace konstrukce od dotvarování a smršťování nosníku. Dostaneme tak hodnotu, na kterou je nutno navrhovat kobercový závěr.

Z map v normě pro určení zatížení teplotou odečteme hodnoty maximálních a minimálních teplot vzduchu ve stínu. Pro naši lokalitu, město Olomouc, je teplota $T_{\max} = 38 \text{ °C}$ a teplota $T_{\min} = -30 \text{ °C}$. Maximální a minimální složky rovnoměrné teploty konstrukcí $T_{e,\max}$ a $T_{e,\min}$ se potom odvodí na základě typu konstrukce z grafu v normě. Přestože je naše konstrukce tvořena z betonu, vzhledem malé k tloušťce desek 50 mm, u kterých proběhne rychleji oteplení i následné ochlazení, volíme variantu odvození pro ocelobetonovou konstrukci. Návrh tak bude na straně bezpečnosti. Hodnoty odečtené z grafu pak jsou $T_{e,\max} = 42 \text{ °C}$ a $T_{e,\min} = -25 \text{ °C}$. Jako výchozí teplotu mostu T_0 , při které je konstrukce instalována, volíme dle normy hodnotu $T_0 = 10 \text{ °C}$.

Charakteristické hodnoty maximálních rozsahů rovnoměrné složky teploty pro výpočet zkrácení či prodloužení mostu pak určíme podle vztahu:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} \text{ pro ochlazení a zkrácení, respektive}$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 \text{ pro oteplení a prodloužení.}$$

Protože neznáme přesnou hodnotu teploty v době instalace lávky, je nutno tuto hodnotu dle normy ještě zvýšit o 20 °C. Celkové hodnoty teplotních posunů pak jsou:

$$\Delta T_{N,con} = -55 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{N,exp} = 52 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Pro zjednodušení uvažujeme hodnoty obou teplot jako 55 °C. Teplotní posun pak při uvažování součinitele $\alpha = 11 \cdot 10^{-6}$ a délce nosníku 24 m vychází hodnotou 14,52 mm. Zbývající deformace od dotvarování je pak 3,21 mm. Celkový dilatační posun zaokrouhlíme na 18 mm.

Kobercový závěr navrhujeme dle podkladů firmy Reisner-Wolff [25], viz Příloha 10: Výkres 10: Detail uložení a mostního závěru.

2.3.14.4 Izolace

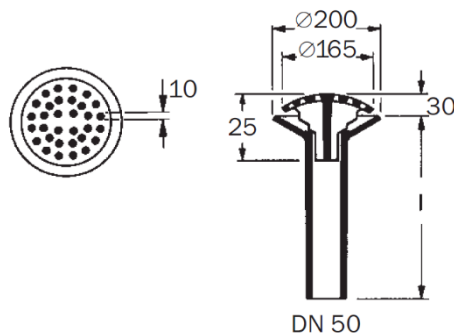
Pochozí povrch spodní desky nosné konstrukce bude opatřen stříkanou izolací do tloušťky 5 mm se vsypem z křemičitého písku. Bude použita izolace Sika dle podkladů výrobce [33] o skladbě izolačního souvrství na betonové desce:

- Penetračně adhezní nátěr Sikafloor 161
- Posyp křemičitým pískem frakce 0,3-0,8 mm
- Izolační vrstva SikaCor Elastomatic TF, odstín RAL 7037 – prachově šedá
- Posyp křemičitým pískem frakce 0,3-0,8 mm

Odstín izolační vrstvy může být upraven dle výsledného odstínu betonové konstrukce. Na svislých stěnách bude izolace nanesena do výšky 100 mm nad hranu pochozí plochy. Izolace slouží také jako ochrana předpínací výztuže ve spárách mezi segmenty nosné konstrukce.

2.3.14.5 Odvodnění

Pro odvodnění lávky jsou navrženy čtyři speciální lávkové vpusti s drenážním víkem dle katalogu ACO odvodňovače [34]. Schéma rozmístění vpustí viz Příloha 3: Výkres 3: Půdorys. Srážková voda bude svedena do řeky Bystřice pod lávkou. Ze dvou odvodňovačů nad řekou bude voda svedena do přímo řeky. Nad opěrou bude odvodňovací trubka DN50 protažena skrz příčník a napojena na kompenzátor spojující tuto trubku s trubkou DN100 upevněnou do opěry.



Obrázek 84: Vpust s drenážním víkem. Převzato z [34].

2.3.14.6 Navazující zábradlí a komunikace

Na nosnou konstrukci navazuje na opěře a za ní železobetonové zábradlí shodné výšky a tvaru jako u nosné konstrukce. Začátek zábradlí je shodný se začátkem rampy pro bezbariérový přístup na lávku, která navazuje na chodník v parku. Celková délka navazujícího zábradlí je cca 6,5 m. Zábradlí bude kotveno do křídla opěry. V místě, kde křídlo opěry končí, na něj navazuje železobetonový základ zábradlí. To tak bude spojitě po celé délce, bez dilatačních spár. Celá lokalita včetně úprav navazujících komunikací viz Příloha 3: Výkres 3: Půdorys.

Závěr

Cílem práce bylo najít vhodné variantní a konstrukční řešení lávky pro pěší, která bude následně použitelná i pro další lávky různých rozměrů. Při návrhu byl kladen důraz zejména na rozhodující části nosné konstrukce a kritické detaily.

V teoretické části byly popsány materiálové vlastnosti vysokohodnotného betonu a jeho rozdíly od betonu běžných pevností. Byly popsány také technologie, se kterými se v návrhu lávky setkáváme a bylo představeno několik staveb, které již byly z UHPC realizovány. Tato část tak vytvořila teoretický podklad pro druhou, praktickou část diplomové práce.

V praktické části byla navržena předpjatá nosná konstrukce lávky působící jako prostý nosník o rozpětí 23,5 m. Byly porovnány tři varianty výstavby nosné konstrukce. Pro variantu segmentové konstrukce, která byla zvolena jako nejvhodnější pro tento konkrétní návrh, byl proveden statický výpočet. Vzhledem k absenci závazných předpisů pro navrhování konstrukcí z UHPC byly pro návrh použity jak současné evropské normy, tak dosud publikovaná doporučení a předpisy pro UHPC. V souladu s těmito předpisy bylo také přihlédnuto k dosavadním zkušenostem s tímto novým a složitým materiálem. Dle současných norem byla také posouzena dynamická odezva konstrukce. Kritická místa nosné konstrukce byla navržena tak, aby vyhověla požadavkům výše zmíněných předpisů.

Cíl práce – najít vhodné řešení pro návrh lávky, byl splněn, stejně jako všechny další body zadání. Ověřili jsme, že je tento návrh lávky proveditelný. Konstrukci by pak bylo možné upravit i pro jiné případy použití. Jistě by bylo možné najít vizuálně a architektonicky zajímavější varianty tvaru segmentu, například se zaoblenými hranami. Vzhled segmentu je samozřejmě možno dále upravovat do požadovaného tvaru, celkové působení lávky by však mělo v rámci návrhu zůstat stejné.

Při zpracování diplomové práce měl autor možnost rozšířit své znalosti ve stále se rozvíjející oblasti vysokohodnotných betonů. Tyto nově nabyté znalosti považuje vzhledem k dosavadnímu nízkému všeobecnému povědomí o UHPC za neocenitelné. Autor tak věří, že mu práce poskytne potřebné zkušenosti pro budoucí práci s tímto moderním materiálem, jehož použití se bude dle jeho předpokladu dále rozšiřovat.

Seznam použitých zdrojů

- [1] VÍTEK, Jan L., COUFAL, Robert. Vysokopevnostní betony a UHPC. *Beton: Technologie, konstrukce, sanace*. Praha: Česká betonářská společnost, **12**(samostatná příloha časopisu), 43-49. ISSN 1213-3116.
- [2] VÍTEK, Jan L. Vysokohodnotné betony – Úvod a poznámky k možnostem jejich aplikace. *Beton: Technologie, konstrukce, sanace*. Praha: Česká betonářská společnost, **12**(samostatná příloha časopisu), 7-9. ISSN 1213-3116.
- [3] COUFAL, Robert, VÍTEK, Jan L., PROCHÁZKOVÁ, Alena. Praktická zkušenost s výrobou a dopravou UHPC. *Beton: Technologie, konstrukce, sanace*. [online]. Praha: Česká betonářská společnost, **15**(2/2015), 28-33. ISSN 1213-3116. Dostupné z:
http://www.betontks.cz/sites/default/files/2015-2-28_0.pdf
- [4] *Ultra-vysokopevnostní betony – UHPC* [online]. [cit. 2017-01-07]. Dostupné z:
<http://www.tbg-metrostav.cz/produkty/ultra-vysokopevnostni-betony-uhpc/>
- [5] *Metodika 1: Metodika pro návrh UHPC a pro materiálové zkoušky*. Praha, 2014. Výstup projektu TAČR TA 010110269. Kloknerův ústav ČVUT v Praze.
- [6] AFGC/SETRA. *Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes: Recommendations* [online]. Revised edition. 06/2013. Dostupné z:
<http://www.afgc.asso.fr/index.php/publications/documents-scientifiques-techniques-edition-afgc>
- [7] TP 226. *Technické podmínky: Vysokohodnotné betony pro mosty PK*. 06/2010. Dostupné z: <http://pjpgk.cz/TP%20226.pdf>
- [8] ČSN EN 1992-1-1. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí: Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. 2011.
- [9] ČSN EN 1992-2. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí: Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady*. 2007.
- [10] *Metodika 2: Metodika pro navrhování prvků z UHPC*. Praha, 2014. Výstup projektu TAČR TA 010110269. Kloknerův ústav ČVUT v Praze.

- [11] *Metodika 3: Metodika pro výrobu prvků z UHPC a pro kontrolu jejich provedení*. Praha, 2014. Výstup projektu TAČR TA 010110269. Kloknerův ústav ČVUT v Praze.
- [12] Smršťování betonu. eBeton.cz [online]. [cit.2017-01-07]. Dostupné z: <http://www.ebeton.cz/pojmy/smrstovani-betonu>
- [13] KOLÍSKO, Jiří, TICHÝ, Jan, KALNÝ, Milan, HUŇKA, Petr, HÁJEK, Petr, TREFIL, Vladislav. Vývoj ultra vysokohodnotného betonu (UHPC) na bázi surovin dostupných v ČR. *Beton: Technologie, konstrukce, sanace*. Praha: Česká betonářská společnost, **12**(samostatná příloha časopisu), 51-56. ISSN 1213-3116.
- [14] Ductal: Pont du Diable footbridge, France. *Tailor made concrete structures: new solutions for our society*. Boca Raton, Florida: CRC Press, 2008, s. 335-340. ISBN 978-0-415-47535-8. Dostupné z: <http://www.abece.com.br/web/restrito/restrito/pdf/ch048.pdf>
- [15] *France: A footbridge constructed using LafargeHolcim's Ductal® concrete for the Pont du Diable* [online]. [cit. 2017-01-07]. Dostupné z: <http://www.lafargeholcim.com/france-a-footbridge-constructed-using-ductalr-pont-du-diable>
- [16] KALNÝ, Milan, KOMANEC, Jan, KVASNIČKA, Václav, VÍTEK, Jan L., BROŽ, Robert, KOUKOLÍK, Petr, COUFAL, Robert. Lávka přes Labe v Čelákovících – první nosná konstrukce z UHPC v ČR. *Beton: Technologie, konstrukce, sanace*. [online]. Praha: Česká betonářská společnost, **14**(4/2014), 10-18. ISSN 1213-3116. Dostupné z: http://www.betontks.cz/sites/default/files/2014-4-10_0.pdf
- [17] KALNÝ, Milan, Jan KOMANEC a Jan TICHÝ. *Lávka z UHPC u Opatovic* [online]. Dostupné z: http://www.cesti.cz/wc15/08_Kalny_Opatovice.pdf
- [18] ŠAFÁŘ, Roman. 2014. *Betonové mosty 2: přednášky*. 1. vyd. V Praze: České vysoké učení technické, 260 s. ISBN 978-80-01-05543-4.

- [19] FOGLAR, Marek, Michaela FRANTOVÁ a Pavel JIŘÍČEK. 2011. *Betonové konstrukce 3: navrhování betonových konstrukcí na MSP, úvod do předpjatého betonu*. 1. vyd. V Praze: České vysoké učení technické, 146 s. ISBN 978-80-01-04943-3.
- [20] *Brücke Oschatz* [online]. [cit. 2017-01-07]. Dostupné z: <https://www.flickr.com/photos/massivbau-tud/albums/72157622742918357>
- [21] ČSN 73 6200. *Mosty – Terminologie a třídění*. Červenec 2011. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011, 48 s.
- [22] ČSN 73 6201. *Projektování mostních objektů*. Říjen 2008. Praha: Český normalizační institut, 2008, 76 s.
- [23] TP 258. *Technické podmínky: Mostní zábradlí*. 06/2015. Dostupné z: <http://pjkp.cz/TP%20258a.pdf>
- [24] TP 107. *Technické podmínky: Odvodnění mostů pozemních komunikací*. 12/2007. Dostupné z: <http://pjkp.cz/TP%20107.pdf>
- [25] Mostní závěr „Kobercový“ (podle Reisner-Wolff) [online]. [cit. 2017-01-07]. Dostupné z: http://concrete.fsv.cvut.cz/~drahomic/mostovna/Pomucky/Vybaveni/MZ_Kob.pdf
- [26] FREYSSINET CS, a.s. *Elastomerová ložiska*. [online]. [cit. 2017-01-07]. Produktový katalog. Dostupné z: http://www.freyssinet.cz/gallery/loziska_elastomerova.pdf
- [27] FREYSSINET CS, a.s. *Předpínací systém Freyssinet*. [online]. [cit. 2017-01-07]. Produktový katalog. Dostupné z: http://www.freyssinet.cz/gallery/predpinaci_system_freyssinet.pdf
- [28] ČSN EN 1991-1-1. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí: Část 1-1: Obecná zatížení, objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. 2004.
- [29] ČSN EN 1991-2. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí: Část 2: Zatížení mostů dopravou*. 2005.

- [30] SEDLÁČEK, Michal, KRÁTKÝ, Jiří. Interakční diagram pro prostý beton podle ČSN EN 1992-1-1. *Tunel*. [online]. Praha: Česká tunelářská asociace a Slovenská tunelárska asociácia ITA-AITES, **16**(2/2007), 21-24. ISSN 1211-0728. Dostupné z: http://www.ita-aites.cz/files/tunel/komplet/tunel_2_07.pdf
- [31] KOHOUTKOVÁ, Alena, Jaroslav PROCHÁZKA a Jiří ŠMEJKAL. *Modelování a vyztužování betonových prvků: lokální modely železobetonových konstrukcí*. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2013. ISBN 978-80-01-05340-9.
- [32] ČSN EN 1991-1-5. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí: Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou*. 2005.
- [33] Sika CZ, s.r.o. *Technické listy*. [online]. Dostupné z: http://cze.sika.com/cs/produkty_a_reseni/dokumentace/PDS.html
- [34] ACO Stavební prvky spol. s.r.o. *ACO – Mostní odvodnění*. [online]. Produktový katalog. Dostupné z: http://www.aco.cz/soubory/soubory/ke_stazeni/katalogy/ACO%20mostni%20odvodneni%20-%20Katalog.pdf
- [35] ČSN EN 1990. *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. 2011.
- [36] PROCHÁZKA, Jaroslav, Alena KOHOUTKOVÁ a Jitka VAŠKOVÁ. 2007. *Příklady navrhování betonových konstrukcí 1*. Vyd. 1. Praha: Nakladatelství ČVUT, 145 s. ISBN 978-80-01-03675-4.
- [37] ŠAFÁŘ, Roman. 2009. *Betonové mosty 2: návrh předpjatého mostu podle Eurokódů: cvičení*. Vyd. 1. Praha: Vydavatelství ČVUT, 231 s. ISBN 978-80-01-04433-9.
- [38] DRAHORÁD, Michal. *Návrh a posouzení nosné konstrukce mostu z prefabrikovaných předem předpjatých nosníků sprážených s ŽB monolitickou deskou mostovky*. [online]. [cit. 2017-01-07]. Dostupné z: <http://concrete.fsv.cvut.cz/~drahomic/mostovna/Pomucky/Vzor/KPB-Vzor.pdf>

Seznam obrázků, tabulek a grafů

Obrázek 1: Třídy betonů a UHPC. Převzato z [4].	11
Obrázek 2: Srovnání skladby směsí betonů. Převzato z [3].	14
Obrázek 3: Záznam ohybové třibodové zkoušky s vrubem. Převzato z [5].	17
Obrázek 4: Smršťování betonu. Převzato z [12].	20
Obrázek 5: Sherbrook Footbridge, Kanada. Převzato z [11].	23
Obrázek 6: Mars Hill Bridge, Iowa. Převzato z [11].	23
Obrázek 7: Sakata Mirai Footbridge, Japonsko. Převzato z [11].	24
Obrázek 8: Pont du Diable, Francie. Převzato z [15].	24
Obrázek 9: Montáž desek ztraceného bednění. Převzato z [11].	25
Obrázek 10: Příčný řez lávkou v Čelákovících. Převzato z [16].	26
Obrázek 11: Montáž segmentů na lávce v Čelákovících. Převzato z [16].	27
Obrázek 12: Propíchnutí desky. Převzato z [16].	28
Obrázek 13: Příčný řez nosníkem lávky u Opatovic. Převzato z [17].	28
Obrázek 14: Osazení lávky z UHPC u Opatovic. Převzato z [17].	29
Obrázek 15: Kompletní lávka se zábradlím z UHPC. Převzato z [17].	29
Obrázek 16: Mostní segment. Převzato z <a href="http://www.asbi-
assoc.org/images/imageGallery/58/image2.jpg">http://www.asbi- assoc.org/images/imageGallery/58/image2.jpg	30
Obrázek 17: Výroba segmentů na krátké dráze. Převzato z [18].	31
Obrázek 18: Smykové ozuby. Převzato z [18].	32
Obrázek 19: Letmá montáž segmentů. Převzato z [18].	32
Obrázek 20: Princip předpínání – odstranění tahového namáhání. Převzato z [19].	33
Obrázek 21: Tlaková rezerva předpjatých konstrukcí. Převzato z [19].	33
Obrázek 22: Vyrovnání momentů od vnějšího zatížení a předpětí. Převzato z [18].	34
Obrázek 23: Lávka přes řeku Döllnitz. Převzato z [20].	36
Obrázek 24: Umístění lávky v Olomouci. Převzato z mapy.cz	37
Obrázek 25: Pohled na současnou lávku. Foto autora.	37
Obrázek 26: Zjednodušená vizualizace modelu lávky.	38
Obrázek 27: Navržený příčný řez.	39
Obrázek 28: Montáž lávky Döllnitz Creek. Převzato z [20].	41
Obrázek 29: Lávkový segment.	42
Obrázek 30: Segment lávky Pont du Diable. Převzato z [14].	44

Obrázek 31: Statické schéma nosné konstrukce.	46
Obrázek 32: Schéma ložisek.	47
Obrázek 33: Schematický podélný řez nosnou konstrukcí.	47
Obrázek 34: Příčný řez nosnou konstrukcí.	48
Obrázek 35: Upravený tvar koncového segmentu.	48
Obrázek 36: Půdorysné schéma předpětí.	55
Obrázek 37: Fáze předpětí nosníku, maximální napětí v horních vláknech.	57
Obrázek 38: Fáze uvedení do provozu, maximální napětí v horních vláknech.	58
Obrázek 39: Fáze na konci životnosti, maximální napětí v horních vláknech.	58
Obrázek 40: Fáze předpětí nosníku, minimální napětí v horních vláknech.	58
Obrázek 41: Fáze uvedení do provozu, minimální napětí v horních vláknech.	58
Obrázek 42: Fáze na konci životnosti, minimální napětí v horních vláknech.	58
Obrázek 43: Fáze předpětí nosníku, maximální napětí v dolních vláknech.	59
Obrázek 44: Fáze uvedení do provozu, maximální napětí v dolních vláknech.	59
Obrázek 45: Fáze na konci životnosti, maximální napětí v dolních vláknech.	59
Obrázek 46: Fáze předpětí nosníku, minimální napětí v dolních vláknech.	59
Obrázek 47: Fáze uvedení do provozu, minimální napětí v dolních vláknech.	59
Obrázek 48: Fáze na konci životnosti, minimální napětí v dolních vláknech.	60
Obrázek 49: Ověření smykového ochabnutí desky.	60
Obrázek 50: Průběh napětí po výšce průřezu uprostřed rozpětí.	61
Obrázek 51: Průběh napětí po výšce průřezu nad podporou.	61
Obrázek 52: Rozdělení napětí na průřezu při MSÚ. Převzato z [10].	62
Obrázek 53: Smykové síly uprostřed desky.	64
Obrázek 54: Smykové síly na hraně styku desky se žebrem.	65
Obrázek 55: Smykové síly v řezu.	65
Obrázek 56: Deformovaný tvar konstrukce.	66
Obrázek 57: Vektor vybočení uzlů konstrukce.	67
Obrázek 58: Velikost vln vybočení horního pásu konstrukce.	67
Obrázek 59: Návrhový diagram UHPC v tahu po vzniku trhlin. Převzato z [10].	68
Obrázek 60: Napětí σ_1 na zadním povrchu desky.	69
Obrázek 61: Napětí σ_1 na čelním povrchu desky.	69
Obrázek 62: Napětí σ_2 na čelním povrchu desky.	69

Obrázek 63: Detail napětí σ_1 v desce uprostřed nosníku.	70
Obrázek 64: Detail trajektorií hlavních napětí v desce.	70
Obrázek 65: Poloha řezu.	71
Obrázek 66: Napětí σ_1 v řezu na zadním povrchu desky.	71
Obrázek 67: Napětí σ_1 v řezu na čelním povrchu desky.	71
Obrázek 68: Napětí σ_2 v řezu na čelním povrchu desky.	71
Obrázek 69: Normálová napětí v krajních (čelních) vláknech svislých žeber.	72
Obrázek 70: Normálová napětí v krajních (zadních) vláknech svislých žeber.	72
Obrázek 71: Normálová napětí v krajních (čelních) vláknech vodorovných žeber.	73
Obrázek 72: Normálová napětí v krajních (zadních) vláknech vodorovných žeber.	73
Obrázek 73: Normálové síly ve vodorovném žeburu.	73
Obrázek 74: Ohybový moment ve vodorovném žeburu.	74
Obrázek 75: Deformovaný tvar – 1. vlastní frekvence.	76
Obrázek 76: Deformovaný tvar – 2. vlastní frekvence.	76
Obrázek 77: Roznášení napětí v zatížení ploše. Převzato z [31].	77
Obrázek 78: Princip vzniku a vyztužování příčných tahů. Převzato z [31].	79
Obrázek 79: Trojosý tlak ve styčnicku. Převzato z [31].	79
Obrázek 80: Betonářská výztuž segmentu.	81
Obrázek 81: Schéma zatížení zábradlí. Převzato z [23].	82
Obrázek 82: Napětí σ_1 na povrchu desky.	82
Obrázek 83: Pevné elastomerové ložisko.	83
Obrázek 84: Vpusť s drenážním víkem. Převzato z [34].	85
Tabulka 1: Hmotnostní poměry UHPC. Převzato z [11].	15
Tabulka 2: Složení námi použité směsi UHPC.	19
Tabulka 3: Průřezové charakteristiky.	49
Tabulka 4: Fáze výstavby.	54
Tabulka 5: Předběžný návrh předpětí.	55
Tabulka 6: Ruční výpočet ztráty relaxace předpínací výztuže.	56
Tabulka 7: Ruční výpočet dotvarování a smršťování betonu.	56
Tabulka 8: Porovnání celkových ztrát.	57
Tabulka 9: Posouzení ohybové únosnosti průřezů.	62

Tabulka 10: Posouzení smykové únosnosti ve spárách mezi segmenty	64
Tabulka 11: Porovnání vlastních frekvencí jednotlivých modelů.	75
Tabulka 12: Výpočet kotevních oblastí.	78
Graf 1: Charakteristické hodnoty M a V od stálého a rovnoměrného zatížení [kNm, resp. kN].....	53
Graf 2: Ohybové momenty od jednotlivých kombinací [kNm].....	53
Graf 3: Počáteční a přídatné přetvoření na mezi únosnosti, řez uprostřed pole, uvedení do provozu.	63
Graf 4: Interakční diagram horního vodorovného žebra.	74

Seznam příloh

Příloha 1: Výkres 1: Příčný řez.....	Příložené výkresy
Příloha 2: Výkres 2: Podélný řez	Příložené výkresy
Příloha 3: Výkres 3: Půdorys	Příložené výkresy
Příloha 4: Výkres 4: Výkres předpínací výztuže	Příložené výkresy
Příloha 5: Výkres 5: Převýšené schéma předpínací výztuže	Příložené výkresy
Příloha 6: Výkres 6: Výkres tvaru segmentu	Příložené výkresy
Příloha 7: Výkres 7: Výkres betonářské výztuže segmentu	Příložené výkresy
Příloha 8: Výkres 8: Výkres tvaru krajního segmentu.....	Příložené výkresy
Příloha 9: Výkres 9: Výkres betonářské výztuže krajního segmentu	Příložené výkresy
Příloha 10: Výkres 10: Detail uložení a mostního závěru	Příložené výkresy
Příloha 11: Výkres 11: Tvar a schéma výztuže spodní stavby	Příložené výkresy