

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



Diplomová práce

Návrh nosné konstrukce lávky z UHPC

Design of UHPC pedestrian bridge superstructure

2021

Vypracoval: Bc. Tomáš Batěk

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

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



ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: <u>Batěk</u>	Jméno: <u>Tomáš</u>	Osobní číslo: <u>460478</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: <u>Návrh nosné konstrukce lávky z UHPC</u>	
Název diplomové práce anglicky: <u>Design of UHPC pedestrian bridge superstructure</u>	
Pokyny pro vypracování: Návrh nosné konstrukce lávky v městském prostředí s použitím UHPC.	
Seznam doporučené literatury: METODIKA PRO NAVRHOVÁNÍ PRVKŮ Z UHPC, EV. Č. PROJEKTU: TA01010269 Soubor norem ČSN EN a ČSN	
Jméno vedoucího diplomové práce: <u>Ing. Michal Drahorád, Ph.D.</u>	
Datum zadání diplomové práce: <u>25/09/2020</u>	Termín odevzdání diplomové práce: <u>03/01/2021</u> <i>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</i>
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“.

<u>25/09/2020</u>	Podpis studenta(ky)
Datum převzetí zadání	



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Thákurova 7, 166 29 Praha 6

PROHLÁŠENÍ

Jméno studenta: Tomáš Batěk

Název diplomové práce: Návrh nosné konstrukce lávky z UHPC

Prohlašuji, že jsem uvedenou diplomovou práci vypracoval samostatně pod vedením školitele Ing. Michala Drahoráda, Ph.D.

Použitou literaturu a další materiály uvádím v seznamu použitých zdrojů.

V Praze dne: _____

podpis

Poděkování

Rád bych zde poděkoval všem, kteří mi pomáhali během mého studia a tím i přispěli k vytvoření této práce. Velké díky patří především mým rodičům, bez kterých bych studovat vůbec nemohl. Samozřejmě chci poděkovat za rady a připomínky vedoucímu práce Ing. Michalu Drahorádovi, Ph.D. Za jeho čas, trpělivost a ochotu odborně vést mou práci.

Abstrakt

Tato práce se zabývá návrhem a posouzením lávky pro pěší a cyklistickou dopravu z UHPC materiálu přes ulici Na Žertvách. Lávka je součástí revitalizace vnitřního městského okruhu v úseku Pelc Tyrolka – Balabenka. V teoretické části je rozebrán použitý materiál z hlediska jeho rozdílných vlastností oproti běžnému železobetonu a popsána metodika návrhu. Praktická část je zaměřena na návrh a posouzení konkrétní nosné konstrukce z vysokohodnotného betonu a spodní stavby mostu.

Klíčová slova

UHPC, beton velmi vysokých pevností, vysokohodnotný beton, lávka, vnější předpětí, návrh konstrukce

Abstract

This work deals with the design and assessment of the footbridge for pedestrian and cycling transport from UHPC material across Na Žertvách street. The pedestrian bridge is part of the revitalization of the inner city ring road in the Pelc Tyrolka – Balabenka section. In the theoretical part, the material used is discussed in terms of its different properties compared to conventional reinforced concrete and the design methodology is described. The practical part is focused on the design and assessment of a specific supporting structure made of High Performance Concrete and substructure of the bridge.

Keywords

Ultra-High-Performance Concrete, Footbridge, Pedestrian Bridge, High-Performance Concrete, External Prestressing, Construction Design

Obsah

Úvod	9
Teoretická část	10
1 Historie betonů vysokých pevností	10
2 Beton velmi vysokých pevností (UHPC)	11
2.1 Názvosloví	11
2.2 Výhody používání UHPC	12
2.3 Složení	13
2.4 Smršťování	16
2.5 Ošetřování	18
2.6 Zkoušky.....	18
3 Navrhování konstrukcí z UHPC	23
3.1 Klasifikace UHPC.....	24
3.2 Dílčí součinitele	24
3.3 Pracovní diagramy napětí/přetvoření	25
3.4 Mezní stav únosnosti – MSÚ.....	27
3.5 Posouzení smyku	27
3.6 Mezní stav použitelnosti – MSP.....	27
4 Praktické využití UHPC materiálu ve světě a v ČR	29
5 Předpětí	34
5.1 Vnější předpětí	34
Praktická část	36
6 Návrh lávky z UHPC	36
6.1 Umístění a popis širších vztahů	36
6.2 Varianty možných návrhů konstrukce	37
6.3 Popis konstrukce lávky	39
6.4 Vybavení lávky	41
7 Statický výpočet nosné konstrukce	42
7.1 Použité programy	42
7.2 Materiály.....	42
7.3 Konstrukce	43
7.3.1 Statické schéma	43
7.3.2 Vzorový příčný řez konstrukcí.....	44
7.3.3 Podélný řez nosnou konstrukcí.....	44

7.3.4	Výpočetní model a jeho tvorba	45
7.4	Zatížení	48
7.4.1	Zatížení stálé – vlastní tíha, ostatní stálé (zábradlí).....	48
7.4.2	Proměnné – dav lidí, servisní vozidlo	48
7.4.3	Soustředěné zatížení.....	50
7.4.4	Zatížení teplotou.....	50
7.5	Kombinace zatížení	50
7.5.1	Použité hodnoty součinitelů spolehlivosti a kombinací.....	50
7.5.2	MSP – mezní stav použitelnosti	51
7.5.3	MSÚ – mezní stav únosnosti	51
7.6	Vnitřní síly	51
7.6.1	Výpočet vnitřních sil	51
7.7	Návrh předpětí.....	54
7.7.1	Ztráty předpětí.....	56
7.8	Posouzení konstrukce – MSP.....	57
7.9	Posouzení konstrukce – MSÚ	65
7.9.1	Návrhové síly pro posouzení ohybové únosnosti	65
7.9.1	Stanovení mezní odolnosti průřezu	67
7.10	Protlačení desky	69
7.11	Dynamické posouzení konstrukce	70
7.11.1	Vlastní tvary kmitání.....	71
7.11.2	Ověření maximálního zrychlení konstrukce	74
7.12	Posouzení deviátorů.....	78
7.13	Návrh mostních ložisek a závěrů	81
8	Návrh spodní stavby a založení	83
8.1	Geologie území.....	83
8.2	Návrh pilotového základu	84
8.3	Posouzení dřívku opěry	86
8.4	Posouzení závěrné zídky.....	89
8.5	Posouzení úložného prahu	90
Závěr	92
Seznam příloh	93
Seznam použitých zdrojů	94
Seznam obrázků	97
Seznam tabulek	99

Úvod

Materiály na bázi cementu jsou jedny z nejpoužívanějších stavebních materiálů na světě. Jejich výhodou je relativně jednoduchá zpracovatelnost, cena a možnost vytvořit snadno a rychle prvky splňující požadovanou životnost a odolnost konstrukcí. Hlavním představitelem této skupiny je beton. Především jako kompozitní materiál kombinovaný s ocelovou výztuží tvoří páteř českého a světového stavebnictví.

Výhoda betonu spočívá zejména ve vysoké pevnosti v tlaku. Naproti tomu jednou z jeho hlavních nevýhod je nízká tahová pevnost, asi 10 % z pevnosti v tlaku. Proto se tento materiál kombinuje s ocelovou výztuží. Ocelová výztuž působí v betonu buď jako pasivní prvek, kdy ocel pasivně čeká na zatížení, nebo se aktivně podílí na změně napětí v průřezu konstrukce. Prvky předepnuté předpínací výztuží vhodně využívají výhod betonu, kdy se vloží do průřezu tlaková rezerva a beton odolává tahovým napětím mnohem lépe než pouze s nepředpjatou výztuží, energie potřebná k porušení betonu je mnohem větší. Únosnost předpjatých prvků je úměrná maximálnímu povolenému tlakovému napětí v betonu. To je také důvod pro vývoj nových materiálů na bázi cementu s vysokou pevností v tlaku.

Návrh lávky z materiálu UHPC jsem si vybral, protože nabízí široké možnosti využití a vidím v něm velký potenciál pro návrh nových konstrukcí v inženýrských a architektonických aplikacích. V případě mého návrhu lávky mi tento materiál umožňuje navrhnout lávku o rozpětí cca 70 m bez nutnosti neúměrného zvýšení hmotnosti, a tím vytvoření subtilní a trvanlivé konstrukce.

V první části této práce jsem se obecně zabýval vlastnostmi UHPC materiálů, jeho porovnáním s běžně dostupnými betony, historickým vývojem od prvních pokusů až po současné poznatky. Druhá část je zaměřena na praktický návrh a posouzení lávky za využití dnes dostupného vysokohodnotného betonu vyráběného lokálním dodavatelem. Součástí druhé části je i návrh spodní stavby a pilotového základu.

Teoretická část

1 Historie betonů vysokých pevností

Počátky betonů vysokých pevností sahají do padesátých let dvacátého století, kdy Otto Graf vytvořil beton s pevností v tlaku o velikosti 70 MPa. V roce 1966 Kurt Walz prokázal, že použitím speciálních výrobních metod je možné dosáhnout pevnosti až do 140 MPa. Navzdory těmto prvním pokusům o vytvoření betonu velmi vysokých pevností, až do osmdesátých let dvacátého století nebylo možné vytvořit beton vyšší třídy než C100/115. Pokrok v této oblasti nastal vývojem nových superplastifikátorů a objevem vlivu křemičitého úletu. Další inovací v této oblasti bylo přidání ocelových drátů do betonové směsi. U té byl v prvních fázích problém s rovnoměrným rozmístěním drátů v celém objemu. [1]

U běžných betonů tvořených kostrou z hrubého kameniva je pro dosažení udržitelné materiálové pevnosti v tlaku limitující hodnota cca 120 MPa, protože hrubé kamenivo je zdrojem imperfekcí a ty limitují dosažení vyšších pevností. Překonání tohoto dalšího milníku bylo dosaženo nahrazením hrubého kameniva kamenivem o velikosti zrna v řádu několika milimetrů. [2]

I přes vysoké pevnosti v tlaku a v tahu oproti běžným betonům, byl tento materiál využíván pouze v omezené míře. Důvodem byla vysoká jednotková cena v porovnání s běžně dostupnými betony. Tato nevýhoda se ale ukázala jako zanedbatelná, protože materiál dovozoval vytvořit konstrukce lehčí, které uspořily množství použitého betonu, předpínací výztuže a v řadě případů i čas na výstavbu a zároveň byly odolnější vůči klimatickým podmínkám. [1]

2 Beton velmi vysokých pevností (UHPC)

2.1 Názvosloví

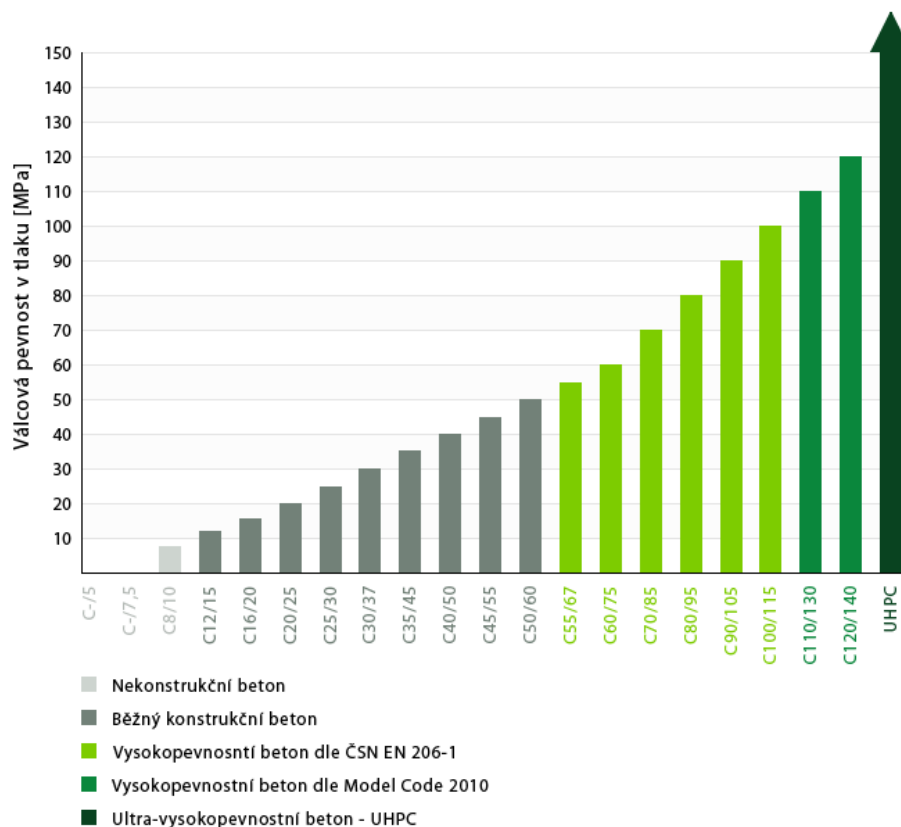
I přes dlouhý vývoj materiálů na bázi cementu, přesné kategorie hodnocení betonů dle pevností pořád neexistují a hranice mezi betony vysokopevnostními a velmi vysokých pevností je pořád ve vývoji. Navzdory tomu se dnes běžně betony řadí do tří základních kategorií. První kategorie patří betonům pevnosti v tlaku do 60 MPa, do druhé kategorie řadíme betony vysokopevnostní s pevností v tlaku nad 60 MPa. Třetí kategorie není ještě přesně stanovena, ale běžně se uvádí, že do této kategorie spadají betony s válcovou pevností v tlaku nad 150 MPa. Tyto betony jsou nazývány jako betony velmi vysokých pevností neboli také z anglického zkratkového slova užívaného i u nás UHPC „*Ultra High Performance Concrete*“, kde slovo „*Performance*“ znamená „výkon“, které odkazuje ne jenom na vysokou pevnost, ale také na celkovou odolnost materiálu. Grafický přehled rozdělení kategorií betonů je na Obr. 1. [3]

Dalším z mnoha označení betonů vysokých pevností kromě UHPC bývá UHPFRC „*Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete*“, který zdůrazňuje použití výztužných drátků v materiálovém složení.

Používání názvu UHPC pro všechny betony velmi vysokých pevností nemusí být vždy technicky správné, ale pro zjednodušení bude v této práci dostačující. Výčet používaných pojmenování betonů s vysokou charakteristickou pevností v tlaku v zahraniční literatuře je následující:

- Compact reinforced composite (CRC)
- Densified small-particle (DSP) concrete
- Fiber-reinforced high-performance concrete (FRHPC)
- High-performance fiber reinforced cement composite (HPFRCC)
- Macro defect free (MDF) concrete
- Multi-scale fiber-reinforced concrete (MSFRC)
- Reactive powder concrete (RPC)
- Steel fibrous cement-based composite (SFCBC)

- Ultra-high performance concrete (UHPC)
- Ultra-high performance fiber-reinforced cementitious composite (UHPRCC)
- Ultra-high performance fiber-reinforced concrete (UHPRC).
- Ultra-high strength concrete (UHSC)
- Ultra-high strength cement-based composite
- Ultra-high strength cementitious material
- Ultra-high strength fiber-reinforced cementitious composite [4]



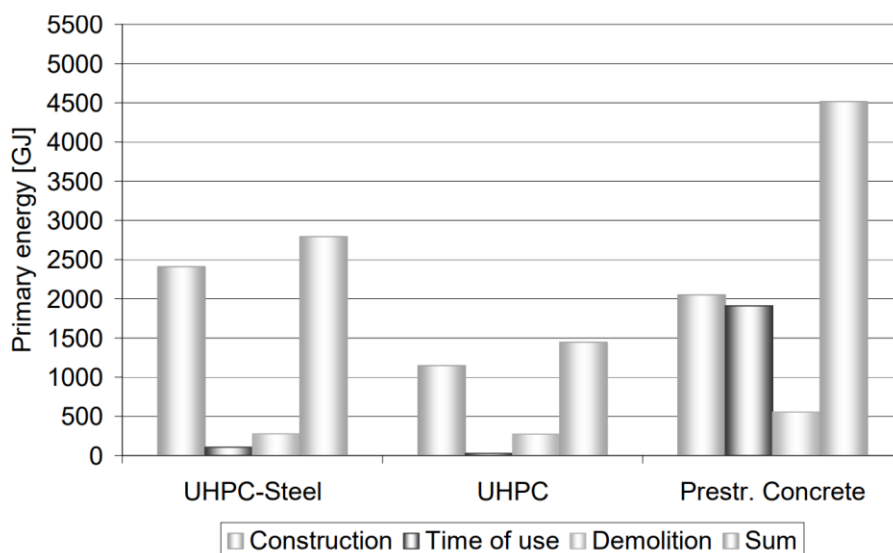
Obr. 1: Graf kategorizace pevnostních tříd betonu [5]

2.2 Výhody používání UHPC

Mezi hlavní výhody konstrukcí z UHPC materiálu patří větší variabilita při optimalizaci příčného řezu a možnost zeštíhlení konstrukcí bez ztráty únosnosti. S tím souvisí úspora materiálu betonu i drahých výztužných prvků. U letmé

betonáže lze vytvořit větší betonážní celky a tím i zkrátit dobu výstavby. Oproti běžným betonům má UHPC výrazně vyšší trvanlivost díky lepší mikrostruktuře (vyšší vodotěsnost, odolnost proti mrazu a abrazi, odolnost proti chloridům, omezená rychlost karbonatace a sulfatace) a tím i vyšší životnost a nižší náklady na údržbu. Kromě vysoké pevnosti v tlaku mají UHPC materiály také vyšší hodnoty pevnosti betonu v tahu a ve smyku. [6]

Spolu se snížením množství použitého materiálu a urychlením času na výstavbu souvisí také snížení množství vyprodukovaných skleníkových plynů. V praktickém příkladu na mostě Gärtnerplatz u města Mnichov v Německu, kdy se porovnávalo zatížení životního prostředí produkcí CO₂ při výstavbě mostu, vyšel návrh z čistě UHPC materiálů jako nejekologičtější (Obr. 2). [4]



Obr. 2: Porovnání množství potřebné energie tří alternativních návrhů mostu Gärtnerplatz [7]

2.3 Složení

Z pohledu složení UHPC patří do skupiny jemnozrnných kompozitních materiálů složených z cementu, mikropřísady, latentně hydraulických přísad, přísad zpomalujících tuhnutí a zlepšujících zpracovatelnost a drobného kameniva o velikosti do 2 mm. Všechny složky musí být v takovém poměru, aby bylo dosaženo co největší hustoty v objemu a zároveň aby byla dosažena optimální granulometrie z pohledu zpracovatelnosti. [2]

V běžném betonu složeného směsí hrubého a jemného kameniva bývá velký objem vzduchových pórů, které nepřenášejí žádné namáhání. Výrazné zvýšení pevnosti závisí na omezení vzduchových pórů a jejich nahrazením pevným materiálem. Další podmínkou je rovnoměrný průběh napětí v materiálu a odstranění špiček napětí, které tvoří potenciální místa porušení. Póry v betonu jsou velmi malé, menší než zrna cementu, a proto je nutné je vyplnit velmi jemným materiálem např. mikrosiliky, popřípadě ještě jemnějšími nanosiliky. Dalším opatřením pro zajištění rovnoměrného průběhu napětí je omezení použití hrubého kameniva a snížení množství vody. Zpracovatelnost je zajištěna superplastifikátory. [3]

Cement

Typ a kvalita cementu rozhoduje u dosahování vysokých pevností betonu. Většina receptur používá čistý portlandský cement druhu CEM I s obsahem slínku více než 95 % a pevnostní třídy 52,5 nebo 42,5. [3] Oproti běžným betonům je dávkování výrazně vyšší, dosahuje hodnot v rozmezí 600-1000 kg/m³. [2]

Kamenivo

Nosná kostra UHPC je tvořena kamenivem. Pro dosažení vysokopevnostní charakteristiky je nezbytné zachovat potřebnou jakost kameniva s vysokou pevností a s minimem interních poruch. [2] Zrna by měla být ideálně čistá a ve vysušeném stavu. Při použití přirozeně vlhkého kameniva se zvyšuje riziko kolísání konzistence betonu. [3]

Na začátku vývoje UHPC se předpokládalo, že beton bude mít velmi homogenní strukturu se zrny kameniva menších než milimetr. Na základě těchto předpokladů vznik materiál RPC „Reactor Powder Concrete“. Výzkum RPC se stal podkladem pro vývoj průmyslově vyráběného betonu Ductal®. Další výzkum prokázal, že zrna o velikost do 8 mm a výjimečně do 16 mm nebrání zvyšování pevnosti na úroveň kolem 200 MPa. [3]

Voda

Další důležitou složkou je obsah vody. Vodní součinitel by měl být v rozmezí 0,22 – 0,28. A vzhledem k vysokým obsahům superplastifikátorů (cca 25 až 30 kg/m³), se započítává i voda obsažena v nich. [3]

Příměsi

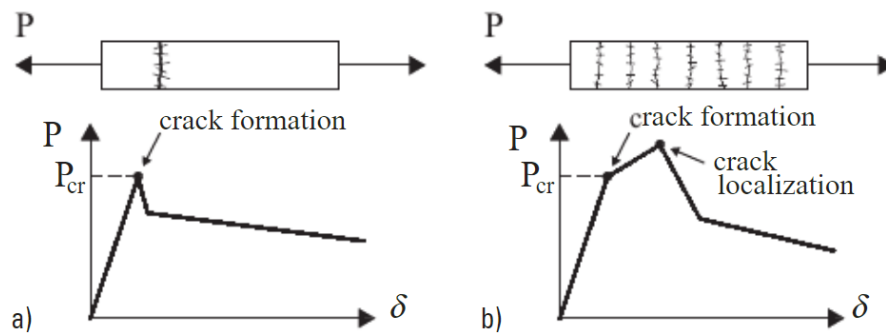
Smyslem přidávání příměsí do UHPC materiálů je zajistit optimální granulometrickou skladbu, aby byla zaručena co největší hutnost a minimalizována mezerovitost. Současně příměsi přispívají k ovlivnění reologických vlastností čerstvého betonu. Využívají se jak příměsi typu I (mletý křemen, kamenná moučka, vápenec), které jsou téměř inertní, tak latentně hydraulické typu II (křemičitý úlet, popílek, vysokopecní struska apod.). [2]

Přísady – superplastifikátory

Přísady redukuje množství použité vody bez ztráty potřebné zpracovatelnosti. Vlivem nízkého vodního součinitele je nezbytné použití superplastifikátorů. Bez vývoje superplastifikátorů by nebylo vůbec možné UHPC materiály vyvinout. Dnes se využívají především superplastifikátory na bázi polykarboxylátetherů (PCE). Typ a množství se řídí návrhem optimalizace receptury. [2]

Výztužná vlákna

Vhodným způsobem navržený cementový kompozit dosahující vysokých pevností v tlaku je velmi křehký. Proto se do něj přidává rozptýlená vláknová výztuž, především ocelová vlákna. Dávkování vláken musí být v dostatečném množství, obvyklé mezi 1 a 3 % objemu. Ze zkušeností se doporučují ocelová vysokopevnostní mikroválka s průměrem do 0,3 mm a délkou do cca 20 mm. V případech s nižším namáháním lze využít i polymerní vlákna. Z běžně známých například PVA (polyvinilalkoholová). Tímto způsobem vyztužený materiál má dostatečné duktilní chování, které zajistí přenos zatížení po vzniku trhlin tzv. „tahové zpevnění“. Zároveň vysoký obsah pojiva snižuje kapilární poréznost. [2]



Obr. 3: Příklad tahového změkčení (a) a tahového zpevnění (b) [8]

Vliv orientace výztužných vláken je zásadní pro tahovou pevnost. Doporučuje se zavést součinitel, který zohledňuje vliv orientace vláken a je určený z ohybových testů jednotlivých vzorků popisujících skutečné vlastnosti materiálu v různých místech prvku a v různých směrech působení namáhání. Podle doporučení AFGC [9] je tento vliv orientace reprezentován K-faktorem, který je stanoven jako podíl maximálně dosaženého ohybového momentu (M_{max}) k nejvyšší hodnotě z minimálních hodnot ohybového momentu ($\max(M_{min})$). Výsledný K-faktor se získá podle rovnice $K = M_{max}/(\max(M_{min}))$. [2]

Obecná doporučení pro návrh složení UHPC vycházející z komerčních návrhů jsou:

- Jemnozrnný cement s obsahem C3A nižším než 8 %.
- Poměr kameniva ku cementu 1:4 s maximální velikostí zrna kameniva do 0,8 mm.
- Křemičitý úlet s nízkým obsahem uhlíku.
- Vysoký podíl superplastifikátorů.
- Vodní součinitel kolem hodnoty 0,22.
- Přibližně 2,5 % ocelových vláken z celkového objemu. [4]

2.4 Smršťování

U betonu rozeznáváme několik druhů smrštění. Plastické smrštění, které se vyvíjí při odpařování vody z povrchu čerstvého betonu. Autogenní smrštění

neboli smrštění od samovysychání či také chemické smrštění, které se projevuje důsledkem hydratace cementu. Smrštění odpařováním, které je vyvoláno úbytkem vody v zatvrdlém betonu během odpařování záměsové vody. Termální smrštění způsobené poklesem teploty a smrštění vlivem karbonatace. [10]

UHPC materiál vykazuje oproti běžným betonům výrazný nárůst autogenního smrštění na úkor smrštění z vysychání. [11] Důvodem je zásadní rozdíl v jeho mikrostruktuře oproti běžným betonům. V běžných betonech s vysokým vodním součinitelem vzniká hrubý kapilární systém. Pokud je beton s vysokým vodním součinitelem nedostatečně ošetřován, cementová zrna hydratují pouze se záměsovou vodou obsaženou ve velkých kapilárách. Částečně spotřebovaná voda hydratací betonu přestává zcela zaplňovat kapiláry a vznikají menisky. Tahové síly doprovázející vznik menisků v hrubých kapilárách nejsou příliš velké a výsledné autogenní smrštění je velmi malé nebo zanedbatelné. Po spotřebování vody ve velkých kapilárách se odvádí voda z jemnějších kapilár a tahové napětí roste. V běžném betonu je většina vody obsažena ve velkých kapilárách a také v něm není dostatek cementu k hydrataci, proto tahová napětí nikdy nedosáhnou tak vysokých hodnot, aby způsobila výrazné autogenní smrštění. [10] Tento negativní jev v případě prefabrikovaných konstrukcí nemá vliv na kvalitu prefabrikátu, protože 70% smrštění proběhne do 30 dnů od uložení do betonu, a tedy i od osazení konstrukce. [11] Podle zahraničních výzkumů je konečné smrštění v zatvrdlém stavu srovnatelné s běžným betonem. [2]

V současné době nejsou představeny přesné matematické modely reologických změn (smršťování a dotvarování), které by mohly být použitelné pro predikci UHPC materiálů. Modely nebo doporučení ze zemí jako je Německo, Francie nebo Japonsko používají přizpůsobené modely pro beton běžných pevností. Jejich přesnost je limitována různými faktory, které mají mnohem menší vliv na běžný beton [12]

2.5 Ošetřování

Podstatný vliv na kvalitu UHPC prvku má správné a včasné provedení ošetřování. Při ošetřování UHPC jsou nejdůležitější dva faktory: teplota a vlhkost. Z důvodu nízkého obsahu vody je velmi důležitá eliminace úniku vody uzavřením nebo udržováním vysoké vlhkosti prostředí. [13] To může být provedeno zakrytím betonu folií, nástřikem ochranné emulze, kropením vodou nebo vlhčením vodní mlhou. [14]

Během ošetřování je nutné vzít v úvahu specifické chování UHPC v plastickém stavu před začátkem tuhnutí a tvrdnutí pro zamezení trhlin, segregaci složek nebo odlučování vody. V této fázi je také vhodné udržovat správnou teplotu. UHPC materiál významně reaguje na teplotní ošetřování v prvních fázích zrání. Výzkumy potvrdily nárůst mechanických vlastností vlivem proteplování parou při 90 °C nebo 60 °C po dobu 48 hodin se začátkem po 24 hodinách od vybetonování. Kromě nárůstu pevnosti se zvýšil modul pružnosti, snížilo se dotvarování a propustnost chloridových iontů, zvýšila se odolnost vůči otěru a v podstatě se odstranilo smrštění od vysychání. [13]

2.6 Zkoušky

Kvalita UHPC se kontroluje podobnými zkouškami, které se používají u konvenčních betonů. Jisté modifikace jsou nutné u měření vlastností čerstvého betonu, jeho zpracovatelnosti a u zatím normami nepopsané oblasti sledování rovnoměrnosti a všesměrnosti rozptýlení vláken. [2]

Zkoušky čerstvého UHPC

Průkazní a kontrolní zkoušky konzistence čerstvého UHPC se provádí běžnou metodou rozlitím, např. Abramsova kužele. Z důvodu nutnosti použití velkého množství materiálu a zejména s ohledem na jemnozrnnost UHPC je pro kontrolní účely vhodné používat menší kužely. Kromě této zkoušky lze konzistenci měřit zkouškou „J-RING“. Tato zkouška se provádí pouze u UHPC s maximálním zrnem kameniva větším než 4 mm a je vhodná pro odhalení

blokace čerstvého UHPC s případnou klasickou betonářskou výztuží. Dalšími kontrolními zkouškami čerstvého UHPC jsou měření teploty čerstvé směsi, měření objemové hmotnosti a informativně měření obsahu vzduchu. Doprovodné zkoušky či kontrolní postupy mohou zahrnovat sledování vodního součinitele, ověření objemové změny čerstvé směsi UHPC a ověření celkového obsahu vláken zkouškou rozplavením známého objemu čerstvého betonu. [13]

Pevnost v tlaku

Charakteristická pevnost v tlaku UHPC se přednostně měří na válcích se štíhlostním poměrem 1:2 s minimálním průměrem 100 mm. Využit lze tedy válce 150×300 mm případně také 100×200 mm. Pokud se využívají jiná tělesa jako jsou krychle o hraně 100 mm nebo trámce, je nutné stanovit upřesňující koeficient mezi válcovou pevností a pevností na menších tělesech. [15]

Během měření tlakové pevnosti je nutné používat tělesa s rovnoběžnými zkušebními plochami. Tím je zaručeno působení pouze tlakové síly bez vlivu smyku. Jednou z možností je úprava konců vzorku pomocí správkových malt nebo jejich obroušení do dokonale paralelních ploch. Je také doporučeno, aby zkušební lis nebyl přetěžován. Neměl by být využíván na více než 2/3 maximálního možného zatížení. Například pro krychli o hraně 150 mm s pevností 100 MPa je zapotřebí lis, který dokáže vyvinout sílu 3000 kN. Pro pevnější materiály je samozřejmě zapotřebí výkonnějších lisů. [10]

Pevnost v prostém tahu

Stanovení pevnosti v prostém tahu je obecně technicky velmi náročné. Problematické je hlavně ukotvení materiálu do zatěžovacího stroje, aby bylo těleso zatíženo pouze osovou tahovou silou, nikoli kombinací tahu a ohybového momentu vzniklého v důsledku excentricity. Toto se řeší ukotvením tělesa pomocí epoxidových lepidel do trhacího zařízení. U UHPC prvků vyztužených vlákny je tato zkouška proveditelná jen obtížně, jelikož by bylo nutné použít epoxidových lepidel s vyšší pevností, než jakou dosahuje zkoušené těleso. Je tedy nutné vycházet z testů v tahu za ohybu. [2]

Pevnost v tahu za ohybu

Zkouška v tahu za ohybu je prováděna na zkušebních tělesech obvykle o rozměrech 150×150×700 mm, případně i menších. Obecně se ale doporučuje upřednostňovat větší zkušební tělesa, která poskytují konzervativnější výsledné hodnoty pevnosti. Objevuje se zde tzv. „scale effect“, kdy vliv velikosti vzorku je podstatný až v řádu několika desítek procent. Zkoušku v tahu za ohybu lze provádět na hranolech s vrubem nebo bez vrubu podle ČSN EN 14 651 [16]. Pro určení mezního stavu únosnosti se používá zkouška trojbodovým ohybem s vrubem. Zkouška bez vrubu se stanovuje pro potřeby mezního stavu použitelnosti. U zkoušky v tahu za ohybu se zářezem je možné sledovat chování UHPC po vzniku trhliny a určit reziduální charakteristickou pevnost v tahu. Tato zkouška má charakter průkazní zkoušky. [15]

Charakteristická střední hodnota pevnosti UHPC v tahu za ohybu se určí ze zkoušky podle ČSN EN 14 651: $f_{ctm} = 0,7 \times f_{R1k}$

Kde f_{R1k} je pevnost v tahu za ohybu při velikosti rozevírání trhlin $CMOD_1 = 0,5$ mm.

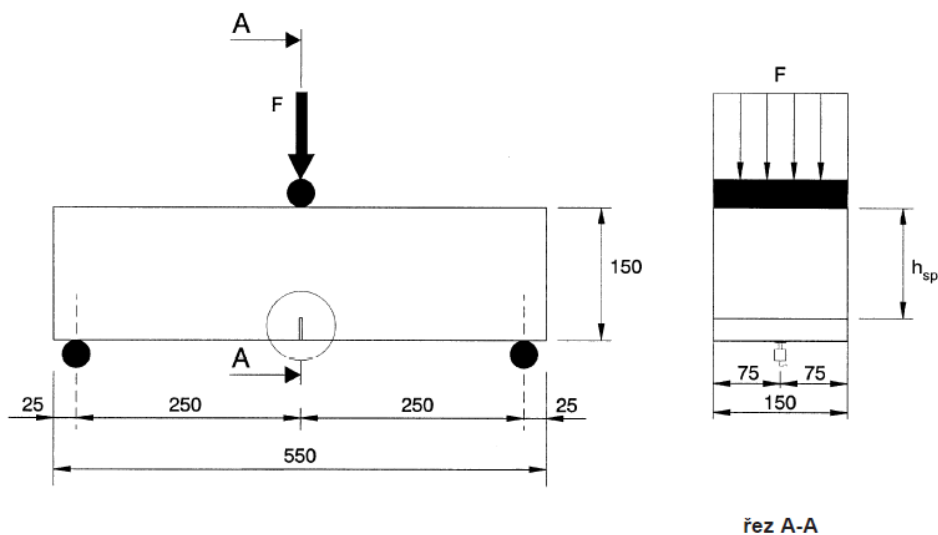
Minimální a maximální hodnoty $f_{ctk,min}$ a $f_{ctk,max}$ a mohou být odvozeny takto: [15]

$$f_{ctm} = 0,7 \times f_{R1k}$$

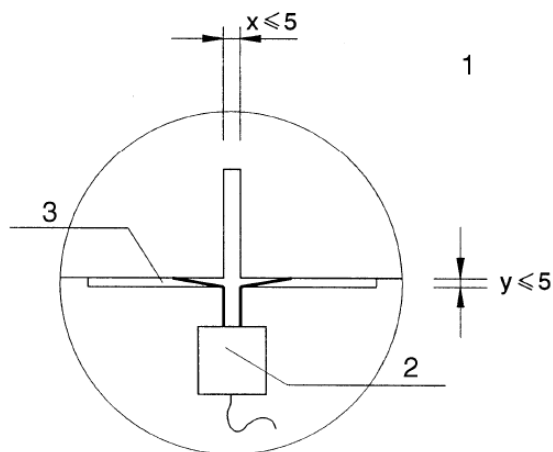
$$f_{ctk,min} = 0,7 \times f_{ctm}$$

$$f_{ctk,max} = 1,3 \times f_{ctm}$$

Zkouška pevnosti tahu trojbodovým ohybem na tělesech se zářezem je řízena snímačem rozevření trhliny CMOD (Obr. 5) „Crack Mouth Opening Displacement“ umístěný ve středu šíře trhliny. Dále se snímá síla ve válci, výsun válce a průhyb ve středu rozpětí. (Obr. 4) [2]



Obr. 4: Uspořádání zkoušky trojbodovým ohybem na tělesech s vrubem dle ČSN EN 14651+A1 [16]



Obr. 5: Detail zářezu (1); Snímač CMOD (2); Hrana nože (3) [16]

Modul pružnosti

Zkouška statického modulu pružnosti v tlaku se v České republice většinou provádí na válcových zkušebních tělesech o průměru 150 mm a výšce 300 mm. Kromě statického modulu pružnosti se ještě může stanovit dynamický modul pružnosti, a to nedestruktivní zkouškou pomocí ultrazvuku a elektromagnetické rezonance. [2]

Velikost sečnového statického modulu pružnosti E_c v rozsahu elastického chování je závislá zejména na pevnosti UHPC v tlaku a na jeho složení. Sečnový modul pružnosti se stanovuje pro každou recepturu zkouškou. [15]

Přibližnou hodnotu E_c lze určit ze vztahu:

$$E_c = k_0 \times f_{cm}^{1/3}$$

Kde: $k_0 = 10000$ (obvykle: $8800 < k_0 < 10200$) [15]

Kontrola množství a distribuce vláken

Tahová pevnost je zejména ovlivněna polohou a orientací výztužných drátků. Segregace a nehomogenita distribuce vláken má větší vliv na výslednou tahovou pevnost u subtilnějších prvků než u prvků masivních, kde jsou vlákna orientována všesměrně. Vhodným návrhem rozmístění drátků lze snížit výslednou cenu produktu, protože vlákna představují jednu z nejdražších složek směsi. [2]

Kontrola homogenity lze provádět jak u čerstvé směsi, tak u ztvrdlého kompozitu. U čerstvé směsi se pro stanovení množství vláken používají dvě metody. První metoda využívá magnety pro separaci kovových vláken z čerstvé směsi. Druhou metodou je pracné a zdoluhavé odplavování jemných částic proudem tekoucí vody a následnou separaci pomocí magnetů. Rozložení vláken po průřezu u čerstvé směsi nelze přesně stanovit. [2]

U ztvrdlého kompozitu se pro stanovení homogenity provádí zkoušky jak destruktivní, tak nedestruktivní. Nedestruktivní zkoušení je především závislé na kalibraci měřícího přístroje. Celosvětově se testuje použití elektromagnetické indukce, měření elektrického odporu nebo využití RTG. Obecně lze říct, že stanovení rozložení vláken po průřezu nedestruktivními metodami je velice problematické anebo finančně náročné. Destruktivními metodami pomocí kontrolních sond lze stanovit množství vláken v objemu vývrty. Ke stanovení distribuce vláken po výšce průřezu je nutné vývrty upravit. [2]

Kloknerův ústav ČVUT vyvinul optickou mikroskopickou metodu ke stanovení homogenity distribuce vláken na řezné ploše. Princip spočívá v rozřezání vzorků a vytvoření sektorů na řezných plochách. Tyto sektory jsou nasnímány optickým mikroskopem propojeným s počítačem. Po nasnímání sektorů se provádí grafické vyhodnocení. Metoda je vhodná i ke kontrole segregaci vláken u prvků z UHPC po zkouškách jejich mechanických vlastností. [2]

3 Navrhování konstrukcí z UHPC

Legislativní ošetření navrhování konstrukcí z UHPC zatím ještě nebylo zcela vyřešeno. Evropské normy připouští použití betonu pouze do pevnosti třídy C90/105. Použití vyšších tříd betonu zatím není normově ošetřeno, a proto je obtížné betony vyšších tříd používat. V současnosti nejnovější soubor doporučení a předpisů pro navrhování konstrukcí z betonu Model Code 2010 připouští použití betonu třídy C120/140. [17]

Hlavním důvodem pro nedostatečné definování normových pravidel a předpisů pro použití UHPC je velký rozptyl výsledků v souvislosti s použitými materiály, technologiemi výroby, způsobu zpracování a lití betonové směsi, ale také v souvislosti se zkušebními metodami a velikosti samotných vzorků. [15]

U nás vznikl dokument v rámci projektu „TA01010269 – Aplikovaný výzkum ultravysokohodnotného betonu (UHPC) pro prefabrikované prvky staveb“ s názvem „Metodika 2: Metodika pro navrhování prvků z UHPC“ [15], který platí pro betony třídy od C110/130 do C180/200 a je podle něho postupováno i v této práci. Současně s touto metodikou byly vydány metodiky „Metodika 1 – Metodika pro návrh UHPC a pro materiálové zkoušky“ a „Metodika 3 – Metodika pro výrobu prvků z UHPC a pro kontrolu jejich provedení“.

Dle Metodiky 2 je standardní metodou pro výpočet vnitřních sil, napětí a deformací lineárně pružná analýza na výpočetním modelu konstrukce. Redistribuci vnitřních sil na prutových prvcích lze do jisté míry uplatnit u třídy reziduální pevnosti b. Plastická analýza konstrukce se používá pouze u tenkostěnné desky a skořepiny. [15]

Protože statické působení UHPC je do velké míry ovlivněno orientací a rozložením ocelových drátků, je nutné při navrhování prvků z UHPC vždy zajistit dostatečné množství průkazných a kontrolních zkoušek. Je také nutné provést kalibraci mezi standardními zkušebními tělesy z UHPC a kompletními průmyslově vyrobenými prefabrikovanými prvky z UHPC. V konečné fázi se doporučuje odebrat srovnávací vzorky z různých míst kompletního prvku pro spolehlivé stanovení součinitele orientace drátků K . [15]

3.1 Klasifikace UHPC

UHPC materiál se klasifikuje podle třídy reziduální (zbytkové) únosnosti po vzniku trhliny. Vyhodnocují se pevnosti v tahu za ohybu f_{Rj} na základě velikosti rozevření trhliny $CMOD_1 = 0,5$ mm a $CMOD_3 = 2,5$ mm, které odpovídají mezním stavům použitelnosti a únosnosti. [15]

Třída reziduální pevnosti se stanoví následovně:

a	b	c	d
$0,5 < f_{R,3k}/f_{R,1k} < 0,7$	$0,7 \leq f_{R,3k}/f_{R,1k} < 0,9$	$0,9 \leq f_{R,3k}/f_{R,1k} < 1,1$	$1,1 \leq f_{R,3k}/f_{R,1k} \leq 1,3$

Tab. 1: Třídy reziduální pevnosti [15]

Hodnoty $f_{R,3k}/f_{R,1k} < 1,0$ popisují materiál se změkčením.

Hodnoty $f_{R,3k}/f_{R,1k} > 1,0$ popisují materiál se zpevněním.

Pokud se navrhují prvky bez betonářské výztuže podle této metodiky, musí vždy platit nerovnost $0,5 < f_{R,3k}/f_{R,1k}$. [15]

3.2 Dílčí součinitele

Doporučené dílčí součinitele spolehlivosti.

	Návrhová situace	
	Trvalá a dočasná	Mimořádná
UHPC v tlaku		
Vysoká úroveň kvality	$\gamma_c = 1,35$	$\gamma_c = 1,15$
Normální úroveň kvality	$\gamma_c = 1,5$	$\gamma_c = 1,3$
Bez zaručené duktility	$\gamma'_c = 1,2$	
UHPC v tahu (účinnost rozptýlené výztuže)		
(požaduje se vysoká úroveň kvality)		
Obecně	$\gamma_{cf} = 1,5$	$\gamma_{cf} = 1,3$
Pro lokální posouzení	$\gamma_{cf} = 2,1$	$\gamma_{cf} = 1,5$
Betonářská nebo předpínací výztuž	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 1,0$

Tab. 2: Dílčí součinitele pro MSÚ [15]

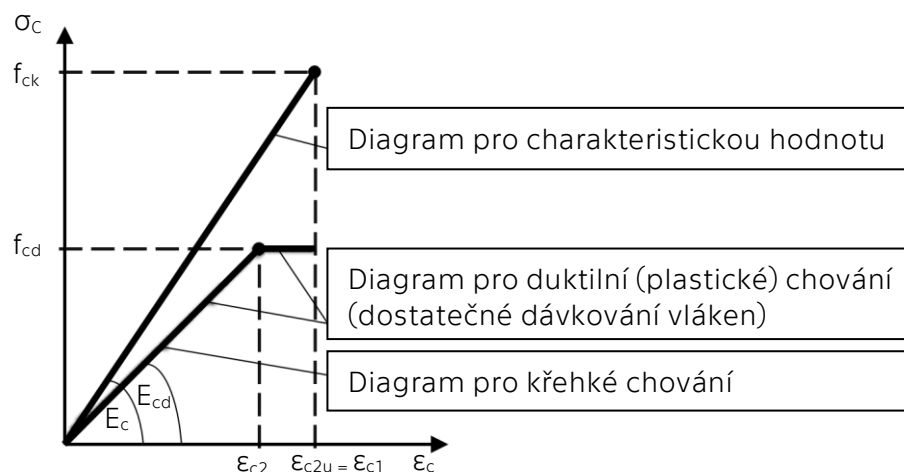
Vysoká úroveň kvality se předpokládá u prefabrikovaných prvků vyráběných při trvalé kontrole provádění. Pro návrh detailů, jejichž selhání by mohlo ohrozit

bezpečnost celé konstrukce (např. kotevní oblasti), se využije zvýšený dílčí součinitel spolehlivosti pro lokální posouzení. [15]

3.3 Pracovní diagramy napětí/přetvoření

UHPC v tlaku

Návrhový diagram pro jednoduchost zanedbává malou nelinearitu pozorovanou při zkouškách nad úroveň napětí přibližně 80–90 % pevnosti betonu v tlaku. Předpokládá se lineárně pružné chování UHPC až po dosažení návrhové hodnoty pevnosti v tlaku. [15]



Obr. 6: Pracovní diagram pro navrhování UHPC v tlaku [15]

Návrhová pevnost v tlaku se rovná: $f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / (\gamma_c \times \gamma'_c)$

Kde: f_{ck} je charakteristická hodnota pevnosti v tlaku změřena na válcích

γ_c ; γ'_c jsou součinitelé spolehlivosti podle Tab. 2

α_{cc} součinitel vlivu délky zatížení

$\alpha_{cc} = 0,85$ pro dlouhodobé zatížení nebo opakování

$\alpha_{cc} = 0,95$ pro krátkodobé zatížení

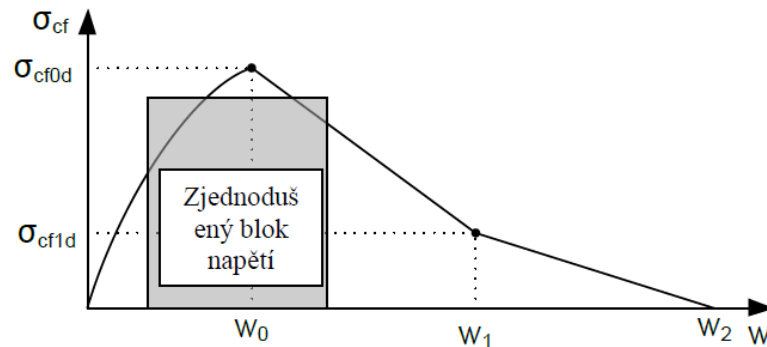
Návrhový modul pružnosti se spočte jako: $E_{cd} = E_{cm} / 1,3$

Kde: E_{cm} je průměrná hodnota modulu pružnosti betonu

$\epsilon_{c2} = f_{cd} / E_{cd}$ a $\epsilon_{c2u} = f_{ck} / E_c$ [15]

UHPC v tahu

Jestliže uvažujeme, že navržené prvky z UHPC působí i v tahu, je nezbytné zahrnout vliv rozptýlené výztuže a rozlišovat stavy před a po vzniku trhlin. V mezním stavu únosnosti se po vzniku trhlin neuvažuje působení cementové matrice, pouze se započítává tahový účinek rozptýlené výztuže. Návrhový digram působení UHPC v tahu po vzniku trhliny je na Obr. 7. [15]



Obr. 7: Návrhový digram UHPC v tahu po vzniku trhlin se zjednodušením tahové větve [15]

Obrázek zobrazuje fázi aktivace trhliny ($w \leq w_0$) a fázi vytahování vláken ($w \geq w_0$). Protože únosnost ohýbaného průřezu je obvykle vyčerpána při poměrně malém přetvoření, je možné zjednodušení pomocí bloku napětí. [15]

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

$$\sigma_{cd} = \alpha_{ct} \times \sigma_{cf0k} / \gamma_{cf}$$

Kde: σ_{cf0k} charakteristická hodnota účinnosti výztužných vláken

γ_{cf} součinitel spolehlivosti podle tabulky (Tab. 2)

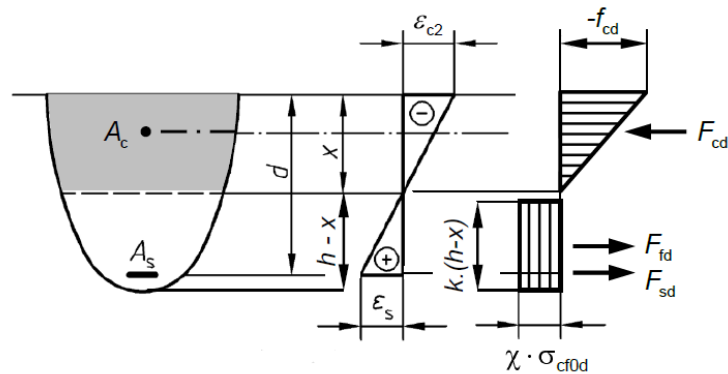
α_{cc} součinitel vlivu délky zatížení

$\alpha_{cc} = 0,9$ pro dlouhodobé zatížení

$\alpha_{cc} = 1,0$ pro krátkodobé zatížení [15]

3.4 Mezní stav únosnosti – MSÚ

Pro mezní stav únosnosti se používá nelineární pracovní diagram s tahovou větví. Pozice neutrální osy se určí z podmínky rovnováhy vnitřních a vnějších sil. Rozdělení napětí u zjednodušeného pracovního diagramu je na Obr. 8. [15]



Obr. 8: Rozdělení napětí po výšce průřezu (zjednodušený diagram)
kde $k=0,9$ a $\chi=0,85 \div 0,9$ [15]

3.5 Posouzení smyku

Posouzení prvků s rozptýlenou výztuží na únosnost ve smyku se provede podle následujícího vzorce:

$$V_u = b_w \times h \times \cot \theta \times \sigma_{pf}$$

Kde: b_wšířka stěny

hcelková výška průřezu

$\cot \theta$sklon diagonály ($1 \leq \cot \theta \leq 3$)

$\sigma_{pf} = 0,5 \times f_{R1k}(t)$tahová pevnost po vzniku trhliny

Vzhledem k rozdílným výsledkům únosnosti ve smyku mezi plošnými a prutovými prvky je nutné, skutečnou únosnost ve smyku a protlačení ověřit na tělesech odpovídající reálné velikosti. [15]

3.6 Mezní stav použitelnosti – MSP

V mezním stavu použitelnosti se musí ověřit, jestli vzniklá napětí v betonu, případně ve výztuži, nepřekračují hodnoty napětí stanovené v následující tabulce. [15]

	Charakteristická kombinace zatížení	Častá kombinace zatížení
Napětí v betonu v tahu	$0,5f_{R1k}(t)$	$0,4f_{R1k}(t)$
Napětí v betonu v tlaku	$0,6f_{ck}(t)$	$0,5f_{ck}(t)$
Tahové napětí ve výztuži	$0,8f_{yk}$	$0,6f_{yk}$

Tab. 3: Mezní hodnoty napětí [15]

Kde f_{R1k} je pevnost v tahu za ohybu při velikosti rozevření trhliny $CMOD_1 = 0,5$ mm.

Limitní šířky trhlin pro častou kombinaci zatížení:

$$w_{lim} = 0,3 \text{ mm pro třídu prostředí X0}$$

$$w_{lim} = 0,2 \text{ mm pro třídu prostředí XC, XD, XS, XF [15]}$$

4 Praktické využití UHPC materiálu ve světě a v ČR

UHPC materiál se především využívá k návrhu netradičních a zajímavých konstrukcí, které by leckdy nebylo vůbec možné postavit z běžného betonu. Následující příklady jsou pouze krátkým výčtem unikátních lávek postavených ve světě.

Sherbrooke (Kanada)

Jednou z prvních konstrukcí, kde se UHPC materiál využil, byla lávka v Sherbrooke v Kanadě. Tato lávka byla postavena z materiálu Ductal® v roce 1997. Rozpětí lávky je 60 m a tloušťka desky mostovky pouhých 30 mm. Konstrukce je prefabrikovaná, dodatečně předpjatá a bez konvenční ocelové výztuže. Pevnost v tlaku použitého materiálu dosahuje cca 200 MPa. [13]

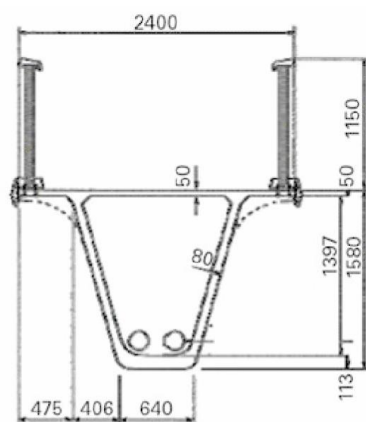


Obr. 9: Lávka Sherbrooke [18]

Sakata-Mirai (Japonsko)

V roce 2002 byla postavena v Japonsku lávka bez použití konvenční výztuže s rozpětím 50,2 m. Příčný řez tvoří komora s proměnlivou výškou v rozmezí od 550 mm do 1650 mm. Tloušťka desky mostovky je pouze 50 mm. Předpětí u této lávky je zajištěno dvěma externími předpínacími kabely. Lávka je

extrémně lehká. Váží 56 t, což podle provedeného porovnání představuje asi 20 % hmotnosti standardní konstrukce z předpjatého betonu. [1]



Obr. 10: Příčný řez lávkou Sakata-Mirai [1]



Obr. 11: Pohled na lávku Sakata-Mirai [4]

Lávka v Guadassuar (Španělsko)

Lávka ve Valencii, Španělsku je celá postavena z UHPC. Skládá se ze sedmi polí s proměnlivou délkou od 10 do 30 m. Celková délka této lávky je 131,5 m a šířka 3 m. Opět se jedná o velice lehkou konstrukci s hmotností přibližně 1,5 t/m. Kromě nízké hmotnosti byly nízké i náklady na její výstavu, které se pohybovaly kolem 0,8 € za jeden kilogram konstrukce. [19]



Obr. 12: Lávka v Guadassuar, Valencii [19]

Konstrukce z UHPC se nestaví pouze v zahraničí. I v České republice byly zrealizovány stavby z materiálů, které splňují náročné podmínky na požadavky UHPC a jsou použity z místně dostupných surovin. Následující příklady jsou toho důkazem.

Lávka přes Labe v Čelákovících

Lávka v Čelákovících je unikátní z několika důvodů. Je to první stavba s použitím UHPC pro nosnou konstrukci v ČR a také lávka s rekordní délkou zavěšeného hlavního pole u nás, které činí 156 m. Materiál lávky je UHPC TOPCRETE třídy C130/150 od společnosti TBG METROSTAV. Lávka získala ocenění Česká dopravní stavba roku 2014 a také ocenění od Amerického betonářského institutu (ACI) v rámci soutěže ACI Excellence Awards 2015. [20]



Obr. 13: Lávka v Čelákovících [20]

Lávka přes Dřetovický potok

Lávka se nachází ve Vrapicích u Kladna. Rozpětí lávky je 10 m a světlá šířka 1,5 m se vzepětím 0,4 m. Příčný řez je ve tvaru U. Tloušťka mostovky je 45 mm a tloušťka stěn 30 mm. V rámci přípravy na realizaci byl odlit zkušební model a na něm provedena zatěžovací statická zkouška. Třída použitého betonu je C110/130 od KŠ Prefa. Celkový objem spotřebovaného materiálu je 1,4 m³. [21]



Obr. 14: Lávka přes Dřetovický potok [22]

Lávka v Lužci nad Vltavou

Nedávno dokončená konstrukce lávky je tvořena jedním pylonem o výšce téměř 40 m a zavěšenou mostovkou z UHPC segmentů. Rozpětí polí je 99,18 m a 31,9 m. Tloušťka mostovky je 60 mm a není vyztužena betonářskou výztuží. Povrch segmentů je přímo pochozí bez dodatečné úpravy. [23]



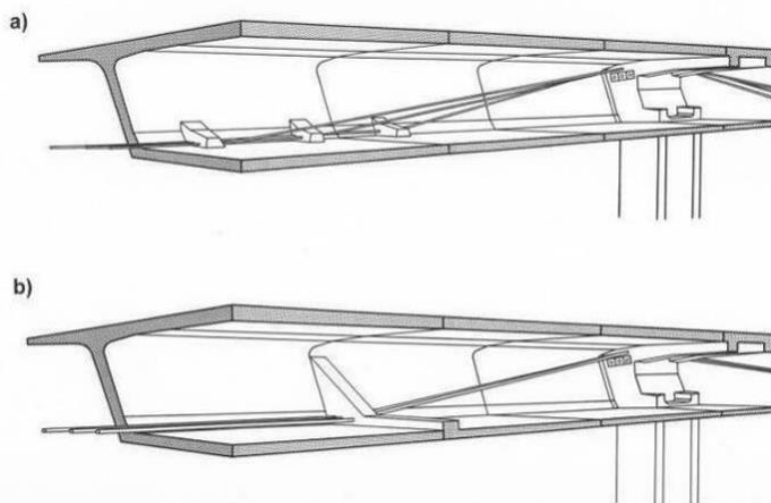
Obr. 15: Pohled na lávku v Lužci [24]

5 Předpětí

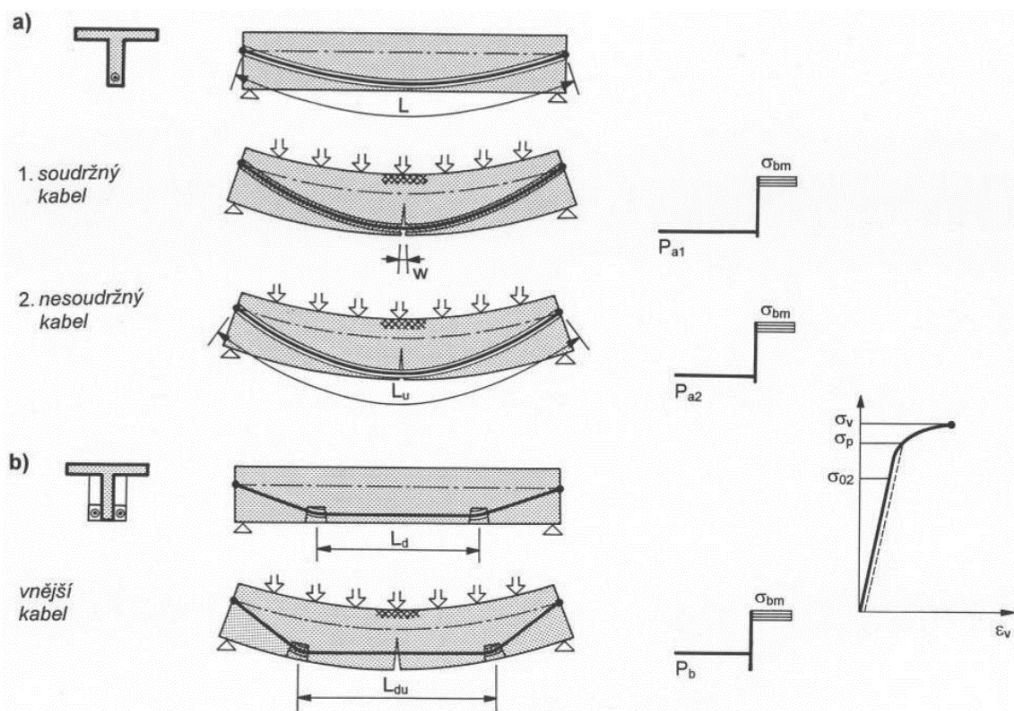
5.1 Vnější předpětí

Pro vnější předpětí se nejčastěji používají vícelanové kabely vedené mimo betonový průřez nosné konstrukce, ve většině případů vedené uvnitř komory. Kotvení kabelů je převážně provedeno v podporových příčnicích, kde se u spojitých konstrukcích kabely překrývají. V poli jsou kabely ohýbány buď v deviátorech umístěných v dolních rozích komorových nosníků, nebo v mezipodorových příčnicích (Obr.16). Vnější kabely jsou spojeny s konstrukcí pouze v několika bodech. Kabely se navrhují buď jako vyměnitelné nebo, nevyměnitelné. [25]

Při zatížení je stejná deformace konstrukce a kabelu pouze v místě spojení. Poměrné protažení výztuže není stejné jako betonu a závisí na deformaci konstrukce v místě spojení (Obr. 17). Pro zamezení posunu kabelu v místě deviátoru, se navrhuje vedení výztuže tak, aby radiální složka síly byla větší, než je změna síly ve výztuži. Poměrné přetvoření lan v kritickém místě průřezu je menší, než je přetvoření u konstrukcí se soudržností. Mezní únosnost konstrukcí předepnutých touto metodou je menší, protože dráha kabelu nesleduje deformaci nosníku a tím působí na menším rameni. [25]



Obr.16: Uspořádání vnějších kabelů v mostní konstrukci: a) kabely ohýbány v deviátorech, b) kabely ohýbány v příčnicích [25]



Obr. 17: Porušení v mezním stavu: a) kabel situovaný v průřezu, b) kabel situovaný vně [25]

Praktická část

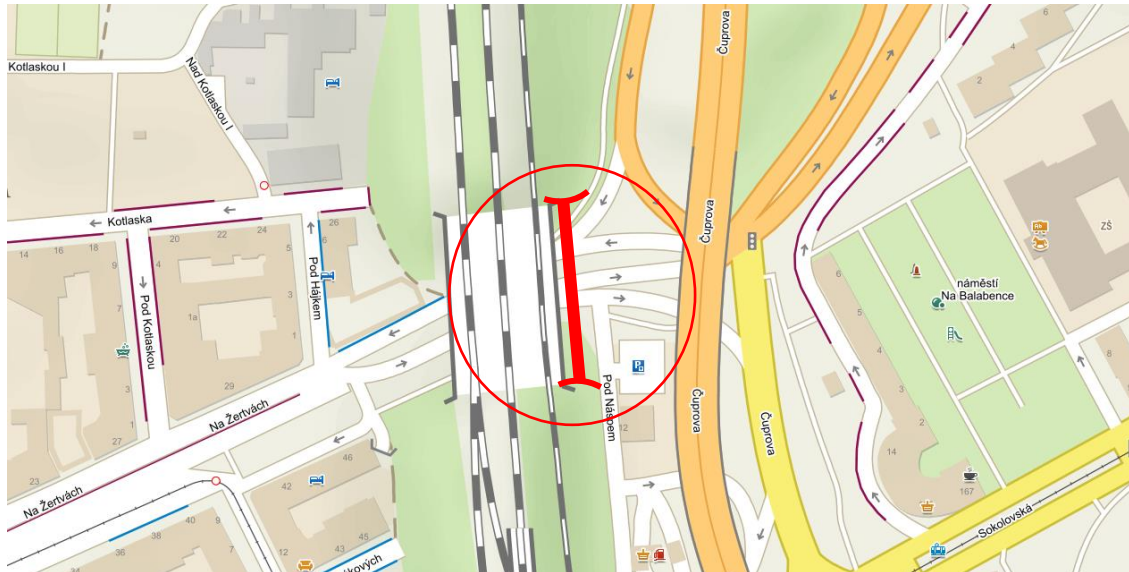
V předchozích odstavcích byly probrány teoretické předpoklady pro návrh a posouzení konstrukce z UHPC. Následující druhá část se zabývá návrhem a praktickou aplikací získaných poznatků při návrhu konkrétní lávky z UHPC a dále také návrhem a posouzením spodní stavby.

6 Návrh lávky z UHPC

6.1 Umístění a popis širších vztahů

Lávka je situována na hranici městské části Prahy 8 a 9 u křížení ulic Pod Náspem a Na Žertvách, kterou také přechází (Obr. 18). Trasa lávky kopíruje přilehlou železniční trať. I přes umístění lávky v hustě osídlené části města se v blízkém okolí stavby nenacházejí obytné budovy. V současné době zde podobná konstrukce není a její výstavba je plánovaná jako součást revitalizace městského okruhu v úseku Pelc Tyrolka – Balabenka (Obr. 19).

Lávka bude sloužit pěší i cyklistické dopravě. Z toho důvodu je na lávce zřízen samostatný jízdní pruh pro cyklisty. Tato skutečnost byla zohledněna i při návrhu šířkového uspořádání. Navržená průchozí šířka je 4,4 m. Vzhledem k šířce komunikace pod mostem délka nosné konstrukce vychází na 70 m. Volná výška nad osou komunikace je cca 6,5 m a je dostatečná i pro plánované vedení tramvajové trasy pod nosnou konstrukcí.



Obr. 18: Předpokládaná poloha umístění lávky [26]



Obr. 19: Pohled na aktuální stav místa přemostění [27]

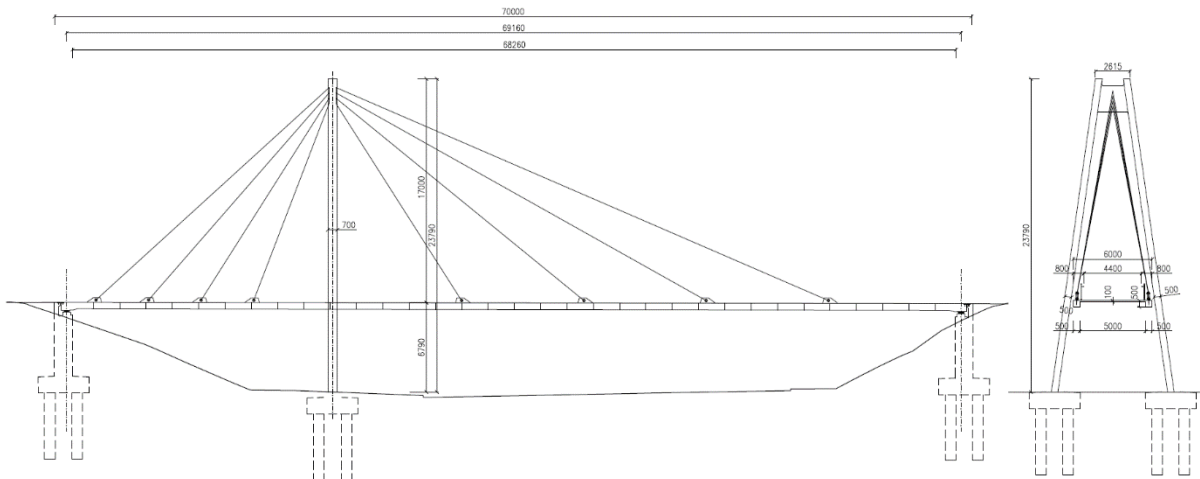
6.2 Varianty možných návrhů konstrukce

U všech variant je uvažováno s mostovkou tvořenou prefabrikovanými segmenty z UHPC a s jejich letmou montáží, případně klasickým postupem ukládáním segmentů na pevnou skruž. Založení mostů je shodně hlubinné na pilotovém základu.

Varianta 1

V první variantě návrhu je uvažováno s lávkou zavěšenou, s jedním pylonem situovaným přibližně v jedné třetině rozpětí. Pylon je navržený ocelový

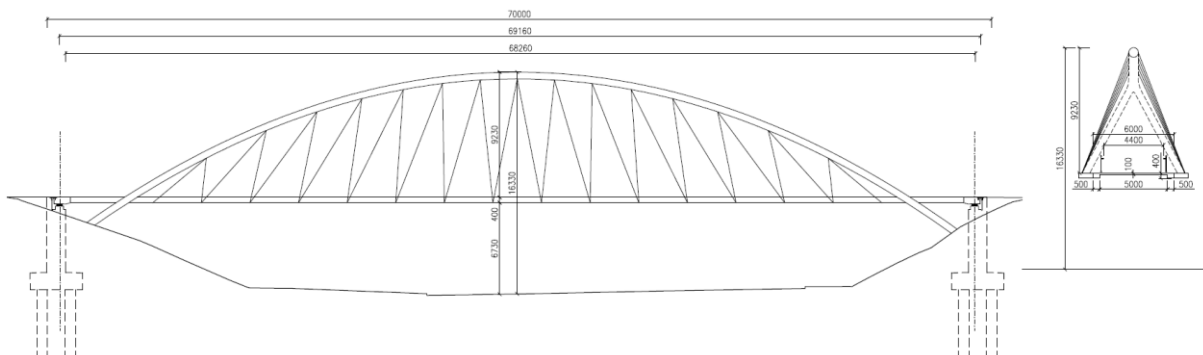
s betonovou předpjatou mostovkou. Betonové segmenty se budou osazovat letmou montáží. Závěsy lávky se vhodně doplňují s trakčním vedením železnice.



Obr. 20: Varianta 1 – pohled a příčný řez

Varianta 2

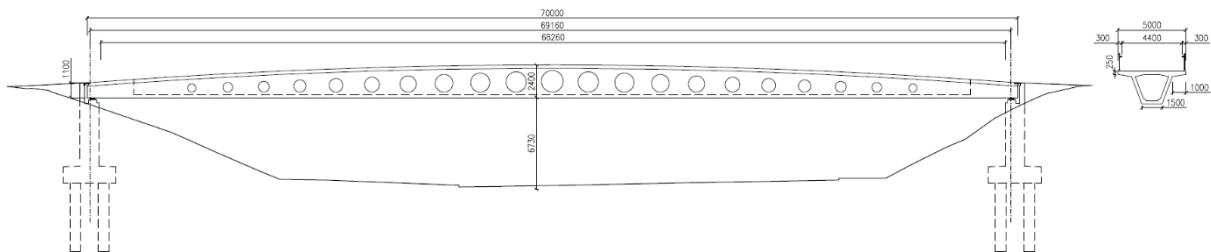
Druhá varianta je navržena jako síťový oblouk. Vzepětí oblouku je přibližně 10 m a rozpětí cca 60 m. Poměr vzepětí oblouku k rozpětí je tedy 1:6. Oblouky jsou uvažovány ocelové z důvodu zachování štíhlosti a vzdušnosti konstrukce. Mostovka se bude provádět ukládáním segmentů na pevnou skruž a následným zavěšením na ocelový oblouk.



Obr. 21: Varianta 2 – pohled a příčný řez

Varianta 3

Poslední variantou je komorový jednopolový trámový nosník s proměnlivou výškou průřezu. Výstavba je realizována uložení segmentů na pevnou skruž a následným spojením prefabrikovaných částí nosníku dodatečným předpětím vnějšími kabely vedenými v dutině komorového průřezu. Pro vzdušnější působení konstrukce jsou stěny komory vylehčeny otvory.



Obr. 22: Varianta 3 – pohled a příčný řez

Vybraná varianta

Ze všech tří možných variant lávek se pro finální posouzení vybrala poslední třetí varianta s komorovým průřezem a vylehčujícími otvory. Důvodem je především jasné a jednoduché statické působení konstrukce, které bude v souladu s budoucím řešením železničních mostů po plánované výstavbě vysokorychlostní železnice.

První varianta se zdála být pro budoucí místo stavby vhodná, ale po delším zhodnocení se dominantní složka konstrukce – pylon jeví jako příliš rušivý architektonický prvek ulice. Podobně bylo uvažováno i u druhé varianty, ve které by oblouk konstrukce nezapadl do místní kompozice.

6.3 Popis konstrukce lávky

Návrh konstrukce je inspirován lávkou Sakata Mirai v Japonsku. Lávka je navržena jednopolová o rozpětí 69,16 m a celkové délce nosné konstrukce 70 m. Konstrukce je tvořena z předpjatých segmentů z UHPC deklarované třídy

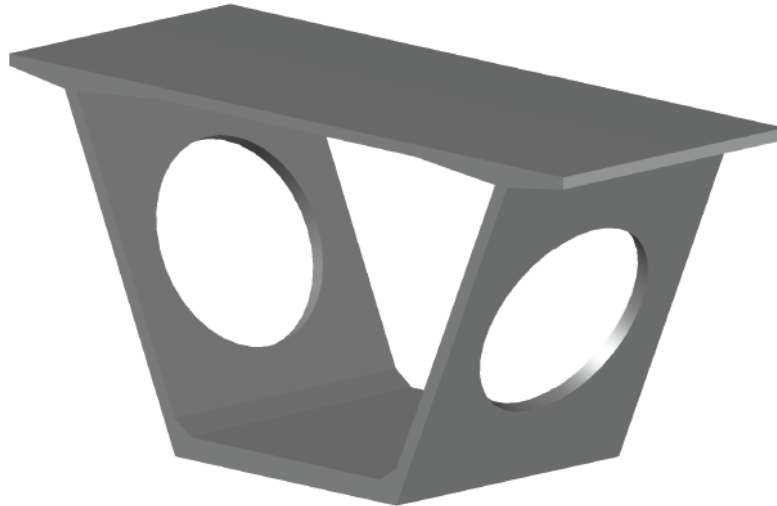
pevnosti C110/130 od firmy KŠ Prefa. Konstrukce je symetrická a skládá se ze 17 párových segmentů a jednoho unikátního segmentu uprostřed rozpětí. Délka všech segmentů je 2 m a šířka 5 m. Tloušťka stěn segmentů se pohybuje od 80 mm v horní desce po 150 mm ve stěnách prefabrikátů s otvory. Segmenty jsou navrženy tak, aby jejich hmotnost nepřesáhla 12 t. Teoretická niveleta je vedena v parabolickém oblouku 2°. Podélný sklon lávky je definovaný průběhem polygonu, který nahrazuje skutečný průběh nivelety a vychází z parabolického podélného tvaru nosné konstrukce. Maximální sklon nivelety lávky je v místě uložení a odpovídá 7,4 %. Příčný sklon je 0,5 % ve směru od středu ke krajům nosné konstrukce. Z hlediska příčného řezu se jedná o komorový nosník vylehčený kruhovými otvory ve stěnách komory. Lávka je bez říms se zábradlím kotveným do nosné konstrukce. Povrch konstrukce je bez ochranné vrstvy, předpokládá se přímo pochozí povrch betonu.

Statically se jedná o prostý nosník kloubově podepřený na obou stranách konců konstrukce. Předpětí je navrženo externí, působící na konstrukci pouze v místech dotyku v devíátorech a v kotevních blocích. Předpínací kabely jsou vedeny uvnitř komorového průřezu. Ložiska jsou navržena elastomerová. Spojení konstrukce s opěrou je pomocí kobercového mostního závěru.

Odvodnění konstrukce je řešeno svedením vody pomocí příčného a podélného sklonu do vpustí umístěných u opěr a dále do kanalizačního systému.

Spodní stavba je monolitická železobetonová s rovnoběžnými křídly. Založení je hlubinné s velkoprofilovými piloty DN 800 mm. Rozměry základu jsou 5,3×3,0×1,0 m.

Způsob výstavby byl zvolen segmentovou montáží betonových bloků na pevné skruži v místě přemostění a jejich dodatečným předpětím. Z důvodu umístění lávky nad častě využívanou komunikací, bude nutné po dobu výstavby počítat s úplnou nebo částečnou uzavírkou silnice.



Obr. 23: Vzor segmentu s otvorem

6.4 Vybavení lávky

Lávka je standardně osazena zábradlím s minimální výškou 1,3 m z důvodu pohybu cyklistů po mostě. Ložiska pro přenos svislého zatížení jsou navržena elastomerová. K zabránění vletu ptákům, jejich zahnízdění ve vnitřních prostorách konstrukce a k jejímu následnému znečištění je v otvorech osazena ochranná síť.

7 Statický výpočet nosné konstrukce

7.1 Použité programy

Pro výpočet, posouzení a návrh nosné konstrukce byly využity programy SCIA Engineer 20, Midas Civil 2020, GEO5 2021 CS, AutoCAD 2021 a Microsoft Excel.

Výpočet konstrukce byl proveden na dvou modelech, prutovém a deskostěnovém. Pro zjištění celkových sil působících na konstrukci s uvažováním ztrát předpětí byl sestaven prutový model složený z jednotlivých průřezů lávky měnících se po jednom metru po délce konstrukce. Pro modelování otvorů byly průřezy zahuštěny a sestaveny po pětina průměru otvoru konstrukce.

Pro analýzu globálního prostorového působení konstrukce byl použit deskostěnový model. Napětí v předpínací výztuži po krátkodobých a dlouhodobých ztrátách bylo převedeno na bodové síly, které působí pouze v místě dotyku (v deviátorech) předpínacích kabelů s konstrukcí. V tomto modelu se ověřila velikost vzniklého napětí kolem oslabeného průřezu otvory a posoudil se vliv soustředěného zatížení na protlačení.

Pro potřeby dynamické analýzy byl vytvořený samostatný výpočetní model v programu Midas Civil. V Midas Civil byly spočteny vlastní tvary a vlastní frekvence kmitání a následně byla stanovena odezva na harmonické zatížení. Spočtené vlastní tvary a vlastní frekvence byly ověřeny ve SCIA Engineer.

Protože Scia ani Midas nemá zatříděný beton větší třídy než je C90/105, byl ve statických programech nedefinován nový materiál podle charakteristik získaných z technických listů výrobce.

7.2 Materiály

Uvažovaná třída betonu podle výrobce KŠ Prefa je konzervativně C110/130. Rovněž i množství a velikost výztužných drátků je dle receptury stanovené dodavatelem pro zachování požadovaných vlastností. Předpínací vytuž je od firmy FREYSSINET a je vedená v kanálku z HDPE vyplněným ochranným tukem.

Vnější průměr kanálku je 133 mm s tloušťkou stěn 4 mm. Materiálové charakteristiky byly získány z volně dostupných technických listů na stránkách výrobce [28] [29]. Návrhové hodnoty UHPC byly stanoveny podle kapitoly 3 .

Beton

C 110/130

$f_{ck} = 110 \text{ MPa}$

$f_{cm} = 120 \text{ MPa}$

$f_{cd} = 0,85 \times 110 / (1,35 \times 1) = 69,3 \text{ MPa}$

$f_{R1k} = 17 \text{ MPa}$

$f_{ctm} = 11,9 \text{ MPa}$

$f_{ctk,0.05} = 0,7 \times 11,9 = 7,5 \text{ MPa}$

$f_{ctd} = 0,9 \times 11,9 / (1,35 \times 1) = 7,9 \text{ MPa}$

$E_{cm} = 10 \times 120^{(1/3)} = 49,3 \text{ GPa}$

Předpínací výztuž

prEN 10138–3 Y1860S7 15,7 (0,6")

$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$

$f_{p0.1k} = 1640 \text{ MPa}$

$d = 15,7 \text{ mm}$

$A_p = 150 \text{ mm}^2$

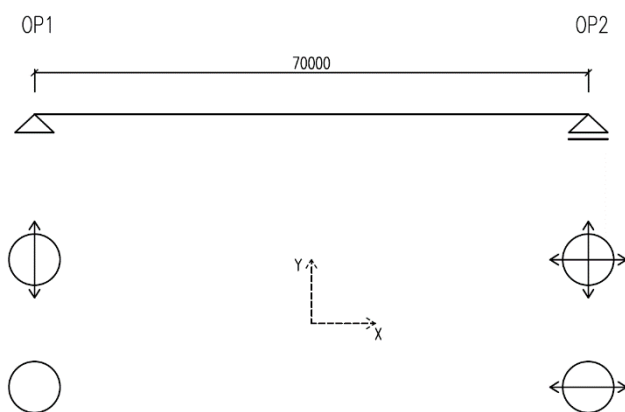
$E = 195 \text{ GP}$

7.3 Konstrukce

7.3.1 Statické schéma

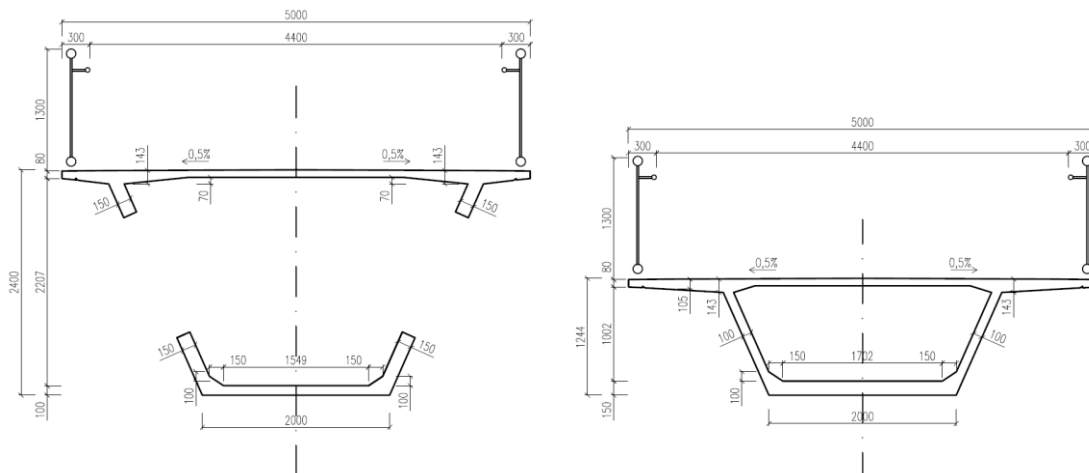
Most je navržen jako prostý nosník o rozpětí 70 m. Uložení konstrukce je na elastomerových ložiscích podle schématu na Obr. 24.

Most je sice uvažován jako staticky určitá konstrukce, u které změna teploty nemá vliv na průběh vnitřních sil, ale zkrácení/prodloužení od změny teploty vyvolává síly v ložiskách, které je musí přenést do spodní stavby. Proto byly tyto síly zohledněny u návrhu spodní stavby a ložisek.



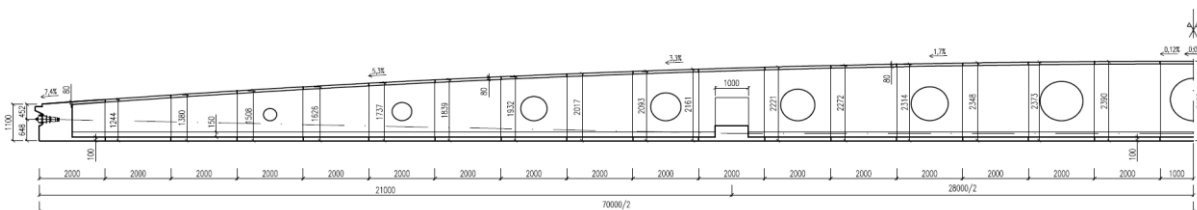
Obr. 24: Statické schéma nosné konstrukce a uložení ložisek

7.3.2 Vzorový příčný řez konstrukcí



Obr. 25: Vzorové příčné řezy

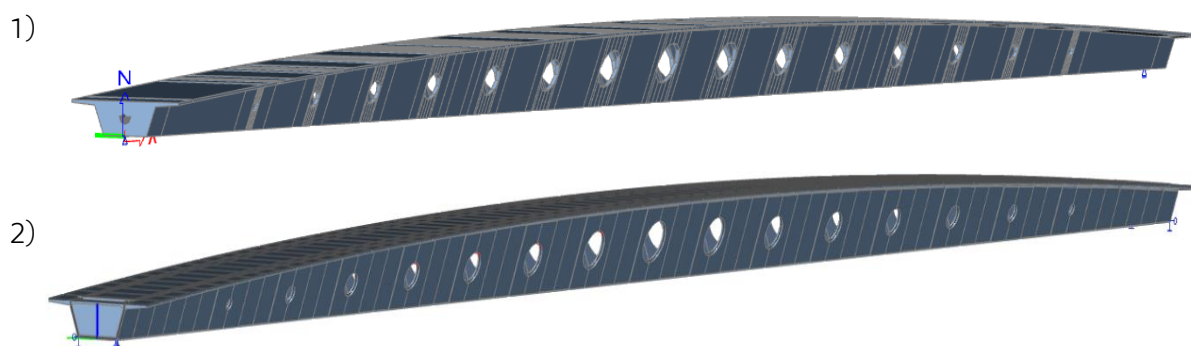
7.3.3 Podélný řez nosnou konstrukcí



Obr. 26: Podélný řez symetrickou polovinou NK

7.3.4 Výpočetní model a jeho tvorba

Pro zjednodušení vytváření modelu byl použit tabulkový program Excel, ve kterém byly vytvořeny souřadnice jednotlivých bodů konstrukce a následně vloženy do statického programu. Parametricky byly vytvořeny i otvory v nosné konstrukci. Tímto způsobem se podařilo přesně a efektivně vytvořit jak prutový, tak deskostěnový model a zároveň toto řešení umožnilo rychlejší modelování konstrukce pro posouzení různých alternativ uspořádání, velikosti a tvaru otvorů a samotné konstrukce.

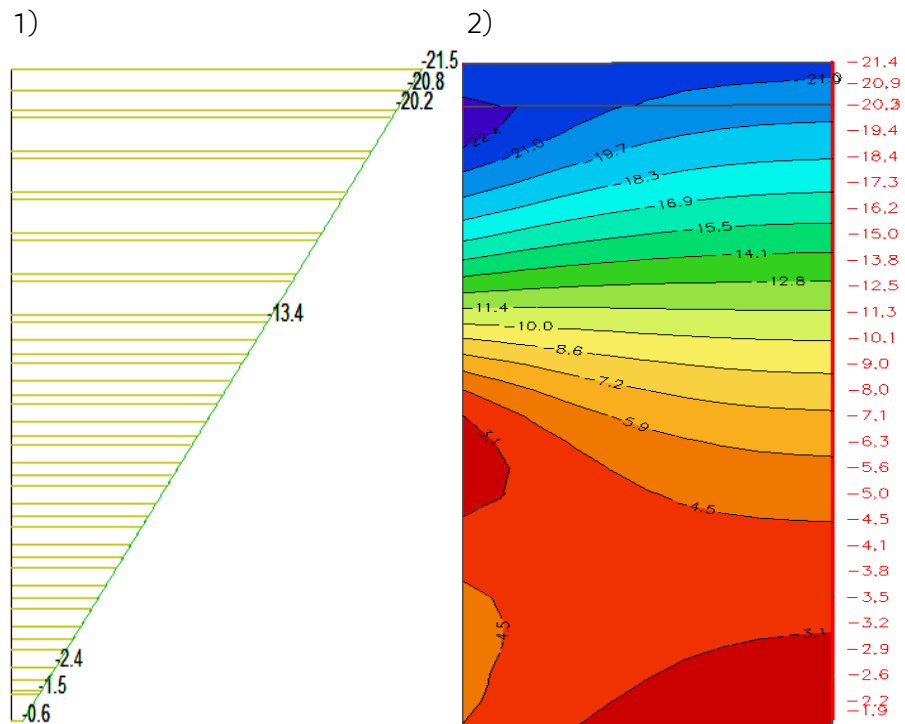


Obr. 27: Porovnání prutového (1) a prostorového (2) modelu

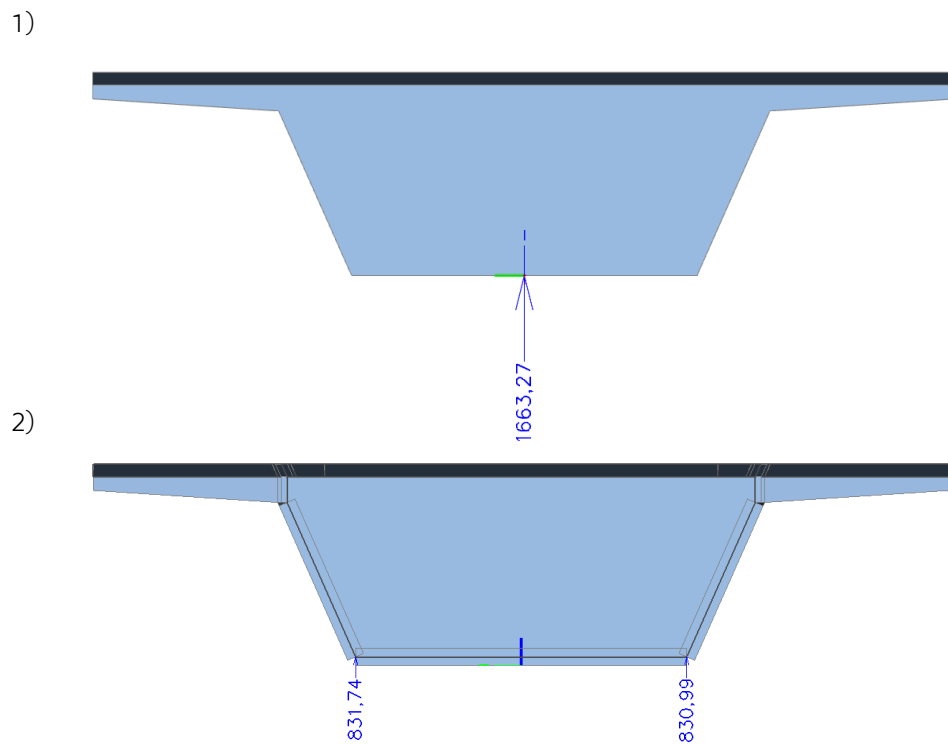
Výsledné otvory ve stěnách jsou kružnicového tvaru a jejich poloměr se mění po délce konstrukce se změnou výšky lávky. Poloměr je v rozmezí od 0,2 m u krajních otvorů až po hodnotu 0,62 m v prostředním segmentu. Během dimenzování konstrukce bylo vytvořeno několik modelů, na kterých se zkoumal vliv velikosti a polohy otvorů na nerovnoměrné rozdělení napětí ve stěnách průřezu a kolem oslabených míst. Zde také bylo aplikováno lokální zahuštění sítě konečných prvků pro získání přesnějšího výpočtu. Rozbor vlivu velikosti otvorů je proveden v kapitole 7.8.

Ověření modelové podobnosti prostorového a prutového modelu bylo provedeno pomocí kombinace ověření průběhu napětí ve stěnách nosníku (Obr. 28), hodnotách deformace (Obr. 30) a z výsledků reakcí (Obr. 29). Pro porovnání obou modelů byla použita charakteristická kombinace zatížení a napětí v předpínací výztuži o velikost 1394 MPa.

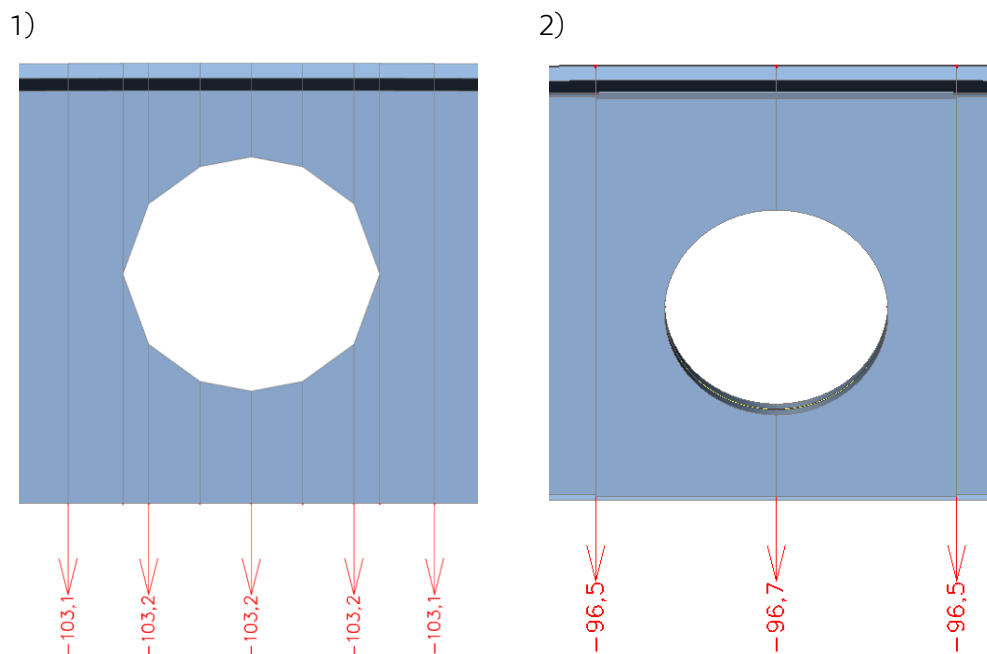
Na Obr. 28 je patrný rozdíl v rozložení napětí po průřezu mezi prutovým a prostorovým modelem. Prostorový model uvažuje, že normálové napětí je rozděleno po výšce průřezu rovnoměrně a je přenášeno i otvory ve stěnách, zatímco deskostěnový model přesně zohledňuje prostorové působení konstrukce, vliv oslabení a nerovnoměrné rozložení napětí po průřezu.



Obr. 28: Porovnání normálových napětí od char. kombinace po výšce průřezu prutového (1) a prostorového modelu (2)



Obr. 29: Porovnání reakcí od char. kombinace mezi prutovým (1) a prostorovým (2) modelem



Obr. 30: Porovnání svislých přemístění bodů ve středním poli od char. kombinace pro prutový (1) a prostorový (2) model

7.4 Zatížení

Zatížení konstrukce a jejich kombinace pro posouzení nosné konstrukce se stanovily podle předpisů ČSN EN 1990 a ČSN EN 1991. Vzhledem ke komplikovanému podélnému profilu konstrukce byla vlastní tíha spočtena automatickým generátorem zatížení vlastní tíhy v programu SCIA Engineer.

7.4.1 Zatížení stálé – vlastní tíha, ostatní stálé (zábradlí)

Uvažované stálé zatížení vyskytující se na konstrukci je pouze vlastní tíha. Do ostatního stálého zatížení patří vybavení lávky zábradlím. Zábradlí je po obou stranách nosné konstrukce.

Vlastní tíha:

Objemová hmotnost betonu 2500 kg/m³

Ostatní stálé:

Zábradlí 1 kN/m

7.4.2 Proměnné – dav lidí, servisní vozidlo

Podle ČSN EN 1991-2 se pro návrh lávek pro chodce má uvažovat zatížení davem lidí (LM4) $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$ na nepříznivé části příčinkových ploch. V tomto případě rovnoměrně na celé délce konstrukce. Pokud nehrozí riziko souvislého hustého proudu lidí, lze zatížení redukovat podle: [30]

$$q_{fk} = 2 + 120 / ((L + 30)) \text{ kN/m}^2, \quad 2,5 \text{ kN/m}^2 \leq q_{fk} \leq 5 \text{ kN/m}^2$$

Kde L je zatěžovací délka v metrech.

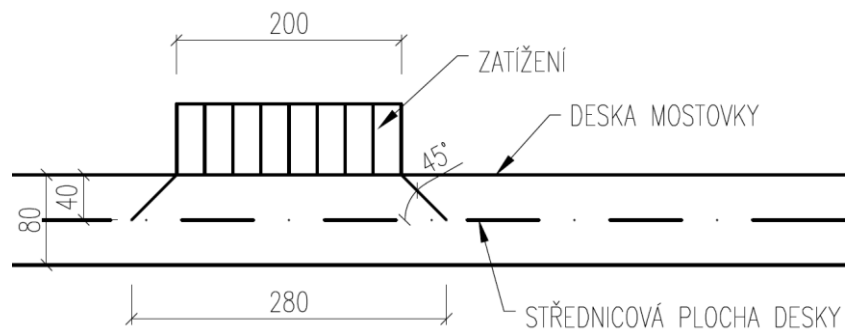
Vzhledem k lokalitě lávky nebyl uvažován výskyt hustého provozu osob a zatížení bylo tedy redukováno podle předchozího vztahu.

Rovnoměrné zatížení davem lidí:

$$q_{fk} = 2 + 120 / (70 + 30) = 3,2 \text{ kN/m}^2$$

Volná šířka na lávce je 4,4 m a není zabráněno vjezdu vozidla, proto se na lávce uvažuje zatížení obslužným vozidlem $Q_{serv.}$. Model zatížení se skládá ze soustavy dvojnáprav 80 kN a 40 kN vzdálených od sebe 3 m. Rozchod kol je 1,3 m a dotyková plocha kol je čtverec o straně 0,2 m v úrovni vozovky. Brzdná síla má být 60 % svislého zatížení. [30]

Pro lokální posouzení a návrh desky mostovky se uvažovalo roznášení bodových zatížení do střednice příslušného plošného prvku pod úhlem 45° . Tloušťka desky mostovky je 80 mm.

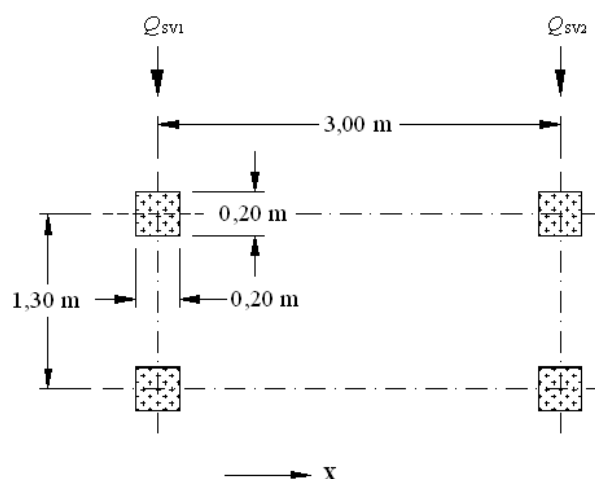


Obr. 31: Roznášení zatížení do střednice desky mostovky

Rozměry roznesené plochy kola vozidla v úrovni střednice mostovky jsou:

$$a_{rozn} = 2 \times 40 + 200 = 280 \text{ mm}$$

Schéma zatížení obslužným vozidlem:



Obr. 32: Schéma rozmístění náprav obslužného vozidla [30]

Kde $Q_{sv1} = 80 \text{ kN}$

$Q_{sv2} = 40 \text{ kN}$

Vodorovná síla Q_{flk} působící v úrovni vozovky současně se svislým zatížením se má rovnat vyšší hodnotě z následujících dvou hodnot:

10 % z celkového zatížení odpovídajícímu rovnoměrnému zatížení

60 % celkové tíhy obslužného vozidla

Vodorovná síla je:

$$Q_{flk} = \max(0,1 \times q_{fk} \times L \times d; 0,6 \times Q_{serv}) = \max(0,1 \times 3,2 \times 70 \times 4,4; 0,6 \times 120) = \\ = \max(98,6; 72) = 98,6 \text{ kN}$$

7.4.3 Soustředěné zatížení

Soustředěné zatížení není potřeba uvažovat, pokud je pro lávku stanoveno obslužné vozidlo. Toto zatížení tedy nebylo uvažováno. [30]

7.4.4 Zatížení teplotou

Protože je konstrukce lávky staticky navržena jako prostý nosník, zatížení od teploty nemá vliv na průběh vnitřních sil a napětí, a proto nebylo toto zatížení uvažováno u kombinací zatížení.

Vliv teploty na deformace a posuny konstrukce byl uvažován u návrhu mostního závěru a spodní stavby.

7.5 Kombinace zatížení

7.5.1 Použité hodnoty součinitelů spolehlivosti a kombinací

Součinitele zatížení	Předpětí	$\gamma_p = 1,0$	
	Stálá zatížení	$\gamma_{G,sup} = 1,35$	$\gamma_{G,inf} = 1,00$
	Proměnná zatížení	$\gamma_{Q,sup} = 1,35$	$\gamma_{Q,inf} = 0,00$
	Ostatní proměnná zatížení	$\gamma_{Q,sup} = 1,50$	$\gamma_{Q,inf} = 0,00$
Redukční součinitel pro stálé zatížení		$\xi = 0,85$	
Součinitel kombinace pro proměnná zatížení	gr1 – dav lidí	$\psi = 0,40$	
	gr2 – obslužné vozidlo	$\psi = 0,00$	

Tab. 4: Součinitele zatížení, redukční součinitel a součinitele kombinace [31]

7.5.2 MSP – mezní stav použitelnosti

Pro ověření mezních stavů použitelnosti byly použity následující kombinace: [31]

Charakteristická
$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \times Q_{k,i}$$

Častá
$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \gamma_{1,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{2,i} \times Q_{k,i}$$

Kvazistálá
$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \gamma_{2,i} \times Q_{k,i}$$

7.5.3 MSÚ – mezní stav únosnosti

Kombinace zatížení pro mezní stav únosnosti byly uvažovány podle ČSN EN 1990 příloha A2. Výsledná kombinace byla vybrána jako méně příznivá kombinace z 6.10a a 6.10b. [31]

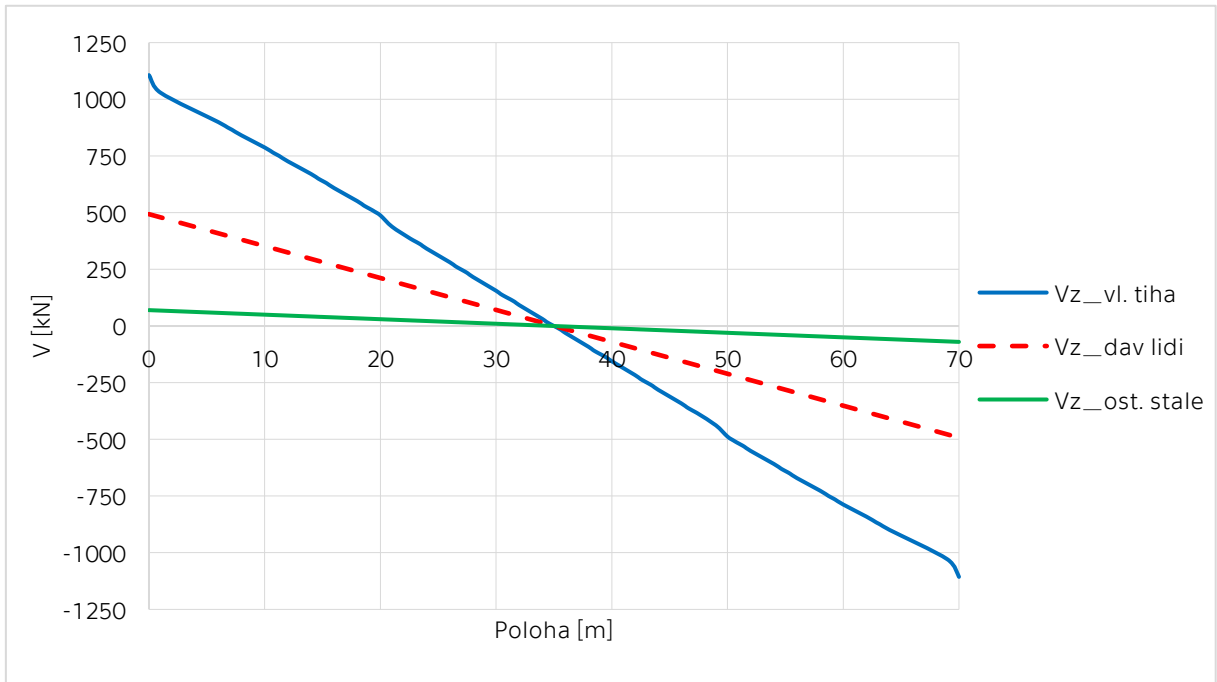
$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_P \times P + \gamma_{Q,1} \times \psi_{0,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \times \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \quad (6.10a)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \times \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_P \times P + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \times \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \quad (6.10b)$$

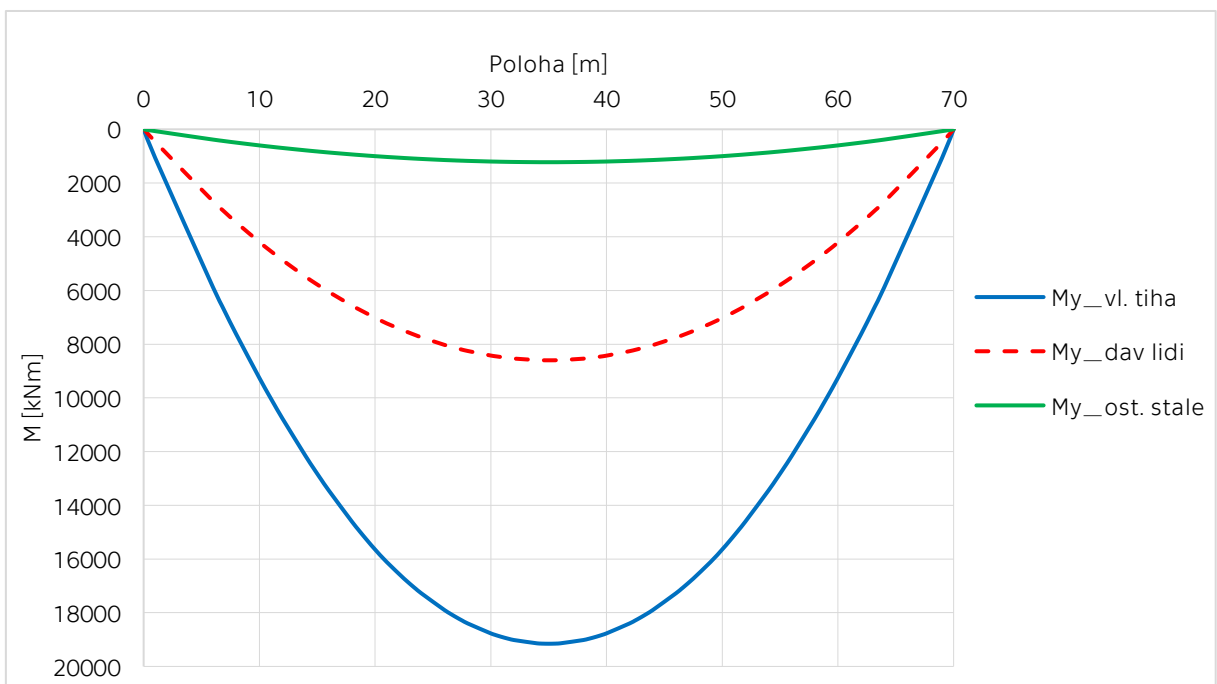
7.6 Vnitřní síly

7.6.1 Výpočet vnitřních sil

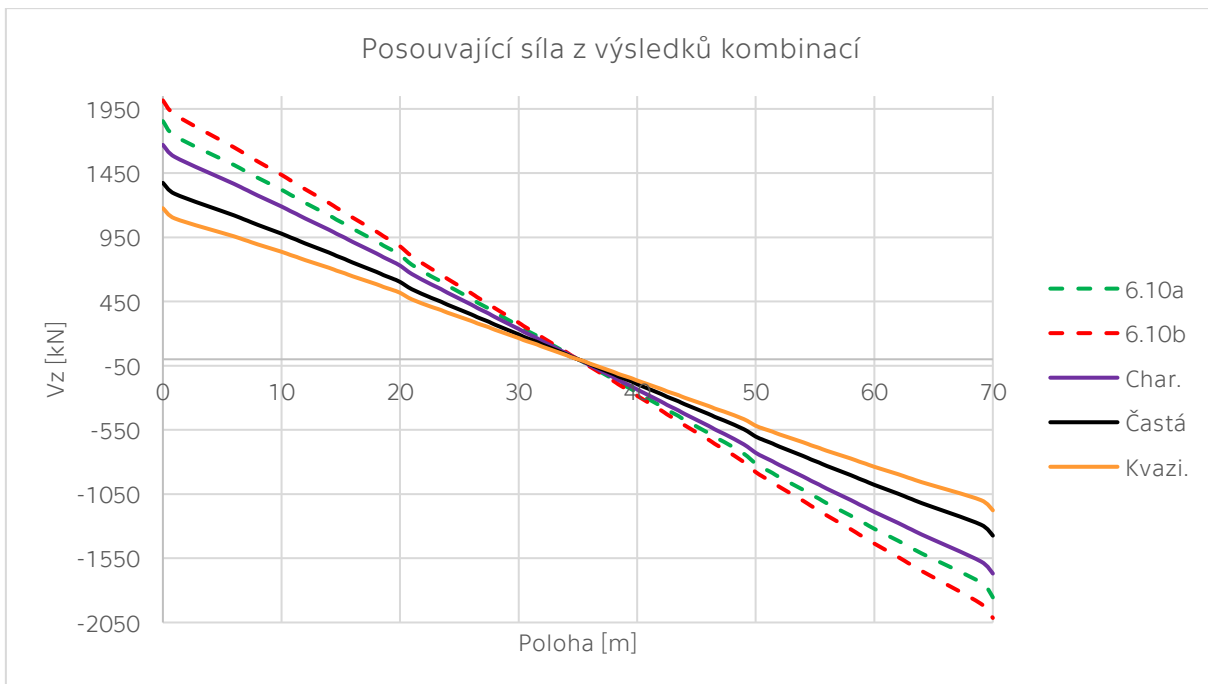
Vnitřní síly pro globální návrh konstrukce byly stanoveny na prutovém modelu. Použitá zatížení byla především vlastní tíha konstrukce, tíha zábradlí a zatížení davem lidí. Zatížení obslužným vozidlem bylo uvažováno u lokálního posouzení na protlačení. Grafický přehled průběhu vnitřních síly získaných na prutovém modelu je na Obr. 33 a Obr. 34, na Obr. 35 a Obr. 36 jsou zobrazeny výsledky sil z kombinací zatížení. Použité kombinace pro MSU jsou 6.10a a 6.10b. Pro MSP se posoudila lávka na charakteristickou, častou a kvazistálou kombinaci.



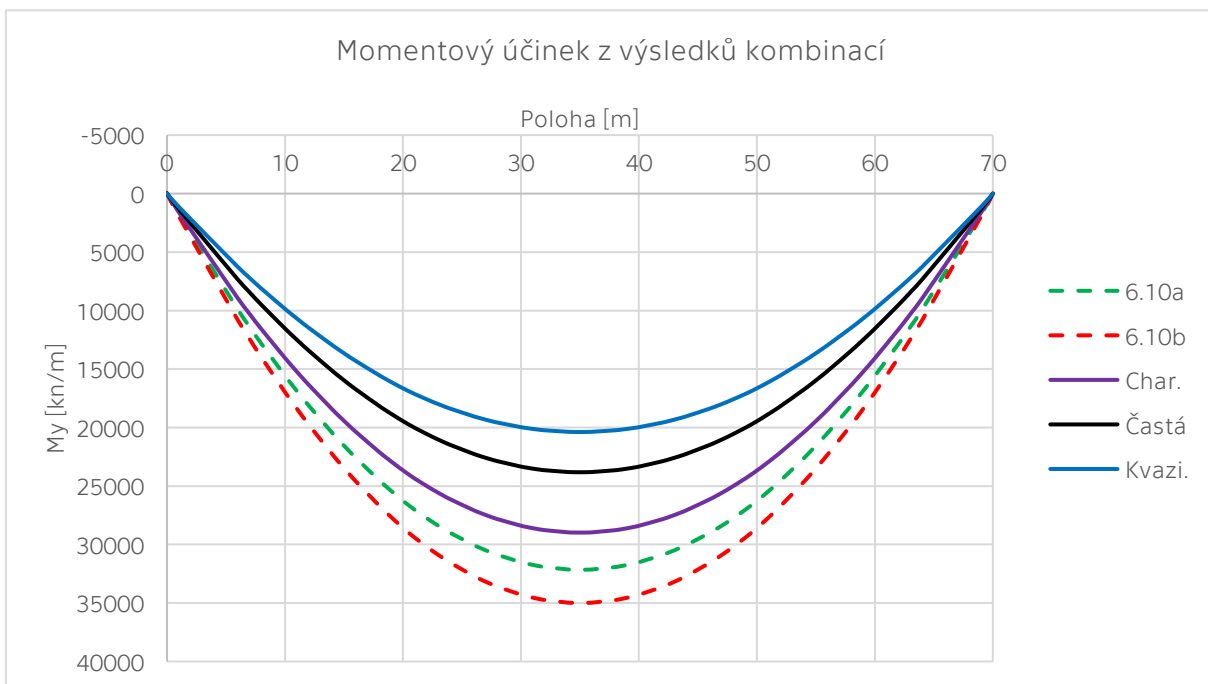
Obr. 33: Průběh smykové síly po délce NK



Obr. 34: Průběh momentu po délce NK



Obr. 35: Průběh posouvající síly z výsledků kombinací po délce mostu



Obr. 36: Průběh momentu z výsledků kombinací po délce mostu

Z výše uvedených výsledků je patrné, že největší zatížení je dosaženo při kombinaci 6.10b, na kterou se posoudila konstrukce v mezním stav únosnosti.

7.7 Návrh předpětí

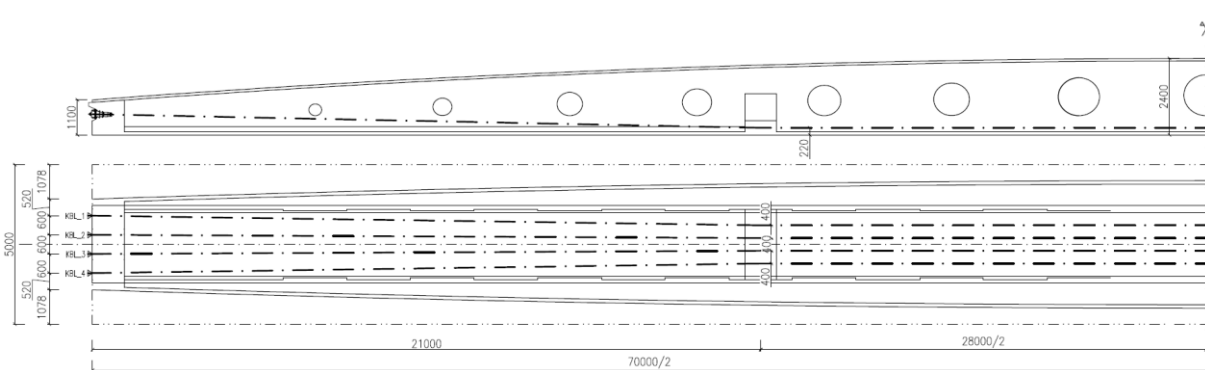
Návrh předpětí a počtu lan bylo provedeno na základě mezního stavu omezení napětí. Při výpočtu napětí se vychází z klasické teorie pružnosti rovnoměrného rozdělení napětí po průřezu. Maximální tlakové napětí je omezeno hodnotou $0,6 \times f_{ck}$, pro dolní vlákna je hodnota napětí omezena tlakovou rezervou -1 MPa. Tahové napětí v dolních vláknech není přípustné. V návrhu je zjednodušeně uvažováno se ztrátami 5 % v době uvedení do provozu a s 10 % na konci životnosti. Následný odhad předpínací síly se provedl vyrovnáním tahových napětí od stálých a proměnných zatížení v kritickém průřezu pomocí tlakového napětí od předpětí. Vyrovnávající napětí je způsobeno odhadovanou předpínací silou F_p a staticky určitým momentem vyvozeným předpínací silou na excentricitě e_p . Velikost staticky určitého momentu od předpětí je $M_p = e_p \times F_p$. Místo pro návrh předpínací síly bylo zvoleno v nejvíce namáhaném průřezu ve středu rozpětí. Předpětí je navrženo externí s maximální umožněnou excentricitou. Výpočet je zobrazen v Tab. 5.

Maximální hodnoty napínacích napětí ($\sigma_{p,max}$) a maximální hodnoty napětí v předpínací výztuži během provozu ($\sigma_{p,m0}$) se stanovily následovně:

$$\sigma_{p,max} = \min(k_1 \times f_{pk}; k_2 \times f_{p0,1k}) = \min(0,8 \times 1860; 0,9 \times 1640) = 1476 \text{ MPa}$$

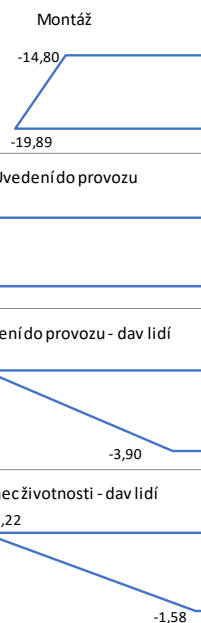
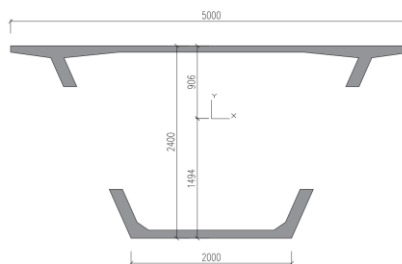
$$\sigma_{p,m0} = \min(k_7 \times f_{pk}; k_8 \times f_{p0,1k}) = \min(0,75 \times 1860; 0,85 \times 1640) = 1394 \text{ MPa}$$

Celkem jsou navrženy 4 předpínací kabely s 19 lany. Celková plocha předpínací výztuže je 11400 mm^2 . Ochrana výztuže proti korozi je zajištěna injektáží kabelových kanálků tukovou výplní a opláštěním z HDPE. Excentricita předpětí je $0,22 \text{ m}$. Poloměr zaoblení kanálků v deviátoru je 49 m . Osová vzdálenost kabelů mezi deviátory je $0,4 \text{ m}$, kabely se od konců deviátorů symetricky rozdělují do příčniců, kde jsou kotveny v jádře průřezu na osovou vzdálenost $0,6 \text{ m}$. Na Obr. 37 je zobrazen podélný řez a půdorys vedení předpětí.



Obr. 37: Schéma vedení předpínací výztuže

<u>Vlastnosti předpínací výztuže</u>			
Plocha lana A_p	150	mm^2	
Charakteristická mez pevnosti - f_{pk}	1860	MPa	
Charakteristická mez kluzu 0.1 - $f_{p0.1k}$	1640	MPa	
Max. hodnoty napínacích sil			
$\sigma_{p,max}$	1476	MPa	
Max. napětí během provozu			
$\sigma_{p,m0}$	1394	MPa	
C 110/130	$f_{ck} =$	110	MPa
Excentricita kabelu	$e_p =$	0,22	m
<u>Návrh předpětí ve středu nosní</u> 35 m			
Geometrie průřezu			
Komerový nosník			
Plocha	1,00627	m^2	
Moment setrvačnosti	1,07429	m^4	
e_h	-0,90622	m	
e_d	1,49378	m	
Zatížení v průřezu			
Vlastní tíha	19154,1	kNm	
Dav lidí	8601,07	kNm	
Servisní vozidlo	2057,00	kNm	
Ostatní stálé	1225,00	kNm	
Předpětí nosníku			
Plocha jednoho lana	150	mm^2	
Celkem lan v kabelu	76	ks	
Předpínací napětí	1476	MPa	
Předpínací síla	-16826,4	kN	
Excentricita předpětí	1,27378	m	
Montáž			
Ztráty předpětí	0 %		
Zatížení	$N_{Ek} =$	-16826,40	kN
	$M_{Ek} =$	-2278,98	kNm
Napětí v průřezu	σ_h	-14,80	MPa
	σ_d	-19,89	MPa
Uvedení do provozu			
Ztráty předpětí	5 %		
Přírůstek zatížení	$N_{Ek} =$	-15985,1	kN
	$M_{Ek} =$	17,7	kNm
Napětí v průřezu	σ_h	-15,90	MPa
	σ_d	-15,86	MPa
Uvedení do provozu - dav lidí			
Ztráty předpětí	5 %		
Přírůstek zatížení	$N_{Ek} =$	-15985,08	kN
	$M_{Ek} =$	8618,7	kNm
Napětí v průřezu	σ_h	-23,16	MPa
	σ_d	-3,90	MPa
Konec životnosti - dav lidí			
Ztráty předpětí	10 %		
Přírůstek zatížení	$N_{Ek} =$	-15143,8	kN
	$M_{Ek} =$	9690,4	kNm
Napětí v průřezu	σ_h	-23,22	MPa
	σ_d	-1,58	MPa



Tab. 5: Návrh předpínací výztuže

7.7.1 Ztráty předpětí

Veškeré ztráty předpětí byly spočteny automaticky v programu SCIA Engineer. Vyhodnoceny byly ztráty ve fázi uvedení do provozu a na konci životnosti. Přehled všech fází je v Tab. 6.

Fáze výstavby	Čas začátku fáze [den]
Betonáž nosníku	0
Předpětí	60
Ostatní stálé zatížení	70
Uvedení do provozu	90
Konec životnosti	36500

Tab. 6: Časová osa výstavby

Uvažované ztráty předpětí jsou ztráty třením, pokluzem, relaxací předpínací oceli a ztráty od smršťování a dotvarování.

Hodnoty napětí ve vyšetřovaném průřezu uprostřed rozpětí jsou v Tab. 7.

Fáze	Napětí po zakotvení [MPa]	Dotvarování a smršťování + relaxace výztuže [MPa]	Konečné napětí [MPa]
Uvedení do provozu	1390,62	-48,06	1342,56
Konec životnosti	1390,62	-150,79	1239,83

Tab. 7: Ztráty předpětí

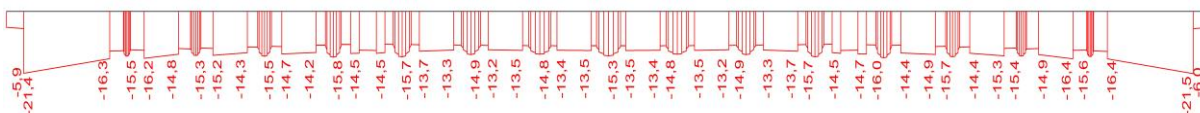
Protože výsledné maximální napětí po zakotvení v předpínací výztuži bylo větší než 1394 MPa, muselo se napínací napětí snížit na hodnotu 1408 MPa, při tomto napětí se maximální napětí po délce kabelu rovnalo povolenému maximálnímu napětí po zakotvení $\sigma_{p,m0}$. Celkové ztráty v době uvedení do provozu ve středu rozpětí vychází kolem 4 % a na konci životnosti 12 %. Předpokládané ztráty při návrhu předpětí se tedy blížily skutečnosti.

7.8 Posouzení konstrukce – MSP

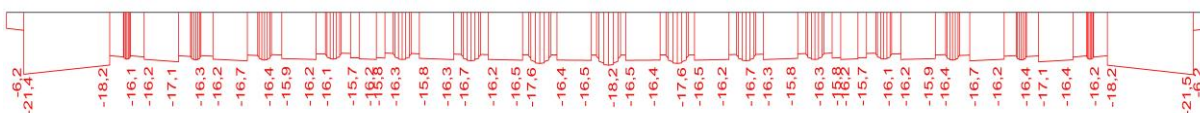
Pro globální posouzení napětí v dolních a horních vláknech s vlivem ztrát předpětí byl použit fázovaný prutový model. Napětí bylo posouzeno pro kvazistálou, častou a charakteristickou kombinaci. Limitní hodnoty napětí pro charakteristickou a častou kombinaci se stanovily podle Tab. 3 a jsou uvedeny v Tab. 8. Limitní hodnota tlakového napětí pro kvazistálou kombinaci byla stanovena normově $0,45 \times f_{ck} = 49,5$ MPa.

	Charakteristická kombinace zatížení	Častá kombinace zatížení
Napětí v betonu v tahu	8,5 MPa	6,8 MPa
Napětí v betonu v tlaku	66 MPa	55 MPa

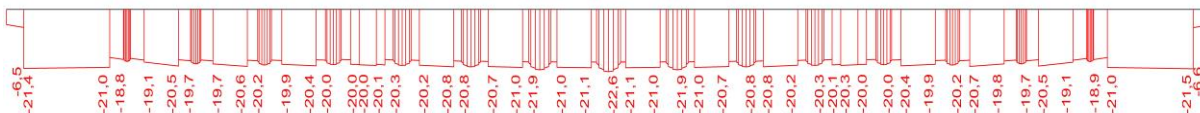
Tab. 8: Limitní hodnoty napětí pro MSP



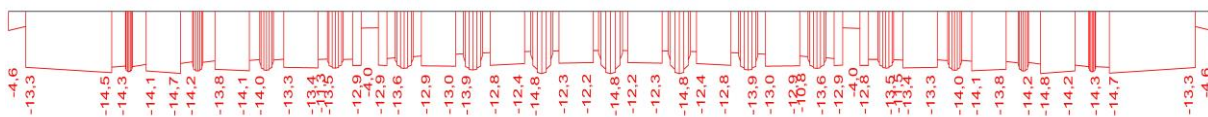
Obr. 38: Napětí v horních vláknech od kvazistálé kombinace v době uvedení do provozu



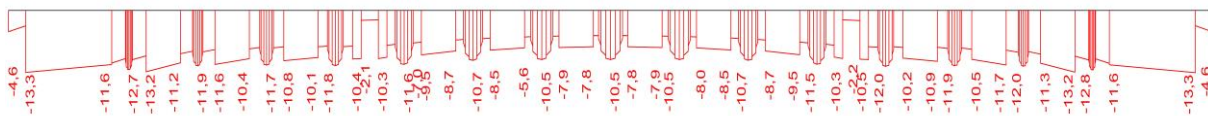
Obr. 39: Napětí v horních vláknech od časté kombinace v době uvedení do provozu



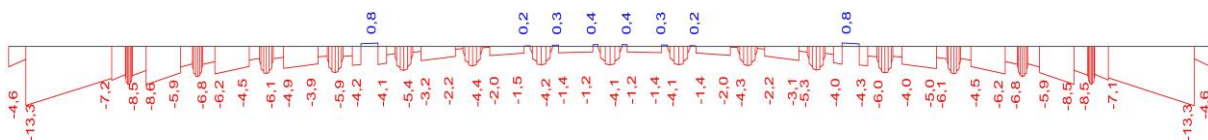
Obr. 40: Napětí v horních vláknech od charakteristické kombinace v době uvedení do provozu



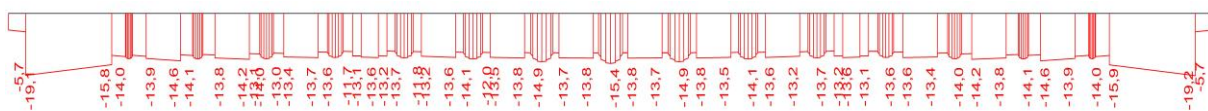
Obr. 41: Napětí v dolních vláknech od kvazistálé kombinace v době uvedení do provozu



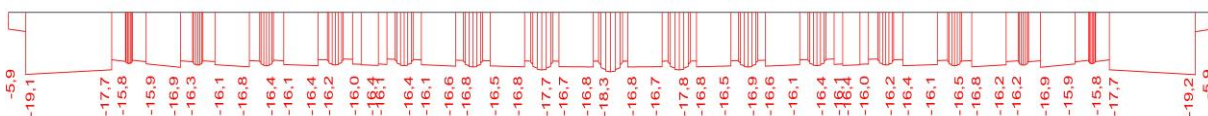
Obr. 42: Napětí v dolních vláknech od časté kombinace v době uvedení do provozu



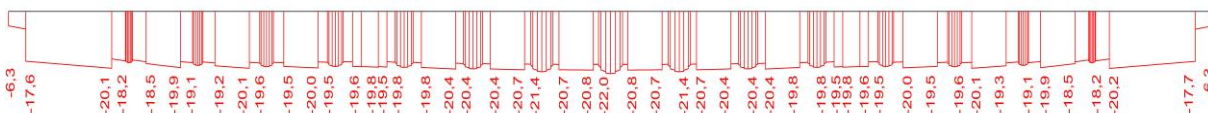
Obr. 43: Napětí v dolních vláknech od charakteristické kombinace v době uvedení do provozu



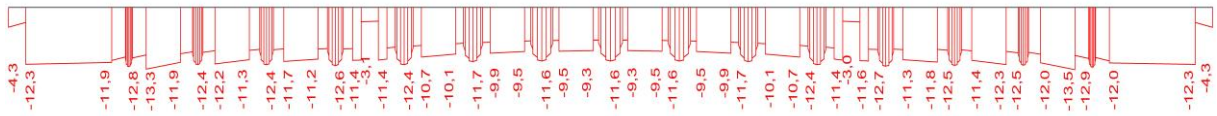
Obr. 44: Napětí v horních vláknech od kvazistálé kombinace na konci životnosti



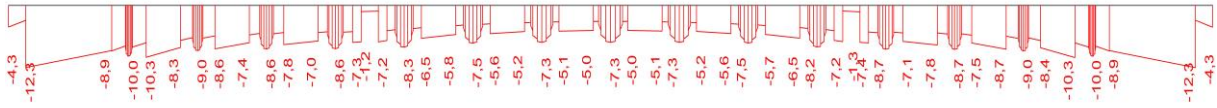
Obr. 45: Napětí v horních vláknech od časté kombinace na konci životnosti



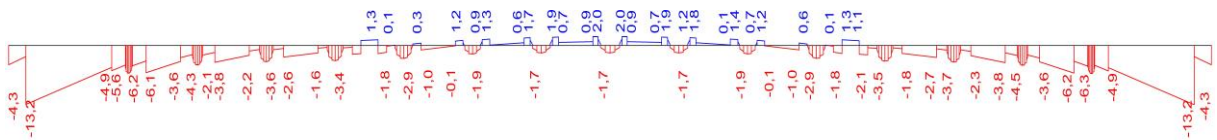
Obr. 46: Napětí v horních vláknech od charakteristické kombinace na konci životnosti



Obr. 47: Napětí v dolních vláknech od kvazistálé kombinace na konci životnosti



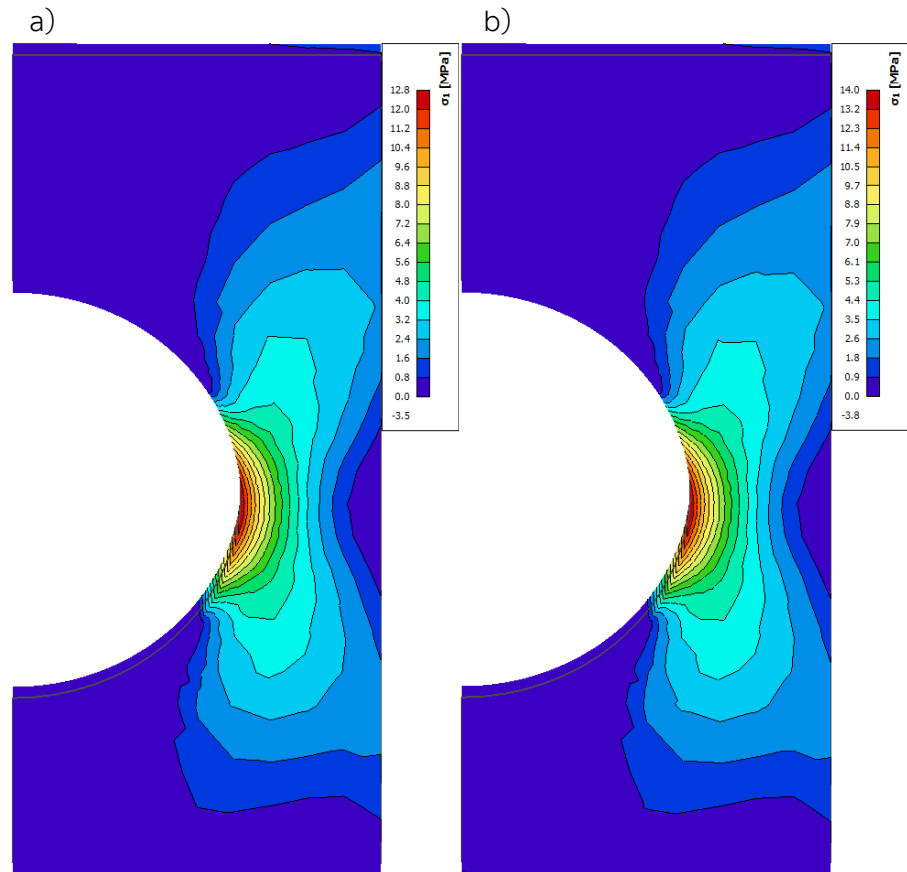
Obr. 48: Napětí v dolních vláknech od časté kombinace na konci životnosti



Obr. 49: Napětí v dolních vláknech od charakteristické kombinace na konci životnosti

Z výše získaných výsledků vyplývá, že limitní napětí 1 MPa v tlaku překračují hodnoty pouze u charakteristické kombinace zatížení. Z jasných důvodů vzniká maximální tahové napětí na konci životnosti. Protože ale hodnoty tlakového napětí u časté kombinace jsou s dostatečnou rezervou, nebyla předpínací síla dále zvyšována.

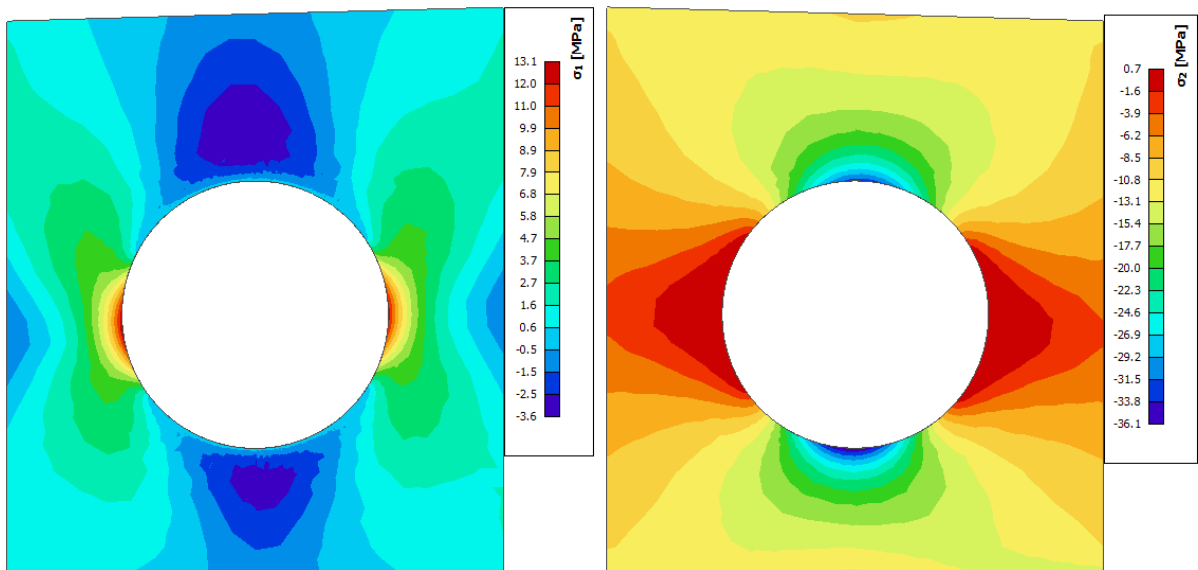
Předepnutí konstrukce způsobuje v horních i dolních vláknech tlakové napětí. V místech kolem otvorů je vliv předpětí obrácený a se zvyšováním napětí v průřezu konstrukce, roste tahové napětí kolem otvorů. Příklad rozdělení napětí při zvyšování předpínací síly je na Obr. 50.



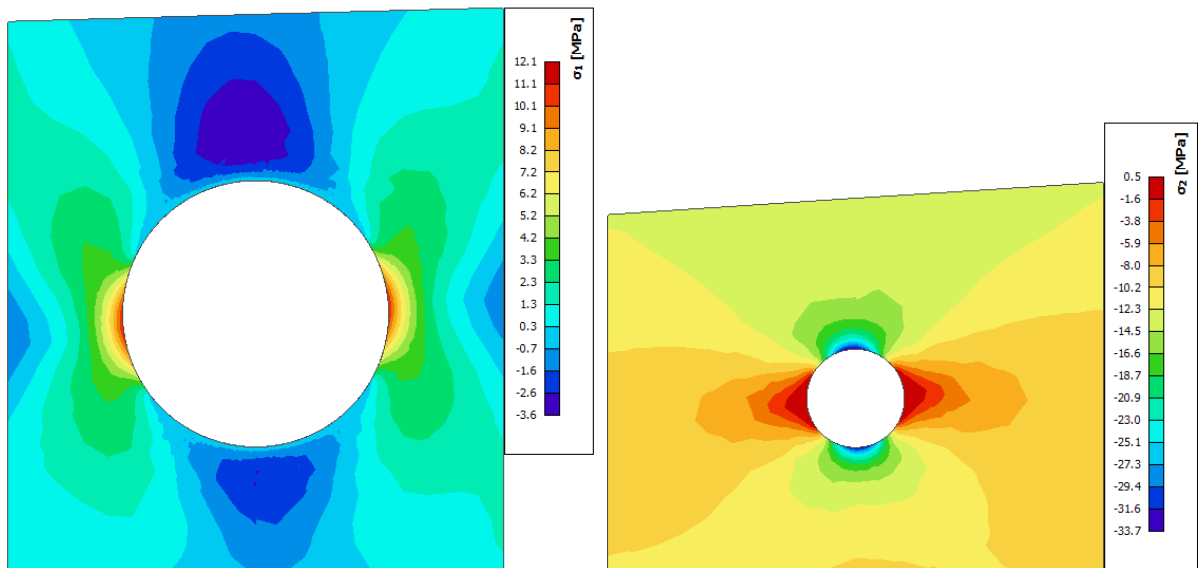
Obr. 50: Porovnání příčných tahů u hran otvoru pro napětí
a) 1394 MPa b) 1478 MPa

Z tohoto důvodu bylo nutné posoudit napětí z hlediska mezního stavu použitelnosti u hran otvorů pomocí deskostěnového modelu, který zohlednil vliv nerovnoměrného rozdělení napětí po průřezu konstrukce.

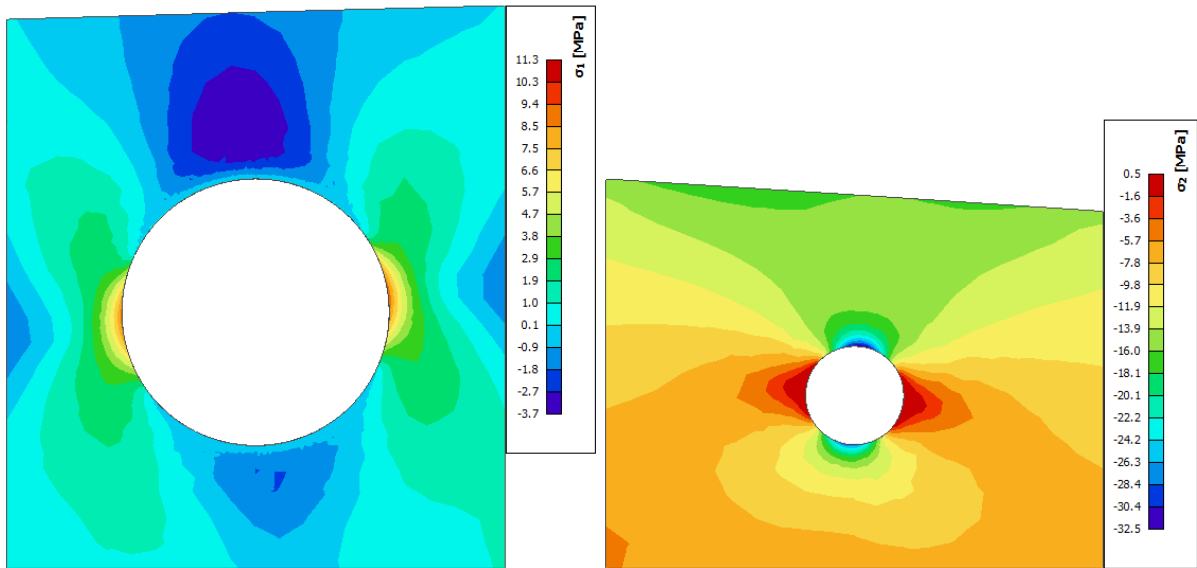
Maximální hlavní napětí σ_1 a σ_2 pro každou kombinaci z jednotlivých fází výstavby jsou následující:



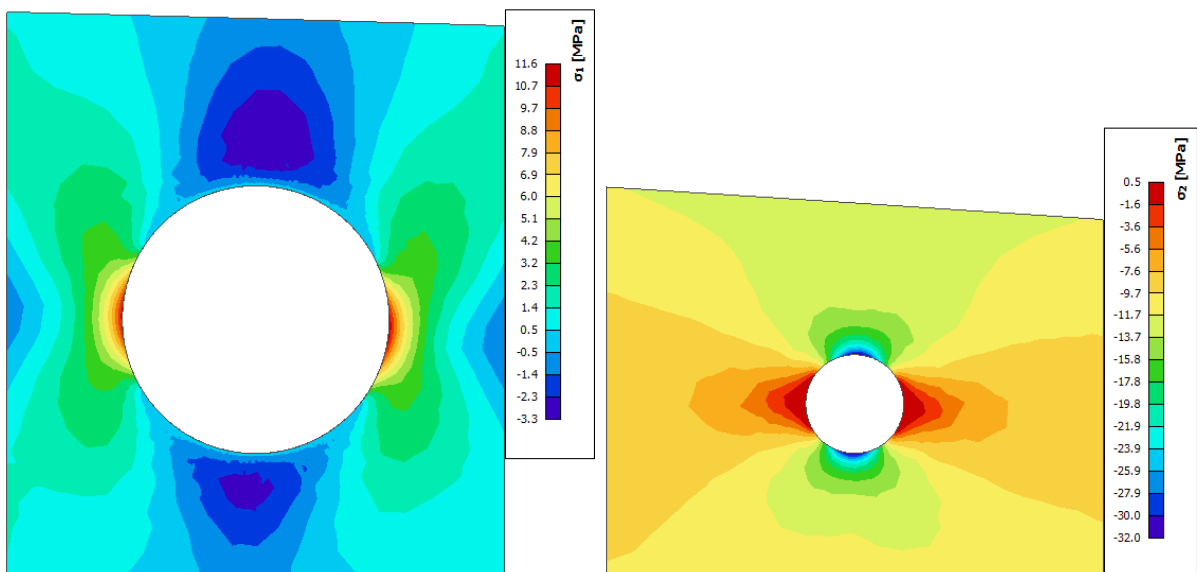
Obr. 51: Maximální napětí σ_1 a σ_2 pro kvazistálou kombinaci v době uvedení do provozu



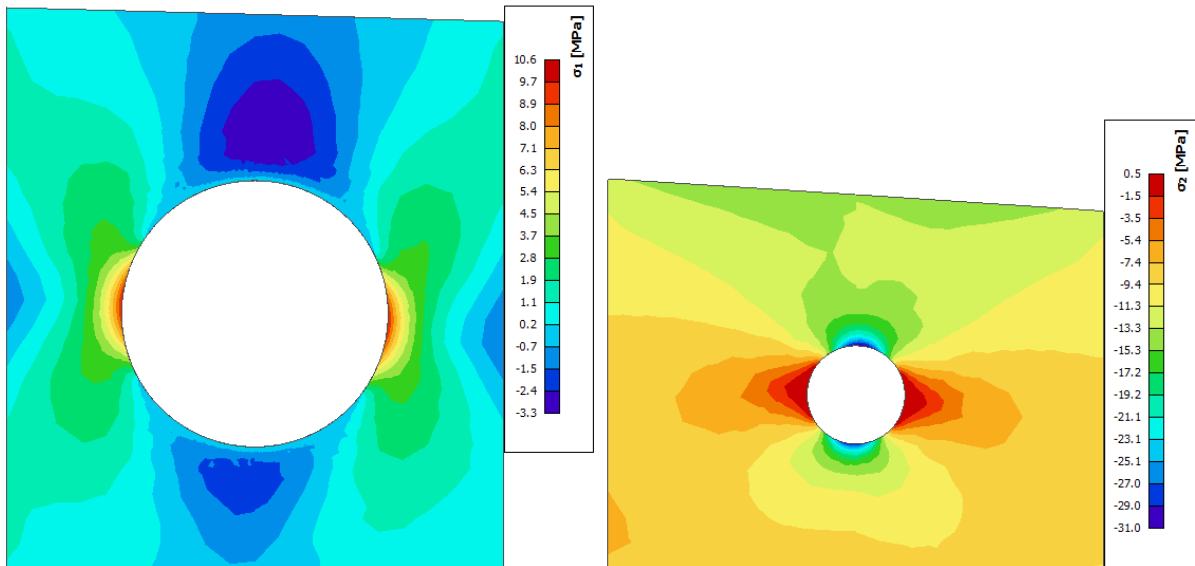
Obr. 52: Maximální napětí σ_1 a σ_2 pro častou kombinaci v době uvedení do provozu



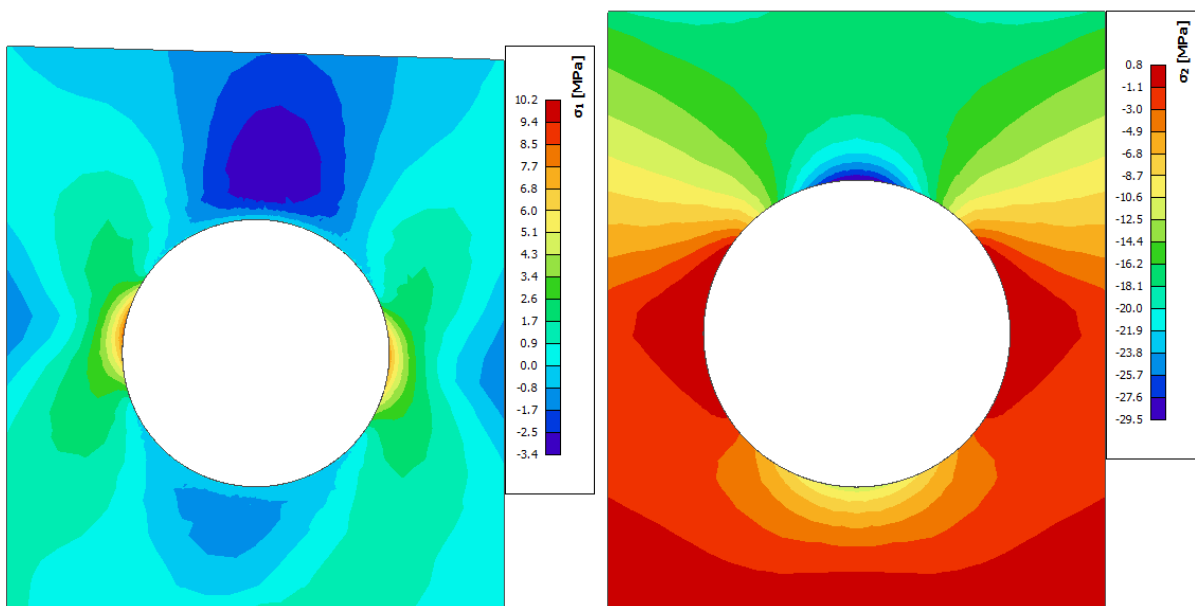
Obr. 53: Maximální napětí σ_1 a σ_2 pro charakteristickou kombinaci v době uvedení do provozu



Obr. 54: Maximální napětí σ_1 a σ_2 pro kvazistálou kombinaci na konci životnosti



Obr. 55: Maximální napětí σ_1 a σ_2 pro častou kombinaci na konci životnosti

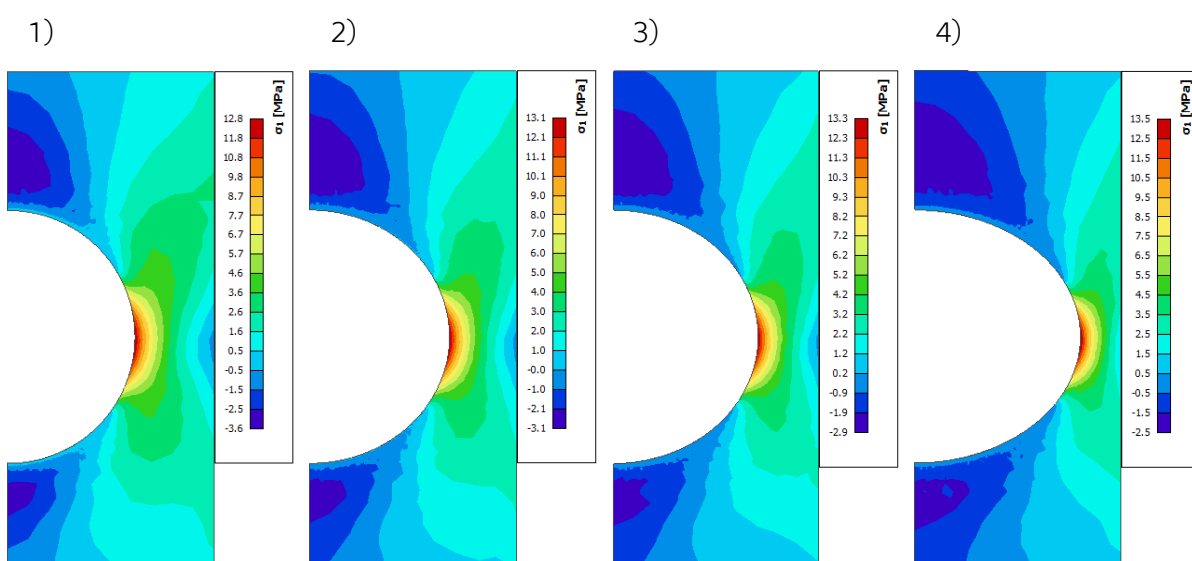


Obr. 56: Maximální napětí σ_1 a σ_2 pro charakteristickou kombinaci na konci životnosti

Z uvedených výsledků na Obr. 51 až Obr. 56 je dobře vidět snížení příčného tahu na okrajích otvorů vlivem snížení napětí v předpínací výztuži z důvodu ztrát předpětí. Maximální tahové napětí je při uvedení konstrukce do provozu 13,1 MPa, zatímco nejnižší tahové napětí je na konci životnosti o velikosti

10,2 MPa. Vliv na snížení příčných tahových napětí má také přetížení konstrukce. Lokální tahová napětí jsou při kvazistálé kombinaci větší než u charakteristické.

Kromě kruhového tvaru otvoru bylo zkoumáno i vliv eliptického otvoru na změnu lokálního tahového napětí. Hlavní osa elipsy byla zvolena vodorovná, rovnoběžná s podélným směrem konstrukce. Změna napětí při změně délky hlavní osy elipsy je na Obr. 57 a je zde vidět mírný nárůst příčných tahových napětí při vodorovném protažení otvoru. Z tohoto důvodu byly ponechány otvory s kruhovým tvarem.



Obr. 57: Porovnání tvaru otvoru na velikost tahových napětí

1) navržený otvor 2) h. osa zvětšena o 10 % 3) h. osa zvětšena o 15 % 4) h. osa zvětšena o 30 %

Tlaková napětí na konstrukci nepřekračují limitní hodnoty stanovené v Tab. 8, největší tlakové napětí -36,1 MPa vzniká od kvazistálé kombinace při uvedení konstrukce do provozu. Příčná tahová napětí působící na konstrukci v okolí otvorů jsou větší, než návrhová hodnota tahové pevnosti betonu ($f_{ctd}=7,9$ MPa). Proto se předpokládá s trhlinami u hrany otvoru a s přenosem tahových napětí i navrženou konstrukční výztuží kolem otvorů.

7.9 Posouzení konstrukce – MSÚ

Výpočet a posouzení konstrukce pro mezní stav únosnosti byl proveden metodou mezního přetvoření průřezu. Poloha neutrální osy se stanovila iterací ze silové podmínky rovnováhy v průřezu na základě návrhových pracovních diagramů jednotlivých materiálů. Zjednodušený pracovní diagram UHPC bez tahové větve se určil podle kapitoly 3.4. Posuzované průřezy jsou v nejvíce namáhaném místě uprostřed rozpětí a ve středu krajního segmentu s otvorem.

Protože je předpětí externí, přetvoření v předpínací výztuži nezávisí na přetvoření průřezu (viz kapitola 5). Z tohoto důvodu nebylo ve výpočtu uvažováno se spolupůsobením předpínací výztuže s konstrukcí. Přetvoření předpínací výztuže na mezi únosnosti bylo stanoveno z deformace konstrukce při mezním zatížení. Zjednodušeně bylo protažení předpínací výztuže spočteno z průhybu, respektive protažení, konstrukce od referenčního zatížení. Konstrukce byla zatížena referenčním zatížením, které způsobilo deformaci celé konstrukce. Deformovaná konstrukce byla exportována do AutoCADu, odkud bylo změřeno poměrné prodloužení předpínací výztuže. Z poměru přetvoření průřezu od zatížení referenčním zatížením a přetvoření průřezu konstrukce na mezi únosnosti bylo stanoveno výsledné protažení výztuže. Přesné určení přetvoření předpínací výztuže vlivem deformace konstrukce na mezi únosnosti by se stanovilo iterativně měněním zatížení vyvolující výsledný mezní stav a následným zjištěním protažení výztuže.

Dále se také ověřilo, jestli nedochází k prokluzu kabelu v místě deviátoru vlivem zvětšení předpínací síly od průhybu konstrukce. Porovnáno se napětí v předpínací výztuži na začátku a na konci deviátoru v počátečním stavu s napětím ve výztuži při mezním stavu únosnosti.

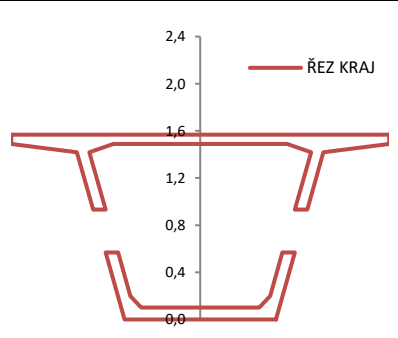
7.9.1 Návrhové síly pro posouzení ohybové únosnosti

Hodnoty součinitelů zatížení, redukčního součinitele a součinitele kombinace se stanovily podle ČSN EN 1990, příloha A2 (Tab. 4). Výsledné

posouzení bylo provedeno pro nejnepříznivější kombinaci z kombinací 6.10a a 6.10b v čase uvedení do provozu a na konci životnosti.

Průřez ve středu krajního segmentu s otvorem

Účinky ztrát předpětí				
Fáze výstavby	Čas	N	M	V
	[dny]	[kN]	[kNm]	[kN]
Betonáž	0	0,0	0,0	0,0
Předpětí	60	4938,8	0,0	0,0
Ostatní stálé zatížení	70	378,3	180,5	-1,5
Uvedení do provozu	90	186,7	89,1	-2,3
Konec životnosti	36500	1251,0	597,0	-11,5



Tab. 9: Účinky ztrát předpětí pro posouzení krajního průřezu

Zatěžovací stavy	N	M	V
	[kN]	[kNm]	[kN]
Vlastní tíha nosníku	0,0	6740,0	870,0
Ostatní stálé	0,0	441,0	56,2
Dav lidí	-88,9	3021,0	396,0
Předpětí	-15810,9	-6618,76	-323,8

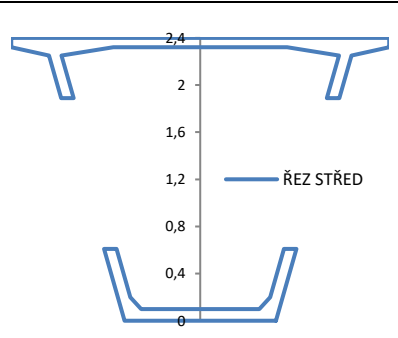
Tab. 10: Účinky zatížení v krajním průřezu

Uvedení do provozu					
Zatížení	M_F	-6349,2	7181,0	3021,0	0,0
Kombinace	6.10a	-6349,2	9694,4	1631,3	0,0
	6.10b	-6349,2	8240,2	4078,4	0,0
Návrhový moment	M_{ED} (6.10b)	5969,38 kNm			
Konec životnosti					
Zatížení	M_F	-5752,2	7181,0	3021,0	0,00
Kombinace	6.10a	-5752,2	9694,4	1631,3	0,00
	6.10b	-5752,2	8240,2	4078,4	0,00
Návrhový moment	M_{ED} (6.10b)	6566,38 kNm			

Tab. 11: Stanovení výsledného návrhového momentu pro krajní průřez

Průřez ve středu nosníku

Účinky ztrát předpětí				
Fáze výstavby	Čas	N	M	V
	[dny]	[kN]	[kNm]	[kN]
Betonáž	0	0,0	0,0	0,0
Předpětí	60	4843,7	0,0	0,0
Ostatní stálé zatížení	70	377,4	480,0	0,0
Uvedení do provozu	90	170,7	217,0	0,0
Konec životnosti	36500	1170,7	1490,0	0,0



Tab. 12: Účinky ztrát předpětí pro posouzení průřezu ve středu rozpětí

Zatěžovací stavy	N	M	V
	[kN]	[kNm]	[kN]
Vlastní tíha nosníku	0,0	19097,0	0,0
Ostatní stálé	0,0	1225,0	0,0
Dav lidí	-49,7	8556,0	1,6
Předpětí	-15853,1	-20160,5	0

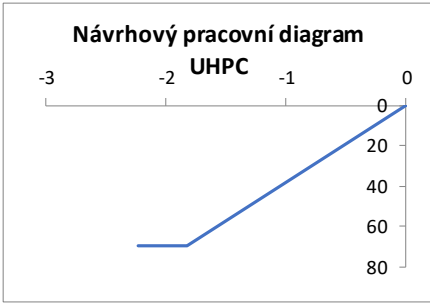


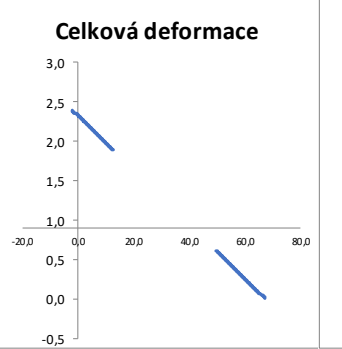

Tab. 13: Účinky zatížení v průřezu ve středu rozpětí

Uvedení do provozu					
Zatížení	M_F	-19463,5	20322,0	8556,0	0,0
Kombinace	6.10a	-19463,5	27434,7	4620,2	0,0
	6.10b	-19463,5	23319,5	11550,6	0,0
Návrhový moment	$M_{ED}(6.10b)$	15406,60 kNm			
Konec životnosti					
Zatížení	M_F	-17973,5	20322,0	8556,0	0,0
Kombinace	6.10a	-17973,5	27434,7	4620,2	0,0
	6.10b	-17973,5	23319,5	11550,6	0,0
Návrhový moment	$M_{ED}(6.10b)$	16896,60 kNm			

Tab. 14: Stanovení výsledného návrhového momentu pro průřez ve středu rozpětí

7.9.1 Stanovení mezní odolnosti průřezu

V Tab. 15. je uveden výpočet pouze pro výslednou únosnost průřezu ve středu rozpětí na konci životnosti. Výpočet zbylých únosností byl proveden obdobně. Celkové výsledné vypočtené hodnoty únosností jednotlivých průřezů jsou shrnuty a porovnány v Tab. 16.

Konec životnosti					
Beton					
Charakteristiky materiálu					
Tlak					
f_{ck}	110	MPa			
E_{cm}	49324	MPa			
γ_c	1,35	-			
α_{cc}	0,85	-			
f_{cd}	69,26	MPa			
$\epsilon_{cc,pl}$	$-1,8254 \cdot 10^{-3}$				
$\epsilon_{cc,u}$	$-2,2301 \cdot 10^{-3}$				
Tah					
f_{ctok}	14	MPa			
γ_c	1,5	-			
α_{cc}	0,9	-			
f_{ctod}	8,4	MPa			
k	0,9	-			
χ	0,85	-			
Předpínací výztuž					
Charakteristiky materiálu					
f_{pk}	1860	MPa			
$f_{p0,1k}$	1640	MPa			
γ_s	1,15	-			
E_p	195	GPa			
f_{pd}	1617,39	MPa			
$f_{p0,1d}$	1426,09	MPa			
$f_{p0,1d}/E_p$	$7,31 \cdot 10^{-3}$				
ϵ_{ud}	$20 \cdot 10^{-3}$				
$\epsilon_{ud}/\epsilon_{uk}$	0,9	-			
ϵ_{uk}	$22,22 \cdot 10^{-3}$				
$\sigma_{ud,c}$	1588,88	MPa			
Geometrie výztuže a počáteční napětí					
Řada	z	A	$\sigma_{poč}$	$\epsilon_{poč,celk}$	
	[m]	[mm ²]	[MPa]	[$\cdot 10^{-3}$]	
1	0,220	11400	1239,83	6,358	
Návrhový pracovní diagram UHPC					
					
Návrhový pracovní diagram předpínací výztuže					
					
Beton	$\epsilon_{celk,min} = -2,230 \cdot 10^{-3}$	$\geq -2,23 \cdot 10^{-3}$			
Před. výztuž	$\epsilon_{celk,max} = 7,083 \cdot 10^{-3}$	$\leq 20 \cdot 10^{-3}$			
Přetvoření předpínací výztuže vlivem průhybu		$0,724 \cdot 10^{-3}$			
Přírůstek napětí		141,271 MPa			
Přírůstek na mezi únosnosti		Celková deformace		Napětí na mezi únosnosti	
					
Poloha neutrální osy	$z_{N,0} =$	2,323 m	Typ předpětí: bez soudržnosti		
Rovnováha sil	$\Sigma F =$	0,000 kN	bez tažené oblasti		
Betonový průřez	$F_{cu,celkem} =$	-15744,55	Předpínací výztuž	$F_{pu,celkem} =$	15744,55
	$M_{cu} =$	796,58 kNm		$M_{pu} =$	33111,36 kNm
$M_{Rd} =$	33907,9 kNm	\geq	16896,6 kNm	Využití	49,83%

Tab. 15: Mezní únosnost průřezu ve středu rozpětí na konci životnosti

Průřez	Fáze	M_{ed} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	$Z_{n.o.}$ [m]	Využití
Krajní	Uvedení do provozu	5969,4	23522,2	1,493	25,4 %
	Konec životnosti	6566,4	18542,4	1,500	35,4 %
Střed	Uvedení do provozu	15406,6	35090,3	2,320	43,9 %
	Konec životnosti	16896,6	33907,9	2,323	49,8 %

Tab. 16: Porovnání vypočtených únosností jednotlivých průřezů

Z výše uvedených výsledků je jasné, že konstrukce v mezním stavu spolehlivě vyhoví. Největší zatížení je na konci životnosti uprostřed rozpětí o velikosti 16 897 kNm, což odpovídá 50 % využití průřezu.

Fáze	Poloha	Nárůst napětí vlivem průhybu [MPa]	Počáteční napětí [MPa]	Výsledné napětí [MPa]
Uvedení do provozu	20,5	140,8	1339,9	1480,7
	21,5	141,2	1343,1	1484,3
	48,5	141,2	1343,1	1484,3
	49,5	140,8	1346,0	1486,8
Konec životnosti	20,5	141,6	1238,9	1380,5
	21,5	141,3	1241,9	1383,2
	48,5	141,3	1241,9	1383,2
	49,5	140,9	1243,5	1384,5

Tab. 17: Výsledná napětí před a za deviátory pro ověření prokluzu

Z Tab. 17 je vidět, že k prokluzu předpínacích kabelů v deviátorech vlivem nárůstu napětí v mezním stavu únosnosti nedochází. Napětí před průhybem jsou ve stejné rovnováze s napětím po průhybů

7.10 Protlačení desky

Uvažované zatížení pro posouzení protlačení desky je zatížení obslužným vozidlem uvedené v kapitole 7.4.2. Posouzení protlačení se provede podle

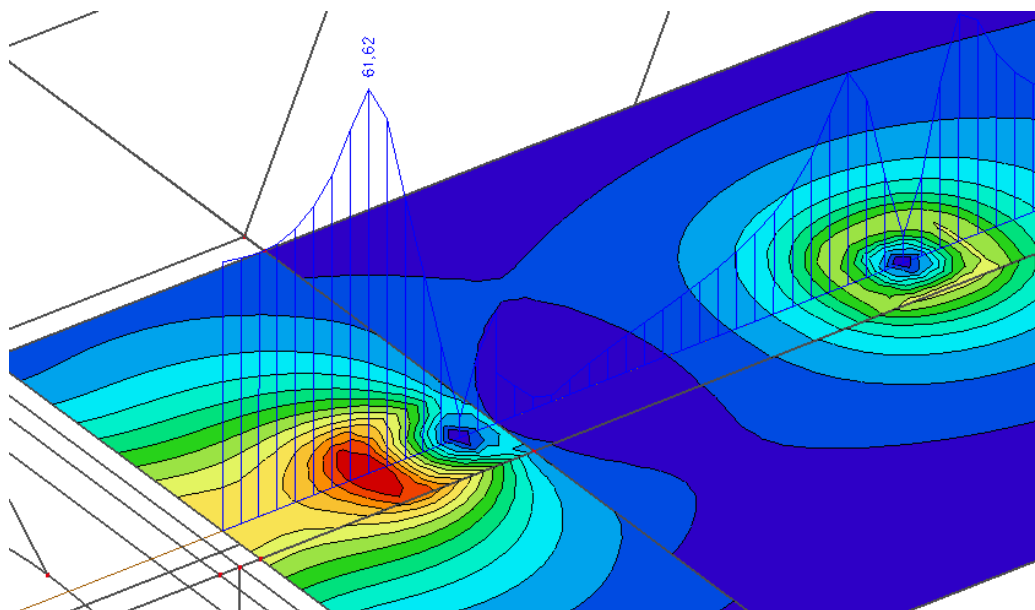
doporučení uvedené v kapitole 3.5. Protože působení zatížení je lokální krátkodobé, součinitel zatížení γ_{cf} se uvažuje hodnotou 1,5. Maximální smyková únosnost se tedy spočítá následovně.

$$\sigma_{pf} = \alpha_{ct} \times \sigma_{pf0k} / \gamma_{cf} = 0,85 \times 8,5 / 1,5 = 4,82 \text{ MPa}$$

$$V_u = b_w \times h \times \cot\theta \times \sigma_{pf} = 1 \times 0,08 \times 1 \times 4,82 = 0,385 \text{ MN/m}$$

Maximální působící smyková síla vychází u kraje desky 61,62 kN/m (Obr. 58). Porovnáním obou sil vychází únosnost desky na protlačení dostačující.

$$385 \text{ kN/m} > 61,62 \text{ kN/m}$$



Obr. 58: Maximální smyková síla od obslužného vozidla

7.11 Dynamické posouzení konstrukce

Navržená lávka je velice subtilní a je zde riziko, že bude citlivá na dynamické buzení při přechodu chodců. Kritická oblast frekvencí pro svislé kmitání je od 1,3 Hz do 4,6 Hz. Pro vodorovné kmitání hlavní nosné konstrukce v příčném směru je kritická oblast mezi 0,5 – 1,2 Hz, případně 2,6 – 3,4 Hz.

V případě, že některá z vlastních frekvencí leží ve zmíněných kritických oblastech, je nutné provést podrobnější dynamickou analýzu, která spočívá v odhadu tlumení konstrukce a výpočtu vynuceného kmitání od chodců. V analýze se má ověřit, že svislé a vodorovné zrychlení je v přípustných mezích, nedojde k riziku vzniku „lock-in“ efektu a vynucené kmitání od úmyslného rozkmitání nezpůsobí poruchu nebo havárii lávky. [30]

Efekt „lock-in“ vzniká při synchronizaci chodců s vodorovným kmitáním konstrukce. Tento jev byl poprvé pozorován při otevření lávky Millenium Bridge v Londýně. Kontrolu vzniku „lock-in“ efektu lze provést vyhodnocením vodorovného zrychlení při buzení příčného vlastního tvaru. Interval pro spuštění „lock-in“ efektu je od 0,1 – 0,15 m/s². Pro vyloučení tohoto rizika je nutné zajistit, aby maximální vodorovné zrychlení vyvolané příčným kmitáním nepřekročilo hodnotu 0,1 m/s². [32]

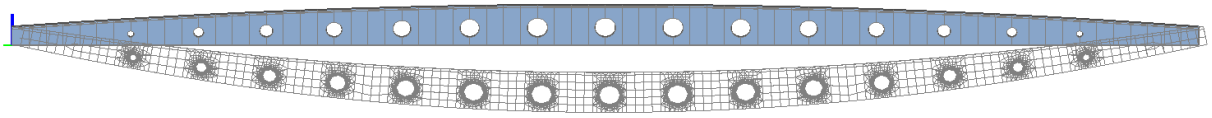
Třída pohody	Svislé zrychlení [m/s ²]	Vodorovné zrychlení [m/s ²]
Vysoká	≤ 0,50	≤ 0,10
Normální	≤ 0,70	≤ 0,20
Nízká	≤ 1,00	≤ 0,40

Tab. 18: Třídy pohody lávek pro chodce [30]

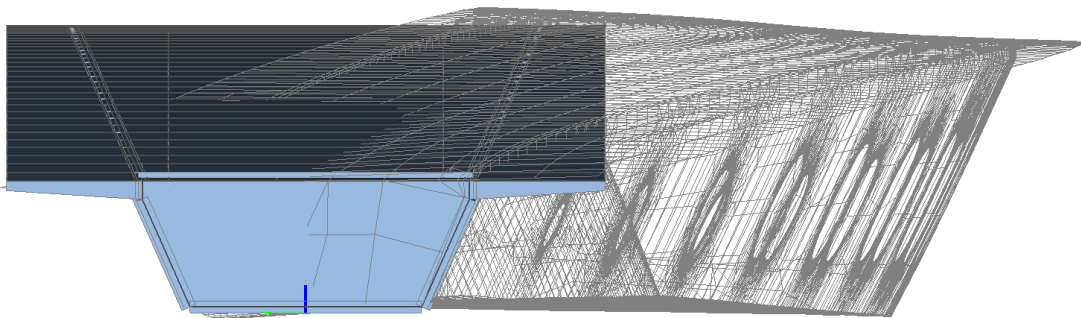
Velice jednoduše lze odhadnout první vlastní frekvenci v závislosti na délce největšího pole podle vzorce $100/L$, kde L je délka největšího pole. [33] Podle tohoto zjednodušeného výpočtu vychází 1. vlastní frekvence 1,45 Hz a lze předpokládat, že lávka bude náchylná na buzení od chodců.

7.11.1 Vlastní tvary kmitání

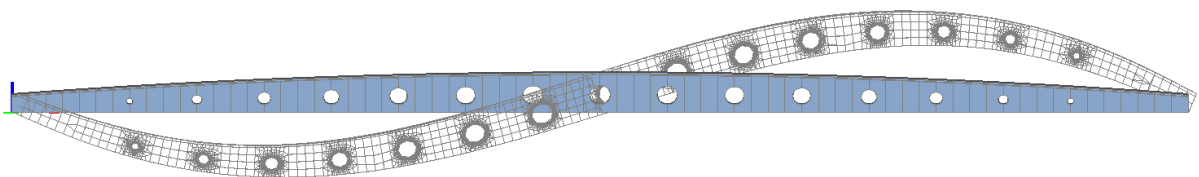
Pro zjištění nutnosti podrobnější dynamické analýzy, bylo v programu SCIA Engineer vypočteno prvních pět vlastních frekvencí a vlastních tvarů kmitání.



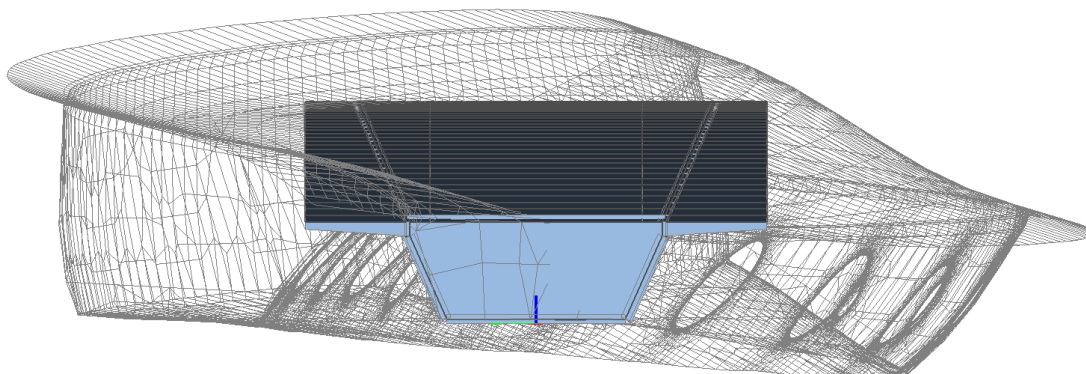
Obr. 59: 1. vlastní tvar, $f = 1,13$ Hz, 1. tvar svislého ohybového kmitání



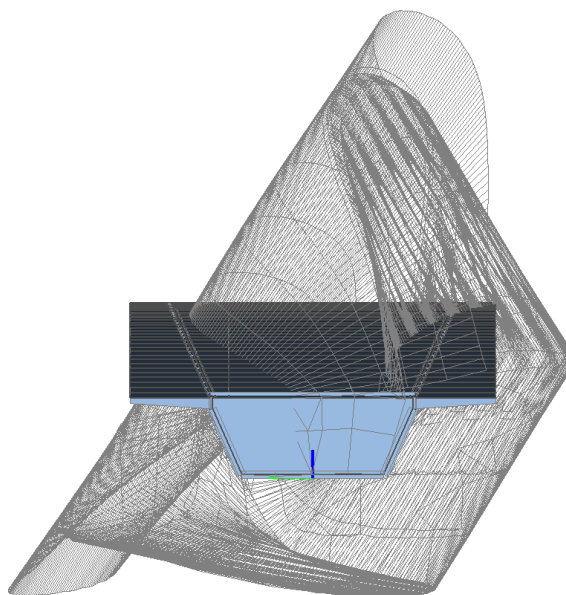
Obr. 60: 2. vlastní tvar, $f = 2,25$ Hz, 1. tvar vodorovného příčného kmitání



Obr. 61: 3. vlastní tvar, $f = 3,95$ Hz, 2. tvar svislého ohybového kmitání



Obr. 62: 4. vlastní tvar, $f = 7,37$ Hz, 2. vlastní tvar vodorovného příčného kmitání



Obr. 63: 5. vlastní tvar, $f = 7,90$ Hz, 1. vlastní tvar torzního kmitání

Z uvedených výsledků je rizikový 3. vlastní tvar, odpovídající 2. tvaru svislého ohybového kmitání s frekvencí 3,95 Hz. Pro tento vlastní tvar je dále provedena dynamická analýza

7.11.2 Ověření maximálního zrychlení konstrukce

Na začátku je nejdříve nutné stanovit předpokládanou intenzitu provozu, podle které jsou vypočítány harmonické budící síly. Z těchto sil jsou určeny hodnoty zrychlení při pohybu chodců po lávce.

Uvažovaná třída provozu je „Hustý“ podle NA.8 ČSN EN 1991-2. Podle této třídy je intenzita provozu 0,5 os/m². Eurokód nestanovuje zatížení lávek pro pěší účinkem chodců, výsledné zatížení bylo spočteno dle JRC [34].

Podrobná dynamická analýza byla provedena na modelu vytvořeném v programu Midas Civil. Ověření stejného chování obou modelů ve SCIA Engineer a Midas Civil bylo provedeno porovnáním vlastních tvarů a vlastních frekvencí. Z Tab. 19 vyplývá, že jsou modely velmi podobné a drobné odchylky mezi výsledky jsou zřejmě způsobeny hustotou sítě konečných prvků.

Vlastní tvar	SCIA Engineer	Midas Civil
1.	1,13	1,12
2.	2,25	2,30
3.	3,95	3,90
4.	7,37	7,23
5.	7,90	8,13

Tab. 19: Porovnání vlastních tvarů a vlastních frekvencí mezi SCIA Engineer a MIDAS Civil

Model zatížení pro stanovení dynamické odezvy konstrukce je uvažován rovnoměrným harmonickým zatížením $p(t)$ [N/m²] představující dav n lidí rozmístěných po celé ploše lávky. [34]

$$p(t) = P \times \cos(2\pi f_s t) \times n' \times \psi \quad [\text{N/m}^2]$$

Kde P [N].....je síla vyvozená jedním chodcem

f_s [Hz].....je frekvence lidského kroku totožná s vyšetřovanou vlastní frekvencí

n' [m⁻²].....je ekvivalentní počet chodců na pochozí ploše lávky

$\psi [-]$je redukční koeficient zahrnující pravděpodobnost synchronizace frekvence lidského kroku s vlastními frekvencemi lávky

$P \cdot \cos(2 \pi f_s t)$je harmonické zatížení způsobené jedním chodcem

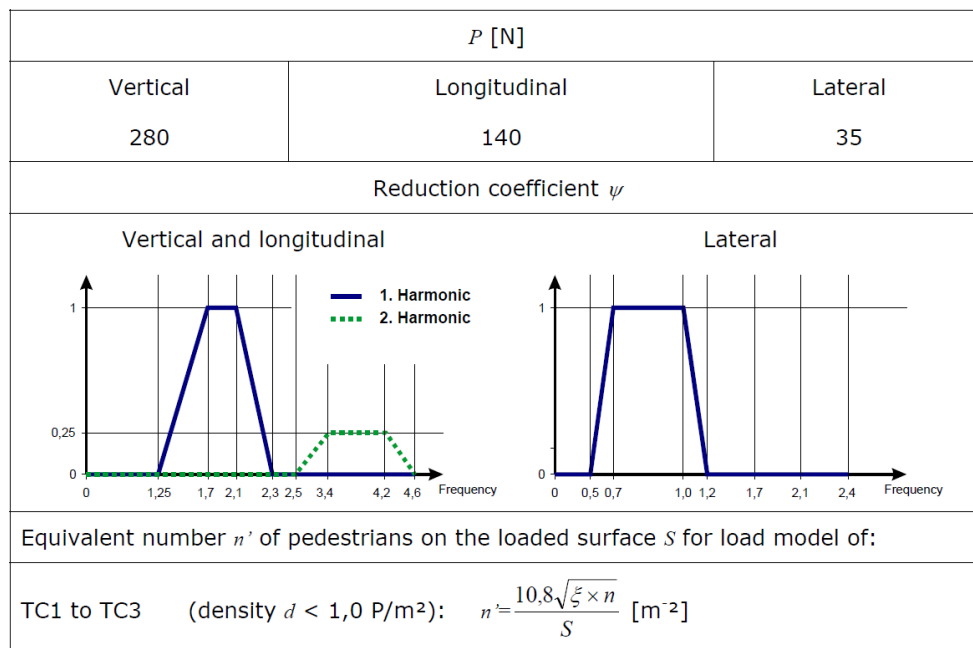
Tlumení konstrukce se uvažovalo pro Rayleighovo tlumení. Poměrný útlum byl zvolen 0,3 %. To odpovídá nejnižší hodnotě pro spřažený ocelobetonový most podle metodiky JRC [34]. Redukční součinitel byl získán z Obr. 64.

VI. tvar	P [N]	f [Hz]	ξ [%]	d [os/m ²]	S _{celk} [m ²]	S _F [m ²]	n (S×d)	n'	ψ	p [N/m ²]	F [N]
3.	280	3,90	0,3	0,5	308	161	154	0,06	0,25	2,582	2,969

Tab. 20: Parametry pro dynamickou analýzu

Obálka maximálních zrychlení bodů konstrukce je na Obr. 65 a graf v bodě maximálního zrychlení je na Obr. 66.

Výsledné harmonické zatížení bylo rozpočítáno do uzlů konstrukce. Celkový přehled použitých parametrů je v Tab. 20.

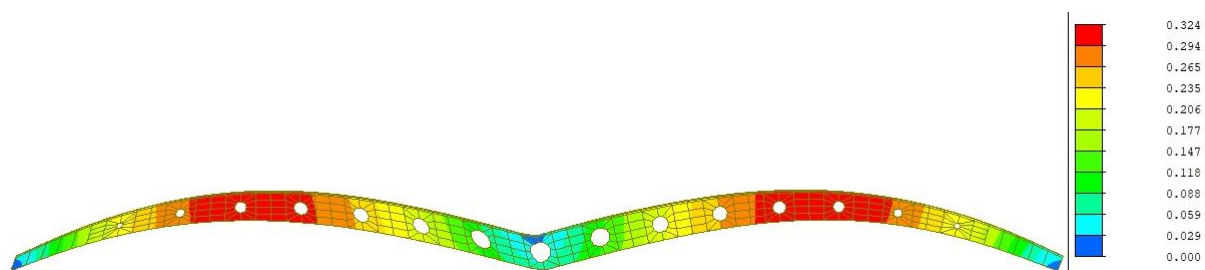


Obr. 64: Výpočet hodnoty redukčního součinitele podle JRC [34]

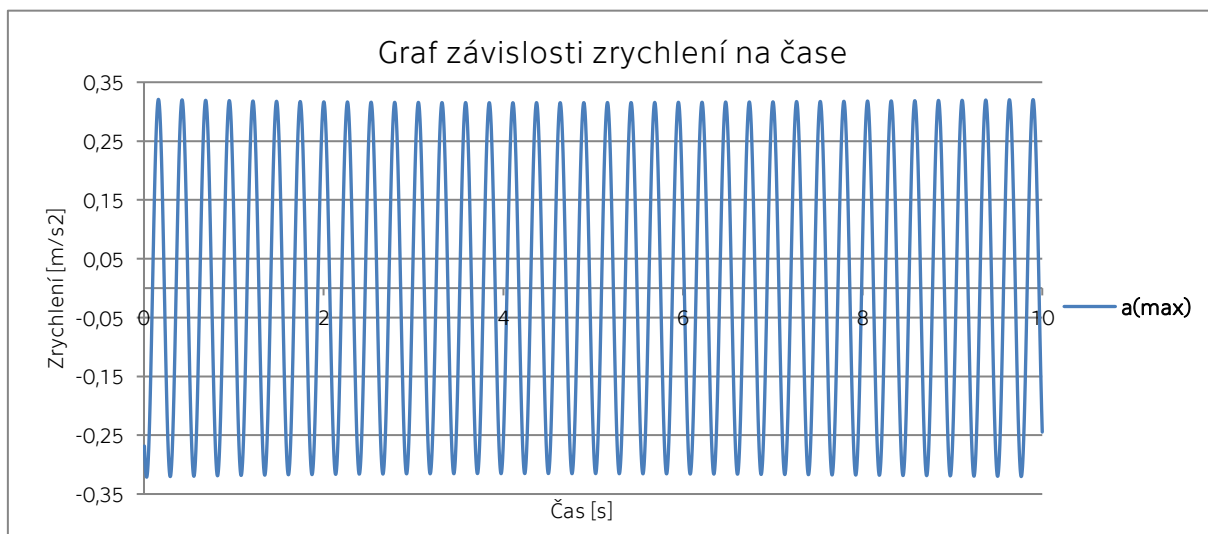
VI. tvar	P [N]	f [Hz]	ξ [%]	d [os/m ²]	S _{celk} [m ²]	S _F [m ²]	n (S×d)	n'	ψ	p [N/m ²]	F [N]
3.	280	3,90	0,3	0,5	308	161	154	0,06	0,25	2,582	2,969

Tab. 20: Parametry pro dynamickou analýzu

Obálka maximálních zrychlení bodů konstrukce je na Obr. 65 a graf v bodě maximálního zrychlení je na Obr. 66.



Obr. 65: Obálka zrychlení jednotlivých bodů konstrukce



Obr. 66: Graf v bodě maximálního zrychlení

Porovnáním maximálního zrychlení s třídou pohody podle normy vychází třída pohody „Vysoká“.

$$a_{\max} = 0,324 \text{ m/s}^2 \leq a_{\text{lim}} = 0,5 \text{ m/s}^2$$

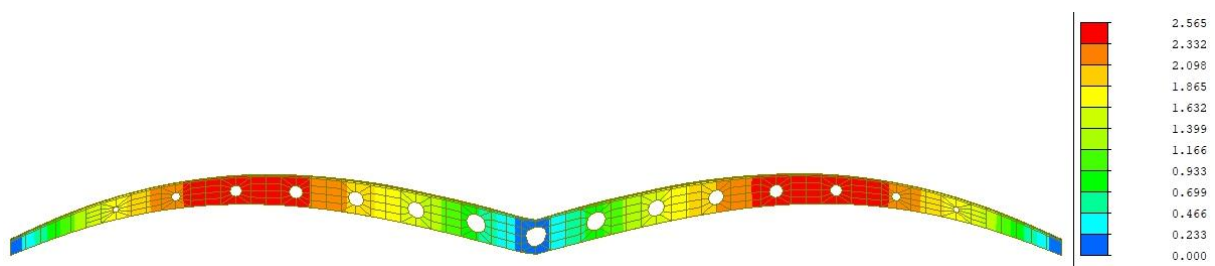
Dále se ověřil účinek skupiny vandalů na konstrukci. Bylo uvažovaná skupina 10 lidí úmyslně rozkmitávající konstrukci. Tíha jednoho člověka se

uvažovala 700 N. Protože při dosažení zrychlení $1/2g$ se stává pohyb po konstrukci nemožným, zatížení se redukovalo hodnou $1/2g \approx 4,9 \text{ m/s}^2$. Zatížení bylo umístěno do míst s největší výchylkou vždy po 5 lidech.

VI. tvar	P [N]	f [Hz]	ξ [%]	d [os/m ²]	n'	ψ	P [N]
3.	350	3,90	0,3	1	1	1	283

Tab. 21: Parametry pro ověření zatížením vandaly

Maximální zrychlení bodů konstrukce způsobené vybuzením skupinou vandalů rozmístěných místech největší výchylky pro 3. vlastní tvar je Obr. 67. Maximální zrychlení vychází $2,565 \text{ m/s}^2$.



Obr. 67: Obálka maximální zrychlení vlivem buzení vandaly

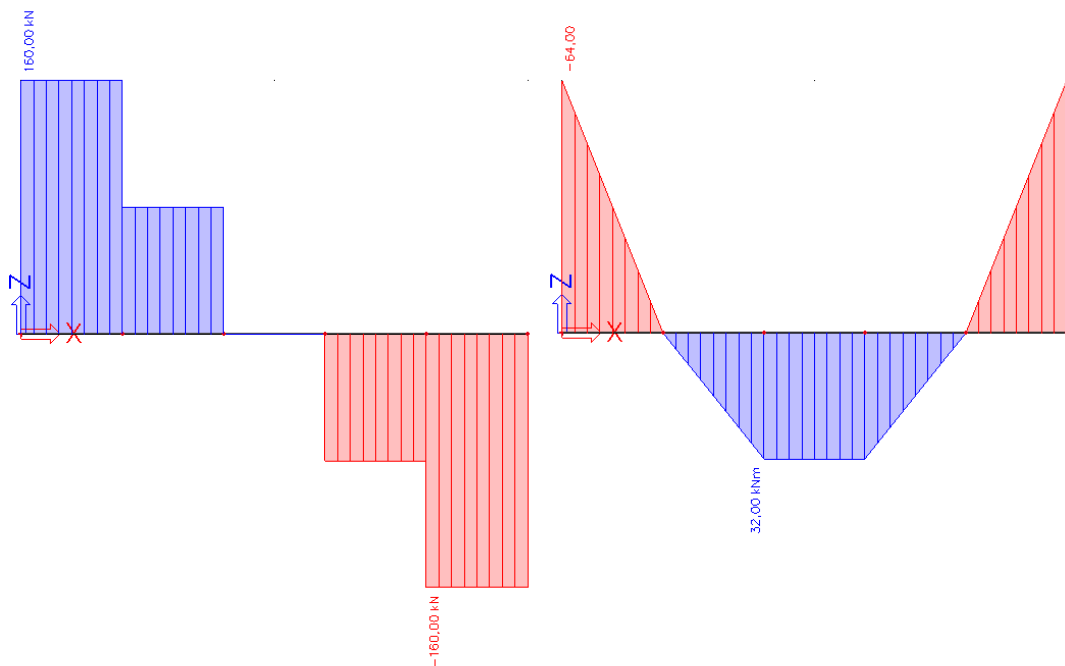
Z výsledků vyplývá, že konstrukce pro běžný stav zcela vyhovuje. To dokazuje vypočtená třída pohody „Vysoká“ pro běžný provoz konstrukce. U zatížení vandalů vychází sice zrychlení kolem $2,6 \text{ m/s}^2$, ale pro tento stav by se museli vandalové rozmístit do míst s maximální výchylkou pro 3. vlastní tvar (vzdálených od sebe přibližně 38 m) a zároveň by museli vyvodit společný synchronizovaný pohyb. Kombinace všech nutných předkladů pro vybuzení takového zrychlení se zdá být velice nepravděpodobná. Riziko „lock-in“ efektu nehrozí, protože vodorovné zrychlení způsobené svislým kmitáním je velmi malé, přibližně $0,002 \text{ m/s}^2$.

7.12 Posouzení deviátorů

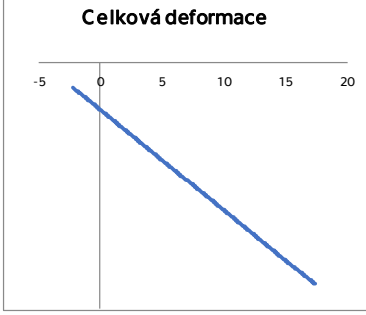
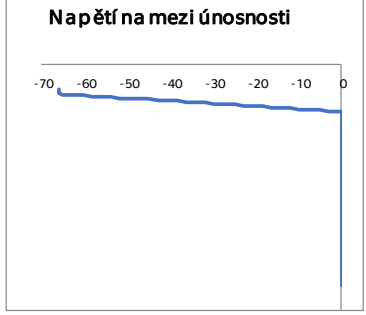
Deviátor byl uvažován jako oboustranně vetknutý nosník s rozměry 0,16×1×2 m zatížený 4 bodovými silami o velikosti 80 kN. Zatížení je získané z rozkladu sil z napětí v předpínací výztuži. Návrh výztuže a posouzení smykové a momentové únosnosti bylo provedeno podle ČSN EN 1992-1-1 [35].

Maximální síly od bodového zatížení: $M_{\max} = -64 \text{ kNm}$
 $V_{\max} = 160 \text{ kN}$

Vodorovná výztuž byla navržena ve dvou řadách $\text{Ø}16$ à 250 mm. Svislá výztuž je $\text{Ø}12$ à 125 mm.



Obr. 68: Průběh sil pro posouzení deviátoru

OHYBOVÁ ÚNOSNOST DEVIÁTORU			
Beton			
Charakteristiky materiálu			
Tlak			
f_{ck}	110	MPa	
γ_c	1,5	-	
α_{cc}	0,9	-	
f_{cd}	66	MPa	
$\epsilon_{cc,pl}$	$-1,83 \cdot 10^{-3}$		
$\epsilon_{cc,u}$	$-2,23 \cdot 10^{-3}$		
Betonářská výztuž			
Charakteristiky materiálu			
$f_{yk,c}$	-500	MPa	
$f_{yk,t}$	500	MPa	
γ_s	1,15	-	
$f_{yd,c}$	-434,78	MPa	
$f_{yd,t}$	434,78	MPa	
E_s	200	GPa	
$\epsilon_{uk,c}$	$-50 \cdot 10^{-3}$		
$\epsilon_{uk,t}$	$50 \cdot 10^{-3}$		
$\epsilon_{ud,c}/\epsilon_{uk,c}$	0,9	-	
$\epsilon_{ud,t}/\epsilon_{uk,t}$	0,9	-	
$k = f_c/f_{y,c}$	1,08	-	
$k = f_t/f_{y,t}$	1,08	-	
$f_{yd,c}/E_s$	$-2,17 \cdot 10^{-3}$		
$f_{yd,t}/E_s$	$2,17 \cdot 10^{-3}$		
$\epsilon_{ud,c}$	$-45 \cdot 10^{-3}$		
$\epsilon_{ud,t}$	$45 \cdot 10^{-3}$		
$\sigma_{ud,c}$	-465,9	MPa	
$\sigma_{ud,t}$	465,9	MPa	
Beton		Betonářská výztuž	
$17,4 \cdot 10^{-3}$	\leq	$100 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{celk,max} = 16,4 \cdot 10^{-3} \leq 45 \cdot 10^{-3}$
$-2,2 \cdot 10^{-3}$	$=$	$-2 \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{celk,min} = 5,5 \cdot 10^{-3} \geq -45 \cdot 10^{-3}$
 <p style="text-align: center;">Celková deformace</p>		 <p style="text-align: center;">Napětí na mezi únosnosti</p>	
Poloha neutrální osy Silová podmínka rovnováhy $M_{Rd} = 72,0 \text{ kNm}$		$z_{N,0} = 0,142 \text{ m}$ $\Sigma F = 0,000 \text{ kN}$ $\geq M_{Ed} = 64,0 \text{ kNm}$	

Tab. 22: Posouzení ohybové únosnosti deviátoru

SMYKOVÁ ÚNOSNOST DEVIÁTORU		
Rozměry průřezu		
Výška	$h =$	0,16 m
Min. šířka	$b_w =$	1 m
Ohybová výztuž		
Krytí	$c =$	0,055 m
Profil	$\varphi =$	20 mm
Množství	$n =$	5 ks
Statická výška	$d =$	0,095 m
Rameno vnitřních sil	$z =$	0,0855 m
Beton		
Char. pevnost	$f_{ck} =$	110 MPa
souč. materiálu	$\gamma_c =$	1,5 -
Red. souč. v tlaku	$\alpha_{cc} =$	0,9 -
Návrh. pevnost	$f_{cd} =$	66 MPa
Souč. smyk. pev.	$v_1 =$	0,336 -
Sklon tlačných diagonál $\cotg\theta =$ 1,5 -		
Únosnost ve smyku bez smykové výztuže		
Součinitel tl. prvku	$k =$	2,451 -
St. vyztužení ohyb. výztuž	$\rho_l =$	0,00661 -
Prům. napětí od předpětí	$\sigma_{cp} =$	0,65 MPa
$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \times k \times (1000\rho_l \times f_{ck})^{1/3} + k_1 \times \sigma_{cp}] \times b_w \times d \geq v_{min} \times b_w \times d$		
		$V_{Rd,c1} =$ 125,83 kN
		$V_{Rd,c,min} =$ 143,00 kN
		$V_{Rd,c} =$ 143,00 kN
Únosnost tlačné diagonály		
Průměrné napětí od předpětí	$\sigma_{cp} =$	0,00 MPa
Součinitel napětí v tl. pásu	$\alpha_{cw} =$	1,00 -
$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd} \times \cotg\theta / (1 + \cotg2\theta)$		
		$V_{Rd,max} =$ 875,10 kN
Únosnost smykové výztuže		
Třmeny		
		$A_{sw} =$ 452,389 mm ²
		$\rho_{w,s} =$ 0,00362
		$V_{Rd,s} = A_{sw} \times z \times f_{ywd} \times \cotg\theta / s$
		$V_{Rd,s} =$ 201,805 kN
$\rho_{w,b} =$ 0,00362 -		\geq
		$\rho_{w,min} =$ 0,00168 -
Celková únosnost prvku na smyk		
$V_{Rd,s} =$ 201,80 kN		$>$
		$V_{ed,max,b} =$ 160,00 kN
Vyhovuje		

Tab. 23: Posouzení smykové únosnosti deviátoru

7.13 Návrh mostních ložisek a závěrů

Návrh závěrů

Závěry jsou navrženy na dilatační posuny způsobené teplotou a průhyby konstrukce podle normy ČSN EN 1991-1-5 [36]. Součinitel teplotní roztažnosti byl předpokládán hodnotou $\alpha_T = 1,1 \times 10^{-5}$ podle [15].

Konstrukce je 3. typu, betonová nosná konstrukce. Doporučená hodnota T_0 je 10 °C. Hodnoty maximálních a minimálních stupňů ve stínu se získaly z teplotních map. Protože neznám teplotu v čase výstavby lávky, zvětšuji ještě teplotu o 20 °C.

$$T_{\min} = -30,1 \text{ °C}$$

$$T_{\max} = 40 \text{ °C}$$

$$T_{e,\min} = -25 \text{ °C}$$

$$T_{e,\max} = 42 \text{ °C}$$

$$T_0 = 10 \text{ °C}$$

$$\Delta T_{N,\text{noc}} = T_0 - T_{e,\min} - 20 = -10 + (-25) - 20 = -55 \text{ °C}$$

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 - 20 = 42 - 10 + 20 = 52 \text{ °C}$$

→ Návrh na teplotu $\pm 55 \text{ °C}$.

Výsledný maximální posun od teploty je 42,4 mm. Maximální posuny od průhybů vychází 11,7 mm. Celkový rozsah posunů po zaokrouhlení je 60 mm.

Navržený kobercový závěr je od firmy Reisner-Wolf typ M 100.

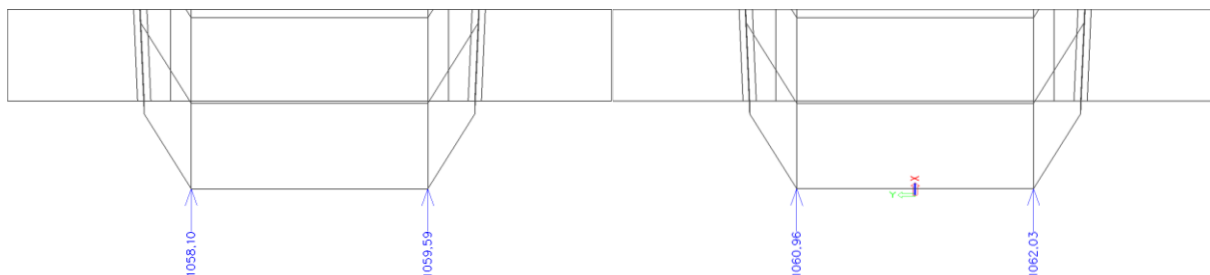
Návrh ložisek

Maximální reakce působící na podpory jsou všechny přibližně stejně velké a po zaokrouhlení nahoru ložiska navrhuji na maximální sílu o velikosti 1070 kN (Obr. 69).

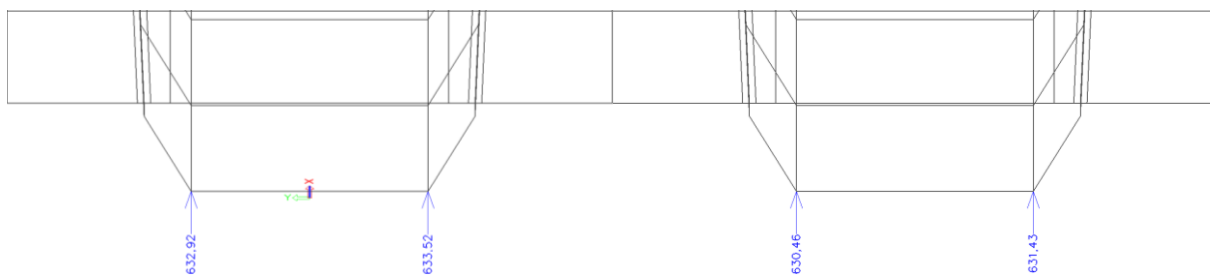
Navržené ložisko je elastomerové od firmy FREYSSINET 200x350x52/37 typ B.

Dále ložisko musí splňovat maximální únosnost a zároveň i minimální napětí působící na ložisko musí být větší než 3 MPa pro zachování jeho

funkčnosti bez nutnosti kotvení k nosné konstrukce. Minimální zatížení působící na ložisko je přibližně 630 kN (Obr. 70). Napětí působící na jedno ložisko způsobené minimální silou je 9 MPa. Navržené ložisko splňuje maximální i minimální hodnoty zatížení.



Obr. 69: Maximální síly působící na ložiska

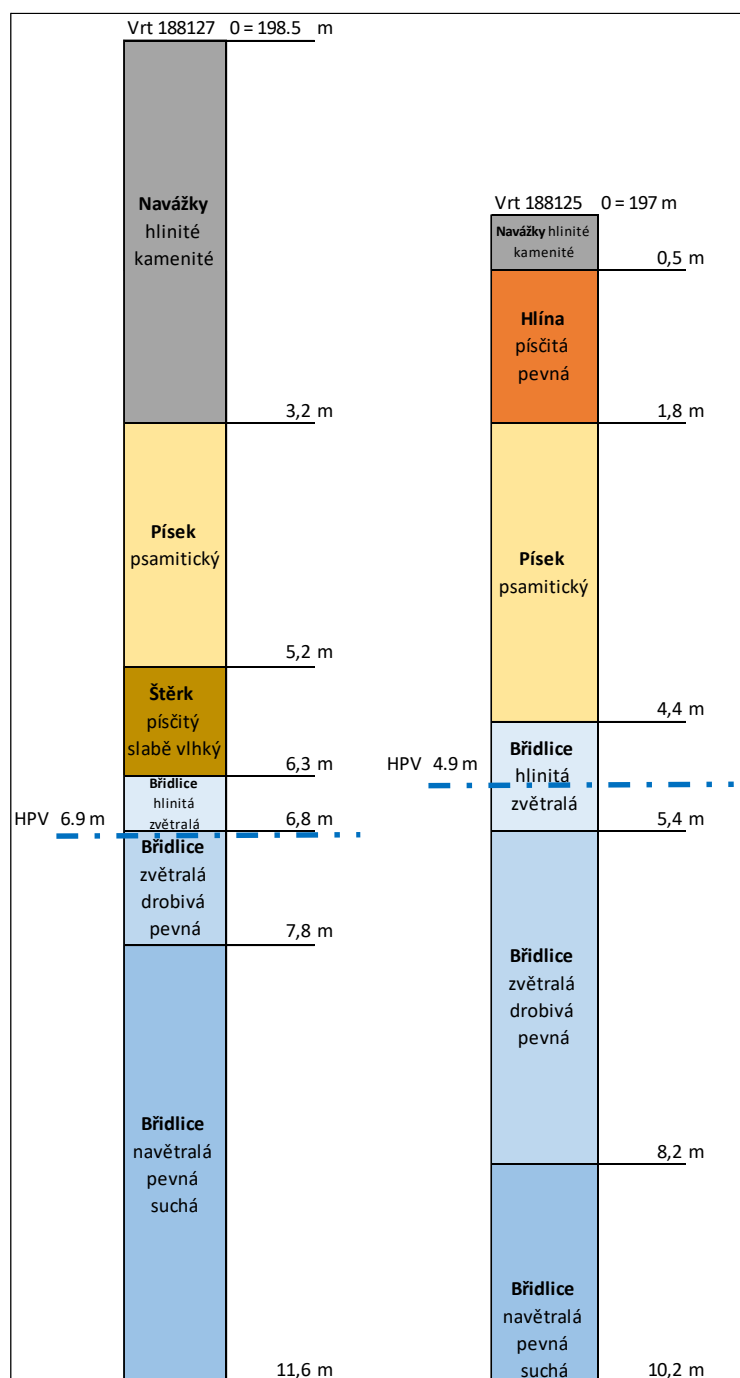


Obr. 70: Minimální reakce působící na ložiska

8 Návrh spodní stavby a založení

8.1 Geologie území

Pro návrh založení bylo získáno z Databáze geologicky dokumentovaných objektů České republiky popis sond, nacházející se v blízkosti budoucí stavby. Zjednodušený profil vrtu vytvořený z geologické databáze je na Obr. 71. Zatřídění zemin se stanovilo podle ČSN EN 73 1001 a je v Tab. 24. [37]



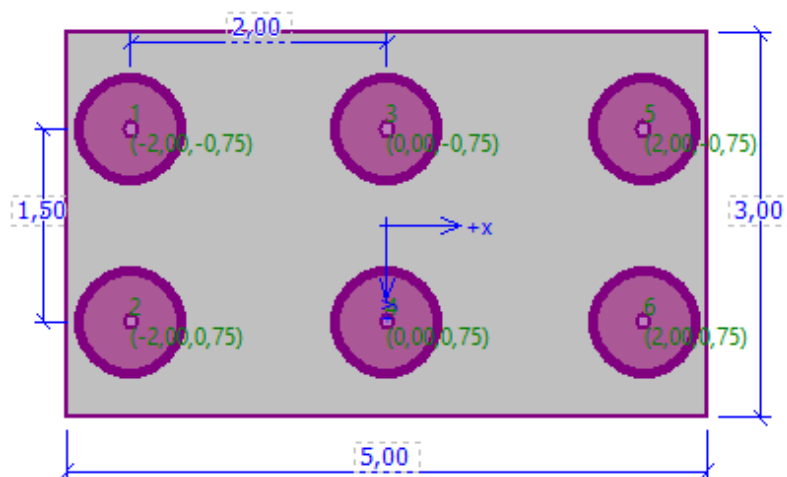
Obr. 71: Zjednodušený profil vrtů v místě stavby lávky

0 – 1,8 m	Hlína písčitá	F3 – MS	
	v	0,35	kN/m ³
	β	0,62	kN/m ³
	γ	18	kN/m ³
	E_{def}	6	MPa
	c_{ef}	12	KPa
	φ_{ef}	27	°
1,8 – 10 m	Písek	S3 – S-F	
	v	0,3	kN/m ³
	γ	18	kN/m ³
	I_D	0,7	
	E_{def}	17	MPa
	φ_{ef}	30	°
	c_{ef}	0	KPa
Hladina podzemní vody		6,5	m

Tab. 24: Návrhové parametry zemin pro výpočet založení

8.2 Návrh pilotového základu

Výpočet pilotového základu byl proveden v programu GEO5 Skupina pilot. Navržených pilot je 6 s délkou 10 m a průměrem 0,8 m. Rozměry základové desky jsou 5×3×1 m. Třída betonu pro piloty a opěru byla vybrána shodně C30/37.



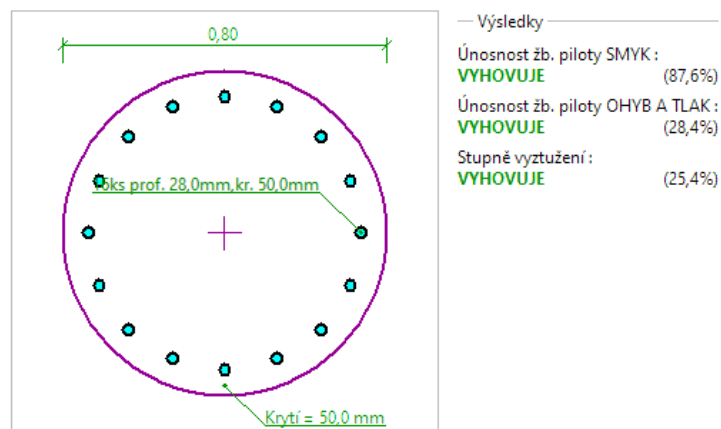
Obr. 72: Rozměry základové desky

Návrh zatížení

Kombinační součinitel pro zatížení zemním tlakem (ČSN EN 1997)				$\gamma_z =$	1,2	
Pro stálé zatížení				$\gamma_G =$	1,35	
Svislé zatížení		A [m ²]	D [m]	V [m ³]	F [kN]	F* γ [kN]
G1	Základ	3,10	5,00	15,50	387,50	523,13
G2	Dřík	4,54	5,00	22,70	567,50	766,13
G3	Křídlo	22,80	0,50	11,40	285,04	384,81
G4	Závěrná zídka	0,55	5,00	2,74	68,53	92,51
Z _{A1}	Tíha zeminy na rubu základu	2,23	4,00	8,92	178,40	214,08
Z _{A2}	Tíha zeminy na líci základu	1,60	4,00	6,40	128,00	153,60
R _Q +R _G	Reakce od zatížení nosné konstrukce					2140
Vodorovné zatížení						F [kN]
H _Q	Reakce od zatížení nosné konstrukce					133,3
H _L	Vratné síly					41,5
			h	F [kN/m ²]	F[kN/m]	F* γ [kN/m]
H _G	Zatížení rubu opěry		5,70	57,00	285,00	342,00
Výsledné zatížení základu						
H _y	1081,1					kN
N	3668,53					kN
M _y	1585					kNm

Tab. 25:Návrhové hodnoty zatížení pro výpočet pilotového základu

Výsledné zatížení základu bylo získáno ze samostatného výpočtového modelu opěry zatížené svislými a vodorovnými silami podle Tab. 25. Výsledné posouzení pilot a návrh výztuže je na Obr. 73 a Obr. 74.



Obr. 73:Posouzení a návrh výztuže piloty

Maximální vnitřní síly (všechna zatížení)

Maximální tlaková síla	= -1081,66 kN
Minimální tlaková síla	= -174,28 kN
Maximální moment	= 372,55 kNm
Maximální posouvající síla	= 221,20 kN

Maximální deformace (jen užitná zatížení)

Maximální sednutí	= 14,0 mm
Maximální vodorovný posun desky	= 11,7 mm
Maximální natočení desky	= 1,6E-01 °

Posouzení svislé únosnosti piloty podle MS

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepríznivějších zatěžovacích stavů.
 Účinnost skupiny pilot $\eta_g = 0,70$

Posouzení tlačené piloty:

Nejnepríznivější zatěžovací stav číslo 1. (ZS 1)

Únosnost piloty na plášti $R_s = 838,36$ kN

Únosnost piloty v patě $R_b = 1655,09$ kN

Únosnost piloty $R_c = 1745,42$ kN

Extrémní svislá síla $V_d = 1081,66$ kN

$$R_c = 1745,42 \text{ kN} > 1081,66 \text{ kN} = V_d$$

Svislá únosnost piloty VYHOVUJE

Obr. 74: Posouzení maximálního sednutí a svislé únosnosti piloty

8.3 Posouzení dříku opěry

Dřík opěry byl posouzen pomocí interakčního diagramu pro kombinaci momentu a normálové síly. Smyková únosnost byla posouzena na posouvající sílu v místě uložení dříku na základovou desku. Zatížení na opěru byla převzata se zatížení pro posouzení pilotového základu. Uvažovaný zemní tlak je klidový. Tloušťka dříku je 0,9 m, navržená výztuž u obou povrchů je $\text{Ø}20$ à 200 mm. Spony jsou z profilu $\text{Ø}20$ v rastru 300×300 mm. Na Obr. 75 je zobrazen zjednodušený interakční diagram dříku opěry včetně silových účinků. Posouzení smykové únosnosti je v Tab. 27.

Materiál		
Beton	C30/37	
$\gamma_c =$	1,5	
$f_{ck} =$	30 MPa	
$f_{ctk, 0.05} =$	2 MPa	
$f_{ctd} =$	1,33 MPa	
$f_{cd} =$	20 MPa	
$\lambda =$	0,8	
$\eta =$	1	
$\epsilon_c =$	$2,00 \cdot 10^{-3}$	
$\epsilon_{cu3} =$	$3,50 \cdot 10^{-3}$	
$e_0 =$	30 mm	
$\arctg(e_0) =$	1,54 rad	
$\xi_{bal1} =$	0,62	
$\xi_{bal2} =$	2,64	

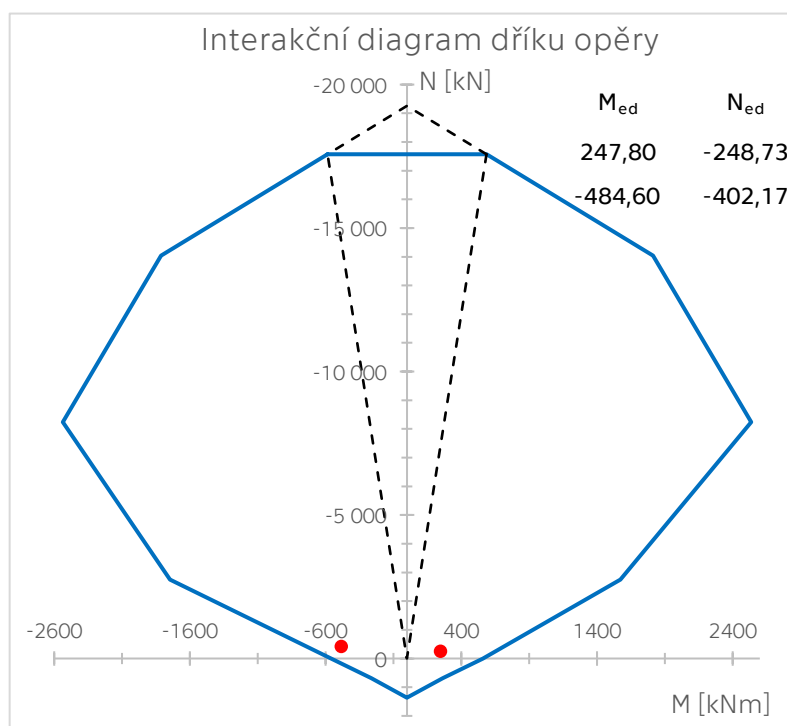
Výztuž		
Výztuž	B500 B	
$\gamma_s =$	1,15	
$f_{yk} =$	500 MPa	
$f_{yd} =$	435 MPa	
$E_s =$	200 GPa	
$\epsilon_{yd} =$	$2,17 \cdot 10^{-3}$	
$\epsilon_s =$	$2,00 \cdot 10^{-3}$	

Rozměry		
$b_m =$	1000 mm	
$h =$	900 mm	

	AS1	AS2	
$\phi =$	20	20	mm
$A =$	314,16	314,16	mm ²
$n =$	5	5	
$s =$	222,5	222,5	
$A_s =$	1570,80	1570,80	mm ²
$c =$	55	55	mm
$d_n =$	65	65	mm
$d =$	835	835	mm
$z_n =$	385	385	mm
$F_{s,n} =$	683	683	kN

Rozmístění výztuže

Tab. 26: Návrh výztuže dříku opěry



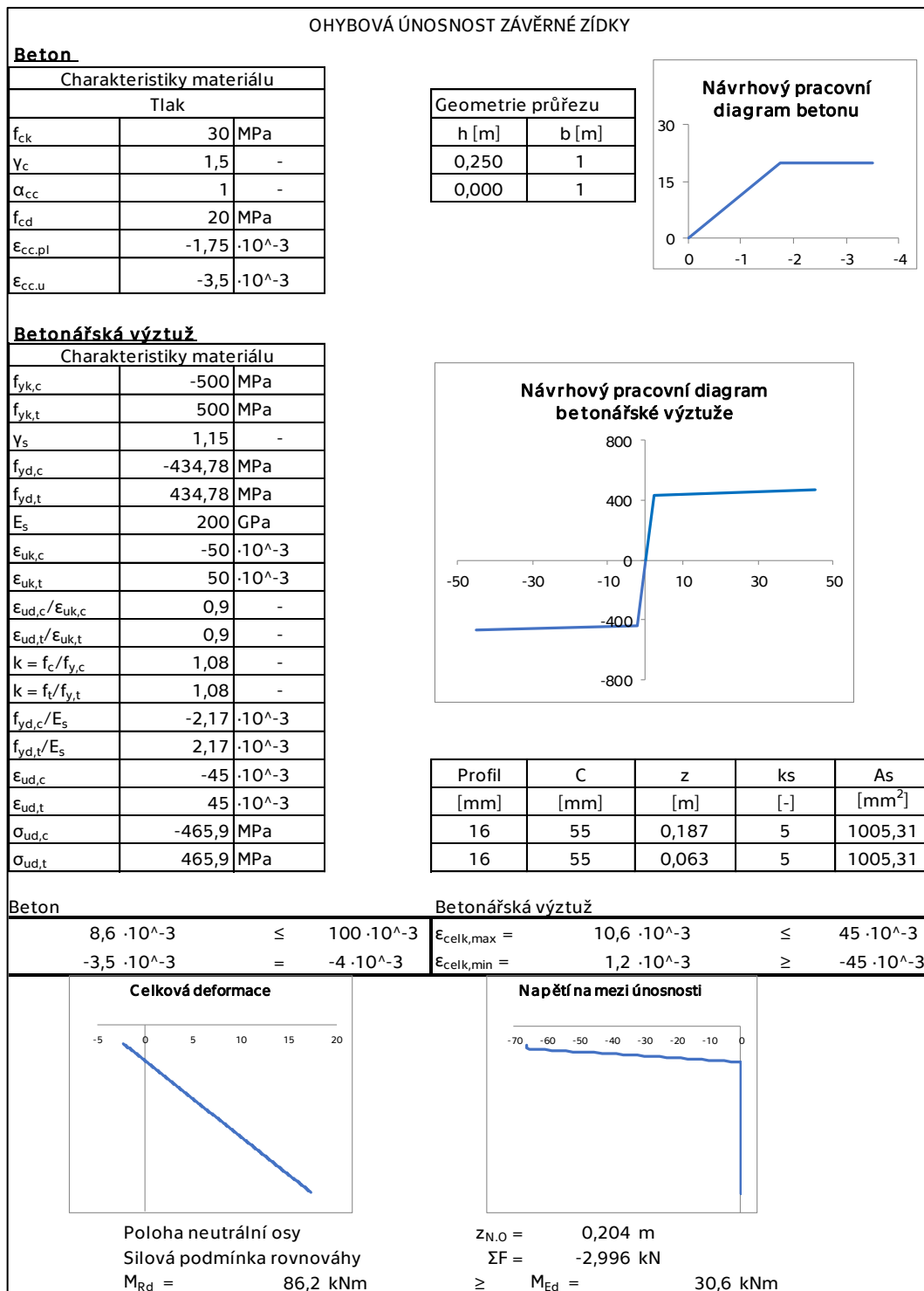
Obr. 75: Interakční diagram pro posouzení dříku opěry

SMYKOVÁ ÚNOSNOST DŘÍKU OPĚRY					
Rozměry průřezu			Smyková výztuž - materiály		
Výška	h =	0,9 m	Mez kluzu	$f_{ywk} =$	500 MPa
Min. šířka	$b_w =$	1 m	Souč. materiálu	$\gamma_s =$	1,15 -
			Návrh. Mez kluzu	$f_{ywd} =$	434,8 MPa
Ohybová výztuž			Spony		
Krytí	c =	0,055 m	Profil	$\emptyset =$	10 mm
Profil	$\emptyset =$	20 mm	Střížnost		4 -
Množství	n =	5 ks	Vzdálenost	s =	0,3 m
Statická výška	d =	0,835 m			
Rameno vnitřních sil	z =	0,7515 m			
Beton			Ohyb		
Char. pevnost	$f_{ck} =$	30 MPa	Profil	$\emptyset =$	0 mm
souč. materiálu	$\gamma_c =$	1,5 -	Počet	n =	0 ks
Red. souč. v tlaku	$\alpha_{cc} =$	0,9 -	Vzdálenost	s =	1 mm
Návrh. pevnost	$f_{cd} =$	18 MPa	Sklon	$\alpha =$	30 °
Souč. smyk. pev.	$v_1 =$	0,528 -			
Sklon tlačných diagonál $\cotg\theta = 1,5 -$					
Únosnost ve smyku bez smykové výztuže					
Součinitel tl. prvku	k =	1,489 -			
St. vyztužení ohyb. výztuž	$\rho_1 =$	0,00075 -			
Prům. napětí od předpětí	$\sigma_{cp} =$	0,65 MPa			
	$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \times k \times (1000\rho_1 \times f_{ck})^{1/3} + k_1 \times \sigma_{cp}] \times b_w \times d \geq v_{min} \times b_w \times d$				
	$V_{Rd,c1} =$	276,56 kN			
	$V_{Rd,c,min} =$	371,75 kN			
	$V_{Rd,c} =$	371,75 kN			
Únosnost tlačné diagonály					
Průměrné napětí od předpětí	$\sigma_{cp} =$	0,65 MPa			
Součinitel napětí v tl. pásu	$\alpha_{cw} =$	1,04 -			
	$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd} \times \cotg\theta / (1 + \cotg^2\theta)$				
	$V_{Rd,max} =$	3414,55 kN			
Únosnost smykové výztuže					
Spony					
	$A_{sw} =$	314,159 mm ²			
	$\rho_{w,s} =$	0,00105			
	$V_{Rd,s} =$	$A_{sw} \times z \times f_{ywd} \times \cotg\theta / s$			
	$V_{Rd,s} =$	513,241 kN			
	$\rho_{w,b} =$	0,00105 -	\geq	$\rho_{w,min} =$	0,00088 -
Celková únosnost prvku na smyk					
	$V_{Rd,s} =$	513,24 kN	$>$	$V_{ed,max,b} =$	257,68 kN
Vyhovuje					

Tab. 27: Posouzení smykové únosnosti dřívku opěry

8.4 Posouzení závěrné zídky

Závěrná zídka byla posouzena na ohybové účinky způsobené zemním tlakem v klidu s přitížením od obslužného vozidla za rubem opěry. Tloušťka závěrné zídky je 250 mm. Navržená výztuž závěrné zídky na rubu a na líci je $\emptyset 16$ à 200 mm. Návrhový moment vychází o velikost 30,59 kNm.

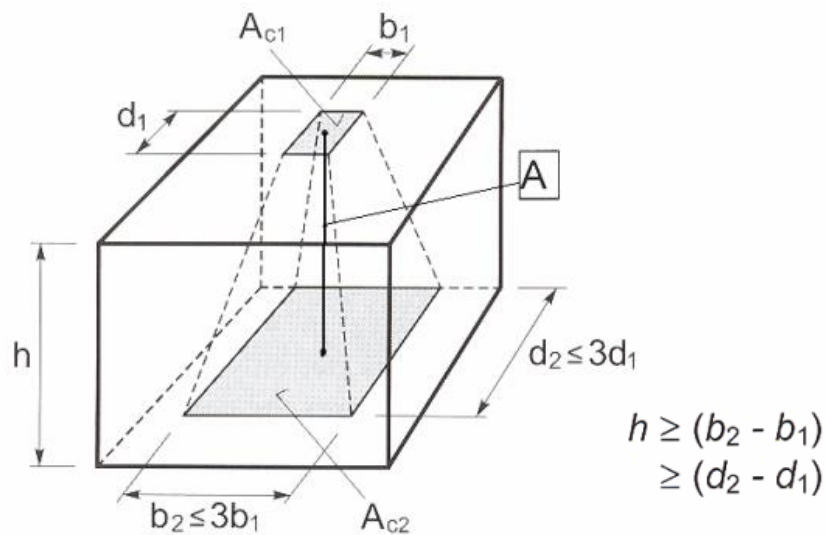


Tab. 28: Ohybová únosnost závěrné zídky

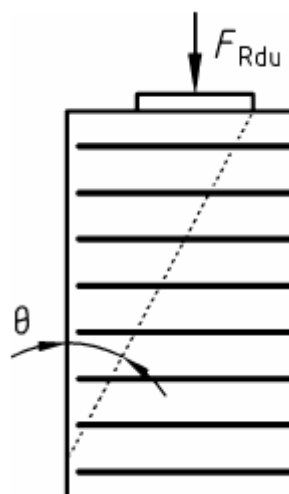
8.5 Posouzení úložného prahu

Pro zabránění roztržení nebo rozdrčení betonu pod ložisky vlivem svislého soustředěného zatížení od reakcí mostu se musí posoudit únosnost úložného prahu. Posouzení a návrh výztuže proti roztržení roznášecí oblasti pod ložisky bylo provedeno podle [38]. Navržená příčná výztuž byla navržena pro limitní šířku trhlin 0,2 mm.

Podle ČSN EN 1992-2 [39] se má pro zamezení usmyknutí okraje dále navrhnout výztuž rovnoběžná s horním povrchem uložení až do bodu, kam se roznáší lokální tlakové napětí (Obr. 77). Plocha navržené výztuže je vyčíslena v Tab. 29.



Obr. 76: Návrh roznášení zatížené plochy A_{co} [38]



Obr. 77: Poloha bodu pro návrh výztuže k zabránění usmýknutí okraje [39]

Únosnost v soustředěném tlaku			
Materiál			
Beton	C30/37	Výztuž	B500 B
$\gamma_c =$	1,50	$\gamma_s =$	1,15
$f_{ck} =$	30,00 MPa	$f_{yk} =$	500 MPa
$f_{ctk, 0.05} =$	2,00 MPa	$f_{yd} =$	435 MPa
$f_{ctd} =$	1,33 MPa		
$f_{cd} =$	20,00 MPa		
Uložení			
$b_1 =$	0,20 m		
$d_1 =$	0,30 m		
$b_2 =$	0,60 m		
$d_2 =$	0,90 m		
$h =$	0,60 m		
$h_d =$	1,30 m		
$A_{c0} =$	0,06 m ²		
$A_{c1} =$	0,54 m ²		
$F_{Rdu} =$	$A_{c0} \times f_{cd} \times (A_{c1}/A_{c0})^{1/2} \leq 3,0 \times f_{cd} \times A_{c0}$		
$F_{Rdu} =$	3600,00	\leq	3600,00 kPa
$F_{ed} =$	1070,00 kN		
$F_{ed} =$	1070,00	\leq	$F_{Rdu} = 3600,00 \rightarrow$ Vyhovuje
Příčný tlak pod ložiskem			
$\sigma_{ct,max} =$	$ F_{Ed} \times (0,6 - 0,44 \times b_1/b_2 - 0,16 \times (b_1/b_2)^4) / (d_1 \times d_2) \leq 0,44 \times F_{Ed} / (d_1 \times d_2)$		
$\sigma_{ct,max} =$	min(871,85	894,36)	[kPa]
$\sigma_{ct,max} =$	871,85	$>$	533,33 kPa
Návrh výztuže proti roztržení roznášecí oblasti			
$T =$	$1/4 \times (1 - 0,7 \times b_1/h_d) \times F_{Ed}$		
$T =$	238,69 kN		
Limitní napětí ve výztuže podle šířky trhlin			
	$\sigma_{s,lim} = (8 \times 10^6 \times w_{lim}) / (2000(\phi)^{1/3})$		
	$0,5 \times f_{yd} \leq \sigma_{s,lim} \leq f_{yd}$		
	$w_k =$	0,2 mm	
217,3913	\leq	$\sigma_{s,lim} =$	317,48 \leq 435 MPa
		$A_{s,lim} =$	751,83 mm ²
	Návrh	$\phi =$	16 mm
		$A =$	201,06 mm ²
		$n =$	4 ks
$A_s =$	804,25	$>$	$A_{s,lim} = 751,83 \text{ mm}^2 \rightarrow$ Vyhovuje
Výztuž proti usmyknutí okraje			
	$F_{ed/2} =$	535,00 kN	
	$l =$	0,73 m	
Návrh	$\phi =$	16 mm	
	$A =$	201,06 mm ²	
	$n =$	7	
	$s =$	0,10	
	$A_r =$	1407,43 mm ²	
	$A_r \cdot f_{yd} =$	$611,93 \geq$	$F_{ed/2} = 535 \text{ kN}$

Tab. 29: Ověření a návrh výztuže pod ložisky proti roztržení roznášecí oblasti a pro zabránění usmyknutí okraje uložení

Závěr

Betony velmi vysokých pevností se stávají čím dál více běžným materiál ve stavební praxi. To dokazuje i množství zrealizovaných konstrukcí ve světě a v ČR. V budoucnu nebude zřejmě materiál navrhován pouze pro potřeby vysoké pevnosti v tlaku, ale spíše při návrhu trvanlivých, vůči prostředí odolných konstrukcí požadujících dlouhou životnost a spolehlivost. Proto bude nutné se častěji zabývat vlastnostmi a specifikacemi, které se dříve u běžných betonů zanedbávaly, nebo vůbec neuvažovaly.

V první části jsem se zabýval historií a obecným vývojem betonů velmi vysokých pevností, teoretickými vlastnostmi UHPC materiálů a jejich výhody a odlišnostmi oproti konvenčním betonům. Druhá část byla především zaměřena na návrh lávky z UHPC. Byly zde představeny 3 varianty různých typů konstrukcí s využitím UHPC – konstrukce zavěšená, oblouková a trámová komorová. Finální variantou byla zvolena varianta trámová, která se odlišovala od běžných konstrukcí především otvory ve stěnách komory.

Vybraná varianta byla posouzena z hlediska MSP a MSÚ a ověřena dynamickou analýzou pro zjištění maximálních zrychlení při přechodu chodců po povrchu konstrukce. Součástí návrhu bylo i posouzení pilotového základu a opěry. Celkově se konstrukce podařila navrhnout tak, aby vyhovovala běžnému provozu a zatížení.

Při zpracovávání zadaného tématu návrhu nosné konstrukce lávky z UHPC jsem si zejména prohloubil znalosti týkající se problematiky navrhování konstrukcí z tohoto materiálu. Dozvěděl jsem se, na jakých principech je UHPC materiál založen, čím se odlišuje oproti běžně dostupným betonům a která rizika je potřeba zohlednit při jeho návrhu a následných konstrukcích z něho postavených. To vše pro mě představuje nejcennější přínos této práce.

Seznam příloh

- 1) Půdorys
- 2) Podélný řez
- 3) Příčné řezy
- 4) Výkres předpínací výztuže
- 5) Výkres tvaru
- 6) Výkres výztuže
- 7) Výkres výztuže spodní stavby a uložení NK

Seznam použitých zdrojů

- [1] FEHLING, Ekkehard et al. *Ultra-High Performance Concrete UHPC: Fundamentals, Design, Examples*. 1st ed. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn Verlag für Architektur und Technische, 2014. ISBN 9783433030875;3433030871.
- [2] KOLÍSKO, Jiří, Petr BOUŠKA, David ČÍTEK, Petr HUŇKA, Milan RYDVAL a Miroslav VOKÁČ. *Metodika 1: Metodika pro návrh UHPC a pro materiálové zkoušky* [online]. Praha, 2015 [cit. 2020-11-21]. Dostupné z: <http://www.klok.cvut.cz/wp-content/uploads/2016/02/Metodika-1-N%C3%A1vrh-a-zkou%C5%A1en%C3%AD-UHPC.pdf>. Aplikovaný výzkum. Kloknerův ústav, ČVUT v Praze.
- [3] VÍTEK, Jan a Robert COUFAL. Vysokopevnostní betony a UHPC. *Beton TKS*. Praha, 2012, (0), 43-49. Dostupné také z: <https://www.betontks.cz/sites/default/files/2012-7-42.pdf>
- [4] RUSSELL, Henry a Benjamin GRAYBEAL. *Ultra-High Performance Concrete: A State-of-the-Art Report for the Bridge Community*. 2013.
- [5] Kategorizace pevnostních tříd – graf. In: *TBG-Metrostav.cz* [online]. [cit. 2020-11-22]. Dostupné z: <http://www.tbg-metrostav.cz/produkty/ultra-vysokopevnostni-betony-uhpc/>
- [6] *TP 266: Vysokohodnotné betony pro mosty PK*. In: . Praha: Ministerstvo dopravy ČR, 2010, 6/2010. Dostupné také z: http://www.pjpk.cz/data/USR_001_2_8_TP/TP_226.pdf
- [7] SCHMIDT, Michael a Dagmar JEREBIC. *UHPC: Basis for Sustainable Structures—The Gaertnerplatz Bridge in Kassel: Proceedings of the Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete* [online]. Kassel: Unidruckerei, Universtiy of Kassel, 2008, s. 619-625. [cit. 2020-11-23]. ISBN 978-3-89958-376-2. Dostupné z: <https://www.uni-kassel.de/upress/online/frei/978-3-89958-376-2.volltext.frei.pdf>
- [8] *Fib Model Code for Concrete Structures 2010*. Wilhelm Ernst & Sohn, 2013. ISBN 978-3-433-03061-5.
- [9] *AFGC/SETRA: Bétons fibrés à ultra-hautes performances, Recommendations*. 2013. Dostupné také z: <https://www.afgc.asso.fr/app/uploads/2007/10/Recommandations-BFUP-Juin-2013.pdf>
- [10] AÛTCIN, Pierre-Claude. *Vysokohodnotný beton*. 1. české vydání. Praha: Pro Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě (ČKAIT) a Českou betonářskou společnost vydalo Informační centrum ČKAIT, 2005. Betonové stavitelství. ISBN 80-86769-39-9.
- [11] COUFAL, Robert, Jan VÍTEK a Alena PROCHÁZKOVÁ. Praktická zkušenost s výrobou a dopravou UHPC. *Beton TKS*. 2015, (022015), 28-33.

- [12] PRIBRAMSKÝ, Vladimír. B4 Model Adaptation for Prediction of UHPC Strains from Creep and Shrinkage. *Solid State Phenomena*. Trans Tech Publications Ltd, 2019, 292, 210-216. ISSN 1662-9779. Dostupné z: doi:10.4028/www.scientific.net/SSP.292.210
- [13] TICHÝ, Jan, Jiří KOLÍSKO, Miroslav VOKÁČ, David ČÍTEK, Vladislav TREFIL a Milan KALNÝ. *Metodika 3: Metodika pro výrobu prvků z UHPC a pro kontrolu jejich provedení* [online]. Praha, 2016 [cit. 2020-11-24]. Dostupné z: <http://www.klok.cvut.cz/wp-content/uploads/2016/02/Metodika-3-V%C3%BDroba-UHPC.pdf>. Aplikovaný výzkum. Kloknerův ústav, ČVUT v Praze.
- [14] EBeton: *Smršťování betonu* [online]. [cit. 2020-12-02]. Dostupné z: <https://www.ebeton.cz/pojmy/smrstovani-betonu>
- [15] KALNÝ, Milan, Jan KOMANEC, Václav KVASNIČKA, Jiří KOLÍSKO a Petr TEJ. *Metodika 2: Metodika pro navrhování prvků z UHPC* [online]. Praha, 2015 [cit. 2020-11-21]. Dostupné z: <http://www.klok.cvut.cz/wp-content/uploads/2016/02/Metodika-2-Navrhov%C3%A1n%C3%AD-UHPC.pdf>. Aplikovaný výzkum. Kloknerův ústav, ČVUT v Praze.
- [16] ČSN EN 14651+A1: *Zkušební metoda betonu s kovovými vlákny - Měření pevnosti v tahu za ohybu*. 1st ed. ČNI, 2008.
- [17] VÍTEK, Jan L. Vysokohodnotné betony - Úvod a poznámky k možnostem jejich aplikace. *Beton TKS*. 2012, (0), 7-9.
- [18] Sherbrooke footbridge. In: *Research & Development Concretes - RDC* [online]. [cit. 2020-12-20]. Dostupné z: <https://rdconcrete.com/wp-content/uploads/2017/07/fig18.jpg>
- [19] Formex Howe Guadassuar Inner View. In: *Research & Development Concretes - RDC* [online]. [cit. 2020-12-07]. Dostupné z: <https://rdconcrete.com/uhpc-a-living-reality/>
- [20] Lávka Čelákovice. In: *HeidelbergCement.cz* [online]. [cit. 2020-12-07]. Dostupné z: <https://www.heidelbergcement.cz/cs/tisk-a-media/aktuality/lavka-celakovice-ziskala-oceneni>
- [21] KOLÍSKO, Jiří, David ČÍTEK, Ondřej CÍSLER, Petr TEJ a Jan MAREK. Unikátní tenkostěnná oblouková lávka z UHPFRC. *Beton TKS*. 2018, 2018(2), 34-38.
- [22] Lávka přes Dřetovický potok. In: *Archiweb.cz* [online]. [cit. 2020-12-07]. Dostupné z: <https://www.archiweb.cz/b/lavka-pres-dretovicky-potok>
- [23] TEJ, Petr, Lukáš VRÁBLÍK, Ondřej MATOUŠEK a Petr HARAZIM. Lávka z UHPC v Lužci nad Vltavou. *Beton TKS*. 2020, 20(4), 4-9.
- [24] TEJ, Petr. Pohled na lávku. In: *Labská stezka* [online]. [cit. 2020-12-27]. Dostupné z: <https://www.labska-stezka.cz/news-service/aktuelle-informationen-und-news/news/nova-lavka-pesi-cyklisty-pres-vltavu-luzci-n/>

- [25] STRÁSKÝ, Jiří. *Betonové mosty*. 1st ed. Praha: Nakladatelství SEL, 2001. ISBN 80-86426-05-X.
- [26] Mapa okolí lávky. In: *Mapy.cz* [online]. [cit. 2020-12-20]. Dostupné z: <https://mapy.cz/s/lunecohozu>
- [27] Přemostění ulice Na Žertvách. In: *Mapy Google* [online]. 2019 [cit. 2020-12-20]. Dostupné z: <https://goo.gl/maps/x64fQsQ1AfTnECxs5>
- [28] Technický list - UHPC. KŠ PREFA [online]. Dostupné také z: https://ksprefa.cz/wp-content/uploads/2020/06/KSP_TL_UHPC_01_UHPFRC.pdf
- [29] *Prospekty* | FREYSSINET CS, a.s. [online]. [cit. 2020-12-20]. Dostupné z: <http://www.freyssinet.cz/195-prospekty>
- [30] ČSN EN 1991-2: *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou*. 2. ČAS, 2018.
- [31] ČSN EN 1990: *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Ed. 2. ÚNMZ, 2015.
- [32] VŮJTĚCH, Jakub a Jan ŽIITNÝ. *Navrhování lávek citlivých na dynamické účinky chodců* [online]. 2018 [cit. 2020-12-15]. Dostupné z: https://ocel-drevo.fsv.cvut.cz/rpmt/wp-content/uploads/2019/02/navrhovani_lavek.pdf
- [33] CANTIENI, Reto. *Dynamic load tests on highway bridges in Switzerland: 60 years experience of EMPA*. Dübendorf: EMPA, 1983.
- [34] SEDLACEK, G., Chr. HEINEMEYER, Chr. BUTZ a Michel GERADIN. *Design of Lightweight Footbridges for Human Induced Vibrations* [online]. 1st ed. European Commission, 2009 [cit. 2020-12-27]. ISBN 978-92-79-13387-9. Dostupné z: <http://publications.jrc.ec.europa.eu/repository/handle/JRC53442>
- [35] ČSN EN 1992-1-1: *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Ed. 2. ČAS, 2019.
- [36] ČSN EN 1991-1-5: *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou*. 1st ed. ČNI, 2005.
- [37] ČSN 73 1001. Úřad pro normalizaci a měření, 1987.
- [38] PROCHÁZKA, Jaroslav a Jiří ŠMEJKAL. *Modelování a vyztužování železobetonových konstrukcí*. 1. vydání. Praha: Česká technika - nakladatelství ČVUT, 2020. ISBN 978-80-01-06771-0.
- [39] ČSN EN 1992-2: *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady*. 1st ed. ČNI, 2007.

Seznam obrázků

Obr. 1: Graf kategorizace pevnostních tříd betonu [5].....	12
Obr. 2: Porovnání množství potřebné energie tří alternativních návrhů mostu Gärtnerplatz [7]	13
Obr. 3: Příklad tahového změkčení (a) a tahového zpevnění (b) [8].....	16
Obr. 4: Uspořádání zkoušky trojbodovým ohybem na tělesech s vrubem dle ČSN EN 14651+A1 [16].....	21
Obr. 5: Detail zářezu (1); Snímač CMOD (2); Hrana nože (3) [16].....	21
Obr. 6: Pracovní diagram pro navrhování UHPC v tlaku [15]	25
Obr. 7: Návrhový diagram UHPC v tahu po vzniku trhlin se zjednodušením tahové větve [15]	26
Obr. 8: Rozdělení napětí po výšce průřezu (zjednodušený diagram) kde $k=0,9$ a $\chi = 0,85 \div 0,9$ [15].....	27
Obr. 9: Lávka Sherbrooke [18]	29
Obr. 10: Příčný řez lávkou Sakata-Mirai [1].....	30
Obr. 11: Pohled na lávku Sakata-Mirai [4].....	30
Obr. 12: Lávka v Guadassuar, Valencii [19].....	31
Obr. 13: Lávka v Čelákovících [20].....	32
Obr. 14: Lávka přes Dřetovický potok [22].....	32
Obr. 15: Pohled na lávku v Lužci [23].....	33
Obr.16: Uspořádání vnějších kabelů v mostní konstrukci: a) kabely ohýbány v deviátorech, b) kabely ohýbány v příčnicích [24]	34
Obr. 17: Porušení v mezním stavu: a) kabel situovaný v průřezu, b) kabel situovaný vně [24]	35
Obr. 18: Předpokládaná poloha umístění lávky [25]	37
Obr. 19: Pohled na aktuální stav místa přemostění [26]	37
Obr. 20: Varianta 1 – pohled a příčný řez.....	38
Obr. 21: Varianta 2 – pohled a příčný řez.....	38
Obr. 22: Varianta 3 – pohled a příčný řez.....	39
Obr. 23: Vzor segmentu s otvorem	41
Obr. 24: Statické schéma nosné konstrukce a uložení ložisek.....	44
Obr. 25: Vzorové příčné řezy	44
Obr. 26: Podélný řez symetrickou polovinou NK.....	44
Obr. 27: Porovnání prutového (1) a prostorového (2) modelu	45
Obr. 28: Porovnání normálových napětí od char. kombinace po výšce průřezu prutového (1) a prostorového modelu (2).....	46

Obr. 29: Porovnání reakcí od char. kombinace mezi prutovým (1) a prostorovým (2) modelem.....	47
Obr. 30: Porovnání svislých přemístění bodů ve středním poli od char. kombinace pro prutový (1) a prostorový (2) model	47
Obr. 31: Roznášení zatížení do střednice desky mostovky.....	49
Obr. 32: Schéma rozmístění náprav obslužného vozidla [29]	49
Obr. 33: Průběh smykové síly po délce NK.....	52
Obr. 34: Průběh momentu po délce NK.....	52
Obr. 35: Průběh posouvající síly z výsledků kombinací po délce mostu.....	53
Obr. 36: Průběh momentu z výsledků kombinací po délce mostu	53
Obr. 37: Schéma vedení předpínací výztuže.....	55
Obr. 38: Napětí v horních vláknech od kvazistálé kombinace v době uvedení do provozu	57
Obr. 39: Napětí v horních vláknech od časté kombinace v době uvedení do provozu	57
Obr. 40: Napětí v horních vláknech od charakteristické kombinace v době uvedení do provozu	57
Obr. 41: Napětí v dolních vláknech od kvazistálé kombinace v době uvedení do provozu	58
Obr. 42: Napětí v dolních vláknech od časté kombinace v době uvedení do provozu.....	58
Obr. 43: Napětí v dolních vláknech od charakteristické kombinace v době uvedení do provozu	58
Obr. 44: Napětí v horních vláknech od kvazistálé kombinace na konci životnosti.....	58
Obr. 45: Napětí v horních vláknech od časté kombinace na konci životnosti.....	58
Obr. 46: Napětí v horních vláknech od charakteristické kombinace na konci životnosti.	58
Obr. 47: Napětí v dolních vláknech od kvazistálé kombinace na konci životnosti.....	59
Obr. 48: Napětí v dolních vláknech od časté kombinace na konci životnosti	59
Obr. 49: Napětí v dolních vláknech od charakteristické kombinace na konci životnosti.	59
Obr. 50: Porovnání příčných tahů u hran otvoru pro napětí a) 1394 MPa b) 1478 MPa	60
Obr. 51: Maximální napětí σ_1 a σ_2 pro kvazistálou kombinaci v době uvedení do provozu	61
Obr. 52: Maximální napětí σ_1 a σ_2 pro častou kombinaci v době uvedení do provozu ...	61
Obr. 53: Maximální napětí σ_1 a σ_2 pro charakteristickou kombinaci v době uvedení do provozu	62
Obr. 54: Maximální napětí σ_1 a σ_2 pro kvazistálou kombinaci na konci životnosti.....	62
Obr. 55: Maximální napětí σ_1 a σ_2 pro častou kombinaci na konci životnosti.....	63
Obr. 56: Maximální napětí σ_1 a σ_2 pro charakteristickou kombinaci na konci životnosti	63
Obr. 57: Porovnání tvaru otvoru na velikost tahových napětí 1) navržený otvor 2) h. osa zvětšena o 10 % 3) h. osa zvětšena o 15 % 4) h. osa zvětšena o 30 %	64
Obr. 58: Maximální smyková síla od obslužného vozidla	70

Obr. 59: 1. vlastní tvar, $f = 1,13$ Hz, 1. tvar svislého ohybového kmitání	72
Obr. 60: 2. vlastní tvar, $f = 2,25$ Hz, 1. tvar vodorovného příčného kmitání	72
Obr. 61: 3. vlastní tvar, $f = 3,95$ Hz, 2. tvar svislého ohybového kmitání	72
Obr. 62: 4. vlastní tvar, $f = 7,37$ Hz, 2. vlastní tvar vodorovného příčného kmitání	73
Obr. 63: 5. vlastní tvar, $f = 7,90$ Hz, 1. vlastní tvar torzního kmitání	73
Obr. 64: Výpočet hodnoty redukčního součinitele podle JRC [33]	75
Obr. 65: Obálka zrychlení jednotlivých bodů konstrukce	76
Obr. 66: Graf v bodě maximálního zrychlení	76
Obr. 67: Obálka maximální zrychlení vlivem buzení vandaly	77
Obr. 68: Průběh sil pro posouzení deviátoru	78
Obr. 69: Maximální síly působící na ložiska	82
Obr. 70: Minimální reakce působící na ložiska	82
Obr. 71: Zjednodušený profil vrtů v místě stavby lávky	83
Obr. 72: Rozměry základové desky	84
Obr. 73: Posouzení a návrh výztuže piloty	85
Obr. 74: Posouzení maximálního sednutí a svislé únosnosti piloty	86
Obr. 75: Interakční diagram pro posouzení dřívku opěry	87
Obr. 76: Návrh roznášení zatížené plochy A_{co} [37]	90
Obr. 77: Poloha bodu pro návrh výztuže k zabránění usmýknutí okraje [38]	90

Seznam tabulek

Tab. 1: Třídy reziduální pevnosti [15]	24
Tab. 2: Dílčí součinitele pro MSÚ [15]	24
Tab. 3: Mezní hodnoty napětí	28
Tab. 4: Součinitele zatížení, redukční součinitel a součinitele kombinace [30]	50
Tab. 5: Návrh předpínací výztuže	55
Tab. 6: Časová osa výstavby	56
Tab. 7: Ztráty předpětí	56
Tab. 8: Limitní hodnoty napětí pro MSP	57
Tab. 9: Účinky ztrát předpětí pro posouzení krajního průřezu	66
Tab. 10: Účinky zatížení v krajním průřezu	66
Tab. 11: Stanovení výsledného návrhového momentu pro krajní průřez	66
Tab. 12: Účinky ztrát předpětí pro posouzení průřezu ve středu rozpětí	67
Tab. 13: Účinky zatížení v průřezu ve středu rozpětí	67
Tab. 14: Stanovení výsledného návrhového momentu pro průřez ve středu rozpětí	67

Tab. 15: Mezní únosnost průřezu ve středu rozpětí na konci životnosti.....	68
Tab. 16: Porovnání vypočtených únosností jednotlivých průřezů	69
Tab. 17: Výsledná napětí před a za deviátory pro ověření prokluzu	69
Tab. 18: Třídy pohody lávek pro chodce [29]	71
Tab. 19: Porovnání vlastních tvarů a vlastních frekvenci mezi SCIA Engineer a MIDAS Civil	74
Tab. 20: Parametry pro dynamickou analýzu	76
Tab. 21: Parametry pro ověření zatížením vandaly.....	77
Tab. 22: Posouzení ohybové únosnosti deviátoru.....	79
Tab. 23: Posouzení smykové únosnosti deviátoru	80
Tab. 24: Návrhové parametry zemin pro výpočet založení	84
Tab. 25: Návrhové hodnoty zatížení pro výpočet pilotového základu	85
Tab. 26: Návrh výztuže dříku opěry	87
Tab. 27: Posouzení smykové únosnosti dříku opěry.....	88
Tab. 28: Ohybová únosnost závěrné zídky	89
Tab. 29: Ověření a návrh výztuže pod ložisky proti roztržení roznášecí oblasti a pro zabránění usmyknutí okraje uložení	91