

České vysoké učení technické v Praze

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

Návrh lávky na cyklostezce v Praze – Satalicích

Autor: Antonín Michálek

Vedoucí práce: doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

V Praze 2021

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Michálek	Jméno: Antonín	Osobní číslo: 479104
Zadávající katedra: K133 Katedra betonových a zděných konstrukcí		
Studijní program: Stavební inženýrství		
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby		

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce:	Návrh lávky na cyklostezce v Praze-Satalicích		
Název bakalářské práce anglicky:	Satalice cycling path footbridge design		
Pokyny pro vypracování: Zpracujte:	<ul style="list-style-type: none">- Rešerši na téma integrovaných lávek pro pěší- Návrh konstrukce lávky formou komentovaného statického výpočtu- Logistiku výstavby- Základní výkresy		
Seznam doporučené literatury:	Drahorád, M., Foglar, M., Polák, B., Hrdoušek, V., TP 261 - Integrované mosty, Ministerstvo dopravy 2017, s. 109		
Jméno vedoucího bakalářské práce:	doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.		
Datum zadání bakalářské práce:	14.2.2021	Termín odevzdání bakalářské práce:	16.5.2021
<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 bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v bakalářské 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“.

Datum převzetí zadání	Podpis studenta(ky)
-----------------------	---------------------

Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem tuto bakalářskou práci na téma „Návrh lávky na cyklostezce v Praze – Satalicích“ vypracoval samostatně pod odborným vedením doc. Ing. Marka Foglara, Ph.D. Veškeré literární prameny a informace, které jsem v práci využil, jsou uvedeny v seznamu použité literatury.

Jsem si vědom toho, že se na moji práci vztahují práva a povinnosti vyplývající ze zákona č. 121/2000 Sb., v jeho platném znění (autorský zákon).

Souhlasím s prezenčním zpřístupněním své práce v Ústřední knihovně Fakulty stavební a Fakulty architektury ČVUT.

V Praze dne:.....

.....

Antonín Michálek

Poděkování

Zde bych rád poděkoval doc. Ing. Marku Foglarovi, Ph.D. za odborné vedení mé bakalářské práce, konzultace, užitečné rady a veškerou pomoc, která přispěla k mému úspěšnému dokončení.

Abstrakt

Moje bakalářská práce se věnuje návrhu lávky na cyklostezce v Praze – Satalicích. Prvně provádím rešerši trámových a rámových mostů se zaměřením převážně na integrované mosty. Ve druhé části mé práce se věnuji návrhu variant možných konstrukcí lávky a výběru jedné finální varianty. Ve třetí části provádím podrobnější návrh modelu, návrh předpětí a posouzení finální varianty konstrukce. V části čtvrté hovořím o logistice výstavby navrhnuté lávky.

Klíčová slova

Beton, lávka pro pěší, integrovaný most, předpětí, předpínací výztuž, betonářská výztuž, prefabrikovaný beton, trámový most, rámový most, časově závislá analýza.

Abstract

My bachelor's thesis focuses on the design of a cycling path footbridge in Praha – Satalice. Firstly I pay my attention to a reaserch on the topic of girder and frame bridges, mainly focused on integrated bridges. In the second part of my thesis I go through various suitable designs of the footbridge and I decide on a single final one. In the third part I work on a more detailed version of the design, design of prestress and assasment of the final design. In the fourth part, I talk about the logistics of construction of the designed footbridge.

Key words

Concrete, footbridge, integrated bridge, prestress, prestressing steel (active reinforcement), reinforcing steel (passive reinforcement), precast concrete, girder bridge (beam bridge), frame bridge, time dependent analysis (TDA).

Obsah

1.	Úvod	9
2.	Charakteristika zájmového území	10
3.	Rešerše	16
3.1	Úvod rešerše	16
3.2	Trámové konstrukce	16
3.3	Rámové konstrukce	20
3.4	Integrované mosty	22
3.4.1	Úvod do integrovaných mostů	22
3.4.2	Příklady integrovaných konstrukcí	23
3.4.3	Princip integrovaných mostů	26
3.4.4	Spolupůsobení se zeminou	27
3.4.5	Navrhování integrovaných konstrukcí	29
3.4.6	Prefabrikované mostní nosníky	33
4.	Variantní řešení	36
4.1	Charakteristika okolí	36
4.2	Okrajové podmínky	36
4.2.1	Výškové okrajové podmínky	36
4.2.2	Půdorysné okrajové podmínky	36
4.3	Varianta 1 - Spřažená ocelobetonová lávka	37
4.3.1	Popis návrhu	37
4.3.2	Výhody a nevýhody návrhu	38
4.4	Varianta 2 - Předpjatá železobetonová lávka	38
4.4.1	Popis návrh	39
4.4.2	Výhody a nevýhody návrhu	39
4.5	Varianta 3 – Parapetní lávka	40
4.5.1	Popis návrhu	40

4.5.2	Výhody a nevýhody návrhu	41
4.6	Varianta 4 – Oblouková lávka.....	41
4.6.1	Popis návrhu	42
4.6.2	Výhody a nevýhody návrhu	42
4.7	Varianta 5 – Předpjatá prefabrikovaná lávka.....	43
4.7.1	Popis návrhu	43
4.7.2	Výhody a nevýhody návrhu	44
4.8	Finální výběr varianty	44
5.	Komentovaný statický výpočet	46
5.1	Materiály	46
5.1.1	Beton	46
5.1.2	Betonářská výztuž.....	47
5.1.3	Předpínací výztuž	49
5.2	Zatížení	50
5.2.1	Stálé zatížení	50
5.2.2	Proměnné zatížení	52
5.3	Kombinace zatížení	57
5.3.1	MSP kombinace	58
5.3.2	MSÚ kombinace.....	61
5.4	Návrh předpětí	63
5.5	Fáze výstavby	66
5.6	Tvorba modelu	70
5.7	Posouzení MSP	77
5.8	Posouzení MSÚ.....	81
5.8.1	Výpočet ohybu.....	82
5.8.2	Ověření plastizace předpětí.....	85
5.8.3	Křehký lom.....	88
5.8.4	Návrh a posouzení smykové výztuže	90

5.8.5	Návrh a posouzení spřažení.....	91
6.	Logistika výstavby.....	94
6.1	Varianta 1.....	94
6.2	Varianta 2.....	104
7.	Závěr.....	108
8.	Použité zdroje.....	110
9.	Seznam obrázků a fotografií.....	113
10.	Seznam tabulek.....	118
11.	Seznam příloh.....	119

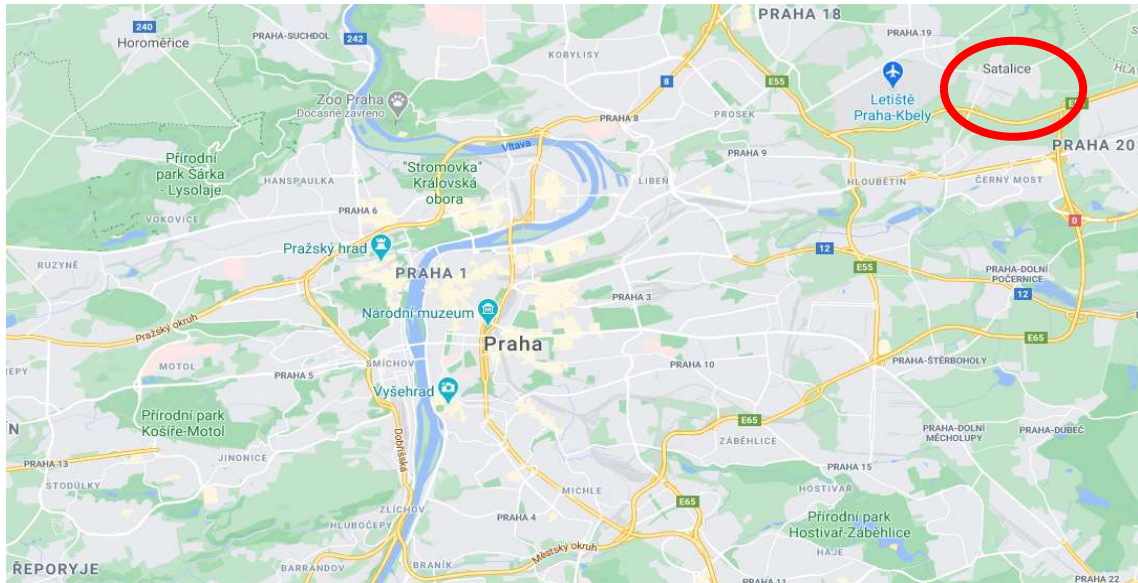
1. Úvod

Obsahem zadání této bakalářské práce je návrh, umístění konstrukčního řešení a technologie výstavby lávky pro chodce a cyklisty přes železniční trať na kraji Satalic, vedle E55 Pražského Okruhu. Cílem této konstrukce je spojení dvou cyklostezek a tím eliminování nutnosti objíždět železniční trať, přes lávku v Satalicích, trasou délky cca 3 km. V této práci je nutno respektovat a splnit základní podmínky. Lávka se bude nacházet nad již zmiňovanou železniční tratí. Zde nastává problém, jelikož není možné dlouhodobě přerušit provoz na trati. Díky tomu, že se lávka nachází v bezprostřední blízkosti stávajícího mostu na Novopacké, je nutná zvýšená pozornost a opatrnost při samotné výstavbě. Průchozí šířka lávky, skládající se z pruhu pro chodce a cyklisty, bude 3 m.

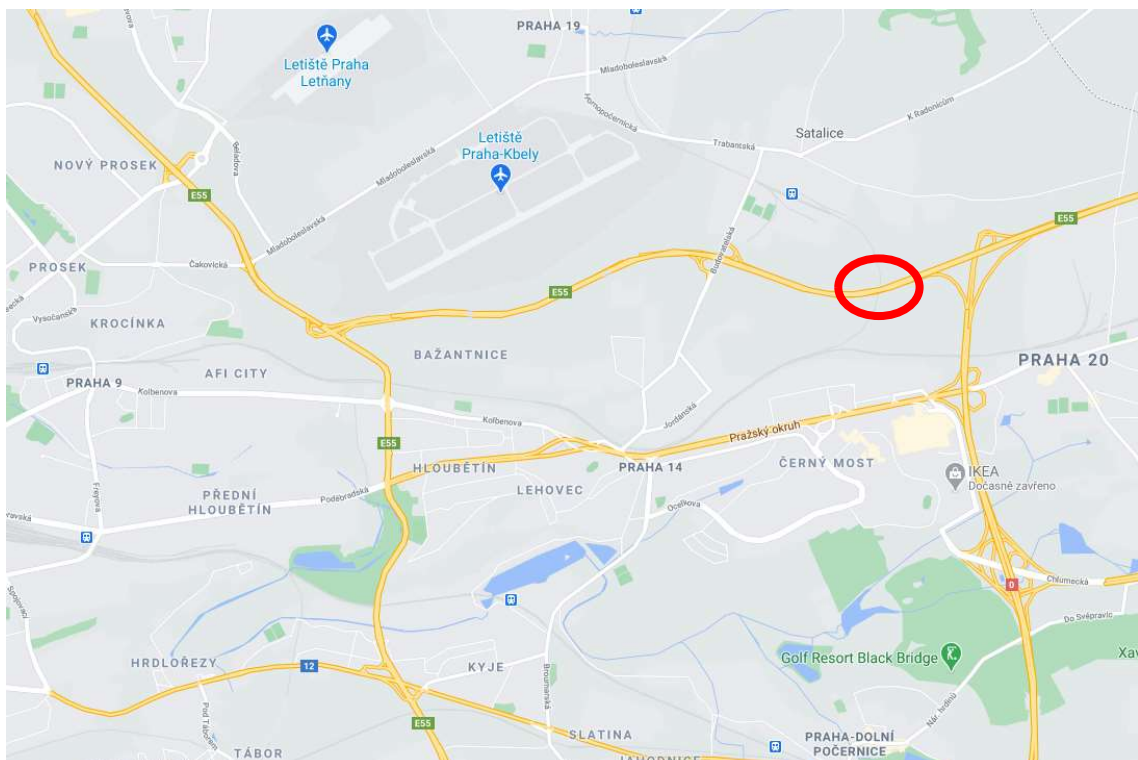
V této práci se prvně zaměřím na řešení integrovaných mostů. Cílem průzkumu bude porozumění problematice integrovaných mostů a dosažení nejefektivnějšího řešení stávající situace. Na základě tohoto průzkumu dojde v druhé části na samotný návrh několika variant možných konstrukcí lávky a na výběr jedné finální varianty. Ve třetí části se u finální varianty zaměřím na vytváření výpočetního modelu konstrukce, statické vlastnosti návrhu a posouzení. V části čtvrté se podrobněji zaměřím na logistiku výstavby již navrhnuté lávky a problematiku práce spojené s tímto návrhem a lokalitou lávky.

2. Charakteristika zájmového území

Zájmové území se nachází, jak již bylo zmíněno v kapitole 1. v Satalicích na Severovýchodním okraji Prahy.



Obrázek 1 – Poloha lávky umístěná na mapě Prahy (zdroj [1])



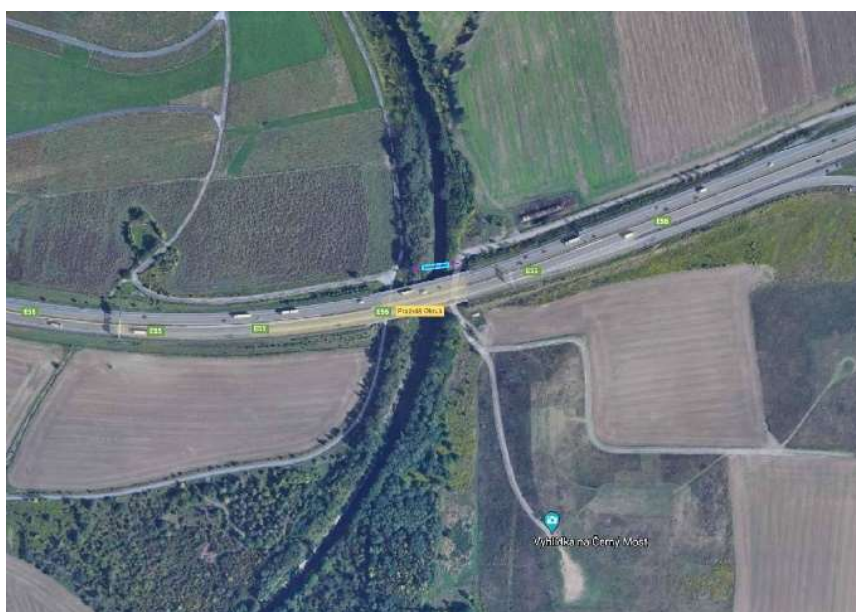
Obrázek 2 – Přesnější poloha lávky na jihu Satalic (zdroj [1])

Uvažovaná lávka přemostňuje železniční trať 070 v úseku mezi stanicemi Praha-Vysočany a Praha-Satalice pouze pár metrů od stávajícího mostu na Novopacké. Jedná se o jednokolejnou trať s omezenou viditelností v oblasti budoucí lávky. [7]

Navrhovaná lávka je v této oblasti důležitá zejména z důvodu zkrácení a zrychlení pohybu mezi západní a východní stranou železniční trati. Například pokud by člověk směřoval ze zastávky Černý Most na vyhlídku, čeká ho v tuto chvíli trasa o délce 5 km, která vede přes lávku v blízkosti vlakové stanice Praha-Satalice (viz červená trasa na Obrázek 3). Přitom zmiňovaná vyhlídka je od stanice metra Černý Most vzdálena pouze necelých 800 metrů vzdušnou čarou. Uvažovaná lávka by tuto trasu zkrátila o 3 km, tudíž na cca 2 km (viz zelená trasa na Obrázek 3).



Obrázek 3 - Přesnější poloha lávky na jihu Satalic (satelitní snímek) (zdroj [1])



Obrázek 4 – Detail umístění lávky (zdroj [1])

Při prohlídce zájmového území jsem pořídil několik fotografií pro bližší seznámení s budoucí lokací navrhované lávky. Pro pěší vedou k lávce dvě hlavní cesty, a to z vlakového nádraží Praha-Satalice a cesta z opačného směru ze stanice metra a autobusu Černý Most. Fotodokumentace byla pořízena ze západní strany železniční tratě.



Foto 1 – Cesta ze Satalic, Satalice v dálce (foto autora)



Foto 2 – Pohled na zájmové území při příchodu ze Satalic (foto autora)



Foto 3 – Panoramatická fotografie zpod Novopackého mostu se zvýrazněnou polohou navrhované lávky (foto autora)

Železniční trať se nachází ve výrazně nižší nadmořské výšce, než je výška spojovaných cyklostezek, a tak s průjezdným prostorem vlaku nebude při návrhu problém (viz Foto 4). Na

obou stranách přemostňovaného objektu se nachází volné prostranství, ideální pro vybudování zázemí v době výstavby.



Foto 4 – Pohled na zájmové území ze strany Satalic, lávka umístěna z našeho pohled před mostem (foto autora)



Foto 5 – Jižní strana trati (foto autora)



Foto 6 – Pohled na zájmové území ze strany Černého Mostu, lávka umístěna z našeho pohledu za mostem (foto autora)



Foto 7 – Zájmové území ze stezky z Černého Mostu (foto autora)



Foto 8 – Pohled na silniční most a zájmové území při příchodu ze strany Černého Mostu (foto autora)

Most na Novopacké je jednoduchý silniční trámový most o 4 polích, načež nejdelší pole má délku cca 15 metrů. Uvažovaná lávka se nachází po pravé straně tohoto mostu ve směru na Prahu (viz obrázky mapy).



Foto 9 – Pohled na nosnou konstrukci přilehlého silničního mostu (foto autora)

3. Rešerše

3.1 Úvod rešerše

Cílem mé rešerše jsou rámové a trémové mosty, zejména mosty integrované. Prvním krokem je zjištění mně zatím nejasných informací. Komparace integrovaných mostů s jinými druhy mostů. Principy návrhu a výstavby integrovaných mostů a v jakých případech použít integrované mosty a kdy naopak mosty semi-integrované.

Integrované mosty nebývají nejzajímavějším typem mostů po estetické stránce, ale to v mém případě vůbec nevadí. Most se nachází v blízkosti dálnice, v místě, kde většina konstrukce nebude přímo viditelná. Z tohoto důvodu se v mé práci estetické stránce návrhu budu věnovat pouze okrajově.

3.2 Trémové konstrukce

Trémová konstrukce je vhodná volba pro most, na který se nehodí konstrukce desková. Důvodem může být například příliš velká délka přemostění. Deskové konstrukce běžně používáme do rozpětí přibližně 35 m. Trémové konstrukce se vyznačují menší spotřebou materiálů, ale v případě menších rozpětí se dává většinou přednost mostům deskovým z důvodu nižší pracnosti. Doposud maximální rozpětí trémového mostu bylo dosaženo na mostě Stolma v Norsku, kde se povedlo překonat rekordních 301 m. Jednalo se o nejdelší rozpětí přemostěné pomocí letmé betonáže. Tento rekord byl překonán na mostě Shibampo Yangtze (most Shibampo přes řeku Yangtze v Chongqingu) v Číně. Pole největšího rozpětí Shibampo Yangtze mostu měří 330 m. U obou zmiňovaných mostů se jedná o víceméně stejný typ konstrukce s proměnnou výškou. [2] [3] [4]



Foto 10 – Most Stolma v Norsku (zdroj [3])



Foto 11 – Most Shibampo přes řeku Yangtze v Chonggingu (zdroj [4])

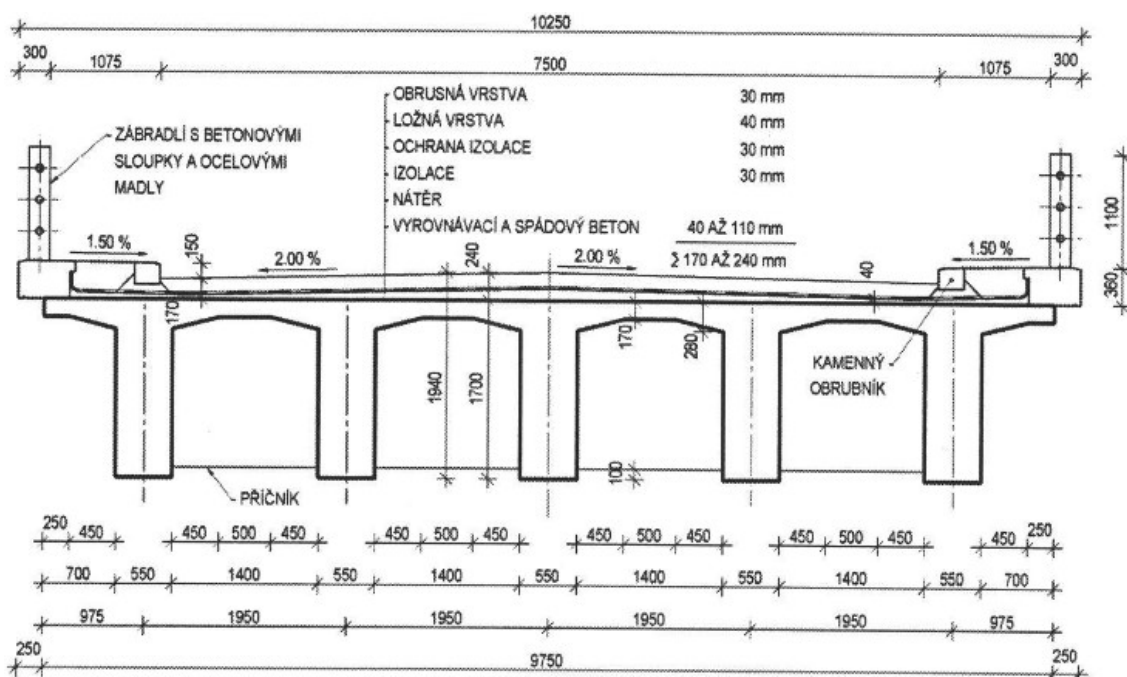
Trámové mosty se v současné době navrhují převážně jako předpjaté betonové konstrukce. V určitých situacích lze navrhnout i železobetonové trámové mosty. [2]

Nosné prvky trámových konstrukcí můžeme rozdělit na 3 části. První částí jsou trámové mosty s nosnou konstrukcí přenášející účinky zatížení v podélném směru do koncových podpěr. [2]

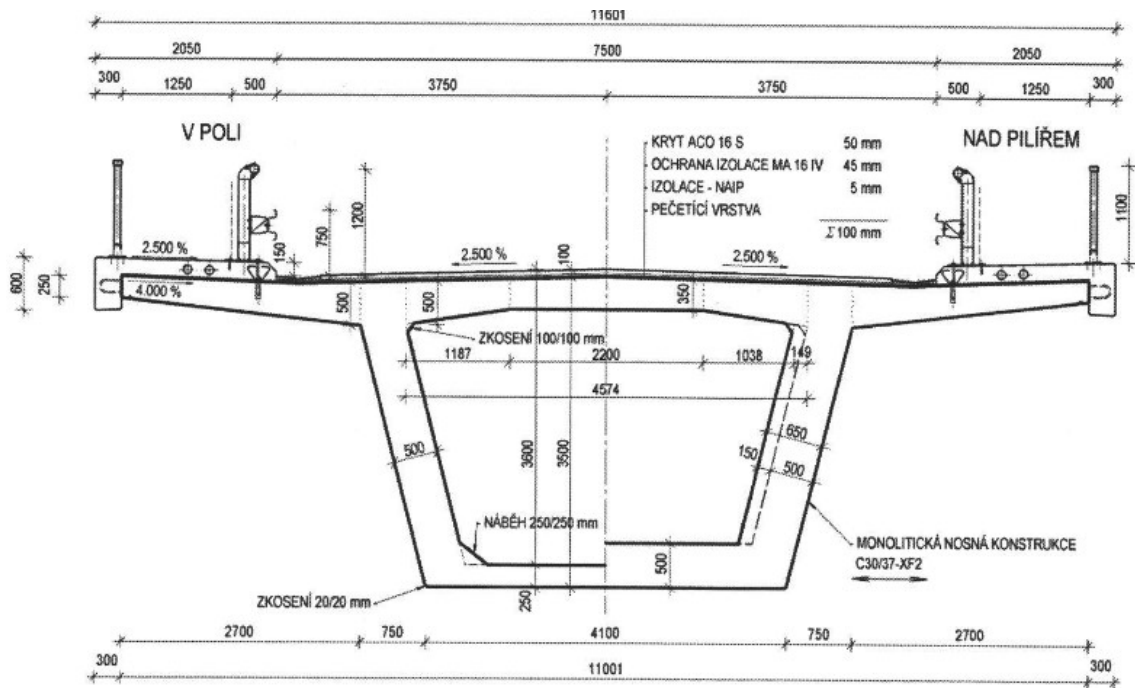
Druhou částí je mostovka. Mostovkou je myšlena deska roznášející účinky zatížení v příčném směru. Především jde o zatížení dopravou. Mostovka společně s podélnými trámy tvoří průřez (nejčastěji „T-průřez“), který působí v podélném směru. [2]

Třetí částí konstrukce jsou příčná ztužidla neboli příčníky. Příčná ztužidla se navrhují pro zvýšení ohybové tuhosti příčného řezu a lepší roznesení účinků zatížení na jednotlivé trámy. Příčníky se v dnešní době ve valné většině případů navrhují pouze nad koncovými podporami. Existují výjimky, například výrazně zakřivené konstrukce, kde se navrhne příčník i nad mezilehlými poli anebo uvnitř samotného pole. Jedním z hlavních důvodů nenavržení mezilehlých příčníků je nutnost volného průjezdu bednění a nosníků skruže. Výška trámu se pohybuje mezi L/16 a L/19 m, kde L je rozpětí hlavního pole. [2]

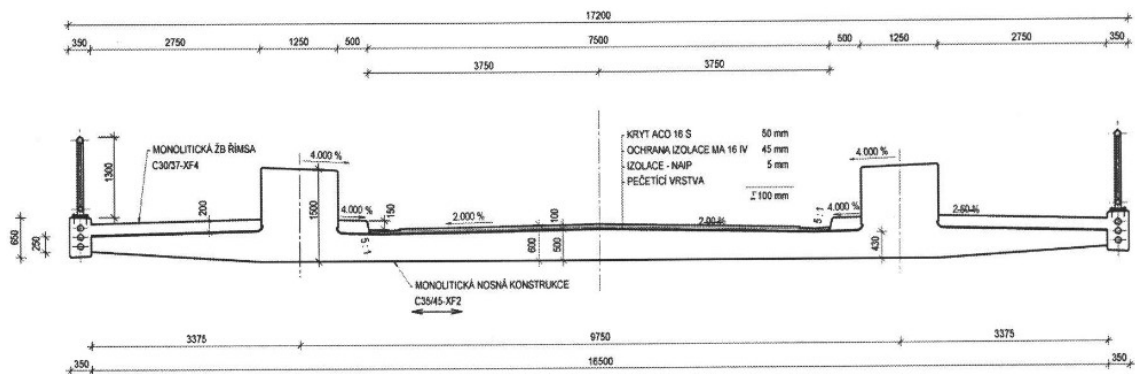
Jedno z prvních dělení typů trémových konstrukcí rozděluje konstrukce s tzv. „otevřeným průřezem“, viz Obrázek 5 a konstrukce s tzv. „uzavřeným průřezem“, viz Obrázek 6. Konstrukce uzavřené se nejčastěji nazývají jako konstrukce „komorové“. Výhodou komorových konstrukcí je vysoká tuhost v kroucení, vyšší poměr momentu setrvačnosti k vlastní tíze a úspora materiálu. Uzavřené konstrukce jsou pracnější na výstavbu než konstrukce otevřené, a proto se využívají převážně na větší rozpětí. Na kratší rozpětí se preferuje jednoduchost otevřených konstrukcí. Speciálním typem trémové konstrukce je konstrukce s dolní mostovkou neboli parapetní nosník (viz Obrázek 7), používaný v případě omezené stavební výšky (vzdálenost mezi niveletou konstrukce a nejnižším bodem nosné konstrukce). Tento typ konstrukce je nejčastěji používán při přemostění vodních toků, kde je nutno dodržet minimální výšku prostoru mezi niveletou vodní hladiny a konstrukcí mostu. [2]



Obrázek 5 – Trémová konstrukce s otevřeným průřezem (zdroj [2])

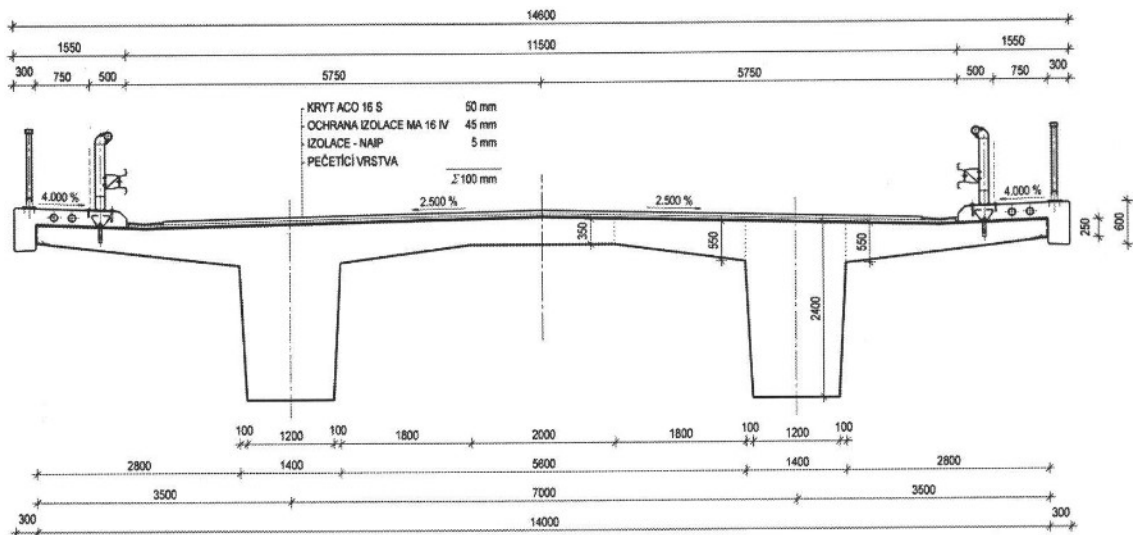


Obrázek 6 – Trámová konstrukce s uzavřeným průřezem (zdroj [2])

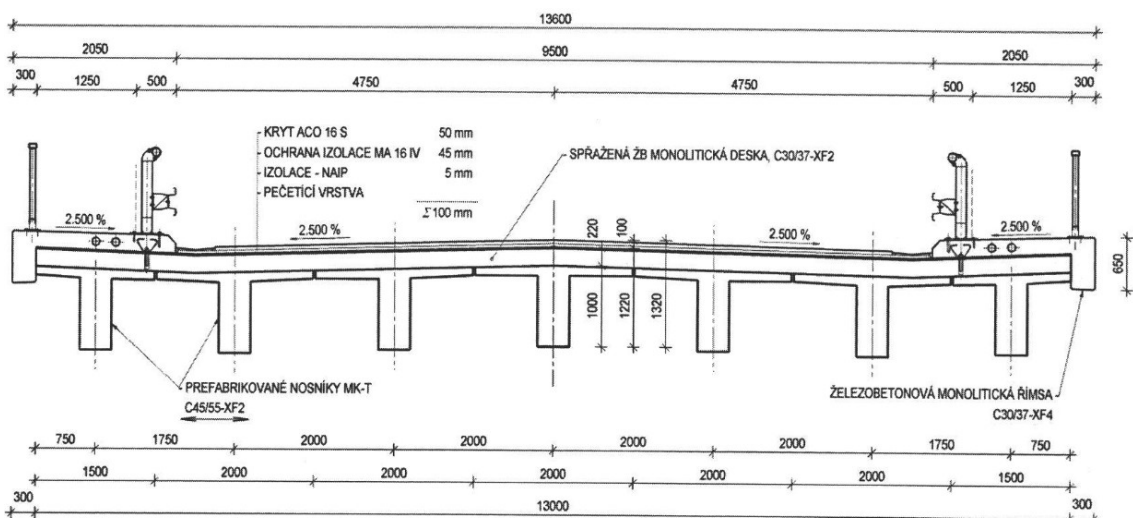


Obrázek 7 – Parapetní nosník (zdroj [2])

Dalším dělením trámových konstrukcí je rozdělení na monolitické a prefabrikované konstrukce. Hlavním rozdílem je počet použitých trámů. V případě monolitické konstrukce se v současné době, za pomoci předpětí a betonu vysoké pevnosti, preferuje použití maximálně dvou trámů (viz Obrázek 8). Tento druh konstrukce se používá převážně na konstrukce do délky cca 35-45 m, načež v případě konstrukcí prefabrikovaných není neobvyklé použít výrazně vyšší počet trámů (viz Obrázek 9). [2]



Obrázek 8 – Monolitická trámová konstrukce (zdroj [2])



Obrázek 9 – Prefabrikovaná trámová konstrukce (zdroj [2])

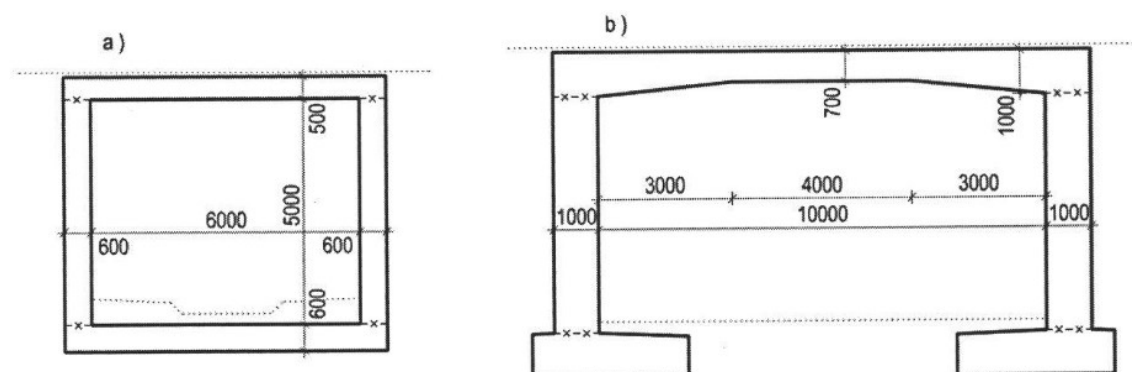
Konstrukce komorové se z důvodu vyšší pracnosti navrhují na vyšší rozpětí, a to od cca 45–50 m výše. Konstrukce se navrhují jedno, dvou a vícekomorové, nejčastěji se však využívá průřez jednokomorový. Výška řezu se odhaduje podle empirie jako $L/19$ – $L/20$, kde $L = 45$ – 80 m. Pro železniční mosty platí odhad $L/15$. Při použití postupného vysouvání se výška řezu odhaduje na $L/13$ – $L/15$. Nad 80 m se nejspíše využije letmá betonáž, protože tak velké rozpětí většinou znamená, že se jedná o konstrukci nad nepřístupným nebo těžko přístupným prostředím. [2]

3.3 Rámové konstrukce

Rámové konstrukce si lze jednoduše představit jako monoliticky spojenou spodní stavbu s příčlemi. Monolitickým spojením sloupu a příčle vzniká tzv. „rámový roh“. Hlavním rozdílem rámových a ostatních trámových mostů je právě spojení spodní stavby s nosnou konstrukcí. U rámových konstrukcí lze ovlivnit momenty v poli mostu pomocí upravení prvků

spodní stavby konstrukce. Naopak u konstrukcí s ložiskem mezi horní a spodní stavbou toto není možné z důvodu, že momentové účinky samozřejmě „nepřecházejí“ přes ložisko, a tudíž úprava spodní stavby nemá tak velký vliv na ohybový moment na nosné konstrukci.

Rámové mosty se dělí na konstrukce uzavřené a konstrukce bez dolní desky (viz Obrázek 10). Rámové mosty mají hned několik podob. Patří mezi ně malé, střední i velké konstrukce. Malé železobetonové rámové konstrukce se navrhují do rozpětí 10 m, v nějakých případech až do 15 m. U delších rozpětí se dolní deska navrhuje s větší tloušťkou než deska horní. Důvodem zesílení dolní desky je větší namáhání. Tloušťka stěn se navrhuje alespoň stejně velká jako tloušťka desek z důvodu co nejideálnějšího vetknutí, ačkoliv by tloušťka stěn mohla být výrazně menší. Co se týče vlastní únosnosti stěn, tak by stěny mohly být většinou výrazně štíhlejší, a to z důvodu předepnutí tlakovou normálovou silou, která v nich působí. Kvůli malé tloušťce dolní desky je v nějakých případech nutné založení v nezámrazné hloubce, kterou obvykle činí 0,8 m, dodatečně zajistit. Nejčastějším způsobem je zesílení vrstvy podkladního betonu. Na rozdíl od integrovaných konstrukcí (viz níže), jsou tyto zmiňované konstrukce natolik tuhé, že často není potřeba počítat s kolísáním zemního tlaku vlivem dilatace koncovým podpor. Při návrhu se proto uvažuje zemní tlak v klidu. [2]



Obrázek 10 – a) Rámová uzavřená konstrukce, b) Rámová konstrukce bez dolní desky (zdroj [2])

Střední konstrukce se používají například pro nadjezdy přes komunikaci a menší vodní toky. Tyto konstrukce většinou už obsahují mezilehlé podpěry. Středně velké rámové konstrukce mohou být rámově spojeny se všemi podpěrami nebo pouze s podpěrami mezilehlými a na koncových opěrách uloženy na ložiska. Stejným způsobem se řeší i rámy vzpěradlové. [2]

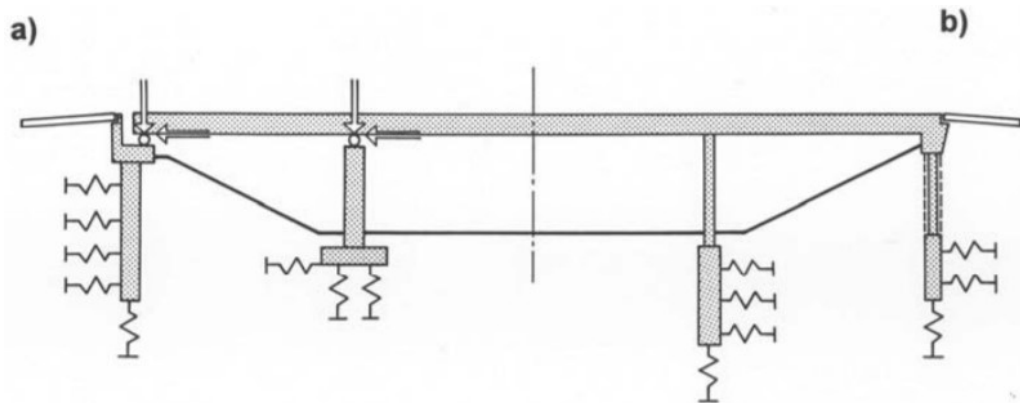
U velkých objektů jsou rámové stojky často rozdělené na více (dvojici) tenkých stěn. Důvodem rozdělení je možnost větších dilatačních posunů. [2]

Posledním typem rámové konstrukce a pro moji práci nejdůležitějším typem, je tzv. integrovaný most. Stručně řečeno, integrované mosty jsou navrhovány ve snaze o omezení

údržby, čehož je dosaženo vynecháním ložisek a mostních dilatačních závěrů. Na první pohled se integrované mosty velice podobají rámové konstrukci, avšak u integrovaných konstrukcí, narozdíl od klasických rámových konstrukcí, hraje spolupůsobení s navazující přechodovou oblastí zemního tělesa důležitou roli. [2]

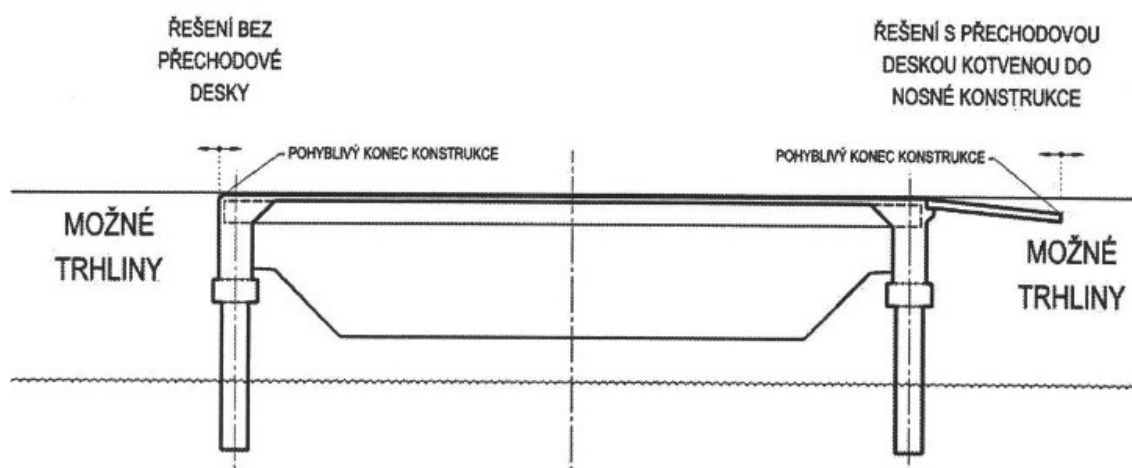
3.4 Integrované mosty

3.4.1 Úvod do integrovaných mostů

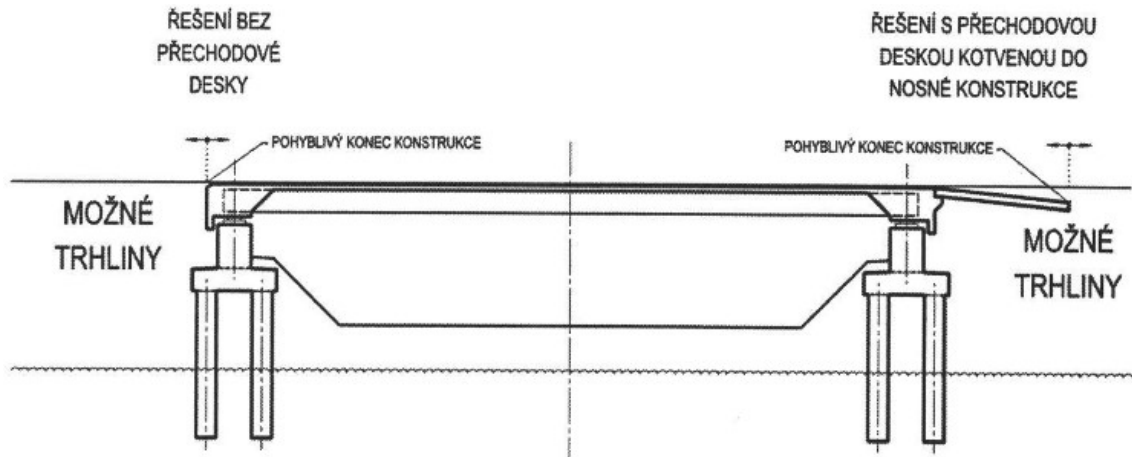


Obrázek 11 – Rámová konstrukce o třech polích: a) Klasická rámová konstrukce s ložisky a závěrem, b) integrovaná konstrukce (zdroj [5])

Integrované mosty dělíme na konstrukce plně integrované (viz Obrázek 12) a konstrukce semi-integrované (viz Obrázek 13). Rozdíl mezi těmito konstrukcemi je v použití, resp. nepoužití mostních ložisek. Zatímco mosty plně integrované se navrhují jako jeden monolitický celek bez ložisek, u mostů semi-integrovaných se navrhuje ložisko mezi opěrou a mostním svrškem. [2]



Obrázek 12 – Plně integrovaná konstrukce (zdroj [2])



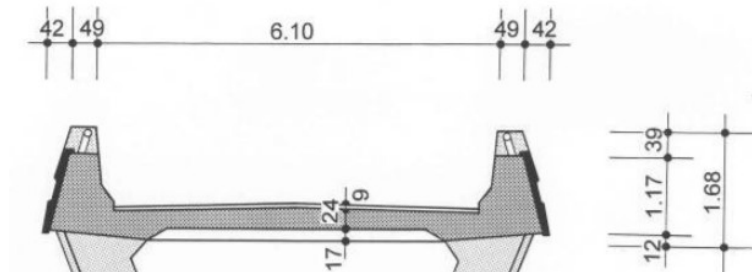
Obrázek 13 – Semi-integrovaná konstrukce (zdroj [2])

Namísto ložisek se v případě plně integrovaných konstrukcí zařizují rámové spojení nosné konstrukce a spodní stavby, nebo spojení využitím rubových kloubů. Pro představu zde uvedu pár již zrealizovaných integrovaných konstrukcí na území České republiky. [6]

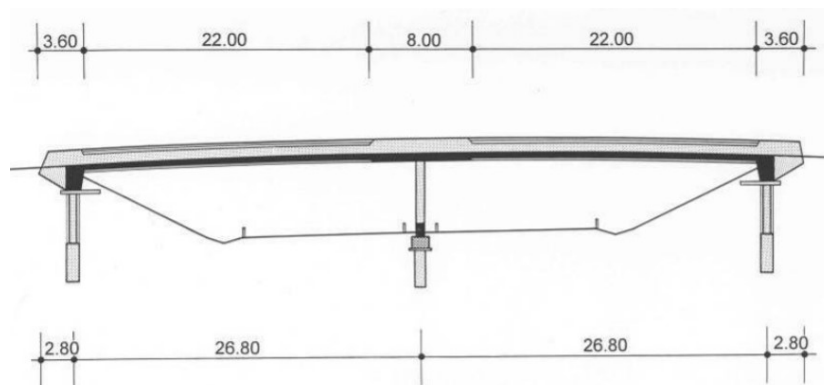
3.4.2 Příklady integrovaných konstrukcí

3.4.2.1 Nadjezd polní cesty nad rychlostní komunikací R35

Zde se jedná o konstrukci využívající, v kapitole 3.2 popsaný, parapetní nosník. Konstrukce o dvou polích je spojena se střední stojkou tvaru V.



Obrázek 14 – Parapetní nosník nadjezdu nad rychlostní komunikací R35 (zdroj [6])



Obrázek 15 – Podélný řez nadjezdem nad rychlostní komunikací R35 (zdroj [6])

Konec mostu je vyřešen pomocí koncového příčnicku s krátkými křídly. Koncové opěry jsou podepřeny vrtanými pilotami. Průměr pilot je zmenšen v horní části, v blízkosti koncové opěry. Důvod k zeslabení horní části piloty je vysvětlen v kapitole 3.4.5.4. [6]



Obrázek 16 – Koncová opěra a V stojka nadjezdu nad rychlostní komunikací R35 (zdroj [6])

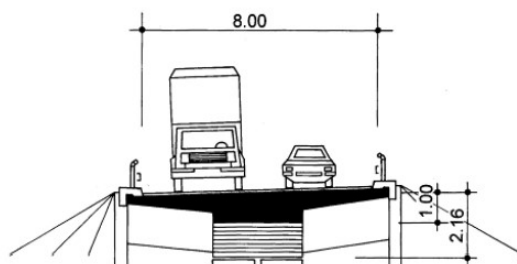
3.4.2.2 Silniční nadjezd nad rychlostní komunikací R35

Druhým příkladem je silniční integrovaný most přes, již v kapitole 3.4.2.1 zmiňovanou, rychlostní komunikaci R35. Most je zkonstruován jako vzpěradlový rám o třech polích.



Foto 12 – Silniční nadjezd nad rychlostní komunikací R35 (zdroj [6])

Trámová mostovka má proměnnou výšku a je kloubově připojena k šikmým vzpěradlovým stojkám. Koncové opěry jsou tvořeny monolitickými příčnickými spojenými se základy šikmých stojek. Vzhledem k tomuto řešení vzniká tzv. samokotvený systém, díky němuž je konstrukce zatěžována pouze svislými silami. [6]



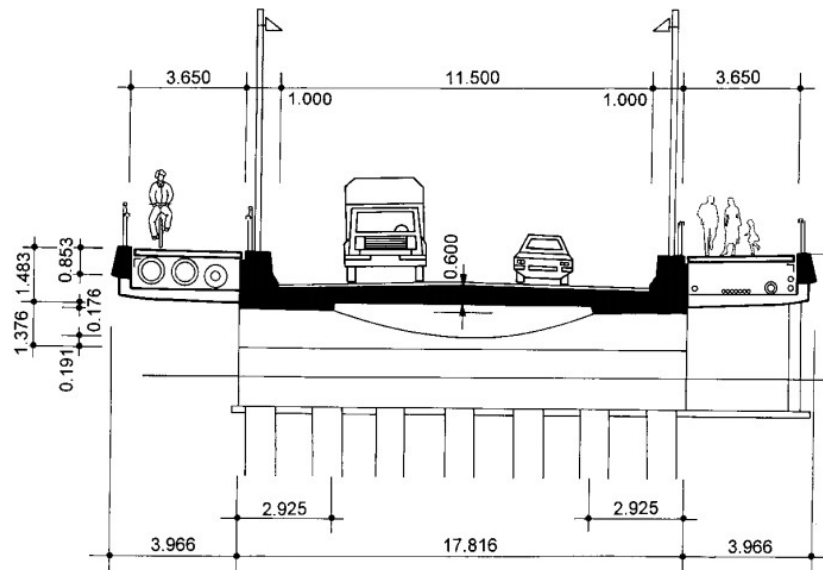
Obrázek 17 – Příčný řez silničním nadjezdem nad rychlostní komunikací R35 (zdroj [6])

3.4.2.3 Most přes Moravu a obtok v Olomouci

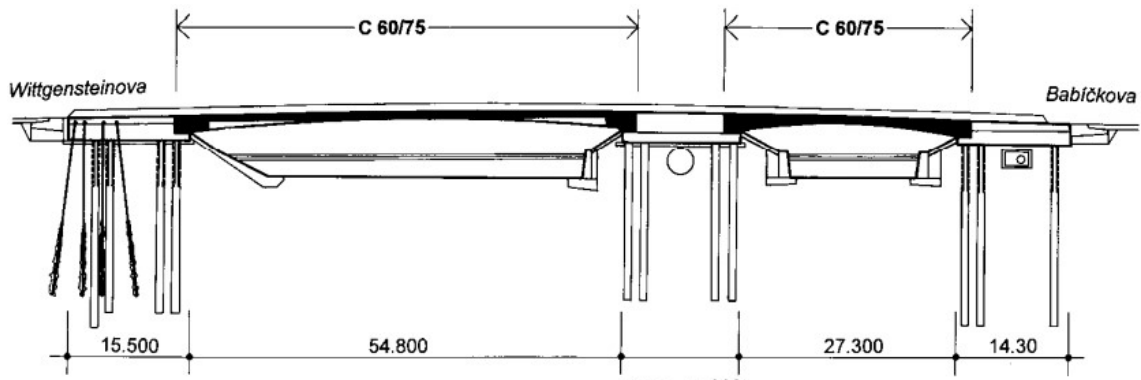


Foto 13 – Most přes Moravu a obtok v Olomouci (zdroj [6])

Třetím příkladem integrované konstrukce na území České republiky je konstrukce přemostující řeku Moravu a obtok v Olomouci. Jedná se o spojitý nosník o dvou polích. Středová podpěra je umístěna na svah mezi řekou a obtokem. Nosník je na koncích pružně vetknut do koncových opěr. Most v Olomouci, stejně jako most zmiňovaný v kapitole 3.4.2.1, je založen na pilotách, které jsou v horní části zeslabeny. Využité jsou také předpjaté zemní kotvy pro zachycení tahových sil. Nosná konstrukce je vzhledem ke štíhlosti konstrukce navržena z vysokopevnostního betonu C 60/75. Mimo umožněné štíhlosti má také vysokopevnostní beton výhodu z pohledu dlouhodobé deformace konstrukce. [6]



Obrázek 18 – Příčný řez mostu přes Moravu a obtok v Olomouci (zdroj [6])



Obrázek 19 – Podélný řez mostu přes Moravu a obtok v Olomouci (zdroj [6])

3.4.3 Princip integrovaných mostů

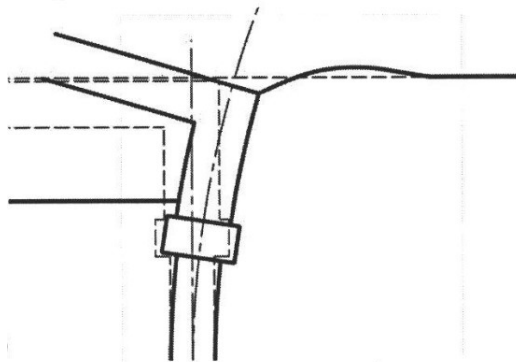
Jak jsem se již zmínil v kapitole 3.3, integrované konstrukce mají zásadní výhody a nevýhody oproti „regulérním“ konstrukcím. Mezi hlavní výhody integrovaných konstrukcí patří především větší trvanlivost, menší nároky a náklady na údržbu, delší životnost a lepší celkový poměr spolehlivosti ku náročnosti a ceně. Tyto výhody konstrukce získává převážně eliminací problémových prvků, jako jsou mostní ložiska a dilatační závěry. Odstraněním těchto, na údržbu náročných, částí, předchází konstrukce následkům, které mohou nastat jejich poškozením. Díky tomu, že rámové konstrukce umožňují redistribuci vnitřních sil na mezi únosnosti ve vyšší míře, je další výhodou zvýšená bezpečnost proti přetížení. Poslední zásadní výhodou jsou celoživotní náklady. Je pravda, že ve většině případů jsou prvotní náklady na výstavbu integrovaného mostu dosti podobné ostatním mostům, které jsou uloženy na ložiska, ale díky již zmiňované absenci mostních ložisek a dilatačních závěrů se ušetří na prohlídkách, údržbě, opravách a

rekonstrukcích, tudíž většinou vyjdou celoživotní náklady nižší než u ostatních konstrukcí. Dokonce i náklady na finální demolici integrovaného objektu bývají nižší.

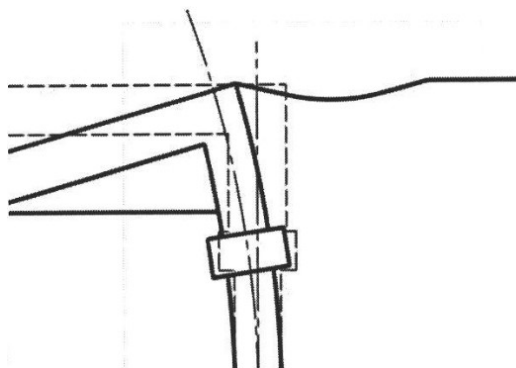
Co se nevýhod týče, jde především o vyšší pracnost z důvodu spolupůsobení integrovaných konstrukcí s okolním zásyem (terénem). [2]

3.4.4 Spolupůsobení se zeminou

V případě integrovaných konstrukcí se musí dbát velká pozornost na spolupůsobení konstrukce s navazující oblastí zemního tělesa. Vzhledem k tomu, že integrované konstrukce mají zamezené dilatační posuny horní části konstrukce nezávisle na spodní stavbu, musí se důkladně prozkoumat reakce celé konstrukce v případě dilatace. Jak jde vidět z Obrázek 20, v případě prodloužení konstrukce, vlivem např. zvýšené teploty, dochází k zatlačení rubu koncové podpěry do zeminy a tím se tlak v klidu od zeminy mění na tlak pasivní. V opačném případě, kdy se konstrukce oproti svému původnímu stavu zkrátí, rub koncové podpěry se od okolní zeminy oddaluje a tlak začíná působit na konstrukci jako tlak aktivní (viz Obrázek 21). Opakováním procesu zkracování a prodlužování konstrukce dochází k dodatečnému dohutňování záspy a tím k poklesu nivelety. V ojedinělých případech může dojít i k vybočení krytu vozovky. [2]



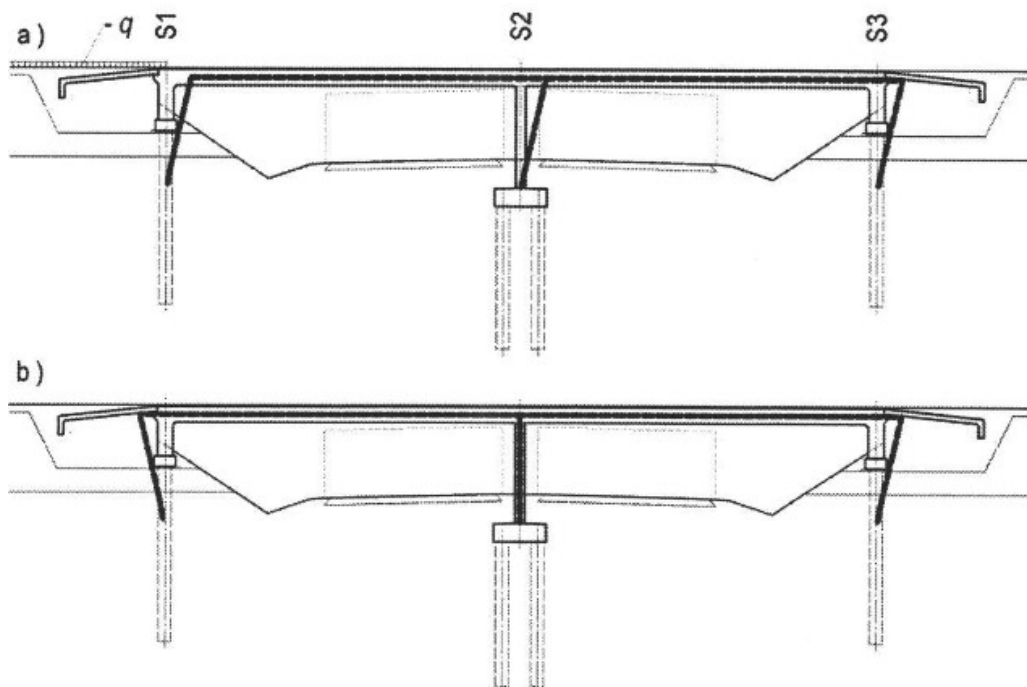
Obrázek 20 – Zatlačení koncového rubu do zeminy (zdroj [2])



Obrázek 21 – Oddálení koncového rubu od zeminy (zdroj [2])

Zatlačení koncového rubu do zeminy, či oddálení od zeminy může být způsobeno několika způsoby. Prvním způsobem jsou silové účinky. Mezi silové účinky se řadí například zatížení zemního tělesa za koncovou opěrou, kdy svislé pohyblivé zatížení na těleso vyvolá vodorovný posun konstrukce. Dalšími silovými účinky jsou například brzdné a rozjezdové síly na mostě, vyvolávající stejné vodorovné posuny konstrukce. Takto fungující silové účinky působí na konstrukci jednostranně/nesymetricky (vysvětleno níže). Druhým způsobem jsou účinky deformační. Pod deformačními účinky rozumíme účinky ovlivněné objemovými změnami betonu, jako například smršťování a dotvarování betonu a vlivem změny teploty. Deformační účinky deformují konstrukci oboustranně/symetricky (vysvětleno níže). [2]

U plně integrovaných konstrukcí dochází k symetrickým a nesymetrickým posunům koncových rubů. Nesymetrické neboli jednosměrné posuny nastávají vlivem již zmiňovaných silových účinků. V případě většího svislého zatížení za jednou opěrou (např. zatížení dopravou) dochází k oddálení rubu této opěry od přechodové oblasti a zatlačení rubu druhé koncové opěry do přilehlého zemního tělesa. Tím dochází ke zvětšení zemního tlaku za touto protilehlou koncovou opěrou (viz Obrázek 22a). Deformační účinky vedou k druhému typu posunu, a to k symetrickému neboli obousměrnému posunu, kde se zvětší (resp. zmenší) délka konstrukce do obou stran. Symetrickým vodorovným posunem konstrukce se samozřejmě mění zemní tlak za oběma koncovými opěrami (viz Obrázek 22b). [2]



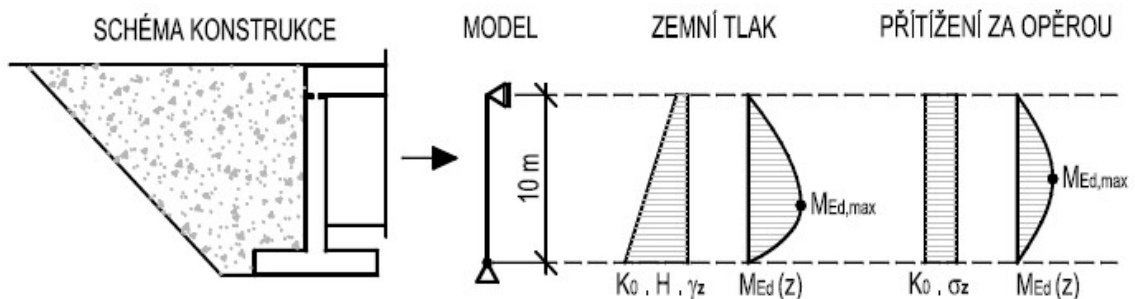
Obrázek 22 – a) Nesymetrický posun konstrukce, b) Symetrický posun konstrukce (zdroj [2])

Podle ČSN EN 1997-1 jsou k mobilizaci pasivního tlaku nutné posuny rovné okolo 3 % - 5 % výšky konstrukce. To znamená, že pokud má naše koncová opěra výšku například 10 m, k mobilizaci pasivního tlaku bude potřeba posun o cca 300 mm až 500 mm. Takto velkých posunů se v praxi nikdy nedosáhne, což znamená, že na konstrukci vždy budou působit hodnoty tlaku mezilehlé mezi zemním v klidu a zemním pasivním. [2][12]

K mobilizaci zemního tlaku aktivního je potřeba výrazně menších hodnot vodorovného posunu konstrukce. Podle ČSN 1997-1 se posun pohybuje mezi 0,05 % až 0,5 % výšky konstrukce. U stejné konstrukce o výšce 10 m je potřeba k mobilizaci aktivního tlaku posun o pouhých 5 mm až 50 mm, což už je v praxi snadněji dosažitelné, a tudíž by se počítalo s aktivním zemním tlakem. Z důvodu postupného dohutňování zásypu opakovanou dilatací je vhodnější uvažovat alespoň zemní tlak v klidu namísto aktivního tlaku. Ke speciálnímu případu dochází při hutnění i ve svislém směru, kdy samotná opěra klesne a na opěru nepůsobí žádný zemní tlak kvůli vzniku úzké mezery mezi rubem konstrukce a zemním tělesem. [2][12]

Oba případy se vztahují zejména na konstrukce ve zhutněné zemině.

3.4.5 Navrhování integrovaných konstrukcí



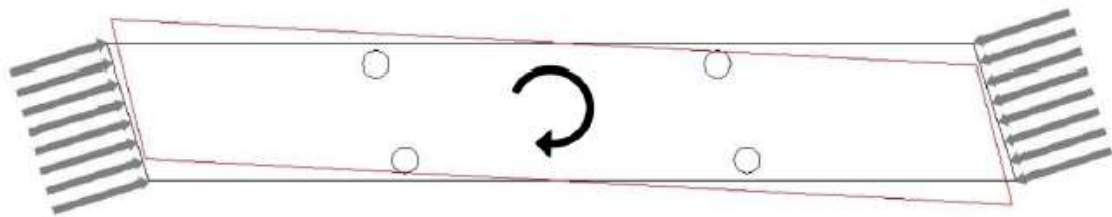
Obrázek 23 – Schéma zatížení integrované plošné opěry (zjednodušené) (zdroj [8])

3.4.5.1 Půdorysné zakřivení integrovaných mostů

Prvním rozdělením při návrhu integrovaného mostu je jeho půdorysné zakřivení. V případě výrazně zakřiveného mostu nastává problém vzniku (mimo vznik podélných normálových sil a napětí) příčných ohybových momentů. Díky výraznému zakřivení také dochází k menším posunům konců mostu. V této práci se jedná o půdorysně přímý most, proto se tématu půdorysně zakřivených mostů nebudu hlouběji věnovat. Co se přímých mostů týče, ve většině případů se dají uvažovat posuny konců integrovaného mostu obdobné jako u mostů neintegrovaných. [8]

3.4.5.2 Šikmost integrovaných mostů

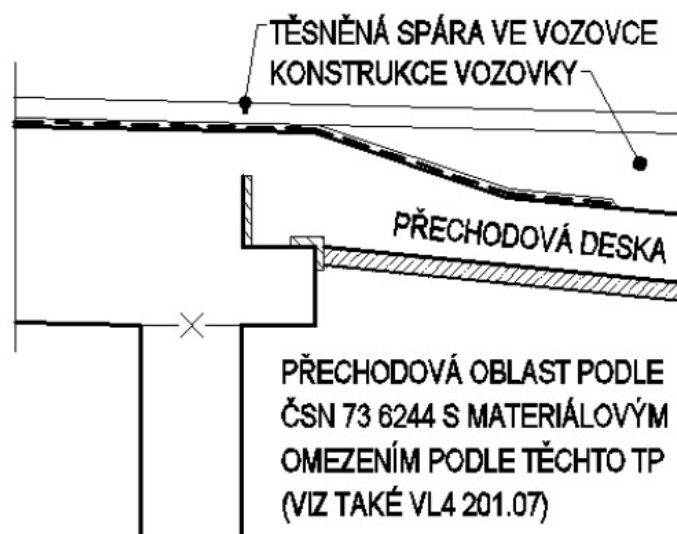
Dalším důležitým faktorem při navrhování integrovaného mostu je šikmost samotného mostu. Zvýšení tuhosti podélné osy nosné konstrukce je jedna ze dvou hlavních vlastností zapříčiněná šikmostí mostu. Druhým důsledkem je pootočení konstrukce mostu vlivem šikmosti koncových opěr a zatížením v půdorysné rovině mostu (viz Obrázek 24). Vzhledem ke zmiňovaným jevům se redukuje maximální dilatující délka integrovaných mostů a v případě větší šikmosti se celkově odchází od integrované varianty konstrukce. [8]



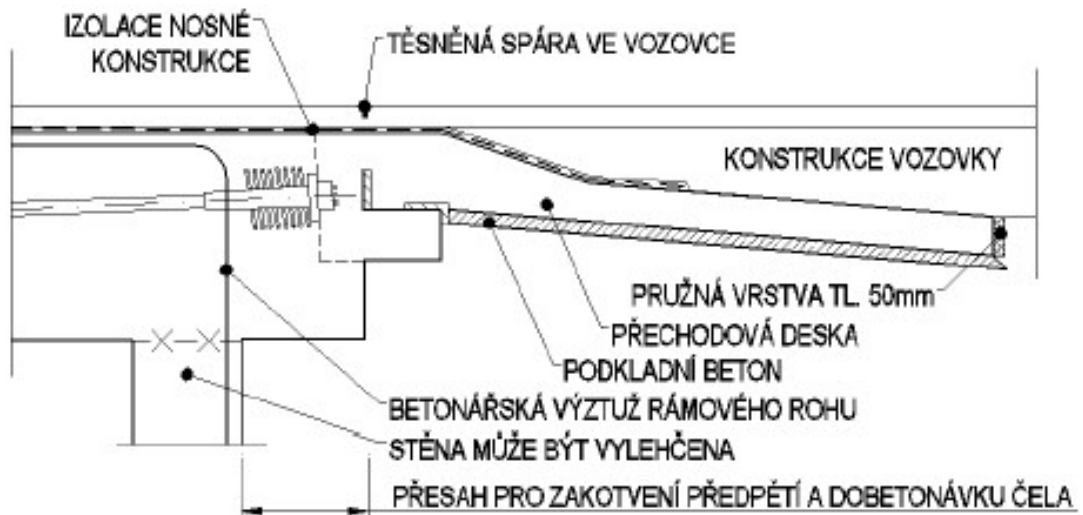
Obrázek 24 – Pootočení konstrukce integrovaného mostu vlivem šikmosti koncových opěr (zdroj [8])

3.4.5.3 Dodatečné předpětí integrovaných mostů

Při návrhu integrovaného mostu s dodatečným předpětím nastává hned několik technologických potíží. Prvním problémem je kotvení předpínací výztuže. Druhým problémem je postup výstavby a zohlednění dodatečného předpínání při návrhu integrované konstrukce. První zmíněný problém se řeší pomocí upravení detailu spoje nosné konstrukce se spodní stavbou. Úprava konstrukce pro kotvení předpínací výztuže je vidět na Obrázek 25 a Obrázek 26. [8]



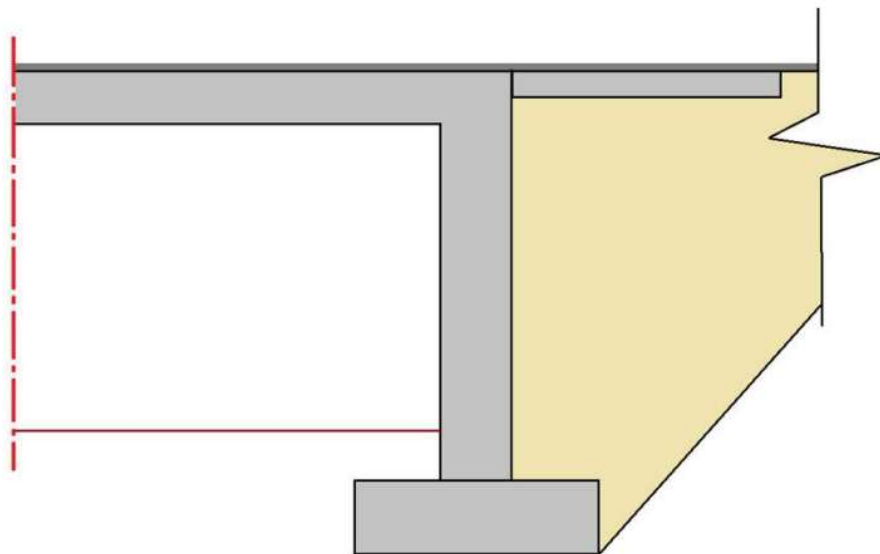
Obrázek 25 – Integrovaný most s přechodovou deskou bez předpětí (zdroj [8])



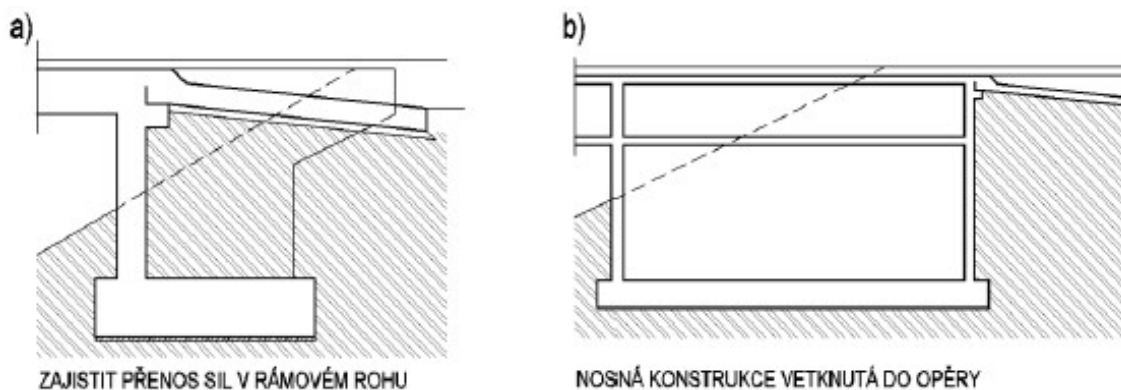
Obrázek 26 – Integrovaný most s přechodovou deskou upravený pro dodatečné předpětí (zdroj [8])

3.4.5.4 Opěry integrovaného mostu

Opěry integrovaných mostů se dají zjednodušeně rozdělit na dva základní typy. Prvně proberu integrované mosty s tuhými opěrami. Konstrukce s tuhými opěrami jsou převážně používány pro výrazně půdorysně zakřivené mosty. Tuhé opěry se navrhují pro mosty menších rozpětí z důvodu jejich vysoké tuhosti v podélném směru. Základním cílem tuhých opěr je omezení deformace od zatížení. Jednoduchou tuhou opěru lze popsat jako masivní železobetonovou opěru (viz Obrázek 27), tvořící spolu s nosnou konstrukcí staticky neurčitý rám. Podle požadované tuhosti opěry proti pootočení konce mostu rozlišujeme dva druhy tuhých opěr pro zakřivené integrované mosty (viz Obrázek 28). [8] [9]

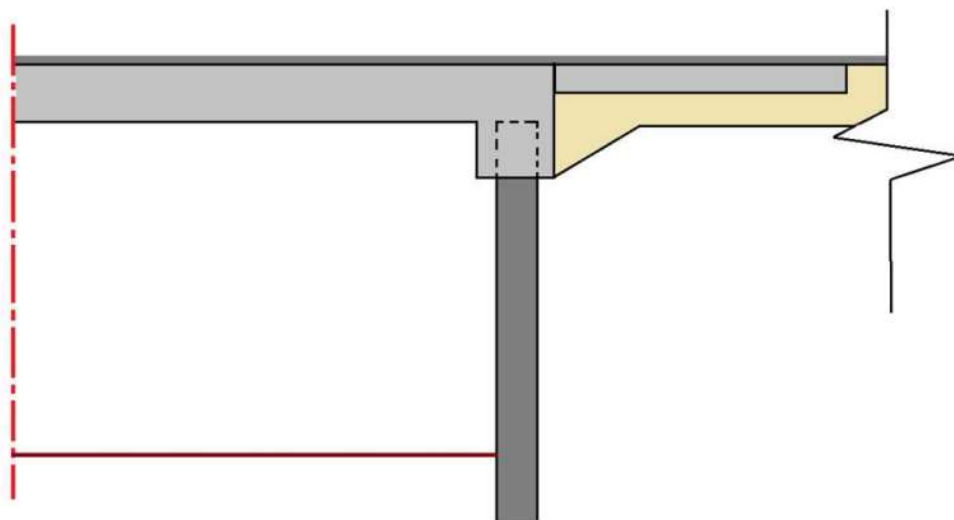


Obrázek 27 – Masivní železobetonová opěra s plošným základem (zdroj [9])

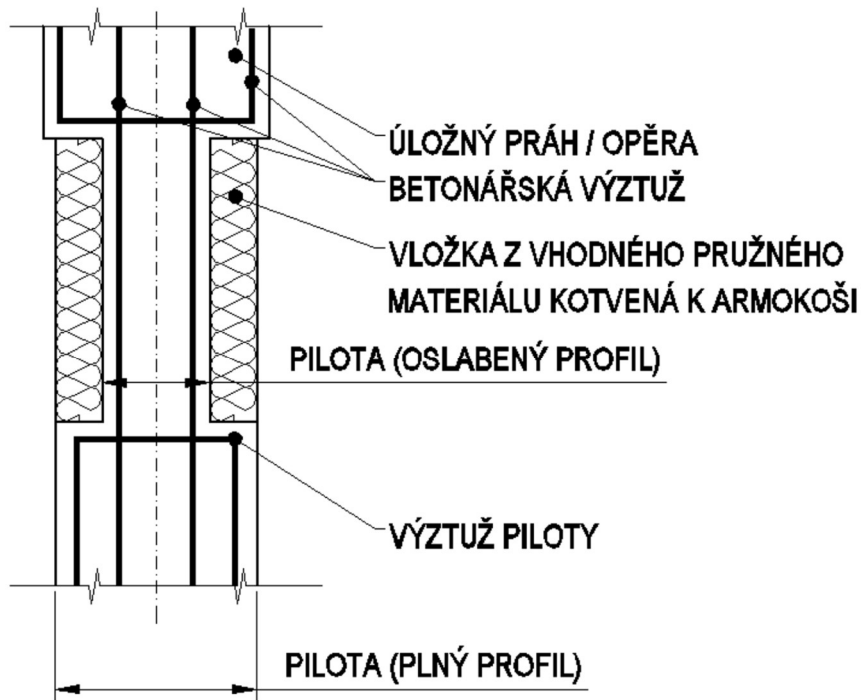


Obrázek 28 – Dva druhy tuhých opěr výrazně zakřivených integrovaných mostů (zdroj [8])

Druhým typem jsou opěry poddajné. Poddajné opěry jsou nejčastěji využívány pro půdorysně přímé mosty, a proto je použiji i při návrhu mé lávky. Cílem opěr poddajných je, narozdíl od tuhých opěr, umožnit deformace od zatížení, čímž dojde ke snížení účinků zatížení na zbytek konstrukce. Poddajná opěra vypadá například jako hlubinný základ s jednou řadou pilot (viz Obrázek 29). Často je i potřeba snížit tuhost poddajné opěry, toho je možné dosáhnout zúžením vrchní část piloty. Zmenšením průměru horní části piloty a nahrazení chybějícího materiálu jiným pružným materiálem, jako je například EPS (pěnový polystyren), lze dosáhnout potřebné tuhosti, a to bez výrazného snížení efektivity základu (viz Obrázek 30). [8] [9]



Obrázek 29 – Pilotová stěna napojena na příčník (zdroj [9])

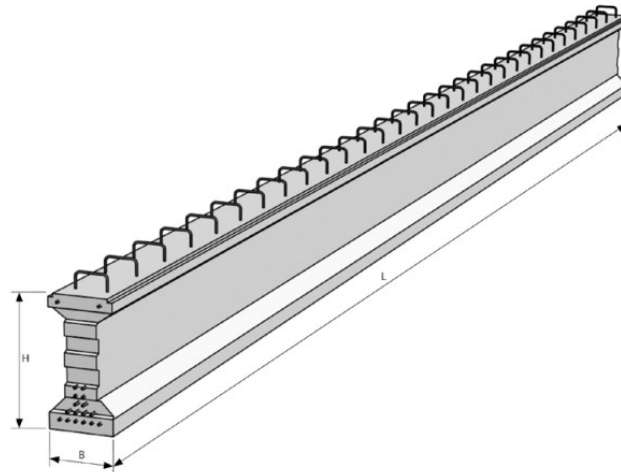


Obrázek 30 – Oslabení horní části dříku piloty (zdroj [8])

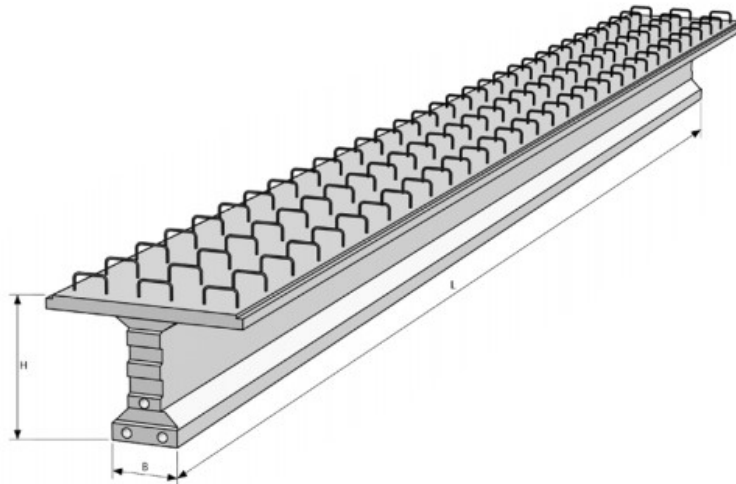
3.4.6 Prefabrikované mostní nosníky

V této kapitole se zaměřuji na jednotlivé typy prefabrikovaných nosníků použitelných pro můj typ konstrukce a konkrétní mostní nosníky dostupné v oblasti výstavby lávky. Vyhledám několik využitelných prefabrikovaných, předem nebo dodatečně předpjatých, nosníků, kterými se později nechám inspirovat při mém vlastním návrhu. Prefabrikované, převážně předem předpínané nosníky, jsou ideálním řešením nosné konstrukce lávky pro mnou řešenou situaci. Výhodou prefabrikované konstrukce oproti konstrukci monolitické je rychlost výstavby. Lávka se nachází v oblasti nad železniční tratí, tudíž se delší přerušování traťové dopravy prodraží. Díky využití prefabrikovaných nosníků je možné zkrátit omezení železničního provozu na pouhých pár hodin.

První dva nosníky jsou předem a dodatečně předpínané, určené pro spřažení s železobetonovou deskou, z KŠ PREFA. Prvním je KSP-NPP předem předpínaný mostní nosník, tvaru I, používaný do délky cca 30 m (viz Obrázek 31). Jedná se o nosník s menšími nároky na dopravu a montážní mechanismy. Druhým vhodným nosníkem od KŠ PREFA je obdobný dodatečně předpínaný odlehčený nosník tvaru T s názvem KSP-NDPO (viz Obrázek 32). T nosníky se vyrábějí na délky do cca 30 metrů a šířky nosníku 1000 až 2000 mm. Díky větší šířce horní pásnice nosníku je tento nosník vhodnější pro výstavbu lávky. Negativní vlastností je fakt, že se jedná o dodatečně předpínaný nosník, a ne předem předpínaný.

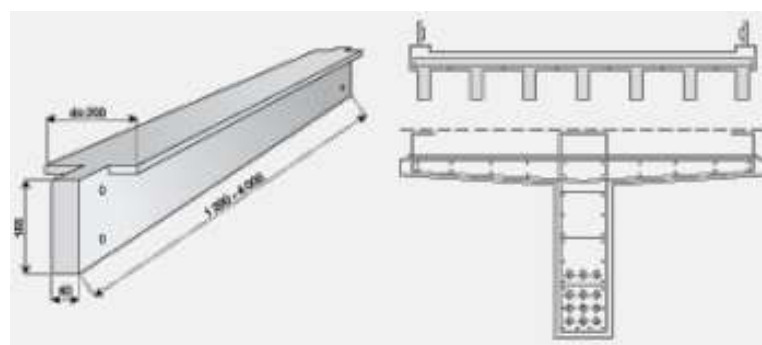


Obrázek 31 – KSP-NPP mostní nosník tvaru I (zdroj [28])



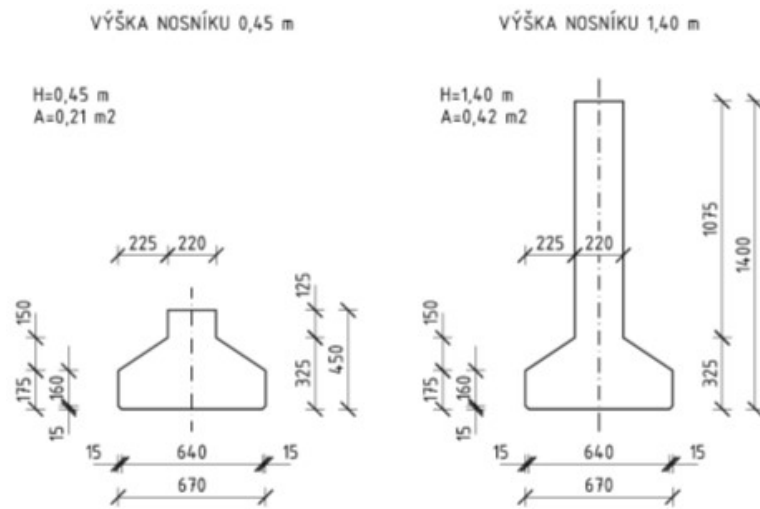
Obrázek 32 – KSP-NDPO mostní nosník tvaru T (zdroj [28])

Třetím možným nosníkem je na zakázku vyráběný mostní nosník MK-T; PETRA od ŽPSV. Stejně jako v předešlém případě se jedná o T nosník vhodný pro délku do 30 m o šířce horní pásnice do 2 m.



Obrázek 33 – MK-T; PETRA mostní nosník tvaru T (zdroj [29])

Posledním konkrétním prefabrikovaným nosníkem, který tu zmíním, je nosník MS-I. MS-I nosník je předem předpjatý a je navrhován od 9 až do 34 m délky. Konstrukční výška nosníku se pohybuje mezi 0,4–1,4 m.



Obrázek 34 – MS-I mostní nosník (zdroj [30])

4. Variantní řešení

V této části bakalářské práce se věnuji okrajovému návrhu několika řešení přemostění mého prostoru. Varianty řešení se liší převážně v typu nosné konstrukce. Poloha a délka přemostění zůstává identická pro všechny varianty. Všechny varianty jsou navrženy jako plně integrované polorámové konstrukce, tudíž jsou navrženy bez mostních závěrů a dilatačních ložisek. Délka přemostění mezi krajními opěrami je 24 m (délka mostu je 25 m). Po vypracování těchto návrhů bude vybrána jedna finální varianta, která bude v následujících kapitolách navržena a vypracována dopodrobna.

4.1 Charakteristika okolí

Jak již bylo zmíněno, lávka se nachází v bezprostřední blízkosti dálnice, a proto je nutné ji v návrhu zohlednit. Co se týče estetické stránky, u většiny návrhů se přikláním k výškově nezakřivené variantě, poněvadž se podle mého subjektivního názoru výškově zakřivená lávka (oblouková) tolik nehodí k vedlejší rovné linii silničního mostu. Vzhledem k nepříliš frekventovanému okolí není nutnost pro vizuálně výrazný, vůči prostředí vystupující návrh lávky. Proto se ve všech svých návrzích přikláním k jednodušším, minimalistickým a v některých případech i finančně dostupnějším návrhům.

4.2 Okrajové podmínky

4.2.1 Výškové okrajové podmínky

Z hlediska výškového uspořádání navrhované lávky je hned několik vstupů, na které je potřeba při návrhu dát pozor a jejich důležitost respektovat. Mezi tyto vstupy patří:

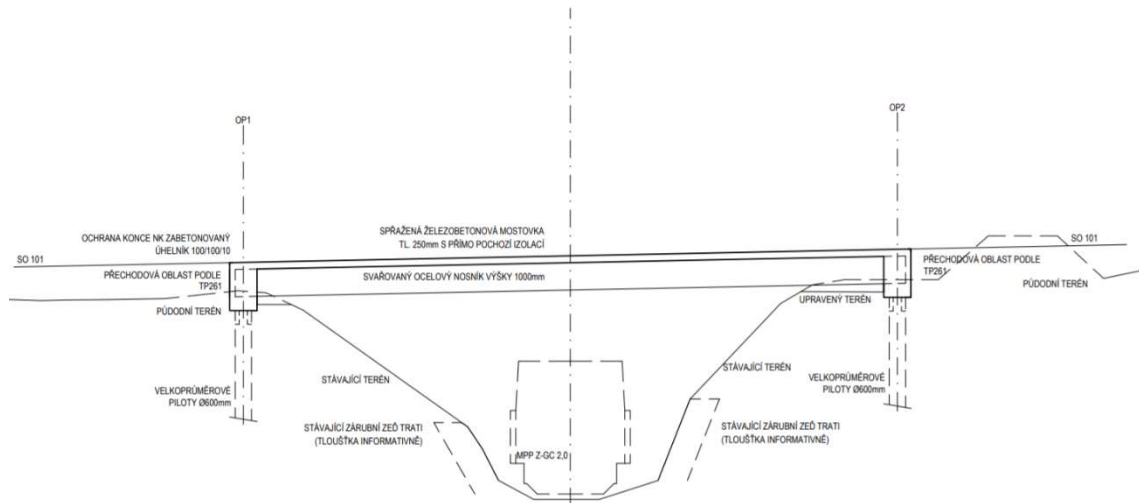
- Minimální průjezdná výška vlakové soupravy čili minimální výška mezi niveletou koleje a nejnižším bodem konstrukce lávky.
- Vliv podélného sklonu lávky na pohodlný pojezd cyklisty v nevhodném počasí jako je déšť či sníh. Převážně se jedná o návrh s výškovým nadvýšením.

4.2.2 Půdorysné okrajové podmínky

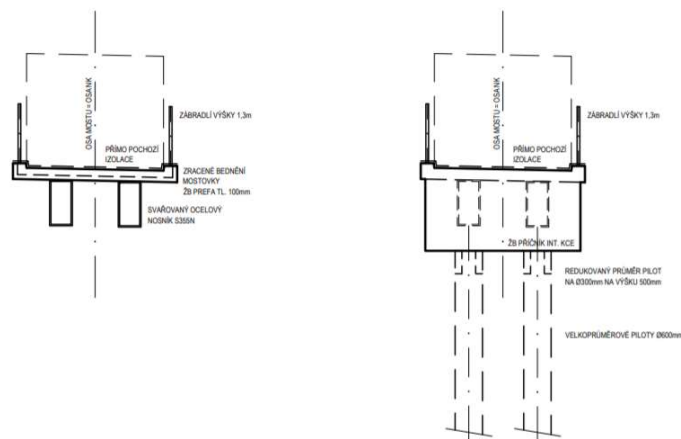
Z hlediska půdorysného uspořádání navrhované lávky jsou rozhodující tyto vstupy:

- Plynulé propojení cest na obou stranách přemostění
- Paralelnost navrhované lávky se sousedícím silničním mostem
- Z předchozí podmínky vychází úhel přemostění na cca 70 stupňů
- Minimální průjezdná šířka lávky, převážně pro obslužné vozidlo

4.3 Varianta 1 - Spřažená ocelobetonová lávka



Obrázek 35 – Podélný řez spřažené ocelobetonové lávky



Obrázek 36 – Příčný řez spřažené ocelobetonové lávky v poli, nad koncovou opěrou

4.3.1 Popis návrhu

Prvním návrhem je jednoduchá ocelobetonová spřažená konstrukce. Jedná se 250 mm tlustou železobetonovou desku s přímo pochozí izolací, spřaženou se dvěma podélnými ocelovými nosníky. Nosníky jsou navrženy jako svařované ocelové (S355N) nosníky, čtvercového průřezu o výšce 1000 mm.

Spodní stavba je navržena pomocí velkopřůměrových pilot. Pod 1,75 m vysokým a 1 m širokým základem jsou na každé straně lávky navrženy dvě piloty o průměru 600 mm.

4.3.2 Výhody a nevýhody návrhu

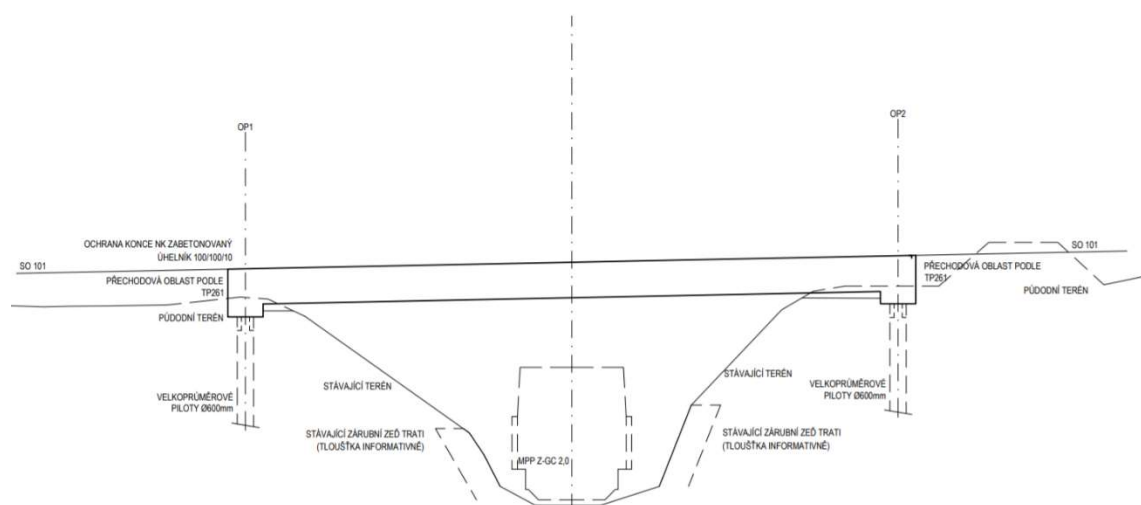
Mezi výhody patří hlavně jednoduchost konstrukce. Výstavba by byla časově méně náročná, protože hlavním nosným prvkem lávky jsou prefabrikované a na místě svařované ocelové nosníky. Tloušťka spřažené betonové desky je malá, a proto doba schnutí a tuhnutí betonu bude vcelku krátká.

Jako jednu z nevýhod bych zmínil estetickou stránku tohoto návrhu. Sousedící most je celobetonový a podélný pohled na spřažení ocelových nosníků a železobetonové desky se může zdát, dle mého subjektivního názoru, „nečistý“ (viz. Foto 14).

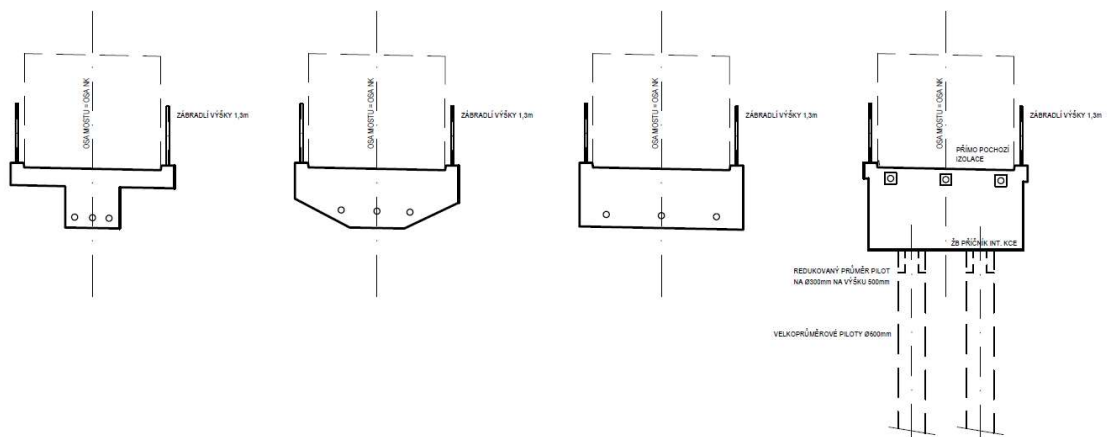


Foto 14 - Most Václavice (zdroj [22])

4.4 Varianta 2 - Předpjatá železobetonová lávka



Obrázek 37 – Podélný řez předpjaté železobetonové lávky



Obrázek 38 – Příčné řezy předpjaté železobetonové lávky v poli, nad koncovou opěrou

4.4.1 Popis návrh

Druhou navrženou variantou je dodatečně předpjatá železobetonová konstrukce. Lávka byla navržena jako cca 1,3 m tlustá železobetonová deska. Hlavní nosným prvkem tohoto návrhu je dodatečně předpínaná výztuž. V případě použití vysokopevnostního betonu by bylo možné výšku průřezu snížit oproti původnímu návrhu s klasickým betonem.

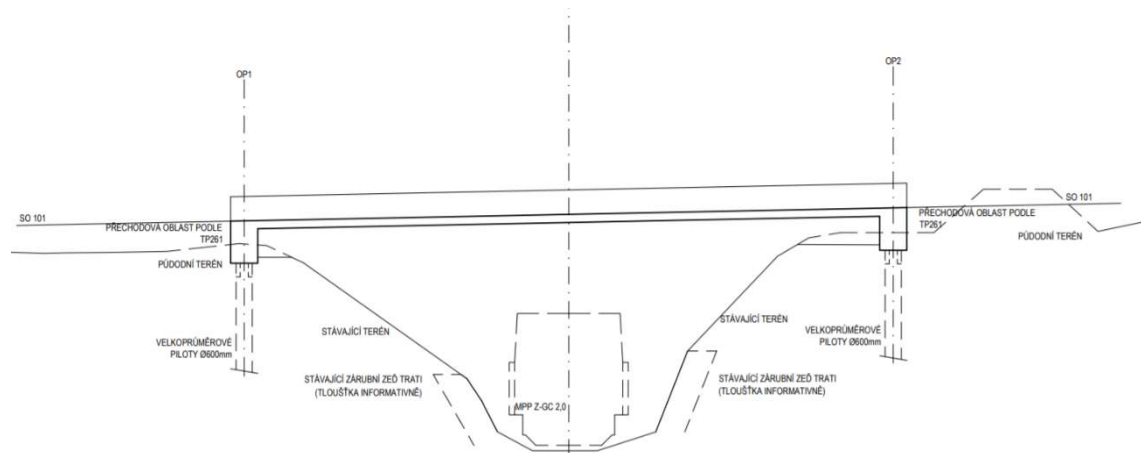
Spodní stavba je stejně jako u první varianty navržena jako základový blok o menších rozměrech společně s velkopřůměrovými piloty.

4.4.2 Výhody a nevýhody návrhu

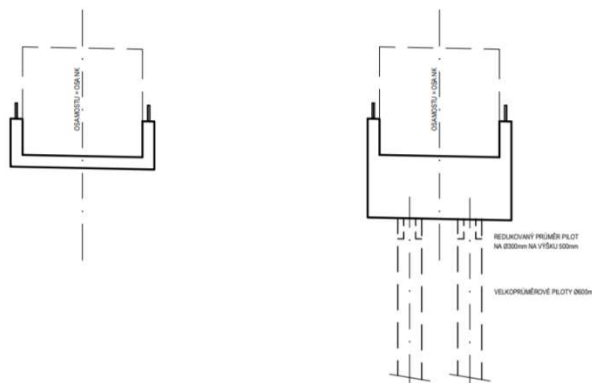
Výhodou tohoto návrhu je estetický vzhled. Jedná se o vizuálně jednoduchou, minimalistickou a tím pádem i na pohled příjemnou konstrukci. Co se vzhledu týče, nechal jsem se inspirovat lávkou přes Lubinu v Příboře, navrženou trojicí P. Tej, M. Blank a J. Mourek. [13]

Mezi nevýhody patří obtížnost výstavby předpjaté lávky. Vzhledem k tomu, že se jedná o integrovaný most, nastává zde několik problémů okolo předpínání a kotvení předpínací výztuže. Podrobněji je toto téma rozebráno v kapitole 3.4.5.3.

4.5 Varianta 3 – Parapetní lávka



Obrázek 39 – Podélný řez parapetní lávky



Obrázek 40 – Příčný řez parapetní lávky v poli, nad koncovou opěrou

4.5.1 Popis návrhu

Třetí variantou návrhu je integrovaná železobetonová lávka. Na rozdíl od první varianty, hlavním nosným prvkem tohoto návrhu jsou tzv. parapetní nosníky (viz kapitola 3.2). Lávka je navržena s požadovanou průchozí šířkou a výškou. Stojiny parapetních nosníků sahají do výšky 0,7 m nad průchozí plochu lávky a tím částečně nahrazují zábradlí.

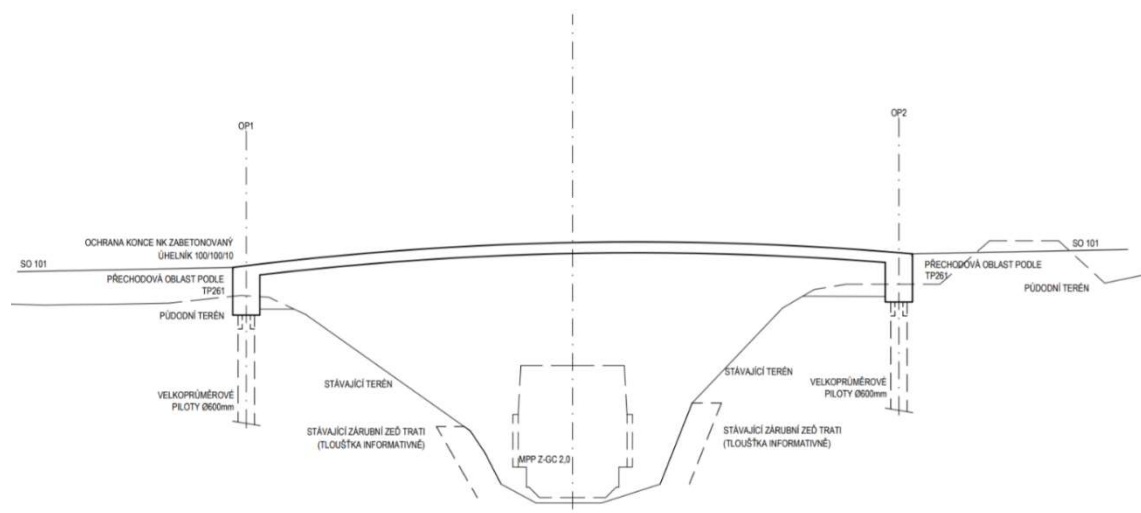
Tato varianta není pro moji práci nejvhodnější, protože stavební výška konstrukce není omezená natolik, aby by nutný návrh parapetního nosníku.

4.5.2 Výhody a nevýhody návrhu

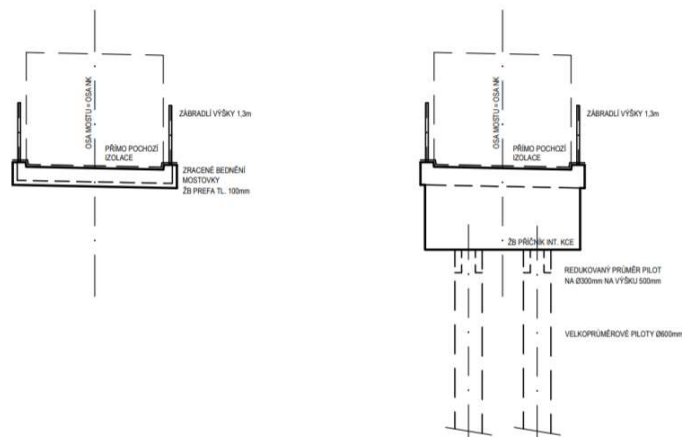
Konstrukce je vyhotovena z jednoho železobetonového prvku, tudíž hlavní výhodou tohoto návrhu je jeho jednoduchost. Na druhou stranu se tu nachází složitější oblasti, mezi „stojinou“ a „pásnicí“ parapetního nosníku, co se týče vyztužení.

Další nevýhodou parapetního řešení je jeho estetická stránka. Ačkoliv je návrh v blízkosti silničního mostu, jedná se pořád o lávku v přírodě. Lávka v přírodě by měla, podle mého názoru, mít decentní a minimalistický vzhled, nenarušující atmosféru přírody. Parapetní návrh lávky je poněkud mohutný, uzavřený typ konstrukce, který ve většině případů vhodně nezapadne do okolní přírody.

4.6 Varianta 4 – Oblouková lávka



Obrázek 41 – Podélný řez obloukové lávky



Obrázek 42 – Příčný řez obloukové lávky v poli, nad koncovou opěrrou

4.6.1 Popis návrhu

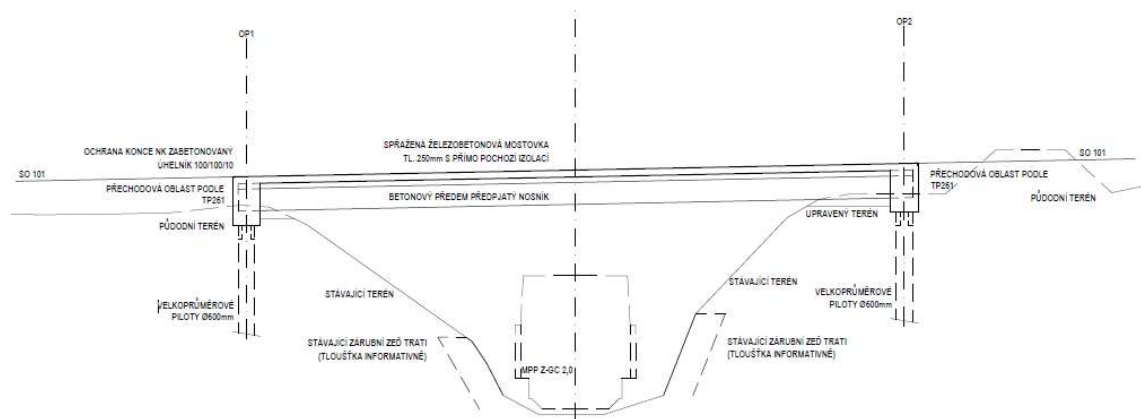
Čtvrtou a poslední variantou návrhu lávky je oblouková, výškově nadvýšená lávka. V tomto návrhu jde o výškově nadvýšenou železobetonovou konstrukci s použitím vysokopevnostního betonu. K variantě obloukové tvaru a použití vysokopevnostního betonu jsem se přiklonil zejména za účelem dosažení co nejmenší tloušťky betonové desky.

4.6.2 Výhody a nevýhody návrhu

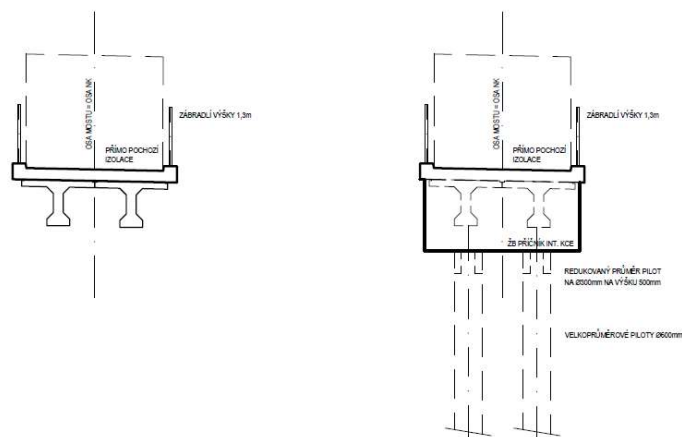
Hlavní výhodou obloukové konstrukce z vysokopevnostního betonu je již zmiňovaná tloušťka samotné desky. Díky zvolenému typu konstrukce je možné snížit tloušťku desky lávky. Nejvíce očividnou „výhodou“ obloukové varianty je nadvýšení nivelety ve středu přemostění. Nadvýšení v případě mého návrhu není ale nutné, proto neberu tuto vlastnost za plnohodnotnou výhodu návrhu.

Zmíněné výhody s sebou nesou i nevýhody. První nevýhodou je vyšší pracnost při výstavbě lávky zapříčiněná výškovým zakřivením. Ze stejného důvodu je samotný návrh konstrukce a vyztužení pracnější. Další negativní vlastností 4. varianty je, již v kapitole 4.1. popsané, vizuální soužití s vedlejším silničním mostem. Ačkoliv je obloukové řešení samo o sobě esteticky vhodné do přírody, v případě plánované lokace v blízkosti přímého, výškově nezakřiveného mostu, by se obloukové řešení lávky nemuselo hodit.

4.7 Varianta 5 – Předpjatá prefabrikovaná lávka



Obrázek 43 - Podélný řez předpjaté prefabrikované lávky



Obrázek 44 – Příčný řez předpjaté prefabrikované lávky v poli, nad koncovou opěrou

4.7.1 Popis návrhu

Pátou variantu jsem navrhl pomocí nosíkových prvků probraných v kapitole 3.4.6. Jedná se o spojení varianty 1 a 2, kde podobně jako v první variantě používám nosnou konstrukci složenou ze dvou nosníků a podobně jako v druhé variantě se jedná o předpjaté betonové nosníky, s tím rozdílem, že nosníky jsou předpínány předem a ne dodatečně. S betonovými nosníky je, obdobně jako ve variantě 1, sprážená železobetonová deska.

4.7.2 Výhody a nevýhody návrhu

Hlavní výhodou varianty s předem předpjatými nosníky je rychlost a poměrná jednoduchost výstavby. Díky použití prefabrikovaných, předem předpjatých nosníků se zbavíme nutnosti betonování nosné konstrukce na místě, a hlavně se vyřeší komplikace s kotvením dodatečně předpínaných nosníků. Použití prefabrikovaných nosníků s sebou nese další velkou výhodu, a to snížení doby, kdy je nutné přerušit provoz na železniční trati. Jak jsem již zmiňoval v kapitole 3.4.6, s použitím prefabrikovaných nosníků lze zkrátit přerušení provozu železniční trati na pouhých pár hodin.

4.8 Finální výběr varianty

V této podkapitole se rozhodnu pro nejvýhodnější variantu a svůj výběr odůvodním. Jak již bylo zmíněno v podkapitolách „Výhody a nevýhody návrhu“, každá varianta má určité výhody, ale i nevýhody. Hned jako první bych vyřadil variantu parapetního nosníku. Parapetní nosník neboli varianta 3, je vhodný pro místa s omezenou stavební výškou, což není můj případ, tudíž využití parapetního nosníku není nutné.

Dále bych vyřadil variantu 1. Ačkoliv se v případě spřažené ocelobetonové lávky jedná o elegantní konstrukci, nehodí se do bakalářské práce na katedře betonových a zděných konstrukcí.

Co se týče druhé varianty, předpjaté lávky, jde o zajímavou konstrukci, ale podle mého názoru ne nejvhodnější. Varianta 2 s sebou přináší dvě hlavní komplikace, a to výstavbu monolitické konstrukce nad železniční tratí a kotvení dodatečně předpínané výztuže na integrovaném mostě. Vzhledem k lokaci navrhované lávky jsem usoudil, že by se jednalo o zbytečně složitou a tím pádem i drahou variantu, a proto jsem se rozhodl tento typ konstrukce vyřadit z mého výběru.

Ve finálním kole mého výběru tedy zůstaly varianty číslo 4 a 5. Na jednu stranu se v případě obloukového mostu jedná o velice elegantní způsob přemostění, ale na druhou stranu se podle mého zcela subjektivního názoru, jak jsem již zmiňoval výše, oblouková konstrukce lávky nehodí k sousední vodorovné konstrukci silničního mostu.

Vyřazovací metodou mi zbyla pouze jedna a tím i finální varianta. Varianta 5 je nejvhodnější lávkou pro mnou řešenou lokaci. Díky použití prefabrikovaných předem předpínaných nosníků se zbavím zmiňovaných nevýhod varianty 2 a vodorovná prefabrikovaná konstrukce lávky bude esteticky ladit s vedlejší vodorovnou prefabrikovanou konstrukcí silničního mostu. Nehledě na to, že prefabrikovaná varianta lávky pravděpodobně vyjde levněji

než ostatní zmiňované varianty. Nevýhodou této varianty je její estetický vzhled. Ačkoliv bych se rád pustil do vizuálně zajímavějšího návrhu, nejedná se zrovna o místo vyžadující perfektní estetický vzhled, a proto vizuální strana mého návrhu nebude problémem.

5. Komentovaný statický výpočet

5.1 Materiály

Zde proberu mnou zvolené základní materiály použité při statickém výpočtu navrhované lávky.

5.1.1 Beton

Beton použitý na nosné konstrukci jsem navrhl třídy C 35/45. Charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku ve stáří 28 dní f_{ck} je tedy 35,0 MPa a krychelná pevnost v tlaku 45,0 MPa. Průměrná válcová pevnost betonu v tlaku f_{cm} je 43,0 MPa. Dolní hodnota charakteristické pevnosti v dostředném tahu $f_{ctk,0,05}$ je 2,2 MPa a horní hodnota $f_{ctk,0,95}$ je 4,2 MPa. Průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu f_{ctm} je 3,2 MPa. Sečnový modul pružnosti E_{cm} je 34,0 GPa. Návrhové hodnoty pevnosti získáme pomocí součinitelů (viz níže).

Součinitele:

- Dílčí součinitel betonu pro mezní stavy únosnosti: $\gamma_c = 1,5$
- Součinitel pro zohlednění dlouhodobých účinků na pevnost v tlaku a nepříznivých účinků vyplývajících ze způsobu zatěžování: $\alpha_{cc} = 0,85$

Návrhové hodnoty:

- Návrhová válcová pevnost betonu v tlaku: $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{35}{1,5} = 19,833 \text{ MPa}$
- $f_{ctk} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ctm}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{3,2}{1,5} = 1,813 \text{ MPa}$
- Návrhová pevnost betonu v tahu: $f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = 1,00 \cdot \frac{2,2}{1,5} = 1,467 \text{ MPa}$

Pro pevnosti betonu v čase platí:

- Pro $3 < t < 28$ dní: $f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} - 8 = \exp\left\{s \left[1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right]\right\}$
- Pro $t \geq 28$ dní: $f_{ck}(t) = f_{ck}$
- $f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} = \exp\left\{s \left[1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right]\right\} \cdot f_{cm}$
- $f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^\alpha \cdot f_{ctm} = \left(\exp\left\{s \left[1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right]\right\}\right)^\alpha \cdot f_{ctm}$

Vzhledem k lokaci navrhované lávky jsem navrhl beton se stupněm koroze vyvolané karbonatací XC4 neboli pro střídavě mokré a suché prostředí. Nadále byl beton zařazen do mokrého, občas suchého prostředí, tedy do XD2 stupně koroze vyvolané chloridy. Na posledním místě je XF2 stupeň střídavého působení mrazu a rozmrazování (mrazových cyklů), což značí prostředí středně nasycené vodou a rozmrazovacími prostředky. [20]

5.1.2 Betonářská výztuž

Při návrhu používám betonářskou výztuž B500B s charakteristickou mezí kluzu $f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$.

Součinitele:

- Dílčí součinitel betonářské výztuže: $\gamma_s = 1,15$

Návrhové hodnoty:

- Návrhová mez kluzu betonářské výztuže: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,783 \text{ MPa}$
- Návrhová hodnota modulu pružnosti betonářské oceli: $E_s = 210 \text{ GPa}$

5.1.2.1 Krytí betonářské výztuže

Finální beton použitý při návrhu je tedy C 35/45 – XC4, XD2, XF2 a betonářská výztuž byla zvolena B500B. S finálním návrhem betonu a výztuže jsem již schopný stanovit tloušťku krytí betonářské výztuže. Účelem krycí vrstvy je zajištění soudržnosti betonu s výztuží a ochrana výztuže proti korozi a požáru. Nominální hodnota betonové krycí vrstvy c_{nom} se stanoví pomocí vzorce $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$. [20]

- $c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{mm}\}$
 - $c_{min,b}$ zohledňuje průměr použité betonářské výztuže v mm
 - $c_{min,b} = 18 \text{ mm}$
 - $c_{min,dur}$ znázorňuje tloušťku krycí vrstvy na základě třídy konstrukce a vlivu prostředí, určenou pomocí tabulek zobrazených níže.

Tabulka 1 - $c_{min,dur}$ (zdroj [21])

Požadavek $c_{min,dur}$ [mm]							
K-ční třída	Stupeň prostředí						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Doporučená třída konstrukce je S4.

Podle výše zmíněného stupně prostředí XD2 a podle doporučené konstrukční třídy S4 volím $c_{min,dur} = 40 \text{ mm}$ (viz šedá hodnota v Tabulka 1).

Tabulka 2 – Úprava třídy konstrukce (zdroj [21])

Kritérium	Třída konstrukce						
	Stupeň vlivu prostředí						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
návrhová životnost 100 let	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2
pevnostní třída ^{1) 2)}	≥ C30/37 zmenšit třídu o 1	≥ C30/37 zmenšit třídu o 1	≥ C35/45 zmenšit třídu o 1	≥ C40/50 zmenšit třídu o 1	≥ C40/50 zmenšit třídu o 1	≥ C40/50 zmenšit třídu o 1	≥ C45/55 zmenšit třídu o 1
deskové konstrukce (poloha výztuže není ovlivněna výrobním postupem)	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	Zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1
zajištěna zvláštní kontrola kvality výroby betonu	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	Zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1

Po úpravě klasifikace konstrukce se zvýšila konstrukční třída o 1 stupeň, tudíž finální $c_{min,dur} = 45 \text{ mm}$ (viz modrá hodnota v Tabulka 1).

- $\Delta c_{dur,\gamma}$, $\Delta c_{dur,st}$ a $\Delta c_{dur,add}$ znázorňují ostatní ochrany výztuže. V této práci budou uvažovány 0 mm.

- $$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{mm}\} = \max\{18; 45; 10\} = 45 \text{ mm}$$

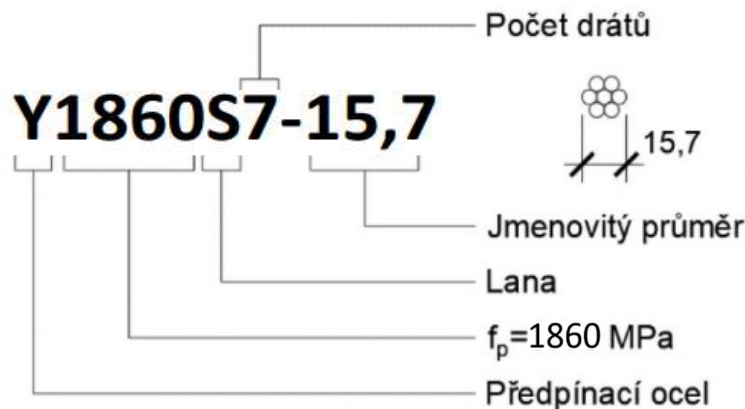
Přídavek pro návrhovou odchylku Δc_{dev} :

- $\Delta c_{dev} = 5 \text{ mm}$ (uvažuji řádnou, či velmi přísnou kontrolu měření krycí vrstvy)

Celková nominální hodnota tloušťky betonové vrstvy tedy bude $c_{nom,s} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 45 + 5 = 50 \text{ mm}$.

5.1.3 Předpínací výztuž

Předpínací výztuž volím typu Y1860S7-15,7. Jedná se o výztuž složenou z drátů o finálním průměru lana 15,7 mm. Charakteristickou pevností v tahu $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$. Charakteristická smluvní mez kluzu dle tabulek je $f_{p0,1k} = 1640 \text{ MPa}$. Průřezová plocha lana A_p činí 150 mm^2 . Modul pružnosti předpínací výztuže $E_p = 195 \text{ GPa}$.



Návrhové hodnoty:

- Návrhová pevnost v tahu: $f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{1640}{1,15} = 1426,087 \text{ MPa}$

Napětí v předpínací výztuži nesmí při předpínání překročit:

- Maximální napětí ve výztuži při napínání

$$\sigma_{p,max} = \min(0,8f_{pk}; 0,9f_{p0,1k}) = \min(0,8 \cdot 1860; 0,9 \cdot 1640) = \min(1488; 1476) \\ = 1476 \text{ MPa}$$

Napětí v předpínací výztuži po odečtení krátkodobých ztrát nesmí překročit:

- Maximální napětí po předpětí

$$\sigma_{pm0} = \min(0,75f_{pk}; 0,85f_{p0,1k}) = \min(0,75 \cdot 1860; 0,85 \cdot 1640) = \min(1395; 1394) \\ = 1394 \text{ MPa}$$

5.1.3.1 Krytí předpínací výztuže

Krytí předpínací výztuže získám obdobným způsobem, jako krytí výztuže betonářské, proto zde uvedu pouze stručný postup s výsledky.

- $c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\} = \max\{1,5 \cdot 15,7; 45; 10\} = \max\{23,55; 45; 10\} = 45 \text{ mm}$
- $\Delta c_{dev} = 5 \text{ mm}$
- $c_{nom,p} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 45 + 5 = 50 \text{ mm}$

5.2 Zatížení

Navrhovaná konstrukce je zatížena stálým i proměnným zatížením. Ve stálém zatížení je zahrnuta vlastní tíha konstrukce, ostatní stálé zatížení a nerovnoměrné poklesy podpor. V proměnném zatížení je zahrnuta rovnoměrná změna teploty a zatížení dopravou, což obsahuje zatížení chodci (cyklisty) a obslužným vozidlem. Zatížení větrem a sněhem se v této práci věnovat nebudu. Vzhledem k tomu, že modeluji pouze jeden nosník (viz níže), ve výpočtů budu používat pouze polovinu výsledných liniových zatížení.

5.2.1 Stálé zatížení

5.2.1.1 Vlastní tíha

Vlastní tíha konstrukce je vypočítána automaticky statickým programem SCIA engineer na základě příčného řezu, který je po celé délce navrhované konstrukce stejný. Objemovou hmotnost materiálu skládám ze součtu prostého betonu 24 kN/m^3 a po 1 kN/m^3 za betonářskou a předpínací výztuž. Tudíž finální objemovou hmotnost konstrukce v mé práci odhaduji na $g_{0,k} = 24 + 1 + 1 = 26 \text{ kN/m}^3$. Ve fázi výstavby je nutné zadat vlastní tíhu nosníku ručně, proto je zde vypočítána. Plocha průřezu jednoho nosníku je $0,593 \text{ m}^2$ a objemová hmotnost je $g_{0,k} = 25 \text{ kN/m}^3$, složená z prostého betonu 24 kN/m^3 a betonářské výztuže 1 kN/m^3 . Vlastní tíha jednoho nosníku převedená na jeden metr běžný je tedy $g_{0,k} = 25 \cdot 0,593 = 14,825 \text{ kN/m}$.

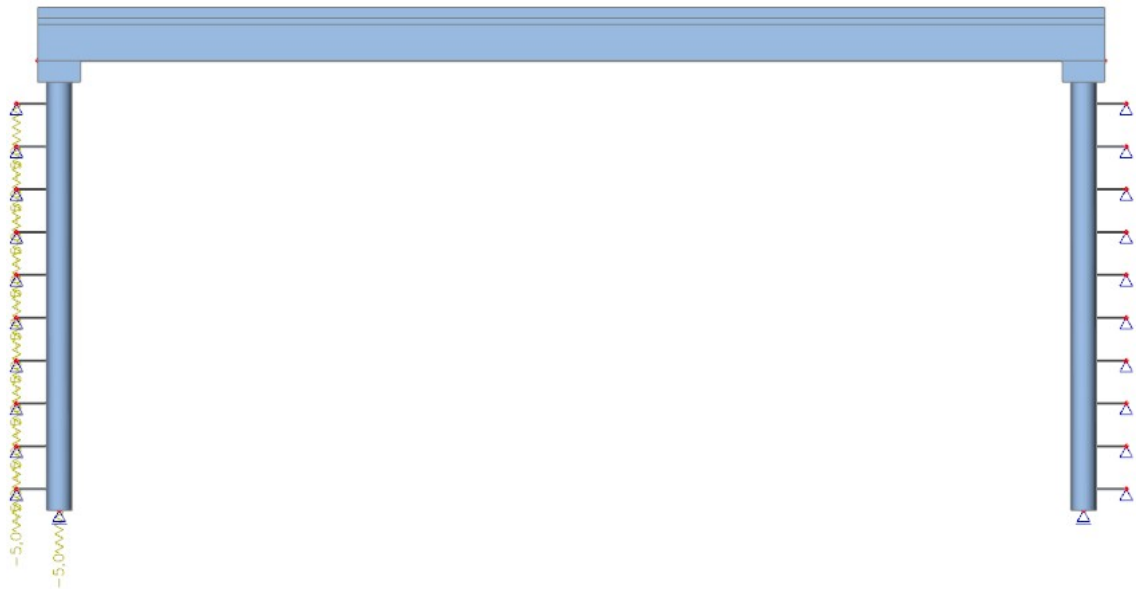
Stejně musí být vypočítána i vlastní tíha spřažené betonové desky. Plocha průřezu poloviny spřažené desky je $0,45 \text{ m}^2$. K objemové hmotnosti betonu 25 kN/m^3 před jeho vyschnutím připočítávám 1 kN/m^3 , tudíž celkem objemová hmotnost vlhkého betonu činí $g_{0,k} = 26 \text{ kN/m}^3$. Vlastní tíha spřažené desky převedená na jeden metr běžný je tím pádem $g_{0,k} = 26 \cdot 0,45 = 11,7 \text{ kN/m}$ a v případě betonu zaschlého $g_{0,k} = 11,25 \text{ kN/m}$.

5.2.1.2 Ostatní stálé zatížení

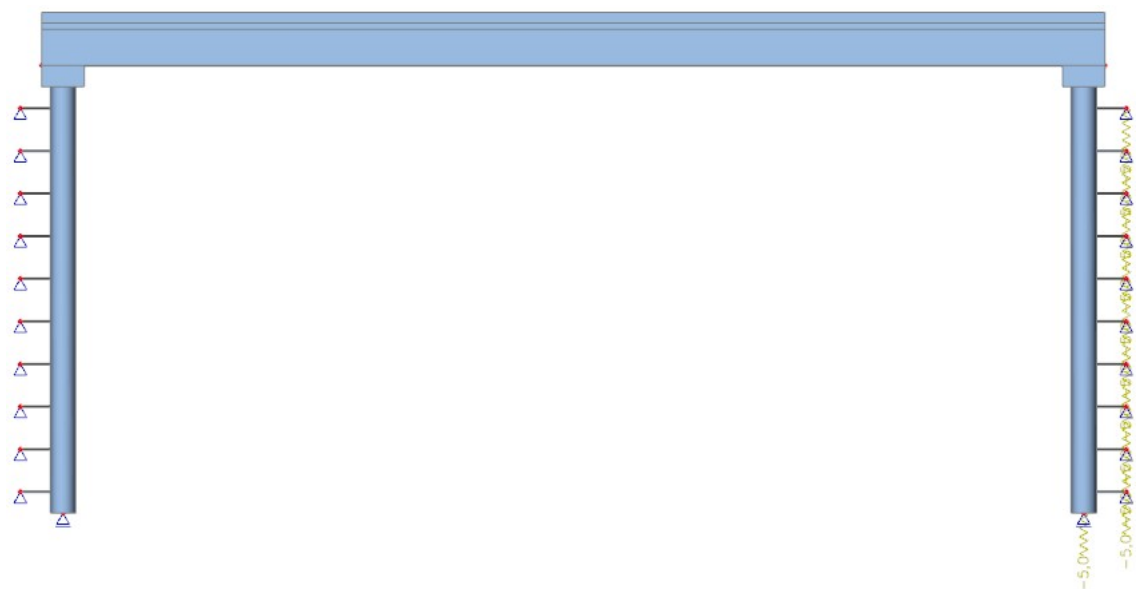
Do ostatního stálého zatížení započítávám přímo pochozí izolaci o tloušťce 5 mm s objemovou hmotností 25 kN/m^3 . Dále do ostatního stálého zatížení patří malá okrajová římsa o ploše $0,0285 \text{ m}^2$ (část spřažené desky) a zábradlí o liniové hmotnosti $0,5 \text{ kN/m}$. Liniové ostatní stálé zatížení tedy vychází na $g_{1,k} = 25 \cdot 0,005 \cdot 3 + 0,0285 \cdot 25 + 0,5 \cdot 2 = 2,0875 \text{ kN/m}$.

5.2.1.3 Pokles podpor

Lávka je na obou koncích uložena na příčnicku a jedné řadě pilot. Pro tento typ uložení budu uvažovat nerovnoměrný pokles podpor 5 mm. Vzhledem k tomu, že se v mém případě jedná o jednoduchou konstrukci o dvou podporách, existují pouze dva zatěžovací stavy. Ještě k tomu jsou to stavy zrcadlově identické, tudíž se ve finále jedná pouze o jeden zatěžovací stav.



Obrázek 45 – Pokles levé podpory



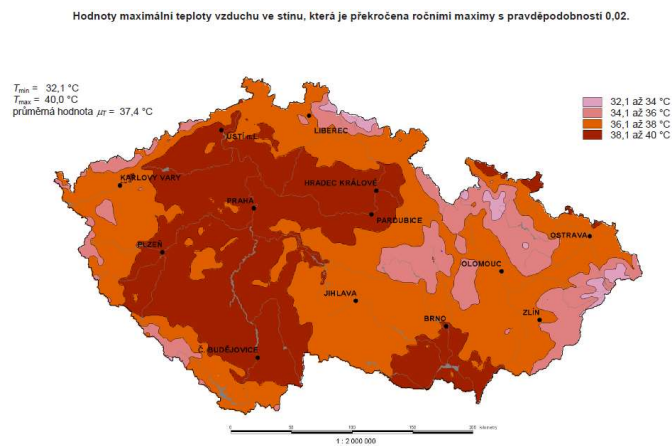
Obrázek 46 – Pokles pravé podpory

5.2.2 Proměnné zatížení

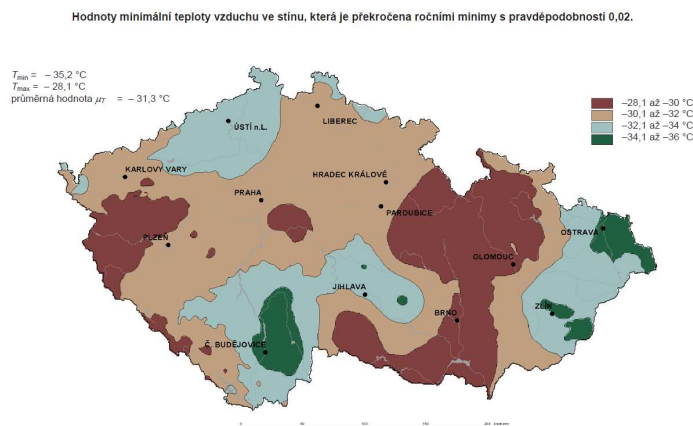
5.2.2.1 Zatížení teplotní změnou

Zatížení teplotou počítám pomocí normy ČSN EN 1991-1-5 [14]. Pro zjednodušení výpočtu uvažuji pouze lineární průběh teploty po průřezu. Zatížení mostu stanovím podle normy pomocí rovnoměrné a rozdílné složky teploty. Pro stanovení rozdílné složky teploty uvažuji tedy lineární průběh teploty po průřezu. Pro posouzení konstrukce budu uvažovat pouze rovnoměrnou složku ohřátí a ochlazení, ale níže pro zajímavost uvedu i hodnoty pro případnou rozdílnou složku teploty.

Rovnoměrná složka teploty závisí na minimální a maximální teplotě konstrukce. Z map uvedených v normě jsem vyčetl maximální a minimální teploty pro moji lokaci. [14]



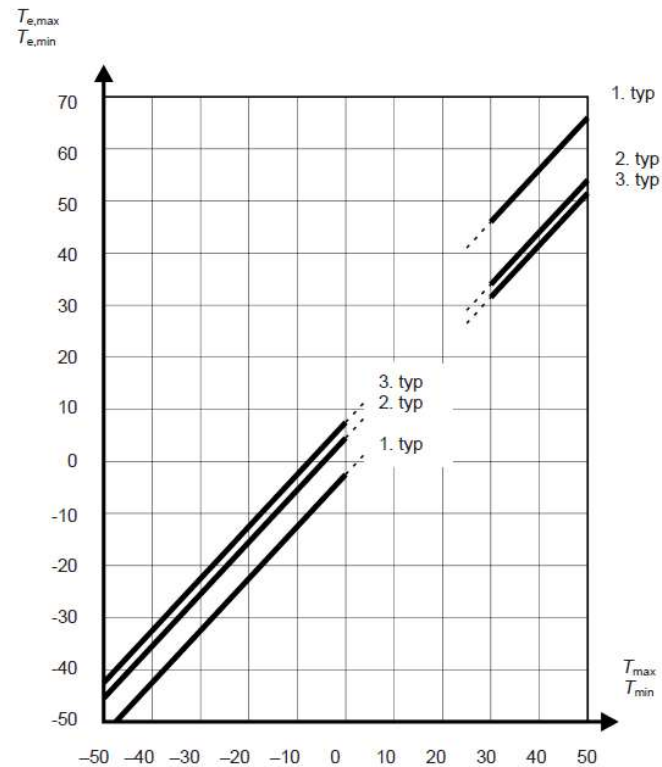
Obrázek 47 – Mapa maximálních teplot vzduchu ve stínu (zdroj [14])



Obrázek 48 – Mapa minimálních teplot vzduchu ve stínu (zdroj [14])

Maximální teplota vzduchu ve stínu v Satalicích je $T_{max} = 40 \text{ }^{\circ}\text{C}$. Minimální teplota v Satalicích je $T_{min} = -32 \text{ }^{\circ}\text{C}$. Podle normy zapadá nosná betonová nosíková konstrukce do 3. typu nosné konstrukce. Podle grafu na Obrázek 49 se pomocí minimálních a maximálních teplot

ve stínu získá minimální a maximální rovnoměrná složka teploty mostu T_e . Pro mnou navrhovaný most je tedy minimální rovnoměrná složka teploty $T_{e,min} = -24\text{ °C}$ a maximální $T_{e,max} = 41,5\text{ °C}$. [14]



Obrázek 49 – Vztah mezi extrémními teplotami ve stínu a extrémní rovnoměrnou složkou teploty mostu (zdroj [14])

Výchozí teplotu mostu v čase, kdy bude most konstruován, budu podle doporučení normy uvažovat na $T_0 = 10\text{ °C}$. Nyní již mohu dopočítat charakteristickou hodnotu maximálního rozsahu rovnoměrné složky teploty pro výpočet zkrácení mostu $\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 10 - (-24) = 34\text{ °C}$. Obdobně pro výpočet prodloužení mostu $\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 41,5 - 10 = 31,5\text{ °C}$. Rovnoměrná složka teploty mostu má tedy finální rozsah $\Delta T_N = T_{e,max} - T_{e,min} = 41,5 - (-24) = 65,5\text{ °C}$. [14]

Lineární rozdíl teploty pro mnou navrhovanou lávku stanovím podle Tabulka 3. Tabulka je v normě uvažována pro mostní svršek tloušťky 50 mm. V případě mé lávky se jedná o přímo pochozí izolaci, tudíž bych musel tabulkové hodnoty vynásobit součinitelem k_{sur} uvedeným v Tabulka 4.

Tabulka 3 – Lineární rozdíly teplot pro jednotlivé typy konstrukcí (zdroj [14])

Skupiny hlavních nosných konstrukcí	Kladné rozdíly teplot	Záporné rozdíly teplot
	$\Delta T_{M,heat}$ [°C]	$\Delta T_{M,cool}$ [°C]
1. typ: ocelová nosná konstrukce	18	13
2. typ: ocelobetonová nosná konstrukce	15	18
3. typ: betonový komorový nosník	10	5
betonový nosník	15	8
betonová deska	15	8

Tabulka 4 – součinitel k_{sur} (zdroj [14])

Mosty pozemních komunikací, lávky pro chodce a železniční mosty						
Tloušťka mostního svršku	betonové		ocelové		ocelobetonové	
	horní povrch teplejší než dolní	dolní povrch teplejší než horní	horní povrch teplejší než dolní	dolní povrch teplejší než horní	horní povrch teplejší než dolní	dolní povrch teplejší než horní
[mm]	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}
0	1,5	1,0	1,6	0,6	1,1	0,9
izolace	1,6	0,6	1,1	0,9	1,5	1,0
50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
100	0,7	1,0	0,7	1,2	1,0	1,0
150	0,5	1,0	0,7	1,2	1,0	1,0
šterkové lože	0,6	1,0	0,6	1,4	0,8	1,2

Pro současné působení rovnoměrné a rozdílové složky teploty ΔT_N a ΔT_M jsou normou [14] doporučeny následující vztahy, kde $\omega_N = 0,35$ a $\omega_M = 0,75$:

$$1) \Delta T_{M,heat} (\text{nebo } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N \cdot \Delta T_{N,exp} (\text{nebo } \Delta T_{N,con})$$

nebo (podle toho který je nejnepříznivější)

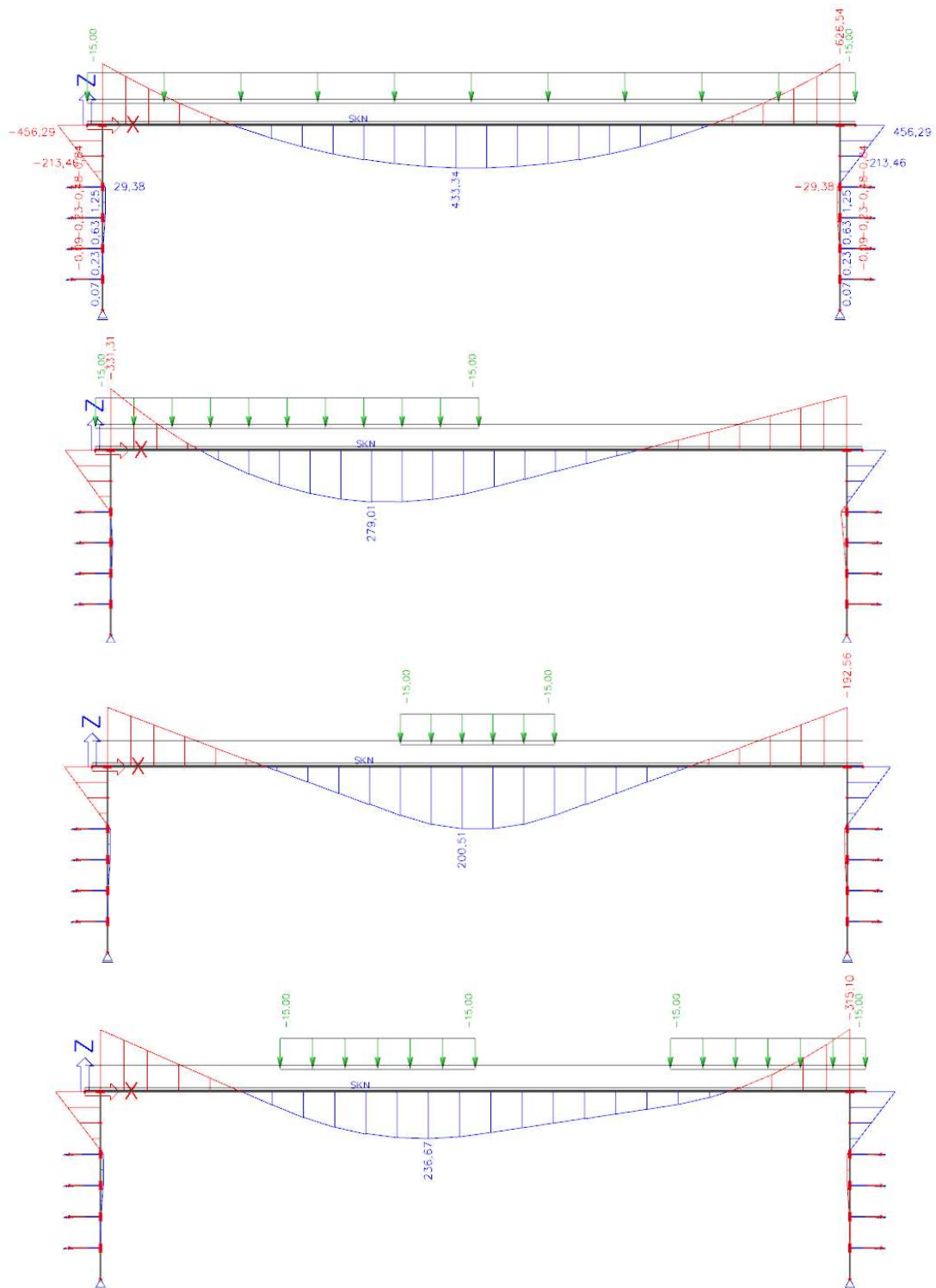
$$2) \omega_M \cdot \Delta T_{M,heat} (\text{nebo } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp} (\text{nebo } \Delta T_{N,con})$$

5.2.2.2 Zatížení provozem

Zatížení dopravou shrnuje proměnné zatížení vyvolané chodci, cyklisty a občasným obslužným vozidlem. Zatížení od provozu se dělí na vodorovnou a svislou složku zatížení.

Ve svislé složce zatížení uvažují podle normy ČSN EN 1991-2 [19] plošné zatížení chodci $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$, tudíž po přenásobení pochozí šířkou lávky získám liniové zatížení o hodnotě $q_{fk} = 5 \cdot 3 = 15 \text{ kN/m}$. Jelikož se jedná o prostý nosník, největší reakce konstrukce byla

vyvozena zatížením po celé délce. Mimo zatížení po celé délce mostu jsem také namodeloval 3 další rozmístění zatížení pro potvrzení předešlé domněnky.



Obrázek 50 – Momenty od jednotlivých rozmístění zatížení chodci (bez předpětí, pro celou šířku mostu)

Nadále je lávka zatížení obslužným vozidlem Q_{serv} . Mimo obslužné vozidlo může lávku k přejezdu v ojedinělých případech využít i jiné vozidlo, jako např. vůz sanitky atd. Zatížení

5.3 Kombinace zatížení

Kombinace zatížení konstrukce existují pro mezní stav únosnosti (MSÚ) a mezní stav použitelnosti (MSP). Pro MSÚ existují kombinace 6.10, 6.10a a 6.10b. Kombinace 6.10 může vést k nevhodnému a neekonomickému návrhu, proto budu počítat pouze kombinace 6.10a a 6.10b pro mezní stavy STR (deformace konstrukce) a GEO (deformace základové půdy). Rozhodující budou méně příznivé výsledky ze dvou zmíněných kombinací. Pro MSP existují tři hlavní kombinace, a to kombinace kvazi-stálá, častá a charakteristická. [15]

Jednotlivé mnou sestavené kombinace jsou patrné z Tabulka 6, kde je stálé zatížení vždy stejné a mění se tzv. hlavní a vedlejší proměnné zatížení. Výsledky sleduji ve dvou řezech, a to v průřezu nad koncovou opěrou (ŘEZ 0) a uprostřed pole (ŘEZ 1). Ve stálém zatížení je zakomponovaná vlastní tíha konstrukce a ostatní stálé zatížení. Vliv poklesu podpor se ukázal minimální, proto se s ním ve výpočtu nezaobírám. V hlavních proměnných zatíženích je mimo teplotu a staveništní zatížení také zatížení gr1 a gr2 popsané v Tabulka 5.

Tabulka 6 – Kombinace

Kombinace	Stálé zatížení	Hlavní proměnné zatížení	Vedlejší proměnné zatížení
1	Vlastní tíha + ostatní stálé	gr1	teplota
2		gr2	teplota
3		teplota	gr1
4		teplota	gr2
5		teplota	stavba

Bylo vytvořeno celkem 5 kombinací za použití normou doporučených součinitelů Ψ [15]. Použité součinitele jsou viditelné v Tabulka 7.

Tabulka 7 - Hodnoty součinitele Ψ pro lávky (zdroj [15])

Zatížení	Značka	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Zatížení dopravou	gr1	0,40	0,40	0
	$Q_{fw,k}$	0	0	0
	gr2	0	0	0
Zatížení větrem	$F_{w,k}$	0,3	0,2	0
Zatížení teplotou	T_k	0,6 ¹⁾	0,6	0,5
Zatížení sněhem	$Q_{sn,k}$ (během provádění)	0,8	–	0
Staveništní zatížení	Q_c	1,0	–	1,0

¹⁾ Doporučenou hodnotu ψ_0 pro zatížení teplotou lze ve většině případů snížit až na nulu pro mezní stavy únosnosti EQU, STR a GEO. Viz také Eurokódy pro navrhování.

Kombinace jsou v programu SCIA vytvořeny ve fázích výstavby. Jednotlivé kombinace jsou od sebe vzdáleny 0,1 dne, protože nemůže být vytvořeno více fází ve stejném čase. Díky tomuto časovému odstupu se ve výsledcích objevují drobné nesrovnalosti. Jedná se pouze o minimální nesrovnalosti. Ve finále tyto nepřesnosti nemají na návrh předpětí a posouzení žádný vliv.

5.3.1 MSP kombinace

Nejprve se budu věnovat kombinacím MSP, jelikož pomocí MSP kombinací budu poté navrhovat předpětí konstrukce. Výše zmíněné kombinace dle [15] vypadají takto:

- a) Charakteristická kombinace (většinou používána pro nevratné mezní stavy):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "Q_{k,1} " + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- b) Častá kombinace (většinou používána pro vratné mezní stavy):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "\Psi_{1,1} Q_{k,1} " + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- c) Kvazi-stálá kombinace (většinou používána pro dlouhodobé účinky a vzhled konstrukce):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

kde:

$G_{k,j}$ je charakteristická hodnota j-tého stálého zatížení,

P je hodnota zatížení od předpětí,

$Q_{k,1}$ je charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení,

$Q_{k,i}$ je charakteristická hodnota vedlejšího i-tého proměnného zatížení,

Ψ_0 je součinitel pro kombinační hodnotu proměnného zatížení,

Ψ_1 je součinitel pro častou hodnotu proměnného zatížení,

Ψ_2 je součinitel pro kvazi-stálou hodnotu proměnného zatížení.

Pro návrh předpětí je použita častá kombinace zatížení, jelikož je v mém případě nutné dodržet požadavek na dekompresi, což znamená, že v průřezu nevznikne tahové napětí, i když je veškerá tlaková rezerva vyčerpána. [16]

Na ukázkou pro častou kombinaci rozepíšu použité rovnice a v nich použité součinitele. Pro ostatní kombinace budou pouze vypsány výsledné hodnoty do přehledných tabulek za použití programu SCIA. Z důvodu nulového součinitele $\Psi_{2,i}$ u zatížení gr1 a gr2 jsou v mém případě časté kombinace 3 a 4 identické. Jednotlivé rozepsané časté kombinace bez předpětí vypadají takto:

Kombinace 1:

$$\begin{aligned} M_{\text{častá}} &= \text{stálé zatížení} + gr1 \cdot \Psi_{1,1} + \text{teplota} \cdot \Psi_{2,i} \\ &= \text{stálé zatížení} + gr1 \cdot 0,4 + \text{teplota} \cdot 0,5 \end{aligned}$$

Kombinace 2:

$$\begin{aligned} M_{\text{častá}} &= \text{stálé zatížení} + gr2 \cdot \Psi_{1,1} + \text{teplota} \cdot \Psi_{2,i} \\ &= \text{stálé zatížení} + gr2 \cdot 0,0 + \text{teplota} \cdot 0,5 \end{aligned}$$

Kombinace 3:

$$\begin{aligned} M_{\text{častá}} &= \text{stálé zatížení} + \text{teplota} \cdot \Psi_{1,1} + gr1 \cdot \Psi_{2,i} \\ &= \text{stálé zatížení} + \text{teplota} \cdot 0,6 + gr1 \cdot 0,0 \end{aligned}$$

Kombinace 4:

$$\begin{aligned} M_{\text{častá}} &= \text{stálé zatížení} + \text{teplota} \cdot \Psi_{1,1} + gr2 \cdot \Psi_{2,i} \\ &= \text{stálé zatížení} + \text{teplota} \cdot 0,6 + gr2 \cdot 0,0 \end{aligned}$$

Kombinace 5:

$$\begin{aligned} M_{\text{častá}} &= \text{stálé zat.} + \text{teplota} \cdot \Psi_{1,1} + \text{stavba} \cdot \Psi_{2,i} \\ &= \text{stálé zat.} + \text{teplota} \cdot 0,6 + \text{stavba} \cdot 1,0 \end{aligned}$$

Tabulka 8 – častá kombinace (bez předpětí)

ŘEZ 0					
Kombinace	N_{\max} [kN]	N_{\min} [kN]	Vz_{\max} [kN]	My_{\min} [kNm]	
1	41,18	-257,71	403,64	-727,50	
2	41,13	-167,56	321,07	-457,83	
3	41,07	-167,62	321,07	-458,05	
4	41,07	-167,62	321,07	-458,05	
5	41,30	-180,48	342,69	-500,00	
ŘEZ 1					
Kombinace	N_{\max} [kN]	N_{\min} [kN]	Vz_{\max} [kN]	Vz_{\min} [kN]	My_{\max} [kNm]
1	41,11	-257,78	13,30	-6,89	2289,63
2	41,05	-167,63	13,30	0,55	1930,59
3	41,00	-167,69	13,30	0,55	1930,36
4	41,00	-167,69	13,30	0,55	1930,36
5	41,22	-180,55	13,30	0,20	2017,88

Tabulka 10 – kvazi-stálá kombinace (bez předpětí)

ŘEZ 0					
Kombinace	N_{\max} [kN]	N_{\min} [kN]	Vz_{\max} [kN]	My_{\min} [kNm]	
1	40,95	-167,74	321,08	-458,51	
2	40,95	-167,74	321,08	-458,51	
3	-67,49	-67,49	321,08	-238,00	
4	-67,49	-67,49	321,08	-238,00	
5	41,34	-180,44	342,69	-500,37	
ŘEZ 1					
Kombinace	N_{\max} [kN]	N_{\min} [kN]	Vz_{\max} [kN]	Vz_{\min} [kN]	My_{\max} [kNm]
1	40,88	-167,81	13,30	0,55	1929,89
2	40,88	-167,81	13,30	0,55	1929,89
3	-67,57	-67,57	13,30	0,55	1690,93
4	-67,57	-67,57	13,30	0,55	1690,93
5	41,27	-180,51	13,30	0,20	2017,51

Tabulka 9 – charakteristická kombinace (bez předpětí)

ŘEZ 0					
Kombinace	N _{max} [kN]	N _{min} [kN]	Vz _{max} [kN]		My _{min} [kNm]
1	40,72	-258,18	403,65		-729,32
2	40,66	-203,71	321,08		-548,10
3	40,60	-258,30	354,10		-729,76
4	40,54	-168,15	321,08		-460,09
5	41,28	-180,50	342,69		-500,62
ŘEZ 1					
Kombinace	N _{max} [kN]	N _{min} [kN]	Vz _{max} [kN]	Vz _{min} [kN]	My _{max} [kNm]
1	40,64	-258,25	13,30	-6,89	2287,77
2	40,58	-203,78	13,30	-6,89	1929,43
3	40,52	-258,37	13,30	-2,43	2287,32
4	40,46	-168,22	13,30	0,55	1928,30
5	41,22	-180,55	13,30	0,20	2017,27

5.3.2 MSÚ kombinace

Jak již bylo zmíněno v předešlé kapitole, v MSÚ se budu věnovat pouze výrazům 6.10a a 6.10b. Tyto dva vztahy vypadají takto:

6.10a:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \Psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

6.10b:

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Kde, dříve nezmíněné, hodnoty znamenají:

ξ_j redukční součinitel pro nepříznivá stálá zatížení G

$\gamma_{G,j}$ dílčí součinitel j-tého stálého zatížení

γ_P dílčí součinitel zatížení od předpětí

$\gamma_{Q,1}$ dílčí součinitel proměnného zatížení (modelové nejistoty a proměnnost rozměrů)

$\gamma_{Q,i}$ dílčí součinitel vedlejšího i-tého proměnného zatížení

Tabulka 10 – Návrhové součinitele zatížení (zdroj [15])

Stálé zatížení	Nepříznivé	$\gamma_{G,j} =$	1,35
	Příznivé	$\gamma_{G,j} =$	1,00
	Pokles podpor	$\gamma_{G,j} =$	1,20
Hlavní proměnné zatížení	Chodci	$\gamma_{Q,1} =$	1,35
	Obslužné vozidlo	$\gamma_{Q,1} =$	1,35
	Teplota	$\gamma_{Q,1} =$	1,50
Vedlejší proměnné zatížení	Chodci	$\gamma_{Q,i} =$	1,35
	Obslužné vozidlo	$\gamma_{Q,i} =$	1,35
	Teplota	$\gamma_{Q,i} =$	1,50
	Staveništní zatížení	$\gamma_{Q,i} =$	1,50

Tabulka 11 – kombinace 6.10a (bez předpětí)

ŘEZ 0						
Kombinace	N_{max} [kN]	N_{min} [kN]	Vz_{max} [kN]	Vz_{min} [kN]	My_{max} [kNm]	My_{min} [kNm]
1	96,60	-140,25	478,02	365,65	-350,35	-352,35
2	96,60	-91,54	433,44	321,06	-204,60	-206,61
3	96,60	-140,25	478,02	365,65	-350,35	-352,35
4	96,60	-91,54	433,44	321,06	-204,60	-206,61
5	96,60	-111,17	465,84	353,46	-269,92	-271,93
ŘEZ 1						
Kombinace	N_{max} [kN]	N_{min} [kN]	Vz_{max} [kN]	Vz_{min} [kN]	My_{max} [kNm]	My_{min} [kNm]
1	96,60	-140,25	17,95	0,66	3004,74	2331,61
2	96,60	-91,54	17,95	0,66	2810,99	2137,87
3	96,60	-140,25	17,95	0,66	3004,74	2331,61
4	96,60	-91,54	17,95	0,66	2810,99	2137,87
5	96,60	-111,16	17,95	0,66	2939,91	2266,79

Tabulka 12 – kombinace 6.10b (bez předpětí)

ŘEZ 0						
Kombinace	N_{max} [kN]	N_{min} [kN]	Vz_{max} [kN]	Vz_{min} [kN]	My_{max} [kNm]	My_{min} [kNm]
1	96,73	-213,14	480,05	384,37	-568,10	-569,81
2	96,73	-91,36	368,58	272,91	-203,74	-205,45
3	161,73	-200,29	413,17	317,49	-482,07	-483,77
4	161,73	-151,58	368,58	272,91	-336,32	-338,03
5	96,73	-110,99	400,98	305,31	-269,06	-270,77
ŘEZ 1						
Kombinace	N_{max} [kN]	N_{min} [kN]	Vz_{max} [kN]	Vz_{min} [kN]	My_{max} [kNm]	My_{min} [kNm]
1	96,73	-213,14	15,27	-9,47	2906,89	2333,77
2	96,73	-91,36	15,27	0,56	2422,50	1849,39
3	161,73	-200,29	15,27	-3,45	2759,35	2186,23
4	161,73	-151,58	15,27	0,56	2565,61	1992,49
5	96,73	-110,99	15,27	0,56	2551,42	1978,31

Ze všech kombinací zatížení jak MSP, tak i MSÚ je očividné, že nejproblematictějšími kombinacemi jsou kombinace 1 a 2. Právě na častou MSP kombinaci 1 navrhuji o kapitulu níže předpětí.

Po potížích s návrhem betonářské a smykové výztuže jsem provedl malou změnu rozměrů průřezu nosníku. Nově navržený nosník má zvětšenou plochu průřezu z původních $0,5930 \text{ m}^2$ na $0,6055 \text{ m}^2$. Tato změna zvýšila vlastní tíhu nosníku z $g_{0,k} = 25 \cdot 0,593 = 14,825 \text{ kN/m}$ na $g_{0,k} = 25 \cdot 0,6055 = 15,1375 \text{ kN/m}$. Změna vlastní tíhy v takto malém rozsahu nezpůsobí nijak zásadní rozdíly vnitřních sil. Největším rozdílem ohybového momentu mezi původním a finálním průřezem je pouhých 20 kNm , a tak velikosti vnitřních sil uvažuji za vhodné. V případě, že by nějaké posouzení v pozdějších kapitolách vycházelo těsně, použil bych přesné hodnoty vnitřních sil pro přesnější posouzení.

5.4 Návrh předpětí

Pro návrh předpínací výztuže musím nejprve stanovit základní průřezové veličiny:

- Plocha mostního nosníku: $A_C = 0,6055 \text{ m}^2$
- Vzdálenost těžiště ve směru osy Z: $z_t = 0,623183 \text{ m}$
- Moment setrvačnosti ve směru osy Y: $I_y = 5,867415 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$
- Průřezový modul ve směru osy Y horní: $W_y^h = 0,155710 \text{ m}^3$
- Průřezový modul ve směru osy Y dolní: $W_y^d = 0,094152 \text{ m}^3$

Pro návrh předpětí je nutné k maximálnímu ohybovému momentu od časté kombinace připočítat staticky neurčitý ohybový moment. Podle předešlých zkušebních výpočtů konstrukce odhaduji, pro účely předběžného návrhu, staticky neurčitý ohybový moment jako 50 % největšího ohybové momentu.

$$M_{0,min,častá} = -727,50 \text{ kNm}$$

$$M_{1,max,častá} = 2289,63 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_{ps,0} = cca(0,50) \cdot M_{min,častá} = -363,75 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_{ps,1} = cca(0,50) \cdot M_{max,častá} = 1144,82 \text{ kNm}$$

Po sečtení maximálních ohybových momentů v průřezech se staticky neurčitým ohybovým momentem, se dostávám na momentové hodnoty, které použiji při návrhu předpětí.

$$M'_{0,min,častá} = M_{0,min,častá} + \Delta M_{ps,0} = -727,50 - 363,75 = -1091,25 \text{ kNm}$$

$$M'_{1,max,častá} = M_{1,max,častá} + \Delta M_{ps,1} = 2289,63 + 1144,82 = 3434,45 \text{ kNm}$$

Vzhledem k tomu, že se jedná o předem předpjatý most, excentricita předpínací výztuže bude po celé délce nosníku stejná.

$$e_{p,0} = 0,262 \text{ m}$$

$$e_{p,1} = 0,414 \text{ m}$$

Pro předběžný návrh napětí použiji excelovou funkci „hledání řešení“. Pro splnění předpokladu dekomprese při časté kombinaci platí: $\sigma_{c,i,častá}^j = 0$, kde „j“ značí tažená vlákna a „i“ značí číslo průřezu. Pomocí zmíněné excelové funkce dopočítám z níže uvedených rovnic hodnoty nutné předpínací síly N_p , tak aby vycházelo výsledné nulové napětí v průřezu.

$$\begin{aligned} \sigma_{c,0,častá}^h &= \frac{N_{p,nut,0}}{A_c} + \frac{M'_{0,častá}}{W_y^h} + \frac{(N_{p,nut,0} \cdot e_{p,0})}{W_y^h} = \frac{N_{p,nut,0}}{0,606} + \frac{-1091,25}{0,156} + \frac{(N_{p,nut,0} \cdot 0,262)}{0,156} \\ &= 0 \rightarrow N_{p,nut,0} = -2103,711 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{c,1,častá}^d &= \frac{N_{p,nut,1}}{A_c} + \frac{M'_{1,častá}}{W_y^d} + \frac{(N_{p,nut,1} \cdot e_{p,1})}{W_y^d} = \frac{N_{p,nut,1}}{0,606} + \frac{3434,45}{0,094} + \frac{(N_{p,nut,1} \cdot 0,414)}{0,094} \\ &= 0 \rightarrow N_{p,nut,1} = -6033,509 \text{ kN} \end{aligned}$$

Za pomoci vypočítaných sil N_p dále dopočítám potřebnou plochu předpínací výztuže v jednotlivých řezech. Napětí v předpínací výztuži na konci životnosti σ_p stanovím předběžně jako 75 % z maximálního napětí ve výztuži při napínání neboli odhaduji ztráty napětí na konci životnosti na 25 %.

$$\sigma_p = \sigma_{p,max} \cdot 0,75 = 1476 \cdot 0,75 = 1107 \text{ MPa}$$

$$A_{p,nut,0} = \frac{N_{p,nut,0}}{\sigma_p} = \frac{2103,711 \cdot 10^3}{1107} = 1900,371 \text{ mm}^2$$

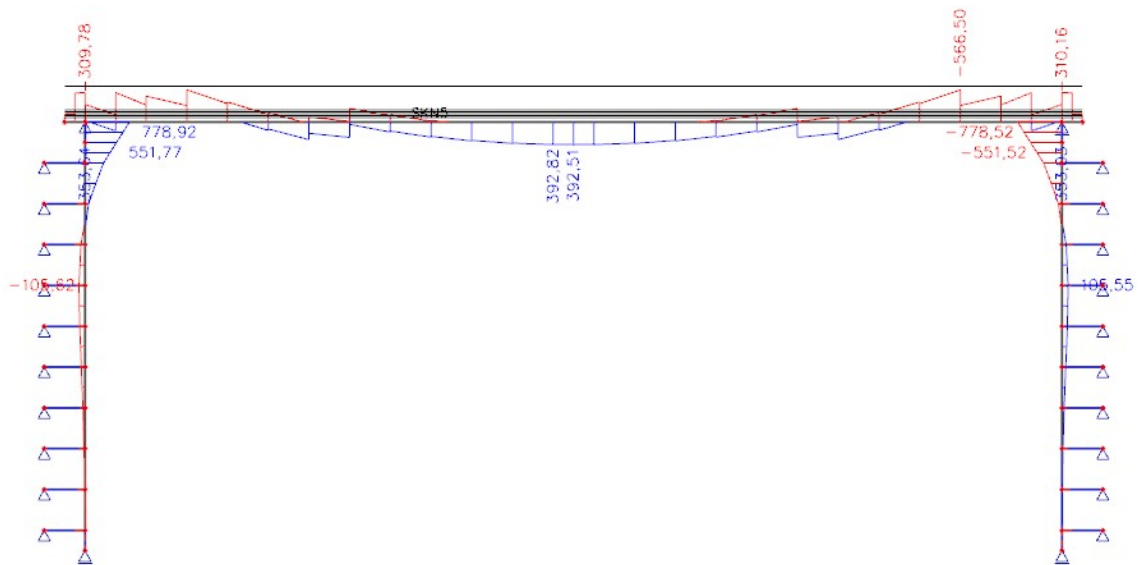
$$A_{p,nut,1} = \frac{N_{p,nut,1}}{\sigma_p} = \frac{6033,509 \cdot 10^3}{1107} = 5450,324 \text{ mm}^2$$

V kapitole 5.1.3 byla uvedena průřezová plocha jednoho předpínacího lana $A_p = 150 \text{ mm}^2$. Z potřebné plochy předpínací výztuže tedy vypočítám minimální počet lan.

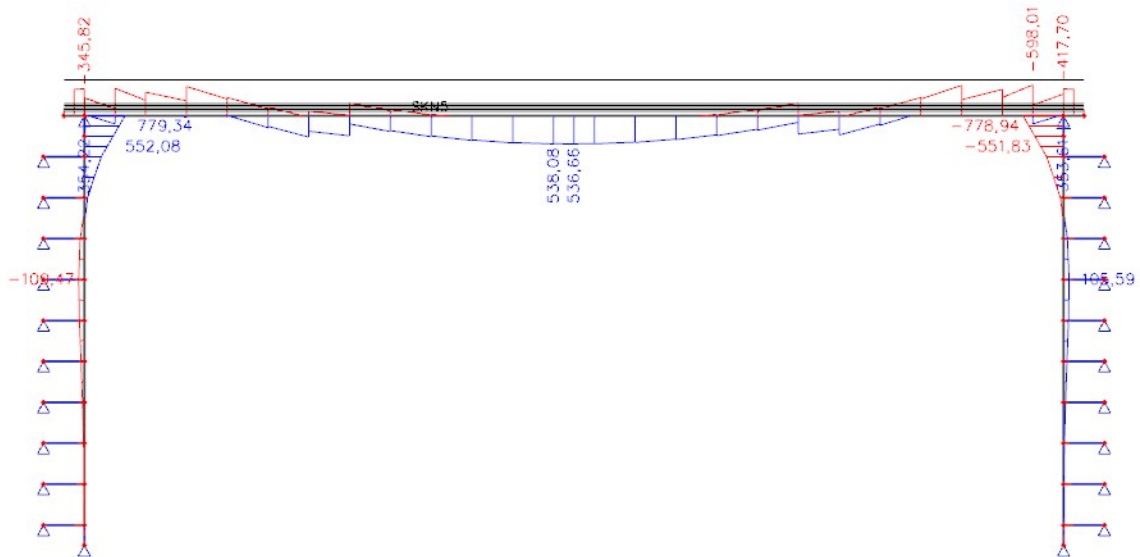
$$n_{p,nut,0} = \frac{A_{p,0}}{A_p} = \frac{1900,371}{150} = 13 \text{ ks}$$

$$n_{p,nut,1} = \frac{A_{p,1}}{A_p} = \frac{5450,324}{150} = 37 \text{ ks}$$

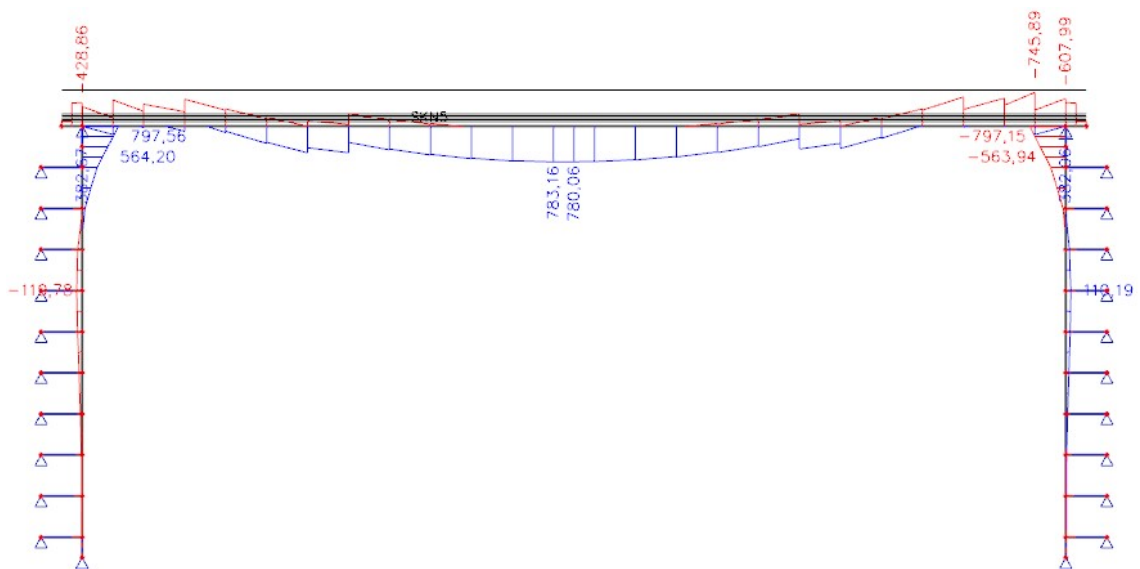
Takto navržené předpětí jsem vložil do modelu a použil k výpočtu. Předpětí při prvním pokusu nebylo ideální, převážně kvůli jednotlivým fázím výstavby. Předpětí nevyvozovalo původně zamýšlené výsledky, protože v prvních fázích výstavby je nosník uložen kloubově a až později se zabetonuje do tuhého rámu. Druhým důvodem je fakt, že výše uvedený výpočet nezapočítává spráženou desku. Po velmi dlouhé iteraci původně navrženého počtu a rozmístění lan jsem dosáhl dostačujících výsledků s finálním předpětím. Finální počet se z původních 13 lan u horních vláken v průřezu 0 a 37 lan u dolních vláken v průřezu 1 změnil na 6 lan u horních vláken a 30 lan u dolních vláken. Takto navržené předpětí již vyzvojuje výsledky potřebné pro správné posouzení (viz kapitola 5.7). Podle průběhů momentů od rozhodující kombinace zatížení jsem navrhl separaci jednotlivých předpínacích kabelů o 2 a 6 metrů a tím se přiblížil co možná nejlépe skutečnému průběhu momentu, který by byl jinak dosažen například výškově zakřiveným lanem.



Obrázek 52 – ohybový moment na konci životnosti–MSP kvazi-stálá kombinace 1 (s předpětím)



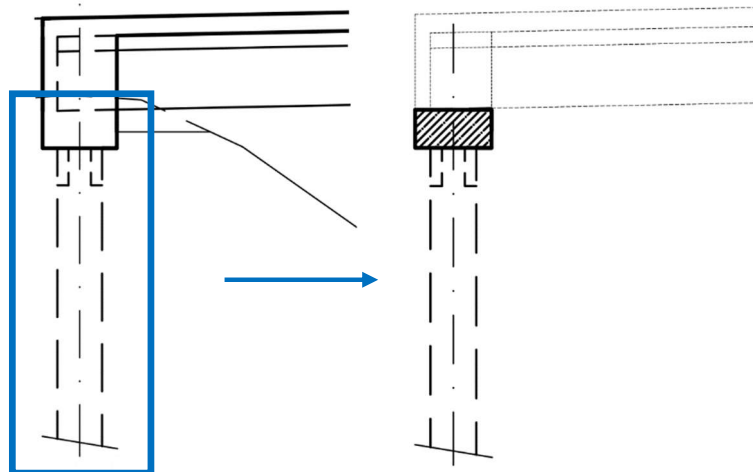
Obrázek 53 – ohybový moment na konci životnosti – MSP častá kombinace 1 (s předpětím)



Obrázek 54 – ohybový moment na konci životnosti – MSP charakteristická kombinace 1 (s předpětím)

5.5 Fáze výstavby

Předtím, než se pustím do jakýchkoliv výpočtů a modelů, si musím ujasnit, jak bude probíhat výstavba, a tudíž s jakými zatíženími se budu v jednotlivých fázích výstavby potýkat. Jako první se vyhloubí a vybetonují základové piloty, na které se vybetonuje dolní „patka“ příčnicku sloužící jako podpora pro mostní nosníky v pozdějších fázích výstavby.



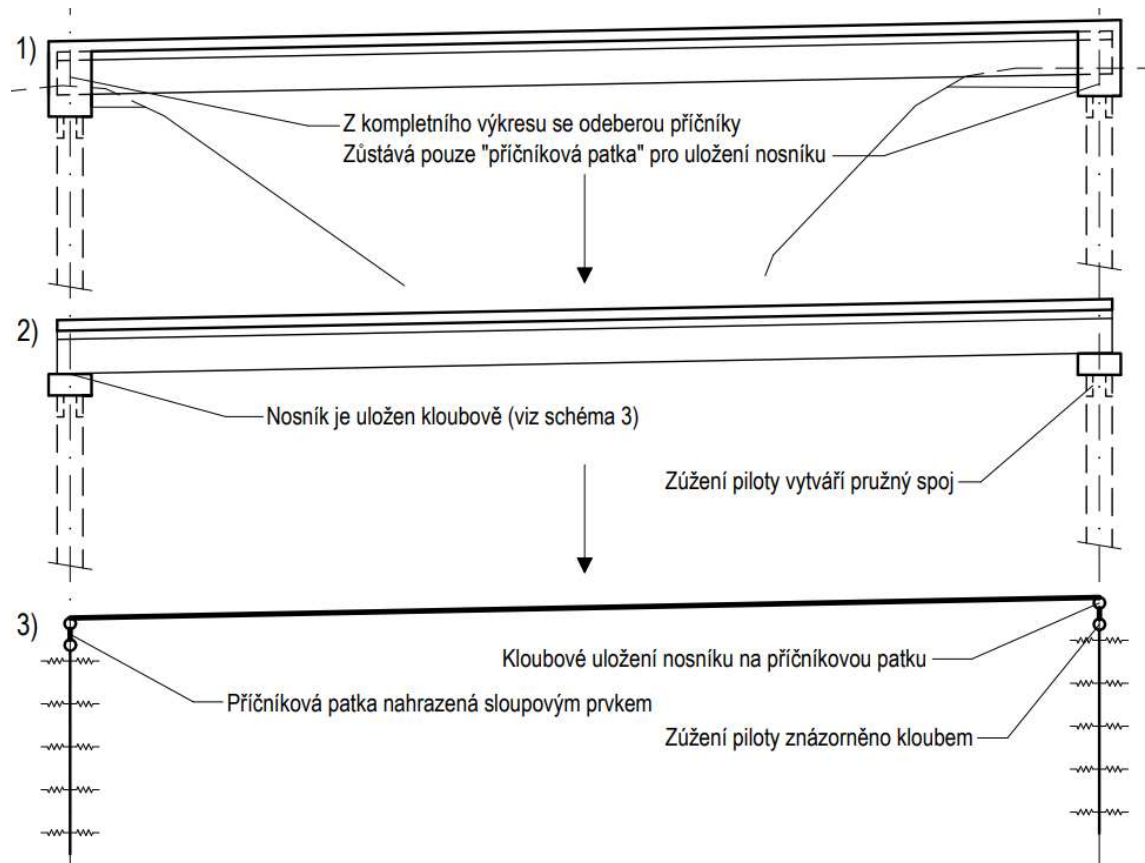
Obrázek 55 – Vybetonovaná pilota s příčnickovou patkou

Jakmile to bude možné, na vybetonované spodní části koncových příčníků se uloží prefabrikované předem předpjaté nosníky. Nosníky budou na příčnících dočasně prostě uloženy. Vzhledem k uložení nosníku na podporách bude celá konstrukce fungovat jako prostý kloubově podepřený nosník, nespolupracující s koncovými opěrami. Využijí skutečnosti, že nosníky v tuto chvíli nejsou tuze propojené s opěrami a nechám je deformovat vlivem vlastní tíhy po dobu 7 dní. Tímto krokem vnesu do nosníků část průhybu, která tím pádem nenastane po vetknutí nosníků do koncových opěr a tím se sníží námaha přenášená na opěry.

Dalším krokem bude betonáž železobetonové desky spřažené s mostními nosníky. Co se týče postupu betonáže, deska se bude betonovat z prostřední části směrem ke koncům mostu. Důvodem betonáže ze středu je průhyb nosníků a předejití porušení betonové desky ohybem. V případě, betonování desky z konců směrem do středu, by mohlo dojít k popraskání betonu postupným přidáváním hmotnosti blíže ke středu nosníku a tím zvětšování průhybu. Betonáží středu prvně dosáhneme většího průhybu hned na začátku a tím pádem výrazně snížíme šanci poškození monolitické desky.

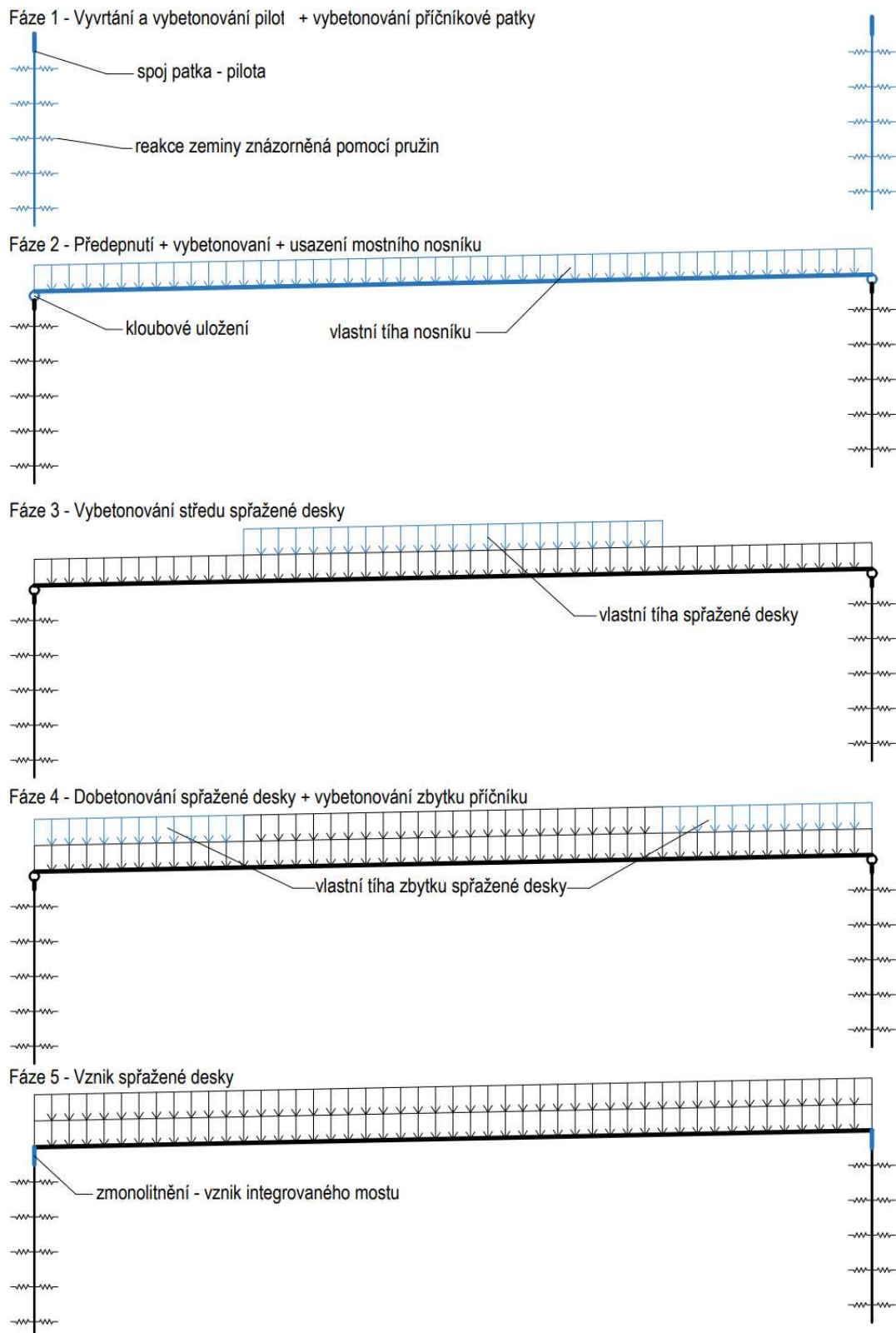
Po dokončení betonáže spřažené železobetonové desky se dobetonuje zbytek příčníků a tím se zmonolitní celá mostní konstrukce a stává se z ní integrovaný most.

Statické schéma před zmonolitněním celé konstrukce bude vypadat podle Obrázek 56. Jak již bylo zmíněno výše, spoj mezi nosníky a příčnicky je kloubový. Díky zúžení dříku piloty (viz kapitola 3.4.5.4) se i spoj mezi pilotou a příčnickem dá uvažovat jako kloubový (toto schéma bude v pozdější kapitole upraveno za účelem správného chodu výpočetního programu).



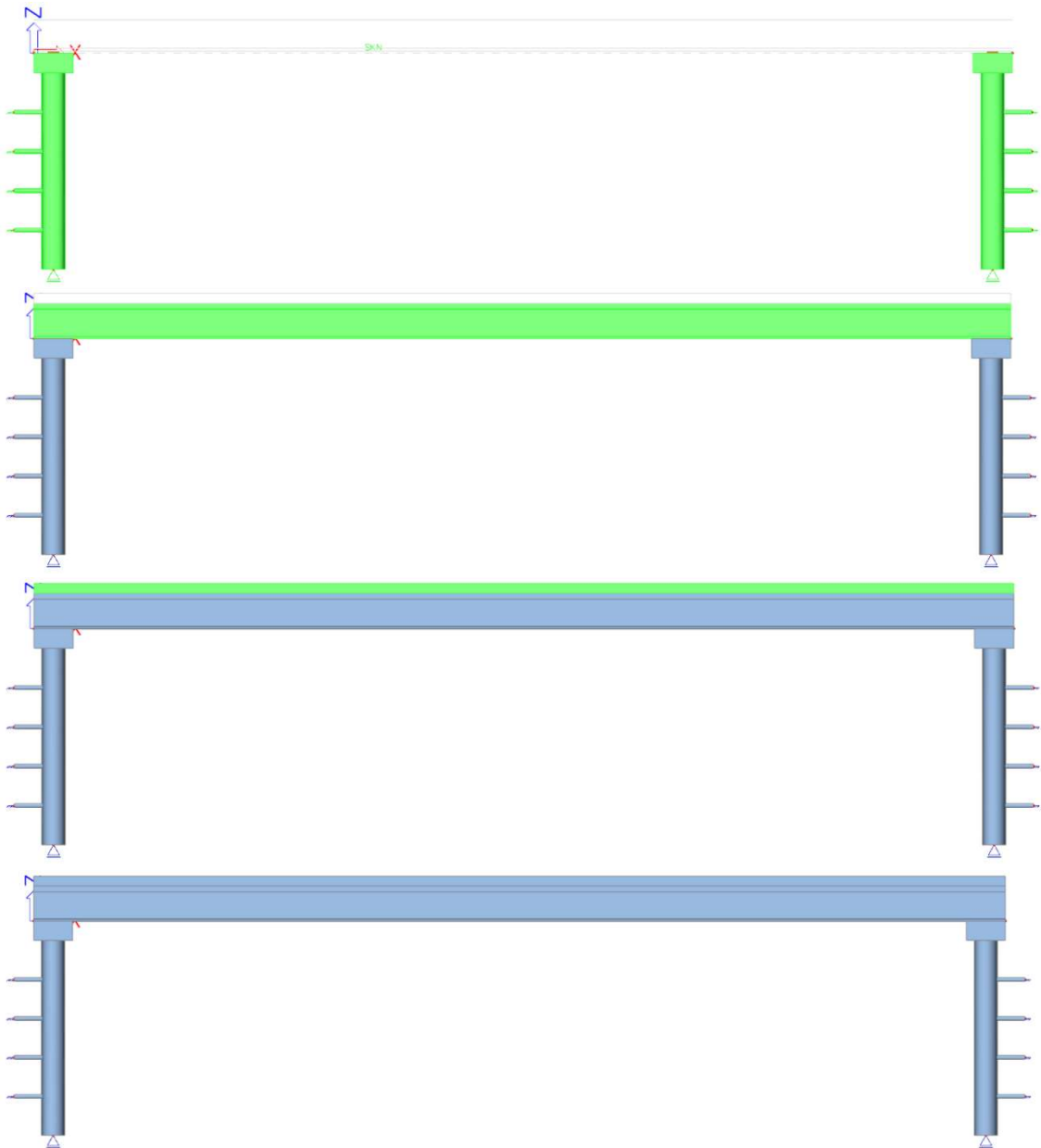
Obrázek 56 – Statické schéma konstrukce

Výše popsané fáze výstavby pro jednodušší orientaci dělím takto:



Obrázek 57 – Fáze výstavby

V programu SCIA poté jednotlivé fáze výstavby vypadají takto:



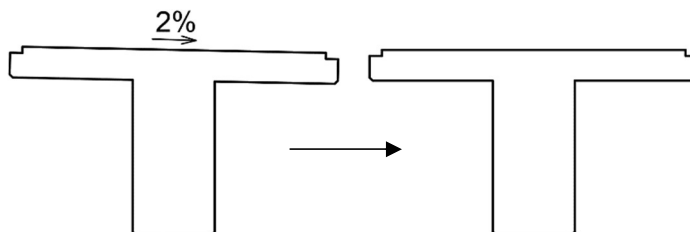
Obrázek 58 – Fáze výstavby – SCIA (starší verze modelu – fáze jsou stejné)

5.6 Tvorba modelu

V této kapitole se věnuji postupu výtvaru statického modelu a řešení potíží, na které jsem při modelování narazil. Budu se věnovat pouze 2D modelování jednoho nosníku, vzhledem k tomu, že na 3D modelu je nemožná časově závislá analýza neboli TDA (Time Dependent Analysis). Časově závislá analýza je modul v programu SCIA umožňující analýzu předpjatého betonu a ostatních prvků závislých na čase, což je pro výpočet namáhání konstrukce v jednotlivých fázích výstavby (viz kapitola 5.5) ideální. TDA v kombinaci s modulem fáze

výstavby a provozu dokáže započítat dotvarování konstrukce a redistribuci vnitřních sil do modelu a tím se co možná nejvíce přiblížit realitě.

Nejprve jsem vytvořil první verzi příčného řezu ve tvaru T. Použitý T nosník jsem pro účely modelu zarovnal do vodorovné hladiny, jinak řečeno jsem se zbavil příčného sklonu nosníku.



Obrázek 59 – Zjednodušení příčného řezu (aktuální průřez se decentně liší)

Jak je zřejmé z kapitoly o fázích výstavby, dalším prvkem je spodní stavba lávky. V tomto případě jsem si musel poradit s vytvořením modelu piloty, který by na sobě pociťoval účinky okolní zeminy. Výpočetní program bohužel neumí provádět TDA výpočet s liniovými podporami, tudíž nemohu pilotám namodelovat skutečné působení zeminy. Ve finálním řešení jsem nahradil „pružiny“ znázorňující tlakové síly zeminy vodorovnými ocelovými tyčemi. Normálová tuhost těchto ocelových prvků se počítá pomocí vzorce EA/L , kde L je délka prvku, E znázorňuje Youngův modul pružnosti a A je plocha průřezu prvku. Vzhledem k tomu, že délka L je konstantní 1 m a modul pružnosti E pro ocel je 210 GPa, plocha A je jedinou proměnnou ve vzorci. Z předešlé věty plyne, že pomocí změny plochy průřezů ocelových prvků se dostanu na správnou tuhost odpovídající okolní zemině. Původně jsem na betonovou pilotu o průměru 600 mm upevnil zmiňované ocelové pružiny z obou stran, to ale vytvářelo problémy s výpočtem, proto jsem ve finále upevnil pružiny pouze na vnější stranu pilot. Řešení to není ideální, ale vzhledem k tomu, že ocel má stejnou tuhost v tlaku, jako má v tahu, usoudil jsem, že je to řešení dostačující a vyhovující. Tuhost „pružin“ počítám za pomocí vzorců uvedených v [18]. K výpočtu modulu reakce podloží k_h použiji následující vzorec:

$$k_h = \frac{3 \cdot E_{def}}{2 \cdot r} = \frac{3 \cdot 12}{2 \cdot 1,037} = 17,362$$

kde:

E_{def} je modul deformace zeminy, uvažuji $E_{def} = 12 \text{ MPa}$,

r je redukovaná šířka piloty [m], počítaná podle vzorce:

$$r = d + 2 \cdot d \cdot \tan(\beta) = 0,6 + 2 \cdot 0,6 \cdot \tan(20) = 1,037 \text{ m}$$

kde:

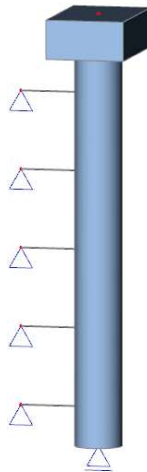
d je průměr piloty, $d = 0,6 \text{ m}$,

β je úhel roznášení, uvažuji $\beta = 20^\circ$.

Modul reakce podloží k_h je poté vložen do rovnosti s tuhostí „pružiny“ a z rovnice je vypočítána plocha ocelové profilu. Pomocí vypočítané plochy je dopočítám průměr ocelového profilu.

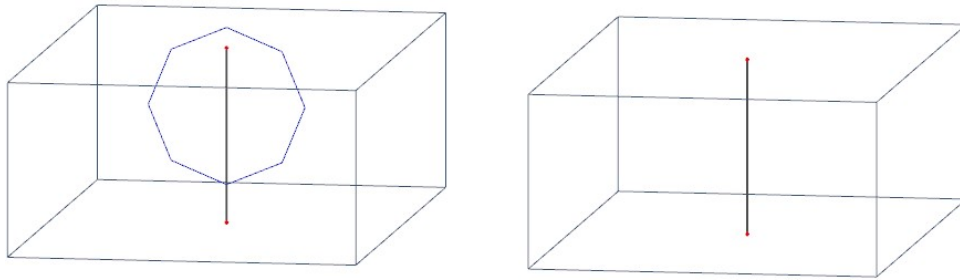
$$A = \frac{k_h \cdot L}{E} = \frac{17,362 \cdot 1}{210 \cdot 10^3} = 82,675 \text{ mm}^2 \rightarrow d = \sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 82,675}{\pi}} = 10,3 \text{ mm}$$

Na takto vyřešené piloty jsem umístil 0,5 m vysoký sloupový prvek znázorňující patku příčnicku vysvětlenou v kapitole 5.5.



Obrázek 60 – Model piloty s pružinami (pro ukázkou uvedena pilota poloviční výšky – 5 m)

Zjednodušený T průřez jsem poté vložil do programu SCIA a za jeho pomoci vytvořil mostní nosník o délce 24,6 m se spřaženou betonovou deskou. Nosníkům byly přiřazeny uzly 0,3 m od konců pro účel uložení na připravenou spodní stavbu. Právě při ukládání nosníku na patky příčnicku jsem se dostal do prvních potíží. Ve fázích výstavby bylo nutné prvotně uvažovat spojení nosníku a příčnicku jako kloubové a po zatuhnutí spřažené desky a příčnicku změnit toto spojení na tuhé. Prvně jsem se tento problém snažil vyřešit pomocí dvou identických příčnicku, kde první příčnick obsahoval na svém vrcholu kloub a druhý ne (viz Obrázek 61). Příčnicky byly namodelovány na stejném místě. Lišily se pouze časem působnosti, kde kloubový příčnick existoval od počátku výstavby do vzniku tuhého rámu, načež příčnick bez kloubu vznikl právě v době zatuhnutí betonu příčnicku. Toto řešení se zprvu zdálo jako vhodné, ale umístění dvou prvků na identickém místě se ukázalo jako nefungující.



Obrázek 61 – Porovnání příčníků v jednotlivých fázích výstavby

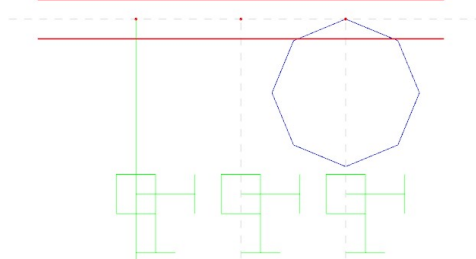
Pro správné fungování změny uložení nosníku jsem musel trochu změnit schéma. Nové řešení je prakticky identické řešení předešlému, až na umístění jednotlivých prvků. V tomto postupu jsem umístil první kloubový příčník 5 mm od potřebného místa a příčník tuhý byl umístěn na stejné místo, jako v první variantě. Toto řešení se ukázalo být fungující v lineárním výpočtu, ale po přechodu na výpočet se zahrnutím fází výstavby jsem narazil na problém. Matice tuhosti v místě kloubového napojení na nosník byla singulární, a tudíž výpočet konstrukce nemohl pokračovat (viz Obrázek 62).



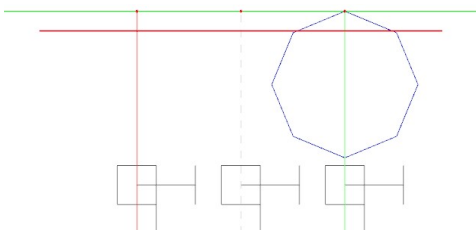
Obrázek 62 – Místo singulární matice tuhosti

Na tomto problému jsem strávil poměrně hodně času a úsilí, než jsem si uvědomil, o jak banální problém se jedná. Příčník s kloubem byl, stejně jako piloty, zkonstruován v první fázi výstavby a nosník byl uložen až ve fázi druhé. To znamená, že před druhou fází výstavby byl příčník zakončen kloubem, na kterém nebylo nic uloženo, což způsobovalo singularitu v matici tuhosti. Řešení tohoto problému je obdobné, jako řešení problému prvního. V první fázi jsem tedy namodeloval příčník bez koncového kloubu 5 mm od původní pozice, ve fázi druhé byl nosník bez kloubu odstraněn a přidán byl příčník zakončený kloubem. Až nakonec ve fázi páté byl odstraněn kloubový příčník a přidán finální příčník tuze spojen s mostním nosníkem (viz Obrázek 63). Všem příčnicům byly nastaveny takové parametry výstavby, aby odpovídaly vybetonování v první fázi.

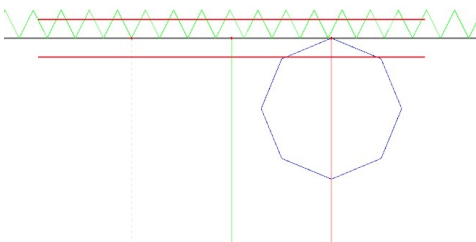
Fáze 1: vznik příčnicku bez kloubu



Fáze 2: odstranění příčnicku z fáze 1 a vznik příčnicku s kloubem a na něm uloženého nosníku



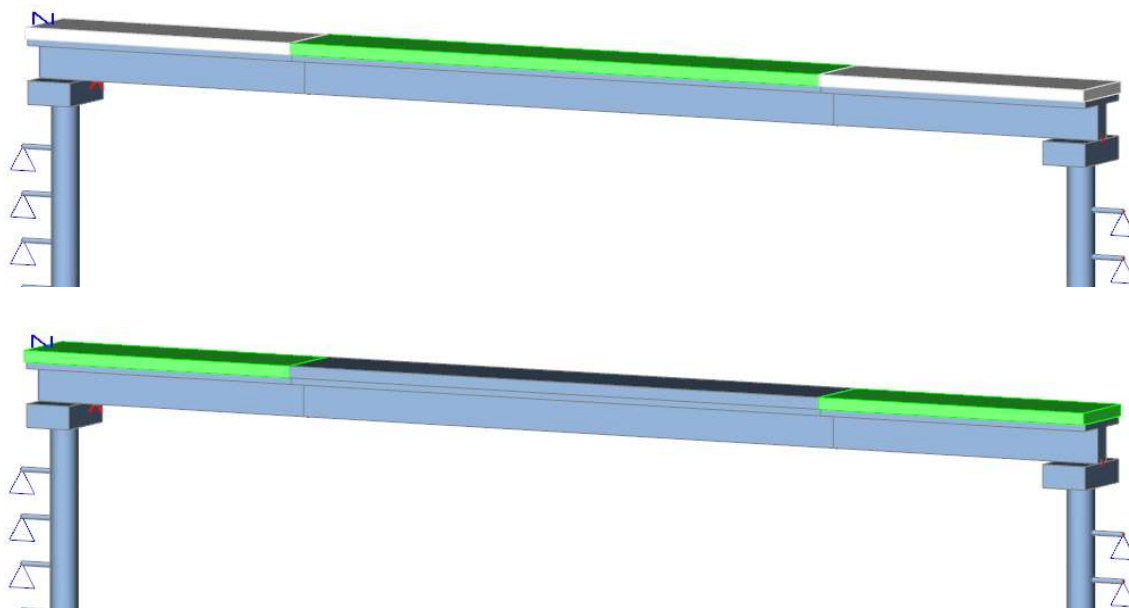
Fáze 5: odstranění příčnicku z fáze 2 a uložení nosníku na tuhém příčnicku



Obrázek 63 – Fáze propojení nosníku s příčnickem

Řešení není ideální, ale rozdíly umístění jednotlivých uzlů jsou pouze pár mm, z tohoto důvodu si myslím, že se jedná o řešení dostačující.

Při tvorbě nosníku došlo na další potíže. Prvotně jsem se snažil modelovat nosník pomocí tří dílců, abych mohl vymodelovat tuhnutí spřažené betonové desky jednotlivě (viz Obrázek 64). Model s třemi jednotlivými dílci nosníku se později ukázal za nevhodný z důvodu vykreslení přetvoření na konstrukci, kdy zdánlivě stejný model nosníku ze tří dílců vyvozoval rozdílné výsledky od nosníku namodelovaného pomocí jednoho prvku. Fáze vybetonování středu a zbytku desky jsou od sebe vzdáleny pouhých pár hodin, tudíž jsem si dovolil uvažovat zatuhnutí a začátek fungování desky jako spřažené po celé délce najednou. Vzhledem k tomu, že vybetonování jednotlivých částí spřažené desky napodobují v modelu pomocí podélných zatížení, je možné namodelovat betonáž desky jednotlivě bez rozdělení samotného prvku mostního nosníku po jeho délce.



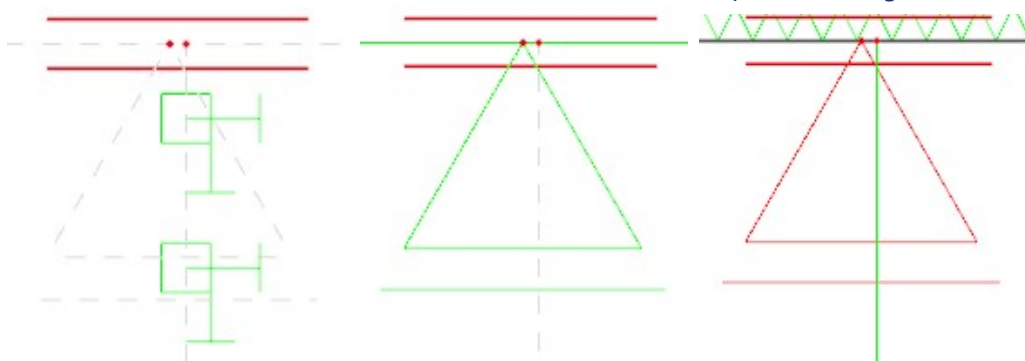
Obrázek 64 – Podélně rozdělený nosník

Zprvu se takto vyřešená konstrukce zdála správně fungující. To se změnilo s vložením předpětí. Klouby mezi příčnicí a nosníky ve fázích výstavby nelze nastavit jako posuvné, což je potřeba ve fázích, kdy se konstrukce ještě chová jako prostý nosník. Tento problém jsem se nejprve pokusil vyřešit kompletním předěláním fází výstavby. V prvních fázích výstavby je nosník prostě uložen na fiktivní kloubové a posuvné podpory umístěné na prakticky identickém místě jako jsou podpory skutečné. Ve fázi, kdy se most začne chovat jako integrovaný, jsou tyto fiktivní podpory smazány a nosník je napojen tuhým rohem na příčnicí.

Fáze 1: vznik piloty

*Fáze 2: vznik nosníku
na podpoře*

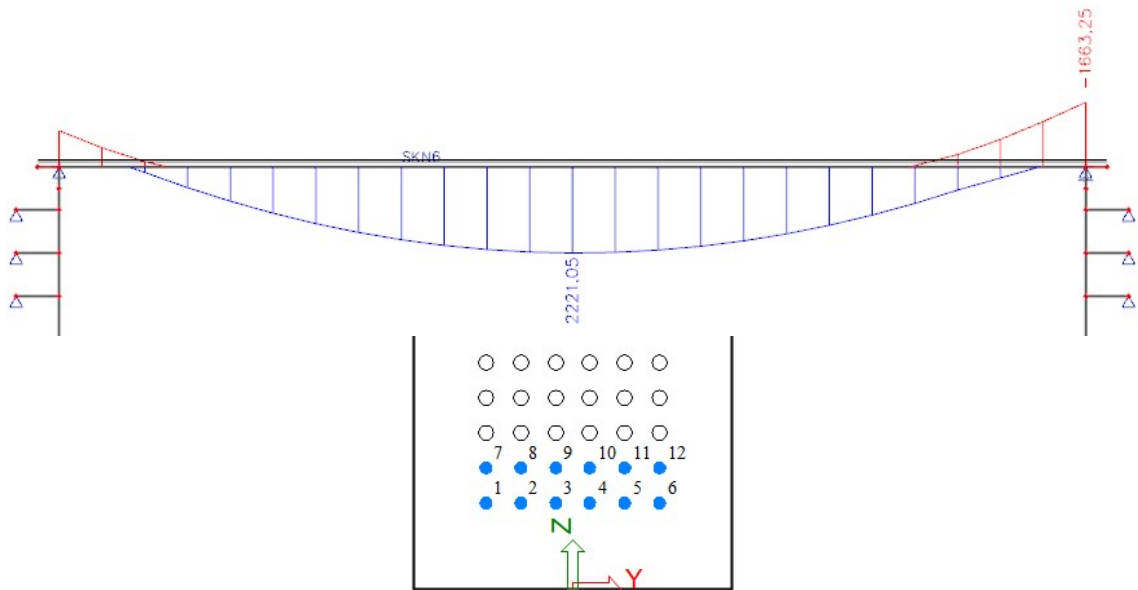
*Fáze 5: odebrání podpory, vznik
příčnicí (betonáž odpovídá času $t=0$
dní) a vznik integrovaného mostu*



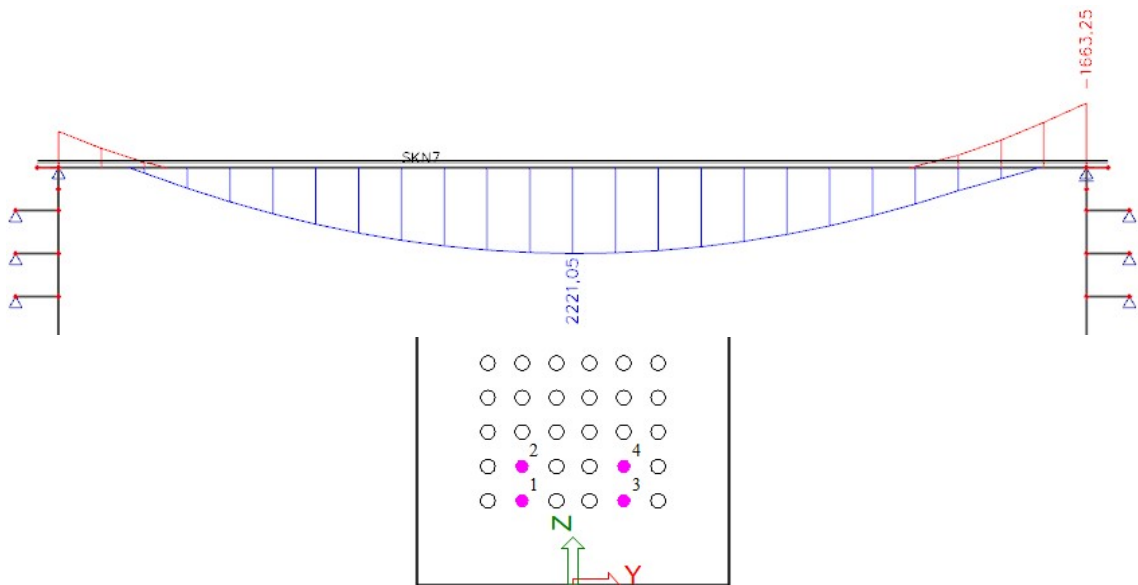
Obrázek 65 – Model posuvného uložení nosníku v době výstavby

Jedním z posledních problémů bylo omezení počtu předpínacích lan v průřezu, kdy mi program z neznámých důvodů, nedovolil vložit více než 15 lan na konstrukci. Jelikož jsem potřeboval více než 15 lan (viz kapitola 5.4), musel jsem si s tímto problémem nějak poradit.

Nakonec jsem tento problém obešel tak, že jsem použil lana nahrazující 2ks nebo 3ks. U těchto lan jsem nastavil odpovídající parametry a po ozkoušení modelu se potvrdilo, že není prakticky žádný rozdíl mezi použitím tří klasických lan a použitím jednoho lana s vlastnostmi tří.



Obrázek 66 – Ohybový moment s předpětím pomocí 12 lan



Obrázek 67 – Ohybový moment s předpětím pomocí 4 trojitých lan

Po zadání všech zatížení byl výpočetní model hotov. Posledním krokem bylo správné nastavení zbylých provozních fází výstavby, kombinací zatížení a konstantní ladění všech možných částí modelu.

5.7 Posouzení MSP

Mezní stav omezení trhlin a napětí uvažují dle [16]. Jako první stanovím limitní napětí v betonu, které bude níže porovnáno s hodnotami napětí v jednotlivých průřezech a časech výstavby.

Podle [16] může dojít ke vzniku podélných trhlin v případě, kdy napětí překročí kritickou hodnotu při charakteristické kombinaci. Pro zabránění vzniku podélných trhlin je doporučeno omezení maximálního napětí v betonu na hodnotu $0,6f_{c,k}$. Na hlavních nosných prvcích konstrukce byl použit beton C35/45, uvažují tedy limitní hodnotu napětí v tlaku, při charakteristické kombinaci, 21 MPa. Pro předpoklad lineárního dotvarování konstrukce je nutné omezit napětí v betonu při kvazi-stálé kombinaci na hodnotu $0,45f_{c,k}$, což v mém případě odpovídá hodnotě 15,75 MPa.

Podle Tabulka 13 nesmí napětí v betonu dosáhnout kladných hodnot při časté kombinaci, aby byla splněna podmínka dekomprese. Co se týče vzniku trhlin, hodnota napětí v betonu tím pádem nesmí překročit hodnotu $f_{ctm}(t)$ v čase UN (UN vysvětleno níže) a hodnotu 0 MPa ve zbylých časech.

Tabulka 13 – Doporučené hodnoty w_{max} (mm) (zdroj [16])

Stupeň vlivu prostředí	Železobetonové prvky a prvky předpjaté nesoudržnou výztuží	Prvky předpjaté soudržnou výztuží
	Kvazi-stálá kombinace zatížení	Častá kombinace zatížení
X0, XC1	0,4 ¹⁾	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²⁾
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Dekomprese
¹⁾ Pro stupně vlivu prostředí X0, XC1 nemá šířka trhliny vliv na trvanlivost a uvedená hodnota má zajistit přijatelný vzhled. Pokud nejsou kladeny požadavky na vzhled, lze uvedenou hodnotu zvětšit.		
²⁾ Pro tyto stupně vlivu prostředí má být kromě toho posouzena dekomprese při kvazi-stálé kombinaci zatížení.		

Pro předejití vzniku nepružných poměrných přetvoření, trhlin a deformací v betonářské výztuži je nutné omezení tahového napětí ve výztuži při charakteristické kombinaci na $0,8f_{yk} = 0,8 \cdot 500 = 400 \text{ MPa}$. Obdobně střední hodnota napětí v předpínací výztuži musí být omezena na hodnotu $0,75f_{pk} = 0,75 \cdot 1860 = 1395 \text{ MPa}$. Tato podmínka ve všech průřezech vyhovuje. [17]

Napětí posuzují ve čtyřech rozdílných časech výstavby. „Uložení nosníku“ (UN), $t = 7$ dní, kde stáří betonu je 15 dní. „Před uvedením do provozu“ (G1), $t = 57$ dní. „Uvedení do provozu“ (UP), $t = 57$ dní. A poslední „konec životnosti“ (KZ), $t = 36\,500$ dní. Pro čas uložení nosníku musím uvažovat pevnost betonu odpovídající stáří betonu. Při stáří betonu 15 dní je

jeho pevnost v tahu $f_{ctm(15)} = 3,007$ MPa a pevnost v tlaku $f_{ck(15)} = 31,963$ MPa, tím pádem je limitní napětí pro omezení napětí při charakteristické kombinaci zatížení 19,178 MPa a 14,383 MPa při kombinaci kvazi-stálé.

V časech před uvedením do provozu, v čase UN a G1, uvažuji pouze stálé zatížení, staveništní zatížení a zatížení teplotou. Ostatní proměnné zatížení v tomto stavu uvažovat nebudu, tím pádem se jedná o stav odpovídající páté kombinaci zatížení podle Tabulka 6.

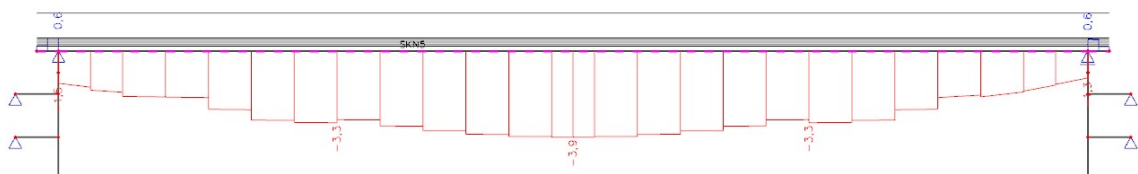
V následujících tabulkách přehledně vypisuji rozhodující napětí od jednotlivých kombinací. Napětí posuzuji ve 4 místech, a to v horních a dolních vláknech spřažené desky a v horních a dolních vláknech nosníku. Po finálních úpravách rozmístění předpínacích lan a jejich separací jsem došel k finálnímu výsledku, kde celá konstrukce vyhovuje na podmínku dekomprese.

Tabulka 14 – Omezení napětí MSP

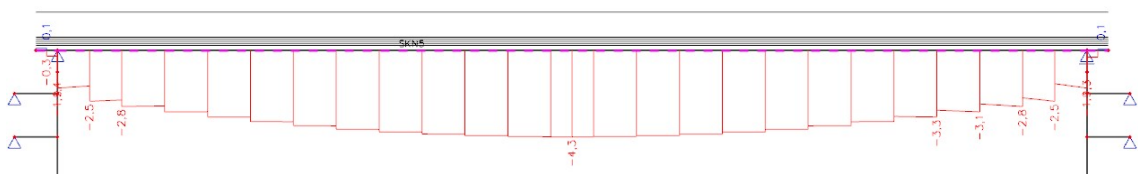
OMEZENÍ NAPĚTÍ										
KOMBINACE	ČAS	nosník/deska	VLÁKNA	NAPĚTÍ V PRŮŘEZU [Mpa]						
				0			1			
				σ	σ_{lim}	posudek	σ	σ_{lim}	posudek	
KVAZISTÁLÁ	UN	deska	h	0,000	14,383	OK	0,000	14,383	OK	
			d	0,000	14,383	OK	0,000	14,383	OK	
		nosník	h	-1,400	14,383	OK	-5,100	14,383	OK	
			d	-12,400	14,383	OK	-19,300	14,383	OK	
	G1	deska	h	-0,050	15,750	OK	-0,600	15,750	OK	
			d	-0,100	15,750	OK	-0,900	15,750	OK	
		nosník	h	-1,600	15,750	OK	-9,000	15,750	OK	
			d	-8,800	15,750	OK	-8,400	15,750	OK	
	UP	deska	h	-0,050	15,750	OK	-1,000	15,750	OK	
			d	-0,200	15,750	OK	-1,100	15,750	OK	
		nosník	h	-1,800	15,750	OK	-9,100	15,750	OK	
			d	-9,400	15,750	OK	-9,500	15,750	OK	
	KZ	deska	h	-1,600	15,750	OK	-3,900	15,750	OK	
			d	-1,900	15,750	OK	-4,300	15,750	OK	
		nosník	h	-2,000	15,750	OK	-6,500	15,750	OK	
			d	-3,000	15,750	OK	-3,200	15,750	OK	
	CHARAKTERISTICKÁ	UN	deska	h	0,000	19,178	OK	0,000	19,178	OK
				d	0,000	19,178	OK	0,000	19,178	OK
			nosník	h	-1,400	19,178	OK	-5,100	19,178	OK
				d	-12,300	19,178	OK	-19,200	19,178	OK
G1		deska	h	0,500	21,000	OK	-0,600	21,000	OK	
			d	-0,100	21,000	OK	-0,900	21,000	OK	
		nosník	h	-1,600	21,000	OK	-9,000	21,000	OK	
			d	-8,800	21,000	OK	-8,400	21,000	OK	
UP		deska	h	0,400	21,000	OK	-0,900	21,000	OK	
			d	-0,200	21,000	OK	-1,100	21,000	OK	
		nosník	h	-1,600	21,000	OK	-9,100	21,000	OK	
			d	-9,200	21,000	OK	-7,200	21,000	OK	
KZ		deska	h	-1,200	21,000	OK	-3,900	21,000	OK	
			d	-1,800	21,000	OK	-4,300	21,000	OK	
		nosník	h	-1,900	21,000	OK	-6,400	21,000	OK	
			d	-2,900	21,000	OK	-1,000	21,000	OK	

Tabulka 15 – Omezení dekomprese a šířky trhlín MSP

OMEZENÍ DEKOMPRESY A ŠÍŘKY TRHLIN									
KOMBINACE	ČAS	nosník/deska	VLÁKNA	NAPĚTÍ V PRŮŘEZU [MPa]					
				0			1		
				σ	σ_{lim}	posudek	σ	σ_{lim}	posudek
KVAZISTÁLÁ	UN	deska	h	0,000	3,007	OK	0,000	3,007	OK
			d	0,000	3,007	OK	0,000	3,007	OK
		nosník	h	-1,400	3,007	OK	-5,100	3,007	OK
			d	-12,400	3,007	OK	-19,300	3,007	OK
	G1	deska	h	-0,050	0,000	OK	-0,600	0,000	OK
			d	-0,100	0,000	OK	-0,900	0,000	OK
		nosník	h	-1,600	0,000	OK	-9,000	0,000	OK
			d	-8,800	0,000	OK	-8,400	0,000	OK
	UP	deska	h	-0,050	0,000	OK	-1,000	0,000	OK
			d	-0,200	0,000	OK	-1,100	0,000	OK
		nosník	h	-1,800	0,000	OK	-9,100	0,000	OK
			d	-9,400	0,000	OK	-9,500	0,000	OK
	KZ	deska	h	-1,600	0,000	OK	-3,900	0,000	OK
			d	-1,900	0,000	OK	-4,300	0,000	OK
		nosník	h	-2,000	0,000	OK	-6,500	0,000	OK
			d	-3,000	0,000	OK	-3,200	0,000	OK
ČÁSTÁ	UN	deska	h	0,000	3,007	OK	0,000	3,007	OK
			d	0,000	3,007	OK	0,000	3,007	OK
		nosník	h	-1,400	3,007	OK	-5,100	3,007	OK
			d	-12,300	3,007	OK	-19,200	3,007	OK
	G1	deska	h	-0,100	0,000	OK	-0,900	0,000	OK
			d	-0,200	0,000	OK	-1,100	0,000	OK
		nosník	h	-1,700	0,000	OK	-9,100	0,000	OK
			d	-9,300	0,000	OK	-8,800	0,000	OK
	UP	deska	h	-0,100	0,000	OK	-1,000	0,000	OK
			d	-0,200	0,000	OK	-1,100	0,000	OK
		nosník	h	-1,800	0,000	OK	-9,100	0,000	OK
			d	-9,400	0,000	OK	-8,600	0,000	OK
	KZ	deska	h	-1,500	0,000	OK	-3,900	0,000	OK
			d	-1,900	0,000	OK	-4,300	0,000	OK
		nosník	h	-2,000	0,000	OK	-6,500	0,000	OK
			d	-3,000	0,000	OK	-2,400	0,000	OK



Obrázek 68 – Normálové napětí na konci životnosti – MSP častá kombinace 1 – horní vlákna spřažené desky



Obrázek 69 – Normálové napětí na konci životnosti – MSP častá kombinace 1 – dolní vlákna spřažené desky

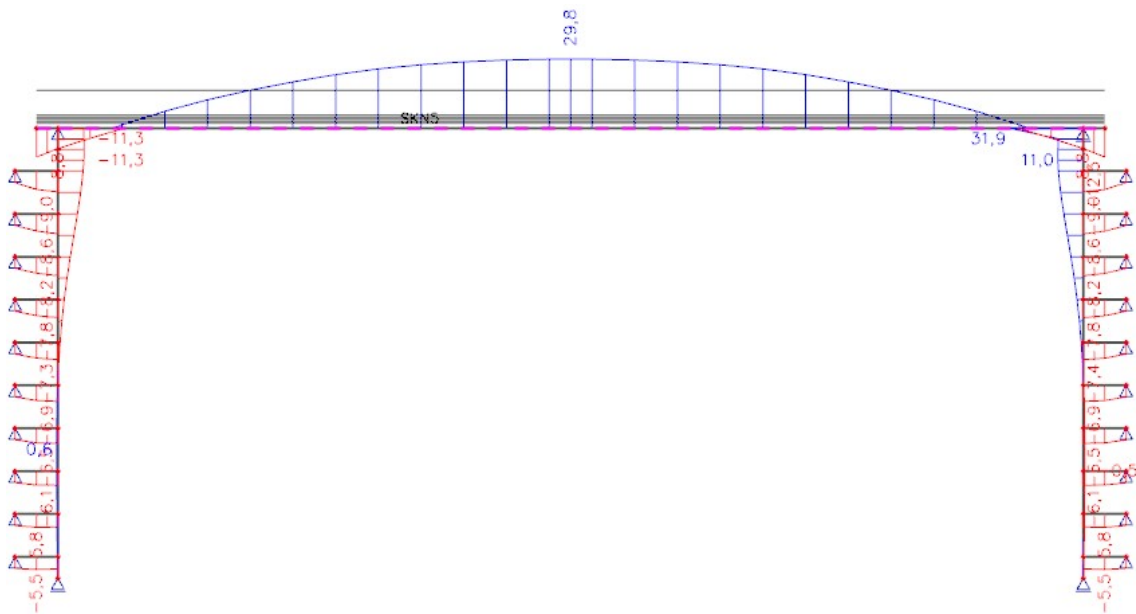


Obrázek 70 – Normálové napětí na konci životnosti – MSP častá kombinace 1 – horní vlákna nosníku



Obrázek 71 – Normálové napětí na konci životnosti – MSP častá kombinace 1 – dolní vlákna nosníku

Na konstrukci je nadále nutné ověřit mezní stav omezení průhybů. Vzhledem k tomu, že konstrukce dodržuje podmínku dekomprese při časté kombinaci, budu průhyb počítat na neporušené konstrukci bez trhlin. Jako limitní hodnotu průhybu uvažuji hodnotu $L/600$, kde L znázorňuje rozpětí pole. V mém případě se jedná o lávku pouze o jednom poli, tudíž limitní hodnota průhybu mé konstrukce odpovídá hodnotě $\frac{L}{600} = \frac{24000}{600} = 40 \text{ mm}$. Největší průhyb se ukázal být kladný průhyb uprostřed pole, tedy v řezu 1, a to 29,8 mm.



Obrázek 72 – Maximální průhyb na konstrukci na konci životnosti – MSP charakteristická kombinace 3

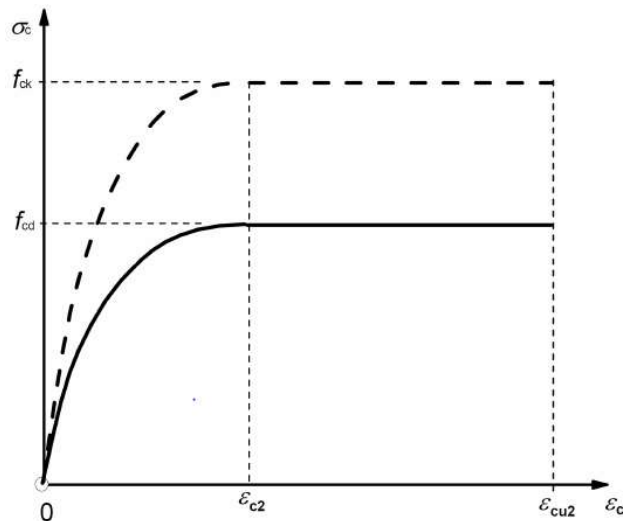
5.8 Posouzení MSÚ

Výsledky jsou vypsány z přesných výpočtu vedených mimo hlavní text práce. Pro přehlednost zde zaokrouhluji jednotlivé hodnoty ve výpočtech, proto se může stát, že výsledek neseď s uvedených výpočtem. Rozdíly jsou pouze v desetinných místech.

5.8.1 Výpočet ohybu

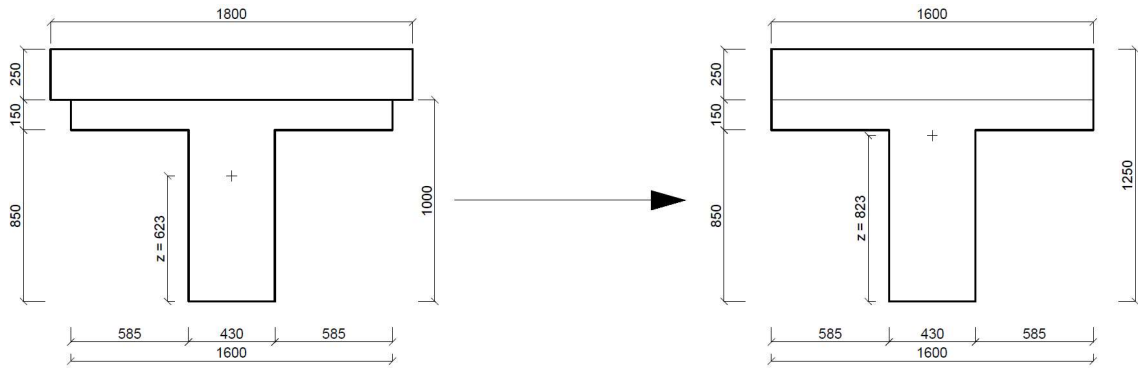
V posouzení MSÚ budu, dle [17], uvažovat tyto předpoklady:

- Beton nepůsobí v tahu, tahová pevnost betonu je zanedbána.
- Je zajištěna dokonalá soudržnost betonu s betonářskou a předpínací výztuží. Poměrné předtvoření výztuže v tahu a v tlaku je identické poměrnému přetvoření betonu.
- Platí Bernoulli-Navierova hypotéza, podle které rovinné průřezy zůstávají rovinné.
- Tlakové napětí betonu je určeno pomocí pracovního diagramu na Obrázek 73. Hodnotu mezního poměrného přetvoření betonu uvažuji $\varepsilon_{cu} = 2,0 \text{ ‰}$. [16]



Obrázek 73 – Parabolicko-rektangulární pracovní diagram pro beton namáhaný tlakem (zdroj [16])

- Tlakovou pevnost ocele uvažuji nulovou
- Uvažuji perfektní plné spřažení desky s nosníkem. Zjednodušeně tedy uvažuji posuzovaný průřez podle Obrázek 74. Pro upravený průřez jsou průřezové veličiny následující:
 - Plocha mostního nosníku: $A_C = 1,0055 \text{ m}^2$
 - Vzdálenost těžiště ve směru osy Z: $z_t = 0,822812 \text{ m}$
 - Moment setrvačnosti ve směru osy Y: $I_y = 1,21410 \cdot 10^{-1} \text{ m}^4$
 - Průřezový modul ve směru osy Y horní: $W_y^h = 0,28421 \text{ m}^3$
 - Průřezový modul ve směru osy Y dolní: $W_y^d = 0,14755 \text{ m}^3$



Obrázek 74 – Zjednodušení spřaženého průřezu

Pro splnění mezního stavu únosnosti v ohybu musí na konstrukci vyhovovat podmínka:

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

$$N_{cd} \cdot z = N_{pd} \cdot z \geq M_{y,max} + M_{ps,in}$$

kde:

M_{Rd} je návrhová hodnota momentu únosnosti posuzovaného průřezu,

M_{Ed} je návrhová hodnota účinků zatížení, působících na posuzovaný průřez,

N_{cd} je síla v betonu,

N_{pd} je síla v předpínací výztuži,

z je rameno vnitřních sil,

$M_{y,max}$ je extrémní moment z kombinací zatížení MSÚ,

$M_{ps,in}$ je staticky neurčitá složka předpětí v průřezu.

Pro výpočet návrhové hodnoty momentu únosnosti je nutné znát rameno vnitřních sil z . Tuto hodnotu vypočítáme z rovnosti $N_{cd} = N_{pd}$ ($F_c = F_s$) (viz Obrázek 75). Hodnoty, dříve nezmíněné, potřebné pro výpočet jsou:

η je součinitel definující účinnou pevnost – pro $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$ se součinitel rovná 1,0,

λ je součinitel definující účinnou výšku tlačené oblasti – pro $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$ se součinitel rovná 0,8,

b je šířka průřezu na straně tlačených vláken, kde $b_0 = 0,43 \text{ m}$ a $b_1 = 1,6 \text{ m}$,

d_p je vzdálenost těžiště předpínací výztuže od okraje průřezu, kde $d_{p,0} = 365,250 \text{ mm}$ a $d_{p,1} = 209,450 \text{ mm}$,

x je výška tlačené oblasti průřezu,

h je výška průřezu, $h = 1,25 \text{ m}$.

Ověření průřezu 0:

$$N_{pd,0} = A_{p,0} \cdot f_{pd} = 900 \cdot 10^{-6} \cdot 1426,087 \cdot 10^3 = 1283,478 \text{ kN}$$

$$N_{pd,0} = N_{cd,0} = b_0 \cdot x_{u,0} \cdot \eta \cdot f_{cd} = b_0 \cdot (0,8 \cdot x_0) \cdot \eta \cdot f_{cd}$$

$$x_0 = \frac{N_{pd,0}}{b_0 \cdot \lambda \cdot \eta \cdot f_{cd}} = \frac{1283,478}{0,43 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 19,833} = 188,123 \text{ mm}$$

$x_0 < 400 \text{ mm}$, tudíž tlakové napětí opravdu působí pouze v části průřezu o šířce 1600 mm.

$$x_{u,0} = 0,8 \cdot x_0 = 0,8 \cdot 188,123 = 150,498 \text{ mm}$$

$$z_0 = h - d_{p,0} - \frac{x_{u,0}}{2} = 1,25 - 0,365 - \frac{0,150}{2} = 0,810 \text{ m}$$

$$N_{pd,0} \cdot z_0 = 1283,478 \cdot 0,810 \geq M_{y,max,0} + M_{ps,in,0} = 569,810$$

$$1038,977 \text{ kNm} \geq 569,810 \text{ kNm VYHOVUJE}$$

Ověření průřezu 1:

$$N_{pd,1} = A_{p,1} \cdot f_{pd} = 4500 \cdot 10^{-6} \cdot 1426,087 \cdot 10^3 = 6417,392 \text{ kN}$$

$$N_{pd,1} = N_{cd,1} = b_1 \cdot x_{u,1} \cdot \eta \cdot f_{cd} = b_1 \cdot (0,8 \cdot x_1) \cdot \eta \cdot f_{cd}$$

$$x_1 = \frac{N_{pd,1}}{b_1 \cdot \lambda \cdot \eta \cdot f_{cd}} = \frac{6417,392}{1,6 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 19,833} = 252,790 \text{ mm}$$

$x_1 < 390 \text{ mm}$, tudíž tlakové napětí opravdu působí pouze v části průřezu o šířce 430 mm.

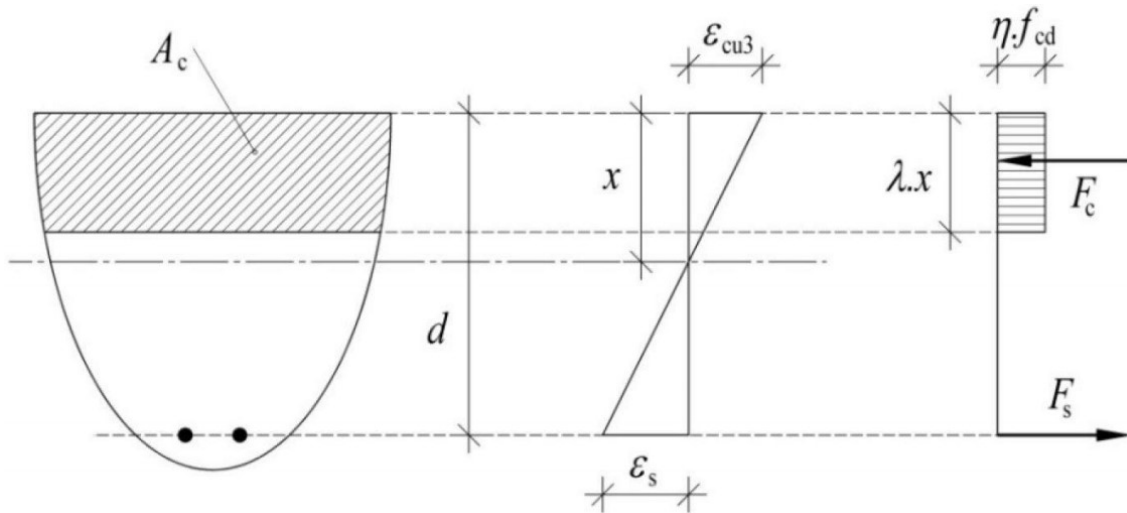
$$x_{u,1} = 0,8 \cdot x_1 = 0,8 \cdot 252,790 = 202,232 \text{ mm}$$

$$z_1 = h - d_{p,1} - \frac{x_{u,1}}{2} = 1,25 - 0,209 - \frac{0,202}{2} = 0,939 \text{ m}$$

$$N_{pd,1} \cdot z_1 = 6417,392 \cdot 0,939 \geq M_{y,max,1} + M_{ps,in,1} = 3004,740$$

$$6028,715 \text{ kNm} \geq 3004,740 \text{ kNm VYHOVUJE}$$

Oba průřezy s přehledem vyhovují, tudíž není nutné započítávat působení betonářské výztuže.



Obrázek 75 – Poměrné přetvoření a normálové napětí na mezi únosnosti (zdroj [17])

5.8.2 Ověření plastizace předpětí

Nadále je nutné ověřit, zdali předpínací výztuž opravdu zplastizovala (podle [17]). Pro ověření plastizace předpětí musí vyhovovat podmínka:

$$\sum \varepsilon_{p,0} > \frac{f_{pd}}{E_p}$$

Dříve nezmíněné hodnoty použité pro ověření plastizace předpětí jsou:

σ_c^h je napětí v horních vláknech průřezu,

σ_c^d je napětí v dolních vláknech průřezu,

σ_c^p je napětí v betonu v těžišti předpínací výztuže,

σ_{pm} je napětí v předpínací výztuži,

ε_c^h je poměrné přetvoření horních vláken,

ε_c^d je poměrné přetvoření dolních vláken,

ε_c^p je poměrné přetvoření betonu v těžišti předpínací výztuže,

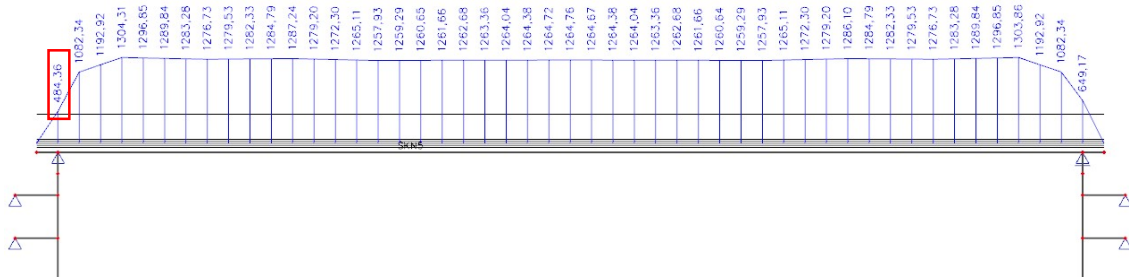
ε_{pm} je poměrné přetvoření předpínací výztuže,

ε_{pz} je základní poměrné přetvoření – stav, kdy je poměrné přetvoření po celé výšce průřezu nulové,

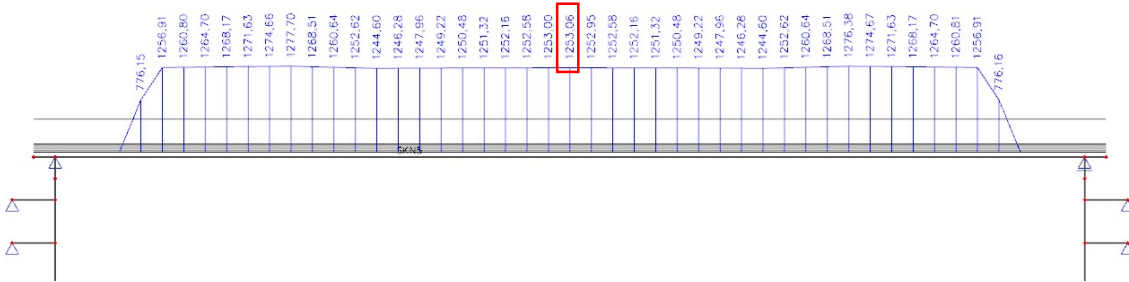
$\Delta\varepsilon_p$ je přírůstek poměrného přetvoření v předpínací výztuži – v moment dosažení meze únosnosti (po přitížení). Předpokládám plné využití betonu $\varepsilon_{cu} = 2,0 \text{ ‰}$,

$\Sigma \varepsilon_p$ je celkové přetvoření předpínací výztuže.

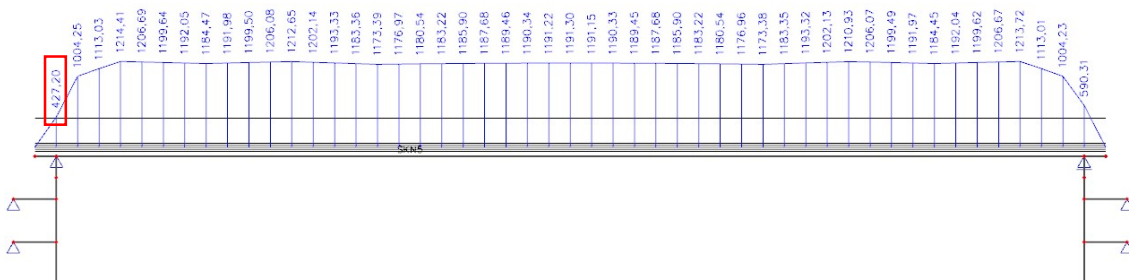
Nejmenší hodnoty napětí v jednotlivých fázích výstavby po dlouhodobých ztrátách v průřezu 0 vycházejí na $\sigma_{pm,UN,0} = 484,36 \text{ MPa}$, $\sigma_{pm,UP,0} = 427,20 \text{ MPa}$, $\sigma_{pm,KZ,0} = 333,61 \text{ MPa}$ a v průřezu 1 vycházejí na $\sigma_{pm,UN,1} = 1253,06 \text{ MPa}$, $\sigma_{pm,UP,1} = 1185,83 \text{ MPa}$ a $\sigma_{pm,KZ,1} = 1044,91 \text{ MPa}$.



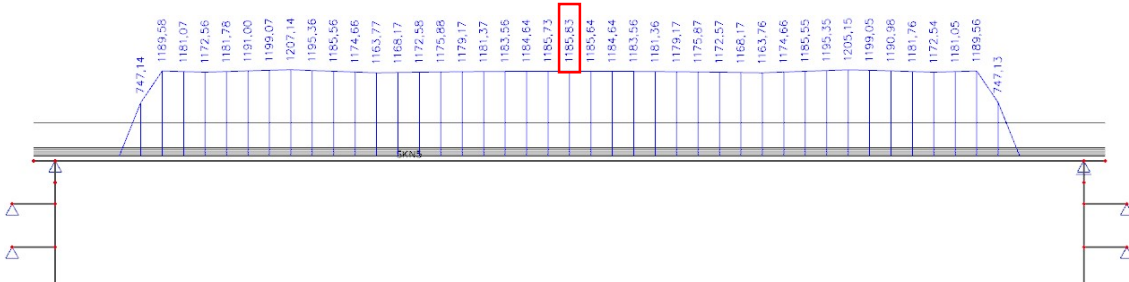
Obrázek 76 - Napětí v předpínací výztuži v době uložení nosníku (UN) pro průřez 0



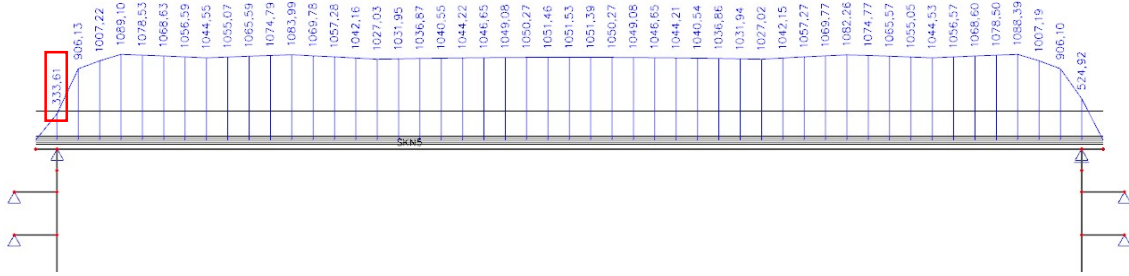
Obrázek 77 - Napětí v předpínací výztuži v době uložení nosníku (UN) pro průřez 1



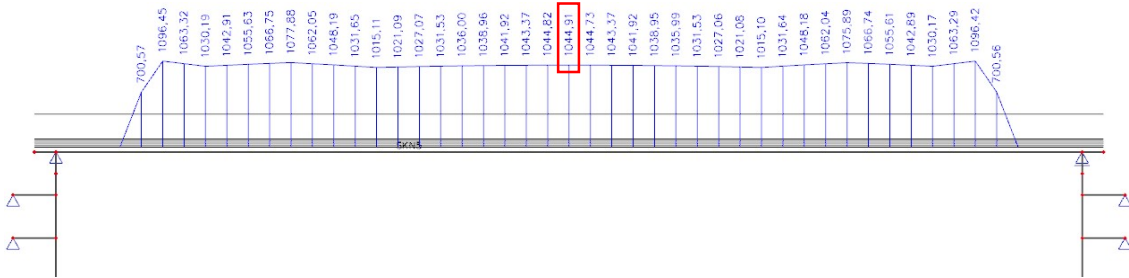
Obrázek 78 - Napětí v předpínací výztuži v době uvedení do provozu (UP) pro průřez 0



Obrázek 79 - Napětí v předpínací výztuži v době uvedení do provozu (UP) pro průřez 1



Obrázek 80 - Napětí v předpínací výztuži v na konci životnosti (KZ) pro průřez 0



Obrázek 81 - Napětí v předpínací výztuži v na konci životnosti (KZ) pro průřez 1

Ověření průřezu 0:

$$\sigma_{c,KZ,0}^h = -1,200 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,KZ,0}^d = -2,900 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{c,KZ,0}^p &= \sigma_{c,KZ,0}^h - \frac{\sigma_{c,KZ,0}^h - \sigma_{c,KZ,0}^d}{h} \cdot [h - (h - d_{p,0})] \\ &= -1,2 - \frac{-1,2 - (-2,9)}{1,25} \cdot [1,25 - (1,25 - 0,365)] = -1,696 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{pm,KZ,0} = 333,61 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{c,0}^h = \frac{\sigma_{c,KZ,0}^h}{E_{cm}} = \frac{-1,200}{34000} = -0,035 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{c,0}^d = \frac{\sigma_{c,KZ,0}^d}{E_{cm}} = \frac{-2,900}{34000} = -0,085 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{c,0}^p = \frac{\sigma_{c,KZ,0}^p}{E_{cm}} = \frac{-1,696}{34000} = -0,050 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{pm,KZ,0} = \frac{\sigma_{pm,KZ,0}}{E_p} = \frac{333,61}{195000} = 1,711 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{pz,0} = \varepsilon_{pm,KZ,0} - \varepsilon_{c,0}^p = 1,711 - (-0,050) = 1,761 \text{ ‰}$$

$$\Delta\varepsilon_{p,0} = \frac{\varepsilon_{cu}}{x_0} \cdot (h - x_0 - d_{p,0}) = \frac{2,00}{0,188} \cdot (1,25 - 0,188 - 0,365) = 7,406 \text{ ‰}$$

$$\sum \varepsilon_{p,0} = \varepsilon_{pm,KZ,0} + \Delta\varepsilon_{p,0} = 1,711 + 7,406 > \frac{f_{pd}}{E_p} = \frac{1426,087}{195000}$$

9,117 ‰ > 7,313 ‰ VYHOVUJE

Ověření průřezu 1:

$$\sigma_{c,KZ,1}^h = -3,900 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,KZ,1}^d = -1,000 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{c,KZ,1}^p &= \sigma_{c,KZ,1}^d - \frac{\sigma_{c,KZ,1}^d - \sigma_{c,KZ,1}^h}{h} \cdot [h - (h - d_{p,1})] \\ &= -1,0 - \frac{-1,0 - (-3,9)}{1,25} \cdot [1,25 - (1,25 - 0,209)] = -1,486 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{pm,KZ,1} = 1044,91 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{c,1}^h = \frac{\sigma_{c,KZ,1}^h}{E_{cm}} = \frac{-3,900}{34000} = -0,115 ‰$$

$$\varepsilon_{c,1}^d = \frac{\sigma_{c,KZ,1}^d}{E_{cm}} = \frac{-1,000}{34000} = -0,029 ‰$$

$$\varepsilon_{c,1}^p = \frac{\sigma_{c,KZ,1}^p}{E_{cm}} = \frac{-1,486}{34000} = -0,044 ‰$$

$$\varepsilon_{pm,KZ,1} = + \frac{\sigma_{pm,KZ,1}}{E_p} = + \frac{1044,91}{195000} = 5,359 ‰$$

$$\varepsilon_{pz,1} = \varepsilon_{pm,KZ,1} - \varepsilon_{c,1}^p = 5,359 - (-0,044) = 5,402 ‰$$

$$\Delta\varepsilon_{p,1} = \frac{\varepsilon_{cu}}{x_1} \cdot (h - x_1 - d_{p,1}) = \frac{2,00}{0,253} \cdot (1,25 - 0,253 - 0,209) = 6,233 ‰$$

$$\sum \varepsilon_{p,1} = \varepsilon_{pm,KZ,1} + \Delta\varepsilon_{p,1} = 5,359 + 6,233 > \frac{f_{pd}}{E_p} = \frac{1426,087}{195000}$$

11,591 ‰ > 7,313 ‰ VYHOVUJE

Tímto ověřením jsem zjistil, že vyhověl mezní stav únosnosti při plném zplastizování předpínací výztuže.

5.8.3 Křehký lom

Neposledním posouzením v rámci mezního stavu únosnosti je posouzení konstrukce na vznik křehkého lomu. Křehký lom je stav, kdy v případě selhání předpínací výztuže (například korozí), dojde k velkému porušení, či zřícení konstrukce. Pro případ takto nekontrolovatelného

snížení předpínací síly v konstrukci je nutné navrhnout betonářskou výztuž a konstrukci na křehký lom posoudit.

\varnothing_s je průměr betonářské výztuže - $\varnothing_s = 18 \text{ mm}$,

$\varnothing_{tř}$ je průměr smykové výztuže - $\varnothing_{tř} = 8 \text{ mm}$,

n je počet prutů betonářské výztuže - $n_0 = 7 \text{ ks}$, $n_1 = 4 \text{ ks}$

$A_{s,min}$ je minimální plocha betonářské výztuže,

M_{rep} je ohybový moment při vzniku trhlin,

N_{sk} je maximální síla ve výztuži,

N_{ck} je síla v betonu,

d_{ps} je vzdálenost osy betonářské výztuže od okraje průřezu.

$$d_{ps} = c_{nom,s} + \varnothing_{tř} + \frac{\varnothing_s}{2} = 50 + 8 + \frac{18}{2} = 67 \text{ mm} = 0,067 \text{ m}$$

Ověření průřezu 0:

$$\sigma^d = \frac{M}{W_y^d} = f_{ctm} \rightarrow M_{rep,0} = f_{ctm} \cdot W_y^h = 3,2 \cdot 10^3 \cdot 0,28421 = 909,472 \text{ kNm}$$

$$A_{s,min,0} = \frac{M_{rep,0}}{z_{s,0} \cdot f_{yk}} = \frac{909,472}{1,153 \cdot 500} = 1577,575 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,0} = n_0 \cdot \pi \cdot \frac{\varnothing^2}{4} = 7 \cdot \pi \cdot \frac{18^2}{4} = 1781,283 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,0} = 1781,283 \text{ mm}^2 > A_{s,min,0} = 1577,575 \text{ mm}^2 \text{ VYHOVUJE}$$

$$N_{sk,0} = N_{ck,0} = A_{s,0} \cdot f_{yk} = 1781,283 \cdot 10^{-6} \cdot 500 \cdot 10^3 = 890,642 \text{ kN}$$

$$x_{u,0} = \frac{N_{ck,0}}{b_0 \cdot f_{ck}} = \frac{890,642}{0,43 \cdot 35000} = 0,059 \text{ m}$$

$$z_{s,0} = h - d_{ps,0} - \frac{x_{u,0}}{2} = 1,25 - 0,067 - \frac{0,059}{2} = 1,153 \text{ m}$$

$$M_{Rk,0} = N_{sk,0} \cdot z_{s,0} = 890,642 \cdot 1,153 \geq M_{rep,0} = 909,472 \text{ kNm}$$

$$1027,275 \text{ kNm} \geq 909,472 \text{ kNm VYHOVUJE}$$

Ověření průřezu 1:

$$\sigma^d = \frac{M}{W_y^d} = f_{ctm} \rightarrow M_{rep,1} = f_{ctm} \cdot W_y^d = 3,2 \cdot 10^3 \cdot 0,14755 = 472,160 \text{ kNm}$$

$$A_{s,min,1} = \frac{M_{rep,1}}{z_{s,1} \cdot f_{yk}} = \frac{472,160}{1,178 \cdot 500} = 801,630 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,1} = n_1 \cdot \pi \cdot \frac{\varnothing^2}{4} = 4 \cdot \pi \cdot \frac{18^2}{4} = 1017,876 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,1} = 1017,876 \text{ mm}^2 > A_{s,min,1} = 801,630 \text{ mm}^2 \text{ VYHOVUJE}$$

$$N_{sk,1} = N_{ck,1} = A_{s,1} \cdot f_{yk} = 1017,876 \cdot 10^{-6} \cdot 500 \cdot 10^3 = 508,938 \text{ kN}$$

$$x_{u,1} = \frac{N_{ck,1}}{b_1 \cdot f_{ck}} = \frac{508,938}{1,6 \cdot 35000} = 0,009 \text{ m}$$

$$z_{s,1} = h - d_{ps,1} - \frac{x_{u,1}}{2} = 1,25 - 0,067 - \frac{0,009}{2} = 1,178 \text{ m}$$

$$M_{Rk,1} = N_{sk,1} \cdot z_{s,1} = 508,938 \cdot 1,178 \geq M_{rep,1} = 472,160 \text{ kNm}$$

$$599,529 \text{ kNm} \geq 472,160 \text{ kNm VYHOVUJE}$$

Posouzení vyhovuje a takto navržená výztuž bude schopna převzít tahovou sílu v betonu v případě selhání předpínací výztuže.

5.8.4 Návrh a posouzení smykové výztuže

Nyní navrhnu a posoudím smykovou výztuž nosníku za pomoci [21]. Polovinu nosníku dělím na 3 části. Část nad koncovou opěrou 0, mezilehlou část a středovou část 1. Část 0 sahá do vzdálenosti $\Delta l = z \cdot \cot \theta = 1153 \cdot 1,5 = 1729 \text{ mm}$ od kraje koncové příčnicku. V části nosníku 0 počítám s posouvající silou vzdálenou $d = 1183 \text{ mm}$ od kraje koncového příčnicku. Tato síla činí hodnotu $V_{Ed,0} = 412,72 \text{ kN}$ (viz Obrázek 82).

$$A_{sw} = n \cdot \pi \cdot \frac{\varnothing_{sw}^2}{4} = 2 \cdot \pi \cdot \frac{8^2}{4} = 100,531 \text{ mm}^2$$

$$s_0 \leq \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{V_{Ed,0}} \cdot z \cdot \cot \theta = \frac{100,531 \cdot 434,783}{412,72 \cdot 10^3} \cdot 1153 \cdot 1,5 = 183,163 \text{ mm}$$

Navrhuji dvoustřížné třmínky $\varnothing 8$ à 100 mm, protože spřahovací třmínky jsou také $\varnothing 8$ à 100 mm.

$$V_{Rd,0} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{s_0} \cdot z \cdot \cot \theta = \frac{100,531 \cdot 434,783}{100} \cdot 1153 \cdot 1,5 = 755,950 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,0} = 755,950 \text{ kN} \geq V_{Ed,0} = 412,72 \text{ kN VYHOVUJE}$$

Konstrukční zásady:

$$s_0 = 100 \text{ mm} \leq \min(0,75 \cdot d; 400) = \min(887,25; 400) = 400 \text{ mm VYHOVUJE}$$

Pro středovou část nosníku použijí konstrukční třmínky:

$$s_1 = 300 \text{ mm} \leq \min(0,75 \cdot d; 400) = \min(887,25; 400) = 400 \text{ mm}$$

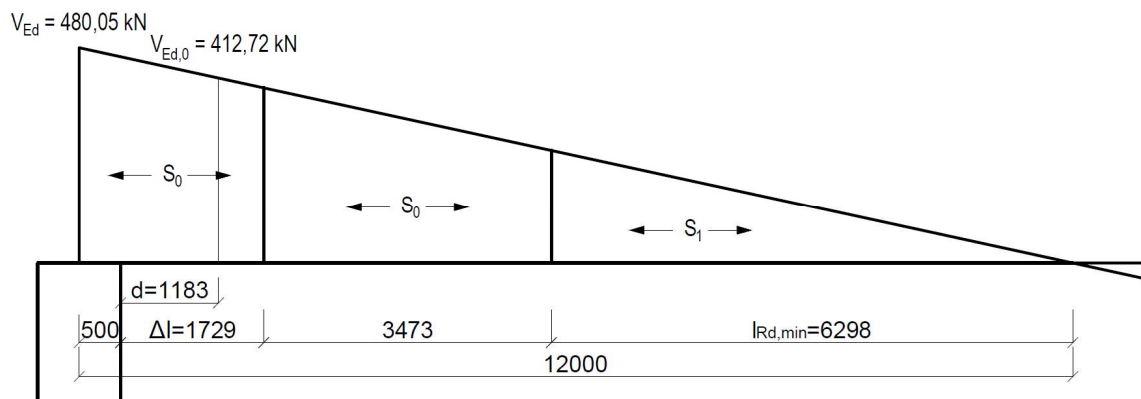
$$V_{Rd,min} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{s_1} \cdot z \cdot \cot \theta = \frac{100,531 \cdot 434,783}{300} \cdot 1153 \cdot 1,5 = 251,983 \text{ kN}$$

Navrhují dvoustřížné třmínky $\varnothing 8$ à 300 mm

Konstrukční třmínky mohou být použity od středu nosníku do vzdálenosti $l_{Rd,min}$. Vzdálenost konstrukčních třmínků od středu:

$$l_{Rd,min} = \frac{0,5 \cdot l_{nosníku}}{V_{Ed}} \cdot V_{Rd,min} = \frac{0,5 \cdot 24000}{480,050} \cdot 251,983 = 6298 \text{ mm}$$

V mezilehlé oblasti použijí třmínky navrhnuté pro oblast nad koncovou opěrou.



Obrázek 82 – Rozmístění smykové výztuže

5.8.5 Návrh a posouzení spřažení

Podle věty o vzájemnosti smykových napětí je svislé smykové napětí stejné jako podélné smykové napětí. Podélné smykové napětí spočítám podle [21] pomocí vztahu:

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{z \cdot b_i} \leq v_{Rd}$$

kde:

V_{Ed} je smyková síla působící v průřezu, $V_{Ed,0} = 480,05 \text{ kN}$, $V_{Ed,0-1} = 250,20 \text{ kN}$,

β je poměr tlakové a tahové síly, uvažují $\beta = 1,0$,

b_i je šířka styčné plochy, $b_i = 0,430 \text{ m}$.

Návrhovou únosnost ve smyku styčné plochy spočítám pomocí vztahu:

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

kde:

c, μ jsou součinitele drsnosti styčné plochy (viz Tabulka 16), $c = 0,35, \mu = 0,6$,

σ_n je minimální normálové napětí působící kolmo na styčnou plochu, počítané podle vztahu:

$$\sigma_n = \frac{g_{0k}}{b} = \frac{\text{charakteristická hodnota zatížení od vlastní tíhy desky}}{\text{šířka nosníku}} = \frac{11,25}{0,43} = 26,163 \text{ kPa},$$

α je úhel mezi spřahovacím prvkem a smykovou plochou, $\alpha = 90^\circ$,

ρ je stupeň vyztužení styčné plochy spřahovací výztuží, počítaný podle vztahu:

$$\rho = \frac{A_{ss}}{b_i \cdot s} = \frac{\text{plocha spřahovacího prvku}}{b_i \cdot \text{vzdálenost spřahovacích prvků}},$$

v je redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem, počítaný podle vztahu:

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{35}{250}\right) = 0,516.$$

Tabulka 16 – Součinitele styčné plochy (zdroj [21])

Povrch styčné plochy	c	μ
Velmi hladký	0,025 - 0,1	0,5
Hladký	0,35	0,6
Drsný	0,45	0,7
Zazubený	0,5	0,9

Koncová opěra:

Navrhuji dvoustřížné třmínky $\emptyset 8$ à 150 mm

$$v_{Ed,0} = \frac{1,0 \cdot 480,05}{1,153 \cdot 0,43} = 968,253 \text{ kPa} = 0,968 \text{ MPa}$$

$$\rho_0 = \frac{2 \cdot \pi \cdot \frac{8^2}{4}}{430 \cdot 150} = 0,00156$$

$$v_{Rd,0} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho_0 \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin\alpha + \cos\alpha) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

$$v_{Rd,0} = 0,35 \cdot 1,467 + 0,6 \cdot 26,163 \cdot 10^{-3} + 0,00156 \cdot 434,783 \cdot 0,6 \leq 0,5 \cdot 0,516 \cdot 19,833$$

$$v_{Rd,0} = 0,936 \text{ MPa} \leq 5,117 \text{ MPa VYHOVUJE}$$

$$v_{Rd,0} = 0,936 \text{ MPa} \geq v_{Ed,0} = 0,968 \text{ MPa NEVYHOVUJE}$$

Jelikož podmínka $v_{Rd,0} \geq v_{Ed,0}$ nevyhovuje, snižuji vzdálenost spřahovacích třmínků na 100 mm.

$$\rho_0 = \frac{2 \cdot \pi \cdot \frac{8^2}{4}}{430 \cdot 100} = 0,00234$$

$$v_{Rd,0} = 0,35 \cdot 1,467 + 0,6 \cdot 26,163 \cdot 10^{-3} + 0,00234 \cdot 434,783 \cdot 0,6 \leq 0,5 \cdot 0,516 \cdot 19,833$$

$$v_{Rd,0} = 1,140 \text{ MPa} \leq 5,117 \text{ MPa VYHOVUJE}$$

$$v_{Rd,0} = 1,140 \text{ MPa} \geq v_{Ed,0} = 0,968 \text{ MPa VYHOVUJE}$$

Mezilehlá oblast (mezi řezy 0 a 1):

Navrhuji dvoustřížné třmínky $\varnothing 8$ à 300 mm

$$v_{Ed,0-1} = \frac{1,0 \cdot 250,20}{1,178 \cdot 0,43} = 493,939 \text{ kPa} = 0,494 \text{ MPa}$$

$$\rho_{0-1} = \frac{2 \cdot \pi \cdot \frac{8^2}{4}}{430 \cdot 300} = 0,00078$$

$$v_{Rd,0-1} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho_0 \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

$$v_{Rd,0-1} = 0,35 \cdot 1,467 + 0,6 \cdot 26,163 \cdot 10^{-3} + 0,00078 \cdot 434,783 \cdot 0,6 \leq 0,5 \cdot 0,516 \cdot 19,833$$

$$v_{Rd,0-1} = 0,733 \text{ MPa} \leq 5,117 \text{ MPa VYHOVUJE}$$

$$v_{Rd,0-1} = 0,733 \text{ MPa} \geq v_{Ed,0} = 0,494 \text{ MPa VYHOVUJE}$$

6. Logistika výstavby

Poslední kapitolou této bakalářské práce je logistika výstavby. V této kapitole stručně proberu a naplánuji základní logistické řešení výstavby. Zvolím typ a funkci strojů potřebných pro výstavbu a zároveň zajistím jejich dopravu na staveniště.

Co se strojů a vozidel týče, je pro mě v této kapitole zásadní autodomíchávač, který zajistí přívoz betonu a vybetonování pilot a spřažené betonové desky. Dále se jedná o vrtnou soupravou a autojeřáb na usazení prefabrikovaných nosníků. Například vylití betonu bude možné obstarat z jedné strany železniční trati, avšak jiné procesy, jako je například hloubení pilot lze provést pouze z odpovídající strany. Z tohoto důvodu je nutné vymyslet nejen vhodný vstup na obě strany železniční trati, ale zároveň najít nejjednodušší způsob přesunu strojů z jedné strany na druhou.

Samotný postup výstavby bude probíhat následovně. Nejprve dojde na přípravné práce společně s úpravou terénu za pomoci rýpadlo-nakladače. Jakmile je stavební jáma dokončena, je možné začít s hloubením založení konstrukce. Velkopřůměrové piloty o průměru 600 mm budou vyhloubeny vrtnou soupravou BAUER BG 20 H. Ihned po dokončení vrtných prací se vrty vybetonují a obstarají armokoši. Dále se uloží podkladní beton o výšce 100 mm. Na zatvrdlý beton se vybetonují 500 mm vysoké patky koncových příčníků. Po ztvrdnutí patek příčníků dojde na ukládání prefabrikovaných nosníků. Nosníky budou na své místo uloženy za pomoci autojeřábu Terex Demag AC 350. Po 7 dnech od uložení nosníků se vybetonuje spřažená deska podle postupu v kapitole 5.5 Fáze výstavby. Tímto bude hlavní nosná konstrukce hotova. Přechodová oblast se vyhotoví podle přílohy 2. Zásyp příčniku z vnitřní strany mostu bude vyhotoven do výšky 0,5 m nad dno stavební jámy a pod sklonem 1:1,5 bude napojen na původní terén pod mostem. Sklon zásypu musí být minimálně 3 %. Lávka je zapuštěna do okolního terénu, tím pádem se nebudou vytvářet žádné násypy navíc.

6.1 Varianta 1

Z důvodu umístění stavby je primárním krokem úprava terénu. Je možné, že bude potřeba kácení nějaké zeleně. Pro úpravu terénu je nutné dostat na obě strany železniční trati rýpadlo-nakladač na odkop zeminy a výkop stavební jámy pro vývrt pilot a umístění příčníků. Pro přístup vozidel a strojů na východní stranu lávky použiji sjezd z pražského okruhu podle Obrázek 83 a Obrázek 84 nebo také bližší sjezd zeleně zvýrazněný na Obrázek 84. Tento sjezd má ovšem poněkud nešikovný úhel, tudíž se mi zdá vhodnější pouze pro výjezd vozidel zpět na dálnici.



Obrázek 83 – Sjezd ze silnice k východní straně lávky – varianta 1 (zdroj [25])



Obrázek 84 – Trasa sjezdu k východní straně lávky – varianta 1 (zdroj [1])

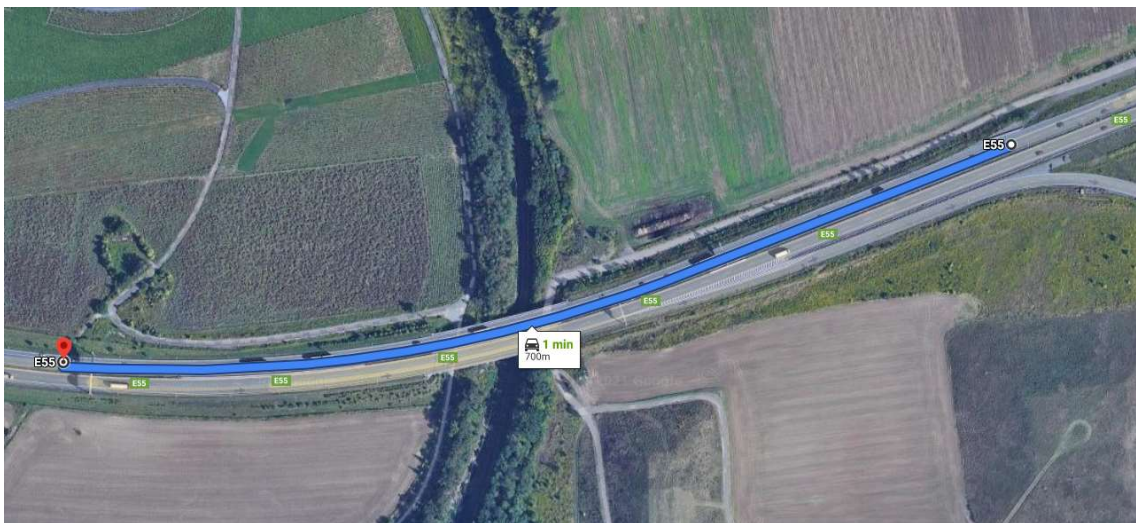
Výše zobrazená trasa vypadá na ideální cestu pro potřebné stroje a vozidla, a zdá se, že byla v minulosti využívána při výstavbě vedlejšího silničního mostu.

Sjezd k západní straně lávky byl o něco obtížnější. V případě, že by bylo možné vytvořit projezd ve svodidlech (došlo by k demontáži části svodidel), vytvořila by se jednoduchá cesta pro vozidla zobrazená na Obrázek 85. Pokud by to nebylo možné, musela by se použít složitější trasa vedoucí skrze Satalice.



Obrázek 85 - Trasa sjezdu k západní straně lávky – varianta 1 (zdroj [1])

Podle zvolených tras je vhodnější, aby stroje potřebné na obou stranách lávky začaly nejdříve na východní straně železniční tratě a později přejely přes silnici E55 na stranu západní. V opačném případě by se 700 metrů dlouhá cesta změnila na 7-10 km (viz porovnání Obrázek 86 a Obrázek 87).

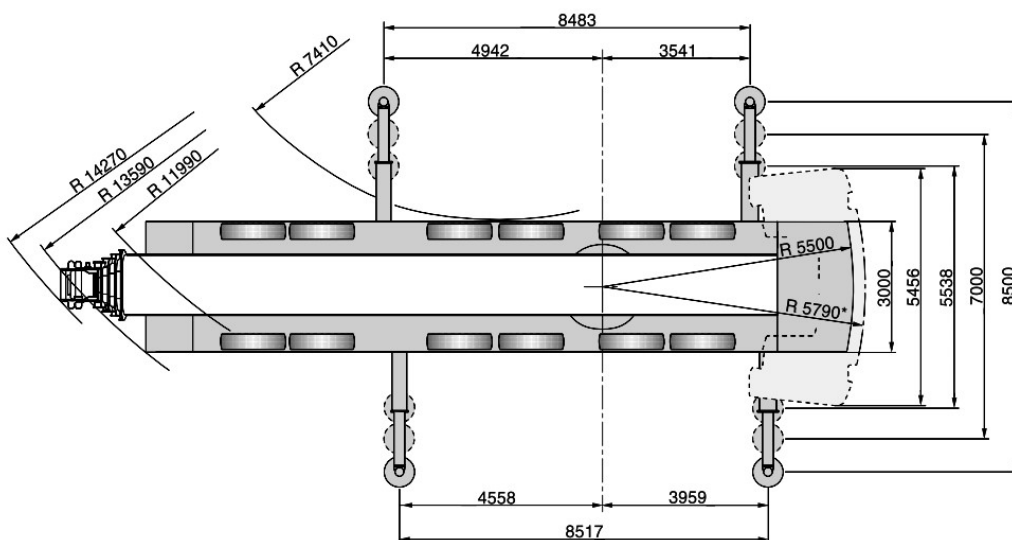


Obrázek 86 – Cesta vozidel z východní strany na západní – varianta 1 (zdroj [1])



Obrázek 87 – Cesty vozidla ze západní strany na východní – varianta 1 (zdroj [1])

Po dopravení nosníků z továrny ke staveništi budou do finální polohy umístěny autojeřábem Terex Demag AC 350. Autojeřáb je to vcelku mohutný a svého druhu jeden z větších a těžších jeřábů, ale podle mého odhadu je na tuto práci nezbytný. Rozhodl jsem se umístit nosníky do své polohy z vedlejšího silničního mostu. Tím předejdu riziku nedostatečně únosného podloží v okolí samotné lávky a zároveň je ukládání nosníku z mostu vzdálenostně více vyhovující nežli ukládání nosníku z jednoho ze dvou konců lávky. Střed vzdálenějšího nosníku je od kraje silnice silničního mostu vzdálen okolo 12 m. Zvolený autojeřáb má rozměry podle následujícího obrázku.



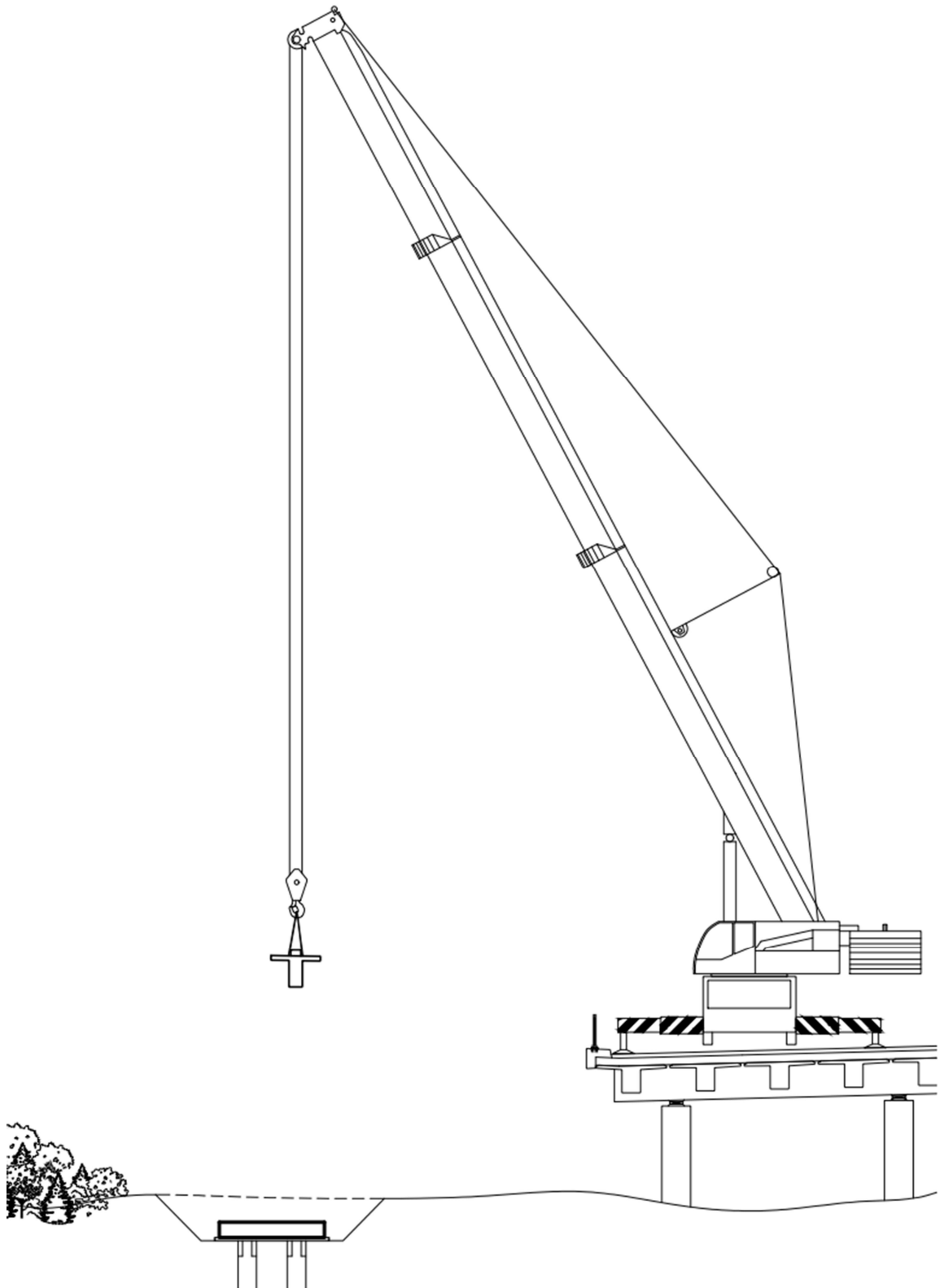
Obrázek 88 – Rozměry Terex Demag AC 350 (zdroj [23])

Usazení nosníků by mělo zabrat pouze několik hodin nočního času, proto jsem naplánoval uzavření pražského okruhu v místě přemostění ve směru na Prahu. Doprava by byla po tuto dobu převedena do jednoho jízdního pruhu v protějším směru. Autojeřáb o šířce 8,5 m by se takto měl vejít do celkové šířky dvou jízdních pruhů a postranního pruhu. Autojeřáb AC 350 má při použití protizávaží o 52 tunách a výložníku o délce 33 m únosnost 38,3 tun na rameni o délce 16 metrů, což je pro manipulaci s navrhovanými nosníky ideální. [23]

Tabulka 17 – Únosnosti autojeřábu (zdroj [23])

Radius Ausladung Portée	Main boom · Hauptausleger · Flèche principale											Radius Ausladung Portée
	m	14,2	18,9	23,6	28,3	33,0	37,7	42,4	47,1	51,9	56,0	
m	t	t	t	t	t	t	t	t	t	t	t	m
3	225,0*	175,0*	160,0*	-	-	-	-	-	-	-	-	3
3,5	207,0*	174,0*	159,0*	-	-	-	-	-	-	-	-	3,5
4	192,0*	172,0*	158,0*	130,0	-	-	-	-	-	-	-	4
4,5	179,0*	170,0*	156,0*	130,0	-	-	-	-	-	-	-	4,5
5	167,0*	166,0*	154,0*	129,0	109,0	-	-	-	-	-	-	5
6	147,0*	146,0*	146,0*	125,0	106,0	86,0	-	-	-	-	-	6
7	127,0	127,0	126,0	117,0	103,0	83,0	70,0	-	-	-	-	7
8	109,0	109,0	104,0	98,0	93,0	80,0	67,0	58,0	-	-	-	8
9	93,0	94,0	92,0	83,0	80,0	74,0	64,0	56,0	49,0	-	-	9
10	77,0	77,0	78,0	73,0	70,0	65,0	61,0	54,0	47,2	40,0	-	10
12	-	59,0	57,0	59,0	56,0	52,0	50,0	48,4	43,8	37,6	-	12
14	-	46,0	46,5	46,1	44,9	44,7	40,9	39,8	39,2	35,2	-	14
16	-	37,3	37,7	37,3	38,3	36,7	33,9	34,4	32,9	32,0	-	16
18	-	-	31,3	31,8	31,8	30,9	30,8	30,0	28,0	27,4	-	18
20	-	-	27,1	27,2	26,7	25,9	26,7	25,8	24,2	23,6	-	20
22	-	-	-	23,3	22,8	23,0	22,7	21,9	21,0	20,6	-	22
24	-	-	-	20,2	19,7	19,9	19,7	18,9	18,2	18,0	-	24
26	-	-	-	-	17,9	17,4	17,1	16,4	15,7	15,8	-	26
28	-	-	-	-	15,8	15,4	15,1	14,3	13,7	13,8	-	28
30	-	-	-	-	14,1	13,6	13,3	12,6	11,8	12,0	-	30
32	-	-	-	-	-	12,2	11,9	11,0	10,3	10,4	-	32
34	-	-	-	-	-	10,9	10,5	9,7	8,9	9,0	-	34
36	-	-	-	-	-	-	9,4	8,5	7,8	7,9	-	36
38	-	-	-	-	-	-	8,4	7,5	6,8	6,8	-	38
40	-	-	-	-	-	-	-	6,6	5,9	5,9	-	40
42	-	-	-	-	-	-	-	5,8	5,1	5,1	-	42
44	-	-	-	-	-	-	-	5,2	4,4	4,4	-	44
46	-	-	-	-	-	-	-	-	3,8	3,8	-	46
48	-	-	-	-	-	-	-	-	3,2	3,2	-	48
50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,7	-	50
52	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,3	-	52

Problém s tímto řešením je ovšem hmotnost celkové soupravy umístěné na silničním mostě. Samotný autojeřáb váží 72 tun, protizávaží 52 tun a jeden nosník 37,3 tun. Celkem by tedy bylo minimální zatížení mostu okolo 161,3 tun. Vzhledem k tomu, že se jedná o Pražský okruh, silniční most by měl být navržen na zatížení zvláštním vozidlem LM3. LM3 zatížení se na silnicích I. a II. třídy uvažuje celkem 180 tun neboli celková tíha 1800 kN, tudíž v rámci bakalářské práce počítám s tím, že silniční most je navržen adekvátně pro unesení již zmíněné hmotnosti 161,3 tun. [23][19]

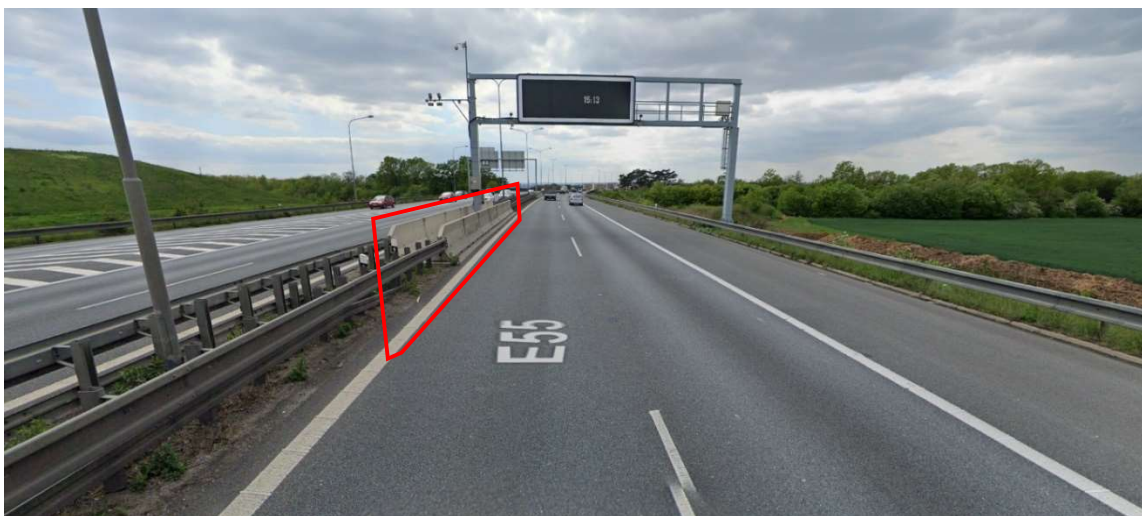


Obrázek 89 – Schéma uložení nosníku autojeřábem

Objezd uzavřeného jízdního směru jsem naplánoval podle Obrázek 90. Vjezd do opačného směru uvažuji v místě uvedeném na Obrázek 91 a za necelých 300 metrů vjezd do správného směru (viz Obrázek 92).



Obrázek 90 – Náhradní trasa při uzavření poloviny mostu (zdroj [24])

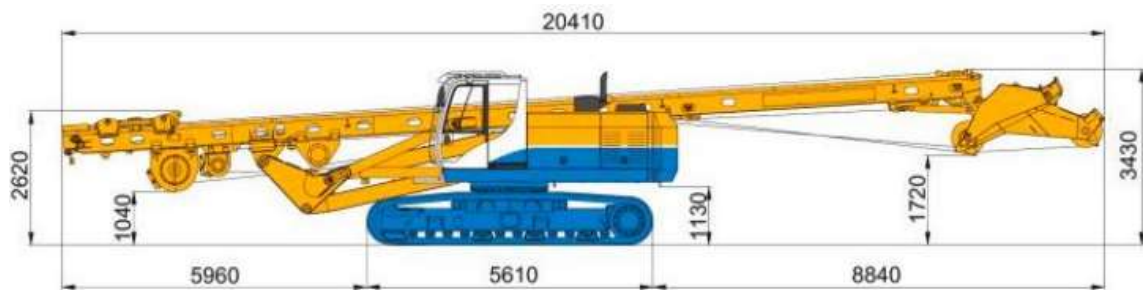


Obrázek 91 – Začátek objezdu (zdroj [25])

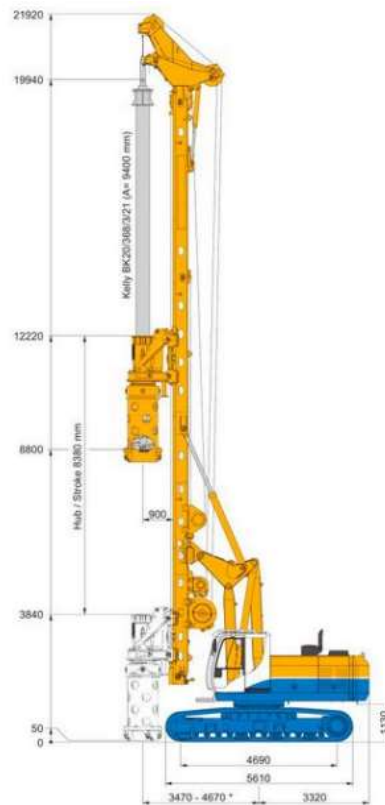


Obrázek 92 – Konec objezdu (zdroj [25])

Tímto mám stručně vyřešené usazení mostních nosníků. Pro usazení nosníku musí být samozřejmě připravené piloty a příčníky, na kterých budou nosníky uloženy. Dříve jsem zmínil, že v případě použití pouze jednoho rýpadlo-nakladače nejprve dojde k terénním úpravám východní strany tratě, a posléze přejezdu stroje na západní stranu. Stejný postup bude platit pro vrtnou soupravu a nákladní vozidlo odvázející zeminu. Po úpravě terénu podle výkresů již bude staveniště připravené pro vývrt pilot. Vrtky budou hloubeny pomocí vrtné soupravy BAUER BG 20 H.



Obrázek 93 – Vrtná souprava BAUER BG 20 H (zdroj [26])



Obrázek 94 - Vrtná souprava BAUER BG 20 H (zdroj [26])

Tato souprava je schopna vyhloubit vrt o maximálním průměru 1500 mm a hloubce 21,5 m, a díky tomu je pro účely mé stavby naprosto vyhovující. Příjezdové cesty k lávce, které jsou popsány výše, mají buďto asfaltové, či betonové povrchy, tím pádem si myslím, že s příjezdem vrtné soupravy o přepravní hmotnosti 54,3 tun nebude žádný výrazný problém (viz Obrázek 95 a Obrázek 96). [26]



Obrázek 95 – Povrch východní strany lávky (zdroj [25])

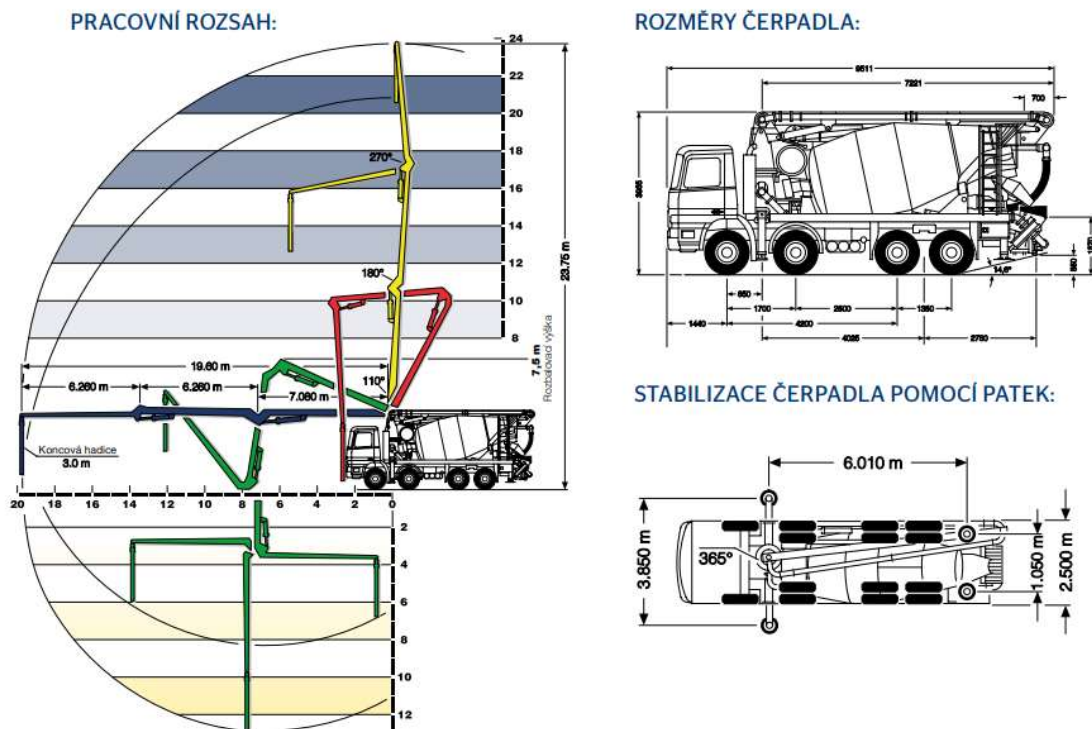


Obrázek 96 – Povrch západní strany lávky (foto autora)

Průběh hloubení bude následující. Po celou dobu hloubení se nesmí, z důvodu bezpečnosti, v okolí vrtné soupravy pohybovat žádné osoby. Po umístění vrtné soupravy nad osu vrtu a vystředění nástroje začne proces hloubení, při kterém je průběžně kontrolována svislost vrtu. Průběžně se vrták vytahuje a oklepává, přičemž se odváží vyvrtaná zemina. Nejsem v tuto chvíli schopný odhadnout, zdali je nutné hloubit vrty zapažené, ale hloubka pažení soupravy je 13,1 m, tudíž by to ani v případě nestabilní zeminy nemělo představovat problém. Ihned po vyhloubení se do vrtů vloží armokoše a následuje vyplnění betonovou směsí. Betonáž musí být umožněna co možná nejdříve po dokončení vrtů, jelikož vrty musí být zabetonovány nejpozději do 36 hodin. Po vybetonování se provede směrová kontrola zhotovených pilot. [27]

Posledním zásadním nevyřešeným logistickým problémem je betonáž. O betonáž pilot a spřažené desky bych se rád pokusil pouze z jedné strany lávky, a to ze strany východní, kde si mi zdá příjezd a posléze i odjezd autodomíchače jednodušší. Dalším rozhodujícím faktorem je vzdálenost lávky od příjezdové trasy, kde jsou piloty vzdáleny pouhých 6-7 metrů od příjezdové cesty na východní straně, přičemž na západní straně jsou piloty vzdáleny od příjezdové cesty dlouhých 28-30 metrů. Původně jsem zamýšlel, že by tuto činnost dokázal vyřešit autodomíchač s čerpadlem Pumpomix (PUMI), ale pracovní boční dosah tohoto vozidla je pouhých 20 metrů. Poté jsem si však uvědomil, že by pravděpodobně nejjednodušším řešením byla betonáž, stejně jako ukládání nosníků, ze silničního mostu. Ohybnost a dosah výložníku je podle Obrázek 97 dostačující pro betonáž jak pilot na obou stranách lávky, tak i betonáž celé délky spřažené desky. Co se týče rozměrů, vozidlo má výrazně menší rozměry než navrhnutý autojeřáb. V nejširším místě má stabilizované vozidlo šířku pouhých 3,850 m, tudíž by

pravděpodobně bylo možné v době betonáže nechat vnitřní pruh silnice otevřený a předejít tak úplné blokaci popsané na Obrázek 90.



Obrázek 97 – Autodomíchávač s čerpadlem Pumpomix (zdroj [28])

6.2 Varianta 2

Po delší úvaze jsem si uvědomil, že doprava vozů na staveniště uvedená ve variantě 1 by nemusela být ideální. Doprava strojů po dálnici a v jeden čas i uzavření dálnice se nezdá jako reálné řešení, proto jsem vytvořil druhou variantu postupu výstavby.

Stroje použiji stejné jako ve variantě 1. Autojeřáb by neměl mít problém s uložením obou nosníků z jedné strany železniční straně. Autodomíchávač se bude nejspíš muset přemístit z jedné strany na druhou.

Nová trasa na západní stranu lávky je znázorněna na Obrázek 98. Hlavní cílem nové trasy bylo vyhnutí se dálnicím. Nová trasa vede přes Satalice a na staveniště se vozidla dostanou přes vybudovanou cyklostezku.



Obrázek 98 – Trasa k západní straně lávky – varianta 2 (zdroj [24])

Na východní stranu lávky se dostanou vozidla obdobně jako ve variantě 1, s tím rozdílem, že na cestu vedoucí podél dálnice se napojí ze severní silnice, a ne z dálnice (viz Obrázek 99).



Obrázek 99 – Trasa k východní straně lávky – varianta 2 (zdroj [24])

Co se přesunu vozidel z jedné strany na druhou týče, již není potřeba pevně stanovit pořadí stran a je možné volněji přejíždět mezi západní a východní stranou železniční trati. Existují dvě trasy přesunu. Pro vozidla s průjezdnou šířkou do cca 3 metrů je možné využít trasu znázorněnou na Obrázek 100, která vede přes most viditelný na Obrázek 101. Únosností mostu si ovšem nejsem jistý, proto by v případě nutnosti všechna vozidla využila delší trasu.



Obrázek 100 – Přesun vozidel 1 – varianta 2 (zdroj [24])



Obrázek 101 – Most přes železniční trať na trase 1 – varianta 2 (zdroj [25])

Druhá trasa určená k přesunu vozidel je viditelná z Obrázek 102. Trasa je to sice delší, ale neměly by se tu objevovat žádné problémy s průjezdem vozidel.



Obrázek 102 – Přesun vozidel 2 – varianta 2 (zdroj [24])

Trasy vymyšlené ve druhé variantě se mi zdají poněkud vhodnější. Při výstavbě tímto postupem nebude nutné uzavírat dálnici, ani se nespolehám na dopravu strojů po dálnici. Stroje se dopravují na staveniště po méně frekventovaných silnicích s možností nižší rychlosti.

7. Závěr

Cílem mé bakalářské práce byl návrh a posouzení lávky na cyklostezce v Praze – Satalicích. Ve finále byla lávka navrhnutá, byl proveden statický výpočet a navrhnutá konstrukce vyhověla ve všech počítaných posouzeních mezního stavu použitelnosti a únosnosti.

V úvodní části své bakalářské práce jsem se zabýval rešerší. Rešerše byla soustředěna na trémové a rámové mosty. Snažil jsem se soustředit na výhody a nevýhody použití rozdílných typů konstrukce a postupně tak najít nejvhodnější konstrukci pro mnou navrhovanou lávku. Hlavním cílem rešerše bylo obeznámení se s problematikou integrovaných konstrukcí. Již tato sekce byla pro mou osobu velice přínosná, protože jsem se doposud za mé studium integrovanými mosty nezabýval, tudíž se jednalo o novou neprobádanou látku. Obzvlášť přínosné byly kapitoly 3.4.4 Spolupůsobení se zemínou a 3.4.5 Navrhování integrovaných konstrukcí, které mi dopomohly k pochopení principu fungování integrovaných mostů.

Variantní řešení navrhované lávky bylo zprvu velmi zajímavé, bohužel zde nebylo až tolik místa na kreativitu, vzhledem k lokaci, ve které je navrhovaná lávka umístěna. Nakonec jsem se tedy rozhodl pro vzhledově minimalistickou, ale návrhově efektivní konstrukci. Volba prefabrikovaných předem předpjatých nosníků se ukázala být správnou. Především z pohledu rychlosti výstavby lávky přes železniční trať se navrhnutá konstrukce projevila jako velmi rychlá a efektivní.

Z velké části nové téma pro mě byly fáze výstavby. Prvně se to může zdát jako jednoduché neproblematické téma, opak byl ale pravdou. Díky započítání jednotlivých fází výstavby jsem narazil na mnoho problémů, které jsem dříve, při pouhém návrhu finální konstrukce, nemusel řešit. Krom dotvarování a ztrát předpětí byl největší problém při zohlednění změny statického působení nosníku v návrhu a ladění předpětí. Právě přechod nosníků z prostě uložených na nosníky integrované byl důvod velkého zpomalení zapříčiněného nucenými změnami průřezu nosníku a iterací množství a rozmístění předpínací výztuže. Ve finále jsem se ale dobral k finálnímu výsledku a s sebou si odnesl lepší chápaní fungování takto navržených konstrukcí.

Tvorba samotného výpočetního modelu se také neobešla bez problému. Jak již bylo probráno v kapitole 5.6 Tvorba modelu, narazil jsem zde na několik úskalí. I při řešení problémů s modelem jsem si ujasnil mnoho důležitých poznatků, jako například vliv nesprávného uložení nosníku, kdy jsem nosníkům v prvních fázích výstavby neumožnil vodorovný posun na konstrukci.

Mnou navržená konstrukce rozhodně není perfektní. Nejsem spokojený s finálním návrhem nosníku a jeho předpětím. Jsem si jistý, že by šlo docílit úspornějšího návrhu za použití menšího množství předpínacích lan. Při vylepšování mého návrhu bych se soustředil právě na redukování množství předpínací výztuže.

V práci se objevilo několik nedostatků a zjednodušení. Do modelu jsem nezahrnul příčný a podélný sklon konstrukce. Ve výpočtu jsem zanedbal zatížení sněhem a větrem a zatížení teplotou bylo zjednodušeno. Konstrukci jsem také neposoudil na kroucení anebo například na kmitání. Je mi líto, že jsem se dopustil tolika zjednodušení, ale i tak jsem se svým návrhem a výpočtem ve finále spokojený.

8. Použité zdroje

- [1] Mapy Google. Google [online]. Dostupné z: <https://www.google.cz/maps/place/Prague/@50.0597733,14.1854484,10z/data=!3m1!4b1!4m5!3m4!1s0x470b939c0970798b:0x400af0f66164090!8m2!3d50.0755381!4d14.4378005>
- [2] ŠAFÁŘ, Roman. Betonové mosty 2: přednášky. V Praze: České vysoké učení technické, 2014. ISBN 978-80-01-05543-4.
- [3] Wikipedia contributors. (2020, March 8). Stolma Bridge. In Wikipedia, The Free Encyclopedia. Retrieved 10:53, March 7, 2021, from https://en.wikipedia.org/w/index.php?title=Stolma_Bridge&oldid=944479701
- [4] Wikipedia contributors. (2019, January 30). Shibampo Yangtze River Bridge. In Wikipedia, The Free Encyclopedia. Retrieved 10:55, March 7, 2021, from https://en.wikipedia.org/w/index.php?title=Shibanpo_Yangtze_River_Bridge&oldid=881019491
- [5] STRÁSKÝ, Jiří a Radim NEČAS. Betonové mosty 1: Základní principy navrhování. Brno, 2006. Studijní opory pro studijní programy s kombinovanou formou studia. VUT.
- [6] STRÁSKÝ, Jiří a Radim NEČAS. Betonové mosty 2: Vybrané problémy navrhování mostů. Brno, 2007. Studijní opory pro studijní programy s kombinovanou formou studia. VUT.
- [7] Mapa tratí | České dráhy. 302 Found [online]. Copyright © České dráhy, a.s., 2016 [cit. 07.03.2021]. Dostupné z: <https://www.cd.cz/cd-v-regionech/stredocesky-kraj/mapa-trati/-7387/>
- [8] TP 261: Technické podmínky – Integrované mosty, Ministerstvo dopravy s účinností od 14. srpna 2017. Dostupné z: http://www.pjpk.cz/data/USR_001_2_8_TP/TP_261_2017.pdf
- [9] SEHNALOVÁ, Pavlína. Úloha geotechniky při návrhu integrovaných mostů. Praha, 2017. Bakalářská práce. České vysoké učení technické. Vedoucí práce prof. Ing. Ivan Vaniček, DrSc.
- [10] KŠ PREFA – Výrobce betonových prefabrikovaných konstrukcí [online]. Copyright © [cit. 16.03.2021]. Dostupné z: https://ksprefa.cz/wp-content/uploads/2017/12/000_Katalog_dopravni_stavby_2015.pdf
- [11] Zakázková výroba mostních nosníků MK-T; PETRA – ŽPSV. ŽPSV – Dodavatel betonových výrobků na dopravní a pozemní stavby [online]. Dostupné z: <https://www.zpsv.cz/mostni-konstrukce-a-propustky/prefabrikaty-pro-mostni-stavby/zakazkova-vyroba-mostnich-nosniku-mk-t-petra/>
- [12] ČSN EN 1997-1: Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla. Praha: ČNI, 2006.
- [13] Lávka přes řeku Lubinu v Příboře – Česká cena za architekturu. Česká cena za architekturu [online]. Copyright © [cit. 16.03.2021]. Dostupné z: <https://ceskacenaazaarchitekturu.cz/projekty/2019/lavka-pres-reku-lubinu-v-pribore/>
- [14] ČSN EN 1991-1-5: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou. Praha: ČNI, 2005.

- [15] ČSN EN 1990: (ČSN 73 0002) Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. Ed. 2. Praha: ČNI, 2021.
- [16] ČSN EN 1992-1-1: (ČSN 73 1201) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: ČNI, 2006.
- [17] ŠAFÁŘ, Roman, Jindřich ČECH a Jana BÁRTOVÁ. Betonové mosty 2: cvičení. V Praze: České vysoké učení technické, 2009. ISBN 978-80-01-04433-9.
- [18] Konstantní průběh modulu reakce podloží | Vodorovná únosnost piloty – pružný poloprostor | GEO5 | Online Help. Geotechnical and Structural Engineering Software | Fine [online]. Copyright © Fine spol. s r.o. [cit. 27.04.2021]. Dostupné z: <https://www.finesoftware.eu/help/geo5/cs/konstantni-prubeh-modulu-reakce-podlozi-01/>
- [19] ČSN EN 1991-2: (ČSN 73 6203) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou. Praha: ČNI, 2005.
- [20] Lukas Zvolanek. Fakulta stavební VUT v Brně [online]. Krytí výztuže. Copyright © [cit. 10.05.2021]. Dostupné z: https://www.fce.vutbr.cz/BZK/zvolanek.l/vyuka_bzk/BL01_Kryti.pdf
- [21] BÍLÝ, Petr. Spřažená konstrukce: Podklad k příkladu „S“ ve cvičení předmětu Betonové a zděné konstrukce 2 (133BK02) [online]. 2015. Dostupné z: http://people.fsv.cvut.cz/www/foglamar/Vyuka_BK02.htm
- [22] Most Václavice na I/35 slaví 5 let od otevření - ValbekStory.cz. Skupina Valbek-EU – Příběh myšlenky - ValbekStory.cz [online]. Copyright © 2020 Valbek [cit. 10.05.2021]. Dostupné z: <https://www.valbekstory.cz/most-vaclavice-na-i35-bude-slavit-5-let-od-otevreni/>
- [23] Autojeřáb Terex Demag AC 350 | Jeraby-autojeraby.cz. Pronájem autojeřábů a další služby | Jeraby-autojeraby.cz [online]. Copyright © 2016 [cit. 12.05.2021]. Dostupné z: <http://www.jeraby-autojeraby.cz/terex-demag-ac-350>
- [24] Mapy.cz. Mapy.cz [online]. Dostupné z: <https://en.mapy.cz/letecka?x=14.5794503&y=50.1171758&z=18>
- [25] Google [online]. Dostupné z: <https://www.google.com/maps/@50.117644,14.5820172,3a,75y,250.11h,82.82t/data=!3m6!1e1!3m4!1sfxA2tzB4l-eC3gdhdkBnAA!2e0!7i16384!8i8192>
- [26] ŠMEIDLER, Jakub. Stavebně technologický projekt zdravotnické záchranné stanice v Brně [online]. Brno, 2017 [cit. 2021-5-11]. Dostupné z: https://www.vutbr.cz/www_base/zav_prace_soubor_verejne.php?file_id=143967. Diplomová práce. VUT v Brně. Vedoucí práce Yvetta Diaz.
- [27] KUBEČEK, Petr. *Technologický postup vrtání pilot: Příloha č. 1* [online]. Praha, 2018 [cit. 2021-5-11]. Dostupné z: <https://dspace.cvut.cz/handle/10467/74162>. Diplomová práce. ČVUT v Praze. Vedoucí práce Pavel Svoboda.
- [28] KŠ PREFA – Výrobce betonových prefabrikovaných konstrukcí [online]. Copyright © [cit. 11.05.2021]. Dostupné z: https://ksprefa.cz/wp-content/uploads/2017/12/000_Katalog_dopravni_stavby_2015.pdf

- [29] Zakázková výroba mostních nosníků MK-T; PETRA – ŽPSV. ŽPSV – Dodavatel betonových výrobků na dopravní a pozemní stavby [online]. Dostupné z: <https://www.zpsv.cz/mostni-konstrukce-a-propustky/prefabrikaty-pro-mostni-stavby/zakazkova-vyroba-mostnich-nosniku-mk-t-petra/>
- [30] Předpjaté mostní nosníky MS - I. M – SILNICE a.s. [online]. Copyright © 2021, M [cit. 11.05.2021]. Dostupné z: <https://www.prefa-nb.cz/predpjate-mostni-nosniky-vsti-2000>

9. Seznam obrázků a fotografií

Obrázek 1 – Poloha lávky umístěná na mapě Prahy (zdroj [1])	10
Obrázek 2 – Přesnější poloha lávky na jihu Satalic (zdroj [1])	10
Obrázek 3 - Přesnější poloha lávky na jihu Satalic (satelitní snímek) (zdroj [1])	11
Obrázek 4 – Detail umístění lávky (zdroj [1]).....	11
Obrázek 5 – Trámová konstrukce s otevřeným průřezem (zdroj [2]).....	18
Obrázek 6 – Trámová konstrukce s uzavřeným průřezem (zdroj [2])	19
Obrázek 7 – Parapetní nosník (zdroj [2])	19
Obrázek 8 – Monolitická trámová konstrukce (zdroj [2]).....	20
Obrázek 9 – Prefabrikovaná trámová konstrukce (zdroj [2])	20
Obrázek 10 – a) Rámová uzavřená konstrukce, b) Rámová konstrukce bez dolní desky (zdroj [2]).....	21
Obrázek 11 – Rámová konstrukce o třech polích: a) Klasická rámová konstrukce s ložisky a závěrem, b) integrovaná konstrukce (zdroj [5])	22
Obrázek 12 – Plně integrovaná konstrukce (zdroj [2])	22
Obrázek 13 – Semi-integrovaná konstrukce (zdroj [2])	23
Obrázek 14 – Parapetní nosník nadjezdu nad rychlostní komunikací R35 (zdroj [6]) .	23
Obrázek 15 – Podélný řez nadjezdem nad rychlostní komunikací R35 (zdroj [6])	23
Obrázek 16 – Koncová opěra a V stojka nadjezdu nad rychlostní komunikací R35 (zdroj [6])	24
Obrázek 17 – Příčný řez silničním nadjezdem nad rychlostní komunikací R35 (zdroj [6])	24
Obrázek 18 – Příčný řez mostu přes Moravu a obtok v Olomouci (zdroj [6])	26
Obrázek 19 – Podélný řez mostu přes Moravu a obtok v Olomouci (zdroj [6])	26
Obrázek 20 – Zatlačení koncového rubu do zeminy (zdroj [2]).....	27
Obrázek 21 – Oddálení koncového rubu od zeminy (zdroj [2]).....	27
Obrázek 22 – a) Nesymetrický posun konstrukce, b) Symetrický posun konstrukce (zdroj [2]).....	28
Obrázek 23 – Schéma zatížení integrované plošné opěry (zjednodušené) (zdroj [8])	29
Obrázek 24 – Pootočení konstrukce integrovaného mostu vlivem šikmosti koncových opěr (zdroj [8])	30
Obrázek 25 – Integrovaný most s přechodovou deskou bez předpětí (zdroj [8])	30
Obrázek 26 – Integrovaný most s přechodovou deskou upravený pro dodatečné předpětí (zdroj [8]).....	31

Obrázek 27 – Masivní železobetonová opěra s plošným základem (zdroj [9])	31
Obrázek 28 – Dva druhy tuhých opěr výrazně zakřivených integrovaných mostů (zdroj [8]).....	32
Obrázek 29 – Pilotová stěna napojena na příčník (zdroj [9]).....	32
Obrázek 30 – Oslabení horní části dříku piloty (zdroj [8])	33
Obrázek 31 – KSP-NPP mostní nosník tvaru I (zdroj [28])	34
Obrázek 32 – KSP-NDPO mostní nosník tvaru T (zdroj [28])	34
Obrázek 33 – MK-T; PETRA mostní nosník tvaru T (zdroj [29])	34
Obrázek 34 – MS-I mostní nosník (zdroj [30])	35
Obrázek 35 – Podélný řez spřažené ocelobetonové lávky	37
Obrázek 36 – Příčný řez spřažené ocelobetonové lávky v poli, nad koncovou opěrou	37
Obrázek 37 – Podélný řez předpjaté železobetonové lávky.....	38
Obrázek 38 – Příčné řezy předpjaté železobetonové lávky v poli, nad koncovou opěrou	39
Obrázek 39 – Podélný řez parapetní lávky	40
Obrázek 40 – Příčný řez parapetní lávky v poli, nad koncovou opěrou	40
Obrázek 41 – Podélný řez obloukové lávky	41
Obrázek 42 – Příčný řez obloukové lávky v poli, nad koncovou opěrou	42
Obrázek 43 - Podélný řez předpjaté prefabrikované lávky	43
Obrázek 44 – Příčný řez předpjaté prefabrikované lávky v poli, nad koncovou opěrou	43
Obrázek 45 – Pokles levé podpory	51
Obrázek 46 – Pokles pravé podpory.....	51
Obrázek 47 – Mapa maximálních teplot vzduchu ve stínu (zdroj [14]).....	52
Obrázek 48 – Mapa minimálních teplot vzduchu ve stínu (zdroj [14])	52
Obrázek 49 – Vztah mezi extrémními teplotami ve stínu a extrémní rovnoměrnou složkou teploty mostu (zdroj [14]).....	53
Obrázek 50 – Momenty od jednotlivých rozmístění zatížení chodci (bez předpětí, pro celou šířku mostu).....	55
Obrázek 51 – Model zatížení obslužným vozidlem (zdroj [19]).....	56
Obrázek 52 – ohybový moment na konci životnosti– MSP kvazi-stálá kombinace 1 (s předpětím)	65
Obrázek 53 – ohybový moment na konci životnosti – MSP častá kombinace 1 (s předpětím)	66

Obrázek 54 – ohybový moment na konci životnosti – MSP charakteristická kombinace 1 (s předpětím).....	66
Obrázek 55 – Vybetonovaná pilota s příčnickovou patkou.....	67
Obrázek 56 – Statické schéma konstrukce	68
Obrázek 57 – Fáze výstavby.....	69
Obrázek 58 – Fáze výstavby – SCIA (starší verze modelu – fáze jsou stejné).....	70
Obrázek 59 – Zjednodušení příčného řezu (aktuální průřez se decentně liší)	71
Obrázek 60 – Model piloty s pružinami (pro ukázkou uvedena pilota poloviční výšky – 5 m)	72
Obrázek 61 – Porovnání příčníků v jednotlivých fázích výstavby	73
Obrázek 62 – Místo singulární matice tuhosti.....	73
Obrázek 63 – Fáze propojení nosníku s příčnickem	74
Obrázek 64 – Podélně rozdělený nosník	75
Obrázek 65 – Model posuvného uložení nosníku v době výstavby.....	75
Obrázek 66 – Ohybový moment s předpětím pomocí 12 lan.....	76
Obrázek 67 – Ohybový moment s předpětím pomocí 4 trojitých lan	76
Obrázek 68 – Normálové napětí na konci životnosti– MSP častá kombinace 1 – horní vlákna spřažené desky	80
Obrázek 69 – Normálové napětí na konci životnosti – MSP častá kombinace 1 – dolní vlákna spřažené desky	80
Obrázek 70 – Normálové napětí na konci životnosti – MSP častá kombinace 1 – horní vlákna nosníku.....	81
Obrázek 71 – Normálové napětí na konci životnosti – MSP častá kombinace 1 – dolní vlákna nosníku.....	81
Obrázek 72 – Maximální průhyb na konstrukci na konci životnosti – MSP charakteristická kombinace 3	81
Obrázek 73 – Parabolicko-rektangulární pracovní diagram pro beton namáhaný tlakem (zdroj [16]).....	82
Obrázek 74 – Zjednodušení spřaženého průřezu	83
Obrázek 75 – Poměrné přetvoření a normálové napětí na mezi únosnosti (zdroj [17])	85
Obrázek 76 - Napětí v předpínací výztuži v době uložení nosníku (UN) pro průřez 0.	86
Obrázek 77 - Napětí v předpínací výztuži v době uložení nosníku (UN) pro průřez 1.	86
Obrázek 78 - Napětí v předpínací výztuži v době uvedení do provozu (UP) pro průřez 0	86

Obrázek 79 - Napětí v předpínací výztuži v době uvedení do provozu (UP) pro průřez 1	86
Obrázek 80 - Napětí v předpínací výztuži v na konci životnosti (KZ) pro průřez 0	87
Obrázek 81 - Napětí v předpínací výztuži v na konci životnosti (KZ) pro průřez 1	87
Obrázek 82 – Rozmístění smykové výztuže	91
Obrázek 83 – Sjezd ze silnice k východní straně lávky – varianta 1 (zdroj [25]).....	95
Obrázek 84 – Trasa sjezdu k východní straně lávky – varianta 1 (zdroj [1]).....	95
Obrázek 85 - Trasa sjezdu k západní straně lávky – varianta 1 (zdroj [1]).....	96
Obrázek 86 – Cesta vozidel z východní strany na západní – varianta 1 (zdroj [1]).....	96
Obrázek 87 – Cesty vozidla ze západní strany na východní – varianta 1 (zdroj [1])....	97
Obrázek 88 – Rozměry Terex Demag AC 350 (zdroj [23])	97
Obrázek 89 – Schéma uložení nosníku autojeřábem	99
Obrázek 90 – Náhradní trasa při uzavření poloviny mostu (zdroj [24])	100
Obrázek 91 – Začátek objezdu (zdroj [25]).....	100
Obrázek 92 – Konec objezdu (zdroj [25])	101
Obrázek 93 – Vrtná souprava BAUER BG 20 H (zdroj [26])	101
Obrázek 94 - Vrtná souprava BAUER BG 20 H (zdroj [26])	102
Obrázek 95 – Povrch východní strany lávky (zdroj [25])	102
Obrázek 96 – Povrch západní strany lávky (foto autora).....	103
Obrázek 97 – Autodomíhávač s čerpadlem Pumpomix (zdroj [28])	104
Obrázek 98 – Trasa k západní straně lávky – varianta 2 (zdroj [24]).....	105
Obrázek 99 – Trasa k východní straně lávky – varianta 2 (zdroj [24]).....	105
Obrázek 100 – Přesun vozidel 1 – varianta 2 (zdroj [24]).....	106
Obrázek 101 – Most přes železniční trať na trase 1 – varianta 2 (zdroj [25])	106
Obrázek 102 – Přesun vozidel 2 – varianta 2 (zdroj [24]).....	107
Foto 1 – Cesta ze Satalic, Satalice v dálce (foto autora).....	12
Foto 2 – Pohled na zájmové území při příchodu ze Satalic (foto autora).....	12
Foto 3 – Panoramatická fotografie zpod Novopackého mostu se zvýrazněnou polohou navrhované lávky (foto autora).....	12
Foto 4 – Pohled na zájmové území ze strany Satalic, lávka umístěna z našeho pohled před mostem (foto autora).....	13
Foto 5 – Jižní strana trati (foto autora).....	13

Foto 6 – Pohled na zájmové území ze strany Černého Mostu, lávka umístěna z našeho pohledu za mostem (foto autora).....	14
Foto 7 – Zájmové území ze stezky z Černého Mostu (foto autora).....	14
Foto 8 – Pohled na silniční most a zájmové území při příchodu ze strany Černého Mostu (foto autora).....	14
Foto 9 – Pohled na nosnou konstrukci přilehlého silničního mostu (foto autora).....	15
Foto 10 – Most Stolma v Norsku (zdroj [3]).....	17
Foto 11 – Most Shibampo přes řeku Yangtze v Chonggingu (zdroj [4])	17
Foto 12 – Silniční nadjezd nad rychlostní komunikací R35 (zdroj [6]).....	24
Foto 13 – Most přes Moravu a obtok v Olomouci (zdroj [6]).....	25
Foto 14 - Most Václavice (zdroj [22]).....	38

10. Seznam tabulek

Tabulka 1 - c_{min} , d_{ur} (zdroj 21)	48
Tabulka 2 – Úprava třídy konstrukce (zdroj 21).....	48
Tabulka 3 – Lineární rozdíly teplot pro jednotlivé typy konstrukcí (zdroj [14])	54
Tabulka 4 – součinitel k_{sur} (zdroj [14])	54
Tabulka 5 – Sestavy dopravního zatížení (zdroj [19])	56
Tabulka 6 – Kombinace.....	57
Tabulka 7 - Hodnoty součinitele Ψ pro lávky (zdroj [15]).....	58
Tabulka 8 – častá kombinace (bez předpětí).....	60
Tabulka 9 – charakteristická kombinace (bez předpětí).....	61
Tabulka 10 – Návrhové součinitele zatížení (zdroj [15]).....	62
Tabulka 11 – kombinace 6.10a (bez předpětí)	62
Tabulka 12 – kombinace 6.10b (bez předpětí)	62
Tabulka 13 – Doporučené hodnoty w_{max} (mm) (zdroj [16]).....	77
Tabulka 14 – Omezení napětí MSP	79
Tabulka 15 – Omezení dekomprese a šířky trhlin MSP	80
Tabulka 16 – Součinitele styčné plochy (zdroj [21])	92
Tabulka 17 – Únosnosti autojeřábu (zdroj [23]).....	98

11. Seznam příloh

Příloha 1 – Výkres 1 - Půdorys, vodorovný řez	1:100
Příloha 2 – Výkres 2 - Pohled, podélný řez	1:100
Příloha 3 – Výkres 3 - Příčné řezy – 0, 1	1:50
Příloha 4 – Výkres 4 - Schéma předpětí – podélný/příčný řez	1:100/1:25
Příloha 5 – Výkres 5 - Schéma betonářské výztuže – podélný řez	1:100
Příloha 6 – Výkres 6 - Schéma výztuže – příčné řezy	1:25
Příloha 7 – Výkres 7 - Detail vyztužení	1:10