

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE



Fakulta Stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí

Bakalářská práce

Návrh prefabrikované spřažené konstrukce estakády u letiště Václava Havla

Design of prefabricated bridge construction of estacade near Václav Havel airport

Studijní program

SI – stavební inženýrství

Studijní obor

K – konstrukce a doprava

Vedoucí bakalářské práce

doc. Ing. Lukáš Vráblík PhD.

Jakub Marek

Praha 2023



ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: **Marek** Jméno: **Jakub** Osobní číslo: **495730**
Fakulta/ústav: **Fakulta stavební**
Zadávající katedra/ústav: **Katedra betonových a zděných konstrukcí**
Studijní program: **Stavební inženýrství**
Studijní obor: **Konstrukce a dopravní stavby**

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce:

Návrh prefabrikované spřažené konstrukce estakády u letiště Václava Havla

Název bakalářské práce anglicky:

Design of prefabricated bridge construction of estacade near Václav Havel airport

Pokyny pro vypracování:

Seznam doporučené literatury:

Jméno a pracoviště vedoucí(ho) bakalářské práce:

doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D. katedra betonových a zděných konstrukcí FSv

Jméno a pracoviště druhé(ho) vedoucí(ho) nebo konzultanta(ky) bakalářské práce:

Datum zadání bakalářské práce: **23.02.2023** Termín odevzdání bakalářské práce: **22.05.2023**

Platnost zadání bakalářské práce: _____

doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.
podpis vedoucí(ho) práce

doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.
podpis vedoucí(ho) ústavu/katedry

prof. Ing. Jiří Měca, CSc.
podpis děkana(ky)

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Student bere na vědomí, že je povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je třeba uvést v bakalářské práci.

Datum převzetí zadání

Podpis studenta

Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem předloženou bakalářskou práci s názvem „Návrh prefabrikovaného spřaženého mostu“ napsal samostatně a výhradně s použitím uvedených zdrojů dle Metodického pokynu č. 1/2009 O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací.

V Praze dne 22. května 2023

.....

Jakub Marek

Poděkování

Rád bych poděkoval vedoucímu bakalářské práce Doc. Ing. Lukášovi Vráblíkovi, Ph. D za čas který mi věnoval při vedení této Bakalářské práce. Rád bych také poděkoval inženýrům ze stavební firmy Eurovia skupiny HS2 Libereckého závodu, za poskytnutí materiálů a fotodokumentace týkající se stavby mostu Laurina a Klementa. Dále bych rád poděkoval své rodině za podporu při studiu.

Anotace

Hlavním tématem této bakalářské práce je statický návrh a posouzení konstrukce, která je tvořena prefabrikovanými předpjatými nosníky, které jsou spřaženy monolitickou deskou ze železobetonu. Součástí je také podání věcného přehledu o tomto konstrukčním systému

Klíčová slova

Prefabrikace, Předpjatý beton, Spřažené konstrukce, Předem vnesené předpětí, Estakáda, Návrh mostu dle Eurokódu, Betonové mosty.

Abstract

The main topic of this bachelor thesis, is to design a construction of a bridge. Structure of the bridge is made out of prefabricated prestressed beams. The thesis also gives an overall summary of characteristics of this construction system.

Keywords

Prefabrication, Prestressed concrete, Pre-tensioning prestressing, design of a bridge using Eurocode, Concrete bridge.

Obsah

1 Úvod	13
2 Prefabrikovaný předpjatý beton	15
2.1 Základní princip prefabrikace	15
2.2 Historie a vývoj prefabrikovaného předpjatého betonu v mostním stavitelství.....	15
2.2.1 Začátky prefabrikace a předpínání betonu	15
2.2.2 Historicky používané systémy	18
2.2.3 Významné konstrukce z prefabrikovaného, předpjatého betonu z minulosti.....	22
2.2.4 Předpisy a normy	23
2.3 Technologické aspekty prefabrikace předpjatého betonu	23
2.3.1 Metody předpínání	23
2.3.2 Postup výroby prefabrikátů.....	25
2.3.3 Transport a montáž.....	27
2.3.4 Postupy výstavby prefabrikovaných spřažených mostů	28
2.4 Výhoda a omezení použití prefabrikovaných předpjatých prvků	28
2.4.1 Výhody předpjatého prefabrikovaného betonu.....	29
2.4.2 Omezení použití	29
2.4.3 Porovnání oproti monolitické konstrukci.....	29
3 Estakáda u letiště Václava Havla	31
3.1 Stávající Konstrukce	31
3.2 Podklady.....	32
3.3 Studie variantních řešení.....	33
3.3.1 Varianta 1.....	34
3.3.2 Varianta 2.....	35
3.3.3 Varianta 3.....	36
3.3.4 Vyhodnocení studie.....	36
4 Návrh vybrané varianty	37
4.1 Parametry	38
4.2 Postup výpočtu	38
4.3 Technologie a způsob výstavby.....	38
5 Komentovaný statický výpočet.....	49
5.1 Použité normy	49
5.2 Použité programy	49
5.3 Materiály a průřezy.....	50
5.4 Výpočetní modely a způsob výpočtu	51



5.5 3D Model pro výpočet příčného roznosu	51
5.6 Zatížení	52
5.6.1 Stálá zatížení	52
5.6.2 Proměnná zatížení.....	54
5.7 Návrh předpětí.....	60
5.8 Kombinace.....	63
5.8.1 MSP	65
5.8.2 MSU.....	65
6 Závěr	66
7 Bibliografie	67



1 Úvod

Tato bakalářská práce se věnuje návrhu estakády, která se nachází na letišti Václava Havla v Praze. Práce navazuje na projekt K, zpracovaný v zimním semestru, který porovnával 3 variantní konstrukční řešení. Vybranou variantou, kde nosnou konstrukci tvoří prefabrikované betonové nosníky spřažené deskou ze železobetonu, se zabývá tato práce. V rámci návrhu jsou stanoveny rozměry a parametry jednotlivých částí a vstupní údaje týkající se konstrukce. Jsou vytvořeny výpočetní modely, díky kterým jsou vyšetřeny účinky zatížení dle platných norem a je provedeno posouzení konstrukce. Toto posouzení je ve statickém výpočtu provedeno nejprve ručně, výsledky jsou pak dále porovnány s hodnotami vypočtenými programem Idea Statika. V rámci komplexního přístupu je také zpracován popis výstavby, v rámci kterého je rozepsána etapizace výstavby, součástí je rovněž výkres staveniště, ve kterém jsou vyznačeny dočasné zábory pro stavební techniku a sklad materiálu. Dále je zpracována základní výkresová dokumentace a technická zpráva. Práce je zjednodušená verze projektové dokumentace stavby, která je hybridně upravena pro potřeby zadání bakalářské práce.

Obecný popis konstrukčního systému prefabrikovaných předpjatých nosníků, spřažených deskou, je popsán v rámci rešerše v následující kapitole. Jsou stanoveny technologické aspekty tohoto systému, výhody a nevýhody jeho použití a jeho historický vývoj. V neposlední řadě jsou představeny zajímavé konstrukce tohoto druhu, které jsou nyní realizovány.



2 Prefabrikovaný předpjatý beton

Stavitelství bylo člověku známo jako obor již mnoho let od starověku. Historické civilizace zakládaly svá veledila na zkušenostech a empirických výpočtech. Znalosti byly strádány a předávány po generace. Statické fungování konstrukcí se řídí fyzikálními zákony, které jsou matematicky interpretovány jako například rovnosti sil a podobně. Mnohé z těchto zákonů byly známy již například v období Římské říše. Moderní stavebnictví kombinuje tyto staré známé poznatky s moderními trendy. Díky technicky lepšímu vybavení jsou konstrukce stavěny z pevnějších materiálů, při dosažení přesnějších výrobních tolerancí. Jedním takovým příkladem je princip prefabrikace v mostním stavitelství. Tento konstrukční způsob se ve stavebnictví používá už delší dobu. V následující kapitole se budeme zabývat problematikou prefabrikovaného předpjatého betonu v mostním stavitelství. Rešerše se bude skládat z těchto hlavních témat.

1. Základní princip prefabrikace
2. Historie a vývoj prefabrikovaného předpjatého betonu v mostním stavitelství
3. Technologické aspekty prefabrikace předpjatého betonu
4. Výhody a omezení použití prefabrikovaného předpjatého betonu v mostním stavitelství
5. Inovace v oblasti prefabrikovaného předpjatého betonu v mostním stavitelství

2.1 Základní princip prefabrikace

Princip prefabrikace spočívá v tom, že jsou dílce vyrobeny ve specializované výrobě a následně přepraveny na stavbu a osazeny. Zpravidla se může jednat o nosné prvky jako například prefabrikované mostní nosníky, prefabrikaci ale můžeme využít i u vedlejších konstrukcí jako jsou například římsy nebo jiné konstrukce. Samotná výroba prefabrikátů je díky halové výrobě realizována s daleko větší přesností, a navíc za stabilních klimatických podmínek než betonáž na stavbě. S tím ale vzniká zvýšený nárok na dopravu, protože nosníky musejí být z výroby transportovány na stavbu. Pokud se jedná o konstrukci většího měřítka, může být počet prefabrikovaných nosníků poměrně velký a může se tak jednat o rozhodující faktor schopnosti výstavby konstrukce. Kompletní seznam a vyhodnocení záporných a kladných vlastností tohoto konstrukčního systému bude popsáno.

2.2 Historie a vývoj prefabrikovaného předpjatého betonu v mostním stavitelství

V této podkapitole se budeme věnovat začátky používání tohoto konstrukčního systému. Následně budeme sledovat klíčové milníky, které přispěly k jeho vývoji.

2.2.1 Začátky prefabrikace a předpínání betonu

Pokud bychom se podívali na historické stavby, mohli bychom říct, že princip prefabrikace byl znám již ve starém Egyptě. Z pohledu klasifikace konstrukce jsou pyramidy tvořeny z ručně tvarovaných kamenů. Tyto kameny bývaly většinou nejdříve těženy v lomech, kde za použití primitivních nástrojů byla uměle vyvolána prasklina ve skále, podle které byl pak kámen odlomen do kvádrů. Tyto kameny pak byly opracovány do rovných tvarů, které umožňovaly vrstvení v nosné konstrukci. Základní stavební jednotkou je tedy stavební kámen, který byl upraven v místě výroby, transportován na staveniště a následně osazen do požadované polohy. Princip prefabrikace je tedy známý již dlouho.



Zásadním vynálezem pro stavebnictví je umělý kámen neboli beton. Počátky používání umělého kamene pro stavební účely byl znám již v době Římské říše. Dokonce i princip vyztužení betonu je již poměrně starý, ve staré Číně například lidé přidávali do umělých materiálů rákosy. Novodobý železobeton, jak ho známe my, byl používán již od devadesátých let 19. století. V Českých zemích vychází ve 20. století první česká kniha o železobetonu a na území našeho státu je tento tehdy nový materiál používán pro pozemní i mostní konstrukce. Pro betonové a železobetonové konstrukce je zásadní milník 2. světová válka. Kvůli spotřebě železa na munici a válečné stroje, je v Evropě a obecně i jinde ve světě nedostatek této suroviny. Mnohé stavby, které byly dříve realizovány z oceli, jsou realizovány ze železobetonu. Vývoj betonu jde dopředu a inovacemi v jeho používání se zabývá množství odborníků.

Jeden z předních inovátorů v oblasti betonových konstrukcí 20. století byl Eugéne Freyssinet. Právě on v roce 1928 patentuje své tři vynálezy. První z těchto vynálezů spočívá ve využití tlakových sil v betonu, kdy je předpínání vnášeno předem. Jedná se tak o zrození myšlenky předpjatého betonu. V roce 1930 je profesoru Freyssinetovi vydán další patent na výrobu vyztužených betonových prvků. První využití těchto předem předepnutých trámů je výroba sloupů elektrického vedení zvaných Forclum, podoba těchto trámů je patrná z Obrázek 2-1 Historicky první prefabrikované, předem předepnuté prvky z betonu



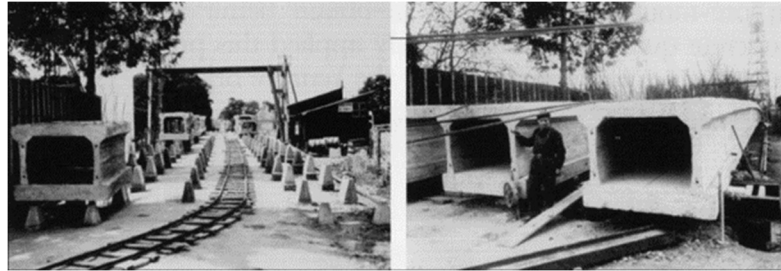
Obrázek 2-1 Historicky první prefabrikované, předem předepnuté prvky z betonu

Jako první použití tohoto systému v mostním stavitelství by se dal považovat Most v Luzancy. Pohled na most viz Obrázek 2-2. Tento most vede přes řeku Marmu v severo-západní Francii. O jeho návrh a následnou realizaci se postaral právě Eugéne Freyssinet. Stavba byla zahájena roku 1941 a dokončena byla v roce 1946. Rozpětí činí 55 m, což v době uvedení do provozu byl dosavadní rekord. Hlavní nosnou konstrukci tvoří 22 předem předpjatých, prefabrikovaných segmentů, které jsou na koncích zmonolitněny. [1]



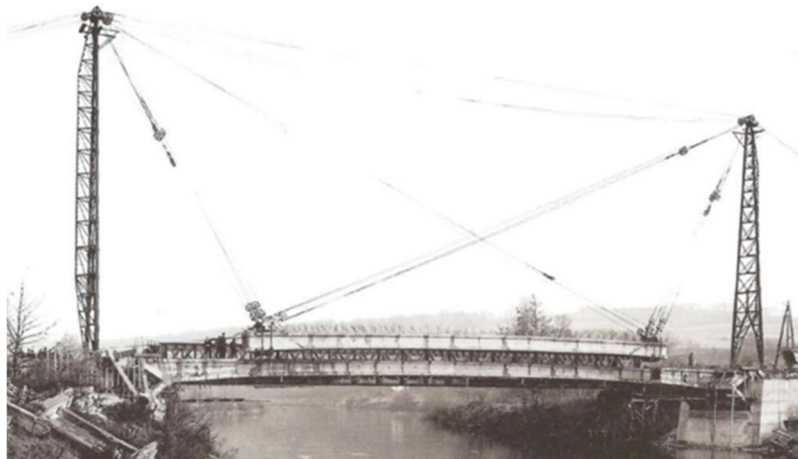
Obrázek 2-2 Most v Luzancy

Tvar a rozměry těchto segmentů jsou patrné z Obrázek 2-3. Most byl postaven za pomoci provizorního zařízení, které se skládalo z dvojice pylonů a několika závěsných lan, jak je patrné z Obrázek 2-4. Technické řešení výstavby i samotné konstrukce bylo na svou dobu velmi inovativní.



Obrázek 2-3 Historická fotografie z výstavby mostu

Montáž byla provedena ve dvou krocích. V prvním kroku byly z každé opěry letmo osazeny 3 segmenty. Následně byla na zemi smontována zbylá část konstrukce ze 16 prefabrikovaných segmentů. Tato část pak byla na místo osazena pomocí dočasných pylonů a závěsných systémů. Následně bylo vneseno předpětí. Zajímavostí je, že konstrukce byla jedna z prvních, realizovaných bez použití pevné skruže.

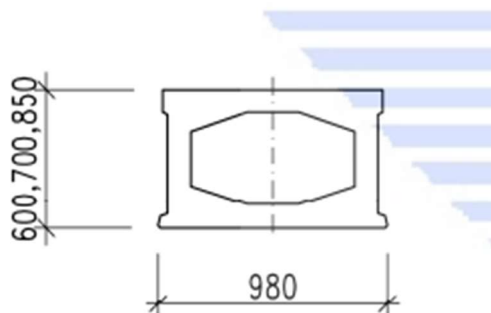


Obrázek 2-4 Provizorní pylony pro montáž konstrukce

2.2.2 Historicky používané systémy

Mosty z prefabrikovaných nosníků spřažených monolitickou deskou jsou obecně řazeny mezi často používané konstrukce. Důvodem je rychlost výstavby a omezení mokrých procesů na stavbě. Původní mosty tohoto druhu, byly konstrukce z tyčových prefabrikovaných nosníků. Takto realizované konstrukce byly zpravidla do 30 m rozpětí hlavních polí. Prefabrikáty byly na staveništi propojeny do sebe dobetonávkou, která zajišťovala jejich spolupůsobení v příčném směru. Obecně lze říct, že takto realizované konstrukce zpravidla neměly dostatečně důkladně zpracovaný koncept ochrany proti vodě. Odvodnění bylo často realizováno spádem konstrukce, kdy horní vrstva tyčových prefabrikátů byla izolována vrstvou z betonů nižších tříd. Spojení technologické nekázně s nedostatečně důkladně vyřešeným odvodněním vyvolal u některých konstrukcí tohoto druhu značnou degradaci celého díla. Nejčastěji se jedná o ztrátu funkčnosti mostní izolace, která má za následek korozi výztuže a opadávání krycí vrstvy. V krajním případě ztrátu použitelnosti konstrukce

Historicky používané tyčové prefabrikáty byli například nosníky typu „KA“. Příčný řez těchto nosníků je patrný z obrázku níže. [2]



Obrázek 2-5 Nosník KA

Dalším problémem tohoto typu nosníků byl otvor uprostřed. Pokud nebyla porušena žádná část nosníku, dutina by teoreticky mohla zůstat v konstantně vlhkém prostředí. Vlivem degradace materiálů jsou však dutiny častým místem hromadění vody. Tento jev má za následek degradaci vnitřků prefabrikátů a také přírůstek vlastní tíhy konstrukce o usazený objem vody. Příkladem takového mostu je například most s ev. č. 26811-2 nacházející se blízko Mnichova Hradiště a převádějící okresní komunikaci na obec Dneboh přes dálnici D10.



Obrázek 2-6 Most ev. č. 26811-2

Na tomto mostě sice žádné známky poškození na první pohled patrné nebyly, most je však pouze 7 let starý a jeho výstavba je z roku 2016 jak uvádí výlisek na opěře.

Z obrázků níže je dobře patrné ztužení nosníků nad opěrou za pomoci příčnicku. Dále je zachyceno spojení prefabrikátů nad podporou.



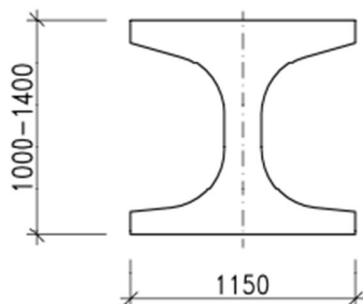
Obrázek 2-7 (vlevo) Pohled na spojení prefabrikátů nad podporou, Obrázek 2-8 (vpravo) Výlisek roku výstavby



Obrázek 2-9 (vlevo) Příčnick nad podporou, Obrázek 2-10 (vpravo) Pohled na most z boku



Další typ prefabrikátu, který byl hojně používán zejména v 70. a 80. letech byl nosník typu I73. [3] Mosty postavené z těchto tyčových prvků jsou poměrně časté a potkáme je téměř všude. Tvar nosníků je patrný z obrázku níže.



Obrázek 2-11 Tvar nosníku I-73

Jelikož princip výstavby byl u těchto nosníků totožný s nosníky KA, vzniká u tohoto typu stejný problém. Nosníky jsou pro betonovány pro zajištění příčného roznosu, čímž opět vzniká v nosnících dutina, ve které se může udržovat voda.

Příkladem konstrukce z těchto nosníků je například předpolí Libeňského mostu. Na obrázku je patrné, že degradace betonu vlivem vody je značná a projevuje se na spodním povrchu každého nosníku.



Obrázek 2-12 Vrtaný vstup pro odstranění usazené vody v nosníku (vlevo)

Obrázek 2-13 Pohled zdola (vpravo)



Obrázek 2-14 Značně poškozený povrch opěry a nosníků (vlevo)

Obrázek 2-15 Pohled na nosníky (vpravo)



Obrázek 2-16 Zařízení na levém křídle opěry pro měření posunu

2.2.3 Významné konstrukce z prefabrikovaného, předpjatého betonu z minulosti

Od zahájení výstavby prvního prefabrikovaného, předpjatého mostu u Lunzancy, o kterém bylo zmíněno v předchozí kapitole uběhlo již 82 let. Za tuto dobu bylo po celém světě postaveno nespočet mostů, které ve svém koncepčním řešení využívají metody prefabrikace kombinovanou s předem vnášeným předpětím. Pokud srovnáme prefabrikovaný a monolitický konstrukční systém, bude nás zajímat rozpětí, počet polí, dostupnost nebo například rychlost výstavby. Z těchto parametrů se pak bude odvíjet cena. U meších a dobře dostupných konstrukcí, kde lze například použít pevnou skruž pro výstavbu, bude zřejmě výhodnější zvolit monolitickou variantu konstrukční koncepce. Pokud však budeme srovnávat některé světové mega konstrukce, bude zřejmě díky času výstavby a následné ceně vítězit prefabrikace.

Velmi zajímavou prefabrikovanou konstrukcí masivního rozsahu je nový most Oakland Bay Bridge v San Franciscu. Jedná se o 3,5 km dlouhý hybridní most, který převádí desetiproudou dálnici I-80. Původní příhradový most, který byl poškozen zemětřesením vyžadoval rozsáhlé opravy. Nakonec bylo rozhodnuto o postavení nového mostu za provozu staré konstrukce a následném zdemolování staré nosné konstrukce po uvedení do provozu nového mostu. [2]

Jedná se o segmentový předpjatý most, který má ve dvou nejdelších polích nosnou konstrukci zavěšenou do pylonu. Na následujícím obrázku je zachycen stav těsně před demolicí staré konstrukce.



Obrázek 2-17 Oakland Bay Bridge

Mostovka je tedy tvořena prefabrikovanými segmenty, které byli na místo osazovány obřím vodním jeřábem, jak je patrné z obrázku níže.



Obrázek 2-18 Výstavba Oakland Bay Bridge



2.2.4 Předpisy a normy

Normy a předpisy, které souvisí s navrhováním, realizací nebo výrobou prefabrikovaných nosníků jsou následující:

- ČSN EN 13369 – Společná ustanovení pro betonové prefabrikáty
- ČSN EN 15050 +A1 (723063) Betonové prvky – Mostní prefabrikáty
- TP 54 – Železobetonové desky spřažené s prefa nosníky mostů PK

Jedná se pouze o normy a předpisy, které se týkají výhradně prefabrikovaných dílců. Výčet norem a předpisů s kterými bylo pracováno během návrhu konstrukce je patrný z kapitoly

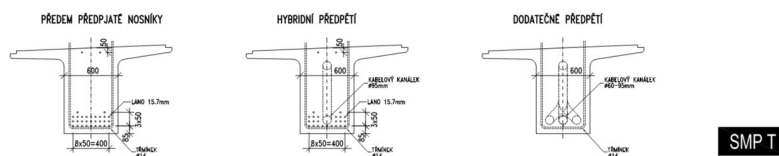
2.3 Technologické aspekty prefabrikace předpjatého betonu

Jak již bylo řečeno v úvodu, princip prefabrikovaných konstrukcí spřažených deskou spočívá v tom, že nosníky jsou vyrobeny v prefa výrobě a na stavbě jsou pro zvýšení tuhosti a stability propojeny spřahovací deskou a případně příčníky. V celém procesu je ale několik alternativních postupů, které více, či méně ovlivňují statické chování a působení konstrukce. Nejprve si detailněji popíšeme časovou osu výroby jednotlivých fází nosníků. Nosníky jsou betonovány ve specializovaných výrobnách, kde se nacházejí dráhy na betonáž nosníků a instalaci výztuže. Základní dokumentace pro výrobu nosníku je výrobně technická dokumentace VTD zpracovaná odborným projektantem, který disponuje náležitým oprávněním dle požadavků investora. VTD stanovuje následující:

- Dimenze nosníku
- Polohu betonářské výztuže pro smyk a MSU
- Poloha přepínacích vysokopevnostních lan
- Poloha kanálků pro dodatečné dopnutí nosníků (pokud je třeba)
- Materiály
- Postup výroby a transportu nosníků
- Parametry pro vnesení předpětí

2.3.1 Metody předpínání

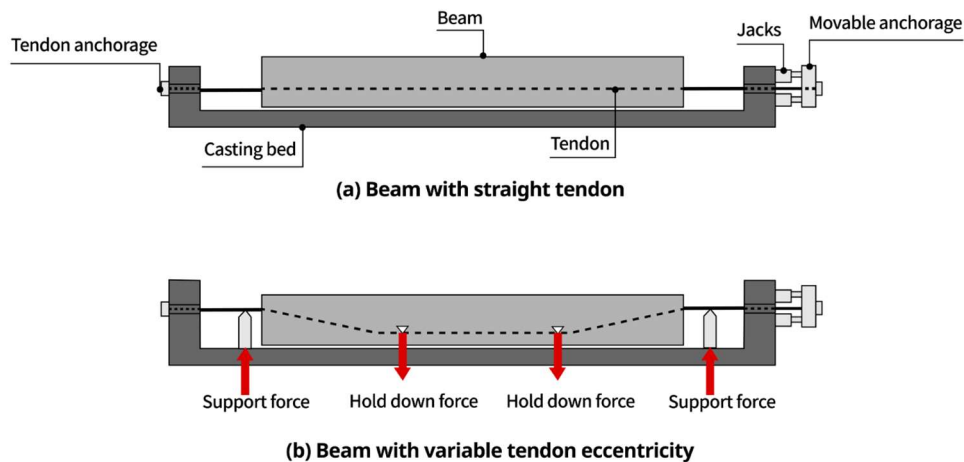
Prefabrikované nosníky obecně realizujeme jako předem, dodatečně nebo hybridně předpjaté. Princip je patrný z názvu. Typ použitého systému předpětí, počet lan a hodnoty sil určí projektant na základě výpočtu zatížení konstrukce, charakteru stavby a ekonomii variant. Použití pouze kabelů předem předpjatých může u mostu velkého rozsahu značně urychlit celou stavbu. Byť by například z pohledu optimálního dimenzování míry předpětí a jeho vedení vycházela varianta s hybridním způsobem či dodatečným předpětím lépe, může ve výsledku zrychlení výstavby ušetřit více. Jednotlivé varianty jsou patrné z obrázku 2-19



Obrázek 2-19 Typy předpětí



Asi hlavní nevýhodou předem předpjatého vyztužení, je, že oproti předpětí dodatečnému jsme omezeni možnostmi vedení dráhy předpínacích lan. Z principu výroby, který je popsán níže, by bylo velmi obtížné udržet výztuž v požadované poloze. Navíc by pak vytratil hlavní princip prefabrikace, kdy je požadována co největší výrobní obrátkovost. Tuto nedokonalost lze z části odstranit lomeným vedením kabelu, kdy kabel zafixujeme na dvou místech pro vytvoření lomeného průběhu. Princip je patrný z obrázku níže. [4]

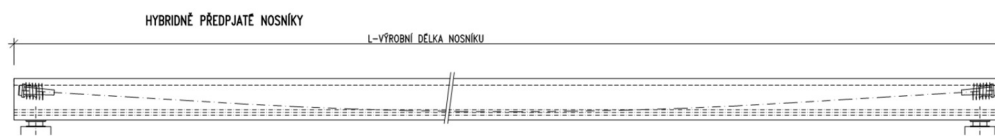


Obrázek 2-20 Porovnání přímého a lomeného vedení předpínacích lan

Dalším možným řešením je realizace takzvané separace kabelu. Tato metoda spočívá v tom, že kabel je na délkách separace opatřen bužírkou z polyuretanu, která způsobí že beton a předpínací výztuž na úseku separace nespolutpůsobí a lano tak v tomto místě ztratí své napětí. Místo působení kabelu je pak těsně za separací kabelu, kde je již zajištěno vnesení tlaku do betonu spolupůsobením.

Pokud vedeme dodatečné předpětí, je snahou naladit optimální dráhu kabelu, aby fungování předpětí bylo nejvíce výhodné. Kanálky v takovémto případě zafixujeme do požadované polohy betonářskou výztuží a vybetonujeme nosník.

Vhodná a často volená varianta je použití hybridního předpětí, kdy kombinujeme oba principy dohromady. Vneseme tedy předpětí předem, běžně 5 den po betonáži nosníku. Následně necháme nosník dozrát. Po zvoleném čase aktivujeme dodatečné předpětí a nosník předepneme plnou předpínací silou. Takto volený způsob může být například výhodný, když chceme, aby ve stádiu zrání betonu nosníku probíhalo lineární dotvarování betonu. To je podmíněno splnění omezení napětí podmínkou 0,4 násobek pevnosti betonu v tlaku. Pokud by předpětí předem ve fázích zrání betonu nosníku vyvolávalo napětí větší 0,45 ti násobku pevnosti v tlaku, můžeme přistoupit na toto řešení. Srovnání obou metod bude ostatně provedeno i v rámci návrhu konstrukce.



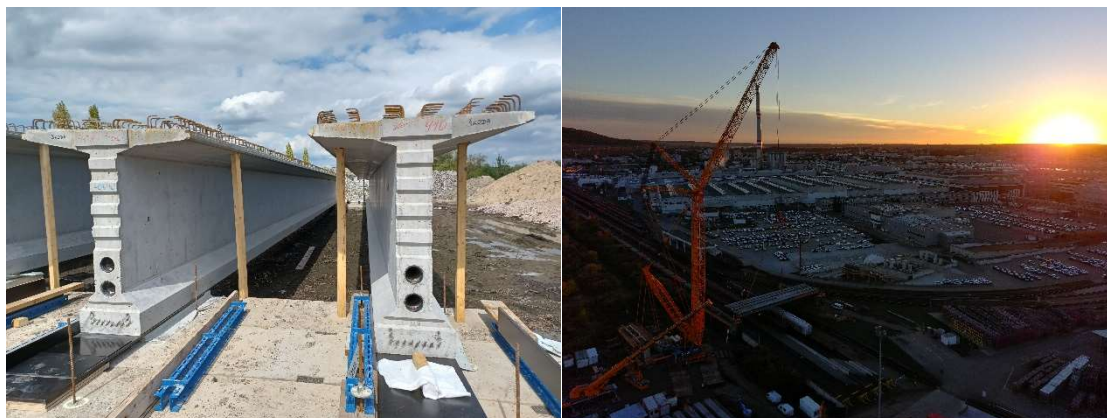
Obrázek 2-21 Hybridně předpjatý nosník



Raritně můžeme například využít dodatečného předpětí k montáži nosníků extrémních rozměrů, které by nebylo možné na stavbu transportovat v celku. Tři segmentový nosník je pak sepnut dodatečným kabelem. Tímto způsobem byly například realizovány nosníky na nejdelším poli mostu pro Škoda Auto, který je nyní realizován firmou Vinci Construction.



Obrázek 2-22 Deponie nosníku na staveništi pro dodatečné předpětí



Obrázek 2-23 Osazování nosníku jeřábem

2.3.2 Postup výroby prefabrikátů

1. Na základě parametrů z VTD je zvolena délka dráhy a tvar formy.
2. Forma je opatřena čelní deskou, která má otvory v místech průběhu předpínací výztuže. Otvory jsou větší než průměr předpínacích lan, který činí 15,7 mm

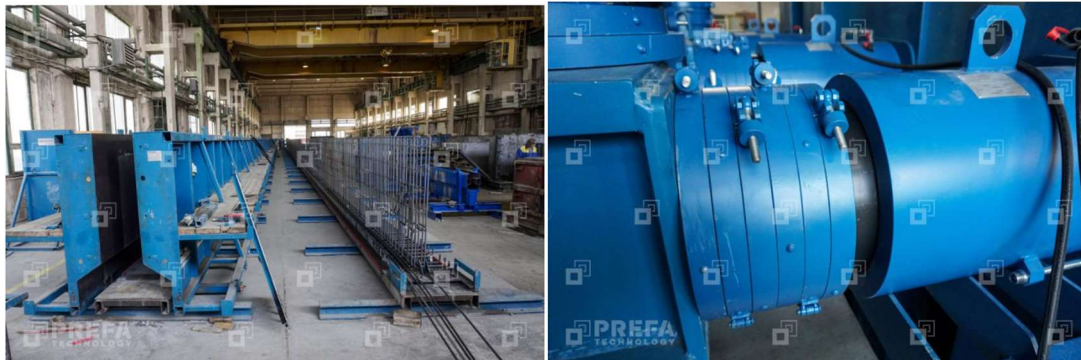


Obrázek 2-24 čelní deska

Obrázek 2-25 Forma pro výrobu prefabrikovaného nosníku



3. Následně je forma opatřena odbedňovacím nátěrem a je osazena betonářská výztuž konstrukční a proti smyku.
4. Předpínací lana jsou během betonáže nosníků napínána speciálními napínacími pistolemi, které jsou ovládány pomocí hydrauliky.



Obrázek 2-26 Forma

Obrázek 2-27 Napínací pistole

Pro aretaci ocelových lan slouží speciální kotvy, které svírají lano a jsou opřeny o ocelové příčníky, které musejí být dosti tuhé a schopné přenést obrovské tahové síly. Příčníky jsou opřeny o záporny, což jsou ocelové nosníky, vetknuté do základů haly, musejí být dimenzovány tak, aby přenesly tahové síly až 8000 kN. Jelikož jsou kotvy na určité excentricitě vůči patě základu zápor musejí pochopitelně záporny být schopné přenést i příslušný moment který vzniká [5]



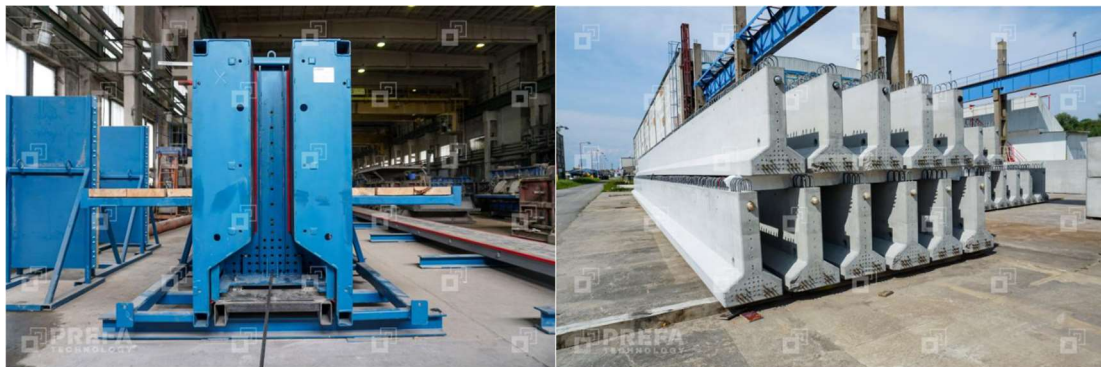
Obrázek 2-28 Kotevní zařízení

5. Napnutá lana se následně i s betonářskou výztuží zabetonují betonem příslušné pevnostní třídy a nosník začne zrát
6. Po naběhnutí požadovaných pevností betonu je možný zahájit proces popouštění, kdy je postupně přenášeno napětí do betonu a prvek získává požadované předpětí.
7. Vlivem předpětí dojde ke vzednutí prvku, čímž se prvek aktivuje, zvedne se z liniových podpor bednění a jeho vnitřní napjatost odpovídá účinkům předpětí a vlastní tíhy.
8. Prvek je uskladněn ve výrobě a nechá se uzrát 28 dní do požadované pevnosti
9. Následně je nosník transportován na staveniště a osazen na dočasné podpory.

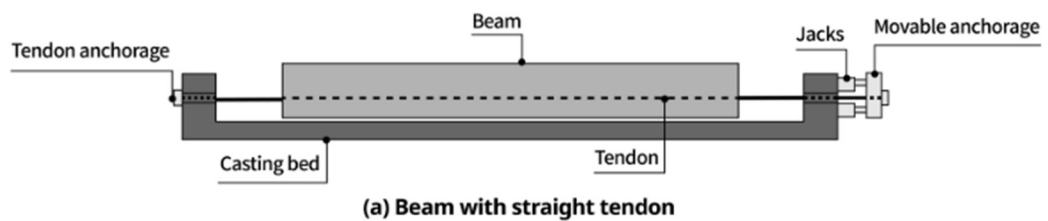




Obrázek 2-29 Pohled na celý systém



Obrázek 2-30 Negativní strana při jednostranném napínání



Obrázek 2-31 Schéma během betonáže nosníku

2.3.3 Transport a montáž

Během zrání nosníků v prefa výrobně, musejí být jasně stanoveny místa podepření nosníků kvůli reologii. Poloha dočasných podpor, na kterých je nosník osazen během montáže je projektantem rovněž stanovena. Součástí kompletního návrhu je i návrh závěsů za které bude nosník uchycen během osazování.

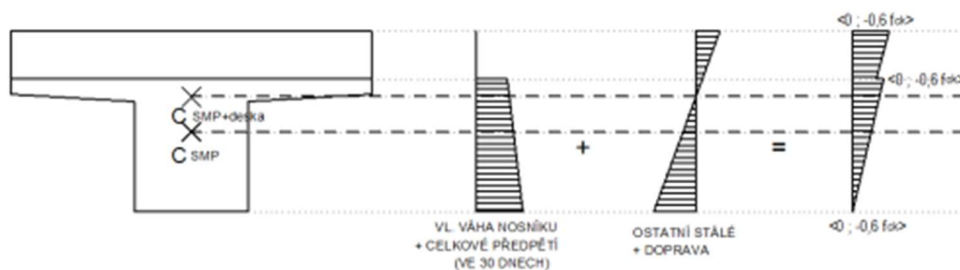


2.3.4 Postupy výstavby prefabrikovaných spřažených mostů

Pro spřažené konstrukce je typická jejich fázovaná výstavba, která má za důsledek specifické statické působení. Nosník jistou dobu působí jako prostý. V této fázi přenáší vlastní tíhu, tíhu bednění a tíhu vlastní desky. Po zatvrdnutí desky začne nosník spolupůsobit s deskou a celý průřez působí ve fázi 2. která odpovídá nosníku a efektivní šířce desky. Napětí však není spojitě a v tomto okamžiku na desce nepůsobí žádné napětí. Zatížení konstrukce ostatním stálým zatížením a zatížením od dopravy po uvedení do provozu vyvolá na nosníku napětí které je se po výšce průřezu přičtou s počáteční napjatostí z 1 fáze průřezu, a vznikne tak nespojitý průběh napětí.

Napětí na průřezích je pak v jednotlivých fázích posuzováno posudkem MSP – omezení napětí, který je pro tento typ konstrukcí hlavní.

Jednotlivé fáze napětí vláken v průřezu v průběhu výstavby, jsou patrné ze schématu níže.



2.4 Výhoda a omezení použití prefabrikovaných předpjatých prvků

V následující kapitole budou rozebrána pozitiva a negativa tohoto konstrukčního typu. Zároveň budou stanovena omezení spojená s realizací. U všech stavebních projektů hraje cena významnou často i hlavní roli. Každé konstrukční řešení je definováno řadou vlastností jako je způsob a doba výstavby, rozsah použití, množství a typ pomocných konstrukcí při montážních stavech. Dalšími jsou například nároky na dopravní náročnost stavby ve smyslu zatížení okolní dopravy, intenzitě nadměrných nákladů a v neposlední řadě i náročnost na prostor staveniště a jeho vybavenost. Optimální konstrukční návrh je pak tedy ten, který vyhovuje místně a možnostem stavby a je realizovatelný za nejnižší náklady.

Most postavený z prefabrikovaných dílců, který je realizován za kratší čas než konstrukce monolitická, může být levnější například tam, kde je potřeba stavět rychle, protože omezení jsou drahá. Naopak konstrukce, která svým charakterem umožňuje výstavbu na pevné skruži a délka výstavby nebude znamenat zásadní prodražení konstrukce, bude zřejmě levněji realizována monoliticky. Vhodnost konstrukčního typu tedy závisí na více faktorech.



2.4.1 Výhody předpjatého prefabrikovaného betonu

Hlavní výhodou je zvýšená rychlost a efektivita výstavby. Prefabrikované nosníky jsou vyrobeny jinde než na místě staveniště. Výroba může probíhat časově souběžně například s výstavbou spodní stavby. Zrání betonu a nabíhání pevností nosných prvků je realizováno ve výrobních prostorách výroben. Stavba tak není zásadně zpomalena technologickými přestávkami.

Protože jsou prvky betonovány v zastřešeném prostoru, práce může probíhat za každého počasí a vlastnosti materiálů tak nejsou ovlivněny nestálostí klimatických jevů. Stálost podmínek při zrání betonu zlepšuje jeho odolnost i pevnostní vlastnosti. Prefabrikované prvky tak vydrží déle.

Další silnou vlastností prefabrikovaných konstrukcí je jejich modularita. Realizační firmy jsou pak schopny efektivněji a rychleji dílo postavit.

Rychlost montáže nosníků umožňuje realizovat tento typ konstrukce i tam, kde je dopravní chod intenzivní. Jeden nosník je možné osadit i během 20-ti minut.

2.4.2 Omezení použití

Omezení prefabrikovaných mostních nosníků jsou dána hranicemi rozměrů, které jsou ještě prefabrikované nosníky schopny vyrobit, konkrétně délkou dráhy a rozměry modulárních bednění. Obecně lze říct, že prefabrikované nosníky se hodí na výstavbu mostů, kde se rozpětí pohybuje od 8 do 30 metrů. Další omezení jsou omezení z hlediska hmotnosti. Nejdelší nosníky, které se vyrábějí, mohou vážit i 90 tun. Záleží pak na dispozici stavby a míře vyložení, ze kterého jdou všechny nosníky bezpečně osadit. Další nevýhodou může být zvýšený nárok na přesnost při navrhování, aby konstrukci šlo zhotovit.

2.4.3 Porovnání oproti monolitické konstrukci

Výhody

1. Rychlost
2. Kvalita provedení
3. Omezení mokrých procesů

Nevýhody

1. Vyšší nárok na plánování a koordinaci během transportu a Montáže



3 Estakáda u letiště Václava Havla

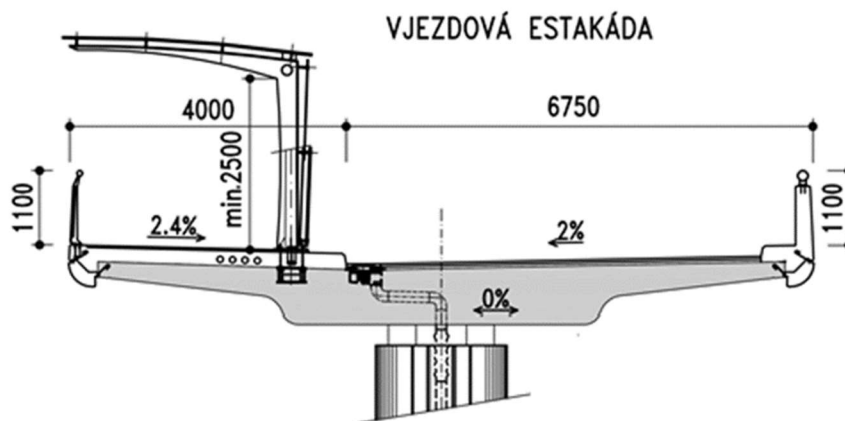
Mezinárodní letiště Václava Havla Praha neboli Praha/Ruzyně (IATA: PRG, ICAO: LKPR) je veřejné mezinárodní letiště umístěné na severozápadním okraji Prahy, v městské části Praha 6, katastrálním území Ruzyně, u Kněževsi. Letiště ročně odbaví až 3 000 000 cestujících a skrze jeho nákladní prostory projde až 80 000 tun nákladu. [6] Obzvláště v letních špičkách, kdy spoustu lidí cestuje na dovolené, je infrastruktura letiště vystavena značnému náporu. Pro plynulý průběh i v nejvytíženějších měsících jsou proto každoročně prováděny stavební úpravy různého rozsahu.

Jednou z nich je plánovaná rekonstrukce, rozšíření a celková změna dispozic terminálu Sever, v důsledku které, bude veškerá doprava přesunuta do úrovně +1. Stávající estakáda která nyní slouží k převedení automobilů do úrovně +1 bude proto vystavena mnohem větším požadavkům z hlediska intenzity a hustoty dopravy a bude proto nutné tuto estakádu rozšířit.

3.1 Stávající Konstrukce

Stávající mostní konstrukce, příjezdová estakáda k terminálu 2 Sever spojuje příjezdovou komunikaci Aviatická s plošinou před terminálem. Od nájezdu u parkingu C estakáda stoupá ve sklonu 7,9 % do úrovně cca 6 m nad pozemní komunikací. Následně pokračuje v konstantní výšce až do prostoru před terminálem. Směrově je v počáteční části v oblouku o poloměru ~200 m, který postupně přechází do přímky. Délka příjezdové estakády je 377 m. Estakáda má celkem 23 polí a její nejdelší pole dosahuje délky 18-ti metrů. Šířkové uspořádání vychází z původních požadavků objednatele a prostorových možností řešení. Šířka vozovky mezi zvýšenými obrubami je v celé délce 6,0 m. Podél vozovky na pravé straně je odrazný proužek šíře 500 mm a betonové zábradlí s madlem. Ve vjezdové části s omezeným přístupem pěších je na levé straně obdobné uspořádání; směrem k lávce do parkingu se odrazný proužek rozšiřuje na chodník pro pěší, který v místě lávky dosahuje šířky 3,75 m. Na chodníku je umístěn průběžný přístřešek pro pěší vedoucí až na plošinu před terminálem a chrání chodce před nepřízní počasí. Chodník je betonový a je ohraničen ocelovým zábradlím s plošnou výplní.

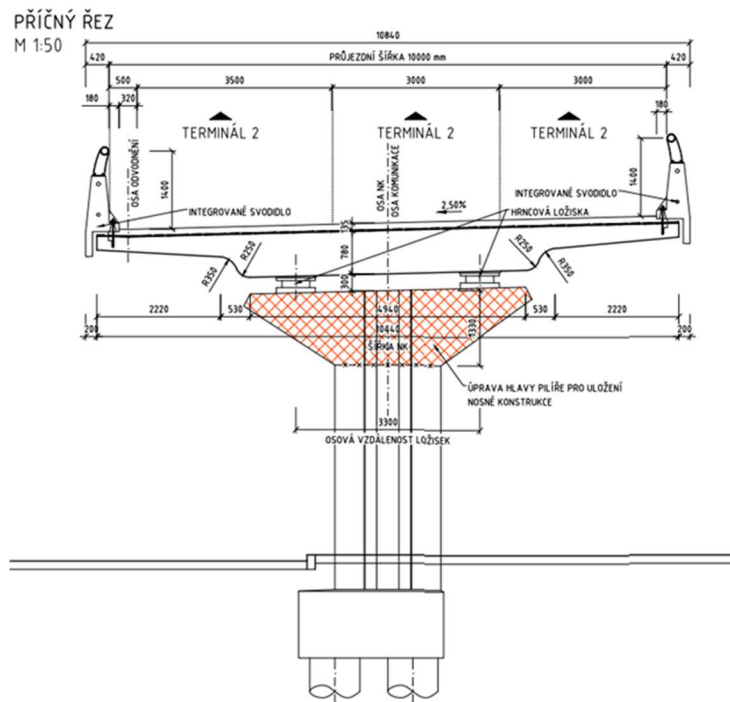
Nosná konstrukce estakády je monolitická železobetonová, v příčném řezu se jedná o plochý široký trám s delšími konzolami, jejichž zhlaví je v přechodech zaobleno a působí tak esteticky velmi příznivým a štíhlým dojmem.



Obrázek 3-1 Charakteristický příčný řez stávající konstrukce



Hlavním úskalím ve využitelnosti stávající konstrukce pro účely rekonstrukce je její poměrně štíhlá spodní stavba, mostovka je na každém pilíři uložena na dvojici hrncových ložisek, které jsou od sebe vzdáleny zhruba 1 m. Při zachování spodní stavby a uložení nové mostovky na stávající pilíře by konstrukce byla nestabilní. Je proto navrženo odříznutí pilířů spodní stavby v dostatečné vzdálenosti od hlavy pilíře, a následné obnovení hlavy s náběhem pro vytvoření širšího uložení pro mostovku.



Obrázek 3-2 Rozšíření spodní stavby

3.2 Podklady

Projekt byl zpracován na základě podkladů studie proveditelnosti, která mi byla poskytnuta vedoucím práce



3.3 Studie variantních řešení

Zadáním projektu K je porovnat vhodnost konstrukčních variant vzhledem k povaze rekonstrukce.

- Stávající založení – pouze odřez, rektifikace a následné rozšíření hlavy pilířů pro stabilnější uložení
- Požadavek na co nejmenší ovlivnění chodu letiště a krátkou dobu výstavby
- Omezení mokrých procesů ve výstavbě

Varianty jsou

1. Monolitická konstrukce
2. Konstrukce z příčných prefabrikovaných prvků
3. Konstrukce z podélně prefabrikovaných prvků

Vhodnost konstrukční varianty bude posuzována zejména z těchto hledisek:

1. Doba výstavby
2. Cena
3. Náročnost výstavby
4. Vzhled
5. Závěrem provedeno vyhodnocení variant a výběr nejvhodnější z nich
6. Pro tuto variantu pak bude provedeno základní navržnutí dimenzí a postupu výstavby.



3.3.1 Varianta 1

Monolitické předpjaté konstrukce jsou obecně esteticky zajímavé a mohou být realizovány i při niveletě ve výškovém či směrovém oblouku. Vzhledem k tomu že i původní estakáda je konstrukcí monolitickou z předpjatého betonu, můžeme snadno posoudit její vizualizaci v daném prostředí.

Výstavba by probíhala na posuvných, výsuvných nebo pevných skružích. Dle použité varianty skruže by se pochopitelně odvíjela i cena a rychlost výstavby. Zde by bylo nejhodnější použití výsuvné skruže, pro své výhody.

Nevýhodou monolitické varianty jsou mokré procesy. Ty mají důsledek zvýšení provozu v důsledku dopravy betonu z betonárky. Nutnost vyčlenění prostorů na pumpu, domíchávače atd.



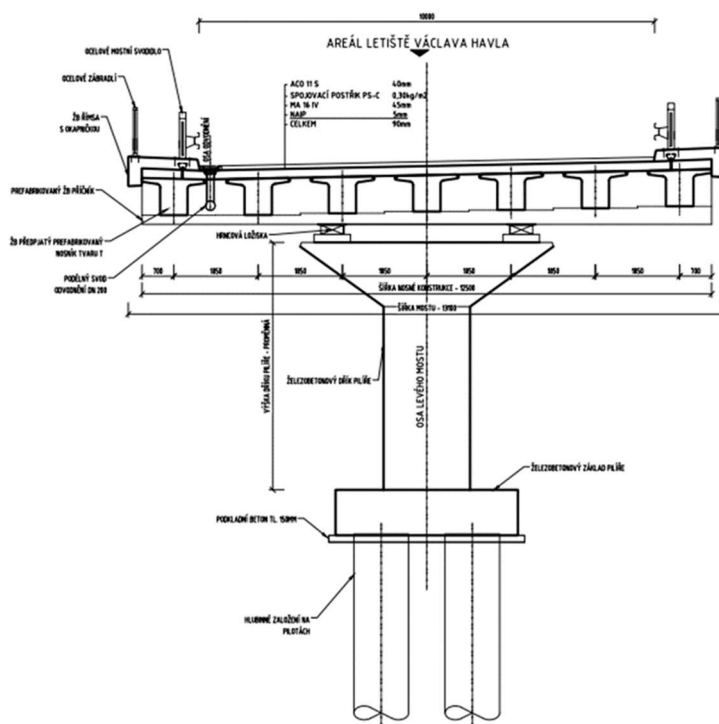
Obrázek 3-3 Ukázka pevné skruže



Obrázek 3-4 Příklad posuvné skruže

3.3.2 Varianta 2

Konstrukce z podélně předpjatých betonových prefabrikátů se spřahující monolitickou deskou a nad podporovými příčnicí. Tato varianta s sebou přináší řadu výhod díky možnosti betonáže prefabrikovaných prvků na betonárnách ve stálých klimatických podmínkách a při velice dobré technologické kázni. Dále samotná výstavba je velmi rychlá. Nosníky jsou osazeny jeřábem, a následně jsou hlavní nosníky spřaženy betonovou deskou.



Obrázek 3-5 Příčný řez varianty 2

Nevýhodou je jistě doprava nosníků na stavbu. Při velkých rozpětí je nutno prověřit trasu z betonárky na staveniště z hlediska směrových poměrů. Při malých poměrech oblouků může být doprava na staveniště velmi komplikovaná a časově náročná.

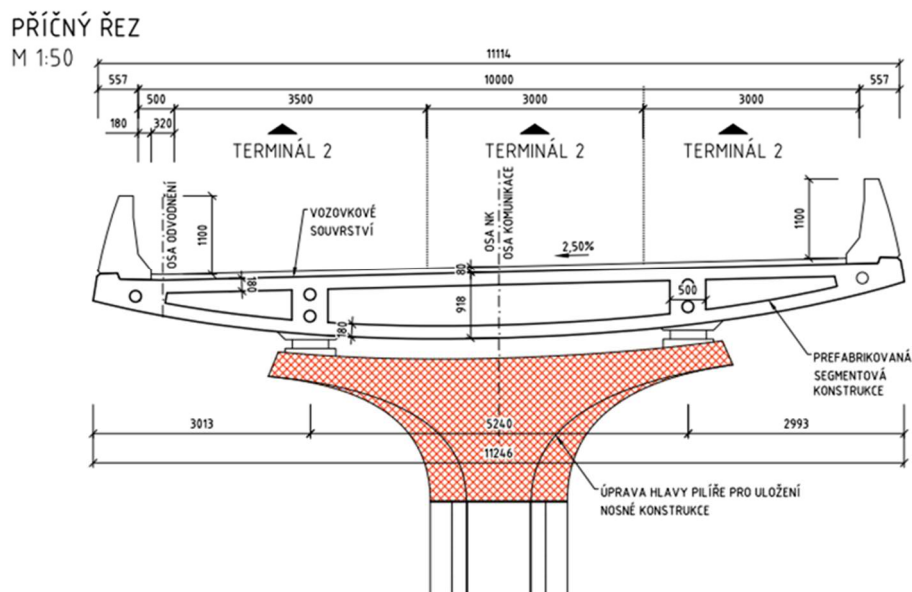


3.3.3 Varianta 3

Segmentová konstrukce vzhledově velmi příznivého působení. Jednotlivé segmenty jsou při montáži spínány předpínacími tyčemi, po dokončení montáže je doplněno volné externí předpětí (uvnitř průřezu). Montáž by probíhala pomocí montážního souboru – horní zavěšecí zařízení umístěné nad mostem, doprava segmentů pravděpodobně po již realizované části NK; případně mimo samotnou mostní konstrukci dle podmínek stavby a únosnosti realizované konstrukce. Předpokládá se montáž letmo v jednostranné nebo oboustranné konzole; doplněno o monolitické části v místě vjezdů do parkovacích domů a v místě uměle vytvořené změny půdorysného vedení s ohledem na požadavky bezpečnosti (omezení možného útoku vedeného těžkým automobilem)

Mezi výhody patří

- Vzhled
- Kvalita prefa segmentů
- Poměrně rychlá výstavba
- Mezi nevýhody patří
- Nepřípustné dutiny v konstrukci
- Vysoká cena
- Doprava segmentů



Obrázek 3-6 Příčný řez varianty 3

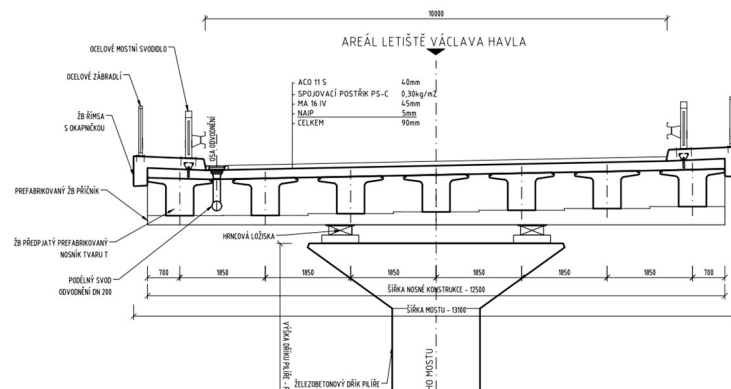
3.3.4 Vyhodnocení studie



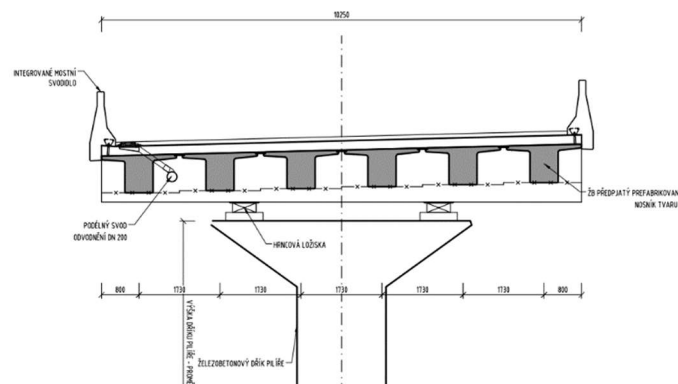
4 Návrh vybrané varianty

Jako optimální bylo vybráno variantní řešení 2. Prefabrikovaná spřažená konstrukce „beton-beton“, kde je nosná konstrukce tvořena prefabrikovanými, předpjatými nosníky, které mohou být buď předem, dodatečně nebo hybridně předpjaté. Tyto nosníky jsou pak zmonolitněny nad podporami pomocí železobetonových příčníků a spřaženy pomocí betonové desky. Výsledkem je spojitý nosník, který spolehlivě funguje a při důmyslném návrhu a řádném zhotovení se během provozu konstrukce obejde bez větších oprav. V následujících kapitolách se tedy budeme zabývat návrhem a následným posouzením této konstrukce.

V následující kapitole si stanovíme všechny důležité vstupní hodnoty pro návrh a následné posouzení vybrané varianty. Kompletní výčet parametrů mostu je uveden v kapitole 3 a v technické zprávě k mostu. V této kapitole se omezíme na parametry týkající se pouze těch údajů, ze kterých bude vycházet statický výpočet. Požadavkem rozšíření je šířka 10,5 m na vozovce mostu. Jelikož náš mostní objekt má v součtu kolem 400m, dle podmínek ŘSD a platných předpisů pjkp.cz by správně měl obsahovat revizní lávku. Jelikož most je stavěn pro jiného investora, není splnění podmínek ŘSD vyžadováno. Revizní chodník je vypuštěn místo svodidel bude osazeno integrované svodidlo. Rozdíl v šířce je patrný na obrázcích níže.



Obrázek 4-1 Příčný řez 1

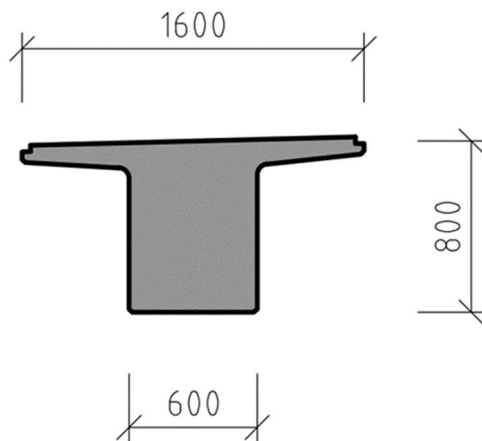


Obrázek 4-2 Příčný řez 2



4.1 Parametry

Typů prefabrikovaných nosníků je na trhu celá řada, některé byly již představeny v 2 kapitole. Pro účely našeho řešení, kdy rozpětí běžného pole je 18 m použijeme nosníky SMP – T. V souladu s technickými listy dodavatele pro daný typ nosníků s ohledem na rozpětí byla zvolena výška nosníku 800 mm. Nosníky jsou rozmístěny v rozteči 1,73 m.



Obrázek 4-3 Průřez prefabrikovaných nosníků SMP-T

4.2 Postup výpočtu

Postup výpočtu bude pro předmět této bakalářské práce koncipován víceméně bez zásadních zjednodušujících předpokladů, avšak bude velice konzervativní v tom smyslu, že návrh betonářské a předpínací výztuže bude prováděn pro nejzatíženější nosník na celé konstrukci. Pro méně konzervativní řešení by bylo například vhodné rozdělit nosníky na konstrukci do několika skupin, podle zatížení. Následně pak pro každou skupinu vytvořit návrh výztuže s optimálním využitím.

Použité normy, programy používané pro výpočet, uvažované zjednodušující předpoklady spolu s dalšími informacemi o výpočtu jsou vypsány v 5 kapitole tohoto textu a také v příloze A2 – Statický výpočet.

4.3 Technologie a způsob výstavby

Způsob a postup demolice stávající konstrukce a přípravu spodní stavby pro rozšíření a částečné využití jsme si již popsali v kapitole 3. Nyní k němu přidáme technologii výstavby nové prefabrikované spřažené konstrukce. Etapizace výstavby a postup bude zpracovaný pro dilatační celek A viz. výkres C1_Situace. Tento dilatační celek je dlouhý 180 m a tvoří ho celkem 11 polí. 8 hlavních s rozpětím 18 m a 3 s rozpětím 12m. Každé pole je tvořeno 6-ti nosníky. Dilatační celek je tedy tvořen celkem 66- ti nosníky SMP-T.

Dilatační celek si rozdělíme na 3 části, výstavba bude probíhat následovně. Nejdříve budou provedeny etapy 1.x na každé ze tří částí. Následně budou provedeny etapy 2.x stejným způsobem. Etapy 3-5 budou pak provedeny na celém dilatačním celku naráz. Důvodem dělení konstrukce je ohled na minimalizaci omezení dopravního režimu na letišti. Hlavní zařízení staveniště bude umístěno na parkovací ploše mezi vjezdovou a výjezdovou estakádou, viz schéma. Stavba bude z hlavního staveniště a práce na



estakádě v jednotlivých fázích probíhat lokálně po třech částech, jak řečeno výše. Úkoly, které budou představovat zvětšené nároky na dopravní omezení bude hlavně navážení a osazování nosníků a pak betonáž jednotlivých desek.

4.3.1.1 Jednotlivé etapy během výstavby

→ **Etapa 1.1 – Demolice stávající nosné konstrukce**

Během této fáze bude zdemolována nosná konstrukce, podrobnosti jsou uvedeny v kapitole 3

→ **Etapa 1.2 – Rektifikace stávající spodní stavby**

Spodní stavba bude odbourána na požadovanou, znovu využitelnou výšku, bude provedeno ošetření výztuže a v rámci pozdějších stupňů dokumentace i konkrétní způsob spojení výztuže ze staré spodní stavby s dobetonovaným rozšířením.

→ **Etapa 1.3 – Rozšíření pilířů spodní stavby**

Spodní stavba bude rozšířena do požadované šířky

→ **Etapa 2.1 – Osazení pomocných skruží pro osazení nosníků a příčníků**

V rámci etapy 2.1 budou osazeny pomocné skruže. Ty budou obsahovat hlavní nosný systém, který poskytne dostatečnou stabilitu a únosnost pro nosníky a také montážní plošinu. Skruž je patrná z obrázku níže.



Obrázek 4-4 Skruž

Skruž je založena na rovinaně z panelů, které leží na štěrkovém polštáři. Štěrkový polštář je umístěn na lince základu.

— Etapa 2.2 – Osazení prefabrikovaných částí příčníků

Po instalaci skruží budou jeřábem osazeny prefabrikované zárodky příčníků. Výhodou je opět preciznost vyrobených dílců což umožní pohodlné osazení. Prefabrikované příčnky mají dostatečně dlouhou vytrhovací výztuž, která velmi dobře slouží po vázání výztuže monolitických částí příčníků.



Obrázek 4-5 Osazování prefabrikované části příčniku jeřábem

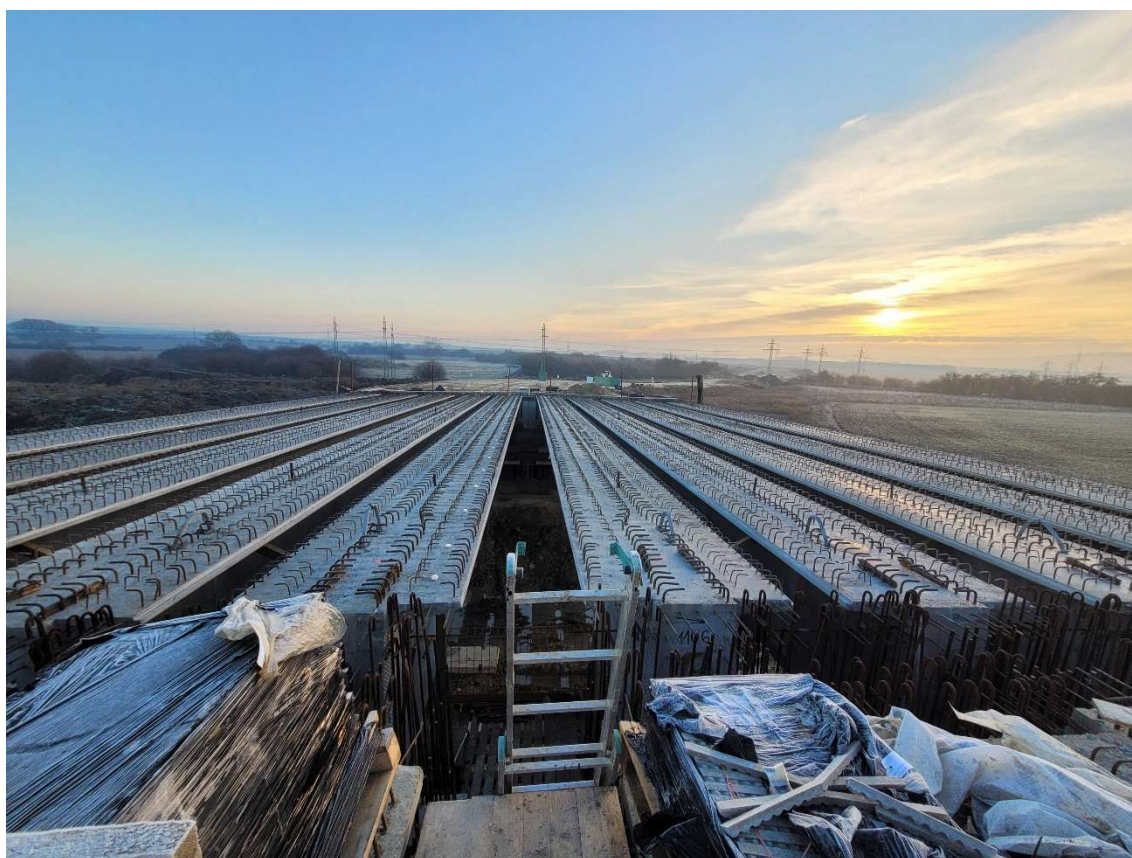
— Etapa 2.3 – Osazení nosníků

Nosníky budou osazovány za montážní úchyty pomocí jeřábu dostatečné únosnosti s dostatečným vyložení. Usazeny budou na prefabrikované zárodky příčníků

. Osazování nosníků bude proto probíhat po koordinaci s provozem letiště v co nejoptimálnější době. Ze strany zhotovitele bude apelováno na poctivé dodržování harmonogramu pro snazší koordinaci s letištěm. Osazování nosníků bude probíhat vždy v kuse po 3 polích, kdy bude osazeno celkem 18 nosníků. Na každý nosník bude interval 40- ti minut a během 12hodinové akce budou osazena 3 pole estakády. Návoz nosníků bude koordinován dle průběhu operace.



Obrázek 4-6 Fotografie z osazování nosníku na stavbě Most Laurina a Klementa Škoda Auto



Obrázek 4-7 Pohled na osazené nosníky



Obrázek 4-8 Pohled zespoda

Na obrázku Obrázek 4-8 Pohled zespoda je dobře viditelné křížové ztužení v montážním stavu, které je realizováno dvojicí hranolů vzpříčených do kříže. Stabilita nosníků v této fázi výstavby je velmi důležitá.

Poté co osadíme nosníky na prefabrikované části příčníků, vložíme do mezer mezi nosníky cetrisové desky. Je potřeba povrch zpřístupnit pro vyvázání výztuže spřažené desky. Na krajní nosníky je instalována montážní lávka.



Obrázek 4-9 Horní plocha nosníků po uzpůsobení rpo montáž

Při vázání výztuže spřahovací desky, působí třmínky vytažené ven nad úroveň vrchní hrany nosníku plní funkci distančníků a spodní výztuž desky je tak vázána na ně. Toto je patrné z Obrázek 4-9 Horní plocha nosníků po uzpůsobení rpo montáž.

Nosníky nyní přenášejí vlastní tíhu, tíhu výztuže a bednění. Rovněž je v tomto stádiu montážní zatížení, které představuje pohyb dělníků, techniku potřebnou pro práci a dále zatížení od osamělých sil které představují například skládku balení betonářské výztuže.

→ **Etapa 2.4– Betonáž spřažených desek**

V další etapě je betonována deska, pracovní spáry se běžně nechávají zhruba 1-2 metry od hrany příčniců v místě nulových momentů. Nosníky nyní navíc kromě zatížení z předchozího stádia přenášejí tíhu čerstvého betonu během betonáže desky, a montážní, nahodilá zatížení způsobená tlakem betonu při betonáži pumpou.



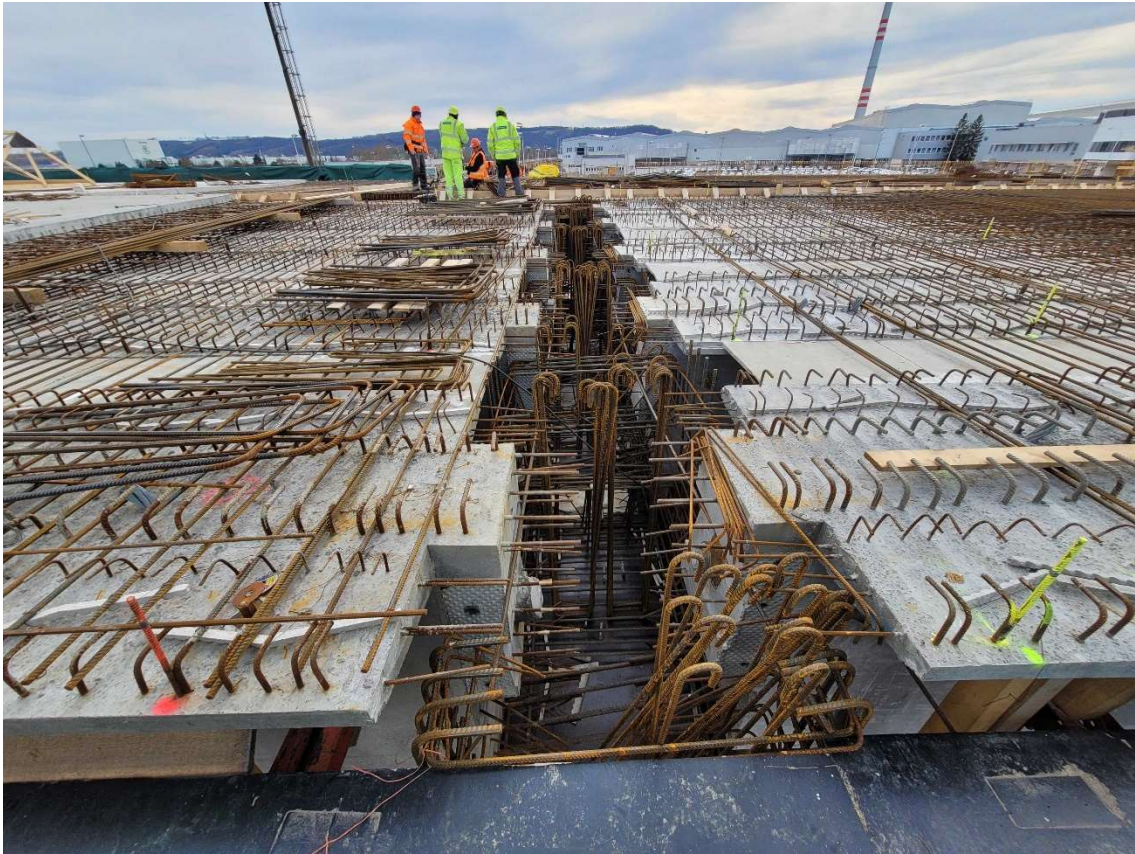
Obrázek 4-10 Foto po betonáži desky

— Etapa 2.4 – Betonáž příčníků

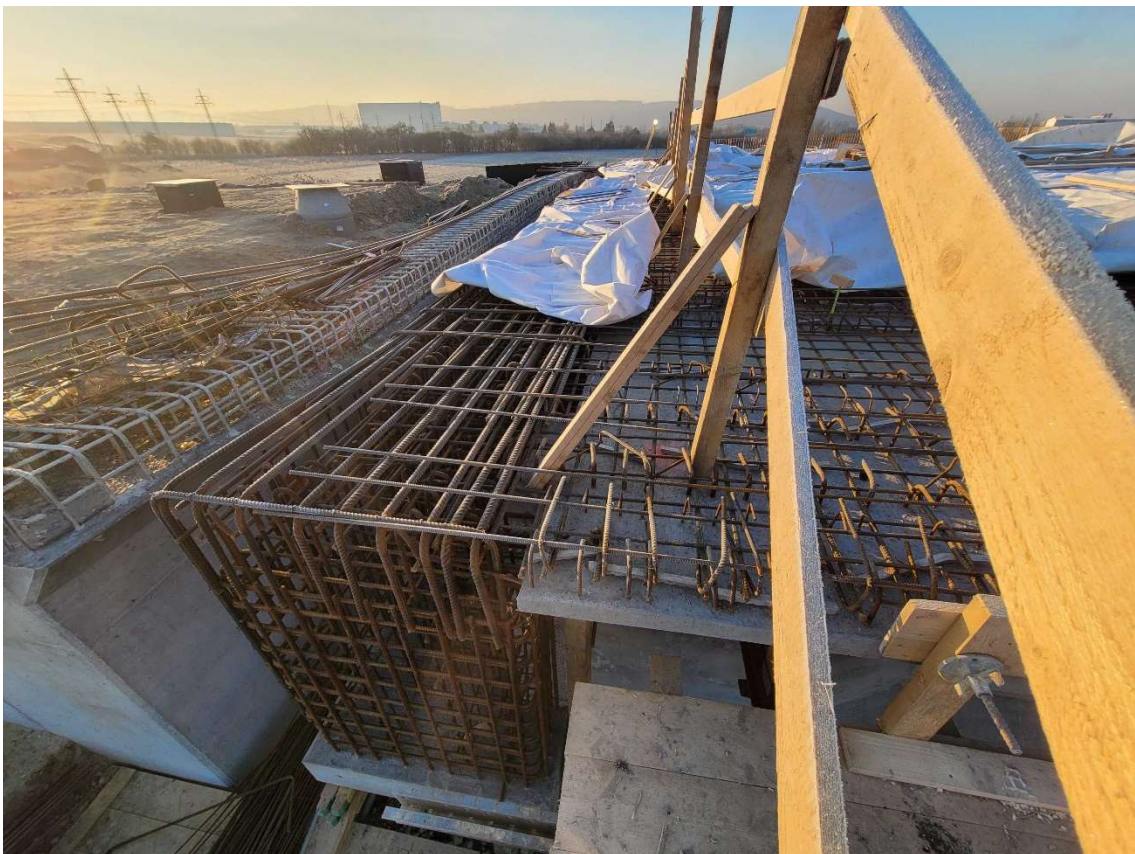
Následuje betonáž příčníků. Princip rozdělení napětí v jednotlivých fázích jsme si popsali v kapitole 2. Po vybetonování a zatvrdnutí příčniku se statické schéma pro následující zatížení mění, a konstrukce nyní působí jako spojitý nosník. Vlastní tíhy nosníku a desky však zůstávají působit stejně jako předtím a historie napjatosti i počáteční stav napjatosti zůstává stejný.

Příčnky se tedy podílejí na roznosu ostatního stálého zatížení a proměnných zatížení. Pokud se koukneme na obálku momentů vyvolaných účinky dopravního zatížení, záporné momenty, které budou vznikat nad podporou a budou táhnout horní vlákna, jsou přenášena pouze příčnky. Jelikož jsou příčnky z železobetonu, o přenos momentů se postará betonářská výztuž.

Jak je vidět na následujících obrázcích, příčnky jsou mnohdy opravdu hustě vyztuženy.



Obrázek 4-11 Příčnick před vyvázáním Armatury



Obrázek 4-12 Krajní příčnick s již vyvázáním armokošem

→ Etapa 3 – Izolace mostovky, římsy, závěry

Po vybetonování příčníků a zbylých částí desky k pracovní spáře je nosná konstrukce kompletní. Po zatvrdnutí betonu příčníků mohou být aktivována ložiska. Horní povrch je v této fázi broušen případně nivelován speciálními směsi. Horní část mostovky musí totiž splňovat projektové sklony a výšky s danými tolerancemi, které stanoví investor. Po dosažení požadovaných sklonů je provedena hydroizolace nosné konstrukce. Jsou používány natahovací asfaltové pásy, nebo jiné materiály schopné izolovat vodu.

V této fázi se rovněž provede vyvázání a následná betonáž říms mostu.

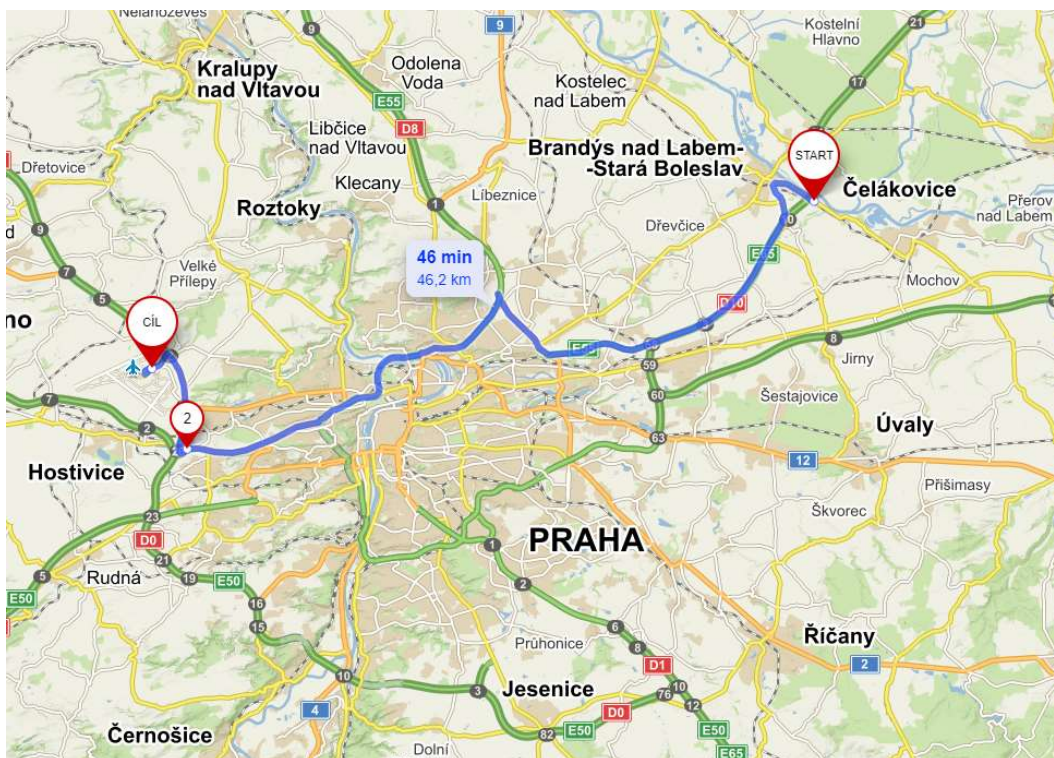
→ Etapa 4 – Vozovka

Po tom, co je vše připraveno a mostní svršek je bez vozovkového souvrství kompletní, provede se asfaltování vozovkového souvrství. Na betonových mostech to běžně bývá pečetičí vrstva a mastixový koberec.

→ Etapa 5 – Dokončovací práce

V závěrečných fázích se dokončí všechny detaily, které na mostu jsou. Jedná se například o vyplnění spár mezi vozovkami a římsami speciální pružnou zálivkou. Most je opatřen vodorovným značením a je připraven pro předčasné užívání.

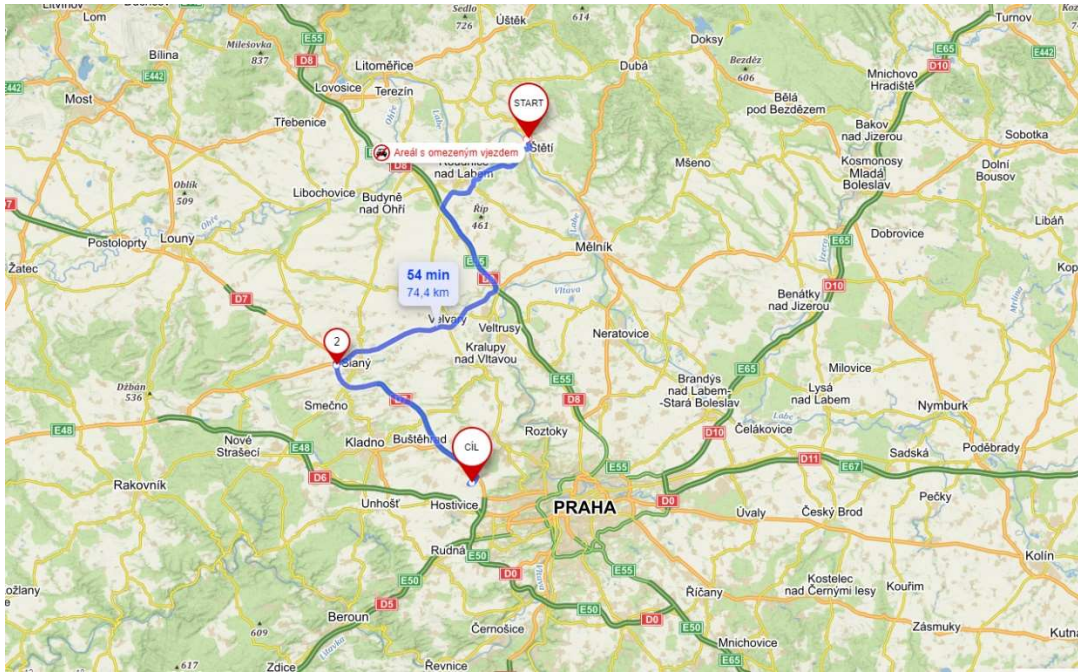
Po analýze lokality byli stanoveny dvě alternativy pro dopravu nosníků. Tou první je Prefa – Pro. Výrobna se nachází v západní části od Prahy. Trasa dopravy je patrná zde.



Obrázek 4-13 Trasa alternativy A pro dopravu nosníků

Druhou variantou je výrobna KŠ Prefa, která se nachází ve Štětí a leží tak ve směru dálnice D7. Trasa varianty B je patrná zde.





Obrázek 4-14 Trasa alternativy B pro dopravu nosníků



5 Komentovaný statický výpočet

Konstrukční systém, uspořádání i rozmístění nosníků jsme si již stanovili. Nyní přejdeme k samotnému výpočtu konstrukce. Nejdříve si stanovíme použité normy, podle kterých budeme konstrukci navrhovat. Dále stanovíme použité programy a způsoby výpočtu, materiály, zatížení, kombinace, předběžný návrh předpětí a následně konstrukci posoudíme na mezní stavy dle platných norem pro navrhování inženýrských konstrukcí.

V rámci této kapitoly bude zpracován pouze výtah ze statického výpočtu. Bude stanoveno, s jakými předpoklady a jakým způsobem byly jednotlivé výpočty provedeny. Dále budou prezentovány výsledky. Kompletní statický výpočet je součástí příloh této bakalářské práce.

5.1 Použité normy

- ČSN EN 1990 – Zásady navrhování konstrukcí
- ČSN EN 1991-1-1 – Obecná zatížení
- ČSN EN 1991-1-3 – Zatížení sněhem
- ČSN EN 1991-1-4 – Zatížení větrem
- ČSN EN 1991-1-5 – Zatížení teplotou
- ČSN EN 1991-1-6 – Zatížení během provádění konstrukce
- ČSN EN 1991-2 – Zatížení mostu dopravou
- ČSN EN 1992-1-1 – Navrhování betonových konstrukcí
- ČSN EN 1992-2 – Betonové mosty
- ČSN EN 206+A1 – Vlastnosti betonu
- ČSN 42 0139 – Výztuž do betonu
- ČSN EN 10138 – Předpínací výztuž

5.2 Použité programy

Pro výpočet budeme používat následující programy

- Autodesk AutoCad
- Scia Engineering
- Idea Statica
- Microsoft Exel



5.3 Materiály a průřezy

V rámci této kapitoly bude stanoven kompletní výčet všech materiálů, které vstupovali do výpočtu. Rovněž bude stanoveno, s jakými průřezy byl statický výpočet proveden.

Materiály, které vstupují do výpočtu konstrukce:

5.3.1.1 Beton

Prefabrikované nosníky:	C45/55 – XF2, XD2 – Dmax-16
Sprážená deska:	C30/37 – XF2, XD2 – Dmax-16
Prefabrikované části příčníků:	C30/37 – XF2, XD2 – Dmax-16
Monolitické části příčníků:	C30/37 – XF2, XD2 – Dmax-16
Římsy:	C30/37 – XF2, XD2 – Dmax-16

5.3.1.2 Betonářská výztuž

Prefabrikované nosníky:	B500B
-------------------------	-------

5.3.1.3 Předpínací výztuž

Lana s nízkou relaxací:	St 15,7 – 1660/1860 Mpa
-------------------------	-------------------------

Kompletní údaje ke všem materiálům jsou uvedeny ve statickém výpočtu.

5.3.1.4 Průřezy

V konstrukci se nachází tyto průřezy

→ Nosník ve fázi 1

V této fázi působí nosník jako prostý.

Jméno	CS1	
Typ	Obecný průřez	
Materiál	C45/55	
Výroba	obecný	
Použití 2D MKP výpočet	x	
A [m²]	5,6659e-01	
A _{y, z} [m²]	4,5052e-01	4,1935e-01
I _{y, z} [m⁴]	3,4884e-02	3,9911e-02
I _{YLCS, ZLCS} [m⁴]	3,4885e-02	3,9911e-02
I _w [m³, t [m⁴]	0,0000e+00	4,8606e-02
W _{el, y, z} [m³]	7,6213e-02	4,9627e-02
W _{pl, y, z} [m³]	0,0000e+00	0,0000e+00
d _{y, z} [mm]	0	0
c _{YUCS, ZUCS} [mm]	0	54
α [deg]	-0,66	
I _{yz, CS} [m⁴]	-5,7781e-05	
A _{L, D} [m²/m]	4,6674e+00	4,6674e+00

plocha	A	0,567	m²
moment setrvačnosti	I	0,035	m⁴
délka od horních vláken k těžišti	z _h	0,304	m
délka od dolních vláken k těžišti	z _d	0,495	m
výška průřezu	h	0,8	m



→ Nosník ve fázi 2

Průřez fáze 2 je nosník spřažený s monolitickou deskou.

Jméno	CS1	
Typ	T se spřaženou deskou	
Detailní	1730; 600; 1; 566; 656; 65; 90; 200; 9	
Materiál	C40/50	
Výroba	C30/37	
Plocha 2D MIP výpočet		
A [m ²]	9,2048e-01	
A _y , z [m ²]	4,5704e-01	6,1286e-01
I _y , z [m ⁴]	7,6469e-02	1,3494e-01
I _w , y, z [m ⁴], t [m ⁴]	1,9480e-03	6,2460e-02
W _w , y, z [m ³]	1,2391e-01	1,5591e-01
W _{pl} , y, z [m ³]	0,0000e+00	0,0000e+00
d _y , z [mm]	1	81
c _{YUCS} , ZUCS [mm]	866	617
α [deg]	0,00	
A _L , D [m ² /m]	5,3355e+00	5,3355e+00

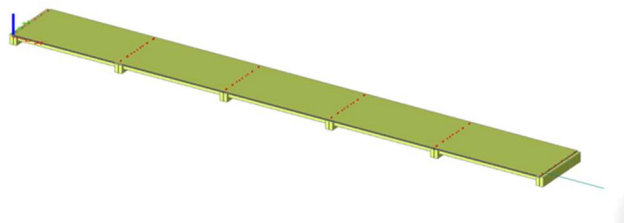
plocha	A	0,92	m ²
moment setrvačnosti	I	0,046	m ⁴
délka od horních vláken k těžišti	z _h	0,375	m
délka od dolních vláken k těžišti	z _d	0,625	m
výška průřezu	h	1	m

5.4 Výpočetní modely a způsob výpočtu

Výpočet bude probíhat ve třech modelech. V prvním prostorovém modelu, který bude koncipován jako prostorový 3D model si stanovíme účinky pohyblivých zatížení. Vyšetříme tak, který nosník je od dopravy namáhán nejvíce. Tento nosník budeme dále zkoumat pomocí prutového výpočetního modelu. Prutový model bude proveden časově závislou analýzou s vlivem dotvarování a smršťování betonu, kdy bude zohledněna změna příčného řezu i změna uložení v průběhu výstavby mostu. Na konci bude vytvořen třetí model v programu Idea statica, který posoudí nosník na MSU a MSP posudky.

5.5 3D Model pro výpočet příčného roznosu

Přejdeme tedy k tvorbě prvního výpočetního modelu. Tento model bude prostorový a bude nám sloužit primárně k vyšetření příčného roznosu proměnných zatížení na jednotlivé nosníky mostu. Začneme tedy tím, že si do modelu naimportujeme průřez. Následně namodelujeme konstrukci jako 5tipolový spojitý nosník, který bude tvořen žebrovou deskou. Most bude zatížen zatěžovacím modelem LM-1 pro vyšetření účinků od dopravy. Dále bude model zatížen teplotním zatížením, které bude realizováno pro zjednodušení výpočtu jako lineární a zatížením od větru. Konkrétní výpočet jednotlivých zatěžovacích stavů bude popsán v kapitole 5.5 Zatížení.



Obrázek 5-1 Pohled na 3D výpočetní model v programu Scia Engineer

Jak již bylo avizováno, 3D model bude sloužit k zjištění příčného roznosu a tím pádem i vyšetření nejzatíženějšího nosníku na celé konstrukci. Model tedy zatížíme zatěžovacími stavy od LM1 – UDL, LM1 – TS, zatížení větrem, zatížení od teploty, ostatní stálé zatížení. Z daných zatěžovacích stavů dále vytvoříme kombinace. Kde v každé příslušné kombinaci budou tedy všechny zatěžovací stavy, ze kterých bude vytvořena obálka. Vnitřní síly budou pak použity dále pro další výpočty.



5.6 Zatížení

V následující fázi si definujeme všechna zatížení, která se na konstrukci mohou vyskytovat. Rovněž rozebereme, jak jsme hodnoty pro daná zatížení získali či spočetli. Rovněž si ukážeme výsledné vnitřní síly od daných zatížení.

5.6.1 Stálá zatížení

5.6.1.1 Vlastní tíha konstrukce

Zatížení od vlastní tíhy konstrukce budou spočtena programem Scia v 3D modelu, a programem Idea Statika v prutovém modelu konstrukce pro výpočet TDI s ohledem na fáze výstavby. Pro ruční výpočet bychom počítali vlastní tíhu nosníku jako liniové zatížení násobením plochy nosníku s jeho objemovou hmotností.

Fáze 1 - Nosník SMP-T			
f _{sw}	=	A _{nosníku} * gama _{con}	
	=	14,16 kN/m	
M _{sw}	=	1/8*f _{sw} *l ²	
	=	573,7 kNm	
Fáze 2 - Vlastní tíha desky			
f _{sw}	=	A _{desky} * gama _{con}	
	=	0,346*25	kN/m
	=	8,65 kN/m	
M _{sw,2}	=	1/8*f _{sw} *l _{montáž} *l _{montáž}	
	=	276,8 kNm	

5.6.1.2 Ostatní stálé zatížení

Na konstrukci se vyskytují tyto ostatní stálá zatížení

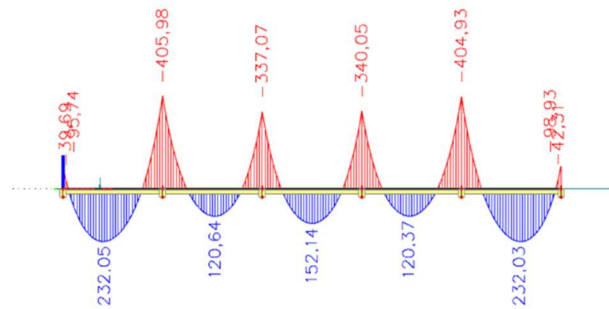
- Zatížení od vozovkového souvrství na mostě
- Zatížení od integrovaných svodidel

V rámci posouzení bude stanoveno ostatní stálé zatížení na nejzatíženější jako liniové zatížení

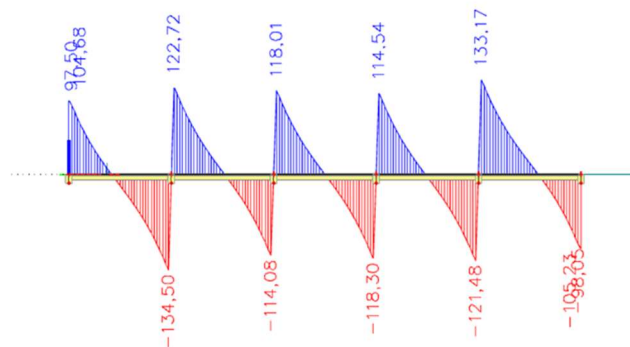
Tabulka 5-1 Ostatní stálé zatížení

Konstrukce	Plocha (m ²)	Objemová hmotnost	Výsledné liniové zatížení
Asfaltové souvrství	0,17	24	4,08
Integrované svodidlo	0,45	25	11,25
Celkem			15,33





Obrázek 5-2 Ohybový moment od ostatního stálého zatížení



Obrázek 5-3 Posouvací síla od ostatního stálého zatížení

5.6.1.3 Zatížení od předpjetí

Zatížení od předpjetí bude podrobněji stanoveno v další samostatné kapitole, která se bude věnovat dimenzaci přepínacích sil, resp. kabelů v průřezu.

5.6.1.4 Zatížení od reologických jevů

Zatížení od reologických jevů bude zohledněno v posudku programem Idea Statika. V rámci předběžného ručního výpočtu pro dimenzování předpjetí a výpočet napětí v jednotlivých vláknech pro ověření MSP bude reologie zanedbána. Nutno také říci, že tyto účinky nebudou nijak drastického rázu. To je způsobeno tím, že výstavba je rozfázována do jednotlivých etap, kdy napětí od vlastní tíhy nosníku i betonové desky je přenášeno pouze nosníkem, navíc jednotlivá napětí jsou do nosníku vnášena s časovým odstupem. Nosník se spřaženou deskou přenáší pouze napětí vyvolaná ostatním stálým zatížením a napětí vyvolané zatížením od dopravy.



5.6.2 Proměnná zatížení

Proměnná zatížení, která se na konstrukci budou vyskytovat.

5.6.2.1 Zatížení od dopravy

Zatížení od dopravy bude provedeno dle platného Eurokódu ČSN EN 1991-2. Konstrukci necháme zatížit základním modelem LM1 (load model 1). Ten se skládá z těchto dílčích soustav:

TS – tandem system
UDL - uniformly distributed load

Na konstrukci se v pojezdové šířce rozmístí zatěžovací pruhy 1-3 a umístí jednotlivá zatížení. Hodnoty jsou patrné z tabulek. Pro vyvození maximálních účinků na nosníku byl zvolen první zatěžovací pruh u kraje vozovky a zbývající plocha na opačné straně.

Tabulka 5-2 Hodnoty a koeficienty zatížení v LM1

Tabulka 4.2 – Model zatížení 1 – charakteristické hodnoty

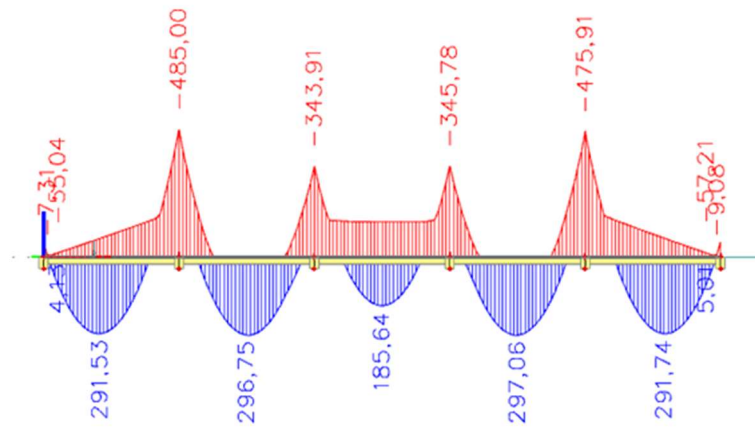
Umístění	Dvojnáprava (TS)	Rovnoměrné zatížení (UDL)
	nápravové síly Q_k [kN]	q_k (nebo q_{rk}) [kN/m ²]
Pruh č. 1	300	9
Pruh č. 2	200	2,5
Pruh č. 3	100	2,5
Ostatní pruhy	0	2,5
Zbývající plocha (q_{rk})	0	2,5

Tabulka NA.2.1 – Hodnoty regulačních součinitelů α pro ČR

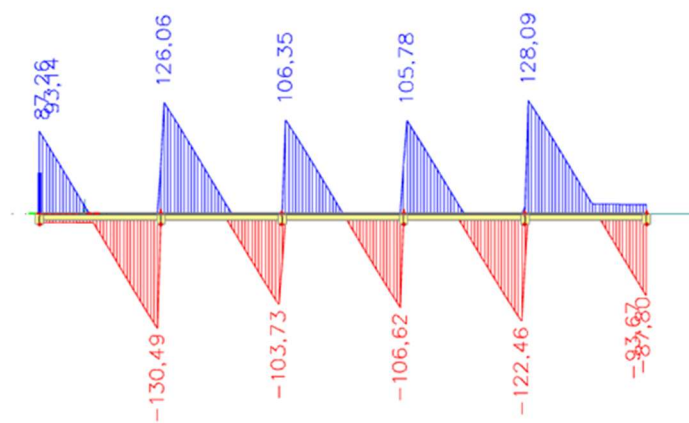
Skupina pozemních komunikací	α_{q1}	α_{q2}	α_{q3}	α_{q1}	α_{q2}	α_{qj} ($j > 2$) a α_{qr}
1	1	1	1	1	2,4	1,2
2	0,8	0,8	0,8	0,45 ¹⁾	1,6	1,6

Zatížení byla namodelována v programu Scia Engineer do 3D modelu. Polohy TS byly vygenerovány pomocí funkce pohyblivá zatížení a polohy UDL byly namodelovány pomocí několika zatěžovacích stavů, kde se vyskytovaly všechny možné kombinace umístění UDL rovnoměrného zatížení. Tyto zatěžovací stavy byly pak modelovány v rámci výběrové skupiny zatížení.

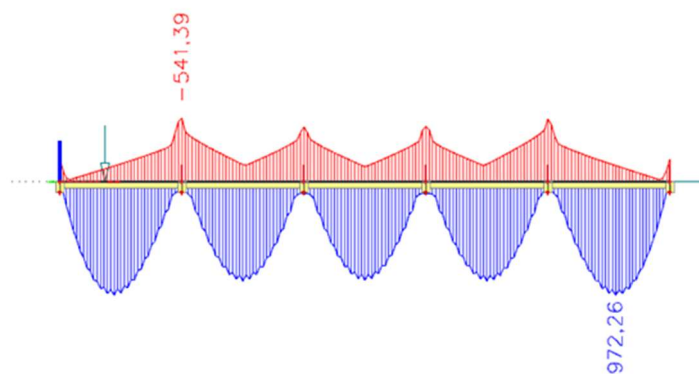




Obrázek 5-4 Obálka ohybového momentu od zatížení LM1 – UDL

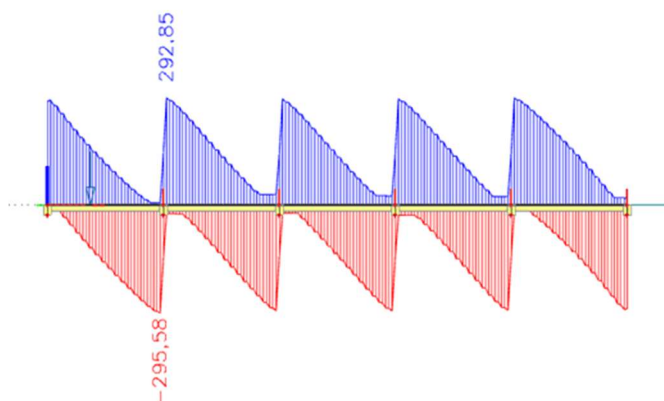


Obrázek 5-5 Posouvající síla od LM1 – UDL



Obrázek 5-6 Ohybový moment od LM1 – TS





Obrázek 5-7 Posouvající síla od LM1 – TS

5.6.2.2 Zatížení větrem

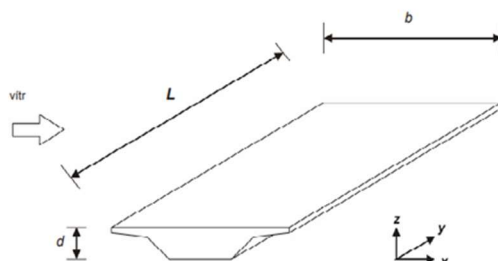
Zatížení větrem bude spočteno dle platného Eurokódu ČSN EN 1991-1-4. [7] Vstupní hodnoty pro výpočet dle normy jsou patrné zde.

Tabulka 5-3 Vstupní hodnoty dle EN

Základní rychlost větru	v_b	23	m/s
Referenční výška	z_e	7	m/s
Měrná hmotnost vzduchu	ρ_0	1,25	kg/m ³
Souč. zatížení větrem	C	3,6	
Výška NK + svodidlo	d_{tot}	2,1	m
Šířka kce	b	10,5	m
Délka kce	L	18	m
Referenční plocha	$A_{ref,x}$	37,8	m ²

Směry působení složek zatížení od větru dle normy jsou patrné z.

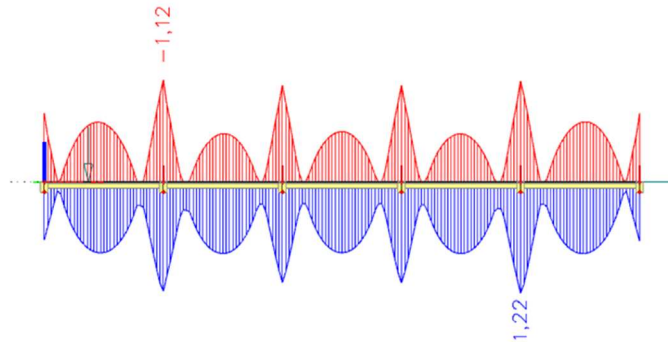
ČSN EN 1991-1-4



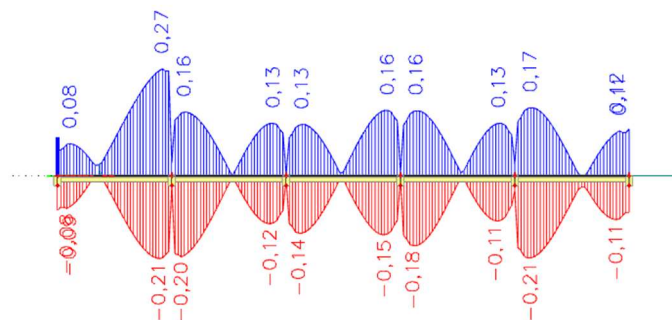
Obrázek 5-8 Směr působení sil



Zatížení větrem je pak spočteno následovně			
F _w =	0,5*ρ*v _b ² *C*A _{ref,x}		
F _w =	44991 N		
F _w =	45 kN		



Obrázek 5-9 Obálka Ohybového momentu od zatížení větrem



Obrázek 5-10 Obálka posouvajících sil od zatížení větrem

5.6.2.3 Zatížení od teploty

Zatížení od teploty bude vypočteno dle platného Eurokódu ČSN EN 1991-1-5. [8] Pro zjednodušení výpočtu budeme uvažovat tyto zatěžovací stavby od zatížení teplotou.

- Ochlazení celé konstrukce o konstantní změnu teploty.
- Ohřátí konstrukce o konstantní změnu teploty
- Rovnoměrné ochlazení horní strany konstrukce
- Rovnoměrné ohřátí horní strany konstrukce

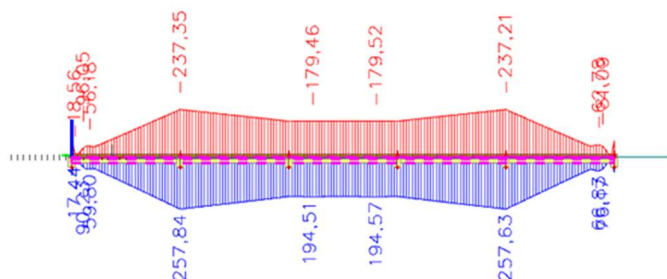


Tabulka 5-4 Vstupní hodnoty do výpočtu

typ konstrukce	3. typ: betonová nosná konstrukce		
teplotní roztažnost betonu	alfa	0,000012	°C
teplota při osazování ložisek	T_0	10	°C
maximální teplota	T_max	39	°C
minimální teplota	T_min	-31	°C

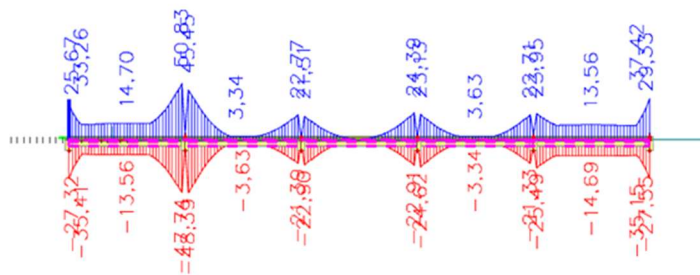
Hodnoty maximálních a minimálních rovnoměrných složek mostu byli získány z tabulky v normě. Výchozí teplotu mostu T_0 v čase, ve kterém je konstrukce zabudována, lze vzít z přílohy A pro výpočet zkrácení od minimální rovnoměrné složky teploty mostu a pro výpočet prodloužení od maximální rovnoměrné složky teploty mostu.

Charakteristická hodnota max rozsahu rovnoměr. složky teploty pro výpočet zkrácení	
$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min}$	
$\Delta T_{N,con} = 33 \text{ °C}$	
Charakteristická hodnota max rozsahu rovnoměr. složky teploty pro výpočet prodloužení mostu	
$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0$	
$\Delta T_{N,exp} = 31 \text{ °C}$	
Celkový rozsah rovnoměrné složky teploty mostu	
$\Delta T_N = T_{e,max} - T_{e,min}$	
$\Delta T_N = 64 \text{ °C}$	
Svislá lineární složka	
Hodnoty $\Delta T_{M,heat}$ a $\Delta T_{M,cool}$ budou určeny z tabulky 6.1 Eurokódu	
$\Delta T_{M,heat} = 15 \text{ °C}$	
$\Delta T_{M,cool} = 8 \text{ °C}$	
Tyto hodnoty jsou z tabulky odečteny pro tlouštku desky 50 mm, my můžeme tyto teploty ještě redukovat, kvůli tloušce desky 200mm	
$k_{sur} = 0,5$	
Hodnoty $\Delta T_{M,heat}$ a $\Delta T_{M,cool}$ budou určeny z tabulky 6.1 Eurokódu	
$\Delta T_{M,heat} = 7,5 \text{ °C}$	
$\Delta T_{M,cool} = 8 \text{ °C}$	



Obrázek 5-11 Obálka ohybového momentu od zatížení změnou teploty





Obrázek 5-12 Obálka posouvající síly od zatížení změnou teploty

5.6.2.4 Zatížení sněhem

Zatížení sněhem bude zanedbáno pro účely výpočtu – oproti ostatním proměnným zatížením jsou účinky od zatížení sněhem minimální.

5.6.2.5 Staveništní zatížení

Montážní zatížení bude provedeno dle platného Eurokódu ČSN EN 1991-1-6. [9] Montážní zatížení bude zjednodušeně stanoveno jako zatížení od vlastní tíhy bednění, spolu s bodovým zatížením od tlaku betonu při betonáži pumpou nebo bádii.

5.7 Návrh předpětí

Vzhledem k charakteru rekonstrukce bude voleno předpětí prováděné jako předem. Princip spočívá v tom, že kabely jsou předepnuty již ve fázi betonáže nosníku v prefa výrobně. Uvolnění kabelů je realizováno nejdříve 3 dny od betonáže. Předpínací lana se mají tendenci vrátit do původní nenapnuté polohy, a tím vyvolávají tlak v betonu. Nosník budeme posuzovat v těchto fázích.

Tabulka 5-5 Fáze ve kterých budeme vyšetřovat napětí na krajních vláknech

Charakter	dny	Zatížení působící na nosník
Stav po vnesení předpětí	5,1	Vlastní tíha nosníku + Zatížení od předpětí
Stav během betonáže desky	50,1	Vlastní tíha nosníku + Zatížení od předpjetí + Vlastní tíha spřahovací desky + Montážní zatížení během betonáže
Stav po zatížení ostatním stálým zatížením	80,1	Vlastní tíha nosníku + Zatížení od předpjetí + Vlastní tíha spřahovací desky + Ostatní stálé zatížení
Stav po uvedení do provozu	100,1	Vlastní tíha nosníku + Zatížení od předpjetí + Vlastní tíha spřahovací desky + Ostatní stálé zatížení + Proměnná zatížení
Stav na konci životnosti	36500	Vlastní tíha nosníku + Zatížení od předpjetí + Vlastní tíha spřahovací desky + Ostatní stálé zatížení + Proměnná zatížení

Návrh počtu lan v nosníku bude nejdříve proveden předběžně ručním výpočtem. V ručním výpočtu budeme ztráty předpětí během životnosti odhadovat. Následně bude předpětí vloženo do prutového modelu v Idea Statika a celý model bude posouzen s reálnými ztrátami předpětí a s vlivem reologie.

Tabulka 5-6 Odhad ztrát předpětí

Vnesení předpětí	5 %
Uvedení do provozu	10 %
Konec životnosti konstrukce	20 %

Parametry předpínacích lan:

Pevnost v tahu	f _{pk}	1860	MPa
Průměr	D	15,7	mm
Plocha	S	150	mm ²
Hmotnost	M	1,172	kg/m
Charakteristická hodnota síly na mezi kluzu	F _{p0,1k}	246	kN
Charakteristická hodnota síly na mezi pevnosti	F _{pk}	279	kN
Modul pružnosti	E	195000	MPa
Tažnost	A _{gt}	3,5	%

Počet lan v průřezu:



					Předpínací síla	P_max =	221,4	kN
					Horní řada	6	ks	
					poloha	ekcentricita	Plocha	Síla N_p
					horní	205 mm	900 mm ²	1328,4 kN
					Moment M_p	272,322 kNm		
					Spodní	345 mm	3900 mm ²	5756,4 kN
					Moment M_p	-1985,958 kNm		
					Spodní řada	26	ks	
					Předpínací síla celkem			
					P_celkem 7084,8 kN			

Normálové síly a momenty od předpětí po započtení odhadovaných ztrát napětí.

	Síla N_p	Moment M_p		
horní řada lan	1328,4 kN	272,322 kNm		
Po vnesení předpětí	1261,98 kN	258,7059 kNm	Síla N_p, celkem	Moment M_p, celkem
Uvedení do provozu	1195,56 kN	245,0898 kNm	7084,8 kN	-1713,636 kNm
Na konci životnosti	1062,72 kN	217,8576 kNm	6730,56 kN	-1627,9542 kNm
Spodní	5756,4 kN	-1985,958 kNm	6376,32 kN	-1542,2724 kNm
Po vnesení předpětí	5468,58 kN	-1886,6601 kNm	5667,84 kN	-1370,9088 kNm
Uvedení do provozu	5180,76 kN	-1787,3622 kNm		
Na konci životnosti	4605,12 kN	-1588,7664 kNm		

Momenty v jednotlivých fázích.

Charakter	dny	M_sw,k	M_sw,2,k	M_g-g0	M_Q,char	M_Q,kvaz	M_P	M_celkem
Stav po vnesení předpětí	5,1	573,67238	-	-	-	-	-1628	-1054,2818
Stav během betonáže desky	50,1	573,67238	276,8	-	-	-	-1628	-777,48183
Stav po UP - kvazi.	100,1	573,67238	276,8	232,03	-	-	-1542,3	-459,77003
Stav po UP - kvazi.	100,1	573,67238	276,8	232,03	-	80,5	-1542,3	-379,27003
Stav po UP - char.	100,1	573,67238	276,8	232,03	1302,84	-	-1542,3	843,069975
Stav na KŽ - kvazi.	36500	573,67238	276,8	232,03	-	80,5	-1370,9	-207,90643
Stav na KŽ - char.	36500	573,67238	276,8	232,03	1302,84	-	-1370,9	1014,43358

Nyní máme jasně definovány přírůstky momentů v jednotlivých vyšetřovaných fázích nosníku, a rovněž máme stanovený odhad hodnot vnitřních sil od předpětí v jednotlivých fázích. Hodnoty napětí budou vypočítány z Normálových sil a Ohybových momentů v jednotlivých fázích. Počet kabelů byl stanoven metodou postupné iterace, kdy ve výpočetním modelu v aplikaci Excel, bylo zjištěno optimální množství kabelů tak, aby byly splněny podmínky omezení napětí ve všech fázích.



Obrázek 5-13 Napětí na průřezu



Tabulka 5-7 Napětí na průřezu

NAPĚTÍ NA PRŮŘEZU V JEDNOTLIVÝCH FÁZÍCH	Horní vlákna nosníku	Spodní vlákna nosníku
Vnesení předpětí	-2,6612	-26,8392
Betonáž desky	-5,0813	-22,9114
Ostatní stálé	-5,9699	-19,7382
Uvedení do provozu - CHARAKTERISTICKÁ	-11,0828	-0,0793
Uvedení do provozu - ČASTÁ	-9,5547	-5,5366
Uvedení do provozu - KVAZISTÁLÁ	-6,5487	-16,2724
Konec životnosti - CHARAKTERISTICKÁ	-11,3306	3,6028
Konec životnosti - ČASTÁ	-9,8026	-1,8546
Konec životnost - KVAZISTÁLÁ	-6,7966	-12,5904



5.8 Kombinace

Kombinace budou stanoveny v souladu s platnou normou ČSN EN 1990/A1. [10] Tato norma stanovuje jednotlivé kombinační součinitele pro každou skupinu zatížení, dle typu konstrukce. Přehled je patrný z následující tabulky.

Tabulka 5-8 Součinitele pro výpočet kombinací

Zatížení	Značka	ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Zatížení dopravou (viz EN 1991-2, Tabulka 4.4)	gr1a (LM1+ zatížení chodci nebo cyklisty) ¹⁾	TS (dvojnápravy)	0,75	0,75	0
		UDL (rovnomé zátížení)	0,40	0,40	0
		Zatížení chodci + zatížení cyklisty ²⁾	0,40	0,40	0
	gr1b (jednotlivá náprava)		0	0,75	0
	gr2 (vodorovné síly)		0	0	0
	gr3 (zatížení chodci)		0	0,40	0
Zatížení větrem	$F_{w,k}$ – Trvalé návrhové situace – Provádění		0,6 0,8	0,2 –	0 0
	F_w^*		1,0	–	–
	Zatížení teplotou	T_k	0,6 ³⁾	0,6	0,5
Zatížení sněhem	$Q_{s,k}$ (během provádění)	0,8	–	–	
Staveništní zatížení	Q_c	1,0	–	1,0	

6.10a (dle ČSN EN 1990)

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

6.10b (dle ČSN EN 1990)

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

Obrázek 5-14 Kombinace MSU

Charakteristická kombinace

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

Častá kombinace

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

Kvazistálá kombinace

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

Obrázek 5-15 Kombinace MSP



Tabulka 5-9 Kombinace

Tabulka kombinací pro MSP - pouze proměnná zatížení				
Typ zatížení		krajní nosník	vnitřní nosník	Průřez nad podporou
HEAT	M_HEAT	161	198	-237
LM1 TS	M_LM1,TS	974	854	-541
LM1 UDL	M_LM1,UDL	232	185	-485
WIND	M_WIND	0,4	0,6	-3
KOMBINACE - proměnná zatížení				
Kvazistálá		80,5	118,8	-118,5
Častá		903,8	813,5	-718,25
Charakteristická		1302,84	1158,16	-1144,5
Momenty od stálých zatížení				
Tíha nosníku		573,67238	573,672375	-220
Tíha desky		276,8	276,8	
Ostatní stálé		232	152	-405
KOMBINACE komplet bez předpětí				
Kvazistálá		1162,9724	1121,272375	-743,5
Častá		1986,2724	1815,972375	-1343,25
Charakteristická		2385,3124	2160,632375	-1769,5
Moment od předpětí		-1370,909	-1370,9088	0
KOMBINACE MSP včetně předpětí na konci životnosti				
Kvazistálá		-207,9364	-249,636425	-743,5
Častá		615,36358	445,063575	-1343,25
Charakteristická		1014,4036	789,723575	-1769,5
Tabulka kombinací pro MSU - pouze proměnná zatížení				
Typ zatížení		krajní nosník	vnitřní nosník	Průřez nad podporou
Momenty od stálých zatížení				
Tíha nosníku		573,67238	573,672375	-220
Tíha desky		276,8	276,8	
Ostatní stálé		232	152	-408
Momenty od proměnných zatížení				
HEAT	M_HEAT	161	198	-237
LM1 TS	M_LM1,TS	974	854	-541
LM1 UDL	M_LM1,UDL	232	185	-485
WIND	M_WIND	0,4	0,6	-3
KOMBINACE komplet bez předpětí				
6.10a		2703,2027	2478,292706	-1849,4325
6.10b		3000,6471	2713,36705	-2297,7
Moment od předpětí		-1370,909	-1370,9088	
KOMBINACE MSU včetně předpětí na konci životnosti				
6.10a		1332,2939	1107,383906	
6.10b		1629,7383	1342,45825	



5.8.1 MSP

Pro posudek MSP – Omezení napětí budeme vyšetřovat v nejzatíženějším nosníku uprostřed, kde budeme očekávat maximální hodnoty napětí. Bude tak učiněno zjednodušeně, protože správně bychom měli celou konstrukci posoudit nejlépe i v řezech separace kabelů. Pro potřeby ručního výpočtu však zvolíme zjednodušený výpočet. V prutovém modelu v programu Idea Statika pak bude proveden kompletní posudek pomocí programu BEAM.

Při posudku omezení napětí obvykle posuzujeme – betonové prvky v tlaku, betonové prvky v tahu a pak omezení tahových napětí ve výztuži. V provozních fázích přitom posuzujeme na přírůsty stálých zatížení, jak jdou v čase výstavby po sobě, ve fázích provozu konstrukce pak posuzujeme v charakteristické, časté a kvazi - stálé kombinaci. Posudek bude proveden v souladu s platnými normami ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-2 [11].

Kritéria pro ověření dovolených tlakových napětí v betonu jsou 0,6násobek charakteristické pevnosti v betonu pro charakteristickou kombinaci zatížení a 0,45 ti násobek pro kombinaci kvazistálou.

Pro tahová napětí v betonu budeme vyšetřovat, zdali jsou průřezy v kvazistálé a časté kombinaci celé kompletně v tlakovém režimu, bez vzniku dekomprese. Pokud budou v kvazistálé a časté kombinaci průřezy kompletně tlačeny, nebude nutno vyšetřovat konstrukci na vznik trhlin.

5.8.2 MSU

Pro posudek mezních stavů únosnosti MSÚ budeme posuzovat krajní nosník uprostřed a nosník ve středovém poli. Provedeme ruční posudek na Ohybovou únosnost průřezu. Interakci M+V+N a Smyk budeme posuzovat programem Idea Statika. Pro posudky na ohyb budeme přitom vycházet z těchto předpokladů.

1. Tahovou únosnost betonu zanedbáme
2. Bude zachována rovinnost průřezu
3. Bude předpokládáno dokonalé spolupůsobení betonu a výztuže
4. Bude vycházeno ze standardních pracovních diagramů betonu a výztuže
5. Mezní stav nastane, pokud je dosaženo mezního přetvoření v betonu v tlaku

Posouzení bude provedeno v době na konci životnosti konstrukce. Tedy 100 let od uvedení do provozu.

Budeme přitom vycházet z počátečního stavu přetvoření, které bude v materiálech vyvoláno postupnou výstavbou, typickou pro prefabrikované spřažené mosty. Konkrétněji se bude jednat o stav, kdy bude konstrukce zatížena pouze stálým zatížením a předpětím. Dále stanovíme přírůstek deformace v rozhodujících vláknech, ve kterých dojde k porušení. Moment na mezi únosnosti bude součet účinků jednotlivých sil na příslušných ramenech.



6 Závěr

Analýzou daného zadání byly lépe pochopeny základní vlastnosti fungování prefabrikovaných spřažených konstrukcí. V rámci rešerše, která charakterizovala vlastnosti prefabrikace a použití předem předpjatých prefabrikovaných nosíků v mostním stavitelství byl objasněn rozsah použití, vhodnost těchto konstrukcí, typické rysy nebo například klady a zápory

V rámci studie variant bylo navrženo několik variantních řešení, která byla následně analyzována a porovnávána. Autor měl tak možnost pochopit provázanost všech vstupních parametrů, které se pojí s výběrem optimálního konstrukčního řešení.

Samotný výpočet konstrukce a jeho následné ladění přinesl autorovi hlubší povědomí o návrhu těchto typů mostů . Jelikož byli ruční výpočty řešeny interaktivně v programu Exel , měl autor možnost pochopit které vstupní parametry během návrhu a v jaké míře ovlivňují výsledky. Jelikož byl celý výpočet prováděj kromě ručního výpočtu i v programu Idea Statika, měl tak autor možnost porovnat si své výsledky a zjistit jak moc se jednotlivé zjednodušující předpoklady prokážou na výsledcích konstrukce.

Velmi přínosné bylo i seznámení se s novými programy na výpočet konstrukcí jako je například Idea Statika.

Komplexnost zadání zároveň prověřila autorovu schopnost časové koordinace jednotlivých úkolů.



7 Bibliografie

- [1] Francouzské mosty. *E-mosty* [online]. Praha: PROF-ENG s.r.o, 2015, **2015**(1), 46 [cit. 2023-05-22]. Dostupné z: <https://e-mosty.cz/wp-content/uploads/2015/06/e-mosty-June2015-French-Bridges.pdf>
- [2] San Francisco-Oakland Bay Bridge New East Span Skyway - San Francisco and Oakland, California. In: *American Segmental Bridge Institute* [online]. Austin: American Segmental Bridge Institute, 2023 [cit. 2023-05-22]. Dostupné z: <http://www.asbi-assoc.org/projects/project.cfm?articleID=4CB4A00C-F1F6-B13E-819CA3870B981465&categoryIDs=44A57F74-F1F6-B13E-81940961706FF0A9&searchString=&mainPageNumber=6&resultsPerPage=20>
- [3] *TP 54: Technologické podmínky - železobetonové desky spřažené s prefa nosníky mostních konstrukcí*. Ministerstvo dopravy. Praha: pjpk.cz, 2014.
- [4] Precast Concrete Bridges: Solution. In: *Midas Bridge* [online]. Korea: © MIDASIT Co., Ltd., 2010 [cit. 2023-05-22]. Dostupné z: <https://www.midasbridge.com/en/solutions/precast-concrete-bridges>
- [5] *Prefa Technology* [online]. Praha: Prefa Technology a.s., 2023 [cit. 2023-05-22]. Dostupné z: <https://prefa-technology.cz/>
- [6] Letiště Václava Havla. In: *Wikipedia.org* [online]. Praha: Wiki, 2001 [cit. 2023-05-22]. Dostupné z: https://cs.wikipedia.org/wiki/Leti%C5%A1t%C4%9B_V%C3%A1clava_Havla_Praha
- [7] *ČSN EN 1991-1-4: Eurokód: Zatížení konstrukcí - Zatížení větrem*. 1. Praha: ČSN, 2005.
- [8] *ČSN EN 1991-1-5: Eurokód: Zatížení konstrukcí - Zatížení od teploty*. 1. Praha: ČSN, 2005.
- [9] *ČSN EN 1991-1-6: Eurokód: Zatížení konstrukcí - Zatížení během provádění*. 1. Praha: ČSN, 2005.
- [10] *ČSN EN 1990: Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. ČSN. Praha: Český normalizační institut, 2011.
- [11] *ČSN EN 1992-2: Navrhování betonových konstrukcí Betonové mosty*. 1. Praha: ČSN, 2011.



Seznam příloh

A – textová část

- A1 – Statický výpočet

B – Přehledná část

- B1 Přehledná situace
- B2 Stávající stav
- B3 Varianty konstrukčních řešení

C – Stavební část

- C1 Půdorys
- C2 Podélný řez
- C3 Vzorový příčný řez
- C4 Podklad pro VTD nosníků
- C5 Výkres staveniště



Seznam obrázků

Obrázek 2-1 Historicky první prefabrikované, předem předepnuté prvky z betonu	16
Obrázek 2-2 Most v Luzancy	16
Obrázek 2-3 Historická fotografie z výstavby mostu	17
Obrázek 2-4 Provizorní pylony pro montáž konstrukce	17
Obrázek 2-5 Nosník KA	18
Obrázek 2-6 Most ev. č. 26811-2	19
Obrázek 2-7 (vlevo) Pohled na spojení prefabrikátů nad podporou, Obrázek 2-8 (vpravo) Výlisek roku výstavby	19
Obrázek 2-9 (vlevo) Příčník nad podporou, Obrázek 2-10 (vpravo) Pohled na most z boku	19
Obrázek 2-11 Tvar nosníku I-73	20
Obrázek 2-12 Vrtaný prostup pro odstranění usazené vody v nosníku (vlevo)	20
Obrázek 2-13 Pohled zdola (vpravo)	20
Obrázek 2-14 Značně poškozený povrch opěry a nosníků (vlevo)	21
Obrázek 2-15 Pohled na nosníky (vpravo)	21
Obrázek 2-16 Zařízení na levém křídle opěry pro měření posunu	21
Obrázek 2-17 Oakland Bay Bridge	22
Obrázek 2-18 Výstavba Oakland Bay Bridge	22
Obrázek 2-19 Typy předpětí	23
Obrázek 2-20 Porovnání přímého a lomeného vedení předpínacích lan	24
Obrázek 2-21 Hybridně předpjatý nosník	24
Obrázek 2-22 Deponie nosníku na staveništi pro dodatečné předpětí	25
Obrázek 2-23 Osazování nosníku jeřábem	25
Obrázek 2-24 čelní deska	25
Obrázek 2-25 Forma pro výrobu prefabrikovaného nosníku	25
Obrázek 2-26 Forma	26
Obrázek 2-27 Napínací pistole	26
Obrázek 2-28 Kotevní zařízení	26
Obrázek 2-29 Pohled na celý systém	27
Obrázek 2-30 Negativní strana při jednostranném napínání	27
Obrázek 2-31 Schéma během betonáže nosníku	27
Obrázek 3-1 Charakteristický příčný řez stávající konstrukce	31
Obrázek 3-2 Rozšíření spodní stavby	32
Obrázek 3-3 Ukázka pevné skruže	34
Obrázek 3-4 Příklad posuvné skruže	34
Obrázek 3-5 Příčný řez varianty 2	35
Obrázek 3-6 Příčný řez varianty 3	36
Obrázek 4-1 Příčný řez 1	37
Obrázek 4-2 Příčný řez 2	37
Obrázek 4-3 Průřez prefabrikovaných nosníků SMP-T	38
Obrázek 4-4 Skruž	39
Obrázek 4-5 Osazování prefabrikované části příčníku jeřábem	40
Obrázek 4-6 Fotografie z osazování nosníku na stavbě Most Laurina a Klementa Škoda Auto	41
Obrázek 4-7 Pohled na osazené nosníky	41
Obrázek 4-8 Pohled zespoda	42
Obrázek 4-9 Horní plocha nosníků po uzpůsobení pro montáž	43
Obrázek 4-10 Foto po betonáži desky	44



Obrázek 4-11 Příčnick před vyvázáním Armatury	45
Obrázek 4-12 Krajní příčnick s již vyvázaným armokošem	45
Obrázek 4-13 Trasa alternativy A pro dopravu nosníků.....	46
Obrázek 4-14 Trasa alternativy B pro dopravu nosníků.....	47
Obrázek 5-1 Pohled na 3D výpočetní model v programu Scia Engineer	51
Obrázek 5-2 Ohybový moment od ostatního stálého zatížení	53
Obrázek 5-3 Posouvací síla od ostatního stálého zatížení	53
Obrázek 5-4 Obálka ohybového momentu od zatížení LM1 – UDL	55
Obrázek 5-5 Posouvající síla od LM1 – UDL	55
Obrázek 5-6 Ohybový moment od LM1 – TS.....	55
Obrázek 5-7 Posouvající síla od LM1 – TS	56
Obrázek 5-8 Směr působení sil	56
Obrázek 5-9 Obálka Ohybového momentu od zatížení větrem.....	57
Obrázek 5-10 Obálka posouvajících sil od zatížení větrem.....	57
Obrázek 5-11 Obálka ohybového momentu od zatížení změnou teploty	58
Obrázek 5-12 Obálka posouvající síly od zatížení změnou teploty.....	59
Obrázek 5-13 Napětí na průřezu.....	61
Obrázek 5-14 Kombinace MSU	63
Obrázek 5-15 Kombinace MSP	63



Seznam tabulek

Tabulka 5-1 Ostatní stálé zatížení	52
Tabulka 5-2 Hodnoty a koeficienty zatížení v LM1	54
Tabulka 5-3 Vstupní hodnoty dle EN	56
Tabulka 5-4 Vstupní hodnoty do výpočtu	58
Tabulka 5-5 Fáze ve kterých budeme vyšetřovat napětí na krajních vláknech	60
Tabulka 5-6 Odhad ztrát předpětí	60
Tabulka 5-7 Napětí na průřezu	62
Tabulka 5-8 Součinitele pro výpočet kombinací	63
Tabulka 5-9 Kombinace	64

