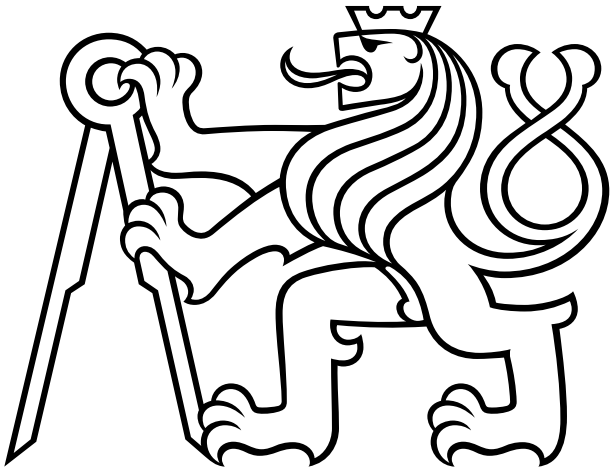
ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební
Katedra betonových a zděných konstrukcí



BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

2017 **Štěpán Lorenc**

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
Fakulta stavební
Thákurova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Lorenc Jméno: Štěpán Osobní číslo: 392977

Zadávající katedra: K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí

Studijní program: B3609 Stavitelství

Studijní obor: 3647R005 Realizace pozemních a inženýrských staveb

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Využití prefabrikace pro spřažené ocelo-betonové mosty

Název bakalářské práce anglicky: Use of precast elements for composite steel concrete bridges

Pokyny pro vypracování:
Rešerše využití prefabrikovaných prvků pro mostovku spřažených ocelo-betonových konstrukcí
Porovnání výstavby mostní konstrukce s využitím prefabrikovaných prvků mostovky, monolitické postupně betonované desky a monolitické desky betonované "poutnickým" systémem
Porovnání konstrukčního řešení a návrhu spřažení pro jednotlivé varianty spřažené desky

Seznam doporučené literatury:

Jméno vedoucího bakalářské práce: Doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.

Datum zadání bakalářské práce: 23.2.2017 Termín odevzdání bakalářské práce: 28.5.2017
Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

Podpis vedoucího práce Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat 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".

23. 2. 2017

Datum převzetí zadání Podpis studenta(ky)

Poděkování

Rád bych na tomto místě poděkoval vedoucímu své bakalářské práce panu doc. Ing. Lukáši Vráblíkovi, Ph.D. za cenné připomínky a odborné rady, kterými přispěl k vypracování této bakalářské práce. Dále děkuji své přítekyni a rodině za podporu při zpracovávání této práce.

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem tuto bakalářskou práci vypracoval samostatně, za přispění odborných konzultací a uvedené literatury.

Nemám námitek proti použití tohoto školního díla ve smyslu § 60 Zákona č. 121/2000 Sb. o právu autorském, o právech souvisejících s právem autorským a o změně některých zákonů (autorský zákon).

.....	.....
V Praze dne	Štěpán Lorenc

Abstrakt

Bakalářská práce je zaměřena na porovnání využití prefabrikovaných dílců ve spřažených ocelo-betonových mostech. Práce se především zaměřuje na porovnání realizace betonové desky jako monolitického celku a desky s využitím prefabrikátů. Teoretická část se zabývá popisem spřažených konstrukcí jako takových, následně je zmíněna prefabrikace, představení jednotlivých možností realizace betonové desky, jejich hlavních výhod, nevýhod a nástrah spojených s výstavbou. Praktická část je zaměřena na výpočet působení desky na modelové konstrukci, nejprve pro variantu monolitické konstrukce a následně pro variantu využití prefabrikovaných dílců. Cílem práce je porovnání vlivu monolitické a prefabrikované desky na spřazenou konstrukci jako celek, a posouzení výhod a rizik spojených s výstavbou těchto konstrukcí.

Abstract

This bachelor‘s thesis is focused on the comparison of use of precast elements in composite steel concrete bridges. The thesis is mainly focused on the comparison of construction of the concrete deck as either cast-in-place or by building the deck using precast elements. The theoretical part addresses steel concrete composite structures as such, followed by a summary of prefabrication and the use of precast elements, and later the different methods of deck construction are presented, along with their main benefits, downsides, and dangers connected with construction. The practical part then focuses on calculation of the deck‘s effects on a selected model structure, first for a cast-in-place deck, then for a deck using precast elements. The goal of the thesis is comparison of the effects of cast-in-place and precast-element deck on the steel concrete composite structure as a whole and an assessment of advantages and dangers connected with the construction of these structures.

Klíčová slova

spřažená konstrukce, prefabrikace, monolitická deska, prefabrikovaná deska

Keywords

steel concrete composite structure, prefabrication, cast-in-place deck, precast-element deck

Obsah

1. Úvod **8**

2. Spřažené konstrukce **10**
2.1 Spřažené ocelo-betonové konstrukce 10
2.2 Statické působení v podélném směru 11
2.3 Možnosti realizace betonové desky 12
2.3.1 Monolitická deska 13
2.3.2 Prefa monolitická deska 13
2.3.3 Plně prefabrikovaná deska 14

3. Prefabrikace **15**
3.1 Historie 15
3.2 Vlastnosti 15
3.2.1 Prefabrikovaná vs. monolitická deska 16
3.3 Prefabrikace ve světě 17

4. Návrh a posouzení jednotlivých typů desek **18**
4.1 Návrh a posouzení monolitické desky 18
4.1.1 Zadané hodnoty a rozměry desky 18
4.1.2 Výpočet zatížení 19
4.1.3 Vykreslení a výpočet vnitřních sil. 21
4.1.4 Výpočet efektivní šířky b_{eff} 23
4.1.5 Výpočet polohy neutrální osy 24
4.1.6 Výpočet maximálního momentu únosnosti $M_{pl,Rd}$ 24
4.1.7 Ověření výdrže při výstavbě 24
4.1.8 Únosnost ve smyku 25
4.1.9 Návrh spřahovacích trnů 25
4.1.10 Návrh a posouzení v příčném směru. 26
4.2 Návrh a posouzení spřažené prefabrikované desky 33
4.2.1 Zadané hodnoty a rozměry desky 33
4.2.2 Výpočet zatížení 33
4.2.3 Ověření výdrže při výstavbě 34
4.2.4 Návrh výztuže v oblasti dobetonávky 35

5. Závěr **36**

Seznam obrázků **37**

Seznam tabulek **39**

Použitá literatura **40**

1. Úvod

Potřeba překonávat hluboká údolí, řeky, či jiné cesty trápila lidstvo již dlouho před vznikem prvních cest. První mosty dochované do dnešní doby vznikaly již ve 13. století př. n. l., a od té doby jejich vývoj zaznamenal značný posun. Od prvotního využití spadlých stromů a větších kamenů, přes účelné opracování kmenů v kombinaci s kamennou podpěrou, následovala stavba za využití cihel, litiny, oceli, a v průběhu 20. století se ke slovu dostává i beton, železobeton, či předpjatý beton. V průběhu historie byly mnohé materiály kombinovány pro jejich vzájemně se doplňující vlastnosti, a jedna taková kombinace je i spřažená ocelo-betonová konstrukce.

Spřažené ocelo-betonové konstrukce jsou v dnešní době již po několik desetiletí stabilně využívanou metodou pro výstavbu mostních konstrukcí od rozpětí několik metrů až několik desítek metrů. Tato skutečnost je dána primárně kombinací výhod obou využitých materiálů, především tedy tlakovou pevností betonu a tahovou pevností oceli, kdy v případě sjednocení těchto vlastností dostáváme konstrukci unikátních vlastností.

Prefabrikace se v současnosti dostává čím dál tím více do popředí v mnoha stavebních odvětvích, a v případě spřažených mostních konstrukcích tomu není jinak. Zde přináší prefabrikace mnoho výhod, především dochází k úspoře na bednění, výraznému urychlení výstavby či absenci čekání na zrání betonu. Zásluhou zrychleného postupu výstavby je tato metoda optimálním řešením při rekonstrukcích mostů vedoucí přes důležité dálniční tepny, jelikož nutnost omezení dopravního provozu na přemosťované komunikaci je zkrácen na minimum v porovnání s výstavbou mostu za použití standardního monolitického procesu. Úspora bednění a dovozu čerstvého betonu či případná dočasná betonárna v blízkosti staveniště patří mezi další kladné body, které při využití prefabrikace odpadají.

Tato bakalářská práce se tedy zabývá využitím prefabrikace ve spřažených ocelo-betonových konstrukcích, především z pohledu realizace betonové desky. Zejména pak porovnává realizaci betonové desky jako monolitického celku s variantou využití prefabrikátů, kde u monolitické varianty je dále uvedena možnost postupné betonáže a tzv. betonáže obkročmo, kdy je z důvodu smršťování betonu a redukce nadpodporového namáhání v prvním kroku vynechána betonáž nad podporami, zatímco se betonuje zbytek konstrukce, a část nad podporami se betonuje jako poslední.

Praktická část práce se zabývá návrhem a posouzením obou variant a výsledným porovnáním jejich zatížení na ocelovou část spřažené konstrukce. Práce si klade za cíl porovnat obě metody z hlediska proveditelnosti a definovat výhody a nevýhody obou metod.

2. Spřažené konstrukce

2.1 Spřažené ocelo-betonové konstrukce

Spřažená konstrukce je taková konstrukce, která se skládá z dvou primárních materiálů, v případě mostů s nosníky je to nejčastěji kombinace oceli a betonu, kdy tyto materiály spolupůsobí jako jeden celek. Toto spolupůsobení vzniká díky použití spřahovacích prvků, nejčastěji spřahovacích trnů, které přenáší smykové síly, a celá konstrukce je tak pevnější a silnější, než kdyby tyto materiály pracovaly samostatně. Spřahovací trny totiž způsobí zmonolitnění konstrukce a znemožní vzájemný podélný a příčný pohyb.

Spřažené konstrukce jsou v dnešní době především využívány pro stavbu mostů a vícepodlažních budov. V případě mostů vděčí tento typ konstrukce stále rostoucí světové popularitě hlavně tomu faktu, že kombinuje přednosti obou složek konstrukce, tj. pevnost betonu v tlaku a schopnost oceli odolávat velkým tahovým zatížením. Mezi další vlastnosti spřažených ocelo-betonových konstrukcí mj. patří:

- hlavní konstrukce je tvořena ocelovými nosníky, které jsou oproti betonovým nosníkům výrazně jednodušší na umístění do finální polohy
- celkově je konstrukce mostovky lehčí, přenáší tedy menší zatížení na sloupy a do základů
- využití betonové desky, která je levnější a jednodušší na výstavbu v porovnání s ocelovou deskou
- pro výstavbu stačí malá stavební výška
- snadná výroba a montáž (1)

Využití betonové desky navíc přináší tyto výhody:

- vyšší hmotnost, díky které dochází k méně vibracím, menšímu hluku a menším dynamickým účinkům na podpůrnou konstrukci
- povrch umožňující jednoduchou pokládku vozovkového souvrství za použití tradičních metod (v případě ocelové desky je obtížnější provedení silných spojů, navíc může vzniknout obava z výdrže vozovkového souvrství na takovéto desce) (1)

Bohužel je nutné podotknout, že kromě výše zmíněných výhod má tento typ konstrukce i určité nedostatky:

- vysoké výrobní náklady především na straně ocelových nosníků (v porovnání s betonovými nosníky)

- u spojitých konstrukcí může podélné tahové napětí nad podporou mít za následek trhliny v betonové desce
- spřahovací trny zabraňují přirozenému smršťování betonu, což má za následek vznik tahových napětí
- v porovnání s ocelovou deskou je betonová konstrukce výrazně těžší (1)

V případě spřažených konstrukcí mostů rozeznáváme následující varianty: nosníkové rošty, dvoutrámové konstrukce, komorové mosty, příhradové mosty, dvojstranně spřažené konstrukce. Pro rozpětí mostů do 70 m jsou nejčastěji využívány nosníkové rošty tvořené "I" nosníky ať už samotnými, či v kombinaci s příčnou výztuhou (především u mostů šíře více jak 12 m). Pro delší rozpětí mostů jsou častěji využívány komorové konstrukce, buďto stálé nebo proměnné výšky (1).

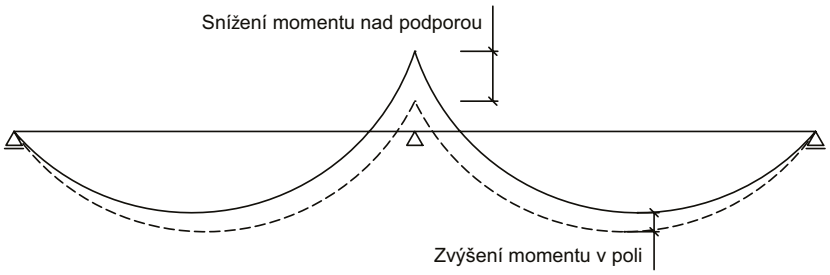
2.2 Statické působení v podélném směru

Ve spřažené konstrukci dochází vzhledem ke vzájemnému propojení oceli a betonu ke znemožnění volného smršťování betonu. Toto smršťování se projevuje tahovým napětím v centrální části betonu, navíc při využití spojitého nosníku dochází k vyšším momentům nad podporami. Momenty nad podporami nabývají záporných hodnot, beton se tedy dostává do taženého stavu, ve kterém nemá žádný odpor. Veškeré zatížení tedy přechází do výztuže a ocelové části spřažené konstrukce.

Při zatížení betonu zpočátku malými zatíženími bude mít lineárně elastické chování. Pokud je beton nadále zatěžován vyšším zatížením, začne ztrácet svou pevnost v tahu a začne docházet ke vzniku trhlin. V důsledku vzniku trhlin dojde ke snížení tuhosti průřezů a v případě staticky neurčitých konstrukcí taktéž k přerozdělení silových účinků zatížení. *„Jestliže odpor vnitřních sil v některém průřezu staticky neurčité konstrukce se při zvyšujícím se zatížení blíží k mezi únosnosti průřezu, stává se tento průřez v důsledku plastického chování betonu i výztuže výrazně přetvárným - pootáčí se - a dochází k přesunu těchto sil do méně namáhaných oblastí konstrukce. Toto chování se označuje jako vzájemná redistribuce vnějších a vnitřních sil.“* (2) Dochází tedy k poklesu momentu nad podporou, s čímž je spojený vyšší moment v poli, viz Obr. 1.

Pro zamezení vzniku vysokého napětí v betonu v oblasti nad podporou se využívá předpínací výztuže, která do průřezu vnese přídavné vnitřní síly pro snížení či úplné vyrovnání působícího zatížení. Předpjatý beton má oproti prostému

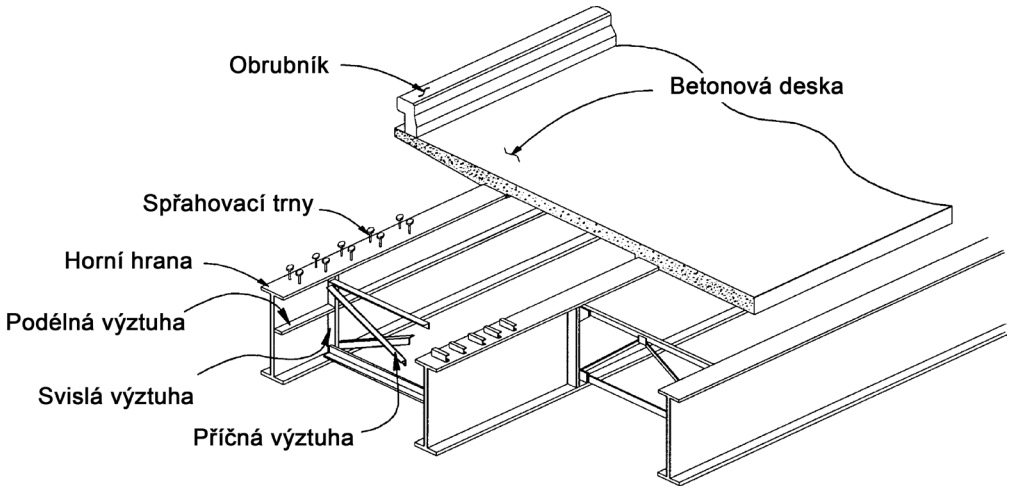
betonu a železobetonu tu výhodu, že je schopný odolávat účinkům zatížení až do vyčerpání tlakové rezervy vzniklé předepnutím výztuže, která nastává mnohem později, než v případě běžné betonářské výztuže v železobetonu či samotného prostého betonu. Jelikož dochází k výraznému oddálení vzniku trhlin v průřezu, celý prvek je pak tužší a celkově dochází k menším průhybům, což má mj. za následek nižší potřebu příčné výztuže.



Obr. 1 Redistribuce momentů na spojitém nosníku

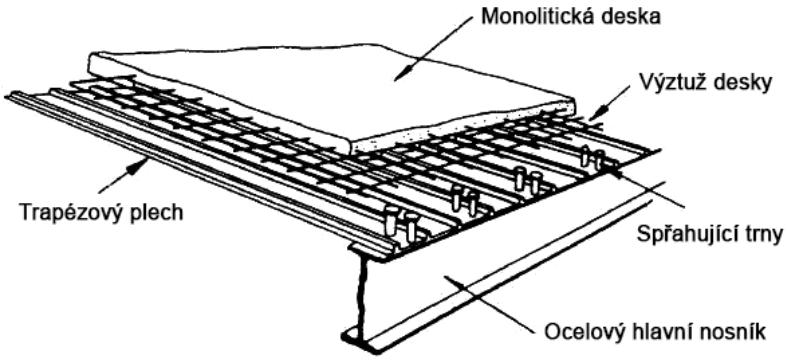
2.3 Možnosti realizace betonové desky

Pro realizaci betonové desky jsou dostupné tyto tři varianty: deska monolitická, prefamonolitická deska a deska z plně prefabrikovaných dílců. Doba výstavby klesá ve výše uvedeném pořadí, tzn. deska monolitická, zatímco výstavba mostu z plně prefabrikovaných dílců trvá nejkratší dobu (1).



Obr. 2 Schéma spřažené ocelo-betonové mostní konstrukce (1)

2.3.1 Monolitická deska



Obr. 3 Monolitická deska s výztuží (6)

Nejběžněji využívaný typ konstrukce je monolitická deska. Tato deska má obvykle tloušťku 25 - 35 cm a je vyztužena buďto běžnou nebo předpjatou výztuží. Výztuž je v desce rozprostřena podélným a kolmým směrem (3).

Použití monolitické desky v sobě skrývá několik výhod, například nízké pořizovací náklady, jednoduchost výstavby či rozšířené využití této metody v praxi. Bohužel se tato metoda ale neobejde bez nevýhod - mezi ty hlavní patří například vznik trhlin či koroze armovací výztuže. Nedostatek kontrol během provozu může vést ke zvýšení životních nákladů stavby, případně i zhoršení jízdního požitku pro veřejnost (3).

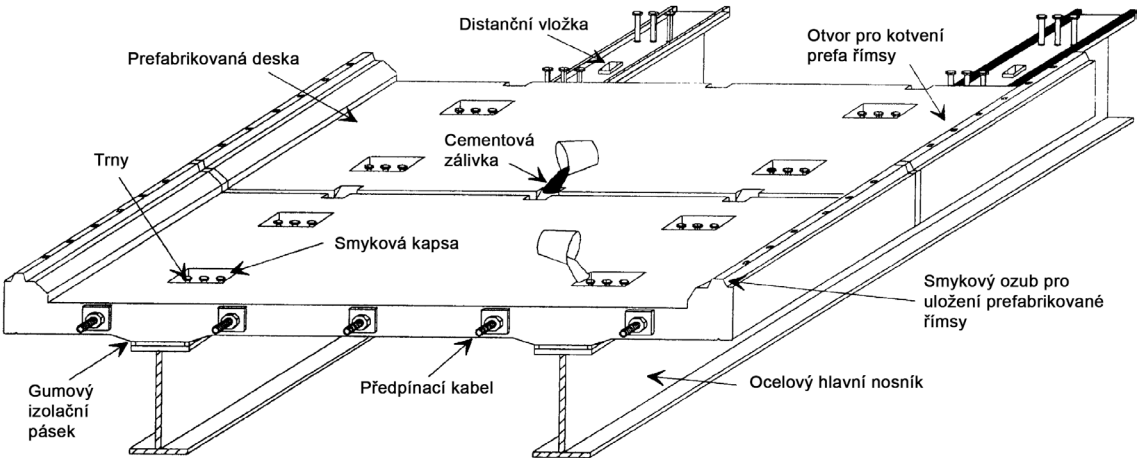
2.3.2 Prefa monolitická deska

Obr. 4 Prefa monolitická deska (7)

Na rozmezí mezi monolitickou deskou a plnou prefabrikací leží prefa monolitická deska. Takto provedená deska je složena z prefabrikovaného spodního dílu, na který je po jeho umístění zbudován zbytek desky formou monolitické konstrukce. Tento typ betonové desky kombinuje výhody plně prefabrikované

desky a monolitické desky, tj. především nižší spotřeba bednění a lešení (oproti monolitické desce), ale také jednodušší spojení jednotlivých prefabrikovaných dílců (oproti plně prefabrikované desce). Jelikož jsou ovšem prefabrikované dílce v této variantě méně stabilní, je nutné věnovat velkou pozornost stavu ostatních částí konstrukce (4).

2.3.3 Plně prefabrikovaná deska



Obr. 5 Plně prefabrikovaná deska (8)

Plně prefabrikovaná deska může být zhotovena v mnoha variantách, sahajících od prostého betonu přes běžně vyztužený beton, až po prefabrikát z předpjatého betonu. Výhoda prefabrikované desky spočívá především v rychlosti samotné výstavby, kdy stavba z prefabrikovaných dílců je o poznání rychlejší v porovnání s betonáží monolitické desky, což je mj. dané tím faktem, že monolitická deska vyžaduje více bednění a podpůrného lešení či delší dobu na zrání betonu (4). Dalším výhodám prefabrikace se tato práce věnuje v následující kapitole.

3. Prefabrikace

3.1 Historie

Prefabrikace se ve stavebnictví používá přibližně stejně dlouhou dobu jako beton. V průběhu let se kvalita prefabrikovaných konstrukcí významně zlepšovala, za což může vděčit především výzkumu, technickému vývoji a zavedení moderních technologických postupů. První větší rozvoj v oblasti prefabrikace lze pozorovat po konci 2. světové války, kdy bylo zapotřebí velmi rychle a efektivně vybudovat novou infrastrukturu, mj. tedy i mosty, bytové a průmyslové stavby apod. V následujících letech docházelo vlivem postupně nabývaných zkušeností k podstatnému vývoji technologických postupů, zejména pak s rozvojem využití prefabrikovaných předpjatých prvků. Důvěra v prefabrikaci byla nádale umocněna po započetí užívání prefabrikátů ve spřažených prefabrikovaných konstrukcích, jelikož tyto konstrukce využívají předností obou použitých technologií. V případě prefabrikace se jedná např. o rychlost výstavby, kontrolu jakosti dílců před montáží či absence potřeby pomocných skruží. Na straně monolitické betonové konstrukce má příznivý vliv například zajištění dokonalého spojení jednotlivých dílců či vytvoření kvalitního podkladu pro izolační souvrství. V současné době je kladen důraz na vytvoření konstrukcí s dlouhou životností, trvanlivostí, s minimálními náklady na údržbu během životnosti konstrukce. (5)

3.2 Vlastnosti

Prefabrikace spočívá ve tvorbě betonových dílů jinde než na místě jejich finálního uložení. Tato činnost může být provedena buďto ve vzdálené výrobně prefabrikátů, či v dočasně vystavěném zařízení v blízkosti staveniště. Po úspěšném zhotovení a dopravení dílců na stavbu jsou dílce uloženy do finální polohy na mostové konstrukci (4).

Výhody prefabrikace jsou mj. kvalita, strojní výroba, rychlost, efektivita. Prefabrikace nabízí především tyto dvě využití:

1. hromadná výroba typizovaných prvků
2. prefabrikace složitých prvků zajišťujcí požadovanou výslednou kvalitu

Mezi další výhody prefabrikace patří:

- **Snížení smršťování:** díky nízkému poměru mezi použitou vodou a cementem v kombinaci se zavlažováním, společně s odsunem času uložení prefabrikátu do finálního systému, proběhne většina smršťování

již před výsledným uložením prefabrikovaného prvku.

- **Redukce dotvarování:** zásluhou správného ošetřování a zrání již před výstavbou dochází k menšímu dotvarování, jelikož síla, vyzrálost i modul pružnosti jsou na vyšších hodnotách.
- **Snížení odchylek:** prefabrikované prvky mohou být uloženy do přesné polohy, bez vzniku odchylek.
- **Kontrola kvality:** prefabrikované prvky jsou vyráběny v ideálních podmínkách pro vytvoření formy, uložení výztuže, lití a vibraci betonu, i následné ošetření betonu.
- **Časová dostupnost:** na stavbu může být dovezeno velké množství prefabrikovaných prvků ve velmi krátkém čase.
- **Uložení nad stávajícím provozem:** prefabrikované prvky je možné uložit nad stávajícím provozem s minimálním využitím lešení či jiných podpůrných konstrukcí. V případě potřeby využít lešení je pak vystavěno za velmi krátkou dobu a je velmi snadné ho znovu použít na další díl konstrukce.
- **Hospodárnost:** vybavení a lidská práce jsou zužitkovány s nejvyšší účinností, dochází k maximálnímu znovuvyužití lešení, montáž probíhá v nejpřijatelnějších ročních obdobích. Všechny tyto vlastnosti přispívají k významnější hospodárnosti v porovnání s monolitickou betonáží.
- **Vhodnost pro spřaženou konstrukci:** Dílce z prefabrikovaného betonu mohou být kombinovány s monolitickým betonem, díky čemuž dochází k lepšímu přenosu podélného smykového napětí. Taktéž odpadá nutnost používání bednění, jelikož prefabrikovaná deska jej nahradí. Při využití této metody je ovšem nutná zvýšená pozornost jednotlivým fázím realizace, aby nedošlo k přetížení některé části prefabrikované desky (4).

3.2.1 Prefabrikovaná vs. monolitická deska

Využití prefabrikace je v porovnání s monolitickou deskou levnější varianta, nicméně především pro stavby většího rozsahu. Pro menší stavby je totiž prefabrikace příliž nákladná v porovnání se zbudováním bednění a dopravou čerstvého betonu. Naproti tomu pro velké stavby je finančně výhodnější využití prefabrikované konstrukce, neboť dochází k úspoře nákladů na dopravě (bednění a betonu) a na uložení desky, navíc je možné mít celou konstrukci desky připravenou již před zahájením výstavby (4). V případě desky z prefabrikovaných dílců je nutné se při návrhu zaměřit především na polohu, dopravu, náklady, vzhled, či seismicitu oblasti (3).

3.3 Prefabrikace ve světě

Ve světě je prefabrikace obecně významně rozšířenější metodou budování mostních konstrukcí ve srovnání s Českou republikou. Mezi země s největším zastoupením těchto konstrukcí patří například USA či Kanada, kde prefabrikace tvoří téměř 50 % všech mostních konstrukcí. Dále je tato metoda hojně rozšířena například v Holandsku, Belgii, Itálii či Španělšku. Na druhé straně spektra leží Německo či Francie, kde prefabrikované mosty mají nanejvýš 50 % podíl na trhu (5).

Návrh a výstavba prefabrikovaných mostních konstrukcí byly výrazně ovlivňovány mnoha faktory, které vedly k různým odlišnostem mezi jednotlivými zeměmi. Mezi tyto faktory lze zařadit historický vývoj, požadavky na vzhled, funkčnost či životnost, nebo místní podmínky. Nicméně i přes tyto rozdíly jsou si základní principy výstavby velice podobné, a rozdíly vznikají pouze v detailech (5).

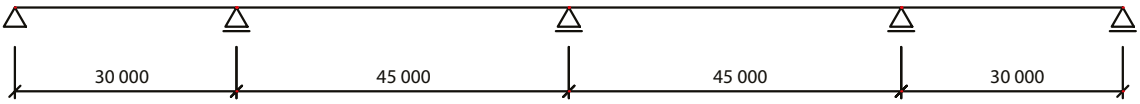
Obr. 6 Lake Champlain Bridge Project, New York (9)

4. Návrh a posouzení jednotlivých typů desek

4.1 Návrh a posouzení monolitické desky

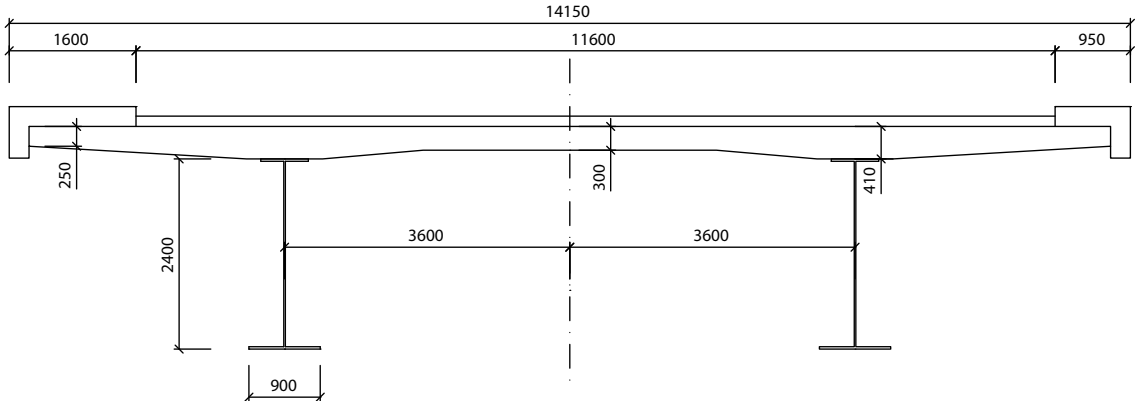
4.1.1 Zadané hodnoty a rozměry desky

Následně bude pro posouzení rozdílů mezi jednotlivými variantami výstavby vypočten modelový příklad s využitím jak monolitické konstrukce, tak konstrukce z prefabrikovaných dílců. Modelový příklad je spočten na spřažené mostní konstrukci o 4 polích s rozpětím 30, 45, 45 a 30 m, viz obr. 7. Šířkové uspořádání mostu viz obr. 8.



Obr. 7 Podélné schéma modelového mostu (rozměry v mm)

Výpočet bude proveden dle standardního návrhu mostní konstrukce s využitím zjednodušeného postupu pro získání účinků zatížení, které jsou pro tento modelový příklad dostačující. Nejprve bude tedy spočítáno zatížení (vlastní tíha, ostatní, od dopravy), následně budou spočítání a vykresleny vnitřní síly, získána efektivní šířka beff, dojde k ověření polohy neutrální osy ve spřažené konstrukci, bude proveden výpočet maximálního momentu únosnosti $M_{pl,Rd}$, bude ověřenía výdrž při výstavbě a únosnost ve smyku. V neposlední řadě bude proveden návrh spřahovacích trnů a návrh a posouzení konstrukce v příčném směru. Výpočet pro prefabrikovanou konstrukci bude kopírovat výpočet pro monolitickou konstrukci s využitím již získaných hodnot.



Obr. 8 Schéma mostu s monolitickou deskou (rozměry v mm)

Tab. 1 Základní parametry mostu s monolitickou deskou

Prvek	Plocha [m²]	Prvek	Šířka [m]
Deska	4,6106	Vozovka	11,60
I profil	0,0918	Deska	13,65
Římsa	0,5000 a 0,3379	Celkem	14,15

Použitý materiál: ocel S355, beton C30/37

4.1.2 Výpočet zatížení

4.1.2.1 Nosná konstrukce

Tab. 2 Výpočet zatížení na nosné konstrukci

Prvek	Průřezová plocha [m²]	Objemová tíha [kN/m³]	Koeficient bezpečnosti zatížení	Zatížení celkem [kN/m]
Deska	4,6106	25,0	1,35	155,608
Nosníky	2 * 0,0918	78,5	1,35	19,457

Zatížení na nosné konstrukci celkem: 175,065 kN/m, tj. 87,532 kN/m na jeden nosník v podélném směru.

4.1.2.2 Ostatní stálé zatížení

Tab. 3.1 Výpočet ostatního stálého zatížení

Prvek	Šířka [m]	Tloušťka [m]	Objemová tíha [kN/m³]	Zatížení celkem [kN/m]
Obrusná vrstva	11,60	0,040	25	11,600
Ložní vrstva	11,60	0,040	25	11,600
Izolace	13,65	0,005	15	1,024

Tab. 3.2 Výpočet ostatního stálého zatížení

Prvek	Průřezová plocha [m²]	Objemová tíha [kN/m³]	Zatížení celkem [kN/m]
Římsy	0,5000 a 0,3379	25	20,9475

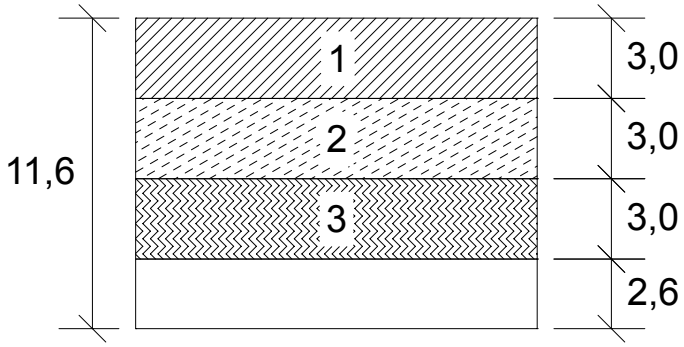
Tab. 3.3 Výpočet ostatního stálého zatížení

Prvek	Kusů	Zatížení [kN/m]	Zatížení celkem [kN/m]
Zábradlí	2	0,5	1
Svodidla	2	1,0	2

Ostatní stálé zatížení celkem: 48,172 kN/m, tj. 24,086 kN/m na jeden nosník v podélném směru.

4.1.2.3 Zatížení od dopravy (podle ČSN EN 1991-2)

Výpočet zatížení od dopravy využívá návrhový model zatížení LM1. Na vozovku lze umístit tři zatěžovací pruhy šířky 3 m, viz obr. 7.



Obr. 9 Rozmístění zatěžovacích pruhů na mostě

Model zatížení LM1 uvažuje zatížení dvojnápravou, a to ve formě nápravových sil a současně působícího rovnoměrného zatížení. Tyto síly a zatížení mají následující hodnoty:

Tab. 4 Nápravové síly a rovnoměrné zatížení dle pruhů

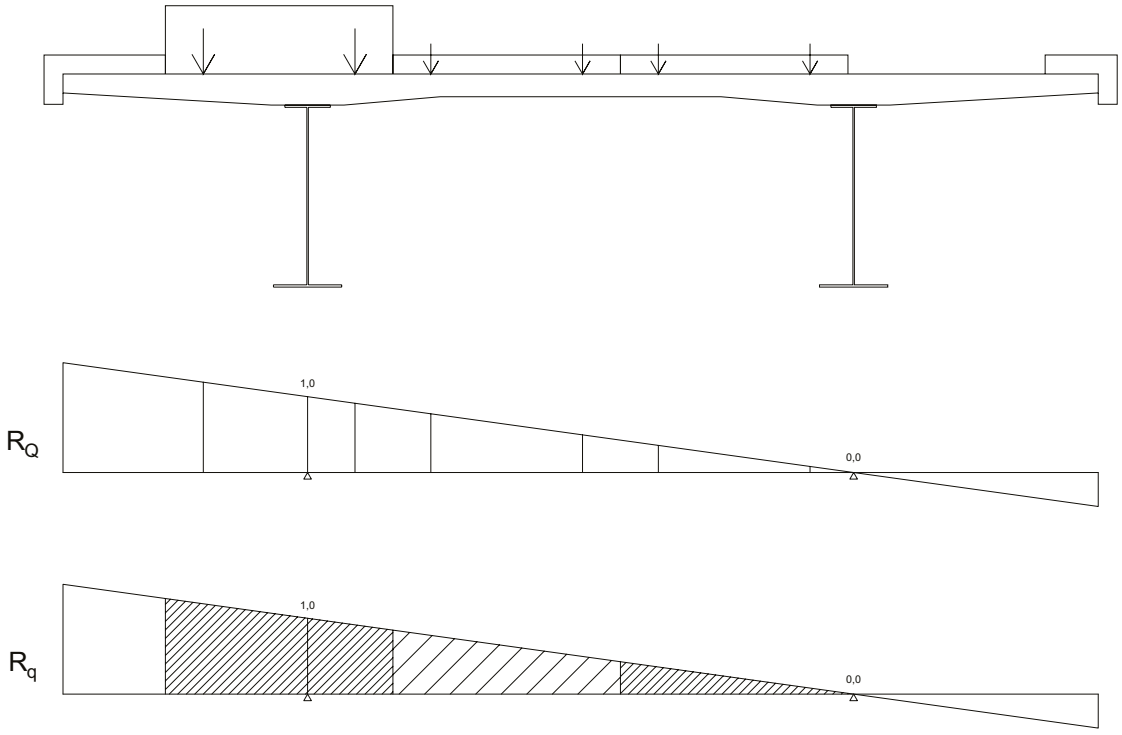
Pruh	Nápravová síla [kN]	Rovnoměrné zatížení [kN/m^2]
Pruh 1	300	9,0
Pruh 2	200	2,5
Pruh 3	100	2,5

4.1.3 Vykreslení a výpočet vnitřních sil

4.1.3.1 Vykreslení a výpočet reakcí na podpěry

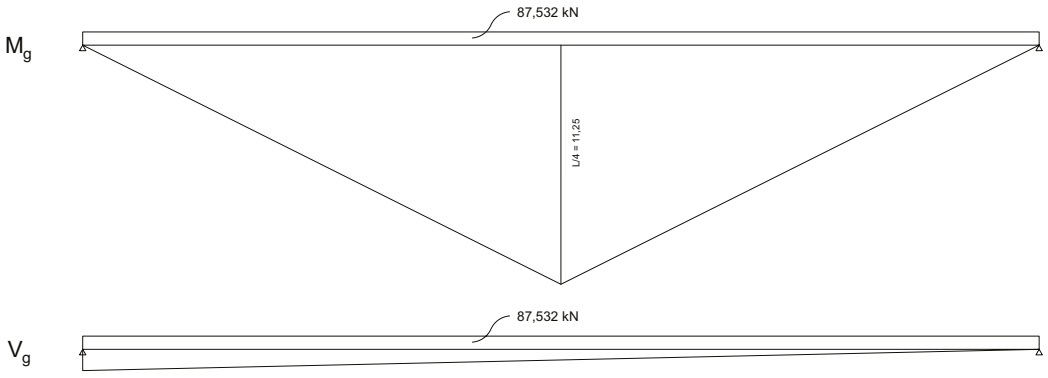
$\sum Q_i * n_i = 300*(1,191+0,913) + 200*(0,774+0,496) + 100*(0,357+0,079) = 928,8$ kN

$\sum q_i * An_i = 9*3,156 + 2,5*1,906 + 2,5*0,656 = 34,809$ kN



Obr. 10 Vykreslení sil a rovnoměrného zatížení s využitím příčinkových čar

4.1.3.2 Vykreslení a výpočet stálého zatížení od nosné konstrukce

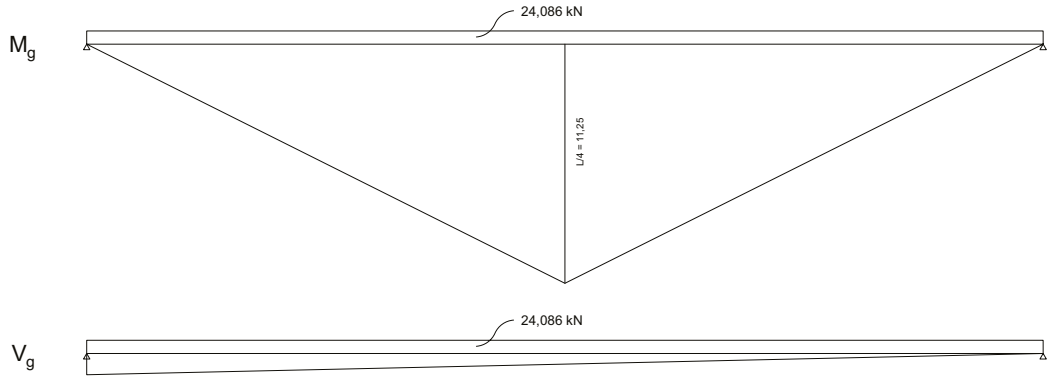


Obr. 11 Vykreslení momentu a posouvací síly stálého zatížení - vlastní tíhy NK

$M_g = R_g * A_n = 87,532 * 253,125 = 22\,156,54$ kNm

$V_g = R_g * A_n = 87,532 * 22,5 = 1\,969,47$ kN

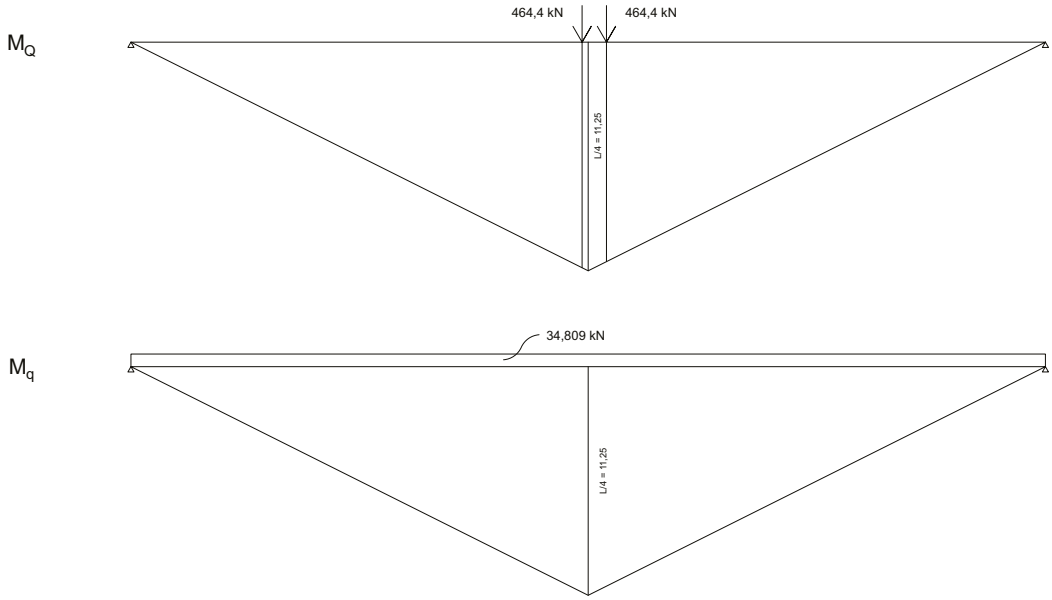
4.1.3.3 Vykreslení a výpočet stálého zatížení ostatního



Obr. 12 Vykreslení momentu a posouvací síly stálého ostatního zatížení

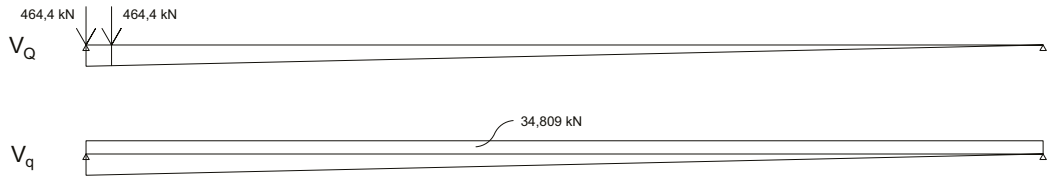
$M_g = R_g * A_n = 24,086 * 253,125 = 6\,096,77$ kNm
$V_g = R_g * A_n = 24,086 * 22,5 = 541,94$ kN

4.1.3.4 Vykreslení a výpočet zatížení od dopravy v podélném směru



Obr. 13 Vykreslení momentu od dopravy

$M_Q = R_Q/2 * n_1 + R_Q/2 * n_2 = 464,4 * 11,1 + 464,4 * 10,8 = 10\,170,36$ kNm
$M_q = R_q * A_n = 34,809 * 253,125 = 8\,811,03$ kNm



Obr. 14 Vykreslení posouvacích sil od dopravy

$V_Q = R_Q/2 * 1 + R_Q/2 * n_2 = 464,4 * 1 + 464,4 * 0,973 = 916,26$ kN
$V_q = R_q * A_n = 34,809 * 22,5 = 783,20$ kN

4.1.3.5 Výsledné vnitřní síly

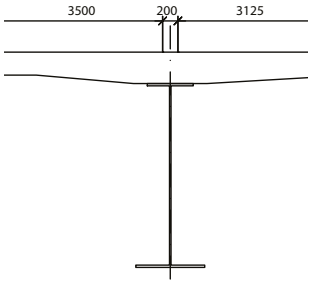
Stálé zatížení
Moment M_g: 22 156,54 + 6 096,77 * 1,35 = 30 387,18 kNm
Posouvací síla V_g: 1 969,47 + 541,94 * 1,35 = 2 701,09 kN

Redukce momentu vzhledem ke spojitosti konstrukce odhadnuta na 50 %, tj. 15 193,59 kNm.

Proměnné zatížení
Moment M_q: (10 170,36 + 8 811,03) * 1,35 = 25 624,88 kNm
Posouvací síla V_q: (916,26 + 783,20) * 1,35 = 2 294,27 kN

Zatížení celkem
Moment M: 15 193,59 + 25 624,88 = **40 818,47 kNm**
Posouvací síla V: 2 701,09 + 2 294,27 = **4 995,36 kN**

4.1.4 Výpočet efektivní šířky b_{eff}



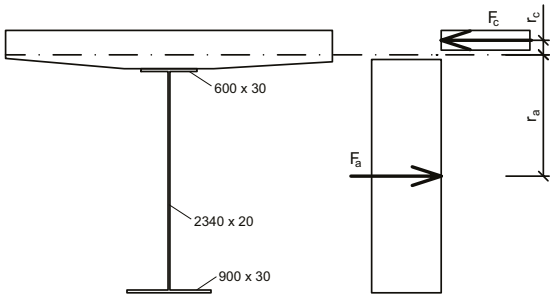
$be_1 = be_2 = L/8 = 45\,000/8 = 5\,625$ mm
beff = 2 * 5 625 + 200 = 11 450 mm
b = 6 825 mm = b_{eff} => $be_1 + be_2 = 6\,625$ mm
$be_1 = 3\,500$ mm
$be_2 = 3\,125$ mm

Obr. 15 Schéma efektivní šířky b_{eff}

4.1.5 Výpočet polohy neutrální osy

$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 30 / 1,5 = 20$ MPa
$f_{yd} = f_y / \gamma_a = 355 / 1,15 = 308,7$ MPa

$x * b_{eff} * 0,85 * f_{cd} = f_{yd} * A_y$
$x * 6\,825 * 0,85 * 20 = 308,7 * 91\,800$
$x = (308,7 * 91\,800) / (6\,825 * 0,85 * 20)$
$= 244,246$ mm



Obr. 16 Schéma polohy neutrální osy

Jelikož je tloušťka betonové desky v místě nad nosníkem 410 mm, neutrální osa prochází betonovou částí.

4.1.6 Výpočet maximálního momentu únosnosti $M_{pl,Rd}$

$M_{pl,Rd} = x * x/2 * b_{eff} * f_{cd} + f_{yd} * A_y =$
$= 244,246*122,123*6\,825*20 + 308,7*(900*30*2\,550,75 + 2\,340*20*1\,365,75 + 600*30*180,75) = 46\,067 * 10^6$ Nmm $= 46\,067$ kNm

$M_{Ed} = 40\,818,47$ kNm, $M_{pl,Rd} = 46\,067$ kNm
$M_{Ed} \leq M_{pl,Rd}$ -- splněno

4.1.7 Ověření výdrže při výstavbě

Vlastní tíha nosníku profilu „I“: $A_y * \gamma = 0,0918 * 78,5 = 7,206$ kN/m
Tíha mokrého betonu (uvažujeme b_{eff}): $A_c * \gamma = 2,3053 * 26 = 59,937$ kN/m
Montáž = 0,75 kN/m^2: $0,75 * 6,825 = 5,12$ kN/m
Bednění = 0,50 kN/m^2: $0,50 * 6,825 = 3,41$ kN/m

<u>Návrhové hodnoty</u>
$1,35 * 7,206 = 9,728$ kN/m
$1,35 * 59,937 = 80,915$ kN/m
$1,35 * 5,12 = 6,912$ kN/m
$1,35 * 3,41 = 4,603$ kN/m
Celkem = 102,158 kN/m

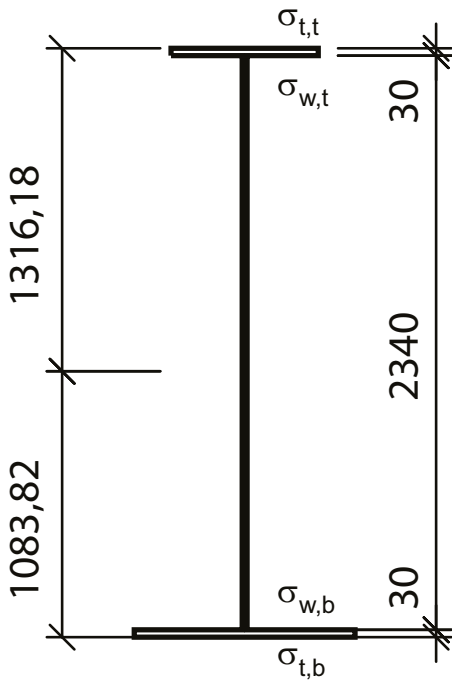
$M_{Ed} = 1/24 * 102,158 * 45^2 = 8\,619,58$ kNm
Iy = $8,2727 * 10^{-2}$ m^4
z1 = 1,316 m
z2 = 1,083 m

M_{Ed} / Iy = 8 619,58 / 8,2727*10^{-2} = 104 193,08

$\sigma_{t,t}$ = 104 193,08 * (-1,316) = -137 118,09 kPa
$\sigma_{w,t}$ = 104 193,08 * (-1,286) = -133 992,30 kPa
$\sigma_{w,b}$ = 104 193,08 * (1,053) = 109 715,31 kPa
$\sigma_{t,b}$ = 104 193,08 * (1,083) = 112 841,11 kPa

$\Psi = \sigma_{w,b} / \sigma_{w,t}$ = 109 715,31 / -133 992,30 = -0,82 > -1

c/t = 1,14 / 0,015 = 76
$\varepsilon = \sqrt{(235/355)}$ = 0,8136
42*ε / (0,67+0,33*Ψ) = (42 * 0,8136) / (0,67 + 0,33 * -0,82) = 85,55
85,55 > 76 => III. třída



Obr. 17 Poloha těžiště

4.1.8 Únosnost ve smyku

$V_{pl,rd} = A_w * f_{yd} / \sqrt{3}$ = 2,34 * 0,03 * 308 700 / $\sqrt{3}$ = 12 511,61 kN
V_{Ed} = 4 995,36 kN
$V_{pl,rd} > V_{Ed}$
0,5* $V_{pl,rd}$ = 6 255,80 kN > 4 995,36 kN

4.1.9 Návrh spřahovacích trnů

Průměr trnů „d“ = 26 mm
Únosnost P_{Rk}
1) 0,8 * fu * π * d^2 * 0,25 = 0,8 * 360 000 * π * 0,026^2 * 0,25 = 152,91 kN
2) 0,29 * α * d^2 * $\sqrt{F_{ck} * E_c}$ = 0,29 * 1 * 0,026^2 * $\sqrt{30 * 10^3 * 33 * 10^6}$ = 195,06 kN
Uvažuji P_{Rk} 1), tj. 152,91 kN
Návrhová únosnost 1 trnu je pak 152,91 / 1,25 = 122,33 kN

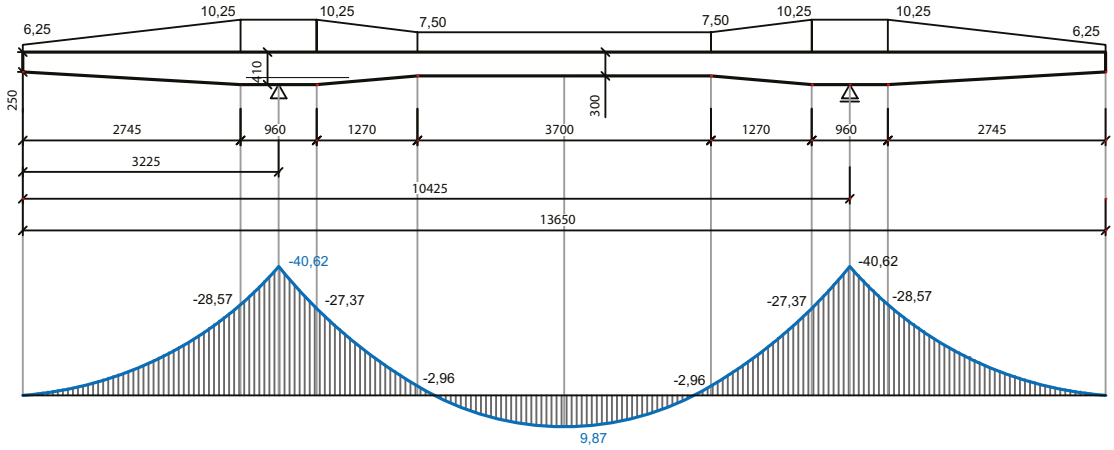
$F_c = h_c * b_c * 0,85 * f_{cd}$ = 0,41 * 6,825 * 0,85 * 20 000= 47 570,25 kN
Požadovaný počet trnů = 47 570 / 122,33 = 390 trnů

Rozmístění trnů = 390 / 2 = 195 řad trnů po 2 ks, což splňuje požadavek na maximální počet řad trnů, který musí být menší než jedna setina poloviny délky mostu, tj. 45 000 / 2 / 100 = 225.

Vzdálenost řad trnů je pak 22 500 / 195 = 115 mm.

4.1.10 Návrh a posouzení v příčném směru

4.1.10.1 Výpočet a vykreslení zatížení od vlastní tíhy



Obr. 18 Vykreslení zatížení od vlastní tíhy

Zatížení na okraji:

0,25 m * 25 kN/m^3 * 1 m = 6,25 kN/m

Zatížení nad podporou:

0,41 m * 25 kN/m^3 * 1 m = 10,25 kN/m

Zatížení v poli:

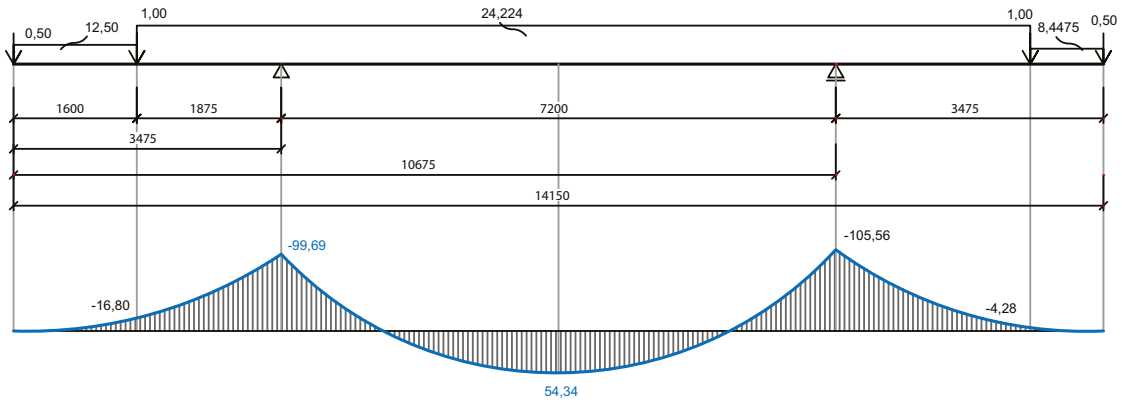
0,30 m * 25 kN/m^3 * 1 m = 7,50 kN/m

Výpočet momentů byl proveden za použití aplikace www.beamguru.com.

Výsledný moment nad podporou: -40,62 kNm

Výsledný moment v poli: 9,87 kNm

4.1.10.2 Výpočet a vykreslení zatížení od vybavení mostu



Obr. 19 Vykreslení zatížení od mostního vybavení

Výpočet reakcí

A - momentová podmínka kolem podpory B:

$-0,5*10,675 - 12,5*1,6*9,875 - 1*9,075 + A*7,2 - 24,224*9,075^2/2 + 24,224*2,525^2/2 + 1*2,525 + 8,4475*0,95*3 + 0,5*3,475 = 0$

A = 153,31 kN

B - svislá podmínka rovnováhy:

$0,5*2 + 1*2 + 12,5*1,6 + 24,224*11,6 + 8,4475*0,95 - 153,31 = 158,71$ kN

B = 158,71 kN

Výpočet momentů

1: $-0,5*1,6 - 12,5*1,6*0,8 = -16,8$ kNm

2: $-0,5*3,475 - 12,5*1,6*2,675 - 1*1,875 - 24,224*1,875^2/2 = -99,69$ kNm

3: $-0,5*3,475 - 8,4475*0,95*3 - 1*2,525 - 24,224*2,525^2/2 = -105,56$ kNm

4: $-0,5*0,95 - 8,4475*0,95^2/2 = -4,28$ kNm

Moment v poli

Poloha středu nosníku = 7,075 m

$-0,5*7,075 - 12,5*1,6*6,275 - 1*5,475 - 24,224*5,475^2/2 + 153,31*3,6 =$

$= 54,34$ kNm

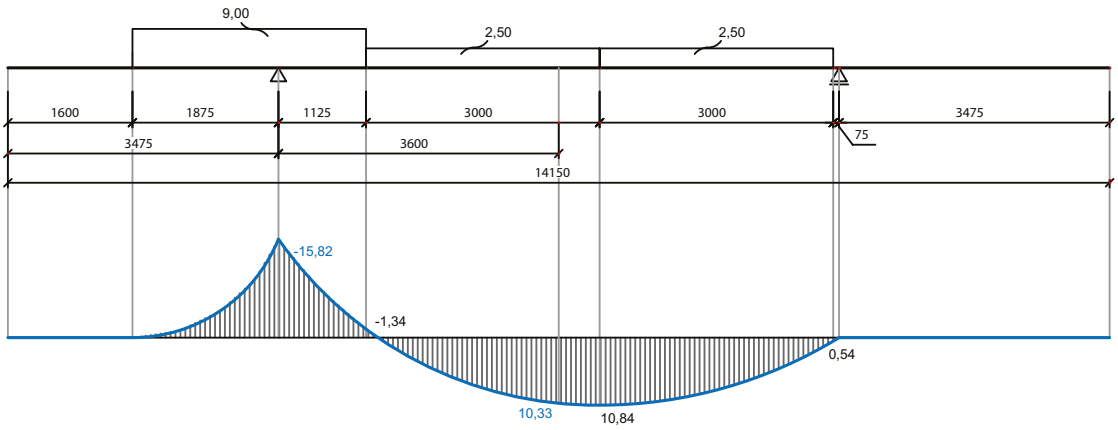
Výsledný moment nad podporou: -105,56 kNm

Výsledný moment v poli: 54,34 kNm

4.1.10.3 Výpočet a vykreslení zatížení od dopravy

Pro získání účinku zatížení od dopravy je výpočet proveden pro maximální zatížení podpor a následně pro maximální zatížení v poli.

4.1.10.3.1 Maximální zatížení nad podporou - spojité zatížení



Obr. 20 Vykreslení zatížení od dopravy (1) - spojité zatížení

Výpočet reakcí

B - momentová podmínka kolem podpory A:

$B*7,2 - 3*2,5*(4,125+1,5) - 3*2,5*(1,125+1,5) - 9*1,125^2/2 + 9*1,875^2/2 = 0$

B = 7,19 kN

A - svislá podmínka rovnováhy:

$9*3 + 3*2,5*2 - 7,19 = 34,81$ kN

A = 34,81 kN

Výpočet momentů

1: $-9*1,875^2/2 = -15,82$ kNm

2: $-9*3^2/2 + 34,81*1,125 = -1,34$ kNm

3: $-9*3*4,5 + 34,81*4,125 - 2,5*3^2/2 = 10,84$ kNm

4: $7,19 * 0,075 = 0,54$ kNm

Moment v poli

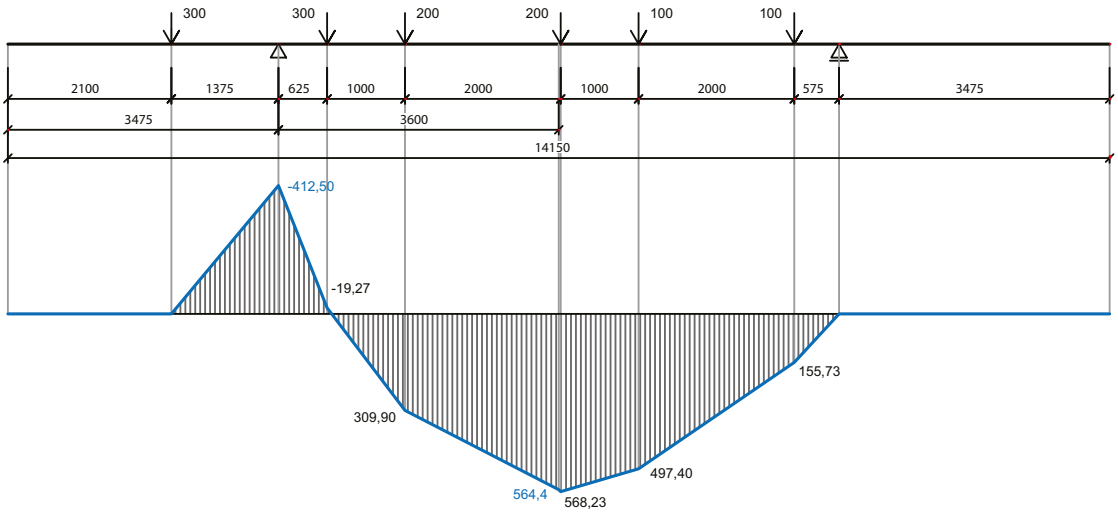
Poloha středu nosníku = 7,075 m

$-9*3*(2,475+1,5) - 2,5*2,475^2/2 + 34,81*(2,475+1,125) = 10,33$ kNm

Výsledný moment nad podporou: -15,82 kNm

Výsledný moment v poli: 10,33 kNm

4.1.10.3.2 Maximální zatížení nad podporou - zatížení od dvojnáprav



Obr. 21 Vykreslení zatížení od dopravy (1) - zatížení od dvojnáprav

Výpočet reakcí

B - momentová podmínka kolem podpory A:

B*7,2 - 100*6,625 - 100*4,625 - 200*3,625 - 200*1,625 - 300*0,625 + 300*1,375 = 0

B = 270,83 kN

A - svislá podmínka rovnováhy:

300*2 + 200*2 + 100*2 - 270,83 = 929,17 kN

A = 929,17 kN

Výpočet momentů

1: -300*1,375 = -412,5 kNm

2: -300*2 + 929,179*0,625 = -19,27 kNm

3: -300*3 - 300*1 + 929,179*1,625 = 309,90 kNm

4: -300*5 - 300*3 + 929,179*3,625 - 200*2 = 568,23 kNm

5: 270,83*2,575 - 100*2 = 497,40 kNm

6: 270,83*0,575 = 155,73 kNm

Moment v poli

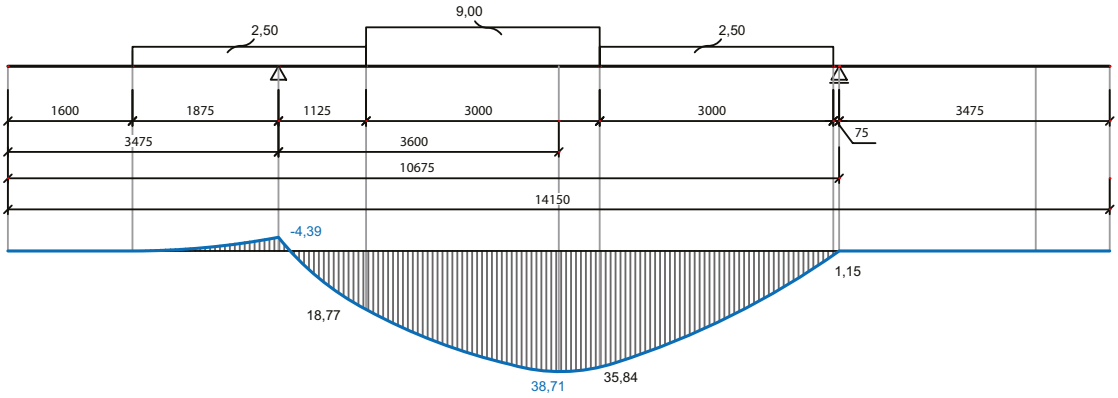
Poloha středu nosníku = 7,075 m

-300*4,975 - 300*2,975 - 200*1,975 + 929,17*3,6 = 564,4 kNm

Výsledný moment nad podporou: -412,5 kNm

Výsledný moment v poli: 564,4 kNm

4.1.10.3.3 Maximální zatížení v poli - spojité zatížení



Obr. 22 Vykreslení zatížení od dopravy (2) - spojité zatížení

Výpočet reakcí

B - momentová podmínka kolem podpory A:

$B*7,2 - 3*2,5*(4,125+1,5) - 3*9*(1,125+1,5) - 2,5*1,125^2/2 + 2,5*1,875^2/2 = 0$

B = 15,31 kN

A - svislá podmínka rovnováhy:

$9*3 + 3*2,5*2 - 15,31 = 26,69$ kN

A = 26,69 kN

Výpočet momentů

1: $-2,5*1,875^2/2 = -4,39$ kNm

2: $-2,5*3^2/2 + 26,69*1,125 = 18,77$ kNm

3: $-2,5*3*4,5 + 26,69*4,125 - 9*3^2/2 = 35,84$ kNm

4: 15,31 * 0,075 = 1,15 kNm

Moment v poli

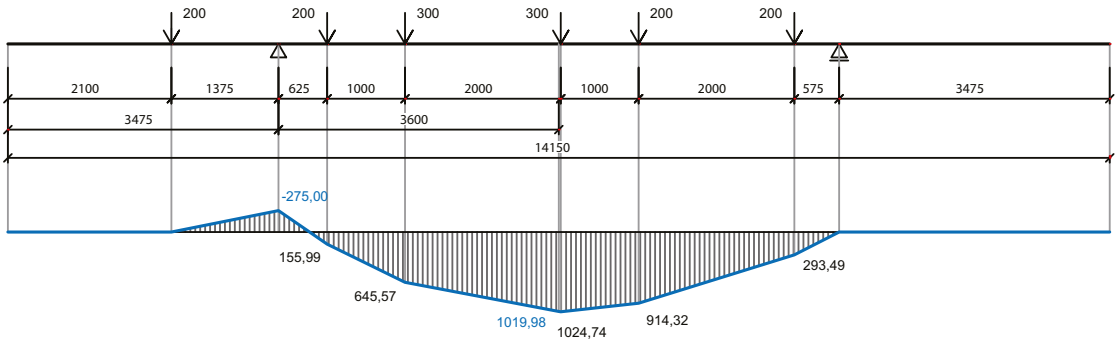
Poloha středu nosníku = 7,075 m

$-2,5*3*(2,475+1,5) - 9*2,475^2/2 + 26,69*(2,475+1,125) = 38,71$ kNm

Výsledný moment nad podporou: -4,39 kNm

Výsledný moment v poli: 38,71 kNm

4.1.10.3.4 Maximální zatížení nad podporou - zatížení od dvojnáprav



Obr. 23 Vykreslení zatížení od dopravy (2) - zatížení od dvojnáprav

Výpočet reakcí

B - momentová podmínka kolem podpory A:

$B*7,2 - 200*6,625 - 200*4,625 - 300*3,625 - 300*1,625 - 200*0,625 + 200*1,375 = 0$

B = 510,42 kN

A - svislá podmínka rovnováhy:
300*2 + 200*4 - 510,42 = 889,58 kN
A = 889,58 kN

Výpočet momentů
1: -200*1,375 = -275 kNm
2: -200*2 + 889,58*0,625 = 155,99 kNm
3: -200*3 - 200*1 + 889,58*1,625 = 645,57 kNm
4: -200*5 - 200*3 + 889,58*3,625 - 300*2 = 1024,74 kNm
5: 510,42*2,575 - 200*2 = 914,32 kNm
6: 510,42*0,575 = 293,49 kNm

Moment v poli
Poloha středu nosníku = 7,075 m
-200*4,975 - 200*2,975 - 300*1,975 + 889,58*3,6 = 1019,98 kNm

Výsledný moment nad podporou: -275 kNm
Výsledný moment v poli: 1019,98 kNm

4.1.10.4 Tabulka výsledných momentů

Tab. 5 Výsledné momenty ze zatížení v příčném směru

Zdroj	Podpora	Pole	Koef.	Podpora	Pole
Vlastní tíha	-40,62	9,87	1,35	-54,84	13,32
Doprava 1.1	-15,82	10,33	1,50	-23,73	15,50
Doprava 1.2	-412,50	564,40	1,50	-618,75	846,60
Doprava 2.1	-4,39	38,71	1,50	-6,58	58,06
Doprava 2.2	-275,00	1 019,98	1,50	-412,50	1 529,98
Vybavení	-105,56	54,34	1,35	-142,51	73,36
Celkem				**-839,83**	**1 674,72**

4.1.10.5 Návrh výztuže

4.1.10.5.1 Návrh výztuže nad podporou

M_{Ed} = 839,83 kNm
Krytí výztuže (c) = 40 mm
Výška desky (h) = 410 mm
d = h - c = 370 mm
z = 0,9 * d = 0,9 * 370 = 333 mm
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ = 500 / 1,15 = 434,78 MPa
$M_{Ed} \leq M_{Rd} = A_s * fyd * z$

$A_s = M_{Ed} / (f_{yd} * z) = 839,83 / (434,78 * 333) = 5\ 800\ mm^2$
Na 1 metr připadá 6,6667 prutů výztuže při osové vzdálenosti 150 mm.

5 800 / 6,6667 = 869,99 mm^2 na prut.
$\pi r^2 = 869,99$ >> r = 16,64 mm
r = 20 mm, $A_s = 6,6667 * 1\ 256,64\ mm^2 = 8\ 377,58\ mm^2$

Návrh výztuže Ø20 s osovou vzdáleností 150 mm.

4.1.10.5.2 Návrh výztuže v poli

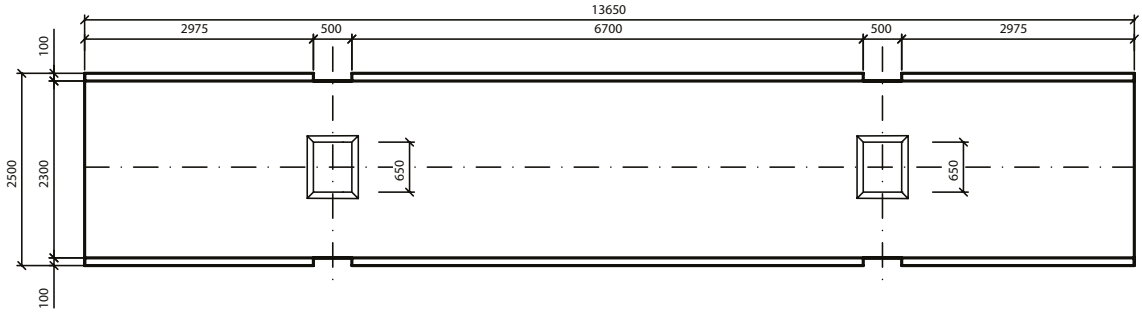
M_{Ed} = 1 674,72 kNm
Krytí výztuže (c) = 40 mm
Výška desky (h) = 300 mm
d = h - c = 260 mm
z = 0,9 * d = 0,9 * 260 = 234 mm
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 434,78$ MPa
$M_{Ed} \leq M_{Rd} = A_s * fyd * z$
$A_s = M_{Ed} / (f_{yd} * z) = 1\ 674,72 / (434,78 * 234) = 16\ 461\ mm^2$
Na 1 metr připadá 6,6667 prutů výztuže při osové vzdálenosti 150 mm.

16 461 / 6,6667 = 2 469,15 mm^2 na prut.
$\pi r^2 = 2\ 469,15$ >> r = 28,03 mm
r = 28 mm, $A_s = 6,6667 * 2\ 463\ mm^2 = 16\ 420,06\ mm^2$

Návrh výztuže Ø24 s osovou vzdáleností 150 mm.

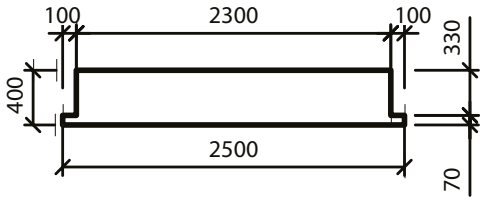
4.2 Návrh a posouzení spřažené prefabrikované desky

4.2.1 Zadané hodnoty a rozměry desky



Obr. 24 Schéma prefabrikovaného nosníku

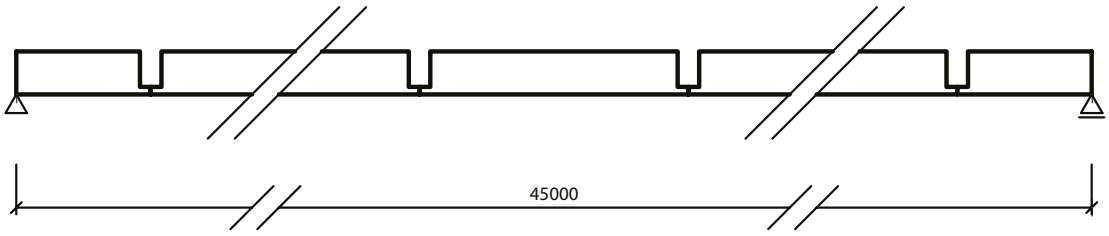
4.2.2 Výpočet zatížení



Obr. 25 Řez prefabrikovaným nosníkem

4.2.2.1 Vlastní tíha

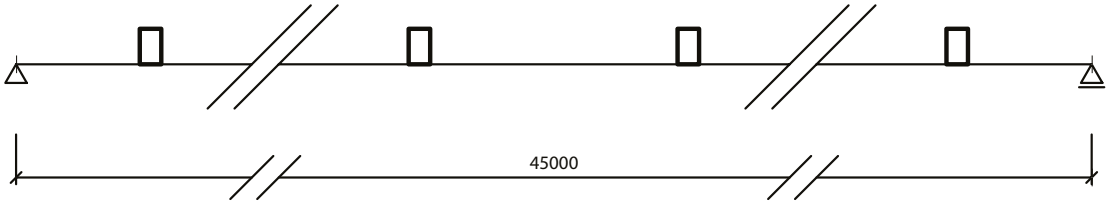
Kusů prefabrikátu celkem:
(45000 - 2500) / 2500 = 17
17 + 2*0,5 = 18 kusů celkem
γ = 25 kN/m^3



Obr. 26 Schéma uložení prefabrikovaných dílců a jejich zatížení

Maximální moment uprostřed nosníku: 5 401,28 kNm
Moment ve vzdálenosti 1,25 m od levé podpory: 577,98 kNm
Výpočet momentů byl proveden za použití aplikace www.beamguru.com.

4.2.2.2 Dobetonávka



Obr. 27 Schéma zatížení dobetonávky

Maximální moment uprostřed nosníku: 33,38 kNm
Moment ve vzdálenosti 1,25 m od levé podpory: 3,70 kNm

Výpočet momentů byl proveden za použití aplikace www.beamguru.com.

4.2.2.3 Ostatní stálé zatížení a zatížení od dopravy

Ostatní stálé zatížení viz 4.1.2.2 na str. 17: 48,172 kN/m
Spojité zatížení od dopravy viz 4.1.3.4 na str. 20: 34,809 kN/m
Zatížení od dvojnáprav v podélném směru ve vzdálenosti 1,25 m od levé podpory (schéma sil viz 4.1.3.4 na str. 20):

Výpočet reakce B momentovou podmínkou kolem bodu A:

45*B - 464,4 * 23,4 - 464,4 * 22,2 = 0

B = 470,592 kN

Výpočet reakce A svislou podmínkou rovnováhy:

A = (464,4*2 - 470,592) = 458,208 kN

Moment ve vzdálenosti 1,25 m:

1,25 * 458,208 = 572,76 kNm

4.2.3 Ověření výdrže při výstavbě

Vlastní tíha nosníku profilu „I“: $A_y * \gamma = 0,0918 * 78,5 = 7,206$ kN/m
Tíha betonu (uvažujeme b_{eff}): $A_c * \gamma = 2,3053 * 25 = 57,6325$ kN/m
Montáž = 0,75 kN/m^2: 0,75 * 6,825 = 5,12 kN/m

<u>Návrhové zatížení</u>
1,35 * (7,206 + 57,6325 + 5,12) = 1,35 * 69,9585 = 94,44 kN/m

$M_{Ed} = 1/24 * 94,44 * 45^2 = 7\,968,71$ kNm
Iy = 8,2727 * 10^{-2} m^4
z1 = 1,316 m, z2 = 1,083 m (viz 4.1.7, str. 22)

M_{Ed} / Iy = 7 968,71 / 8,2727*10^{-2} = 96 325,38

$\sigma_{t,t}$ = 96 325,38 * (-1,316) = -126 764,20 kPa
$\sigma_{w,t}$ = 96 325,38 * (-1,286) = -123 874,44 kPa
$\sigma_{w,b}$ = 96 325,38 * (1,053) = 101 430,63 kPa
$\sigma_{t,b}$ = 96 325,38 * (1,083) = 104 320,38 kPa

$\Psi = \sigma_{w,b} / \sigma_{w,t}$ = 101 430,63 / -123 874,44 = -0,82 > -1

c/t = 1,14 / 0,015 = 76
$\varepsilon = \sqrt{(235/355)}$ = 0,8136
$42*\varepsilon / (0,67+0,33*\Psi)$ = (42 * 0,8136) / (0,67 + 0,33 * -0,82) = 85,55

85,55 > 76 => III. třída

4.2.4 Návrh výztuže v oblasti dobetonávky

Moment M:
$M = (1/12) * 48,172 * 45^2 + (1/12) * 34,809 * 45^2$ = 14 003,04 kNm
Odhad momentu M ve vzdálenosti 1,25 m od podpory (80 %):
M = M * 0,8 = 14 003,04 * 0,8 = 11 202,43 kNm
M = 11 202,43 + 572,76 + 577,98 + 3,7 = 12 356,87 kNm

M_{Ed} = 12 356,87 * 1,3 / 13,65 = 1 176,84 kNm
Krytí výztuže (c) = 40 mm
Výška desky (h) = 330 mm
d = h - c = 290 mm
z = 0,9 * d = 0,9 * 290 = 261 mm
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ = 500 / 1,15 = 434,78 MPa

$M_{Ed} \leq M_{Rd} = A_s * fyd * z$
$\overline{A_s} = M_{Ed} / (f_{yd} * z)$ = 1 176,84 / (434,78 * 261) = 10 370,68 mm^2
Na 1 metr připadá 6,6667 prutů výztuže při osové vzdálenosti 150 mm.

10 370,68 / 6,6667 = 1 555,60 mm^2 na prut.
πr^2 = 1 555,60 >> r = 22,25 mm
r = 22 mm, A_s = 6,6667 * 1 520,53 mm^2 = 10 136,87 mm^2

Návrh výztuže Ø22 s osovou vzdáleností 150 mm.

5. Závěr

Cílem této bakalářské práce bylo porovnat využití prefabrikace ve spřažených ocelo-betonových konstrukcích z pohledu realizace betonové desky. Hlavní důraz byl kladen na porovnání realizace betonové desky jako monolitického celku s variantou využití prefabrikátů. Nejprve byla provedena rešerše spřažených konstrukcí a následně rešerše prefabrikovaných konstrukcí, představení jednotlivých možností realizace betonové desky, jejich hlavních výhod, nevýhod a nástrah spojených s výstavbou. Práce se také v krátkosti zaměřila na porovnání využití prefabrikovaných mostních konstrukcí v českých podmínkách oproti zbytku světa.

Po rešerši následoval výpočet na modelové konstrukci, nejprve pro variantu monolitické konstrukce a následně pro variantu využití prefabrikovaných dílců. V obou případech bylo nejprve zpočítáno zatížení na konstrukci vyvolané vlastní tíhou, ostatním stálým zatížením a dopravou. Následoval výpočet efektivní šířky, výpočet maximálního momentu únosnosti $M_{pl,Rd}$, ověření výdrže při výstavbě, a v případě monolitické konstrukce byly navrženy i spřahovací trny. Dále pro monolitickou konstrukci byl proveden výpočet zatížení v podélném směru a navržena výztuž pro oblast nad podporou u horních vláken a pro oblast v poli u spodních vláken. V případě prefabrikované konstrukce byl proveden návrh výztuže v oblasti dobetonávky pro modelový prefabrikovaný nosník.

Celkově lze říci, že oba typy zbudování spřažené ocelo-betonové konstrukce mají své využití, každá z nich skýtá určitá úskalí, na která ovšem existují řešení. V daném modelovém případě by pro výstavbu byla výhodnější varianta konstrukce z prafabrikovaných dílců, jelikož dochází k menšímu zatížení ocelové konstrukce při výstavbě a celková doba výstavby by vzhledem k předem připraveným prefabrikovaným dílcům byla výrazně kratší oproti výstavbě monolitické konstrukce.

Seznam obrázků

Obr. 1 Redistribuce momentů na spojitém nosníku 12

Obr. 2 Schéma spřažené ocelo-betonové mostní konstrukce (1) 12

Obr. 3 Monolitická deska s výztuží (6) 13

Obr. 4 Prefa monolitická deska (7) 13

Obr. 5 Plně prefabrikovaná deska (8). 14

Obr. 6 Lake Champlain Bridge Project, New York (9). 17

Obr. 7 Podélné schéma modelového mostu (rozměry v mm) 18

Obr. 8 Schéma mostu s monolitickou deskou (rozměry v mm) 18

Obr. 9 Rozmístění zatěžovacích pruhů na mostě. 20

Obr. 10 Vykreslení sil a rovnoměrného zatížení s využitím příčinkových čar . . 21

Obr. 11 Vykreslení momentu a posouvací síly stálého zatížení
- vlastní tíhy NK 21

Obr. 12 Vykreslení momentu a posouvací síly stálého ostatního zatížení 22

Obr. 13 Vykreslení momentu od dopravy 22

Obr. 14 Vykreslení posouvacích sil od dopravy 23

Obr. 15 Schéma efektivní šířky b_{eff} 23

Obr. 16 Schéma polohy neutrální osy 24

Obr. 17 Poloha těžiště 25

Obr. 18 Vykreslení zatížení od vlastní tíhy 26

Obr. 19 Vykreslení zatížení od mostního vybavení 26

Obr. 20 Vykreslení zatížení od dopravy (1) - spojité zatížení 27

Obr. 21 Vykreslení zatížení od dopravy (1) - zatížení od dvojnáprav. 28

Obr. 22 Vykreslení zatížení od dopravy (2) - spojité zatížení 29

Obr. 23 Vykreslení zatížení od dopravy (2) - zatížení od dvojnáprav. 30

Obr. 24 Schéma prefabrikovaného nosníku 33

Obr. 25 Řez prefabrikovaným nosníkem 33

Obr. 26 Schéma uložení prefabrikovaných dílců a jejich zatížení 33

Obr. 27 Schéma zatížení dobetonávky. 33

Seznam tabulek

Tab. 1 Základní parametry mostu s monolitickou deskou. 19

Tab. 2 Výpočet zatížení na nosné konstrukci 19

Tab. 3.1 Výpočet ostatního stálého zatížení. 19

Tab. 3.2 Výpočet ostatního stálého zatížení. 19

Tab. 3.3 Výpočet ostatního stálého zatížení. 19

Tab. 4 Nápravové síly a rovnoměrné zatížení dle pruhů 20

Tab. 5 Výsledné momenty ze zatížení v příčném směru 31

Použitá literatura

(1) PIPINATO, Alessio, ed. *Innovative Bridge Design Handbook: Construction, Rehabilitation and Maintenance*. Amsterdam: Butterworth-Heinemann, 2016, s. 250-251. ISBN: 978-0-12-800058-8.

(2) ČÍRTEK, Ladislav. *Prvky betonových konstrukcí.* [online]. [cit. 15. 5. 2017]. Dostupné z: http://lences.cz/domains/lences.cz/skola/subory/Skripta/BL01-Prvky%20Betonovych%20konstrukci/prvky%20bet.%20konstr._navrhovani%20jednoduchych%20konstrukci.pdf

(3) Chapter 10: Concrete Decks. [online]. [cit. 15. 4. 2017]. Dostupné z: http://www.dot.ca.gov/hq/esc/techpubs/manual/bridgemanuals/bridge-design-practice/pdf/bdp_10.pdf

(4) ZEWDE, Kitaw. *Analysis and Design of Precast - Cast in Situ Concrete Composite Bridges.* Addis Ababa, 2005. Diplomová práce. School of Graduate Studies, Addis Ababa University.

(5) NĚMEC, Pavel, J. KOMANEC, P. KLIMEŠ a J. DUŠKA. Přínos prefabrikace pro ekonomická a efektivní řešení mostních konstrukcí. In: *Mosty: mezinárodní sympozium konané v rámci doprovodného programu mezinárodního stavebního veletrhu IBF, Brno: sborník příspěvků.* Brno: CERM, 2011. ISBN: 978-80-86604-52-7.

(6) *Sixty State Street (Boston).* [online]. [cit. 18. 4. 2017]. Dostupné z: http://911research.wtc7.net/mirrors/guardian2/sixty-state-street/construction.htm.

(7) PAI, Niranjan et al. Prioritization Strategy for Replacing Deteriorating Partial-Depth Precast Concrete Deck Panels in Florida. In: *Journal of Bridge Engineering 21.6 (2016): 05016001*. [online]. [cit. 18. 4. 2017].

(8) SHIM, CS., CHOI, KY. a CHANG, SP. Design of Transverse Joints in Composite Bridges with Precast Decks. In: *KSCE Journal of Civil Engineering 5.1 (2001): 10.1007/BF02830722.* [online]. [cit. 18. 4. 2017].

(9) *Lake Champlain Bridge Project.* [online]. [cit. 2. 4. 2017]. Dostupné z: https://www.dot.ny.gov/lakechamplainbridge/news.