

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

**Návrh spřaženého ocelobetonového dálničního mostu s využitím
prefabrikovaných prvků desky**

The design of composite steel – concrete highway bridge with precast
deck elements

Jiří Keclík

Studijní program:

Stavební inženýrství

Studijní obor:

Konstrukce a dopravní stavby

Vedoucí bakalářské práce:

doc. Ing. Lukáš Vráblík, PhD.

Praha 2019



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební


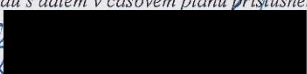
Thákurova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE


Příjmení: <u>Keclík</u>	Jméno: <u>Jiří</u>	Osobní číslo: <u>458574</u>
Zadávající katedra: <u>K 133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí</u>		
Studijní program: <u>Stavební inženýrství</u>		
Studijní obor: <u>Konstrukce a dopravní stavby</u>		

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: <u>Návrh spráženého ocelo-betonového dálničního mostu s využitím prefabrikovaných prvků desky</u>	
Název bakalářské práce anglicky: <u>The design of composite steel - concrete highway bridge with precast deck elements</u>	
Pokyny pro vypracování: Vypracování teoretické rešerše Návrh konstrukčního řešení mostu Statická analýza konstrukce Řešení rozhodujících detailů konstrukce Základní výkresová dokumentace	
Seznam doporučené literatury:	
Jméno vedoucího bakalářské práce: <u>Doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.</u>	
Datum zadání bakalářské práce: <u>25.2.2019</u>	Termín odevzdání bakalářské práce: <u>26.5.2019</u> <i>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</i>
 Podpis vedoucího práce	 Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat 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“.

<u>26.2.2019</u> Datum převzetí zadání	 Podpis studenta(ky)
---	--

Prohlášení autora

Prohlašuji, že jsem tuto bakalářskou práci vypracoval samostatně a že jsem uvedl veškeré informační zdroje v souladu s Metodickým pokynem o etické přípravě vysokoškolských závěrečných prací.

Nemám závažný důvod proti užití tohoto školního díla ve smyslu zákona § 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

.....

Poděkování

Na tomto místě bych rád poděkoval vedoucímu mé bakalářské práce doc. Ing. Lukáši Vráblíkovi, PhD. za cenné rady, praktické poznatky, ochotu a konzultace, které mi během vedení mé práce poskytoval.

Dále bych chtěl poděkovat svým kolegům z SMP CZ a týmu Freyssinet CS za poskytnutí interních podkladů, konzultace a předání osobních zkušeností. Firmě DOPRAVOPROJEKT Ostrava patří mé díky za ochotné poskytnutí výkresových podkladů pro SO 231 z akce D48 Rybí-Rychaltice, který je náplní praktické části této práce. Také děkuji firmě Valbek, spol. s r.o. za poskytnutí dokumentace lávky Greenways v Plzni.

V neposlední řadě děkuji své rodině za podporu během mého studia a psaní práce.

Abstrakt

Bakalářská práce pojednává o spřažených ocelobetonových mostech se zaměřením především na prefabrikované prvky desky. Teoretická část se zabývá spřaženými mosty obecně, prefabrikací a na závěr jsou komplexně popsány ocelobetonové mosty s betonovou deskou prefabrikovanou na plnou výšku.

Praktická část je zaměřena na alternativní návrh dálničního mostu na D48 v úseku Rybí - Rychaltice jako spřaženého ocelobetonového mostu s deskou prefabrikovanou na plnou výšku s využitím UHPC. Statický výpočet řeší chování betonové desky v podélném i příčném směru. Také se zabývá vyřešením klíčových detailů. Cílem je provést alternativní návrh mostu s použitím této technologie namísto původně navržené varianty s monolitickou deskou z betonu běžné pevnosti a zhodnotit výhody a nevýhody využití UHPC v detailech.

Klíčová slova

Spřažené ocelobetonové mosty, prefabrikace, UHPC, betonová deska, deska prefabrikovaná na plnou výšku

Abstract

This bachelor thesis deals with composite steel-concrete bridges with focus on precast deck elements. The theoretical part deals with composite bridges in general, prefabrication and at the end are comprehensively described steel-concrete bridges with full-depth precast concrete deck panels.

The practical part is focused on alternative design of the highway bridge at D48 in the section Rybí - Rychaltice as composite steel-concrete bridges with full-depth precast concrete deck with use of UHPC. The static calculation solves longitudinal and transverse behaviour. It also solves the key details. The goal is to make an alternative design of bridge using this technology instead of the originally designed variant with the cast-in-place concrete deck of common strength.

Keywords

Composite steel-concrete bridge, prefabrication, UHPC, concrete deck, full-depth precast deck

Obsah

1. ÚVOD.....	7
2. SPŘAŽENÉ OCELOBETONOVÉ KONSTRUKCE.....	8
2.1. Statické působení v příčném směru	12
2.2. Statické působení v podélném směru	13
2.2.1. Smykové spojení	14
2.2.2. Redistribuce momentů	16
2.3. Způsoby zhotovení betonové desky	17
2.3.1. Monolitická deska	17
2.3.2. Prefa-monolitická deska	18
2.3.3. Prefabrikovaná deska na plnou výšku	21
2.4. Metody betonáže desky	22
3. PREFABRIKACE VE STAVITELSTVÍ.....	24
3.1. Vývoj prefabrikace.....	24
3.2. Specifikace	25
4. DESKY PREFABRIKOVANÉ NA PLNOU VÝŠKU	27
4.1. Vlastnosti	27
4.2. Montáž	30
4.3. Detaily.....	35
4.3.1. Smykové spojení	35
4.3.2. Příčné spáry	36
4.3.3. Zmonolitňující dobetonávka	38
4.4. Předpětí	39
4.4.1. Podélné předpětí	39
4.4.2. Příčné předpětí	40
4.5. Příklady použití plné prefabrikace	40
4.5.1. ČR.....	40
4.5.2. EU – Francie	42
4.5.3. USA	44
5. MOST NA DÁLNICI D48 V KM 22,032 – TECHNICKÁ ZPRÁVA	46
5.1. Identifikační údaje mostu	46
5.2. Základní údaje o mostu	46
5.3. Zdůvodnění stavby mostu a jeho umístění.....	46
5.3.1. Údaje o přemostovaných překážkách.....	46
5.3.2. Údaje o převáděné komunikaci	47
5.4. Technické řešení mostu	48
5.4.1. Popis konstrukce mostu.....	48
5.4.2. Hlavní nosná konstrukce.....	48
5.4.3. Založení a spodní stavba	48
5.5. Postup montáže spřažené desky	49
6. MOST NA DÁLNICI D48 V KM 22,032 – STATICKÝ VÝPOČET.....	50
6.1. Předpoklady výpočtu	50
6.2. Použité programy	52
6.3. Použité modely	52

6.4.	Materiály	54
6.4.1.	Beton	54
6.4.2.	Betonářská výztuž	55
6.5.	Předběžný návrh prefabrikátu	55
6.6.	Zatížení	56
6.6.1.	Stálá zatížení	56
6.6.2.	Nahodilá zatížení	57
6.7.	Spolupůsobící šířky ŽB desky	60
6.8.	Příčinkové čáry	62
6.9.	Kombinace zatížení MSÚ	66
6.10.	Kombinace zatížení MSP	66
6.11.	Návrh spřažení	67
6.11.1.	Výpočet průřezových charakteristik – pole	67
6.11.2.	Výpočet průřezových charakteristik – P4	68
6.11.3.	Smykový tok	68
6.11.4.	Návrh spřažení prostřednictvím spřahujících trnů	70
6.11.5.	Návrh spřažení prostřednictvím perforované lišty	71
6.12.	Návrh výztuže prefabrikátu	73
6.12.1.	Kombinace vnitřních sil pro posouzení prefabrikátu	73
6.12.2.	Posouzení řezu – nad nosíkem – provoz	74
6.12.3.	Posouzení řezu – střed rozpětí mezi nosíky – provoz	75
6.12.4.	Posouzení řezu – v poloze závěsů – zdvih z bednění	76
6.13.	Posouzení průřezu s trhlinami v místě příčné spáry	77
6.14.	Návrh montážních prostředků prefabrikátu	78
7.	ZÁVĚR	81
8.	SEZNAM OBRÁZKŮ	83
9.	SEZNAM TABULEK	85
10.	SEZNAM GRAFŮ	86
11.	SEZNAM CITACÍ	87
12.	SEZNAM POUŽITÝCH NOREM	91
13.	SEZNAM PŘÍLOH	92
13.1.	Příloha A – výkresová dokumentace	92

1. Úvod

Prefabrikace prvků nosných konstrukcí doprovází lidstvo ve výstavbě téměř od momentu vynalezení betonu. Až v posledních desítkách let ovšem získává zájem, který skutečně zasluhuje. U mostních konstrukcí dnes využíváme betonové prefabrikáty především pro nosníky, méně pak pro pilíře. Velké zastoupení u mostních konstrukcí nachází využívání technologie prefa-monolitu – nejvýznamnějšími zástupci ztraceného bednění jsou filigránové panely, setkat se ale můžeme i s prefabrikovanými formami dvoutrámových mostů.

Ačkoliv je dnes prefabrikace i využití UHPC velmi diskutovanými a doporučovanými metodami u investorů stále přetrvávají obavy a nedůvěra vůči jejich používání navzdory zřejmým výhodám plynoucích pro investora. Výstavba s použitím prefabrikace je velmi rychlá oproti monolitu. Použití prefabrikovaných prvků snižuje náklady na realizaci a především na provoz konstrukce.

Práce komplexně popisuje možnosti prefabrikace betonové desky u spřažených ocelobetonových mostů, upozornit na jejich výhody, ale zároveň i na skutečnosti, které je nutné při návrhu takového řešení zohlednit. Zároveň se zabývá i statickým působením ocelobetonových mostů a způsoby realizace spřahující desky. Stěžejní myšlenkou práce je popis progresivní metody prefabrikace desky na plnou výšku, tedy metody, která v České republice zůstává stále neznámou a investorům je obtížně vysvětlována. Z toho důvodu je v práci uveden její podrobný technický popis a zdůvodnění proč ji používat.

Praktická část se věnuje návrhu alternativy projektu spřaženého ocelobetonového mostu s monolitickou spřaženou deskou na D48 v úseku Rybí-Rychaltice. Tato alternativa využívá právě plné prefabrikace spřahující desky s využitím vysokohodnotných betonů. Pro maximalizaci účinnosti parametrů materiálů je proto zváženo použití méně často používaných spřahujících prvků.

2. Spřažené ocelobetonové konstrukce

Spřaženou ocelobetonovou konstrukcí se rozumí kompozitní konstrukce spojující dva materiály, které působí jako celek – ocel a beton. Ocelobetonové konstrukce jsou relativně univerzální a jejich principů lze využít v rámci prvků pozemního stavitelství i inženýrských staveb. Mezi zástupce spřažených konstrukcí patří například sloupy, pilíře nebo stropy. V mostním stavitelství se pak jedná především o použití ocelových nosníků tvaru I se spřaženou betonovou deskou. Obecně lze říci, že právě tímto spojením lze dosáhnout účinnějších konstrukcí než v případě použití pouze jednoho z materiálů. [1] Spolupůsobení ocele a betonu je dosaženo pomocí spřahujících prvků, kterými mohou být spřahující trny, hřebenové a perforované lišty, smykové kozlíky, případně samotný tvar trapézového plechu. Spřahující prvky prostřednictvím zmonolitnění konstrukce přenášejí smykové síly, zamezují vzájemným příčným i podélným posunům betonové desky a ocelové konstrukce a tím zajišťují i vyšší celkovou tuhost konstrukce. [2]

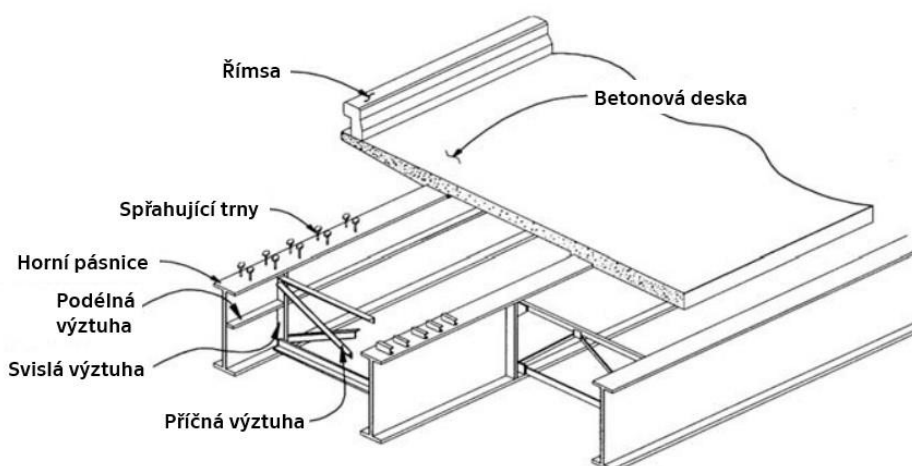
Ocelobetonové konstrukce mají relativně široké zastoupení v mostním stavitelství, ve kterém jsou v ČR i ve světě primárně využívány pro mosty pozemních komunikací malých nebo středních rozpětí. Klíčovým důvodem navrhování ocelobetonových mostů je především úspora konstrukční oceli (oproti ocelovým mostům), které je dosaženo jednak tím, že v tlačných oblastech spolupůsobí s ocelovým profilem i efektivní šířka betonové desky, naopak v tažených oblastech je účelně využit potenciál tahové pevnosti oceli. Mezi další výhody spřažených ocelobetonových konstrukcí patří:

- průhyb ocelových nosníků je menší díky zvýšení celkové tuhosti vlivem spolupůsobení betonové desky
- příznivější namáhání nosníků na únavu z důvodu vyšší hmotnosti nosné konstrukce
- spolupůsobení betonové desky přispívá k větší odolnosti vůči stabilitním projevům ocelového nosníku – klopení pásnice, boulení stojiny, dýchání stěn
- vyšší hmotnost konstrukce způsobená použitím betonové desky přispívá k tlumení vibrací, snížení hlučnosti, což je významné především u železničních mostů, a také k snížení dynamických účinků na konstrukci [3]
- malá stavební výška
- betonová deska je výrazně levnější a její provádění je jednodušší než ortotropní mostovka
- lehčí konstrukce než při použití betonových nosníků

- relativně jednoduchá montáž ocelové konstrukce [4]

Tak jako s každou technologií se ovšem pojí i různé nevýhody:

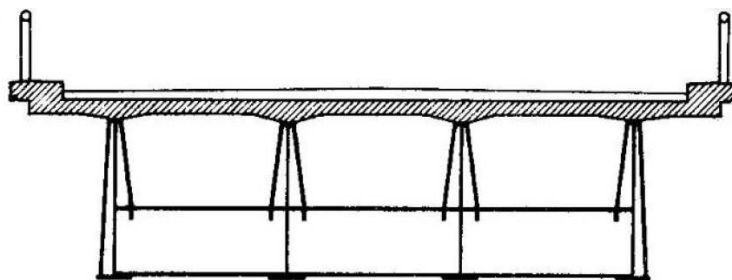
- při betonáži spojitých mostů „proudovým způsobem“ vzniká vysoké riziko vzniku širokých trhlin v betonové desce nad podporami [5]
- oproti využití betonových nosníků jsou ocelové dražší
- v důsledku spřažení vznikají v betonové desce další tahová napětí způsobená objemovými změnami betonu, neboť je bráněno volnému smršťování [4]
- ocelobetonové spřažené konstrukce nejsou příliš oblíbené vzhledem k ceně konstrukční oceli a její značné labilitě (únava, koroze)



Obr. 1 Schéma spřaženého mostu [9]

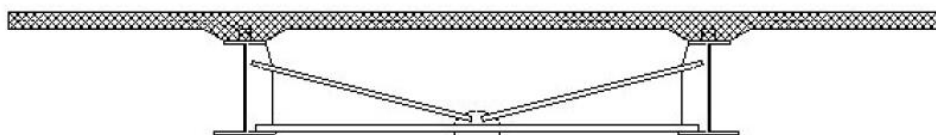
Spřažené ocelobetonové mosty mohou mít různé provedení nosné konstrukce, které je závislé zejména na dostupné stavební výšce, rozpětí a šířce mostu:

- **Nosníkové rošty** – Konstrukce s otevřeným průřezem užívané pro menší a střední rozpětí, které se použijí především v případech, kde je k dispozici nízká stavební výška. Železobetonová deska má obvykle tloušťku 200–350 mm. Hlavní nosníky jsou obvykle s roztečí 2 až 5 metrů spojené příčníky nad podporami. S ohledem na spolupůsobící šířku betonové desky by menší rozteč byla neekonomická. U středních rozpětí bývají navržena i mezilehlá příčná ztužidla.



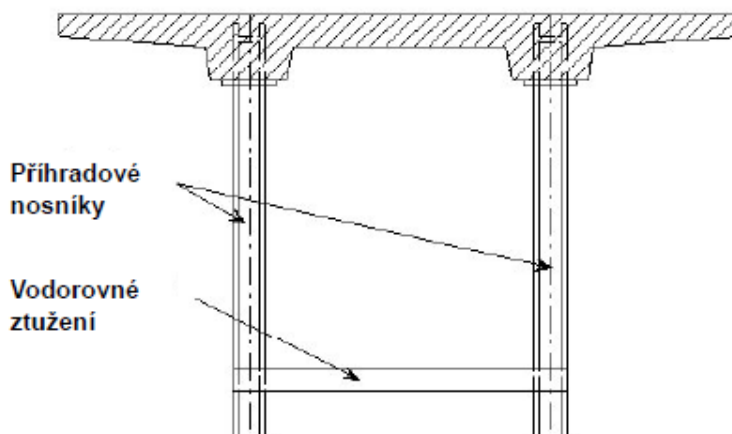
Obr. 2 Příčný řez nosíkového roštu se spřaženou betonovou deskou [4]

- **Dvoutrámové konstrukce** – Uplatní se především u mostů silničních a dálničních, kde je k dispozici dostatečná stavební výška. Využitím pouze dvou plnostěnných nosníků dochází k úspoře spotřeby oceli oproti nosíkovému roštu, a to především v oblasti stojiny. Úspornost bývá ovšem při větší rozteči nosníků snižována nutností navrhovat poměrně tlustou desku, jejímž důsledkem je výrazné zvýšení zatížení od vlastní tíhy. Hlavní nosníky je nutné doplnit hustě uspořádanými příčnicíky nebo podélníky, které se opírají o příčná ztužidla.



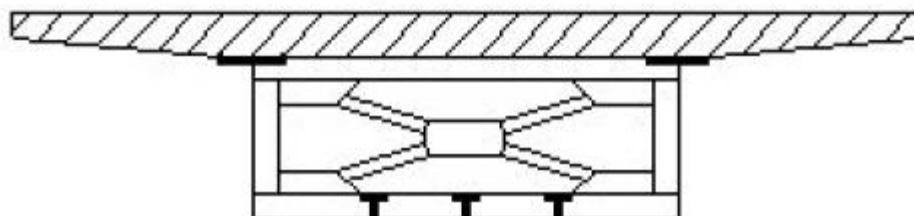
Obr. 3 Příčný řez dvoutrámovým spřaženým ocelobetonovým mostem [4]

- **Příhradové konstrukce** – Uplatní se hlavně u mostů větších rozpětí, kde je již neekonomické využití plnostěnných nosníků. Výhodou proti plnostěnným nosníkům je především nižší hmotnost konstrukce a s tím související nižší výška hlavních nosníků. Nevýhodou je složitější údržba a kontroly stavu nosné konstrukce oproti plnostěnným nosníkům.



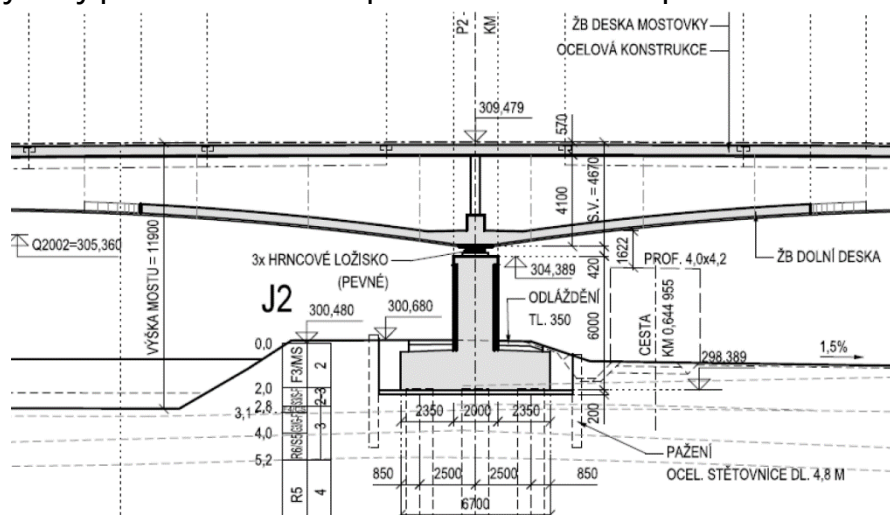
Obr. 4 Příčný řez ocelobetonovým spřaženým mostem s příhradovými nosníky [4]

- **Komorové mosty** – Své využití nachází především u velmi širokých dálničních mostů, případně u mostů s velkým rozpětím. Komora může mít svislé nebo šikmé stojiny a díky svému uzavřenému průřezu vykazuje velmi vysokou torzní tuhost. Nad podporami jsou umístěna diafragmata, které přenášejí reakce ze spodní stavby a také umožňují zdvih mostu pro výměnu ložisek.



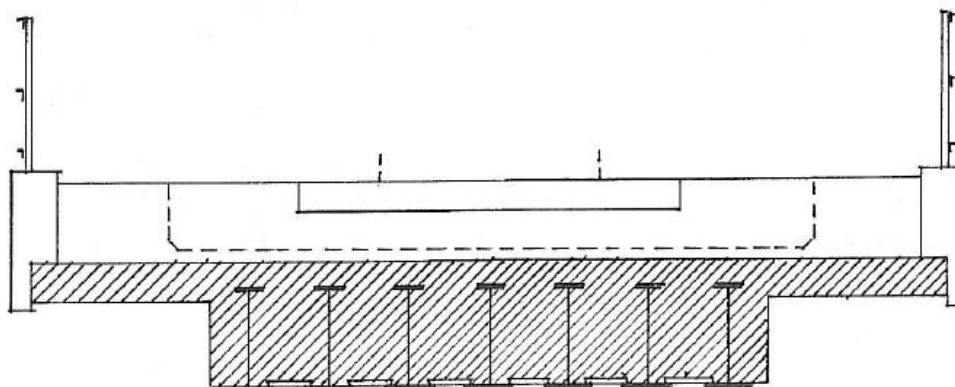
Obr. 5 Příčný řez komorovým spřaženým ocelobetonovým mostem [4]

- **Dvoustranně spřažené mosty** – Dvoustranné spřažení lze s výhodou využít především v nadpodporových oblastech, kde může být plně využitý potenciál tlakové pevnosti betonu u spodních vláken průřezu.



Obr. 6 Podélný řez dvoustranně spřaženým mostem [4]

- **Mosty se zabetonovanými nosníky** – Své uplatnění nachází téměř výhradně u železničních mostů do rozpětí 20 metrů. Jsou tvořeny širokopřířubovými ocelovými nosníky s malou roztečí. Skrz nosníky je otvory protažena příčná výztuž. Prostor mezi dolními pánsnicemi je zabetonován ztraceným bedněním, obvykle CETRIS deskami. Mezi výhody tohoto typu mostů patří velmi snadné provedení a zajištění velmi trvalé protikorozní ochrany umožněné právě obetonováním nosníků. [4]



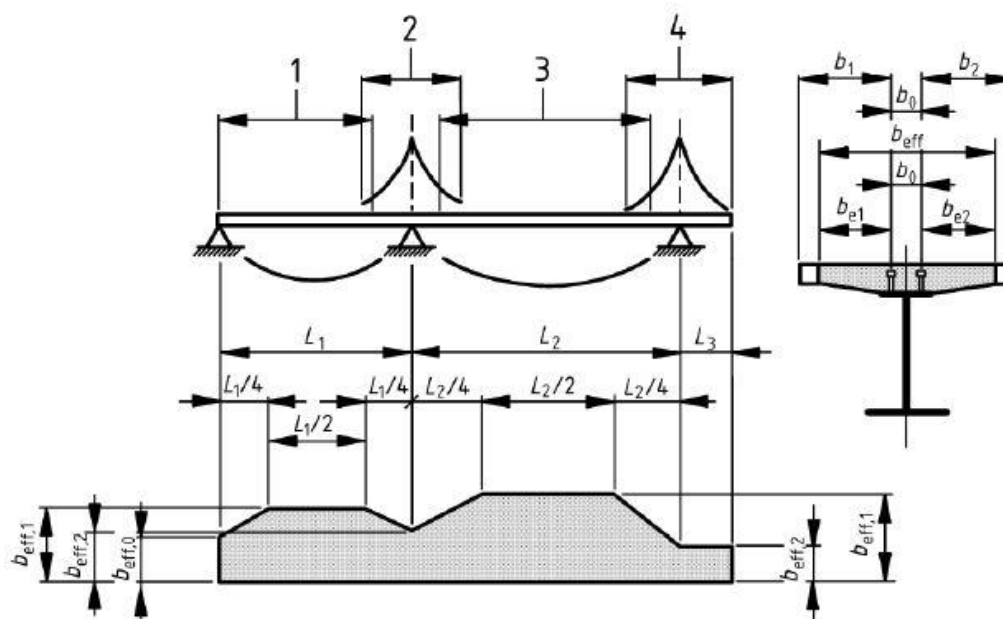
Obr. 7 Příčný řez železničním mostem se zabetonovanými nosníky [4]

2.1. Statické působení v příčném směru

U spřažených mostů sledujeme ochabnutí normálových napětí vlivem smykového přenosu nazývané zkráceně jako smykové ochabnutí¹. Tento jev se projevuje jak u tažených, tak i tlačných pásů. Pro jeho zohlednění uvažujeme každý nosník jako průřez složený z ocelového nosníku a z betonové „pánsnice“ odpovídající šířky. Samotný jev spočívá v tom, že u širokých pánsnic dochází vlivem smykových deformací k nerovnoměrnému rozdělení normálových napětí po šířce pánsnice. Abychom i tak mohli použít pružný výpočet, nahrazuje se v technické praxi původní šířka pánsnice účinnou šířkou, případně nazývanou jako spolupůsobící nebo efektivní, značenou převážně jako b_{eff} . [4] Samotný způsob určení účinné šířky betonové pánsnice je popsán v [6] odst. 5.4.1.2 a ilustrován na obr. 8.

U spřažených mostů je dále nutné si uvědomit, že umístění zatížení v příčném směru má rozhodující dopad na zatížení jednotlivých nosníků, respektive desky, a jejich následné dimenzování. Je tedy třeba zohlednit způsob příčného roznosu a hledat nejméně příznivou pozici zatížení pro každý jednotlivý nosník, kdy v limitním případě může dojít do stavu, kdy jeden nosník přenáší 100 % zatížení a druhý 0 %, respektive je odlehčován. K vyhodnocení zatížení nosníků lze u jednoduchých modelů, kde není vytvořen prostorový deskostěnový model zohledňující příčný roznos zatížení, s výhodou použít například příčinkových čar.

¹ V angličtině nazývaný jako shear lag = smykové zpoždování, loudání


Legenda

- 1 $L_e = 0,85L_1$ pro $b_{\text{eff},1}$
- 2 $L_e = 0,25(L_1 + L_2)$ pro $b_{\text{eff},2}$
- 3 $L_e = 0,70L_2$ pro $b_{\text{eff},1}$
- 4 $L_e = 2L_3$ pro $b_{\text{eff},2}$

Obr. 8 Ekvivalentní rozpětí pro určení účinné šířky betonové pásnice [6]

2.2. Statické působení v podélném směru

Spřažené mosty jsou v podélném směru navrhovány jako spojitě, prostě uložené, případně s vloženými klouby. Prosté uložení a uložení s vloženými klouby nabízí možnost plného využití plastické únosnosti průřezu pro první mezní stav. Vzhledem ke zkušenostem z předchozích realizací je možné říci, že v dnešní době se již navrhují převážně konstrukce spojitě, které poskytují mimo výhod uvedených v úvodu této kapitoly také snížení počtu ložisek a vyřazení problematických detailů spojených s vloženými klouby.

Z hlediska globální analýzy jsou vnitřní síly ocelobetonových mostů od všech typů zatížení určovány výhradně pružným výpočtem s uvážením postupu montáže a stavebních stavů zatížení. Dále je nutné uvážit vliv zatížení teplotou s výjimkou prostých nosníků třídy 1 a 2. U spojitých nosníků je také potřeba uvážit účinky smršťování a dotvarování betonu na vnitřní síly. U spojitých nosníků je obvyklé zohlednit vliv potrhání betonu v nadpodporových oblastech a s tím spojené lokální snížení tuhosti průřezu. [7]

Se spřaženými ocelobetonovými mosty se dále pojí několik fenoménů, které jsou typické zejména pro ně a u jiných ocelových mostů se s těmito problémy nesetkáváme a budou popsány v následujících podkapitolách. Souvisejí především s výrazným spolupůsobením betonové desky a ocelových nosníků.

2.2.1. Smykové spojení

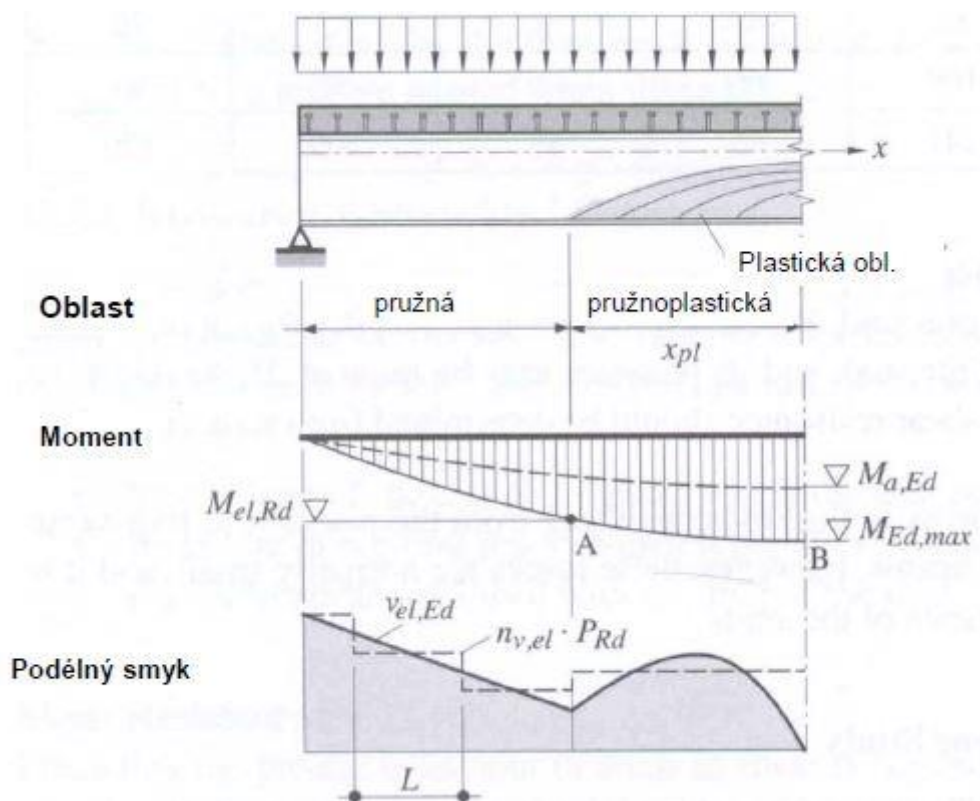
Stejně jako u pozemních staveb se i u mostů pro přenos podélných sil mezi nosníkem a deskou neuvažují účinky soudržnosti a tření. Jedinou výjimku tvoří případ připojení desky vysokopevnostními šrouby. Pro mosty se používá pouze plné spřažení. Je požadováno, aby podélné síly byly zachyceny spřahujícími prvky jednoho druhu, tedy buď poddajnými nebo nepoddajnými, a to především proto, aby měly stejnou charakteristiku mezi zatížením a prokluzem. Mezi poddajné spřahující prvky se řadí trny. Jediný nepoddajný spřahující prvek přicházející v úvahu u ocelobetonových mostů jsou hřebenové a perforované lišty. Spřažení pomocí kozlíků se v dnešní době již nepřipouští a u nových mostů se nenavrhuje.

V mezním stavu použitelnosti platí, že zatížení na jeden trn nesmí za působení provozního zatížení přesáhnout 0,6 násobku charakteristické hodnoty únosnosti trnu² P_{Rk} . Připustit lze lokální přetížení trnu až o 10 %, ale dohromady na celém rozpětí mostu musí být výsledná síla přenesena bez překročení mezní hodnoty. V mezním stavu použitelnosti působí konstrukce pružně a nejvyšší hodnoty podélné síly jsou mezi betonovou deskou a ocelovým nosníkem u podpor, kde je nutné rozmístit největší počet trnů. V případě splnění uvedené podmínky lze alespoň v rámci dílčích úseků nosníku rozdělit trny rovnoměrně.

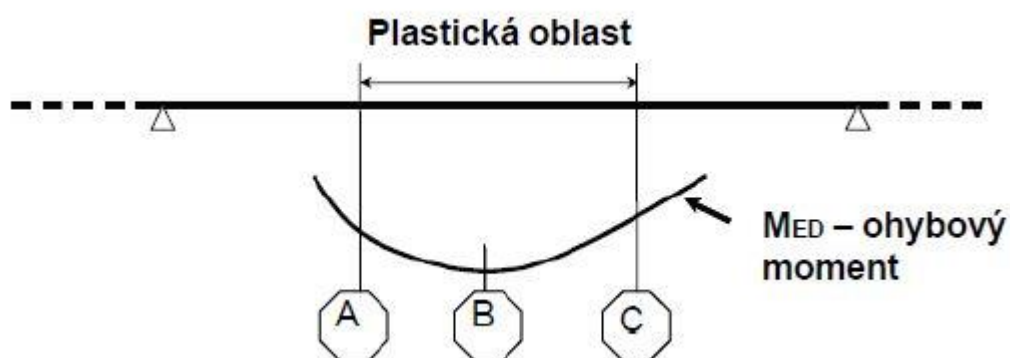
Při posuzování mezního stavu únosnosti je uvažováno extrémní zatížení a ověřují se trny navržené dle mezního stavu použitelnosti. U nosníků třídy 3 a 4, které jsou navržené pružným výpočtem, je postup obdobný jako v předchozím odstavci. Rozdíl oproti posudku z MSP je v působení extrémního zatížení a využití návrhové únosnosti trnu P_{Rd} . Nicméně není obvyklé, že by byl MSÚ rozhodující o počtu trnů. U plasticky navržených nosníků třídy 1 a 2 existuje oblast nosníku, v které působící moment

² Pro únosnost spřahujících trnů do průměru 22 mm z oceli pevnosti do 500 MPa platí vztahy uvedené v [7] odst. 7.2, v případě opakovaného zatížení se pak využije vztahů pro únosnost trnu z [7] odst. 10.4.1

překračuje elastickou ohybovou únosnost a dochází k vzniku plastické oblasti (Obr. 9). V této oblasti již neplatí lineární vztah mezi posouvající silou a podélnou silou mezi nosníkem a deskou, která působí na trny. V plastické oblasti se trny rozmístí rovnoměrně tak, aby přenesly sílu odpovídající rozdílu normálové síly v desce při zatížení návrhovým momentem F_B a síly v desce při pružném namáhání $F_{el,B} = F_A = F_C$ (Obr. 10). [7]



Obr. 9 Schéma poloviny plasticky navrženého prostého nosníku [4]



Obr. 10 Schéma významných bodů plastické oblasti nosníku

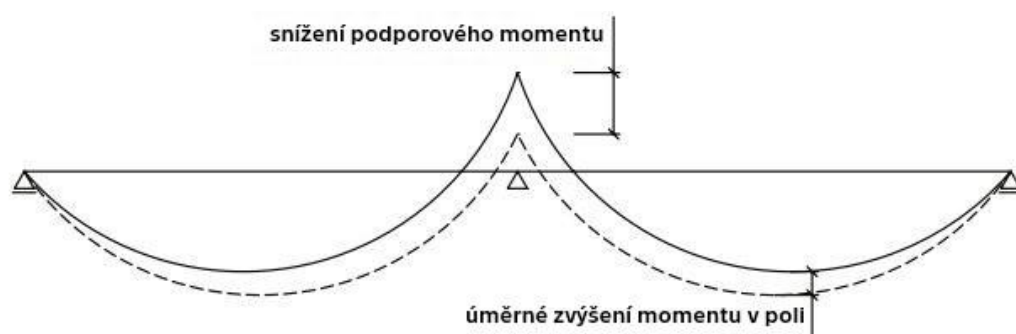
Mimo výše zmíněné je nutné k podélné smykové síle připočítat i účinky teploty, smršťování betonu a případné účinky lokálních zatížení.

U prostých nosníků je v rámci účinků teploty nutné zohlednit vliv nerovnoměrného zahřátí nosníku po jeho výšce. U spojitých nosníků se zohlední vliv rovnoměrné změny teploty i nerovnoměrného zahřátí, což bude mít vliv i na vnitřní síly vzhledem k tomu, že se jedná o konstrukci staticky neurčitou. Pro stanovení tuhosti lze přijmout zjednodušení, že se jedná o beton bez trhlin, nicméně tažený beton je následně potřeba z výpočtu vyloučit. Je možné uvažovat jak s plnou, tak jen se spolupůsobící šířkou desky. Tento předpoklad by měl být zachován jak při globální analýze, tak i při posuzování dílčích průřezů.

Účinek smršťování na podélnou sílu lze zanedbat u spojitých nosníků třídy 1 a 2. V ostatních případech je možné účinky smršťování určit obdobně jako účinky teploty, s tím rozdílem, že do výpočtu vstupují jiné hodnoty součinitelů.

Přídavné podélné síly od účinků lokálních zatížení mezi ocelí a beton vznikají především od míst zakotvení předpínacích kabelů, případně od styčnicků příhradových mostů. [7]

2.2.2.Redistribuce momentů



Obr. 11 Schéma redistribuce momentů na spojitém nosníku

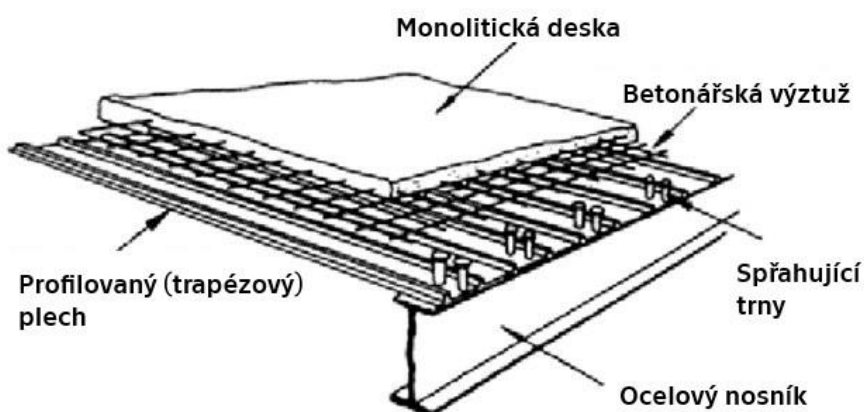
Tento fenomén se projevuje u spojitých nosníků, resp. jakýchkoliv staticky neurčitých systémů, kde samotný princip redistribuce, tedy přerozdělení, dává smysl. V průběhu zatěžování bude beton zpočátku vykazovat pružné chování. S narůstajícím zatěžováním dochází v betonu k překročení tahové pevnosti a vzniku trhlin vedoucím ke snížení tuhosti průřezu. Důsledkem plastického chování betonu i výztuže se stává průřez přetvárným a dochází k pootáčení. Díky výše popsanému dochází k přerozdělení vnitřních sil do méně namáhaných průřezů. Je ovšem nutné podotknout, že přípustná míra redistribuce není nekonečná, nýbrž je omezena. Rozvoj redistribuce je limitován rotační kapacitou neboli schopností plastického pootáčení, a

přípustnou šířkou trhlin. Samotná rotační kapacita závisí na poměru³ $\delta=x/d$, z důvodu omezení výšky tlačené oblasti, dále pak na tažnosti výztuže a přetvárných vlastnostech betonu. [8]

2.3. Způsoby zhotovení betonové desky

Ocelobetonové spřažené mosty mají několik možností návrhu a realizace betonové desky, které se dá celkově shrnout, do tří základních způsobů zhotovení, které se objevují v různých modifikacích. Jedná se o desku monolitickou, prefa-monolitickou a prefabrikovanou na plnou výšku. Deska se navrhuje ze železobetonu nebo z předpjatého betonu. Ve výjimečných případech může být navržena i jako přímo pojížděná. [5]

2.3.1. Monolitická deska



Obr. 12 Monolitická spřahující deska [11]

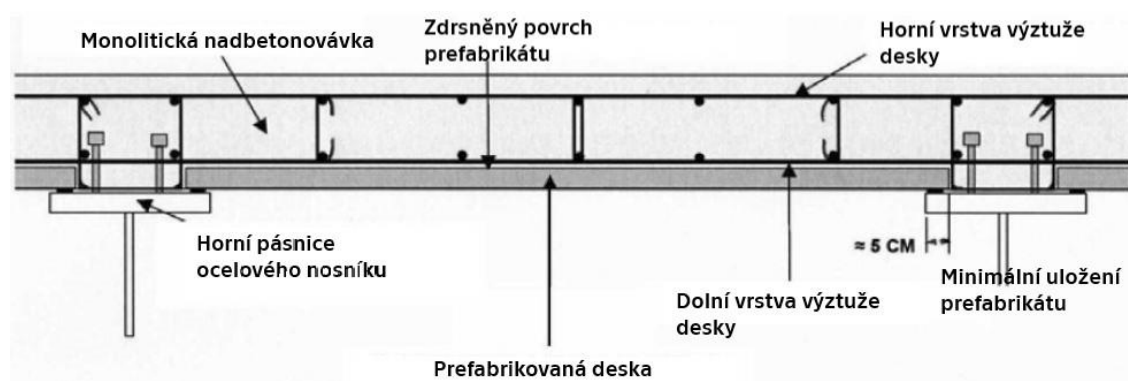
Monolitická deska je nejstarším a zároveň stále nejvíce navrhovaným typem desky. Jedná se obvykle železobetonovou desku tloušťky mezi 250–350 mm vyztuženou jak podélnou, tak příčnou výztuží. Menší tloušťka desky než 250 mm by již neumožnila ideální uložení vrstev výztuže a dodržení krytí výztuže.

Mezi výhody monolitické desky patří relativně nízká cena, technologická nenáročnost a dostatek zkušeností s projektováním i realizací.

³ x - vzdálenost neutrální osy od tlačného okraje stanovená v mezním stavu únosnosti po redistribuci;
 d - účinná výška průřezu.

Nevýhodou je nejdelší doba realizace ze všech uvedených možností. Je nutné zbudovat bednění a povrch desky je často nutné sanovat kvůli nedokonalému hutnění betonu. K dalším problémům tohoto typu desky často patří tvorba širokých trhlin, a to především při „proudovém“ způsobu betonáže, které zapříčiní při porušení hydroizolace zatékání vody do konstrukce a následnou korozi výztuže. To se může ve spojení s nedostatečným množstvím mostních prohlídek a absencí údržby projevit nejprve na jízdním komfortu, později výraznou degradací nosné konstrukce. [10]

2.3.2. Prefa-monolitická deska



Obr. 13 Částečně prefabrikovaná spřahující deska [4]

Použití prefa-monolitické desky získává v posledních letech na oblibě především kvůli výraznému snížení množství použitého dočasného bednění, případně i množství podpůrných konstrukcí a s tím spojeného urychlení výstavby, které se projeví na ceně stavby. Mezi další výhody lze zařadit možnost mnohem výraznějšího ovlivnění řízení jakosti výroby a materiálů v rámci prefabrikátů oproti monoliticky zhotoveným deskám. Je možné zajistit výrazně kvalitnější hutnění prefabrikátů, a tedy je dodat bez povrchových vad. Tím odpadá potřeba často obtížného sanování vad spodního líce betonové desky. [12]

Stejně jako u monolitických desek je nutné věnovat pozornost především v nadpodporových oblastech, kde je zvýšené riziko vzniku širokých trhlin. Konkrétní návrh a statické posouzení desek pro částečnou prefabrikaci je vždy individuální pro konkrétní most včetně návrhu nadvýšení tak, aby finální tvar spodního líce desky odpovídal tvaru v projektu. Monolitická nadbetonávka musí být navržena tak, aby deska působila jako jeden celek. [5]

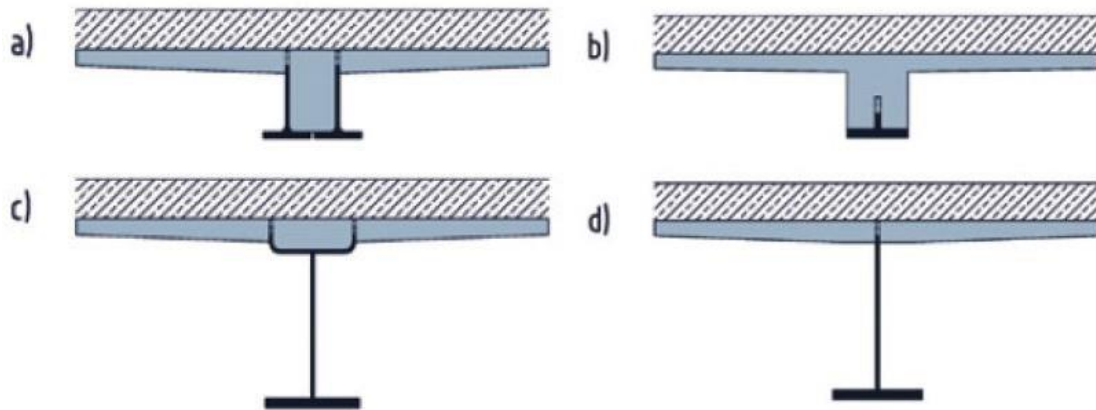
Systémů ztraceného bednění pro spřažené mosty je celá řada a mezi nejčastěji používané patří:

- **Cementovláknité desky** – jejich použití dává smysl spíše do rozpětí cca. 400 mm, s větším rozpětím je již potřeba desek velké tloušťky a je sporné, zda pak skutečně dojde k požadovanému působení jako jeden celek. Jsou známy i případy, kdy došlo k „odloupnutí“ celé cementovláknité desky od monolitické nadbetonávky. [12]
- **Bednění z FRP (fibre reinforced plastics) materiálů** – Jedná se o relativně subtilní bednicí panely z polymerů vyztužených vlákny, případně mohou mít i vnitřní ocelové výztuhy. Pro spřažené mosty se často využívá systém EMJ Permadeck vyráběný v Anglii. [4]
- **Desky z UHPC většinou žebrované**
- **Kompozitní panely**

Mezi nepoužívanější systémy desek pro částečnou prefabrikaci patří takzvané filigránové desky, které jsou stejně tak používány pro stropy pozemních staveb. Jsou kladeny přes těsnící pásy na horní pásnice ocelových nosníků tak, aby vynechaly prostor spřahujících trnů a umožnily jejich dokonalé probetonování. Takovéto řešení umožňuje mnohem jednodušší návrh spojení mezi ocelovou konstrukcí a betonovou deskou než u plně prefabrikované desky, která bude popsána dále. [5] Spřažení na styku beton-beton je zpravidla realizováno pomocí typické vystupující prostorové příhradové výztuže, navíc bývá horní povrch prefabrikované desky zdrsněn. Při provádění je nutné dodržet minimální předepsané uložení a podepření musí být liniové, nikoliv bodové. [13]



Obr. 14 Filigránové panely osazené na ocelové nosníky [14]



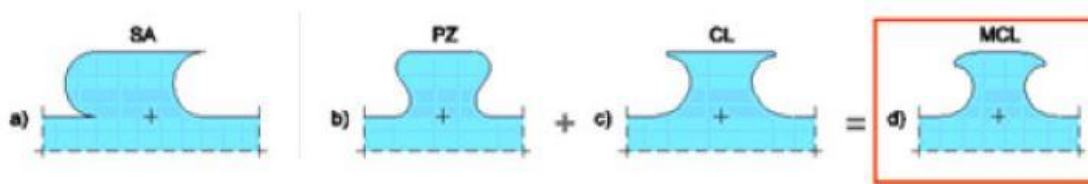
Obr. 15 Varianty provedení nosníku PreCo-Beam [4]

Další možností částečné prefabrikace je varianta ocelového nosníku, jehož horní pásnici tvoří betonová deska. Jedná se o technologii PreCo-Beam, produkt vývoje společnosti ArcelorMittal, která maximalizuje potenciály obou použitých materiálů a je vhodná především pro mosty menších až středních rozpětí. Relativně snadno lze potenciálu toho systému využít a konstrukci navrhnout jako dvoustranně spřaženou. Příkladem takového řešení je most Elbag v Polsku (Obr. 16) [4]



Obr. 16 Dvoustranně spřažený most Elbag, Polsko [4]

U nosníků PreCo-Beam byly v rámci návrhu prvku pro smykové spojení uvažovány celkem 3 různé typy jejichž optimalizací a kombinací původních tvarů vznikl výsledný tvar spřahujícího prvku MCL – modifikovaná klotoida (Obr. 17). Tvar modifikované klotoidy je výhodný především z hlediska únavového namáhání. [15]

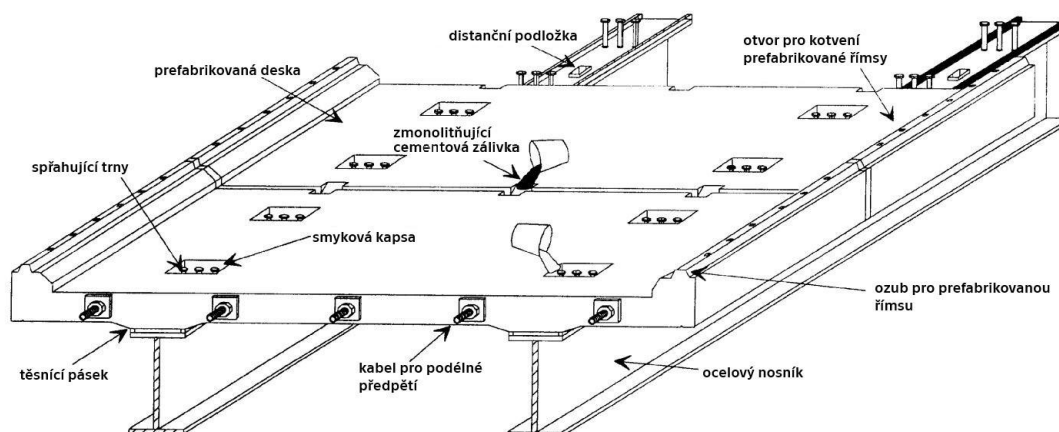


Obr. 17 Schéma vývoje modifikované klotoidy [15]



Obr. 18 Způsob řezání spřahujícího prvku MCL [15]

2.3.3. Prefabrikovaná deska na plnou výšku



Obr. 19 Spřahující deska prefabrikovaná na plnou výšku [16]

Metoda prefabrikace desek na plnou výšku, případně i plnou šířku, nebo také plné příčné prefabrikace, je nejrychlejším způsobem realizace betonové desky spřažených mostů. Jednotlivé panely jsou kladeny za sebou a spojovány mezi sebou v příčných spárách provedením výztuže a zmonolitňující dobetonávkou. Spřažení je dosaženo pomocí „smykových kapes“ v nichž jsou koncentrovány spřahující trny. Tyto kapsy jsou taktéž

zmonolitněny dobetonávkou. V této kapitole je technologie pouze hrubě popsána a podrobné informace jsou uvedeny v *Desky prefabrikované na plnou výšku*.

2.4. Metody betonáže desky

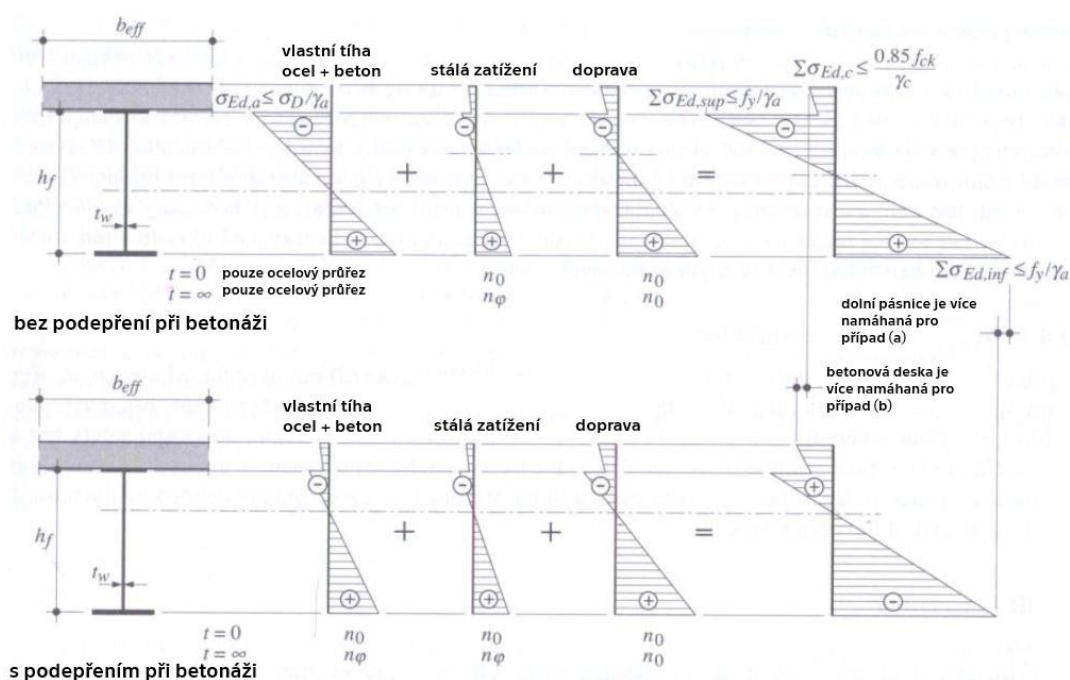
Zvolený způsob betonování desky má společně s návrhem montážního podepření zásadní vliv na návrh konstrukce a její dimenze.

Z hlediska podepření rozeznáváme tři možné montážní stavy – montáž bez pomocné skruže, montáž s pomocnou skruží a montáž s předpětím. Nejčastěji se využívá montáž s nebo bez skruže.

	Bez podepření	S podepřením	S předpětím
Předpětí	X	X	Ocel
Odstranění předpětí	X	X	Spřažený průřez
Montážní zatížení	Ocel	Spřažený průřez	
Ostatní stálé	Spřažený průřez		
Nahodilá zatížení	Spřažený průřez		

Tab. 1 Vliv podepření na průřezem přenášené zatížení

V případě montáže bez podepření přenáší zatížení (včetně tíhy čerstvého betonu) pouze ocelové nosníky, a to až do doby, kdy beton ztuhne a získá potřebnou pevnost k tomu, aby průřez začal působit jako spřažený. Z toho vyplývá potřeba vyšší dimenze nosníku, tak aby byl schopen přenášet montážní zatížení.

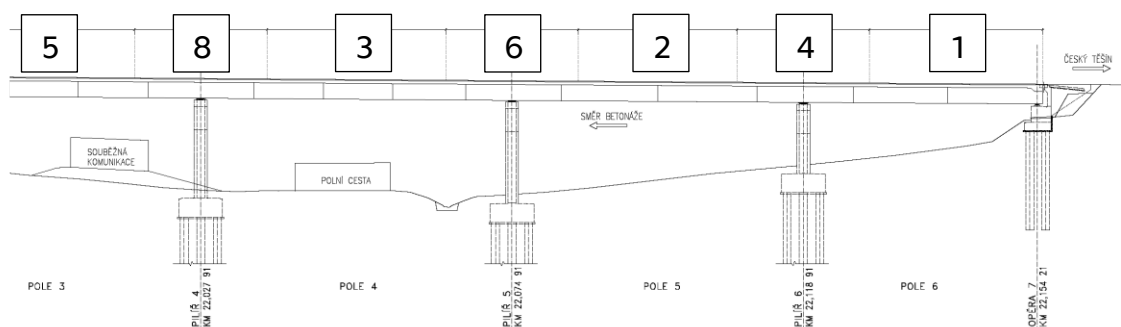


Obr. 20 Napětí v průřezu [4]

Pokud je zbudována skruž, je veškeré zatížení přenášeno právě podpůrnou konstrukcí a spřažený průřez začne přenášet zatížení po odstranění podpor. Díky tomu je možné uspořít množství oceli hlavních nosníků. [4]

Způsob betonáže se volí s ohledem na délku mostu a statickému působení. Důležité je také přihlídnout ke zkušenostem a technickému vybavení zhotovitele. Pro spřažené mosty existují následující alternativy postupu betonáže desky:

- **Betonáž v jednom kroku** – Používá se u mostů malých rozpětí, které jsou obvykle jednopólové. Považuje se za ní i betonáž dílčích polí mostů tvořených sledem prostých polí.
- **Betonáž „proudovým“ způsobem** – V tomto případě je spřažená deska spojitého mostu rozdělená na betonážní úseky. Ty jsou betonovány od jednoho konce k druhému. Pro zhotovitele je tento způsob betonáže jednoduchý a znamená nejnižší náklady a pro betonáž stačí jeden vozík, který pojíždí pouze vpřed. Z hlediska návrhu přináší „proudový“ způsob betonáže vyšší spotřebu výztuže a větší riziko vzniku širokých trhlin v nadpodporových oblastech.
- **Betonáž „poutnickým“ způsobem** – Betonovány jsou nejprve oblasti v polích, následně se dobetonují nadpodporové úseky. Cílem metody je snížení tahových napětí v desce nad podporami a má pozitivní vliv na množství použité výztuže. [7] Pro provádění se jedná o značně komplikovaný postup vyžadující buď nasazení dvou betonážních vozíků, případně náročné vrácení jednoho vozíku do podporových oblastí. [12]



Obr. 21 Postup betonáže části mostu "poutnickým" způsobem

3. Prefabrikace ve stavitelství

3.1. Vývoj prefabrikace

Prefabrikace betonových konstrukcí je stará stejně jako samotný beton. První aplikace předem připravených prvků jsou známé již u starověkých Římanů, kteří jich využívali pro výstavbu svých akvaduktů a tunelů. [17] Když pomíneme tyto raná použití, prefabrikovaný beton nezískal v západní Evropě a Severní Americe příliš popularity až do 20. století. Na prahu 1. světové války položil základní kámen britský inženýr John Alexander Brodie svým patentem procesu výstavby prefabrikovaných panelových budov, který byl průlomovou inovací ve stavebnictví. [18] Širokého využití se ale dočkala až po skončení 2. světové války, kdy bylo nutností v co nejkratším možném čase znovu vybudovat boji zdevastovanou dopravní i občanskou infrastrukturu. Tento intenzivní nástup měl za následek podstatný vývoj názorů a technologických postupů.

V dnešní době se upouští od dříve používaných subtilních detailů, které byly původcem mnoha poruch konstrukcí a jsou využívány masivnější dílce. To se projevuje zvýšenou užitkovou hodnotou, je dosaženo vyšší životnosti a jsou omezeny náklady na provoz stavby, především pak na údržbu. [19]

Pro současnost, ale i z výhledového hlediska, je zajímavé i využití HPC a UHPC pro výrobu dílců. Motivací oproti většímu využití v monolitické formě je spolehlivější výroba, odpadá vliv dopravy a ukládání za podmínek ovlivněných okolním prostředím. Konečné vlastnosti UHPC jsou vysokou mírou ovlivněny teplotou, vlhkostí, ale i orientací drátků v průřezu. Vzhledem k této náchylnosti UHPC je využití pro prefabrikáty vhodnější než pro betonáž in-situ.

Ačkoliv by právě využití předem připravených elementů mělo napomáhat snížení ceny realizace, aktuální stav na trhu příliš masivnímu využívání takových dílců nepřispívá. Vzhledem k přesycení poptávky trhu na výrobce dochází kař absurdnímu navyšování nabídkových cen ze strany pref. S výhledem do budoucnosti lze ovšem říci, že je prefabrikace velmi perspektivní metodou, která se jistě bude ještě více rozšiřovat. Jedním ze zcela jasných důvodů růstu odvětví, kterými se proces urychlí a ještě zkvalitní, bude nástup robotizace, která má v prostorách pref v blízké budoucnosti smysl na rozdíl od staveb samotných. Každá stavba je natolik originální, že by pro každou byla potřeba nová skupina robotů jí na míru uzpůsobená. V prefě bude stačit sestavu robotů naprogramovat podle

dodané dokumentace a ti budou velice přesně, precizně, a především efektivně plnit naprogramovaný postup. Výsledkem toho by mělo být dosažení bezvadné kvality za minimální čas a zároveň snížení ceny prefabrikátů. [12]

3.2. Specifikace

Prefabrikací se rozumí metoda výroby standardizovaných nebo atypických dílců a prvků v prostředí továrny, dílny nebo dočasného staveništního zařízení, které jsou po přepravě na stavbu osazeny dle projektové dokumentace a definitivně spojeny dohromady. Svě využití nachází především pro hromadnou výrobu typizovaných prvků nebo pro zhotovení dílců, které jsou tvarově složitější, a mají zvýšené nároky na kvalitu provedení. Mezi výhody prefabrikace kromě výše uvedených patří:

- **Omezení smršťování** – Oddálení spojení prefabrikátu s konstrukcí, použití betonu s nižším vodním součinitelem a kvalitní ošetřování čerstvého betonu zajistí mnohem nižší vliv smršťování na výslednou konstrukci. Většina smršťování betonu proběhne před zmonolitněním finální konstrukce.
- **Redukce dotvarování** – Prefabrikát je správně ošetřován a během období raného stáří je zatížen pouze vlastní tíhou. Do konstrukce se dostává vyzrálejší a s vyšší hodnotou modulu pružnosti, projevy dotvarování jsou tím pádem výrazně nižší.
- **Snížení výrobních odchylek** – U prefabrikovaných dílců je možné dodržet výrazně přísnější výrobní odchylky a zásadně jsou požadovány projektem i investorem.
- **Nezávislost na počasí** – Výroba ve valné většině probíhá v hale se stabilní teplotou a bez vystavení povětrnostním podmínkám.
- **Zvýšená kontrola jakosti** – Řízení jakosti, respektive kvality je pro prefabrikáty mnohem důslednější, výroba i transport materiálů probíhá v ideálních podmínkách.
- **Minimalizace mokrých procesů na stavbě** – Na stavbě se obvykle pouze zmonolitňují spoje, případně se realizuje zmonolitňující nadbetonávka. Objemy monolitu jsou často výrazně sníženy.
- **Časová optimalizace** – Je možné plánovat objemy dodávek dílců na stavbu tak, aby byla zajištěná kontinuální práce na objektu a zároveň nebylo nutné dílce skládkovat na staveništi.
- **Zmenšení záboru stavby** – Stavba má výrazně nižší požadavek na plochu pro skladování materiálu.

- **Hospodárnost** – Vybavení i lidská práce jsou využity neefektivnějším možným způsobem. Dochází k časovému zkrácení výstavby oproti monolitu.

S prefabrikací se nese i několik problémů, které je již v návrhu nutné zohlednit:

- **Subtilní spoje** – Dříve používané subtilní monolitické spoje vykazují dnes řadu vad, jelikož v nich nebylo možné dosáhnout potřebné pevnosti a požadovaných vlastností betonu. Dnes se navrhují robustnější prvky s ohledem na životnost.
- **Přeprava** – Při návrhu tvaru dílce je nutné uvážit maximální možné rozměry a hmotnost pro transport z výroby na stavbu.
- **Montáž** – Je nutné si uvědomit, že pro osazení prefabrikátů bývá potřeba použití výkonné zvedací a manipulační techniky, a to nejen z hlediska specifik prefabrikátů, ale i prostoru pro přistavení techniky. Dále je nutné navrhnout a posoudit vhodné montážní prostředky (lanové závěsy, oka, závitová pouzdra, kotvy) a určit jakým způsobem je s nimi možno manipulovat (vahadlo, šikmé zavěšení na řetězy nebo textilní vazáky).
- **Montážní zatěžovací stavy** – Při využití této metody je nutná zvýšená pozornost jednotlivým fázím realizace, aby nedošlo k přetížení některé části nosné konstrukce.

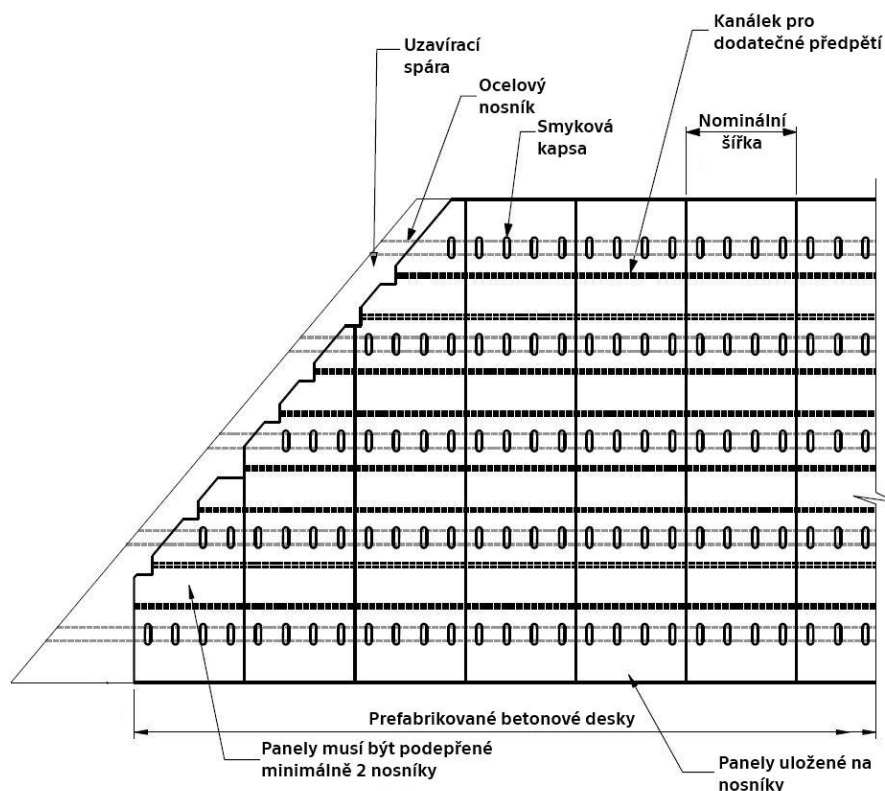


Obr. 22 Montáž staveništního prefabrikátu nosné konstrukce dvoutrámového mostu [20]

4. Desky prefabrikované na plnou výšku

4.1. Vlastnosti

Desky prefabrikované na plnou výšku jsou nejpokročilejší z alternativ desky pro spřažené ocelobetonové mosty. Jejich podstatou je maximální využití prefabrikace, a to ideálně pomocí prvků na celou šířku mostu. Využití lze i desky s podélnými spárami, takové využití ale není časté a přináší další spáru, která často bývá zdrojem poruch nosné konstrukce. Smysluplné je ho využít pouze u velmi širokých mostů dálničního typu. Typicky jsou jednotlivé panely 300 mm tlusté a 1,5 – 3 metry dlouhé. [21] Plně prefabrikovaných desek lze využít při návrhu kolmých, šikmých i zakřivených mostů. U mostů šikmých a v oblouku je ovšem nutné počítat s větším rozměrem uzavíracích spár, které jinak obvykle slouží především k dorovnání výrobních odchylek prefabrikátů a vytvoření kapes pro mostní dilatační závěry. [22]



Obr. 23 Tvar uzavírací spáry mostů s úložným úhlem menším než 75° [22]

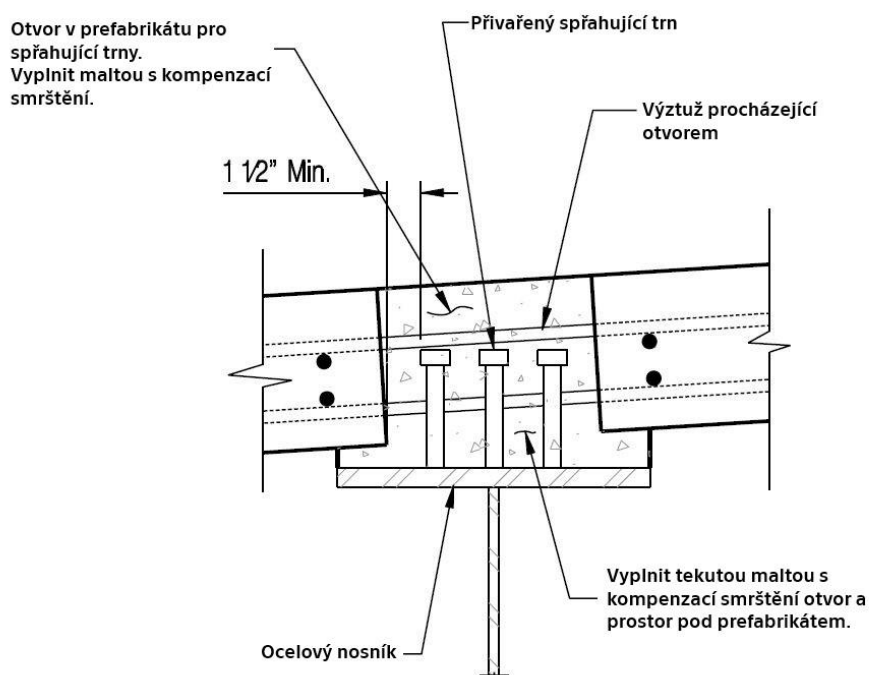
Využívány jsou jak pro výměny staré zdegradované desky (především v USA), tak i pro výstavbu nových mostů. V USA, pokud to situace dovoluje, je běžné provádět výměny desky mostu mimo dny s vysokou dopravní

intenzitou, přistupuje se proto k časově omezeným víkendovým (60 hodin) nebo nočním uzavírkám, za které je obvykle vyměněno jedno kompletní pole mostu. Pro tento způsob oprav je jediným možným řešením využití plně prefabrikovaných desek zmonolitněných betony s rychlým nárůstem pevnosti. [23] Používané betony pro zmonolitnění jsou převážně běžných pevností. Pouze ve velmi málo případech byly otestovány spoje z UHPC. [24] Mezi hlavní pozitiva využití plně prefabrikace se řadí kromě výrazného zrychlení oproti monolitické desce (až o 50 % [24]) také zvýšení bezpečnosti a ochrany zdraví při práci. Zásluhou rychlosti montáže je redukována doba, po kterou jsou pracovníci vystaveni okolnímu silničnímu provozu a sníženy jsou i další rizika. Výhodná je i aplikace u mostů přes vodní toky a plochy, případně jiná citlivá místa, kde by mohlo dojít k poškození životního prostředí kontaminací velkým množstvím na místě ukládaného betonu. [21]

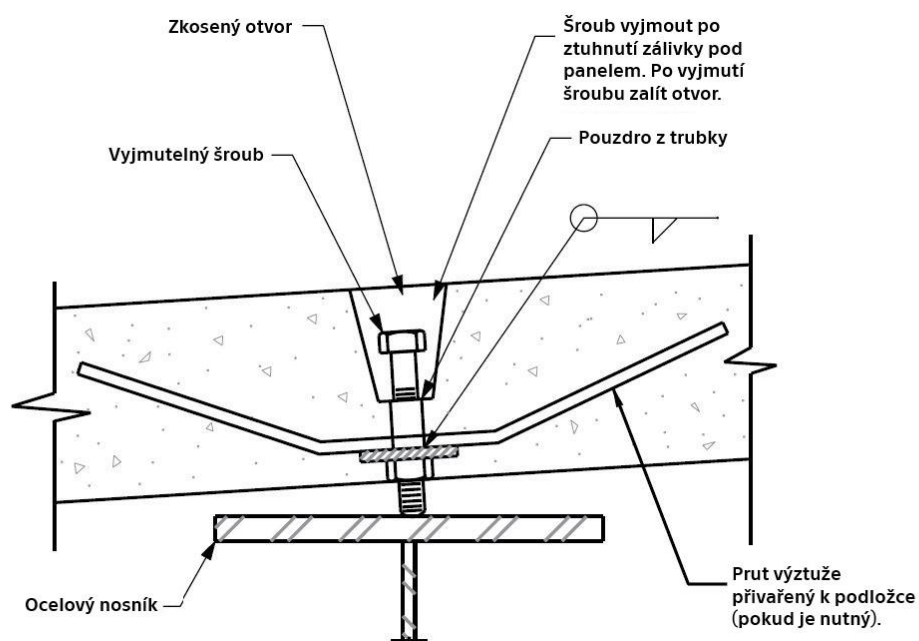
Navzdory rozsáhlému úsilí o zvýšení jejich životnosti a použitelnosti zůstává několik problémů. Přes veškeré inovace v návrhu spojů, a v některých zemích i podélné předpínání, zůstává stále dlouhodobá provozuschopnost otázkou. Problémy s degradací, zejména spojené s příčnými spárami, byly hlášeny u mnoha předchozích aplikací. Vznik širokých trhlin lze sledovat v průřezech příčných spár, v oblastech působení maximálního negativního ohybového momentu, které jsou tvořeny monolitickou dobetonávkou. Vznik takových trhlin následně znamená, především u přímo pojížděných desek, které jsou obvyklé v USA, velice rychlý postup rozpadu betonu. [21] U nás, kde je běžné použití povlakových hydroizolací, potom není vznik trhlin až tak zásadní, jestliže nedojde k porušení izolačních vrstev.

Druhou pro životnost mostu zásadní otázkou je, jak zajistit dostatečnou protikorozní ochranu (dále PKO) hlavních nosníků po celou životnost mostu. PKO má typicky životnost 20-40 let a není velký problém jí obnovit například otryskáním a zhotovením nového nátěru. Samotný problém nastává u horních pásnic nosníků. Vzhledem k tomu, že jak výroba ocelových nosníků, tak i prefabrikátů má výrobní odchylky, dochází k nedokonalému „sesednutí“ panelu s pásnicí nosníku a vzniká mezi nimi, alespoň v určitých úsecích, mezera, a ačkoliv by deska měla být uložena na těsnící pásy, může do ní zatékat voda. Jedná se o často opomíjený, respektive vědomě přecházený detail, který má zásadní důsledky na životnost díla a doposud nebylo vyřešeno jeho optimální provedení. [21] Jako nejspolehlivější řešení se jeví vyplnění všech mezer injektáží. Taková činnost se ovšem výrazně projeví na harmonogramu stavby a také na ceně. Pokud by tedy mělo být použito takové metody, je na zamyšlení, zda se výhody plně prefabrikovaných desek tímto naprosto nesmývají. V USA bylo na několika stavbách testováno ukládání desek na kontinuální ocelové pásoviny

přivařené k horní pásnici. Díky distanci, kterou tvořily mělo dojít k vytvoření takové mezery, kterou by mohla protéct tekutá malta s kompenzací smrštění. Ta byla lita smykovou kapsou tak dlouho, dokud nevytekla i v kapse druhé. U takového postupu je ovšem neprokazatelné, že došlo skutečně k zaplnění celé mezery maltou. [12]



Obr. 24 Detail provedení smykové kapsy a prostoru pod nosníky doporučený PCINE (USA) [22]



Obr. 25 Detail stavěcích šroubů v prefabrikátu [22]

Dalším detailem, který stále není plně ošetřen, je možnost výškové rektifikace desek po osazení. Nejedná se o zásadní vadu vůči životnosti mostu, nicméně se na jízdním komfortu může nedokonalý výškový soulad sousedních panelů časem projevit. Ačkoliv je možné do prefabrikátů osadit stavěcí (rektifikační) šrouby jejichž vytočením je možné do jisté míry výškové umístění desek upravit, nejví se to jako neúčinnější cesta. V dnešní době je toto řešeno přísnými požadavky na geometrické tolerance výroby.

4.2. Montáž

U krátkých mostů, které nabízejí dobrý přístup je možné zvolit osazování dílců pomocí těžkých mobilních jeřábů. Sestava mobilních jeřábů je také výhodná pro případy etapizovaných rekonstrukcí mostů častých v USA, kdy zpravidla výměna jednoho pole je provedena během víkendové uzavírky.



Obr. 26 Montáž dílců těžkými mobilními jeřáby [25]

Pro delší mosty nebo mosty s horším přístupem, kde nejsme výrazně časově omezováni a stavba probíhá v klasickém režimu, je výhodné pro výstavbu sprážených desek využít sofistikovanější zařízení pro osazování. Mezi takové montážní prostředky patří především montážní vozíky, které mohou mít mnoho podob. U menších vozíků je obvykle zdvihací zařízení umístěné na již

osazené desce a k nim zavází vozík pojíždějící po horních pásnicích nosníků jednotlivé desky. [26]



Obr. 27 Přepravní vozík a manipulační zařízení [26]



Obr. 28 Popis vozíku Eiffel [28]

Větší vozíky se uplatňují hlavně u dálničních mostů, u nichž je potřeba umístit těžké a rozměrné desky. Dále bude popsána konstrukce a postup práce konkrétního vozíku firmy Eiffel, který se uplatnil například při stavbě viaduktu Côtère ve Francii. Vozík je tvořen mostovým jeřábem nesoucím otočné vahadlo. Přesné otáčení vahadla je zaručeno pomocí otočné hlavy na vrcholu. Jeřáb leží na dvou vodorovných nosnících vozíku. Zadní nohy skládají z dvou profilů HEB opřené o kolejnice na již položených deskách. Jejich přeložení probíhá díky hydraulickým zvedákům. Přední nohy pojíždí přímo pásnice hlavních nosníků mezi spřahujícími trny. [28] Postup jednoho pracovního cyklu tohoto vozíku je popsán následujícími body:

1. Posun vahadla – vahadlo je podélně posunuto k začátku vozíku



Obr. 29 Posun vahadla [28]

2. Posun vozíku – posun nohou do polohy pro pokládku další desky



Obr. 30 Posun vozíku [28]

3. Přizvednutí vozíku – v oblasti zadních nohou tak, aby se daly zasunout kolejnice



Obr. 31 Přizvednutí vozíku hydraulickými zvedáky [28]

4. Posunutí kolejnic



Obr. 32 Posunutí kolejnic [28]

5. Připojení desky k vahadlu



Obr. 33 Návoz desky [28]



Obr. 34 Odjezd návěsu [28]

6. Odjezd návěsu – deska se před odjezdem zvedne o cca. 10 cm
7. Podélný posun mostového jeřábu
8. Rotace desky
9. Přiblížení desky finální poloze



Obr. 36 Podélný transport a rotace prefabrikátu [28]



Obr. 35 Přiblížení desky finální poloze [28]

10. Přesné osazení desky – Smykové kapsy jsou přesně umístěny nad spřahující trny. Následně je přistoupeno k sestupu vahadla a umístění desky do finální polohy.



Obr. 37 Přesné osazení desky [28]

11. Odpojení desky od vahadla
12. Návrat vahadla do původní polohy

4.3. Detaily

Pro správné fungování plně prefabrikovaných desek jsou klíčové jak detaily kapes pro smykové spojení, tak příčných, případně podélných, spár.

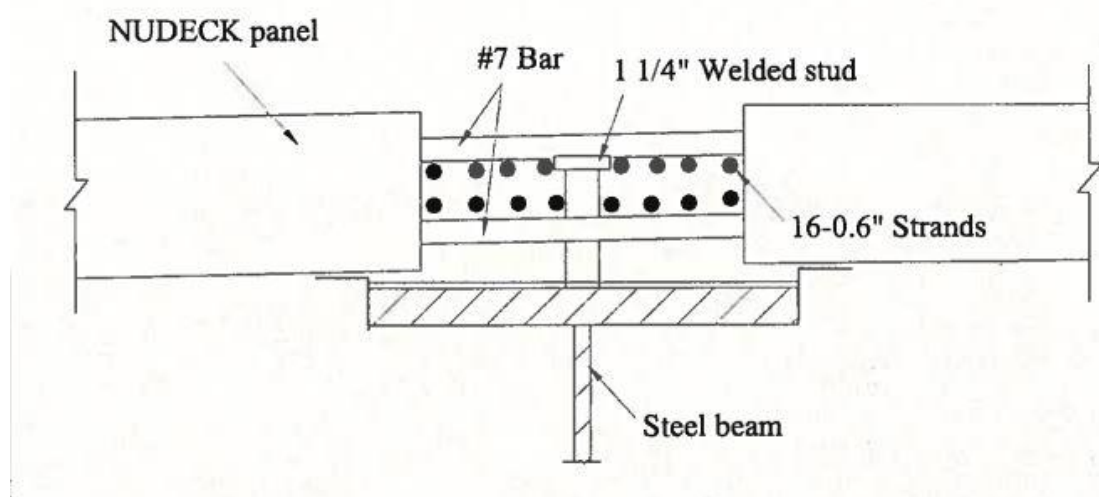
4.3.1. Smykové spojení

Smykové spojení se obvykle navrhuje prostřednictvím spřahujících trnů přivařených k horní pásnici nosníku. Ty jsou zhuštěně umístěny do lokálních prostor, smykových kapes (hnízd), a po ztuhnutí zmonolitňující zálivky je dosaženo kompozitního působení desky a nosníků. Je běžné, že kapsou vzhledem k jejím rozměrům probíhá příčná a podélná betonářská výztuž panelu, je proto nutné dbát na přesnost provádění a důsledně kontrolovat při návrhu kolize výztuže s trny. [23] Specifikem smykového spojení v kapsách je jeho značná nerovnoměrnost rozmístění spřahujících trnů. Desku je proto možné uvažovat v extrémním případě jako bodově podepřenou. Zkušenosti z minulých návrhů ale ukazují, že tento jev má zanedbatelné účinky na celkové působení a konstrukce spolehlivě fungují i při jeho zanedbání.

Alternativou pro smykové spojení pomocí kapes je vytvoření kontinuální spáry, kterou typicky využívá americký systém NU-deck, ve které mohou být průběžně umístěny trny tak, jak je tomu běžné u monolitické desky. Jako spřahující prostředek lze použít i perforovanou lištu. Betonové prefabrikované části jsou přes podélné spáry spojeny kontinuálně probíhající příčnou výztuží. U systému NU-deck jsou v podélné spáře umístěny dráty pro podélné předpětí. [29]



Obr. 38 Systém NU-deck použitý na Skyline Bridge, Nebraska, USA [29]



Obr. 39 Detail podélné spáry systému NU-deck (Skyline Bridge, Nebraska, USA) [29]

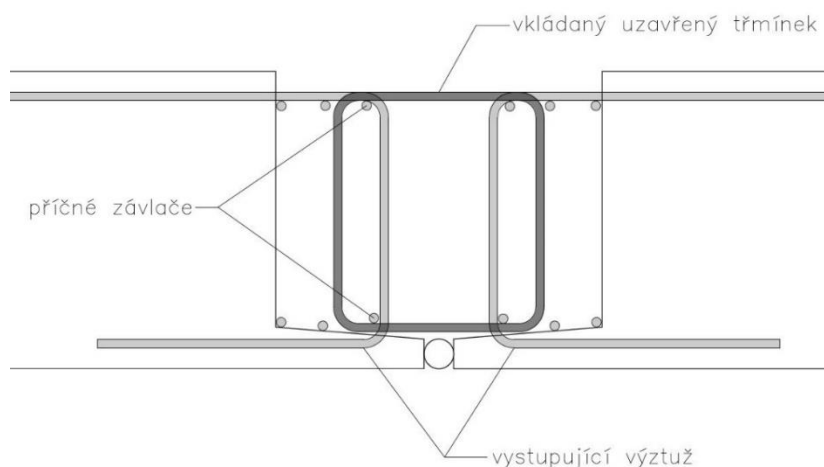
4.3.2. Příčné spáry

Příčné, resp. podélné spáry, zprostředkovávají společně s probíhající betonářskou výztuží spojení sousedících prefabrikátů. Spoje jsou vystaveny namáhání, kde se může kombinovat ohyb v podélném a příčném směru se smykovým namáháním na hranici nosníků a desky. Vzhledem k tomu, že se jedná o oblasti zásadní pro životnost mostu, zasluhují si dostatek pozornosti. V jejich rozsahu dochází nejčastěji k poruchám, zejména k tvorbě širokých trhlin, a ačkoliv jsou v evropských státech téměř výhradně chráněny vrstvami izolace – časem se stávají cestami pro vodu. Aby bylo zajištěno kvalitní probetonování a bylo zamezeno vytékání betonu ze spáry, které by mohlo být způsobeno díky výrobním odchylkám, vkládá se mezi

styčné plochy prefabrikátů předtěsnění, které je obvykle tvořeno pěnovým hadem. [21]

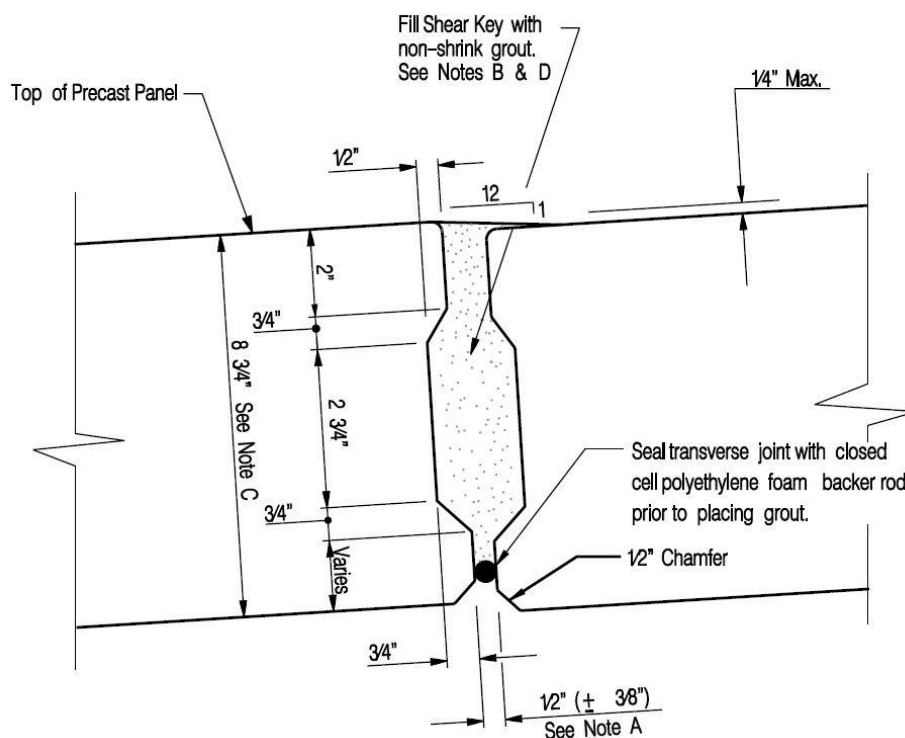
Důležité z hlediska působení je kromě kvality zmonolitňujícího materiálu především provedení výztuže, které může mít několik způsobů:

- **Petlicové styky** – V kombinaci s běžným betonem se jedná o jeden z nejučinnějších styků. Vzhledem k nemožnosti porušení spoje v soudržnosti představuje prakticky fixní spojení. Z hlediska provádění je především u širokých mostů velmi obtížně proveditelný. Často vyžaduje vložení uzavřených třmínek a následné protažení dlouhých závlač je velmi obtížně realizovatelné, jak díky značné délce prutu, tak z hlediska konfliktů s ostatními položkami výztuže. Kromě toho je nutné si uvědomit, že taková montáž probíhá ve výšce a je nutné zajistit BOZP. [12] Spoj je navržen tak, aby přenášel smyk a ohyb.



Obr. 40 Petlicový styk s předtěsněním

- **Female-to-female** – Tento velmi kompaktní styk není v Evropě běžně používán. Je prakticky výhradně používán v USA, kde je dnes již obvyklé plně prefabrikované desky dodatečně podélně předpínat. Skrze spáru neprochází žádná betonářská výztuž. Podélné propojení a přenos momentů a smyku je výhradně zprostředkován podélným předpětím.



Obr. 41 Styk typu female-to-female [22]

- **Přesahy výztuže** – Spojitost konstrukce je zajištěna pomocí nastykování podélné výztuže přesahem. Obvykle je stykování provedeno pomocí příložky, lze použít i variantu s delší přesahující podélnou výztuží panelů. Tento druh spoje je pro provádění nejjednodušší, ale vzhledem k požadované délce přesahů u běžných betonů je k jeho provedení potřeba největší spáry. Zkrácení délky stykování je možné pomocí svaření výztuže. Jedná se ale o poměrně pracný úkon.

4.3.3. Zmonolitňující dobetonávka

Zmonolitnění je ve valné většině případů prováděno betony, případně cementovými maltami, dosahujícími běžných pevností. Zalití je obvykle provedeno až po osazení všech prefabrikátů a neprobíhá již během montáže. Dobetonávka by neměla být míchaná na stavbě, případně by měla být alespoň předpřipravená pytlovaná. [22] Dále by měla splňovat následující obecné požadavky:

- S kompenzací smrštění
- Dostatečně tekutá
- Pevností alespoň 35 MPa (5ksi)
- Vodonepropustná

Jako cesta pro zefektivnění se jeví použití UHPC (ultra vysokohodnotný kompozit) jako spojovacího materiálu. Jeho aplikace umožní snížení objemu a zvýšení účinnosti spojů. Vzhledem k vysoké tahové pevnosti UHPC je možné velmi účelně spojovat panely stykováním výztuže s přesahem a není potřeba podélné pruty provažovat. Zároveň lze dosáhnout velmi příznivých délek stykování, které se jako zcela bezpečné uvádí jako 5 ϕ prutu výztuže. Experimenty dokázaly, že použití UHPC ve spojích vylučují dobetonávku spoje jako slabou část konstrukce. Během zatěžování zkušebních vzorků bylo sledováno, že kolaps nastává rozevíráním trhlin v okolí spoje nebo na rozhraní betonů, nikoliv ve spoji samotném. Pro návrh spojů z UHPC je vhodné při návrhu spřažení zohlednit vlastnosti UHPC ve vztahu k vysoké soudržnosti. Použití běžných trnů využívaných pro spřažené konstrukce se totiž jeví jako nevhodné vzhledem k jejich délce. Díky ní je jejich zakotvení v betonu příliš únosné a slabým místem je přípoj trnu k pásnici ocelového nosníku. Kvůli tomu by bylo vhodnější navrhnout krátké tlusté trny. Takové se však běžně nevyrábí. Alternativou pro ně může být použití perforované lišty, která na rozdíl od monolitu z běžného betonu, nemusí být průběžná a stačila by přerušovaná – taková lišta by své uplatnění mohla najít u systémech, které mají smykové spojení v podélné spáře (např. NU-deck). [31]

4.4. Předpětí

4.4.1. Podélné předpětí

Použití podélného předpětí u spřažených ocelobetonových mostů je v ČR a v Evropě spíše výjimečné a jejich větší zastoupení je pro zesílení stávajících konstrukcí. Nejběžnější je předpětí volnými kabely umístěnými mezi hlavními nosíky a zalomení bývá provedeno v ocelových deviátorech nebo betonových příčnicích. Návrhem podélného předpětí nosné konstrukce u novostaveb je možné ušetřit až 20 % konstrukční oceli. [5]

V USA, kde má plná prefabrikace desek téměř třicetiletou historii, je návrh dodatečného podélného předpětí obsažen prakticky ve všech používaných systémech. Téměř výhradně se jedná o předpětí vedené v úrovni poloviny tloušťky desky prefabrikátů. Předpínací lana jsou vedena celou délkou mostu nebo mezi uzavíracími spárami. Předpětí je vnášeno po dosažení požadované pevnosti betonu v příčných spárách a jeho cílem je především vnesení dostatečné tlakové rezervy do spár tak, aby bylo redukováno riziko vzniku trhlin v nich. Pro podélné předpětí by se měly započítat ztráty

elastickým zkrácením, pokluzem v kotvě a relaxací. Ztráty dotvarováním a smršťováním mohou být zanedbány. [22]

4.4.2. Příčné předpětí

V příčném směru je obvyklé řešení pouze s betonářskou výztuží. Své uplatnění příčné předpětí nachází u velmi širokých dálničních mostů. Příčným předpětím desky je dosaženo větší únosnosti desky a deska je odolnější vůči vzniku trhlin. [5] Prefabrikáty by měly být dodatečně předepnuty již v prefě, ať už z hlediska ušetření času na stavbě, tak i snížení náchylnosti panelů při manipulaci. V podstatě neexistuje racionální důvod, proč by se měli prefabrikáty předpínat až na stavbě. Předepnutím na stavbě by mimo jiné vneslo další namáhání do hlavních nosníků, což není žádoucí. Vzhledem k subtilnosti desky se obvykle navrhuje jednolanové nebo ploché málolanové předpínací jednotky s vnitřní soudržností. Účelné může být také použití předpětí pomocí monostrandů (vnitřní předpětí bez soudržnosti) uspořádané do smyček.

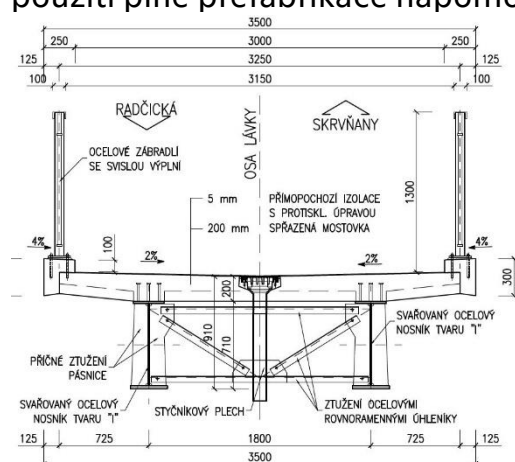
4.5. Příklady použití plné prefabrikace

Metoda je využívána hlavně v USA a západní Evropě s výjimkou Německa, které odmítá jakoukoliv příčnou prefabrikaci. V Evropě je tato metoda široce rozšířená ve Francii a Velké Británii. V ČR byla využita pouze jednou, u několika stavebních objektů se dostala do fáze příprav do nabídkového řízení. [12]

4.5.1. ČR

Lávka přes řeku Mži v Plzni je jedinou stavbou na území ČR s využitím tohoto typu prefabrikované desky. Byla realizována díky iniciativě o změnu původního projektu. S tímto návrhem přišla realizační firma SMP CZ společně s generálním projektantem Valbek. Lávka má rozpětí 24,3 m a šířku 3,5 m. Vzhledem k malé délce mostu nebylo nutné vyrábět zavážecí zařízení a prefabrikáty byly osazovány pomocí mobilního jeřábu menší nosnosti s přestavováním na oba břehy řeky. Prefabrikáty nebyly vyráběny externí prefou, ale v areálu zhotovitele. Přesto bylo dosaženo vyšší kvality, než jaká by se dala očekávat od monolitické desky. Spáry mezi panely byly těsněny

šňůrou z pěnového polyetylenu a skrze prostupy v krajích panelů byly prostřednictvím spínacích tyčí připevněny konzoly ke zbudování pochozí lávky a bednění příčných spár mezi prefabrikáty. V příčných spárách byla podélná výztuž stykována přesahem a svařena. Pro spřažení byly použity běžné spřahující trny rozdělené do smykových kapes. Stavba nosné konstrukce, tedy osazení ocelových nosníků, osazení prefabrikátů a zmonolitnění, trvala 5 dní, předchozí výroba prefabrikátů trvala 18 dní. Oproti předpokládané době výstavby monolitické mostovky došlo ke zkrácení harmonogramu o 7 dní. Ačkoliv zůstaly nedotaženy detaily jako například PKO horní pásnice nosníků, je stavba hodnocena velmi kladně a použití plně prefabrikace napomohlo ziskovosti zakázky. [32]

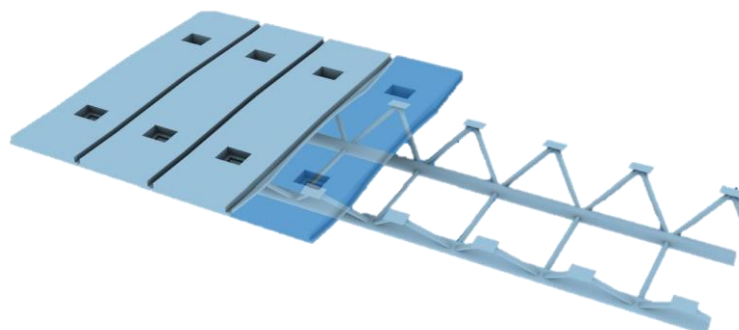


Obr. 43 Příčný řez lávky [33]

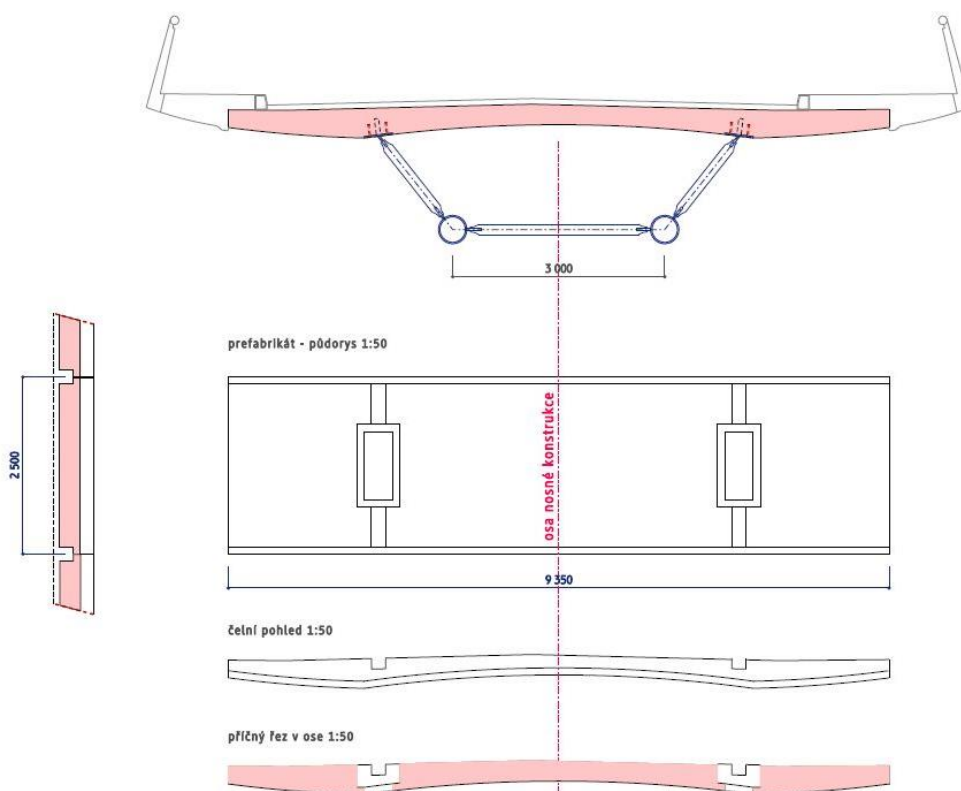


Obr. 42 Osazené prefabrikáty [32]

Ačkoliv se v současnosti jedná o jedinou realizovanou stavbu v ČR a povědomí o plně prefabrikace je velmi malé, stále více se objevuje její využití u spřažených mostů alespoň v rámci alternativních návrhů, ať už více či méně modifikovaných. Problémem ovšem zůstává konzervativnost investorů a mnohdy jejich slabé až žádné znalosti technických možností a výhod prefabrikace.



Obr. 44 Vizualizace spřaženého příhradového mostu s plně prefabrikovanou deskou [34]



Obr. 45 Spřažený most s plně prefabrikovanou deskou [34]

4.5.2.EU – Francie

Ve Francii má stavba mostů s plně prefabrikovanou deskou velké zastoupení. Není tedy náhoda, že jednu z největších staveb využívající tuto technologii právě ve Francii nalezneme. Jedná se o viadukt Côtierre realizovaný v režimu Design&Build dle smluvních podmínek žluté knihy FIDIC. Postaven byl členy VINCI Construction, především Dodin Campenon Bernard, ve spolupráci Eiffel a Victor Buyck. Čtrnáctipolový dálniční most je 1210 metrů dlouhý a převádí 6 jízdních pruhů. [35]

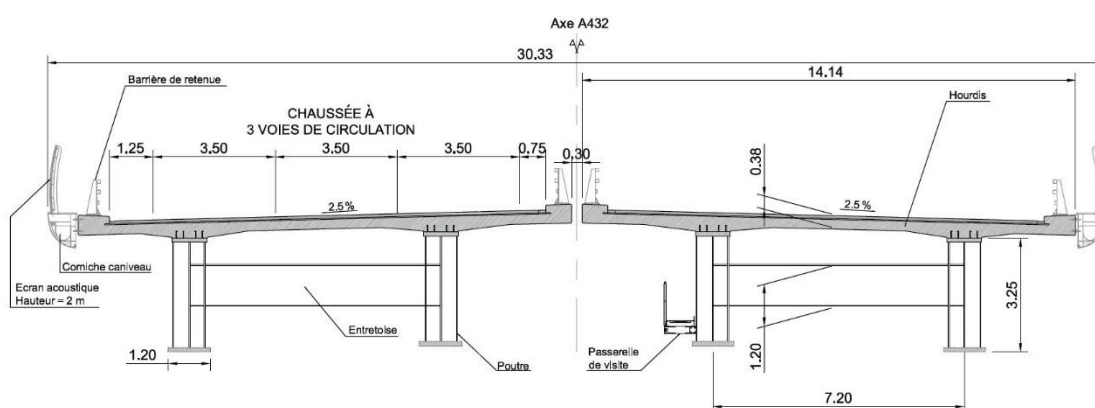
650 kusů železobetonových 2,5 metru dlouhých prefabrikátů vážících každý přes 35 tun pro stavbu dodala prefa Bonna Sabla. Jejich výroba probíhala v nepřetržitém provozu a výroba byla urychlována propařováním betonu. Přes to vše probíhala výroba včetně příprav téměř rok. Prefa denně vyrobila 4 kusy prefabrikátů, které byly umístěny na skládku o ploše 20 000 m². Na sebe bylo umístěno vždy 5 desek, mezi které byly vloženy proklady. Zhotoveny byly s požadovanou přesností geometrických rozměrů na 5 mm a důraz byl kladen i na přísnou kontrolu kvality materiálů. Během celé výroby bylo zhotoveno přibližně 3 500 zkušebních vzorků. Jakmile začala

montáž desek na osazené nosníky, dodávala Bonna Sabla na stavbu 12 kusů desek denně tak, aby mohlo osazování bez prodlev pokračovat. [36]

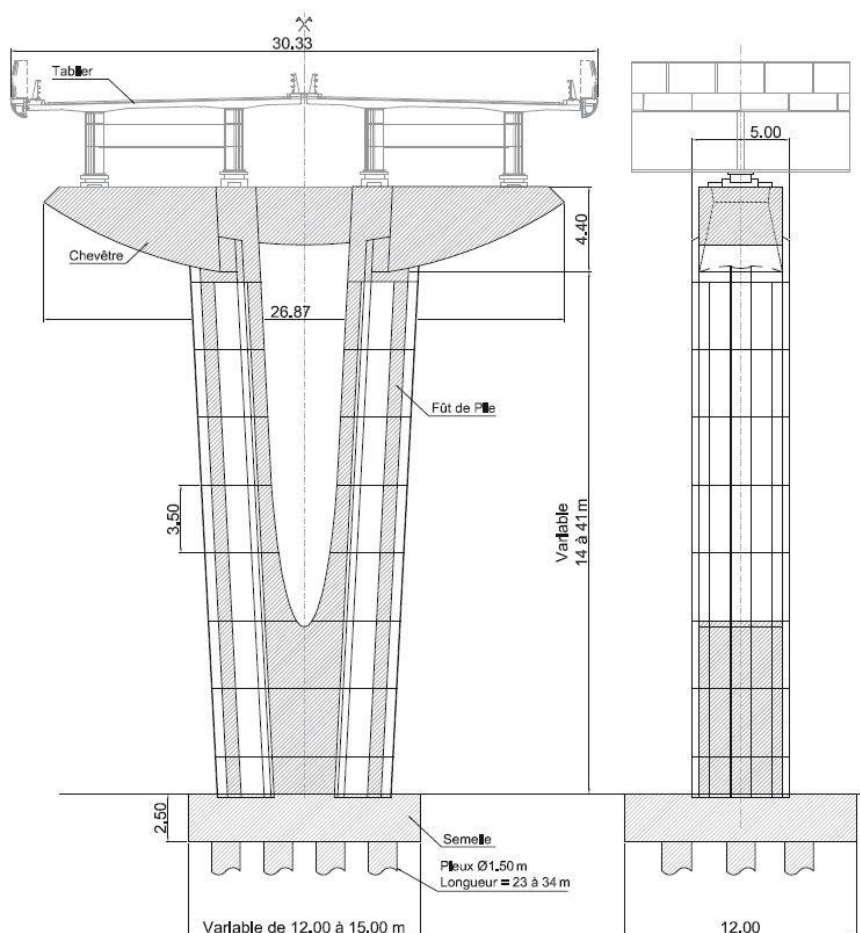


Obr. 46 Uložení prefabrikátů na skládce [37]

Montáž prefabrikátů probíhala montážním vozíkem, který je relativně podrobně popsán v kapitole 4.2. Denně bylo uloženo zhruba 6 prefabrikovaných desek a výstavba celého mostu zabrala 4 roky. Příčný spoj mezi prefabrikáty byl proveden petlicovým spojem zmonolitněným běžným betonem. [37]



Obr. 47 Příčný řez mostem Côteire [35]



Obr. 48 Pohled na pilíř mostu Côtière [35]

4.5.3.USA

V USA lze nalézt nespočet realizovaných staveb systémem plné prefabrikace, jelikož jsou kladeny vysoké nároky na rychlost výstavby a omezení ušlých zisků způsobených uzavírkami. Obecně lze říci, že je v USA používáno několik různých systémů prefabrikace, které mají společné předpínání v podélném směru skrze příčné spoje typu female-to-female.



Obr. 49 Most na křižovatce I/84 a Rt. 8, Waterbury [22]

Příkladem účinnosti a propracovanosti metody v USA může být šestipolový most na křižovatce silnic I/84 a Rt. 8 ve Waterbury. Tento most byl první aplikací prefabrikovaných desek na plnou výšku a v roce 2011 byl v provozu 20 let. Stavba tohoto mostu trvala pouhých 42 dní a potvrdila účinnost metody. Oprava mostu po 20 letech, spočívající ve výměně izolačního a vozovkového souvrství zamezila pronikání vody do nosné konstrukce a prokázala, že most je stále ve výborném stavu. [22]

5. Most na dálnici D48 v km 22,032 – Technická zpráva

5.1. Identifikační údaje mostu

Stavba	D48 Rybí – MÚK Rychaltice
Katastrální území	Libhošť
Kraj	Moravskoslezský
Objednavatel stavby	Ředitelství silnic a dálnic ČR, správa Ostrava
Projektant spodní stavby a OK	DOPRAVOPROJEKT Ostrava a.s. Ing. Karel Kubza
Projektant mostovky	Jiří Keclík

Tab. 2 Identifikační údaje mostu

5.2. Základní údaje o mostu

Charakteristika mostu	Trvalý dálniční ocelobetonový most o 6 polích
Délka přemostění	255,50 m
Délka NK	258,90 m
Délka mostu	271,20 m
Šikmost mostu	100 g
Šířka mostu	Levý most – 14,30 m; pravý most – 14,30 m
Volná šířka	Levý most – 11,75 m; pravý most – 11,75 m
Šířka průchozího prostoru	Levý most – 0,75 m; pravý most – 0,75 m
Výška mostu nad terénem	Min. 5,40 m
Stavební výška	3,43 m
Plocha NK mostu	$2 \times 3463 \text{ m}^2 = 6926 \text{ m}^2$

Tab. 3 Základní údaje o mostu

5.3. Zdůvodnění stavby mostu a jeho umístění

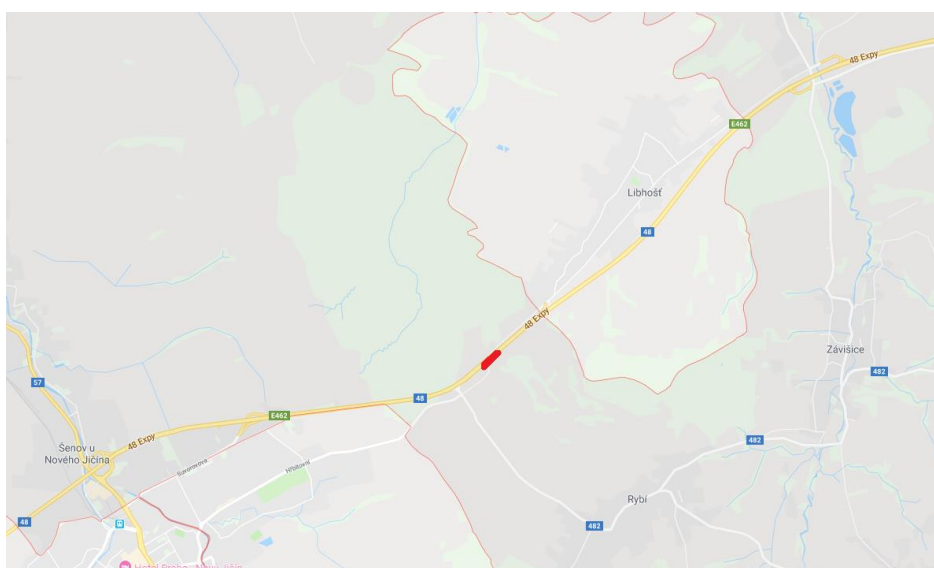
5.3.1. Údaje o přemostovaných překážkách

Navržený most převádí komunikaci přes polní cestu a místní vodoteč. Ve 4. poli je vedena souběžná komunikace.

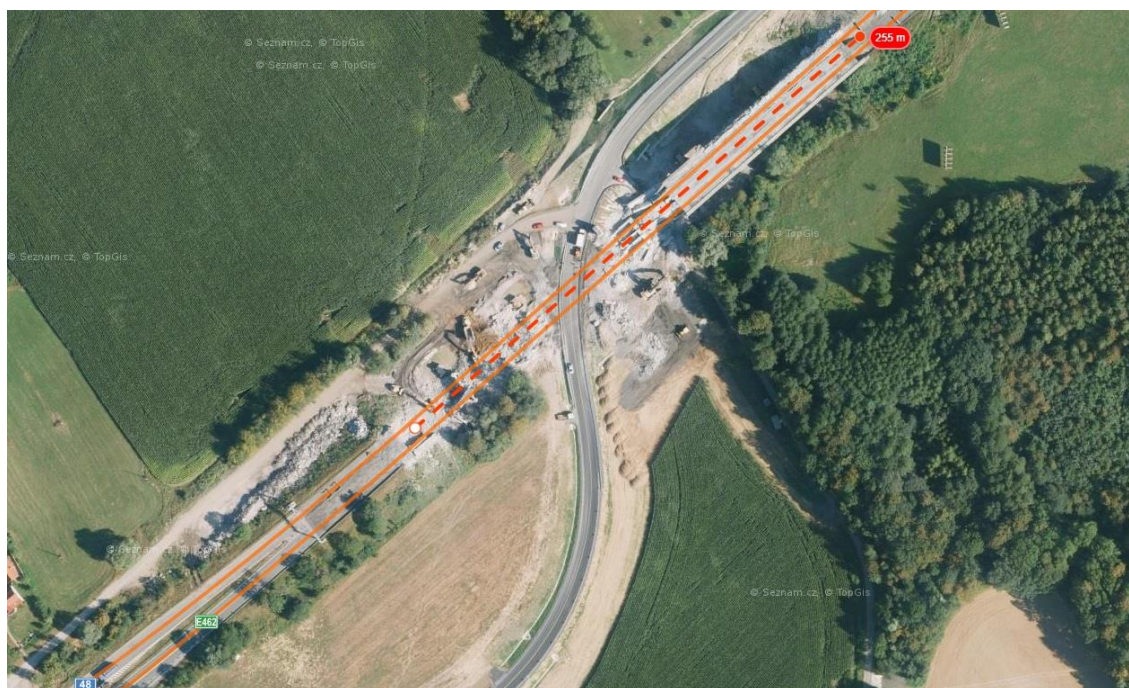
5.3.2. Údaje o převáděné komunikaci

Převáděnou komunikací je dálnice D48 v šířkovém uspořádání R 25,5/120. Směrově je trasa dálnice v prvním poli pravého mostu vedena v oblouku o $R=2154$ m. V ostatních polích je most v přímé.

Výškově je niveleta vedena v klesání -0,71 %, příčný sklon vozovky je v celém rozsahu mostu jednostranný pravý 2,5 %. Sklon říms je ve 4,0% příčném sklon směrem do vozovky.



Obr. 50 Poloha mostu na dálnici D48 v úseku Rybí-Rychaltice



Obr. 51 Ortofoto snímek staveniště mostu v průběhu demoličních prací

5.4. Technické řešení mostu

5.4.1. Popis konstrukce mostu

Jedná se o ocelobetonový most s dvojicí nosníků a plně prefabrikovanou železobetonovou spřaženou deskou. Monolitická spodní stavba je založena na velkopřůměrových pilotách. Most je uložen na opěrách a pilířích na hrncových ložiscích.

5.4.2. Hlavní nosná konstrukce

Každá nosná konstrukce je tvořena dvěma hlavními svařovanými ocelovými nosníky, které jsou převzaty z původního projektu. Nosníky jsou navrženy jako plnostěnné svařované a jejich osová vzdálenost je 7,65 m. S nosníky je spřažena plně prefabrikovaná železobetonová deska tvořená prefabrikáty o šířce 13,75 m, délce 2 m a tloušťce 300 mm. Deska je navržena z betonu třídy C 70/85 XF2, vyztužena betonářskou výztuží B500B. Smykové kapsy a příčné spáry budou zality UHPC C 130 XF2. Výztuž v příčných spárách bude stykována přesahem prostřednictvím příložek. U obou opěr se nachází uzavírací spáry, které jsou navrženy z betonu C 70/85 XF2. V oblasti uložení mostních dilatačních závěrů je deska tvořená uzavírací spárou zesílena na tloušťku 950 mm. Budou použity lamelové mostní dilatační závěry (navržené v původním projektu) s posunem do 220 mm.

5.4.3. Založení a spodní stavba

Založení a spodní stavba jsou převzaty z původního projektu. Most bude založen na vrтанých velkopřůměrových pilotách. Opěry 1 a 7 budou založeny na pilotách $\varnothing 900$ mm, pilíře 2 až 6 budou založeny na pilotách $\varnothing 1200$ mm. Piloty budou provedeny pod ochranou ocelové výpažnice z betonu C 25/30 XA1.

Základy nových opěr budou provedeny na podkladní beton C 12/15 X0 tl. 200 mm. Konstrukce spodní stavby bude zhotovena přímo na stavbě z monolitického železobetonu. Úložný práh se provádí zároveň s dříky obou nových opěr a je podélně vypsádován ve sklonu 4,0 % směrem k závěrné zídce. Pro umístění ložisek jsou zde provedeny úložné bloky. Výšky úložných bloků budou upřesněny dle výrobce ložisek. Závěrná zídka je širky

0,75 m. V závěrné zídce je vytvořeno vybrání pro dilatační mostní závěr a ozub pro uložení přechodové desky. Vetknutá křídla mají tl. 550 mm. Křídla jsou rovnoběžná s osou komunikace D48. Pilíře jsou tvořeny dříkem vetknutým do základu a hlavicí. Pilíře i opěry jsou navrženy z betonu C 30/37 XF4.

5.5. Postup montáže spřažené desky

Prefabrikované desky budou osazovány na ocelové nosníky montážním vozíkem s mostovým jeřábem. Prefabrikáty budou osazovány současně na obou konstrukcích. Po umístění všech prefabrikátů budou vybedněny uzavírací spáry a příčné spáry v mezipodporových úsecích a zality předepsanými betony. Po vybetonování spár budou zality i smykové kapsy. Po zmonolitnění mezipodporových úseků a uplynutí technologické přestávky min. 7 dní může být přistoupeno ke zmonolitnění nadpodporových úseků.

Následně je možno přistoupit ke zhotovení hydroizolace pod římsami a osazení obrubníkového odvodnění sloužícího jak k odvodnění vozovky, tak k odvodnění izolace. Dále budou provedeny monolitické římsy z betonu C 30/37 XF4. Po zhotovení říms může být přistoupeno k dokončení hydroizolací, zhotovení vozovek a osazení mostního vybavení a příslušenství.

6. Most na dálnici D48 v km 22,032 – Statický výpočet

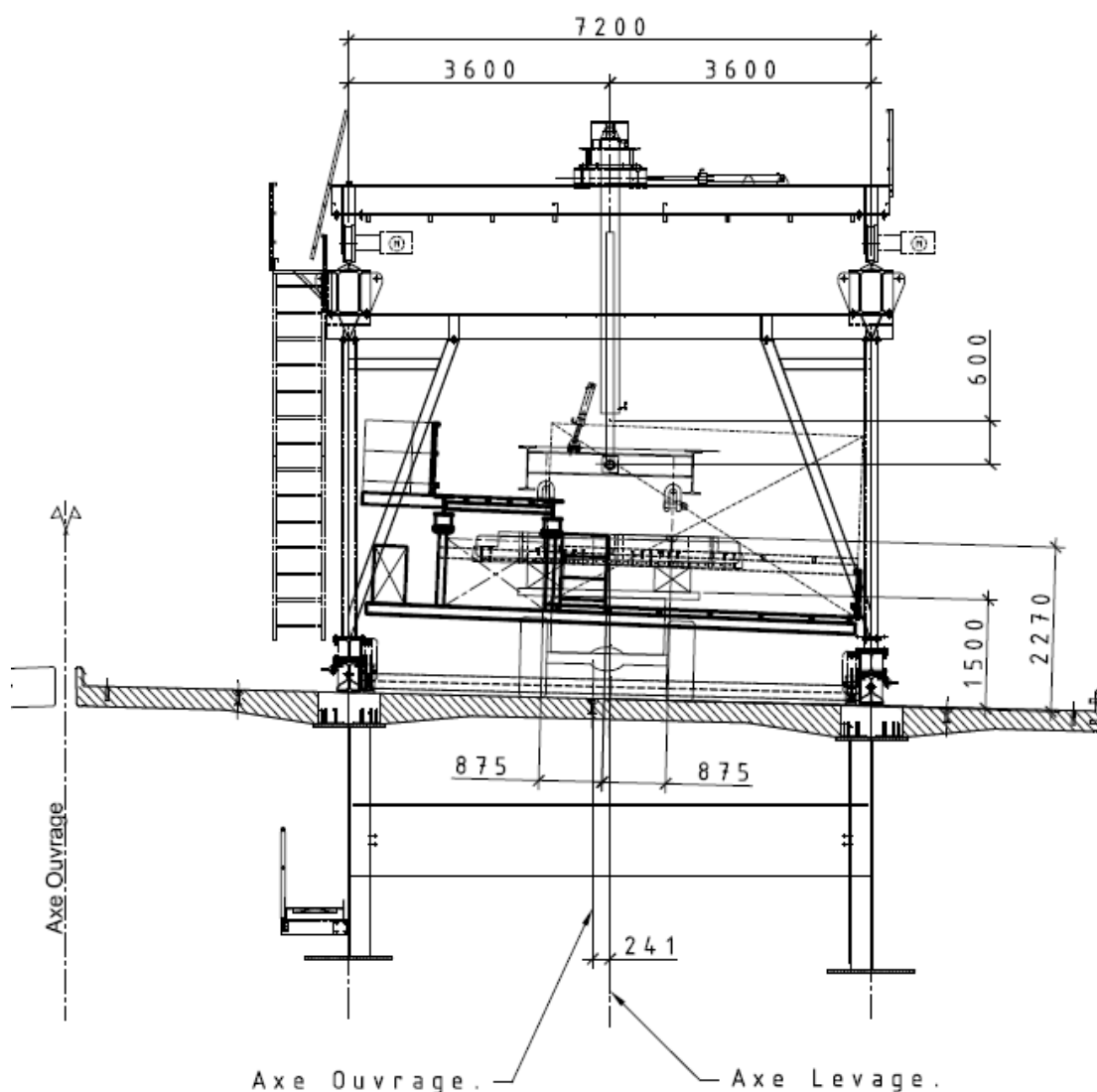
6.1. Předpoklady výpočtu

Pro následující statický výpočet byly přijaty následující předpoklady a zjednodušení:

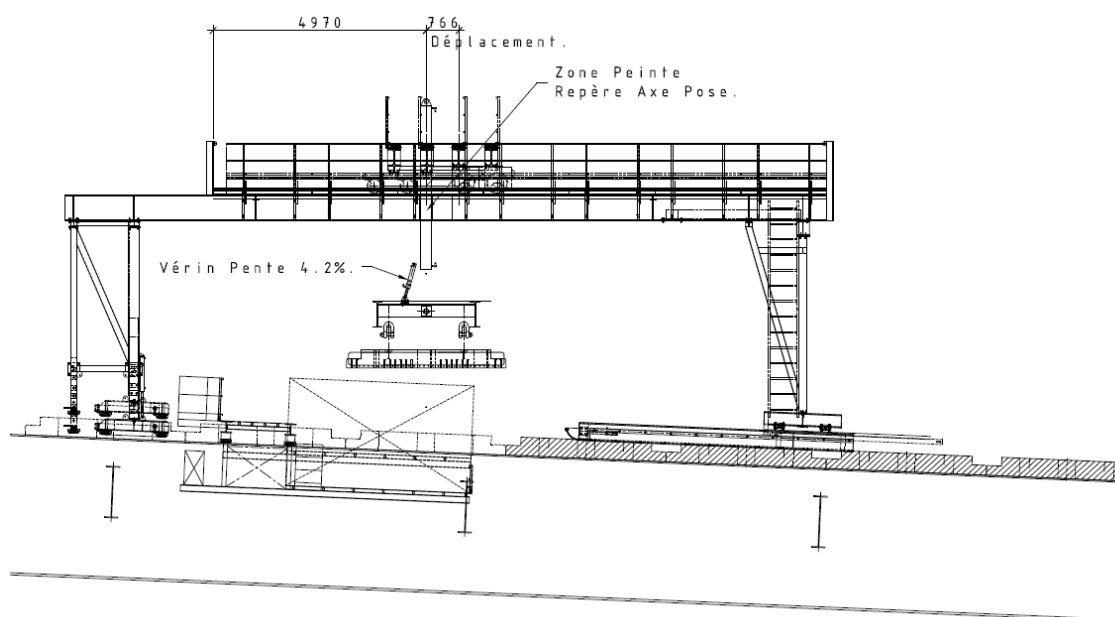
- Je zanedbáno půdorysné zakřivení nosné konstrukce. Pruty jsou modelovány jako přímé.
- Je zanedbán podélný a příčný sklon konstrukce – nosníky a deska jsou modelovány jako vodorovné.
- Uvažují dokonale tuhé spřažení mezi ocelovým nosníkem a ŽB deskou. Neuvažují vliv prokluzu ve spřažení.
- Vliv smršťování betonu je zanedbán. Pro desku jsou využity prefabrikáty a dobetonávky spár z UHPC jsou dostatečně malé.
- Beton prefabrikátů je zatěžován po 28 dnech od vybetonování. Je použita jeho plná pevnost a modul pružnosti.
- Je modelována pouze pravá nosná konstrukce. Levá konstrukce má stejná rozpětí polí, pouze uspořádaná v opačném sledu.
- Navržené ocelové hlavní nosníky jsou převzaty z původního návrhu.
- Návrh mostu vychází z posouzení nejvíce namáhaného průřezu nad podporou a v poli.
- Z původního projektu je převzato založení, spodní stavba, ocelová konstrukce, ložiska a dilatace.
- Postup výstavby je zjednodušeně uvažován v následujících fázích:
 1. **Výchozí stav** – počáteční čas fáze $t_0=0$ dní – hotová spodní stavba a smontované hlavní nosníky – nosníky přenáší pouze svou tíhu
 2. **Montáž prefabrikátů** – počáteční čas fáze $t_0=0,1$ dní – všechny prefabrikáty desky jsou umístěny do projektované polohy – nosníky přenáší vlastní tíhu a tíhu prefabrikátů
 3. **Dobetonování příčných spár a následně smykových kapes v polích** – počáteční čas fáze $t_0=17,1$ dní – s nosníky spolupůsobí zmonolitněné prefabrikáty v polích, je uvažováno zatížení osobami a ručním náradím, konstrukce přenáší vlastní tíhu
 4. **Dobetonování příčných spár a následně smykových kapes nad podporami** – počáteční čas fáze $t_0=30,1$ dní – celá nosná konstrukce spolupůsobí jako spřažený průřez, konstrukce přenáší vlastní tíhu, v betonovaných nadpodporových úsecích je uvažováno montážní zatížení

5. **Provozní fáze** – počáteční čas fáze $t_0=90,0$ dní – celá nosná konstrukce působí jako spřažená, konstrukce přenáší vlastní tíhu, ostatní stálá zatížení, je zatížena dopravou, teplotou, nerovnoměrným poklesem podpor
6. **Konec životnosti** – počáteční čas fáze $t_0=36500,0$ dní – celá nosná konstrukce působí jako spřažená

Montáž prefabrikátů bude realizována zavážecím vozíkem Eiffel. Jednotlivé prefabrikáty k němu budou dopravovány po osazených dílcích nákladními vozy. Postup spřažení desek s nosníky bude proveden obdobou „poutnického“ způsobu betonáže.



Obr. 52 Pohled zepředu na montážní vozík [28]



Obr. 53 Pohled z boku na montážní vozík [28]

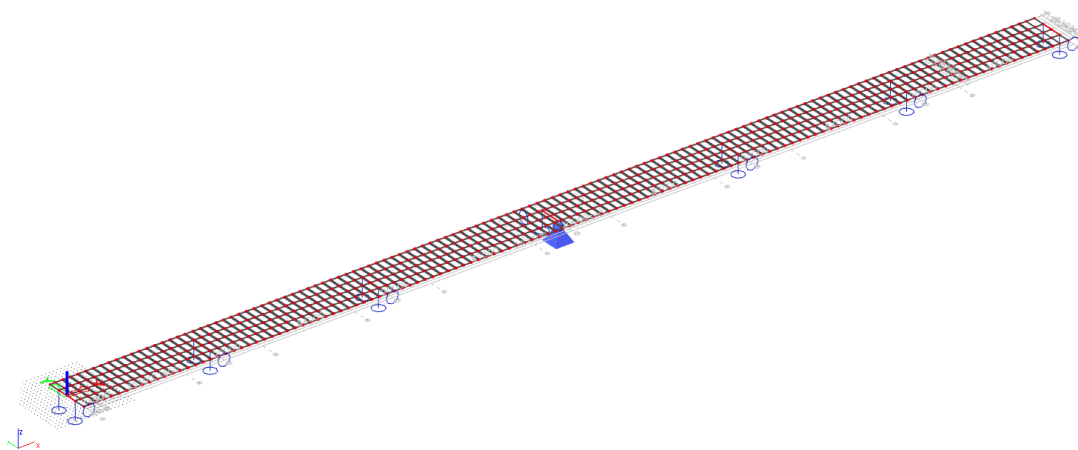
6.2. Použité programy

Pro zpracování výpočtu byly použity následující programy:

- Microsoft Word 365
- Microsoft Excel 365
- SCIA Engineer 18.1.57
- Autodesk AutoCAD 2018
- HALFEN TPA 3.13.1

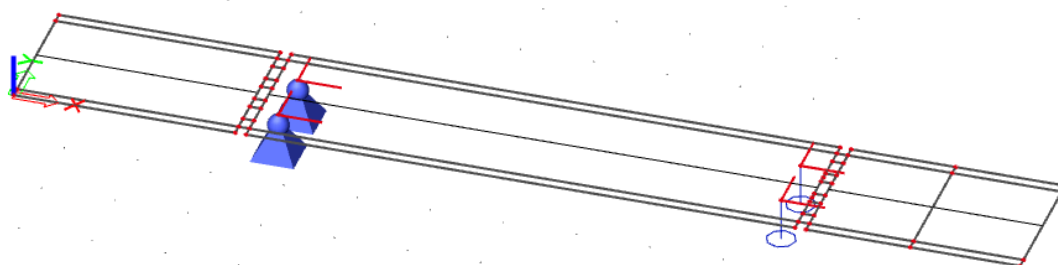
6.3. Použité modely

Pro vyšetření globálního působení mostu byl použit pruto-deskový prostorový model s využitím etapizace výstavby.

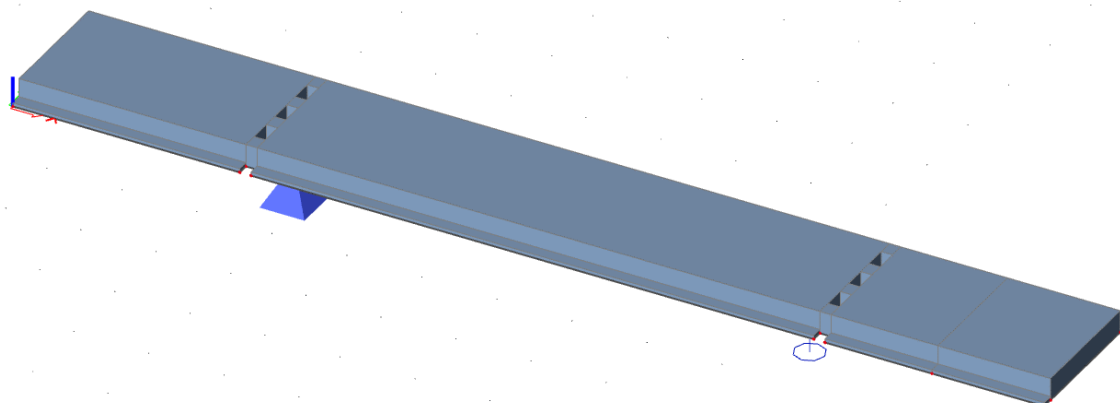


Obr. 54 Model pro globální analýzu konstrukce

K analýze působení prefabrikovaného panelu při zdvihání z bednění a přepravě byl použit deskový prostorový model. Posouzení manipulačních prostředků bylo posouzeno samostatně v dimenzačním programu HALFEN TPA 3.13.1.



Obr. 55 Deskový model pro manipulaci s prefabrikátem



Obr. 56 Renderovaný model pro manipulaci s prefabrikátem

Příčinkové čáry pro umístění sestav pohyblivého zatížení byly stanoveny na jednoduchém prutovém modelu.

6.4. Materiály

6.4.1. Beton

Třída betonu C 70/85 – XF2+XD1+XC4

Použit pro prefabrikáty a uzavírací spáry.

Charakteristická pevnost v tlaku	$f_{ck} = 70 \text{ MPa}$
Střední pevnost v tlaku	$f_{cm} = 70 + 8 = 78 \text{ MPa}$
Návrhová pevnost betonu	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \times \frac{70}{1,5} = 39,7 \text{ MPa}$
Pevnost v osovém tahu: střední	$f_{ctm} = 4,6 \text{ MPa}$
horní char.	$f_{ctk0,95} = 0,7 \times f_{ctm} = 0,7 \times 4,6 = 3,2 \text{ MPa}$
Dolní char.	$f_{ctk0,05} = 1,3 \times f_{ctm} = 1,3 \times 4,6 = 6,0 \text{ MPa}$
Modul pružnosti	$E_{cm} = 41 \text{ GPa}$
Pevnost v tlaku, t=1 den	$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \text{ MPa}$ $f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \times f_{cm}$ $\beta_{cc}(t) = \exp \left[s \times \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right] = 0,424$ $f_{cm}(1) = 0,424 \times 78 = 33,07 \text{ MPa}$ $f_{ck}(1) = 35,205 - 8 = 25,07 \text{ MPa}$
Střední pevnost v tahu, t = 1 den	$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc})^\alpha * f_{ctm}$ $f_{ctm}(1) = 0,424^1 * 4,6 = 1,95 \text{ MPa}$

Třída betonu C 130 – XF2+XD1+XC4 [45]

Použit pro dobetonování smykových kapes a příčných spár. Materiálové parametry jsou stanoveny na základě průkazných zkoušek dodaných firmou TBG Metrostav.

Charakteristická pevnost v tlaku	$f_{ck} = 130 \text{ MPa}$
Střední pevnost v tlaku	$f_{cm} = 130 + 8 = 138 \text{ MPa}$

Návrhová pevnost betonu $f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c \times \gamma_c'} = 0,85 \times \frac{130}{1,5 \times 1,0} = 73,7 \text{ MPa}$

Zbytková pevnost v tahu za ohybu při $\text{CMOD}_1=0,5 \text{ mm}$ $f_{R,1} = 17,4 \text{ MPa}$

Zbytková pevnost v tahu za ohybu při $\text{CMOD}_3=2,5 \text{ mm}$ $f_{R,3} = 15,6 \text{ MPa}$

Pevnost v osovém tahu: střední $f_{ctm} = 0,7 \times f_{R1k} = 0,7 \times 17,4 = 12,2 \text{ MPa}$

horní char. $f_{ctk0,95} = 0,7 \times f_{ctm} = 0,7 \times 17,4 = 8,5 \text{ MPa}$

dolní char. $f_{ctk0,05} = 1,3 \times f_{ctm} = 1,3 \times 12,2 = 15,9 \text{ MPa}$

Návrhová pevnost v osovém tahu

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \times \frac{f_{ctk0,05}}{\gamma_c'} = 1,0 \times \frac{15,9}{1,5} = 10,6 \text{ MPa}$$

Modul pružnosti $E_{cm} = 46 \text{ GPa}$

6.4.2. Betonářská výztuž

Třída B500B

Charakteristická pevnost v tahu $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Návrhová pevnost v tahu $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,783 \text{ MPa}$

Modul pružnosti $E_s = 200 \text{ GPa}$

6.5. Předběžný návrh prefabrikátu

Prefabrikovaná deska je navržena s tloušťkou 300 mm z betonu C 70/85. Vzhledem k zakřivení nosné konstrukce v 1. poli o $R = 2154 \text{ m}$ je zvolena maximální délka prefabrikované desky 2 m, aby byla zajištěno dorovnání klínu vznikajícího vlivem oblouku. Spára bude předtěsněna plastovou T lištou. Každá deska bude mít na obou nosnících 1 smykovou kapsu uprostřed délky, polovinu kapsy na každém konci délky prefabrikátu. Pro variantu spřažení trny jsou uvažovány smykové kapsy o rozměru 500x500 mm, kdy jsou na prefabrikátu celkem umístěny dvě kapsy (1+2x0,5). Pro variantu spřažení pomocí perforované lišty jsou uvažovány smykové kapsy o rozměru 150x300 mm, kdy na prefabrikátu se nachází celkem 4 kapsy (3+2x0,5). Výztuž v příčné spáře bude stykována přesahem pomocí příložek. Vzhledem k tomu, že příčné spáry budou zality UHPC třídy C 130, je možné výrazně redukovat délku stykování. V [31] je uvedeno, že bezpečná délka

přesahů stykání je 5 \emptyset prutu výztuže. Pro porovnání bude proveden výpočet délky přesahů na základě tahové pevnosti betonu, následně na základě experimentálního uvěření z [31]. Největší předpokládaný průměr výztuže probíhající příčnou spárou je 20 mm.

Výpočet délky stykání přesahem dle [43]:

$$f_{bd} = 2,25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} = 2,25 \times 1,0 \times 1,0 \times 10,6 = 23,85 \text{ MPa}$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{20}{4} \times \frac{434}{23,85} = 91 \text{ mm}$$

$$l_0 = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_5 \times \alpha_6 \times l_{b,rqd} = 1,0 \times 0,9 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,5 \times 91 = 121 \text{ mm}$$

$\alpha_1 = 1,0$...přímý prut

$$\alpha_2 = 1 - 0,15 \times \frac{c_d - \emptyset}{\emptyset} = 1 - 0,15 \times \frac{35 - 20}{20} = 0,9$$

$\alpha_3 = \alpha_5 = 1,0$...uvažováno bezpečně

$\alpha_6 = 1,5$...v 1 řezu stykováno více než 50% výztuže

$$l_{0,min} = \max\{0,3 \times \alpha_6 \times l_{b,rqd}; 15\emptyset; 200 \text{ mm}\} = \max\{41; 300; 200\} = 300 \text{ mm}$$

$$l_0 < l_{0,min} \rightarrow l_0 = 300 \text{ mm}$$

Výpočet délky stykání přesahem dle [31]

$$l_0 = 5 \times \emptyset = 5 \times 20 = 100 \text{ mm}$$

Na základě výpočtu je zvolena šířka příčné spáry 300 mm.

6.6. Zatížení

Veškeré uvedené hodnoty zatížení jsou charakteristické dle aktuálně platné soustavy norem EN.

6.6.1. Stálá zatížení

Vlastní tíha ocelové konstrukce

- $\gamma_{G,sup} = 1,35$
- $\gamma_{G,inf} = 1,00$
- Plocha ocelového nosníku $A = 0,12232 \text{ m}^2 \Rightarrow 0,12232 \times 78,5 = 9,6 \text{ kN/m}$

Vlastní tíha železobetonové prefabrikované desky

- $\gamma_{G,sup} = 1,35$
- $\gamma_{G,inf} = 1,00$

- průřezová plocha mostovky $A = 4,1693 \text{ m}^2 \Rightarrow 4,1693 \times 25 = 104,23 \text{ kN/m}$
- průřezová plocha mostovky připadající pravému nosníku $A = 2,1527 \text{ m}^2 \Rightarrow 2,1527 \times 25 = 50,415 \text{ kN/m}$
- průřezová plocha mostovky připadající levému nosníku $A = 2,1527 \text{ m}^2 \Rightarrow 2,1527 \times 25 = 53,8175 \text{ kN/m}$
- **ZESÍLENÍ (PŘÍČNÍK) V OBLASTI UMÍSTĚNÍ MZ ROZMĚRY A TLOUŠŤKA**

Vozovkové souvrství

- $\gamma_{G,sup} = 1,35$
- $\gamma_{G,inf} = 1,00$
- tloušťka vozovky vč. izolace $h = 130 \text{ mm} \Rightarrow 0,13 \times 22 = 2,9 \text{ kN/m}^2$

Pravá římsa (vnější)

- $\gamma_{G,sup} = 1,35$
- $\gamma_{G,inf} = 1,00$
- plošné zatížení o šířce 1,35 m částí umístěné na desce, tloušťka římsy $h = 250 \text{ mm} \Rightarrow 0,25 \times 25 = 6,25 \text{ kN/m}^2$
- liniové zatížení tíhou přečnávající částí římsy, plocha přečnávající části $A = 0,19 \text{ m}^2 \Rightarrow 0,19 \times 25 = 4,75 \text{ kN/m}$

Levá římsa (vnitřní – u zrcadla)

- $\gamma_{G,sup} = 1,35$
- $\gamma_{G,inf} = 1,00$
- plošné zatížení o šířce 0,65 m částí umístěné na desce, tloušťka římsy $h = 280 \text{ mm} \Rightarrow 0,28 \times 25 = 7,0 \text{ kN/m}^2$
- liniové zatížení tíhou přečnávající částí římsy, plocha přečnávající části $A = 0,22 \text{ m}^2 \Rightarrow 0,22 \times 25 = 5,5 \text{ kN/m}$

Zábradelní svodidlo a zábradlí

- $\gamma_{G,sup} = 1,35$
- $\gamma_{G,inf} = 1,00$
- tíha jednoho svodidla nebo zábradlí je odhadnuta hodnotou **0,5 kN/m**

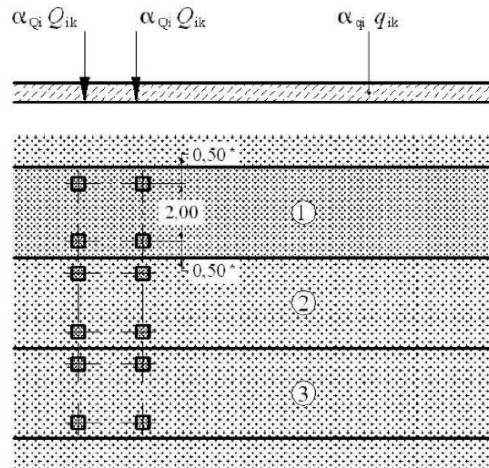
6.6.2. Nahodilá zatížení

Zatížení dopravou – LM1

- $\gamma_Q = 1,35$
- plošné zatížení $\psi_0 = 0,4$, nápravové zatížení $\psi_0 = 0,75$
- zatěžovací šířka komunikace je 11,75 m \Rightarrow použity tři zatěžovací pruhy šířky 3,0 m, zbývající šířka zatěžované plochy je 2,75 m

Skupina pozemních komunikací	α_{Q1}	α_{Q2}	α_{Q3}	α_{q1}	α_{q2}	$\alpha_{qi} (i > 2)$ a α_{qr}
1	1,0	1,0	1,0	1,0	2,4	1,2
2	0,8	0,8	0,8	0,45	1,6	1,6

Tab. 4 Hodnoty regulačních součinitelů α pro ČR



Legenda

(1) pruh č. 1: $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$; $q_{1k} = 9,0 \text{ kN/m}^2$

(2) pruh č. 2: $Q_{2k} = 200 \text{ kN}$; $q_{2k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$

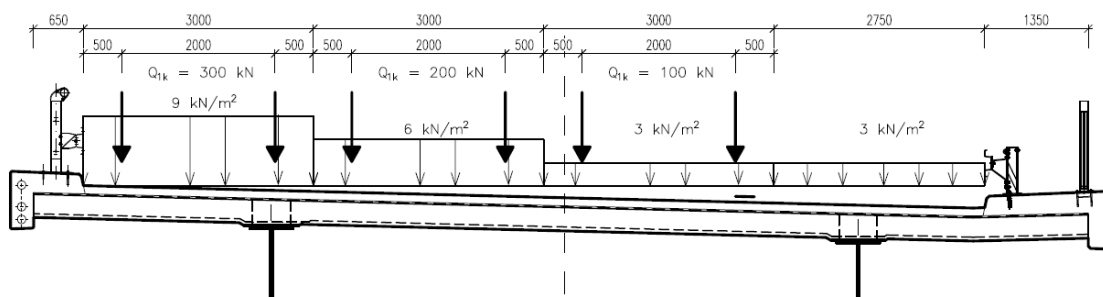
(3) pruh č. 3: $Q_{3k} = 100 \text{ kN}$; $q_{3k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Vzdálenost náprav dvojnápravy je 1,2 m

* pro $w_l = 3,00 \text{ m}$

Obr. 57 Schéma LM1

- $Q_1 = 300 \times 1,0 = 300 \text{ kN}$
 - $Q_2 = 200 \times 1,0 = 200 \text{ kN}$
 - $Q_3 = 100 \times 1,0 = 100 \text{ kN}$
 -
- $q_1 = 9 \times 1,0 = 9,0 \text{ kN/m}^2$
 - $q_2 = 2,5 \times 2,4 = 6,0 \text{ kN/m}^2$
 - $q_3 = 2,5 \times 1,2 = 3,0 \text{ kN/m}^2$
 - $q_r = 2,5 \times 1,2 = 3,0 \text{ kN/m}^2$



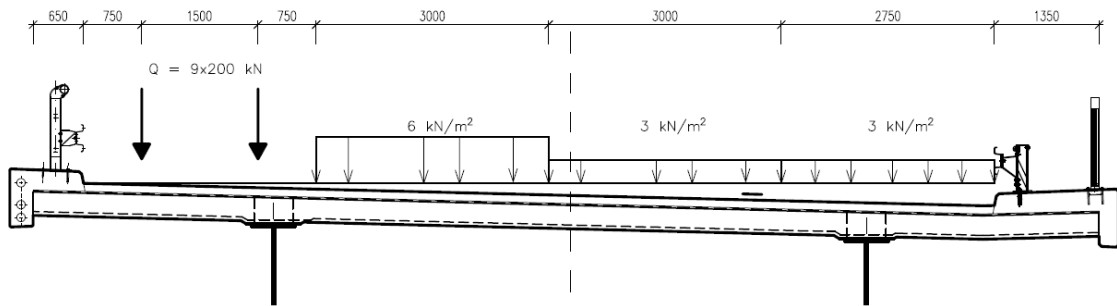
Obr. 58 Rozmístění zatížení LM1

Zatížení dopravou – LM3

V souladu se změnou Z3 normy ČSN EN 1991-2 byly uvažovány dva modely zvláštních vozidel:

Model 1800/200

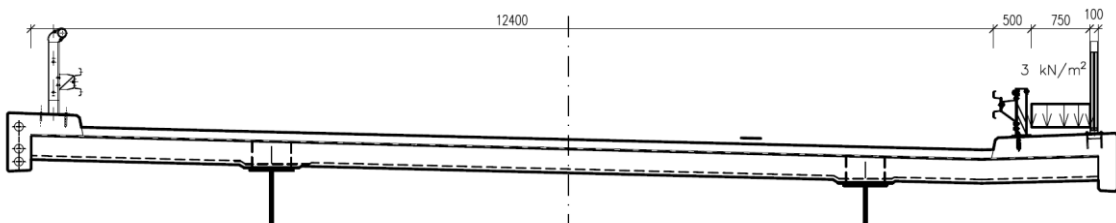
- $\gamma_Q = 1,35$
- model zvláštního vozidla 1800/200, tj. 9 náprav po 200 kN, celková tíha zvláštního vozidla pak činí 1800 kN ($e = 1,5$ m)
- dynamický součinitel $\varphi = 1,25$
- v příčném směru je uvažováno v nejméně příznivé poloze
- je uvažováno v kombinaci s modelem LM1 (pouze plošným zatížením z LM1 v pruzích, které nejsou obsazeny modelem LM3)



Obr. 59 Rozmístění zatížení 1800/200 s LM1

Zatížení chodníků davem lidí

- $\gamma_Q = 1,35$
- V kombinaci s modelem LM1 je uvažováno zatížení revizního chodníku hodnotou 3 kN/m².



Obr. 60 Rozmístění zatížení chodníků

Brzdné a rozjezdové síly

- $\gamma_Q = 1,35$
- celková délka nosné konstrukce $L = 259$ m
- brzdná síla:

$$Q_{lk} = 0,6 \times \alpha_{Q1} \times (2Q_{1k}) + 0,1 \times \alpha_{q1} \times q_{1k} \times w_{1k} \times L = 0,6 \times 1 \times 2 \times 300 + 0,1 \times 1 \times 9 \times 3 \times 259 = 360 + 699,3 = 1059,3 \text{ kN} > 900 \text{ kN} \Rightarrow Q_{lk} = 900 \text{ kN}$$

Odstředivé síly

- $\gamma_Q = 1,35$
- mezi O1 a P2 je poloměr vozovky $R = 2154 \text{ m} > 1500 \text{ m} \Rightarrow Q_{tk} = 0 \text{ kN}$

Zatížení nerovnoměrným oteplením (ochlazením) průřezu

- $\gamma_f = 1,50$
- $\psi_0 = 0,6$
- byl použit zjednodušený postup 1 - předpokládá se nerovnoměrné oteplení (ochlazení) spřaženého průřezu – uvažuje se oteplení (ochlazení) ŽB desky o $\Delta t = 10\text{ °C}$ oproti ocelovému nosníku

Zatížení rovnoměrným oteplením (ochlazením) NK

- $\gamma_Q = 1,50$
- byla uvažována teplota při montáži $t = +10\text{ °C}$
- maximální teplota vzduchu ve stínu v místě stavby $T_{\max} = 37\text{ °C}$
- minimální teplota vzduchu ve stínu v místě stavby $T_{\min} = -34\text{ °C}$
- maximální teplota nosné konstrukce $T_{e,\max} = T_{\max} + 4,5 = 37 + 4,5 = 42\text{ °C}$
- minimální teplota nosné konstrukce $T_{e,\min} = T_{\min} + 4,5 = -34 + 4,5 = -30\text{ °C}$
- ve výpočtu je uvažováno:
 $\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\min} = 10 - (-30) = 40\text{ °C}$
 $\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = 42 - 10 = 32\text{ °C}$

Zatížení nerovnoměrným poklesem podpor

- $\gamma_f = 1,50$
- nerovnoměrný pokles podpor je uvažovaný hodnotou 10 mm

6.7. Spolupůsobící šířky ŽB desky

Krajní pole 1, 6:

$$L = 35,3\text{ m}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \frac{0,85 \times L}{8} = \frac{0,85 \times 35300}{8} = 3750\text{ mm} \Rightarrow \text{deska plně spolupůsobí}$$

Vnitřní pole 2, 3, 4, 5:

$$L = 44,0\text{ m}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \frac{0,70 \times L}{8} = \frac{0,70 \times 44000}{8} = 3850\text{ mm} \Rightarrow \text{deska plně spolupůsobí}$$

Podpora 2:

$$L_1 = 35,3\text{ m}; L_2 = 44,0\text{ m}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \frac{0,25 \times (L_1 + L_2)}{8} = \frac{0,25 \times (35300 + 44000)}{8} = 2478\text{ mm} \Rightarrow b_{\text{eff}} = 2 \times 2478 + 550 = 5506\text{ mm}$$

Podpora 3, 5:

$L_2=44,0$ m; $L_3=47,0$ m

$$b_{e1} = b_{e2} = \frac{0,25 \times (L_2 + L_3)}{8} = \frac{0,25 \times (44000 + 47000)}{8} = 2844 \text{ mm} \Rightarrow b_{\text{eff}} = 2 \times 2844 + 550 = \\ = \mathbf{6238 \text{ mm}}$$

Podpora 4:

$L_3=47,0$ m; $L_4=47,0$ m

$$b_{e1} = b_{e2} = \frac{0,25 \times (L_3 + L_4)}{8} = \frac{0,25 \times (47000 + 47000)}{8} = 2938 \text{ mm} \Rightarrow b_{\text{eff}} = 2 \times 2938 + 550 = \\ = \mathbf{6426 \text{ mm}}$$

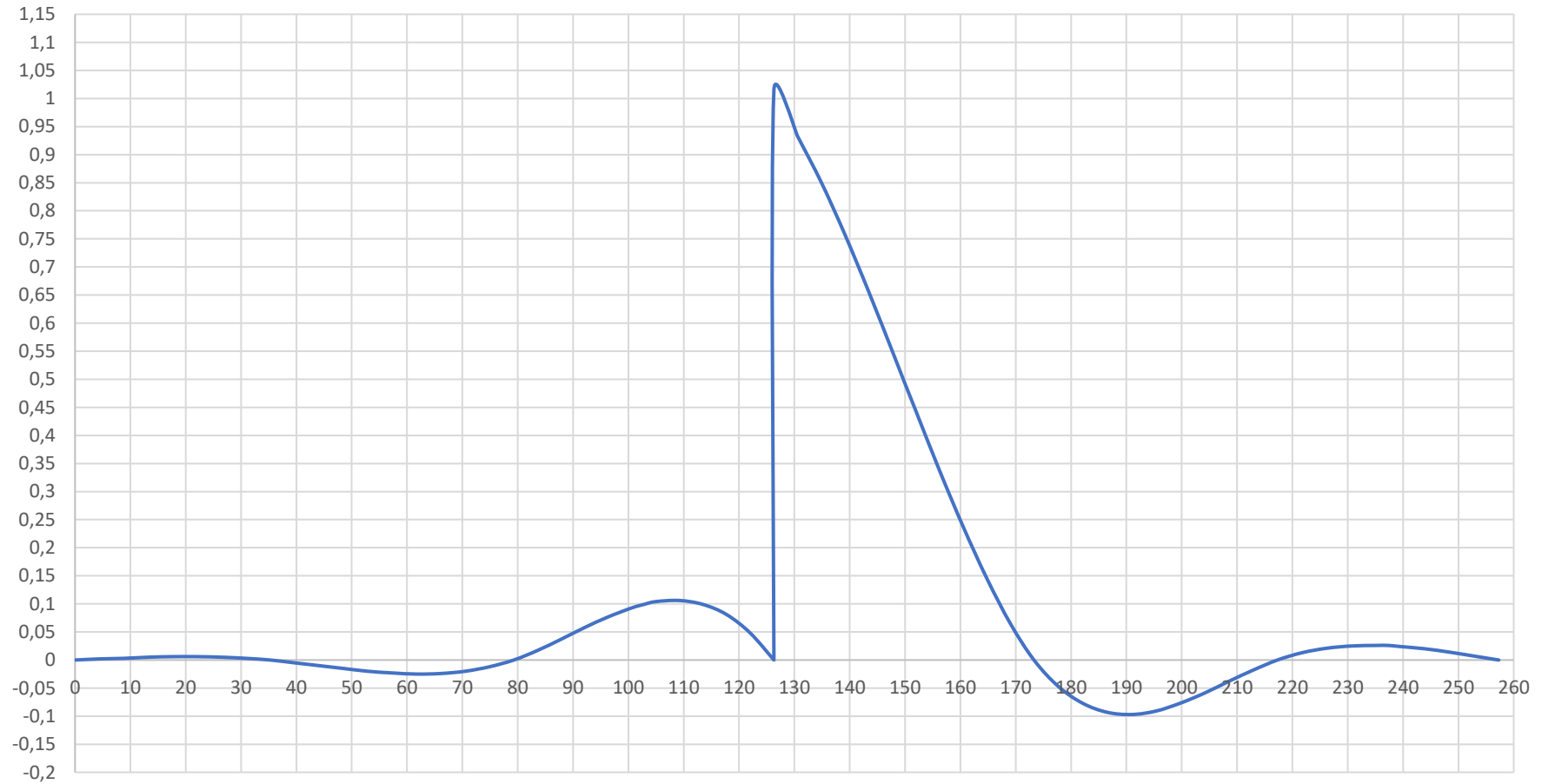
Podpora 6:

$L_5=44,0$ m; $L_6=40,0$ m

$$b_{e1} = b_{e2} = \frac{0,25 \times (L_5 + L_6)}{8} = \frac{0,25 \times (44000 + 40000)}{8} = 2750 \text{ mm} \Rightarrow b_{\text{eff}} = 2 \times 2750 + 550 = \\ = \mathbf{6050 \text{ mm}}$$

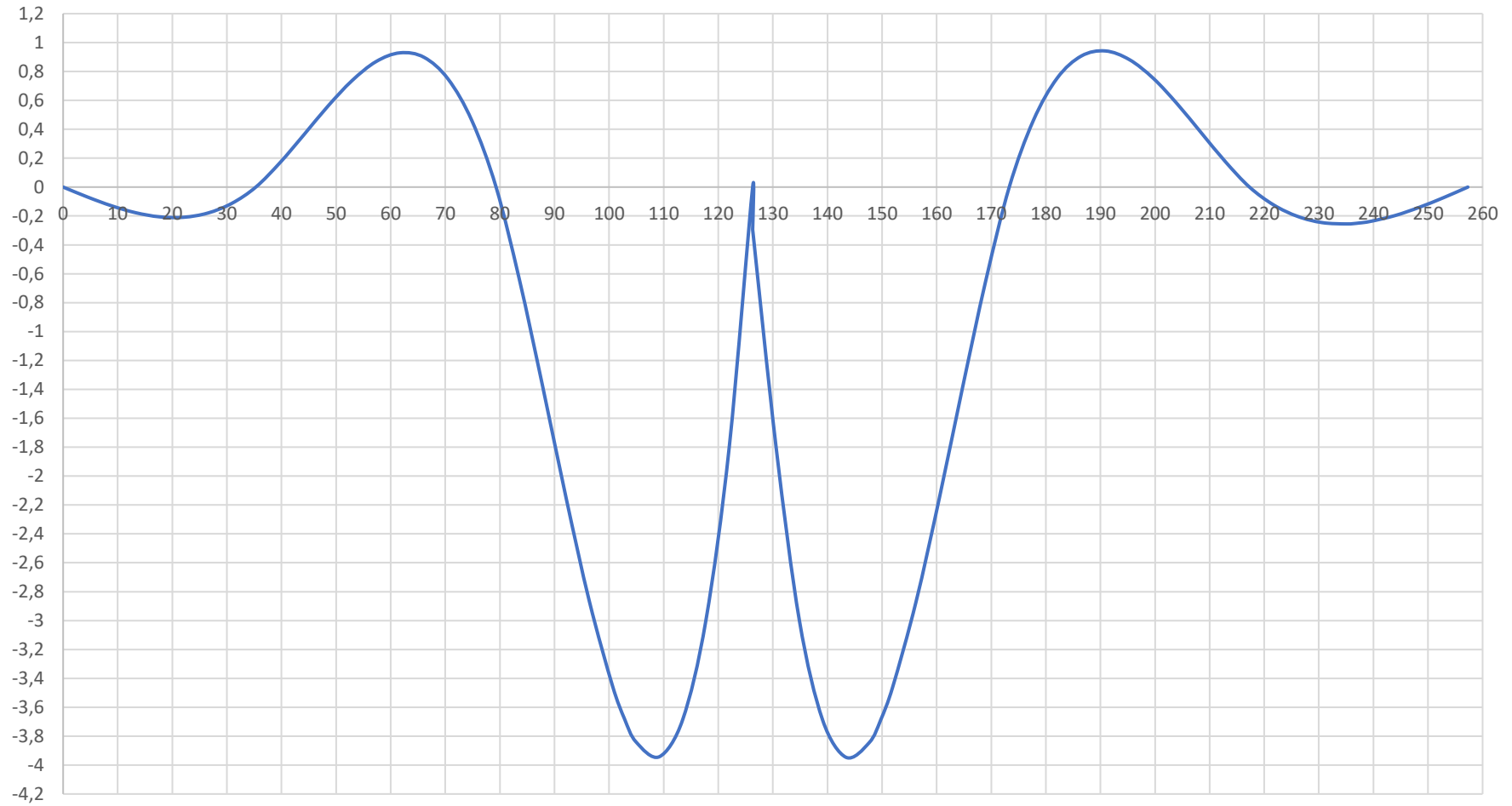
6.8. Příčinkové čáry

Příčinkové čáry P4 - ηV_y



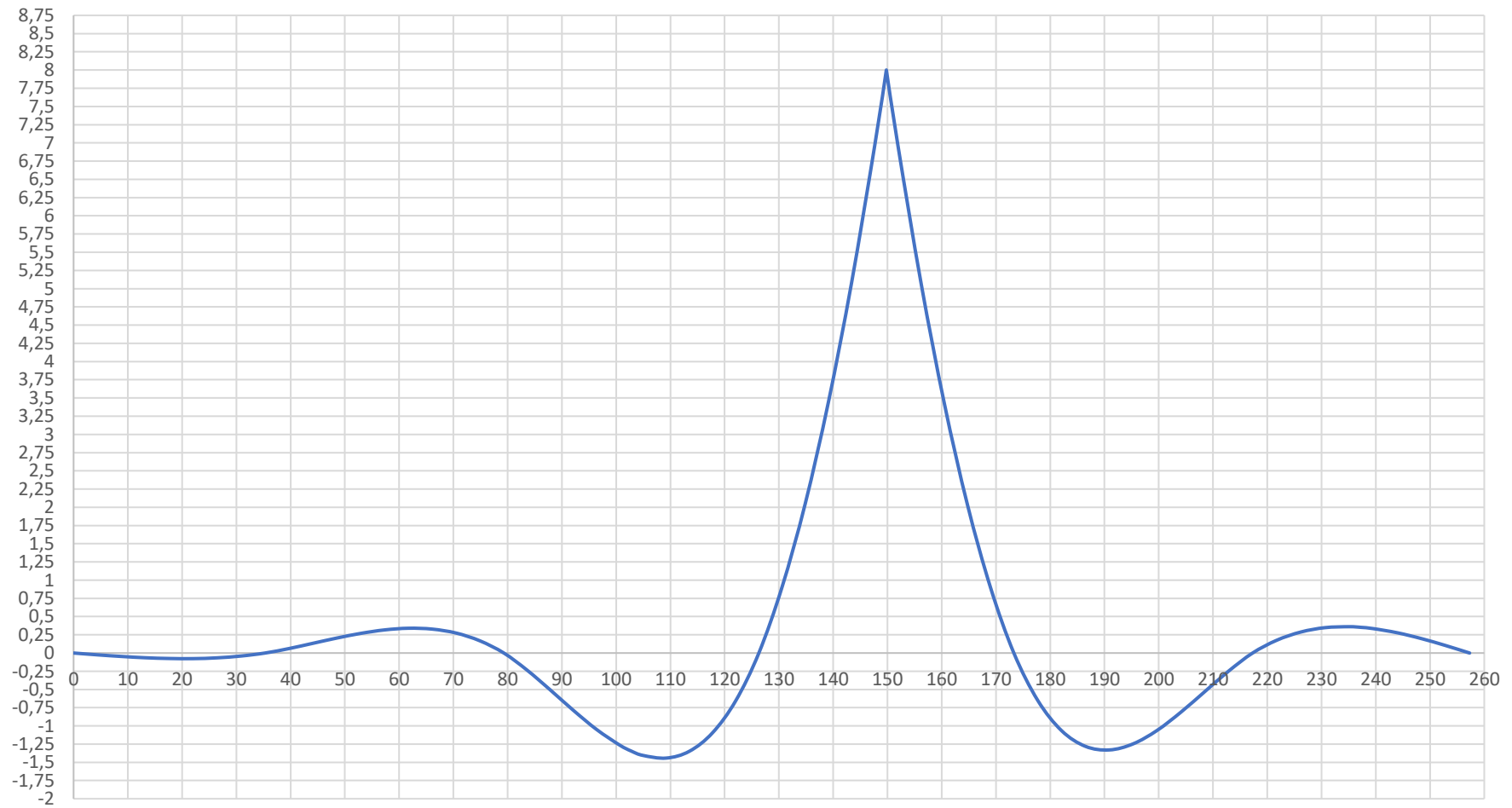
Graf 1 Příčinkové čáry P4 - V_y

Příčinkové čáry P4 - ηMy

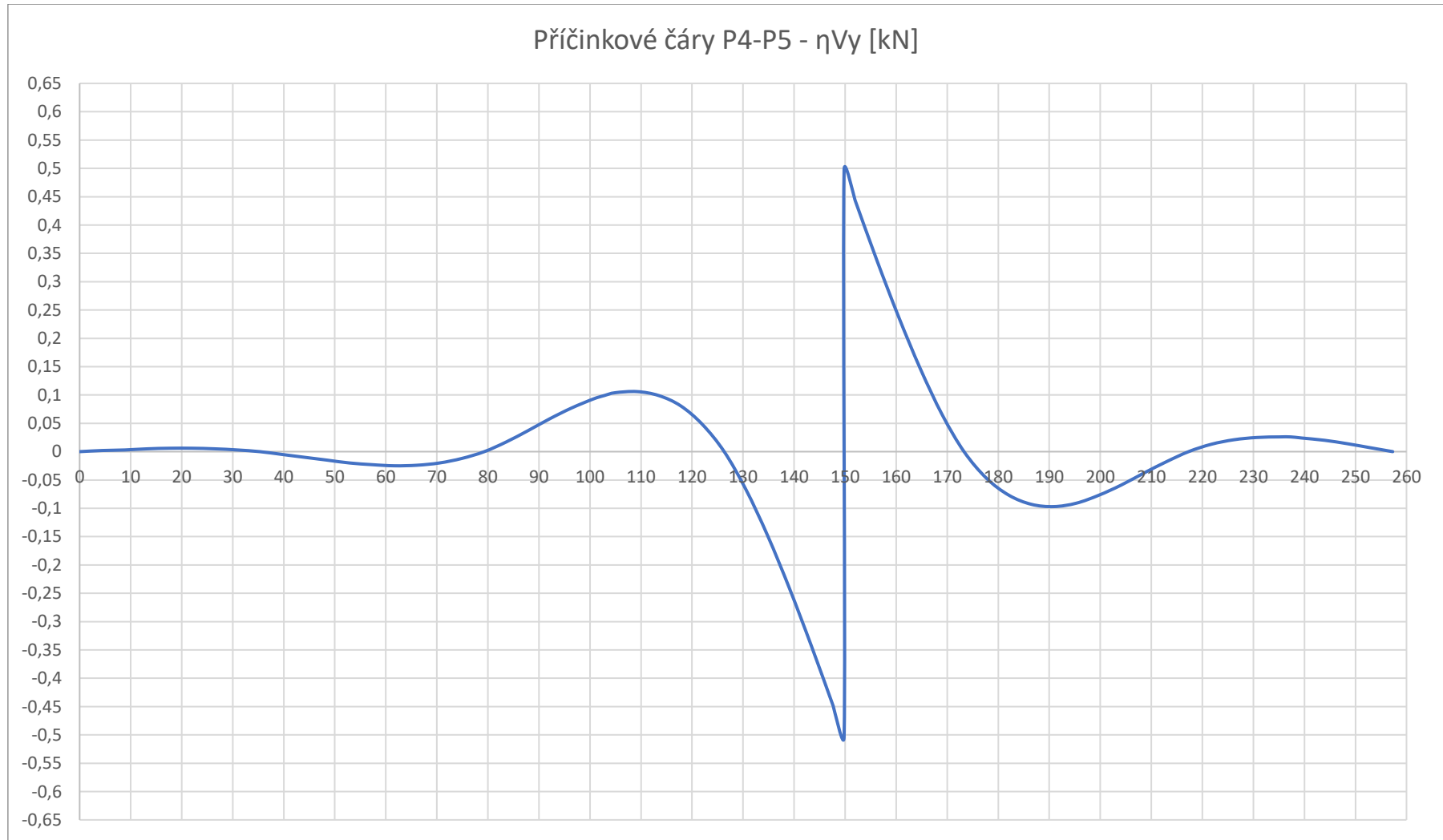


Graf 2 Příčinkové čáry P4 - My

Příčinkové čáry P4-P5 - ηMy



Graf 3 Příčinkové čáry pro střed pole P4-P5 – My



Graf 4 Příčinkové čáry pro střed pole P4-P5 – V_y

6.9. Kombinace zatížení MSÚ

Kombinace 6.10

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

Kombinace 6.10a

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

Kombinace 6.10b

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

6.10. Kombinace zatížení MSP

Charakteristická kombinace

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

Častá kombinace

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

Kvazistálá kombinace

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

6.11. Návrh spřažení

Vzhledem k výraznému předimenzování ocelových nosníků bude proveden návrh spřažením výpočtem podle pružnosti. Návrh všech polí je stanoven podle výpočtu spřažení pro pole 4. Vzhledem k tomu, že použití spřahujících trnů není příliš vhodné ve spojení s UHPC, byly provedeny dva alternativní návrhy spřahujících prostředků – spřahujících trnů a perforované lišty. Po posouzení výsledků obou variant byla vybrána spřahující lišta jakožto výhodnější prvek.

6.11.1. Výpočet průřezových charakteristik – pole

PRŮŘEZ		OCEL	KRÁTKODOB ZATÍŽENÍ	STÁLÉ ZATÍŽENÍ	
BETON					
prac. součinitel	n_L	-	5,12	13,51	-
šířka	b_c	0	7475	7475	mm
ideální šířka	b_{ci}	0	1459,4	553,2	mm
tloušťka	t_{ci}	0	300	300	mm
OCEL					
š. horní pásnice	b_{Ft}	550	550	550	mm
tl. horní pásnice	t_{Ft}	35	35	35	mm
tl. stěny	t_w	22	22	22	mm
v. stěny	h_w	1435	1435	1435	mm
š. dolní pásnice	b_{Fb}	900	900	900	mm
tl. dolní pásnice	t_{Fb}	55	55	55	mm
celková výška	h_{steel}	1525	1525	1525	mm
IDEÁLNÍ PRŮŘEZ					
výška	h_i	1525	1825	1825	mm
plocha	A_i	100320,0	538141,4	266292,7	mm ²
stat. moment k dol. lici	S_{y0}	54768450	788119342,9	332772654,7	mm ³
poloha těžiště	e_t	979,1	360,5	575,3	mm
	e_b	545,9	1464,5	1249,7	mm
moment setrvačnosti	$I_{i,y}$	38155507328	1,45485E+11	1,19108E+11	mm ⁴
beton-horní líc	$W_{i,y,ct}$	-	-403587431	-207018567	mm ³
beton-dolní líc	$W_{i,y,cb}$	-	-2405537375	-432570039	mm ³
ocel-horní líc	$W_{i,y,at}$	-38971473	-2405537375	-432570039	mm ³
ocel-dolní líc	$W_{i,y,ab}$	69889882	99339558	95313164	mm ³

Tab. 5 Výpočet průřezových charakteristik v poli

6.11.2. Výpočet průřezových charakteristik – P4

PRŮŘEZ		OCEL	KRÁTKODOB ZATÍŽENÍ	STÁLÉ ZATÍŽENÍ	
BETON					
prac. součinitel	n_L	-	5,12	13,51	-
šířka	b_c	0	6426	6426	mm
ideální šířka	b_{ci}	0	1254,6	475,6	mm
tloušťka	t_{ci}	0	300	300	mm
OCEL					
š. horní pásnice	b_{Ft}	550	550	550	mm
tl. horní pásnice	t_{Ft}	35	35	35	mm
tl. stěny	t_w	22	22	22	mm
v. stěny	h_w	2435	2435	2435	mm
š. dolní pásnice	b_{Fb}	900	900	900	mm
tl. dolní pásnice	t_{Fb}	55	55	55	mm
celková výška	h_{steel}	2525	2525	2525	mm
IDEÁLNÍ PRŮŘEZ					
výška	h_i	2525	2825	2825	mm
plocha	A_i	122320,0	498700,0	265001,0	mm ²
stat. moment k dol. lici	S_{y0}	117798450	1124614950	499470065,9	mm ³
poloha těžiště	e_t	1562,0	569,9	940,2	mm
	e_b	963,0	2255,1	1884,8	mm
moment setrvačnosti	$I_{i,y}$	1,20856E+11	3,94245E+11	3,14948E+11	mm ⁴
beton-horní líc	$W_{i,y,ct}$	-	-691771755	-334974246	mm ³
beton-dolní líc	$W_{i,y,cb}$	-	-1460672288	-491940875	mm ³
ocel-horní líc	$W_{i,y,at}$	-77374274	-1460672288	-491940875	mm ³
ocel-dolní líc	$W_{i,y,ab}$	125494809	174824472	167099927	mm ³

Tab. 6 Výpočet průřezových charakteristik nad podporou

6.11.3. Smykový tok

$$S_{i,p} = \frac{b_{ft} \times b_c}{n_L} \times \left(e_t - \frac{b_{ft}}{2} \right) = \frac{550 \times 6426}{5,12} \times \left(569,9 - \frac{550}{2} \right) = 203567396,5 \text{ mm}^3$$

$$S_{i,s} = \frac{b_{ft} \times b_c}{n_L} \times \left(e_t - \frac{b_{ft}}{2} \right) = \frac{550 \times 7475}{5,12} \times \left(523,8 - \frac{550}{2} \right) = 199781054,7 \text{ mm}^3$$

Charakteristické hodnoty vnitřních sil

$$V_{p,k} = 2202,7 \text{ kN (ostatní stálé + LM1)}$$

$$V_{s,k} = 512,3 \text{ kN (ostatní stálé + LM1)}$$

$$N_T = 2072 \text{ kN}$$

Stanovení hodnot smykového toku na polovině nosníku

$$V_{l,p,k} = V_{p,k} \times \frac{S_{i,p}}{I_{y,i}} = 2202700 \times \frac{203567396,5}{3,94245 \times 10^{11}} = 1139,6 \text{ N/mm}$$

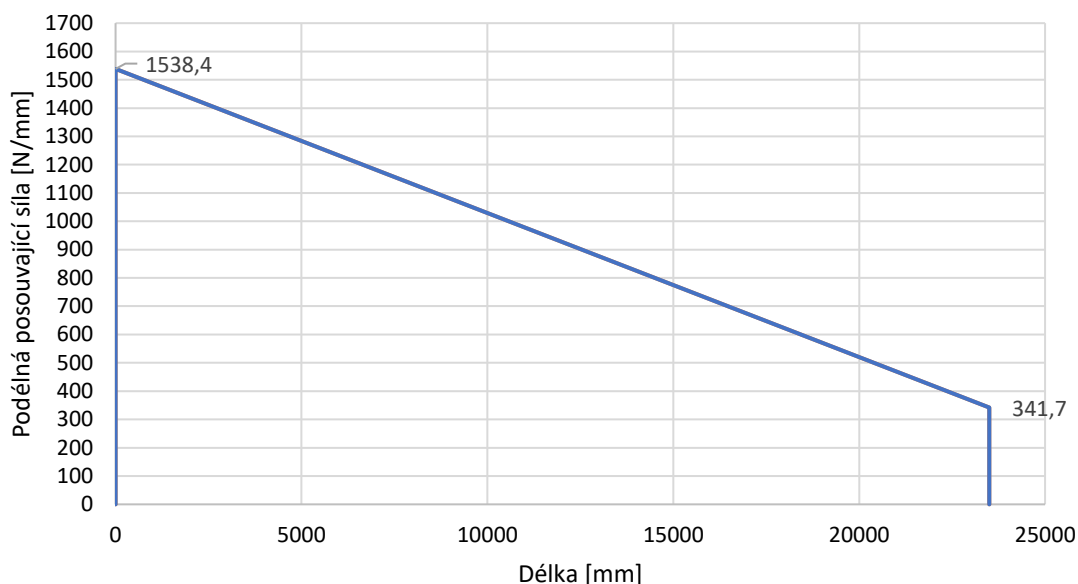
$$V_{l,p,d} = 1,35 \times V_{l,p,k} = 1,35 \times 1139,6 = 1538,4 \text{ N/mm}$$

$$V_{t,k} = \frac{2 \times N_T}{b_{eff}} = \frac{2 \times 2072000}{6426} = 644,88 \text{ N/mm}$$

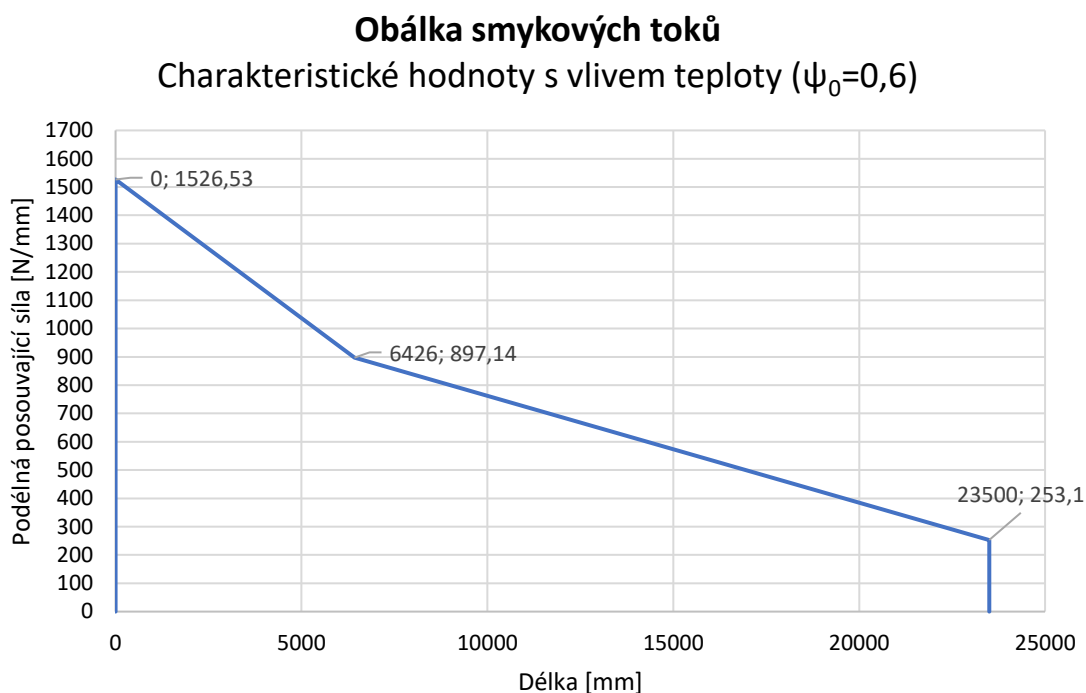
$$V_{l,s,k} = V_{s,k} \times \frac{S_{i,s}}{I_{y,i}} = 512300 \times \frac{203567396,5}{4,04351 \times 10^{11}} = 253,1 \text{ N/mm}$$

$$V_{l,s,d} = 1,35 \times V_{l,s,k} = 1,35 \times 253,1 = 341,7 \text{ N/mm}$$

Obálka smykových toků Návrhové hodnoty bez vlivu teploty



Graf 5 Obálka smykových toků – návrhové hodnoty bez vlivu teploty



Graf 6 Obálka smykových toků – charakteristické hodnoty s vlivem teploty

6.11.4. Návrh spřažení prostřednictvím spřahujících trnů

Navrhují trny délky 75 mm o \varnothing 25,4 mm z oceli S235. Trny jsou umístěny v kapsách v prefabrikátu. Na prefabrikát o délce 2000 mm připadají celkem 2 otvory. V každé kapse je umístěno 20 trnů, trny jsou v příčném směru v 5 řadách.

$d = 25 \text{ mm}$; $h = 75 \text{ mm}$; $f_u = 360 \text{ MPa}$

Charakteristická únosnost jednoho trnu

Smyk:
$$P_{Rk} = 0,8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4} = 0,8 \times 360 \times \frac{\pi \times 25,4^2}{4} = 145,9 \text{ kN}$$

Otlačení:
$$P_{Rk} = 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} = 0,29 \times 0,79 \times 25,4^2 \times \sqrt{130 \times 46000} = 361,5 \text{ kN}$$

$$\frac{h}{d} \leq 4 \rightarrow \alpha = \left(\frac{h}{d} + 1\right) \times 0,2 = \left(\frac{75}{25,4} + 1\right) \times 0,2 = 0,79$$

Rozhodující hodnota: $P_{Rk} = 145,9 \text{ kN}$

Návrhová únosnost jednoho trnu

$$\text{MSÚ: } P_{Rd} = \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} = \frac{145,9}{1,25} = 116,8 \text{ kN}$$

$$\text{MSP: } P_{Rd} = 0,6 \times P_{Rk} = 0,6 \times 145,9 = 87,6 \text{ kN}$$

Posouzení v mezním stavu únosnosti

U podpory:

$$V_{Rd} = \frac{5 \times 4 \times 2}{2000} \times 116745 = 2334,9 \text{ N/mm}$$

$$V_{Rd} = 2334,9 > V_{l,p,k} = 1538,2 \quad \text{VYHOVUJE}$$

Uprostřed rozpětí:

$$V_{Rd} = 2334,9 > V_{l,p,k} = 341,7 \quad \text{VYHOVUJE}$$

Posouzení v mezním stavu použitelnosti

U podpory:

$$V_{Rd} = \frac{5 \times 4 \times 2}{2000} \times 87650 = 1753 \text{ N/mm}$$

$$V_{Rd} = 1753 > V_{l,p,k} = 1526,5 \quad \text{VYHOVUJE}$$

Uprostřed rozpětí:

$$V_{Rd} = 1753 > V_{l,p,k} = 253,1 \quad \text{VYHOVUJE}$$

6.11.5. Návrh spřažení prostřednictvím perforované lišty

Navrhují perforovanou lištu 50/10 s otvory \varnothing 32 mm z oceli S355. Předpokládaná příčná výztuž je \varnothing 20 á 150 mm při dolním i horním povrchu. Lišta bude přerušovaná o délce 260 mm v kapsách v prefabrikátu o délce 300 mm. Na každý prefabrikát o délce 2000 mm připadají 4 kapsy.

Charakteristická únosnost perforované lišty

$$P_{Rk} = -68 + 12,4 \times f_{ck,cyl} + 797 \times A_{ST} = -68 + 12,4 \times 130 + 797 \times 4,188 \\ = 4881,8 \text{ N/mm}$$

Návrhová únosnost perforované lišty

$$\text{MSÚ: } P_{Rd} = \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} = \frac{4881,8}{1,4} = 3487 \text{ N/mm}$$

$$\text{MSP: } P_{Rd} = 0,6 \times P_{Rk} = 0,6 \times 4881,8 = 2940 \text{ N/mm}$$

Posouzení v mezním stavu únosnosti

U podpory:

$$V_{Rd} = \frac{4 \times 260}{2000} \times 3487 = 1813,3 \text{ N/mm}$$

$$V_{Rd} = 1813,3 > V_{l,p,d} = 1538,2 \quad \text{VYHOVUJE}$$

Uprostřed rozpětí:

$$V_{Rd} = 1813,3 > V_{l,p,d} = 341,7 \quad \text{VYHOVUJE}$$

Posouzení v mezním stavu použitelnosti

U podpory:

$$V_{Rd} = \frac{4 \times 260}{2000} \times 2940 = 1528,8 \text{ N/mm}$$

$$V_{Rd} = 1528,8 > V_{l,s,k} = 1526,5 \quad \text{VYHOVUJE}$$

Uprostřed rozpětí:

$$V_{Rd} = 1528,8 > V_{l,p,d} = 253,1 \quad \text{VYHOVUJE}$$

6.12. Návrh výztuže prefabrikátu

6.12.1. Kombinace vnitřních sil pro posouzení prefabrikátu

Vnitřní síly v příčném směru byly převzaty z modelu nosné konstrukce. V programu Excel byla automaticky vyhodnocena nejnepříznivější kombinace zatížení. Stanoveny byly také příčné ohybové momenty pro zdvihání prefabrikátu z bednění.

Příčné ohybové momenty na ŽB prefabrikátu											
Svislá zatížení							Char. Hodnoty		Návrh. Hodnoty		
č.	Typ zatížení		γ_r	ξ	φ	ψ	$\gamma_r \times \xi$	nad nosníkem	mezi nosíky	nad nosníkem	mezi nosíky
1	Stálá zatížení	Vlastní tíha prefabrikátu	1,35	0,85			1,15	-41,10	18,30	-47,16	21,00
2		Ostatní stálé	1,35	0,85			1,15	-35,13	-17,30	-40,31	-19,85
3		Nerovnoměrný pokles podpor	1,35	0,85			1,15	-6,16	1,55	-7,07	1,78
4	Proměnná zatížení	Nerovnoměrné oteplení/ochlazení	1,5	1,0		0,6	1,50	-9,04	1,80	-8,14	1,62
6		LM1	1,35	1,0			1,35	-264,76	172,12	-357,43	232,36
7		LM3 - 1800/200 + LM1	1,35	1,0	1,05		1,35	-193,67	167,89	-274,53	237,98
Výsledná návrhová kombinace - návrhový moment [kNm]										-460,10	236,91

Příčné ohybové momenty na ŽB prefabrikátu - manipulace											
Svislá zatížení							Char. Hodnoty		Návrh. Hodnoty		
č.	Typ zatížení		γ_r	ξ	φ	ψ	$\gamma_r \times \xi$	v poloze závěsů	uprostřed rozpětí	v poloze závěsů	uprostřed rozpětí
1	Stálá zatížení	Vlastní tíha prefabrikátu	1,35	0,85	1,3		1,15	-70,61	0,11	-105,33	0,16
2		Přílnavost bednění	1,35	0,85	1,3		1,15	-10,96	0,02	-16,35	0,03
Výsledná návrhová kombinace - návrhový moment [kNm]										-121,68	0,19

Tab. 7 Kombinace příčných ohybových momentů na prefabrikátu

Zdvihání prefabrikátu z bednění bude posouzeno pouze pro řez v poloze manipulačních závěsů. Hodnoty příčného ohybového momentu uprostřed rozpětí jsou zanedbatelné a nebudou posuzovány.

6.12.2. Posouzení řezu – nad nosníkem – provoz

Vstupní data

Tloušťka desky $h_D = 300$ mm Šířka desky $b_D = 1000$ mm
 Krycí vrstva $c = 35$ mm
 Návrhový moment $M_{Ed} = 460,10$ kNm
 Průměr prutu výztuže 25 mm ρ_o s = 100 mm
 Beton C 70 / 85
 Výztuž B500B
 $f_{ck} = 70$ MPa $f_{ctd} = 46,7$ MPa
 $f_{yk} = 500$ MPa $f_{yd} = 434,8$ MPa

Výpočet

Plocha 1 prutu 490,87 mm²
 Účinná výška průřezu $d = 252,5$ mm
 Požadovaná plocha výztuže $a_{s,max} = 4577,60$ mm²/bm
 Skutečná plocha výztuže $a_{s,prov} = 4908,74$ mm²/bm

Konstrukční zásady

$a_{s,prov} > a_{s,min}$
 $f_{ctm} = 4,6$ MPa
 $0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d$ $a_{s,min}$ $0,0013 \cdot b \cdot d$
 MAX
 603,98 mm²/bm 328,25 mm²/bm
 4908,74 mm²/bm \geq 603,98 mm²/bm

$a_{s,prov} < a_{s,max} = 12000,00$ mm²/bm
 4908,74 mm²/bm $<$ 12000,00 mm²/bm

Šířka trhlín - min. plocha výztuže
 4908,74 mm²/bm \geq 552,00 mm²/bm

$s < s_{max}$
 $2 \cdot h_D$ s_{max}
 600 mm MIN 250 mm
 100 mm $<$ 250 mm

Posudek

$x = 57,17$ mm $M_{Rd} \geq M_{Ed}$
 $F_s = 2134,23$ kNm $M_{Rd} = 490,09$ kNm
 $F_c = 2134,23$ kNm
 490,09 kNm \geq 460,10 kNm
 Využití výztuže na 93,88%

Ověření výztuže za mezí kluzu (tahové porušení)

$\xi_{bkl} = 0,617$ má být větší rovno ξ
 $\xi_{lim} = 0,45$ má být větší rovno ξ
 $\xi = 0,226404$

Rozdělovací výztuž

Navrhuji průřez 16 mm ρ_o po 150 mm.
 $a_{s,roz} \geq 0,25 \cdot a_{s,prov}$
 1340,41 mm²/bm \geq 1227,18 mm²/bm

$s_{roz} \leq \min\{3 \cdot h_D; 400$ mm}
 900 mm 400 mm
 150 mm \leq 400 mm

Navržen Ø25 á 100 mm

Průřez **vyhovuje** pro namáhání v provozní fázi v řezu uprostřed rozpětí.

6.12.3. Posouzení řezu – střed rozpětí mezi nosníky – provoz

Vstupní data

Tloušťka desky $h_D = 300$ mm
 Krycí vrstva $c = 35$ mm
 Návrhový moment $M_{Ed} = 236,91$ KNm
 Průměr prutu výztuže $\varnothing = 22$ mm
 Šířka desky $b_D = 1000$ mm
 Beton C 70 / 85
 Výztuž B500B
 $f_{ck} = 70$ MPa
 $f_{yk} = 500$ MPa
 $f_{cd} = 46,7$ MPa
 $f_{yd} = 434,8$ MPa

Výpočet

Plocha 1 prutu $380,13$ mm²
 Účinná výška průřezu $d = 254,0$ mm
 Požadovaná plocha výztuže $a_{s,req} = 2237,03$ mm²/bm
 Skutečná plocha výztuže $a_{s,prov} = 2534,22$ mm²/bm

Konstrukční zásady

$a_{s,prov} > a_{s,min}$
 $f_{ctm} = 4,6$ MPa
 $0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b * d$
 $607,57$ mm²/bm
 $2534,22$ mm²/bm \geq $607,57$ mm²/bm
 $a_{s,prov} < a_{s,max} = 12000,00$ mm²/bm
 $2534,22$ mm²/bm $<$ $12000,00$ mm²/bm
 Šířka trhlin - min. plocha výztuže
 $2534,22$ mm²/bm \geq $552,00$ mm²/bm

$s < s_{max}$
 $2 * h_D$
 600 mm
 s_{max}
 MIN
 250 mm
 150 mm $<$ 250 mm

Posudek

$x = 29,51$ mm
 $F_s = 1101,83$ kNm
 $F_c = 1101,83$ kNm
 $M_{Rd} \geq M_{Ed}$
 $M_{Rd} = 266,86$ kNm
 $M_{Ed} = 236,91$ kNm
 $266,86$ kNm \geq $236,91$ kNm
 Využití výztuže na 88,78%

Ověření výztuže za mezi kluzu (tahové porušení)

$\xi_{bal} = 0,617$ má být větší rovno ξ
 $\xi_{lim} = 0,45$ má být větší rovno ξ
 $\xi = 0,116195$

Navržen $\varnothing 22$ á 150 mm

Rozdělovací výztuž

Navrhují průřez 14 mm po 200 mm.
 $a_{s,roz} \geq 0,25 * a_{s,prov}$
 $769,69$ mm²/bm \geq $633,55$ mm²/bm
 $s_{roz} \leq \min\{3 * h_D; 400$ mm
 900 mm
 400 mm
 200 mm \leq 400 mm

Průřez vyhovuje pro namáhání v provozní fázi v řezu nad nosníkem.

6.12.4. Posouzení řezu – v poloze závěsů – zdvih z bednění

Vstupní data

Tloušťka desky $h_D = 300$ mm Šířka desky $b_D = 1000$ mm
 Krycí vrstva $c = 35$ mm
 Návrhový moment $M_{Ed} = 121,68$ KNm
 Průměr prutu výztuže 25 mm ρ_o s = 100 mm
 Beton C 70 /85 ve stáří 1 den
 Výztuž B500B
 $f_{ck} = 25,1$ MPa $f_{cd} = 16,7$ MPa
 $f_{yk} = 500$ MPa $f_{yd} = 434,8$ MPa

Výpočet

Plocha 1 prutu 490,87 mm²
 Účinná výška průřezu $d = 252,5$ mm
 Požadovaná plocha výztuže $a_{s,req} = 1180,11$ mm²/bm
 Skutečná plocha výztuže $a_{s,prov} = 4908,74$ mm²/bm

Konstrukční zásady

$a_{s,prov} > a_{s,min}$ $a_{s,prov} < a_{s,max} = 12000,00$ mm²/bm
 $f_{ctm} = 1,95$ MPa
 $0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b * d$ $a_{s,min} = 0,0013 * b * d$ MAX
 256,04 mm²/bm 328,25 mm²/bm
 4908,74 mm²/bm >= 328,25 mm²/bm
 Šířka trhlín - min. plocha výztuže
 4908,74 mm²/bm >= 234,00 mm²/bm

$s < s_{max}$
 $2 * h_D$ s_{max}
 600 mm MIN 250 mm
 100 mm < 250 mm

Posudek

$x = 159,62$ mm $M_{Rd} >= M_{Ed}$
 $F_s = 2134,23$ kNm $M_{Rd} = 402,63$ kNm
 $F_c = 2134,23$ kNm
 $402,63$ kNm >= 121,68 KNm
 Využití výztuže na 30,22%

Ověření výztuže za mezí kluzu (tahové porušení)
 $\xi_{bal} = 0,617$ má být větší rovno ξ
 $\xi_{lim} = 0,45$ má být větší rovno ξ
 $\xi = 0,632161$

Navržen Ø25 á 100 mm

Rozdělovací výztuž

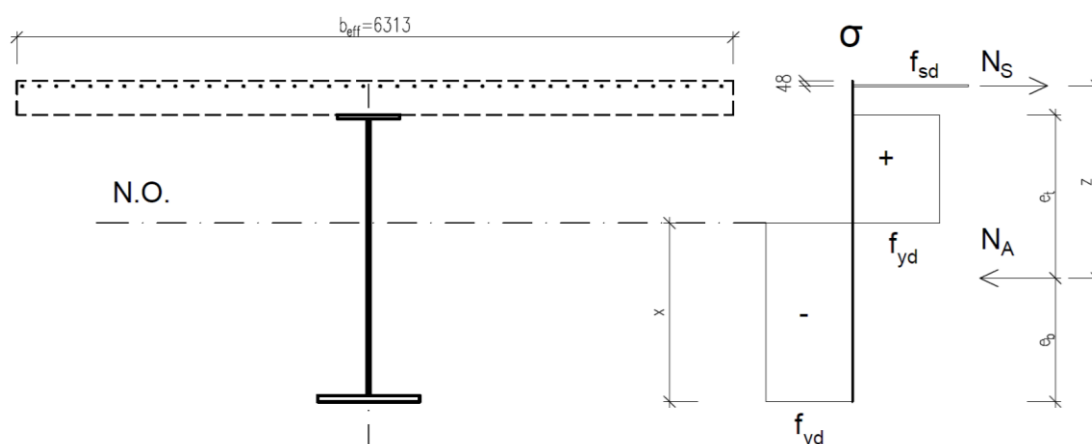
Navrhují průřez 16 mm po 150 mm.
 $a_{s,roz} >= 0,25 * a_{s,prov}$
 1340,41 mm²/bm >= 1227,18 mm²/bm
 $s_{roz} <= \min\{3 * h_D; 400$ mm}
 900 mm 400 mm
 150 mm <= 400 mm

Průřez vyhovuje pro zdvih z bednicí formy ve stáří 1 den.

6.13. Posouzení průřezu s trhlinami v místě příčné spáry

Jelikož je konstrukce uvažována jako spojitě působící po celé délce, je nutné ověřit průřez v místě stykování výztuže příčnou spárou za působení největšího podporového momentu. Pro posouzení je uvažován průřez s deskou s trhlinami. Zjednodušeně je uvažováno, že beton po vzniku trhlin již nepůsobí, přestože se jedná o UHPC vyztužené drátky. Vzhledem k charakteru posudku je použito plastické posouzení průřezu.

$$M_{Ed} = -6,709 \text{ MNm}$$



$$A_s = 44 \times \frac{\pi \times 16^2}{4} = 8846,7 \text{ mm}^2$$

$$e_t = 1562,0 \text{ mm}$$

$$e_b = 963,0 \text{ mm}$$

$$f_{yd} = 355,0 \text{ MPa}$$

$$f_{sd} = 434,8 \text{ MPa}$$

Předpoklad – N.O. leží ve stojně

$$N_{ten.} = N_{com.}$$

$$A_s \times f_{sd} + f_{yd} \times (35 \times 550 + (2525 - 35 - x) \times 22) = f_{yd} \times (55 \times 900 + (x - 55) \times 22)$$

$$x = 831,3 \text{ mm}$$

$$z = 1814,0 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = A_s \times f_{sd} \times z = 8846,7 \times 434,8 \times 1814,0 = 6,977 \text{ MNm} < M_{Ed}$$

Spřažený průřez s trhlinami **vyhovuje** pro nadpodporové namáhání.

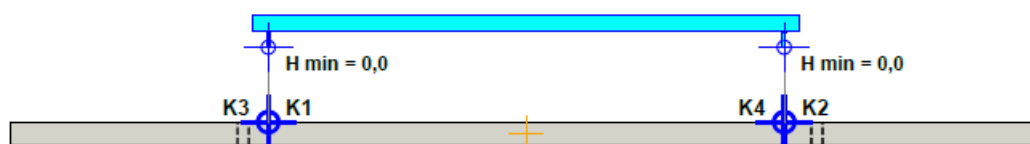
6.14. Návrh montážních prostředků prefabrikátu

TPA 3.13.1 - Systém transportných kotiev TPA

Preprava | Doska | Štandardná doska

GRAPHICS

Pohľad spredu



VÝPOČTY

Vychodisková hodnota:

Hmotnosť:	173,3 kN
Objem:	6,9 m ³
Ťažisko:	
Sx:	687,4 cm
Sy:	85,0 cm
Sz:	-15,0 cm
Plocha debnenia:	23,1 m ²
Prínavosť na debnenie:	23,1 kN
Vrchol. uhol záves. zar.:	0,0°
Súčiniteľ vrchol. uhla záves. zar.:	1,00
Dynamický súčiniteľ - paneláreň:	1,30
Dynamický súčiniteľ - stavenisko:	1,30
Pevnosť betónu v panelárni:	25 N/mm ²
Pevnosť betónu na stavenisku:	35 N/mm ²
Počet nosných kotiev:	4

Zaťaženie:

Celkové zaťaženie:	
Paneláreň - zdvíhanie:	196,4 kN
Paneláreň - transport:	225,3 kN
Stavenisko - preprava / montáž:	225,3 kN
Zaťaženia (paneláreň / stavenisko):	
Kotva 1:	56,3 kN / 56,3 kN
Kotva 2:	56,3 kN / 56,3 kN
Kotva 3:	56,3 kN / 56,3 kN
Kotva 4:	56,3 kN / 56,3 kN

Všeobecné:

Minimálna výška háku:	0,0 cm
-----------------------	--------

TPA 3.13.1 - Systém transportných kotiev TPA

Preprava | Doska | Štandardná doska

DETAILY KOTVY

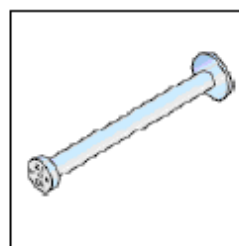
Typ kotvy: DEHA Kotva s gufovou hlavou 6000
 Vybraná kotva: 6000- 7,5-0165

Výstuž / Povolené zaťaženie:

Dĺžka kotvy l: 165 mm
 Hrúbka panela (pri minimálnej hrúbke panela) B2: 300 mm
 Povolené zaťaženie (pri minimálnej hrúbke panela); $\beta_w = 25 \text{ N/mm}^2$: 71,6 kN
 Povolené zaťaženie (pri minimálnej hrúbke panela); $\beta_w = 35 \text{ N/mm}^2$: 74,7 kN
 Minimálna osová vzdialenosť ez: 505 mm

Detaily kotvy:

Popis položiek (paneláreň): 6000- 7,5-0165
 Obj. č.: 735.010-00049
 Záťažová skupina: 7,5 t
 Rozmery
 l: 165 mm
 d: 24 mm
 d1: 46 mm
 d2: 60 mm
 k: 15 mm
 Da: 118 mm



VSTUPNÉ ÚDAJE

Výpočtová norma:	Germany	Šírka [cm]:	45
Použitie kotvy:	Preprava	X [cm]:	1068
Druhy prefabrikátov:	Doska	Y [cm]:	105
Typ prefabrikátu:	Štandardná doska	Špecifická hmotnosť [kN/m ²]:	25
Dĺžka L [cm]:	1375	Skupina zaťažovacích prípadov: paneláreň:	Ano
Šírka B [cm]:	170	Zaťažovací prípad: odformovať:	
Hrúbka D [cm]:	30	Pevnosť betónu pri odformovaní [N/mm ²]:	25
Otvor 1:		Prínavosť k debneniu / Koefficient trenia:	1 kN/m ²
Dĺžka [cm]:	15	Zaťažovací prípad: Preprava:	
Šírka [cm]:	45	Pevnosť betónu pri odformovaní [N/mm ²]:	25
X [cm]:	303	Dynamický súčiniteľ:	1,3
Y [cm]:	20		
Otvor 2:		Skupina zaťažovacích prípadov: Stavenisko:	Ano
Dĺžka [cm]:	15	Zaťažovací prípad: Preprava / Montáž:	
Šírka [cm]:	45	Pevnosť betónu [N/mm ²]:	35
X [cm]:	303	Dynamický súčiniteľ:	1,3
Y [cm]:	105		
Otvor 3:		Typ umiestnenia:	Štandardný
Dĺžka [cm]:	15	Počet kotiev:	4
Šírka [cm]:	45	Spôsob umiestnenia:	Manuálne
X [cm]:	1068	Typ súmernosti:	Symetricky v smere osí X
Y [cm]:	20		
Otvor 4:		Kotva 1:	
Dĺžka [cm]:	15	X [cm]:	344

TPA 3.13.1 - Systém transportných kotiev TPA

Preprava | Doska | Štandardná doska

VSTUPNÉ ÚDAJE

Y [cm]:	42	Y [cm]:	128
Kotva 2:		Typ závesu:	Dvojité váhadlo
X [cm]:	1031	Smer váhadla:	X
Y [cm]:	42	Vrchol. uhol záves. zar. [°]:	0
Kotva 3:		Systém transportných kotiev:	Všetko
X [cm]:	344	Typ kotvy:	DEHA Kotva s guľovou hlavou 6000
Y [cm]:	128	Koniec:	Bez povrchovej úpravy
Kotva 4:			
X [cm]:	1031		

7. Závěr

Cílem bakalářské práce bylo popsat a porovnat možnosti použití prefabrikace pro spřažené ocelobetonové mosty především z pohledu zhotovení betonové desky. Nejprve bylo popsáno statické působení spřažených mostů v podélném i příčném směru. V první kapitole byly zároveň zmíněny možnosti realizace spřažené desky. Dále byla provedena rešerše prefabrikace ve stavebnictví a byly vyhodnoceny výhody a úskalí prefabrikace. V poslední kapitole rešerše se práce zabývala metodou plné prefabrikace desky. Byly popsány vlastnosti, princip a možnosti montáže desky. V této části se práce zaměřila také na klíčové detaily technologie a způsoby předpínání desky. V závěru kapitoly jsou popsány tři realizované ocelobetonové mosty, na nichž byla aplikována plně prefabrikovaná deska a z poznatků je čerpáno i v následujícím návrhu.

Po rešeršní části následoval alternativní návrh SO 231 na dálnici D48 v úseku Rybí-Rychaltice. Nejdříve byla zpracována technická zpráva. Následně bylo přistoupeno ke provedení statického výpočtu, jehož úkolem byl návrh prefabrikované desky mostního objektu. Prefabrikované desky byly navrženy z betonu C 70/85, dobetonávky příčných spár a smykových kapes z UHPC C 130. Nejdříve byly stanoveny předpoklady výpočtu a následně bylo přistoupeno k tvorbě výpočetních modelů. Pro posouzení konstrukce byly použity celkem tři výpočetní modely. Pro globální analýzu konstrukce byl vyroben prostorový model mostu modelovaný jako deska s žebry. V tomto modelu byly zohledněny fáze výstavby a stáří materiálů. Druhý model byl 2D prutový model mostní konstrukce, který byl použit pro získání příčinkových čar na spojitém nosníku. Na základě příčinkových čar bylo následně v prostorovém modelu umísťováno zatížení dopravou. Poslední, třetí, model byl prostorový deskový a bylo na něm posuzováno chování prefabrikátu při manipulaci a odbedňování. Dále byly vypočítána zatížení, která byla následně aplikována v modelu konstrukce. Následoval výpočet materiálových parametrů a spolupůsobících šířek betonové desky. Po získání vnitřních sil bylo přistoupeno výpočtu spřažení. Pro spřažení byly provedeny dva alternativní výpočty – spřažení pomocí spřahovacích trnů a perforované lišty. Vzhledem k tomu, že dobetonávka kapes byla navržena z UHPC, bylo rozhodnuto, že je pro spřažení vhodnější použití perforované lišty. Dalším krokem byl návrh výztuže prefabrikátu. Prefabrikát byl posouzen na dva stavy – na příčné namáhání v konstrukci na konci provozu a na manipulaci při odbedňování ve stáří jednoho dne. Vzhledem k předpokladu spojitého působení konstrukce v podélném směru byl také posouzen spřažený průřez v řezu příčnou spárou nad podporou za

předpokladu průřezu s trhlinou. Nakonec byly navrženy manipulační prostředky pro transport prefabrikátu.

Návrh výztuže a výsledný stupeň vyztužení ukázal, že by bylo ekonomičtější využít pro takto široký dálniční most příčného předpětí. Pro použití příčné předpětí by ale nebyl možný návrh spřažení pomocí perforované lišty, ale pouze pomocí spřahovacích trnů. Příčné předpětí by bylo ideální vnést dodatečně ještě v areálu prefy, dodatečné předpínání na stavbě by postrádalo smysl. Alternativa železobetonové verze velmi široké prefabrikované desky na plnou výšku a šířku tím ale nejsou zavrženíhodné. S výhodou by mohly být využívány například pro železniční mosty. K této myšlence přispívá především to, že SŽDC na svých tratích stále odmítá předpjaté betonové mosty, ale zároveň klade požadavky na co nejrychlejší výstavbu a omezení délky výluk. Pro oba případy, tedy železobetonovou i příčně předpjatou desku, by s trochou vůle mohlo dojít až k sériové výrobě typizovaných prefabrikátů.

Celkově lze říci, že každý ze způsobů zhotovení betonové desky pro ocelobetonové konstrukce má své využití, ale zároveň také úskalí. Na většinu těchto úskalí existují řešení, ačkoliv nejsou vždy příliš ekonomická. V budoucnu se dá očekávat, že čistě monolitické desky se postupně dostanou do útlumu a budou nahrazovány prefamonolitickým způsobem realizace. Pokud se bude pracovat na osvětě investorů je možné, že i v ČR začne být postupně využívána prefabrikace desky na plnou výšku a šířku. Potvrdilo se, že pro dobetonávku spřažení je vhodné použití UHPC, nicméně je účelné použít jiných spřahujících prvků než trnů, které využijí vlastností UHPC. V případě mostu, u něhož byl proveden alternativní návrh, by se dalo očekávat výrazné snížení doby výstavby a částečné snížení nákladů na stavbu, ačkoliv by bylo účelnější desku příčně předepnout. V globálním měřítku lze říci, že použití plně prefabrikované desky je výhodné především u delších mostů, u kratších je výhodné naopak zvolit prefamonolitickou variantu.

8. Seznam obrázků

Obr. 1 Schéma spřaženého mostu [9]	9
Obr. 2 Příčný řez nosíkového roštu se spřaženou betonovou deskou [4] ..	10
Obr. 3 Příčný řez dvoutrámovým spřaženým ocelobetonovým mostem [4]	10
Obr. 4 Příčný řez ocelobetonovým spřaženým mostem s příhradovými nosníky [4].....	10
Obr. 5 Příčný řez komorovým spřaženým ocelobetonovým mostem [4]	11
Obr. 6 Podélný řez dvoustranně spřaženým mostem [4].....	11
Obr. 7 Příčný řez železničním mostem se zabetonovanými nosníky [4].....	12
Obr. 8 Ekvivalentní rozpětí pro určení účinné šířky betonové pásnice [6] ...	13
Obr. 9 Schéma poloviny plasticky navrženého prostého nosníku [4]	15
Obr. 10 Schéma významných bodů plastické oblasti nosníku.....	15
Obr. 11 Schéma redistribuce momentů na spojitém nosníku	16
Obr. 12 Monolitická spřahující deska [11]	17
Obr. 13 Částečně prefabrikovaná spřahující deska [4]	18
Obr. 14 Filigránové panely osazené na ocelové nosníky [14].....	19
Obr. 15 Varianty provedení nosníku PreCo-Beam [4].....	20
Obr. 16 Dvoustranně spřažený most Elbag, Polsko [4]	20
Obr. 17 Schéma vývoje modifikované klotoidy [15]	21
Obr. 18 Způsob řezání spřahujícího prvku MCL [15].....	21
Obr. 19 Spřahující deska prefabrikovaná na plnou výšku [16]	21
Obr. 20 Napětí v průřezu [4].....	22
Obr. 21 Postup betonáže části mostu "poutnickým" způsobem	23
Obr. 22 Montáž staveništního prefabrikátu nosné konstrukce dvoutrámového mostu [20].....	26
Obr. 23 Tvar uzavírací spáry mostů s úložným úhlem menším než 75° [22]	27
Obr. 24 Detail provedení smykové kapsy a prostoru pod nosníky doporučený PCINE (USA) [22].....	29
Obr. 25 Detail stavěcích šroubů v prefabrikátu [22]	29
Obr. 26 Montáž dílců těžkými mobilními jeřáby [25].....	30
Obr. 27 Převážný vozík a manipulační zařízení [26].....	31
Obr. 28 Popis vozíku Eiffel [28]	31
Obr. 29 Posun vahadla [28]	32
Obr. 30 Posun vozíku [28].....	32
Obr. 31 Přizvednutí vozíku hydraulickými zvedáky [28].....	33
Obr. 32 Posunutí kolejnic [28]	33
Obr. 33 Návoz desky [28].....	33
Obr. 34 Odjezd návěsu [28].....	33
Obr. 35 Přiblížení desky finální poloze [28]	34

Obr. 36 Podélný transport a rotace prefabrikátu [28]	34
Obr. 37 Přesné osazení desky [28].....	34
Obr. 38 Systém NU-deck použitý na Skyline Bridge, Nebraska, USA [29]	36
Obr. 39 Detail podélné spáry systému NU-deck (Skyline Bridge, Nebraska, USA) [29]	36
Obr. 40 Petlicový styk s předtěsněním	37
Obr. 41 Styk typu female-to-female [22].....	38
Obr. 42 Osazené prefabrikáty [32].....	41
Obr. 43 Příčný řez lávky [33]	41
Obr. 44 Vizualizace spřaženého příhradového mostu s plně prefabrikovanou deskou [34]	41
Obr. 45 Spřažený most s plně prefabrikovanou deskou [34].....	42
Obr. 46 Uložení prefabrikátů na skládce [37].....	43
Obr. 47 Příčný řez mostem Côtère [35]	43
Obr. 48 Pohled na pilíř mostu Côtère [35].....	44
Obr. 49 Most na křižovatce I/84 a Rt. 8, Waterbury [22].....	44
Obr. 50 Poloha mostu na dálnici D48 v úseku Rybí-Rychaltice.....	47
Obr. 51 Ortofoto snímek staveniště mostu v průběhu demoličních prací ...	47
Obr. 52 Pohled zepředu na montážní vozík [28]	51
Obr. 53 Pohled z boku na montážní vozík [28]	52
Obr. 54 Model pro globální analýzu konstrukce	53
Obr. 55 Deskový model pro manipulaci s prefabrikátem	53
Obr. 56 Renderovaný model pro manipulaci s prefabrikátem.....	53
Obr. 57 Schéma LM1	58
Obr. 58 Rozmístění zatížení LM1	58
Obr. 59 Rozmístění zatížení 1800/200 s LM1	59
Obr. 60 Rozmístění zatížení chodníků	59

9. Seznam tabulek

Tab. 1 Vliv podepření na průřezem přenášené zatížení.....	22
Tab. 2 Identifikační údaje mostu	46
Tab. 3 Základní údaje o mostu.....	46
Tab. 4 Hodnoty regulačních součinitelů α pro ČR.....	58
Tab. 5 Výpočet průřezových charakteristik v poli	67
Tab. 6 Výpočet průřezových charakteristik nad podporou	68
Tab. 7 Kombinace příčných ohybových momentů na prefabrikátu	73

10. Seznam grafů

Graf 1 Příčinkové čáry P4 - Vy.....	62
Graf 2 Příčinkové čáry P4 - My.....	63
Graf 3 Příčinkové čáry pro střed pole P4-P5 – My.....	64
Graf 4 Příčinkové čáry pro střed pole P4-P5 – Vy	65
Graf 5 Obálka smykových toků – návrhové hodnoty bez vlivu teploty.....	69
Graf 6 Obálka smykových toků – charakteristické hodnoty s vlivem teploty	70

11. Seznam citací

- [1] COLLINGS, David. *Steel-concrete composite bridges*. Reston, VA: Distributed in USA by ASCE Press, 2005. s. 1-2. ISBN 07-277-3342-7.
- [2] PIPINATO, Alessio. *Innovative bridge design handbook: construction, rehabilitation and maintenance*. Amsterdam: Butterworth-Heinemann is an imprint of Elsevier, [2016], s. 250-252. ISBN 978-0-12-800058-8.
- [3] MARCELA, Karmazínová. *Kovové mosty I: Modul M02* [online]. In: Brno, 2006, s. 57-63 [cit. 2019-02-18]. Dostupné z: http://lences.cz/domains/lences.cz/skola/subory/Skripta/BO09-Kovove%20mosty%20Opory/BO09_M02.pdf
- [4] RYJÁČEK, Pavel. *Ocelové mosty 1: Spřažené mosty*. Praha, 2018. Přednášky. FSv ČVUT.
- [5] *TP 79: Navrhování spřažených ocelobetonových mostů pozemních komunikací*. [online]. [cit. 2019-02-22]. Praha: Pontex spol. s r.o., 2014. Dostupné z: <http://www.pjpk.cz/technicke-podminky-tp/>
- [6] ČSN EN 1994-2 (736210): *Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí – Část 2: Obecná pravidla a pravidla pro mosty*. Praha: Český normalizační institut, 2007.
- [7] STUDNIČKA, Jiří. *Prvky ocelových konstrukcí 2: (ocelobetonové konstrukce)*. Vyd. 2. přeprac. Praha: Vydavatelství ČVUT, 1998, s. 79-100. ISBN 80-01-01743-5.
- [8] ČÍRTEK, Ladislav. *Prvky betonových konstrukcí: Modul M05 – Navrhování jednoduchých prvků* [online]. In: Brno, 2005, s. 11 [cit. 2019-02-22]. Dostupné z: http://lences.cz/domains/lences.cz/skola/subory/Skripta/BL01Prvky%20Betonovych%20konstrukci/prvky%20bet.%20konstr._navrhovani%20jednoduchych%20konstrukci.pdf
- [9] LACALLE, Roberto a Lian DUAN. *BRIDGE DESIGN PRACTICE*. [online] 4. edition. California, USA: Caltrans, 2015, Chapter 9 - Steel Plate Girders. Dostupné z: <http://www.dot.ca.gov/des/techpubs/bdp.html>
- [10] LACALLE, Roberto a Lian DUAN. *BRIDGE DESIGN PRACTICE*. [online] 4. edition. California, USA: Caltrans, 2015, Chapter 10 – Concrete decks. Dostupné z: <http://www.dot.ca.gov/des/techpubs/bdp.html>

-
- [11] *Spřažený most s monolitickou deskou* [online]. In: . [cit. 2019-02-25]. Dostupné z: https://www.researchgate.net/profile/WiryantoDewobroto/publication/311379745/figure/fig9/AS:669496629014548@1536631843532/Gambar-73-Sistem-pelat-dan-balok-komposit-pada-lantai-bangunan_W640.jpg
- [12] Rozhovor s Antonínem BRNUŠÁKEM, technický ředitel skupiny SMP, SMP CZ a.s., Praha, 2019
- [13] VAŠKOVÁ, Jitka. *Betonové a zděné konstrukce 2: Spřažené prefamonolitické konstrukce*. Praha, 2018. Přednášky. FSv ČVUT.
- [14] STRŽÍNEK, Viktor. *Železniční estakáda Mendrik v Ústí nad Orlicí* [fotografie]. Ústí nad Orlicí, 2014.
- [15] ZANON, Riccardo, Jacques BERTHELLEMY, Günter SEIDEL a Wojciech LORENC. *An innovative solution for small span bridges - Precobeam* [online]. [cit. 2019-02-28]. Dostupné z: <https://www.researchgate.net/publication/324038919>
- [16] SHIM, Chang-Su, Kyu-Yong CHOI a Sung-Pil CHANG. *Design of transverse joints in composite bridges with precast decks*. In: KSCE Journal of Civil Engineering [online]. 2001, 5(1), s. 17-27 [cit. 2019-03-02]. DOI: 10.1007/BF02830722. ISSN 1226-7988. Dostupné z: <http://link.springer.com/10.1007/BF02830722>
- [17] HEARN, Jane. *A short history of prefabrication* [online]. 13.6.2018 [cit. 2019-03-09]. Dostupné z: <https://www.prefabmuseum.uk/content/history/short-history-prefabrication>
- [18] *A Brief History of Precast Concrete* [online]. [cit. 2019-03-09]. Dostupné z: <http://www.metromont.com/precast-concrete-history>
- [19] NĚMEC, Pavel, Petr KLIMEŠ, Jan DUŠKA a Jan KOMANEC. *Přínos prefabrikace pro ekonomická a efektivní řešení mostních konstrukcí*. In: Mosty 2011. Brno: SEKURKON, 2011. ISBN 978-80-86604-52-7.
- [20] KECLÍK, Jiří. *Montáž staveništního prefabrikátu nosné konstrukce dvoutrámového mostu Most-Rudolice ev. č. 1c-M1 přes železniční trať, SMP CZ* [fotografie]. Most 2019.
- [21] SNEED, Lesley, Abdeldjelil BELARBI a Young-Min YOU. *Spalling Solution of Precast Prestressed Bridge Deck Panels* [online]. 2010 [cit. 2019-03-10]. Dostupné z: <https://library.modot.mo.gov/RDT/reports/TRyy0912/or11005.pdf>
- [22] Precast/Prestressed Concrete Institute Northeast. *Full Depth Deck Panels Guidelines: For Accelerated Bridge Deck Replacement Or Construction* [online]. Belmont, 2011 [cit. 2019-03-10]. Dostupné z:
-

- https://www.pci.org/PCI/Resources/Transportation_Engineering_Resources/Precast_Bridge_Decks/PCI/Design_Resources/Transportation_Engineering_Resources/Precast_Bridge_Decks.aspx?hkey=5aa8535f-c1f5-41cf-9a4b-7870a92139c2
- [23] VERSACE, Jose D., Julio A. RAMIREZ. *Implementation of Full-Width Precast Bridge Deck Panels: A Synthesis Study* [online]. West Lafayette, Indiana: Purdue University, 2004 [cit. 2019-03-13]. Dostupné z: <https://docs.lib.purdue.edu/cgi/viewcontent.cgi?referer=1&article=1587&context=jtrp>
- [24] Rozhovor s Josefem RICHTEREM, výrobní náměstek, SMP CZ a.s., Praha, 2019
- [25] MANUEL, Bill a Johann AAKRE. *West Virginia's First ABC Deck Replacement Project* [online]. HNTB Corporation, 2016 [cit. 2019-03-14]. Dostupné z: http://www.dot.state.oh.us/engineering/OTEC/2016%20Presentations/Wednesday/58/AAKRE-MANUEL_58.pdf
- [26] Rozhovor s Petrem KLIMEŠEM, specialista, SMP CZ a.s., Praha, 2019
- [27] KLIMEŠ, Petr. *Přepravní vozík a manipulační zařízení* [fotografie]. A65, Francie, 2012.
- [28] *Viaduc de la Côtitière: PORTIQUE de POSE DALLE: PLAN D'ENSEMBLE*. EIFFEL, 2009. Technická dokumentace montážního vozíku.
- [29] FALLAHA, Sam, Chuanbing SUN, Mark D. LAFFERTY a Mager K. TADROS. *High Performance Precast Concrete NUDECK Panel System for Nebraska's Skyline Bridge*. PCI JOURNAL. Nebraska, USA, 2004 (Sept-Oct), str. 40-50. Dostupné také z: https://www.pci.org/PCI_Docs/Publications/PCI%20Journal
- [30] AKTAN, Haluk a Upul ATTANAYAKE. *Improving Bridges with Prefabricated Precast Concrete Systems: APPENDIX B Connection details between prefabricated elements* [online]. In: . Michigan, USA: Western Michigan University, 0133n. I. [cit. 2019-03-16]. MDOT RC-1602. Dostupné z: https://www.michigan.gov/documents/mdot/RC-1602_Appendices_BC_444148_7.pdf
- [31] VÍTEK, Jan L., David ČÍTEK, Jiří KOLÍSKO, Pavel JURŠÍK a Robert COUFAL. *Aplikace UHPC ve spojích prefabrikovaných konstrukcí*. In: Sborník konference Betonářské dny 2015. Litomyšl: ČBS, 2015. ISBN 978-80-906097-0-9.

- [32] VLČEK, Václav, Magdaléna HAŠKOVÁ, Petr CHOMICKÝ, Antonín BRNUŠÁK a Radek TREML. SMP CZ. *Prefabrikáty na celou výšku mostovky*. Praha, 2017. Inovace Skupiny SMP 162017.
- [33] MOUREK, Jan a Tomáš MAREŠ. VALBEK. *Greenways: sportovně rekreační trasy v údolí řek, Plzeň, stavba Mže, úsek Radčická - Skvrňany*. Plzeň, 2017. RDS mostního objektu.
- [34] NOVÁK & PARTNER. *I/27 Plzeň: Úsek 3: I/27 - Přemyslova - Karlovarská. 2017*. Vizualizace alternativních návrhů.
- [35] *A432 LES ÉCHETS-LA BOISSE: Une nouvelle passerelle pour la Dombes et la Côtère* [online]. VICTOR BUYCK. [cit. 2019-03-25]. Dostupné z: http://www.victorbuyck.be/uploads/projects/doc_3.pdf
- [36] *L'art de maîtriser l'ouvrage: Viaduc de la Côtère - A432*. Bonna Sabla [online]. [cit. 2019-03-25]. Dostupné z: <https://www.youtube.com/watch?v=0JV3zoVkjss&list=LLG-ze65PqHNBoxzD-q5foqA&index=3&t=0s>
- [37] *La Côtère, un ouvrage de grande hauteur (diaporama)*. Batiactu [online]. [cit. 2019-03-25]. Dostupné z: <https://www.batiactu.com/edito/cotiere-un-ouvrage-grande-hauteur-diaporama-26339.php>

12. Seznam použitých norem

- [5] *TP 79: Navrhování spřažených ocelobetonových mostů pozemních komunikací.* [online]. [cit. 2019-02-22]. Praha: Pontex spol. s r.o., 2014. Dostupné z: <http://www.pjpk.cz/technicke-podminky-tp/>
- [6] *ČSN EN 1994-2 (736210): Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí – Část 2: Obecná pravidla a pravidla pro mosty.* Praha: Český normalizační institut, 2007.
- [38] *ČSN EN 1990 ed. 2 (73 0002): Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí.* Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2015.
- [39] *ČSN EN 1991-1-1 (73 0035): Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb.* Praha: Český normalizační institut, 2004.
- [40] *ČSN EN 1991-1-2 (73 6203): Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou.* Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2015.
- [41] *ČSN EN 1991-1-4 (73 0035): Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem.* Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2013.
- [42] *ČSN EN 1991-1-5 (73 0035): Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou.* Praha: Český normalizační institut, 2006.
- [43] *ČSN EN 1991-1-6 (73 0035): Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-6: Obecná zatížení – Zatížení během provádění.* Praha: Český normalizační institut, 2006.
- [44] *ČSN EN 1992-1-1 ed.2 (73 1201): Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.* Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.
- [45] *ČSN EN 1992-2: Eurokód 2 (73 6208): Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady.* Praha: Český normalizační institut, 2007.
- [46] *Aplikovaný výzkum ultravysokohodnotného betonu (UHPC) pro prefabrikované prvky staveb: Metodika pro navrhování prvků z UHPC.* Praha: Kloknerův ústav, ČVUT v Praze, 2015.

13. Seznam příloh

13.1. Příloha A – výkresová dokumentace

Číslo přílohy	Název přílohy
A.01	Přehledné výkresy – podélný profil, situace
A.02	Vzorový příčný řez
A.03	Výkres tvaru prefabrikované desky
A.04	Výztuž prefabrikované desky
A.05	Postup zmonolitnění desky