



**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE**

---

**Fakulta stavební**

**Katedra betonových a zděných konstrukcí**

## **Návrh mostu Kulmrich**

Bridge Kulmrich

Bakalářská práce

**Vypracoval: Miloš Kopecký**

Vedoucí bakalářské práce: Doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

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: Kopecký Jméno: Miloš Osobní číslo: 460468

Zadávací katedra: K133 Katedra betonových a zděných konstrukcí

Studijní program: (B3651) Stavební inženýrství

Studijní obor: (3647R013) Konstrukce a dopravní stavby

### II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Návrh mostu Kulmrich

Název bakalářské práce anglicky: Bridge Kulmrich

Pokyny pro vypracování:

Součástí řešení bude:

- rešerše na téma trémových mostů s náběhy, semi-intergrované konstrukce
- zpracování komentovaného statického výpočtu mostu
- detailní posouzení hlavních konstrukčních prvků výsledné varianty řešení

Seznam doporučené literatury:

Stráský, J. (2001) Betonové mosty, ŠEL, Knihnice autorizovaného inženýra a technika, TK21, s.103

Navrátil, J. (2004) Předpjaté betonové konstrukce, Akademické nakladatelství CERM, s.160

Jméno vedoucího bakalářské práce: Doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

Datum zadání bakalářské práce: 18/2/2019

Termín odevzdání bakalářské práce: 26/5/2019

Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

### III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

*Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v bakalářské práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.*

18.2.2019

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

## **Abstrakt**

Hlavním tématem mé bakalářské práce je návrh a posouzení dvou konstrukčních variant dálničního mostu Kulmrich v Německu. Jedná se o alternativní návrh stávajícího mostu. Návrh ideálního řešení, porovnání výhod a nevýhod hlavních dvou variant.

Nosná konstrukce je tvořena v první variantě dvoutrámovou konstrukcí s konstantním průřezem a druhá varianta je dvoutrámová konstrukce s proměnným průřezem. Obě varianty jsou brány jako rámové předpjaté železobetonové konstrukce. Výpočtový model je vytvořen pomocí programu Scia Engineer.

Bakalářská práce se skládá z výkresů a komentovaného statického výpočtu.

## **Klíčová slova**

Most, silniční most, trámová konstrukce, dvoutrámová konstrukce, porovnání variant, konstantní průřez, proměnný průřez, předpjátá konstrukce, železobeton, zatížení

## **Abstract**

The main topic of my bachelor thesis is a design and assessment of two construction variants of the Kulmrich highway bridge in Germany. This is an alternative design for an existing bridge. Design of an ideal solution, comparison of advantages and disadvantages of the main two variants.

The load-bearing construction is formed in the first variant by a double-girder construction with a constant cross-section and the second variant is a double-girder construction with a variable cross-section. Both variants are taken as frame prestressed reinforced concrete structures. The analysis model is created by Scia Engineer.

Bachelor thesis consists of drawings and commented static analysis.

## **Keywords**

Bridge, highway bridge, girder construction, double-girder construction, comparison variant, constant cross section, variable cross section, prestressed construction, reinforced concrete, loads.



Prohlašuji, že tuto bakalářskou práci jsem zpracoval samostatně a že veškeré podklady jsem uvedl v seznamu použité literatury.

V Praze dne 24.5.2018

.....

Miloš Kopecký





## **Poděkování**

Rád bych tímto chtěl poděkovat vedoucímu své bakalářské práce Doc. Ing. Marku Foglarovi, Ph.D., za odborné vedení, trpělivost, energii, cenné rady a čas, který mně a mé práci poskytnul.

.....

Miloš Kopecký

# Obsah

<b>OBSAH.....</b>	<b>10</b>
<b>1 REŠERŠE.....</b>	<b>12</b>
1.1 TRÁMOVÉ MOSTY S NÁBĚHY.....	16
1.1.1 Vyztužování trémových mostů s náběhy.....	21
1.1.2 Výstavba trémových mostů s náběhy.....	23
1.1.3 Příklady trémových mostů s náběhy.....	29
1.2 SEMI-INTEGROVANÉ KONSTRUKCE.....	30
1.2.1 Příklady semi-integrovaných konstrukcí.....	33
<b>2 MOST KULMRICH.....</b>	<b>34</b>
2.1 LOKALITA.....	34
2.2 STÁVAJÍCÍ STAV.....	36
2.3 PRVNÍ VARIANTA.....	37
2.4 DRUHÁ VARIANTA.....	38
2.5 TŘETÍ VARIANTA.....	39
2.6 POROVNÁNÍ VARIANT.....	40
<b>3 KONSTRUKCE MOSTU.....</b>	<b>41</b>
3.1 MATERIÁL.....	41
3.2 MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY.....	41
3.3 PRŮŘEZY.....	42
3.3.1 Průřez konstantní výšky.....	42
3.3.2 Průřez proměnné výšky v poli.....	42
3.3.3 Průřez proměnné výšky u vnitřních podpor.....	43
3.3.4 Průřez proměnné výšky u vnějších podpor.....	43
3.3.5 Průřez pilíře.....	44
3.4 SPOLUPŮSOBÍCÍ ŠÍŘKA.....	45
3.5 ZATÍŽENÍ.....	46
3.5.1 Vlastní zatížení.....	46
3.5.2 Ostatní stálé zatížení.....	46
3.5.3 Pokles podpory.....	46
3.5.4 Teplota.....	47
3.5.5 Doprava.....	48
3.5.6 Zatížení chodníků.....	49
3.5.7 Výstavba.....	50
3.6 KOMBINACE.....	50
3.7 CHOVÁNÍ KONSTRUKCE.....	51
3.7.1 Varianta s konstantním průřezem.....	52
3.7.2 Varianta s proměnným průřezem.....	54
3.7.3 Porovnání variant.....	57
3.8 KRYTÍ VÝZTUŽE.....	57
3.9 TECHNOLOGIE VÝSTAVBY.....	58
<b>4 KONSTANTNÍ PRŮŘEZ – ČASOVÝ FÁZOVÝ NÁVRH.....</b>	<b>61</b>

---

4.1	PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE .....	61
4.2	ČASOVÝ PRŮBĚH FÁZÍ .....	64
4.3	VÝSTAVBA .....	65
4.3.1	<i>Fáze 0.</i> .....	65
4.3.2	<i>Fáze 1.</i> .....	66
4.3.3	<i>Fáze 2.</i> .....	67
4.3.4	<i>Fáze 3.</i> .....	67
4.3.5	<i>Fáze 4.</i> .....	68
4.3.6	<i>Fáze 5.</i> .....	68
4.4	PŘÍČNÝ ROZNOŠ .....	69
4.5	CHOVÁNÍ CELÉ KONSTRUKCE .....	73
4.6	ZMĚNA PŘEDPĚTÍ 2 .....	77
4.7	ZMĚNA PŘEDPĚTÍ 3 .....	78
4.8	ZMĚNA PŘEDPĚTÍ 4 .....	82
4.9	POSOUZENÍ MSP .....	86
4.9.1	<i>Omezení napětí a omezení trhlin</i> .....	86
<b>5</b>	<b>PROMĚNNÝ PRŮŘEZ – ČASOVÝ FÁZOVÝ NÁVRH .....</b>	<b>89</b>
5.1	PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE .....	89
5.2	ČASOVÝ PRŮBĚH FÁZÍ .....	90
5.3	VÝSTAVBA .....	90
5.3.1	<i>Fáze 0.</i> .....	90
5.3.2	<i>Fáze 1.</i> .....	91
5.3.3	<i>Fáze 2.</i> .....	91
5.3.4	<i>Fáze 3.</i> .....	92
5.3.5	<i>Fáze 4.</i> .....	93
5.3.6	<i>Fáze 5.</i> .....	93
5.4	PŘÍČNÝ ROZNOŠ .....	94
5.5	CHOVÁNÍ CELÉ KONSTRUKCE .....	96
5.6	ZMĚNA PŘEDPĚTÍ 2 .....	99
5.7	ZMĚNA PŘEDPĚTÍ 3 .....	101
5.8	ZMĚNA GEOMETRIE, PŘEDPĚTÍ A POSUN PRACOVNÍ SPÁRY .....	103
5.9	POSUDEK MSP .....	107
5.9.1	<i>Omezení napětí a omezení trhlin</i> .....	107
<b>6</b>	<b>ZÁVĚR .....</b>	<b>110</b>
POUŽITÁ LITERATURA .....		112
<i>Norma</i> .....		112
<i>Publikace</i> .....		112
<i>Internetové zdroje</i> .....		113
SEZNAM OBRÁZKŮ .....		116
SEZNAM TABULEK .....		121
SEZNAM PŘÍLOH .....		122

---

# 1 Rešerše

Součástí mé bakalářské práce je porovnání dvou variant trámových betonových mostů. Mostní objekt je součástí dopravních cest (pozemní komunikace, dráhy, anebo vodních cest) v místě, v němž je třeba překonat přírodní nebo umělou překážku, popř. zvolit obdobné řešení z vodohospodářských, ekonomických, ekologických nebo estetických důvodů. Mezi mostní objekty patří tři základní typy – mosty, propustky, lávky.

Mosty jsou mostní objekty, které mají alespoň jednu kolmou světlou vzdálenost větší než 2 m. Propustek má tuto vzdálenost menší nebo rovnu 2 m, ale zároveň větší než 0,4 m. Lávky jsou mostní objekty, které převážně využívají chodci nebo cyklisté.

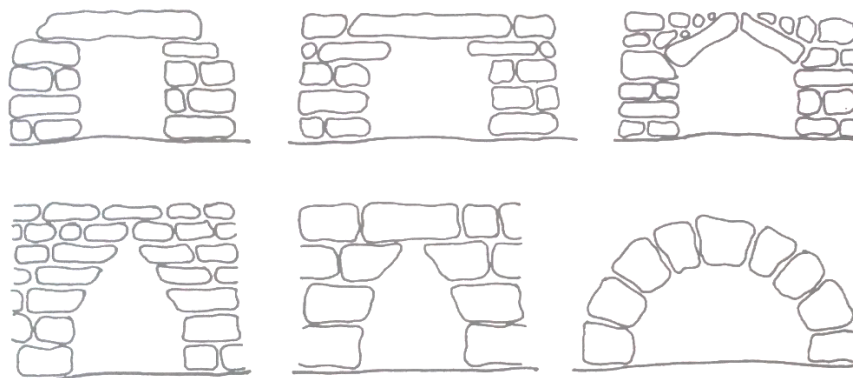
Mosty jsou jedny z nejnáročnějších staveb, na které působí velké statické zatížení a dynamické účinky. Stavby jsou většinou stavěny na špatně přístupných místech, mají velké nároky na nepříznivé klimatické podmínky a je kladen důraz na jejich dlouhou životnost, bezporuchový provoz a jednoduchou údržbu.

Jejich hlavními funkcemi je plynulost, bezpečnost, rychlost a hospodárnost dopravy. Proto tyto základní podmínky musí návrh mostu splňovat. Další důležitou podmínkou je, aby most co nejlépe splynul s okolní krajinou. Návrh konstrukce musí být jak z ekonomického a architektonického, tak i ze statického hlediska správný.

*„Konstrukce mostu musí vyjít z dlouholeté zkušenosti z návrhu, realizace a provozu konstrukcí a detailů. Most je příliš vážná konstrukce, která bude sloužit společnosti více než sto let a která výrazně zasáhne do krajiny. Ke stavbě mostu je nutno vynaložit značné prostředky. Řešení mostu tedy nemůže vycházet z módních směrů snad přijatelných u menších staveb pozemního stavitelství.“ [07]*

Vývoj mostu započal už v pravěku, kdy spadlý strom přes terénní zářez nebo přes vodní tok umožnil přechod přes překážku. Dále se vyvíjely jako přechody, později se rozšiřovaly a vznikly mosty. Velký vliv na vývoj, zdokonalování konstrukcí mělo vojenské tažení. Základním stavebním materiálem byly dřevěné trámy, kameny a bambusové tyče. Na dolní části mostu bylo postupem času dřevo nahrazeno kamenem, ale horizontální nosná konstrukce stále zůstala dřevěná. Postupným rozvojem dopravy byly nové požadavky, aby konstrukce byly odolnější a větší. Kámen byl jediným ideálním

materiálem. Přes přeložení kamenné desky, rozepřením desek, nepravou klenbu až po klenbu pravou.



Obrázek 1 Vývoj klenby [09]

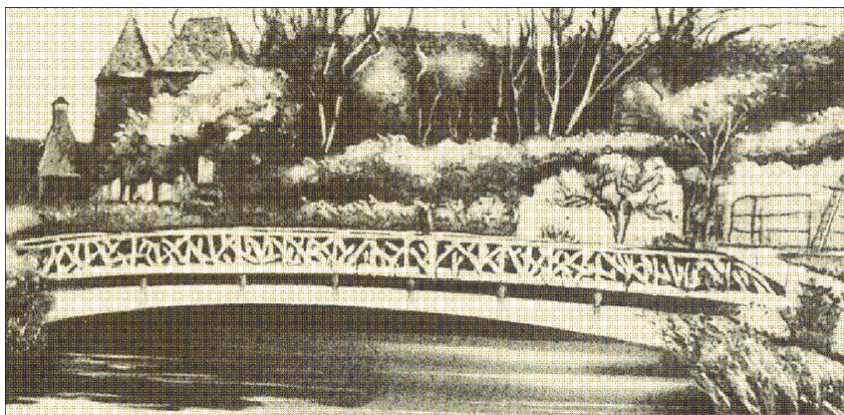
Velký vývoj zaznamenalo mostní stavitelství za období Římské říše, kdy ve velkém impériu byla rozšířená silniční síť s mosty. Mimo jiné bylo nutné vytvořit akvadukty pro zásobování pitné vody pro města. Jeden z nejznámějších je Pont du Gard u Nimes ve Francii.



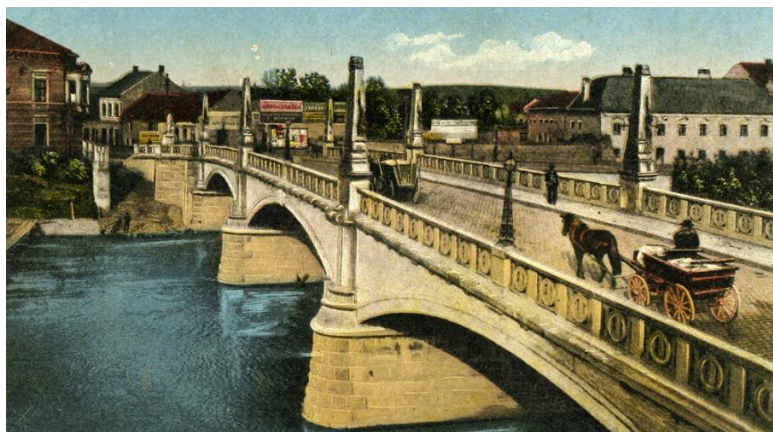
Obrázek 2 Pont du Gard u Nimes [20]

Po rozpadu římské říše bylo mostní stavitelství na úpadku. Prvním velkým mostem na území českého státu byl Juditin most přes Vltavu v Praze, který byl postaven v roce 1169. Nejstarší most u nás je most přes Otavu v Písku postavený v roce 1263. A dále byl postaven Karlův most v roce 1357. Od 18. století se začaly vyvíjet kovové konstrukce a od 19. stol se začal využívat beton. První betonový most z prostého betonu Coignet byl postaven v roce 1869 pro pařížský vodovod. Most má rozpětí 36 m. První most ze železobetonu byl postaven v roce 1875 v Paříži Monierem. První železobetonový most u

nás byl postaven u Přerova přes řeku Bečvu. S pokrokem technologie a teorie vznikají nové druhy mostních konstrukcí – desky, rámy, trámy.

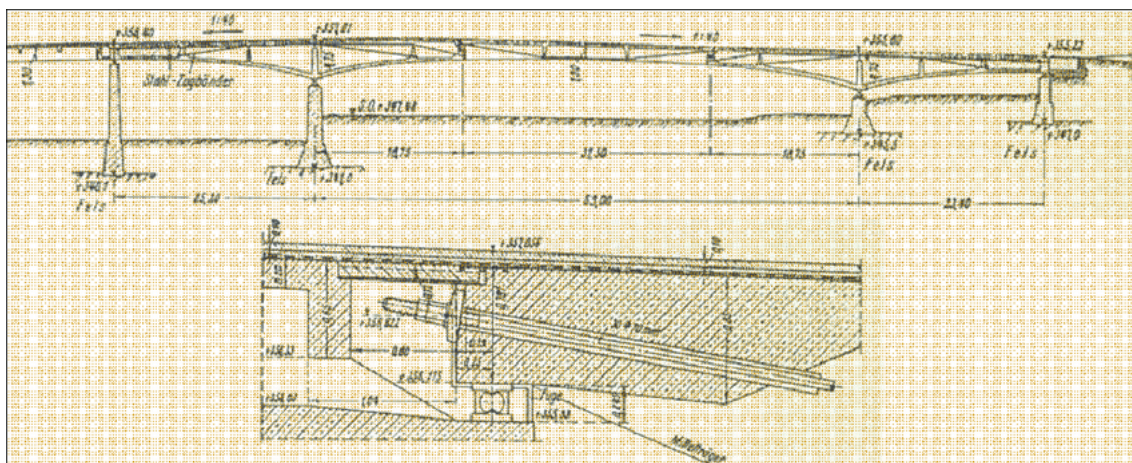


Obrázek 3 První železobetonový most v Chazelet, 1875 [21]



Obrázek 4 První železobetonový most u nás – Přerov 1903 [22]

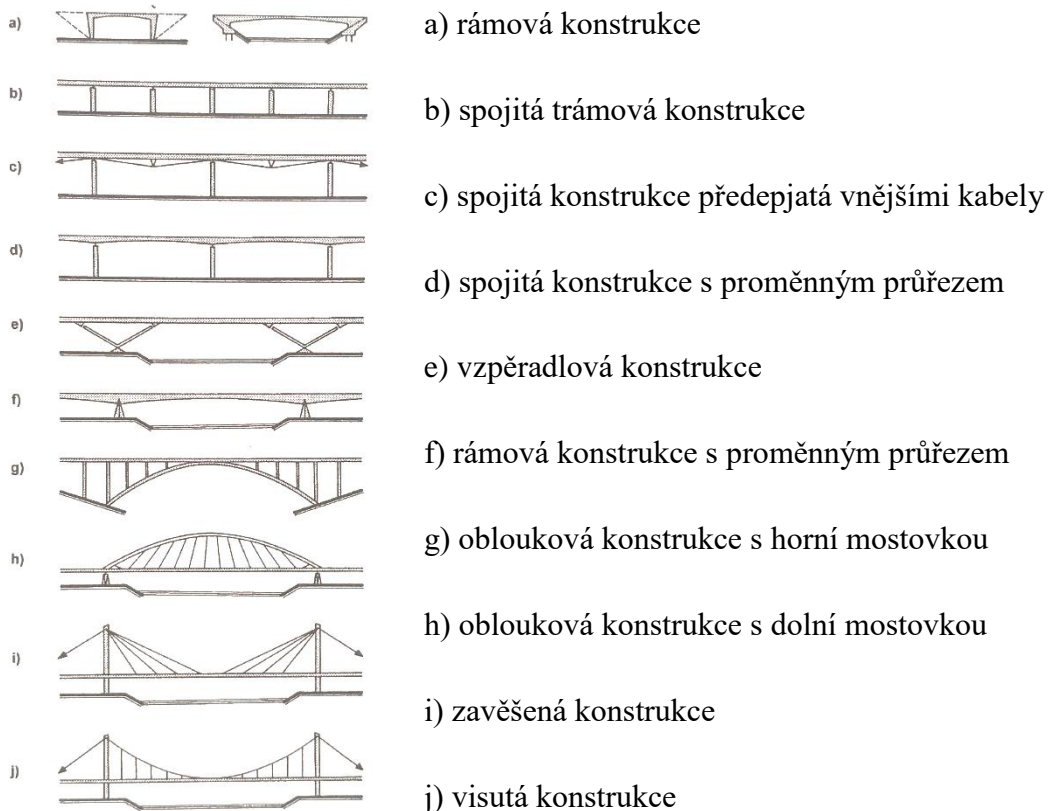
Vývoj mostního stavitelství ve 20. stol zaznamenal především používání předpjatého betonu, který umožňuje použít větších rozponů, snížit vlastní tíhu konstrukce a montáž z dílů. První předpjatý železobetonový most podle teorie francouzského inženýra Freyssineta byl postaven v Německu v roce 1938. U nás byl první most z předpjatého železobetonu postaven roku 1947 v Koberovicích. Byl vystaven z předem předpjatých nosníků o rozpětí 13,2 m.



Obrázek 5 První předpjatý železobetonový most [23]

Mosty můžeme rozdělit podle mnoha různých hledisek.

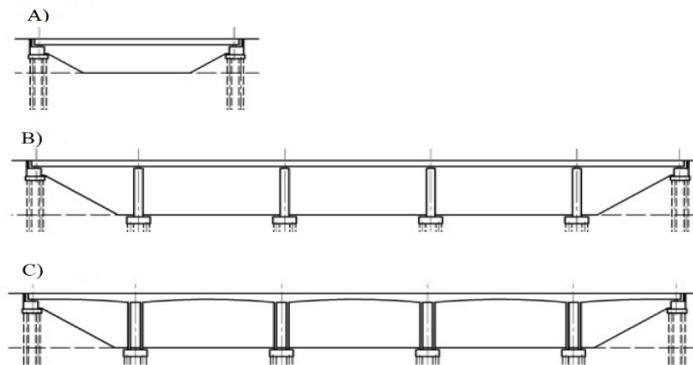
- 1) rozdělení podle druhu převáděné konstrukce – pozemní komunikace (silnice, dálnice), drážní komunikace (železniční, tramvajový, důlní drážky), vodohospodářský, průmyslový, sružený.
- 2) Rozdělení podle polohy mostovky (horní, dolní, zapuštěná).
- 3) Rozdělení podle doby trvání (trvalý, zatímní – do 5 let, dlouhodobý - více než 5 let.)
- 4) Rozdělení podle typů mostních konstrukcí.



Obrázek 6 Typy mostních konstrukcí [07]

## 1.1 Trámové mosty s náběhy

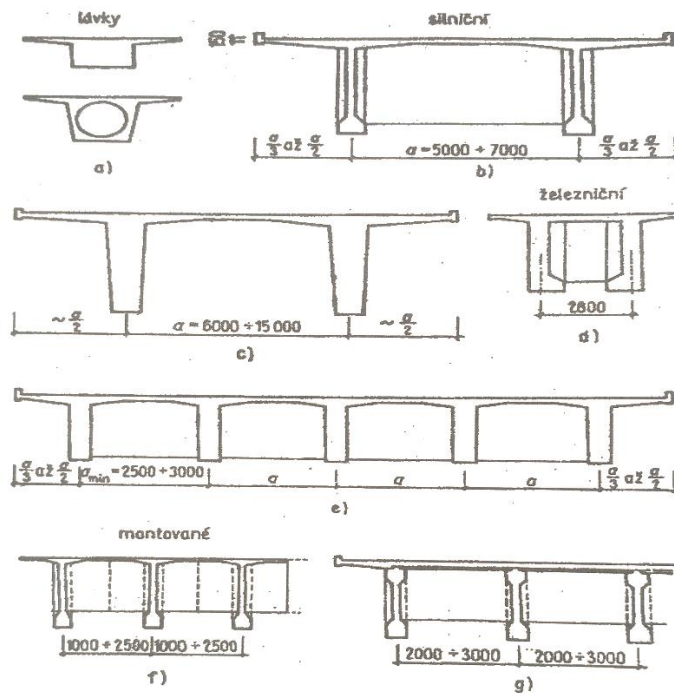
Hlavní nosnou konstrukcí u trámových mostů je jeden nebo více trámů, které jsou spojeny příčnicí (příčnými ztužidly) nebo deskou ztužidly. Oproti deskovým konstrukcím je zde jiný poměr šířky konstrukce ku délce podepření. Tento poměr má být menší než 1:3. Podle statického schématu můžeme využít trámové mosty jako prosté nosníky, jako spojitý nosníky nebo spojitý nosníky s náběhy.



Obrázek 7 Typy trámových konstrukcí A) prostý nosník, B) spojitý nosník, C) spojitý nosník s náběhy

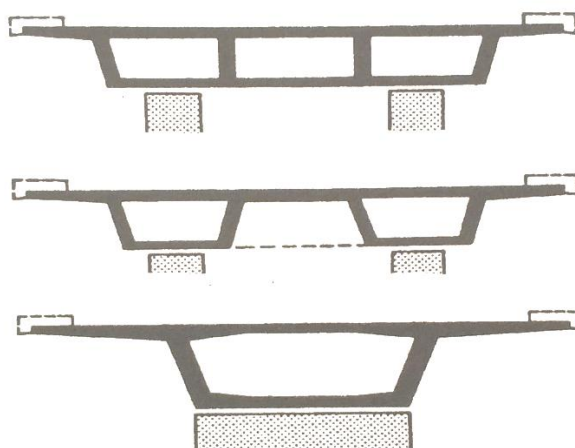
[24]

Příčný řez může být otevřený (dvojtrám) nebo uzavřený (komorový nosník).



Obrázek 8 Příčný řezy otevřenými průřezy [12]





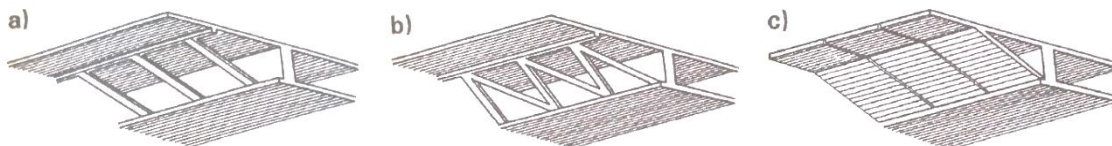
Obrázek 9 Příčné řezy uzavřenými průřezy [07]

Pro užší mosty lze využít jednotrámové konstrukce (střední páteřní nosník s vyloženými konzolami), které s konstantní výškou jsou hospodárné pro rozpětí 35 m a s proměnnou výškou je jednotrámový průřez vhodný do rozpětí až 45 m. Dvoutrám je velmi ekonomický pro širší mosty o rozpětí do 45 m. Příčné ztužení (příčníky) se navrhuje jen u opěr. Pro širší mosty lze využít uzavřených komorových nosníků. Ideální rozpětí pro vícekomorový nosník je 30 m až 45 m. U většího rozponu 45-60 m můžeme využít jednokomorový nosník s konstantním průřezem. Pokud chceme dosáhnout větších rozponů můžeme využít proměnnou výšku průřezu u jednokomorových nosníků. [07] Komorový průřez je ekonomičtější pro větší rozpětí, má lepší torzní tuhost, lépe snáší dotvarování a smršťování betonu.

	Železniční	Silniční
Železobetonový-trám (max $l = 70$ m)	nedoporučuje se	1/12–1/25
Předpjatý betonový trám (max $l = 80$ m)	1/12–1/20	1/12–1/45
Předpjatý betonový komůrkový průřez (max $l = 240$ m)	1/20–1/30	1/18–1/70

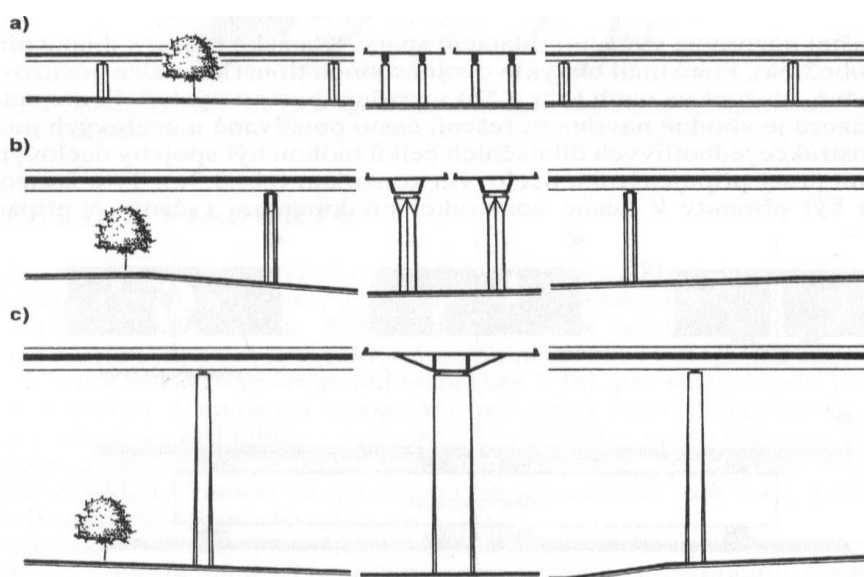
Tabulka 1 Poměr konstrukční výšky k rozponu trémového mostu

Komorové nosníky s vnějšími konzolami jsou vhodné pro široké mosty. Hlavní nosnou konstrukcí je jednokomorový nosník s vnějšími vzpěrami, které podpírají mostovku. Vzpěry bývají většinou prefabrikovány a dělí se na prutové, příhradové nebo deskové.



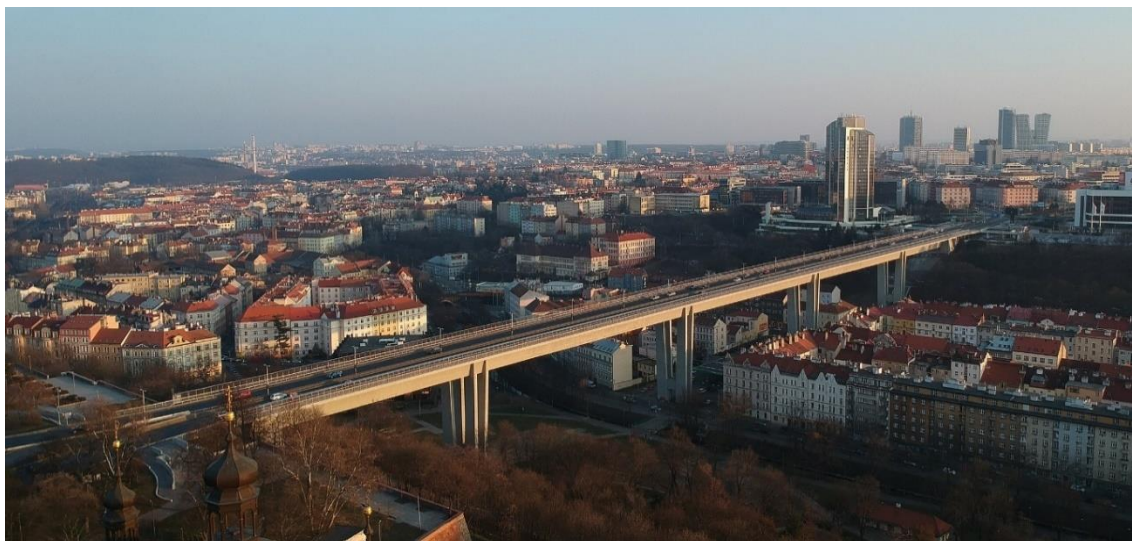
Obrázek 10 Komorový nosník s vnějšími konzolami podepřený a) prutovými vzpěrami, b) příhradovými vzpěrami, c) deskovými vzpěrami [07]

Návrh vhodného mostu nezáleží pouze na šířce mostu a velikosti rozponu, ale také na výšce mostu nad terénem. Při malé výšce je možné použít více pilířů, ovšem velký počet pilířů přináší z určitého pohledu nevzhledný obraz na mostní konstrukci. Pro větší výšku je vhodnější komorový průřez, který lze podepřít dvojicí ložisek umístěných na rozšířené hlavu jednoho pilíře. Při velké výšce je hospodárné i estetické případně dálniční most sloučit na jedinou konstrukci, která by se mohla skládat z komorového nosníku s vnějšími konzolami a se vzpěrami. Komorový nosník pak lze podepřít jedním pilířem v ose mostu. U těchto konstrukcí je potom velmi nutné, aby byly posouzeny na tuhost v kroucení komorového nosníku.



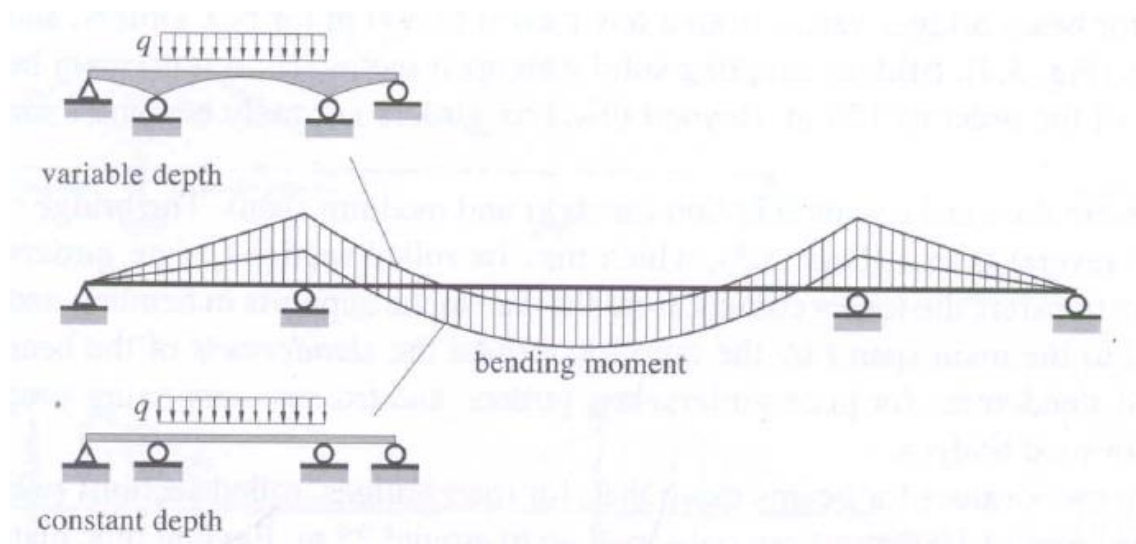
Obrázek 11 Dálniční viadukt, a) dvoutrámová konstrukce, b) komorový nosník, c) komorový nosník s vnějšími konzolami a vzpěrami [07]

U půdorysně zakřivených mostů se mohou navrhovat trámy přímé nebo zakřivené. Pokud jsou mostní trámy navrženy přímé, půdorysné zakřivení se vytváří pomocí mostovky (betonové desky). Pokud jsou trámy zakřivené dochází k velkému kroučicímu momentu.



Obrázek 12 Nuselský most-nejvýznamnější komorový most v ČR s konstantním průřezem z předpjatého betonu [25]

U trámových mostů na spojitě konstrukci v podporové části dochází vlivem účinku zatížení ke vzniku značných ohybových momentů a posouvajících sil. Trám je doporučeno v tomto místě zesílit, a to buď přidavnou výztuží nebo zvýšením výšky průřezu. Náběhy zmenšují ohybové momenty v poli a zvětšují ohybové momenty v místě nad podporou. Dále zvětšují tuhost konstrukce nad podporou a zmenšují smykové napětí. Náběhy mohou být přímkové nebo parabolické.

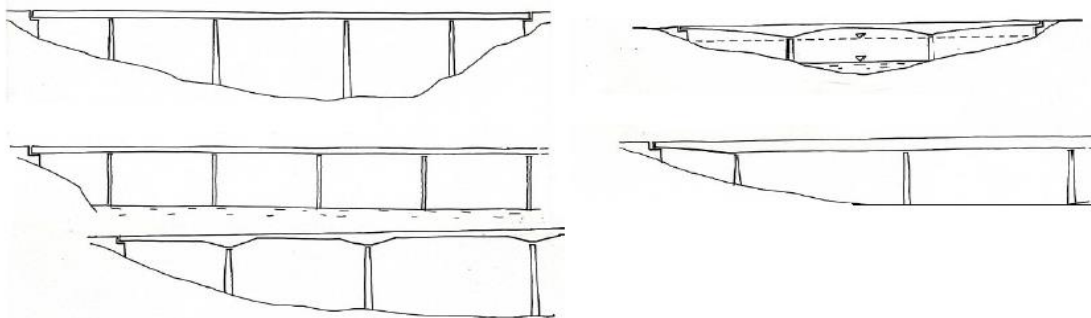


Obrázek 13 Ohybový moment od proměnného průřezu a od konstantního průřezu [26]

Při spojitě konstrukci s větším počtem polí je estetické vhodné zvětšovat rozpětí. Poměr rozpětí krajního pole ku hlavnímu poli by měl být od 0,5 do 1, avšak ideální hodnota je kolem 0,7-0,8. Na tomto poměru rozponu záleží kvůli vyváženosti

maximálních ohybových momentů v trámu. Vhodnou volbou rozpětí a velikostí náběhu lze vytvořit velmi hospodárnou konstrukci.

V místě podpory se občas doplňuje dolní betonová deska (vznik komorového nosníku), kvůli větší tlačené ploše a zmenšení tlakového napětí v betonu.

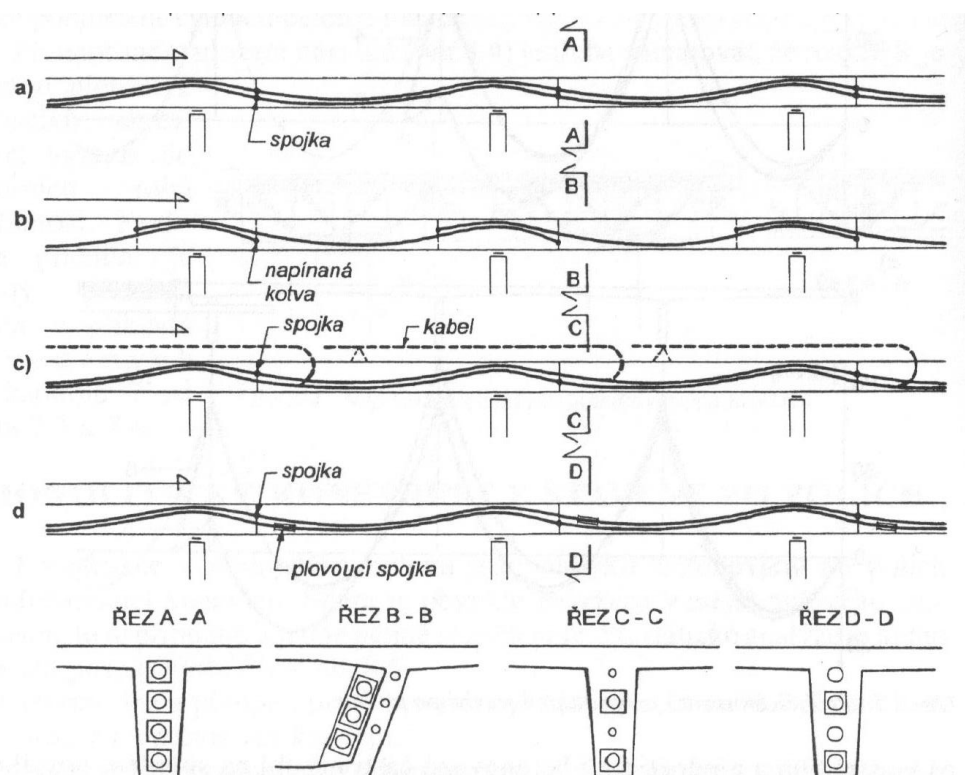


Obrázek 14 Různé druhy trémových mostů [11]

### 1.1.1 Vyztužování trémových mostů s náběhy

Trémové mosty se v dnešní době navrhují především z předpjatého betonu. V normách ČSN a Eurokódů najdeme požadavky na konstrukční vyztužování. Vyztužení konstrukce musí být vždy provedeno podle statického působení konstrukce.

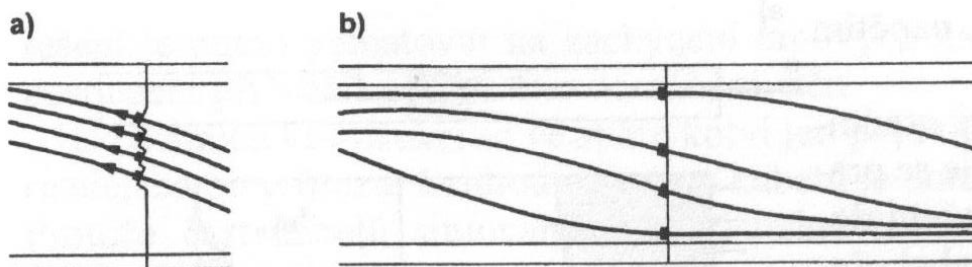
Vyztužení konstrukce předpjatými kabely musí odpovídat obálce ohybových momentů a posouvajících sil. Eurokód stanovuje, že předpínací výztuž musí odpovídat tzv. „evropskému technickému schválení“. Jako předpjatou výztuž lze použít kabely volné nebo se soudržností s okolním betonem. Volné kabely v provozním stavu zajišťují menší tření. Při stavu, že konstrukce se dostane na mez únosnosti, kabel není součástí průřezu a působí jako táhlo. Soudržné kabely je nutné po napnutí zainjektovat. Injektáž musí být důkladná, aby nedošlo ke korozi výztuže. Návrh předpjaté výztuže je spjatá s druhem výstavby (letmá betonáž, posuvná skruž, pevná skruž).



Obrázek 15 Uspořádání předpínacích kabelů [07]

Různé druhy uspořádání předpínací výztuže. A) Nejstarší řešení vedení kabelů. Kabely jsou vždy ukotveny ve spáře, kde jsou spojeny s navazujícím kabelem. Bohužel kotvení všech kabelů ve spáře zapříčiní příčné i vodorovné trhliny které vznikají vlivem nerovnoměrného rozdělení napětí. V dnešní době, již toto řešení není možné. B) Kotvení

ve spáře pouze polovinu předpínacích lan. Spáry se rozmístily před a za podporu a kabely se nad podporou překrývají. C) Ve spáře opět kotvíme maximálně polovinu kabelů. Druhá část kabelů bude minimálně přes dvě pole nebo v plné délce. Dočasně jsou kabely ohnuty nad betonované pole. D) Použití plovoucí spojky, která umožní napojení jednotlivých lan.



Obrázek 16 Kotvení kabelů a) kotvení co nejbliže u sebe b) kotvení rovnoměrně po spáře [07]

Spolu s předpjatou výztuží se konstrukce armuje z betonářské výztuže. Výztuž se navrhuje pro zachycení tahových a smykových napětí v železobetonové desce mostovky, a stěn trámů. Výztuž musí dále splňovat konstrukční požadavky, které jsou stanoveny v normách. Hlavním důvodem splnění konstrukčních požadavků je, aby zabezpečily konstrukci před vznikem širokých trhlin, které by mohly ohrozit únosnost a životnost konstrukce. Při výpočtech se neuvažuje, že beton spolupůsobí v tahu. V dnešní době se používá výztuž B500B.



Obrázek 17 Armovací a předpínací výztuž [27]

### 1.1.2 Výstavba trémových mostů s náběhy

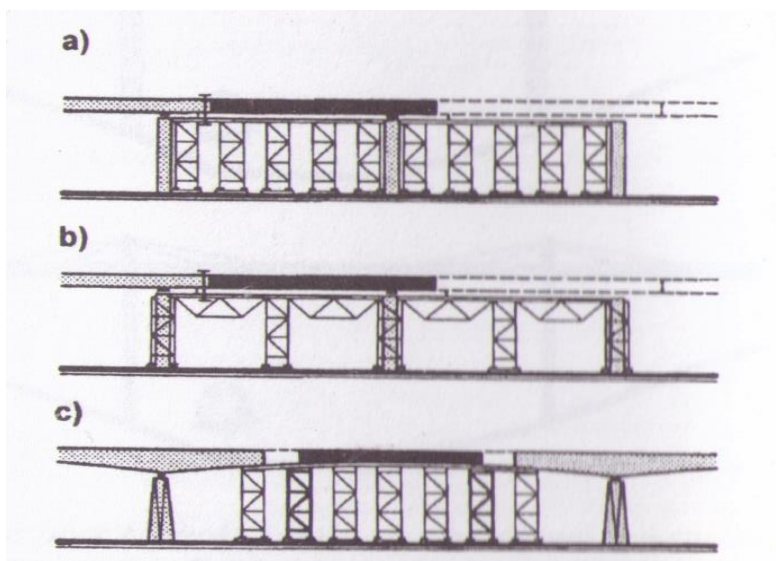
Trémové mosty s náběhy můžou být vystavěny monoliticky nebo prefabrikovány. Monolitická technologie výstavby je nejrozšířenější. Konstrukce mohou být vystavěny na skruži, vysouvané, letmo betonované nebo otáčené.

Monolitické konstrukce mají své výhody i nevýhody. Mezi hlavní výhody patří trvanlivost konstrukce kvůli kompaktnímu průřezu bez spár, vybetonování libovolného tvaru konstrukce a hospodárnost. Nevýhody pak jsou větší pracnost na staveništi, a „mokrý“ proces na stavbě, který je úzce spjatý s klimatickými podmínky.

Skruže můžou být pevné, přestavné a výsuvné. Pevná skruž se zřizuje pro jednotlivou betonovou část konstrukce. *„Při délce cca 100 m je možné betonování na pevné skruži najednou. Předpínání spojitých kabelů se potom provádí z obou konců mostu. U delších mostů jsou konstrukce obvykle betonovány postupně, po polích s přečnivající konzolou. Spára mezi betonovanými úseky se obvykle volí v místě nulového momentu, to je v místě, kde je od zatížení stálého nulový moment. U konstrukcí konstantního průřezu je to přibližně 1/5 rozpětí. Konstrukce se předpínají průběžnými kabely spojovanými ve spáře. S ohledem na možnost vzniku trhlin lze ve spáře spojovat maximálně polovinu kabelů.“*

[07]

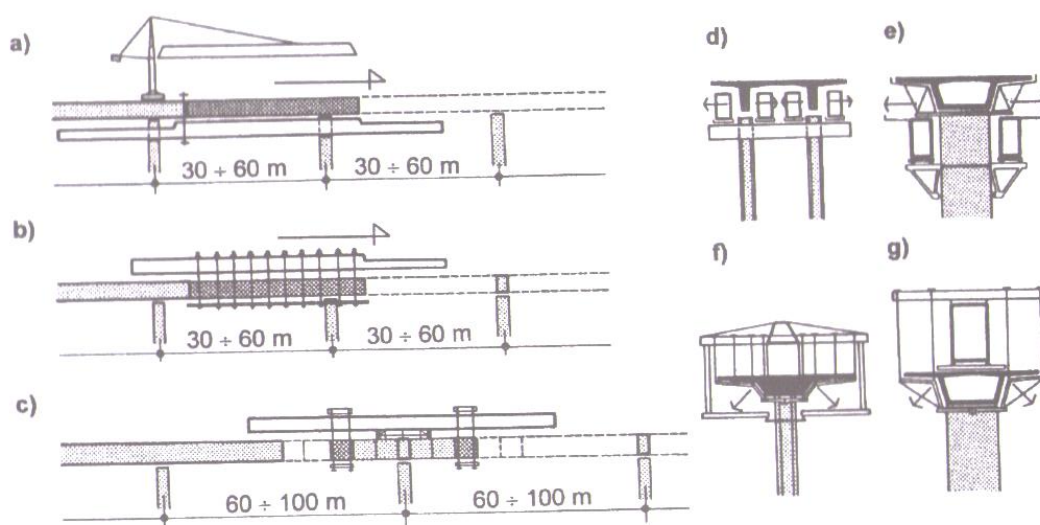
Pevné skruže se skládají převážně z lehkých stojek, nosníků, bednění. Jsou různé varianty podepření bednění, přímým podepřením stojkami, nebo nosníky, které jsou podepřeny stojkami. Podpurná konstrukce musí být vždy dobře zavětrována kvůli stabilitě konstrukce.



Obrázek 18 Pevná skruž na spojitě konstrukci [07]

Při návrhu pevné skruže je nutné brát ohled na nadvýšení konstrukce vlivem sednutí konstrukce v založení a deformace stojek a nosníků. Důležité je dbát také na nutnost odskružení betonované části.

Pro trémové mosty delší jak 400 m, nebo přes nepřístupné území je ideální technologií výstavby zvolit posuvnou skruž. Skruž lze využít u půdorysně zakřivených mostů i konstrukce s proměnným průřezem (náběhy). Posuvné skruže mohou být pro betonáž celého pole nebo pro symetrickou betonáž segmentů. Posuvná skruž se skládá z hlavního nosníku a bednění. Hlavní nosník může být situován nad betonovanou částí nebo pod betonovanou částí.



Obrázek 19 Výsuvné skruže [07]



Výhodou nosníku umístěného pod hlavní nosnou konstrukcí je, že prostor betonování je volný a mezi hlavní nevýhody patří, že konstrukce musí být doplněna o jeřáb.



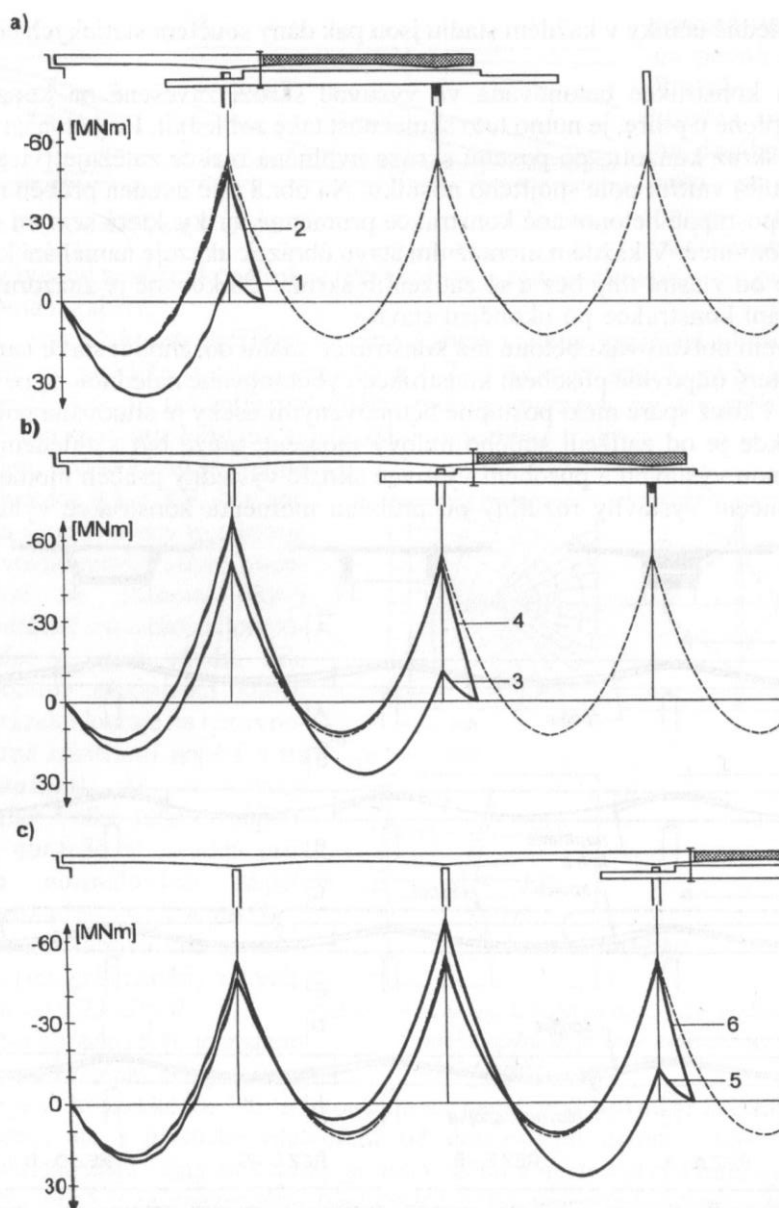
Obrázek 20 Výsuvná skruž pod hlavní konstrukcí [24]

Výhody hlavního nosníku umístěného nad betonovanou konstrukcí je, že jeřáb je součástí skruže a mezi nevýhody patří, že pracovní prostor je omezen závěsnými tyčemi.



Obrázek 21 Výsuvná skruž na hlavní konstrukci [24]

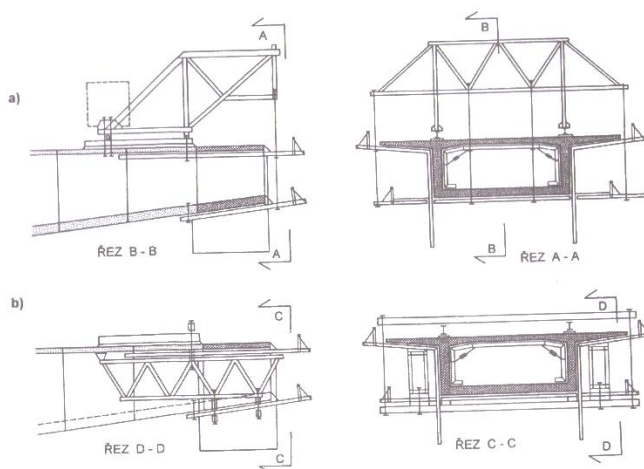
Konstrukce betonované výsuvnou skruží se betonují po polích s přečnívající konzolou. Pracovní spáru je doporučeno umístit v místě nulového momentu.



Obrázek 22 a) ohybové momenty při výstavbě prvního pole, 1) vlastní tíha prvního pole, 2) vlastní tíha prvního pole + zatížení konzoly výsuvnou skruží pro betonování druhého, b) moment od výstavby druhého pole, c) momenty od výstavby třetího pole [07]

Letmá betonáž je vhodná pro mosty většího rozpětí nebo pro nepřístupné území. Provádí se symetrická betonáž segmentů od pilíře směrem k polovině rozpětí. Betonáž se provádí pomocí betonářského vozíku, který je možný umístit nad konstrukci nebo pod konstrukci. Po vybetonování segmentu (délka 3-5 m) je segment předepnut ke konstrukci. Betonářský vozík se může přesunout a betonování může opět začít. Vybetonované části se chovají jako konzoly, pro které je velmi vhodný proměnný průřez. Nejdříve se

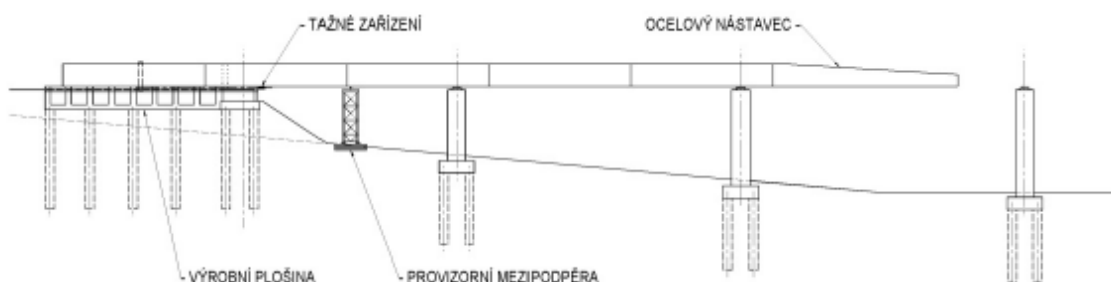
předpínají konzolové kabely a po dobetonování a propojení celého pole se předepnou kabely spojitosti, které jsou umístěny v dolní desce.



Obrázek 23 Betonářský vozík [07]

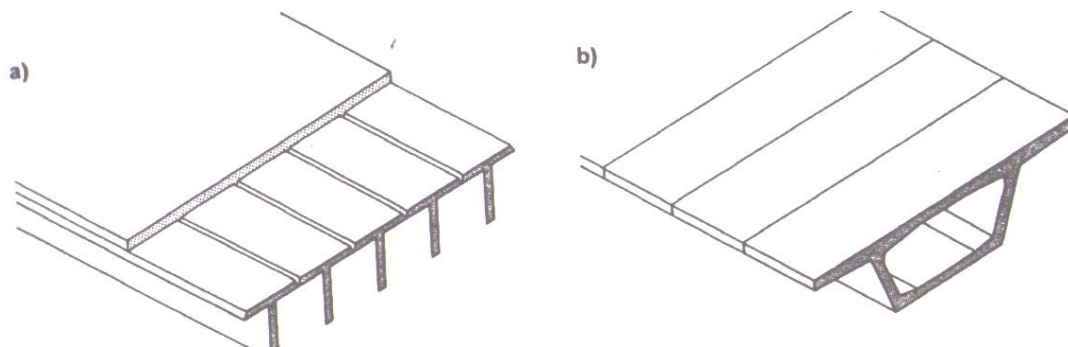
Na hotovém pilíři je nejdříve vybetonovaný zárodek, který je ztužen podporovým příčnickem. Na zárodek se umístí betonářské vozíky. Segment je předepnut, jakmile beton dosáhne pevnosti cca 25 MPa.

Vysouvané konstrukce jsou vhodné pro přímé, nebo mírně zakřivené konstrukce s konstantní křivostí. Konstrukce je betonovaná za opěrou v délce 15 až 40 m, poté je konstrukce vysouvaná. Výsun se provádí za pomoci hydraulického lisu. Při výsunu vzniká ve vysouvané části obrovský konzolový moment. Pro jeho zmenšení se dá využít výsuvný nos, montážní pylon se závěsy nebo dočasnými podporami. Výsun není ideální pro konstrukce s proměnným průřezem.



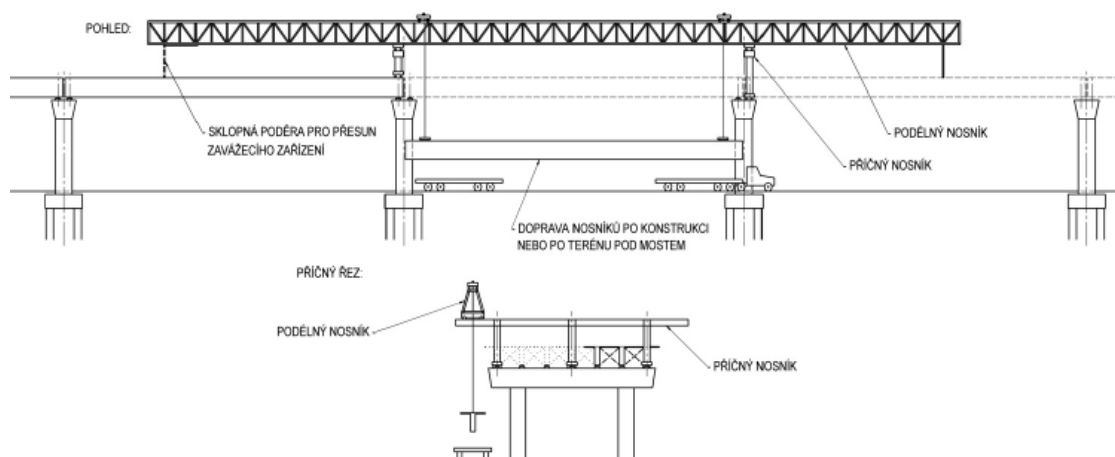
Obrázek 24 Vysouvaná konstrukce [24]

Prefabrikované prvky mají vyšší kvalitu výroby než konstrukce monolitické. Mostní dílce mohou být podélné nebo příčné.



Obrázek 25 Podélné a příčné prefabrikované prvky [07]

Podélné prvky jsou převážně tvořeny otevřenými průřezy (profily I a U). Prvky jsou montovány buď autojeřáby, nebo pomocí výsuvného nosu o délce dvou polí. Tento typ technologie je vhodný pro rozpětí do 30 m.



Obrázek 26 Montáž podélných prefa prvků [24]

Příčně dělené prvky mohou být 2,5 až 4 m dlouhé. Výroba segmentů se provádí převážně pomocí metody krátké dráhy, kde čelo nově vybetonovaného kusu tvoří bednění pro nový prvek. Dříve se používala metoda dlouhé dráhy, která je však velmi nákladná na prostor. Příčné segmenty se dají využít v letmé montáži, při montování na skruži, atd. Soudržnost prvků je zajištěna díky ozubům v čele prvku a hlavně díky předpětí prefa kusu ke stávající konstrukci. Ve spáře je ochranný epoxidový tmel.

### 1.1.3 Příklady trémových mostů s náběhy



Obrázek 27 Komorový most s náběhy v Mělníku [28]



Obrázek 28 Most generála Chábery, Litoměřice [29]

## 1.2 Semi-integrované konstrukce

Integrovaný most – most, jehož hlavní nosná konstrukce působí společně se spodní stavbou a je ovlivněna zemním tělesem přechodové oblasti [2(ČSN 76 6200)]

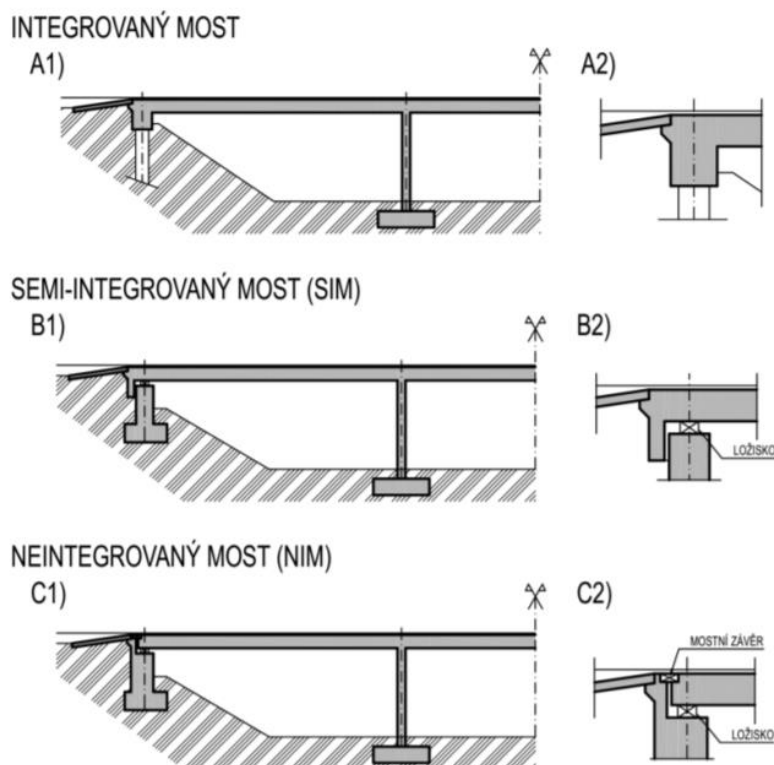
Semi-integrovaný most – Definován jako integrovaný most, jehož opěry jsou buď provedeny s ložisky a bez mostních závěrů, nebo bez ložisek a s mostními závěry [19]

Neintegrovaný (dilatovaný) most – definován jako běžný most, který má spodní stavbu oddělenou od nosné konstrukce pomocí ložisek a mostních závěrů. [19]

Provedení nosné konstrukce		Spojení nosné konstrukce a spodní stavby		Nosná konstrukce dilatovaná (dilatace u opěr a/nebo nad pilíři, klouby v NK)
		Pilíře neposuvně spojeny s NK nebo žádné pilíře	Pilíře s ložisky	
Provedení konců mostu	Oba konce mostu integrované	Plně integrovaný most (IM)	Semi-integrovaný most (SIM)	Neintegrovaný / běžný dilatovaný most (NIM)
	Jeden nebo oba konce mostu semi-integrované			

Obrázek 29 definice integrovaných a semi-integrovaných mostů [19]

O semi-integrované konstrukce se jedná, pokud alespoň na jednom konci mostu (v přechodové oblasti) dochází k ovlivnění zemním tělesem. Pokud k tomu tak nedojde, nejedná se o semi-integrovanou konstrukci. Pilíře mohou být neposuvně spojené s nosnou konstrukcí anebo na pilířích mohou být umístěna ložiska, která umožňují posun a pootočení konstrukce. Pevná spojení pilíře a nosné konstrukce neumožňují posun od tzv. vedlejších vlivů, jako je teplota, nerovnoměrné sedání, dotvarování a sedání betonu.

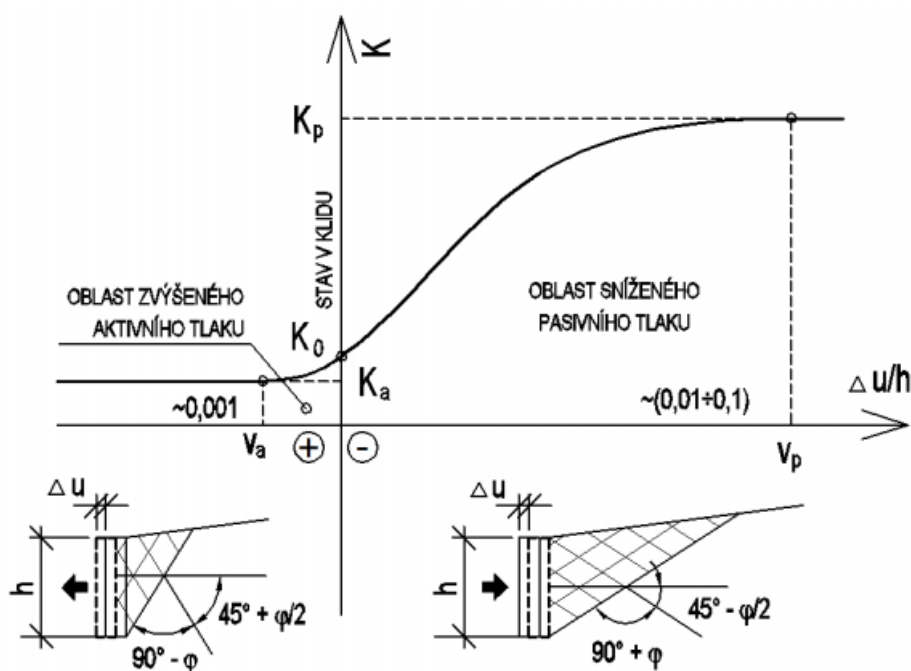


Obrázek 30 Vysvětlení rozdílu mezi integrovaným, semi-integrovaným, a neintegrováním mostem [19]

Hlavní výhody semi-integrálního systému jsou minimální údržba během životnosti konstrukce, nižší pořizovací náklady, minimalizace počtu ložisek a mostních závěrů. Bohužel tato konstrukce má i své nevýhody, které jsou převážně spjaté s kvalitou provedení jednotlivých konstrukčních prvků. Značný důraz se musí dát na založení spodní stavby a provedení přechodové oblasti.

Působení konce mostů o zásyp v přechodové oblasti vzniká zvýšené namáhání, které má velký dopad na návrh konstrukce. Namáhání vzniká především kvůli zatížení teplotou. Při zatížení nosné konstrukce dochází k dilatačním pohybům konstrukce, které mohou narušit přechodovou část. Proto je snaha návrhu co nejvíce omezit posuny konstrukce, aby byla zajištěna požadovaná životnost semi-integrované konstrukce.

V přechodové části působí na konstrukci zemní tlak. V základním stavu napjatosti zeminy s konstrukcí je klidový stav. Pokud však dojde k posunu konstrukce, klidový stav se změní na mezilehlý stav, který se může dostat až na aktivní nebo pasivní stav. Tyto krajní stavy napětí zeminy vznikají při dosažení smykové pevnosti zeminy. Aktivní stav nastává, pokud se konstrukce oddálí od zásypu např. vlivem smršťování, dotvarování, ochlazení konstrukce. Pasivní stav naopak nastává, pokud konstrukce tlačí do zásypu například vlivem teplotní roztažnosti konstrukce.



Obrázek 31 Závislost koeficientu  $K$  na deformaci konstrukce [19]

Stanovení odporu zeminy a deformace přilehlé konstrukce je základní úloha mechaniky zemin. Zemní tlak závisí na vlastnostech a druhu zeminy, na vlhkosti zeminy a míře zhutnění. Nejdůležitější parametry zeminy je úhel vnitřního tření  $\varphi$  a soudržnost zeminy  $c$ .

Při integrování konstrukce dochází k většímu přenosu zatížení do základů což způsobuje zřetelné zvýšení smykového napětí na základové spáře. Výrazný vliv na zatížení mají objemové změny konstrukce (teplota, smršťování, dotvarování). Při návrhu je důležité dojít k ideálnímu kompromisu mezi vodorovnou tuhostí stavby a namáhání založení. Vodorovnou tuhost konstrukce u plošných základů získáme pomocí odporu zeminy na líci opěry. U hlubinných základů stanovíme vodorovnou tuhost odporem zeminy proti vodorovné deformaci.

Vlivem zakřivení mostů vzniká v integrovaných konstrukcích příčný ohybový moment a snížení normálových sil. Velikost příčného ohybového momentu je závislá na poloměru zakřivení, na šířce konstrukce a délce dilatující konstrukce.

Dodatečným předpínáním konstrukce vznikají technické problémy, které se musí uvážit v návrhu. Nutno zahrnout kotvení výztuže, postup předpínání a popřípadě tuhost podpor v době předpínání. Pokud se vyskytne překážka s návrhem, je možné změnit typ napojení nosné konstrukce na opěru. [19]



### 1.2.1 Příklady semi-integrovaných konstrukcí



Obrázek 32 Viadukt 203, dálnice D1, stavba Sverepec-Vrtižer, Slovensko [16]



Obrázek 33 Viadukt BT 214, rychlostní komunikace R1 [16]

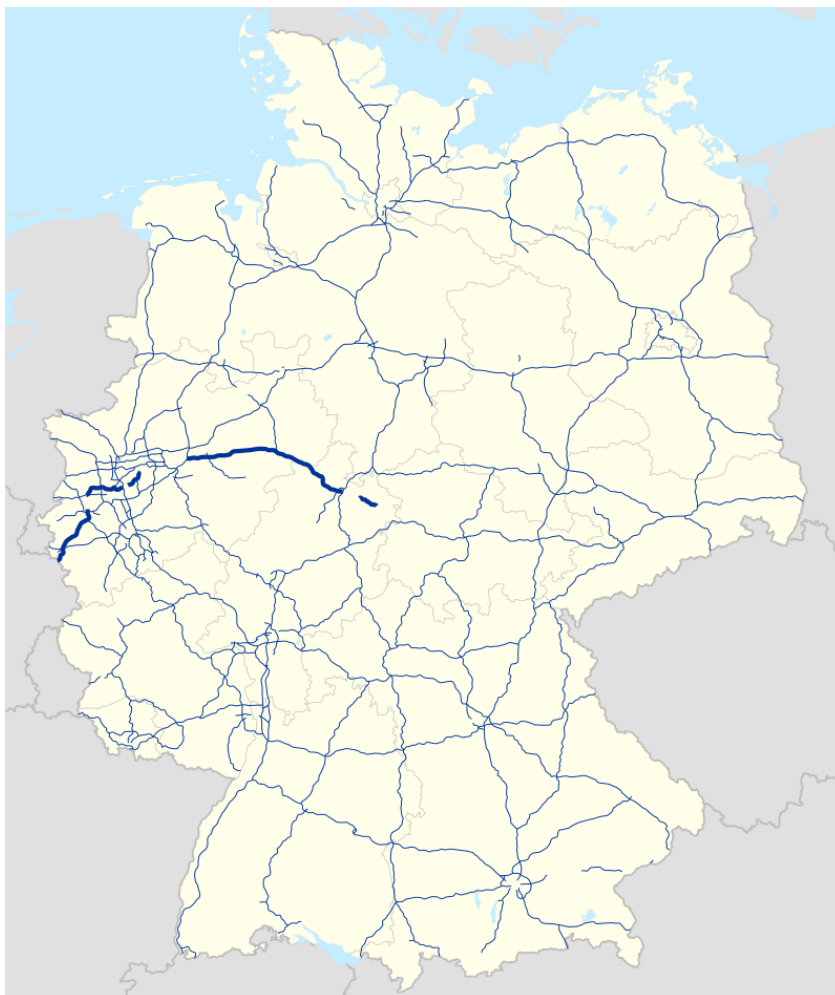


Obrázek 34 Mosty Valy a Rieka, Dálnice D3, Slovensko [30]

## 2 Most Kulmrich

### 2.1 Lokalita

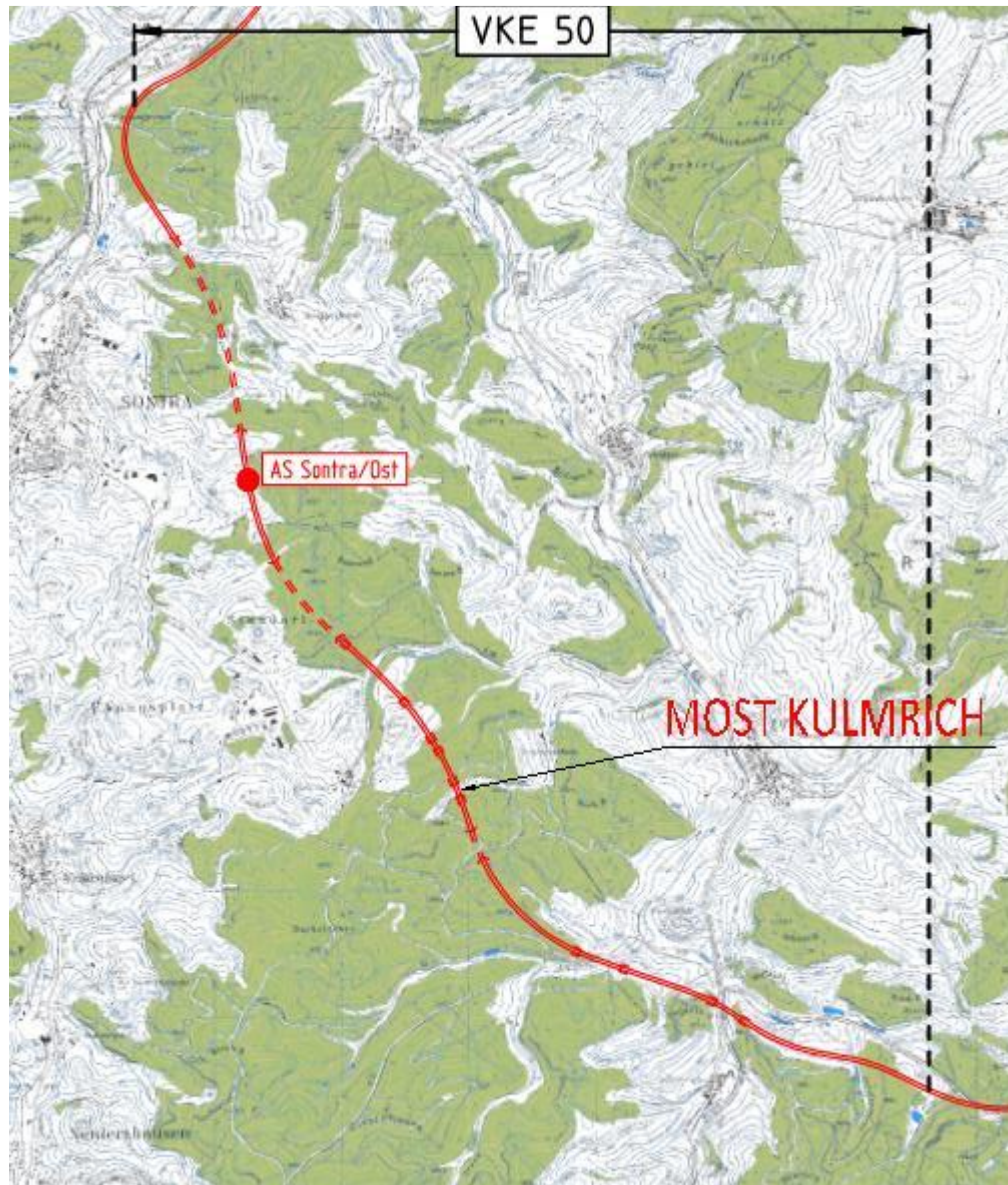
Viadukt Kulmrich se nachází na dálnici A44 od 56,031267 km do 56,185267 km. Dálnice A44 běží od belgických hranic s Německem v Aachenu směrem k Mönchengladbachu, dále k Düsseldorfu, Dortmundu až po město Kassel. Další pokračování k městu Herleshause, kde se nachází i viadukt Kulmrich, je v plánech nebo ve výstavbě. Úsek dálnice A44 mezi Kassel a Herleshause je budován kvůli spojení dálnice A7 a A4. Celkem úsek měří 69,42 km. Na této trase bude 13 tunelových celků. Celkové náklady jsou předběžně stanoveny na 1579 milionů eur.



Obrázek 35 Německo s vyznačenou dálnicí A44 [31]

Most Kulmrich spadá do části dálnice A44 – VKE50, která je východně od města Sontra na Hessensku v Německu. Úsek VKE50 se skládá z 5 viaduktů a 3 tunelů. Mezi

viadukty patří Lindenau o délce cca 550 m, Rübenberg s délkou cca 100 m, Riedmühle s cca 300 m, Blankenbach s cca 200 m a Kulmrich s cca 150 m. Mezi tunely patří Holstein o délce 1642 m, Bubenrad s cca 600 m, Dachsloch s cca 300 m.



Obrázek 36 Dálniční úsek VKE 50 [32]

Od Hessian Lichtenau po Helsu je trasa západním směrem ve výstavbě a měla by být dokončena v roce 2019. Součástí je tunel Hirschhagen o délce 4,2 km. Po dokončení bude druhým nejdelším silničním tunelem v Německu. Náklady na výstavbu tunelu byly odhadovány na 247 milionů EUR.

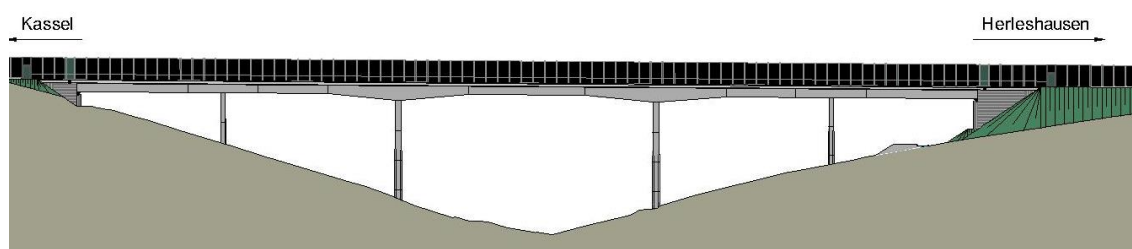


Obrázek 37 Lokace mostu Kumlrich [33]

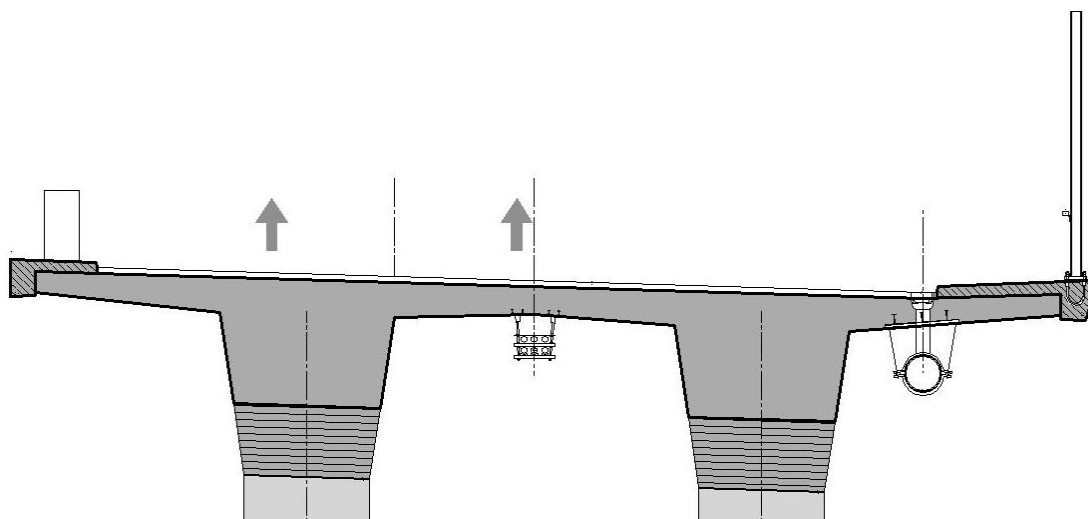
## 2.2 Stávající stav

Jedná se o nový předpjatý dálniční most ze železobetonu o rozpětí 154 m. Skládá se ze dvou souběžných mostů, které mají společné opěry. Navzájem jsou od sebe dilatovány mezerou šířky 50 mm mezi římsami. Konstrukce je situována v přechodnici od 56,031267 km do 56,185267 km. Překlenuje údolí o hloubce 27 m, ve kterém se nachází řeka a pozemní komunikace. Stávající konstrukce je dvoutrámová s proměnným průřezem.

Kvůli umístění mostu v přechodnici se na mostě mění příčný sklon ze 3,0 % na 2,5 %. Volná šířka na mostě je 12 m, skládá se ze dvou hlavních jízdních pruhů a odstavného pruhu. Po okrajích volné šířky jsou umístěna svodidla. Po pravé straně ve směru jízdy je zřízen provizorní chodník o základní šířce 0,75 m, který je ohraničen protihlukovou stěnou. Mostní římsy jsou z monolitického železobetonu přikotveny k nosné konstrukci pomocí mostních kotev.



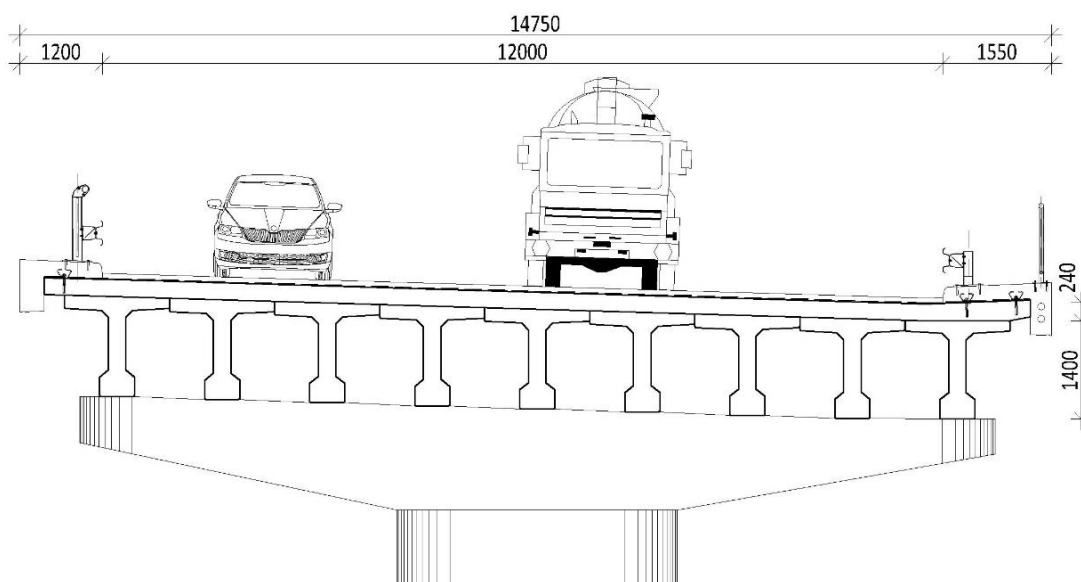
Obrázek 38 Podélný řez



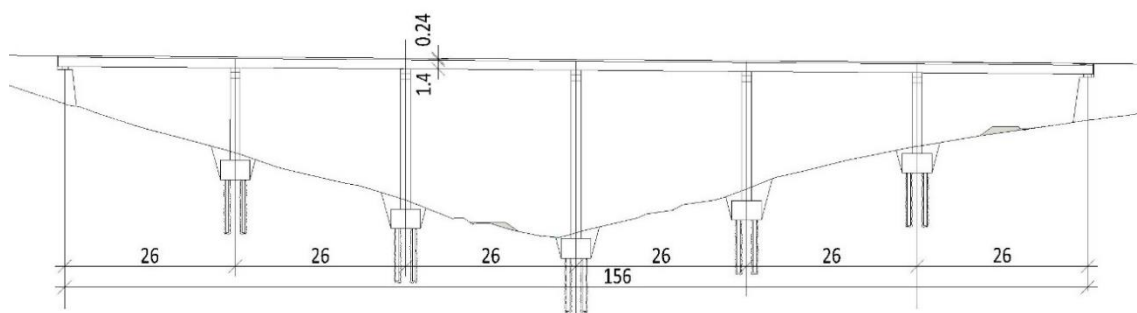
Obrázek 39 Příčný řez

## 2.3 První varianta

První variantou je nosná konstrukce vytvořená pomocí prefa nosníků. Výška prefa předpjatého nosíku s příčným řezem ve tvaru T je 1,4 m, na kterém je monolitická betonová deska o tl. 0,24m. Kvůli délce prefa nosníků, 26 m, bylo upraveno rozpětí mostu na  $6 \times 26 = 156$  m. Nosníky po zmonolitnění jsou uvažovány jako spojitá konstrukce, která je podepřena ložisky, která leží na příčnicku. Příčník je pevně spojen s hlavou pilíře. Uvažujeme hlubinné založení pomocí velkopřůměrových pilot.



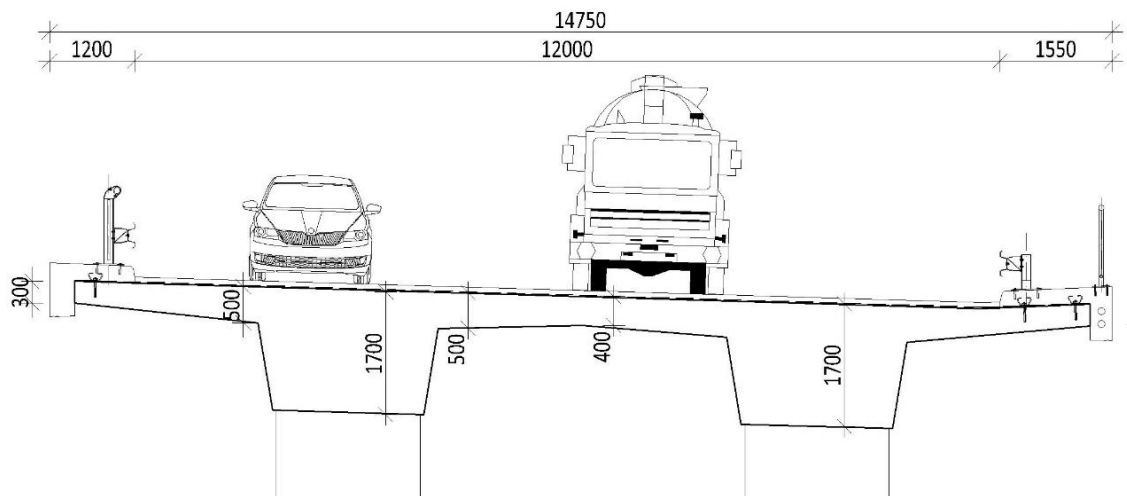
Obrázek 40 Příčný řez – první varianta



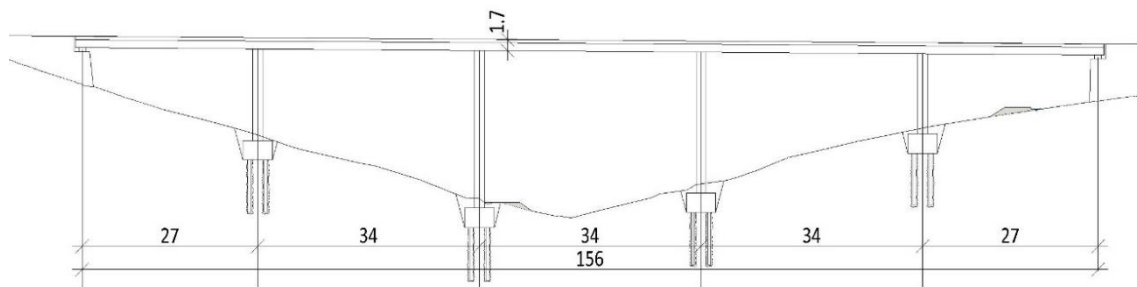
Obrázek 41 Podélný řez – první varianta

## 2.4 Druhá varianta

Druhou variantou je nosná konstrukce typu dvoutrámový most s konstantním průřezem. Výška trámu 1,7 m, šířka trámu 2,1 m, rozpětí konstrukce 27,34,34,34,27 m. Pilíře jsou vetknuté do nosných trámů. Předběžný návrh pilíře v půdoryse je čtverec o rozměrech 1,2 m na 2 m. Pomocí pilíře je zatížení přenášeno do základových bloků. Ze základových bloků je dále přenášeno zatížení pomocí velkopřůměrových pilot.



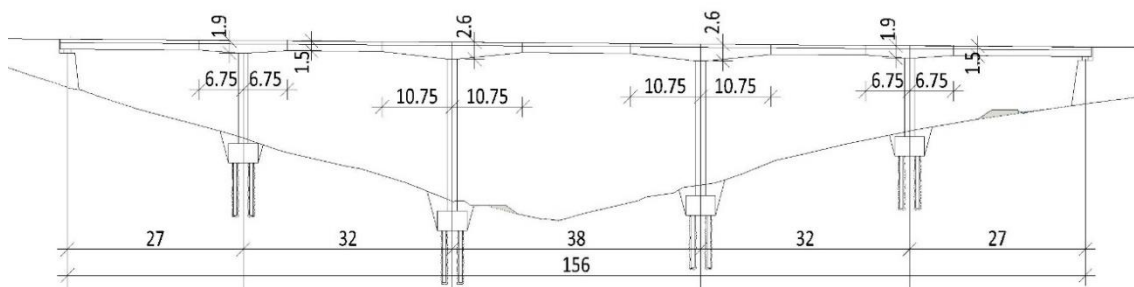
Obrázek 42 Příčný řez – druhá varianta



Obrázek 43 Podélný řez – druhá varianta

## 2.5 Třetí varianta

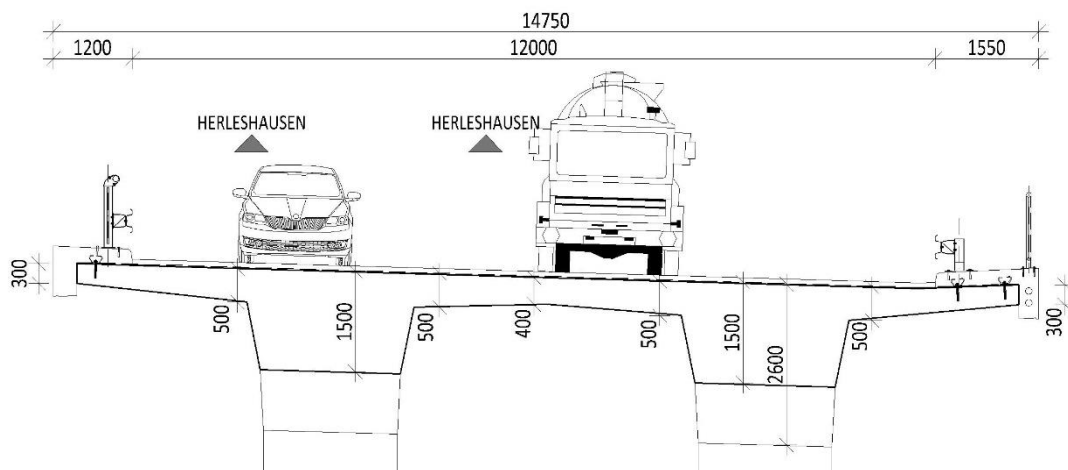
Nosná konstrukce je železobetonový dvoutrámový most s proměnným průřezem, který je předepnut ocelovými lany. Je navržen most o 5 polích s rozpny 27, 32, 38, 32, 27 m. Uprostřed rozpětí je menší výška průřezu než u pilíře. Tyto změny výšky průřezu jsou provedeny pomocí náběhu. U prvního pilíře je náběh dlouhý 6,75 m na obě strany a výška se mění z 1,5 m na 1,9 m. U druhého pilíře je náběh dlouhý 10,75 m a mění výšku průřezu z 1,5 m na 2,6 m. U pilíře č. 3 je to stejný náběh jak u druhého a u čtvrtého pilíře je stejný náběh jako u prvního pilíře. Výška prvního pilíře je 13,8 m, druhý pilíř je 23,2 m vysoký, třetí 20,6 m a čtvrtý 12 m.



Obrázek 44 Podélný řez – třetí varianta

Předběžný návrh pilíře v půdoryse je čtverec o rozměrech 1,2 m na 2 m, který je postaven na základovém bloku. Pod každým základovým blokem bude proveden podkladní beton o minimální tloušťce 0,2 m. Zatížení je dále ze základového bloku přenášeno pomocí vrtaných velkopřůměrových pilot.

Železobetonová nosná konstrukce je dvoutrámová. Trámy jsou od sebe osově vzdáleny 6,5 m. Trám má šířku 2,1 m a základní výšku 1,5 m. Výška se mění podle vzdálenosti od pilíře. Z trámu je příčně vykonzolovaná deska směrem mezi trámy o délce 2,0 m, její tloušťka je u trámu 0,5 m a zmenšuje se směrem ke středu na 0,4 m. Deska, která je z trámu vykonzolovaná na vnější stranu, má délku 2,54 m. Její tloušťka je u trámu 0,5 m a na konci desky už jen 0,3 m. Náběhy z desky na trám jsou v poměru 5:1. Celková šířka nosné konstrukce je 14,08 m. Celková šířka mostu v jednom směru jízdy je 14,730 m.



Obrázek 45 Příčný řez – třetí varianta

## 2.6 Porovnání variant

Právě jsme si představili tři základní varianty nosné konstrukce, které připadají v úvahu pro dálniční most Kulmrich. První varianta z prefa T nosníku by byla velmi rychle vystavena. Bohužel by rozčlenila údolí na malé úseky a bylo by zde nutné použít velké množství ložisek. Proto s touto variantou nebudeme dále pokračovat. Variantu dvě a variantu tři budeme dále posuzovat a zjišťovat, která z nich je vhodnější pro náš most.



## 3 Konstrukce mostu

### 3.1 Materiál

#### Beton

Základy:	C30/37 - XC2, XA1
Pilíře a opěry:	C35/45 - XC4, XD2, XF2
Nosná konstrukce:	C35/45 - XC4, XD3, XF4
Monolitická římsa:	C30/37 - XC4, XD3, XF4
Piloty	C20/25 – XA1
Podkladní beton:	C12/15 - X0

#### Betonářská výztuž

Betonářská výztuž	B500B
-------------------	-------

#### Předpínací výztuž

Podélná soudržná předpínací výztuž:	Y 1860 S7 – 15,7 – A
-------------------------------------	----------------------

### 3.2 Materiálové charakteristiky

#### Beton C35/45

Charakteristická pevnost v tlaku:	$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$
Návrhová pevnost v tlaku:	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,9 * 35 / 1,5 = 21 \text{ MPa}$
Charakteristická pevnost v tahu:	$f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$
Modul pružnosti:	$E_{cm} = 33,5 \text{ GPa}$

#### Předpínací výztuž Y 1860 S7 – 15,7 - A

Průměr:	$D = 15,7 \text{ mm}$
Plocha jednoho lana:	$A_p = 150 \text{ mm}^2$
Charakteristická pevnost v tahu:	$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$

Smluvní mez kluzu:  $f_{p0,1k} = 0,88 * f_{pk} = 0,88 * 1860 = 1636,8 \text{ MPa}$

Návrhová pevnost v tahu:  $F_{pd} = f_{p0,1k} / \gamma_g = 1636,8 / 1,15 = 1423,3 \text{ MPa}$

### Betonářská výztuž B500B

Charakteristická mez kluzu:  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

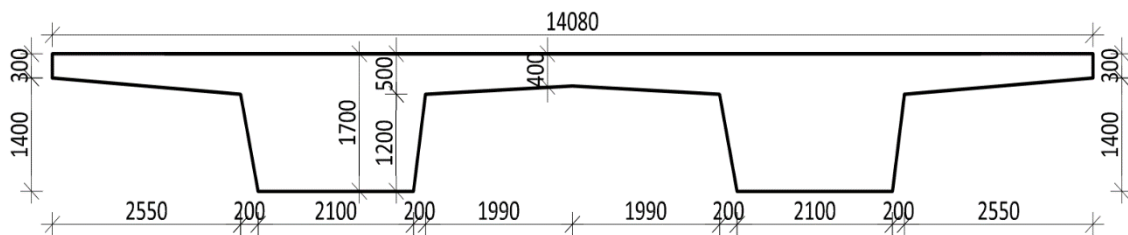
Návrhová pevnost v tahu:  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 434,783 \text{ MPa}$

Návrhová hodnota modulu pružnosti:  $E_s = 200 \text{ GPa}$

## 3.3 Průřezy

Pro účel bakalářské práce budeme uvažovat průřezy bez příčného sklonu.

### 3.3.1 Průřez konstantní výšky

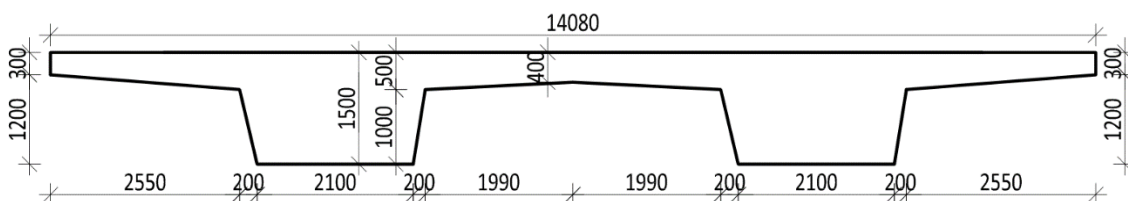


Obrázek 46 Průřez konstantní výšky

Materiál	C35/45	
A [m <sup>2</sup> ]	<b>11,851</b>	
A <sub>y, z</sub> [m <sup>2</sup> ]	6,080	7,681
I <sub>y, z</sub> [m <sup>4</sup> ]	<b>2,930</b>	<b>157,64</b>
i <sub>y, iz</sub> [mm]	<b>497</b>	<b>3646</b>
W <sub>el y, z</sub> [m <sup>3</sup> ]	2,728	22,36
C YUSS, ZUSS [mm]	7040	1074

Tabulka 2 Průřezové charakteristiky průřezu s konstantní výškou

### 3.3.2 Průřez proměnné výšky v poli

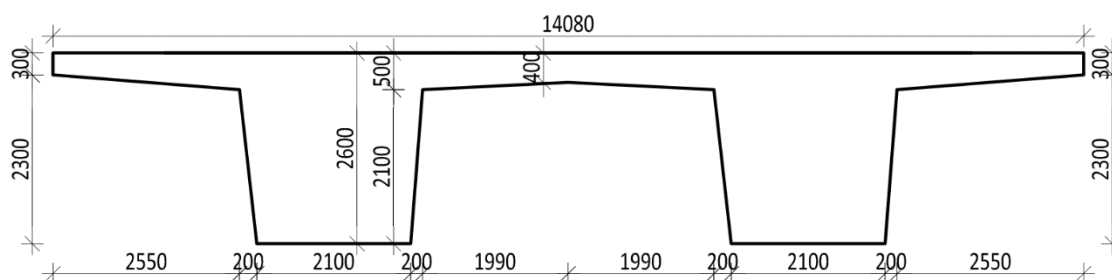


Obrázek 47 Průřez proměnné výšky v poli

Materiál	C35/45	
<b>A [m<sup>2</sup>]</b>	<b>10,931</b>	
A y, z [m <sup>2</sup> ]	6,077	7,060
<b>I y, z [m<sup>4</sup>]</b>	<b>2,025</b>	<b>146,78</b>
<b>iy, iz [mm]</b>	<b>430</b>	<b>3664</b>
Wel y, z [m <sup>3</sup> ]	2,125	20,849
C YUSS, ZUSS [mm]	7040	953

Tabulka 3 Průřezové charakteristiky průřezu s proměnnou výškou – v poli

### 3.3.3 Průřez proměnné výšky u vnitřních podpor

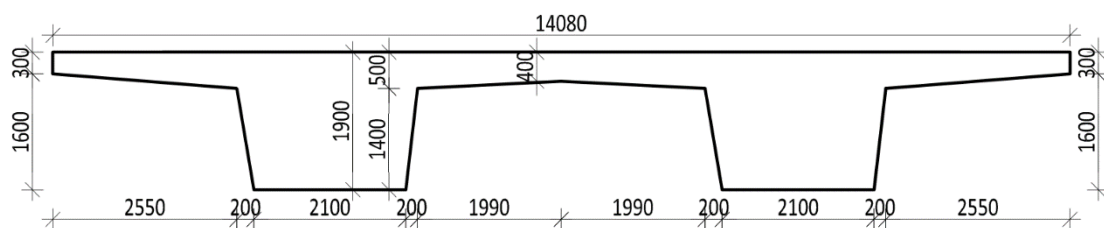


Obrázek 48 Průřez u vnitřních podpor

Material	C35/45	
<b>A [m<sup>2</sup>]</b>	<b>15,991</b>	
A y, z [m <sup>2</sup> ]	6,034	10,893
<b>I y, z [m<sup>4</sup>]</b>	<b>10,033</b>	<b>202,15</b>
<b>iy, iz [mm]</b>	<b>792</b>	<b>3555</b>
Wel y, z [m <sup>3</sup> ]	6,303	28,714
C YUSS, ZUSS [mm]	7040	1592

Tabulka 4 Průřezové charakteristiky průřezu u vnitřní podpory

### 3.3.4 Průřez proměnné výšky u vnějších podpor

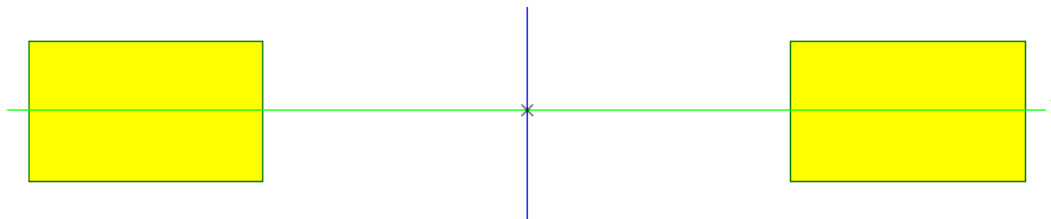


Obrázek 49 Průřez u vnějších podpor

Materiál	C35/45	
<b>A [m<sup>2</sup>]</b>	<b>12,771</b>	
A y, z [m <sup>2</sup> ]	6,079	8,347
<b>I y, z [m<sup>4</sup>]</b>	<b>4,054</b>	<b>166,91</b>
<b>iy, iz [mm]</b>	<b>563</b>	<b>3615</b>
Wel y, z [m <sup>3</sup> ]	3,402	23,709
C YUSS, ZUSS [mm]	7040	1192

Tabulka 5 Průřezové charakteristiky průřezu u vnější podpory

### 3.3.5 Průřez pilíře



Obrázek 50 Průřez pilíře

Material	C35/45	
<b>A [m<sup>2</sup>]</b>	<b>4,800</b>	
A y, z [m <sup>2</sup> ]	4,800	4,000
<b>I y, z [m<sup>4</sup>]</b>	<b>0,576</b>	<b>52,300</b>
<b>iy, iz [mm]</b>	<b>346</b>	<b>3301</b>
Wel y, z [m <sup>3</sup> ]	0,959	12,305

Tabulka 6 Průřezové charakteristiky pilíře

### 3.4 Spolupůsobící šířka

Smykové ochabnutí způsobí nerovnoměrný průběh normálového napětí po průřezu. Čím je větší vzdálenost od líce trámu, tím se snižuje napětí. Ochabnutí napětí v deskách můžeme zohlednit pomocí použití tzv. spolupůsobící šířky desky.

Hodnota  $b_{eff}$  (spolupůsobící šířka) se stanoví podle vztahu:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \quad (3.1)$$

$$b_{eff} = 0,2 b_i + 0,1 l_0 \leq 0,2 l_0 \quad (3.2)$$

$$b_{eff,i} \leq b_i \quad (3.3)$$

$l_0$  – vzdálenost mezi body nulových momentů.

Spolupůsobící šířku budeme posuzovat uprostřed polí.

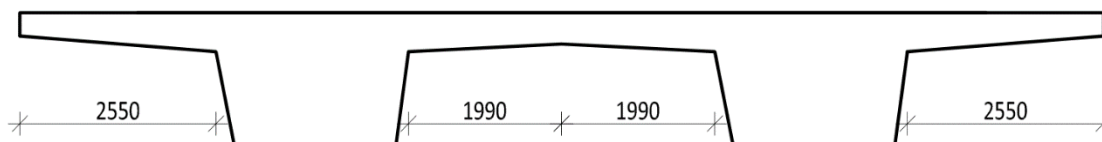
$l_0 = 0,85l_1$  - vztah pro krajní pole

$l_0 = 0,7l_2$  - vztah pro vnitřní pole

#### V našem případě

pro krajní pole  $l_0 = 0,85 * 27 = 22,95$  m – nejmenší rozpětí

pro vnitřní pole  $l_0 = 0,7 * 34 = 23,8$  m



Obrázek 51 Šířky desek

$b_i = 2,55$  m – krajní šířka desky

$$\begin{aligned} b_{eff} &= 0,2 b_i + 0,1 l_0 = 0,2 \times 2,55 + 0,1 * 22,95 \\ &= 2,803 \text{ m} \geq b_i = 2,55 \text{ m} \end{aligned} \quad (3.4)$$

výsledná hodnota je větší než základní šířka desky, proto krajní šířku desky nemusíme redukovat.

$b_i = 1,99$  m – střední šířka desky

$$\begin{aligned} b_{eff} &= 0,2 b_i + 0,1 l_0 = 0,2 \times 1,99 + 0,1 * 22,95 \\ &= 2,695 \text{ m} \geq b_i = 1,99 \text{ m} \end{aligned} \quad (3.5)$$

- výsledná hodnota je větší než základní šířka desky, proto střední šířku desku nemusíme redukovat.

Ostatní průřezy mají stejné šířky desek a stejný  $l_0$  nebo větší. Proto u žádných z průřezů nemusíme šířku redukovat.

## 3.5 Zatížení

### 3.5.1 Vlastní zatížení

Program SCIA Engineer využívá objemovou hmotnost použitého materiálu k výpočtu vlastní tíhy. Beton C35/45 vyztužený betonářskou a předpínací výztuží má vlastní tíhu  $26 \text{ kN/m}^3$ . Vlastní tíha nosné konstrukce u varianty s konstantním průřezem

$$g_{0,1k} = 11,85 * 26 = 308,1 \text{ kN/m}$$

Vlastní tíha nosné konstrukce u varianty s proměnným průřezem

$$\text{V poli} - g_{0,2k} = 10,931 * 26 = 284,2 \text{ kN/m}$$

$$\text{U vnější podpory} - g_{0,3k} = 12,771 * 26 = 332,046 \text{ kN/m}$$

$$\text{U vnitřní podpory} - g_{0,4k} = 15,991 * 26 = 415,766 \text{ kN/m}$$

Při změně průřezu se mění i vlastní tíha, proto nechám výpočet vlastní tíhy na programu Scia Engineer.

### 3.5.2 Ostatní stálé zatížení

ŽB římsy	$(0,45+0,51) * 25 = 24 \text{ kN/m}$
Hydroizolace – NAIP	$14,1 * 0,005 * 23 = 1,622 \text{ kN/m}$
Souvrství vozovky	$12 * 0,08 * 25 = 24 \text{ kN/m}$
Svodidla	$2 * 1 = 2 \text{ kN/m}$
Ocelové zábradlí	$1 * 0,5 = 0,5 \text{ kN/m}$
Celkem (střední hodnota)	$52,122 \text{ kN/m}$

Pro možnost zvětšení a zmenšení tloušťky souvrství vozovky zavádíme součinitele pro dolní charakteristickou hodnotu ( $\gamma_{k,inf} = 0,8$ ) a horní charakteristickou hodnotu. ( $\gamma_{k,sup} = 1,4$ )

Dolní charakteristická hodnota	$g_{0,inf} = 26,5 + 25,622 * 0,8 = 47,00 \text{ kN/m}$
Horní charakteristická hodnota	$g_{0,sup} = 26,5 + 25,622 * 1,4 = 62,37 \text{ kN/m}$

### 3.5.3 Pokles podpory

Díky založení na velkopřůměrových pilotách uvažujeme pouze minimální nerovnoměrné sedání, a to pokles jednotlivých podpor o 5 mm.

### 3.5.4 Teplota

#### Rovnoměrná teplota mostu

Jelikož náš mostní objekt je umístěn v Německu, a v české normě ČSN EN 1991-1-5 není graf pro Německou zemi. Budeme uvažovat průměrné hodnoty grafu. Uvažujeme, že výchozí teplota nosného prvku po jeho zabudování je  $T_0 = 10 \text{ °C}$ .

Minimální teplota vzduchu ve stínu:  $T_{\min} = -32,1 \text{ až } -34 \text{ °C}$

Maximální hodnota vzduchu ve stínu:  $T_{\max} = 36,1 \text{ až } 38 \text{ °C}$

Minimální složka rovnoměrné t. konstrukce:  $T_{e,\min} = -26 \text{ °C}$

Maximální složka rovnoměrné t. konstrukce:  $T_{e,\max} = 39 \text{ °C}$

Charakteristická hodnota maximálního rozsahu rovnoměrné složky teploty pro výpočet zkrácení mostu:  $\Delta T_{N,\text{noc}} = T_0 - T_{e,\min} = 10 - (-26) = 36 \text{ °C}$

Charakteristická hodnota maximálního rozsahu rovnoměrné složky teploty pro výpočet prodloužení mostu:  $\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = 39 - 10 = 29 \text{ °C}$

#### Nerovnoměrná teplota mostu.

Pro účely bakalářské práce zvolíme Postup 1 dle ČSN EN 1991-1-5 pro zjištění účinků svislých rozdílů teplot. Mezi horním a dolním povrchem nosné konstrukce mostu uvažujeme s lineárním rozdělením složek teploty.

Horní povrch teplejší než dolní  $\Delta T_{M,\text{heat}} = 15 \text{ °C}$

Dolní povrch teplejší než horní  $\Delta T_{M,\text{cool}} = 8 \text{ °C}$

Tloušťku mostního svršku zohledňuje parametr  $k_{sur}$ , hodnoty tohoto součinitele najdeme v následující tabulce č.8.

<b>Mosty pozemních komunikací, lávky pro chodce a železniční mosty</b>		
Tloušťka mostního svršku	Horní povrch teplejší než dolní	Dolní povrch teplejší než horní
[mm]	$k_{sur}$	$k_{sur}$
Bez svršku	0,8	1,1
Vodotěsná izolace	1,5	1,0
50	1,0	1,0
100	0,7	1,0

Tabulka 7 Hodnoty  $k_{sur}$  v závislosti na různých tloušťkách mostního svršku

- Pro stavební stav – horní povrch teplejší než dolní:  $k_{sur} = 1,5$   
 – dolní povrch teplejší než horní:  $k_{sur} = 1,1$   
 Pro dokončený stav – horní povrch teplejší než dolní:  $k_{sur} = 0,79$   
 – dolní povrch teplejší než horní:  $k_{sur} = 1,0$

### 3.5.5 Doprava

Pro účely bakalářské práce budeme uvažovat pouze model zatížení LM1.

#### LM1

Rozdělení vozovky do zatěžovacích pruhů. Podle normy ČSN EN 1191-2 (73 6203).

Šířka vozovky $w$	Počet zatěžovacích pruhů	Šířka zatěžovacího pruhu $w_1$	Šířka zbývající plochy
$w < 5,4$ m	$n_1 = 1$	3 m	$w - 3$ m
$5,4 \text{ m} \leq w < 6$ m	$n_1 = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int} \left( \frac{w}{3} \right)$	3 m	$w - 3 \times n_1$

Tabulka 8 Počet a šířka zatěžovacích pruhů [03]

Podle tabulky zjistíme počet pruhů, pro šířku vozovky 12 m.

$$n_1 = \text{Int} \left( \frac{w}{3} \right) = 3 \quad (3.6)$$

Šířka zbývající plochy je  $12 - 3 \times 3 = 3$  m.

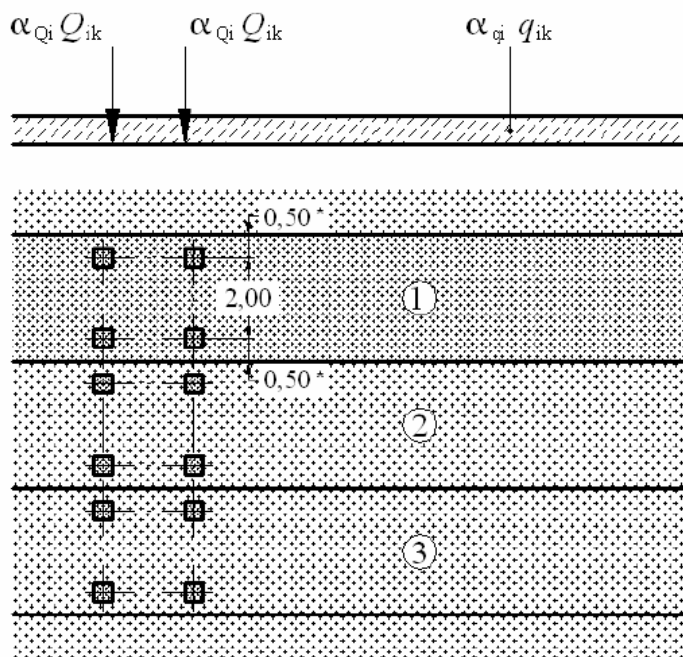
Soustředění zatížení od dvojnápravy (tandem systém – TS), každá náprava o tíze:

$$\alpha_Q * Q_k \quad (3.7)$$

Rovnoměrné zatížení o tíze na čtverečný metr zatěžovacího pruhu:

$$\alpha_q * q_k \quad (3.8)$$





Obrázek 52 Model zatížení 1 [03]

Náš most se nachází v první skupině pozemních komunikací takže  $\alpha_{Q,q}$  uvažujeme dle národní přílohy (viz Tab. 9).

Umístění	Dvojnáprava (TS)		Rovnoměrné zatížení (UDL)	
	$Q_{ik}$ [kN]	$\alpha_{Qi}$	$q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\alpha_{qi}$
<b>Pruh č. 1</b>	300	1	9,0	1
<b>Pruh č. 2</b>	200	1	2,5	2,4
<b>Pruh č. 3</b>	100	1	2,5	1,2
<b>Zbývající plocha</b>	0	0	2,5	1,2

Tabulka 9 Charakteristické hodnoty zatížení a součinitelé

Pro rozpětí větší než 10 m se každá dvojnáprava nahradí v každém pruhu jednou nápravou se soustředěným zatížením, které je rovno celkové tíze obou náprav. [03]

- $600 * \alpha_{Q1} = 600 * 1 = 600$  kN – v pruhu č. 1
- $400 * \alpha_{Q2} = 400 * 1 = 400$  kN – v pruhu č. 2
- $200 * \alpha_{Q3} = 200 * 1 = 200$  kN – v pruhu č. 3

### 3.5.6 Zatížení chodníků

Na chodnicích bereme spojitě rovnoměrné zatížení  $q_{fk} = 5$  kN/m<sup>2</sup>. Šíře chodníků je 0,75 m, na délkový metr chodníku potom působí  $q_{fk}' = 0,75 * 5 = 3,75$  kN/m.

### 3.5.7 Výstavba

Pro účel bakalářské práce budeme uvažovat staveništní zatížení  $q_{ca,k} = 1 \text{ kN/m}^2$  na šířku nosné konstrukce, která je 14,08 m. Celkem působí zatížení  $q_{ca,k}' = 1 * 14,08 \text{ kN/m}$ .

## 3.6 Kombinace

Kombinace pro **mezní stavy únosnosti** pro trvalé a dočasné návrhové situace.

Rovnice 6.10 [06]

$$\sum_{j=1} \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \gamma_p * P + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{i=1} \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i} \quad (3.9)$$

Rovnice 6.10a [06]

$$\sum_{j=1} \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \gamma_p * P + \gamma_{Q,1} * \psi_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{i=1} \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i} \quad (3.10)$$

Rovnice 6.10b [06]

$$\sum_{j=1} \xi_j * \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \gamma_p * P + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{i=1} \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i} \quad (3.11)$$

Kombinace pro **mezní stavy použitelnosti**.

Charakteristická kombinace zatížení [06]

$$\sum_{j=1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i=1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.12)$$

Častá kombinace zatížení [06]

$$\sum_{j=1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i=1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.13)$$

Kvazistálá kombinace zatížení [06]

$$\sum_{j=1} G_{k,j} + P + \sum_{i=1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.14)$$

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

$G_{k,j}$	charakteristická hodnota $j$ -tého stálého zatížení
$\gamma_p$	součinitel zatížení od předpětí
$P$	zatížení od předpětí
$\gamma_{Q,1}$	součinitel hlavního proměnného zatížení
$Q_{k,1}$	charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení
$\gamma_{Q,i}$	dílčí součinitel vedlejšího $i$ -tého proměnného zatížení
$Q_{k,i}$	charakteristická hodnota vedlejšího $i$ -tého proměnného zatížení
$\psi_0$	součinitel pro kombinační hodnotu proměnného zatížení
$\psi_1$	součinitel pro častou hodnotu proměnného zatížení
$\psi_2$	součinitel pro kombinační hodnotu proměnného zatížení
$\xi_j$	redukční součinitel pro nepříznivá stálá zatížení

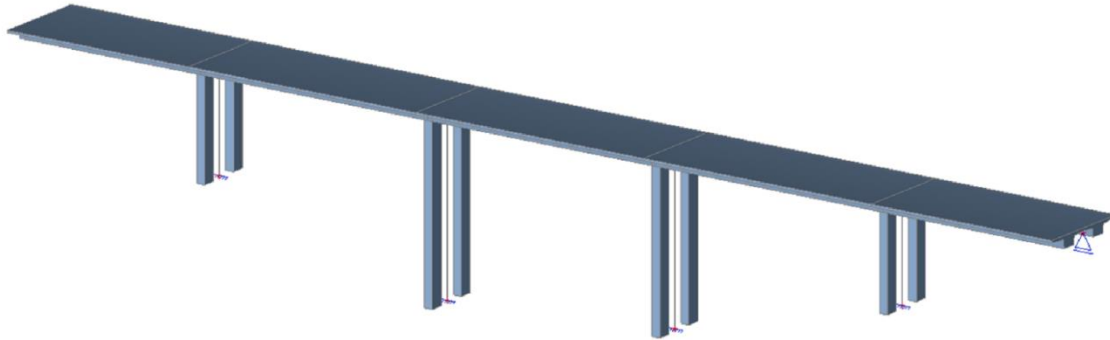
		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	$\gamma$	PŘÍZNIVÉ UČINKY	NEPŘÍZNIVÉ UČINKY
<b>DOPRAVA</b>	TS	0,75	0,75	0	STÁLÉ	1	1,35
	UDL	0,4	0,4	0	SEDÁNÍ	0	1,2
	CHODCI	0,4	0,4	0	TEPLOTA	0	1,5
<b>TEPLOTA</b>		0,6	0,6	0,5	DOPRAVA	0	1,35
<b>STAVENIŠTNÍ</b>		1	1	1	STAV.	0	1,5

Tabulka 10 Hodnoty  $\psi$  a  $\gamma$  pro dané zatížení.

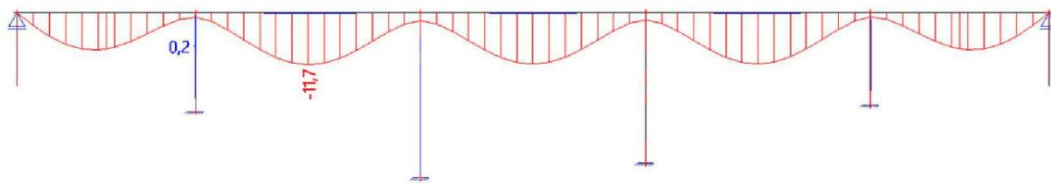
### 3.7 Chování konstrukce

Své varianty jsem vymodeloval v programu SCIA Engineer, abych předběžně zjistil chování neurčité konstrukce od různých zatěžovacích stavů a porovnal rozdíl chování mezi variantami. Varianty jsou předběžně zatíženy pouze charakteristickými hodnotami. Vybral jsem si zatížení vlastní tíhou, pokles podpory, rovnoměrnou a nerovnoměrnou složku teploty. Pro účel bakalářské práce byl model vymodelován bez půdorysného zakřivení a bez podélného sklonu.

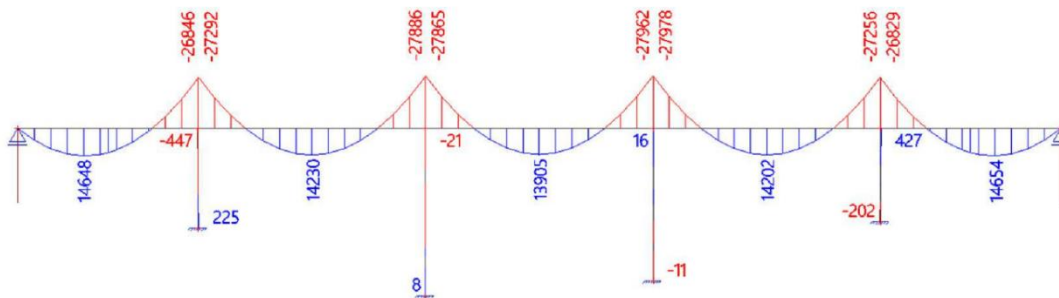
### 3.7.1 Varianta s konstantním průřezem



Obrázek 53 Model varianty s konstantním průřezem

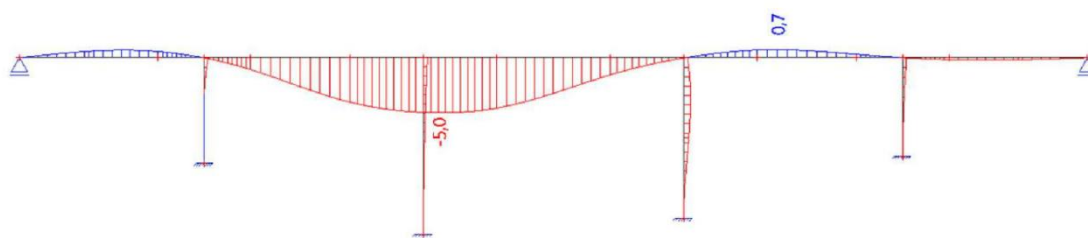


Obrázek 54 Deformace od vlastní tíhy [mm]

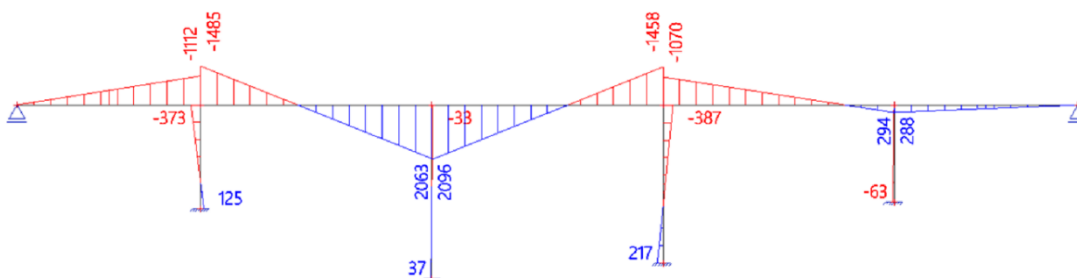


Obrázek 55 Ohybové momenty od vlastní tíhy [kNm]

Varianta s konstantním průřezem se chová podle předpokládaných očekávání. Maximální průhyb od vlastní tíhy je 12,6 mm. Max ohybové momenty nad podporou jsou velikostně přibližně stejné. Je to díky tomu, že krajní pole je v doporučeném vztahu 0,8 násobek hlavního pole. Maximální hodnota nad podporou je -27,960 MNm a max kladný moment je v krajním poli a to 14,650 MNm.

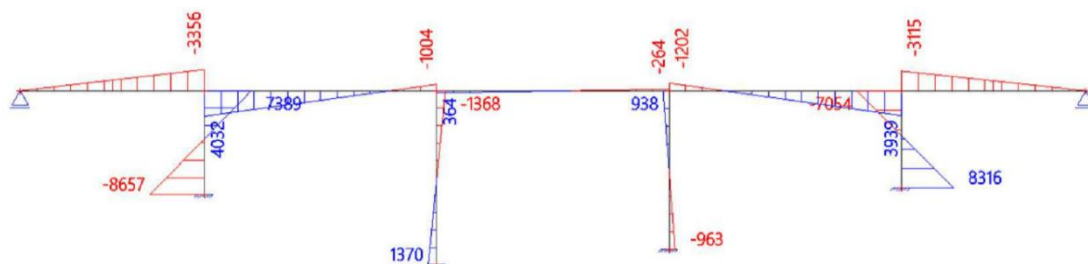


Obrázek 56 Deformace konstrukce při poklesu třetí podpory o 5 mm [mm]

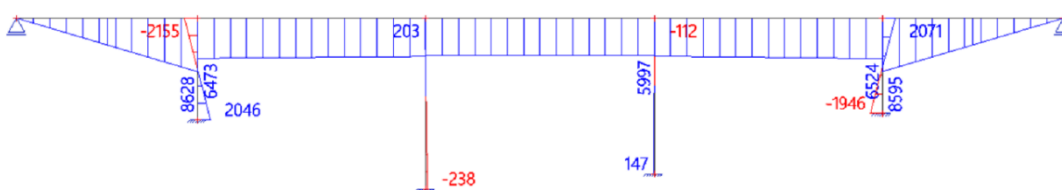


Obrázek 57 Ohybové momenty od poklesu třetí podpory o 5 mm [kNm]

Poklesy podpory nevykazují nějak výrazné ohybové momenty oproti teplotě nebo vlastní tíze.

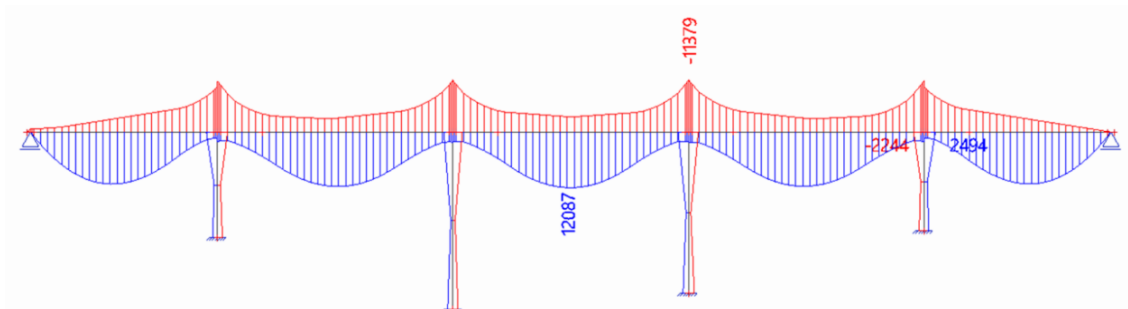


Obrázek 58 Ohybové momenty od rovnoměrné složky teploty – zkrácení [kNm]



Obrázek 59 Ohybové momenty od nerovnoměrné složky teploty [kNm]

Teplota na naší neurčité konstrukci vytváří poměrně značné ohybové momenty a normálové síly. Rovnoměrná složka teploty vytváří zejména velké ohybové momenty v prvním a čtvrtém pilíři, a tyto hodnoty jsou až 8,66 MNm. Normálová síla potom vzniká v hlavní nosné konstrukci v druhém, třetím a čtvrtém poli. Nerovnoměrná složka teploty činí ohybové momenty na hlavním nosném prvku. Hodnoty se vyšplhaly až na 8,63 MNm.



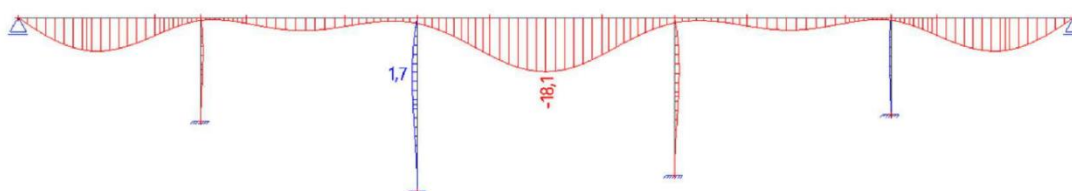
Obrázek 60 Obálka ohybových momentů od LM1[kNm]

Na dalším obrázku je vidět obálka ohybových momentů od zatížení modelem LM1. Maximální kladný ohybový moment je uprostřed rozpětí hlavního pole. Vzniká zde, protože na okraji pole jsou nejvyšší pilíře, které mají kvůli své výšce menší tuhost než ostatní pilíře a dovolují větší natočení ve spojení pilíře s hlavní nosnou konstrukcí. Maximální záporný ohybový moment je potom nad pravým pilířem u hlavního pole s hodnotou -11,4 MNm.

### 3.7.2 Varianta s proměnným průřezem



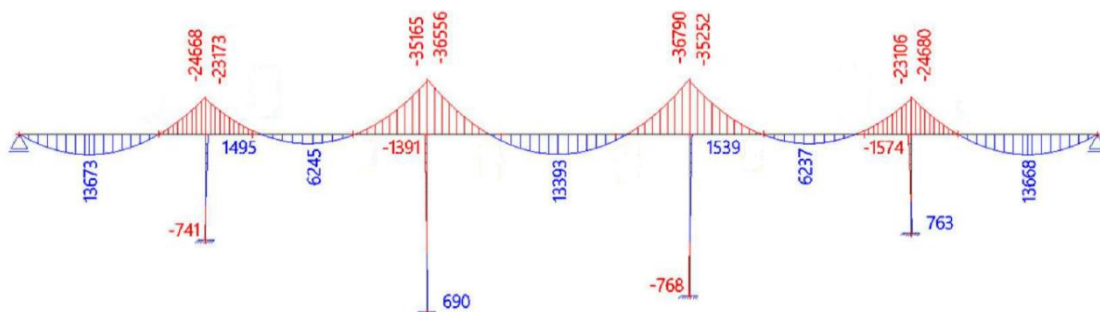
Obrázek 61 Model pro variantu s proměnným průřezem



Obrázek 62 Deformace od vlastní tíhy [mm]

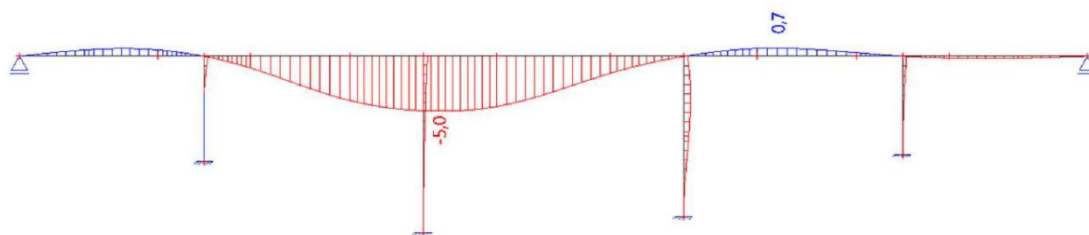
Varianta s proměnným průřezem vykazuje maximální deformace od vlastní tíhy 18,1 mm v poli s největším rozpětím. Deformace mezi prvním pilířem a druhým pilířem je

poměrně velmi malá oproti hlavnímu rozpětí. Je to způsobeno délkou pole, které je o 6 m kratší než hlavní pole a délkou náběhu.

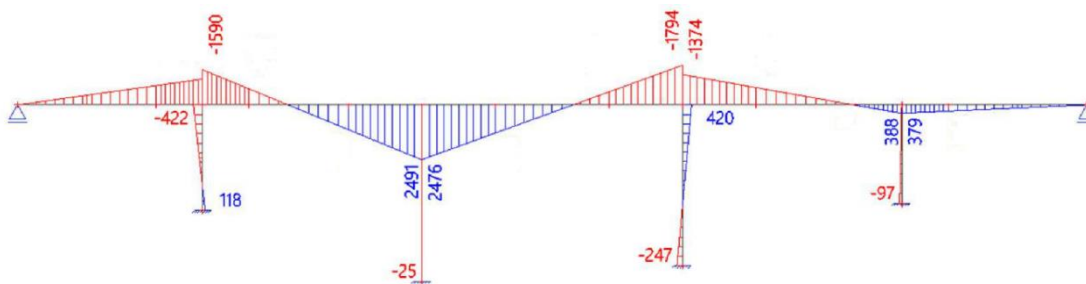


Obrázek 63 Ohybové momenty od vlastní tíhy [kNm]

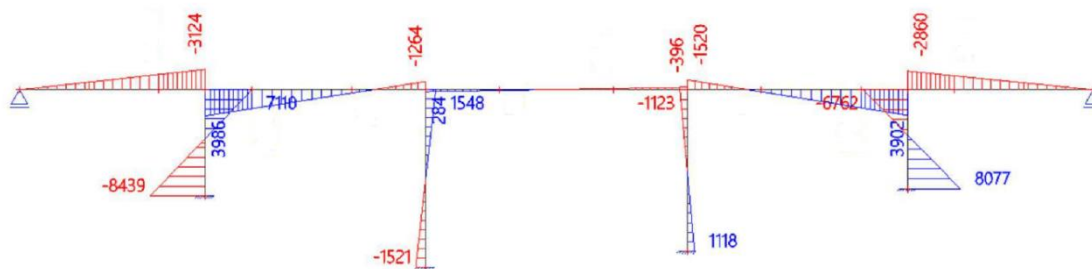
Ohybové momenty od vlastní tíhy jsou velmi nevyrovnané. Maximální záporný ohybový moment od vlastní tíhy je nad vnitřní podporou a to -36,79 MNm. Maximální kladný moment je v krajním poli a to 13,67 MNm.



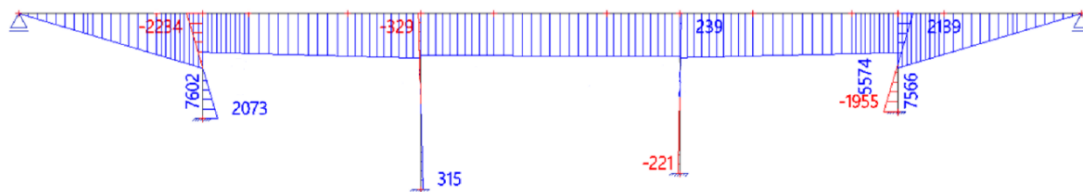
Obrázek 64 Deformace konstrukce při poklesu třetí podpory o 5 mm [mm]



Obrázek 65 Ohybové momenty od poklesu třetí podpory o 5 mm [kNm]

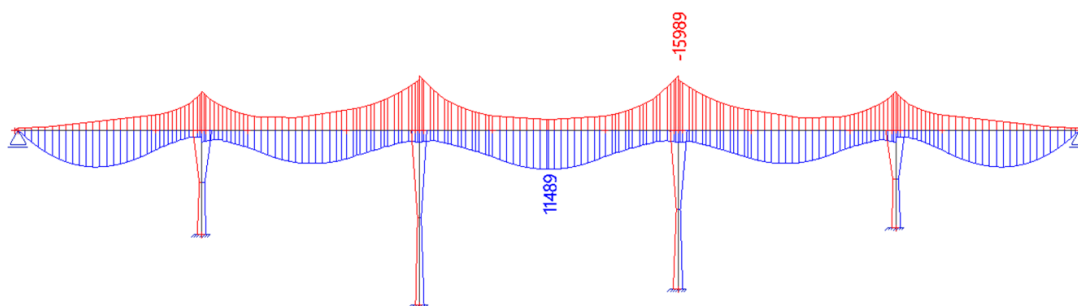


Obrázek 66 Ohybové momenty od rovnoměrné složky teploty – zkrácení [kNm]



Obrázek 67 Ohybové momenty od nerovnoměrné složky teploty [kNm]

Průběh ohybových momentů pro pokles podpory a teplotu jsou velmi podobné jako u předešlé varianty s konstantním průřezem, liší se pouze v hodnotách v řádu stovek.



Obrázek 68 Obálka ohybových momentů od LM1 [kNm]

Obálka ohybových momentů od modelu zatížení LM1 ukazuje, že maximální kladný ohybový moment se nachází uprostřed hlavního rozpětí, s hodnotou 11,48 MNm. Max. záporný ohybový moment je nad třetím pilířem s hodnotou -16 MNm.

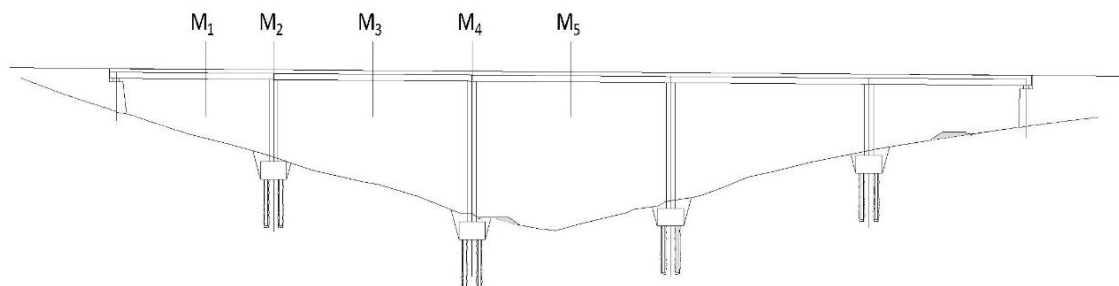


### 3.7.3 Porovnání variant

Pokud bychom chtěli porovnat varianty s konstantním průřezem a s proměnným průřezem zjistíme, že největší rozdíl průběhu vnitřních sil a deformací je u zatížení vlastní tíhou. Na rozdílný průběh ohybových momentů má vliv to, že každá varianta má jiná rozpětí polí a jinou vlastní tíhu konstrukce v důsledku rozdílných průřezů. Jak už bylo zmíněno v rešerši, tak náběhy zmenšují ohybové momenty v poli a zvětšují ohybové momenty v místě nad podporou. Tento rozdíl můžeme vidět v následující tabulce.

[MNm]	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	M <sub>3</sub>	M <sub>4</sub>	M <sub>5</sub>
Konstantní průřez	14,65	-27,30	14,23	-27,89	13,91
Proměnný průřez	13,67	-24,67	6,25	-36,56	13,40
Rozdíl %	6,6	-9,6	56,1	23,7	3,7

Tabulka 11 Rozdíl ohybových momentů od charakteristické vlastní tíhy podle variant



Obrázek 69 Schéma umístění porovnávacích momentů

## 3.8 Krytí výztuže

Krytí výztuže navrhne dle normy ČSN EN 1992-1-1. Kde základní vztah je:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (3.15)$$

$c_{nom}$  nominální krycí vrstva výztuže

$c_{min}$  minimální krycí vrstva výztuže

$\Delta c_{dev}$  přídavek na návrhovou hodnotu (doporučená hodnota 10 mm)

$$c_{min} = \max \{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\} \quad (3.16)$$

$c_{min,b}$  minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti - lze vzít průměr kanálku  $\phi = 90$  mm, ale není nutné uvažovat větší hodnotu než 80 mm.  $c_{min,b} = 80$  mm

$c_{min,dur}$  minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí – v našem případě pro stupně vlivu prostředí XC4, XD3, XF4 a návrhové životnosti 100 let je hodnota  $c_{min,dur} = 60$  mm

$\Delta c_{dur,\gamma}$ ,  $\Delta c_{dur,st}$ ,  $\Delta c_{dur,add}$  jsou součinitelé, které uvažujeme v ČR rovné 0 mm

$$c_{min} = \max \{80; 60 + 0 - 0 - 0; 10\} = 80 \text{ mm} \quad (3.17)$$

$$c_{nom} = 80 + 10 = 90 \text{ mm} \quad (3.18)$$

Krycí vrstva pro předpínací výztuž je 90 mm.

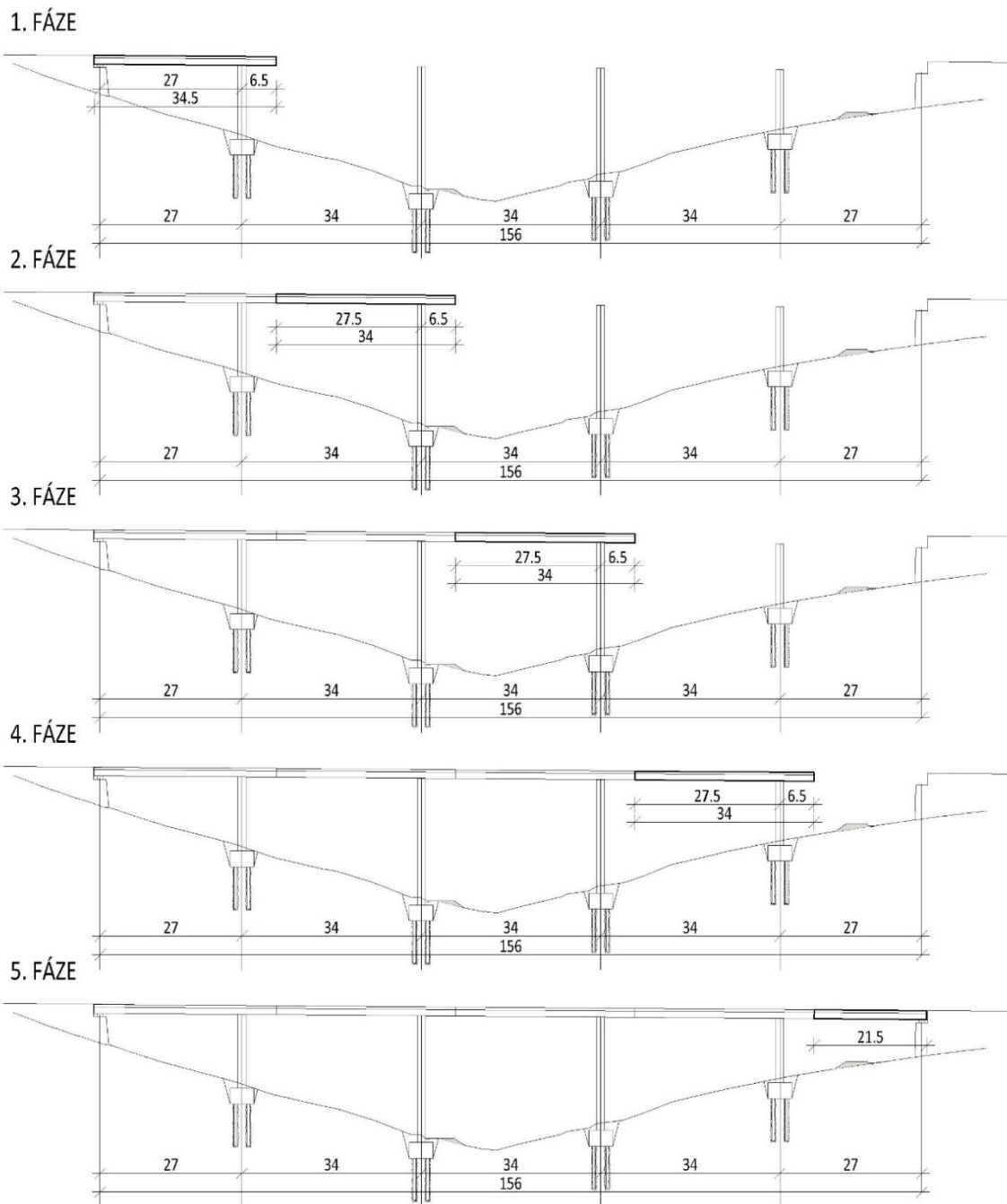
Mezery mezi kabelovými kanálky musí splňovat základní podmínky. Mezera musí být větší než průměr kanálku (u nás 90 mm), dále musí být  $\geq 50$  mm, a  $\geq$  než největší zrno kameniva + 5 mm. V našem případě maximální podmínka vychází na průměr kanálku, takže mezera mezi kanálky musí být minimálně 90 mm.

Minimální mezery mezi kotvami záleží na počtu lan v kabelu. Počet lan nemáme ještě stanoveno, takže tuto minimální vzdálenost stanovíme až později.

### 3.9 Technologie výstavby

Most Kulmrich má překlenout poměrně hluboké údolí, a to o hloubce až 27 m. Proto bych nevolil pro výstavbu pevnou skruž, ale spíše skruž výsuvnou. Sice náš objekt není až tak dlouhý na to, aby se výsuvná skruž vyplatila (od délek 400 m), ale kvůli poměrně hlubokému údolí si myslím, že naše volba je nejideálnější.

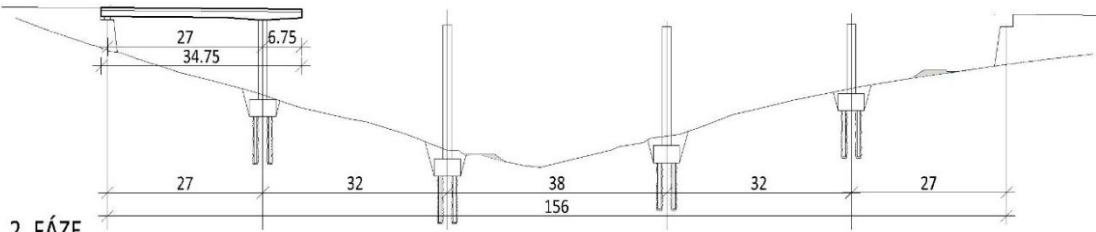
Kvůli délce výsuvné skruže umístíme na mostu pracovní spáry, a to cca po 34 metrech. Pracovní spáru u konstantního průřezu zvolíme cca v 1/5 rozpětí.



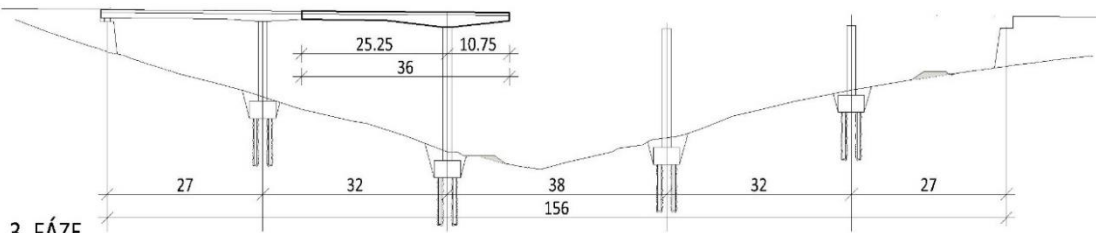
Obrázek 70 5 fází výstavby hlavní nosné konstrukce s konstantní výškou pomocí výsuvné skruže

U varianty s proměnným průřezem je zvolena pracovní spára na konci náběhu. Tato volba není ideální kvůli stykování výztuže mezi náběhem a průřezem mezi poli. Nejideálnější řešení by bylo umístění spáry až v části v poli (za náběhem). Pro první fázi je umístěna pracovní spára v  $0,21 \cdot l$  rozpětí, což vyhovuje doporučenému vztahu. Druhá pracovní spára je bohužel navržena v  $0,28 \cdot l$ , což přesahuje doporučený vztah.

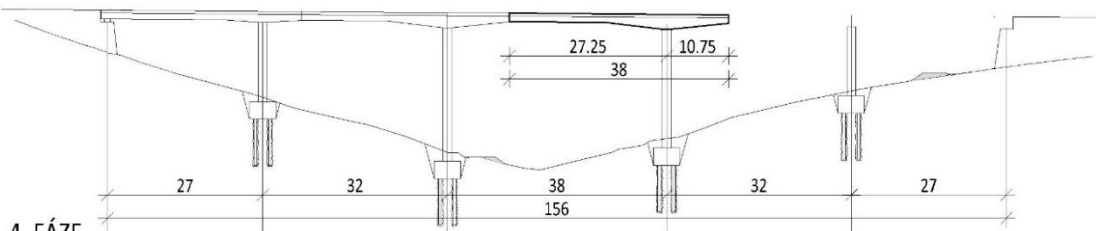
1. FÁZE



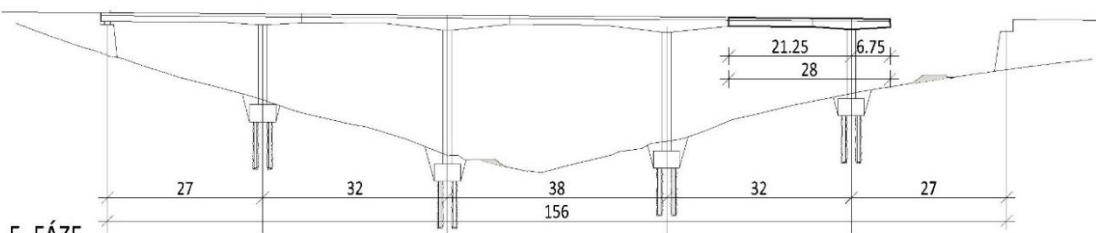
2. FÁZE



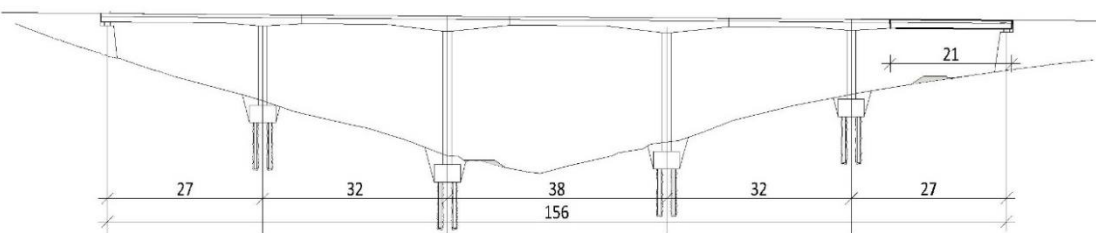
3. FÁZE



4. FÁZE



5. FÁZE



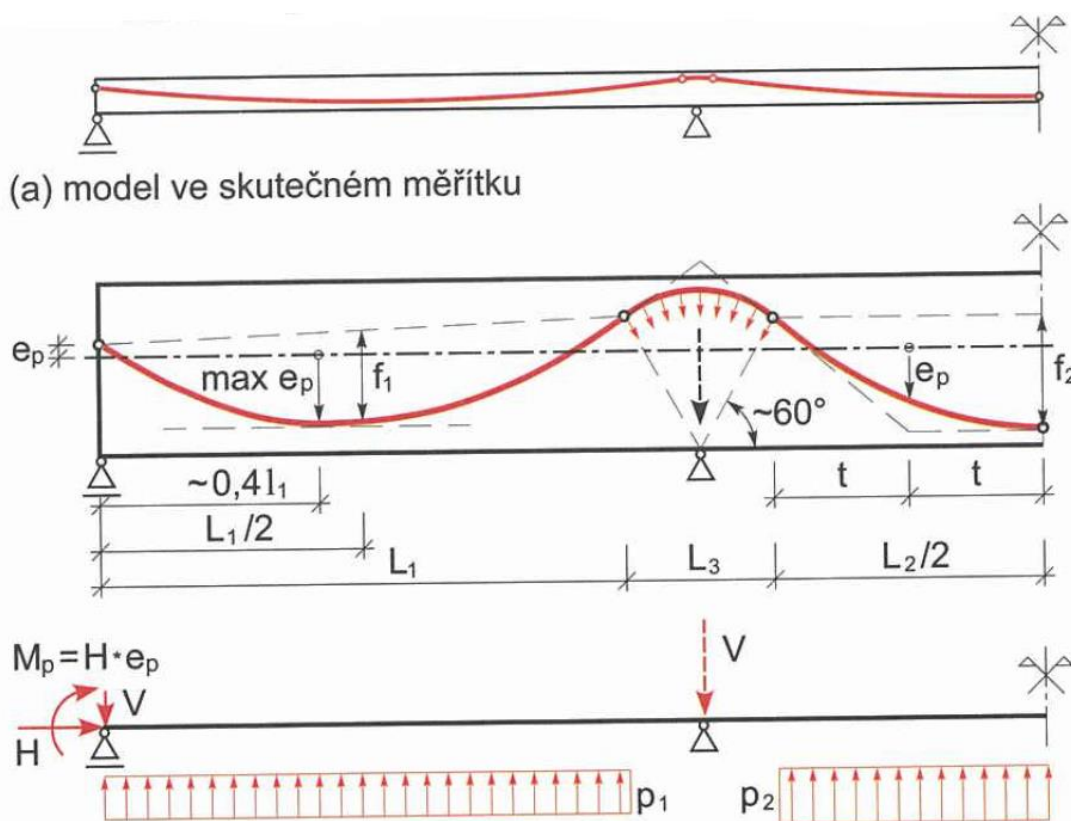
Obrázek 71 5 fází výstavby hlavní nosné konstrukce s proměnnou výškou pomocí výsuvné skruže

## 4 Konstantní průřez – časový fázový návrh

V této kapitole budeme mít za úkol navrhnout předpínací výztuž a posoudit fázový návrh výstavby pro variantu s konstantním průřezem a posoudit celkové chování konstrukce.

### 4.1 Předběžný návrh předpínací výztuže

Návrh předpínací výztuže provedeme metodou vyrovnání zatížení. Cílem je navrhnout předpětí tak, aby se v betonu pohybovala napětí v požadovaných mezích. Napětí od předpětí musí vyrovnat vnější zatížení. Doporučuje se vyrovnat 80-100 % stálých zatížení. Úroveň předpětí by neměla klesnout pod 80 % stálých zatížení. Uvažujeme pouze s tzv. průměrným kabelem, který má podobnou geometrii ve stejné fázi výstavby jako skupina kabelů. Používáme konkávní a konvexní paraboly, které se napojují v inflexním bodu. V krajním poli využíváme nesymetrické paraboly.



Obrázek 72 Návrh a trasování kabelu na spojitém nosníku [8]

Základní rovnice pro návrh předpínací výztuže pro symetrickou parabolu je:

$$p = H \frac{8f}{L^2} \quad (4.1)$$

Kde  $p$  je zatížení ekvivalentního řešeného nosníku,  $H$  – síly v místě zakotvení kabelů,  $f$  – vzezření parabolického kabelu,  $l$  – délka paraboly.

#### Návrh předpínací výztuže na prostřední pole.

$f = 1,34$  m,  $l = 32,3$  m,  $p = 432,92$  kN/m (vlastní tíha, ostatní stálé + UDL)

$$p = H \frac{8f}{l^2} \gg H = \frac{p * l^2}{8 * f} = \frac{432,92 * 32,3^2}{8 * 1,34} = 42\,132,57 \text{ kN} \quad (4.2)$$

plocha jednoho lana:  $A_p = 150$  mm<sup>2</sup>, návrhová pevnost v tahu:  $F_{pd} = 1423,3$  MPa,  
návrhová pevnost v tahu na konci životnosti:  $F_{pd100} = 1423,3 * 0,75 = 1067,25$  MPa,

Potřebný počet lan:

$$n_{nut} = \frac{H}{A_p * F_{pd100}} = \frac{42,13257}{0,000150 * 1067,25} = 263,2 \text{ kusů} \quad (4.3)$$

Navrhují 18x kabelů po 15 lanech, což celkový počet lan vychází na 270 ks. Celkový počet lan je větší, než počet nutných lan.

#### Návrh předpínací výztuže na krajní pole.

Pro návrh předpínací výztuže pro krajní pole musíme použít nesymetrickou parabolu, pro kterou platí stejná rovnice jako pro symetrickou parabolu.

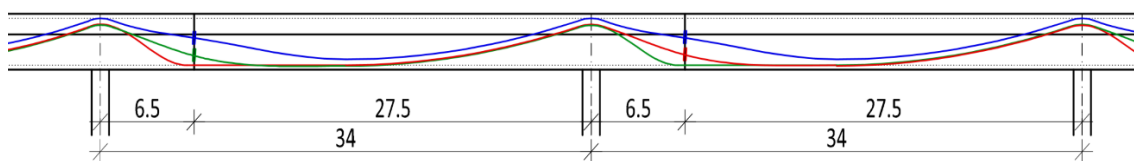
$f = 1,13$  m,  $l = 26,15$  m,  $p = 432,92$  kN/m (vlastní tíha, ostatní stálé + UDL)

$$H = \frac{p * l^2}{8 * f} = \frac{432,92 * 26,15^2}{8 * 1,13} = 32\,747,8 \text{ kN} \quad (4.4)$$

$$n_{nut} = \frac{H}{A_p * F_{pd100}} = \frac{32,7478}{0,000150 * 1067,25} = 204,5 \text{ kusů} \quad (4.5)$$

Navrhují stejně jako v předešlém návrhu 18x kabelů po 15 lanech. Celkový počet lan 270 ks. Celkový počet lan je větší, než počet nutných lan.

Budeme uvažovat se třemi druhy kabelů. První nejvrchnější kabel půjde vždy pouze přes jednu fázi, kde bude kotven. Druhý a třetí druh kabelů půjde přes dvě fáze výstavby.



Obrázek 73 Vedení tří kabelů – podélný pohled

V pracovní spáře budeme kotvit 66 % kabelů. Toto si můžeme dovolit, pokud dodržíme podmínky stanovené v normě ČSN EN 1992-2, Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady ve článku 8.10.4 kde můžeme nalézt: “ V jednom příčném řezu nemá být umístěno více než  $X\%$  spojek předpínací výztuže, pokud není:

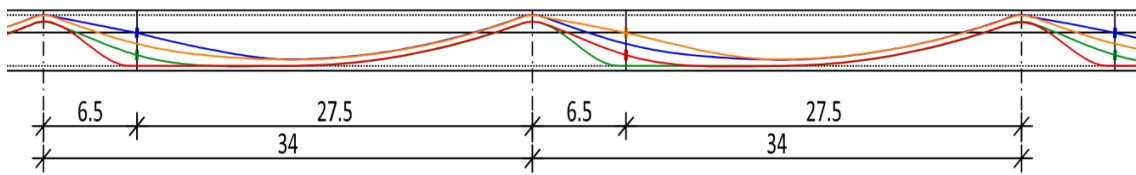
- Navržena průběžná minimální betonářská výztuž podle vztahu (7.1) EN 1992-1-1 (článek 7.3.2) nebo
- V příčném řezu minimální tlakové napětí 3 MPa při charakteristické kombinaci zatížení.

*Poznámka 1: Hodnoty  $X$  a maximální procento předpínací výztuže, spojované v jednom příčném řezu lze stanovit v národní příloze. Doporučené hodnoty jsou 50 %, popř 67 %.* “[04]

A v národní příloze je zmíněno: „V ČR se nesmí spojovat veškerá předpínací výztuž v jednom průřezu. V jednom řezu se smí spojovat max. 50 % předpínací výztuže. V případě, že jsou splněny podmínky čl. 8.10.4 (105) smí se v jednom řezu spojovat max. 67 % předpínací výztuže.“ [04]

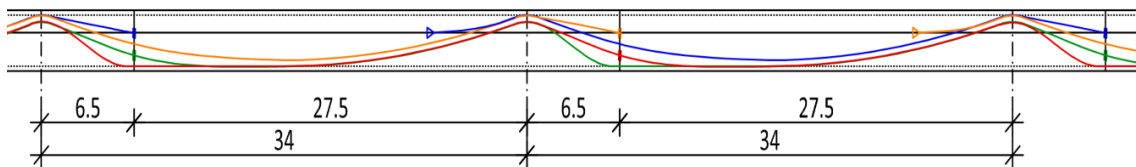
Pro účel bakalářské práce budeme uvažovat, že podmínku s minimální betonářskou výztuží splníme.

Pokud bychom však tyto podmínky nemohli splnit, museli bychom přejít k tomu, že v pracovní spáře by šlo kotvit pouze 50% výztuže. To by šlo dodržet tím, že se přidá ještě jeden druh kabelů, který půjde stejně jako náš první kabel. Pouze by oba kabely procházely přes dvě fáze. Tuto variantu bychom mohli využít, pokud bychom potřebovali více předpínací výztuže v poli.



Obrázek 74 Vedení čtyř kabelů – podélný pohled

Pokud by se nám i přesto nechtělo přidávat další druh kabelů, mohli bychom upravit kabel číslo jedna, tak že by nezačínal spojováním v pracovní spáře na předešlý kabel, ale ukotvil by se pomocí cibulové kotvy za podporou, ideálně v těžišti průřezu. Potom by se dále ukotvil v pracovní spáře, kde by se na něj už nic nekotvilo. Díky tomuto by pracovní spárou procházelo 50 % předpínací výztuže a 50 % by se v pracovní spáře kotvilo.



Obrázek 75 Vedení tří kabelů s pomocí cibulových kotev

## 4.2 Časový průběh fází

V následující tabulce jsou zobrazeny jednotlivé fáze výstavby a doby fází. Začíná se betonáží pilířů, pokračuje se přes betonáž fází hlavní nosné konstrukce a předpínání jednotlivých fází, vysycháním betonu, kdy se objemová tíha zmenší o  $1\text{ kN/m}^3$ . Později počítám s postupným poklesem všech podpor, vystavení ostatního stálého zatížení. A v prvním roce od zahájení výstavby je naplánováno posouzení charakteristické, časté, kvazistálé kombinace pro posudky mezního stavu použitelnosti a taky stanovená kombinace na posudek mezního stavu únosnosti. Stejně kombinace jsou stanoveny i na konec životnosti, tedy na 100 leté.

Fáze	Popis	Od (dny)	Do (dny)	Doba fáze (dny)
0.fáze	Betonáž pilířů	0	14	14
1.fáze	Betonáž hlavní nosné kons.	14	19	5
	Předpínání + odbednění	19	21	2
	Vysychání	21	34	13



2. fáze	Betonáž hlavní nosné kons.	34	39	5
	Předpínání + odbednění	39	41	2
	Vysychání	41	54	13
3. fáze	Betonáž hlavní nosné kons.	54	59	5
	Předpínání + odbednění	59	61	2
	Vysychání	61	74	13
4. fáze	Betonáž hlavní nosné kons.	74	79	5
	Předpínání + odbednění	79	81	2
	Vysychání	81	94	13
5. fáze	Betonáž hlavní nosné kons.	94	99	5
	Předpínání + odbednění	99	101	2
	Vysychání	101	114	13
	Pokles podpor	114	200	86
	Ostatní stálé	200	220	20
Posouzení v 1. roce	Char.	365		
	Čas.	365		
	Kv.	365		
	MSÚ	365		
Posouzení v 100. roce	Char.	36525		
	Čas.	36525		
	Kv.	36525		
	MSÚ	36525		

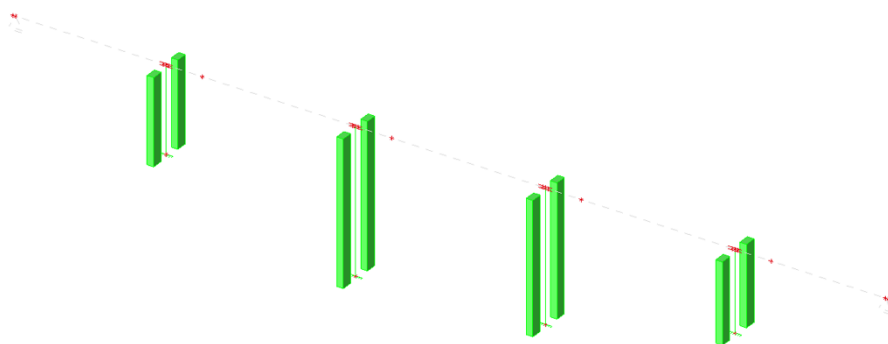
Tabulka 12 Fáze výstavby a posouzení pro variantu s konstantním průřezem

### 4.3 Výstavba

V této části si ukážeme postupnou výstavbu mostní konstrukce. Při betonování hlavní nosní konstrukce je naplánovaná doba ošetřování betonu na 3 dny po betonáži. Konstrukce během výstavby bude podepřena bedněním (liniová podpora). Bednění bude odstraněno den po předepnutí

#### 4.3.1 Fáze 0.

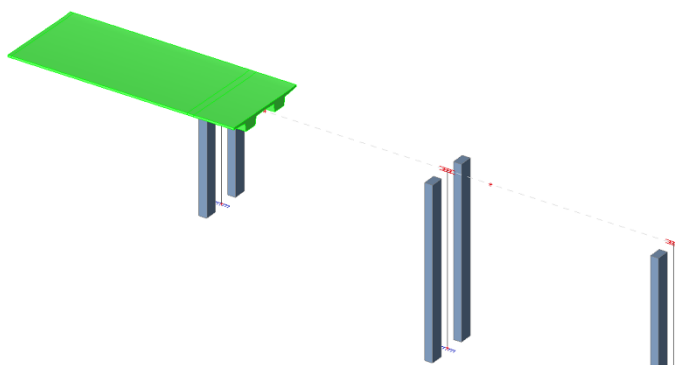
Ve fázi 0. počítáme s tím, že v den 0 budou vybetonovány všechny pilíře až po pracovní spáru mezi pilířem a hlavní nosnou konstrukcí. Pro účel bakalářské práce uvažujeme, že betonáž proběhla najednou, ale ve skutečnosti by se musely pilíře betonovat po několika částech a betonáž by zabrala o mnoho více času.



Obrázek 76 Betonáž pilířů – 0. fáze

#### 4.3.2 Fáze 1.

Fáze 1. se zabývá výstavbou a předepnutím první části hlavní nosné konstrukce. Začátek betonování první fáze je ve 14. dni. K odbednění dochází 20. den výstavby.



Obrázek 77 Betonáž hlavní nosné konstrukce - 1. fáze

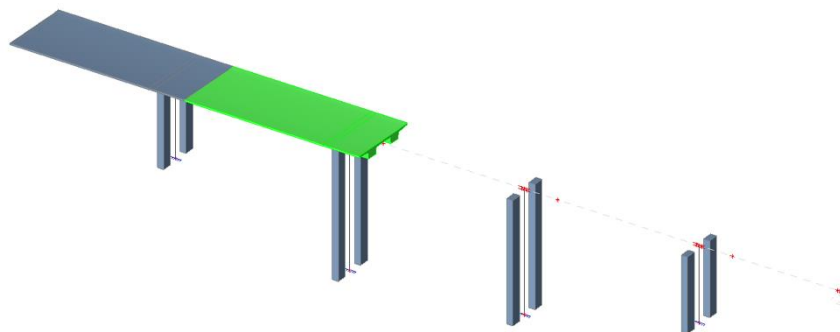
Předpínání první fáze započne 19. den. Předpínáme 12 kabelů po 15 lanech. Kabely jsou rozděleny do dvou trámů, takže na každém trámu předpínáme 6 kabelů, které jsou rozděleny do dvou řad.



Obrázek 78 Předpínání hlavní nosné konstrukce - 1. fáze

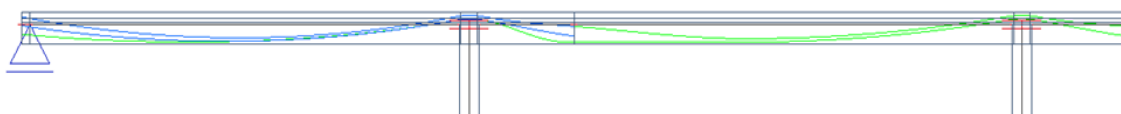
### 4.3.3 Fáze 2.

Začátek betonování druhé fáze je 34. den. K odbednění dochází až po předepnutí a to ve 40. dni.



Obrázek 79 Betonáž hlavní nosné konstrukce - 2. fáze

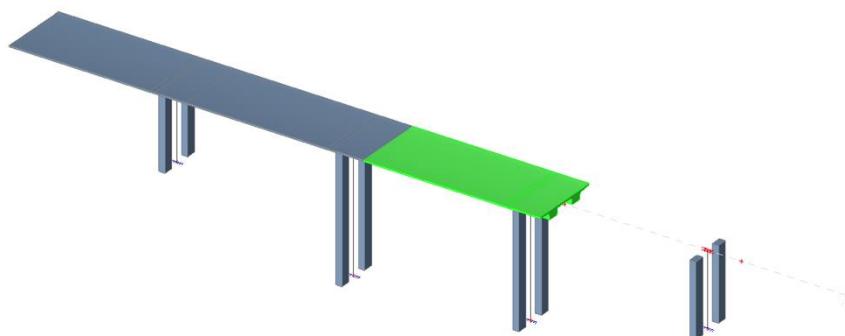
Předpínání druhé fáze započne 39. den. Předpínáme opět 12 kabelů po 15 lanech ve dvou řadách. Horní řada je na délku jedné fáze a druhá dolní řada je na délku první i druhé fáze.



Obrázek 80 Předpínání hlavní nosné konstrukce - 2. fáze

### 4.3.4 Fáze 3.

Betonáž proběhne v 54. dni a k odbednění dochází 60.den.



Obrázek 81 Betonáž hlavní nosné konstrukce - 3. fáze

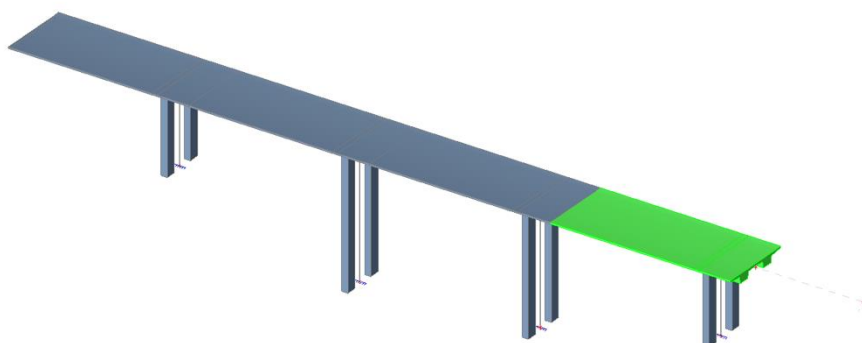
Předpínání třetí fáze započne 59. den. Předpínáme opět 12 kabelů po 15 lanech ve dvou řadách. Horní řada je na délku jedné fáze a druhá dolní řada je na délku druhé i třetí fáze.



Obrázek 82 Předpínání hlavní nosné konstrukce - 3. fáze

#### 4.3.5 Fáze 4.

Betonáž 4. fáze proběhne 74. den a k odbednění dochází v 80. dni.



Obrázek 83 Betonáž hlavní nosné konstrukce - 4. fáze

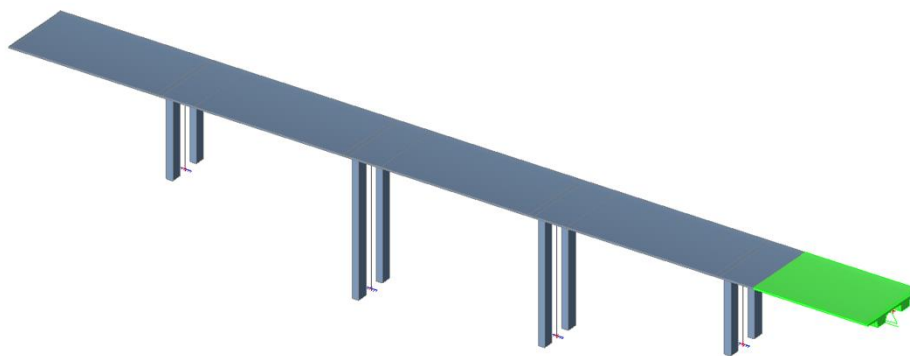
Předpínání čtvrté fáze započne v 79. dni. Předpínáme opět 12 kabelů po 15 lanech ve dvou řadách. Horní řada je na délku jedné fáze a druhá dolní řada je na délku třetí i čtvrté fáze.



Obrázek 84 Předpínání hlavní nosné konstrukce - 4. fáze

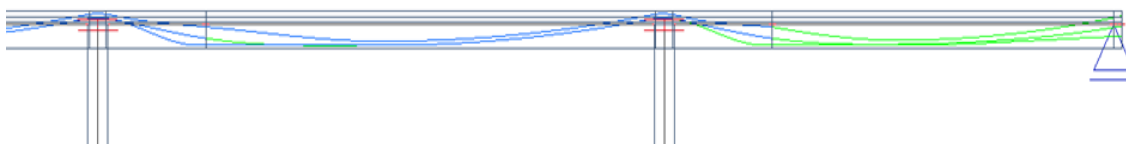
#### 4.3.6 Fáze 5.

Betonáž 5. fáze proběhne 94. den a k odbednění dochází ve 100. dni.

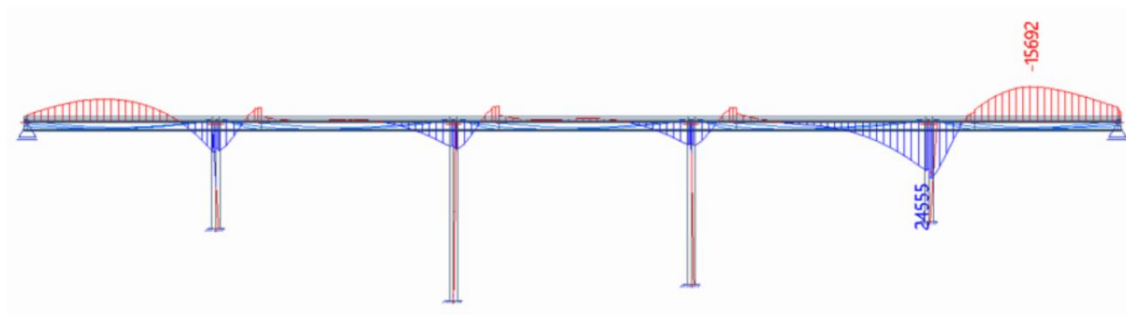


Obrázek 85 Betonáž hlavní nosné konstrukce - 5. fáze

Předpínání poslední páté fáze započne 99. den. Předpínáme opět 18 kabelů po 15 lanech ve třech řadách. Horní a střední řada je na délku poslední fáze a dolní řada je na délku čtvrté a páté fáze.



Obrázek 86 Předpínání hlavní nosné konstrukce - 5. fáze



Obrázek 87 Ohybové momenty po předepnutí 5.části [kNm]

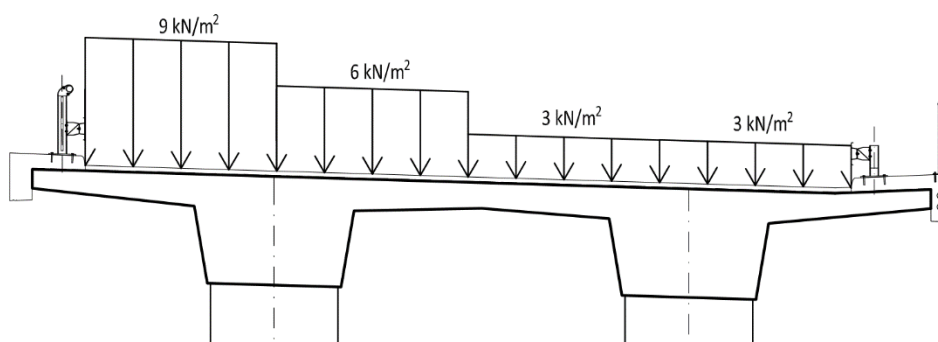
Již z ohybového momentu poslední fáze je vidět, že momenty hlavně v poslední fázi jsou velmi nevyrovnané vůči ostatním momentům, takže budeme muset dále předpětí upravit.

#### 4.4 Příčný roznos

Při zatížení konstrukce dopravou, tedy zatěžovacím modelem LM1, dochází k nerovnoměrnému rozložení zatížení do hlavních nosných prvků. Tímto problémem trpí hlavně trámové konstrukce, kde deska, která spojuje trámy, není dostatečně tuhá na to, aby se zatížení rovnoměrně rozneslo do všech trámů. Pokud bychom s příčným roznosem

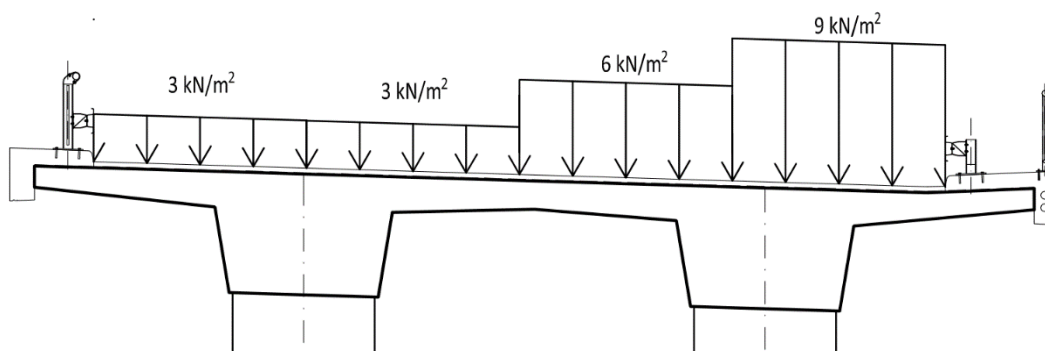
neuvažovali, automaticky bychom uvažovali, že oba trámy přenáší od dopravy stejné zatížení, což se nikdy nenastává. Proto si koeficient příčného roznosu musíme zjistit i u našeho dvoutrámu.

Máme dvě možnosti, které budou vyvolávat největší koeficienty příčného roznosu. První varianta nastává, pokud hlavní zatěžovací pruh je umístěn co nejvíce k jedné straně volné šířky mostu, v našem případě k levé straně. Touto variantou můžeme získat maximální koeficient příčného roznosu pro levý trám.



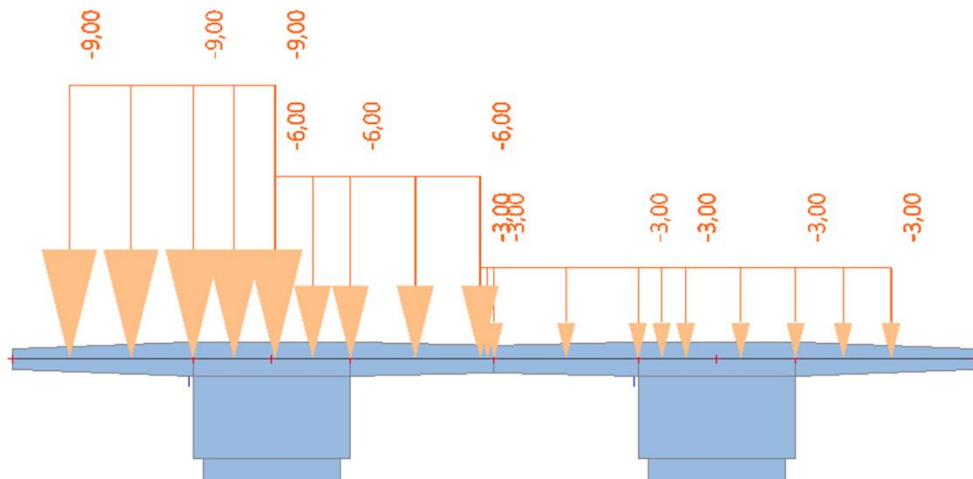
Obrázek 88 První varianta příčného roznosu

Druhá varianta nastává, pokud zatěžovací pruh číslo jedna bude umístěn na druhé straně volné šířky mostu. Touto variantou můžeme získat maximální koeficient příčného roznosu pro pravý trám.



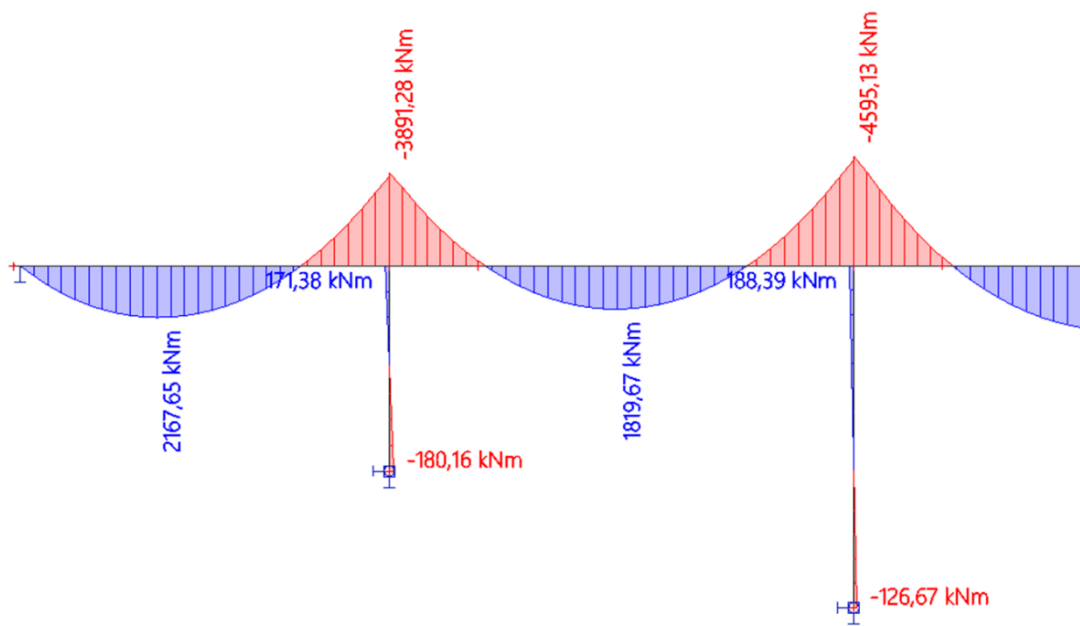
Obrázek 89 Druhá varianta příčného roznosu

Z předešlých obrázků můžeme vidět, že šířka římsy vlevo je menší než vpravo, a tedy zatěžovací pruh s hodnotou 9 kN/m<sup>2</sup> je více vyložený u první varianty, proto taky hodnota příčného roznosu bude větší u první varianty. Dále si vytvoříme deskový model se žebry, ale pro dvoutrám bez příčného sklonu. Příčný sklon v rámci bakalářské práce zanedbáváme.

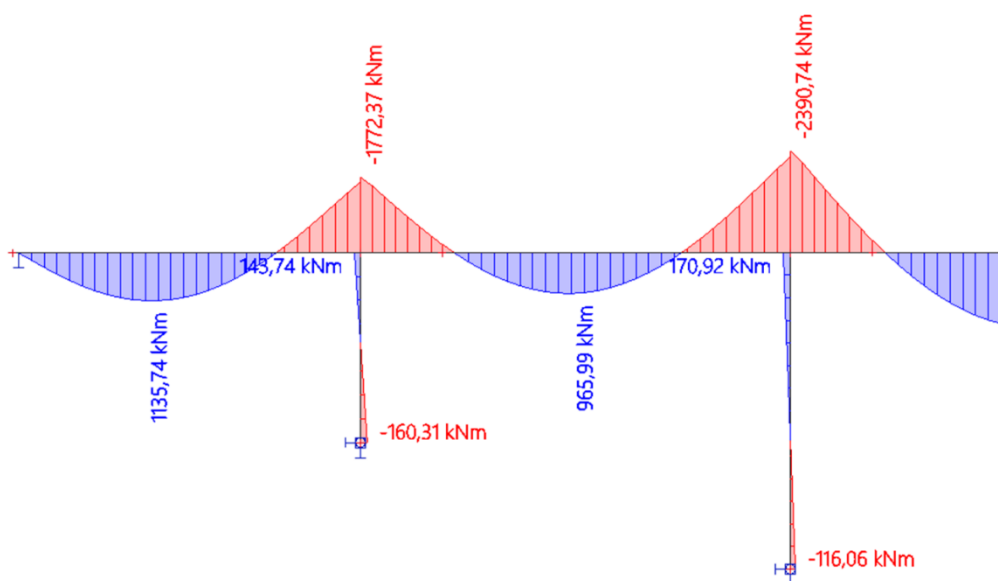


Obrázek 90 Deskový model příčného roznosu [kN]

Od zatížení si necháme vypočítat ohybový moment pro levý trám a pro pravý trám. Z hodnot dále spočítáme příčný roznos.



Obrázek 91 Ohybové momenty na levém trámu



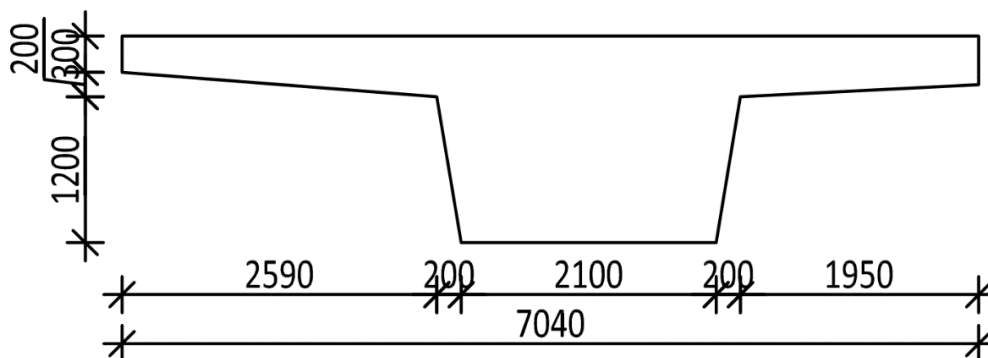
Obrázek 92 Ohybové momenty na pravém trámu

Jak lze vidět z následující tabulky, tak koeficient příčného roznosu je ve všech místech na nosníku skoro stejný. Hodnota se liší pouze v řádech setin, proto budeme brát jako koeficient příčného roznosu průměr hodnot, který je 0,66.

Moment	V krajním poli	Nad prvním pilířem	V poli	Nad druhým pilířem
Levý trám [kNm]	2167,65	-3891,28	1819,67	-4595,13
Pravý trám [kNm]	1135,74	-1772,37	965,99	-2390,74
Koeficient p. r.	0,656	0,687	0,653	0,658

Tabulka 13 Hodnoty ohybových momentů a koeficientu příčného roznosu

Musíme si uvědomit, že koeficient příčného roznosu pro zatížení dopravou je stanovený pouze na jeden trám. Proto pro další výpočty si vytvoříme pouze jednotrámový model, který budeme posuzovat, upravovat. Jednotrám bude polovina předešlého dvoutrámu a bude vypadat následovně.

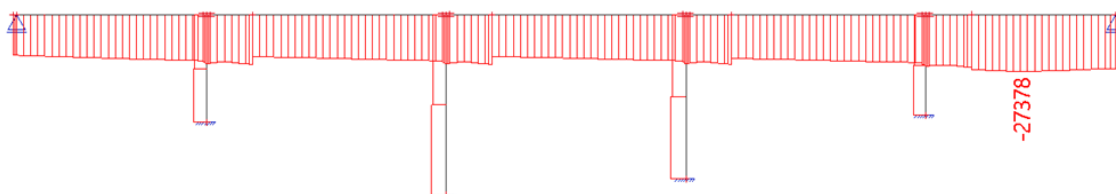


Obrázek 93 Příčný řez jednotrámem [mm]



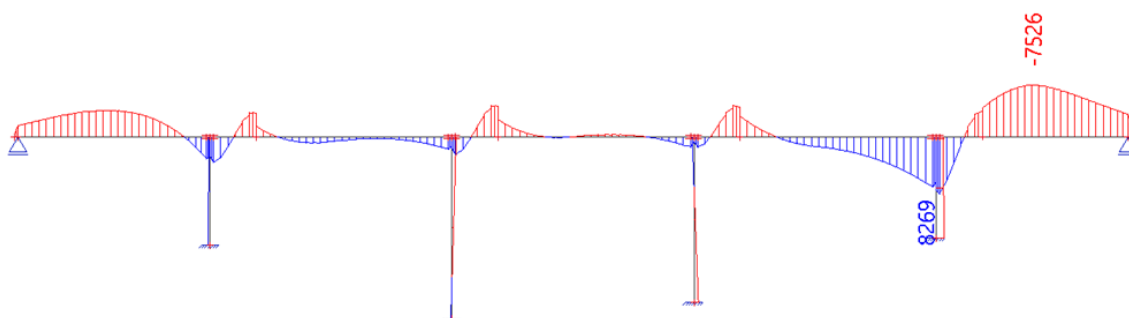
## 4.5 Chování celé konstrukce

Na konstrukci s průřezem jednostrámu, který charakterizuje nejnamáhavější půlku, se koukneme po dokončení výstavby, na konci životnosti a postupně si rozebereme jednotlivé zatížení s působícím předpětím. Opět byl vytvořen model bez příčného a podélného sklonu a bez půdorysného zakřivení. Na hlavní nosný trám působí předpětí, které vytváří normálovou sílu o maximální hodnotě 27,4 MN.



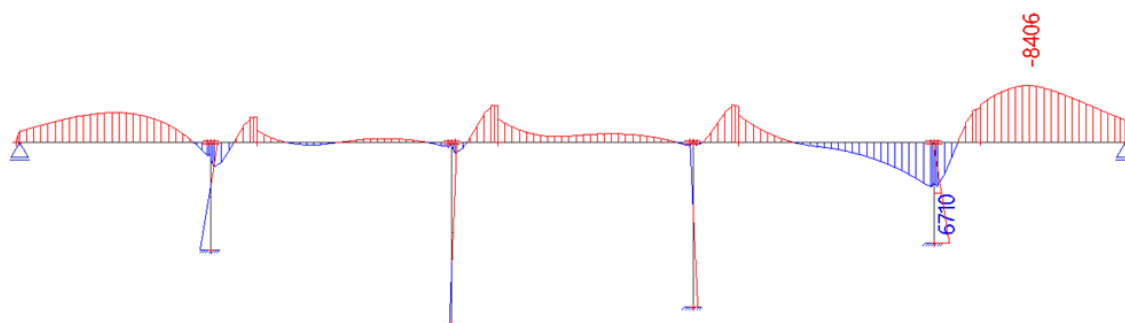
Obrázek 94 Normálová síla [kN]

Od účinku zatížení vlastní tíhou a působení předpětí získáme ohybový moment.



Obrázek 95 Ohybový moment od vlastní tíhy po uvedení do provozu [kNm]

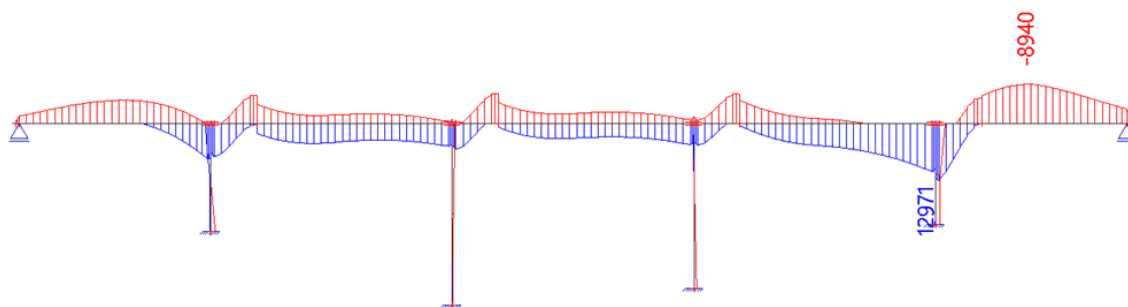
Z ohybových momentů od vlastní tíhy a s předpětím lze vidět, že průběh je velmi nevyrovnaný. V prvním poli by měl být ohybový moment přibližně stejný jako v posledním poli. Ale v našem případě je poslední ohybový moment v násobku větší. Také u nadpodporového momentu u čtvrtého pilíře je maximální kladný ohybový moment, který je nerovnoměrný vůči ostatním nadpodporovým ohybovým momentům.



Obrázek 96 Ohybový moment od vlastní tíhy na konci životnosti [kNm]

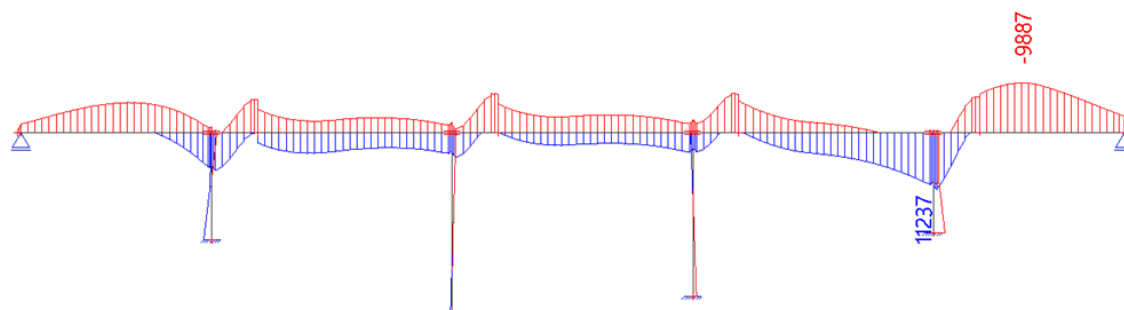
Na konci životnosti se záporné ohybové momenty od vlastní tíhy zvětšily, a kladné ohybové momenty zmenšily. Tento stav se stal kvůli smršťování a dotvarování betonu a relaxaci předpínacích lan.

Dále si rozebereme stav, kdy působí proměnné zatížení od nerovnoměrné složky teploty, vlastní tíha s předpětím.



Obrázek 97 Obálka ohybových momentů od vlastní tíhy a nerovnoměrné teploty po uvedení do provozu [kNm]

Jak lze vidět z obrázku, tak nerovnoměrná složka teploty mírně zvýší ohybové momenty oproti zatížení pouze vlastní tíhou. Maximální kladný ohybový moment se zvýšil na 12,9 MNm a maximální záporný se zvýšil pouze o 440 kNm.

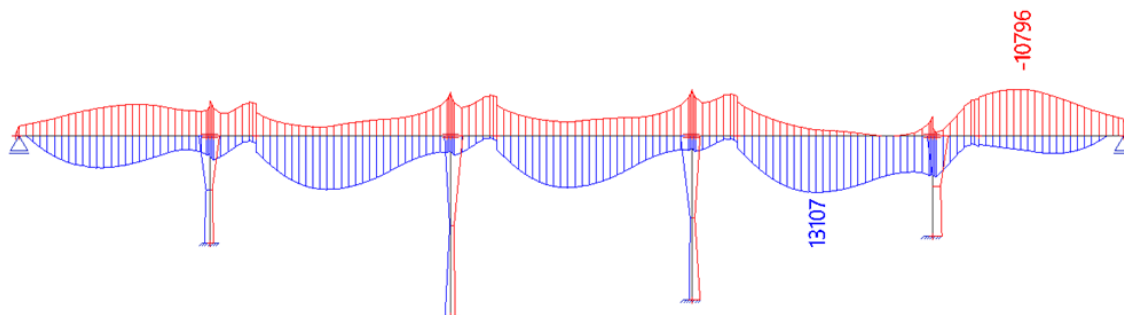


Obrázek 98 Obálka ohybových momentů od vlastní tíhy a nerovnoměrné teploty na konci životnosti [kNm]

Ohybové momenty na konci životnosti oproti ohybovým momentům po dokončení se zvýšily pouze o změnu, která je spjata se smrštěním a dotvarováním betonu, relaxací předpínacích lan způsobenou stálým zatížením od vlastní tíhy konstrukce.

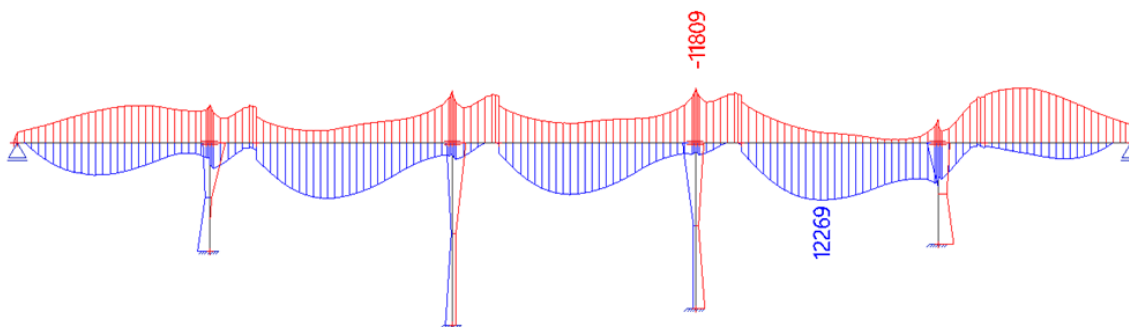
Dále si rozebereme stav, kdy působí proměnné zatížení od dopravy s koeficientem příčného roznosu 0,66, vlastní tíha s předpětím.

Průběh ohybových momentů se rapidně zvedl. Maximální kladná hodnota už není u čtvrtého pilíř, ale v poli mezi třetím a čtvrtým pilířem a její velikost je 13,1 MNm. Maximální záporný moment je opět v posledním poli o hodnotě -10,8 MNm.



Obrázek 99 Obálka ohybových momentů od vlastní tíhy a dopravy po uvedení do provozu [kNm]

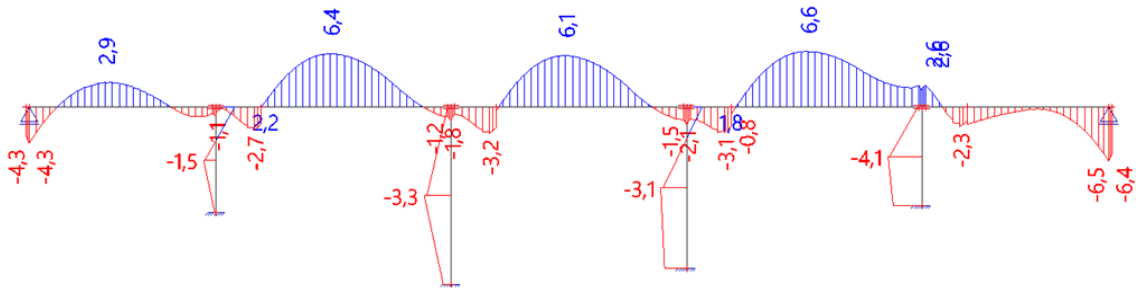
Na konci životnosti se průběh oproti stavu po dokončení opět změnil a změnil se i maximální záporný ohybový moment, který je momentálně nad třetím pilířem.



Obrázek 100 Obálka ohybových momentů od vlastní tíhy a dopravy na konci životnosti [kNm]

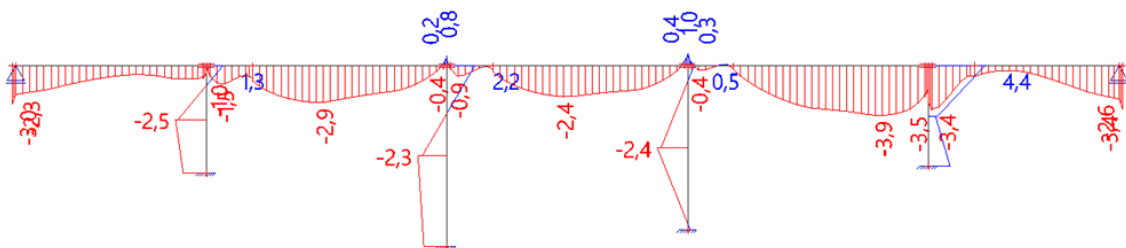
Pokud porovnáme ohybové momenty od vlastní tíhy a teploty, a vlastní tíhy a dopravy, tak největší hodnoty vznikají právě u zatížení vlastní tíhou a dopravou. Proto zde bude vznikat i největší namáhání, a právě proto bych dále navrhoval a posuzoval předpínací výztuž právě na tento stav, který je dominantní.

Pomocí ohybových momentů a normálových sil můžeme nechat vykreslit napětí po průřezu. Necháme si vykreslit pro kladný ohybový moment na dolních vláknech, kde může vzniknout tahové napětí.



Obrázek 101 Normálové napětí na dolních vláknech [MPa]

Necháme si vykreslit ještě napětí pro záporný ohybový moment na horních vláknech.



Obrázek 102 Normálové napětí na horních vláknech [MPa]

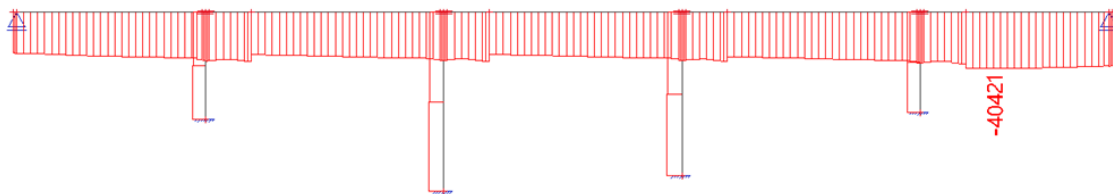
Jak je vidět z průběhu napětí na dolních vláknech, tak momentální návrh předpínací výztuže není vhodný a v polích vznikají tahová napětí, která by způsobila tahové trhliny. Tomuto stavu se snažíme předejít. Snaha je navrhnout předpínací výztuž tak, aby ve stavu dokončení nevznikala kladná (tahová) napětí.

V polích vzniká tahové napětí o velikosti až 6,6 MPa, úprava předpínací výztuže v tomto místě není až tak jednoduchá. U výztuže můžeme změnit ohybovou složku nebo normálovou složku předpětí. Ohybovou složku v poli bohužel máme vyčerpanou (pokud nechceme změnit velikost průřezu), jelikož jsme na maximální excentricitě, abychom zachovali minimální krytí pro kanálek. Jediná možnost je úprava normálové složky předpětí, kterou můžeme změnit v počtu kabelů a počtu lan. Pokud by změna kabelů a lan nebyla úspěšná, budeme muset změnit velikost průřezu.

V dalším návrhu se pokusíme změnit trajektorii kabelů, počet kabelů a lan tak, aby se páte pole vyrovnalo s prvním polem a aby napětí uprostřed polí nebylo tahové.

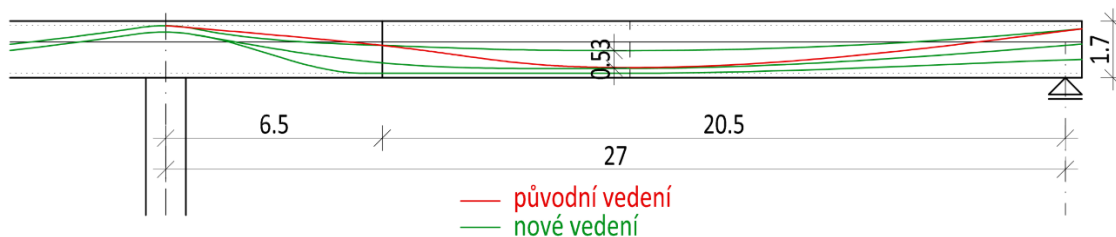
## 4.6 Změna předpětí 2

Hlavní změnou v této variantě je zvýšení počtu lan v kabelu. V minulé variantě jsme měli 9 kabelů po 15 lanech na jednostráně a ty jsme zvýšili na 9 kabelů o 22 lanech. Celkový počet lan se tedy zvětšil na 198 lan. Větší počet lan způsobuje větší normálovou složku předpětí.



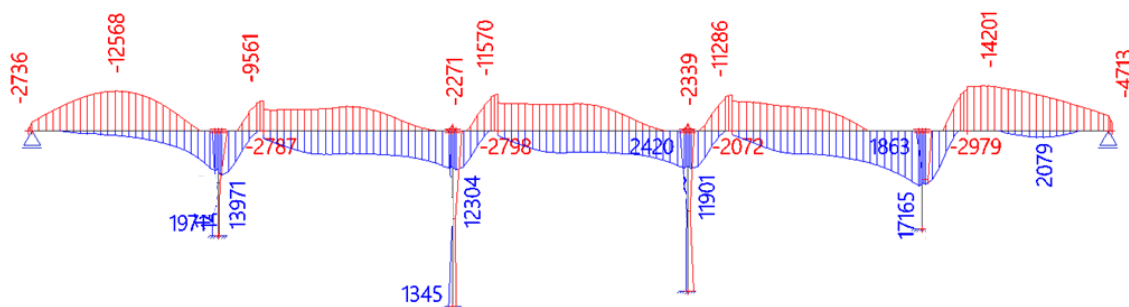
Obrázek 103 Normálová síla [kN]

Dále jsme upravili excentricitu kabelů v posledním pátém poli. Kabely průměrně snížily svoji excentricitu od těžiště přibližně o 0,2 m.



Obrázek 104 Schéma změny vedení předpínací výztuže [m]

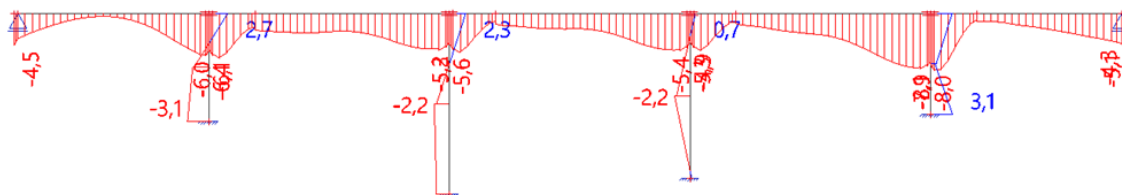
Snaha je dodržení minimální vzdálenosti mezi lany v pracovní spáře pro kotvení a spojování.



Obrázek 105 Obálka ohybových momentů od zatížení vlastní tíhy a dopravy po uvedení do provozu [kNm]

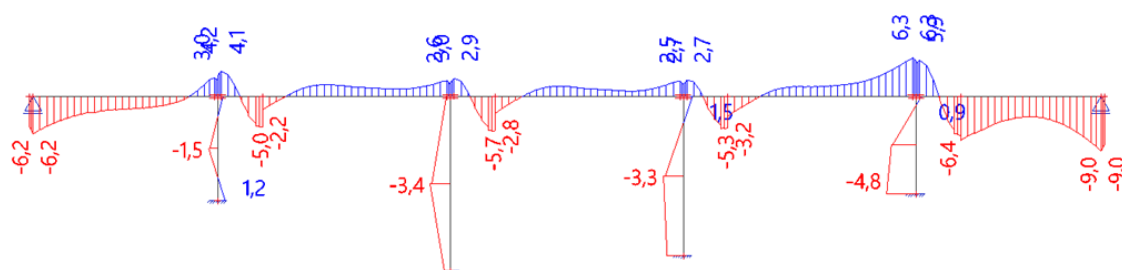
Na ohybových momentech lze vidět, že je stále nevyrovnaný. Maximální záporný ohybový moment se oproti předešlé variantě zvedl až na hodnotu -14,2 MNm. Dále je

vidět, že ohybové momenty nad podporou jsou stále větší. Pomocí ohybových momentů a normálových sil můžeme nechat vykreslit napětí po průřezu.



Obrázek 106 Normálové napětí na horních vláknech od záporného momentu po uvedení do provozu [MPa]

Na horních vláknech od záporného momentu nám nevzniklo žádné kladné napětí.



Obrázek 107 Nor. napětí na dolních vláknech od kladného záporného momentu po uvedení do provozu [MPa]

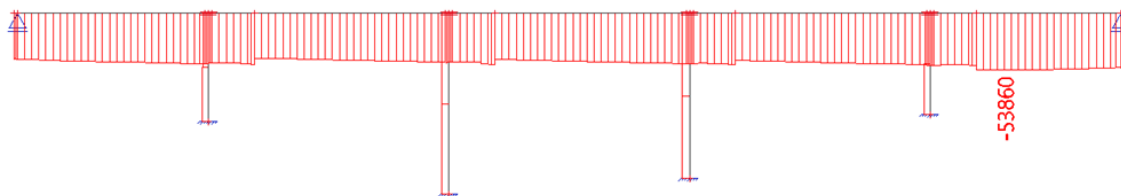
Na dolních vláknech na mnoha místech vzniká tahové napětí. Maximální tahové napětí je nad čtvrtým pilířem s hodnotou 6,3 MPa. Tato hodnota je extrémní kvůli „předimenzování“ předpínací výztuže. Je převážně způsobena předpínací výztuží, která vyvolává nad podporou větší ohybový moment, než který vzniká od vlastní tíhy a od dopravy. Tento problém vzniká nad každým pilířem. Odstranit tento problém můžeme zmenšením excentricity kabelů od těžiště, nebo zvětšením poloměru zakřivení. Bohužel i v poli vzniká tahové napětí o hodnotě přibližně 2,5 MPa. Jak už bylo popsáno v předešlé kapitole, tak můžeme změnit počet kabelů a počet lan, abychom zvýšili normálovou složku předpětí.

V další variantě se budeme snažit zmenšit tahové napětí úpravou počtu kabelů a lan a trajektorii předpínací výztuže.

## 4.7 Změna předpětí 3

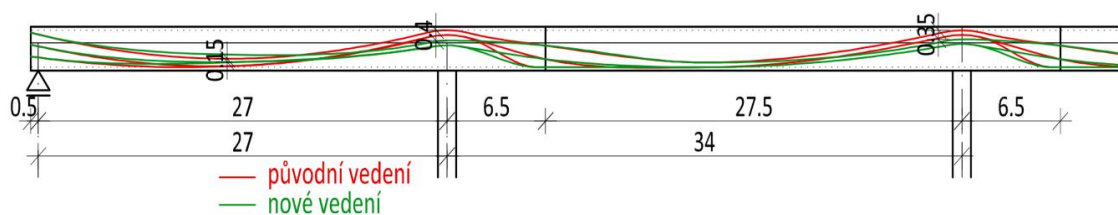
Po několika variantách předpětí jsme se dostali k tomu, že při zatížení dopravou nevznikne tahové napětí. Hlavní změna je opět v předpětí, u kterého jsme opět zvýšili

počet kabelů a lan v kabelu. Počet kanálků se zvětšil na 12 kusů po 22 lanech. Celkový počet lan na náš jednostrán vychází na 264 lan. Větší počet lan způsobuje větší normálovou složku předpětí.



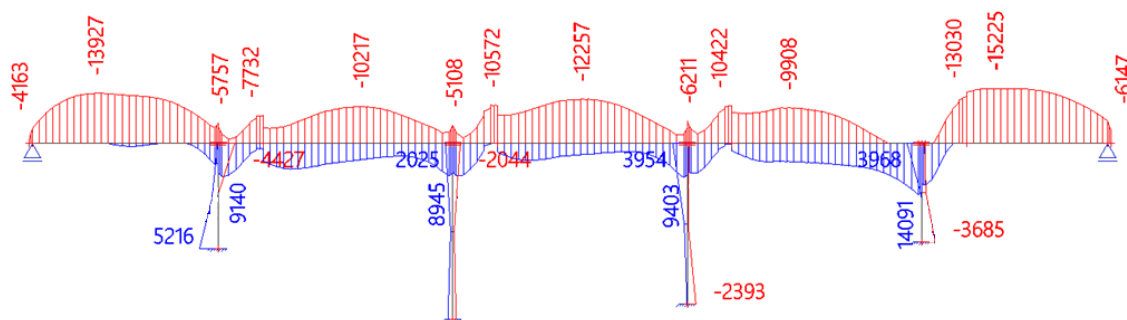
Obrázek 108 Normálová síla [kN]

Kvůli zvýšení síly v předpínací výztuži je zapotřebí zmenšit excentricitu kabelů nad podporou. U vnějších pilířů je excentricita kabelu od těžiště o 400 mm snížena a u vnitřních pilířů je změna excentricity snížena o 350 mm. Dále se zmenšila excentricita i u kabelů v prvním poli.



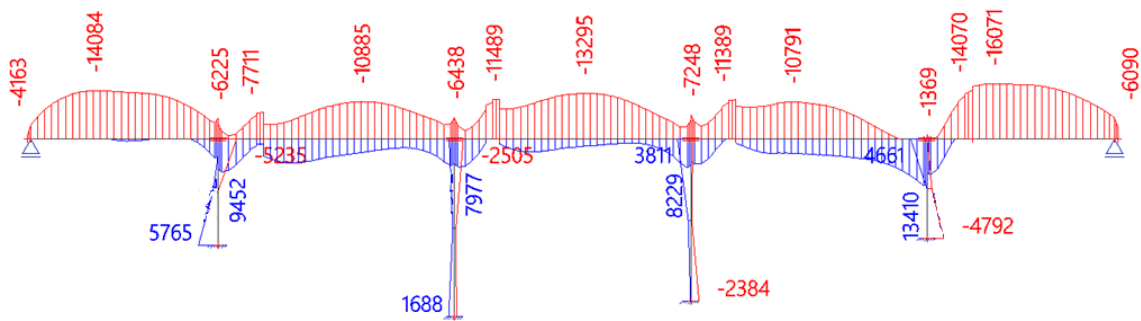
Obrázek 109 Schéma změny vedení předpínací výztuže [m]

Díky těmto úpravám vychází vyváženější průběh ohybových momentů pro zatížení od vlastní tíhy a od dopravy.



Obrázek 110 Obálka ohybových momentů od zatížení vlastní tíhy a dopravy po dokončení [kNm]

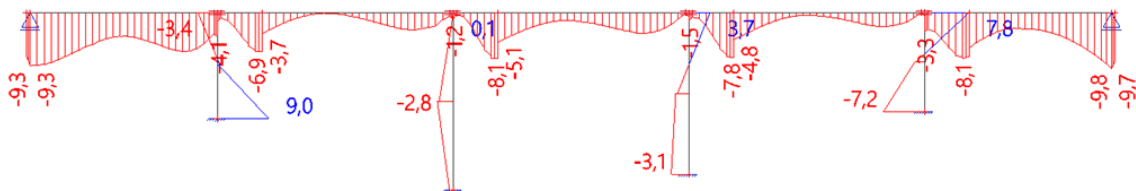
I přesto vychází maximální kladný moment nad podporou u čtvrtého pilíře. Tato hodnota je vůči ostatním kladným momentům nerovnoměrná.



Obrázek 111 Obálka ohybových momentů od vlastní tíhy a dopravy na konci životnosti [kNm]

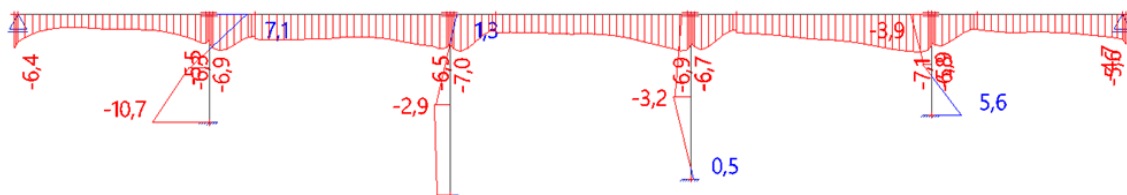
Jak můžeme vidět, tak na konci životnosti se opět kladné ohybové momenty sníží a záporné zvětší. V krajních polích je stále poměrně značný ohybový moment, který bychom mohli dále snížit vynecháním jedné řady kabelů.

Pomocí normálových sil, a ohybových momentů si necháme vykreslit normálové napětí, které nám určí, zda stále jsou nějaké tahové oblasti.



Obrázek 112 Normálové napětí v dolních vláknech po uvedení do provozu [MPa]

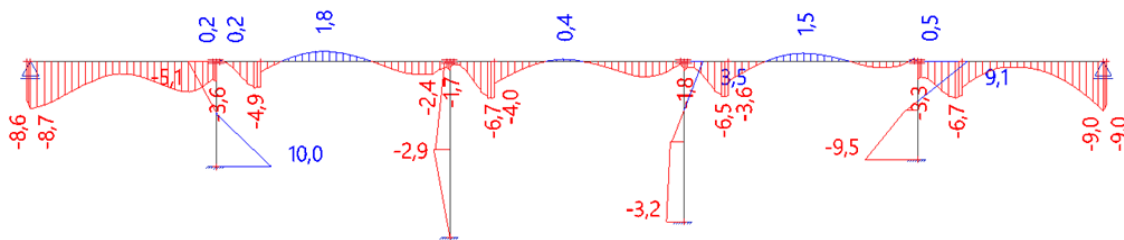
Konečně jsme se dostali do stavu, kdy normálové napětí na dolních vláknech hlavní nosné konstrukce nevykazuje žádné tahové napětí.



Obrázek 113 Normálové napětí v horních vláknech po uvedení do provozu [MPa]

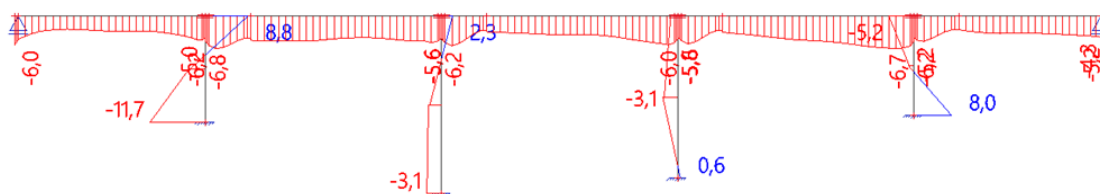
I normálové napětí na horních vláknech po uvedení do provozu nevykazuje žádné tahové napětí.





Obrázek 114 Normálové napětí v dolních vláknech na konci životnosti [MPa]

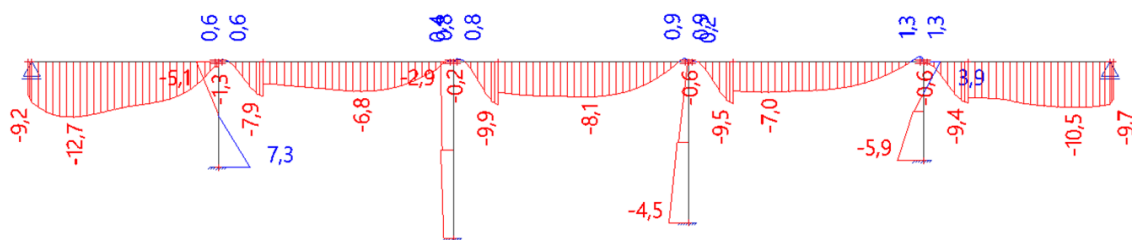
Bohužel, na konci životnosti normálové napětí na dolních vláknech při zatížení vlastní tíhou a dopravou způsobují tahové napětí v poli. Maximální hodnota v tahu je 1,8 MPa.



Obrázek 115 Normálové napětí v horních vláknech na konci životnosti [MPa]

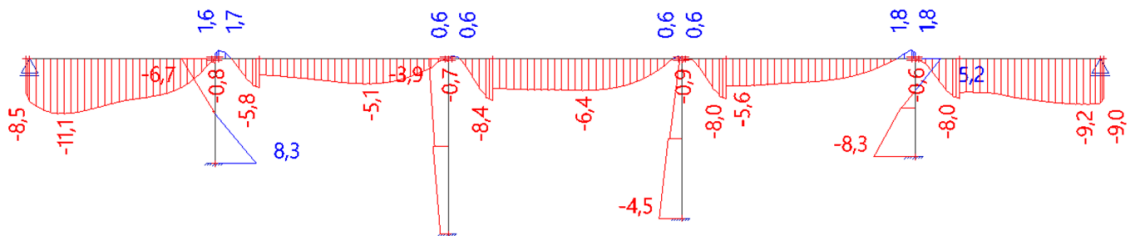
Napětí v horních vláknech na konci životnosti na hlavní nosné konstrukci je pouze v tlaku, a není zde žádný tah.

Pokud si necháme vykreslit napětí na dolních vláknech při kvazistálé kombinaci v uvedení do provozu, dostáváme průběh napětí, které je na několika místech v tahu. Tahové napětí u kvazistálé kombinace je nepřijatelné i na konci životnosti. Největší tahové napětí je nad podporou a toto napětí můžeme omezit zmenšením excentricity kabelů nad podporou.



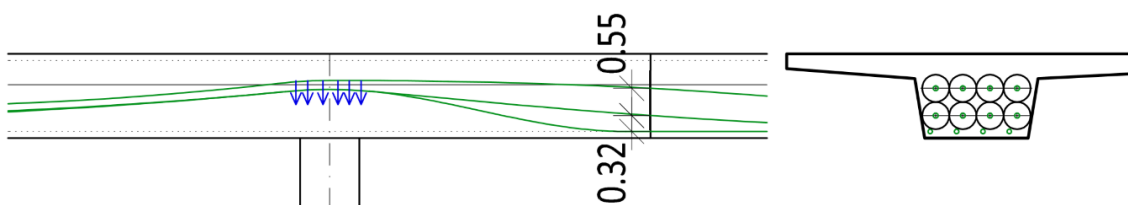
Obrázek 116 Normálové napětí v dolních vláknech při kvazistálé kombinaci po uvedení do provozu [MPa]

Napětí na dolních vláknech při kvazistálé kombinaci na konci životnosti se oproti uvedení do provozu ještě zvýšilo. A maximální hodnota je 1,8 MPa. Toto napětí musíme v další variantě snížit.



Obrázek 117 Normálové napětí v dolních vláknech při kvazistálé kombinaci na konci životnosti [MPa]

Excentricitu nad podporou musíme změnit tak, abychom dodrželi minimální vzdálenosti nutné pro kotvení v pracovní spáře a zároveň, aby výztuž procházela plynule bez zbytečných zaoblení, které by způsobovalo síly tam, kde nejsou žádané. Na následujícím obrázku jsou vidět minimální vzdálenosti kotev v pracovní spáře a šipky naznačují místo, kde musíme snížit excentricitu předpětí.

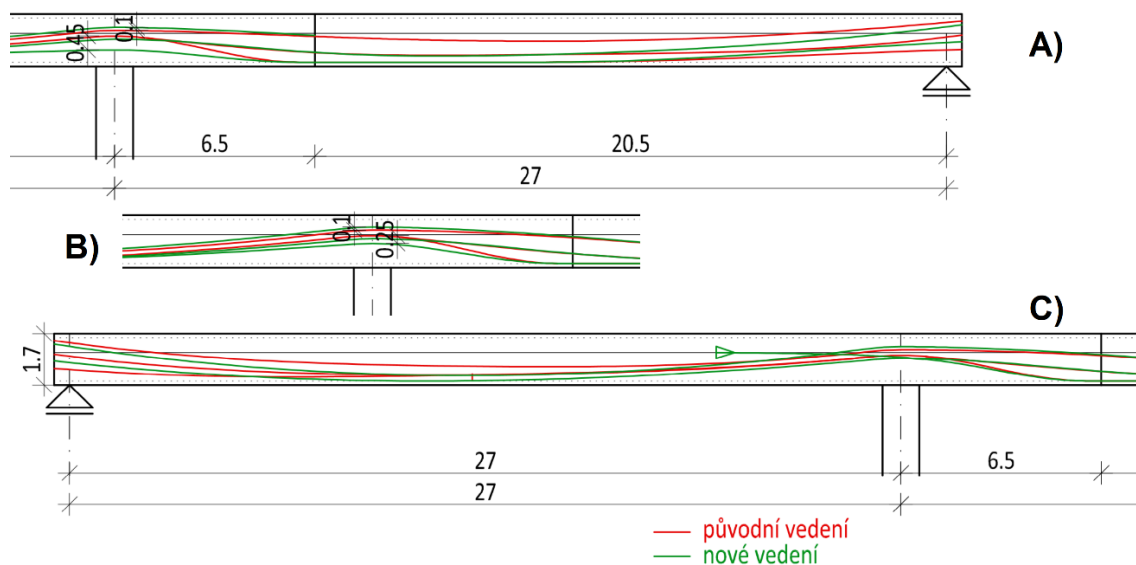


Obrázek 118 Schéma snahy snížení kabelů, příčný řez v pracovní spáře

V další variantě předpětí se pokusíme snížit tahové napětí nad podporou v kvazistálé kombinaci tak, že snížíme excentricitu kabelů nad podporou. Dále zkusíme upravit první a poslední (krajní) pole, aby zde nebyla předpínací výztuž zbytečně.

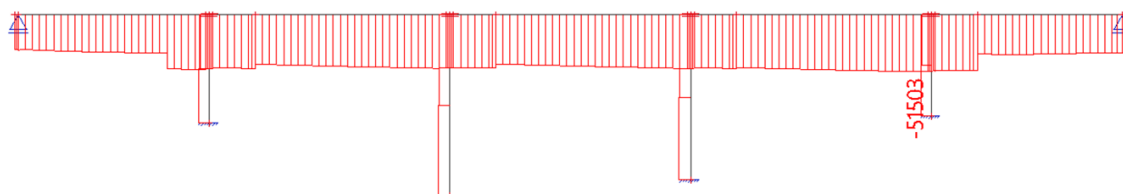
## 4.8 Změna předpětí 4

V této variantě jsme zredukovali počet lan v prvním a v pátém poli, kde je momentálně 8 kabelů po 22 lanech. V ostatních polích je stále 12 kabelů po 22 lanech. V prvním poli používáme cibulovou kotvu, která je umístěna v těžišti průřezu. Dále jsme změnili excentricitu kabelů v prvním a pátém poli, kde díky zredukování kabelů jsme museli excentricitu opět zvětšit. Dále abychom zmenšili normálové napětí nad podporou od kvazistálé kombinace jsme upravili trajektorii kabelů. U vrchního kabelu jsme excentricitu zvětšili tak, aby kabel lépe procházel pracovní spárou. U dolních kabelů jsme zase zaoblení snížili až o 0,45m.



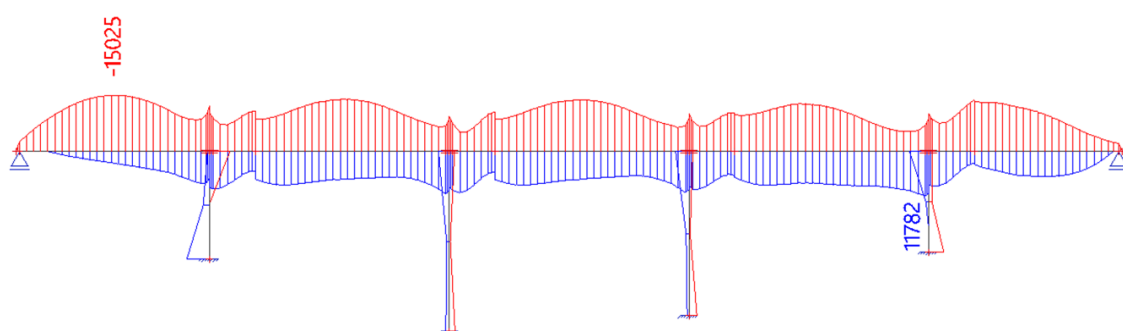
Obrázek 119 Změny ve vedení kabelů A) páté pole, B) nad vnitřním pilířem, C) první pole

Na průběhu normálové síly můžeme vidět snížení hodnoty v prvním a v pátém poli, které jsme dostali díky zredukování předpínacích kabelů.



Obrázek 120 Normálová síla [kN]

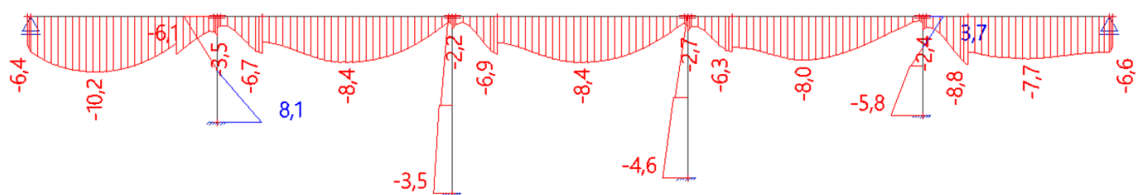
Nechali jsme si vykreslit obálku ohybových momentů od charakteristické kombinaci.



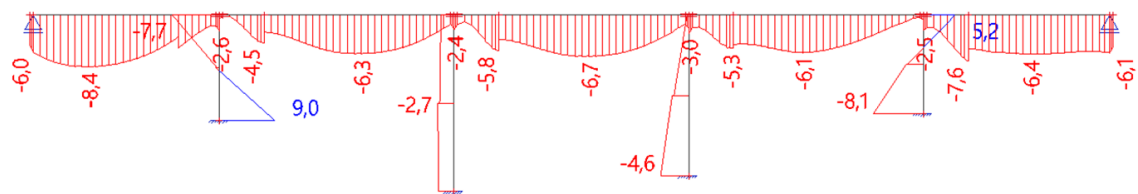
Obrázek 121 Obálka ohybových momentů od charakteristické kombinace [kNm]

Obálka ohybových momentů vychází velmi vyváženě, všechny hodnoty jsou převážně stejné.

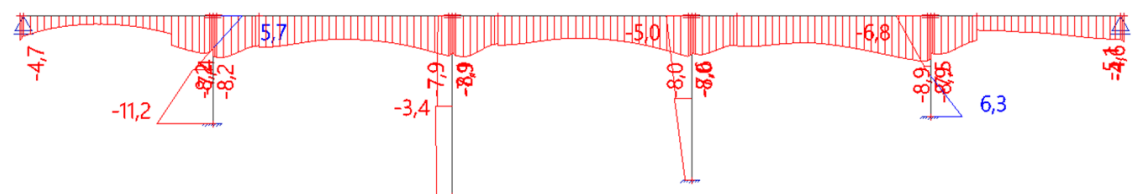
Snaha v této variantě bylo omezit normálové napětí při kvazistálé kombinaci tak, aby nevznikal žádný tah jak v uvedení do provozu, tak na konci životnosti.



Obrázek 122 Normálové napětí na dolních vláknech od kvazistálé kombinace v uvedení do provozu [MPa]



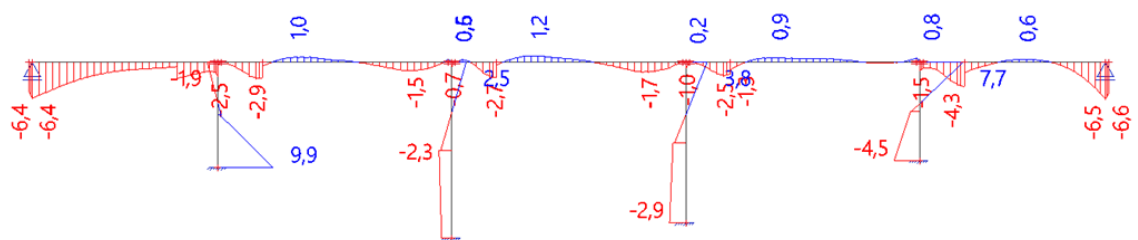
Obrázek 123 Normálové napětí na dolních vláknech od kvazistálé kombinace na konci životnosti [MPa]



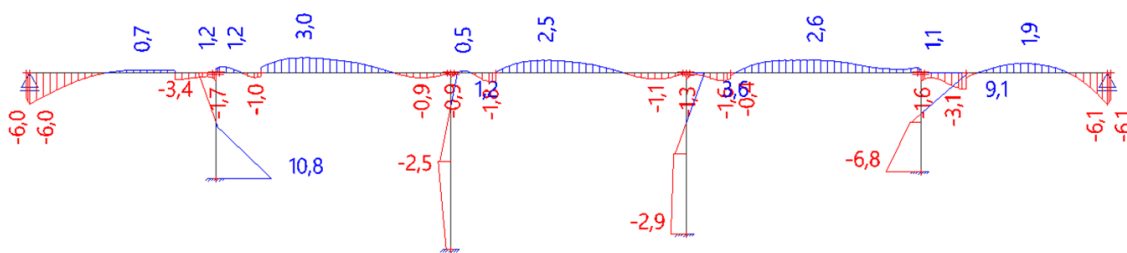
Obrázek 124 Normálové napětí na horních vláknech od kvazistálé kombinace na konci životnosti [MPa]

Jak lze vidět z průběhu normálových napětí na horních a dolních vláknech při kvazistálé kombinaci tak nám nikde nevzniká tahové napětí. Nejnižší hodnota je 0,2 MPa v tlaku na konci životnosti. Díky tomu, že už nám nikde nevzniká tahové napětí nemusíme dále měnit předpínací výztuž.

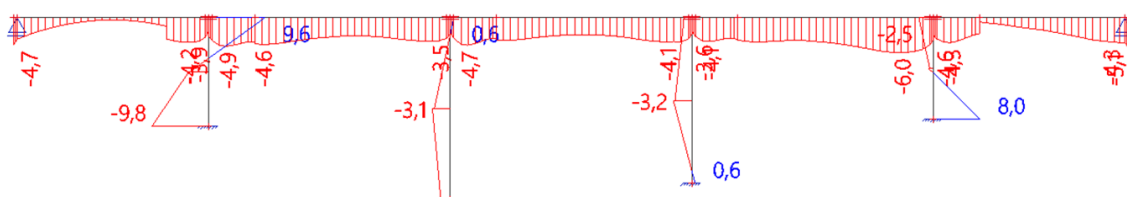
Dále si necháme vykreslit normálové napětí při charakteristické kombinaci.



Obrázek 125 Normálové napětí na dolních vláknech od charakteristické kombinace v uvedení do provozu [MPa]



Obrázek 126 Normálové napětí na dolních vláknech od charakteristické kombinace na konci životnosti [MPa]



Obrázek 127 Normálové napětí na horních vláknech od charakteristické kombinace na konci životnosti [MPa]

Z průběhu normálového napětí při charakteristické kombinaci na dolních vláknech vzniká tah, který se na konci životnosti zvedne až na maximální hodnotu, která je 3,0 MPa. Tato hodnota je menší než maximální tahová pevnost betonu, která je  $f_{ctm} = 3,2$  MPa. V tomto případě by neměly vznikat tahové trhliny, které by mohly ohrozit životnost konstrukce.

Pokud bychom chtěli snížit tahové napětí v poli v charakteristické kombinaci na konci životnosti, museli bychom změnit výšku průřezu, šířku trámu, nebo přidat další druh předpínacích kabelů (varianta se 4 druhy kabelů viz [4.1](#)).

Tuto změnu předpínací výztuže bych bral jako finální.

## 4.9 Posouzení MSP

V této kapitole porovnáme napětí po průřezu v různých stádiích výstavby s podmínkami tak, abychom zabránili vzniku podélných a příčných trhlin. Budeme uvažovat s omezením napětí a omezením trhlin.

### 4.9.1 Omezení napětí a omezení trhlin

Pro tlakové napětí v betonu platí, že maximální hodnota při charakteristické kombinaci zatížení je  $0,6f_{ck}$ . V našem případě je tato hodnota  $0,6 * f_{ck} = 0,6 * 35 = 21,00$  MPa.

Dále při kvazistálé kombinaci zatížení pokud splníme  $0,45f_{ck}$  bychom mohli počítat s lineárním dotvarováním, v našem výpočtu jsme počítali nelineárně, ale i přesto si vezmeme tuto hodnotu na posouzení.  $0,45 * f_{ck} = 0,45 * 35 = 15,750$  MPa

V čase při předpínání musí být maximální napětí v tlaku  $0,6 f_{ck}(t)$ . Hodnotu  $f_{ck}(t)$  jsme si ještě zatím nestanovovali. Pevnosti betonu v čase  $t=5$  dní se stanoví pomocí následujících vzorců.

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8,0 [MPa] \quad (4.6)$$

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) * f_{cm} \quad (4.7)$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[ 1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right] \right\} \quad (4.8)$$

Uvažujeme s rychle tvrdnoucím cementem  $s=0,2$ , a vychází nám  $\beta_{cc}(5) = 0,760$ ,  $f_{cm}(5) = 32,717$  MPa,  $f_{ck}(5) = 24,717$  MPa. Při posuzování konstrukce tedy budeme uvažovat s hodnotou  $0,6 * 24,717 = 14,830$  MPa. Ještě si musíme stanovit  $f_{ck}$  pro 25 den kdy dojde k předepnutí další fáze a předchozí fáze stále nebude mít 28denní pevnost.  $F_{ck}(25) = 34,50$  MPa.

Pro zjištění pevnosti v tahu v čase  $t= 5$  dní se stanoví pomocí následujícího vztahu.

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^{\alpha} * f_{ctm} \quad (4.9)$$

Uvažujeme s hodnotou  $\alpha = 1$  a vychází nám  $f_{ctm}(5) = 2,432$  MPa,  $f_{ctm}(25) = 3,163$  MPa

Při hledání více požadavků pro omezení trhlin v mezním stavu použitelnosti jsme vyhledali podmínku v normě ČSN EN 1992-2 tabulka 7.101N, která doporučuje

maximální velikost trhliny  $w_{max}$  pro daný stupeň vlivu prostředí v závislosti na typu předpjaté výztuže. Pro naše prostředí XC4, XD3 a prvek se soudržnou předpjatou výztuží je doporučena dekomprese při časté kombinaci zatížení. Dále je zde doplňující poznámka, která vysvětluje, co znamená dekomprese. „*Všechn beton v určité vzdálenosti od soudržné předpínací výztuže nebo od kanálku bude tlačný při definovaném zatížení [04]*“. Vzdálenost je pro náš případ stanovena na 100 mm. Na tento požadavek jsme dosud nenavrhovali ani s ním neuvažovali.

V následující tabulce jsou vypsány vždy maximální a minimální hodnoty normálového napětí na dolních a horních vláknech. K těmto hodnotám je ještě připsaná limitující hodnota. Dále je zde ještě slovní zhodnocení, zda stanovená hodnota vyhovuje limitující hodnotě.

Zatížení	Čas	M	Vlákna	$\sigma$	$\sigma_{lim}$	$\sigma_{lim}$	OK – NO
	1. fáze	max	h	-5,6	-14,8	2,4	OK
			d	-14,5	-14,8	2,4	OK
		min	h	0,8	-14,8	2,4	OK
			d	-6,9	-14,8	2,4	OK
	2. fáze	max	h	-6,6	-14,8	2,4	OK
			d	-13,7	-14,8	2,4	OK
		min	h	-0,8	-14,8	2,4	OK
			d	-4,7	-14,8	2,4	OK
	2. fáze – napětí první fázi	max	h	-8,9	-20,7	3,1	OK
			d	-15,7	-20,7	3,1	OK
		min	h	-0,1	-20,7	3,1	OK
			d	-5,3	-20,7	3,1	OK
	3. fáze	max	h	-6,6	-14,8	2,4	OK
			d	-13,8	-14,8	2,4	OK
		min	h	-0,7	-14,8	2,4	OK
			d	-3,6	-14,8	2,4	OK
	3. fáze – napětí druhé fázi	max	h	-11,3	-20,7	3,1	OK
			d	-14,7	-20,7	3,1	OK
		min	h	-3,5	-20,7	3,1	OK
			d	-2,5	-20,7	3,1	OK
4. fáze	max	h	-6,7	-14,8	2,4	OK	
		d	-13,8	-14,8	2,4	OK	
	min	h	-4,1	-14,8	2,4	OK	
		d	-3,5	-14,8	2,4	OK	
4. fáze – napětí třetí fázi	max	h	-11,2	-20,7	3,1	OK	
		d	-13,7	-20,7	3,1	OK	
	min	h	-0,7	-20,7	3,1	OK	
		d	-2,7	-20,7	3,1	OK	

	5. fáze	max	h	-5,8	-14,8	2,4	OK
			d	-11,8	-14,8	2,4	OK
		min	h	-2,8	-14,8	2,4	OK
			d	-5,9	-14,8	2,4	OK
	5. fáze – napětí na čtvrté fázi	max	h	-12,3	-20,7	3,1	OK
			d	-13,2	-20,7	3,1	OK
		min	h	-5,2	-20,7	3,1	OK
			d	-2,2	-20,7	3,1	OK
<b>Kvazistálá kombinace zatížení</b>	Po uvedení do provozu	max	h	-12,6	-15,7	0	OK
			d	-13,2	-15,7	0	OK
		min	h	-1,0	-15,7	0	OK
			d	-0,7	-15,7	0	OK
	Na konci životnosti	max	h	-11,9	-15,7	0	OK
			d	-10,5	-15,7	0	OK
		min	h	-1,6	-15,7	0	OK
			d	-0,2	-15,7	0	OK
<b>Častá kombinace zatížení</b>	Po uvedení do provozu	max	h	-13,1	-	0	OK
			d	-15,1	-	0	OK
		min	h	-0,4	-	0	OK
			d	0,0	-	0	OK
	Na konci životnosti	max	h	-12,4	-	0	OK
			d	-13,9	-	0	OK
		min	h	-0,9	-	0	OK
			d	0,6	-	0	NO
<b>Charak. Kombinace zatížení</b>	Po uvedení do provozu	max	h	-13,5	-21	-	OK
			d	-16,6	-21	-	OK
		min	h	0,1	-21	-	OK
			d	0,9	-21	-	OK
	Na konci životnosti	max	h	-13,1	-21	-	OK
			d	-15,7	-21	-	OK
		min	h	-0,4	-21	-	OK
			d	3,0	-21	-	OK

Tabulka 14 Posouzení MSP omezení napětí [MPa]

Jediná podmínka pro častou kombinaci zatížení nám nevyhověla na konci životnosti. Hodnota 0,6 MPa na dolních vláknech se vyskytuje u prvního a posledního pilíře. V těchto místech máme předpínací výztuž umístěnou minimálně 700 mm od dolního líce trámu, a proto uvažujeme, že oblast 100 mm od předpínací výztuže bude již plně v tlaku. Díky tomu jsme všechny podmínky MSP pro omezení napětí a omezení trhlin splnili. Zároveň jsme konstrukci navrhli tak, že při charakteristické kombinaci na konci životnosti nepřesáhneme tahové napětí 3,0 MPa a tato hodnota je menší než maximální tahové napětí betonu, které je 3,2 MPa. Tento návrh bych bral jako vyhovující.



## 5 Proměnný průřez – časový fázový návrh

V této kapitole budeme mít za úkol navrhnout předpínací výztuž a posoudit fázový návrh výstavby pro variantu s proměnným průřezem a posoudit celkové chování konstrukce.

### 5.1 Předběžný návrh předpínací výztuže

Návrh předpínací výztuže provedeme opět metodou vyrovnání zatížení. Tato metoda je více popsána v kapitole [4.1](#).

#### Návrh předpínací výztuže na hlavní pole.

$f = 1,13 \text{ m}$ ,  $l = 35,3 \text{ m}$ ,  $p = 408,25 \text{ kN/m}$  (vlastní tíha, ostatní stálé + UDL)

$$p = H \frac{8f}{l^2} \gg H = \frac{p * l^2}{8 * f} = \frac{408,25 * 35,3^2}{8 * 1,13} = 56\,273,92 \text{ kN} \quad (5.1)$$

plocha jednoho lana:  $A_p = 150 \text{ mm}^2$ , návrhová pevnost v tahu:  $F_{pd} = 1423,3 \text{ MPa}$ .  
návrhová pevnost v tahu na konci životnosti:  $F_{pd100} = 1423,3 * 0,75 = 1067,25 \text{ MPa}$ ,

Potřebný počet lan:

$$n_{nut} = \frac{H}{A_p * F_{pd100}} = \frac{56,273\,92}{0,000150 * 1067,25} = 351,6 \text{ kusů} \quad (5.2)$$

Navrhují 18x kabelů po 22 lanech, celkový počet lan vychází na 396 ks. Celkový počet lan je větší, než počet nutných lan.

#### Návrh předpínací výztuže na vedlejší pole.

$f = 1,13 \text{ m}$ ,  $l = 29,7 \text{ m}$ ,  $p = 408,25 \text{ kN/m}$  (vlastní tíha, ostatní stálé + UDL)

$$p = H \frac{8f}{l^2} \gg H = \frac{p * l^2}{8 * f} = \frac{408,25 * 29,7^2}{8 * 1,13} = 30\,835,5 \text{ kN} \quad (5.3)$$

Potřebný počet lan:

$$n_{nut} = \frac{H}{A_p * F_{pd100}} = \frac{30,835\,5}{0,000150 * 1067,25} = 192,6 \text{ kusů} \quad (5.4)$$

Navrhují 18x kabelů po 22 lanech, celkový počet lan vychází na 396 ks. Celkový počet lan je větší, než počet nutných lan.

### Návrh předpínací výztuže na krajní pole.

Pro návrh předpínací výztuže pro krajní pole musíme použít nesymetrickou parabolu pro kterou platí stejná rovnice jako pro symetrickou parabolu.

$f = 0,84 \text{ m}$ ,  $l = 26 \text{ m}$ ,  $p = 408,25 \text{ kN/m}$  (vlastní tíha, ostatní stálé + UDL)

$$H = \frac{p * l^2}{8 * f} = \frac{408,25 * 26^2}{8 * 0,84} = 41\,068 \text{ kN} \quad (5.5)$$

$$n_{nut} = \frac{H}{A_p * F_{pd100}} = \frac{41,068}{0,000150 * 1067,25} = 256,2 \text{ kusů} \quad (5.6)$$

Navrhují stejně jako v předešlém návrhu 18x kabelů po 22 lanech. Celkový počet lan 396 ks. Celkový počet lan je větší, než počet nutných lan.

I v této variantě budeme uvažovat s vedením tří druhů kabelů a budeme v pracovní spáře kotvit 66 % předpínacích lan.

## 5.2 Časový průběh fází

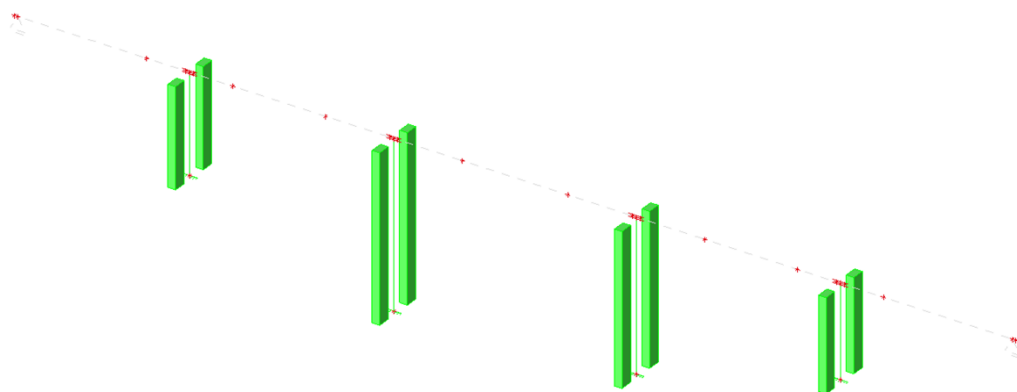
Uvažujeme s časovým průběhem fází výstavby, které jsou stejné jako u varianty s konstantním průřezem. Průběh můžeme vidět v kapitole [4.2](#).

## 5.3 Výstavba

V této části si ukážeme postupnou výstavbu mostní konstrukce pro variantu s proměnným průřezem. Při betonování hlavní nosní konstrukce je naplánovaná doba ošetřování betonu na 3 dny po betonáži. Konstrukce během výstavby bude podepřena bedněním (liniová podpora). Bednění bude odstraněno den po předepnutí.

### 5.3.1 Fáze 0.

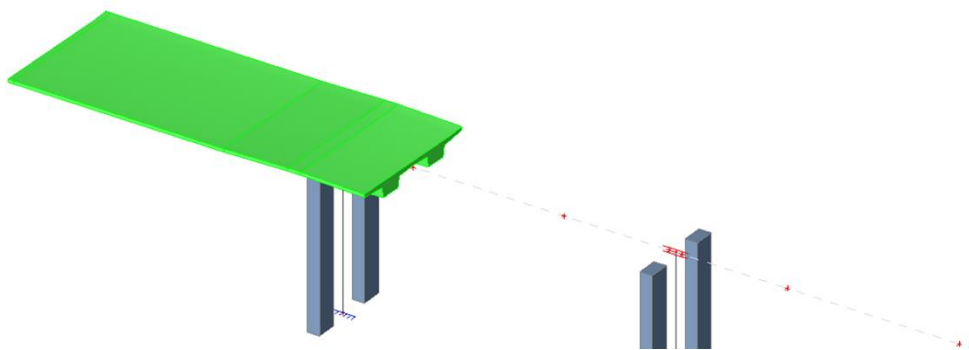
Ve fázi 0. počítáme opět s tím, že v den 0 budou vybetonovány všechny pilíře až po pracovní spáru mezi pilířem a hlavní nosnou konstrukcí.



Obrázek 128 Betonáž Pilířů – 0.fáze

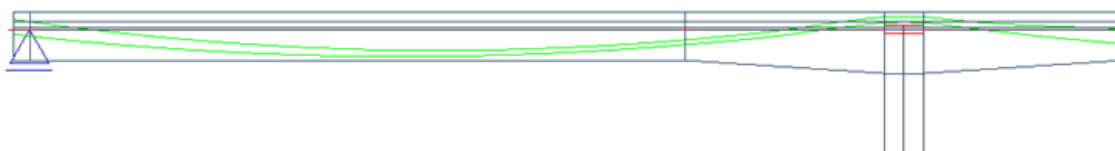
### 5.3.2 Fáze 1.

Fáze 1. se zabývá výstavbou a předepnutím první části hlavní nosné konstrukce. Začátek betonování první fáze je 14. den. K odbednění dochází ve 20. dni výstavby.



Obrázek 129 Betonáž první fáze

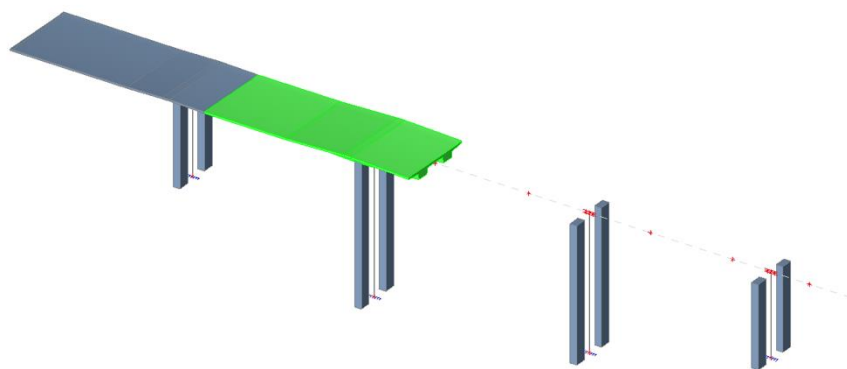
Předpínání první fáze započne 19. den. Předpínáme 12 kabelů po 22 lanech. Kabely jsou rozděleny do dvou trámů, takže na každém trámu předpínáme 6 kabelů, které jsou rozděleny do dvou řad.



Obrázek 130 Předpětí první fáze

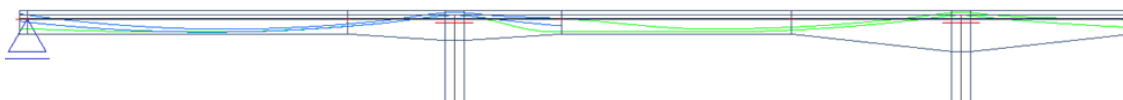
### 5.3.3 Fáze 2.

Začátek betonování druhé fáze je 34. den. K odbednění dochází až po předepnutí a to ve 40. dni.



Obrázek 131 Betonování druhé fáze

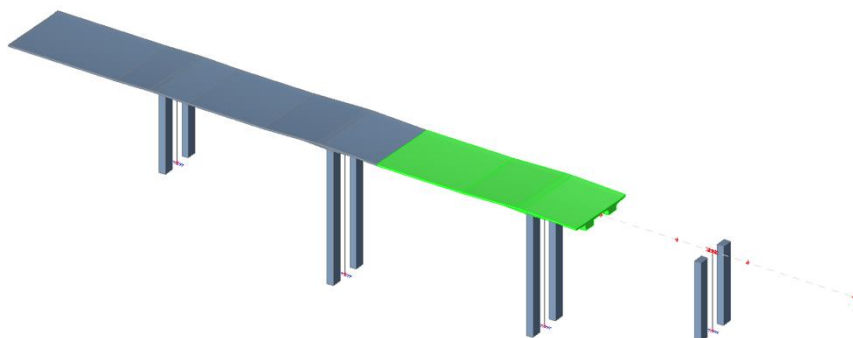
Předpínání druhé fáze započne ve 39. dni. Předpínáme opět 12 kabelů po 22 lanech ve dvou řadách. Horní řada je na délku jedné fáze a druhá dolní řada je na délku první i druhé fáze.



Obrázek 132 Předpětí druhé fáze

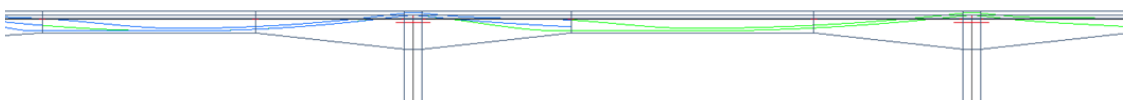
### 5.3.4 Fáze 3.

Betonáž proběhne v 54. dni a k odbednění dochází 60.den.



Obrázek 133 Betonování třetí fáze

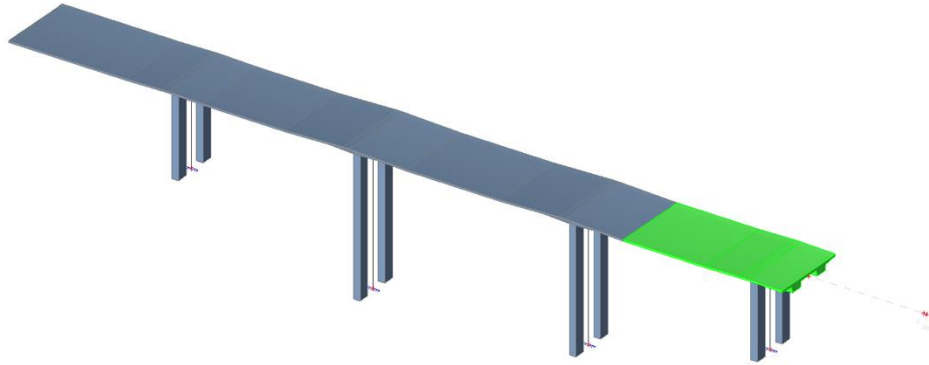
Předpínání třetí fáze započne 59. den. Předpínáme opět 12 kabelů po 22 lanech ve dvou řadách. Horní řada je na délku jedné fáze a druhá dolní řada je na délku druhé i třetí fáze.



Obrázek 134 Předpětí třetí fáze

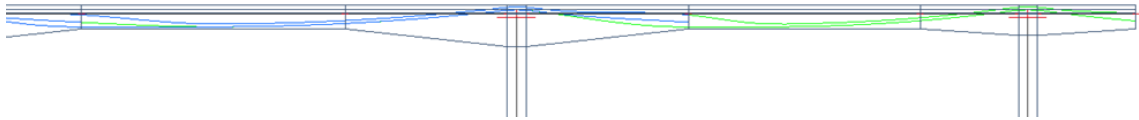
### 5.3.5 Fáze 4.

Betonáž 4. fáze proběhne v 74. dni a k odbednění dochází 80.den.



Obrázek 135 Betonování čtvrté fáze

Předpínání čtvrté fáze započne 79. den. Předpínáme opět 12 kabelů po 22 lanech ve dvou řadách. Horní řada je na délku jedné fáze a druhá dolní řada je na délku třetí i čtvrté fáze.



Obrázek 136 Předpětí čtvrté fáze

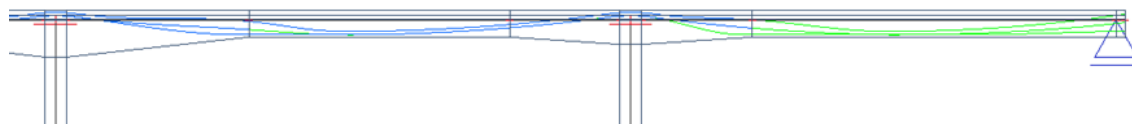
### 5.3.6 Fáze 5.

Betonáž 5. fáze proběhne 94. den a k odbednění dochází ve 100. dni.

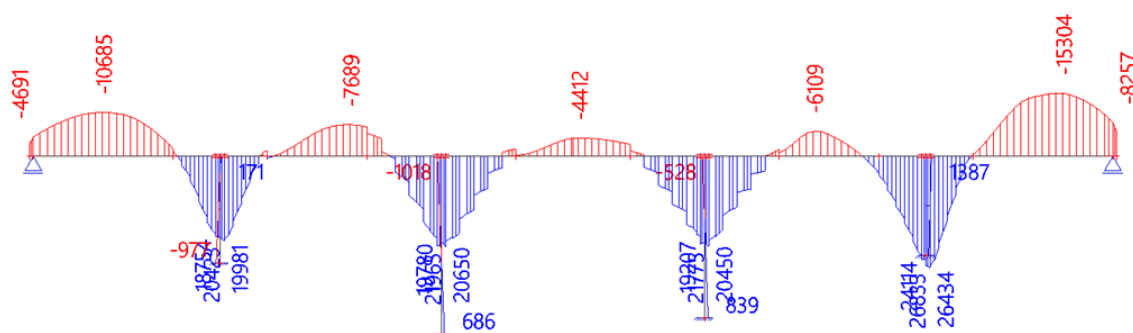


Obrázek 137 Betonování páté fáze

Předpínání poslední páté fáze započne 99. den. Předpínáme opět 18 kabelů po 22 lanech ve třech řadách. Horní a střední řada je na délku poslední fáze a dolní řada je na délku čtvrté a páté fáze.



Obrázek 138 Předpětí páté fáze

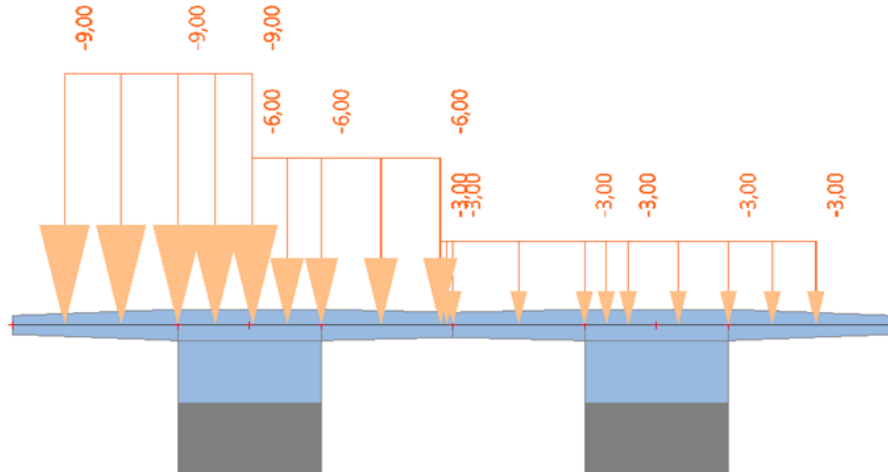


Obrázek 139 Ohybový moment po předepnutí 5.fáze

Už na průběhu ohybových momentů od vlastní tíhy a od předpětí po 5. fázi lze vidět, že krajní pole první fáze je předimenzované. Také v poslední fázi v poli, kde se i vyskytuje největší záporný ohybový moment, je předpětí předimenzované. Dále také kladný moment u všech pilířů je potřeba upravit. V následujících kapitolách se budeme úpravou předpětí více zabývat.

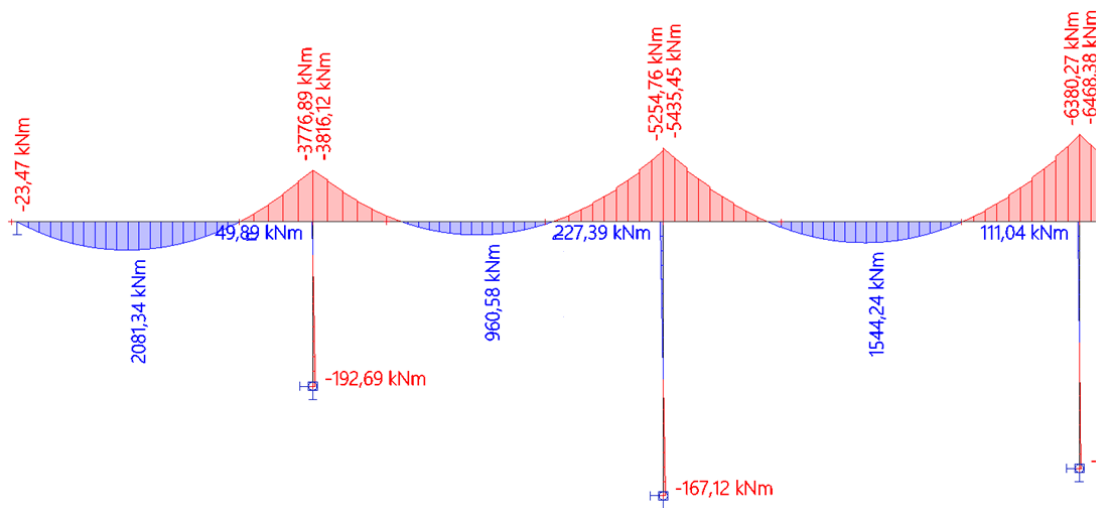
## 5.4 Příčný roznos

V této kapitole si uděláme příčný roznos pro variantu s proměnným průřezem. Budeme postupovat podle již zmíněného postupu v kapitole [4.4](#). V programu SCIA Engineer byl vytvořen deskový model, který charakterizuje roznos zatížení do trámů. Opět bylo zanedbán příčný sklon průřezu. Největší zatížení bylo umístěno na levý trám.

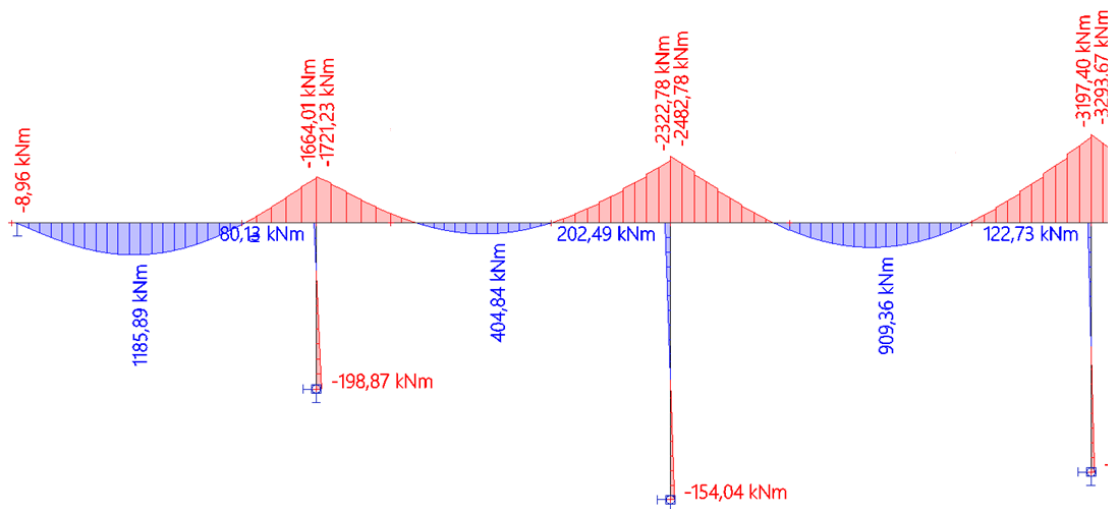


Obrázek 140 Deskový model příčného roznosu

Od zatížení si necháme vypočítat ohybový moment pro levý trám a pro pravý trám.  
 Z hodnot dále spočítáme příčný roznos.



Obrázek 141 Ohybové momenty na levém nosníku



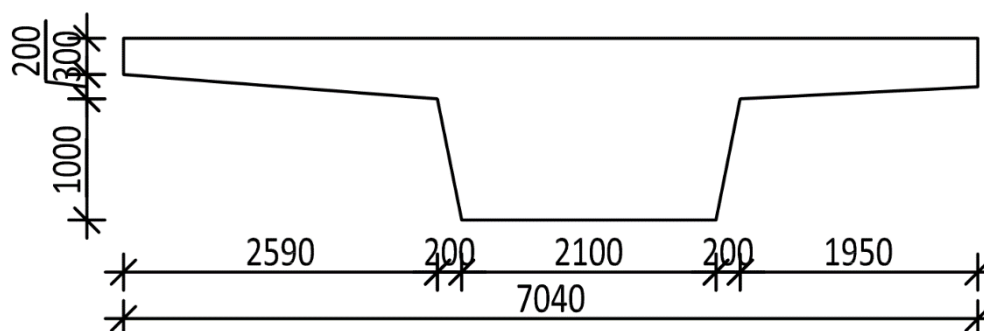
Obrázek 142 Ohybové momenty na pravém nosníku

Ohybové momenty v následující tabulce porovnáme a vypočteme koeficient příčného roznosu.

Moment	V krajním poli	Nad prvním pilířem	V poli	Nad druhým pilířem	V hlavním poli
Levý trám [kNm]	2081,34	-3816,12	960,58	-5435,45	1544,24
Pravý trám [kNm]	1185,89	-1721,23	404,84	-2482,78	909,36
Koeficient p. r.	0,637	0,689	0,700	0,686	0,629

Tabulka 15 Hodnoty ohybových momentů a koeficientu příčného roznosu

Hodnoty koeficientu jsou od 0,63 do 0,7. V rámci bezpečnosti vybírám hodnotu maximální, tedy 0,7, se kterou budeme dále uvažovat ve výpočtech. Pro další výpočty si vytvoříme pouze jednotrámový model, který budeme posuzovat a upravovat. Příčné řezy jednotrámem v poli a nad pilířem budou mít rozdílnou výšku průřezu.

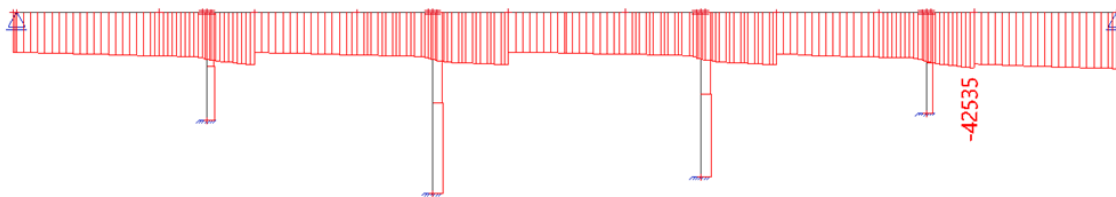


Obrázek 143 Příčný řez jednotrámem v poli

## 5.5 Chování celé konstrukce

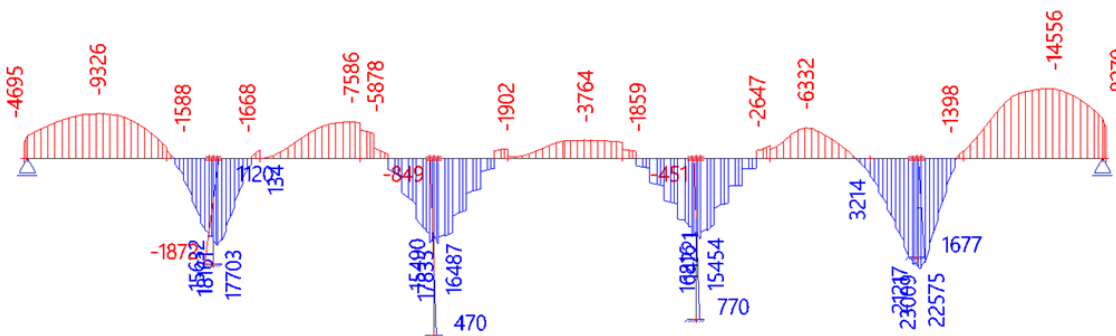
Na konstrukci s proměnným průřezem jednotrámu, který charakterizuje nejnamáhanější půlku mostu, se podíváme po uvedení do provozu a na konci životnosti. Model byl vytvořen bez podélného a příčného sklonu a bez půdorysného zakřivení. Postupně si rozebereme jednotlivé zatížení s působícím předpětím podobným stylem jako v předcházející kapitole [4.5](#). Na hlavní nosný trám působí předpětí, které vytváří normálovou sílu o maximální hodnotě -42,5 MN.





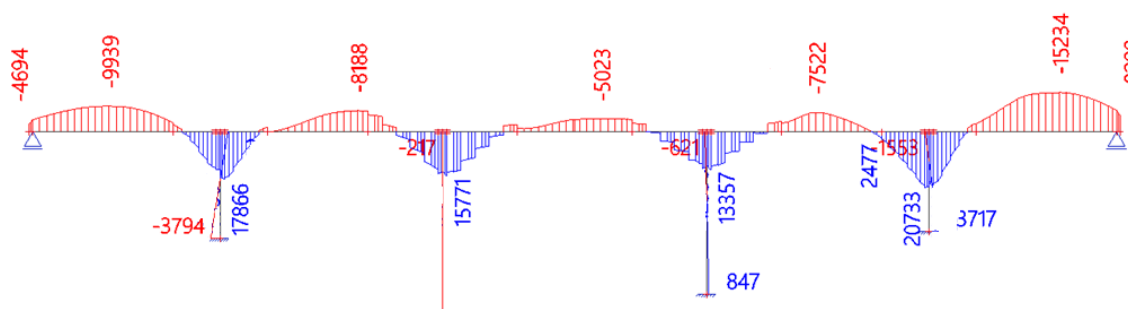
Obrázek 144 Normálové napětí [kN]

Průběh ohybových momentů závisí na zatížení vlastní tíhou a předpětí.



Obrázek 145 Průběh ohybového momentu od vlastní tíhy a předpětí v uvedení do provozu [kNm]

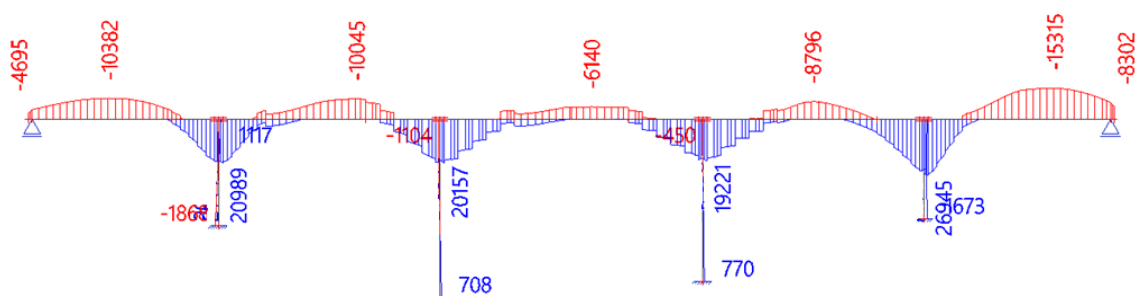
Bohužel SCIA Engineer nějak nezvládá vytvářet plynulé ohybové momenty, pokud je na konstrukci použita funkce náběh, ve kterém se mění těžiště průřezu. Ohybový moment od vlastní tíhy je velmi nerovnoměrný. Maximální kladný ohybový moment je nad čtvrtým pilířem a jeho hodnota je 23 MNm. Maximální záporný ohybový moment je v posledním pátém poli a jeho hodnota je -14,6 MNm.



Obrázek 146 Průběh ohybového momentu od vlastní tíhy a předpětí na konci životnosti [kNm]

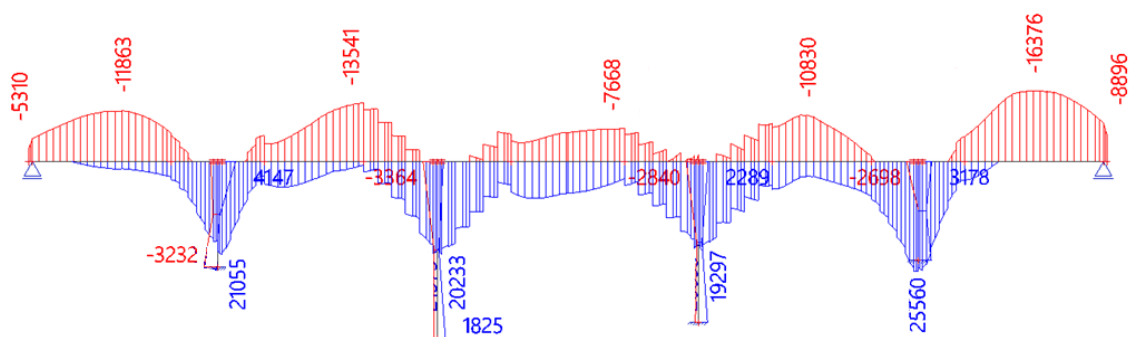
Na konci životnosti se kladné ohybové momenty zmenší a záporné ohybové momenty mírně vzrostou.

Dále si rozebereme proměnné zatížení od nerovnoměrné složky teploty, vlastní tíhy s předpětím.



Obrázek 147 Obálka ohybových momentů od vlastní tíhy, teploty a předpětí v uvedení do provozu [kNm]

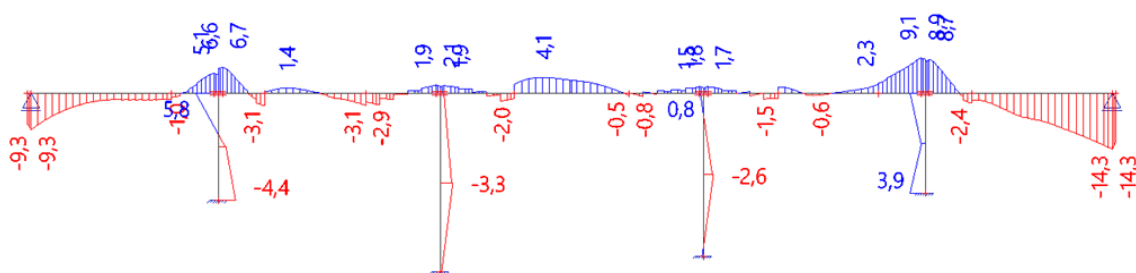
Nerovnoměrná teplota zvyšuje převážně nadpodporové momenty oproti zatížení pouze vlastní tíhou. Maximální ohybový moment nastává opět nad čtvrtým pilířem, kde se hodnota vyšplhala až na 26,9 MNm.



Obrázek 148 Obálka ohybových momentů od vlastní tíhy, dopravy a předpětí po uvedení do provozu [kNm]

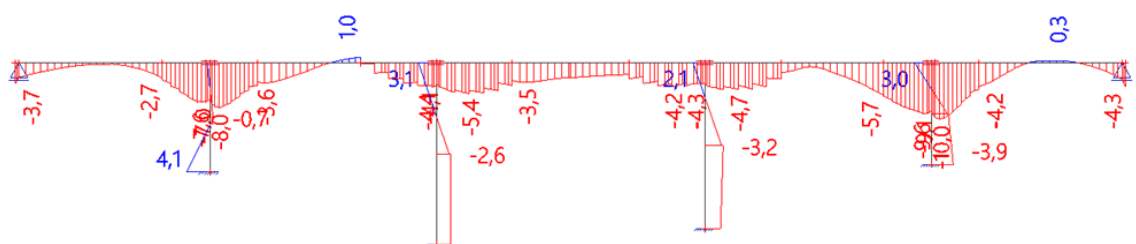
Při zatížení dopravou na jednotrám uvažujeme s koeficientem příčného roznosu, který jsme si stanovili na hodnotu 0,7. U čtvrtého pilíře se kladný ohybový moment dostane na maximální hodnotu. Maximální záporný ohybový moment je stále uprostřed pátého pole. Ohybové momenty v poli jsou větší než u jiných zatěžovacích stavů, a proto na tento stav budeme zkoušet navrhovat a napasovat předpínací výztuž.

Pomocí ohybových momentů a normálových sil můžeme nechat vykreslit napětí po průřezu. Necháme si vykreslit pro kladný ohybový moment na dolních vláknech, kde může vzniknout tahové napětí.



Obrázek 149 Normálové napětí na dolních vláknech od dopravy v uvedení do provozu [MPa]

Z průběhu normálového napětí na dolních vláknech můžeme vidět, že na některých místech v poli i a na všech místech nad pilířem vzniká tahové napětí. V hlavním poli, kde vzniká tahové namáhání v hodnotě 4,1 MPa, který můžeme tahové namáhání odstranit přidáním většího počtu kabelů a lan v kabelů, tak aby vznikla větší normálová složka předpětí. Tahové napětí, které je nad pilířem můžeme redukovat pomocí excentricity trajektorie od těžiště průřezu.



Obrázek 150 Normálové napětí na horních vláknech od dopravy v uvedení do provozu [MPa]

Z průběhu napětí na horních vláknech lze vidět, že zde dochází pouze ve dvou místech, kde vzniká tahové napětí. Hodnoty nejsou až tak velké, takže je zatím nebudeme řešit.

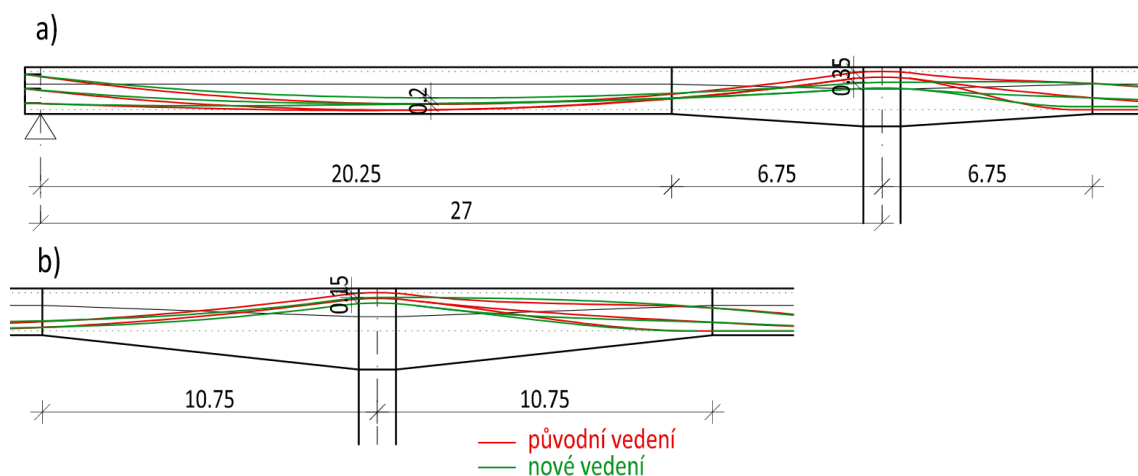
Pokud bychom si nechali vykreslit průběhy napětí na konci životnosti na horních i spodních vláknech, je jasné, že by se tahové napětí ještě zvýšilo. Proto se budeme snažit upravit předpětí tak, abychom tahové napětí eliminovali na požadované hodnoty.

V další variantě předpětí zkusíme zvýšit počty kabelů, tím docílíme větší normálové složky předpětí, a dále se pokusíme upravit excentricitu trajektorie kabelů.

## 5.6 Změna předpětí 2

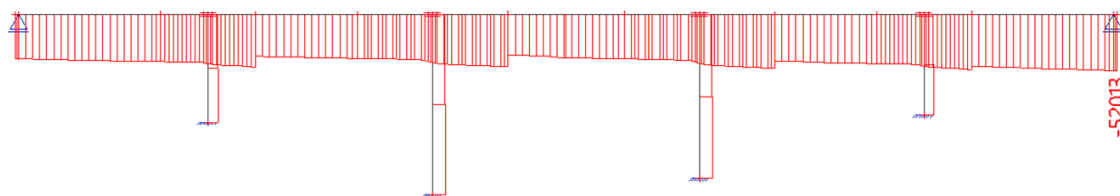
V této variantě jsme opět přidali kabely předpínací výztuže, dostali jsme se na 11 kabelů po 22 lanech. Celkový počet lan na jeden trám je 242 na jednostrán. Dále jsme

snížili excentricitu lan v prvním a posledním poli o 0,2 m a nad vnější podporou o 0,35 m a nad vnitřní podporou o 0,15 m. Lépe je to vidět na následujícím obrázku.



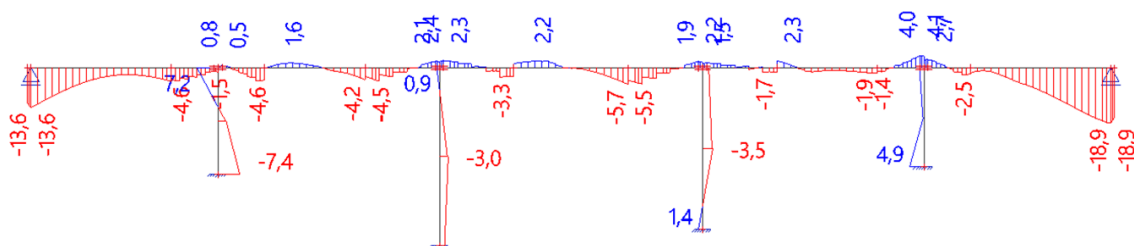
Obrázek 151 Změna vedení předpínacích kabelů [m]

Dále si necháme vykreslit normálovou sílu na nosníku. Maximální hodnota je -52 MN.



Obrázek 152 Normálová síla [kN]

Dále si necháme vykreslit normálové napětí v dolních vláknech od dopravy, kde zjistíme, zda se nám změnou již tahové napětí snížilo.

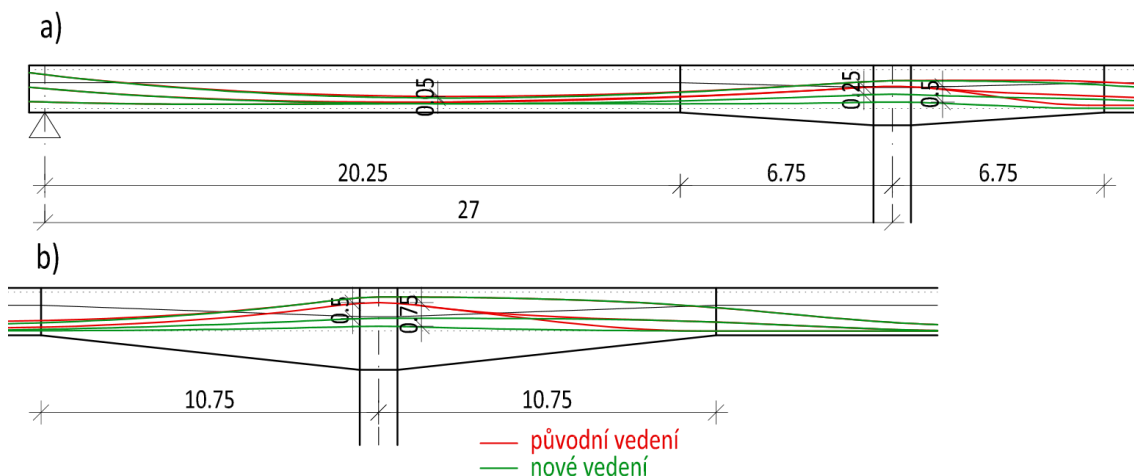


Obrázek 153 Normálové napětí na dolních vláknech při zatížení dopravou v uvedení do provozu [MPa]

Změny předpínací výztuže stále nebyly úspěšné. Dále musíme snížit tahové napětí nad všemi pilíři, které můžeme snížit dalším snížením předpínacích lan nad podporou. Dále nám vzniká tahové napětí i v poli, které zkusíme redukovat opětovným přidáním předpínací výztuže.

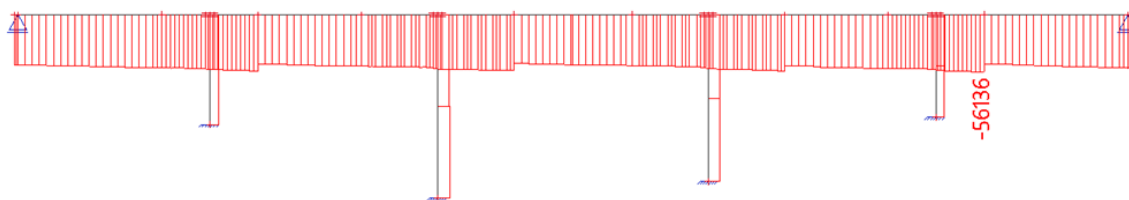
### 5.7 Změna předpětí 3

Hlavní změnou v této variantě je opět přidání počtu kabelů a lan. Dostali jsme se na 12 kabelů po 22 lanech na jeden trám. Celkem je tedy využito 264 lan na jednostrám. Další změnou bylo výrazné snížení excentricity zaoblení nadpodporové oblasti. Také jsme zvětšili poloměr zaoblení nad podporou.



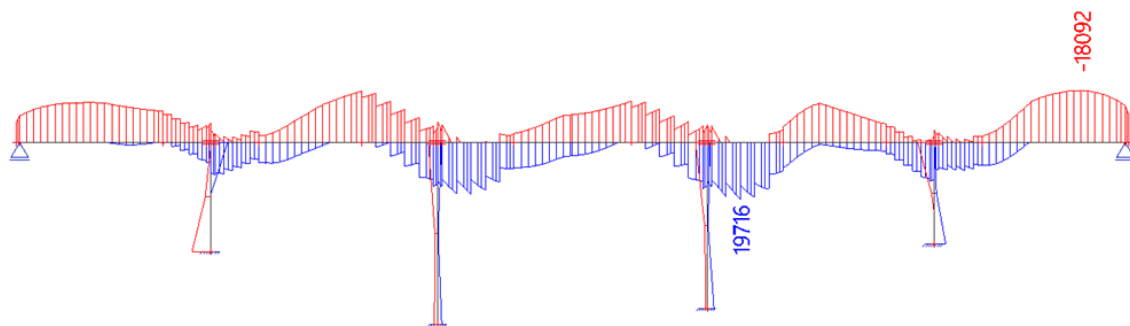
Obrázek 154 Změna vedení kabelů a) první pole, b) nad vnitřním pilířem

Díky zvýšení plochy předpínací výztuže se nám zvedla normálová síla až na hodnotu -56,1 MN.



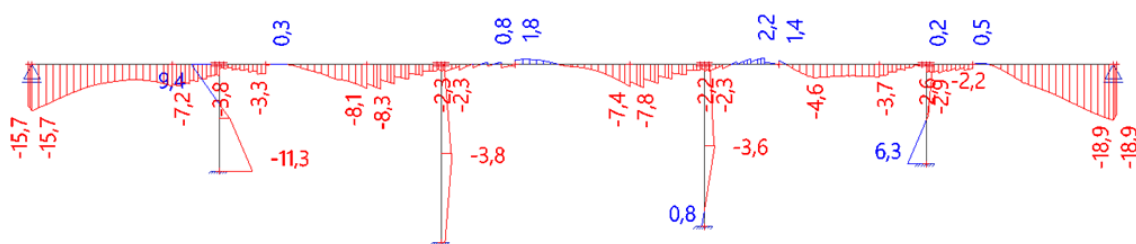
Obrázek 155 Normálová síla [kN]

Ohybové momenty jsou stále nevyrovnané, ačkoliv jejich extrémní hodnoty nejsou tak velké oproti ostatním hodnotám. Maximální záporný moment je vidět v posledním poli, kde je stále velká excentricita kabelů oproti těžišti, ale bohužel jsme tu velmi limitováni, kvůli kotvení na konci mostu a v pracovní spáře.

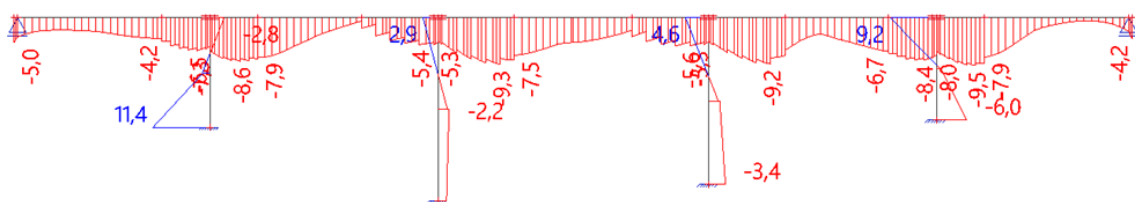


Obrázek 156 Obálka ohybových momentů od vlastní tíhy, dopravy a předpětí po uvedení do provozu [kNm]

Extrémní kladné napětí oproti předešlé variantě předpětí jsme opět zredukovali na maximální hodnotu 2,2 MPa, které se nachází v dolních vláknech blízko pracovní spáry. Polohy kabelů jsou zde velmi těžké přizpůsobit kvůli zachování minimální vzdálenosti pro kotvení předpínací výztuže v pracovních spáře. Jediná možnost eliminování stávajícího kladného napětí je změna tvaru konstrukce (změna výšky průřezu, nebo délky náběhů), nebo upravení pracovní spáry blíže k podpoře. Pokud bychom pracovní spáru posunuli do doporučené vzdálenosti



Obrázek 157 Změna předpětí 3 – napětí v dolních vláknech [MPa]



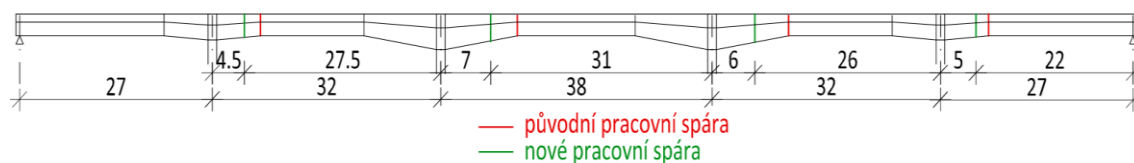
Obrázek 158 Změna předpětí 3 – napětí na horních vláknech [MPa]

0,2\*rozpětí, pracovní spára bude procházet náběhem. Tímto posunem bychom mohli vyřešit problém s tahovým napětím blízko spáry bez toho, aniž bychom měnili délku náběhu. Dále bychom mohli zkusit zredukovat předpínací lana na prvním a posledním poli tak, aby nedocházelo ke zbytečnému použití předpínacích lan.

## 5.8 Změna geometrie, předpětí a posun pracovní spáry

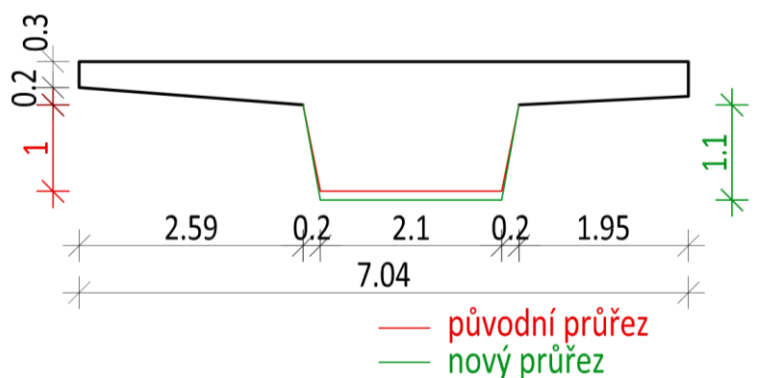
Před touto konečnou verzí bylo mnoho variant, ve kterých jsem zkoušel upravit předpínací výztuž v prvním a posledním poli tak, aby nedocházelo ke zbytečnému použití předpínacích lan. Snaha byla, aby uprostřed prvního pole byly pouze 2 řady po 4 kabelech s 22 lany, která byla na maximální dovolené excentricitě. Bohužel tento návrh nestačil na charakteristickou kombinaci zatížení, kde vznikal tah na dolních vláknech o hodnotě 5 MPa. Proto jsem se zpětně vrátil k předešlé variantě, kde jsme měli 3 druhy předpínacích lan po 4 kabelech. Z těchto tří druhů jsou vrchní kabely po 15 lanech a zbývající dva druhy po 22 lanech.

V této změně došlo k posunutí pracovní spáry ve všech fázích, které napomohlo ke snížení tahového napětí u pracovních spár. Abychom ještě více omezili tahové napětí v hlavním poli, zvýšili jsme průřez v poli o 0,1 m. Tím pádem se zvýšilo zatížení od vlastní tíhy nosné konstrukce, se kterým jsme dále počítali.



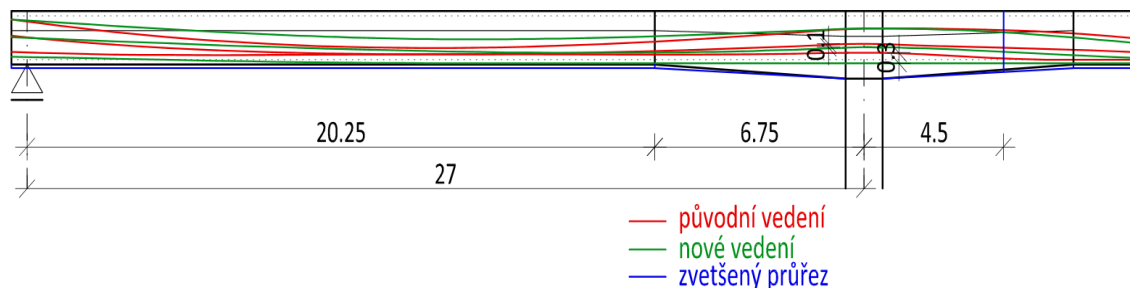
Obrázek 159 Posun pracovních spár [m]

Pracovní spáru po první fázi jsme zkrátili o 2,25 m, po druhé fázi jsme ji zkrátili o 3,75 m. Po třetí fázi byla opět zkrácena o 4,75 m a po čtvrté fázi byla zkrácena o 1,75 m. Zkrácením pracovní spáry dochází k plynulejšímu přechodu předpínací výztuže mezi konkávním a konvexním zaoblením s podmínkou, abychom zachovali minimální osové vzdálenosti mezi kotvami v pracovní spáře.



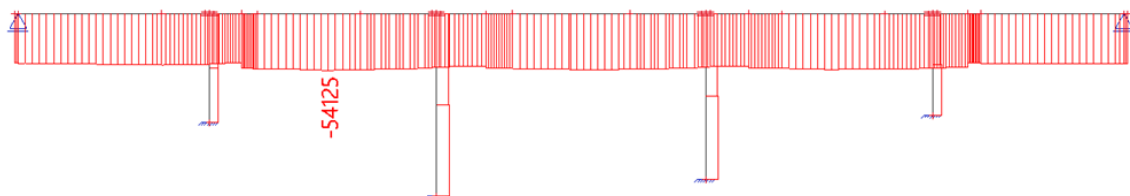
Obrázek 160 Změna výšky průřezu [m]

Na předchozím obrázku je vidět změna výšky průřezu, která se změnila oproti předešlé variantě o 0,1 m.



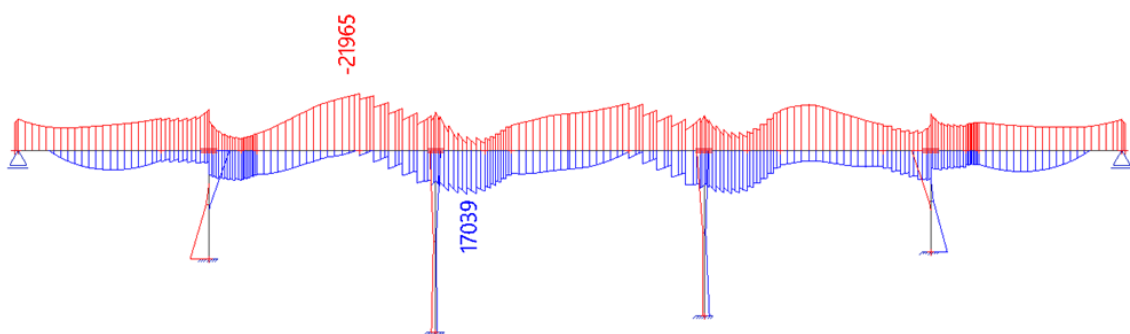
Obrázek 161 Změna předpětí v prvním poli [m]

V prvním poli se změnilo vedení kabelů jak v poli, tak i nad pilířem. Nad pilířem se excentricita opět snížila, a to střední kabel o 0,1 m a dolní skupina kabelů o 0,3 m.



Obrázek 162 Normálová síla [kN]

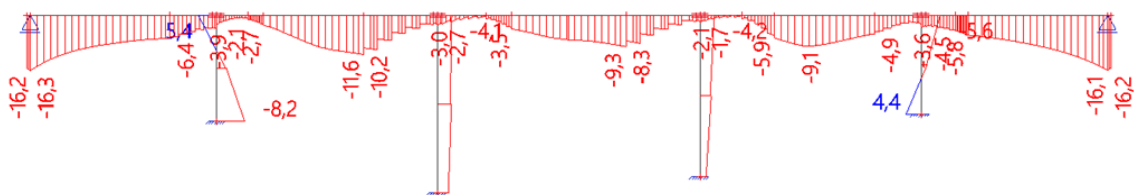
Z normálových sil lze vidět snížení normálové síly v prvním a v pátém poli, kde jsme použili vrchní řadu kanálků po 15 lanech. Maximální hodnota je -54,1 MN.



Obrázek 163 Obálka ohybových momentů od charakteristické kombinace v uvedení do provozu [kNm]

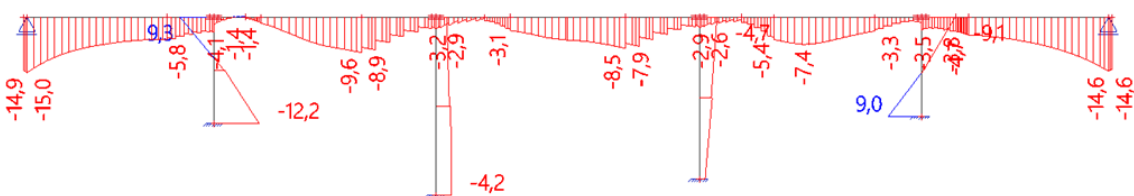
Obálka ohybových momentů už je více vyvážená. Maximální záporný moment je -21,9 MNm v poli mezi prvním a druhým pilířem a maximální kladný ohybový moment 17 MNm u pracovní spáry nad druhým pilířem.



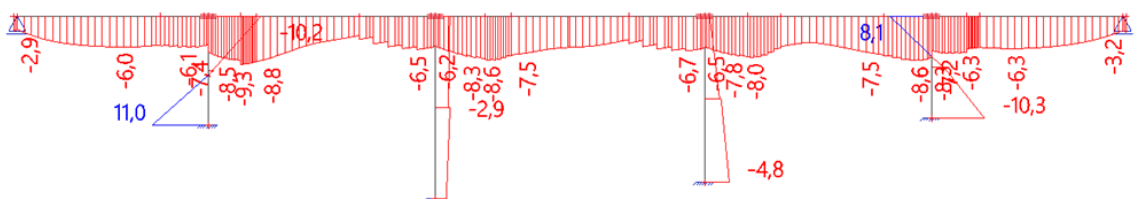


Obrázek 164 Normálové napětí při kvazistálé kombinaci na dolních vláknech v uvedení do provozu [MPa]

Normálové napětí od kvazistálé kombinace v uvedení do provozu nevykazuje žádné tahové napětí. V předchozích variantách vznikaly velké tahy nad podporou. Tyto tahy jsme snížili tím, že jsme snížili excentricitu kanálků nad pilířem.

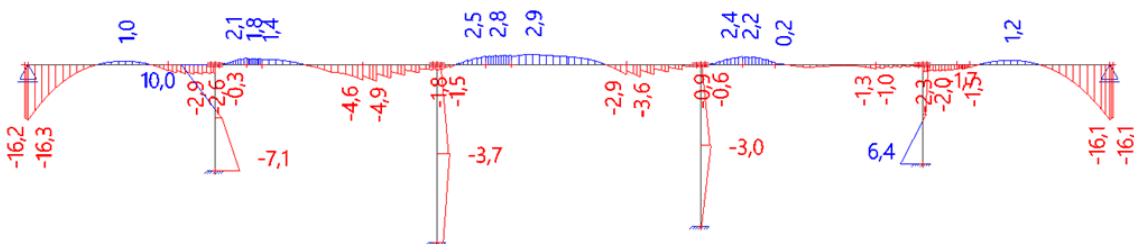


Obrázek 165 Normálové napětí při kvazistálé kombinaci na dolních vláknech na konci životnosti [MPa]

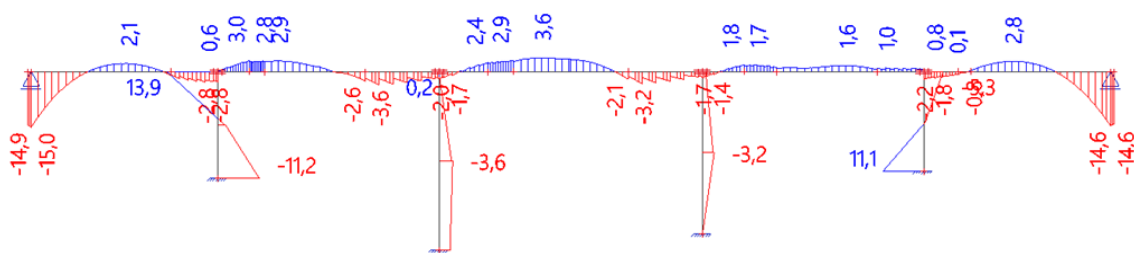


Obrázek 166 Normálové napětí při kvazistálé kombinaci na horních vláknech na konci životnosti [MPa]

Normálové napětí od kvazistálé kombinace nevyvolává ani na konci životnosti žádné tahy na horních ani na dolních vláknech.



Obrázek 167 Normálové napětí při charakteristické kombinaci na dolních vláknech v uvedení do provozu [MPa]



Obrázek 168 Normálové napětí při charakteristické kombinaci na dolních vláknech na konci životnosti [MPa]

Od ohybového momentu a normálové síly si necháme vykreslit normálové napětí při charakteristické kombinaci na konci životnosti. Maximální tahové napětí vychází na 3,6 MPa. Tato hodnota je větší než maximální tahové napětí v betonu, které je  $f_{ctm} = 3,2$  MPa. Toto místo bychom museli posoudit na průřez s trhlinou.

Pokud bychom chtěli ještě zmenšit tahové napětí při charakteristické kombinaci, museli bychom zvýšit výšku průřezu, nebo použít více předpínacích kabelů (více v kapitole [4.1](#)) Tuto variantu dále posoudíme na mezní stav použitelnosti.

## 5.9 Posudek MSP

V této kapitole porovnáme napětí po průřezu v různých stádiích výstavby se zásadou abychom zabránili vzniku podélných a příčných trhlin. Budeme uvažovat s omezením napětí a omezením trhlin.

### 5.9.1 Omezení napětí a omezení trhlin

Budeme uvažovat se všemi hodnotami, které už byly stanovené v předchozí kapitole [4.9.1](#). Stejně jako v předchozí kapitole jsme zjistili až teď, že musíme splnit dekompresi při časté kombinaci. Více popsané podmínky najdeme v kapitole [4.9.1](#). V následující tabulce jsou vypsané vždy maximální a minimální hodnoty normálového napětí na dolních a horních vláknech. K těmto hodnotám je ještě připsaná limitující hodnota. Dále je zde ještě slovní zhodnocení, zda stanovená hodnota vyhovuje limitující hodnotě.

Zatížení	Čas	M	Vlákna	$\sigma$	$\sigma_{lim}$	$\sigma_{lim}$	Vyjádření
	1. fáze	max	h	-6,6	-14,8	2,4	OK
			d	-10,8	-14,8	2,4	OK
		min	h	-1,5	-14,8	2,4	OK
			d	-3,2	-14,8	2,4	OK
	2. fáze	max	h	-9,6	-14,8	2,4	OK
			d	-10,9	-14,8	2,4	OK
		min	h	-3,7	-14,8	2,4	OK
			d	0,1	-14,8	2,4	OK
	2. fáze – napětí první fázi	max	h	-8,2	-20,7	3,1	OK
			d	-17,7	-20,7	3,1	OK
		min	h	-2,8	-20,7	3,1	OK
			d	-6,9	-20,7	3,1	OK
	3. fáze	max	h	-9,0	-14,8	2,4	OK
			d	-9,1	-14,8	2,4	OK
		min	h	-4,1	-14,8	2,4	OK
			d	0,1	-14,8	2,4	OK
	3. fáze – napětí druhé fázi	max	h	-11,5	-20,7	3,1	OK
			d	-17,9	-20,7	3,1	OK
		min	h	-4,1	-20,7	3,1	OK
			d	-2,4	-20,7	3,1	OK
4. fáze	max	h	-9,1	-14,8	2,4	OK	
		d	-11,4	-14,8	2,4	OK	
	min	h	-6,3	-14,8	2,4	OK	
		d	1,0	-14,8	2,4	OK	
4. fáze – napětí třetí fázi	max	h	-11,2	-20,7	3,1	OK	
		d	-14,1	-20,7	3,1	OK	
	min	h	-2,3	-20,7	3,1	OK	
		d	-1,3	-20,7	3,1	OK	

	5. fáze	max	h	-8,3	-14,8	2,4	OK
			d	-17,9	-14,8	2,4	OK
		min	h	-6,4	-14,8	2,4	OK
			d	-3,7	-14,8	2,4	OK
	5. fáze – napětí na čtvrté fázi	max	h	-11,1	-20,7	3,1	OK
			d	-14,0	-20,7	3,1	OK
		min	h	-3,1	-20,7	3,1	OK
			d	-8,0	-20,7	3,1	OK
<b>Kvazistálá kombinace zatížení</b>	Po uvedení do provozu	max	h	-12,5	-15,7	0	OK
			d	-15,4	-15,7	0	OK
		min	h	-2,7	-15,7	0	OK
			d	-0,4	-15,7	0	OK
	Na konci životnosti	max	h	-12,2	-15,7	0	OK
			d	-15,2	-15,7	0	OK
		min	h	-2,6	-15,7	0	OK
			d	-0,1	-15,7	0	OK
<b>Častá kombinace zatížení</b>	Po uvedení do provozu	max	h	-13,7	-	0	OK
			d	-19,1	-	0	OK
		min	h	-2,1	-	0	OK
			d	1,0	-	0	NO
	Na konci životnosti	max	h	-13,4	-	0	OK
			d	-17,4	-	0	OK
		min	h	-2,0	-	0	OK
			d	1,5	-	0	NO
<b>Charak. Kombinace zatížení</b>	Po uvedení do provozu	max	h	-15,5	-21	-	OK
			d	-20,8	-21	-	OK
		min	h	-0,7	-21	-	OK
			d	2,9	-21	-	OK
	Na konci životnosti	max	h	-14,9	-21	-	OK
			d	-19,7	-21	-	OK
		min	h	-0,5	-21	-	OK
			d	3,6	-21	-	OK

Tabulka 16 Posouzení MSP omezení napětí [MPa]

Bohužel při časté kombinaci zatížení nám vzniká tahové napětí na dolních vláknech jak po uvedení do provozu, tak na konci životnosti. V tomto případě tahové napětí vzniká v místě pracovní spáry, která je umístěna v náběhu. Je možné že částečně za problém může program Scia Engineer, (již bylo popsáno v kapitole 5.5), který nezvládá výpočet plynulých ohybových momentů od předpětí v místě náběhů, tudíž zde vytváří značně nepřesné hodnoty. Pokud bychom chtěli dále omezit tahové napětí pro častou kombinaci, museli bychom opět upravit předpínací výztuž v pracovní spáře, nebo zvýšit výšku průřezu v poli, která by umožnila opětovné snížení kabelů. Většina podmínek pro omezení napětí a omezení trhlin nám vyhovuje. Jak už bylo psané v předchozí kapitole, tak maximální normálové tahové napětí při charakteristické kombinaci je 3,6 MPa

v hlavním poli. Tato hodnota je větší než maximální pevnost betonu v tahu, tím mohou vznikat tahové trhliny. A proto bychom ho měli posoudit jako průřez s trhlinou. V našem případě je rozdíl hodnot pouze 0,4 MPa, a v rámci bakalářské práce uvažujeme, že toto posouzení vyhoví, a tuto variantu bereme za finální.

## 6 Závěr

Pro dálniční most Kulmrich jsme si nejprve vytvořili 3 možné varianty přemostění. Tyto varianty jsme zhodnotili a vybrali variantu s konstantním dvoutrámovým průřezem a variantu dvoutrámovou s náběhy, se kterými jsme dále pokračovali v návrhu. Stanovili jsme si základní pevnosti materiálů, a velikosti průřezů. Určili jsme si zatížení a rovnice kombinací. Konstrukce jsme vymodelovali v programu Scia Engineer a porovnali jejich deformace a ohybové momenty, abychom zjistili chování neurčité konstrukce.

Při porovnání jsme zjistili, že varianty se liší převážně od zatížení stálého a od zatížení dopravy. Na rozdílný průběh ohybových momentů má vliv to, že každá varianta má jiná rozpětí polí a jinou vlastní tíhu konstrukce v důsledku rozdílných průřezů. Dvoutrámová varianta s náběhy zmenšuje ohybové momenty v poli a zvětšuje ohybové momenty v místě nad podporou. Konstrukce od teploty a poklesu podpory v obou variantách vykazuje poměrně stejný průběh ohybových momentů i deformaci.

Dále jsme si určili průběh výstavby a umístění pracovních spár a pokračovali v časovém fázovém návrhu. Předběžně jsme si stanovili množství předpínací výztuže, popsali požadavky na dodržení krytí výztuže. Představili jsme postupný průběh výstavby po fázích. Vypracovali jsme deskový model na příčný roznos po dvoutrámu, kde jsme zjistili, že jeden trám je více namáhaný než druhý, a proto jsme přešli z průřezu dvoutrámu na jednotrám, který charakterizuje namáhanější půlku mostu. Dále jsme se snažili uspořádat vedení předpínací výztuže tak, abychom splnili požadavky mezního stavu použitelnosti. Posouzení mezního stavu únosnosti a návrh pilířů již není v náplni této bakalářské práce.

Při zjišťování koeficientu příčného roznosu bylo zjištěno, že varianta s proměnným průřezem vychází nepatrně hůře než varianta s konstantním průřezem. V průběhu změn v předpětí u varianty s proměnným průřezem jsme museli zvýšit velikost průřezu o 0,1 m. Postupnou úpravou předpětí v obou variantách jsme se dostali na stejný počet předpínacích lan. U obou variant byly splněny požadavky na mezní stav použitelnosti, za předpokladu, že uvažujeme pro omezení vzniku trhlin pouze kvazistálou kombinaci zatížení.

Varianta s náběhy je estetičtější a umožňuje při stejném předpětí a přibližně stejném průřezu v poli jako u varianty s konstantním průřezem dosáhnout většího rozpětí pole, ale za cenu zvýšené pracnosti při výstavbě.

## Použitá literatura

### *Norma*

- [01] ČSN EN 1991-1-1:2004. (ČSN 73 0035) Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. Praha: ČNI. 44s.
- [02] ČSN EN 1991-1-5:2005. (ČSN 73 0035) Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Zatížení teplotou*. Praha: ČNI. 44s.
- [03] ČSN EN 1991-2:2005. (ČSN 73 6203) Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou*. Praha: ČNI.152s.
- [04] ČSN EN 1992-2:2007. (ČSN 73 6208) Eurokód 2: *Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady*. Praha: ČNI. 90s.
- [05] ČSN 73 6200:2011. *Mosty – Terminologie a třídění*. Praha: ČNI. 44s.
- [06] ČSN EN 1990 ed. 2: 2011 (73 0002) Eurokód: *Zásady navrhování konstrukcí*.

### *Publikace*

- [07] STRÁSKÝ, Jiří. *Betonové mosty*. Praha: Nakladatelství ŠEL, 2001. Technická knižnice autorizovaného inženýra a technika, [vol.] 21. ISBN 80-86426-05-X.
- [08] KUKAŇ, Vlastimil, Michal DRAHORÁD a Tomáš DVORSKÝ. *Betonové mosty: zatížitelnost*. V Praze: Česká technika - nakladatelství ČVUT, 2007. ISBN 978-80-01-03633-4.
- [09] SEČKÁŘ, Milan. *Betonové mosty I*. Brno: VUTIUM, 1998. ISBN 80-214-1306-9.
- [10] KUKAŇ, Vlastimil, Roman ŠAFÁŘ a Vladislav HRDOUŠEK. *Betonové mosty 10*. Praha: Vydavatelství ČVUT, 2004. ISBN 80-01-02899-2.
- [11] POKORNÝ, Jiří. *Mostní stavby: pro 4. ročník SPŠ stavebních, studijní zaměření dopravní stavitelství*. Praha: Střední průmyslová škola stavební, 2002. ISBN 80-86641-04-X.



- [12] VIČAN, Josef, Milan KABÁTNÍK a Tomáš REIMONT. *Dopravní cesty: mosty*. Pardubice: Univerzita Pardubice, 2002. ISBN 80-7194-437-8.
- [13] VAISAR, Milan. *Silniční mosty a lávky: Road bridges and footbridges*. Praha: MJV ProConsult, 2008. ISBN 978-80-2541151-3.
- [14] NAVRÁTIL, Jaroslav. *Předpjaté betonové konstrukce*. Vyd. 2. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2008. ISBN 978-80-7204-561-7.
- [15] ŠAFÁŘ, Roman. *Betonové mosty 2: návrh předpjátého mostu podle Eurokódů : cvičení*. V Praze: České vysoké učení technické, 2009. ISBN 978-80-01-04433-9.
- [16] *Beton = Concrete : technologie, konstrukce, sanace*. Praha: Beton TKS, 2001-. ISSN 1213-3116.
- [17] HRDOUŠEK, Vladislav. *Betonové mosty 2*. Praha: Česká technika - nakladatelství ČVUT, 2005. ISBN 80-01-03321-X.
- [18] FOGLAR, Marek, Michaela FRANTOVÁ a Pavel JIŘÍČEK. *Betonové konstrukce 3: navrhování betonových konstrukcí na MSP, úvod do předpjátého betonu*. V Praze: České vysoké učení technické, 2011. ISBN 978-80-01-04943-3.

### *Internetové zdroje*

- [19] *TECHNICKÉ PODMÍNKY – TP 261 - Integrované mosty* [online]. , 109 [cit. 2019-02-24]. Dostupné z: [http://www.pjpk.cz/data/USR\\_001\\_2\\_8\\_TP/TP\\_261\\_2017.pdf](http://www.pjpk.cz/data/USR_001_2_8_TP/TP_261_2017.pdf)
- [20] GET YOUR GUIDE. *Get Your Guide* [online]. [cit. 14.3.2019]. Dostupné na WWW: <https://www.getyourguide.com/avignon-114/pont-du-gard-uzes-and-nimes-t46599/>
- [21] ANA MANDIĆ IVANKOVIĆ. *ResearchGate* [online]. [cit. 14.3.2019]. Dostupné na WWW: [https://www.researchgate.net/figure/Moniers-first-iron-concrete-bridge-in-Chazelet-Touraine-1875\\_fig13\\_273455117](https://www.researchgate.net/figure/Moniers-first-iron-concrete-bridge-in-Chazelet-Touraine-1875_fig13_273455117)

- [22] MOTÝL, Ivan. *Týden.cz* [online]. [cit. 14.3.2019]. Dostupné na WWW: [https://www.tyden.cz/rubriky/media/stolety-kuryr/pivari-zaplati-milionove-diry-ve-statnim-rozpoctu\\_184285.html](https://www.tyden.cz/rubriky/media/stolety-kuryr/pivari-zaplati-milionove-diry-ve-statnim-rozpoctu_184285.html)
- [23] IVANKOVIĆ, Ana Mandić. *ResearchGate* [online]. [cit. 14.3.2019]. Dostupné na WWW: [https://www.researchgate.net/figure/Racecourse-grandstand-La-Zarzuela-Madrid-1935-1936-1937-The-308-m-long-bridge-over-the\\_fig28\\_273455117](https://www.researchgate.net/figure/Racecourse-grandstand-La-Zarzuela-Madrid-1935-1936-1937-The-308-m-long-bridge-over-the_fig28_273455117)
- [24] ŠAFÁŘ, Roman. *Prezentace betonové mosty I*, Poskytnuto jako studijní materiál.
- [25] JEDELSKÝ, Petr. *Wikipedie* [online]. [cit. 14.3.2019]. Dostupné na WWW: [https://cs.wikipedia.org/wiki/Nuselský\\_most#/media/File:Nuselský\\_most\\_z\\_pt\\_ačí\\_perspektivy.jpg](https://cs.wikipedia.org/wiki/Nuselský_most#/media/File:Nuselský_most_z_pt_ačí_perspektivy.jpg)
- [26] RYJÁČEK, Pavel. *Prezentace ocelové mosty I*, Poskytnuto jako studijní materiál.
- [27] FIRESTA-FIŠER. *firesta.cz* [online]. [cit. 14.3.2019]. Dostupné na WWW: <http://www.firesta.cz/predpinani-a-staticke-zesilovani-konstrukci/kolin>
- [28] BRAUNSTEIN, David. *braunstein.cz* [online]. [cit. 14.3.2019]. Dostupné na WWW: <http://www.braunstein.cz/foto/4616-most-v-melniku>
- [29] SMP, Společnost. *SMP.cz* [online]. [cit. 14.5.2019]. Dostupné na WWW: <http://www.smp.cz/referencni-projekty/detail/most-general-a-chabery-litomerice>
- [30] DÁLNICA. *D3 Svrčinovec - Skalité* [online]. [cit. 14.3.2019]. Dostupné na WWW: [http://www.dialnica.info/dialnice/D3\\_Svrcinovec-Skalite3.html](http://www.dialnica.info/dialnice/D3_Svrcinovec-Skalite3.html)
- [31] Bundesautobahn 44. In: *Wikipedia: the free encyclopedia* [online]. San Francisco (CA): Wikimedia Foundation, 2001- [cit. 2019-03-14]. Dostupné z: [https://de.wikipedia.org/wiki/Bundesautobahn\\_44](https://de.wikipedia.org/wiki/Bundesautobahn_44)
- [32] HESSEN MOBIL. *Hessen mobil* [online]. [cit. 14.3.2019]. Dostupné na WWW: <https://web.archive.org/web/20130405080425/http://www.hsvv.hessen.de/irj/H>

[SVV Internet?rid=HMWVL\\_15/HSVV Internet/sub/6dc/6dc11a8d-2d65-4317-9cda-ae2389e48185,,22222222-2222-2222-2222-222222222222.htm](http://SVV_Internet?rid=HMWVL_15/HSVV_Internet/sub/6dc/6dc11a8d-2d65-4317-9cda-ae2389e48185,,22222222-2222-2222-2222-222222222222.htm)

- [33] SEZNAM.CZ. Mapy.cz [online]. [cit. 14.3.2019]. Dostupné na WWW: <https://mapy.cz/zakladni?x=9.9859802&y=51.0369338&z=14&source=coord&id=9.982375279068947%2C51.04240822586858&q=kassel>

## Seznam obrázků

Obrázek 1 Vývoj klenby [09].....	13
Obrázek 2 Pont du Gard u Nimes [20].....	13
Obrázek 3 První železobetonový most v Chazelet, 1875 [21] .....	14
Obrázek 4 První železobetonový most u nás – Přerov 1903 [22] .....	14
Obrázek 5 První předpjatý železobetonový most [23] .....	15
Obrázek 6 Typy mostních konstrukcí [07].....	15
Obrázek 7 Typy trámových konstrukcí A) prostý nosník, B) spojitý nosník, C) spojitý nosník s náběhy [24] .....	16
Obrázek 8 Příčný řezy otevřenými průřezy [12] .....	16
Obrázek 9 Příčné řezy uzavřenými průřezy [07] .....	17
Obrázek 10 Komorový nosník s vnějšími konzolami podepřený a) prutovými vzpěrami, b) příhradovými vzpěrami, c) deskovými vzpěrami [07].....	18
Obrázek 11 Dálniční viadukt, a) dvoutrámová konstrukce, b) komorový nosník, c) komorový nosník s vnějšími konzolami a vzpěrami [07] .....	18
Obrázek 12 Nuselský most-nejvýznamnější komorový most v ČR s konstantním průřezem z předpjatého betonu [25].....	19
Obrázek 13 Ohybový moment od proměnného průřezu a od konstantního průřezu [26] .....	19
Obrázek 14 Různé druhy trámových mostů [11] .....	20
Obrázek 15 Uspořádání předpínacích kabelů [07] .....	21
Obrázek 16 Kotvení kabelů a) kotvení co nejbliže u sebe b) kotvení rovnoměrně po spáře [07] .....	22
Obrázek 17 Armovací a předpínací výztuž [27] .....	22
Obrázek 18 Pevná skruž na spojitě konstrukci [07] .....	24
Obrázek 19 Výsuvné skruže [07] .....	24
Obrázek 20 Výsuvná skruž pod hlavní konstrukcí [24].....	25
Obrázek 21 Výsuvná skruž na hlavní konstrukci [24] .....	25
Obrázek 22 a) ohybové momenty při výstavbě prvního pole, 1) vlastní tíha prvního pole, 2) vlastní tíha prvního pole + zatížení konzoly výsuvnou skruží pro betonování druhého, b) moment od výstavby druhého pole, c) momenty od výstavby třetího pole [07] .....	26
Obrázek 23 Betonářský vozík [07].....	27
Obrázek 24 Vysouvaná konstrukce [24] .....	27
Obrázek 25 Podélné a příčné prefabrikované prvky [07] .....	28
Obrázek 26 Montáž podélných prefa prvků [24] .....	28
Obrázek 27 Komorový most s náběhy v Mělníku [28].....	29

Obrázek 28 Most generála Chábery, Litoměřice [29] .....	29
Obrázek 29 definice integrovaných a semi-integrovaných mostů [19] .....	30
Obrázek 30 Vysvětlení rozdílu mezi integrovaným, semi-integrovaným, a neintegrováním mostem [19] .....	31
Obrázek 31 Závislost koeficientu K na deformaci konstrukce [19] .....	32
Obrázek 32 Viadukt 203, dálnice D1, stavba Sverepec-Vrtižer, Slovensko [16].....	33
Obrázek 33 Viadukt BT 214, rychlostní komunikace R1 [16] .....	33
Obrázek 34 Mosty Valy a Rieka, Dálnice D3, Slovensko [30] .....	33
Obrázek 35 Německo s vyznačenou dálnicí A44 [31] .....	34
Obrázek 36 Dálniční úsek VKE 50 [32] .....	35
Obrázek 37 Lokace mostu Kulmrich [33] .....	36
Obrázek 38 Podélný řez .....	36
Obrázek 39 Příčný řez.....	37
Obrázek 40 Příčný řez – první varianta .....	37
Obrázek 41 Podélný řez – první varianta.....	38
Obrázek 42 Příčný řez – druhá varianta.....	38
Obrázek 43 Podélný řez – druhá varianta .....	38
Obrázek 44 Podélný řez – třetí varianta.....	39
Obrázek 45 Příčný řez – třetí varianta .....	40
Obrázek 46 Průřez konstantní výšky .....	42
Obrázek 47 Průřez proměnné výšky v poli.....	42
Obrázek 48 Průřez u vnitřních podpor.....	43
Obrázek 49 Průřez u vnějších podpor .....	43
Obrázek 50 Průřez pilíře .....	44
Obrázek 51 Šířky desek .....	45
Obrázek 52 Model zatížení 1[03] .....	49
Obrázek 53 Model varianty s konstantním průřezem.....	52
Obrázek 54 Deformace od vlastní tíhy [mm] .....	52
Obrázek 55 Ohybové momenty od vlastní tíhy [kNm].....	52
Obrázek 56 Deformace konstrukce při poklesu třetí podpory o 5 mm [mm].....	53
Obrázek 57 Ohybové momenty od poklesu třetí podpory o 5 mm [kNm] .....	53
Obrázek 58 Ohybové momenty od rovnoměrné složky teploty – zkrácení [kNm] .....	53
Obrázek 59 Ohybové momenty od nerovnoměrné složky teploty [kNm].....	53
Obrázek 60 Obálka ohybových momentů od LM1[kNm].....	54
Obrázek 61 Model pro variantu s proměnným průřezem .....	54

Obrázek 62 Deformace od vlastní tíhy [mm] .....	54
Obrázek 63 Ohybové momenty od vlastní tíhy [kNm] .....	55
Obrázek 64 Deformace konstrukce při poklesu třetí podpory o 5 mm [mm] .....	55
Obrázek 65 Ohybové momenty od poklesu třetí podpory o 5 mm [kNm] .....	55
Obrázek 66 Ohybové momenty od rovnoměrné složky teploty – zkrácení [kNm] .....	55
Obrázek 67 Ohybové momenty od nerovnoměrné složky teploty [kNm] .....	56
Obrázek 68 Obálka ohybových momentů od LM1 [kNm] .....	56
Obrázek 69 Schéma umístění porovnávacích momentů .....	57
Obrázek 70 5 fází výstavby hlavní nosné konstrukce s konstantní výškou pomoci výsuvné skruže .....	59
Obrázek 71 5 fází výstavby hlavní nosné konstrukce s proměnnou výškou pomoci výsuvné skruže .....	60
Obrázek 72 Návrh a trasování kabelu na spojitém nosníku [8] .....	61
Obrázek 73 Vedení tří kabelů – podélný pohled .....	63
Obrázek 74 Vedení čtyř kabelů – podélný pohled .....	64
Obrázek 75 Vedení tří kabelů s pomocí cibulových kotev .....	64
Obrázek 76 Betonáž pilířů – 0. fáze .....	66
Obrázek 77 Betonáž hlavní nosné konstrukce - 1. fáze .....	66
Obrázek 78 Předpínání hlavní nosné konstrukce - 1. fáze .....	66
Obrázek 79 Betonáž hlavní nosné konstrukce - 2. fáze .....	67
Obrázek 80 Předpínání hlavní nosné konstrukce - 2. fáze .....	67
Obrázek 81 Betonáž hlavní nosné konstrukce - 3. fáze .....	67
Obrázek 82 Předpínání hlavní nosné konstrukce - 3. fáze .....	68
Obrázek 83 Betonáž hlavní nosné konstrukce - 4. fáze .....	68
Obrázek 84 Předpínání hlavní nosné konstrukce - 4. fáze .....	68
Obrázek 85 Betonáž hlavní nosné konstrukce - 5. fáze .....	69
Obrázek 86 Předpínání hlavní nosné konstrukce - 5. fáze .....	69
Obrázek 87 Ohybové momenty po předepnutí 5.části [kNm] .....	69
Obrázek 88 První varianta příčného roznosu .....	70
Obrázek 89 Druhá varianta příčného roznosu .....	70
Obrázek 90 Deskový model příčného roznosu [kN] .....	71
Obrázek 91 Ohybové momenty na levém trámu .....	71
Obrázek 92 Ohybové momenty na pravém trámu .....	72
Obrázek 93 Příčný řez jednotrámem [mm] .....	72
Obrázek 94 Normálová síla [kN] .....	73

Obrázek 95 Ohybový moment od vlastní tíhy po uvedení do provozu [kNm].....	73
Obrázek 96 Ohybový moment od vlastní tíhy na konci životnosti [kNm].....	73
Obrázek 97 Obálka ohybových momentů od vlastní tíhy a nerovnoměrné teploty po uvedení do provozu [kNm] .....	74
Obrázek 98 Obálka ohybových momentů od vlastní tíhy a nerovnoměrné teploty na konci životnosti [kNm] .....	74
Obrázek 99 Obálka ohybových momentů od vlastní tíhy a dopravy po uvedení do provozu [kNm].....	75
Obrázek 100 Obálka ohybových momentů od vlastní tíhy a dopravy na konci životnosti [kNm].....	75
Obrázek 101 Normálové napětí na dolních vláknech [MPa].....	76
Obrázek 102 Normálové napětí na horních vláknech [MPa] .....	76
Obrázek 103 Normálová síla [kN].....	77
Obrázek 104 Schéma změny vedení předpínací výztuže [m].....	77
Obrázek 105 Obálka ohybových momentů od zatížení vlastní tíhy a dopravy po uvedení do provozu [kNm].....	77
Obrázek 106 Normálové napětí na horních vláknech od záporného momentu po uvedení do provozu [MPa] .....	78
Obrázek 107 Nor. napětí na dolních vláknech od kladného záporného momentu po uvedení do provozu [MPa] .....	78
Obrázek 108 Normálová síla [kN].....	79
Obrázek 109 Schéma změny vedení předpínací výztuže [m].....	79
Obrázek 110 Obálka ohybových momentů od zatížení vlastní tíhy a dopravy po dokončení [kNm] .....	79
Obrázek 111 Obálka ohybových momentů od vlastní tíhy a dopravy na konci životnosti [kNm].....	80
Obrázek 112 Normálové napětí v dolních vláknech po uvedení do provozu [MPa].....	80
Obrázek 113 Normálové napětí v horních vláknech po uvedení do provozu [MPa] .....	80
Obrázek 114 Normálové napětí v dolních vláknech na konci životnosti [MPa] .....	81
Obrázek 115 Normálové napětí v horních vláknech na konci životnosti [MPa].....	81
Obrázek 116 Normálové napětí v dolních vláknech při kvazistálé kombinaci po uvedení do provozu [MPa] .....	81
Obrázek 117 Normálové napětí v dolních vláknech při kvazistálé kombinaci na konci životnosti [MPa] .....	82
Obrázek 118 Schéma snahy snížení kabelů, příčný řez v pracovní spáře .....	82
Obrázek 119 Změny ve vedení kabelů A) páté pole, B) nad vnitřním pilířem, C) první pole.....	83
Obrázek 120 Normálová síla [kN].....	83

Obrázek 121 Obálka ohybových momentů od charakteristické kombinace [kNm] .....	83
Obrázek 122 Normálové napětí na dolních vláknech od kvazistálé kombinace v uvedení do provozu [MPa].....	84
Obrázek 123 Normálové napětí na dolních vláknech od kvazistálé kombinace na konci životnosti [MPa].....	84
Obrázek 124 Normálové napětí na horních vláknech od kvazistálé kombinace na konci životnosti [MPa].....	84
Obrázek 125 Normálové napětí na dolních vláknech od charakteristické kombinace v uvedení do provozu [MPa].....	84
Obrázek 126 Normálové napětí na dolních vláknech od charakteristické kombinace na konci životnosti [MPa].....	85
Obrázek 127 Normálové napětí na horních vláknech od charakteristické kombinace na konci životnosti [MPa].....	85
Obrázek 128 Betonáž Pilířů – 0.fáze.....	91
Obrázek 129 Betonáž první fáze .....	91
Obrázek 130 Předpětí první fáze .....	91
Obrázek 131 Betonování druhé fáze .....	92
Obrázek 132 Předpětí druhé fáze .....	92
Obrázek 133 Betonování třetí fáze.....	92
Obrázek 134 Předpětí třetí fáze.....	92
Obrázek 135 Betonování čtvrté fáze .....	93
Obrázek 136 Předpětí čtvrté fáze .....	93
Obrázek 137 Betonování páté fáze.....	93
Obrázek 138 Předpětí páté fáze.....	94
Obrázek 139 Ohybový moment po předepnutí 5.fáze.....	94
Obrázek 140 Deskový model příčného roznosu .....	95
Obrázek 141 Ohybové momenty na levém nosníku .....	95
Obrázek 142 Ohybové momenty na pravém nosníku .....	95
Obrázek 143 Příčný řez jednostránem v poli.....	96
Obrázek 144 Normálové napětí [kN] .....	97
Obrázek 145 Průběh ohybového momentu od vlastní tíhy a předpětí v uvedení do provozu [kNm] .....	97
Obrázek 146 Průběh ohybového momentu od vlastní tíhy a předpětí na konci životnosti [kNm] .....	97
Obrázek 147 Obálka ohybových momentů od vlastní tíhy, teploty a předpětí v uvedení do provozu [kNm] .....	98



Obrázek 148 Obálka ohybových momentů od vlastní tíhy, dopravy a předpětí po uvedení do provozu [kNm].....	98
Obrázek 149 Normálové napětí na dolních vláknech od dopravy v uvedení do provozu [MPa] .....	99
Obrázek 150 Normálové napětí na horních vláknech od dopravy v uvedení do provozu [MPa] .....	99
Obrázek 151 Změna vedení předpínacích kabelů [m] .....	100
Obrázek 152 Normálová síla [kN].....	100
Obrázek 153 Normálové napětí na dolních vláknech při zatížení dopravou v uvedení do provozu [MPa] .....	100
Obrázek 154 Změna vedení kabelů a) první pole, b) nad vnitřním pilířem.....	101
Obrázek 155 Normálová síla [kN].....	101
Obrázek 156 Obálka ohybových momentů od vlastní tíhy, dopravy a předpětí po uvedení do provozu [kNm].....	102
Obrázek 157 Změna předpětí 3 – napětí v dolních vláknech [MPa] .....	102
Obrázek 158 Změna předpětí 3 – napětí na horních vláknech [MPa] .....	102
Obrázek 159 Posun pracovních spár [m].....	103
Obrázek 160 Změna výšky průřezu [m] .....	103
Obrázek 161 Změna předpětí v prvním poli [m] .....	104
Obrázek 162 Normálová síla [kN].....	104
Obrázek 163 Obálka ohybových momentů od charakteristické kombinace v uvedení do provozu [kNm].....	104
Obrázek 164 Normálové napětí při kvazistálé kombinaci na dolních vláknech v uvedení do provozu [MPa] .....	105
Obrázek 165 Normálové napětí při kvazistálé kombinaci na dolních vláknech na konci životnosti [MPa] .....	105
Obrázek 166 Normálové napětí při kvazistálé kombinaci na horních vláknech na konci životnosti [MPa] .....	105
Obrázek 167 Normálové napětí při charakteristické kombinaci na dolních vláknech v uvedení do provozu [MPa] .....	105
Obrázek 168 Normálové napětí při charakteristické kombinaci na dolních vláknech na konci životnosti [MPa].....	106

## Seznam tabulek

Tabulka 1 Poměr konstrukční výšky k rozponu trémového mostu .....	17
Tabulka 2 Průřezové charakteristiky průřezu s konstantní výškou .....	42

Tabulka 3 Průřezové charakteristiky průřezu s proměnnou výškou – v poli .....	43
Tabulka 4 Průřezové charakteristiky průřezu u vnitřní podpory.....	43
Tabulka 5 Průřezové charakteristiky průřezu u vnější podpory.....	43
Tabulka 6 Průřezové charakteristiky pilíře .....	44
Tabulka 7 Hodnoty $k_{sur}$ v závislosti na různých tloušťkách mostního svršku .....	47
Tabulka 8 Počet a šířka zatěžovacích pruhů [03].....	48
Tabulka 9 Charakteristické hodnoty zatížení a součinitelé.....	49
Tabulka 10 Hodnoty $\psi$ a $\gamma$ pro dané zatížení. ....	51
Tabulka 11 Rozdíl ohybových momentů od charakteristické vlastní tíhy podle variant	57
Tabulka 12 Fáze výstavby a posouzení pro variantu s konstantním průřezem.....	65
Tabulka 13 Hodnoty ohybových momentů a koeficientu příčného roznosu .....	72
Tabulka 14 Posouzení MSP omezení napětí [MPa].....	88
Tabulka 15 Hodnoty ohybových momentů a koeficientu příčného roznosu .....	96
Tabulka 16 Posouzení MSP omezení napětí [MPa].....	108

## Seznam příloh

Příloha 1 – Půdorys varianty s konstantním průřezem

Příloha 2 – Podélný řez varianty s konstantním průřezem

Příloha 3 – Vzorový příčný řez varianty s konstantním průřezem

Příloha 4 – Schéma předpínací výztuže varianty s konstantním průřezem

Příloha 5 – Půdorys varianty s proměnným průřezem

Příloha 6 – Podélný řez varianty s proměnným průřezem

Příloha 7 – Vzorový příčný řez varianty s proměnným průřezem

Příloha 8 – Schéma předpínací výztuže varianty s proměnným průřezem