ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ v PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí

DIPLOMOVÁ PRÁCE

Návrh mostu na stavbě dálnice D4

The design of bridge - highway D4

Vedoucí práce: Doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.

Katedra: Betonových a zděných konstrukcí

Leden 2022 **Ondřej Veselka**

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: **Veselka** Jméno: **Ondřej** Osobní číslo: **468506**

Fakulta/ústav: **Fakulta stavební**

Zadávající katedra/ústav: **Katedra betonových a zděných konstrukcí**

Studijní program: **Stavební inženýrství**

Studijní obor: **Konstrukce a dopravní stavby**

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce:

Návrh mostu na stavbě dálnice D4

Název diplomové práce anglicky:

The design of bridge – highway D4

Pokyny pro vypracování:

Seznam doporučené literatury:

Jméno a pracoviště vedoucí(ho) diplomové práce:

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

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

Datum zadání diplomové práce: **20.09.2021** Termín odevzdání diplomové práce: **02.01.2022**

Platnost zadání diplomové práce: _____

doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D. podpis vedoucí(ho) práce	podpis vedoucí(ho) ústavu/katedry	prof. Ing. Jiří Máca, CSc. podpis děkana(ky)

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

Datum převzetí zadání	Podpis studenta

© ČVUT v Praze, Design: ČVUT v Praze, VIC

Čestné prohlášení:

Prohlašuji, že jsem tuto závěrečnou práci vypracoval samostatně pod vedením Doc. Ing. Lukáše Vráblíka, Ph.D. a uvedl jsem veškeré použité informační zdroje v souladu s pokynem o etické přípravě vysokoškolských závěrečných prací.

V Praze, dne _____

Ondřej Veselka

Poděkování:

Rád bych touto formou poděkoval Doc. Ing. Lukáši Vráblíkovi, Ph.D. Zea jeho cenné rady a postřehy při psaní diplomové práce.

Anotace:

Tato práce má za úkol navrhnout dálniční estakádu na dálnici D4. V práci je posouzena nosná konstrukce během výstavby a následně během její životnosti v příslušných mezních stavech. Následně je posouzen jeden z pilířů spodní stavby. Na závěr je pak posouzeno hlubinné založení pod tímto pilířem.

Klíčová slova: dálniční estakáda, technologie a postup výstavby, návrh, posouzení

Annotation:

This thesis is about the design of elevated highway bridge on highway D4. This construction is assessed during construction then the structure is assessed over the lifetime in all limit states. Thereafter I design one of the pillars from substructure od the bridge. I also design piles under this pillar in the end of this thesis.

Key words: elevated highway, construction and building progress, design and evaluation

Obsah

1. ÚVOD 15

2. ZÁKLADNÍ ÚDAJE 16

3. KONSTRUKCE ESTAKÁDY 17

3.1 VARIANTA Č. 1 - PŮVODNÍ NÁVRH 17

3.1.1 Deskový most 17

3.1.2 Obloukový most 18

3.2 VARIANTA Č. 2 - NÁVRH ZHOTOVITELE STAVBY 20

3.3 VARIANTA Č. 3 21

3.3.1 Dvoutrámová konstrukce 22

3.3.2 Komorová konstrukce 22

3.4 FINÁLNÍ VARIANTA 23

4. TECHNOLOGIE A POSTUP VÝSTAVBY 24

4.1 POPIS VÝSTAVBY 24

4.2 SCHÉMATICKÝ POSTUP VÝSTAVBY 24

4.2.1 Spodní stavba a založení estakády 24

4.2.2 Betonáží taktu č. 1 24

4.2.3 Betonáž taktu č. 2 24

4.2.4 Betonáž taktu č. 3, 4 25

4.2.5 Betonáž taktu č. 5 25

4.2.6 Betonáž taktu č. 6 25

4.2.7 Betonáž taktu č. 7 26

4.2.8 Betonáž taktu č. 8 26

4.2.9 Ostatní stálé zatížení 26

5. POUŽITÉ MATERIÁLY 27

5.1 BETON 27

5.2 PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ 28

5.3 BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ 28

6. STATICKÝ VÝPOČET 30

6.1 POSOUZENÍ VÝSTAVBY NOSNÉ KONSTRUKCE 30
6.1.1 Popis TDA modelu a zatížení během výstavby 30
6.1.1.1 Zatížení vlastní tíhou 30
6.1.1.2 Předpínací výztuž 30
6.1.1.3 Staveništní zatížení 32
6.1.1.4 Ostatní stálé zatížení 32
6.1.2 Přehled vnitřních sil během výstavby 32
6.1.3 Výpočet napětí 36
6.1.4 Posouzení napětí 38
6.1.4.1 Takt č. 1 38
6.1.4.2 Takt č. 2 38
6.1.4.3 Takt č. 3 39
6.1.4.4 Takt č. 4 39
6.1.4.5 Takt č. 5 40
6.1.4.6 Takt č. 6 40
6.1.4.7 Takt č. 7 41
6.1.4.8 Takt č. 8 41
6.1.4.9 Ostatní stálé zatížení 42
6.1.5 Zhodnocení posouzení výstavby 42
6.2 POSOUZENÍ NOSNÉ KONSTRUKCE V DEFINITIVNÍM STAVU 43
6.2.1 Uvažovaná zatížení 43
6.2.1.1 Proměnná zatížení 43
6.2.1.1.1 Zatížení od dopravy 43
6.2.1.1.2 Zatížení lineární teplotou 45
6.2.2 Předpětí konstrukce 45
6.2.2.1 Krycí vrstva pro dodatečně předpínací výztuž: 45
6.2.2.2 Schématické příčné řezy 46
6.2.3 Přehled vnitřních sil v definitivním stavu 47
6.2.4 Roštový model 51
6.2.5 Kombinace zatížení 52
6.2.5.1 Mezní stav použitelnosti: 53
6.2.5.1.1 Komorový průřez 53

6.2.5.1.2 Trámový průřez 55
6.2.5.2 Mezní stav únosnosti: 57
6.2.5.2.1 Komorový průřez 57
6.2.5.2.2 Trámový průřez 59
6.2.6 Posouzení průřezů 61
6.2.6.1 Posouzení mezního stavu omezení napětí 61
6.2.6.1.1 Komorový průřez 61
6.2.6.1.2 Trámový průřez 64
6.2.6.2 Posouzení vybraných průřezů MSÚ + MSP 67
6.2.6.2.1 Průřez a – Komorový průřez nad podporou 68
6.2.6.2.2 Průřez B – Komorový průřez v 1/4 náběhu 69
6.2.6.2.3 Průřez C – Komorový průřez uprostřed rozpětí 70
6.2.6.2.4 Průřez D – Trámový průřez nad podporou 71
6.2.6.2.5 Průřez E – Trámový průřez v polovině rozpětí 72
6.2.7 Zhodnocení návrhu nosné konstrukce 72
6.3 NÁVRH A POSOUZENÍ SPODNÍ STAVBY 73
6.3.1 Stanovení sil v hlavě pilíře 73
6.3.1.1 Svislá síla – R_z 74
6.3.1.2 Vodorovná síla v podélném směru – R_x 74
6.3.1.3 Vodorovná reakce v příčném směru – R_y 75
6.3.1.3.1 Stanovení hodnot jednotlivých koeficientů 75
6.3.2 Posouzení pilíře 78
6.3.3 Zhodnocení návrhu pilíře 82
6.4 NÁVRH A POSOUZENÍ ZALOŽENÍ STAVBY 83
6.4.1 Zhodnocení návrhu založení 86
7. ZÁVĚR 87
8. SEZNAM PŘÍLOH 88
9. LITERATURA 89
10. POUŽITÉ ZKRATKY 90
11. SEZNAMY OBRÁZKŮ, GRAFŮ A TABULEK 91

11.1 SEZNAM OBRÁZKŮ 91
11.2 SEZNAM TABULEK 94
11.3 SEZNAM GRAFŮ 94

1. Úvod

Hlavním cílem diplomové práce je návrh estakády na nově budované dálnici D4. Tato estakáda je největším mostním objektem v úseku dálnice, který povede z Písku do Příbrami. V této práci byly představeny tři možné návrhy konstrukčního řešení estakády. Mezi tyto návrhy patří:

- projektovaná varianta estakády
- návrh zhotovitele díla
- nově vytvořený návrh estakády

Podrobněji se v této práci budeme věnovat poslední variantě, tedy nově vytvořenému návrhu dálniční estakády. Tento návrh přebírá od prvních dvou variant určité prvky a zároveň byla snaha vytvořit kompromis mezi těmito návrhy.

V první části je konstrukce posouzena během výstavby na spodní pevné skruži. Tato varianta není pro konstrukci příliš náročná, a tak zajímavější výsledky dostáváme až během jejího posouzení v průběhu životnosti konstrukce.

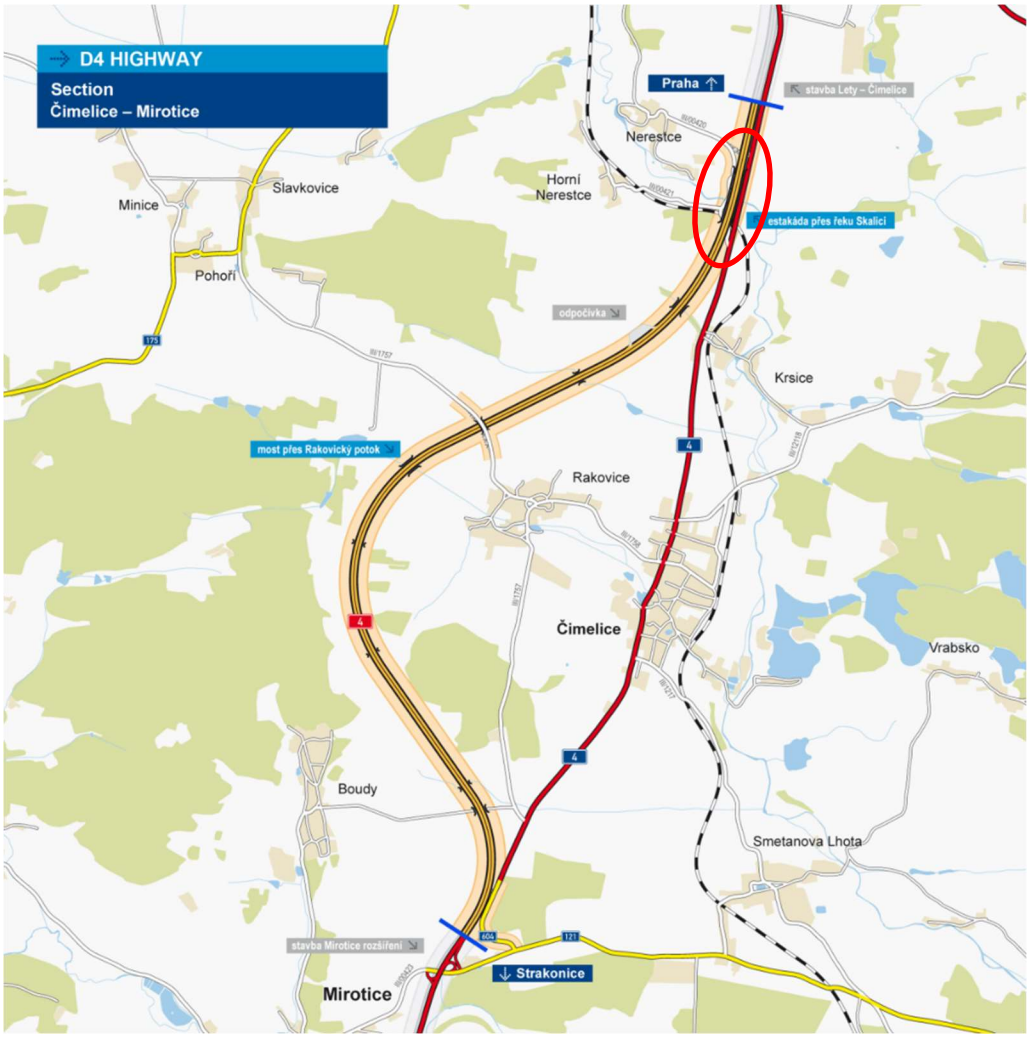
V následující části statického výpočtu je konstrukce posouzena v průběhu její životnosti v definitivním stavu. Konstrukce je posouzena v mezním stavu použitelnosti a rovněž v mezním stavu únosnosti. Konstrukce byla navržena tak, aby odolala extrémním účinkům zatížení a zároveň, aby její řešení bylo, pokud možno hospodárné.

Dalším z kroků bylo posouzení jednoho z vybraných pilířů spodní stavby. Tento pilíř opět musel odolat extrémním účinkům zatížení. Na závěr pak bylo navrženo a posouzeno hlubinné založení pod tímto pilířem.

2. Základní údaje

Navrhovaná konstrukce estakády spadá do rozsáhlé akce dostavby dálnice D4, která je v současné chvíli zprovozněna z Prahy do Příbrami. Dostavba se týká zbývajícího úseku Příbram –Nová Hospoda. Tento úsek rovněž spadá do části dálnice, která je realizována formou PPP (**P**ublic **P**rivate **P**artnership) projektu. U PPP projektů se zhotovitel zavazuje, že po dokončení díla bude nadále provozovat a udržovat dané dílo po dohodnutou dobu. Jedná se vůbec o první stavbu dálnice touto formou na našem území. Na realizaci stavby by se měly podílet společnosti VINCI Concessions a Meridiam. V současné chvíli probíhají na stavbě archeologické, geologické a ekologické průzkumy. Plné zprovoznění se předpokládá na konci roku 2024.

Stavební objekt, kterým se budu dále zabývat se nachází v úseku č. 5, a to Čimelice – Mirotice. Estakáda překonává rozsáhlé území, kde překonává řadu překážek, mezi hlavní patří koryto řeky Skalice a neelektrizovaná regionální železniční trať. Její celková délka činí 408 m. Šířkové uspořádání na mostě je shodné s navrhovaným šířkovým upořádáním dálnice D4, tedy kategorie D 25,5.



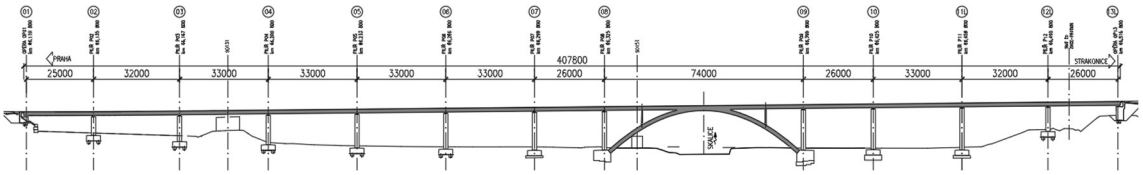
Obr. 1: *Přehledná situace úseku Čimelice – Mirotice s vyznačením estakády*

3. Konstrukce estakády

V současné chvíli jsou známy dva konstrukční návrhy estakády. První z nich vychází z původního řešení projekční kanceláře, která prováděla dokumentaci ke stavebnímu povolení. Druhá varianta byla navržena zhotovitelem díla. V rámci diplomové práce byla vypracována třetí možná varianta řešení estakády. Všechny zmíněné varianty jsou níže podrobněji rozepsány.

3.1 Varianta č. 1 - původní návrh

Původní návrh, který byl proveden ve stupni dokumentace ke stavebnímu povolení, uvažuje směrově rozdělené dva mostní objekty pro každý směr dálnice D4. Toto řešení je výhodné v případě, že bude zapotřebí uzavřít most při případné rekonstrukci, tak doprava bude odkloněna na vedlejší most. V případě, že by byla použita směrově nerozdělená konstrukce, tak by bylo možné značně snížit náklady na spodní stavbu a založení mostu. Jedná o monolitickou konstrukci z předpjatého betonu. Konstrukce by čítala celkem 12 polí z nichž největší z nich by mělo 74 metrů. Zbývající pole by měla rozpětí od 25 do 33 m. Právě v těchto polích je použita desková nosná konstrukce mostu, v nejdelším poli je pak navržen obloukový most.

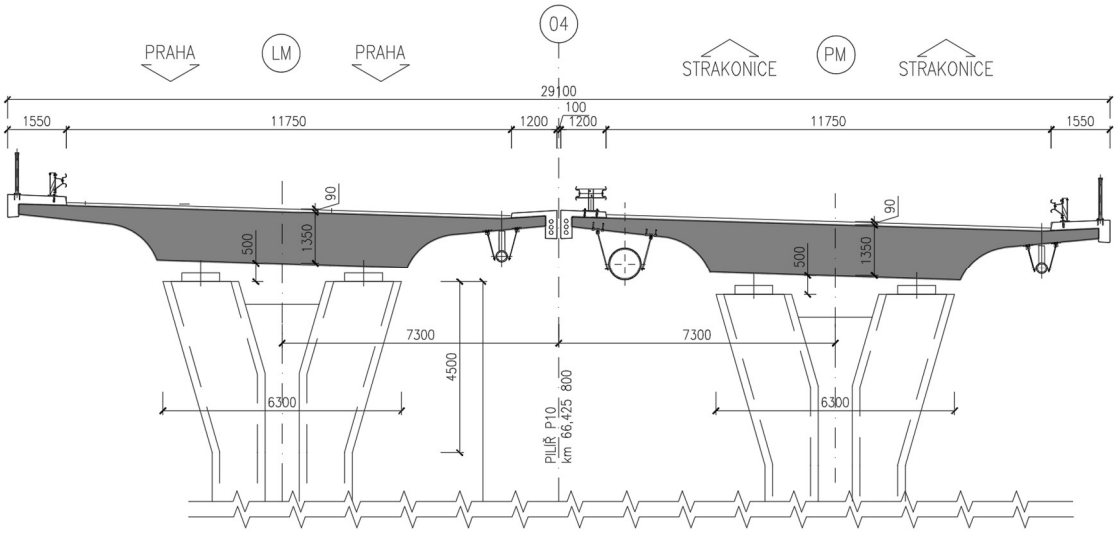


Obr. 2: *Pohled na deskovou/obloukovou konstrukci – varianta č. 1*

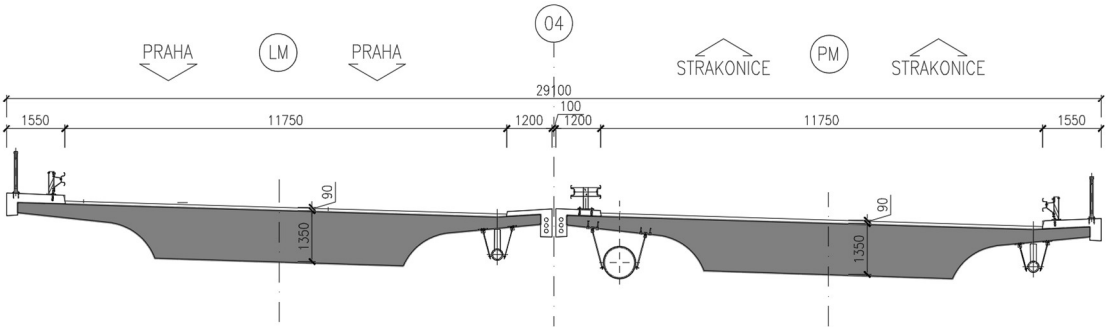
3.1.1 Deskový most

Deskové mosty se zpravidla využívají pro mosty menších rozpětí, není tomu jinak ani v tomto případě, kde je konstrukce použita. Deskové typy konstrukcí se vyznačují převážně jejich malou konstrukční výškou oproti jiným konstrukčním variantám. Zde je navržena konstantní tloušťka desky 1350 mm, díky čemuž by konstrukce v místě regionální trati umožňovala budoucí elektrifikaci. Konstrukce tohoto typu se vyznačují velkou spolupůsobící šířkou desky a menším rizikem vzniku trhlin oproti trámovým mostům. Další nespornou výhodou deskových konstrukcí je jednoduchost jejich bednění, nicméně tato výhoda v tomto případě nebude až tak výrazná, vzhledem k zakřiveným částem konstrukce.

Deskové konstrukce s sebou přináší i velké množství nevýhod, hlavní z nich je rozpětí těchto konstrukcí, které vyžaduje větší množství pilířů než ostatní navrhované varianty estakády. Rovněž by tento typ konstrukce vyžadoval větší množství betonářské výztuže a betonu.



Obr. 3: *Desková konstrukce – řez nad podporou – varianta č. 1*



Obr. 4: *Desková konstrukce – řez v poli – varianta č. 1*

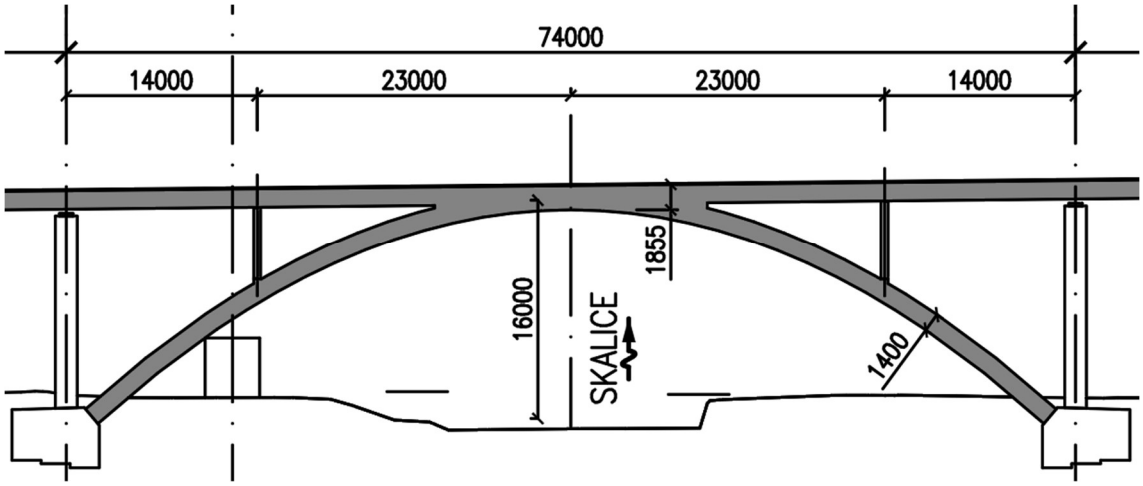
3.1.2 Obloukový most

V místě, kde estakáda překonává koryto řeky Skalice, se nachází pole s největším rozpětím na konstrukci. Rozpětí 74 m nám znemožňuje provedení deskové konstrukce v tomto místě. Byla navržena oblouková konstrukce s horní deskovou mostovkou, která je přímo položena na rubu oblouku. Tato konstrukce by zároveň respektovala architektonický vzhled dvou nejbližších mostů v obci Nerestce. (konstrukce nové estakády vede mezi těmito mosty).

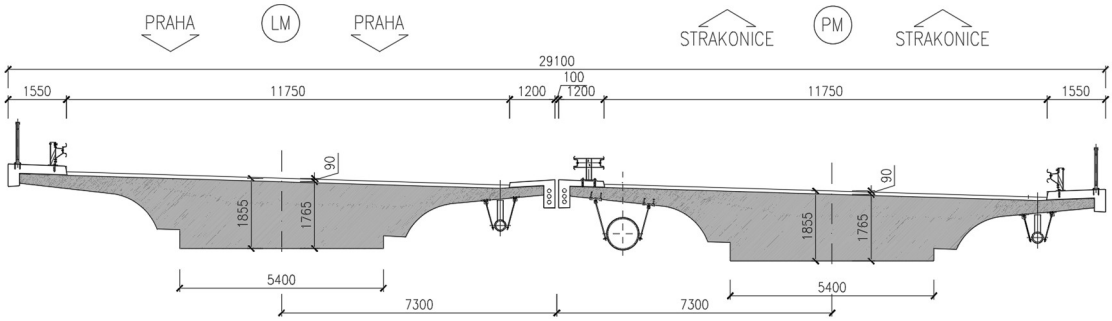
Obr. 5: *Obloukový most v obci Nerestce*

Obr. 6: *Klenbový kamenný most v obci Nerestce*

Provedení obloukového mostu bude rozhodně náročnější oproti trámové konstrukci s uzavřeným průřezem (komora), která by na toto rozpětí bez problémů rovněž překonala. Náročnost obloukových konstrukcí se projeví zejména během výstavby, kde bude nutné zhotovit spodní skruž pod konstrukcí oblouku. Nejen tento problém bude mít vliv na celkovou dobu výstavby. Zároveň by tento typ konstrukce byl ekonomicky nákladnější oproti zmíněné trámové konstrukci.



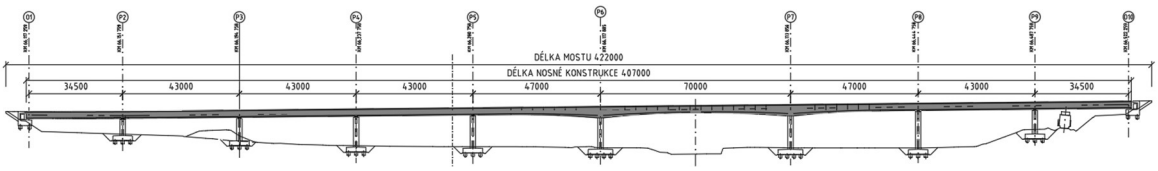
Obr. 7: *Oblouková konstrukce – pohled – varianta č. 1*



Obr. 8: *Oblouková konstrukce – řez ve vrcholu oblouku – varianta č. 1*

3.2 Varianta č. 2 - návrh zhotovitele stavby

Varianta, kterou se snaží prosadit zhotovitel díla je zcela odlišná oproti projektované variantě konstrukce. Prvním, nepřehlédnutelným rozdílem je, že v tomto případě není konstrukce rozdělena na dva samostatné mosty, ale je provedena jako celek. Tímto řešením značně eliminujeme počet konstrukcí spodní stavby. Rovněž i nosná konstrukce je zcela odlišná oproti předchozí variantě. Oproti deskové a obloukové konstrukci je zde navržen páteřní trámový nosník s konzolami podepřenými vzpěrami. U trámových konstrukcí si můžeme dovolit jít na větší rozpětí konstrukce oproti deskovým konstrukcím, což v důsledku znamená snížení z původních dvanácti polí na devět.

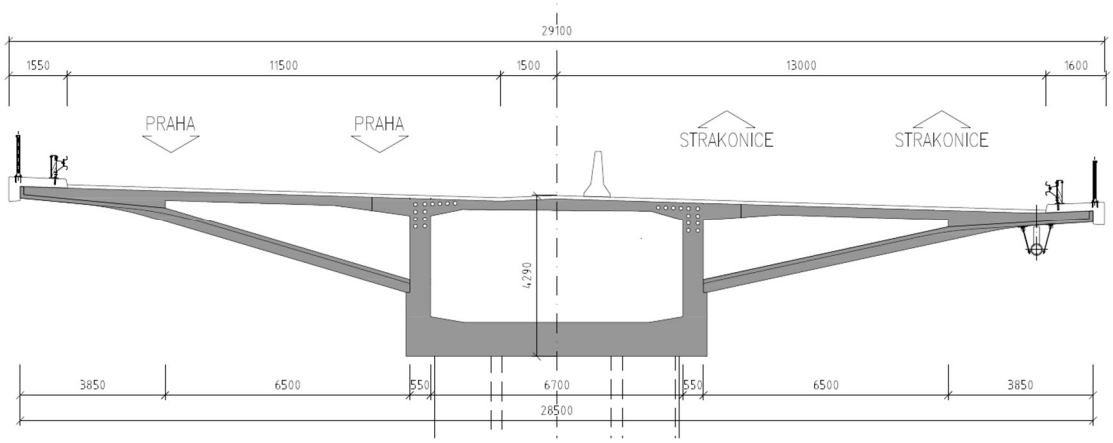


Obr. 9: *Pohled na trámovou konstrukci – varianta č. 2*

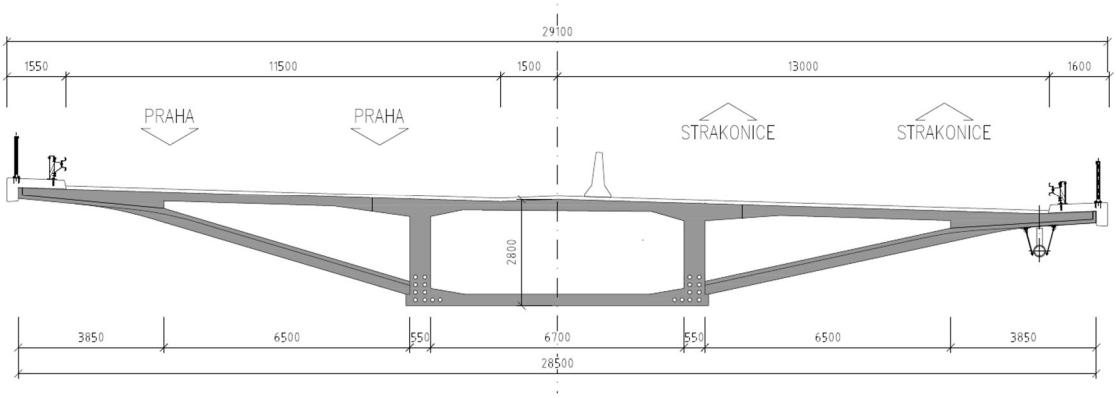
Z pohledu je možné vidět, že celá konstrukce je tvořena stejným typem nosné konstrukce včetně největšího pole na konstrukci, v něm a ve dvou přilehlých polích je pouze proměnná výška trámové konstrukce. Značnou výhodou trámových konstrukcí je

jejich velký moment setrvačnosti a velký průřezový modul při malé průřezové ploše, což jim dovoluje překonávat velká rozpětí. Zároveň tento typ konstrukcí disponuje velkou tuhostí v kroucení.

Největším problém této konstrukce je její nárůst konstrukční výšky oproti deskové variantě konstrukce, díky nárůstu v místě regionální trati nebude v budoucnu možné tuto trať elektrifikovat.



Obr. 10: *Příčný řez nad podporou – varianta č. 2*



Obr. 11: *Příčný řez v poli – varianta č. 2*

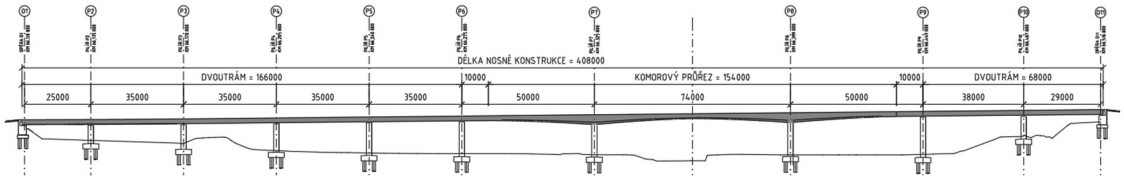
Z příčných řezů si můžeme všimnout, že stěny páteřního nosníku jsou provedeny svisle, což umožní snazší napojení na vzpěry. Zároveň si můžeme všimnout proměnné výšky páteřního nosníku v místě největšího pole. Nad podporou je výška nosníku 4290 mm, zatímco uprostřed rozpětí největšího pole je výška 2800 mm.

I přes fakt, že u tohoto typu konstrukce je vynechán obloukový prvek, který by souzněl s okolními mosty, je toto řešení velice elegantní a zajímavé.

3.3 Varianta č. 3

Poslední navržená varianta přebírá určité prvky od obou předchozích variant konstrukcí. Stejně jako u první varianty jsou zde navrženy dva směrově oddělené mosty. Počet polí pro tuto variantu tentokrát končí na čísle deset, kde většina z nich je

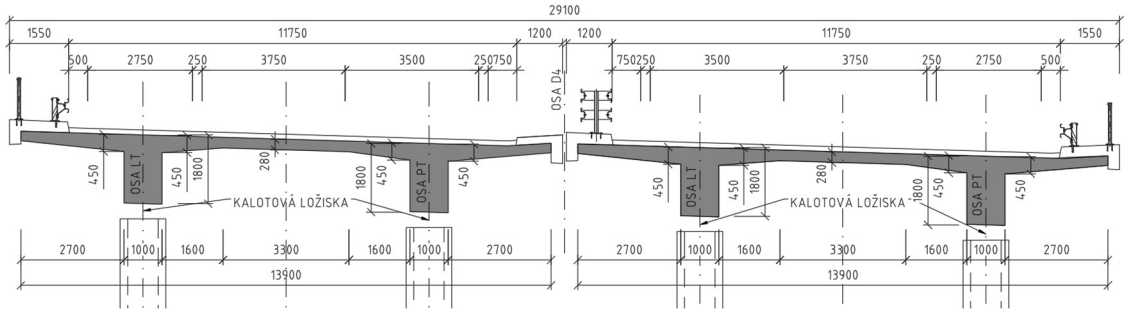
provedena klasickou dvoutrámovou konstrukcí. Největší pole přes řeku Skalice je v tomto případě překonáváno trámovou konstrukcí s uzavřeným průřezem (komora).



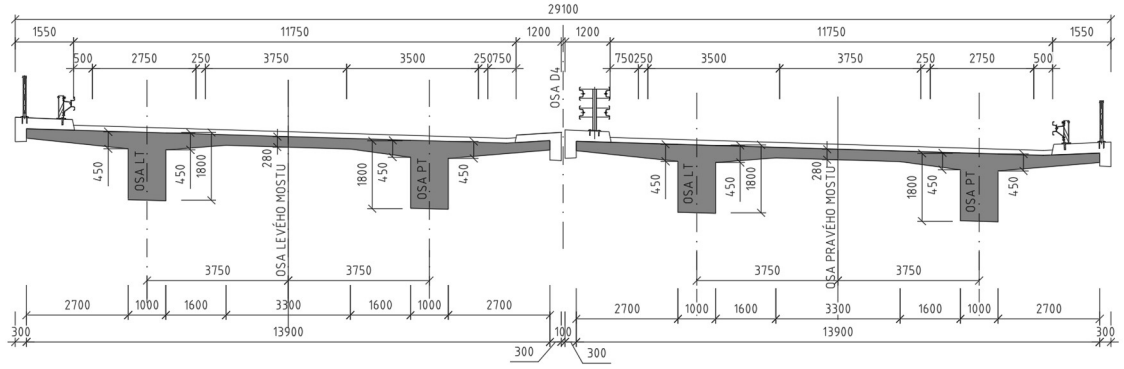
Obr. 12: *Pohled na konstrukci – varianta č. 3*

3.3.1 Dvoutrámová konstrukce

Při pohledu na konstrukci je patrné, že větší část estakády tvoří dvoutrámový průřez, který má na většině konstrukce konstantní výšku 1800 mm. Záměrně byl použit trám s menší konstrukční výškou, aby stejně jako v první variantě byla umožněna budoucí elektrifikace regionální tratě. Zároveň jsou však využity výhody trámových konstrukcí oproti konstrukcím deskovým, které byly zmíněny u předchozích variant.



Obr. 13: *Příčný řez nad podporou – dvoutrámová konstrukce – varianta č. 3*

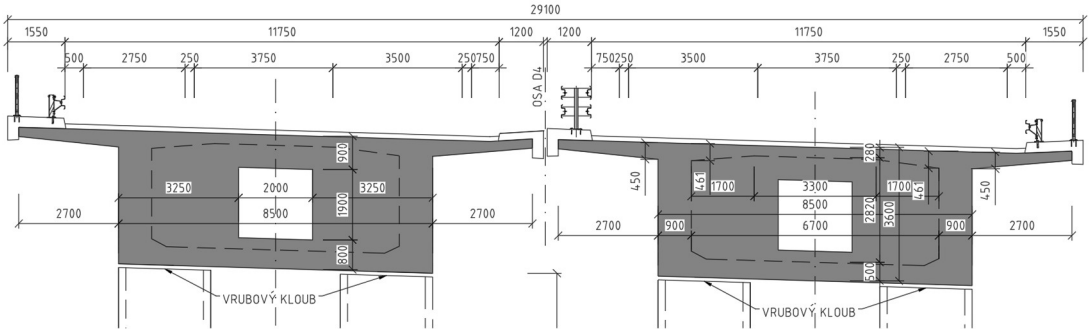


Obr. 14: *Příčný řez v poli – dvoutrámová konstrukce – varianta č. 3*

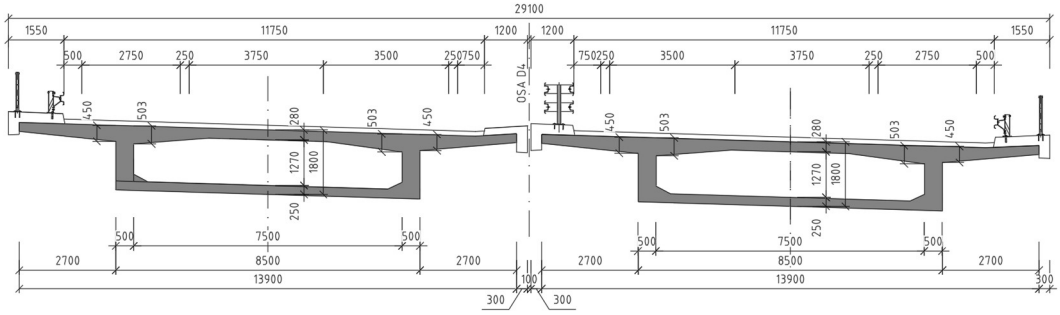
Z příčných řezů je vidět, že u trámů jsou stěny provedeny svisle, aby bylo umožněno snadné napojení na komorovou konstrukci, které má rovněž svislé stěny. Trámová konstrukce bude uložena na kalotová ložiska.

3.3.2 Komorová konstrukce

V polích 6,7 a 8 je místo klasické dvoutrámové konstrukce provedena komorová konstrukce s proměnnou výškou v podélném směru.



Obr. 15: *Příčný řez nad podporou – komorová konstrukce – varianta č. 3*



Obr. 16: *Příčný řez v poli – komorová konstrukce – varianta č. 3*

Z příčných řezů je jasně patrné, že konstrukce v místě podpory bude opatřena nadpodporovým příčníkem. Konstrukce v těchto místech dosahuje výšky 3600 mm, zatímco uprostřed rozpětí největšího pole je výška nosné konstrukce 1800 mm. V místě pilířů P7 a P8 budou provedeny vrubové klouby.

3.4 Finální varianta

Ze zmíněných variant bude nadále posuzována varianta č. 3. Tato varianta rovněž jako č. 2 neobsahuje obloukový prvek, který by byl obdobný jako přilehlé mostní objekty. Nicméně tato varianta neblokuje budoucí elektrifikaci železniční trati, díky štíhlé trámové konstrukci, která zároveň působí zajímavě. Tato varianta je zároveň nejméně náročná na technologii a postup výstavby ze zmíněných variant, rovněž díky neustále opakujícím se detailům by mělo dojít k eliminaci chyb během výstavby konstrukce.

Varianta	Plocha v příčném řezu [m^2]		
	Levý most	Pravý most	Celkem
1	12,354	12,307	**24,661**
2	19,929		**19,929**
3	7,502	7,519	**15,021**

Tab. 1: *Tabulka spotřeby betonu v příčném řezu*

Pro zajímavost je v tabulce zobrazena plocha betonu pro jednotlivé varianty. Na první pohled je patrné, že ve vybrané variantě č. 3 je nezanedbatelně menší spotřeba betonu, což by mohlo znamenat, že tato varianta by byla zároveň nejhospodárnější variantou. Ekonomické posouzení jednotlivých variant není však předmětem této práce, jedná se spíše o zajímavost.

4. Technologie a postup výstavby

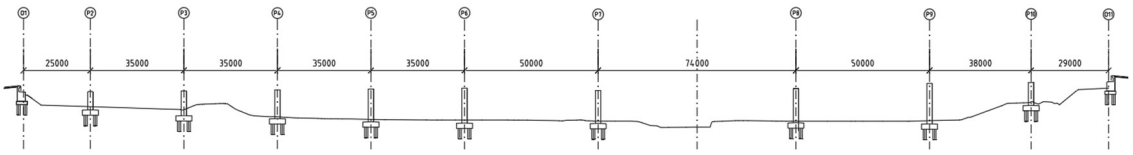
4.1 Popis výstavby

Kompletní konstrukce estakády bude provedena na spodní pevné skruži. Výstavba nosné konstrukce je rozdělena na 8 taktů, jejich rozsah je definován polohou pracovních spár. Pro každý takt byla stanovena doba výstavby 30 dnů. Poloha pracovních spár byla volena v 1/5 rozpětí daného pole s ohledem na předpokládanou polohu nulových ohybových momentů. V každé pracování spáře jsou rovněž umístěny spojky předpínací výztuže. Jednotlivé předpínací kabely prochází přes dva betonované takty s tím, že v pracovní spáře je vždy spojováno 50 % předpínacích kabelů. Napínání jednotlivých kabelů se předpokládá 5 dní od betonáže daného taktu.

4.2 Schématický postup výstavby

4.2.1 Spodní stavba a založení estakády

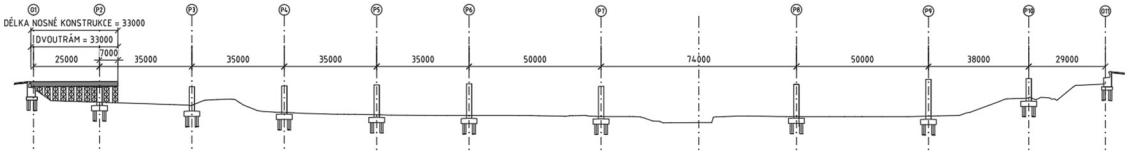
Po provedení zemních prací dojde k založení konstrukcí spodní stavby. Všechny konstrukce spodní stavby mají hlubinné založení z velkoprůměrových pilot ø1200 mm. Následně na to proběhne výstavba obou opěr a všech devíti pilířů estakády.



Obr. 17: *Postup výstavby – spodní stavba*

4.2.2 Betonáží taktu č. 1

Betonáž jednotlivých taktů začíná od opěry O1 směrem k opěře O2. Betonáž prvního taktu prochází přes první pole konstrukce a končí v 1/5 pole druhého, tj. 7 m za teoretickou osou uložení na pilíři P2. po 5 dnech od betonáže dojde k napnutí 50 % předpínacích kabelů. po dobu 28 dní je konstrukce podepřena pevnou skruží.

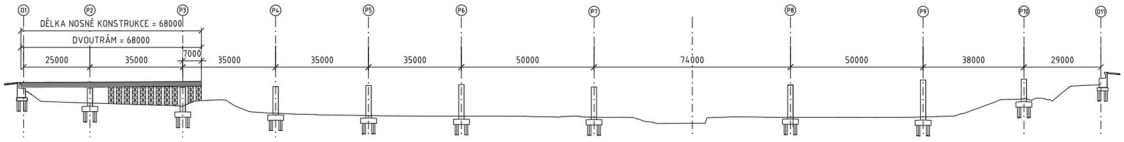


Obr. 18: *Postup výstavby – takt č. 1*

4.2.3 Betonáž taktu č. 2

Po betonáži prvního taktu, kdy je ještě konstrukce podepřena, započnou přípravné práce na taktu č. 2. po odskružení prvního taktu může dojít k betonáži dalšího pole. V tu chvíli je již první etapa zatěžována staveništním zatížením a vlastní tíhou konstrukce.

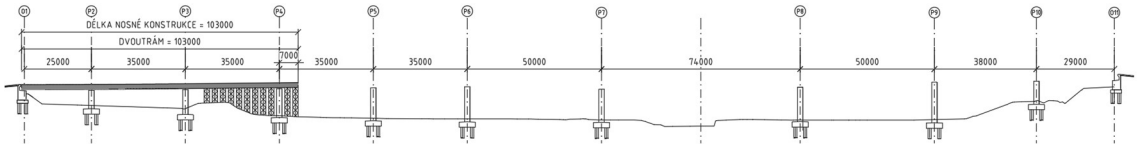
Obdobně jako u první betonáže, tak druhý takt prochází přes celé druhé pole a zasahuje do jedné pětiny pole dalšího, rovněž 7 m. Stejně jako v předchozí fázi je předpětí do konstrukce vneseno po pěti dnech od betonáže.



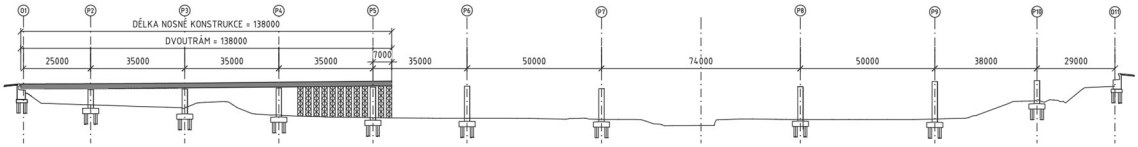
Obr. 19: *Postup výstavby – takt č. 2*

4.2.4 Betonáž taktu č. 3, 4

Vzhledem k faktu, že betonáž těchto taktů je totožná jako u taktu č. 2, tak je zobrazeno pouze schéma výstavby.



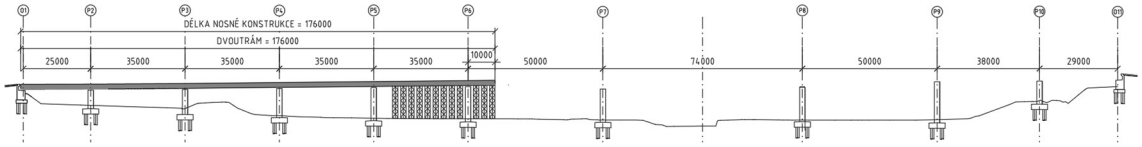
Obr. 20: *Postup výstavby – takt č. 3*



Obr. 21: *Postup výstavby – takt č. 4*

4.2.5 Betonáž taktu č. 5

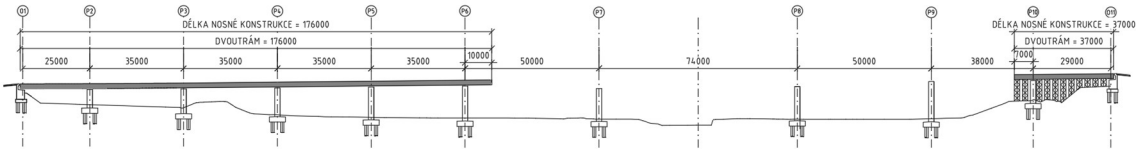
U taktu č. 5 nastává změna v délce převislého konce. Spára se posouvá 10 m od osy uložení, jelikož šesté pole má rozpětí 50 metrů. Zbývající náležitosti zůstávají stejné.



Obr. 22: *Postup výstavby – takt č. 5*

4.2.6 Betonáž taktu č. 6

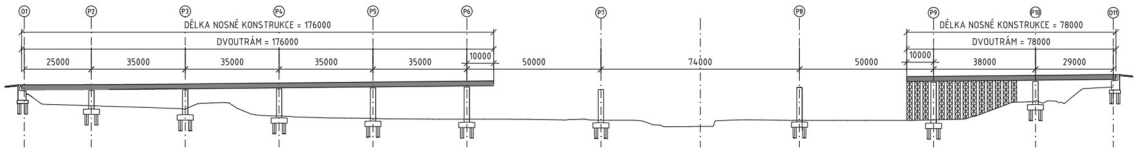
V této fázi rovněž dochází ke změně postupu výstavby. Jako další bude betonované poslední desáté pole. Princip betonáže tohoto taktu je stejný jako u taktu č. 1.



Obr. 23: *Postup výstavby – takt č. 6*

4.2.7 Betonáž taktu č. 7

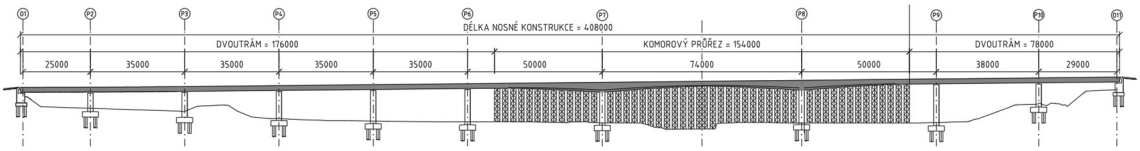
Postup výstavby pokračuje dle přechozího taktu, tedy další betonované bude pole č. 9. Stejně jako u šesté fáze bude převislý konec vzdálený deset metrů od teoretické osy uložení.



Obr. 24: *Postup výstavby – takt č. 7*

4.2.8 Betonáž taktu č. 8

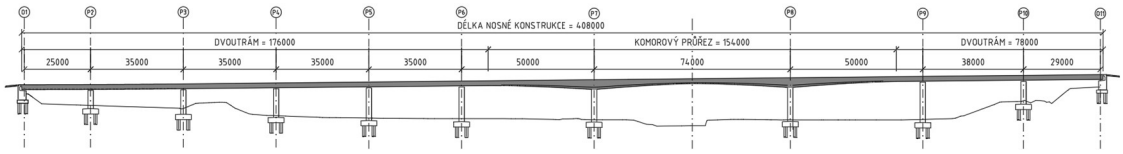
Poslední betonáž nosné konstrukce proběhne v této fázi. Jedná se o nejkomplikovanější část konstrukce, vzhledem k velkému rozpětí polí č. 6,7 a 8 přechází dvoutrámová konstrukce na konstrukci s komorovým průřezem. Průřez bude mít proměnnou výšku v podélném směru.



Obr. 25: *Postup výstavby – takt č. 8*

4.2.9 Ostatní stálé zatížení

Poslední fáze výstavby nastává ve chvíli, kdy je konstrukce odskružena v celém rozsahu. Následuje položení asfaltové hydroizolace, betonáž říms a pokládka asfaltového souvrství. Ve chvíli, kdy je nainstalované i vybavení mostu, může být konstrukce uvedena do provozu.



Obr. 26: *Postup výstavby – ostatní stálé zatížení*

5. Použité materiály

5.1 Beton

Vzhledem k typu nosné konstrukce a vnějším vlivům, kterým bude vystavena, byl zvolen beton C45/55 - XF2 – XD1 – XC4.

Pro beton ve stáří 28 dní platí:

- charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku – f_{ck} = 45,00 MPa

- průměrná válcová pevnost betonu v tlaku – f_{cm} = 53,00 MPa

- návrhová pevnost betonu v tlaku: $f_{cd} = \alpha_{cc}. f_{ck} / \gamma_c$

α_{cc} = součinitel dlouhodobých nepříznivých vlivů (bude uvažováno $\alpha_{cc} = 1$)

γ_c = součinitel spolehlivosti betonu (pro trvalé a dočasné návrhové situace je γ_c = 1,5, pro mimořádné situace $\gamma_c = 1,2$)

- $f_{cd} = 1. 40,00 / 1,5 = 30$ MPa

- charakteristické pevnosti betonu v dostředném tahu:

dolní hodnota: $f_{ctk;0,05} = 2,7$ MPa

horní hodnota: $f_{ctk;0,95} = 4,9$ MPa

průměrná hodnota: $f_{ctm} = 3,8$ MPa

- sečný modul pružnosti betonu: $E_{cm} = 36$ GPa

- mezní poměrné přetvoření betonu v tlaku $\varepsilon_{cu} = 3,5‰$

- Poissonův součinitel: v = 0,2

- součinitel teplotní délkové roztažnosti: $\alpha_t = 10. 10\text{-}6$ K-1

Pro beton mladší než 28 dní, byly použity vzorce:

- pevnost betonu v tlaku:

$f_{ck(t)} = f_{cm(t)} - 8,0$ [MPa] (pro $3 < t < 28$ dní, pro $t \geq 28$ dní je $f_{ck(t)} = f_{ck}$)

$f_{cm(t)} = ß_{cc}(t). f_{cm}$

$ß_{cc}(t)$ je funkce popisující vývoj pevnosti betonu v tlaku v čase a vypočte se podle vzorce: $\beta_{cc}(t) = exp\left\{s\left[1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right]\right\}$

s – součinitel závislý na druhu cementu

$f_{cm(t)}$ - průměrná hodnota pevnosti betonu v tlaku ve stáří t dní

- pevnost betonu v tahu:

$f_{ctm(t)} = (ß_{cc}(t)).\ \alpha.\ f_{ctm}$

$\alpha = 1$ pro $t < 28$ dní,

$\alpha = 2/3$ pro $t \geq 28$ dní

5.2 Předpínací výztuž

Jako předpínací výztuž byla zvolena výztuž od společnosti Freyssinet. V jednotlivých posudcích je počítáno s ocelovými sedmi drátovými stabilizovanými lany dle prEN 10138–3. Předpínací výztuž se sestává z lan s pevností v tahu 1860 MPa, která jsou označována dle normy Y1860 S7.

Vlastnosti předpínací výztuže:

- charakteristická pevnost předpínací oceli v tahu – $f_{pk} = 1860$ MPa
- jmenovitý průměr lana – D = 15,7 mm
- jmenovitá průřezová plocha lana $S_n = 150$ mm^2
- jmenovitá hmotnost lana – M = 1,172 kg/m
- modul pružnosti – E = 195 000 MPa
- charakteristická smluvní mez kluzu 0,1 % - $f_{p0,1k} = F_{p0,1k} / A_p = 246 / (150x10^{-3}) =$ 1640 MPa
- součinitel spolehlivosti předpínací výztuže pro trvalé a dočasné návrhové situace $\gamma_s = 1,15$
- návrhová mez kluzu 0,1 % - $f_{pd} = f_{p0,1k} / \gamma_s = 1640 / 1,15 = 1426$ MPa
- maximální napětí při napínání - $\sigma_{p,max} = \min (0,8f_{pk}\ 0,9f_{p,0,1,k}) = \min (0,8.\ 1860;\ 0,9.$ 1640) = min (1488; 1476) = 1476 MPa
- maximální přípustné napětí po vnesení předpětí - $\sigma_{p,max} = \min (0,75f_{pk};\ 0,85f_{p,0,1,k})$ = min (0,75. 1860; 0,85. 1640) = min (1395; 1394) = 1394 MPa
- maximální relaxace při 1000 hod a 70 % F_{ma} - 2,5 %

Pro předepnutí jednotlivých polí konstrukce je použito šestnáct 19lanových kabelů. Pouze sedmé pole s největším rozpětím využívá dvacet čtyři 25lanových kabelů.

5.3 Betonářská výztuž

Pro vyztužení měkkou betonářskou výztuží je použita výztuž B500B s charakteristickou mezí kluzu – $f_{yk} = 500,0$ MPa a následujícími vlastnostmi:

- součinitel spolehlivosti betonářské výztuže pro trvalé a dočasné návrhové situace $\gamma_s = 1,15$

- návrhová mez kluzu: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 434,8$ MPa

- návrhová hodnota modulu pružnosti betonářské oceli: $E_s = 200,0$ GPa

6. Statický výpočet

Ve statickém výpočtu bude posouzena výstavba nosné konstrukce z hlediska napjatosti v horních a spodních vláknech. Pro přesné výpočty byl využit výpočetní software Scia Enginner, kde jsem využil funkci časově závislé analýzy TDA. Díky této funkci bylo možné sledovat průběh vnitřních sil na konstrukci v průběhu celé výstavby až po uvedení do provozu. Poté jsem použil model bez časově závislé analýzy, na kterém byly vypočteny vnitřní síly od zatížení dopravou a lineární teplotou. Poté byla konstrukce posouzena v definitivním stavu dle mezní stavu použitelnosti (MSP) a mezního stavu únosnosti (MSÚ).

Na závěr byl posouzen jeden z vybraných pilířů spodní stavby, u kterého bylo zapotřebí dopočítat zatížení od příčného větru a od třecí síly v ložisku. pod tímto pilířem bylo rovněž posouzeno založení konstrukce.

6.1 Posouzení výstavby nosné konstrukce

6.1.1 Popis TDA modelu a zatížení během výstavby

Pro výpočet vnitřních sil během výstavby byl vytvořen 2D prutový model s využitím časově závislé analýzy (TDA). Každý takt betonáže se skládal ze třech shodných částí:

- betonáž v čase t=0
- předepnutí daného taktu v čase t=5
- odbednění daného taktu v čase t=28
- betonáž dalšího taktu v čase t=30

Vnitřní síly na konstrukci se vždy projeví až ve fázi, kdy je konstrukce odbedněna. Tento cyklus se vždy opakuje dle jednotlivých taktů z postupu výstavby.

6.1.1.1 Zatížení vlastní tíhou

Vlastní tíha je zadána na konstrukci ručně a byla stanovena následujícím způsobem:

- objemová hmotnost betonu – 24 kN/m^3
- zvýšení pro železobeton – 1 kN/m^3
- zvýšení pro předpjatý beton – 1 kN/m^3
- **Celkem – 24 + 1 + 1 = 26 kN/m^3**

6.1.1.2 Předpínací výztuž

Vzhledem k tomu, že v každé pracovní spáře může být spojováno pouze 50 % předpínací výztuže, tak je použito na celé konstrukci stejné množství kabelů předpínací výztuže. V tomto případě se jedná o šestnáct 19lanových kabelů, s tím že prvních 8 kabelů je zakončeno v první pracovní spáře. Druhých osm kabelů průběžně pokračuje

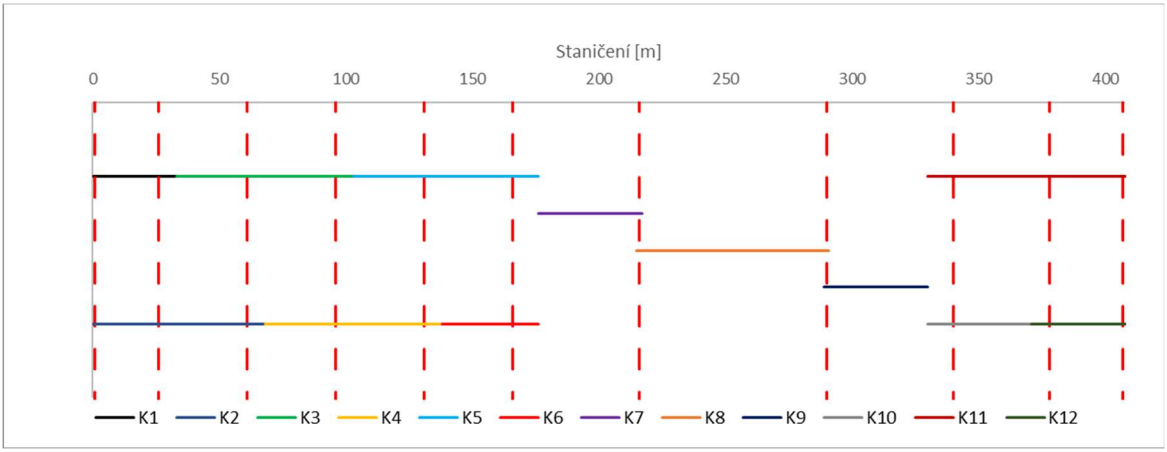
přes první pracovní spáru do druhé spáry. U každého kabelu se mění pouze jeho excentricita vůči těžišťové ose tak, aby předpínací výztuž ideálně eliminovala účinky zatížení na konstrukci.

U komorového průřezu nastává i změna předpínací výztuže. Zatímco v šestém a osmém poli zůstává osm 19lanových kabelů, tak v největším poli bylo nutné zvětšit množství předpínací výztuže. Vzhledem k extrémním účinkům zatížení na konstrukci bylo navrhnuto dvacet čtyři 25lanových kabelů.

Pro úplnou přehlednost jsou všechny předpínací kabely uvedeny v tabulce a na obrázku níže:

Označení kabelu				Takt - napínání	Pole působení	Počet lan	Plocha lana	Napínací napětí	Označení kabelu				Takt - napínání	Pole působení	Počet lan	Plocha lana	Napínací napětí
Most	Kabel	n_z	n_x			[ks]	[mm^2]	[Mpa]	Most	Kabel	n_z	n_x					
LM	K1	1	1	1	1+2	19	150	1476	LM	K8	1	1	8	(6)+7+(8)	25	150	1476
		1	2								1	2					
		1	7								1	3					
		1	8								1	4					
		2	1								2	1					
		2	2								2	2					
		2	7								2	3					
		2	8								2	4					
LM	K2	1	3	2	1+2+3	19	150	1476			3	1					
		1	4								3	2					
		1	5								3	3					
		1	6								3	4					
		2	3								4	1					
		2	4								4	2					
		2	5								4	3					
		2	6								4	4					
LM	K3	1	1	3	2+3+4	19	150	1476			5	1					
		1	2								5	2					
		1	7								5	3					
		1	8								5	4					
		2	1								6	1					
		2	2								6	2					
		2	7								6	3					
		2	8								6	4					
LM	K4	1	3	4	3+4+5	19	150	1476	LM	K9	1	1	8	(7)+8	19	150	1476
		1	4								1	2					
		1	5								1	3					
		1	6								1	4					
		2	3								2	1					
		2	4								2	2					
		2	5								2	3					
		2	6								2	4					
LM	K5	1	1	5	4+5+6	19	150	1476			3	1					
		1	2								3	2					
		1	7								3	3					
		1	8								3	4					
		2	1								4	1					
		2	2								4	2					
		2	7								4	3					
		2	8								4	4					
LM	K6	1	3	5	5+6	19	150	1476	LM	K10	1	3	7	8+9	19	150	1476
		1	4								1	4					
		1	5								1	5					
		1	6								1	6					
		2	3								2	3					
		2	4								2	4					
		2	5								2	5					
		2	6								2	6					
LM	K7	1	1	8	6+(7)	19	150	1476	LM	K11	1	1	7	8+9+10	19	150	1476
		1	2								1	2					
		1	3								1	7					
		1	4								1	8					
		2	1								2	1					
		2	2								2	2					
		2	3								2	7					
		2	4								2	8					
		3	1						LM	K12	1	3	6	9+10	19	150	1476
		3	2								1	4					
		3	3								1	5					
		3	4								1	6					
		4	1								2	3					
		4	2								2	4					
		4	3								2	5					
		4	4								2	6					

Tab. 2: *Přehled předpínací výztuže*



Graf 1: *Schéma předpínací výztuže na estakádě*

6.1.1.3 Staveništní zatížení

Staveništní zatížení je na konstrukci vneseno ve stejný čas jako vlastní tíha konstrukce. Na vnitřních silách se rovněž jako vlastní tíha projeví až po odskružení daného taktu konstrukce.

STAVENIŠTNÍ ZATÍŽENÍ								
Označení	Zatížení	Plocha	Šířka	Tloušťka	Počet	γ	γ	g
[-]	[-]	[m^2]	[m]	[m]	[ks]	[kN/m]	[kN/m^2]	[kN/m]
1	Staveništní zatížení	-	13,9	-	-	-	1	13,90

Tab. 3: *Staveništní zatížení*

6.1.1.4 Ostatní stálé zatížení

Po dokončení výstavby nosné konstrukce bude most zatížen ostatním stálým zatížením, pod které spadá vlastní tíha říms, svodidel, zábradlí a vozovkového souvrství. Toto zatížení je vneseno po odskružení osmého taktu konstrukce. Tuto fázi bereme jako čas, kdy je naše konstrukce uvedena do provozu.

OSTATNÍ STÁLÉ ZATÍŽENÍ								
Označení	Zatížení	Plocha	Šířka	Tloušťka	Počet	γ	γ	g
[-]	[-]	[m^2]	[m]	[m]	[ks]	[kN/m]	[kN/m^3]	[kN/m]
1	ŽB římsa krajní	0,541	-	-	1	-	25	13,53
2	ŽB římsa střední	0,477			1		25	11,93
3	Vodotěsná izolace - NAIP	-	13,9	0,005	1	-	23	1,60
4	Litý asfalt hrubozrný - MA 16 IV	-	11,75	0,04	1	-	25	11,75
5	Asfaltový beton pro obrusnou vrstvu - ACL 16S	-	11,75	0,05	1	-	25	14,69
6	Asfaltový koberec mastixový- SMA 11 S	-	11,75	0,04	1	-	25	11,75
7	Ocelové svodidlo	-	-	-	2	2	-	4,00
8	Ocelové zábradlí	-	-	-	1	1	-	1,00
				0,135			**$(g-g_0)$=**	**70,24**

Tab. 4: *Ostatní stálé zatížení*

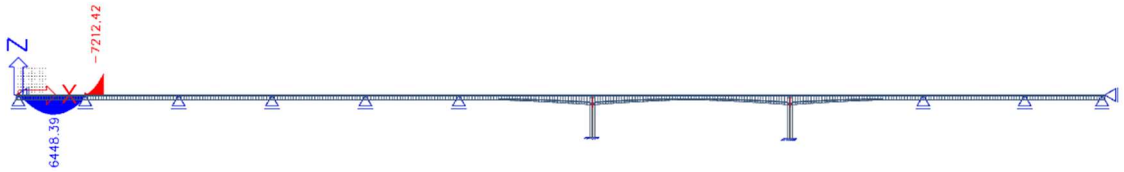
6.1.2 Přehled vnitřních sil během výstavby

Vzhledem k faktu, že konstrukci během výstavby budeme posuzovat v mezním stavu použitelnosti, tak vnitřní síly byly vypočítány z kvazistálé kombinace, přičemž při absenci proměnného zatížení by všechny kombinace vypadaly stejně. Zde budou

vekresleny ohybové momenty všech fází výstavby. Na závěr pak průběh normálových sil konstrukce v době uvedení provozu.

Betonáž taktu č. 1:

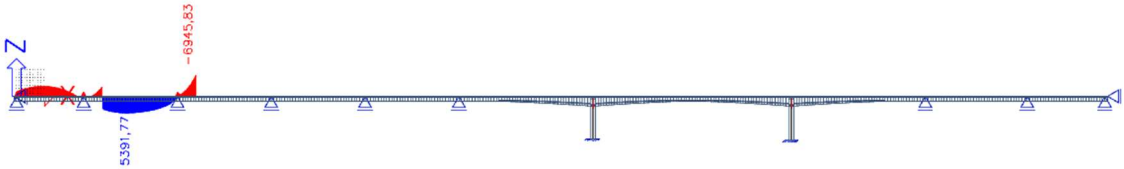
Po odskružení prvního taktu můžeme vidět běžný průběh ohybového momentu.



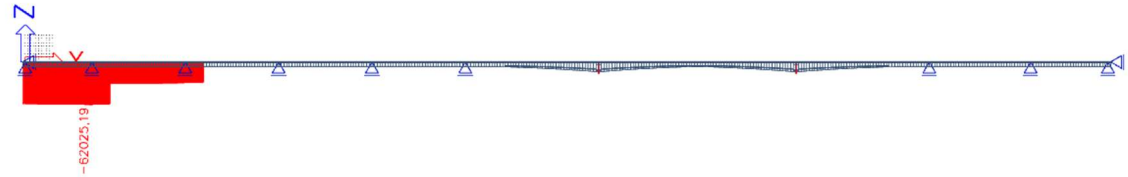
Obr. 27: *My – odskružení taktu č. 1*

Betonáž taktu č. 2:

Ve chvíli, kdy je rozebrána skruž v místě druhého taktu, tak můžeme vidět skokový rozdíl momentu v místě první pracovní spáry. Tento skok je způsobem dvojnásobným nárůstem předpínací výztuže v prvním taktu.



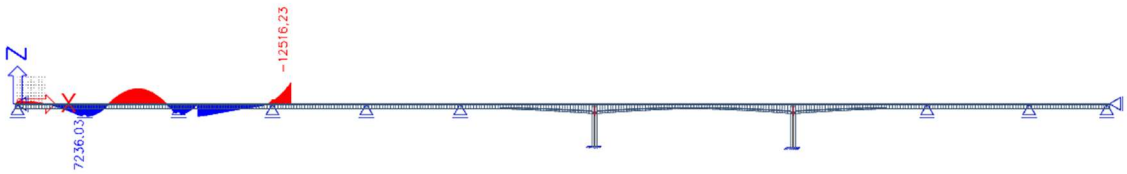
Obr. 28: *My – odskružení taktu č. 2*



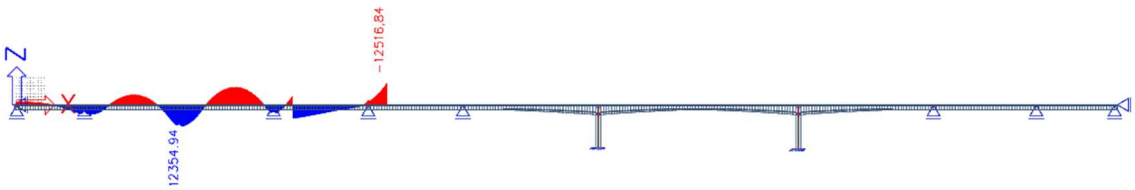
Obr. 29: *N – odskružení taktu č. 2*

Betonáž taktů č. 3-7:

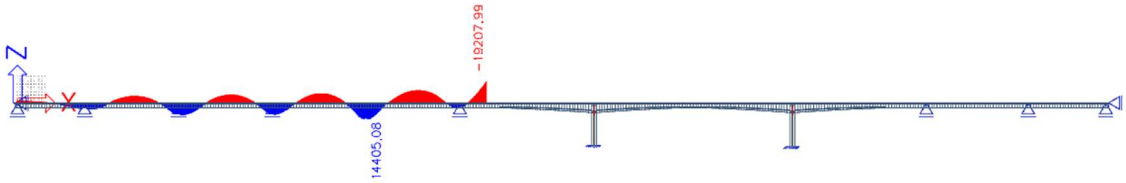
Konstrukce se chová u dalších taktů obdobně jako u taktu č. 2. Náhlé změny v momentech jsou způsobeny rozdílným množstvím předpínací výztuže.



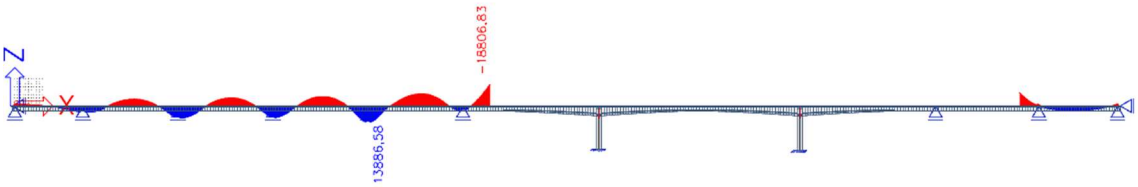
Obr. 30: *My – odskružení taktu č. 3*



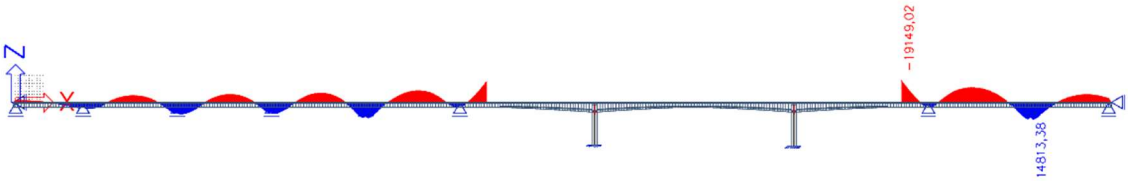
Obr. 31: *My – odskružení taktu č. 4*



Obr. 32: *My – odskružení taktu č. 5*



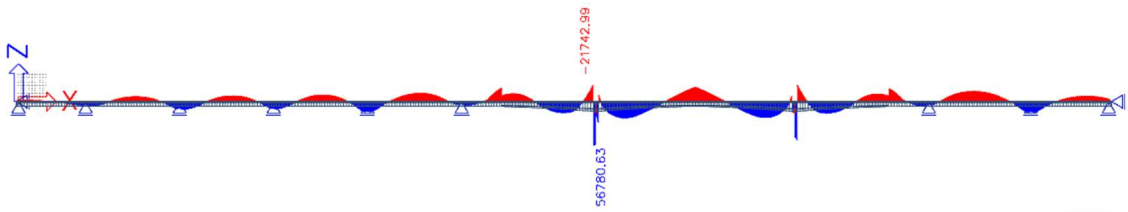
Obr. 33: *My – odskružení taktu č. 6*



Obr. 34: *My – odskružení taktu č. 7*

Betonáž taktu č. 8:

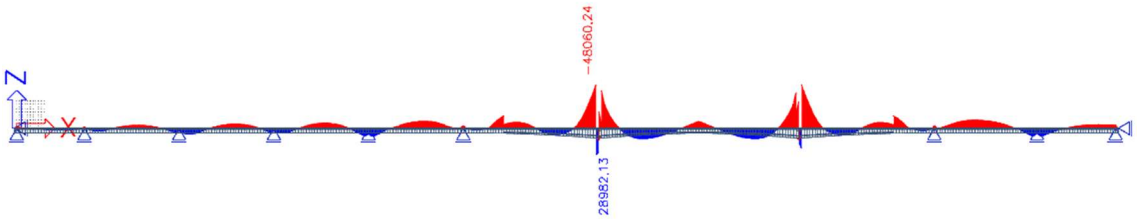
Zde si můžeme všimnout, že v poli č. 6 a 8 je opět náhlá změna momentu, a to i přes stejné množství předpětí v tomto místě. Tentokrát je odskok v momentech způsoben přechodem dvoutrámové konstrukce na konstrukci s komorovým průřezem. Vlivem dobetonování spodní desky se těžiště průřezu posune níže, tudíž se skokově změní i hodnota excentricity předpínací výztuže.



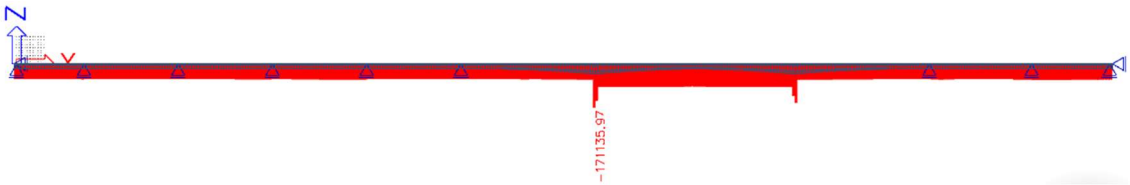
Obr. 35: *My – odskružení taktu č. 8*

Uvedení do provozu:

Na závěr je vyobrazen ohybový moment a normálová síla na konstrukci ve chvíli, kdy je uvedena do provozu. Můžeme vidět, že konstrukci je v tuto chvíli značně „přetlačována“. Tento jev nám zajistí, že konstrukce vyhoví na maximální účinky zatížení při posuzování v definitivním stavu.



Obr. 36: *My – uvedení do provozu*



Obr. 37: N *– uvedení do provozu*

6.1.3 Výpočet napětí

Prutový model byl modelován po dílcích délky jeden metr, proto bude proveden výpočet napětí na začátku a na konci každého takového dílce konstrukce. Napětí bude počítáno v horních a spodních vláknech průřezu. Výpočet všech těchto napětí byl proveden ručně. Ze výpočetního programu byly převzaty pouze vnitřní síly během výstavby, které jsou vyobrazeny v předchozí kapitole.

Napětí bylo vypočteno ze vztahu:

$$\sigma_{c,h} = \frac{N_p}{A_c} + \frac{M}{I_y}.z_h - \frac{M_p}{I_y}.z_h;\ \sigma_{c,d} = \frac{N_p}{A_c} - \frac{\mathrm{M}}{I_y}.z_d + \frac{M_p}{I_y}.z_d$$

N_p je předpínací síla

$\sigma_{c,h}$ je napětí v horních vláknech průřezu

$\sigma_{c,d}$ je napětí v dolních vláknech průřezu

A_c je plocha betonu v průřezu

M je ohybový moment od zatížení konstrukce

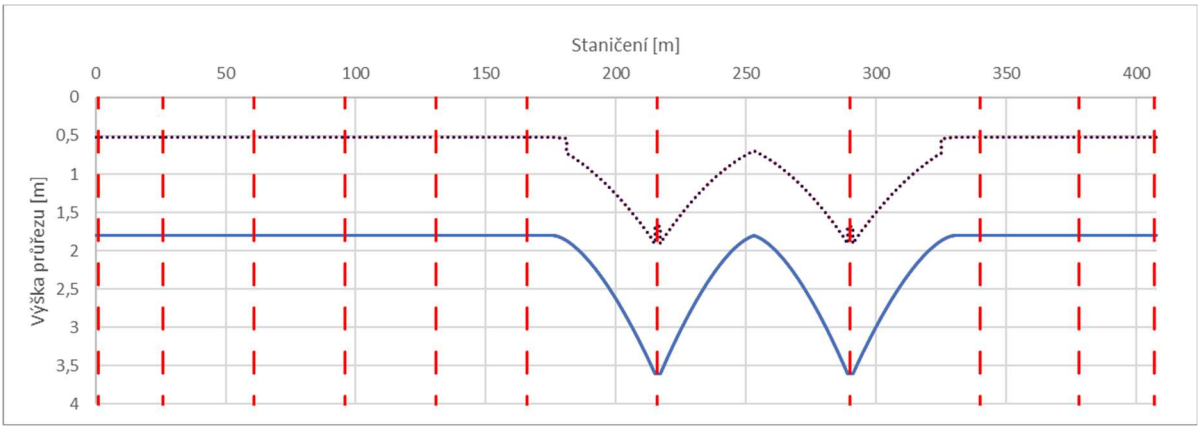
I_y je moment setrvačnosti konstrukce

M_p je ohybový moment od předpětí (vypočten z předpínací síly a vzdálenosti předpínací výztuže od těžiště průřezu

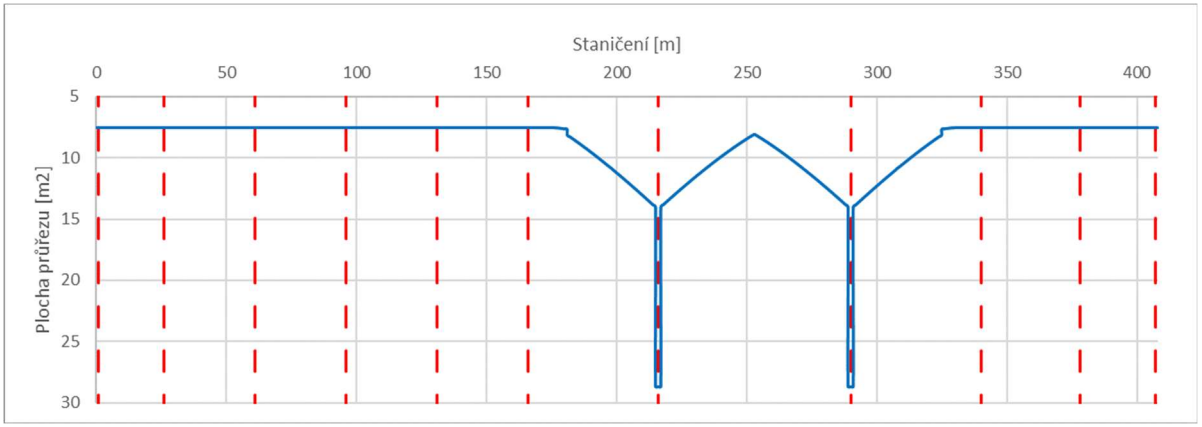
z_h je vzdálenost těžiště od horních vláken průřezu

z_d vzdálenost těžiště k dolním vláknům průřezu

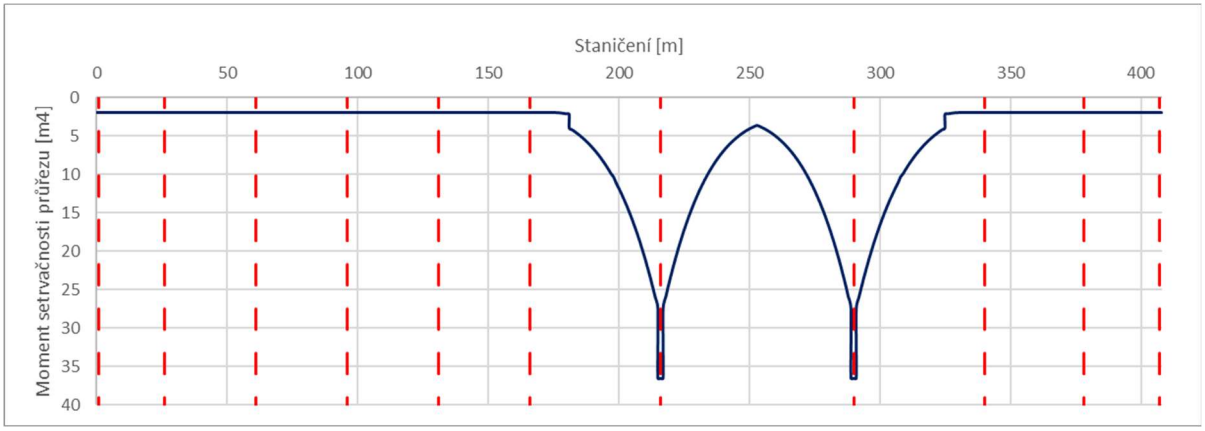
Průřezové charakteristiky po celé délce konstrukce byly pro přehlednost zobrazeny v jednotlivých grafech. V prvním z nich můžeme vidět průběh výšky průřezu, který vystihuje průběh náběhů nosné konstrukce. Stejný průběh by měl zároveň graf, ve kterém bychom chtěli zobrazit zatížení vlastní tíhou na konstrukci, pouze by byl přenásoben konstantou 26. Ve stejném grafu je rovněž zakreslen průběh těžiště na konstrukci. V druhém grafu je zobrazen průběh plochy průřezu na konstrukci, kde nám významné skoky tvoří nadpodporové příčníky. Další odskok je vidět v místě změny nosné konstrukce. Na posledním grafu je vystižen průběh momentu setrvačnosti.



Graf 2: *Průběh výšky průřezu a těžiště na konstrukci*



Graf 3: *Průběh plochy průřezu na konstrukci*



Graf 4: *Průběh momentu setrvačnosti na konstrukci*

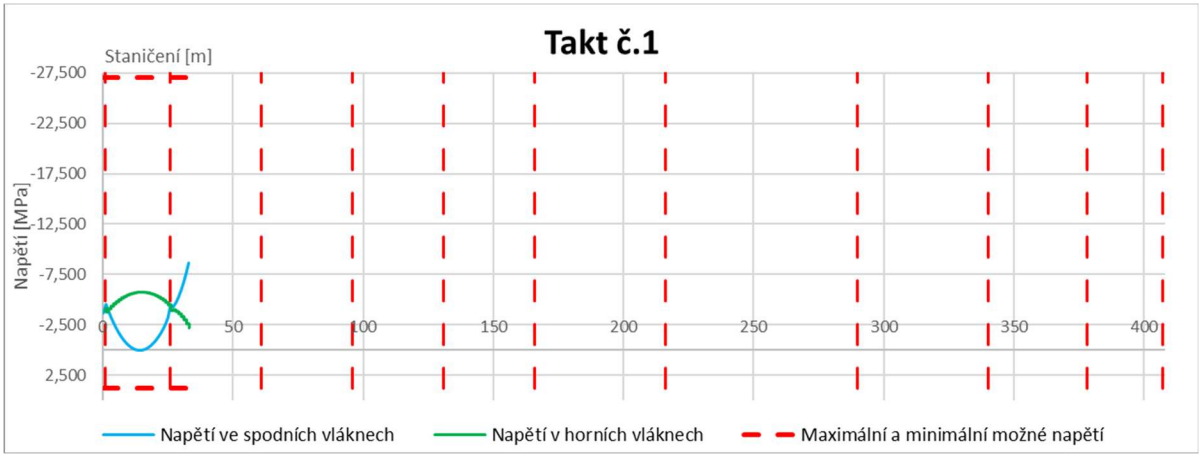
6.1.4 Posouzení napětí

V průběhu výstavby bude konstrukce posuzována na mezní stav omezení napětí v kvazistálé kombinaci. V prvotní fázi byl uvažován beton C40/50, který se v pozdějších výpočtech ukázal jako nedostatečný. Ze toho důvodu limitní hodnoty, které musí být dodrženy, vychází z vlastností betonu C45/55 v čase t = 28 dní. V tomto čase je konstrukce odbedněna. Ze toho vyplývá, že maximální tahové napětí v čase je 3,800 MPa. Minimální velikost tlakového napětí je uvažována hodnotou 0,6 charakteristické válcové pevnosti betonu v čase 28 dní. Tato hodnota po vyčíslení dosahuje -27,000 MPa.

Pro lepší přehlednost budou pro každý takt vykresleny grafy napětí na konstrukci. Zároveň budou okomentovány maximální hodnoty, které na konstrukci nastanou.

6.1.4.1 Takt č. 1

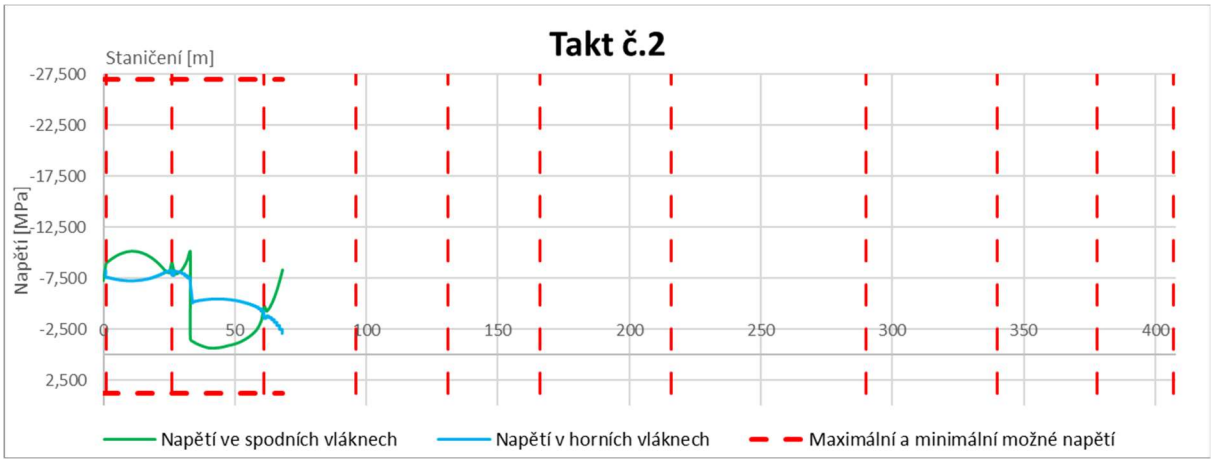
Po odbednění prvního betonovaného úseku se na konstrukci nevyskytuje žádné místo, ve kterém by nám vznikalo tahové napětí. Minimální tlakové napětí v této fázi se nachází na samotném konci nosníku a má hodnotu – 8,631 MPa. Toto napětí nám vzniká ve spodních vláknech průřezu.



Graf 5: *Průběh napětí během výstavby – takt č.1*

6.1.4.2 Takt č. 2

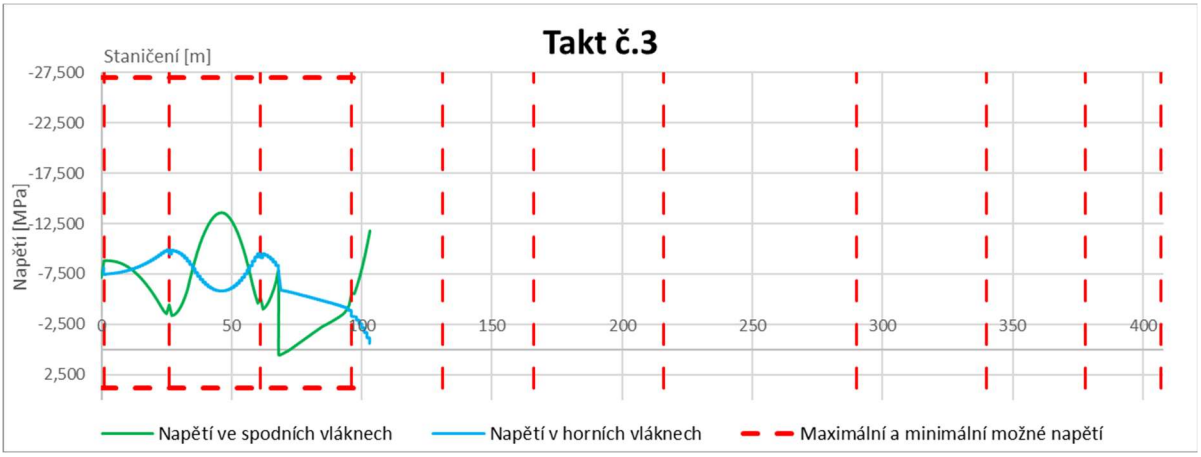
Obdobně jako v první fázi, tak ani zde se na konstrukci nevyskytují žádná tahová napětí. Minimální tlakové napětí v tuto chvíli dosahuje hodnoty -10,129 MPa a nachází se cca v ½ rozpětí prvního pole. Opět toto napětí nalezneme ve spodních vláknech průřezu. Na grafu si můžeme všimnout, jak limitní hodnoty napětí zohledňují stáří jednotlivých částí konstrukce. Dále na grafu můžeme vidět obdobný jev jako u vykreslení vnitřních sil na konstrukci. V místě pracovní spáry opět dochází ke skokové změně napětí, která je zapříčiněna rozdílným množstvím předpínací výztuže v jednotlivých částech nosné konstrukce.



Graf 6: *Průběh napětí během výstavby – takt č.2*

6.1.4.3 Takt č. 3

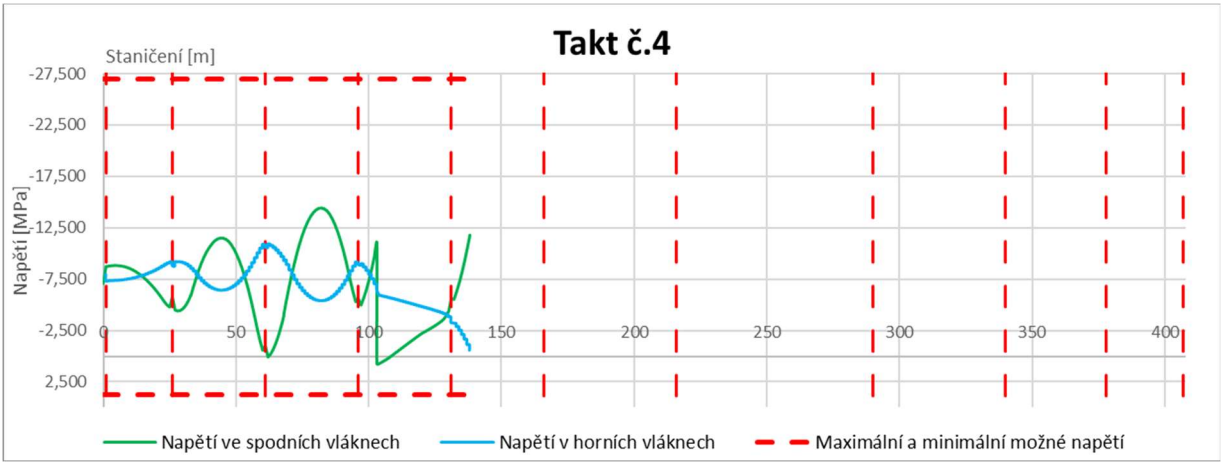
Při odskružení třetího taktu nám prvně vznikají i tahová napětí na konstrukci. Toto napětí vzniká ve spodních vláknech průřezu a jeho hodnota činí 0,537 MPa. Našli bychom ho v místě druhé pracovní spáry na konstrukci, kde opět dochází ke značnému skoku napětí. Minimální tlakové napětí v této fázi dosahuje hodnoty -13,596 MPa a opět se nachází ve spodních vláknech průřezu. Toto místo je cca v ½ rozpětí druhého pole konstrukce.



Graf 7: *Průběh napětí během výstavby – takt č.3*

6.1.4.4 Takt č. 4

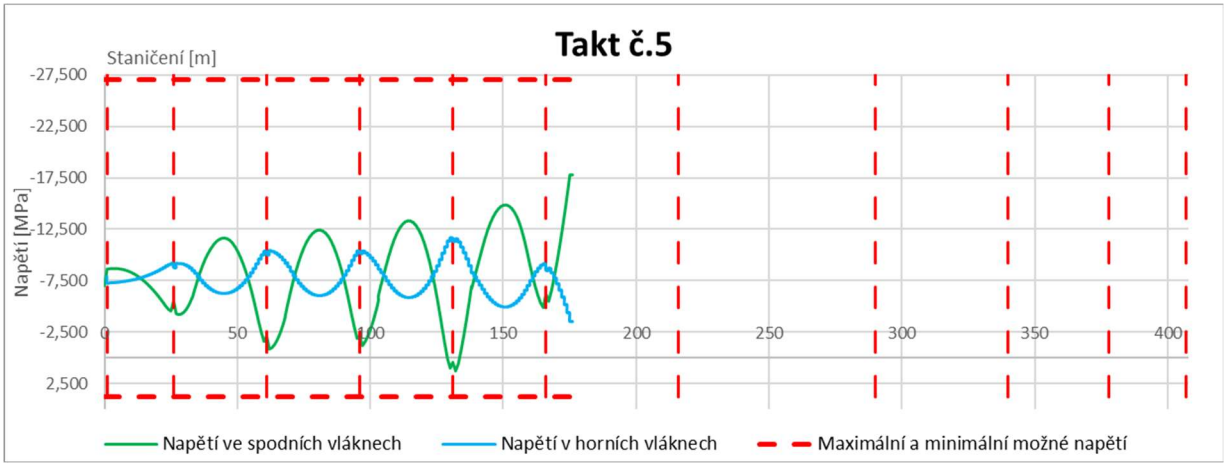
Po dokončení čtvrté části nosné konstrukce vznikají největší tahová napětí opět v pracovní spáře. Tentokrát se posouvají do třetí pracovní spáry. Tahová napětí nyní dosahují hodnoty 0,751 MPa. Znovu toto napětí nalezneme ve spodních vláknech. Tlaková napětí jsou rovněž ve spodních vláknech konstrukce a činí -14,430 MPa. Místo s touto hodnotou bychom našli cca v jedné polovině třetího pole. Jak můžeme vidět na grafu, tak naopak v místě druhé pracovní spáry máme již značnou tlakovou rezervu. Tento trend můžeme pozorovat v průběhu celé výstavby.



Graf 8: *Průběh napětí během výstavby – takt č.4*

6.1.4.5 Takt č. 5

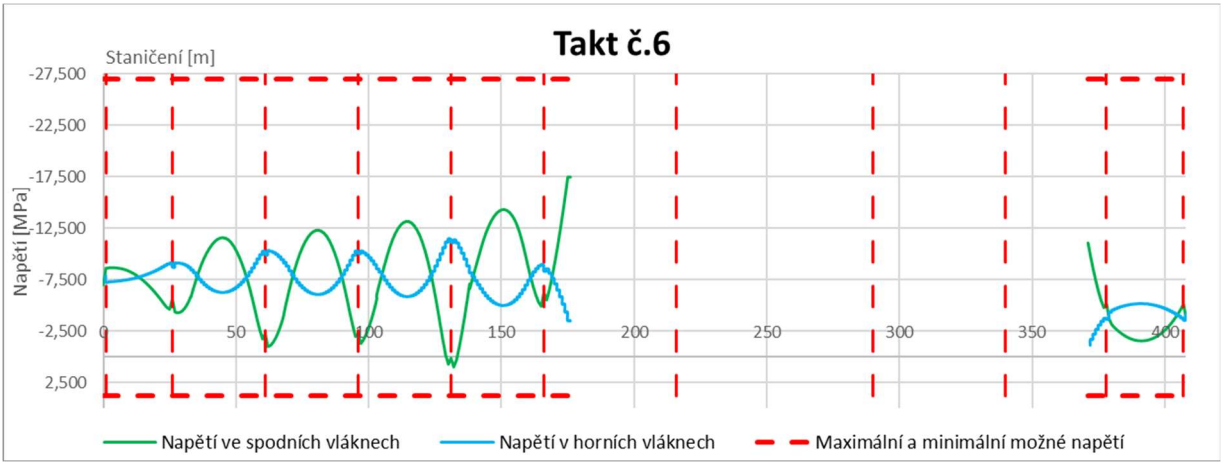
Po dokončení pátého úseku nám na konstrukci vznikají tahová napětí ve spodních vláknech s hodnotou 1,278 MPa. Místo s touto hodnotou se nachází v místě pilíře P5. Nejmenší tlakové napětí dosahuje hodnoty -17,793 MPa a nalezli bychom ho ve spodních vláknech průřezu v místě převislého konce konstrukce.



Graf 9: *Průběh napětí během výstavby – takt č.5*

6.1.4.6 Takt č. 6

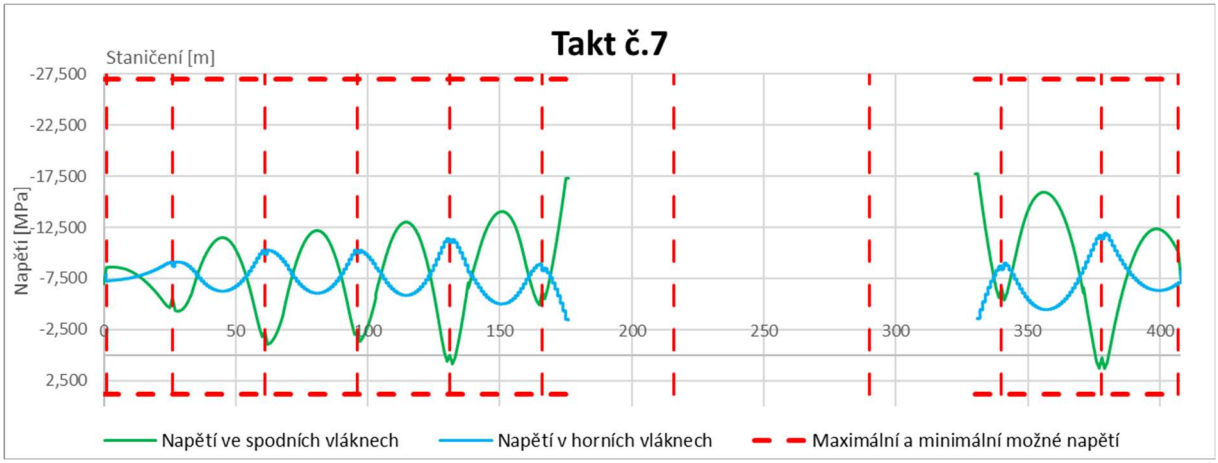
V této fázi je odbedněno poslední pole konstrukce, kdy bychom našli obdobné hodnoty jako u první etapy. Extrémy pro tuto chvíli zůstávají ve stejných místech jako v předchozí fázi. Jejich hodnoty se však mírně liší. Tlakové napětí nyní dosahuje hodnoty -17,445 MPa, tahové napětí pak hodnoty 1,024 MPa.



Graf 10: *Průběh napětí během výstavby – takt č.6*

6.1.4.7 Takt č. 7

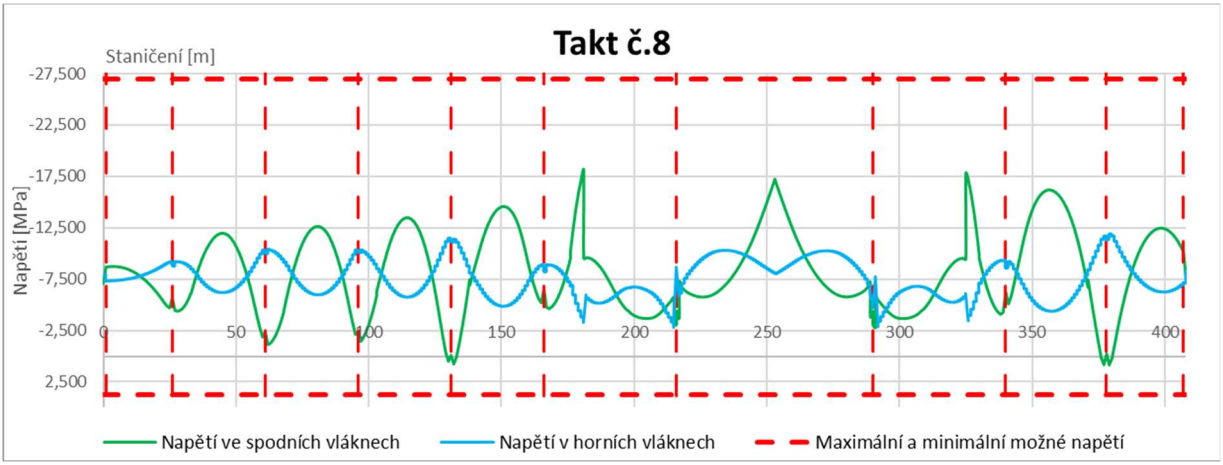
V této fázi dostáváme zatím největší hodnotu tahového napětí ve výstavbě. Tato hodnota je opět ve spodních vláknech průřezu a najdeme ji v místě pilíře P10. Hodnota tohoto napětí činí 1,341 MPa. Minimální tlakové napětí opět nalezneme ve spodních vláknech průřezu na konci nosníku v osmém poli. Tato hodnota je – 17,738 MPa.



Graf 11: *Průběh napětí během výstavby – takt č.7*

6.1.4.8 Takt č. 8

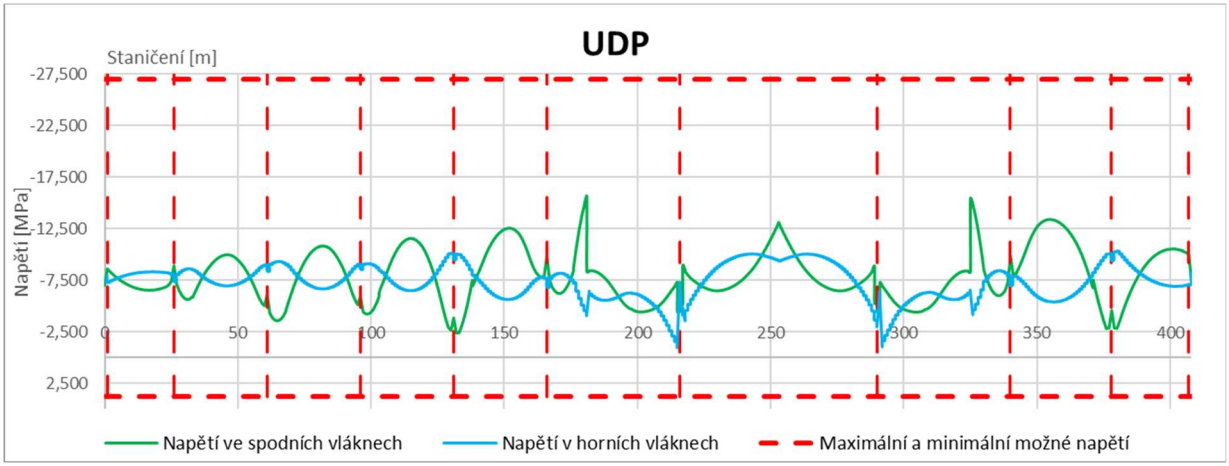
Ve chvíli, kdy se odbední poslední část nosné konstrukce, tak tahové napětí dosahuje hodnot 0,878 MPa. Toto napětí je stejně jako v taktu číslo 7 ve spodních vláknech průřezu v místě pilíře P10. Minimální tlakové napětí tentokrát nalezneme v místě pracovní spáry v poli číslo 6. Toto napětí je opět ve spodních vláknech konstrukce a jeho hodnota je -18,118 MPa.



Graf 12: *Průběh napětí během výstavby – takt č.8*

6.1.4.9 Ostatní stálé zatížení

V poslední fázi výstavby je konstrukci aplikováno ostatní stálé zatížení a konstrukce může být uvedena do provozu. Ze konstrukce nám zcela zmizela tahová napětí. Minimální tlakové napětí dosahuje hodnoty -12,132 MPa a nalezneme ho ve spodních vláknech průřezu v místě pracovní spáry pole 6. Maximální tlakové napětí pro tuto chvíli je na hodnotě -0,6 MPa a je v horních vláknech průřezu, který se nachází nad pilířem P7.



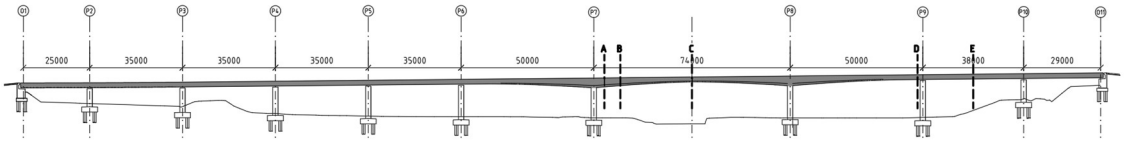
Graf 13: *Průběh napětí během výstavby – UDP*

6.1.5 Zhodnocení posouzení výstavby

Z výše provedeného podrobného výpočtu a jednotlivých grafů lze bezpečně konstatovat, že takto navržená konstrukce bez jakýchkoliv problémů odolá všem zatížením během výstavby. Veškeré extrémní hodnoty pro jednotlivé etapy výstavby jsou v intervalu limitních hodnot.

6.2 Posouzení nosné konstrukce v definitivním stavu

Konstrukce v definitivním stavu bude posuzována v pěti průřezech (dle obr. č.38). Tři z těchto průřezů byly voleny na konstrukci s komorovým průřezem, zbývající dva pak na dvoutrámové konstrukci. Řez a je ve vzdálenosti 4,000 m od podpory P6, další řez B je zhruba v 1/4 náběhu a jeho vzdálenosti od podpory P6 je 10,000 m. Poslední řez na komorové konstrukci C se nachází v polovině rozpětí největšího pole. Jak již bylo zmíněno, tak pro dvoutrámovou konstrukci byly vybrány celkově dva průřezy. Průřez D se nachází 2,000 m od osy uložení u pilíře P9. Poslední řez E se nachází v ½ největšího pole s trámovým průřezem, tj. pole 9.



Obr. 38: *Vyznačení posuzovaných řezů v definitivním stavu*

Pro výpočet vnitřních sil byl převzat 2D prutový model s časově závislou analýzou z posouzení výstavby. Vzhledem k faktu, že doprava na dvoutrámové konstrukci působí na každý z trámů jiným způsobem, tak byl vytvořen ještě roštový model, podrobněji bude specifikováno dále.

6.2.1 Uvažovaná zatížení

Mezi uvažovaná zatížení budou patřit vlastní tíha konstrukce a ostatní stálé zatížení, které již byly podrobně stanoveny při posouzení výstavby konstrukce a není zapotřebí je zde znovu rozepisovat. Jedním z významných zatížení pro mostní konstrukce bývá nerovnoměrný pokles podpor, nicméně toto zatížení nebudeme uvažovat. Dále budou uvažována proměnná zatížení od dopravy a lineární teploty. Zatížení chodníků nebude uvažováno, vzhledem k velikosti konstrukce je toto zatížení zanedbatelné.

6.2.1.1 Proměnná zatížení

6.2.1.1.1 Zatížení od dopravy

Pro posouzení účinků od zatížení dopravou bude použit, vzhledem k rozsáhlosti práce, pouze model zatížení LM1. Model LM2 nebude použit, protože se nepředpokládá, že by byl vzhledem k rozměrům konstrukce rozhodující. Další z modelů LM3 nebyl příslušným úřadem stanoven. Poslední z modelů LM4 nebyl uvažován, jelikož se jedná o dálniční most, na kterém se nepředpokládá zvýšený pohyb chodců. Rozjezdové a brzdné síly by měly vliv na spodní stavbu a založení mostu, ale ne na mnou posuzovaný pilíř. Model, který bude použit se skládá ze dvou dílčích soustav:

a) Soustředěné zatížení od dvojnápravy (tandem system – TS), každá náprava o tíze: $\alpha_Q . Q_k$

Q_k jsou charakteristické hodnoty nápravových sil (dle tab. č.5)

α_Q jsou regulační součinitele (dle tab. č.6)

b) Rovnoměrné zatížení (uniformly distributed load – UDL) o tíze na čtvereční metr zatěžovacího pruhu:

α_q jsou regulační součinitele (dle tab. č.6)

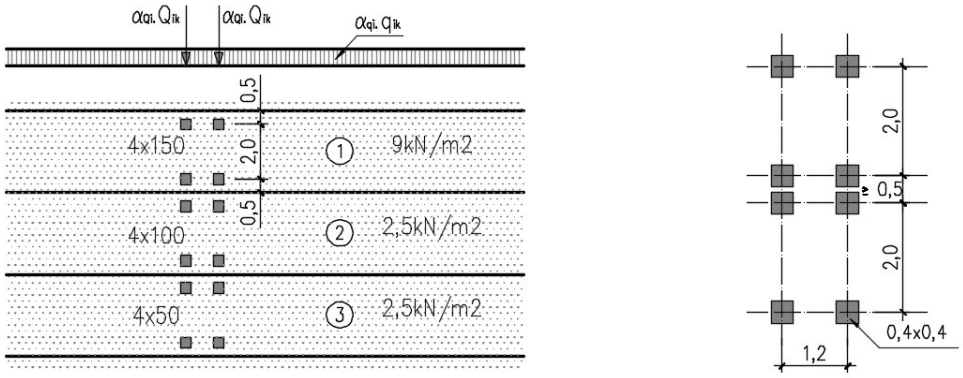
q_k je charakteristická hodnota rovnoměrného zatížení (dle tab. č.5)

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

Tab. 5: *Charakteristické hodnoty včetně dynamický účinků – LM1*

Skupina pozemních komunikací	α_{Q1}	α_{Q2}	α_{Q3}	α_{q1}	α_{q2}	α_{qi} (i>2) a α_{qr}
1	1,0	1,0	1,0	1,0	2,4	1,2
2	0,8	0,5	0,5	0,45	1,6	1,6

Tab. 6: *Hodnoty regulačních součinitelů pro α ČR*



Obr. 39*: Model zatížení LM1*

Konstrukce našeho dálničního mostu se řadí do skupiny pozemních komunikací č.1, po dosazení do příslušných vzorců:

$Q_1 = 300.\ 1,0 = 300$ kN $\qquad q_1 = 9,0.\ 1,0 = 9,0$ kN/m^2

$Q_2 = 200.\ 1,0 = 200$ kN $\qquad q_2 = 2,5.\ 2,4 = 6,0$ kN/m^2

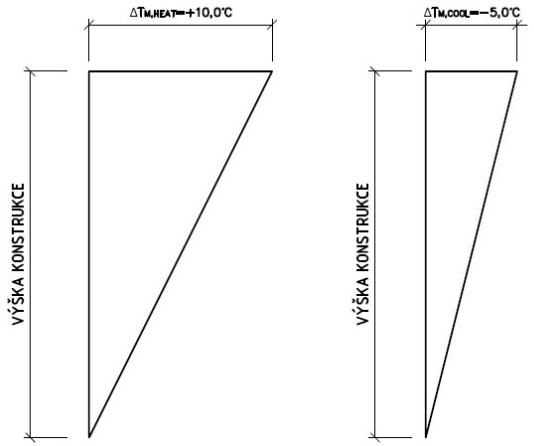
$Q_3 = 100.\ 1,0 = 100$ kN $\qquad q_3 = 2,5.\ 1,2 = 3,0$ kN/m^2

$q_r = 2,5.\ 1,2 = 3,0$ kN/m^2

$Q_c = 600$ kN $\qquad$ **q_c=9.3+6.3+3.3+2,75.3= 62,25 kN/m**

6.2.1.1.2 Zatížení lineární teplotou

Na konstrukci byl aplikován zjednodušený postup 1. Uvažovaný průběh teploty po výšce průřezu je možno vidět na obrázku číslo 40. V podrobném výpočtu by bylo zapotřebí uvážit rovnoměrné oteplení a ochlazení konstrukce.



Obr. 40: *Uvažované zatížení lineární změnou teploty*

6.2.2 Předpětí konstrukce

Předpětí konstrukce bylo ponecháno z posouzení konstrukce v průběhu výstavby. Zde je podrobněji specifikováno krytí výztuže a jsou zde zakresleny jednotlivé polohy kabelů ve vybraných řezech.

6.2.2.1 Krycí vrstva pro dodatečně předpínací výztuž:

Pro 19lanové i 25lanové kabely budou použity kanálky 90/97 mm

$c_{min,b}$ = pro kruhové kanálky rovno průměru kanálku, ale uvažuje se maximální hodnotou 80mm, zde tedy $c_{min,b}$ = 80mm.

$c_{min,dur}$ = 50 mm (podle tabulky ČSN EN 206-1)

c_{min} = max ($c_{min,b}$;$c_{min,dur}$; 10) = max (80; 50; 10) = 80 mm

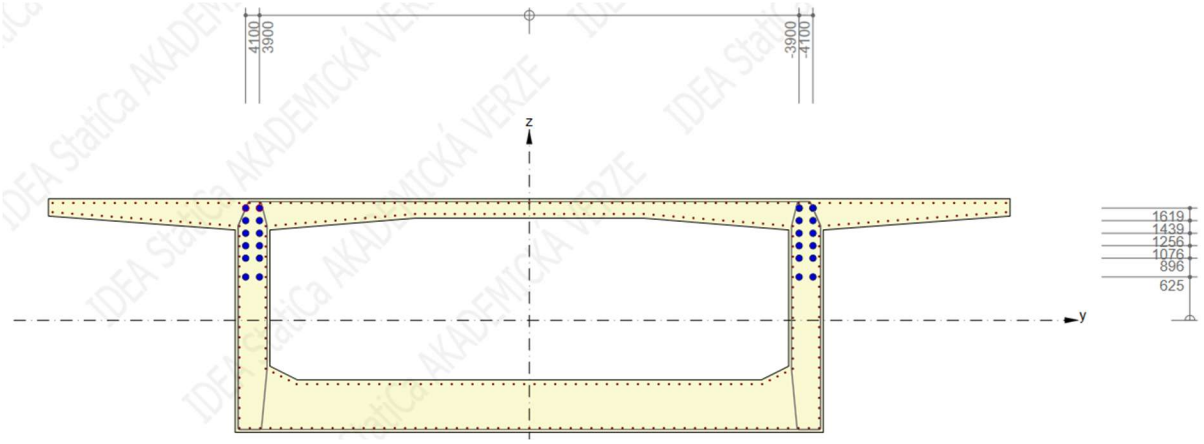
$_{\Delta}c_{dev}$ = 10 mm

c_{nom} = 80 + 10 = 90 mm

Osová vzdálenost kabelů vedených vedle sebe musí být minimálně dva průměry kanálku, což znamená, že světlá vzdálenost je rovna průměru jednoho kanálku.

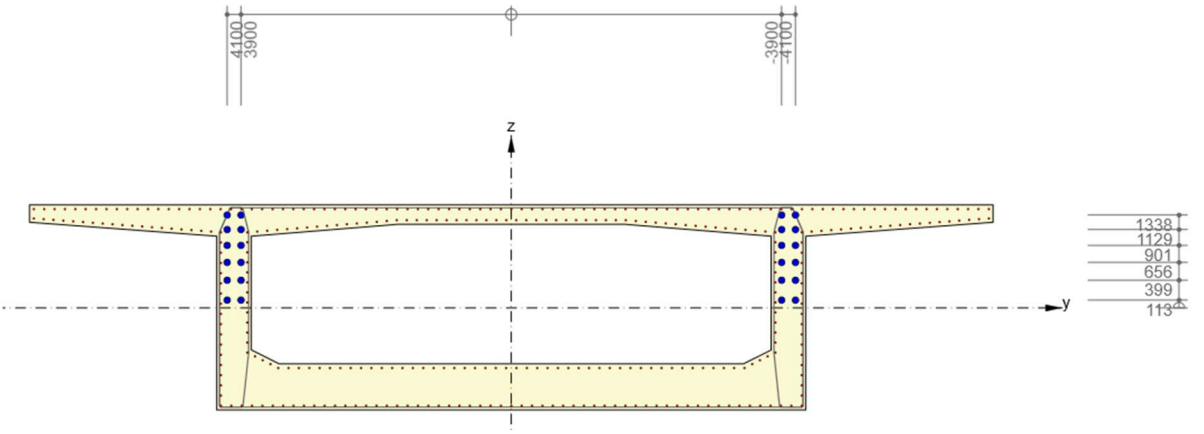
6.2.2.2 Schématické příčné řezy

Řez A



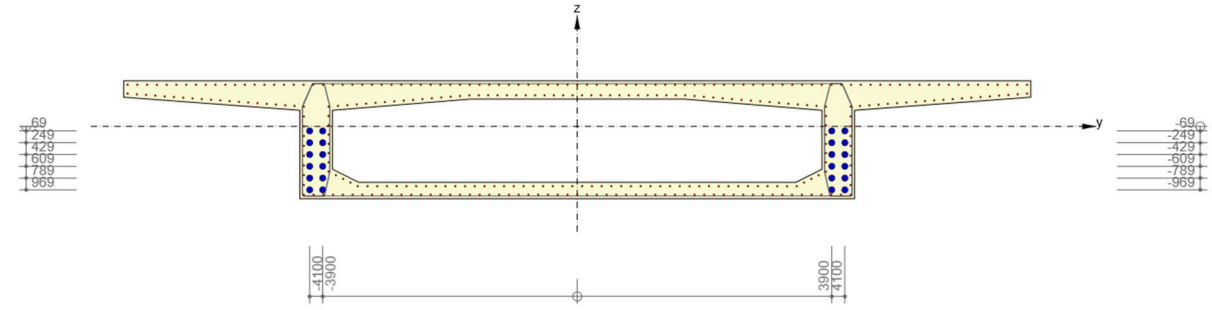
Obr. 41: *Schéma vedení předpětí v řezu A*

Řez B



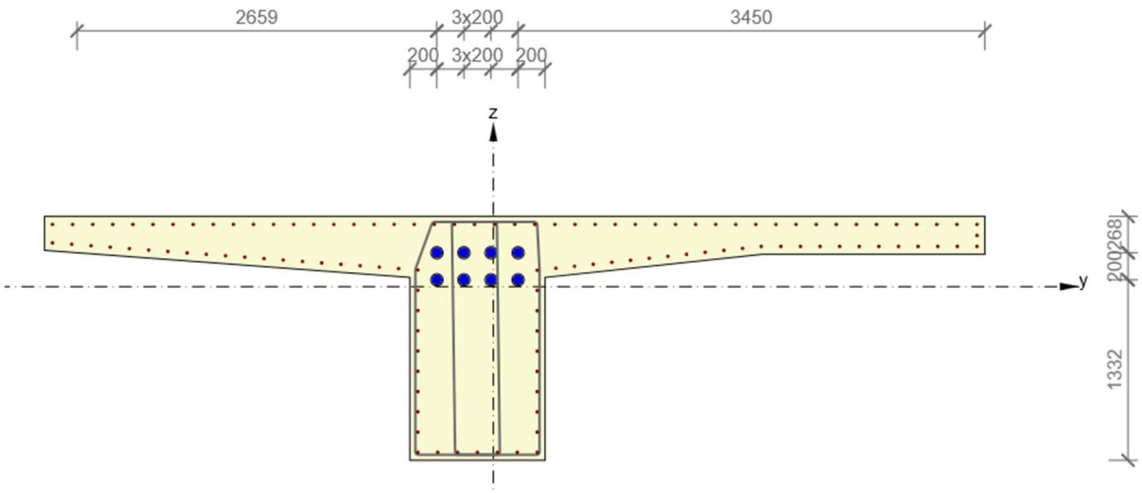
Obr. 42: *Schéma vedení předpětí v řezu B*

Řez C



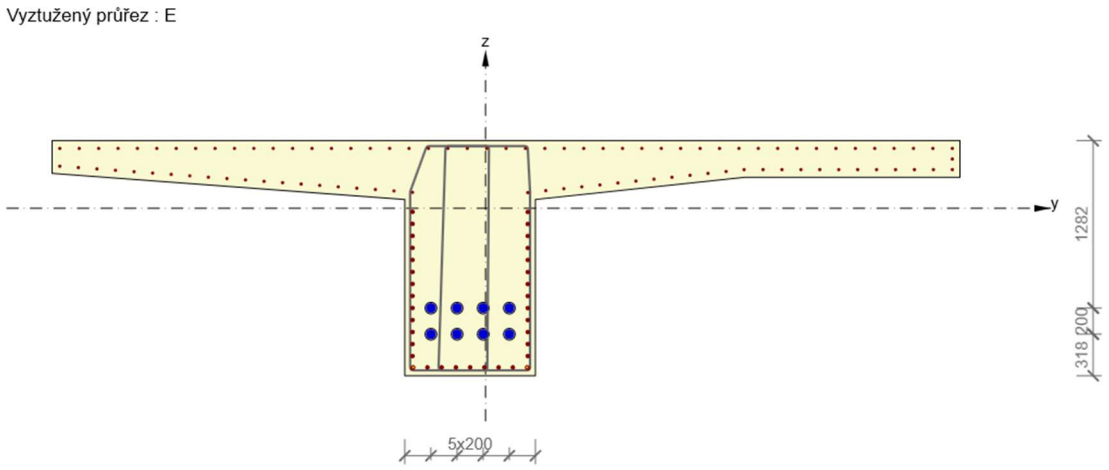
Obr. 43: *Schéma vedení předpětí v řezu C*

Řez D



Obr. 44: *Schéma vedení předpětí v řezu D*

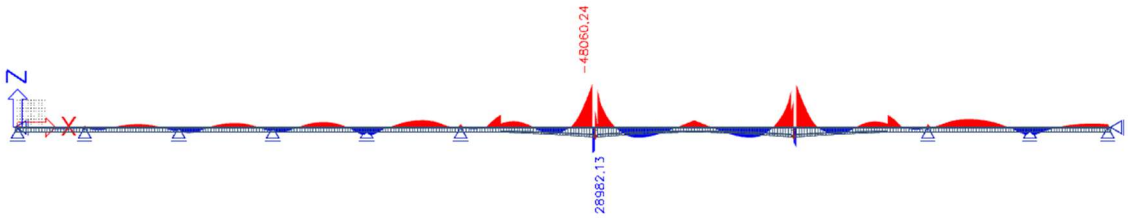
Řez E



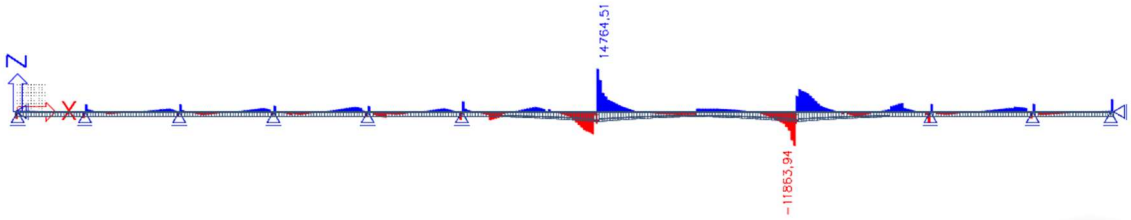
Obr. 45: *Schéma vedení předpětí v řezu E*

6.2.3 Přehled vnitřních sil v definitivním stavu

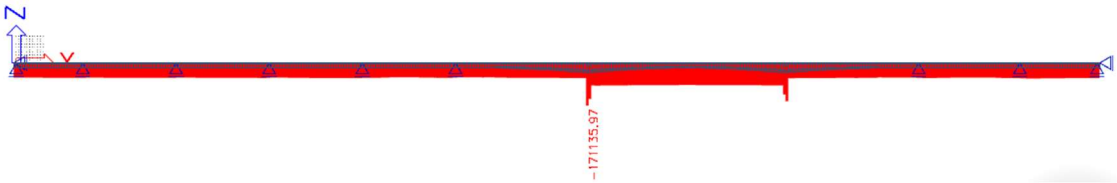
Vnitřní síly pro posouzení konstrukce v definitivním stavu byly vypočteny výpočetním softwarem Scia Engineer. Hodnoty vnitřních sil od stálého a ostatního stálého zatížení byly převzaty z výpočtu vnitřních sil během výstavby, z toho důvodu nebudou v dalším výpočtu rozdělovány. Hodnoty budou zároveň obsahovat účinky od předpětí. Zbývající hodnoty vnitřních sil byly stanoveny na modelu, který nezohledňoval postup výstavby. Vykresleny budou pouze vnitřní síly zajímavé pro posouzení v definitivní stavu.



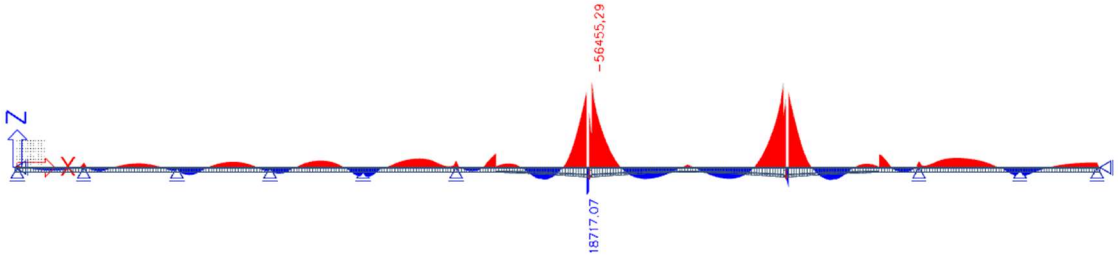
Obr. 46: *Ohybové momenty v době uvedení do provozu [kNm]*



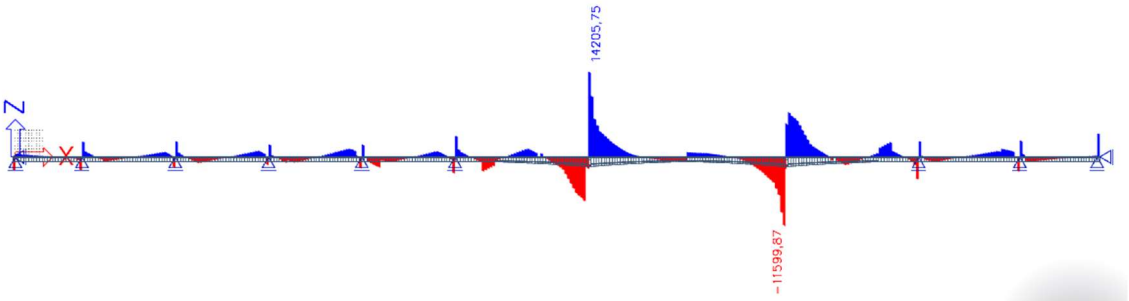
Obr. 47: *Posouvající síly v době uvedení do provozu [kN]*



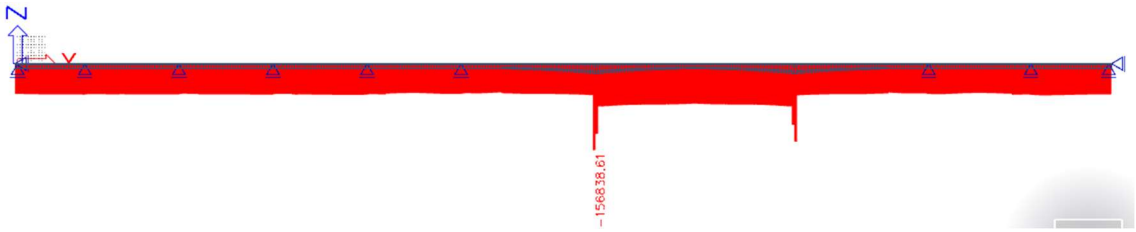
Obr. 48: *Normálové síly v době uvedení do provozu [kN]*



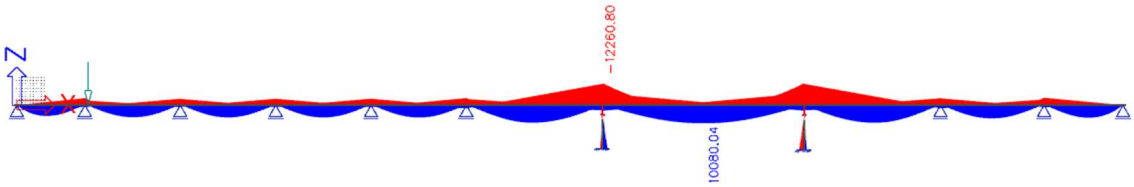
Obr. 49: *Ohybové momenty na konci životnosti konstrukce [kNm]*



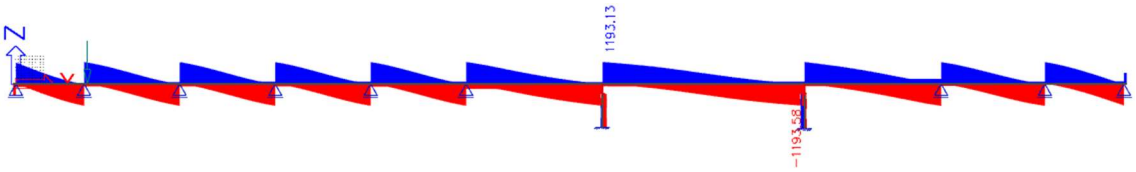
Obr. 50: *Posouvající síly na konci životnosti konstrukce [kN]*



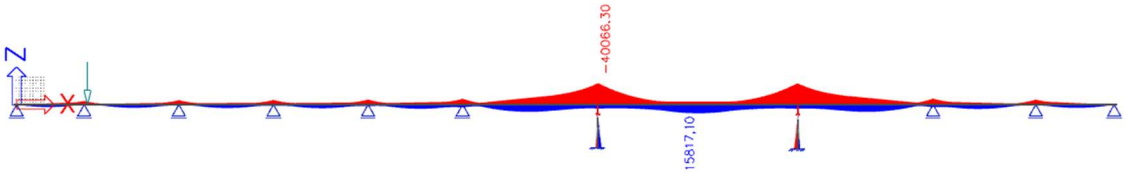
Obr. 51: *Normálové síly na konci životnosti konstrukce [kN]*



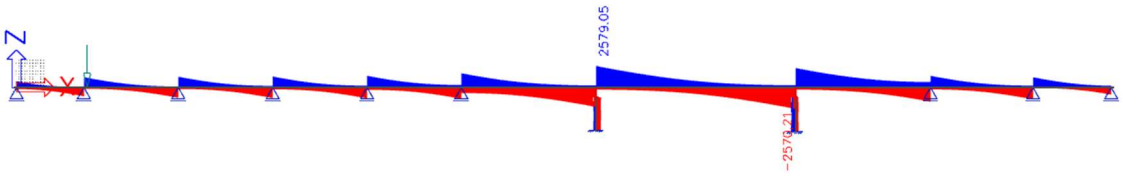
Obr. 52: *Ohybové momenty od zatížení dvounápravou (TS) [kNm]*



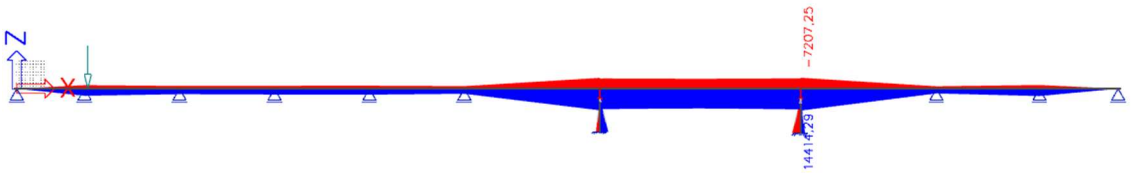
Obr. 53: *Posouvající síly od zatížení dvounápravou (TS) [kN]*



Obr. 54: *Ohybové momenty od rovnoměrného zatížení dopravou (UDL) [kNm]*



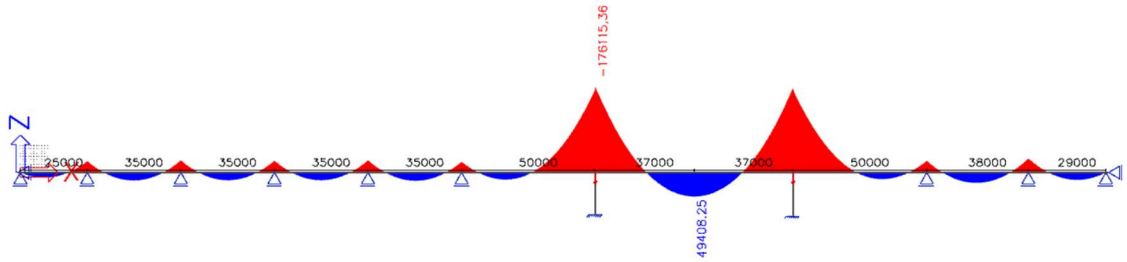
Obr. 55: *Posouvající síly od rovnoměrného zatížení dopravou (UDL) [kN]*



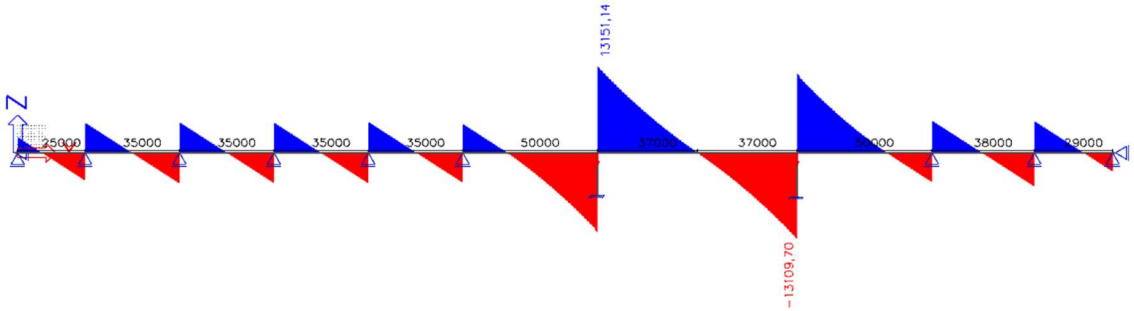
Obr. 56: *Ohybové momenty od zatížení lineární teplotou [kNm]*

Sloučení sil od vlastní tíhy a předpětí nemá žádný vliv na výpočet kombinací, které spadají pod mezní stav použitelnosti (MSP). To samé se nedá říct ve chvíli, kdy konstrukci posuzujeme v mezním stavu únosnosti (MSÚ), díky rozdílným koeficientům v jeho kombinacích. Výpočetní program Scia Engineer neumožňuje vykreslit vnitřní síly bez

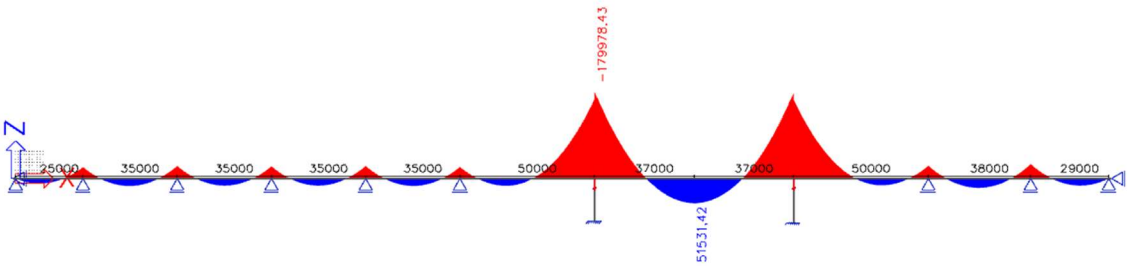
účinků předpětí nebo vlastní tíhy. Proto byly vytvořeny další dva modely, přičemž první z nich neobsahoval předpínací výztuž, díky čemuž bylo možné zjistit účinky od vlastní tíhy a ostatního stálého zatížení. Druhý model zase obsahoval pouze předpínací výztuž, pro stanovení samotných účinků předpětí v potřebných časech. Na následujících obrázcích budou zobrazeny vnitřní síly od vlastní tíhy a předpětí v době uvedení do provozu a na konci životnosti konstrukce.



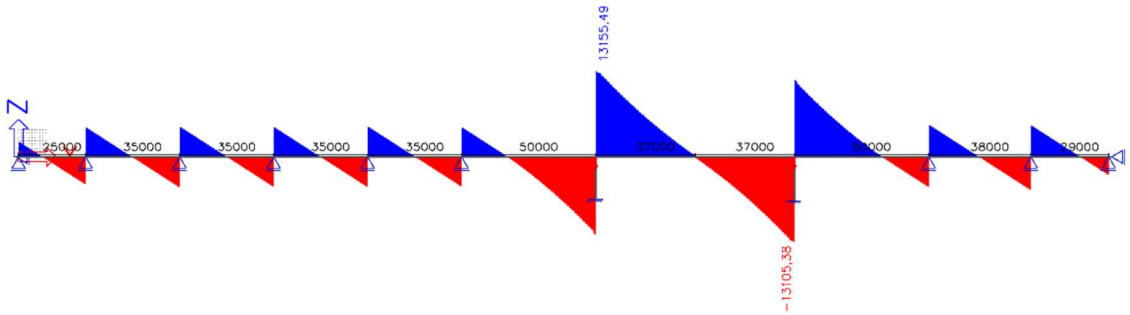
Obr. 57: *Ohybové momenty od vlastní tíhy v době uvedení do provozu [kNm]*



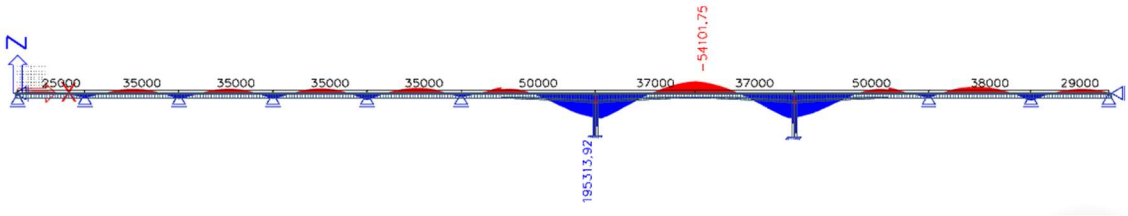
Obr. 58: *Posouvající síly od vlastní tíhy v době uvedení do provozu [kN]*



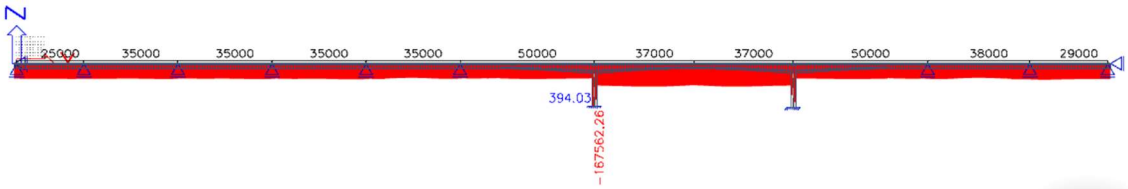
Obr. 59: *Ohybové momenty od vlastní tíhy na konci životnosti [kNm]*



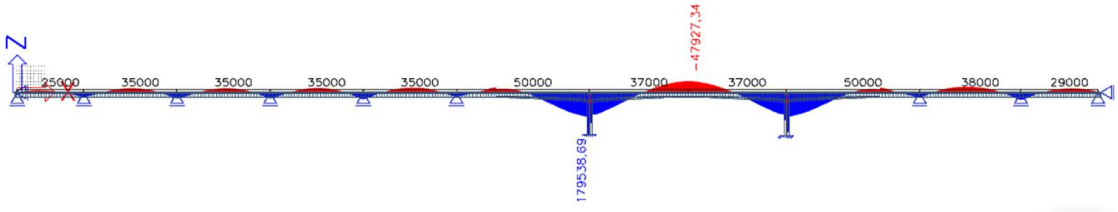
Obr. 60: *Posouvající síly od vlastní tíhy na konci životnosti [kN]*



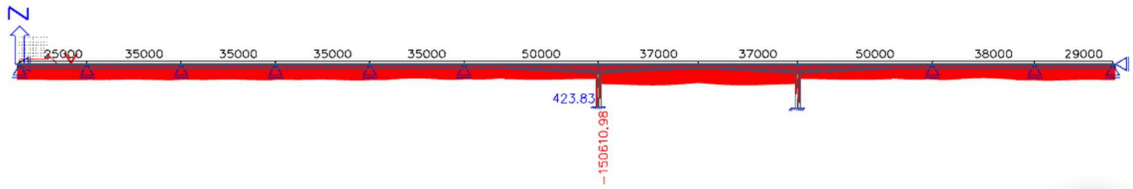
Obr. 61: *Ohybové momenty od předpínací výztuže v době uvedení do provozu [kNm]*



Obr. 62: *Normálové síly od předpínací výztuže v době uvedení do provozu [kN]*



Obr. 63: *Ohybové momenty od předpínací výztuže na konci životnosti [kNm]*

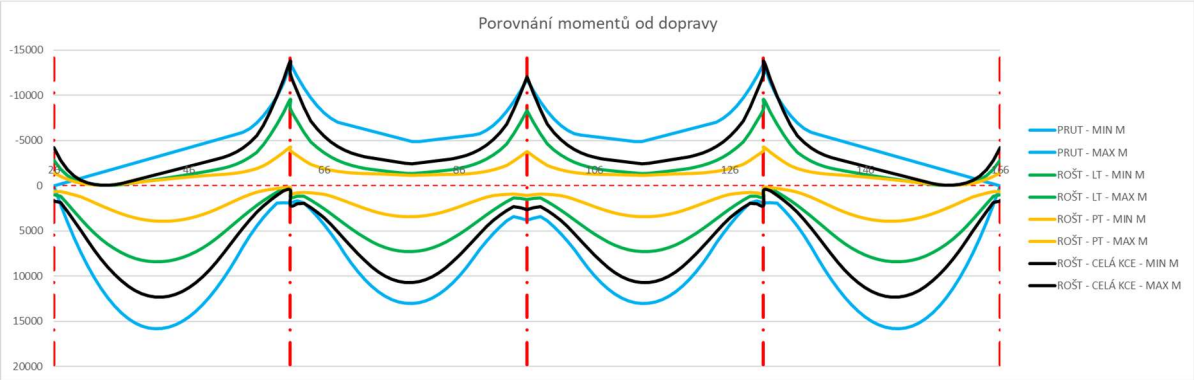


Obr. 64: *Normálové momenty od předpínací výztuže na konci životnosti [kN]*

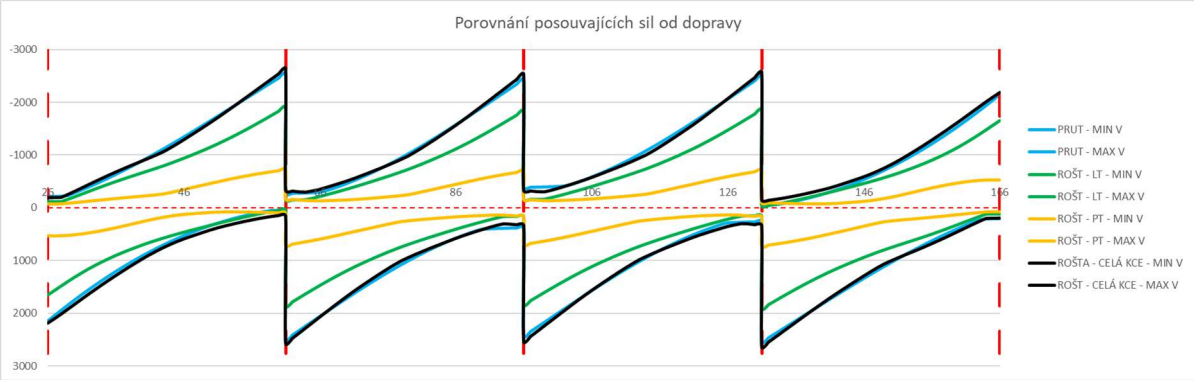
6.2.4 Roštový model

Vzhledem k faktu, že každý z trámů ve dvoutrámové konstrukci je jinak zatížen od zatížení dopravou, bylo zapotřebí podrobněji specifikovat toho chování. Ze tohoto důvodu byl vytvořen roštový model, který se skládal ze dvou přímých prutů, kde každý z nich tvořil polovinu trámové konstrukce. Vazba mezi těmito trámy měla nulovou hmotnost, zároveň ale simulovala tuhost horní desky mezi trámy.

Následně byly stanoveny vnitřní síly na této roštové konstrukci od proměnného zatížení dopravou (LM1).



Graf 14: *Porovnání ohybových momentů od dopravy na různých modelech konstrukce*



Graf 15: *Porovnání posouvajících od dopravy na různých modelech konstrukce*

Po porovnání různých variant bylo stanoveno, že více zatížený levý trám přebírá z celkového momentového zatížení **64 %** tohoto zatížení. Pokud jde o posouvající síly, pak tento trám přebírá dokonce **70 %** účinků zatížení. Právě těmito hodnotami budou přenásobeny vnitřní síly od zatížení dopravou z prutového modelu.

6.2.5 Kombinace zatížení

Výpočet kombinací proběhl na celé konstrukci s roztečí po 1 m. Pro budoucí posouzení MSP byly vypočteny charakteristická, častá a kvazistálá kombinace. Pro posouzení MSÚ byla vypočtena dvojice kombinací 6.10a a 6.10b. Kombinace 6.10 nebyla počítána z důvodu její nehospodárnosti. V případě dvoutrámové konstrukce byly veškeré kombinace stanoveny pouze na ½ trámu. Stanovení účinků od dopravy bylo specifikováno v předchozí kapitole. Veškeré další účinky je možné vzhledem k symetrii konstrukce vydělit dvěma. Pro výpočet kombinací byly použity následující součinitele:

Kombinační součinitele				
Zatížení	**Značka**	**ψ_0**	**ψ_1**	**ψ_2**
Zatížení dopravou	TS	0,75	0,75	0
	UDL	0,4	0,4	0
Zatížení teplotou	T_k	0,6	0,6	0,5

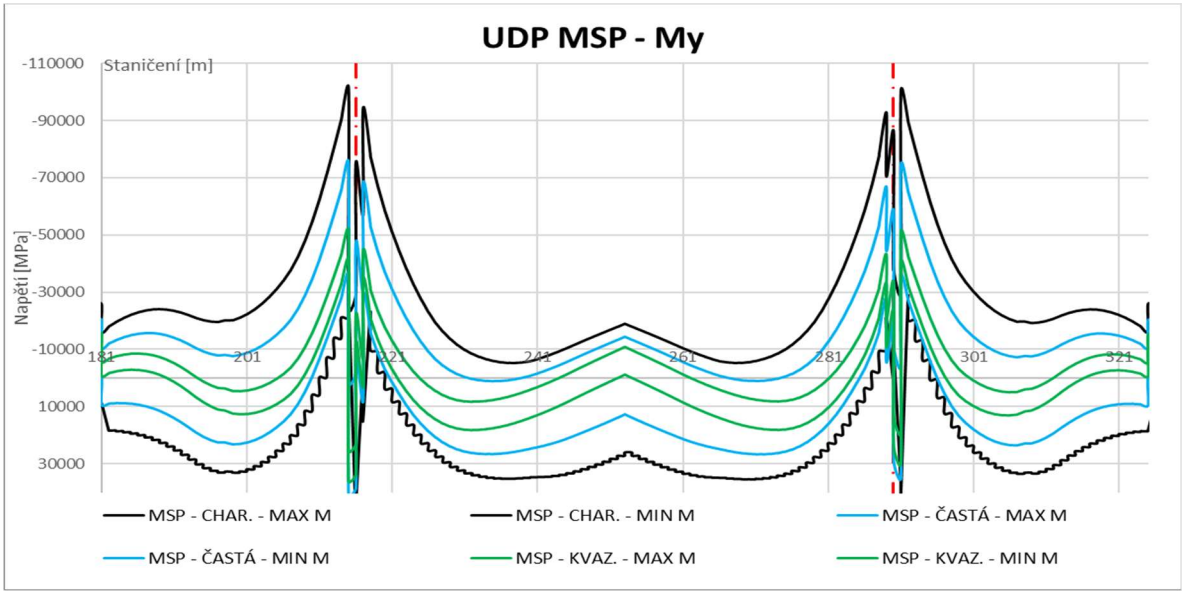
Tab. 7: *Hodnoty součinitelů ψ pro mosty pozemních komunikací*

Dále budou vykresleny a vypočteny ohybové momenty a posouvající síly pro všechny kombinace na celé konstrukci. Kombinace budou vykresleny vždy ve fázi uvedení do provozu (UDP) a na konci životnosti konstrukce (KZ). Vzhledem k faktu, že u trámové konstrukce je posuzována její polovina, tak budou kombinace vypočteny zvlášť.

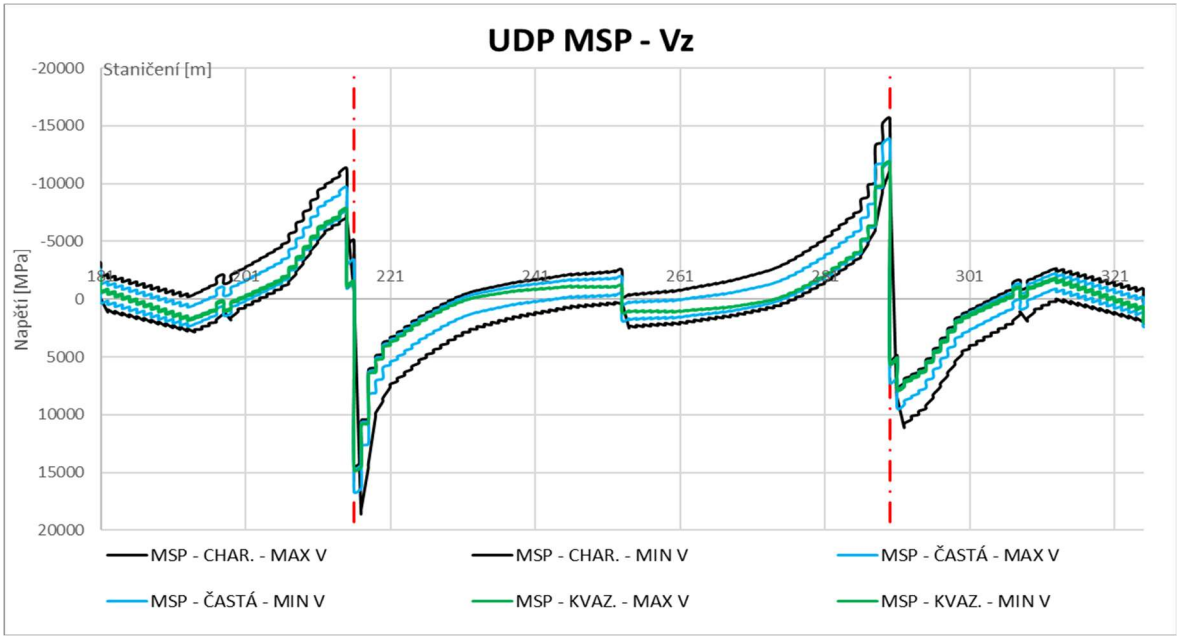
6.2.5.1 Mezní stav použitelnosti:

- charakteristická kombinace - $\sum G_{k,j}$ " + "P" + "$Q_{k,1}$"+"$\sum \psi_{0,i}. Q_{k,i}$
- častá kombinace - $\sum G_{k,j}$ " + "P" + "$\psi_{1,1}. Q_{k,1}$"+"$\sum \psi_{2,i}. Q_{k,i}$
- kvazistálá kombinace - $\sum G_{k,j}$ " + "P" +"$\sum \psi_{2,i}. Q_{k,i}$

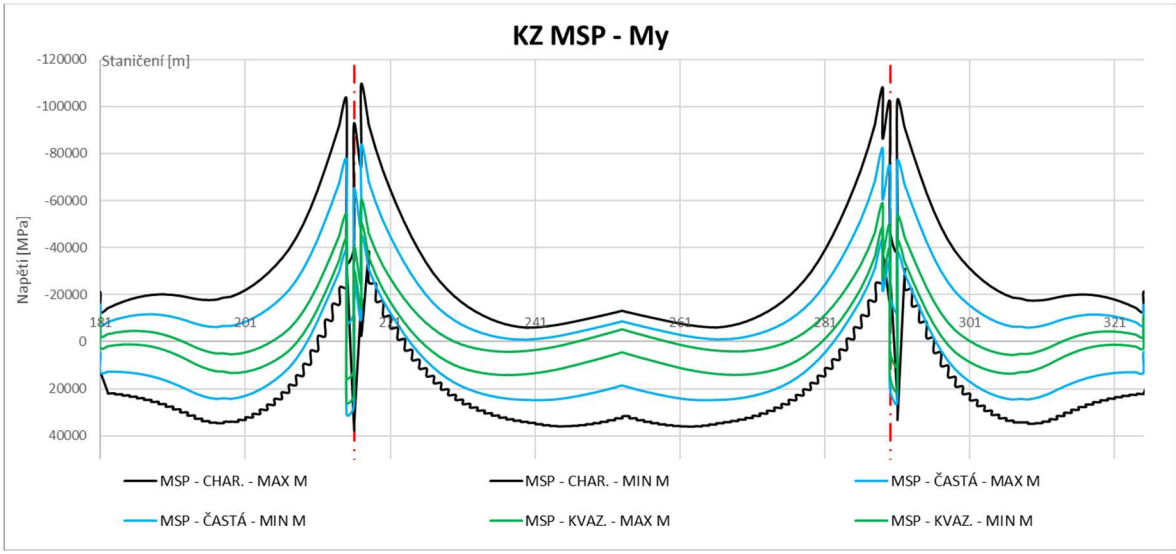
6.2.5.1.1 Komorový průřez



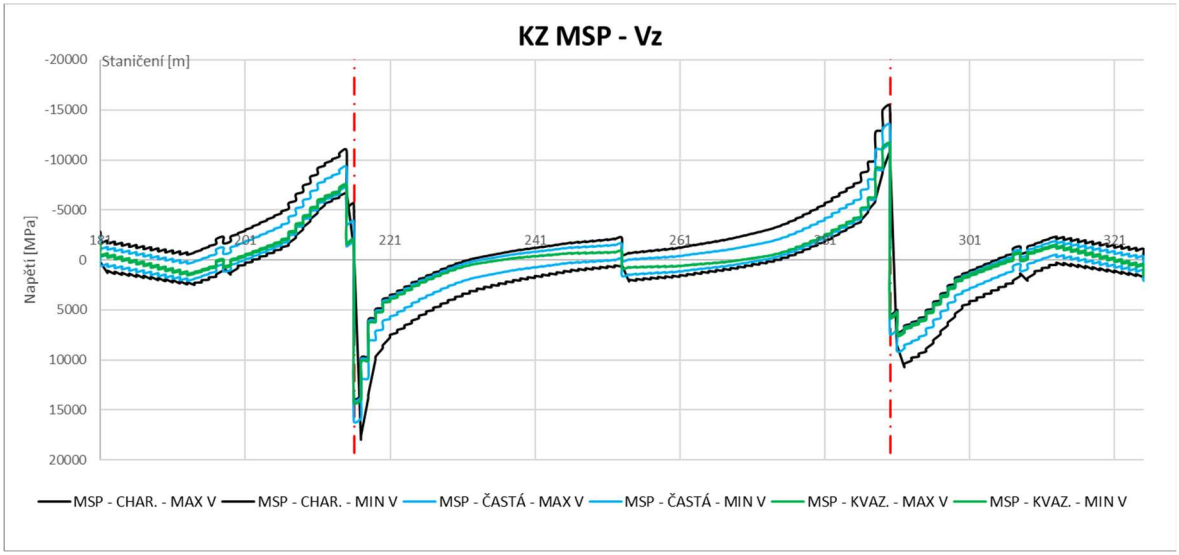
Graf 16: *MSP – ohybové momenty – UDP – komorový průřez*



Graf 17: *MSP – posouvající síly – UDP – komorový průřez*



Graf 18: *MSP – ohybové momenty – KZ – komorový průřez*

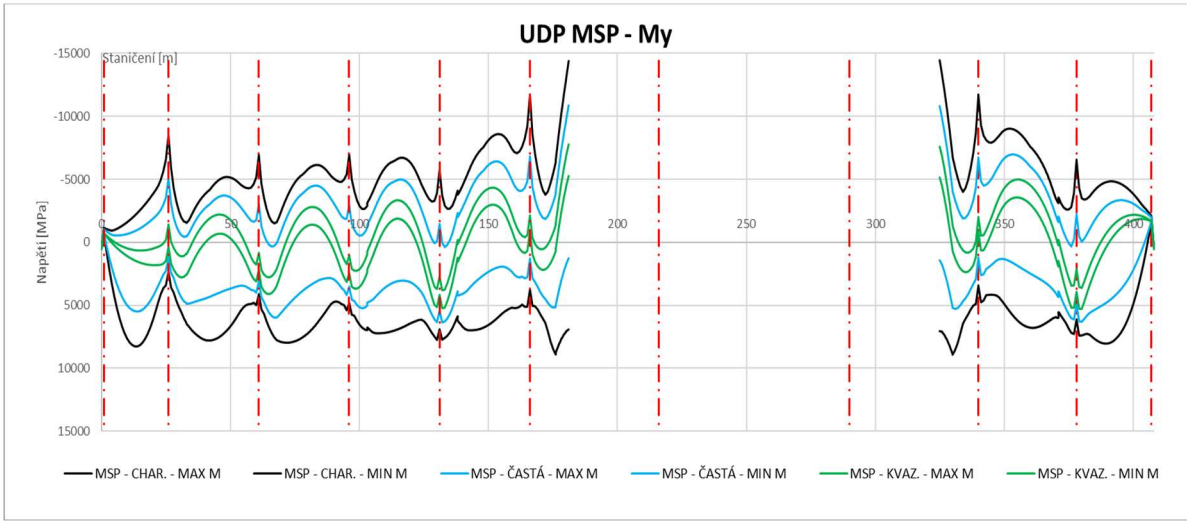


Graf 19: *MSP – posouvající síly – KZ – komorový průřez*

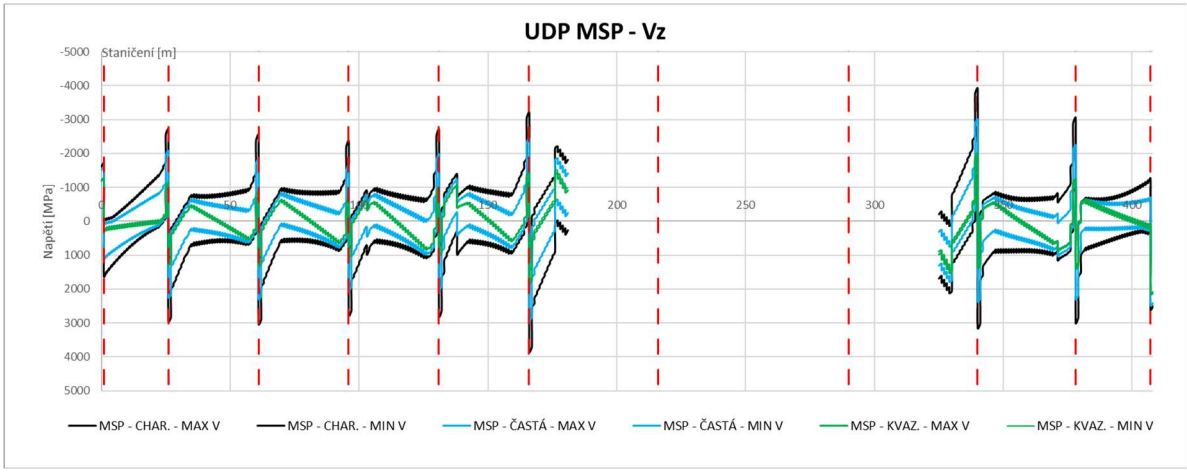
Kombinace				ŘEZ A			ŘEZ B			ŘEZ C		
				441			453			507		
				66 329,800			66 335,800			66 362,800		
				N	My	Vz	N	My	Vz	N	My	Vz
				[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]
MSP	Kvazistálá	UDP	MAX	-90 745	-7 583	5 103	-89 981	12 824	1 751	-88 057	-1 157	-1 148
			MIN	-90 405	-17 648	5 117	-89 641	2 840	1 764	-87 717	-10 919	-1 144
		KZ	MAX	-77 182	-22 265	5 132	-75 519	2 166	2 148	-72 478	4 571	-846
			MIN	-76 843	-32 330	5 146	-75 180	-7 817	2 161	-72 138	-5 191	-842
	Častá	UDP	MAX	-90 584	-2 946	6 880	-89 846	18 762	3 334	-87 804	12 730	-413
			MIN	-90 860	-36 921	4 916	-90 089	-9 152	1 552	-88 145	-14 440	-1 896
		KZ	MAX	-77 022	-17 628	6 909	-75 384	8 105	3 731	-72 225	18 457	-111
			MIN	-77 297	-51 603	4 946	-75 628	-19 809	1 949	-72 566	-8 712	-1 594
	Charakteristická	UDP	MAX	-90 496	3 764	8 544	-89 795	25 418	4 772	-87 574	26 041	186
			MIN	-91 297	-58 287	4 726	-90 520	-22 894	1 346	-88 558	-18 927	-2 507
		KZ	MAX	-76 934	-10 918	8 573	-75 333	14 761	5 169	-71 995	31 769	488
			MIN	-77 735	-72 969	4 756	-76 058	-33 552	1 743	-72 979	-13 200	-2 205

Tab. 8: *MSP – komorový průřez*

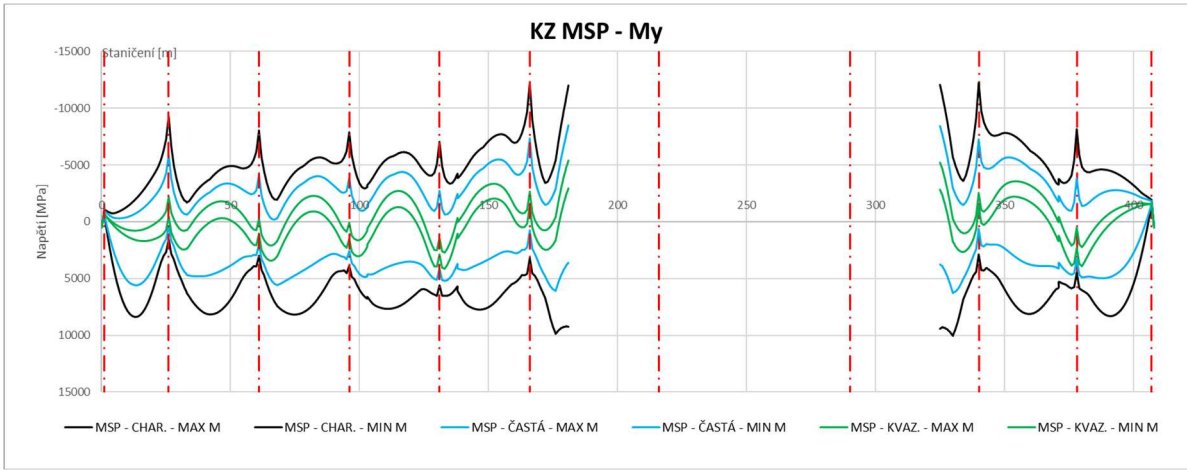
6.2.5.1.2 Trámový průřez



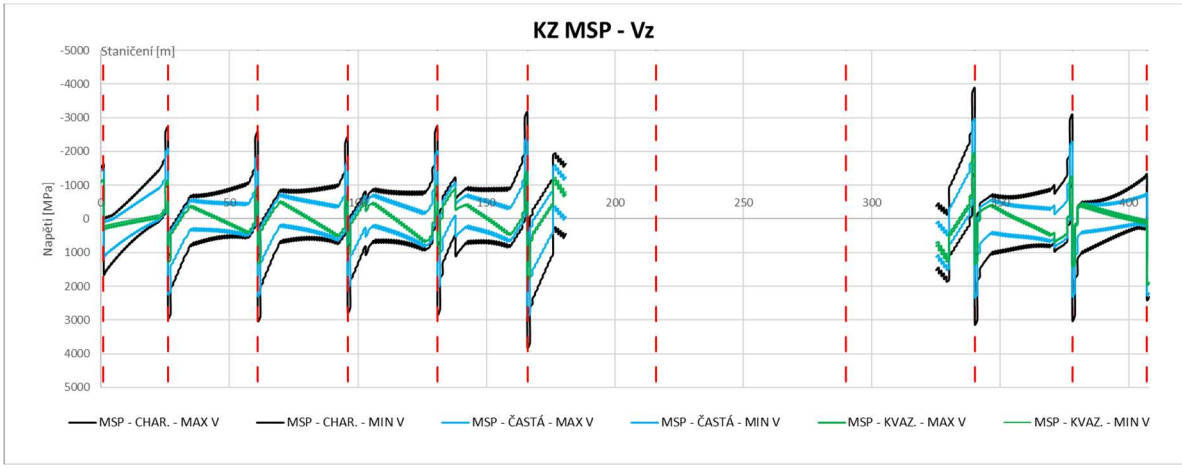
Graf 20: *MSP – ohybové momenty – UDP – trámový průřez*



Graf 21: *MSP – posouvající síly – UDP – trámový průřez*



Graf 22: *MSP – ohybové momenty – KZ – trámový průřez*



Graf 23: *MSP – posouvající síly – KZ – trámový průřez*

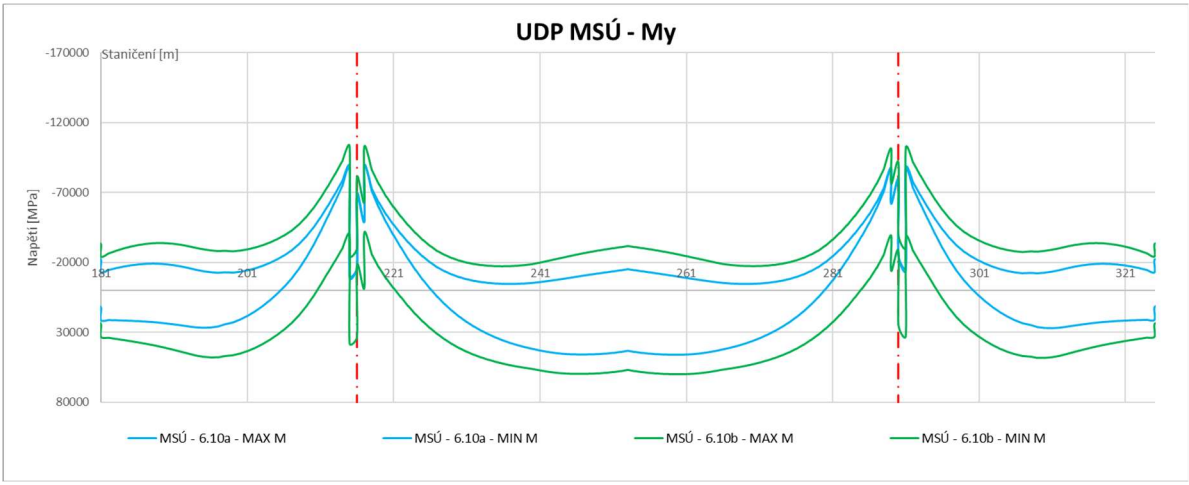
Kombinace				ŘEZ D			ŘEZ E		
				677			719		
				66 447,800			66 468,800		
				N	My	Vz	N	My	Vz
				[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]
MSP	Kvazistálá	UDP	MAX	-29 234	1 836	-321	-29 072	-3 225	82
			MIN	-29 234	497	-236	-29 072	-4 717	65
		KZ	MAX	-26 909	1 506	-439	-26 530	-1 848	54
			MIN	-26 909	166	-355	-26 530	-3 340	37
	Častá	UDP	MAX	-29 234	3 304	2	-29 072	2 333	514
			MIN	-29 234	-3 291	-1 277	-29 072	-6 258	-382
		KZ	MAX	-26 909	2 974	-116	-26 530	3 710	487
			MIN	-26 909	-3 621	-1 395	-26 530	-4 881	-410
	Charakteristická	UDP	MAX	-29 234	5 038	311	-29 072	6 724	817
			MIN	-29 234	-7 040	-2 133	-29 072	-7 904	-697
		KZ	MAX	-26 909	4 708	193	-26 530	8 101	789
			MIN	-26 909	-7 371	-2 251	-26 530	-6 527	-724

Tab. 9*: MSP – trámový průřez*

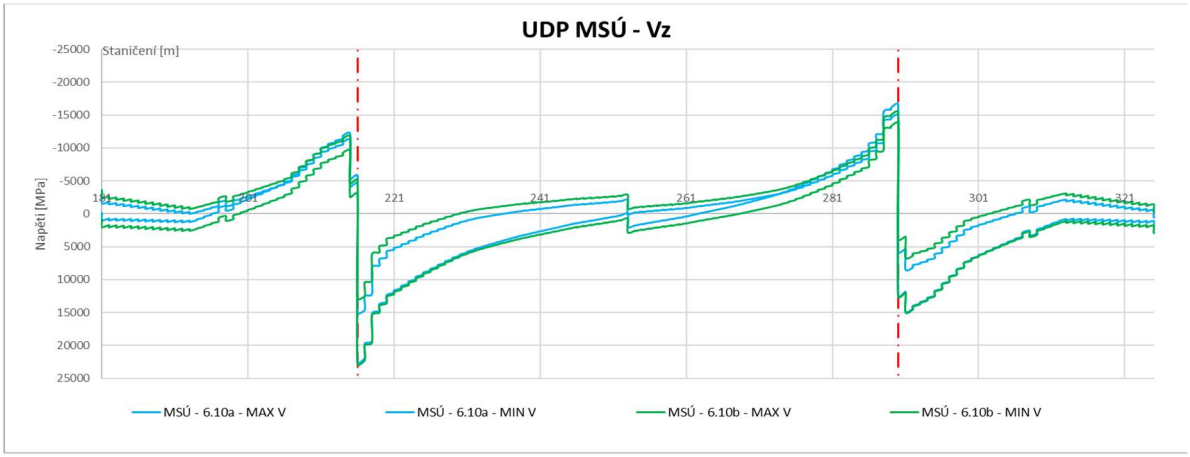
6.2.5.2 Mezní stav únosnosti:

- kombinace 6.10a - $\sum \gamma_{G,j}. G_{k,j}$ " + " $\gamma_P. P$" + " $\gamma_{Q,1}. Q_{k,1}$"+"$\sum \gamma_{Q,i}. \psi_{0,i}. Q_{k,i}$
- kombinace 6.10b - $\sum \xi_j. \gamma_{G,j}. G_{k,j}$ " + " $\gamma_P. P$" + " $\gamma_{Q,1}. Q_{k,1}$"+"$\sum \gamma_{Q,i}. \psi_{0,i}. Q_{k,i}$

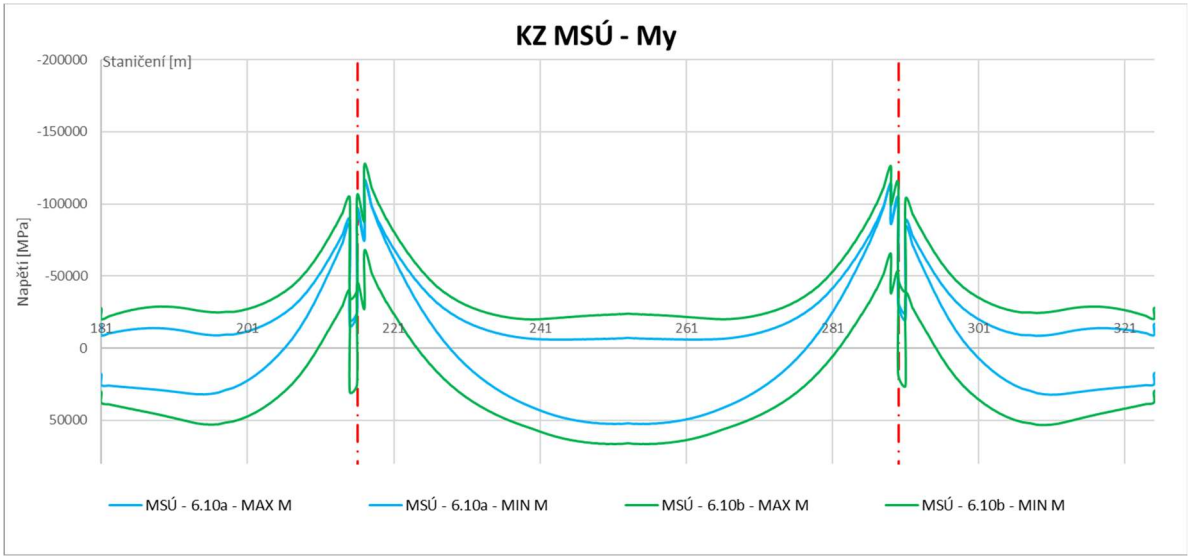
6.2.5.2.1 Komorový průřez



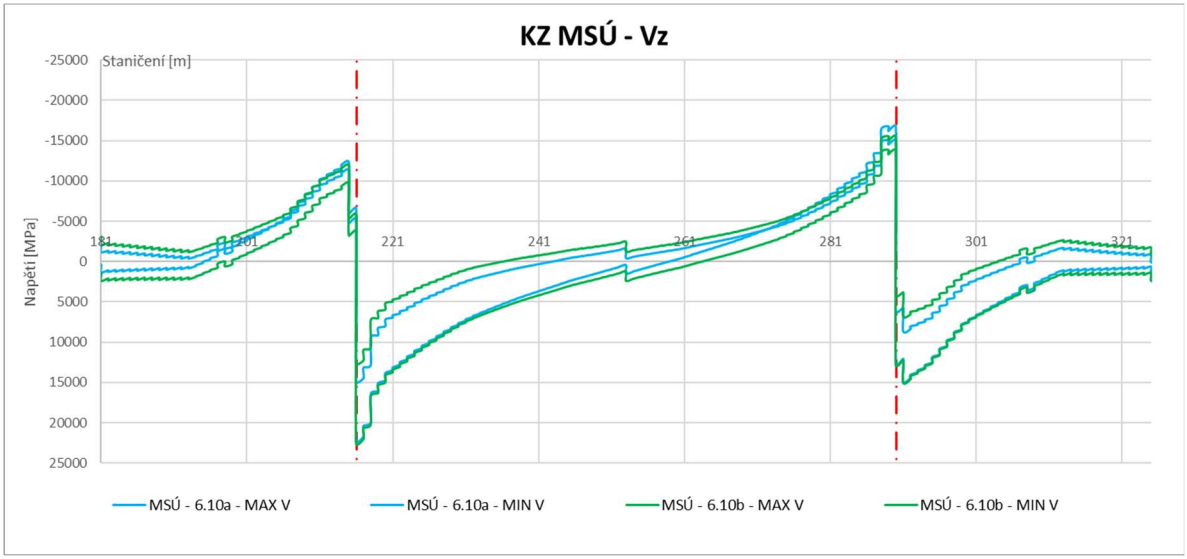
Graf 24: *MSÚ – ohybové momenty – UDP – komorový průřez*



Graf 25: *MSÚ – posouvající síly – UDP – komorový průřez*



Graf 26: *MSÚ – ohybové momenty – KZ – komorový průřez*

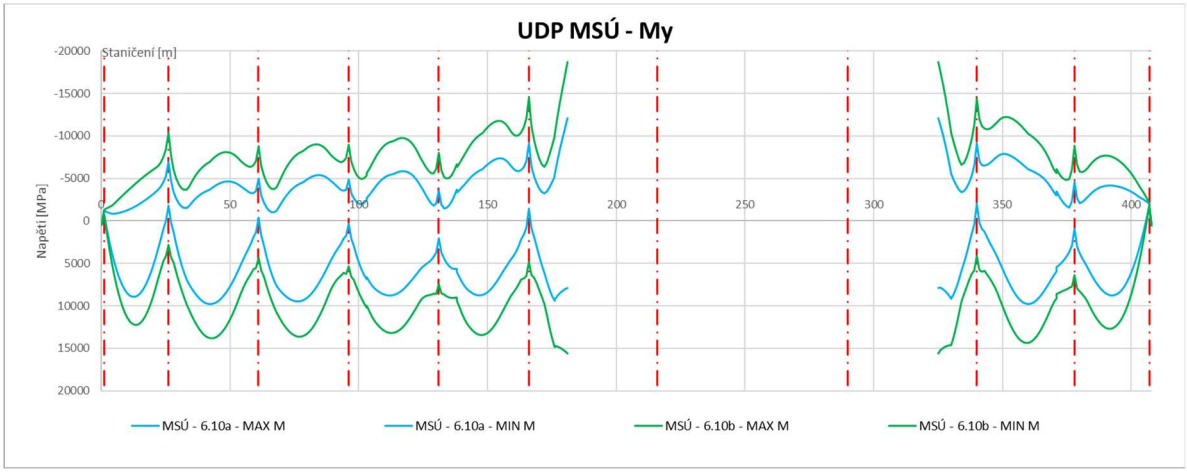


Graf 27: *MSÚ – posouvající síly – KZ – komorový průřez*

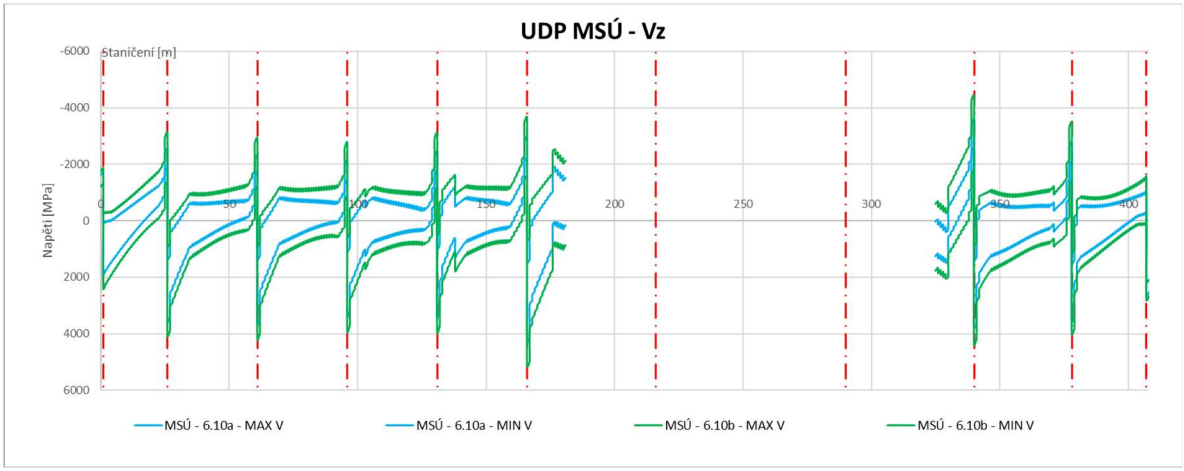
Kombinace				ŘEZ A			ŘEZ B			ŘEZ C		
				441			453			507		
				66 329,800			66 335,800			66 362,800		
				N	My	Vz	N	My	Vz	N	My	Vz
				[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]
MSÚ	6.10a	UDP	MAX	-83 195	-48 370	13 353	-84 291	-1 167	8 597	-79 993	43 015	9
			MIN	-84 274	-54 088	6 677	-85 385	-20 082	3 013	-81 352	-15 327	-2 039
		KZ	MAX	-59 578	-72 845	14 751	-61 011	-17 646	10 142	-54 309	52 093	470
			MIN	-62 713	-77 082	7 975	-64 163	-35 648	4 468	-57 727	-7 001	-1 613
	6.10b	UDP	MAX	-83 416	-8 124	13 609	-84 515	27 258	8 825	-80 199	57 046	788
			MIN	-85 080	-66 905	4 700	-86 207	-31 760	1 375	-82 208	-31 812	-2 883
		KZ	MAX	-59 799	-31 742	15 007	-61 235	11 307	10 370	-54 515	65 689	1 229
			MIN	-64 401	-89 265	5 954	-65 867	-46 935	2 792	-59 466	-23 809	-2 472

Tab. 10: *MSÚ – komorový průřez*

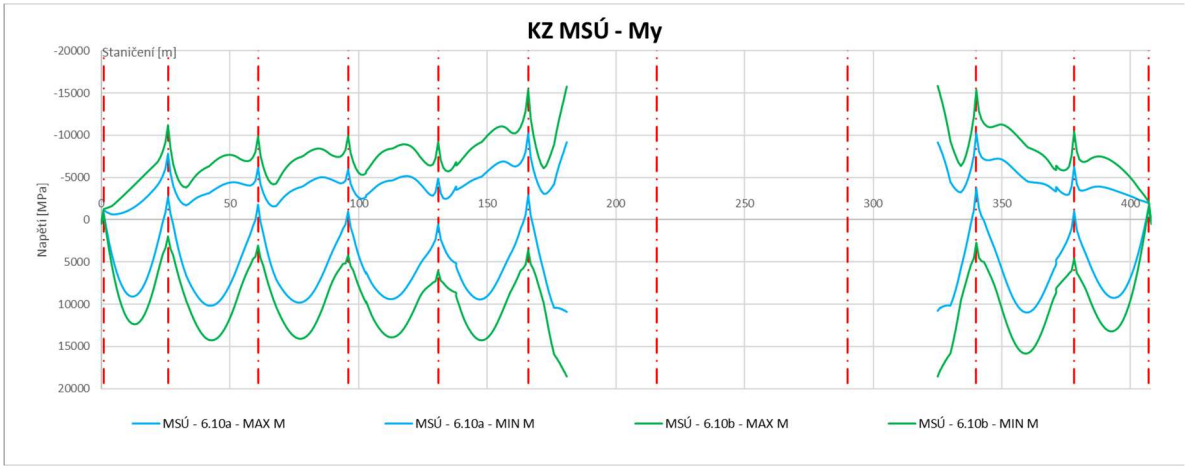
6.2.5.2.2 Trámový průřez



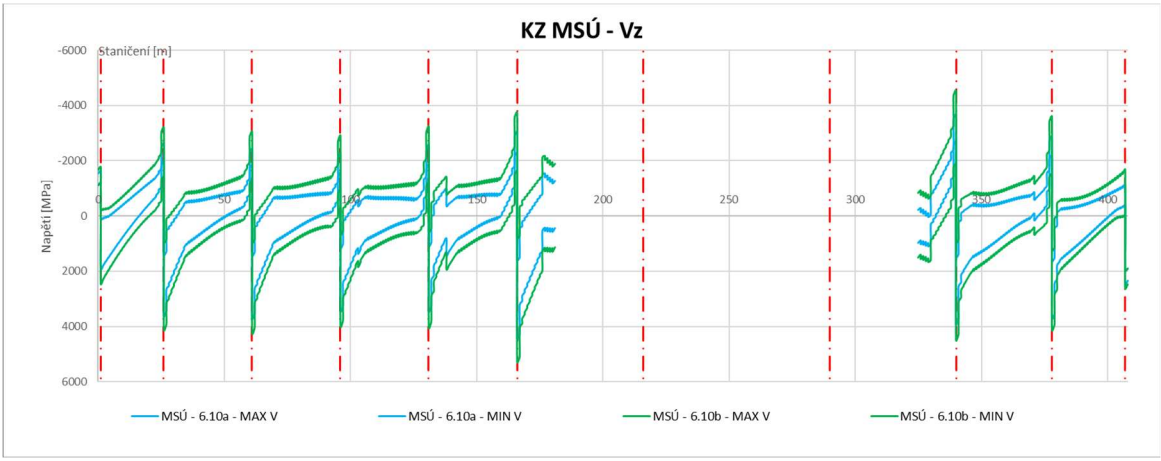
Graf 28: *MSÚ – ohybové momenty – UDP – trámový průřez*



Graf 29: *MSÚ – posouvající síly – UDP – trámový průřez*



Graf 30: *MSÚ – ohybové momenty – KZ – trámový průřez*



Graf 31: *MSÚ – posouvající síly – KZ – trámový průřez*

Kombinace				ŘEZ D			ŘEZ E		
				677			719		
				66 447,800			66 468,800		
				N	My	Vz	N	My	Vz
				[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]
MSÚ	6.10a	UDP	MAX	-29 127	1 531	-765	-27 668	9 703	668
			MIN	-29 127	-5 295	-1 795	-27 668	-6 338	-540
		KZ	MAX	-26 663	306	-1 062	-24 530	10 925	662
			MIN	-26 663	-6 105	-2 060	-24 530	-4 752	-552
	6.10b	UDP	MAX	-29 127	6 253	-21	-27 668	14 373	1 093
			MIN	-29 127	-9 623	-2 630	-27 668	-10 638	-965
		KZ	MAX	-26 663	5 268	-299	-24 530	15 806	1 083
			MIN	-26 663	-10 255	-2 881	-24 530	-8 897	-980

Tab. 11*: MSÚ – trámový průřez*

6.2.6 Posouzení průřezů

Stejně jako byly stanoveny jednotlivé kombinace, tak i posouzení průřezů bude rozděleno dle typu nosné konstrukce. V první fázi bude provedeno posouzení mezního stavu omezení napětí na celé nosné konstrukce. Jako další proběhne posouzení vybraných průřezů v obou mezních stavech.

6.2.6.1 Posouzení mezního stavu omezení napětí

V první fázi bylo provedeno posouzení konstrukci v mezním stavu použitelnosti z hlediska napjatosti v horních a dolních vláknech průřezů. Posouzení bylo provedeno stejně jako u posouzení výstavby na celé nosné konstrukci po 1 m.

Napětí bylo vypočteno ze vztahu:

$$\sigma_{c,h} = \frac{N_p}{A_c} + \frac{M}{I_y}.z_h - \frac{M_p}{I_y}.z_h;\ \sigma_{c,d} = \frac{N_p}{A_c} - \frac{\mathrm{M}}{I_y}.z_d + \frac{M_p}{I_y}.z_d$$

Přehled limitních hodnot napětí pro jednotlivé kombinace:

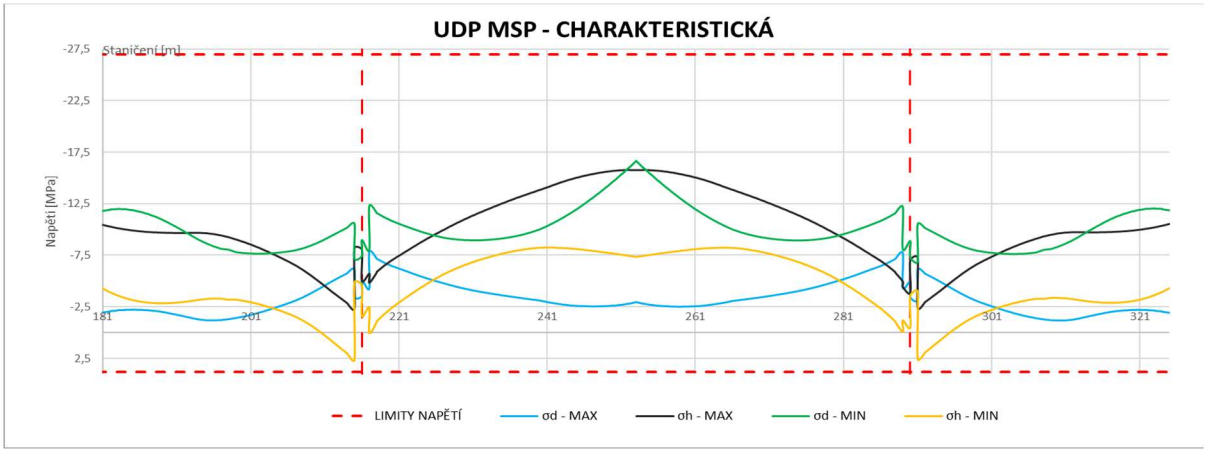
V tlaku			V tahu		
char.	kvaz.	častá	char.	kvaz.	častá
0,6 fck	0,45 fck	0,6 fck	1,0 fctm	0	0
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
-27	-20,25	-27	3,8	0	0

***Tab. 12**: MSP – limitní hodnoty napětí*

6.2.6.1.1 Komorový průřez

Charakteristická kombinace – UDP:

Konstrukce z hlediska napjatosti vyhoví v celém rozsahu pro charakteristickou kombinaci v době uvedení konstrukce do provozu. Maximální tahové napětí vzniká v horních vláknech poblíž pilíře P7, tato hodnota je 2,666 MPa. Minimální tlakové napětí vzniká ve spodních vláknech uprostřed rozpětí konstrukce, s hodnotou je -16,638 MPa.

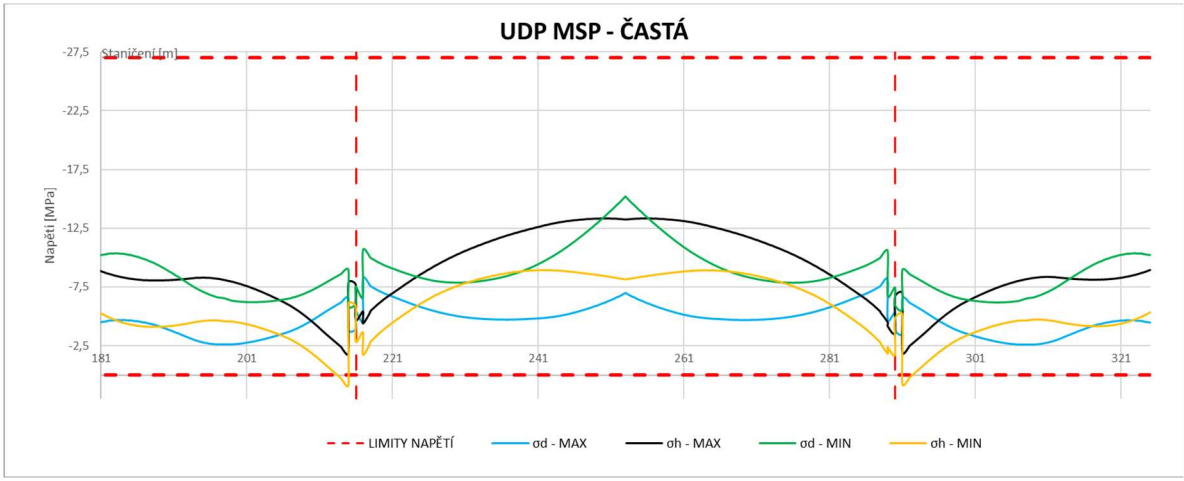


***Graf 32:** MSP – posouzení napětí – charakteristická kombinace – UDP*

Častá kombinace – UDP

V časté kombinaci není splněna podmínka dekomprese, jelikož napětí v horních vláknech dosahuje hodnoty 0,878 MPa. Nicméně tento jev nastává v těsné blízkosti (1 m) od teoretické osy uložení konstrukce, proto se dá předpokládat zcela jiné chování konstrukce v tomto místě. Bylo by nutné uvážit šířku skutečného uložení nosné konstrukce a podle toho zredukovat nadpodporové momenty, u kterých je v tomto místě velmi strmý růst. Zároveň pokud by konstrukce byla navržena, tak aby vyhověla těmto extrémním účinkům zatížením v blízkosti podpory největší pole, nejednalo by se o hospodárné řešení.

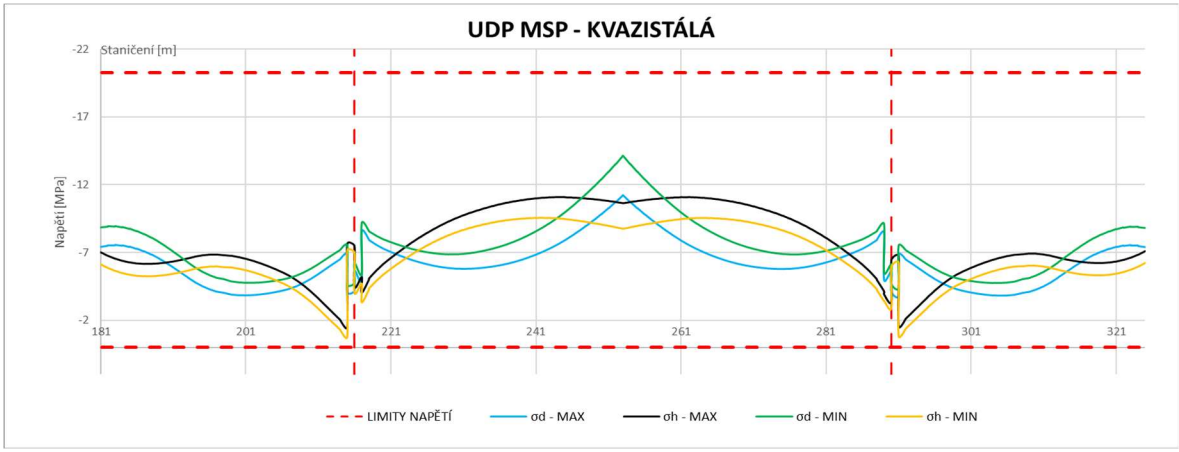
V místě posuzovaného řezu A, kde chování konstrukce odpovídá více realitě, jelikož je ve vzdálenosti 4 m od teoretické osy uložení je tato hodnota rovna – 3,950 MPa.



Graf 33: *MSP – posouzení napětí – častá kombinace – UDP*

Kvazistálá kombinace – UDP

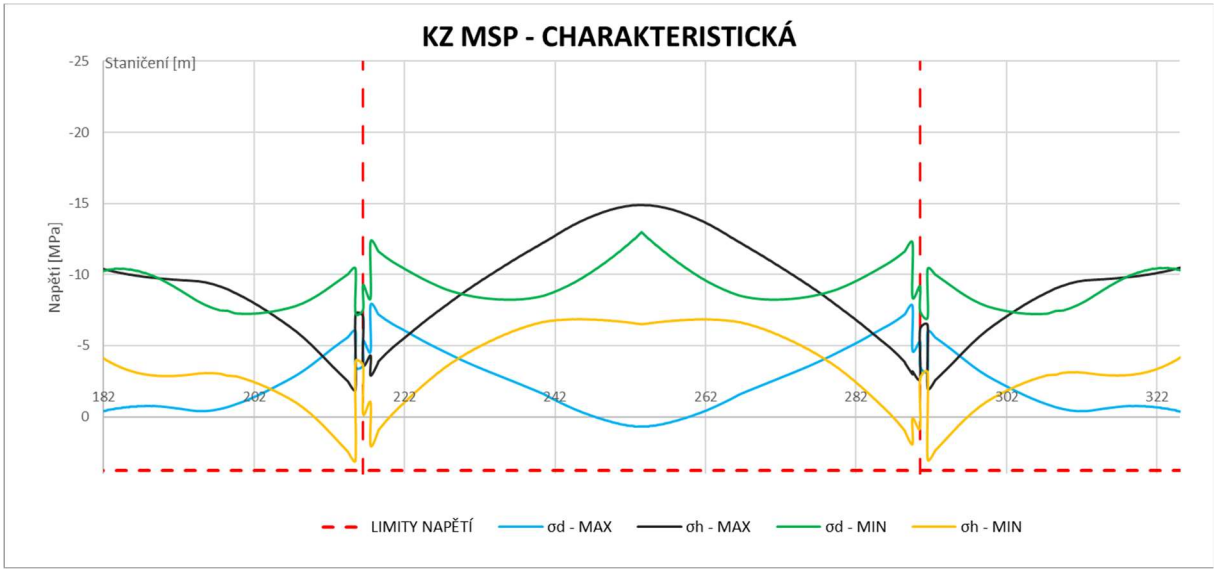
V kvazistálé kombinaci je již splněna podmínka dekomprese. Konstrukce vyhoví z hlediska napjatosti v celém rozsahu. Maximální tlakové napětí v tomto případě je -0,750 MPa, minimální napětí činí -14,119 MPa.



Graf 34: *MSP – posouzení napětí – kvazistálá kombinace – UDP*

Charakteristická kombinace – KZ:

Stejně jako v době uvedení do provozu, tak i na konci životnosti konstrukce vyhovuje v charakteristické kombinaci. Extrémní hodnoty se nacházejí ve stejných řezech konstrukce. Minimální tlakové napětí dosahuje hodnoty – 14,906 MPa, tentokrát však v horních vláknech průřezu. Maximální tahové napětí konstrukce je na hodnotě 3,059 MPa.

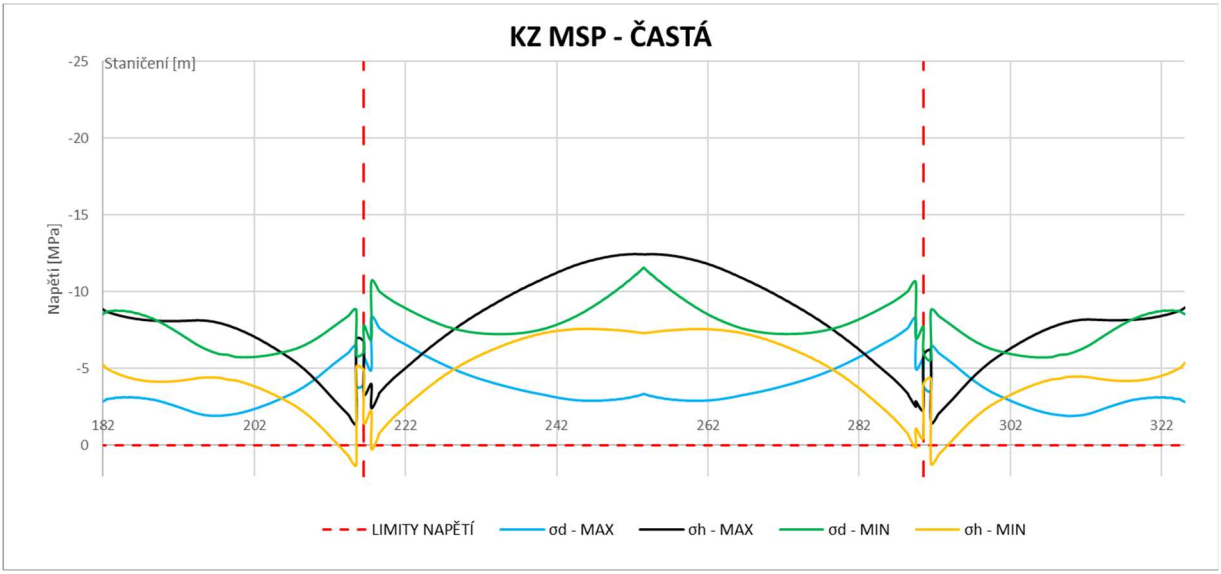


Graf 35: *MSP – posouzení napětí – charakteristická kombinace – UDP*

Častá kombinace – KZ:

Zde nastává totožná situace jako v době uvedení konstrukce do provozu, s tím rozdílem, že maximální napětí je nyní 1,271 MPa.

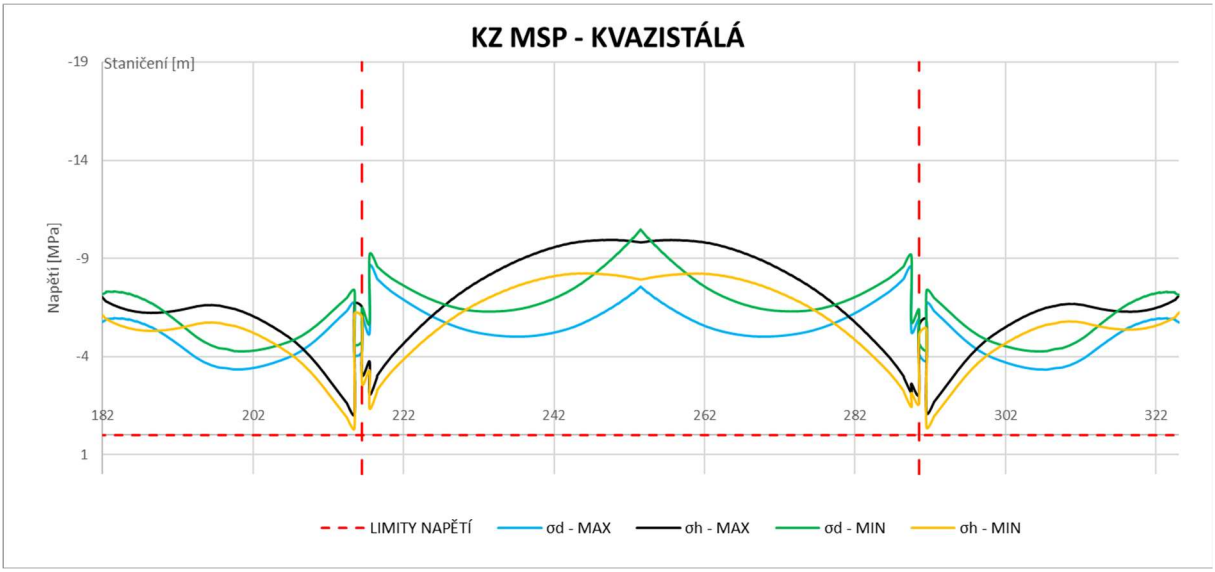
V řešeném průřezu pak hodnota napětí v horních vláknech dosahuje -1,831 MPa.



Graf 36: *MSP – posouzení napětí – častá kombinace – KZ*

Kvazistálá kombinace – KZ:

Rovněž jako v předchozí fázi, tak i zde konstrukce vyhovuje a splňuje podmínku dekomprese v celém rozsahu. Minimální napětí na konstrukci dosahuje hodnoty -13,109 MPa, maximální hodnota pak je – 0,357 MPa.

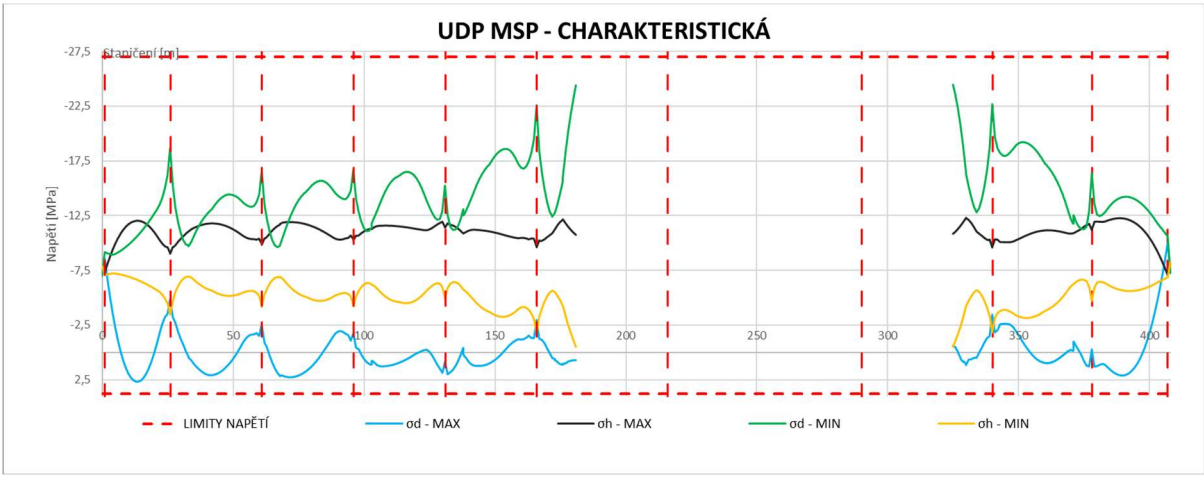


Graf 37: *MSP – posouzení napětí – kvazistálá kombinace – KZ*

6.2.6.1.2 Trámový průřez

Charakteristická kombinace – UDP:

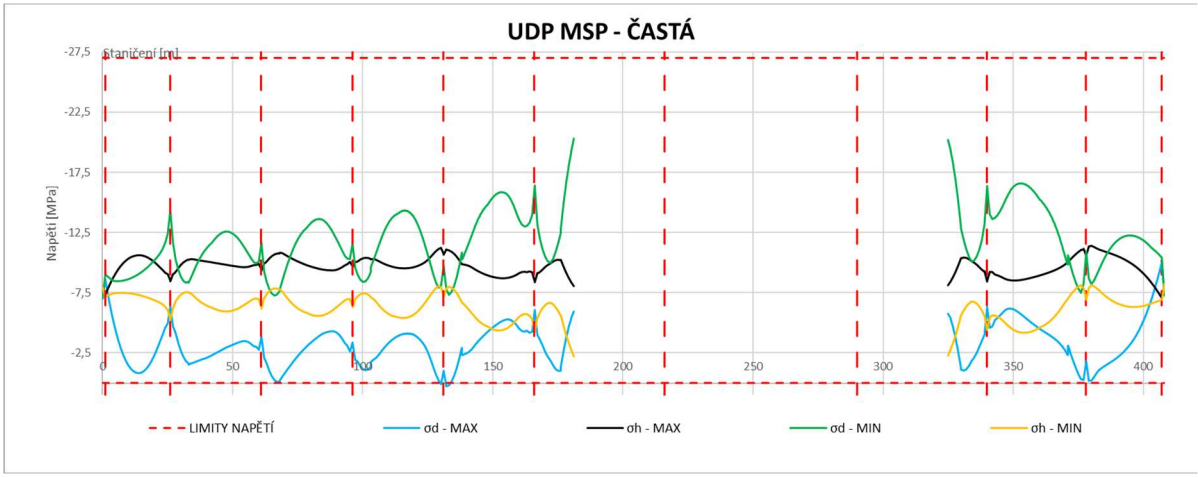
Konstrukce z hlediska napjatosti vyhoví v celém rozsahu. Maximální napětí během ve chvíli, kdy je konstrukce uvedena do provozu, dosahuje hodnoty 2,682 MPa. Naopak minimální hodnota napětí je -24,497 MPa.



Graf 38: *MSP – posouzení napětí – charakteristická kombinace – UDP*

Častá kombinace – UDP

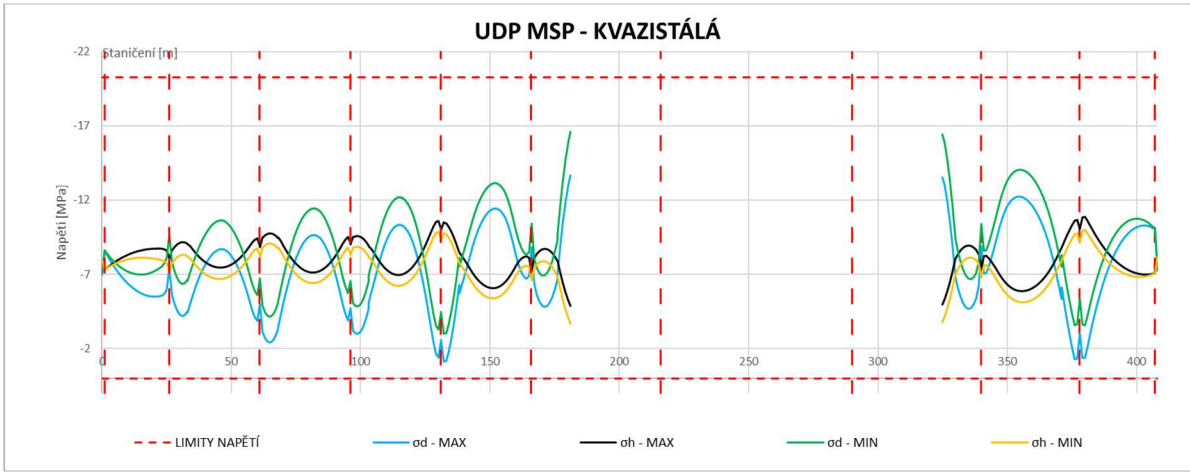
V časté kombinaci opět není splněna podmínka dekomprese, jelikož maximální napětí je větší než nula, konkrétně pak 0,275 MPa. Nicméně v tomto případě se jedná o tahové napětí ve spodních vláknech průřezu. Vzhledem k tomu, že trhliny vznikají u spodního povrchu, zatímco předpínací výztuž je umístěna u horního povrchu konstrukce, tak nemusí být u spodních vláken dodržena podmínka dekomprese. Zároveň hodnota tahových napětí v časté kombinaci není větší než tahová pevnost betonu, tudíž to pro naši konstrukci není žádný problém.



Graf 39: *MSP – posouzení napětí – častá kombinace – UDP*

Kvazistálá kombinace – UDP

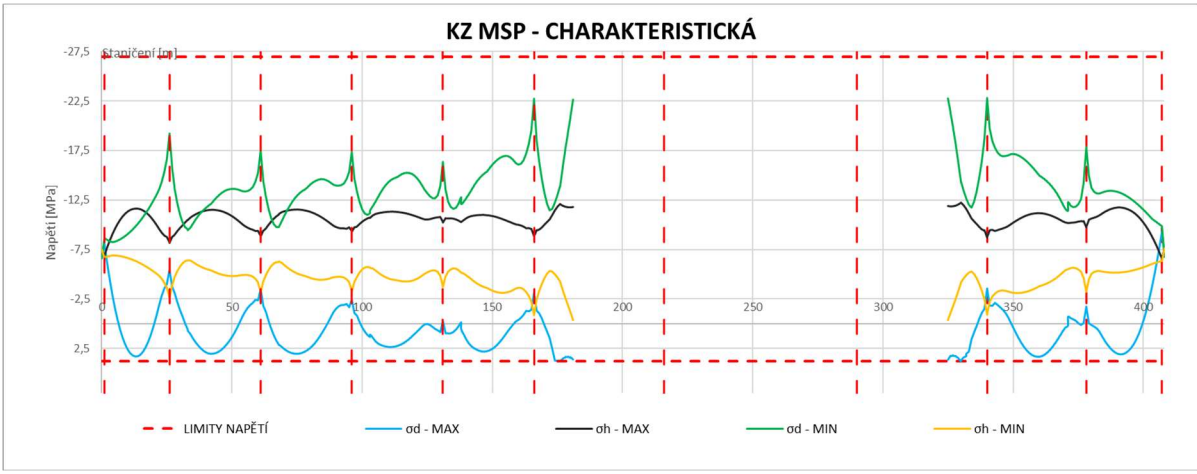
V kvazistálé kombinace vyhoví konstrukce z hlediska napjatosti v celém rozsahu a zároveň je dodržena podmínka dekomprese. Minimální napětí je -16,614 MPa, maximální pak dosahuje hodnot -1,138 MPa.



Graf 40: *MSP – posouzení napětí – kvazistálá kombinace – UDP*

Charakteristická kombinace – KZ:

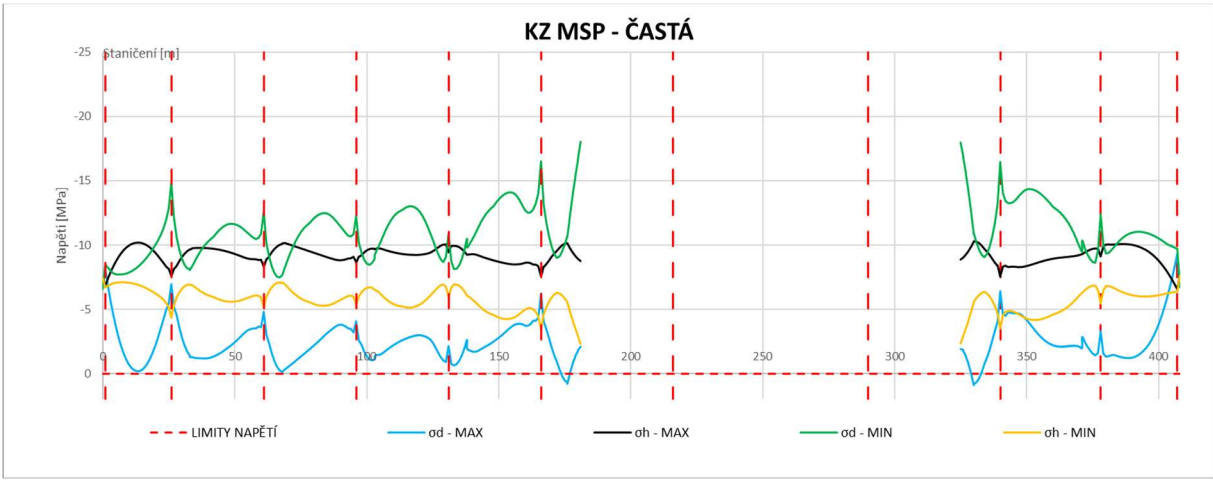
V charakteristické kombinace na konci životnosti konstrukce opět vyhoví z hlediska napjatosti konstrukce. Maximální tahové napětí je tentokrát 3,782 MPa, minimální napětí se zastavilo na hodnotě -22,798 MPa.



Graf 41: *MSP – posouzení napětí – charakteristická kombinace – UDP*

Častá kombinace – KZ:

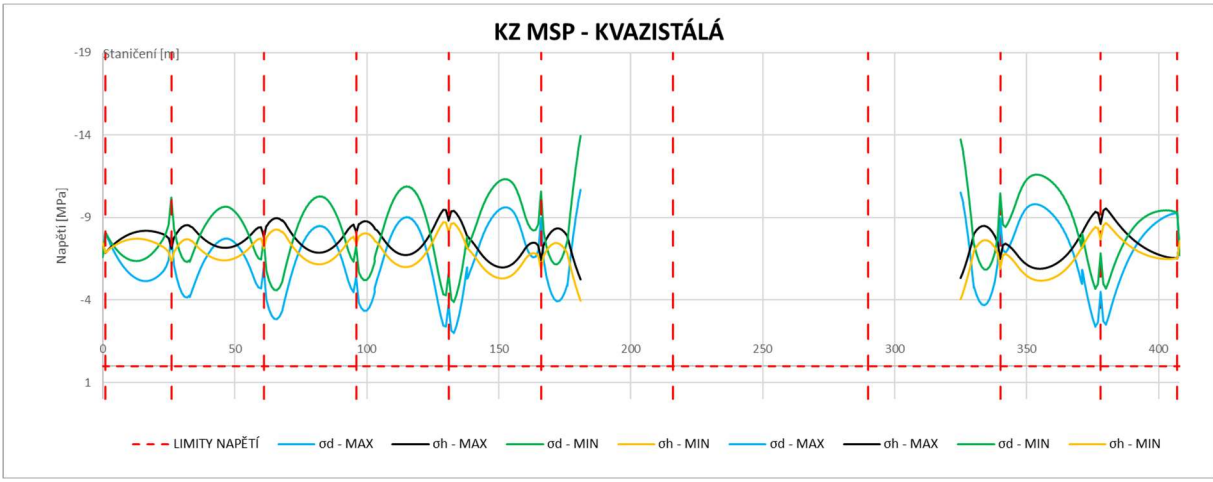
V časté kombinaci nám nastává opět stejná situace jako v situaci, kdy je konstrukce uvedena do provozu. Rovněž jako v předchozím případě to není pro konstrukci žádný problém vzhledem k poloze předpínací výztuže. Hodnota tahového napětí je tentokrát 0,921 MPa.



Graf 42: *MSP – posouzení napětí – častá kombinace – KZ*

Kvazistálá kombinace – KZ

V kvazistálé kombinaci opět konstrukce vyhoví z hlediska napjatosti a zároveň je splněna podmínka dekomprese konstrukce. Minimální tlakové napětí činí -13,953 MPa, maximální tlakové pak je -2,003 MPa.



Graf 43: *MSP – posouzení napětí – kvazistálá kombinace – UDP*

6.2.6.2 Posouzení vybraných průřezů MSÚ + MSP

Pro to, aby byla konstrukce posouzena v obou mezních stavech, byl použit program Idea Statica. Ten umožňuje zadání jednotlivých vnitřních sil v různých časových fázích a zároveň je schopný si přepočítat napětí pro tyto fáze. V tomto případě bude konstrukce posouzena ve dvou zásadních časech:

- uvedení do provoze (UDP)
- konec životnosti (KZ)

V programu jsem si vymodeloval posuzované průřezy konstrukce včetně předpínací výztuže. Dále byla do příslušných průřezu doplněna podélná a smyková betonářská výztuž (podrobnější specifikace u každého řezu). Důležité je vynulovat účinky předpínací výztuže, které program sám dopočítává, pokud bychom tak neučinili, došlo by ke zdvojnásobení účinků předpínací výztuže, jelikož naše účinky jsou již obsaženy ve všech kombinacích.

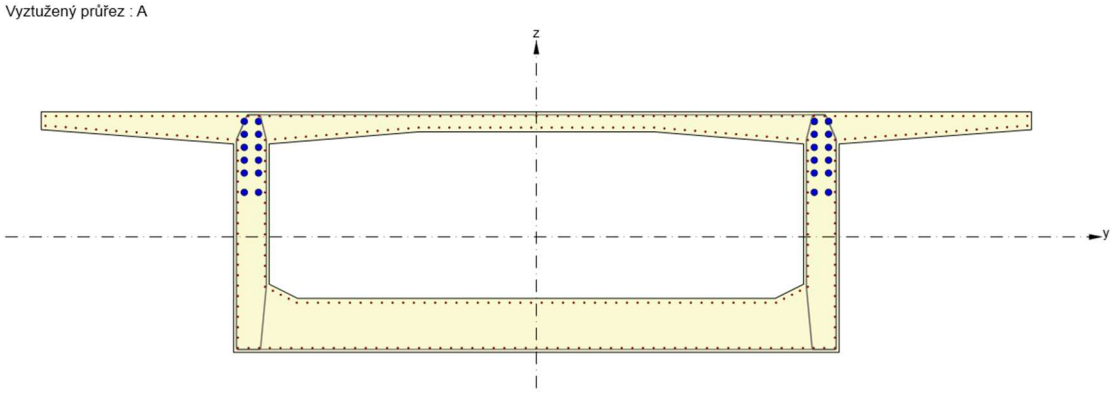
Čas [d]	Účinky předpětí	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	T [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
330,0	Primární	-30287,5	0,0	0,0	0,0	4543,1	-3577,0
	Sekundární	30287,5	0,0	0,0	0,0	-4543,1	0,0
36500,0	Primární	-25744,4	0,0	0,0	0,0	3861,7	-3040,4
	Sekundární	25744,4	0,0	0,0	0,0	-3861,7	0,0

Obr. 65: *Ukázka redukce účinků předpětí*

Dále budou posouzeny všechny průřezy v obou mezních stavech. Pro jednoduchost je vždy uveden pouze rozhodující extrém na průřezu.

6.2.6.2.1 Průřez a – Komorový průřez nad podporou

Tento průřez je umístěn 4,000 m od podpory konstrukce směrem do hlavního pole konstrukce. Vyztužení měkkou betonářskou výztuží bude provedeno z prutů Ø20/150 mm v podélném směru. Dále je navržen na přenos smykových sil třmínek se dvěma střihy v každé stěně. Tato výztuž bude provedena z Ø20 po 100 mm.



Obr. 66: *Schéma vyztužení průřezu A*

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	-83416,0			13609,0	0,0	99,1	OK

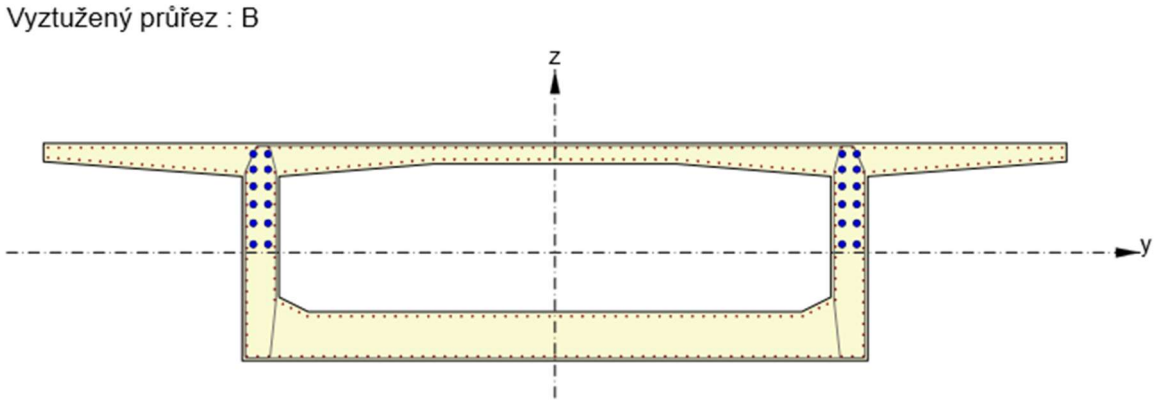
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	11222,3	-116620,2	-3,0			32,7	OK
Smyk	-83416,0			13609,0	0,0	99,1	OK
Kroucení					0,0	0,0	OK
Interakce	-83416,0	-8124,0	0,0	13609,0	0,0	91,2	OK
Omezení napětí	-76934,0	-10918,0	0,0			82,0	OK
Šířka trhliny	-77182,0	-22265,0	0,0			2,7	OK
Křehký lom	-77022,0	-17628,0	0,0			0,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Obr. 67: *Posouzení průřezu A*

6.2.6.2.2 Průřez B – Komorový průřez v 1/4 náběhu

Tento průřez je 10,000 m od podpory P7. Nadále je průřez nejvíce namáhán smykem, proto jsou navrženy třmínky Ø20/125 mm. Betonářská výztuž v podélném směru zůstane zachována, konkrétně pak Ø20/150 mm.



Obr. 68: *Schéma vyztužení průřezu B*

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	-84515,0			8825,0	0,0	91,8	OK

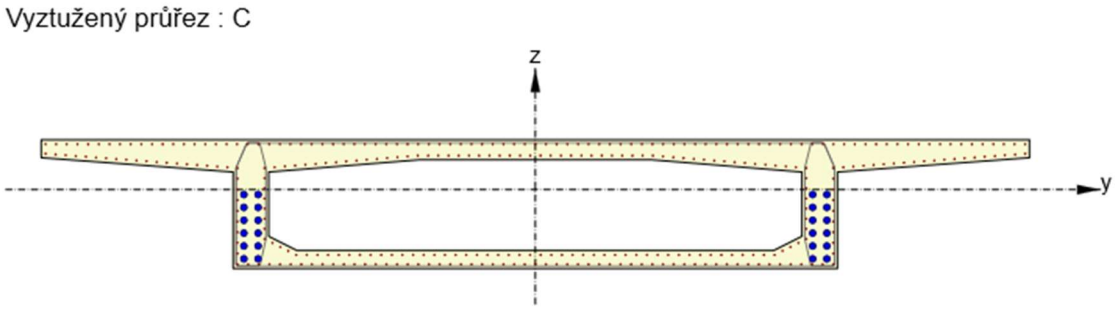
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	21360,0	-52147,8	0,0			23,0	OK
Smyk	-84515,0			8825,0	0,0	91,8	OK
Kroucení					0,0	0,0	OK
Interakce	-84515,0	27258,0	0,0	8825,0	0,0	84,4	OK
Omezení napětí	-89795,0	25418,0	0,0			91,3	OK
Šířka trhliny	-89981,0	12824,0	0,0			0,8	OK
Křehký lom	-89846,0	18762,0	0,0			0,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Obr. 69: *Posouzení průřezu B*

6.2.6.2.3 Průřez C – Komorový průřez uprostřed rozpětí

Tento průřez se nachází uprostřed rozpětí hlavního pole, není již zapotřebí nahusto provedená smyková výztuž, proto jsou navrženy třmínky Ø20/200 mm. Podélná výztuž zůstává zachována jako pro předchozí průřezy



Obr. 70: *Schéma vyztužení průřezu C*

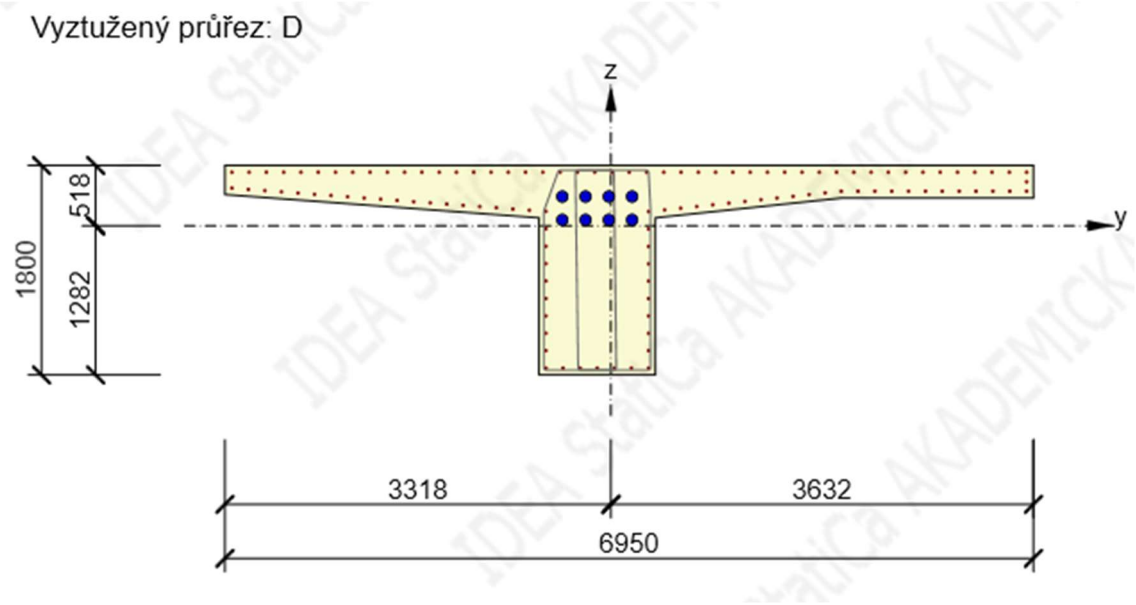
Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	-87574,0	26041,0	0,0			89,3	OK
Typ posudku	**N_{Ed} [kN]**	**$M_{Ed,y}$ [kNm]**	**$M_{Ed,z}$ [kNm]**	**V_{Ed} [kN]**	**T_{Ed} [kNm]**	**Hodnota [%]**	**Posudek**
Únosnost N-M-M	21554,0	109060,4	0,3			75,1	OK
Smyk	-80199,0			788,0	0,0	22,6	OK
Kroucení					0,0	0,0	OK
Interakce	-80199,0	57046,0	0,0	788,0	0,0	83,9	OK
Omezení napětí	-87574,0	26041,0	0,0			89,3	OK
Šířka trhliny	-88057,0	-1157,0	0,0			0,1	OK
Křehký lom	-87804,0	12730,0	0,0			0,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Obr. 71: *Posouzení průřezu C*

6.2.6.2.4 Průřez D – Trámový průřez nad podporou

Tento průřez se nachází 2 m od pilíře P9 směrem do pole číslo 8. Smyková výztuž je provedena z dvojice třmínků se dvěma střihy, konkrétně pak Ø16/150 mm. Podélná výztuž pak je z profilů Ø18/150 mm.



Obr. 72: *Schéma vyztužení průřezu D*

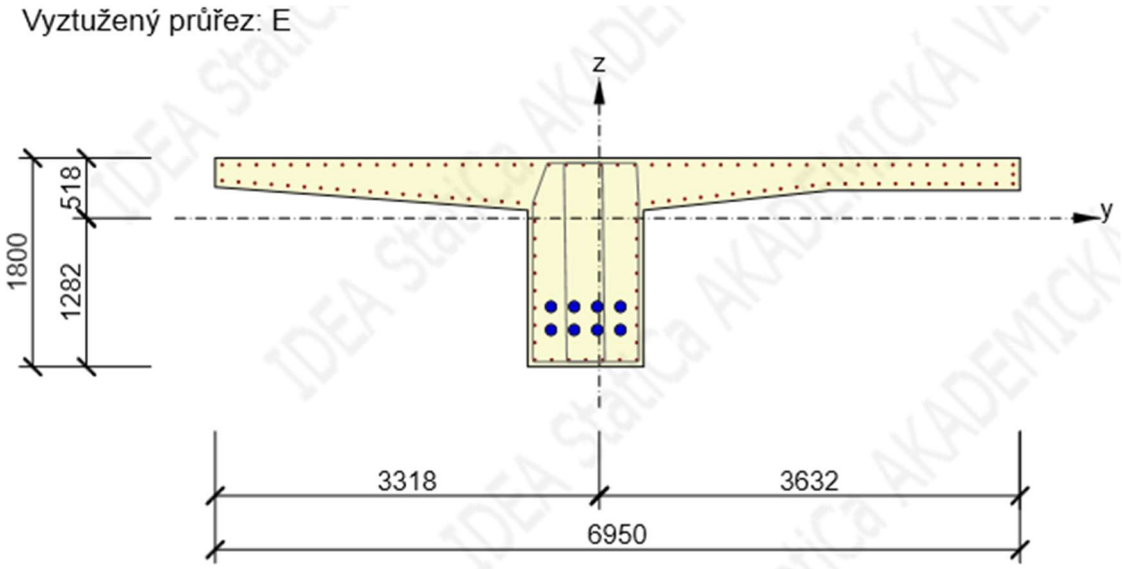
Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	-29234,0	-7040,0	-3577,0			93,2	OK
Typ posudku	**N_{Ed} [kN]**	**$M_{Ed,y}$ [kNm]**	**$M_{Ed,z}$ [kNm]**	**V_{Ed} [kN]**	**T_{Ed} [kNm]**	**Hodnota [%]**	**Posudek**
Únosnost N-M-M	1160,5	-14166,1	0,0			48,8	OK
Smyk	-29127,0			2630,0	0,0	84,1	OK
Kroucení					0,0	0,0	OK
Interakce	-29127,0	-9623,0	-3577,0	2630,0	0,0	84,3	OK
Omezení napětí	-29234,0	-7040,0	-3577,0			93,2	OK
Šířka trhliny	-29234,0	497,0	-3219,3			0,7	OK
Křehký lom	-29234,0	-3291,0	-3577,0			0,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Obr. 73: *Posouzení průřezu D*

6.2.6.2.5 Průřez E – Trámový průřez v polovině rozpětí

Průřez E se nachází v polovině rozpětí pole číslo 9. Vzhledem k menším smykovým silám uprostřed rozpětí jsou navrženy dvojice třmínků se dvěma střihy, konkrétně pak Ø16/200 mm. Podélná výztuž pak je z profilů Ø18/150 mm.



Obr. 74: *Schéma vyztužení průřezu E*

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-27668,0	14373,0	-3285,8	1093,0	0,0	87,6	OK
Typ posudku	**N_{Ed} [kN]**	**$M_{Ed,y}$ [kNm]**	**$M_{Ed,z}$ [kNm]**	**V_{Ed} [kN]**	**T_{Ed} [kNm]**	**Hodnota [%]**	**Posudek**
Únosnost N-M-M	177,6	38431,6	0,0			80,4	OK
Smyk	-27668,0			1093,0	0,0	60,4	OK
Kroucení					0,0	0,0	OK
Interakce	-27668,0	14373,0	-3285,8	1093,0	0,0	87,6	OK
Omezení napětí	-29072,0	6724,0	-3285,8			87,1	OK
Šířka trhliny	-29072,0	-3225,0	-2957,2			2,9	OK
Křehký lom	-29072,0	2333,0	-3285,8			0,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

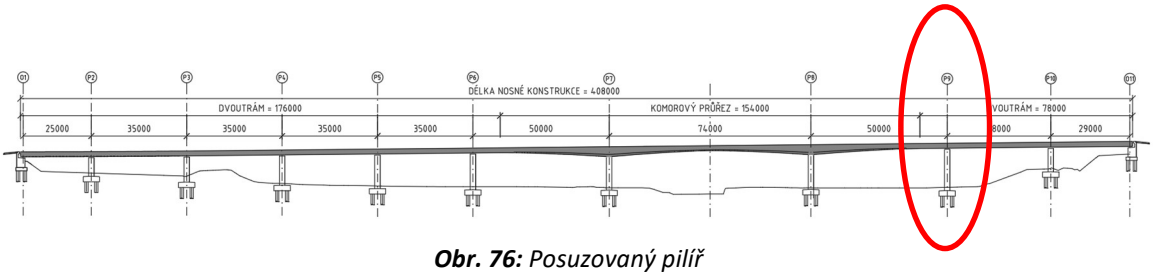
Obr. 75: *Posouzení průřezu E*

6.2.7 Zhodnocení návrhu nosné konstrukce

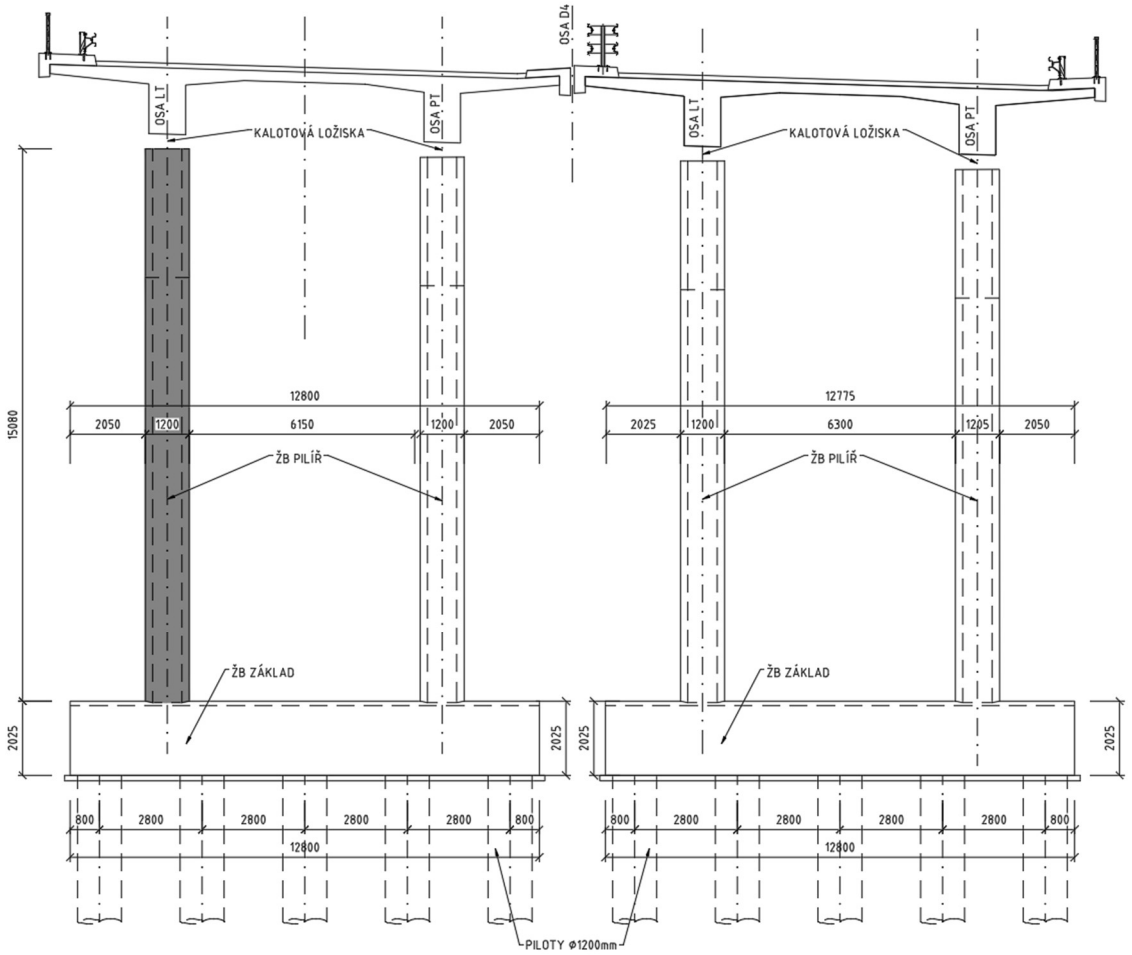
Návrh nosné konstrukce proběhl úspěšně, konstrukce odolá extrémním účinkům zatížení. Hlubší analýzou by se chtělo zaměřit pouze na místo v okolí pilířů hlavní pole P7 + P8. V okolí těchto pilířů vznikají velké tahy v horních vláknech vlivem extrémních hodnot nadpodporových momentů. Nicméně tento jev nemá vliv na únosnost dané konstrukce, jedná se pouze o nedodržení podmínky dekomprese při časté kombinaci.

6.3 Návrh a posouzení spodní stavby

Na závěr byl proveden návrh jedné ze stojek u pilíře P9. Zde byl uplatněn obdobný princip jako u návrhu trámové konstrukce, kdy je potřeba posoudit více zatíženou stojku, vlivem zvětšených sil od dopravy. Ze níže zobrazených řezů je na první pohled patrné, že se jedná o poměrně štíhlou konstrukci.



Obr. 76: *Posuzovaný pilíř*



Obr. 77: *Posuzovaný pilíř – řez*

6.3.1 Stanovení sil v hlavě pilíře

V první řadě bylo nutné stanovit zatížení působící v hlavě pilíře. Vzhledem k faktu, že v tomto místě je počítáno s posuvným ložiskem, tak z modelu dostáváme pouze svislou reakci R_z v tomto místě (reakce byla převzata z 2D prutového modelu). Dále je nutné stanovit síly působící na pilíř v podélném a příčném směru.

6.3.1.1 Svislá síla – R_z

Jak již bylo zmíněno, tak svislá reakce byla převzata z 2D prutového modelu. Tato síla odpovídá zatížení na obě stojky pilíře, proto je důležité tuto sílu vydělit dvěma. Dále bylo zapotřebí stanovit účinky od proměnného zatížení. Hodnoty reakce od zatížení lineární teplotou byly stejně jako účinky od vlastní tíhy vyděleny dvěma. Na závěr bylo nutné stanovit svislou sílu od zatížení dopravou. Zde byla převzata hodnota z prutového modelu zatížení dopravou, který působí na obě stojky. Hodnotu pro naši stojku dostaneme, tak že celkovou reakci z modelu přenásobíme koeficientem 0,7, který byl stanoven v kapitole *6.2.4 Roštový model*.

Na závěr byly stanoveny z daného zatížení kombinace odpovídající meznímu stavu únosnosti:

MSÚ														
6.10a							6.10b							
Dílec	DOMINANTNÍ DOPRAVA		DOMINANTNÍ TEPLOTA		EXTRÉMY		Dílec	DOMINANTNÍ DOPRAVA		DOMINANTNÍ TEPLOTA		EXTRÉMY	
	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN		MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN
	R_z [kN]	R_z [kN]	R_z [kN]	R_z [kN]	R_z [kN]	R_z [kN]		R_z [kN]	R_z [kN]	R_z [kN]	R_z [kN]	R_z [kN]	R_z [kN]
P9	9162	4422	9138	4434	**9162**	**4422**	P9	10327	2997	9508	4298	**10327**	**2997**

***Tab. 13**: MSÚ – pilíř – svislá reakce*

Kombinace		6.10a	6.10b
		kN	kN
R_z	MAX	9162	10327
	MIN	4422	2997

***Tab. 14**: MSÚ – pilíř – svislá reakce*

6.3.1.2 Vodorovná síla v podélném směru – R_x

Vodorovná síla v podélném směru byla stanovena z třecí síly v ložisku. Síla byla stanovena následujícím způsobem:

$$R_x = (R_{Z,G} + \frac{1}{2} R_{Z,Q}) \times \gamma$$

kde:

-$R_{Z,G}$ je svislá reakce od stálého zatížení

-$R_{Z,Q}$ je svislá reakce od nahodilého zatížení

- γ je součinitel tření v ložisku, pro náš případ je roven 0,07

Rovněž byly stanoveny kombinace jako pro svislou složku:

Kombinace		6.10a	6.10b
		kN	kN
R_x	MAX	638	542
	MIN	323	275

***Tab. 15**: MSÚ – pilíř – vodorovná reakce v podélném směru*

6.3.1.3 Vodorovná reakce v příčném směru – R_y

Hodnota této reakce byla stanovena od zatížení působící od příčného větru na konstrukci. Pro stanovení zatížení byl použit následující vztah:

$$f_w = \frac{1}{2} \times \varrho \times v_b^2 \times C \times d_{tot}$$

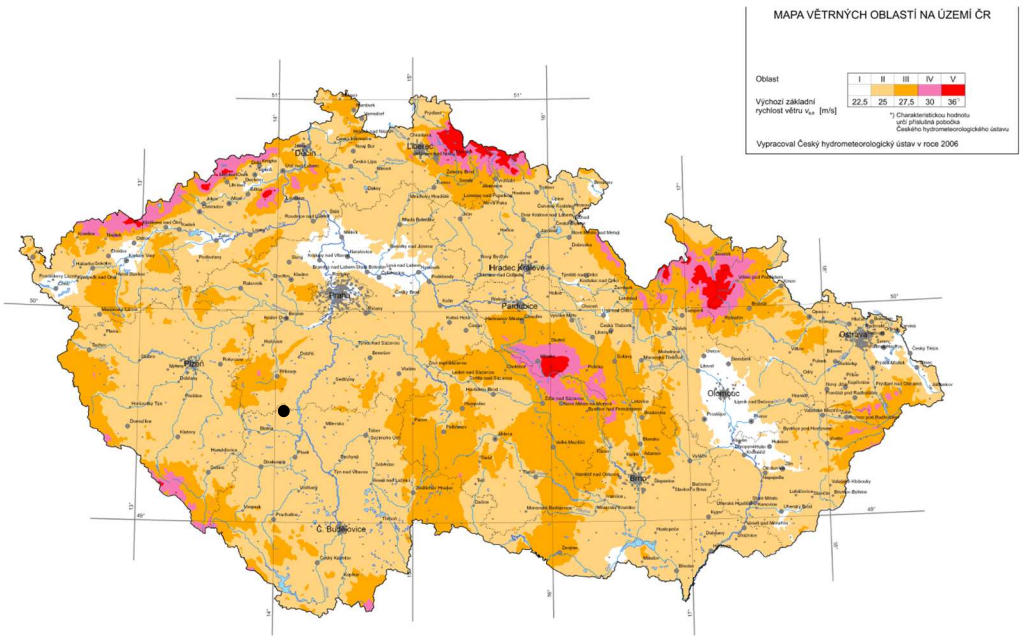
kde:

- ρ je hustota vzduchu – 1,25 kg/m^3
- v_b je základní rychlost větru
- C – součinitel zatížení větrem
- d_{tot} – výška pro výpočet referenční plochy

6.3.1.3.1 Stanovení hodnot jednotlivých koeficientů

Základní rychlost větru

Hodnota základní rychlosti větru byla stanovena z mapy větrných oblastní na území ČR. Estakáda se nachází v oblasti označené **II**, díky čemuž je hodnota základní rychlosti větru rovna 25 m/s.

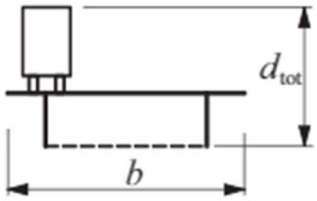


***Obr. 78:** Mapa větrných oblastí ČR*

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} = 1 \times 1 \times 25 = \mathbf{25\ m/s}$$

Výška pro výpočet referenční plochy

V našem případě tato výška bude odpovídat výšce nosníku trámového průřezu, tedy 1800 mm a výšce protihlukové stěny na konstrukce, tedy 3000 mm. Protihluková stěna není na konstrukci kreslena, jelikož se čeká na výsledky protihlukové studie. do zatížení větrem bude pro jistotu uvážena.



Obr. 79: *Výška d_{tot}*

$$d_{tot} = 1800 + 3000 = \mathbf{4800\ mm}$$

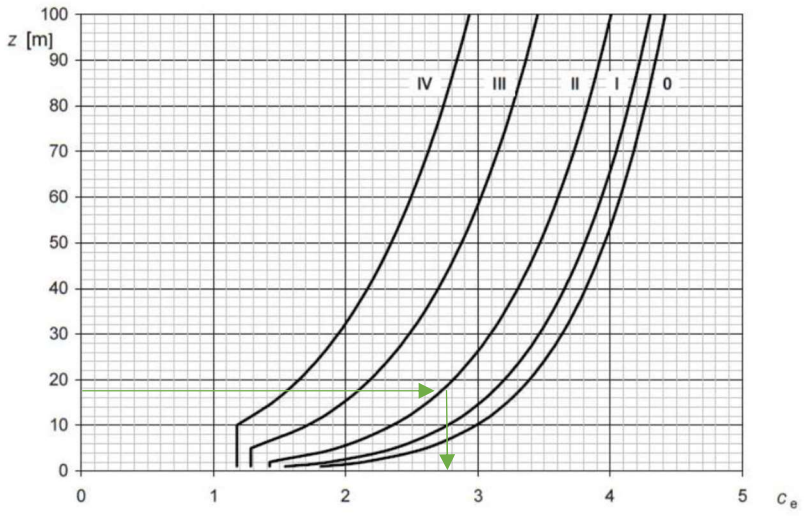
Součinitel zatížení větrem

Hodnota tohoto součinitel se stanoví ze vztahu:

$$C = c_e \times c_{f,x}$$

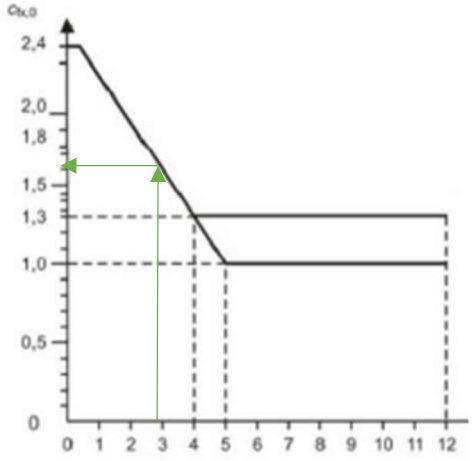
kde:

- c_e je součinitel expozice a stanoví se z grafu
- $c_{f,x}$ je součinitel síly a stanoví se z grafu



Obr. 80: *Stanovení součinitele expozice*

$$c_e = 2{,}8$$



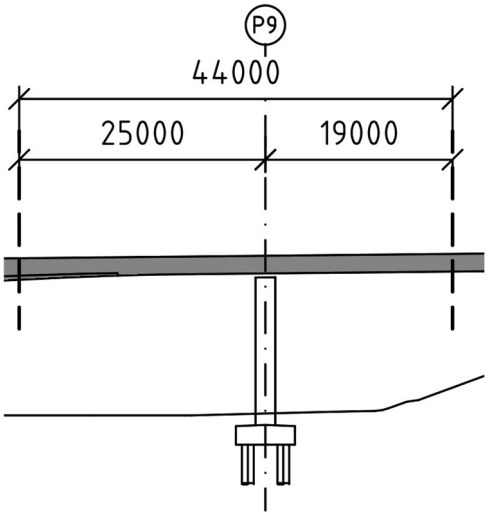
Obr. 81: *Stanovení součinitele síly v závislosti b/d_{tot}*

$$c_{f,x} = 1{,}62$$

$$C = 2{,}8 \times 1{,}62 = 4{,}536$$

$$f_w = \frac{1}{2} \times 1{,}25 \times 25^2 \times 4{,}536 \times 4{,}8 = \mathbf{8{,}505\ kN/m}$$

Dále je zapotřebí stanovit zatěžovací délku tohoto zatížení. V našem případě se délka bude rovna součtu polovičních délek přilehlých polí.



Obr. 82: *Zatěžovací délka*

Výsledná síla v příčném směru na dvě stojky:

$$R_y = 44 * 8{,}505 = \mathbf{374{,}22\ kN}$$

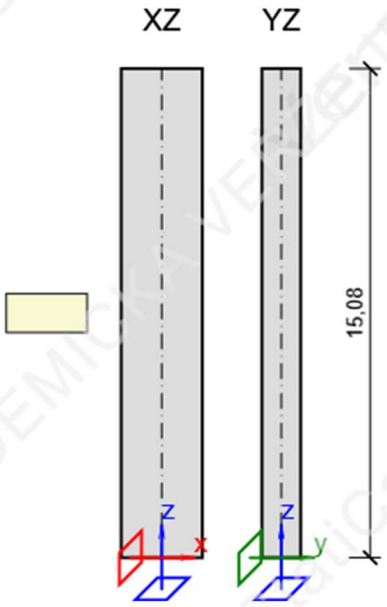
Kombinace		6.10a	6.10b
		kN	kN
R_y	MAX	168	281
	MIN	187	159

Tab. 16*: MSÚ – pilíř – vodorovná reakce v příčném směru*

6.3.2 Posouzení pilíře

Stejně jako nosná konstrukce, tak i pilíř je posouzen v programu IdeaStatica. V tomto případě je vymodelován pilíř jako 3D prvek, který je v hlavě zatížen vypočtenými silami. Hodnoty ostatních vnitřních sil v patě pilíře si program dopočítá sám. Stejně tak program dopočítává i vlastní tíhu pilíře.

1 Data sloupu

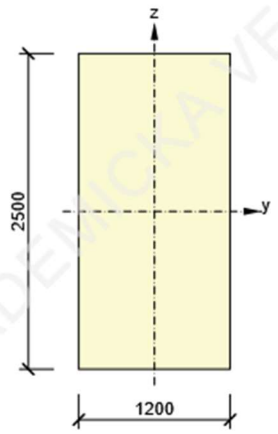


Délka	15,08 m
Průřez	Obdélník 2500, 1200
Materiál	C40/50
Podpora v hlavě	
Směr X	Volný
Směr Y	Volný
Podpora v patě	
Směr X	Pevná
Směr Y	Pevná

2 Průřezy

Obdélník 2500, 1200

Symbol	Hodnota	Jednotka
Materiál	C40/50	
A	3000000	[mm^2]
S_y	0	[mm^3]
S_z	0	[mm^3]
I_y	1562500000000	[mm^4]
I_z	360000000000	[mm^4]
C_{gy}	0	[mm]
C_{gz}	0	[mm]
i_y	722	[mm]
i_z	346	[mm]



Obr. 83: *Posouzení pilíře – 1*

3 Výsledky

Vnitřní síly, Extrém na prvku, Síly k těžišti

Prvek	Kombinace	Pozice [m]	N [kN]	V_y [kN]	V_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
1	6.10b(4)	0,00	-11827,8	-281,0	542,0	0,0	-8173,4	4237,5
1	6.10a(2)	15,08	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1	6.10a(2)	0,00	-1497,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1	6.10a(1)	0,00	-10659,8	-168,0	638,0	0,0	-9621,0	2533,4
1	6.10b(4)	15,08	-10330,0	-281,0	542,0	0,0	0,0	0,0

Kombinace	Popis kritických účinků zatížení
6.10b(4)	1,35*G0 + STB
6.10a(2)	1,35*G0
6.10a(1)	1,35*G0 + STA

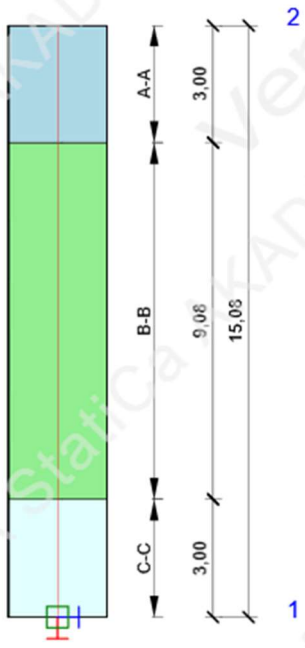
4 Posouzení betonu

Národní norma

Národní norma	EN 1992-1-1:2014-12, CSN:2016-04/NA:2012-01
Životnost	50 let

Verze pro výuku

Schéma vyztužení



Obr. 84: *Posouzení pilíře – 2*

AKADEMICKÁ VERZE IDEA StatiCa

Souhrn posudků řezů

Verze pro výuku

Kombinace	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M, Zóna: C-C (0,00 - 3,00)						
6.10b(4)	-11827,8	-10768,4	10490,6	542,0	94,3	OK
Interakce, Zóna: C-C (0,00 - 3,00)						
6.10b(4)	-11827,8	-10768,4	10490,6	542,0	93,6	OK

Posudek řezu

Verze pro výuku

x začátek [m]	x konec [m]	Vyztužení	Rozhodující typ posudku	Hodnota [%]	Posudek
0,00	3,00	C-C	Únosnost N-M-M	94,3	OK
3,00	12,08	B-B	Interakce	93,4	OK
12,08	15,08	A-A	Únosnost N-M-M	23,8	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Posudek řezu pro zónu: C-C (0,00 m - 3,00 m)

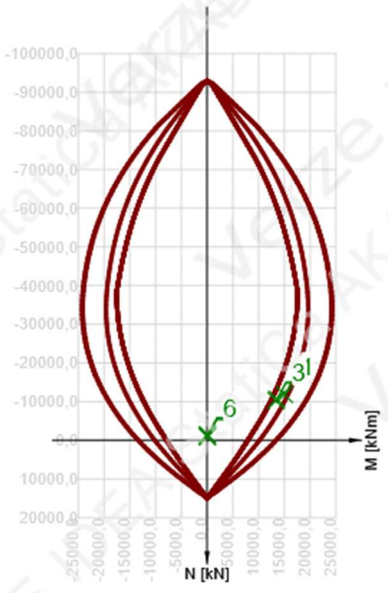
Rozhodující typ posudku	Kombinace	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	6.10b(4)	-11827,8	-10768,4	10490,6	542,0	0,0	94,3	OK

Kombinace	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M							
6.10b(4)	-11827,8	-10768,4	10490,6	542,0	0,0	94,3	OK
Interakce							
6.10b(4)	-11827,8	-10768,4	10490,6	542,0	0,0	93,6	OK

Účinky druhého řádu - Únosnost N-M-M

Přepočet vnitřních sil (účinky druhého řádu a imperfekcí)

Osy	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y/z}$ [kNm]	$M_{0,y/z}$ [kNm]	$M_{i,y/z}$ [kNm]	$M_{2,y/z}$ [kNm]
y	-11827,8	-10768,4	-8173,4	-527,8	-2067,3
z	-11827,8	10490,6	4237,5	273,7	5979,5



Obr. 85: *Posouzení pilíře – 3*

Účinky druhého řádu - 6.10b(4)

Přepočet vnitřních sil (účinky druhého řádu a imperfekcí)

Osy	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y/z}$ [kNm]	$M_{0,y/z}$ [kNm]	$M_{i,y/z}$ [kNm]	$M_{0Ed,y/z}$ [kNm]	$M_{2,y/z}$ [kNm]
y	-11827,8	-10768,4	-8173,4	-594,5	-8701,2	-2067,3
z	-11827,8	10490,6	4237,5	594,5	4511,1	5979,5

Osy	x_e [m]	$e_{0,z/y}$ [mm]	$e_{i,z/y}$ [mm]	$e_{0Ed,z/y}$ [mm]	$e_{2,z/y}$ [mm]	$e_{Ed,z/y}$ [mm]
y	7,54	-691	-50	-736	-175	-910
z	7,54	358	50	381	506	887

Prostorový ohyb

λ_y / λ_z	λ_z / λ_y	$(e_y / h_{eq}) / (e_z / b_{eq})$	$(e_z / b_{eq}) / (e_y / h_{eq})$	Podmínka posudku
0,48	2,08	2,03	0,49	Nevyhověl

Štíhlost

Osy	l [m]	l_0 [m]	i [mm]	A [-]	B [-]	C [-]	n [-]	λ [-]	λ_{lim} [-]	$\lambda <= \lambda_{lim}$
y⊥	15,08	30,16	722	0,78	1,16	0,70	0,15	41,79	33,19	II. řádu
z⊥	15,08	30,16	346	0,78	1,16	0,70	0,15	87,06	33,19	II. řádu

Jmenovitá tuhost

Osy	K_c [-]	I_c [mm^4]	φ_{eff} [-]	I_s [mm^4]	k_2 [-]	EI [MNm^2]	N_B [kN]	c_0 [-]	β [-]
y⊥	0,02	1562500000000	1,38	23141599112	0,04	5678	-61611,7	9,87	1,00
z⊥	0,05	360000000000	1,38	7042412033	0,08	1913	-20751,2	9,87	1,00

Osy	θ_i [-]	α_m [-]	α_h [-]	ρ_m [-]	M_{01} [kNm]	M_{02} [kNm]
y⊥	0,00	1,00	0,67	1,00	-8173,4	0,0
z⊥	0,00	1,00	0,67	1,00	4237,5	0,0

A_c [mm^2]	A_s [mm^2]	k_1 [-]	K_s [-]	E_{cd} [MPa]	ω [-]	φ [-]
3000000	32398	1,41	1,00	31092,2	0,18	1,38

Únosnost N-M-M

Ned/Nrd1/Nrd2[kN]	Medy/Mrd1y/Mrd2y[kNm]	Medz/Mrd1z/Mrd2z[kNm]	Hodnota [%]	Posudek
-11827,8/ -12541,7/ 5343,2	-10768,4/ -11418,4/ 4864,6	10490,6/ 11123,8/ -4739,1	94,3	OK

Interakce

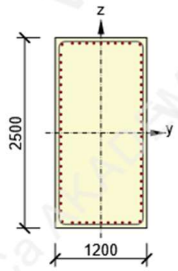
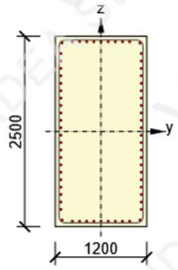
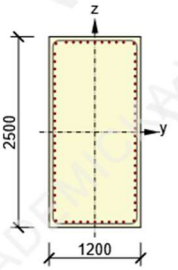
N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota		Posudek
					V+T [%]	V+T+M [%]	
-11827,8	-10768,4	10490,6	610,5	0,0	23,0	93,6	OK

Kritické kombinace vybrané pro posouzení řezů

Kombinace	Popis kritických účinků zatížení
6.10a(1)	1,35*G0 + STA
6.10a(2)	1,35*G0
6.10a(3)	G0 + STA
6.10b(4)	1,35*G0 + STB
6.10a(6)	G0

Obr. 86: *Posouzení pilíře – 4*

Vyztužení

Název	Vyztužený průřez	Vyztužení
A-A		Výztuž: 9ø25 (4418mm²) (B 500B), z = 1178 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = 1161 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = 1023 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = 925 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = 828 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = 730 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = 633 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = 536 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = 438 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = 341 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = 243 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = 146 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = 49 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = -49 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = -146 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = -243 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = -341 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = -438 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = -536 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = -633 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = -730 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = -828 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = -925 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = -1023 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = -1161 mm 9ø25 (4418mm²) (B 500B), z = -1178 mm Třmínky: ø20 (B 500B) - 100 mm, uzavřený, pro posouzení kroucení
B-B		Výztuž: 9ø25 (4418mm²) (B 500B), z = 1178 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = 1161 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = 1023 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = 925 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = 828 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = 730 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = 633 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = 536 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = 438 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = 341 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = 243 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = 146 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = 49 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = -49 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = -146 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = -243 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = -341 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = -438 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = -536 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = -633 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = -730 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = -828 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = -925 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = -1023 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = -1161 mm 9ø25 (4418mm²) (B 500B), z = -1178 mm Třmínky: ø20 (B 500B) - 200 mm, uzavřený, pro posouzení kroucení
C-C		Výztuž: 9ø25 (4418mm²) (B 500B), z = 1178 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = 1161 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = 1023 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = 925 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = 828 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = 730 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = 633 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = 536 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = 438 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = 341 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = 243 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = 146 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = 49 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = -49 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = -146 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = -243 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = -341 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = -438 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = -536 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = -633 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = -730 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = -828 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = -925 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = -1023 mm 2ø25 (982mm²) (B 500B), z = -1161 mm 9ø25 (4418mm²) (B 500B), z = -1178 mm Třmínky: ø20 (B 500B) - 100 mm, uzavřený, pro posouzení kroucení

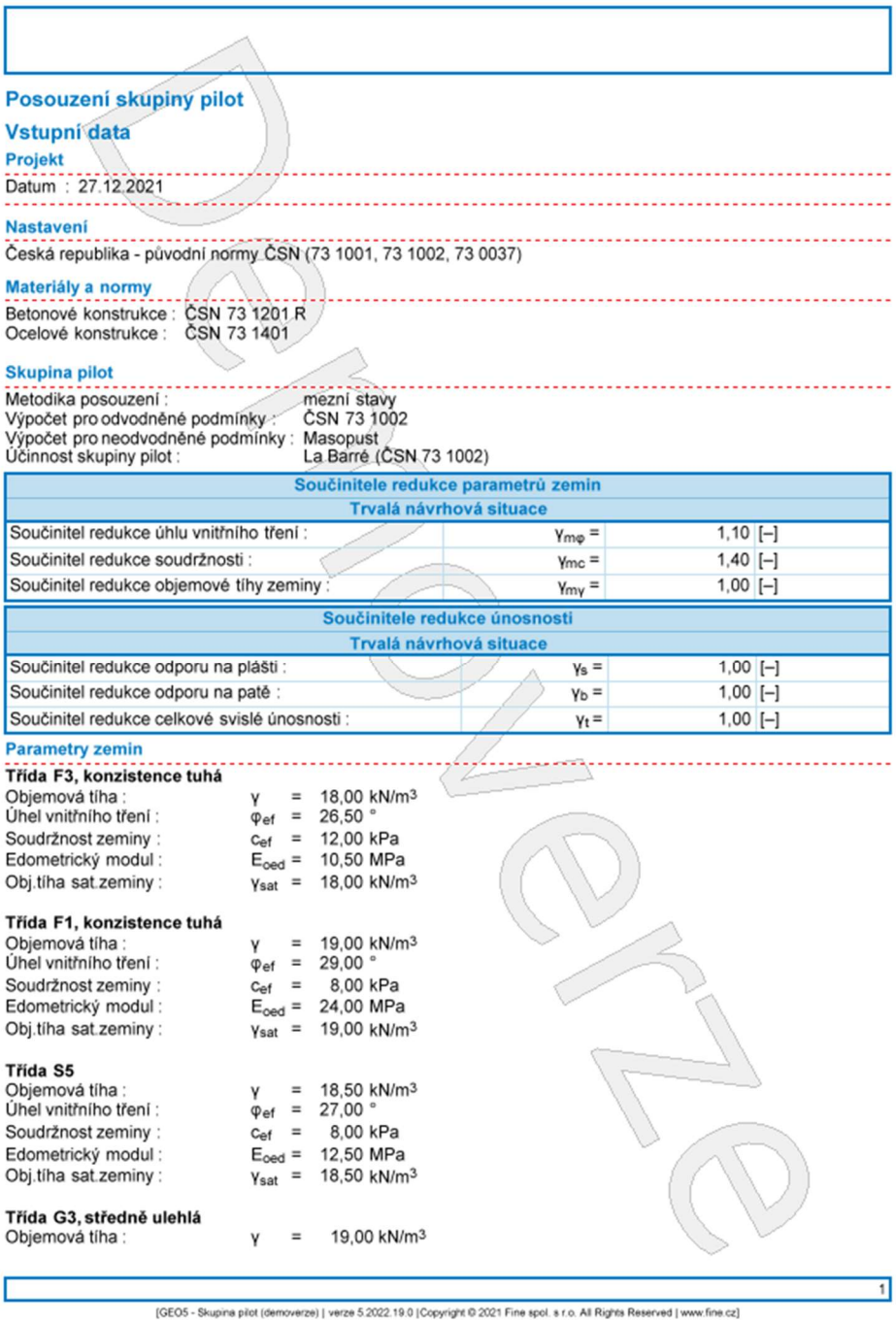
Obr. 87: *Vyztužení pilíře*

6.3.3 Zhodnocení návrhu pilíře

Původní geometrie návrhu pilíře musela být změna, jelikož původní průřez nevyhověl posouzení. Následně byl průřez zvětšen (2500x1200 mm) a ten již vyhověl všem zadaným extrémním účinkům zatížení.

6.4 Návrh a posouzení založení stavby

Pod pilířem P9, stejně jako pod všemi objekty spodní stavby, je navrženo hlubinné založení pomocí velkoprůměrových pilot s průměr 1200 mm. Kompletní vytvoření modelu a posouzení bylo provedeno v programu GEO5. Na obrázcích níže jsou zobrazeny veškeré vstupní hodnoty výpočtu a kompletní posouzení, které bylo provedeno jako skupina pilot.



Posouzení skupiny pilot

Vstupní data

Projekt

Datum : 27.12.2021

Nastavení

Česká republika - původní normy ČSN (73 1001, 73 1002, 73 0037)

Materiály a normy

Betonové konstrukce : ČSN 73 1201 R
Ocelové konstrukce : ČSN 73 1401

Skupina pilot

Metodika posouzení : mezní stavy
Výpočet pro odvodněné podmínky : ČSN 73 1002
Výpočet pro neodvodněné podmínky : Masopust
Účinnost skupiny pilot : La Barré (ČSN 73 1002)

Součinitele redukce parametrů zemin – Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_{m\varphi}$ =	1,10	[–]
Součinitel redukce soudržnosti :	γ_{mc} =	1,40	[–]
Součinitel redukce objemové tíhy zeminy :	$\gamma_{m\gamma}$ =	1,00	[–]

Součinitele redukce únosnosti – Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na plášti :	γ_s =	1,00	[–]
Součinitel redukce odporu na patě :	γ_b =	1,00	[–]
Součinitel redukce celkové svislé únosnosti :	γ_t =	1,00	[–]

Parametry zemin

Třída F3, konzistence tuhá

Objemová tíha : γ = 18,00 kN/m3
Úhel vnitřního tření : φ_{ef} = 26,50 °
Soudržnost zeminy : c_{ef} = 12,00 kPa
Edometrický modul : E_{oed} = 10,50 MPa
Obj.tíha sat.zeminy : γ_{sat} = 18,00 kN/m3

Třída F1, konzistence tuhá

Objemová tíha : γ = 19,00 kN/m3
Úhel vnitřního tření : φ_{ef} = 29,00 °
Soudržnost zeminy : c_{ef} = 8,00 kPa
Edometrický modul : E_{oed} = 24,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy : γ_{sat} = 19,00 kN/m3

Třída S5

Objemová tíha : γ = 18,50 kN/m3
Úhel vnitřního tření : φ_{ef} = 27,00 °
Soudržnost zeminy : c_{ef} = 8,00 kPa
Edometrický modul : E_{oed} = 12,50 MPa
Obj.tíha sat.zeminy : γ_{sat} = 18,50 kN/m3

Třída G3, středně ulehlá

Objemová tíha : γ = 19,00 kN/m3

1

[GEO5 - Skupina pilot (demoverze) | verze 5.2022.19.0 | Copyright © 2021 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.fine.cz]

Obr. 88: *Posouzení založení – 1*

Úhel vnitřního tření : φ_{ef} = 32,50 °
Soudržnost zeminy : c_{ef} = 0,00 kPa
Edometrický modul : E_{ced} = 102,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy : γ_{sat} = 19,00 kN/m^3

Konstrukce

Šířka základové desky b_x = 12,80 m
b_y = 6,00 m
Průměr piloty d = 1,20 m
Počet pilot n_x = 5
n_y = 2
Osová vzdálenost s_x = 2,80 m
s_y = 3,60 m

Geometrie

Hloubka založení h_z = 3,00 m
Vysazení piloty h = 0,00 m
Tloušťka základové desky t = 2,00 m
Délka pilot l = 9,00 m

Materiál konstrukce

Objemová tíha γ = 23,00 kN/m^3
Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy ČSN 73 1201 R.

Beton: B 20
Pevnost v tlaku R_{bd} = 11,50 MPa
Pevnost v tahu R_{btd} = 0,90 MPa
Modul pružnosti E_b = 27000,00 MPa
Modul pružnosti ve smyku G = 11340,00 MPa

Ocel podélná: 10 216 E
Pevnost v tlaku R_{scd} = 190,00 MPa
Pevnost v tahu R_{sd} = 190,00 MPa

Ocel příčná: 10 216 E
Pevnost v tlaku R_{scd} = 190,00 MPa
Pevnost v tahu R_{sd} = 190,00 MPa

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,00	0,00 .. 1,00	Třída F3, konzistence tuhá	
2	0,50	1,00 .. 1,50	Třída F1, konzistence tuhá	
3	0,50	1,50 .. 2,00	Třída S5	
4	1,10	2,00 .. 3,10	Třída G3, středně ulehlá	
5	-	3,10 .. ∞	Třída G3, středně ulehlá	

[GEO5 - Skupina pilot (demoverze) | verze 5.2022.19.0 |Copyright © 2021 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.fine.cz]

Obr. 89: *Posouzení založení – 2*

Zatížení

Číslo	Zatížení nové	Zatížení změna	Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]	M_z [kNm]
1	Ano		MSÚ	Návrhové	17929,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Ano		MSP	Užitné	14675,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 2,00 m od původního terénu.

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : analytické řešení
Typ podloží : nesoudržná zemina

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Posouzení svislé únosnosti - vstupní data

Výpočet proveden pro zatěžovací stav číslo 2. (MSP)
Souč. vlivu technologie - orientační hodnoty podle Sedleckého : k = 1,00
(1.0 - bet. bez ochrany výpažnice, tzv. oddělenou betonáží)

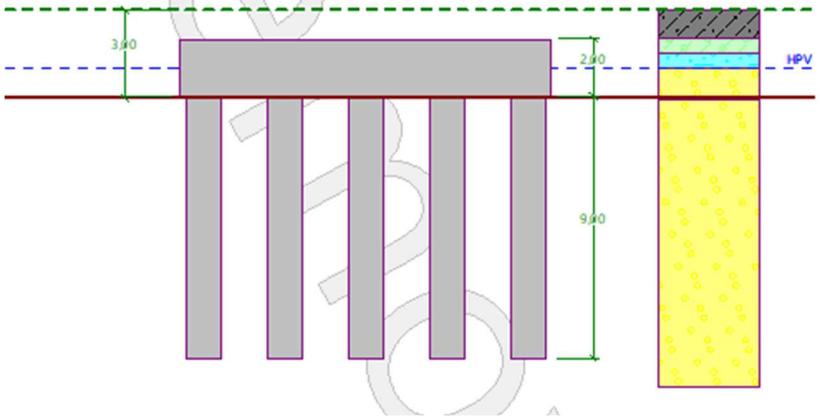
Posouzení svislé únosnosti skupiny pilot v nesoudržné zemině

Max. svislá síla se uvažuje včetně tíhy základové desky.

Únosnost piloty na plášti	R_s	= 468,41	kN
Únosnost piloty v patě	R_b	= 2450,85	kN
Svislá únosnost osamělé piloty	R_c	= 2919,25	kN
Svislá únosnost skupiny pilot	R_g	= 20524,67	kN
Maximální svislá síla	V_d	= 18207,80	kN

R_g = 20524,67 kN > 18207,80 kN = V_d

Svislá únosnost skupiny pilot VYHOVUJE



Obr. 90: *Posouzení založení – 3*

Posouzení čís. 1

Výpočet zatěžovací křivky piloty - vstupní data

Vrstva číslo	E_s [MPa]
1	15,00
2	15,00

Limitní sedání piloty s_{lim} = 25,0 mm

Výpočet zatěžovací křivky piloty - mezivýsledky

Opravný součinitel tuhosti piloty	C_k	= 0,97
Opravný součinitel Poissonova čísla	C_v	= 0,78
Opravný součinitel tuhosti zeminy	C_b	= 1,00
Součinitel přenosu zat. nestl. piloty	β_0	= 0,14
Součinitel přenosu zatížení do paty	β	= 0,11

Příčinkové součinitele sedání :

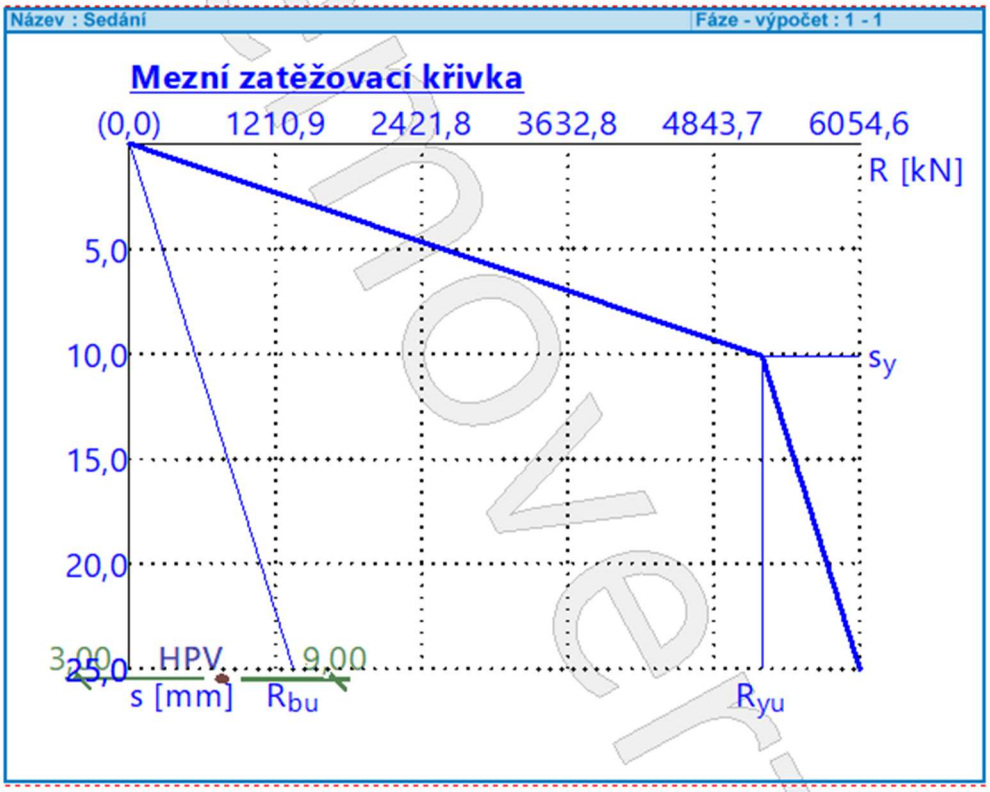
Základni - závislý na poměru l/d	I_0	= 0,18

Součinitel vlivu tuhosti piloty	R_k	= 1,00
Součinitel vlivu nestlačitelné vrstvy	R_h	= 1,00
Korekční součinitel Poissonova čísla	R_v	= 0,88

Výpočet sednutí skupiny pilot v nesoudržné zemině

Max. svislá síla se uvažuje včetně tíhy základové desky.

Součinitel skupinového účinku	g_f	= 2,24	
Zatížení na mezi mobilizace plášť tření	R_{yu}	= 5245,55	kN
Velikost sedání odpovídající síle Ryu	s_y	= 10,1	mm
Celková únosnost	R_c	= 6054,62	kN
Limitní sedání	s_{lim}	= 25,0	mm



Obr. 91: *Posouzení založení – 4*

6.4.1 Zhodnocení návrhu založení

Navrhovaný způsob založení vyhovuje zadaným účinkům založení.

7. Závěr

V rámci diplomové práce byly představeny tři možné návrhy konstrukčního řešení dálniční estakády. Jako finální varianta na dálnici D4 byla zpracována nově navržená konstrukce. Konstrukce byla následně posouzena během výstavby a poté během její životnosti v jednotlivých mezních stavech. Na závěr pak byl zpracován návrh jednoho z pilířů estakády, včetně jeho založení.

Při navrhování postupu výstavby byla konstrukce posuzována v mezním stavu použitelnosti, konkrétně pak na mezní stav omezení napětí v horních a spodních vláknech konstrukce. Konstrukce bez problému vyhověla, a tak by se nabízelo snížit třídu betonu. Nicméně z důvodu velkého namáhání během následujících posudků byla jako finální zvolena třída betonu C45/55.

Po dokončení posouzení výstavby byla konstrukce posuzována v době uvedení do provozu a následně na konci životnosti. Toto posouzení bylo provedeno dle mezních stavů, a to mezního stavu použitelnosti a mezního stavu únosnosti. Konstrukce extrémním účinkům zatížení vyvozenými kombinacemi pro tyto stavy vyhověla. V průběhu posuzování však došlo k porušení podmínky dekomprese při časté kombinaci zatížení. Nicméně tahová napětí při této fázi nepřekračovala tahovou pevnost betonu a zároveň se předpínací výztuž nenacházela u stejných vláken, kde k tomuto stavu došlo.

Na závěr došlo k návrhu a posouzení nejvyššího pilíře na estakádě. V tomto případě bylo nutné stanovit více zatíženou stojku pilíře od zatížení dopravou. Na vyřešení tohoto problému byl vytvořen roštový model konstrukce. Pilíř byl následně posouzen a bylo zapotřebí zvětšit původně navrhované rozměry. Následný návrh již vyhověl.

V diplomové práci byla navrhovaná nosná konstrukce estakády posouzena v podélném směru. V podrobném posudku by bylo zapotřebí zpracovat posouzení konstrukce v příčném směru. Dále by stálo za uvážení, zda nerozdělit poslední betonovaný takt na více částí, kde bychom mohli eliminovat extrémní namáhání konstrukce. V této práci byl posouzen pouze jeden z pilířů spodní stavby, přičemž ve skutečném návrhu by bylo nutné určit další extrémně namáhané pilíře a posoudit je. Stejně tak by bylo nutné podrobněji zanalyzovat založení stavby.

8. Seznam příloh

Výkresová dokumentace:

1) 201_01__Půdorys
2) 201_02_Podélný řez
3) 201_03_Příčné řezy
4) 201_04_Tvar nosné konstrukce
5) 201_05_Schéma předpínací výztuže
6) 201_06_Schéma postupu výstavby a
7) 201_07_Schéma postupu výstavby b

9. Literatura

Technické normy:

[1] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb

[2] ČSN EN 1991-1-5 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem

[3] ČSN EN 1991-1-5 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou

[4] ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou

Skriptum:

[5] ŠAFÁŘ, Roman, Vlastimil KUKÁŇ, Michal DRAHORÁD a Marek FOGLAR. Betonové mosty 1: Přednášky. Praha: ČVUT, 2010. ISBN 978-80-01-04661-6.

[6] ŠAFÁŘ, Roman, Jindřich ČECH a Jana BÁRTOVÁ. Betonové mosty 2: cvičení. V Praze: České vysoké učení technické, 2009. ISBN 978-80-01-04433-9.

Internetové stránky:

[7)] Dálnice D4 | Praha - Karlovy Vary - Cheb - Domů | Dálnice D4. Dálnice D4 | Praha - Karlovy Vary - Cheb - Domů | Dálnice D4 [online]. Copyright © 2016 Ředitelství silnic a dálnic ČR [cit. 29.12.2021]. Dostupné z: http://www.dalniced4.cz/

[8] Kamenný most v Nerestcích – Wikipedie. [online]. Dostupné z: https://cs.wikipedia.org/wiki/Kamenn%C3%BD_most_v_Nerestc%C3%ADch

Vysokoškolské práce:

[9] VESELKA, O. Návrh mostu přes Labe na dálnici D35: Bakalářská práce. ČVUT, Květen 2020.

Použitý software:

SCIA ENGINEER 2020, Nemetschek Scia, s.r.o.

AUTOCAD 2020, Autodesk, Inc.

MICROSOFT WORD, Microsoft Corporation

MICROSOFT EXCEL, Microsoft Corporation

IDEA STATICA 10.1, Idea RS

GEO5, Fine spol. S r.o.

10. Použité zkratky

XF2 - stupeň vlivu prostředí – střídavé působení mrazu a rozmrazování – stupeň 2

XD1 - stupeň vlivu prostředí – koroze vyvolaná chloridy – středně vlhké prostředí

XC4 - stupeň vlivu prostředí – koroze vyvolaná karbonatací – střídavě mokré a suché prostředí

T_{min} - minimální teplota vzduchu ve stínu

T_{max} - maximální teplota vzduchu ve stínu

$T_{e,min}$ - minimální rovnoměrná složka teploty mostu

$T_{e,max}$ - maximální rovnoměrná složka teploty mostu

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

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

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

P - příslušná reprezentativní hodnota zatížení od předpětí

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

γ_P - dílčí součinitel zatížení od předpětí

$\gamma_{Q,j}$ - dílčí součinitel hlavního proměnného zatížení

ψ_0 - součinitel pro kombinační hodnotu proměnného zatížení

ψ_1 - součinitel pro častou hodnotu proměnného zatížení

ψ_2 - součinitel pro kvazistálou hodnotu proměnného zatížení

ξ - redukční součinitel pro nepříznivá stálá zatížení G

11. Seznamy obrázků, grafů a tabulek

11.1 Seznam obrázků

Obr. 1: *Přehledná situace úseku Čimelice – Mirotice s vyznačením estakády 16*

Obr. 2: *Pohled na deskovou/obloukovou konstrukci – varianta č. 1 ..... 17*

Obr. 3: *Desková konstrukce – řez nad podporou – varianta č. 1 ..... 18*

Obr. 4: *Desková konstrukce – řez v poli – varianta č. 1 ..... 18*

Obr. 5: *Obloukový most v obci Nerestce 19*

Obr. 6: *Klenbový kamenný most v obci Nerestce 19*

Obr. 7: *Oblouková konstrukce – pohled – varianta č. 1 ..... 20*

Obr. 8: *Oblouková konstrukce – řez ve vrcholu oblouku – varianta č. 1 ..... 20*

Obr. 9: *Pohled na trámovou konstrukci – varianta č. 2 ..... 20*

Obr. 10: *Příčný řez nad podporou – varianta č. 2 ..... 21*

Obr. 11: *Příčný řez v poli – varianta č. 2 ..... 21*

Obr. 12: *Pohled na konstrukci – varianta č. 3 ..... 22*

Obr. 13: *Příčný řez nad podporou – dvoutrámová konstrukce – varianta č. 3 ..... 22*

Obr. 14: *Příčný řez v poli – dvoutrámová konstrukce – varianta č. 3 ..... 22*

Obr. 15: *Příčný řez nad podporou – komorová konstrukce – varianta č. 3 ..... 23*

Obr. 16: *Příčný řez v poli – komorová konstrukce – varianta č. 3 ..... 23*

Obr. 17: *Postup výstavby – spodní stavba 24*

Obr. 18: *Postup výstavby – takt č. 1 ..... 24*

Obr. 19: *Postup výstavby – takt č. 2 ..... 25*

Obr. 20: *Postup výstavby – takt č. 3 ..... 25*

Obr. 21: *Postup výstavby – takt č. 4 ..... 25*

Obr. 22: *Postup výstavby – takt č. 5 ..... 25*

Obr. 23: *Postup výstavby – takt č. 6 ..... 25*

Obr. 24: *Postup výstavby – takt č. 7 ..... 26*

Obr. 25: *Postup výstavby – takt č. 8 ..... 26*

Obr. 26: *Postup výstavby – ostatní stálé zatížení 26*

Obr. 27: *My – odskružení taktu č. 1 ..... 33*

Obr. 28: *My – odskružení taktu č. 2 ..... 33*

Obr. 29: *N – odskružení taktu č. 2 ..... 33*

Obr. 30: *My – odskružení taktu č. 3 ..... 33*
Obr. 31: *My – odskružení taktu č. 4 ..... 34*
Obr. 32: *My – odskružení taktu č. 5 ..... 34*
Obr. 33: *My – odskružení taktu č. 6 ..... 34*
Obr. 34: *My – odskružení taktu č. 7 ..... 34*
Obr. 35: *My – odskružení taktu č. 8 ..... 34*
Obr. 36: *My – uvedení do provozu 35*
Obr. 37: N *– uvedení do provozu 35*
Obr. 38: *Vyznačení posuzovaných řezů v definitivním stavu 43*
Obr. 39*: Model zatížení LM1 ..... 44*
Obr. 40: *Uvažované zatížení lineární změnou teploty 45*
Obr. 41: *Schéma vedení předpětí v řezu A 46*
Obr. 42: *Schéma vedení předpětí v řezu B 46*
Obr. 43: *Schéma vedení předpětí v řezu C 46*
Obr. 44: *Schéma vedení předpětí v řezu D 47*
Obr. 45: *Schéma vedení předpětí v řezu E 47*
Obr. 46: *Ohybové momenty v době uvedení do provozu [kNm] 48*
Obr. 47: *Posouvající síly v době uvedení do provozu [kN] 48*
Obr. 48: *Normálové síly v době uvedení do provozu [kN] 48*
Obr. 49: *Ohybové momenty na konci životnosti konstrukce [kNm] 48*
Obr. 50: *Posouvající síly na konci životnosti konstrukce [kN] 48*
Obr. 51: *Normálové síly na konci životnosti konstrukce [kN] 49*
Obr. 52: *Ohybové momenty od zatížení dvounápravou (TS) [kNm] 49*
Obr. 53: *Posouvající síly od zatížení dvounápravou (TS) [kN] 49*
Obr. 54: *Ohybové momenty od rovnoměrného zatížení dopravou (UDL) [kNm] 49*
Obr. 55: *Posouvající síly od rovnoměrného zatížení dopravou (UDL) [kN] 49*
Obr. 56: *Ohybové momenty od zatížení lineární teplotou [kNm] 49*
Obr. 57: *Ohybové momenty od vlastní tíhy v době uvedení do provozu [kNm] 50*
Obr. 58: *Posouvající síly od vlastní tíhy v době uvedení do provozu [kN] 50*
Obr. 59: *Ohybové momenty od vlastní tíhy na konci životnosti [kNm] 50*
Obr. 60: *Posouvající síly od vlastní tíhy na konci životnosti [kN] 50*
Obr. 61: *Ohybové momenty od předpínací výztuže v době uvedení do provozu [kNm]. 51*

Obr. 61: *Normálové síly od předpínací výztuže v době uvedení do provozu [kN] 51*

Obr. 63: *Ohybové momenty od předpínací výztuže na konci životnosti [kNm]..... 51*

Obr. 64: *Normálové momenty od předpínací výztuže na konci životnosti [kN] 51*

Obr. 65: *Ukázka redukce účinků předpětí..... 67*

Obr. 66: *Schéma vyztužení průřezu A 68*

Obr. 67: *Posouzení průřezu A 68*

Obr. 68: *Schéma vyztužení průřezu B 69*

Obr. 69: *Posouzení průřezu B..... 69*

Obr. 70: *Schéma vyztužení průřezu C 70*

Obr. 71: *Posouzení průřezu C..... 70*

Obr. 72: *Schéma vyztužení průřezu D..... 71*

Obr. 73: *Posouzení průřezu D 71*

Obr. 72: *Schéma vyztužení průřezu E 72*

Obr. 73: *Posouzení průřezu E..... 72*

Obr. 76: *Posuzovaný pilíř 73*

Obr. 77: *Posuzovaný pilíř – řez 73*

Obr. 78: *Mapa větrných oblastí ČR..... 75*

Obr. 79: *Výška d_{tot}..... 76*

Obr. 80: *Stanovení součinitele expozice 76*

Obr. 81: *Stanovení součinitele síly v závislosti b/d_{tot}..... 77*

Obr. 82: *Zatěžovací délka 77*

Obr. 83: *Posouzení pilíře – 1 ..... 78*

Obr. 84: *Posouzení pilíře – 2 ..... 79*

Obr. 85: *Posouzení pilíře – 3 ..... 80*

Obr. 86: *Posouzení pilíře – 4 ..... 81*

Obr. 87: *Vyztužení pilíře..... 82*

Obr. 88: *Posouzení založení – 1 ..... 83*

Obr. 89: *Posouzení založení – 2 ..... 84*

Obr. 90: *Posouzení založení – 3 ..... 85*

Obr. 91: *Posouzení založení – 4 ..... 86*

11.2 Seznam tabulek

Tab. 1: *Tabulka spotřeby betonu v příčném řezu 23*

Tab. 2: *Přehled předpínací výztuže 31*

Tab. 3: *Staveništní zatížení 32*

Tab. 4: *Ostatní stálé zatížení 32*

Tab. 5: *Charakteristické hodnoty včetně dynamický účinků – LM1 ..... 44*

Tab. 6: *Hodnoty regulačních součinitelů pro α ČR 44*

Tab. 7: *Hodnoty součinitelů ψ pro mosty pozemních komunikací 52*

Tab. 8: *MSP – komorový průřez 54*

Tab. 9*: MSP – trámový průřez 56*

Tab. 10: *MSÚ – komorový průřez 58*

Tab. 11*: MSÚ – trámový průřez 60*

Tab. 12*: MSP – limitní hodnoty napětí 61*

Tab. 13*: MSÚ – pilíř – svislá reakce 74*

Tab. 14*: MSÚ – pilíř – svislá reakce 74*

Tab. 15*: MSÚ – pilíř – vodorovná reakce v podélném směru 75*

Tab. 16*: MSÚ – pilíř – vodorovná reakce v příčném směru 77*

11.3 Seznam grafů

Graf 1: *Schéma předpínací výztuže na estakádě 32*

Graf 2: *Průběh výšky průřezu a těžiště na konstrukci 37*

Graf 3: *Průběh plochy průřezu na konstrukci 37*

Graf 4: *Průběh momentu setrvačnosti na konstrukci 37*

Graf 5: *Průběh napětí během výstavby – takt č.1 ..... 38*

Graf 6: *Průběh napětí během výstavby – takt č.2 ..... 39*

Graf 7: *Průběh napětí během výstavby – takt č.3 ..... 39*

Graf 8: *Průběh napětí během výstavby – takt č.4 ..... 40*

Graf 9: *Průběh napětí během výstavby – takt č.5 ..... 40*

Graf 10: *Průběh napětí během výstavby – takt č.6 ..... 41*

Graf 11: *Průběh napětí během výstavby – takt č.7 ..... 41*

Graf 12: *Průběh napětí během výstavby – takt č.8 ..... 42*

Graf 13: *Průběh napětí během výstavby – UDP 42*

Graf 14: *Porovnání ohybových momentů od dopravy na různých modelech konstrukce 52*
Graf 15: *Porovnání posouvajících od dopravy na různých modelech konstrukce 52*
Graf 16: *MSP – ohybové momenty – UDP – komorový průřez 53*
Graf 17: *MSP – posouvající síly – UDP – komorový průřez 54*
Graf 18: *MSP – ohybové momenty – KZ – komorový průřez 54*
Graf 19: *MSP – posouvající síly – KZ – komorový průřez 54*
Graf 20: *MSP – ohybové momenty – UDP – trámový průřez 55*
Graf 21: *MSP – posouvající síly – UDP – trámový průřez 55*
Graf 22: *MSP – ohybové momenty – KZ – trámový průřez 55*
Graf 23: *MSP – posouvající síly – KZ – trámový průřez 56*
Graf 24: *MSÚ – ohybové momenty – UDP – komorový průřez 57*
Graf 25: *MSÚ – posouvající síly – UDP – komorový průřez 57*
Graf 26: *MSÚ – ohybové momenty – KZ – komorový průřez 58*
Graf 27: *MSÚ – posouvající síly – KZ – komorový průřez 58*
Graf 28: *MSÚ – ohybové momenty – UDP – trámový průřez 59*
Graf 29: *MSÚ – posouvající síly – UDP – trámový průřez 59*
Graf 30: *MSÚ – ohybové momenty – KZ – trámový průřez 59*
Graf 31: *MSÚ – posouvající síly – KZ – trámový průřez 60*
Graf 32: *MSP – posouzení napětí – charakteristická kombinace – UDP 61*
Graf 33: *MSP – posouzení napětí – častá kombinace – UDP 62*
Graf 34: *MSP – posouzení napětí – kvazistálá kombinace – UDP 62*
Graf 35: *MSP – posouzení napětí – charakteristická kombinace – UDP 63*
Graf 36: *MSP – posouzení napětí – častá kombinace – KZ 63*
Graf 37: *MSP – posouzení napětí – kvazistálá kombinace – KZ 64*
Graf 38: *MSP – posouzení napětí – charakteristická kombinace – UDP 64*
Graf 39: *MSP – posouzení napětí – častá kombinace – UDP 65*
Graf 40: *MSP – posouzení napětí – kvazistálá kombinace – UDP 65*
Graf 41: *MSP – posouzení napětí – charakteristická kombinace – UDP 66*
Graf 42: *MSP – posouzení napětí – častá kombinace – KZ 66*
Graf 43: *MSP – posouzení napětí – kvazistálá kombinace – UDP 67*