

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



Návrh jednokolejného železničního mostu z UHPFRC prefabrikátů

Design of a single-track railway bridge made of UHPFRC precast elements

Diplomová práce

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Vedoucí bakalářské práce: doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D.

Bc. Lucie Navarová

Praha 2022



ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: **Navarová** Jméno: **Lucie** Osobní číslo: **468586**
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 jednokolejného železničního mostu z UHPFRC prefabrikátů

Název diplomové práce anglicky:

Design of a single-track railway bridge made of UHPFRC precast elements

Pokyny pro vypracování:

Seznam doporučené literatury:

Jméno a pracoviště vedoucí(ho) diplomové práce:

doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D., katedra betonových a zděných konstrukcí FSv

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

Datum zadání diplomové práce: **26.09.2021**

Termín odevzdání diplomové práce: **02.01.2022**

Platnost zadání diplomové práce: _____

doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D.
podpis vedoucí(ho) práce

podpis vedoucí(ho) ústavu/katedry

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

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Diplomantka bere na vědomí, že je povinna 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 studentky

ČESTNÉ PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem tuto diplomovou práci vypracovala samostatně, za odborného vedení doc. Ing. Romana Šafáře, Ph.D.

Dále prohlašuji, že veškerá literatura, normy a zdroje, ze kterých jsem čerpala, jsou řádně uvedeny v seznamu použité literatury.

V Praze, 2. 1. 2022

Bc. Lucie Navarová

PODĚKOVÁNÍ

Poděkování patří především vedoucímu diplomové práce doc. Ing. Romanu Šafářovi, Ph.D. za trpělivost, vynaložený čas a odborné rady.

Dále bych chtěla poděkovat rodině a přátelům za podporu.

ANOTACE

Předmětem této diplomové práce je návrh a posouzení mostní konstrukce jednokolejného železničního mostu. Most byl navržen jako třípolový, nosná konstrukce je z UHPFRC segmentů. Rozpětí jednotlivých polí je 36,0 + 54,0 + 36,0 m. Jedná se o prověření možnosti využití tohoto typu prefabrikátů na objektech podobných parametrů.

Mostní konstrukce je uložena na hrncových ložiscích, pevné uložení se nachází na pilíři P2. Na mostě je navrženo uzavřené neoddělené kolejové lože. V rámci diplomové práce byla zpracována technická zpráva, statický výpočet a přehledné výkresy.

KLÍČOVÁ SLOVA

UHPFRC, segment, železniční most, segmentový most, jednokolejná trať, předpjatý beton

ABSTRACT

The aim of this diploma thesis is a design of a single-track ballasted railway bridge. The bridge has three spans, its superstructure is made of UHPFRC segments. The length of the spans is 36,0 + 54,0 + 36,0 m. The diploma thesis shall serve as a case study of the use of such precast elements for structures of similar parameters.

The bridge deck is supported by pot bearings, the fixed bearings of the structure are situated on the pillar P2. Technical report, structural design and drawings have been made within this diploma thesis.

KEYWORDS

UHPFRC, segment, railway bridge, segment bridge, single-track railway line, prestressed concrete

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



Návrh jednokolejného železničního mostu z UHPFRC prefabrikátů

Design of a single-track railway bridge made of UHPFRC precast elements

TECHNICKÁ ZPRÁVA

OBSAH

1. IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE MOSTU	8
2. ZÁKLADNÍ ÚDAJE O STAVBĚ	8
3. ZDŮVODNĚNÍ STAVBY A JEJÍ ÚČEL	8
3.1. ÚČEL STAVBY	8
3.2. CHARAKTER PŘEMOŠTOVANÉ PŘEKÁŽKY	9
4. GEOLOGICKÉ PODMÍNKY	9
5. TECHNICKÉ ŘEŠENÍ MOSTU	9
5.1.1. SPODNÍ STAVBA	9
5.1.2. NOSNÁ KONSTRUKCE	9
5.1.3. VYBAVENÍ MOSTU	10
5.1.4. ODVODNĚNÍ MOSTU	10
5.1.5. ULOŽENÍ NOSNÉ KONSTRUKCE	10
5.1.6. MOSTNÍ ZÁVĚRY	10
5.1.7. KOLEJ NA MOSTĚ	11
5.1.8. PŘECHOD DO TRATI	11
5.1.9. TRAKČNÍ VEDENÍ	11
6. POSTUP VÝSTAVBY	11

1. IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE MOSTU

Stavba	Segmentový most na jednokolejně železniční trati
Objekt	Segmentový most na jednokolejně železniční trati
Traťový úsek	Není definován
Staničení	Není definováno
Poloha mostu	Širá trať
Překonávané překážky	Vodní tok

2. ZÁKLADNÍ ÚDAJE O STAVBĚ

Rozpětí polí	36,0 + 54,0 + 36,0 m
Délka přemostění	124,5 m
Délka nosné konstrukce	128,5 m
Délka mostu	147,680 m
Šířka od osy koleje k zábradlí	3,625 m
Šířka mostu	7,680 m
Šikmost mostu	90 °
Výška mostu	-
Volná výška pod mostem	-
Konstrukční výška	2,7 m

3. ZDŮVODNĚNÍ STAVBY A JEJÍ ÚČEL

3.1. ÚČEL STAVBY

Návrh segmentového železničního jednokolejného mostu má sloužit jako prověření možnosti uplatnění této technologie pro mosty podobného uspořádání.

3.2. CHARAKTER PŘEMOŠTOVANÉ PŘEKÁŽKY

Pro studii bylo zvoleno umístění v širé trati v extravilánu, přemostuje blíže nespecifikovaný vodní tok a jeho údolí.

4. GEOLOGICKÉ PODMÍNKY

Jedná se o ověření možnosti návrhu nosné konstrukce z prefabrikovaných prvků tohoto typu, geologické podmínky nejsou podrobněji specifikovány. Pro konkrétní použití tohoto typu konstrukce by bylo nutné provést IGP a jeho zjištění zohlednit vhodnou úpravou typu založení nebo návrhu spodní stavby.

5. TECHNICKÉ ŘEŠENÍ MOSTU

5.1.1. SPODNÍ STAVBA

Spodní stavbu tvoří dvě koncové opěry s rovnoběžnými křídly a dva mezilehlé pilíře. Založení spodní stavby je navrženo na vrtaných velkopřůměrových pilotách o průměru 1200 mm z betonu C25/30 – XA1. Pilíř P2 včetně založení je mohutnější než pilíř P3 z důvodu umístění pevného uložení nosné konstrukce na tomto pilíři. Základy jsou navrženy z betonu C30/37 – XA1, pilíře a dříky opěr jsou navrženy z betonu C30/37 – XD3, XF4.

Odvodnění rubů opěr je zajištěno pomocí drenážní perforované trubky, která je za opěrou uložena na betonovém bločku. Ruby opěr jsou opatřeny izolací proti vodě z NAIP. Přejech železničního tělesa do širé trati je řešen podle předpisu S4.

Podrobný návrh spodní stavby není součástí této diplomové práce.

5.1.2. NOSNÁ KONSTRUKCE

Hlavní nosná konstrukce je tvořena prefabrikovanými segmenty z materiálu UHPFRC 130/145. Délka běžného segmentu je 3 m, nad podporami jsou navrženy segmenty délky 2,5 m tak, aby hmotnost všech segmentů byla přibližně stejná. U pilířů P2 a P3 byla navržena monolitická dobetonávka v šířce 0,5 m, která má vyrovnat případné odchylky vznikající během výroby.

V místě každého 3. segmentu jsou navrženy příčníky. Nadpodporové příčníky mají rozšířenou spodní plochu pro umístění ložisek v dostatečné vzdálenosti od podélné osy konstrukce. Na příčnicích jsou navrženy mostovkové desky

s podélníky tvaru obráceného T. Konstrukce je dodatečně předepnutá vnějšími předpínacími kabely bez soudržnosti.

Hlavní nosná konstrukce byla navržena jako spojitý nosník o třech polích s rozpětími polí 36,0 + 54,0 + 36,0 m. Pevné uložení je navrženo na pilíři P2.

5.1.3. VYBAVENÍ MOSTU

Na mostě jsou navrženy železobetonové římsy z betonu C30/37 – XD3, XF4 výšky 1000 mm (z vnější strany konstrukce) a šířky 400 mm po celé délce konstrukce.

V celé délce mostu je navrženo trojmadlové zábradlí výšky 1150 mm z trubek o průměru 80 mm, jehož líc se nachází 3625 mm od osy koleje.

Pro převedení inženýrských sítí byly na mostě navrženy dva kabelové žlaby uložené v kolejovém loži.

5.1.4. ODVODNĚNÍ MOSTU

Odvodnění mostovky je zajištěno střešovitým sklonem, v každém druhém segmentu je navržena odvodňovač. Odvodňovače jsou zaústěny do podélného svodu vyústěného u nižší opěry.

5.1.5. ULOŽENÍ NOSNÉ KONSTRUKCE

Nosná konstrukce je navržena jako spojitý nosník o třech polích s pevným bodem na pilíři P2. Nosná konstrukce je uložena na hrncových ložiscích umožňujících příčné a podélné posuny podle schématu viz obrázek níže.



Obrázek 1: Schéma umožněných posunů v ložiscích

5.1.6. MOSTNÍ ZÁVĚRY

Mezi nosnou konstrukcí a konstrukcí opěr jsou navrženy lamelové mostní závěry s krycí deskou.

5.1.7. KOLEJ NA MOSTĚ

Na mostě je navrženo průběžné kolejové lože s betonovými pražci typu SB 5 a kolejnicemi UIC60. Na navržené mostní konstrukci se předpokládá převedení bezстыkové koleje.

5.1.8. PŘECHOD DO TRATI

Přechod do širé trati je realizován pomocí ramp se sklonem 12 % podle předpisu S4. Za konstrukcí spodní stavby je navržen přechodový klín se dvěma zesilujícími vrstvami o šířce 0,5 m (tzv. zesílená konstrukce pražcového podloží).

5.1.9. TRAKČNÍ VEDENÍ

V rámci této studie nebylo uchycení trakčního řešení navrženo, v případě potřeby by bylo možno pro tento účel navrhnout lokální rozšíření říms do monolitických železobetonových kotevních bloků.

6. POSTUP VÝSTAVBY

Prvním krokem výstavby budou přípravné práce, jako je úprava terénu, příprava zařízení staveniště a případné přeložky inženýrských sítí. Následně dojde k realizaci spodní stavby, tedy k zahájení výkopových prací, vrtání pilot a následně betonáži podkladního betonu. V další fázi budou betonovány základové bloky spodní stavby, na které budou po zasypání základů navazovat betonáže dříků opěr a pilířů.

V rámci této studie byla předpokládána montáž nosné konstrukce po jednotlivých polích na skruži nebo obdobném zařízení (pro dočasné podepření nebo zavěšení montovaných segmentů). Během montáže budou spáry mezi segmenty vyplněny epoxidovým tmelem a segmenty budou dočasně sepnuty pomocí provizorních předpínacích tyčí. Následně bude každé pole předepnuto pomocí definitivních předpínacích kabelů. Jednotlivá pole budou montována do úrovně monolitické spáry a následně předepnuta. Po montáži posledního pole bude nosná konstrukce předepnuta rovněž průběžnými kabely. V rámci nosné konstrukce jsou navrženy tři monolitické spáry o šířce 0,5 m pro eliminaci případných výrobních nepřesností segmentů.

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



Návrh jednokolejného železničního mostu z UHPFRC prefabrikátů

Design of a single-track railway bridge made of UHPFRC precast elements

STATICKÝ VÝPOČET

OBSAH

1. MATERIÁLY	16
1.1. UHPFRC.....	16
1.2. PŘEDPÍNACÍ KABELY	16
1.3. PŘEDPÍNACÍ TYČE.....	16
1.4. BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ	17
2. KONSTRUKCE A ZATÍŽENÍ	18
2.1. VÝPOČETNÍ MODELY.....	18
2.2. PŘÍČNÝ ŘEZ.....	20
2.2.1. Plný průřez.....	20
2.2.2. Redukovaný průřez.....	20
2.3. STÁLÁ ZATÍŽENÍ	22
2.3.1. Vlastní tíha.....	22
2.3.2. Ostatní stálé zatížení	22
2.3.3. Nerovnoměrný pokles podpor.....	23
2.4. PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ.....	23
2.4.1. Zatížení dopravou – model zatížení 71.....	23
2.4.2. Zatížení dopravou – model zatížení SW/0 a SW/2.....	24
2.4.3. Zatížení dopravou – vykolejení	24
2.4.4. Staveništní zatížení	25
2.4.5. Zatížení teplotou	25
2.4.6. Zatížení větrem.....	26
2.4.7. Dynamický součinitel.....	28
3. PRŮBĚH VNITŘNÍCH SIL.....	29
3.1. PRŮBĚHY VNITŘNÍCH SIL NA NEDOKONČENÉ KONSTRUKCI.....	29
3.2. PRŮBĚHY VNITŘNÍCH SIL NA DOKONČENÉ KONSTRUKCI	32
4. KOMBINACE ZATÍŽENÍ	45
5. NÁVRH PŘEDPĚTÍ	48
5.1. PŘEDPÍNACÍ KABELY	48
5.2. PŘEDPÍNACÍ TYČE.....	48
6. POSOUZENÍ MSP.....	52
6.1. STAVEBNÍ STAVY	52
6.2. PROVOZNÍ STAVY.....	56
6.3. POSOUZENÍ PRŮHYBU.....	60
7. POSOUZENÍ MSÚ	61
7.1. STR	61
7.1.1. PRŮŘEZ NAD PILÍŘEM P2.....	61
7.1.2. PRŮŘEZ UPROSTŘED HLAVNÍHO POLE	64

7.2. EQU.....	66
7.2.1. BĚŽNÝ PROVOZ.....	66
7.2.2. VYKOLEJENÍ.....	67
8. ÚNAVA.....	68
9. ZÁVĚR.....	69
Seznam tabulek.....	72
Seznam obrázků.....	73

1. MATERIÁLY

1.1. UHPFRC

třída	UHPFRC 130/45
charakteristická pevnost v tlaku ve stáří 28 dní	$f_{ck} = 130,0 \text{ MPa}$
průměrná pevnost v tlaku	$f_{cm} = 138,0 \text{ MPa}$
průměrná mez pružnosti v tahu	$f_{ctm} = 6,0 \text{ MPa}$
mez pružnosti v tahu dolní	$f_{ctk0,05} = 4,6 \text{ MPa}$
mez pružnosti v tahu horní	$f_{ctk0,95} = 6,5 \text{ MPa}$
modul pružnosti	$E_{cm} = 50,0 \text{ GPa}$
součinitel teplotní délkové roztažnosti	$\alpha = 1,1 \times 10^{-5} \text{ K}^{-1}$
objemová tíha	$v = 0,2$

1.2. PŘEDPÍNAČÍ KABELY

Bude použita předpínací výztuž z oceli Y1860 S7, lana o průměru 15,7 mm.

plocha jednoho lana	$A = 150 \text{ mm}^2$
charakteristická pevnost v tahu	$f_{pk} = 1860,0 \text{ MPa}$
charakteristická smluvní mez kluzu 0,1 %	$f_{p0,1k} = 0,88 \times f_{pk} = 0,88 \times 1860 =$ $= 1636,8 \text{ MPa}$
návrhové napětí předpínací oceli	$f_{pd} = f_{p0,1k} / \gamma_s = 1557,6 / 1,15 = 1423,304 \text{ MPa}$
modul pružnosti	$E_p = 195,0 \text{ GPa}$
třída relaxačního chování	2 – dráty a lana s nízkou relaxací

1.3. PŘEDPÍNAČÍ TYČE

Pro dočasné předepnutí jednotlivých segmentů během výstavby budou použity předpínací tyče Freyssibar o průměru 40 mm.

plocha jedné tyče	$A = 1257 \text{ mm}^2$
charakteristická pevnost v tahu	$F_{pk} = 1030,0 \text{ MPa}$
charakteristická smluvní mez kluzu 0,1 %	$F_{p0,1k} = 835 \text{ MPa}$

maximální napínací síla (při opakovaném použití)	$F_{p,max} = 0,5 \times F_{pk} = 0,5 \times 1030 = 515,0 \text{ MPa}$
modul pružnosti	$E_p = 170,0 \text{ GPa}$
třída relaxačního chování	3 – za tepla válcované tyče

1.4. BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ

Bude použita betonářská výztuž B500B.

charakteristická mez kluzu	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
návrhová mez kluzu	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 434,78 \text{ MPa}$
návrhová hodnota modulu pružnosti	$E_s = 200,0 \text{ GPa}$

2. KONSTRUKCE A ZATÍŽENÍ

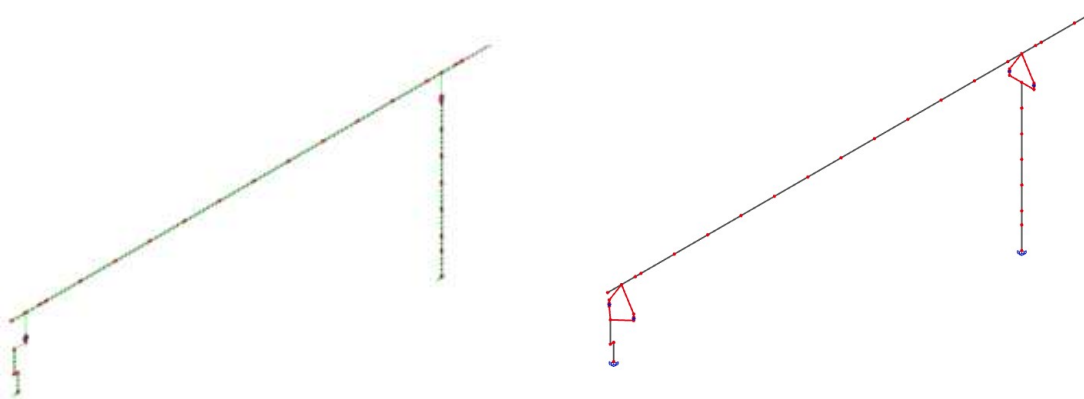
2.1. VÝPOČETNÍ MODEL Y

Pro výpočet vnitřních sil byly vytvořeny dva modely v programu SCIA Engineer. 2D model konstrukce byl vytvořen pro časově závislou analýzu předpjaté konstrukce včetně fází výstavby, 3D model byl vytvořen pro analýzu prostorového působení nosné konstrukce.



Obrázek 2: Výpočetní model mostní konstrukce (3D)

3D model na rozdíl od 2D modelu zohledňuje i uložení nosné konstrukce na dvou ložiscích na podpěrách.



Obrázek 3: Porovnání 2D (vlevo) a 3D (vpravo) modelu

Pro výpočet účinků staveništního zatížení, poklesu podpěr a teplotních rozdílů na nedokončené konstrukci byly navíc vytvořeny jednoduché modely o jednom a dvou polích.

Na obrázcích níže jsou vyobrazeny fáze výstavby v modelu SCIA Engineer. Jednotlivá pole budou montována na pevné skruži a následně předeprnuta stavebními kabely. Následně budou předeprnuty průběžné kabely, pro které byla v modelu vytvořena samostatná fáze, aby bylo možné snadněji sledovat vnitřní síly a změny napjatosti konstrukce od jednotlivých skupin kabelů.



Obrázek 4: Fáze 1 - montáž prvního pole



Obrázek 5: Fáze 5 - montáž druhého pole



Obrázek 6: Fáze 9 - montáž třetího pole

2.2. PŘÍČNÝ ŘEZ

2.2.1. Plný průřez

Pro výpočetní model byl použit segment s konzolami, které jsou v rámci výstavby tvořeny deskami s podélníky, o následujících vlastnostech:

$$A = 3,076 \text{ m}^2$$

$$I_y = 2,893 \text{ m}^4$$

$$I_z = 0,105 \text{ m}^4$$

$$W_y = 1,601 \text{ m}^3$$

$$W_z = 2,926 \text{ m}^3$$

V nadpodporových oblastech byl navržen segment se zesílenou spodní deskou o následujících vlastnostech:

$$A = 3,521 \text{ m}^2$$

$$I_y = 3,707 \text{ m}^4$$

$$I_z = 1,070 \text{ m}^4$$

$$W_y = 2,267 \text{ m}^3$$

$$W_z = 2,980 \text{ m}^3$$

2.2.2. Redukovaný průřez

Pomocí zohlednění efektivní šířky průřezu je v rámci výpočtu zohledněno smykové ochabnutí. Efektivní šířka je počítána na polovině průřezu, jelikož průřez je symetrický.

Výpočet efektivní šířky na polovině příčného řezu v krajním poli (u koncových opěr):

$$l_0 = 0,85 \times l = 0,85 \times 36,0 = 30,6 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},1} = 0,2b_1 + 0,1l_0 = 0,2 \times 2,390 + 0,1 \times 30,6 = 3,538 \text{ m}$$

$$< 0,2l_0 = 0,2 \times 30,6 = 6,12 \text{ m}$$

$$> b_1 = 2,390 \text{ m} \quad \rightarrow \quad b_{\text{eff},1} = 2,39 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},2} = 0,2b_1 + 0,1l_0 = 0,2 \times 1,0 + 0,1 \times 30,6 = 3,26 \text{ m}$$

$$< 0,2l_0 = 0,2 \times 30,6 = 6,12 \text{ m}$$

$$> b_2 = 1,0 \text{ m} \quad \rightarrow \quad b_{\text{eff},2} = 1,0 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = b = b_{\text{eff},1} + b_w + b_{\text{eff},2} = 2,39 + 0,2 + 1,0 = 3,59 \text{ m}$$

Průřez u opěry není nutné redukovat.

Výpočet efektivní šířky nad pilíři:

$$l_0 = 0,15 \times (l_1 + l_2) = 0,15 \times (36,0 + 54,0) = 13,5 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},1} = 0,2b_1 + 0,1l_0 = 0,2 \times 2,390 + 0,1 \times 13,5 = 1,828 \text{ m}$$

$$< 0,2l_0 = 0,2 \times 13,5 = 2,7 \text{ m}$$

$$< b_1 = 2,390 \text{ m} \quad \rightarrow \quad b_{\text{eff},1} = 1,828 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},2} = 0,2b_1 + 0,1l_0 = 0,2 \times 1,0 + 0,1 \times 13,5 = 1,55 \text{ m}$$

$$< 0,2l_0 = 0,2 \times 13,5 = 2,7 \text{ m}$$

$$> b_2 = 1,0 \text{ m} \quad \rightarrow \quad b_{\text{eff},2} = 1,0 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = b = b_{\text{eff},1} + b_w + b_{\text{eff},2} = 1,828 + 0,2 + 1,0 = 3,028 \text{ m}$$

Průřez nad pilířem musí být redukován.

Výpočet efektivní šířky v hlavním poli:

$$l_0 = 0,7 \times l_2 = 0,7 \times 54,0 = 37,8 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},1} = 0,2b_1 + 0,1l_0 = 0,2 \times 2,390 + 0,1 \times 37,8 = 4,258 \text{ m}$$

$$< 0,2l_0 = 0,2 \times 37,8 = 7,56 \text{ m}$$

$$> b_1 = 2,390 \text{ m} \quad \rightarrow \quad b_{\text{eff},1} = 2,390 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},2} = 0,2b_1 + 0,1l_0 = 0,2 \times 1,0 + 0,1 \times 37,8 = 3,98 \text{ m}$$

$$< 0,2l_0 = 0,2 \times 37,8 = 7,56 \text{ m}$$

$$> b_2 = 1,0 \text{ m} \quad \rightarrow \quad b_{\text{eff},2} = 1,0 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = b = b_{\text{eff},1} + b_w + b_{\text{eff},2} = 2,390 + 0,2 + 1,0 = 3,590 \text{ m}$$

Průřez v hlavním poli nemusí být redukován.

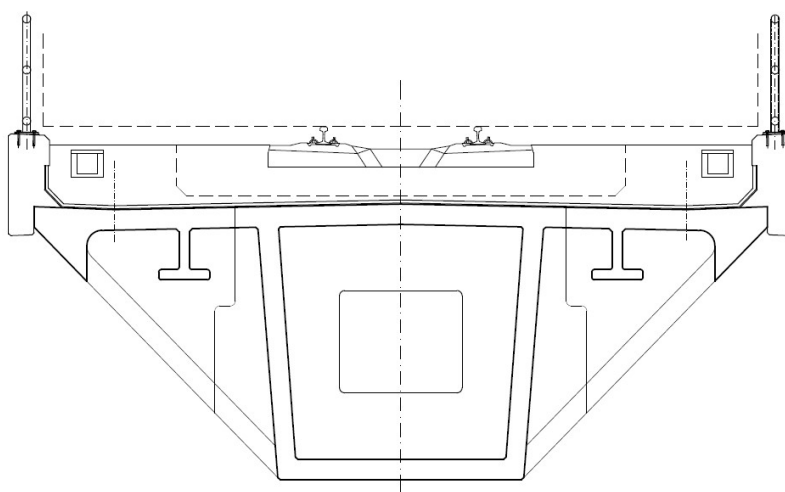
2.3. STÁLÁ ZATÍŽENÍ

2.3.1. Vlastní tíha

Zatížení vlastní tíhou konstrukce je generováno automaticky programem SCIA Engineer. Objemová tíha předpjatého betonu je uvažována 26 kN/m^3 .

2.3.2. Ostatní stálé zatížení

Vybavení mostu je na nosné konstrukci rozmístěno souměrně podle podélné osy mostu, působíště ostatního stálého zatížení tedy bude v ose nosné konstrukce.



Obrázek 7: Schematický příčný řez mostu

2.3.2.1. střední hodnota

železobetonové římsy	$2 \times 0,345 \times 25,0 = 17,25 \text{ kN/m}$
kolejové lože	$3,878 \times 20,0 = 77,56 \text{ kN/m}$
kolejnice UIC60	$2 \times 0,6 = 1,2 \text{ kN/m}$
pražce	$4,8 \text{ kN/m}$
vodotěsná izolace	$8,087 \times 0,005 \times 2,3 = 0,93 \text{ kN/m}$
ochrana izolace	$6,88 \times 0,05 \times 2,5 = 0,86 \text{ kN/m}$
zábradlí	$2 \times 0,5 = 1,0 \text{ kN/m}$
celkem	103,60 kN/m

2.3.2.2. dolní charakteristická hodnota

železobetonové římsy	$2 \times 0,345 \times 25,0 = 17,25 \text{ kN/m}$
kolejové lože	$0,7 \times 3,878 \times 20,0 = 77,56 \text{ kN/m}$
kolejnice UIC60	$2 \times 0,6 = 1,2 \text{ kN/m}$
pražce	4,8 kN/m
vodotěsná izolace	$0,8 \times 8,087 \times 0,005 \times 2,3 = 0,93 \text{ kN/m}$
ochrana izolace	$0,8 \times 6,88 \times 0,05 \times 2,5 = 0,86 \text{ kN/m}$
zábradlí	$2 \times 0,5 = 1,0 \text{ kN/m}$
celkem	79,97 kN/m

2.3.2.3. horní charakteristická hodnota

železobetonové římsy	$2 \times 0,345 \times 25,0 = 17,25 \text{ kN/m}$
kolejové lože	$1,3 \times 3,878 \times 20,0 = 77,56 \text{ kN/m}$
kolejnice UIC60	$2 \times 0,6 = 1,2 \text{ kN/m}$
pražce	4,8 kN/m
vodotěsná izolace	$1,2 \times 8,087 \times 0,005 \times 2,3 = 0,93 \text{ kN/m}$
ochrana izolace	$1,2 \times 6,88 \times 0,05 \times 2,5 = 0,86 \text{ kN/m}$
zábradlí	$2 \times 0,5 = 1,0 \text{ kN/m}$
celkem	127,22 kN/m

2.3.3. Nerovnoměrný pokles podpor

Byly vytvořeny čtyři zatěžovací stavy poklesů podpor, a to jednotlivě u každé z podpor o 5 mm ve svislém směru.

2.4. PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ

2.4.1. Zatížení dopravou – model zatížení 71

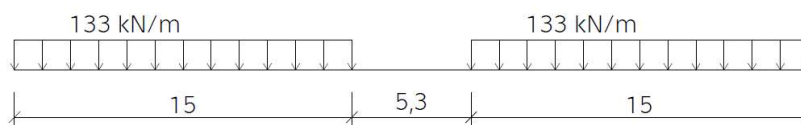
Zatížení modelem 71, které reprezentuje statické svislé účinky běžné železniční dopravy, bylo aplikováno v různých variantách tak aby bylo dosaženo nejhorších účinků tohoto zatížení na konstrukci. Zatížení modelem 71 je na konstrukci aplikováno s excentricitou 80 mm. V rámci studie byla uvažována trať třídy 1, je tedy nutné přenásobit zatížení (nebo vnitřní síly jím vyvolané) odpovídající hodnotou součinitele α .



Obrázek 8: Jeden ze zatěžovacích stavů modelu 71 v programu SCIA Engineer

2.4.2. Zatížení dopravou – model zatížení SW/0 a SW/2

Model SW/0 představuje statické účinky zatížení normální železniční dopravou na spojitě nosníky. V rámci této práce byla uvažována trať třídy 2, v tomto případě tedy nebude použit model SW/2 reprezentující účinky těžké železniční dopravy. Jak účinky zatížení modelem SW/0, tak účinky zatížení modelem LM 71 jsou pro trať třídy 2 násobeny součinitelem $\alpha = 1,21$.



Obrázek 9: Obrázek 11: Uspořádání zatížení modelu SW/0

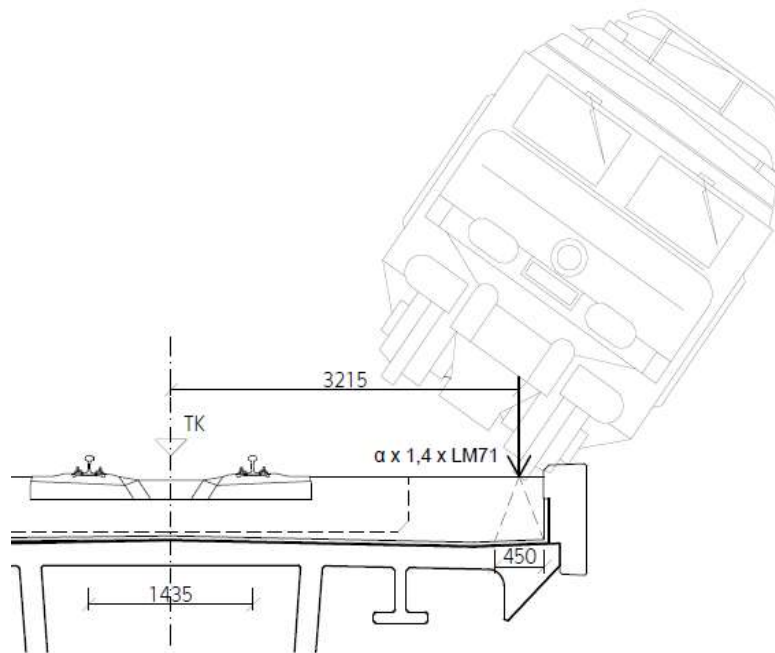
2.4.3. Zatížení dopravou – vykolejení

2.4.3.1. Návrhová situace I

Návrhová situace I představuje takový případ, kdy kolejové vozidlo sjelo z kolejnice, ale zůstalo zachyceno v prostoru nosné konstrukce.

2.4.3.2. Návrhová situace II

Návrhová situace II představuje takový případ, kdy kolejové vozidlo je zadrženo na okraji nosné konstrukce a tento její okraj zatěžuje.



Obrázek 10: Uspořádání zatížení vykolejení vlaku návrhová situace II

2.4.4. Staveništní zatížení

Bylo uvažováno staveništní zatížení 1 kN/m^2 nosné konstrukce, které bylo následně přenásobeno šířkou nosné konstrukce a aplikováno do modelu jako spojitě zatížení působící v ose konstrukce v šesti různých variantách.

2.4.5. Zatížení teplotou

2.4.5.1. Rovnoměrná složka teploty

Jelikož nosná konstrukce má podélně pevné uložení pouze na jedné podpěře (P2), rovnoměrná složka teploty nebude mít na vnitřní síly v konstrukci vliv a může být zanedbána.

2.4.5.2. Rozdílová složka teploty

Pro výpočet vnitřních sil od rozdílové složky teploty byl uvažován lineární průběh této složky po výšce průřezu, popisující rozdíl teplot horního a dolního povrchu nosné konstrukce. Pro jednotlivé případy byly uvažovány tyto rozdíly teplot:

horní povrch teplejší než dolní: $\Delta T_{M,heat} = 10,0 \text{ } ^\circ\text{C}$

dolní povrch teplejší než horní: $\Delta T_{M,cool} = 5,0 \text{ } ^\circ\text{C}$

Při vytváření zatěžovacích stavů byl rovněž zahrnut součinitel k_{sur} zohledňující, jak je povrch vystaven slunečnímu záření.

Tabulka 1: Součinitel k_{sur}

tloušťka svršku [mm]	horní povrch teplejší než dolní	dolní povrch teplejší než horní
stavební stav bez izolace	0,8	1,1
stavební stav s izolací	1,5	1,0
provozní stav	0,6	1,0

Z tabulky 1 je patrné, že kolejové lože má příznivý vliv na teplotní účinky na konstrukci, naopak k nejvyššímu teplotnímu zatížení dochází během výstavby (když je na nosné konstrukci pouze tmavá vodotěsná izolace). Nosná konstrukce byla po zohlednění k_{sur} zatížena těmito teplotami:

stavební stav bez izolace:

horní povrch teplejší než dolní: $\Delta T_{M,heat} = 8,0 \text{ } ^\circ\text{C}$

dolní povrch teplejší než horní: $\Delta T_{M,cool} = 5,5 \text{ } ^\circ\text{C}$

stavební stav s izolací:

horní povrch teplejší než dolní: $\Delta T_{M,heat} = 15,0 \text{ } ^\circ\text{C}$

dolní povrch teplejší než horní: $\Delta T_{M,cool} = 5,0 \text{ } ^\circ\text{C}$

provozní stav:

horní povrch teplejší než dolní: $\Delta T_{M,heat} = 6,0 \text{ } ^\circ\text{C}$

dolní povrch teplejší než horní: $\Delta T_{M,cool} = 5,0 \text{ } ^\circ\text{C}$

2.4.6. Zatížení větrem

Pro výpočet zatížení větrem byla použita norma ČSN EN 1991-1-4. Jelikož se jedná o studii, nebylo možné přesně určit větrovou oblast. Pro výpočet byla zvolena větrová oblast II, pro konkrétní případ umístění konstrukce by byla tato oblast odečtena z Mapy větrovních oblastí na území ČR. U mostu se uvažuje kategorie terénu II.

Základní rychlost větru:

$v_{b,0} = 25,0 \text{ m/s}$

$c_{dir} = 1,00$

$$C_{\text{season}} = 1,0$$

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

Zjednodušená metoda výpočtu sil od větru:

$$F_{w,y} = 0,5 \times \rho \times v_b^2 \times C_x A_{\text{ref},y}, \text{ kde}$$

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$$

$$v_b = 25,0 \text{ m/s}$$

C je interpolováno podle tabulky níže

$A_{\text{ref},y}$ je referenční plocha pro zatížení větrem kolmo na rozpětí

Tabulka 2: Hodnoty koeficientu C

b/ d _{tot}	z _e ≤ 20 m	z _e = 50 m
≤ 0,50	6,7	8,3
≥ 4,00	3,6	4,5

Nezatížený most:

$$d_{\text{tot}} = 3,390 \text{ m}; b = 7,660 \text{ m}$$

$$C = 5,142$$

$$f_{w,y} = 0,5 \times \rho \times v_b^2 \times C_x A_{\text{ref},y} = 0,5 \times 1,25 \times 25^2 \times 5,142 \times 3,390 = 6,808 \text{ kN/m}$$

Pro zatížený most je uvažována výška vozidla 4,0 m nad temenem kolejnice:

$$d_{\text{tot}} = 7,360 \text{ m}; b = 7,660 \text{ m}$$

$$C = 6,221$$

$$f_{w,y} = 0,5 \times \rho \times v_b^2 \times C_x A_{\text{ref},y} = 0,5 \times 1,25 \times 25^2 \times 6,221 \times 7,360 = 17,885 \text{ kN/m}$$

Hodnoty zatížení spočítané obecnou metodou jsou nižší, a proto nejsou rozhodující.

Pokud se uvažuje současné zatížení větrem a železniční dopravou, nahrazuje se podle ČSN EN 1991-1-4 ed.2:2020 kombinační hodnota $\psi_0 \times F_{wk}$ hodnotou F_w^{**} určenou pro rychlost $v_{b,0}^{**} = 25,0 \text{ m/s}$.

2.4.7. Dynamický součinitel

Pro zohlednění dynamického zvětšení účinků zatížení na konstrukci byl stanoven dynamický součinitel. Toto zjednodušení nezahrnuje rezonanční účinky, pro spojitě nosníky maximální povolenou rychlostí trati v daném místě do 200 km/h ale dynamická analýza není podle ČSN EN 1991-2 ed.2 požadována a dynamické účinky se mohou zohlednit pouze pomocí dynamických součinitelů.

Stanovení náhradní délky:

$$L_m = 1/3 \times (L_1 + L_2 + L_3) = 1/3 \times (36,0 + 54,0 + 36,0) = 42,0 \text{ m}$$

$$L_\phi = k \times L_m = 1,3 \times 42,0 = 54,6 \text{ m} > L_{\max}$$

Výpočet dynamických součinitelů. Dynamický součinitel Φ_2 bude použit pro mezní stavy použitelnosti a únavu, dynamický součinitel Φ_3 bude použit pro ostatní mezní stavy únosnosti.

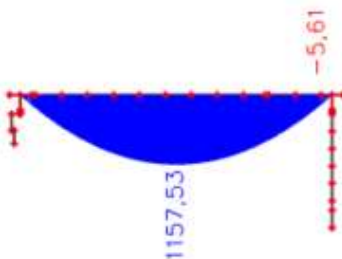
$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,82 = \frac{1,44}{\sqrt{54,6 - 0,2}} + 0,82 = 1,020$$

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,73 = \frac{2,16}{\sqrt{54,6 - 0,2}} + 0,73 = 1,030$$

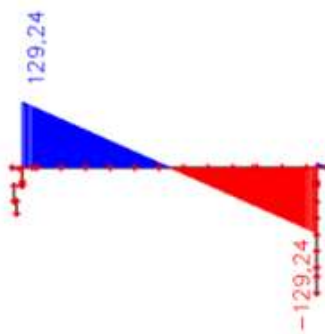
3. PRŮBĚH VNITŘNÍCH SIL

Na obrázcích níže jsou vykresleny průběhy charakteristických hodnot vybraných vnitřních sil na nosné konstrukci od vlastní tíhy nosné konstrukce, střední hodnoty ostatního stálého zatížení a obálky průběhů vnitřních sil od skupin zatížení (rozdílové hodnoty ostatního stálého zatížení, poklesy podpor, model zatížení 71, model zatížení SW/0, teplotní změny, vítr). Průběhy vnitřních sil na nedokončené konstrukci jsou vykresleny na částečných modelech konstrukce, aby byly zachyceny všechny účinky působení vnějších zatížení na konstrukci.

3.1. PRŮBĚHY VNITŘNÍCH SIL NA NEDOKONČENÉ KONSTRUKCI



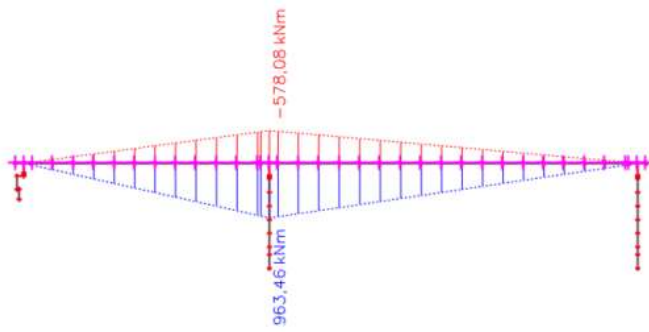
Obrázek 11: $M_{y,k}$ – staveništní 1. pole



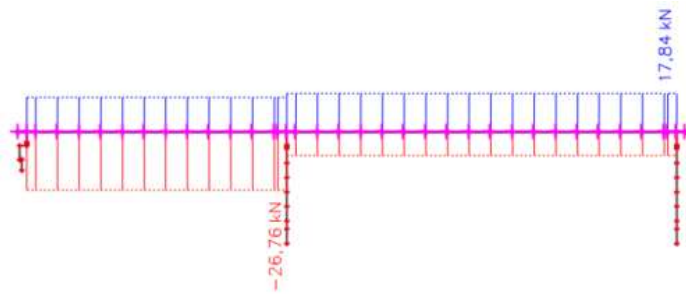
Obrázek 12: $V_{z,k}$ – staveništní 1. pole



Obrázek 13: $M_{x,k}$ – staveništní 1. pole



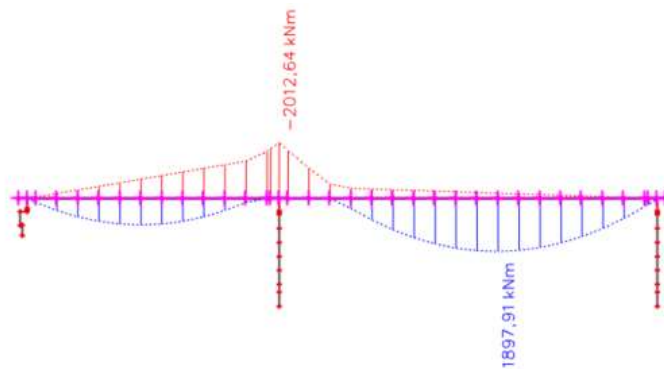
Obrázek 14: $M_{y,k}$ – poklesy podpor 1. + 2. pole



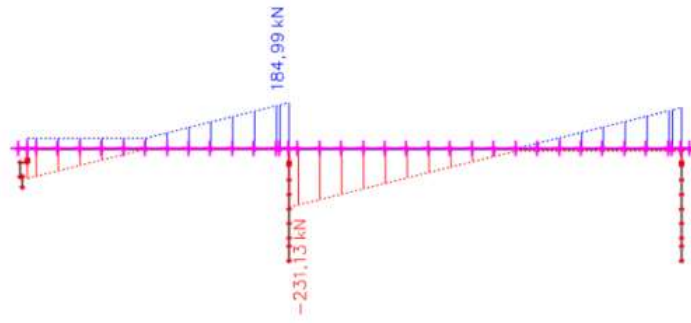
Obrázek 15: $V_{z,k}$ – poklesy podpor 1. + 2. pole



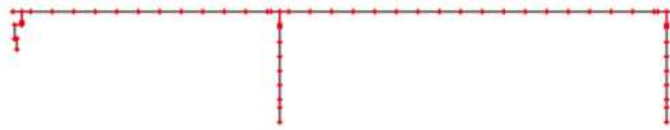
Obrázek 16: $M_{x,k}$ – poklesy podpor 1. + 2. pole



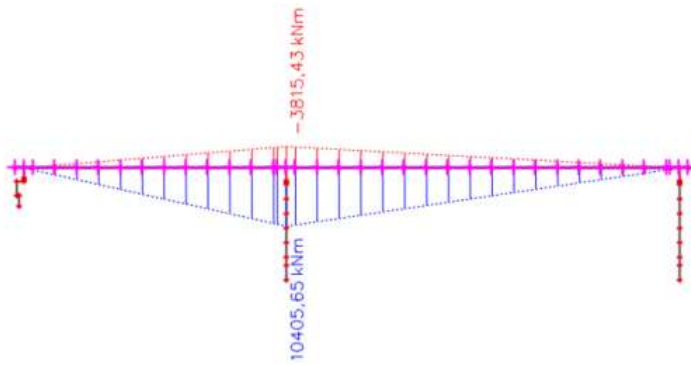
Obrázek 17: $M_{y,k}$ – staveništní 1. + 2. pole



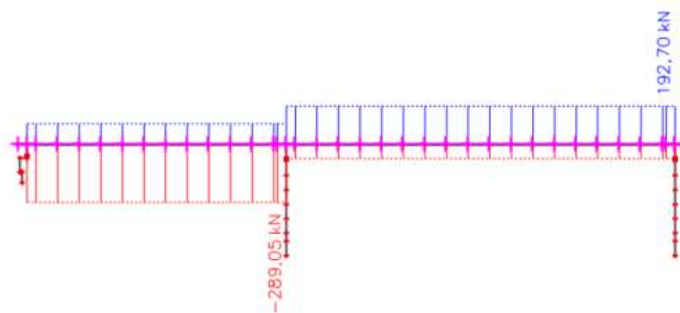
Obrázek 18: $V_{z,k}$ – staveništní 1. + 2. pole



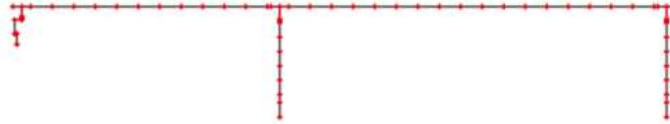
Obrázek 19: $M_{x,k}$ – staveništní 1. + 2. pole



Obrázek 20: $M_{y,k}$ – teplota 1. + 2. pole

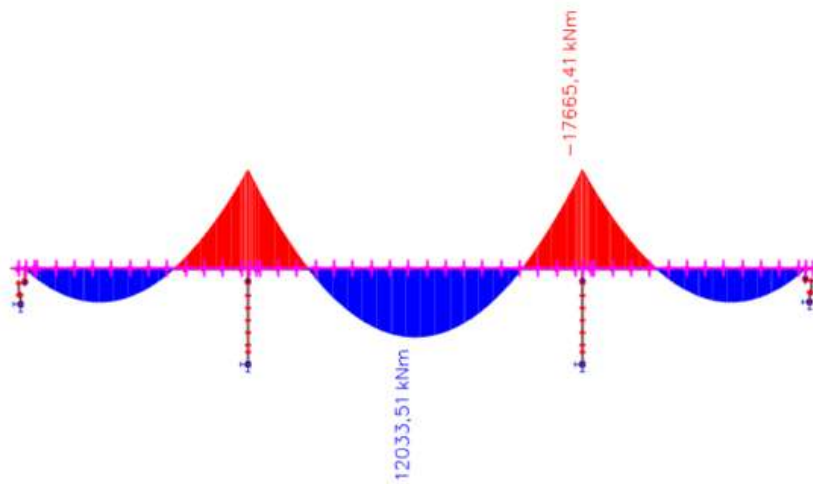


Obrázek 21: $V_{z,k}$ – teplota 1. + 2. pole

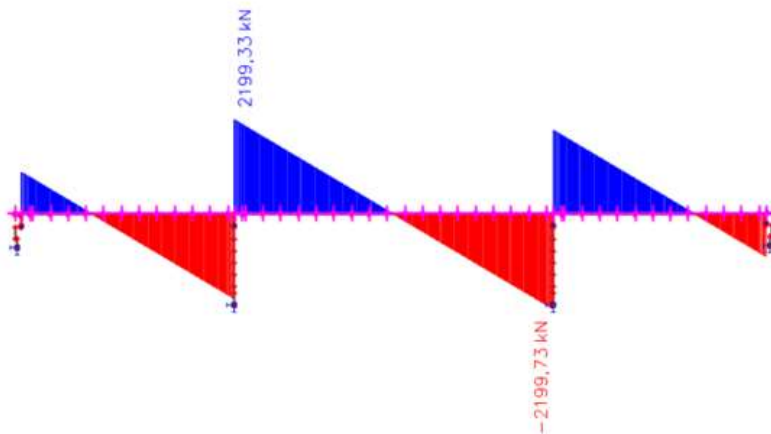


Obrázek 22: $M_{x,k}$ – teplota 1. + 2. pole

3.2. PRŮBĚHY VNITŘNÍCH SIL NA DOKONČENÉ KONSTRUKCI



Obrázek 23: $M_{y,k}$ – vlastní tíha nosné konstrukce (ze 3D modelu - v případě betonáže vcelku)

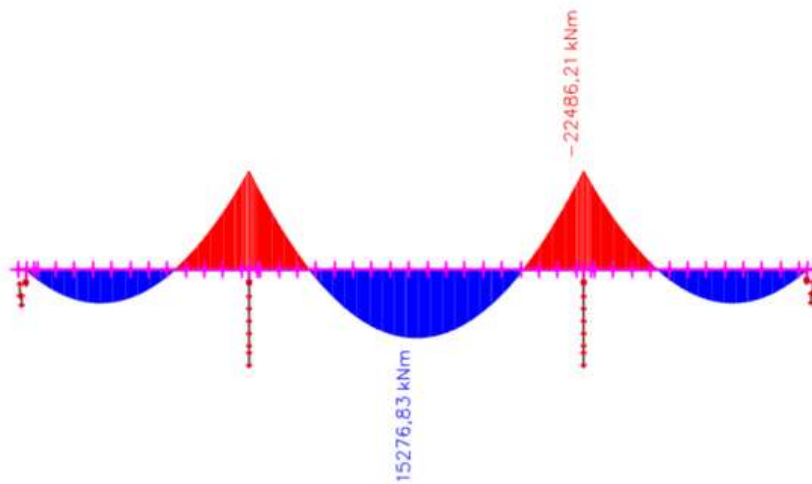


Obrázek 24: $V_{z,k}$ – vlastní tíha nosné konstrukce (ze 3D modelu - v případě betonáže vcelku)

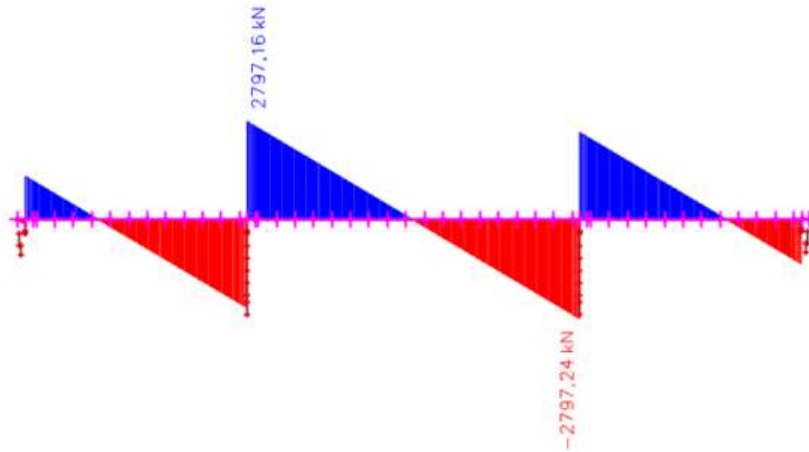


Obrázek 25: $M_{x,k}$ – vlastní tíha nosné konstrukce (ze 3D modelu - v případě betonáže vcelku)

Ostatní stálé zatížení bylo do modelu zadáno jako jeho střední hodnota a následně rozdíl horní a dolní charakteristické hodnoty od střední hodnoty. Z těchto dvou zatěžovacích stavů byla následně vytvořena výběrová skupina, která bude použita pro výpočet kombinací zatížení tak, aby byly postiženy nejhorší možné případy účinků.



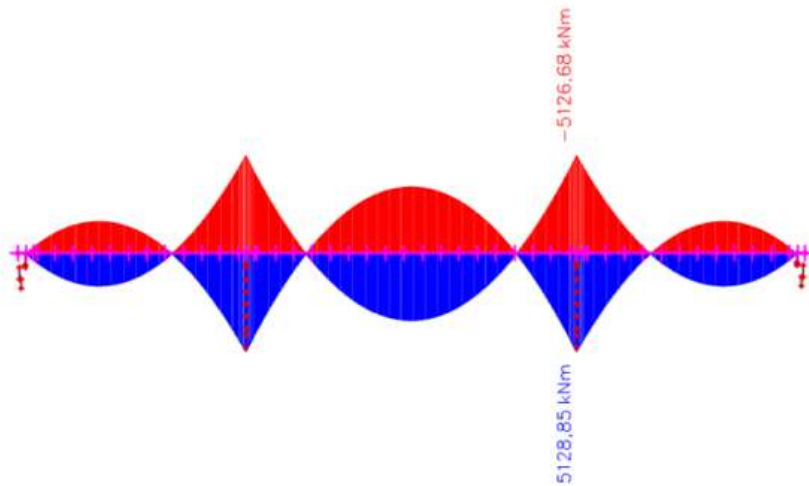
Obrázek 26: $M_{y,k}$ – ostatní stálé střední hodnota



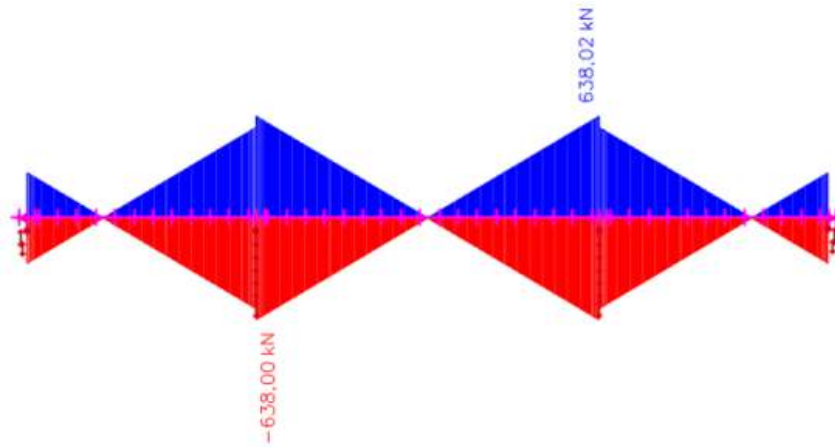
Obrázek 27: $V_{z,k}$ – ostatní stálé střední hodnota



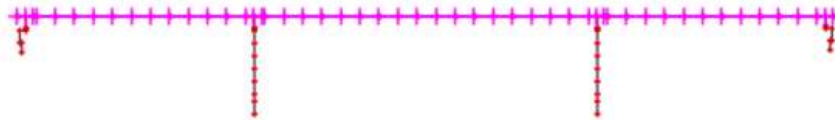
Obrázek 28: $M_{x,k}$ – ostatní stálé střední hodnota



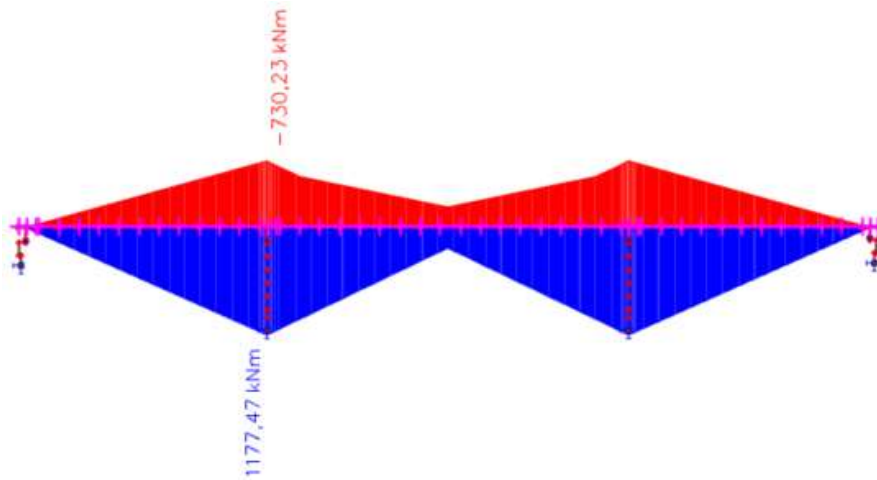
Obrázek 29: $M_{y,k}$ – ostatní stálé rozdíl



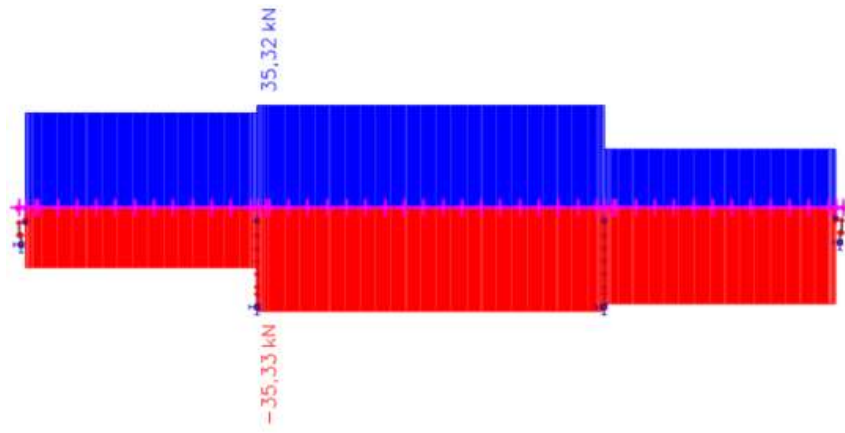
Obrázek 30: $V_{z,k}$ – ostatní stálé rozdíl



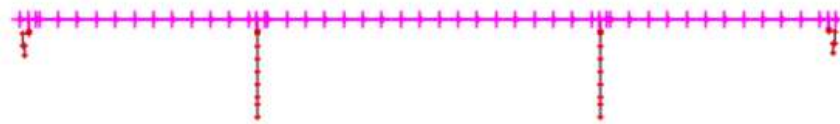
Obrázek 31: $M_{x,k}$ – ostatní stálé rozdíl



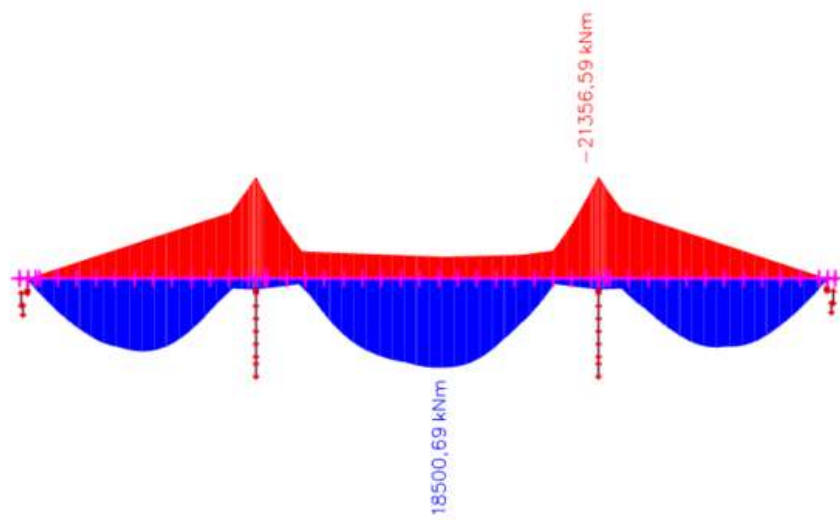
Obrázek 32: $M_{y,k}$ – poklesy podpor



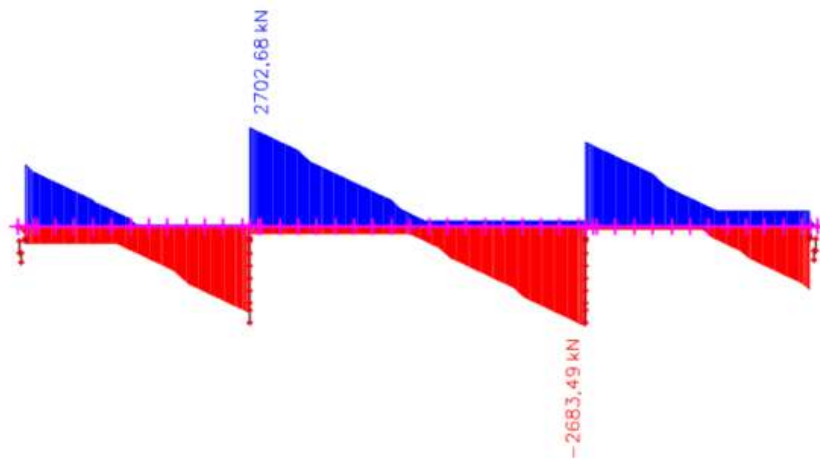
Obrázek 33: $V_{z,k}$ – poklesy podpor



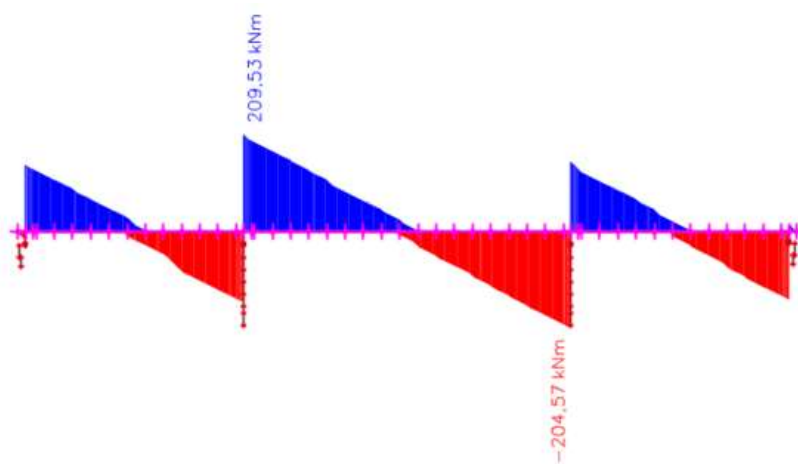
Obrázek 34: $M_{x,k}$ – poklesy podpor



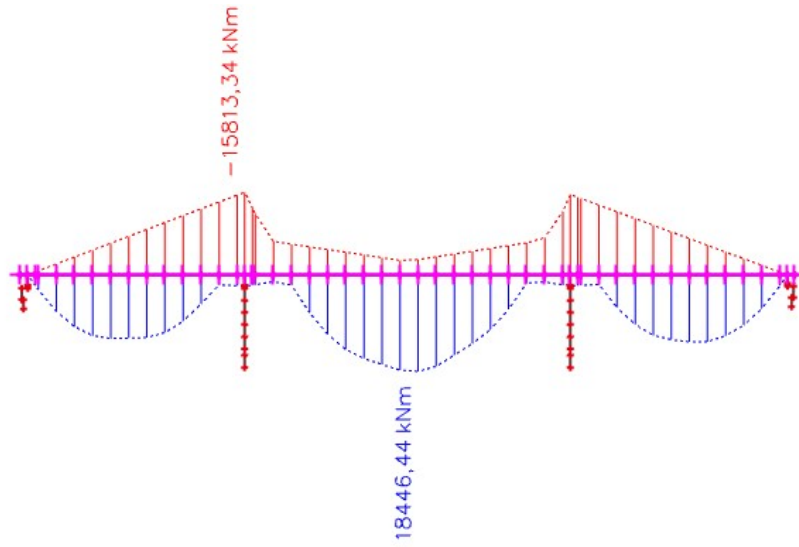
Obrázek 35: $M_{y,k}$ – model zatížení 71



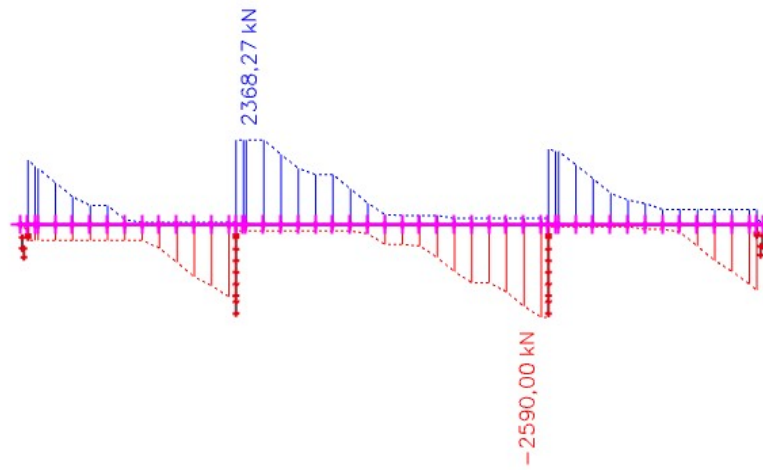
Obrázek 36: $V_{z,k}$ – model zatížení 71



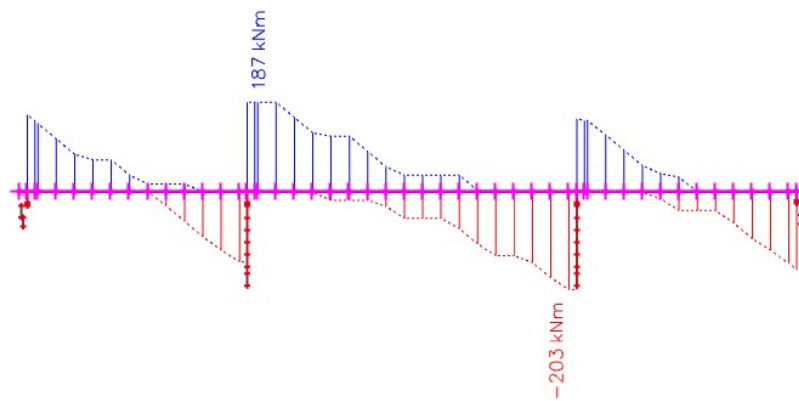
Obrázek 37: $M_{x,k}$ – model zatížení 71



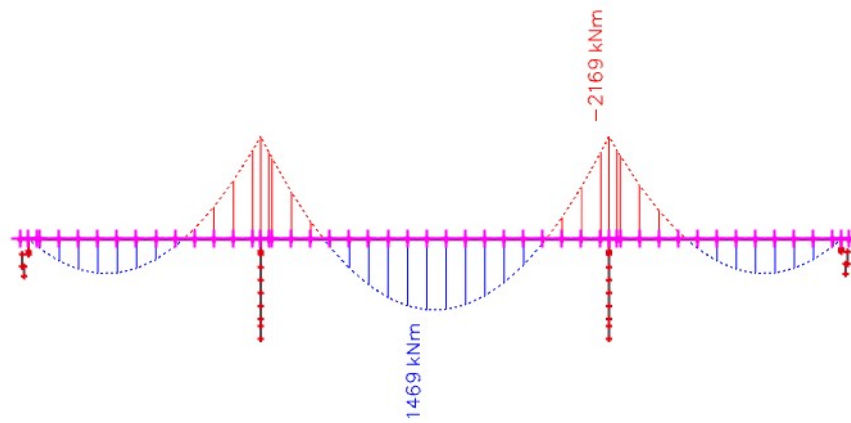
Obrázek 38: $M_{y,k}$ – model zatížení SW/0



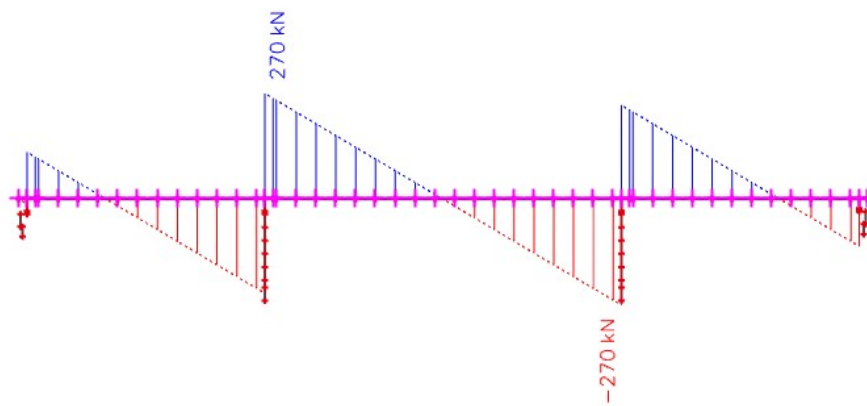
Obrázek 39: $V_{z,k}$ – model zatížení SW/0



Obrázek 40: $M_{x,k}$ – model zatížení SW/0



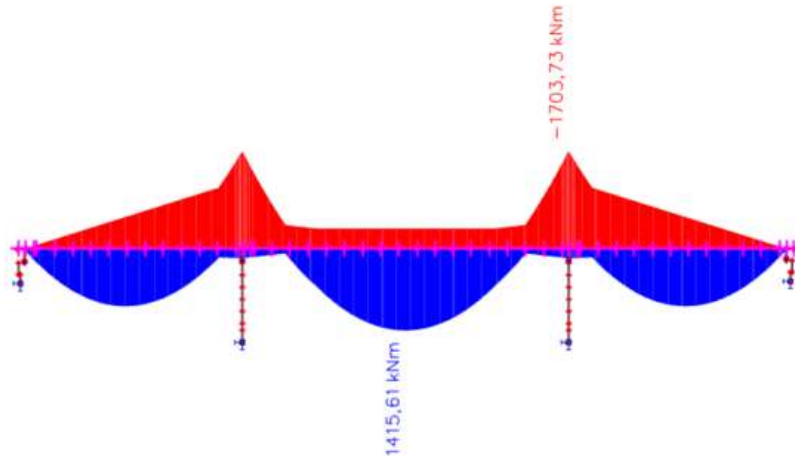
Obrázek 41: $M_{y,k}$ – model zatížení „nezatížený vlak“



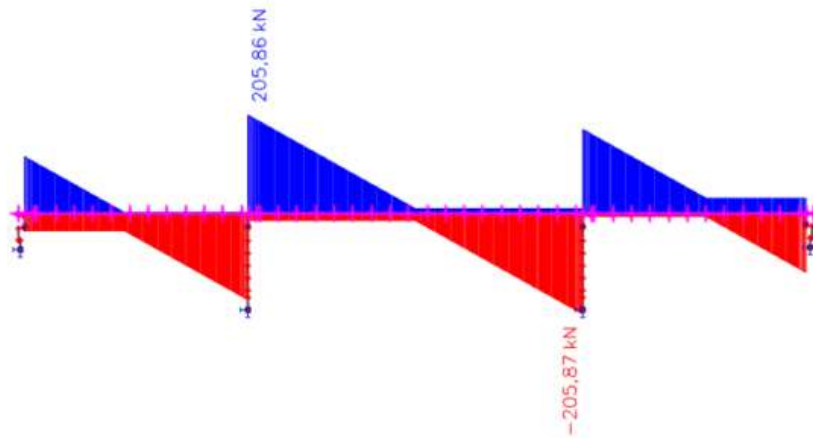
Obrázek 42: $V_{z,k}$ – model zatížení „nezatížený vlak“



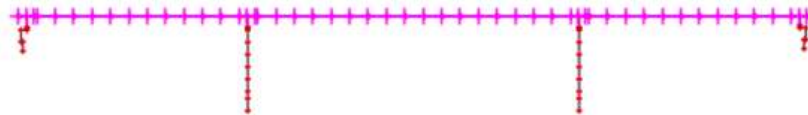
Obrázek 43: $M_{x,k}$ – model zatížení „nezatížený vlak“



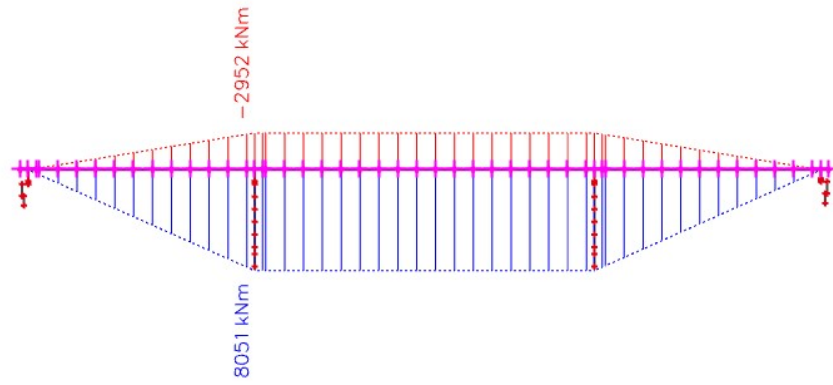
Obrázek 44: $M_{y,k}$ – staveništní zatížení



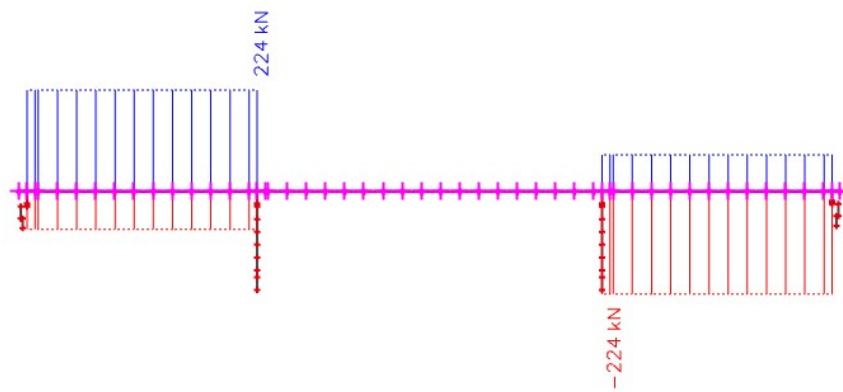
Obrázek 45: $V_{z,k}$ – staveništní zatížení



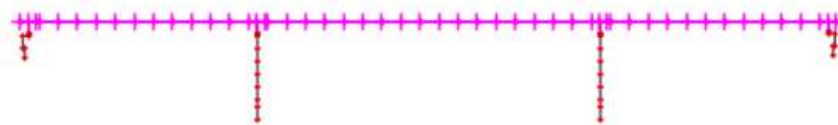
Obrázek 46: $M_{x,k}$ – staveništní zatížení



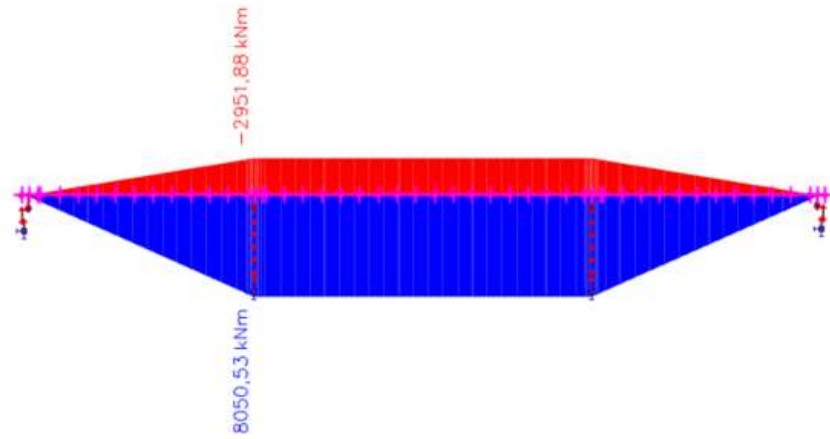
Obrázek 47: $M_{y,k}$ – teplota staveništní – holý beton



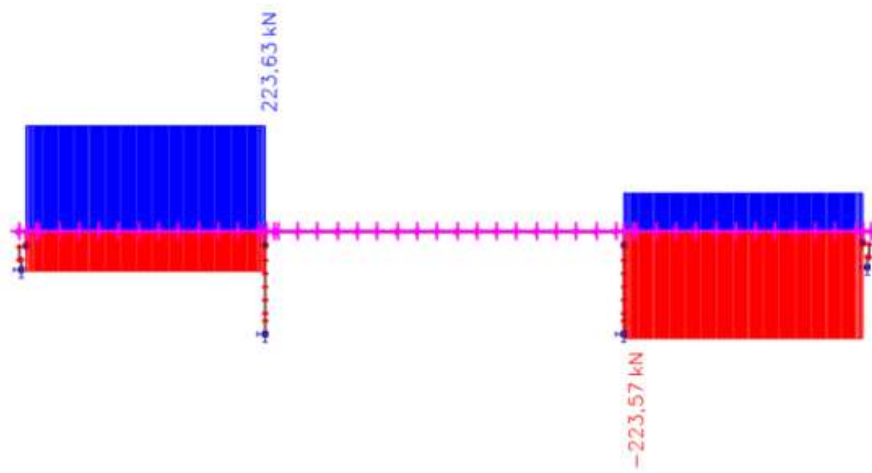
Obrázek 48: $V_{z,k}$ – teplota staveništní – holý beton



Obrázek 49: $M_{x,k}$ – teplota staveništní – holý beton



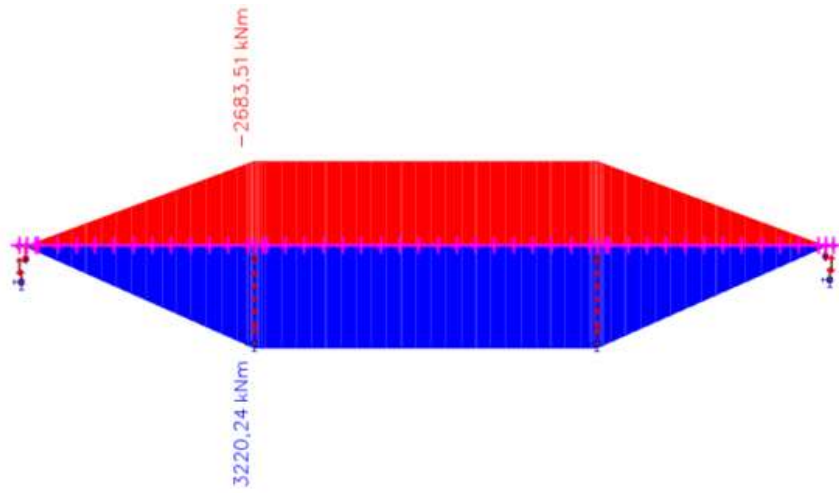
Obrázek 50: $M_{y,k}$ – teplota staveništní – povrch s izolací



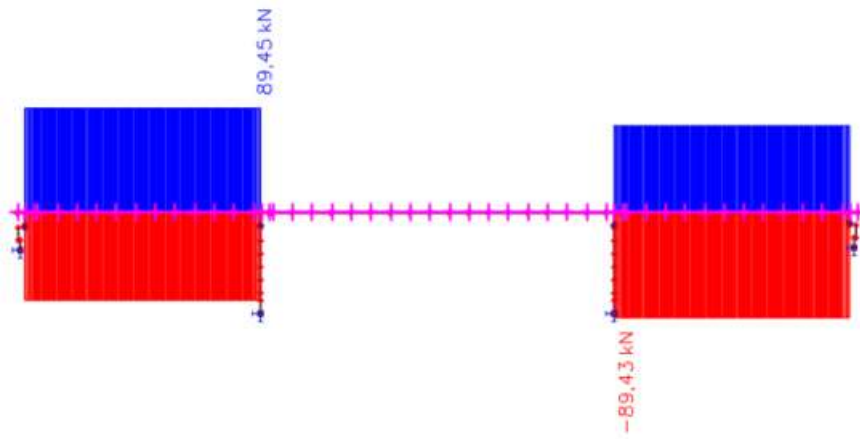
Obrázek 51: $V_{z,k}$ – teplota staveništní – povrch s izolací



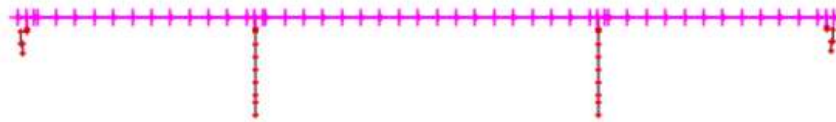
Obrázek 52: $M_{x,k}$ – teplota staveništní – povrch s izolací



Obrázek 53: $M_{y,k}$ – teplota provozní



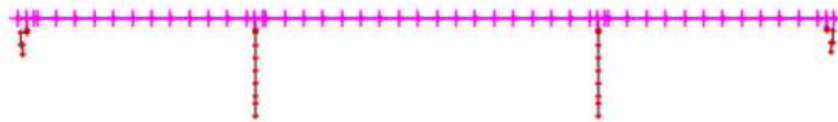
Obrázek 54: $V_{z,k}$ – teplota provozní



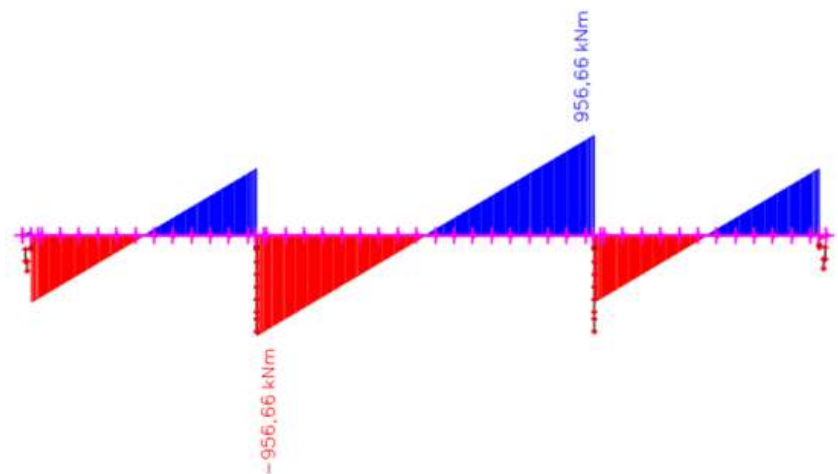
Obrázek 55: $M_{x,k}$ – teplota provozní



Obrázek 56: $M_{y,k}$ – vítr



Obrázek 57: $V_{z,k}$ – vítr



Obrázek 58: $M_{x,k}$ – vítr

4. KOMBINACE ZATÍŽENÍ

Pro posouzení konstrukce v mezních stavech únosnosti byly vytvořeny kombinace zatížení podle ČSN EN 1990ed. 2, rovnice 6.10, 6.10a a 6.10b. Pro vytvoření kombinací zatížení pro mimořádné návrhové situace byla použita rovnice 6.11b. Kombinace byly vytvořeny jak pro stavební stavy, tak pro provozní stavy, jednak pro hlavní zatížení staveništní/dopravou, jednak pro hlavní zatížení teplotními změnami.

$$\text{Rovnice 6.10:} \quad \Sigma \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma P_P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$\text{Rovnice 6.10a:} \quad \Sigma \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma P_P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$\text{Rovnice 6.10b:} \quad \Sigma \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma P_P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Tabulka 3: Kombinační součinitele MSÚ – provoz M_{\max}

hlavní		doprava			teplota		
vedlejší		teplota			doprava		
		vítr			vítr		
kombinace		6.10	6.10a	6.10b	6.10	6.10a	6.10b
g_0	γ_G	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
	ξ_G	1	1	0,85	1	1	0,85
$\Delta(g-g_0)_k$	γ_G	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
	ξ_G	1	1	0,85	1	1	0,85
poklesy podpor	γ_G	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
	ξ_G	1	1	0,85	1	1	0,85
model 71	α	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21
	ϕ_3	1,03	1,03	1,03	1,03	1,03	1,03
	γ_Q	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45
	ψ_0		0,8		0,8	0,8	0,8
model SW/O	α	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21
	ϕ_3	1,03	1,03	1,03	1,03	1,03	1,03
	γ_Q	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45
	ψ_0		0,8		0,8	0,8	0,8
rozdíl. teplota	γ_Q	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	ψ_0	0,6	0,6	0,6		0,6	
vítr	γ_Q	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	ψ_0	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6

Pro posouzení konstrukce v mezních stavech použitelnosti byly vytvořeny charakteristická, častá a kvazistálá kombinace zatížení. Obdobně jako pro mezní stavy únosnosti byly kombinace vytvořeny pro stavební i provozní stav, s hlavním zatížením uvažovaným jednak staveništním/dopravou, jednak teplotou.

Charakteristická: $\Sigma G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \Sigma \psi_{0,i} Q_{k,i}$

Častá: $\Sigma G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$

Kvazistálá: $\Sigma G_{k,j} + P + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$

Tabulka 4: Kombinační součinitele MSP – stavba M_{min}

hlavní		doprava			teplota		
vedlejší		teplota			doprava		
		vítr			vítr		
kombinace		charak.	častá	kvazistálá	charak.	častá	kvazistálá
g_0	γ_G	1	1	1	1	1	1
$\Delta(g-g_0)_k$	γ_G	1	1	1	1	1	1
poklesy	γ_{Gset}	1	1	1	1	1	1
model 71	α	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21
	ϕ_2	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02
	γ_Q	1	1	1	1	1	1
	ψ_0				0,8		
	ψ_1		0,8				
	ψ_2			0		0	0
model SW/O	α	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21
	ϕ_2	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02
	γ_Q	1	1	1	1	1	1
	ψ_0				0,8		
	ψ_1		0,8				
	ψ_2			0		0	0
rozdílová teplota	γ_Q	1	1	1	1	1	1
	ψ_0	0,6					
	ψ_1					0,6	
	ψ_2		0,5	0,5			0,5
vítr	γ_Q	1	1	1	1	1	1
	ψ_0	0,6			0,6		
	ψ_1						
	ψ_2		0	0		0	0

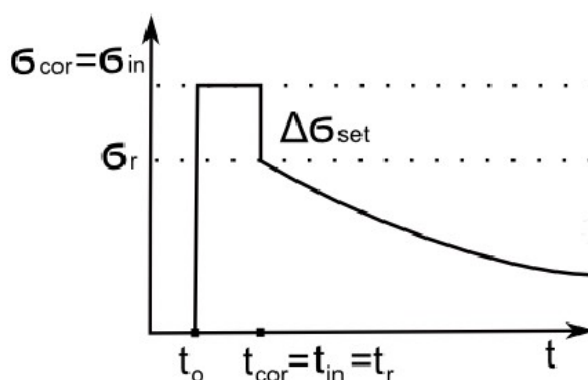
Kombinace byly vytvářeny v různých časech, přičemž účinky stálých zatížení v jednotlivých fázích výstavby a provozu byly vypočítány v rámci analýzy fází v 2D modelu, zatímco účinky proměnných zatížení byly vypočítány na 3D modelu. Pro kontrolu výsledků byly v programu Excel, ve kterém byly kombinace počítány, vytvořeny rovněž grafy průběhu ohybových momentů.

Pro posouzení fází výstavby nedokončené konstrukce byly použity účinky zatížení na částečné modely.

5. NÁVRH PŘEDPĚTÍ

5.1. PŘEDPÍNAČÍ KABELY

Předpětí hlavní nosné konstrukce je navrženo jako dodatečné, pomocí lomených kabelů bez soudržnosti. Kabely jsou navrženy jednak v jednotlivých polích pro jejich předepnutí během jednotlivých fází montáže, jednak průběžné pro předepnutí po dokončení montáže celé nosné konstrukce mostu. V programu SCIA Engineer byly kabely zadány do konstrukce jako kabely s typem napínání 3.



Obrázek 59: Průběh napětí při napínání, typ 3

Maximální napětí v předpínací výztuži při napínání:

$$\begin{aligned}\sigma_{\max} &= \min(0,8f_{p,k}; 0,9f_{p,k0,1}) = \min(0,8 \times 1860; 0,9 \times 1636,8) = \\ &= \min(1488; 1473,12) = 1473,12 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Předpínací kabely byly navrženy jednak pro jednotlivá pole, především pro zachycení účinků výstavby, jednak průběžné. Ve vedlejších polích byly navrženy 4 kabely o 19 lanech, v hlavním poli byly navrženy 4 kabely o 23 lanech. 8 průběžných kabelů o 29 lanech je vedeno v polích na snížené excentricitě, stejně jako v pilířích, aby se snížily účinky předpětí na konstrukci před vnesením ostatního stálého zatížení. Vedením kabelů se sníženou excentricitou se podařilo návrh optimalizovat tak, aby byla podmínka dekomprese splněna ve všech stavebních i provozních stavech.

5.2. PŘEDPÍNAČÍ TYČE

Pro předpětí jednotlivých segmentů během výstavby byly navrženy předpínací tyče Freyssibar o průměru 40 mm. Krátkodobé ztráty předpětí byly

uvažovány 10 %. Návrh předpínacích tyčí byl proveden pro připnutí běžného segmentu. Předpínací tyče byly posouzeny na dva stavy, a to na zachování rovnoměrného tlakového napětí ve spáře a na únosnost ve smyku v době, kdy není vytvrdlý epoxidový tmel ve spáře.

Průřezové charakteristiky běžného segmentu:

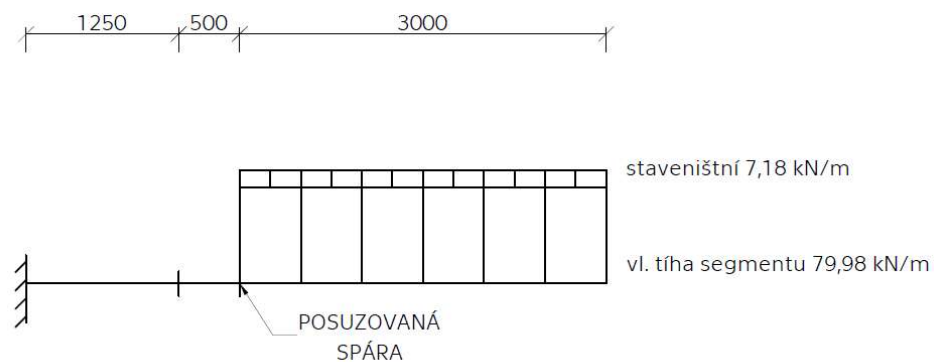
$$A = 3,076 \text{ m}^2$$

$$W_h = - 3,039 \text{ m}^3$$

$$z_t = 1,748 \text{ m}$$

$$W_d = 1,655 \text{ m}^3$$

$$I_y = 2,893 \text{ m}^4$$



Obrázek 60: Statické schéma posuzované spáry

Vnitřní síly ve spáře:

$$M_y = - 392,22 \text{ kNm}$$

$$V_z = 261,48 \text{ kN}$$

Napětí ve spáře:

$$\sigma_h = M_y / W_h = - 392,22 / - 3,039 \times 0,001 = 0,13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_d = M_y / W_d = - 392,22 / 1,655 \times 0,001 = - 0,24 \text{ MPa}$$

Návrh: 4 ks předpínacích tyčí o průměru 40 mm.

$$A = 1257 \text{ mm}^2$$

$$P_{\max} = A \times f_{\max} = 1,257 \times 515 = 647,4 \text{ kN}$$

$$N_p = 4 \times P_{\max} \times 0,9 = 4 \times 647,4 \times 0,9 = 2330,64 \text{ kN}$$

$$\sigma_{d,p} = - 0,58 \text{ MPa}$$

$$e = (\sigma_{d,p} - N_p / A_c) \times W_d / N_p = (- 540 + 2330,64 / 3,076) \times 1,655 / - 2330,64 =$$

$$= - 0,155 \text{ m}$$

$$\sigma_{n,p} = N_p / A_c + N_p \times e / W_h = - 2330,64 / 3,076 - 2330,64 \times - 0,155 / - 3,039 =$$
$$= - 0,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{n,celk} = 0,13 - 0,88 = - 0,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_d = - 0,24 - 0,58 = - 0,82 \text{ MPa}$$

Pro předepnutí běžného segmentu v průběhu výstavby budou použity 4 ks předpínacích tyčí Freyssibar o průměru 40 mm s celkovou excentricitou $- 0,155 \text{ m}$.

Posouzení na smyk:

$$v_{Ed,i} = V_z / A_c = 261,48 / 3,076 = 0,085 \text{ MPa}$$

$$c = 0,4 \quad \text{pro zazubené povrchy}$$

$$\mu = 0,0 \quad \text{nevytvrdlý epoxidový tmel}$$

$$v_{Rd,i} = c \times f_{ctd} + \mu \times \sigma_n = 0,4 \times 4 + 0 \times - 0,82 = 1,6 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed,i} < v_{Rd,i} \quad 0,085 < 1,6 \text{ MPa} \quad \text{Splněno.}$$

6. POSOUZENÍ MSP

V rámci posouzení mezních stavů použitelnosti je uvažováno omezení napětí a omezení trhlin. Specifikem návrhu segmentové konstrukce je nutnost zabránit vzniku tahových napětí ve spárách mezi segmenty, což by mohlo mít za následek popraskání epoxidové zálivky, zatékání vody a v dlouhodobém měřítku vážný vliv na trvanlivost konstrukce. Segmentová nosná konstrukce tedy musí splnit podmínku dekomprese při charakteristické kombinaci zatížení pro mezní stavy použitelnosti.

Pro omezení napětí v charakteristické kombinaci je navíc uvažována maximální dovolená hodnota napětí v betonu v tlaku:

$$\sigma_{\max} = 0,6 \times f_{ck} = 0,6 \times 130,0 = 78,0 \text{ MPa}$$

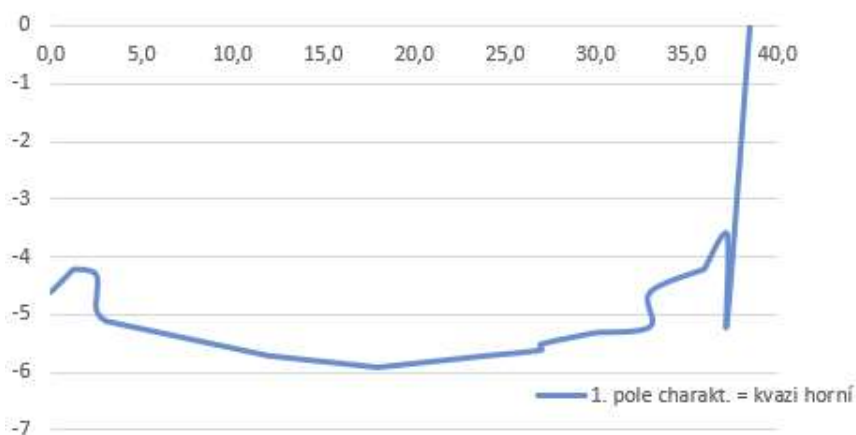
Pro kvazistálou kombinaci je maximální dovolená hodnota napětí v betonu v tlaku:

$$\sigma_{\max} = 0,45 \times f_{ck} = 0,45 \times 130,0 = 58,5 \text{ MPa}$$

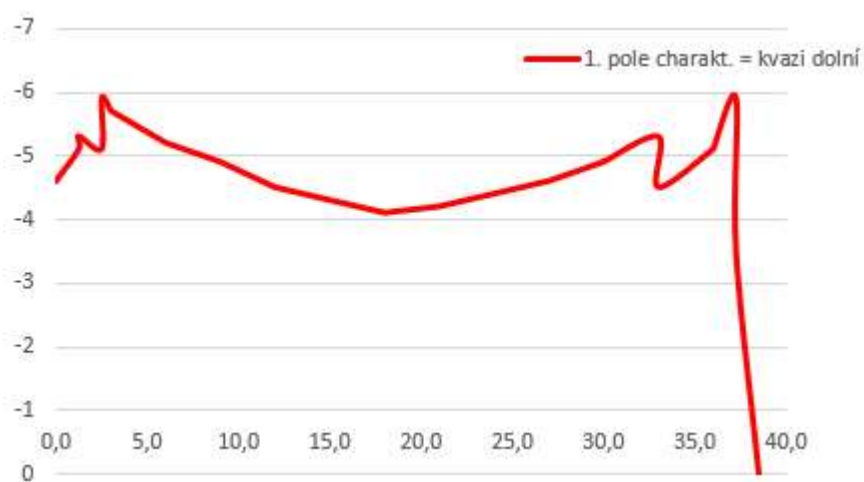
Pro dokončený most musí být navíc splněna podmínka dekomprese při charakteristické kombinaci zatížení.

Posouzení mezních stavů použitelnosti – omezení napětí bylo provedeno v MS Excel, kde byly vytvořeny grafy průběhu napětí v horních a dolních vláknech pro jednotlivé fáze výstavby a provozu mostu.

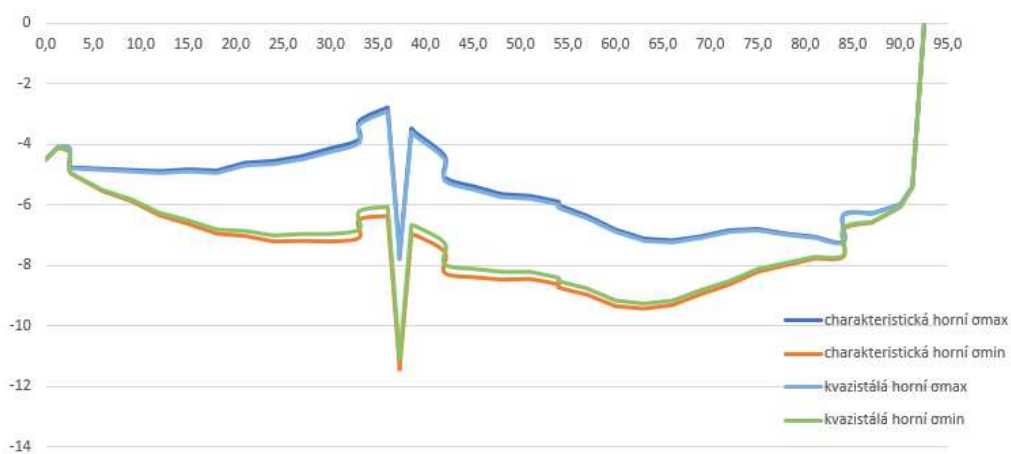
6.1. STAVEBNÍ STAVY



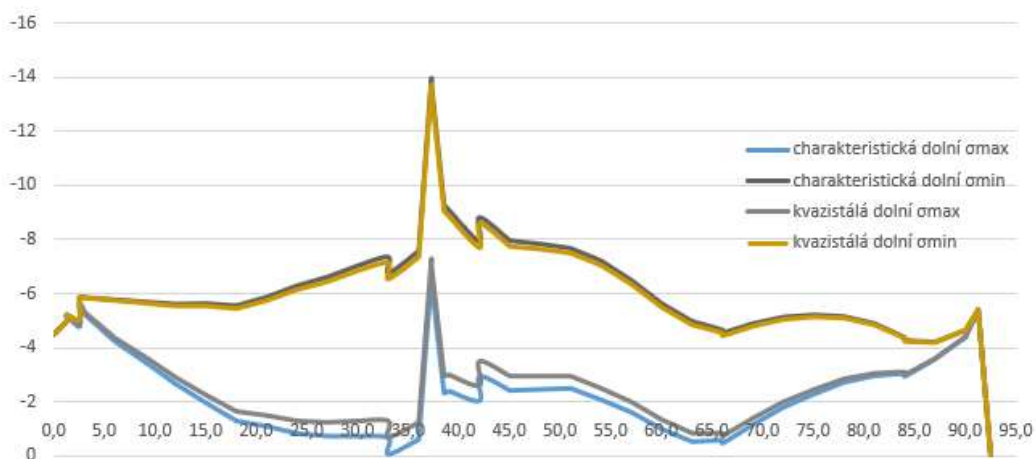
Obrázek 61: Průběh napětí v horních vláknech po napnutí kabelů 1. pole



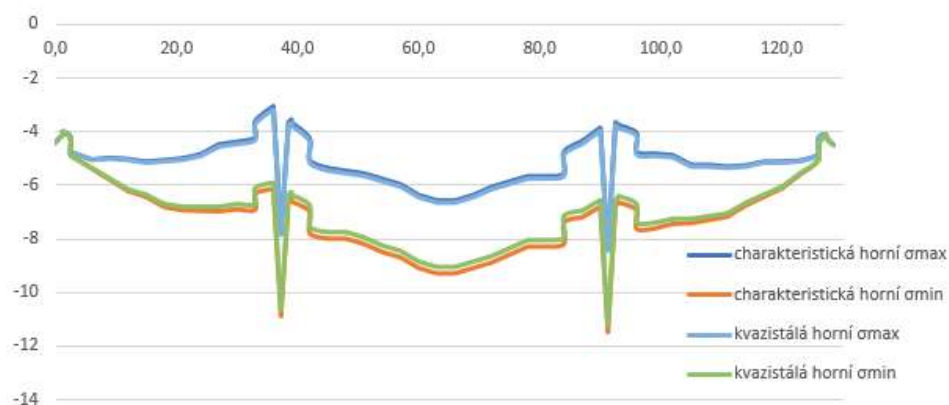
Obrázek 62: Průběh napětí v dolních vláknech po napnutí kabelů 1. pole



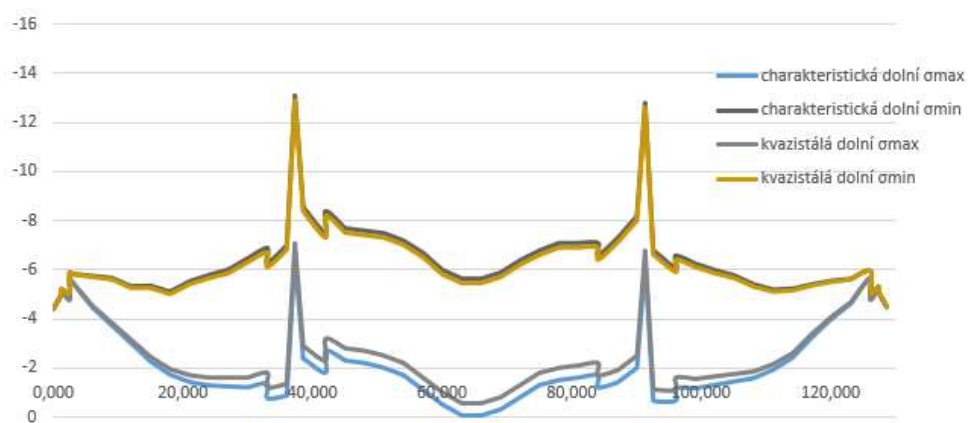
Obrázek 63: Průběh napětí v horních vláknech po napnutí kabelů 2. pole



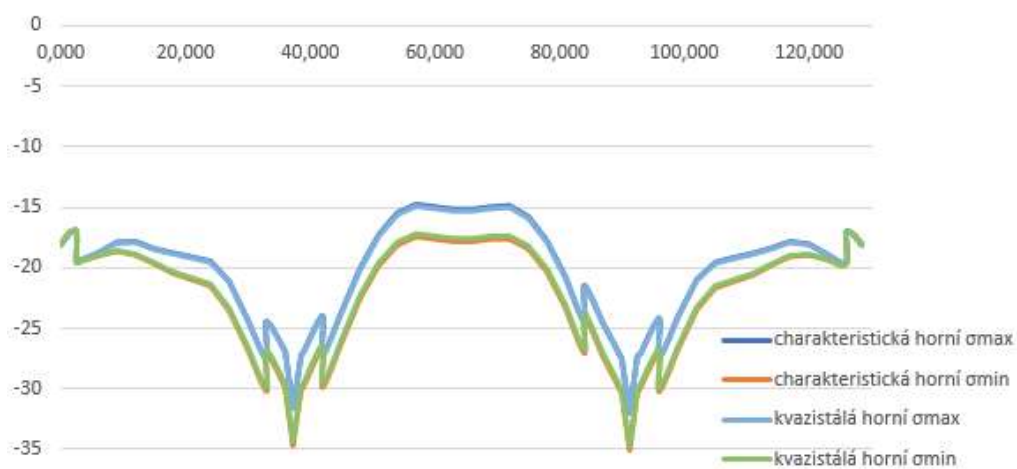
Obrázek 64: Průběh napětí v dolních vláknech po napnutí kabelů 2. pole



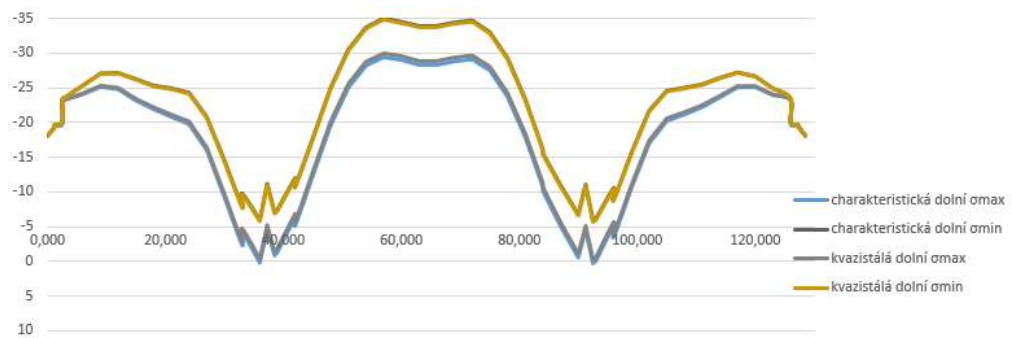
Obrázek 65: Průběh napětí v horních vláknech po napnutí kabelů 3. pole



Obrázek 66: Průběh napětí v dolních vláknech po napnutí kabelů 3. pole



Obrázek 67: Průběh napětí v horních vláknech po napnutí průběžných kabelů

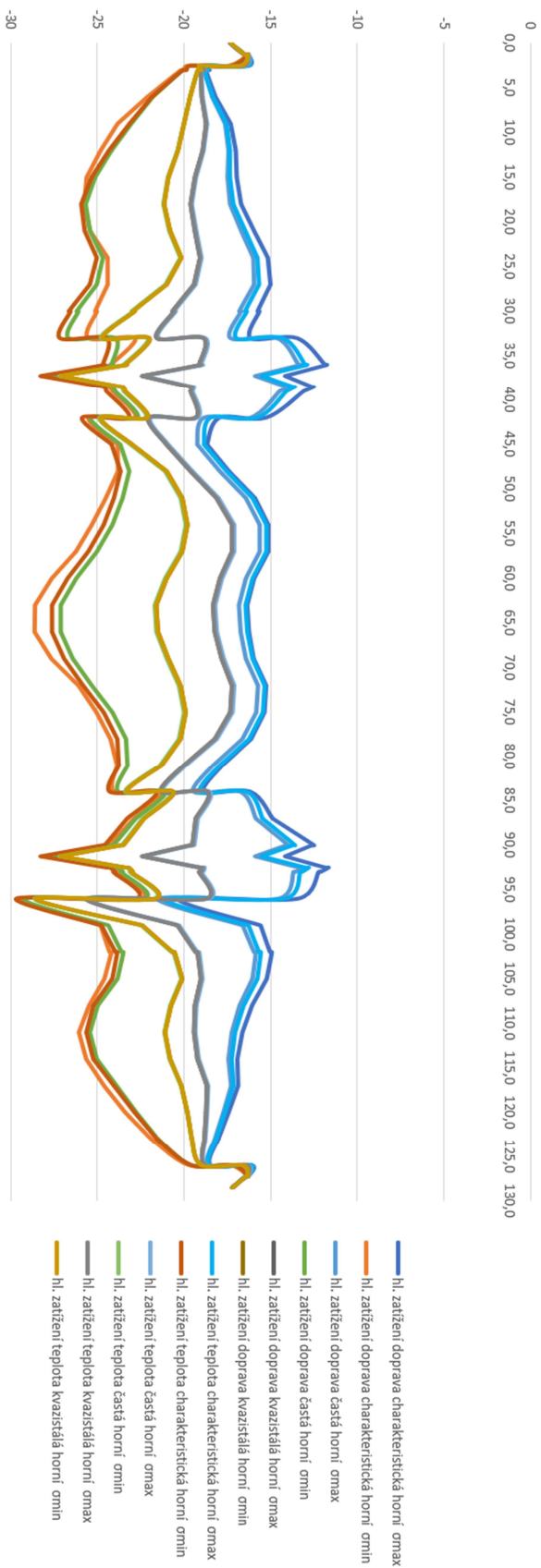


Obrázek 68: Průběh napětí v dolních vláknech po napnutí průběžných kabelů

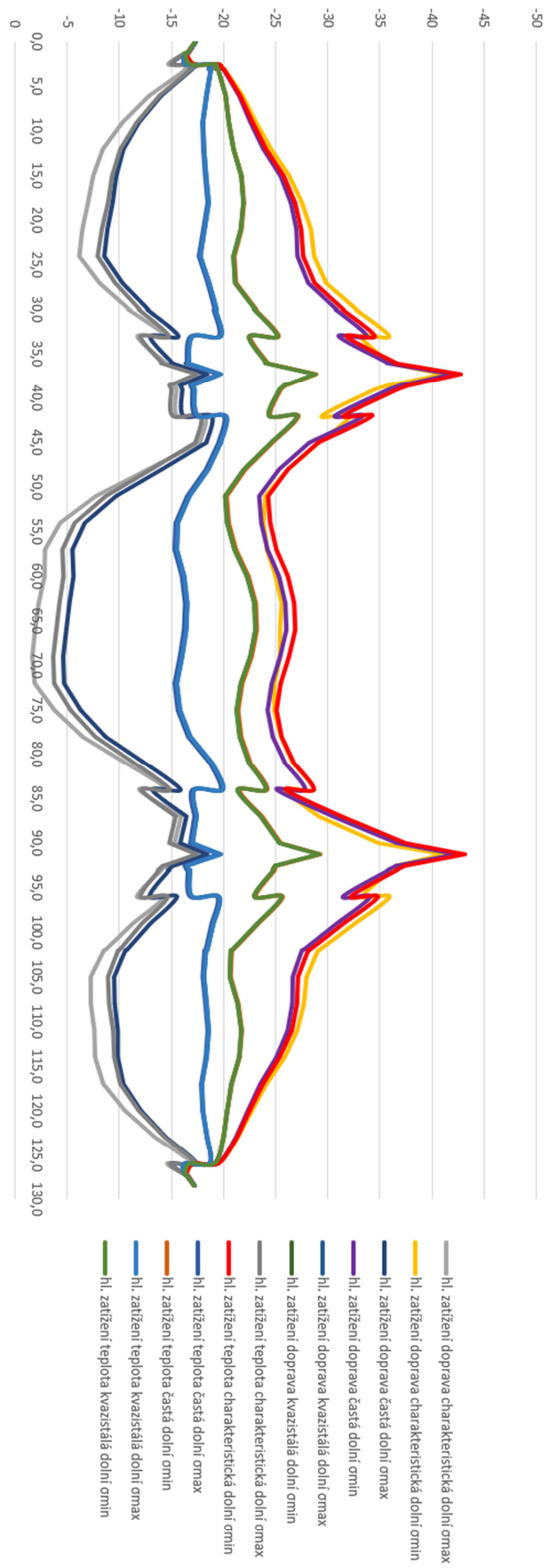
Konstrukce splňuje podmínky mezních stavů použitelnosti – omezení napětí ve všech průřezech ve všech ověřovaných fázích. Kromě toho je ve všech fázích splněna rovněž podmínka dekomprese v charakteristické kombinaci zatížení.

6.2.

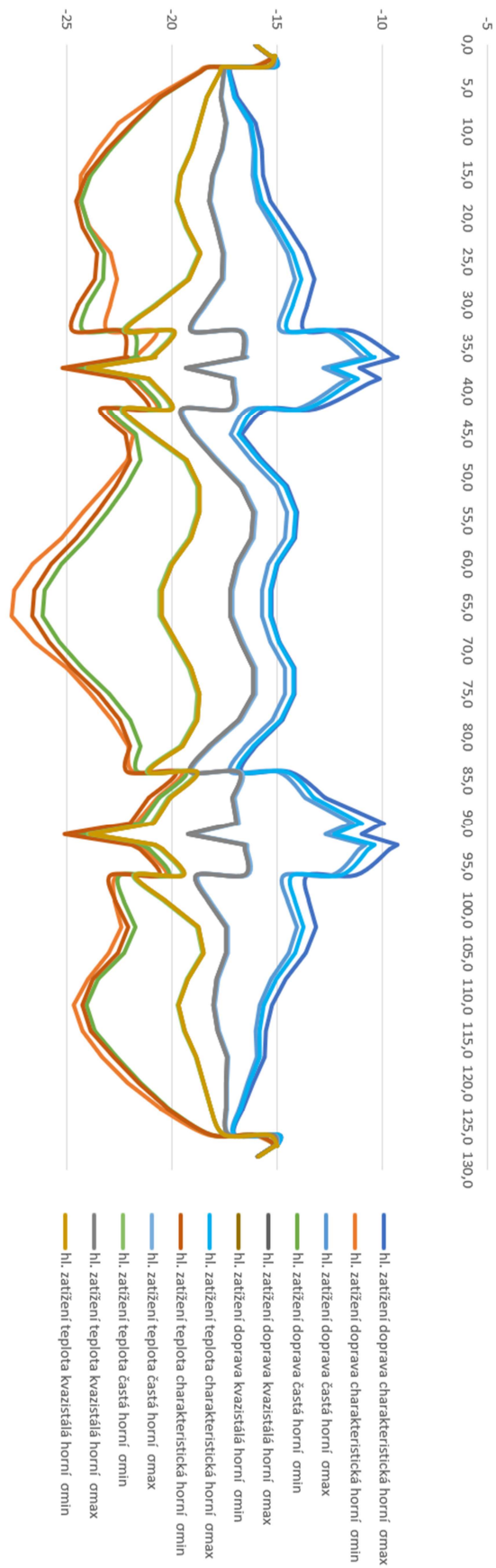
PROVOZNÍ STAVY



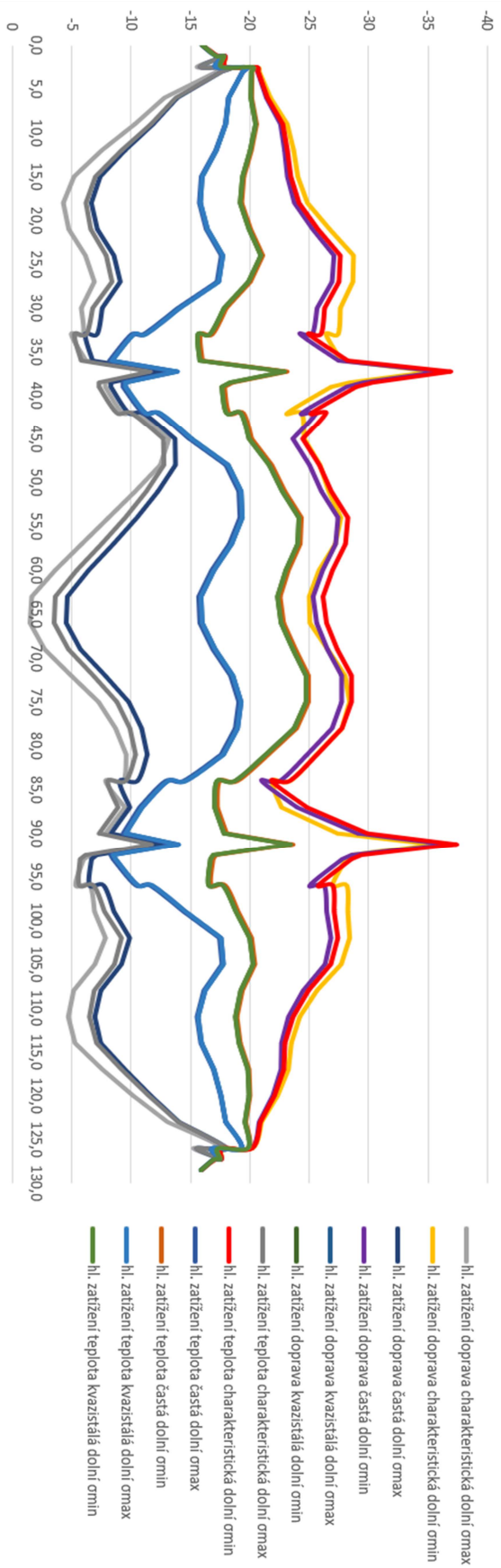
Obrázek 69: Průběh napětí v horních vláknech při uvedení do provozu



Obrázek 70: Průběh napětí v dolních vláknech při uvedení do provozu



Obrázek 71: Průběh napětí v horních vláknech na konci životnosti



Obrázek 72: Průběh napětí v dolních vláknech na konci životnosti

V rámci posouzení mezních stavů použitelnosti – omezení napětí byla splněna podmínka dekomprese při charakteristické kombinaci ve stavebních i provozních stavech. Po vyhodnocení podmínky pro omezení napětí v tlaku při charakteristické a kvazistálé kombinaci napětí byla snížena použitá pevnostní třída betonu, a to na UHPFRC 130/145.

6.3. POSOUZENÍ PRŮHYBU

V rámci mezních stavů použitelnosti byly posouzeny průhyby v jednotlivých polích z hlediska bezpečnosti dopravy. V rámci tohoto posudku by neměl maximální průhyb od železniční dopravy přesáhnout hodnotu $L/600$.

Posouzení průhybu v hlavním poli:

$$w = \max(w_{LM\ 71}; w_{SW/0}) = \max(38,5; 37,9) = 38,5 \text{ mm}$$

$$w_{lim} = L_2 / 600 = 54000 / 600 = 90 \text{ mm}$$

$$w = 38,5 \text{ mm} < w_{lim} = 90 \text{ mm} \quad \textbf{Splněno.}$$

Posouzení průhybu ve vedlejším poli:

$$w = \max(w_{LM\ 71}; w_{SW/0}) = \max(16,0; 14,1) = 16,0 \text{ mm}$$

$$w_{lim} = L_1 / 600 = 36000 / 600 = 60 \text{ mm}$$

$$w = 16,0 \text{ mm} < w_{lim} = 60 \text{ mm} \quad \textbf{Splněno.}$$

7. POSOUZENÍ MSÚ

Konstrukce byla posouzena na mezní stav únosnosti – porušení ohybem. Pro posouzení konstrukce v mezním stav únosnosti byly vytvořeny kombinace zatížení pomocí rovnic 6.10a a 6.10b. Pro výpočet momentu únosnosti byl uvažován beton v tlaku a nesoudržná předpínací výztuž. Napětí v předpínací výztuži v taženém betonu je zvětšeno o 100 MPa (dle doporučení Eurokódu) pro kabely vedoucí přes jedno pole a poměrnou část této hodnoty pro kabely vedoucí přes více polí, čímž jsou do výpočtu zohledněny důsledky deformací konstrukce na mezi únosnosti.

Konstrukce byla posuzována v čase uvedení do provozu a na konci životnosti na maximální (staničení 66,0 m) a minimální (staničení 37,25 m) ohybový moment.

7.1. STR

7.1.1. PRŮŘEZ NAD PILÍŘEM P2

$$M_{Ed,min} = - 80,071 \text{ MNm}$$

Staničení: 37,25 m

Výška průřezu: 2,7 m

Těžiště: 1,748 m

7.1.1.1. Uvedení do provozu

Tabulka 5: Předpínací výztuž nad pilířem P2, UP

SKUPINA	LAN [ks]	PLOCHA [mm ²]	z [m]	$\sigma_{poč}$ [MPa]	$\epsilon_{poč}$ [10 ⁻³]	F _{poč} [kN]
K4	29	17400	2,318	1401,8	7,189	24391,32
K5	29	17400	2,018	1401,8	7,189	24391,32
K1	19	11400	1,831	1348,2	6,914	15369,48
K2	19	11400	1,61	1359,5	6,972	15498,3

Počáteční napětí v tabulce jsou zvýšena o 100 MPa (případně poměrnou část této hodnoty pro kabely procházející přes více polí).

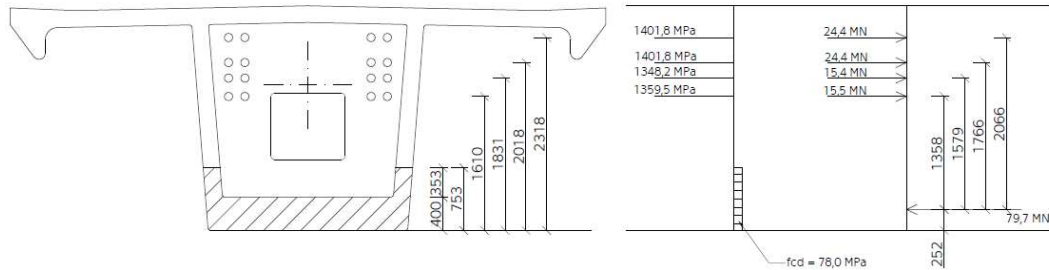
$$F_{p,celk} = 79,65 \text{ MN}$$

Podmínka rovnováhy sil na průřezu:

$$F_{cu} = \sum F_{poč}$$

Výpočet výšky tlačené oblasti betonu ve stěnách od horního povrchu dolní desky:

$$x = [(79,65 / 78,0) - 2,2 \times 0,4] / 0,4 = 0,353 \text{ m}$$



Obrázek 73: Schéma MSÚ nad pilířem P2, UP

Ramena vnitřních sil jednotlivých vrstev kabelů:

$$r_4 = z_4 - t_x = 2,318 - 0,252 = 2,07 \text{ m}$$

$$r_5 = z_5 - t_x = 2,018 - 0,252 = 1,77 \text{ m}$$

$$r_1 = z_1 - t_x = 1,831 - 0,252 = 1,58 \text{ m}$$

$$r_2 = z_2 - t_x = 1,61 - 0,252 = 1,36 \text{ m}$$

$$M_{Rd} = \Sigma F_{poč,i} \times r_i = 24,39 \times 2,07 + 24,39 \times 1,77 + 15,37 \times 1,58 + 15,50 \times 1,36 = 138,78 \text{ MNm}$$

$$\Delta M_p = M_{p,celk} - \Sigma F_{p,i} \times e_i = 25,02 - 20,19 = 4,83 \text{ MNm}$$

$$M_{Ed,celk} = M_{Ed} + \gamma_{p,fav} \times \Delta M_p = -80,07 + 1,0 \times 4,83 = -75,24 \text{ MNm}$$

$$M_{Rd} = 138,78 \text{ MNm} \geq |M_{Ed,celk}| = 75,24 \text{ MNm} \quad \textbf{Splněno.}$$

7.1.1.2. Konec životnosti

Tabulka 6: Předpínací výztuž nad pilířem P2, KŽ

SKUPINA	LAN [ks]	PLOCHA [mm ²]	z [m]	$\sigma_{\text{poč}}$ [MPa]	$\epsilon_{\text{poč}}$ [10^{-3}]	$F_{\text{poč}}$ [kN]
K4	29	17400	2,318	1297,2	6,652	22571,28
K5	29	17400	2,018	1297,2	6,652	22571,28
K1	19	11400	1,831	1252,7	6,424	14280,78
K2	19	11400	1,61	1234,1	6,329	14068,74

Počáteční napětí v tabulce jsou zvýšena o 100 MPa (případně poměrnou část této hodnoty pro kabely procházející přes více polí).

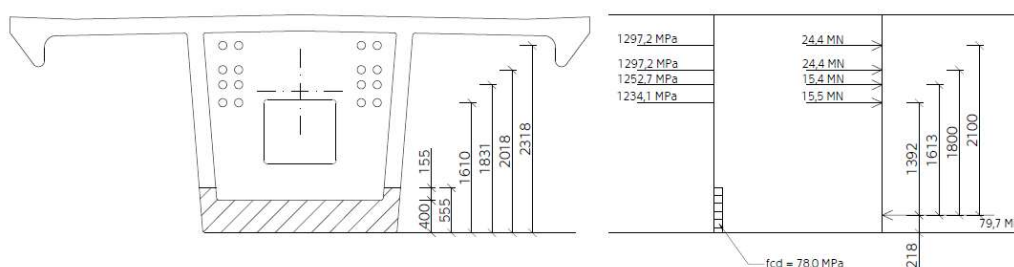
$$F_{p, \text{celk}} = 73,49 \text{ MN}$$

Podmínka rovnováhy sil na průřezu:

$$F_{cu} = \Sigma F_{\text{poč}}$$

Výpočet výšky tlačené oblasti betonu ve stěnách od horního povrchu dolní desky:

$$x = [(73,49 / 78,0) - 2,2 \times 0,4] / 0,4 = 0,155 \text{ m}$$



Obrázek 74: Schéma MSÚ nad pilířem P2, KŽ

Ramena vnitřních sil jednotlivých vrstev kabelů:

$$r_4 = z_4 - t_x = 2,318 - 0,218 = 2,1 \text{ m}$$

$$r_5 = z_5 - t_x = 2,018 - 0,218 = 1,8 \text{ m}$$

$$r_1 = z_1 - t_x = 1,831 - 0,218 = 1,61 \text{ m}$$

$$r_2 = z_2 - t_x = 1,61 - 0,218 = 1,39 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= \Sigma F_{\text{poč},i} \times r_i = 22,57 \times 2,1 + 22,57 \times 1,8 + 14,28 \times 1,61 + 14,07 \times 1,39 = \\ &= 130,57 \text{ MNm} \end{aligned}$$

$$\Delta M_p = M_{p,celk} - \sum F_{p,i} \times e_i = 21,27 - 18,20 = 3,07 \text{ MNm}$$

$$M_{Ed,celk} = M_{Ed+} + \gamma_{p,fav} \times \Delta M_p = -80,07 + 1 \times 3,07 = 77,0 \text{ MNm}$$

$$M_{Rd} = 112,37 \text{ MNm} \geq |M_{Ed,celk}| = 77,0 \text{ MNm} \quad \text{Splněno.}$$

7.1.2. PRŮŘEZ UPROSTŘED HLAVNÍHO POLE

$$M_{Ed,max} = 71,646 \text{ MNm}$$

Staničení: 66,0 m

Výška průřezu: 2,7 m

Těžiště: 1,748 m

7.1.2.1. Uvedení do provozu

Tabulka 7: Předpínací výztuž v hlavním poli, UP

SKUPINA	LAN [ks]	PLOCHA [mm ²]	z [m]	$\sigma_{poč}$ [MPa]	$\epsilon_{poč}$ [10^{-3}]	$F_{poč}$ [kN]
K4	29	17400	1,518	1352,86	6,938	23539,76
K5	29	17400	1,218	1352,86	6,938	23539,76
K2	19	11400	0,568	1339,31	6,868	15268,13

Počáteční napětí v tabulce jsou zvýšena o 100 MPa (případně poměrnou část této hodnoty pro kabely procházející přes více polí).

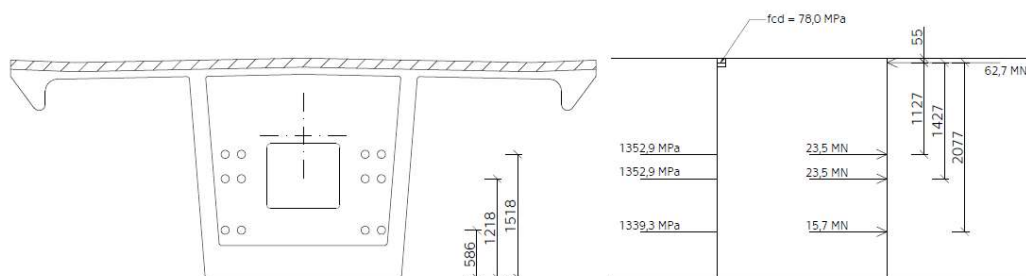
$$F_{p,celk} = 62,35 \text{ MN}$$

Podmínka rovnováhy sil na průřezu:

$$F_{cu} = \sum F_{poč}$$

Výpočet výšky tlačené oblasti betonu:

$$x = 62,35 / (7,18 \times 78,0) = 0,111 \text{ m}$$



Obrázek 75: Schéma MSÚ v hlavním poli, UP

Ramena vnitřních sil jednotlivých vrstev kabelů:

$$r_4 = h - z_4 - x/2 = 2,7 - 1,518 - 0,111/2 = 1,13 \text{ m}$$

$$r_5 = h - z_5 - x/2 = 2,7 - 1,218 - 0,111/2 = 1,43 \text{ m}$$

$$r_2 = h - z_2 - x/2 = 2,7 - 0,568 - 0,111/2 = 2,08 \text{ m}$$

$$M_{Rd} = \sum F_{poč,j} \times r_i = 23,54 \times 1,13 + 23,54 \times 1,43 + 15,27 \times 2,08 = 92,024 \text{ MNm}$$

$$\Delta M_p = M_{p,celk} + \sum F_{p,i} \times e_i = -22,05 + 35,91 \text{ MNm} = 13,86$$

$$M_{Ed,celk} = M_{Ed} + \gamma_{p,fav} \times \Delta M_p = 71,65 + 1 \times 13,86 = 85,51 \text{ MNm}$$

$$M_{Rd} = 92,02 \text{ MNm} \geq M_{Ed,celk} = 85,51 \text{ MNm} \quad \textbf{Splněno.}$$

7.1.2.2. Konec životnosti

Tabulka 8: Předpínací výztuž v hlavním poli, KŽ

SKUPINA	LAN [ks]	PLOCHA [mm ²]	z [m]	$\sigma_{poč}$ [MPa]	$\epsilon_{poč}$ [10 ⁻³]	F _{poč} [kN]
K4	29	17400	1,518	1246,02	6,390	21680,81
K5	29	17400	1,218	1246,02	6,390	21680,81
K2	19	11400	0,568	1234,86	6,333	14077,4

Počáteční napětí v tabulce jsou zvýšena o 100 MPa (případně poměrnou část této hodnoty pro kabely procházející přes více polí).

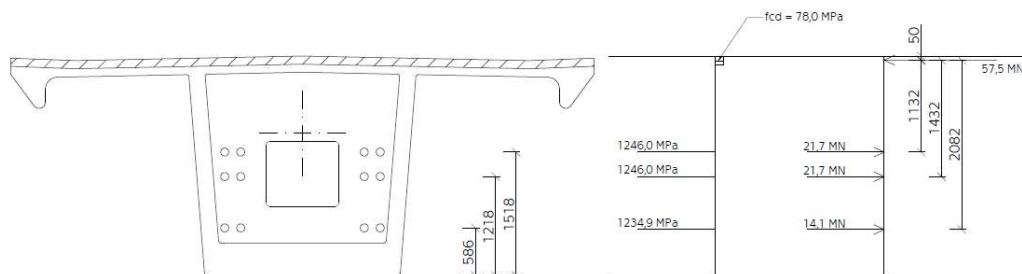
$$F_{p,celk} = 57,44 \text{ MN}$$

Podmínka rovnováhy sil na průřezu:

$$F_{cu} = \sum F_{poč}$$

Výpočet výšky tlačené oblasti betonu:

$$x = 57,44 / (7,18 \times 78,0) = 0,103 \text{ m}$$



Obrázek 76: Schéma MSÚ v hlavním poli, KŽ

Ramena vnitřních sil jednotlivých vrstev kabelů:

$$r_4 = h - z_4 - x/2 = 2,7 - 1,518 - 0,103/2 = 1,13 \text{ m}$$

$$r_5 = h - z_5 - x/2 = 2,7 - 1,218 - 0,103/2 = 1,43 \text{ m}$$

$$r_2 = h - z_2 - x/2 = 2,7 - 0,568 - 0,103/2 = 2,08 \text{ m}$$

$$M_{Rd} = \sum F_{poč,i} \times r_i = 21,68 \times 1,13 + 21,68 \times 1,43 + 14,08 \times 2,08 = 84,79 \text{ MNm}$$

$$\Delta M_p = M_{p,celk} + \sum F_{p,i} \times e_i = -20,43 + 33,09 = 12,66 \text{ MNm}$$

$$M_{Ed,celk} = M_{Ed} + \gamma_{p,fav} \times \Delta M_p = 71,65 + 1 \times 12,66 = 84,31 \text{ MNm}$$

$$M_{Rd} = 84,78 \text{ MNm} \geq M_{Ed,celk} = 84,31 \text{ MNm} \quad \textbf{Splněno.}$$

7.2. EQU

Bylo provedeno posouzení na mezní stav stability polohy – překlopení konstrukce při běžném provozu a při mimořádné návrhové situaci vykolejení soupravy. Pro posouzení tohoto mezního stavu byly vytvořeny kombinace podporových reakcí podle vztahu 6.10 s použitím specifických součinitelů a následně bylo ověřeno, že v podporách nevznikají tahové síly od těchto kombinací zatížení.

Výraz 6.10 pro mezní stav únosnosti EQU:

$$\sum \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup} + \gamma P_p + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

V tomto případě $\gamma_{G,j,sup} = 1,05$ a $\gamma_Q = 1,45$ pro nepříznivé účinky zatížení, $\gamma_{G,j,sup} = 0,95$ a $\gamma_Q = 1,0$ pro příznivé účinky zatížení.

7.2.1. BĚŽNÝ PROVOZ

Pro posouzení mezního stavu únosnosti – ztráty stability byl použit model „nezatížený vlak“, v rámci kterého se na konstrukci aplikuje spojitě zatížení charakteristické hodnoty 10 kN/m. Účinky zatížení modelem „nezatížený vlak“ byly uvažovány se součinitelem $\gamma_{Q,1} = 1,0$, jelikož jeho účinky mají na konstrukci příznivý vliv. Z tohoto důvodu rovněž nebyl zohledněn efekt dynamického součinitele. Posouzení bylo provedeno pro maximální tahové síly od jednotlivých skupin zatížení ve všech podporách konstrukce.

Tabulka 9: Posouzení MSÚ EQU při běžném provozu

bod	staničení	vl. tíha	ost. stálé střední	Δ ost. stálé	poklesy	nezat. vlak	teplota	kombinace 6.10
OP1	0	-1080	-130	313	20	-133	75	-898,65
P2	37,25	-4052	-5154	1205	68	-510	89	-7966,25
P3	91,25	-4155	-5284	1205	20	-510	89	-8233,2
P4	127,25	-1079	-1373	313	68	-132	75	-2031,95

V žádné z podpor nevzniká tah, nedochází ke ztrátě stability.

7.2.2. VYKOLEJENÍ

Dalším posuzovaným případem byla mimořádná návrhová situace vykolejení, pro kterou byl použit zatěžovací stav vykolejení, návrhová situace II.

Tabulka 10: Posouzení MSÚ EQU při běžném provozu

bod	staničení	vl. tíha	ost. stálé střední	Δ ost. stálé	poklesy	vykolej. typ II	teplota	kombinace 6.10
OP1	0	-1080	-130	313	20	335,2547	75	-279,5
P2	37,25	-4052	-5154	1205	68	206,7572 82	89	-7156,5
P3	91,25	-4155	-5284	1205	20	236,797	89	-7379,8
P4	127,25	-1079	-1373	313	68	358,9344	75	-1379,5

Mimořádná návrhová situace splnila předepsaný požadavek, v žádné z podpěr nevzniká tah a tedy nedochází ke ztrátě stability.

8. ÚNAVA

Posouzení na únavu v tlaku bylo provedeno podle normy NF P18-710, v níž je stanoven požadavek na maximální a minimální tlakové napětí v časté kombinaci zatížení takto:

$$\frac{\sigma_{max}}{f_{ck}} \leq 0,4 + 0,4 \times \frac{\sigma_{min}}{f_{ck}}$$

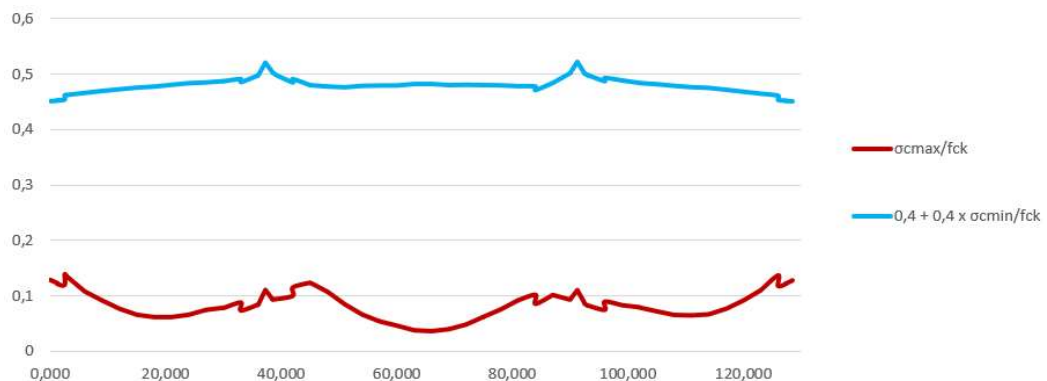
Pro posouzení únavy byl použit průměr napětí z časů uvedení do provozu a konce životnosti. Výpočet podmínky únavy nad pilířem P2, staničení 37,25 m:

$$\sigma_{c,max} / f_{ck} \leq 0,4 + 0,4 \times \sigma_{c,min} / f_{ck}$$

$$14,333 / 130,0 \leq 0,4 + 0,4 \times 38,982 / 130$$

$$0,110 \leq 0,520 \quad \textbf{Splněno.}$$

Nosná konstrukce byla posouzena na únavu v celé svojí délce pomocí MS Excel. Konstrukce vyhověla ve všech průřezech.



Obrázek 77: Posouzení konstrukce na únavu v časté kombinaci při průměrném napětí

9. ZÁVĚR

Cílem diplomové práce byl předběžný návrh a posouzení segmentové konstrukce jednokolejného železničního mostu.

Prvním krokem byl návrh celkového uspořádání konstrukce. Jako hlavní nosná konstrukce byly navrženy UHPFRC komorové segmenty o délce 3,0 m. Nadpodporové segmenty byly navrženy o délce 2,5 m pro optimalizaci vlastní tíhy masivnějšího nadpodporového segmentu oproti běžným segmentům. Následně byla konstrukce modelována v programu SCIA Engineer, který sloužil pro analýzu fází a výpočet vnitřních sil na konstrukci.

Předpětí bylo navrženo tak, aby konstrukce dosahovala dekomprese v charakteristické kombinaci ve všech stavebních i provozních stavech. Z podmínky omezení napětí v mezních stavech použitelnosti následně vyplynula možnost použití nižší třídy vysokohodnotného betonu. Navržená konstrukce splnila všechny podmínky mezních stavů použitelnosti.

V rámci mezních stavů únosnosti byla konstrukce posuzována v časech uvedení do provozu a na konci životnosti v průřezech s maximálním a minimálním ohybovým momentem. V mezních stavech únosnosti konstrukce ve všech časech ve všech průřezech vyhověla.

Konstrukce byla rovněž posouzena na únavu v celé své délce. Konstrukce při posouzení v časté kombinaci a průměrném napětí z doby uvedení do provozu a na konci životnosti vyhověla ve všech průřezech.

POUŽITÁ LITERATURA

- [1] ŠAFÁŘ, Roman. *Betonové mosty 2: přednášky*. V Praze: České vysoké učení technické, 2014. ISBN 978-80-01-05543-4
- [2] ŠAFÁŘ, Roman. *Betonové mosty 2 - cvičení: návrh předpjatého mostu podle Eurokódů*. 1. vyd. V Praze: České vysoké učení technické, 2015. ISBN 978-80-01-05690-5
- [3] ČSN 73 6200: *Mostní názvosloví*. Úřad pro normalizaci a měření, 1975
- [4] ŠAFÁŘ, Roman, KAPRÁLEK, Lukáš. *Systém betonových prefabrikovaných prvků pro mostní konstrukce*. České vysoké učení technické, přihlášeno 18. 12. 2019, uděleno 17. 12. 2020
- [5] ČSN 73 6214: *Navrhování betonových mostních konstrukcí*. UNMZ – Úřad pro technickou normalizaci, meteorologii a státní zkušebnictví, 2014
- [6] ČSN EN 1990 73 0002: *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí, ed. 2*. ČNI – Český normalizační institut, 2004
- [7] ČSN EN 1991-1-4: *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem*. UNMZ – Úřad pro technickou normalizaci, meteorologii a státní zkušebnictví, 2007
- [8] ČSN EN 1991-1-5: *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – zatížení teplotou*. Květen. ČNI – Český normalizační institut, 2015
- [9] ČSN EN 1991-2: *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou*. Listopad. UNMZ – Úřad pro technickou normalizaci, meteorologii a státní zkušebnictví, 2015
- [10] ČSN EN 1992-2: *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady*. UNMZ – Úřad pro technickou normalizaci, meteorologii a státní zkušebnictví, 2007
- [11] Standard NF P18-710: *National addition to Eurocode 2 – Design of concrete structures: spécifique rules for ultra-high performance fibre-reinforced concrete (UHPC)*, Francie, duben 2016
- [12] Standard NF P18-470: *Concrete-Ultra-high performance fibre-reinforced concrete – Specifications, performance, production and conformity*, Francie, červenec 2016

Seznam tabulek

Tabulka 1: Součinitel k_{sur}	26
Tabulka 2: Hodnoty koeficientu C	27
Tabulka 3: Kombinační součinitele MSÚ – provoz M_{max}	45
Tabulka 4: Kombinační součinitele MSP – stavba M_{min}	46
Tabulka 5: Předpínací výztuž nad pilířem P2, UP.....	61
Tabulka 6: Předpínací výztuž nad pilířem P2, KŽ.....	63
Tabulka 7: Předpínací výztuž v hlavním poli, UP.....	64
Tabulka 8: Předpínací výztuž v hlavním poli, KŽ.....	65
Tabulka 9: Posouzení MSÚ EQU při běžném provozu.....	67
Tabulka 10: Posouzení MSÚ EQU při běžném provozu.....	67

Seznam obrázků

Obrázek 1: Schéma umožněných posunů v ložiscích.....	10
Obrázek 2: Výpočetní model mostní konstrukce (3D).....	18
Obrázek 3: Porovnání 2D (vlevo) a 3D (vpravo) modelu.....	18
Obrázek 4: Fáze 1 - montáž prvního pole.....	19
Obrázek 5: Fáze 5 - montáž druhého pole.....	19
Obrázek 6: Fáze 9 - montáž třetího pole.....	19
Obrázek 7: Schematický příčný řez mostustřední hodnota.....	22
Obrázek 8: Jeden ze zatěžovacích stavů modelu 71 v programu SCIA Engineer ...	24
Obrázek 9: Obrázek 11: Uspořádání zatížení modelu SW/0.....	24
Obrázek 10: Uspořádání zatížení vykolejení vlaku návrhová situace II	25
Obrázek 11: $M_{y,k}$ – staveništní 1. pole.....	29
Obrázek 12: $V_{z,k}$ – staveništní 1. pole.....	29
Obrázek 13: $M_{x,k}$ – staveništní 1. pole.....	29
Obrázek 14: $M_{y,k}$ – poklesy podpor 1. + 2. pole.....	30
Obrázek 15: $V_{z,k}$ – poklesy podpor 1. + 2. pole	30
Obrázek 16: $M_{x,k}$ – poklesy podpor 1. + 2. pole	30
Obrázek 17: $M_{y,k}$ – staveništní 1. + 2. pole.....	30
Obrázek 18: $V_{z,k}$ – staveništní 1. + 2. pole.....	31
Obrázek 19: $M_{x,k}$ – staveništní 1. + 2. pole.....	31
Obrázek 20: $M_{y,k}$ – teplota 1. + 2. pole.....	31
Obrázek 21: $V_{z,k}$ – teplota 1. + 2. pole.....	31
Obrázek 22: $M_{x,k}$ – teplota 1. + 2. pole.....	32
Obrázek 23: $M_{y,k}$ – vlastní tíha nosné konstrukce(ze 3D modelu - v případě betonáže vcelku)	32
Obrázek 24: $V_{z,k}$ – vlastní tíha nosné konstrukce (ze 3D modelu - v případě betonáže vcelku)	32
Obrázek 25: $M_{x,k}$ – vlastní tíha nosné konstrukce (ze 3D modelu - v případě betonáže vcelku)	33
Obrázek 26: $M_{y,k}$ – ostatní stálé střední hodnota.....	33
Obrázek 27: $V_{z,k}$ – ostatní stálé střední hodnota.....	34
Obrázek 28: $M_{x,k}$ – ostatní stálé střední hodnota.....	34
Obrázek 29: $M_{y,k}$ – ostatní stálé rozdíl	34
Obrázek 30: $V_{z,k}$ – ostatní stálé rozdíl.....	35
Obrázek 31: $M_{x,k}$ – ostatní stálé rozdíl.....	35
Obrázek 32: $M_{y,k}$ – poklesy podpor.....	35
Obrázek 33: $V_{z,k}$ – poklesy podpor	36
Obrázek 34: $M_{x,k}$ – poklesy podpor.....	36
Obrázek 35: $M_{y,k}$ – model zatížení 71.....	36
Obrázek 36: $V_{z,k}$ – model zatížení 71	37
Obrázek 37: $M_{x,k}$ – model zatížení 71.....	37
Obrázek 38: $M_{y,k}$ – model zatížení SW/0.....	38
Obrázek 39: $V_{z,k}$ – model zatížení SW/0.....	38
Obrázek 40: $M_{x,k}$ – model zatížení SW/0.....	38

Obrázek 41: $M_{y,k}$ – model zatížení „nezatížený vlak“	39
Obrázek 42: $V_{z,k}$ – model zatížení „nezatížený vlak“	39
Obrázek 43: $M_{x,k}$ – model zatížení „nezatížený vlak“	39
Obrázek 44: $M_{y,k}$ – staveništní zatížení	40
Obrázek 45: $V_{z,k}$ – staveništní zatížení	40
Obrázek 46: $M_{x,k}$ – staveništní zatížení	40
Obrázek 47: $M_{y,k}$ – teplota staveništní – holý beton	41
Obrázek 48: $V_{z,k}$ – teplota staveništní – holý beton	41
Obrázek 49: $M_{x,k}$ – teplota staveništní – holý beton	41
Obrázek 50: $M_{y,k}$ – teplota staveništní – povrch s izolací	42
Obrázek 51: $V_{z,k}$ – teplota staveništní – povrch s izolací	42
Obrázek 52: $M_{x,k}$ – teplota staveništní – povrch s izolací	42
Obrázek 53: $M_{y,k}$ – teplota provozní	43
Obrázek 54: $V_{z,k}$ – teplota provozní	43
Obrázek 55: $M_{x,k}$ – teplota provozní	43
Obrázek 56: M_y – vítr	44
Obrázek 57: V_z – vítr	44
Obrázek 58: M_x – vítr	44
Obrázek 59: Průběh napětí při napínání, typ 3	48
Obrázek 60: Statické schéma posuzované spáry	49
Obrázek 61: Průběh napětí v horních vláknech po napnutí kabelů 1. pole	52
Obrázek 62: Průběh napětí v dolních vláknech po napnutí kabelů 1. pole	53
Obrázek 63: Průběh napětí v horních vláknech po napnutí kabelů 2. pole	53
Obrázek 64: Průběh napětí v dolních vláknech po napnutí kabelů 2. pole	53
Obrázek 65: Průběh napětí v horních vláknech po napnutí kabelů 3. pole	54
Obrázek 66: Průběh napětí v dolních vláknech po napnutí kabelů 3. pole	54
Obrázek 67: Průběh napětí v horních vláknech po napnutí průběžných kabelů	54
Obrázek 68: Průběh napětí v dolních vláknech po napnutí průběžných kabelů	55
Obrázek 69: Průběh napětí v horních vláknech při uvedení do provozu	56
Obrázek 70: Průběh napětí v dolních vláknech při uvedení do provozu	57
Obrázek 71: Průběh napětí v horních vláknech na konci životnosti	58
Obrázek 72: Průběh napětí v dolních vláknech na konci životnosti	59
Obrázek 73: Schéma MSÚ nad pilířem P2, UP	62
Obrázek 74: Schéma MSÚ nad pilířem P2, KŽ	63
Obrázek 75: Schéma MSÚ v hlavním poli, UP	64
Obrázek 76: Schéma MSÚ v hlavním poli, KŽ	65
Obrázek 77: Posouzení konstrukce na únavu v časté kombinaci při průměrném napětí	68

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



Návrh jednokolejného železničního mostu z UHPFRC prefabrikátů

Design of a single-track railway bridge made of UHPFRC precast elements

VÝKRESY

SEZNAM PŘÍLOH

číslo	obsah	měřítko	formát
1	Vzorový příčný řez v poli	1:50	A3
2	Vzorový příčný řez nad pilířem	1:50	A3
3	Pohled na opěru OP1	1:50	A3
4	Pohled na pilíř P3	1:50	A2
5	Podélný řez	1:100	1680x420
6	Půdorys	1:100	1890x297
7	Předpětí	1:100/50	1470x297
8	Detail deviátoru	1:10	A4
9	Postup výstavby	1:750	630x297