

# České vysoké učení technické v Praze

Fakulta stavební



Magisterská práce

2017

Jan Vobecký

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

.....

podpis

Chtěl bych poděkovat svému vedoucímu diplomové práce prof. Ing. Janu L. Vítkovi, CSc. za odborné vedení, za pomoc a rady při zpracování této práce.

Návrh dálničního mostu přes údolí Vltavy u  
Suchdola

Design of a highway bridge over the Vltava  
River near Suchdol

## **Anotace:**

Cílem této práce byl návrh několika variant pro přemostění údolí Vltavy u Suchdola. V rámci práce byly shrnuty dosavadní návrhy mostů v této lokalitě. Z vypracovaných návrhů byla vybrána varianta obloukového mostu s horní mostovkou budovaného pomocí postupného vyvěšování oblouku. Tento návrh byl dále rozpracován v podobě sestavení statického modelu v programu Midas Civil. Byly posouzeny nejvíce namáhané prvky mostní konstrukce. Statický výpočet byl proveden s ohledem na postup výstavby a měnící se statický systém. Podrobně byl zpracován návrh postupu výstavby a výkresová dokumentace mostu.

**Klíčová slova:** *Suchdolský most, dálniční most, obloukový most s horní mostovkou, trémový most, letmá betonáž s vyvěšování obloukové konstrukce, spřažená ocelobetonová mostovka, analýza fází výstavby, Midas Civil*

## **Abstract:**

The aim of this thesis was a design of a several alternatives for bridging the Vltava Valley near Suchdol. In this thesis, there were summarized the previous designs in this area. From the proposed designs was selected a variant of deck arch concrete bridge erected by using cantilever method with temporary cable-stays. This project was developed in a model in static software program Midas Civil. The most demanded elements of the superstructure were assessed. The static design was made with respect to the construction stages. There were made a detailed project of construction stages and bridge drawings.

**Keywords:** *the Suchdol Bridge, highway bridge, deck arch bridge, girder bridge, cantilever construction method using temporary cable-stays, composite steel-concrete deck, construction stage analysis, Midas Civil*

# Obsah

<b>1</b>	<b>Úvod</b> .....	<b>9</b>
<b>2</b>	<b>Informace o návrhu</b> .....	<b>9</b>
2.1	Základní parametry modelované konstrukce .....	9
2.2	Postup výstavby ve statickém výpočtu .....	10
<b>3</b>	<b>Materiálové charakteristiky</b> .....	<b>15</b>
<b>4</b>	<b>Geometrie konstrukce</b> .....	<b>16</b>
4.1	Základní rozměry konstrukcí .....	16
4.2	Základní průřezové charakteristiky nejdůležitějších prvků .....	16
<b>5</b>	<b>Zatížení konstrukce a jeho aplikace na statický model</b> .....	<b>19</b>
5.1	Zatížení stálá .....	19
5.1.1	Zatížení vlastní tíhou .....	19
5.1.2	Ostatní stálá zatížení .....	20
5.1.2.1	Mostní římsy .....	20
5.1.2.2	Zábradelní svodidla a zábradlí .....	20
5.1.2.3	Asfaltové vozovkové souvrství .....	20
5.1.3	Zatížení nesilovými vlivy .....	21
5.2	Nahodilá zatížení .....	22
5.2.1	Zatížení silniční dopravou .....	22
5.2.1.1	Svislá zatížení silniční dopravou .....	22
5.2.1.2	Zatížení brzdnými a rozjezdovými silami .....	24
5.2.1.3	Zatížení odstředivými silami .....	24
5.2.2	Zatížení teplotními vlivy .....	25
5.2.2.1	Zatížení rovnoměrnou složkou teploty .....	25
5.2.2.2	Zatížení nerovnoměrnou složkou teploty .....	26
5.2.3	Zatížení větrem .....	27
5.2.3.1	Výpočet zatížení větrem ve směru x (příčný směr) .....	29
5.2.3.2	Výpočet zatížení větrem ve směru z (svislý směr) .....	30
5.2.4	Zatížení během výstavby .....	31
5.2.4.1	Plošné staveništní zatížení .....	31
5.2.4.2	Zatížení způsobené letmou betonáží s vyvěšováním .....	32
<b>6</b>	<b>Kombinace zatížení a posouzení konstrukce</b> .....	<b>33</b>
6.1	Spražená ocelobetonová mostovka .....	33
6.1.1	Kombinace zatížení .....	33
6.1.1.1	Během výstavby .....	33
6.1.1.2	Na finální konstrukci .....	33
6.1.2	Posouzení prvků mostovky .....	36
6.1.2.1	Mezní stav únosnosti .....	36
6.1.2.2	Posouzení v mezním stavu použitelnosti .....	39

6.2	Oblouková konstrukce .....	43
6.2.1	Kombinace zatížení .....	43
6.2.1.1	Mezní stav únosnosti .....	43
6.2.1.2	Mezní stav použitelnosti .....	43
6.2.2	Vyvěšování obloukové konstrukce .....	43
6.2.3	Posouzení obloukové konstrukce .....	48
6.2.3.1	Během výstavby (letmé betonáže) .....	48
6.2.3.2	Posouzení v definitivním stavu .....	50
6.3	Pilíře podpírající mostovku .....	79
6.3.1	Kombinace zatížení .....	79
6.3.1.1	Mezní stav únosnosti .....	79
6.3.1.2	Mezní stav použitelnosti .....	79
6.3.2	Posouzení pilířů .....	79
6.3.2.1	Posouzení během výstavby .....	80
6.3.2.2	Posouzení v definitivním stavu .....	81
6.4	Příčnický .....	88
6.4.1	Postupná výstavba příčníků .....	88
6.4.1.1	Příčník P4 .....	90
6.4.1.2	Příčník P6 .....	91
6.4.2	Kombinace zatížení .....	91
6.4.3	Posouzení příčnicků v MSP .....	91
6.4.3.1	Příčník P4 .....	93
6.4.3.2	Příčník P6 .....	96
6.5	Provizorní konstrukce .....	99
6.5.1	Horní pylon pro vyvěšování oblouku .....	99
6.5.2	Spodní pilíř .....	100
6.6	Mostní ložiska .....	100
6.7	Konstrukce jako celek .....	102
6.7.1	Speciální případ pro posouzení .....	102
6.7.2	Posouzení stability konstrukce proti převrácení .....	104
6.7.3	Tvary vybočení konstrukce při ztrátě stability .....	105
<b>7</b>	<b>Postup výstavby .....</b>	<b>106</b>
7.1	Přehled hlavních technologií a strojů .....	106
7.1.1	Jeřáby .....	106
7.1.1.1	Hlavní věžové jeřáby .....	106
7.1.1.2	Vedlejší věžové jeřáby .....	107
7.1.1.3	Mobilní kolové jeřáby .....	107
7.1.2	Technologie pro betonáž a ochranné konstrukce .....	107
7.1.2.1	Betonážní vozík .....	107
7.1.2.2	Konstrukce pro betonáž zárodku oblouku .....	108
7.1.2.3	Ochranná konstrukce pro železniční trať .....	110
7.2	Technologie betonáže .....	110
7.2.1	Zárodek oblouku .....	110
7.2.2	Lamely oblouku .....	110
7.2.3	Pilíře a stojky .....	111
7.2.4	Příčnický .....	111

7.2.5	Spřažená deska mostovky.....	111
7.3	Fáze výstavby .....	112
<b>8</b>	<b>Závěr .....</b>	<b>116</b>
	<b>Seznam příloh .....</b>	<b>118</b>



# 1 Úvod

Cílem této práce bylo rozpracování návrhu obloukového mostu, který byl proveden ve Studii variant. Pro potřeby návrhu byl vypracován model ve statickém výpočetním programu Midas Civil. Následně byla mostní konstrukce posouzena v mezních stavech únosnosti i použitelnosti. Podrobně byl zpracován postup výstavby včetně schémat pro každou fázi výstavby.

## 2 Informace o návrhu

### 2.1 Základní parametry modelované konstrukce

Výpočet účinků zatížení na projektovanou konstrukci byl proveden v programu Midas Civil 2017. Tento program pracuje na bázi metody konečných prvků pro prutové i deskostěnové prvky. Má také modul pro vyhodnocování účinků pohyblivého zatížení prostřednictvím příčinkových čar a ploch. Program dále podporuje modelování jednotlivých fází výstavby s vlivem nesilových zatížení (dotvarování a smršťování). V programu je také možné provést výpočet účinků předpětí včetně výpočtů jeho ztrát.

Celý objekt byl pro potřeby statického výpočtu vymodelován jako prostorová prutová konstrukce.

Mostovka je modelována jako rošt. Ten je v podélném směru složený z jednotlivých sprážených železobetonových průřezů (10 nosníků). V příčném směru je spolupůsobení jednotlivých nosníků zajištěno příčnými nehmotnými deskami (nosníky) o výšce železobetonové desky. Konstrukce je takto dělena po cca 2,5 m. Toto řešení bylo vyvoláno tím, že není možné zadat celou desku složenou z více nosníků najednou.

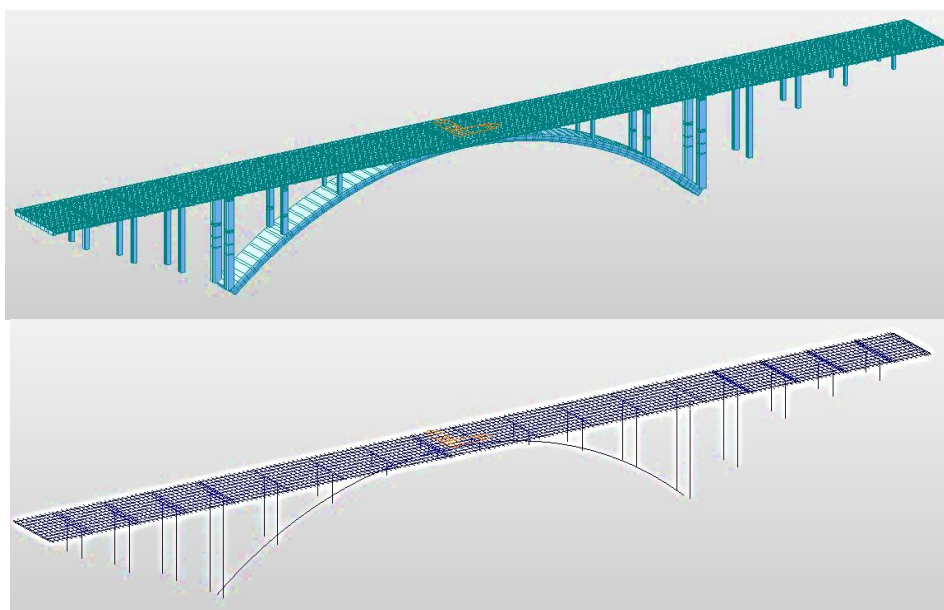
V nadpodporových oblastech je mostovka ztužena monolitickými postupně předpínanými příčníky.

Mostovka je s obloukem spojena kloubově. Pouze ve vrcholu oblouku je pomocí dvou stojek připojena rámově. U stojek nad obloukem je kloubového uložení dosaženo použitím vrubových kloubů. Ty jsou v modelu zavedeny jako vnitřní klouby s dovoleným pootočením kolem příčné osy. U stojek mimo oblouk je uložení provedeno vždy pomocí dvojice ložisek umístěné pod příčníky na vrcholu pilířů. Všechna ložiska jsou podélně pohyblivá. V programu byla tato ložiska vymodelována jako elastické spojení dvou uzlů s nekonečnou či nulovou tuhostí. Bohužel nebylo možné zavést ložisko pouze jako tlakový spoj – tato varianta není podporována

v kombinaci s nelineárním výpočtem. Spoj byl tedy zaveden jako obecný (tah/tlak) a případné tahové reakce bylo nutné kontrolovat manuálně.

Betonové stojky jsou modelovány jako dvojice prutů s přesnými průřezovými charakteristikami odpovídajícími skutečnosti. Stojky nad obloukem jsou připojeny kloubově, umožňují pootočení v podélném směru. Ostatní stojky jsou pevně vetknuty do podloží. Jejich připojení neumožňuje žádné posuny a ani natočení.

Betonový oblouk je také modelován jako soustava přímých prutů, dělených přibližně po 4 m, čímž je dosaženo jeho zaoblení. Průřez oblouku je proměnný, měnící se od paty oblouku po jeho vrchol. Tvarem oblouku je parabola 4. stupně podle Chambauda. Uložení oblouku v patkách je modelováno jako vetknutí.



*Obr. 1: Schéma modelu ve výpočtovém programu – včetně dimenzí průřezů, osové schéma*

## **2.2 Postup výstavby ve statickém výpočtu**

Vzhledem k tomu, že je průběh vnitřních sil a momentů na konstrukci ovlivněn postupem výstavby, byl vytvořen výpočetní model, který zohledňuje vliv postupu výstavby na výsledné chování mostní konstrukce.

Celý model byl rozdělen do 48 fází výstavby. Byly vymodelovány také provizorní konstrukce využívané ve stavebních stádiích.

Průběh vnitřních sil je ve fázích výstavby ovlivněn jak změnou statického systému, tak i zavedením dotvarování a smršťování betonu do výpočtu.

Ve statickém výpočtu je předpokládán následující průběh výstavby. Jednotlivé časové úseky pro každou fázi jsou důležité pro výpočet dotvarování a smršťování konstrukce. Čím později je

prvek zatížen, tím méně poté dotvaruje. Bylo tedy nutné najít kompromis mezi rychlostí výstavby a jejím vlivem na pozdější chování konstrukce.

<b>Zjednodušený postup výstavby obloukového mostu pro účely statického výpočtu</b>					
<b>Č. fáze výstavby</b>	<b>Prováděné činnosti</b>	<b>Čas trvání fáze [dny]</b>	<b>Čas vnesení zatížení od začátku betonáže [dny]</b>	<b>Počátek [dny] * měřeno od počátku</b>	<b>Konec [dny] * měřeno od počátku</b>
1	Betonáž základových patek a pilířů mimo oblouk, předepnutí stativ	120	20	0	120
2	Betonáž vnitřní části desky mostovky v poli 1+18	10	5	120	130
3	Betonáž vnitřní části desky mostovky v poli 2+17 vč. části příčnicku	10	5	130	140
4	Betonáž vnitřní části desky mostovky v poli 3+16 vč. části příčnicku	10	5	140	150
5	Betonáž vnitřní části desky mostovky v poli 4+15 vč. části příčnicku	10	5	150	160
6	Betonáž vnitřní části desky mostovky v poli 14 vč. části příčnicku	10	5	160	170
7	Betonáž zárodku oblouku délky 10m	30	15	170	200
8	Betonáž lamel 26/1a,b	14	7	200	214
9	Betonáž lamely 26/2a,b	14	7	214	228
10	Betonáž lamely 26/3a,b	14	7	228	242
11	Betonáž lamely 26/4a,b	14	7	242	256
12	Betonáž lamely 26/5a,b	14	7	256	270
13	Betonáž lamely 26/6a,b	14	7	270	284
14	Betonáž lamely 26/7a,b	14	7	284	298
15	Betonáž lamely 26/8a,b	14	7	298	312
16	Betonáž stojek P5+P13, zhotovení spodních provizorních pilířů podporujících oblouk	30	7	312	342
17	Betonáž vnitřní části desky mostovky v poli 5+13 vč. části příčnicku	20	7	342	362
18	Betonáž lamely 26/9a,b + betonáž provizorních pylonů pro vyvážování oblouku	14	7	362	376
19	Betonáž lamel 26/10a,b	14	7	376	390
20	Betonáž lamel 26/11a,b	14	7	390	404
21	Betonáž lamel 26/12a,b	14	7	404	418
22	Betonáž lamel 26/13a,b	14	7	418	432
23	Betonáž lamel 26/14a,b	14	7	432	446
24	Betonáž lamel 26/15a,b	14	7	446	460
25	Betonáž lamel 26/16a,b	14	7	460	474
26	Betonáž lamel 26/17a,b	14	7	474	488
27	Betonáž lamel 26/18a,b	14	7	488	502
28	Betonáž lamel 26/19a,b	14	7	502	516
29	Betonáž lamel 26/20a,b	14	7	516	530
30	Betonáž lamel 26/21a,b	14	7	530	544
31	Betonáž lamel 26/22a,b	14	7	544	558
32	Betonáž lamel 26/23a,b	14	7	558	572
33	Betonáž lamel 26/24a,b	14	7	572	586
34	Betonáž lamel 26/25a,b	14	7	586	600
35	Betonáž uzavírací lamely 26	20	10	600	620
36	Odstranění všech provizorních konstrukcí - vyvážovací lana, podpůrné pilíře a pylony	5	0	620	625
37	Dobetonávka krajů desky v poli 1+18 vč. dobetonování příčnicku a jeho předepnutí	10	5	625	635
38	Dobetonávka krajů desky v poli 2+17 vč. dobetonování příčnicku a jeho předepnutí	10	5	635	645
39	Dobetonávka krajů desky v poli 3+16 vč. dobetonování příčnicku a jeho předepnutí	10	5	645	655
40	Dobetonávka krajů desky v poli 4+15 vč. dobetonování příčnicku a jeho předepnutí	10	5	655	665
41	Dobetonávka krajů desky v poli 14 vč. dobetonování příčnicku a jeho předepnutí	10	5	665	675
42	Dobetonávka krajů desky v poli 5+13 vč. dobetonování příčnicku a jeho předepnutí	10	5	675	685
43	Betonáž stojek P6, P7, P8, P9, P10, P11 nad obloukem po vrubové klouby	50	10	685	735
44	Betonáž celé desky mostovky v poli 6+12 vč. dobetonování příčnicku a jeho předepnutí	10	5	735	745
45	Betonáž desky mostovky v poli 7+11 vč. betonáže příčnicku a jeho předepnutí	10	5	745	755
46	Betonáž desky mostovky v poli 8+10 vč. betonáže příčnicku a jeho předepnutí	10	5	755	765
47	Betonáž desky v poli 9 vč. betonáže příčnicku a jeho předepnutí	10	7	765	775
48	Finální stav	10 000	1	775	10775

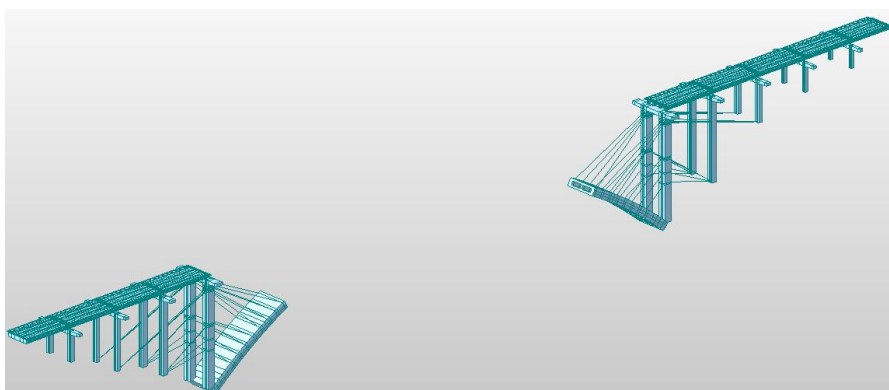
Na následujících obrázcích jsou zachyceny nejdůležitější stavební fáze vymodelované v programu.



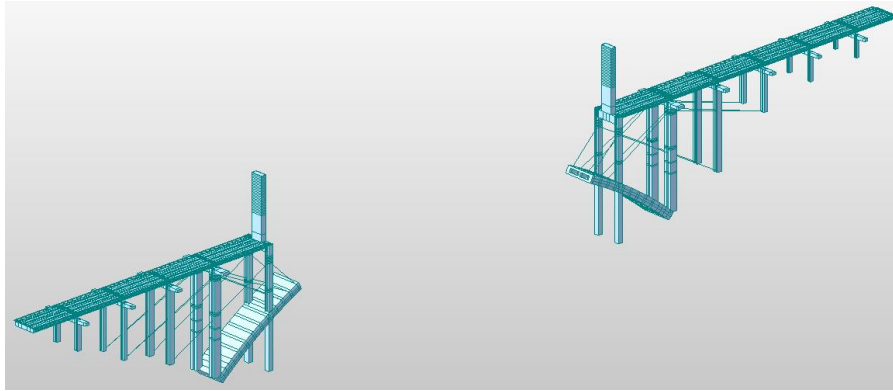
*Obr. 2: Fáze výstavby 1 – vybetonovány jsou pilíře mimo oblouk vč. části příčniku*



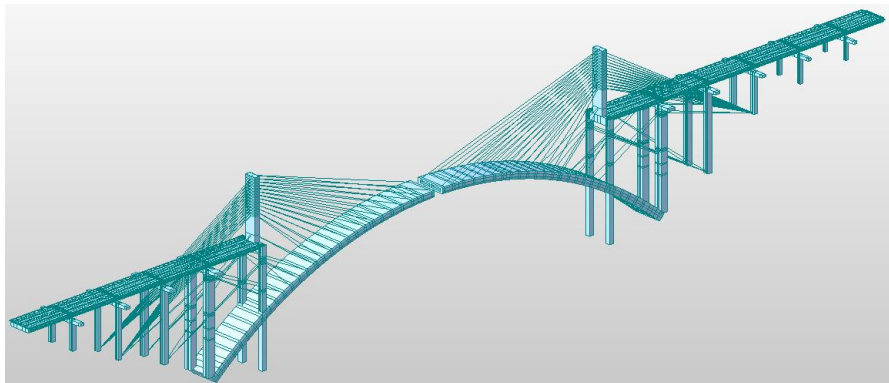
*Obr. 3: Fáze výstavby 7 – nad krajními poli je vybetonována prostřední část a je zhotoven zárodek (10 m) pro betonáž oblouku*



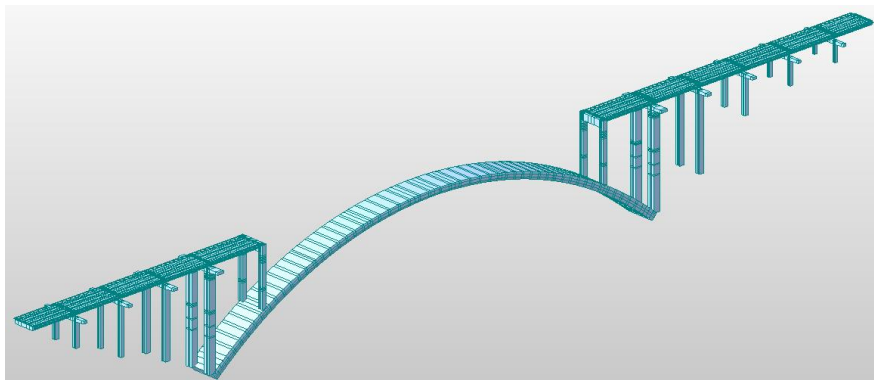
*Obr. 4: Fáze výstavby 15 – postupným vyvěšováním bylo na každé straně vybetonováno 8 lamel obloukové konstrukce. Každá lamela je podporována pomocí předpínacích lan.*



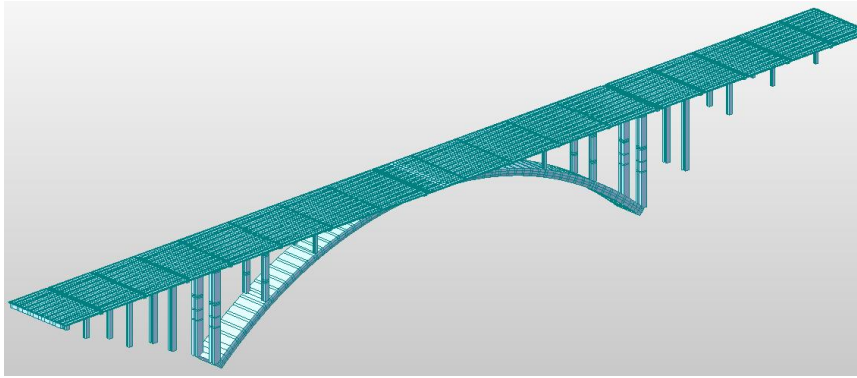
*Obr. 5: Fáze výstavby 18 – postupně byly vybetonovány spodní podpůrné pilíře pod stojkami, stojky a následně horní provizorní pylon pro další vyvěšování oblouku. Na každé straně byly zhotoveny prostředky polí mostovky. Některá lana použitá pro vyvěšování před zhotovením podpůrných konstrukcí byla deaktivována.*



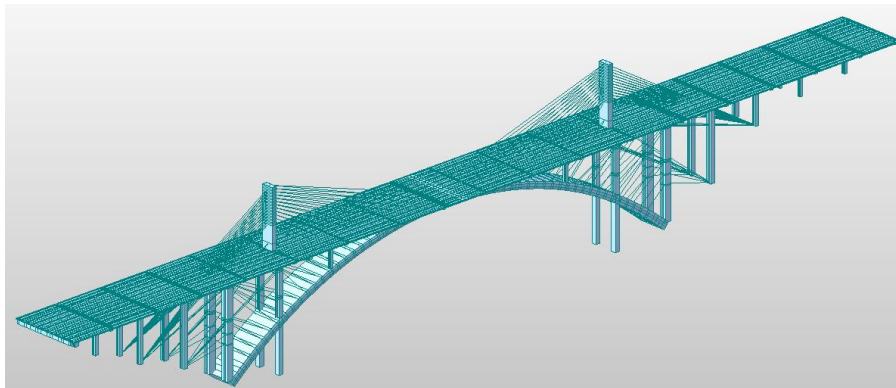
*Obr. 6: Fáze výstavby 34 – letmou betonáží s vyvěšováním bylo postupně zhotoveno dalších 16 lamel na každé straně. Každá lamela je zavěšena pomocí předpínacích lan*



*Obr. 7: Fáze výstavby 36 – byla dobetonována uzavírací lamela obloukové konstrukce a v další fázi byly odstraněny všechny provizorní konstrukce – zavěšovací lana, horní pylony a spodní podpory stojek. Do oblouku byla vnesena normálová síla*



*Obr. 8: Fáze výstavby 47 – finální stav konstrukce – postupně od krajů byly dobetonovány zbývající části mostovky. Byly vybetonovány stojky na oblouku a na ně uložena mostovka.*



*Obr. 9: Schéma modelu pro analýzu jednotlivých fází výstavby – zahrnutý všechny prvky najednou*

Provizorní konstrukce byly opět modelovány jako prutové prvky. Lana pro vyvážování oblouku nebylo možné do modelu zavést jako tahové prvky, protože poté by výpočet nebyl kompatibilní s geometricky nelineární analýzou. Lana tedy byla nahrazena osově namáhanými pruty o stejném průřezu a upraveném modulu pružnosti. Během výpočtu bylo nutné kontrolovat, jestli není nějaký takovýto prvek namáhaný tlakem.

Program také disponuje modulem pro rozdělení spřaženého průřezu do více fází výstavby. Takto se dá simulovat stav, kdy jsou do své finální polohy nejdříve uloženy samotné ocelové nosníky, ty jsou následně zatíženy tíhou čerstvého betonu a průřez začne působit jako celistvý až po určité době, kdy získá beton své pevnostní charakteristiky. Bohužel tento modul je opět nekompatibilní s jakýmkoliv nelinearitami ve výpočtu (tahové prvky, tlaková ložiska, geometrické či materiálové nelinearity).

Vzhledem k tomu, že bylo žádoucí zavést do výpočtu geometrické nelinearity, které nejsou podporovány v kombinaci s analýzou pohyblivého zatížení, bylo nutné vytvořit 2 modely.

Jeden model je vyhotoven pro dlouhodobá zatížení včetně fází výstavby. Zde je zahrnuto dotvarování a smršťování betonu ovlivněné postupem výstavby, předpětí konstrukce a ostatní stálé ztížení.

Ve druhém modelu, který již zahrnuje pouze finální statický stav, jsou aplikována krátkodobá zatížení, která nemají vliv na dotvarování konstrukce. Konkrétně se jedná o zatížení rovnoměrnou a nerovnoměrnou složkou teploty, zatížení větrem a pohyblivým zatížením. Program umožňuje optimalizaci polohy jednotlivých zatěžovacích pruhů na konstrukci. Tento výpočet je velmi zdoluhavý a v případě tohoto modelu trval přes 15 hodin.

Výstupy z těchto dvou modelů jsou průběhy vnitřních sil od jednotlivých zatěžovacích stavů. Ty jsou dále zpracovány v programu MS Excel.

### 3 Materiálové charakteristiky

- **OCEL S355**

- mez kluzu charakteristická  $f_{y,st,k} = 355,0 \text{ MPa}$
- mez kluzu návrhová  $f_{y,st,k} = 355,0 \text{ MPa}$
- modul pružnosti  $E_{st} = 210,0 \text{ GPa}$
- součinitel teplotní roztažnosti  $\gamma_{st} = 1,20 \cdot 10^{-5} \text{ C}^{-1}$
- součinitel příčné roztažnosti  $\mu_{st} = 0,3$

- **BETON C45/55**

- pevnost v tlaku charakteristická  $f_{ck} = 45,0 \text{ MPa}$
- pevnost v tlaku návrhová  $f_{cd} = 30,0 \text{ MPa}$
- střední hodnota pevnosti v tlaku  $f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$
- střední hodnota pevnosti v tlaku  $f_{cm} = 53,0 \text{ MPa}$
- modul pružnosti  $E_{st} = 36,283 \text{ GPa}$
- součinitel teplotní roztažnosti  $\gamma_{st} = 1,0 \cdot 10^{-5} \text{ C}^{-1}$
- součinitel příčné roztažnosti  $\mu_{st} = 0,2$

- **BETON C35/45**

- pevnost v tlaku charakteristická  $f_{ck} = 35,0 \text{ MPa}$
- pevnost v tlaku návrhová  $f_{cd} = 23,3 \text{ MPa}$
- střední hodnota pevnosti v tlaku  $f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$
- střední hodnota pevnosti v tlaku  $f_{cm} = 43,0 \text{ MPa}$
- modul pružnosti  $E_{st} = 34,077 \text{ GPa}$
- součinitel teplotní roztažnosti  $\gamma_{st} = 1,0 \cdot 10^{-5} \text{ C}^{-1}$
- součinitel příčné roztažnosti  $\mu_{st} = 0,2$

- **BETON C30/37**
  - pevnost v tlaku charakteristická  $f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$
  - pevnost v tlaku návrhová  $f_{cd} = 20,0 \text{ MPa}$
  - střední hodnota pevnosti v tlaku  $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$
  - střední hodnota pevnosti v tlaku  $f_{cm} = 38,0 \text{ MPa}$
  - modul pružnosti  $E_{st} = 32,836 \text{ GPa}$
  - součinitel teplotní roztažnosti  $\gamma_{st} = 1,0 \cdot 10^{-5} \text{ C}^{-1}$
  - součinitel příčné roztažnosti  $\mu_{st} = 0,2$
  
- **PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ Y1770S7**
  - pevnost v tahu charakteristická  $f_{pk} = 1863,26 \text{ MPa}$
  - charakteristická smluvní mez kluzu 0,1 %  $f_{p,0,1,k} = 1639,67 \text{ MPa}$
  - návrhová hodnota napětí v předpínací výztuži  $f_{p,d} = 1425,80 \text{ MPa}$
  - modul pružnosti  $E_{st} = 195,0 \text{ GPa}$
  - součinitel teplotní roztažnosti  $\gamma_{st} = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ C}^{-1}$
  - součinitel příčné roztažnosti  $\mu_{st} = 0,3$
  - koeficient relaxace předpínací výztuže 5 % - nízká relaxace

## 4 Geometrie konstrukce

### 4.1 Základní rozměry konstrukcí

### 4.2 Základní průřezové charakteristiky nejdůležitějších prvků

- **Průřez oblouku v patě plný**
  - tvar průřezu  $\text{obdélník plný}$
  - výška průřezu  $h = 4,0 \text{ m}$
  - šířka průřezu  $b = 15,3 \text{ m}$
  - průřezová plocha  $A = 60,75 \text{ m}^2$
  - moment setrvačnosti průřezu  $I_y = 80,531 \text{ m}^4$
  - moment setrvačnosti průřezu  $I_z = 1167,87 \text{ m}^4$
  
- **Průřez oblouku v patě komorový**
  - tvar průřezu  $\text{obdélník dvoukomorový}$
  - výška průřezu  $h = 4,0 \text{ m}$
  - šířka průřezu  $b = 15,3 \text{ m}$
  - tloušťka příčných stěn  $t_p = 1,0 \text{ m}$



- tloušťka svislých stěn krajních  $t_{s,k} = 2,0 \text{ m}$
  - tloušťka svislé stěny vnitřní  $t_{s,v} = 1,0 \text{ m}$
  - průřezová plocha  $A = 40,15 \text{ m}^2$
  - moment setrvačnosti průřezu  $I_y = 73,66 \text{ m}^4$
  - moment setrvačnosti průřezu  $I_z = 927,55 \text{ m}^4$
- **Průřez oblouku ve vrcholu**
    - tvar průřezu obdélník dvoukomorový
    - výška průřezu  $h = 3,0 \text{ m}$
    - šířka průřezu  $b = 15,3 \text{ m}$
    - tloušťka příčných stěn  $t_p = 0,8 \text{ m}$
    - tloušťka svislých stěn krajních  $t_{s,k} = 1,5 \text{ m}$
    - tloušťka svislé stěny vnitřní  $t_{s,v} = 1,0 \text{ m}$
    - průřezová plocha  $A = 29,855 \text{ m}^2$
    - moment setrvačnosti průřezu  $I_y = 31,483 \text{ m}^4$
    - moment setrvačnosti průřezu  $I_z = 665,41 \text{ m}^4$
- **Průřez ocelového nosníku**
    - tvar průřezu I
    - výška průřezu  $h = 1400 \text{ mm}$
    - šířka horní pásnice  $b_{p,h} = 500 \text{ mm}$
    - tloušťka horní pásnice  $t_{p,h} = 30 \text{ mm}$
    - výška stojiny  $h_s = 1340 \text{ mm}$
    - tloušťka stojiny  $t_{p,h} = 22 \text{ mm}$
    - šířka dolní pásnice  $b_{p,h} = 600 \text{ mm}$
    - tloušťka dolní pásnice  $t_{p,h} = 35 \text{ mm}$
    - průřezová plocha  $A = 0,0065 \text{ m}^2$
    - moment setrvačnosti průřezu  $I_y = 0,00209 \text{ m}^4$
    - moment setrvačnosti průřezu  $I_z = 0,0000943 \text{ m}^4$
- **Deska mostovky připadající na 1 nosník**
    - tvar průřezu obdélník
    - výška průřezu  $h = 0,3 \text{ m}$
    - šířka průřezu  $b = 3,6 \text{ m}$
    - průřezová plocha  $A = 1,08 \text{ m}^2$
    - moment setrvačnosti průřezu  $I_y = 0,0081 \text{ m}^4$

- **Sloupy P1, P2, P15**
  - tvar průřezu H
  - výška průřezu  $h = 2,0 \text{ m}$
  - šířka průřezu  $b = 2,0 \text{ m}$
  - průřezová plocha  $A = 3,375 \text{ m}^2$
  - moment setrvačnosti průřezu vzdorující namáhání v podélném směru uložení  $I_y = 1,017 \text{ m}^4$
  - moment setrvačnosti průřezu vzdorující namáhání v příčném směru uložení  $I_z = 1,320 \text{ m}^4$
  
- **Sloupy P3, P5, P12, P14**
  - tvar průřezu H
  - výška průřezu  $h = 2,5 \text{ m}$
  - šířka průřezu  $b = 2,5 \text{ m}$
  - průřezová plocha  $A = 4,75 \text{ m}^2$
  - moment setrvačnosti průřezu vzdorující namáhání v podélném směru uložení  $I_y = 2,036 \text{ m}^4$
  - moment setrvačnosti průřezu vzdorující namáhání v příčném směru uložení  $I_z = 3,130 \text{ m}^4$
  
- **Sloupy P4, P13**
  - tvar průřezu H
  - výška průřezu  $h = 3,5 \text{ m}$
  - šířka průřezu  $b = 3,5 \text{ m}$
  - průřezová plocha  $A = 10,25 \text{ m}^2$
  - moment setrvačnosti průřezu vzdorující namáhání v podélném směru uložení  $I_y = 9,214 \text{ m}^4$
  - moment setrvačnosti průřezu vzdorující namáhání v příčném směru uložení  $I_z = 12,338 \text{ m}^4$
  
- **Sloupy P6, P7, P10, P11, P16, P17**
  - tvar průřezu H
  - výška průřezu  $h = 1,5 \text{ m}$
  - šířka průřezu  $b = 1,5 \text{ m}$
  - průřezová plocha  $A = 1,90 \text{ m}^2$
  - moment setrvačnosti průřezu vzdorující namáhání v podélném směru uložení  $I_y = 0,3026 \text{ m}^4$
  - moment setrvačnosti průřezu vzdorující namáhání v příčném směru uložení  $I_z = 0,4146 \text{ m}^4$

## 5 Zatížení konstrukce a jeho aplikace na statický model

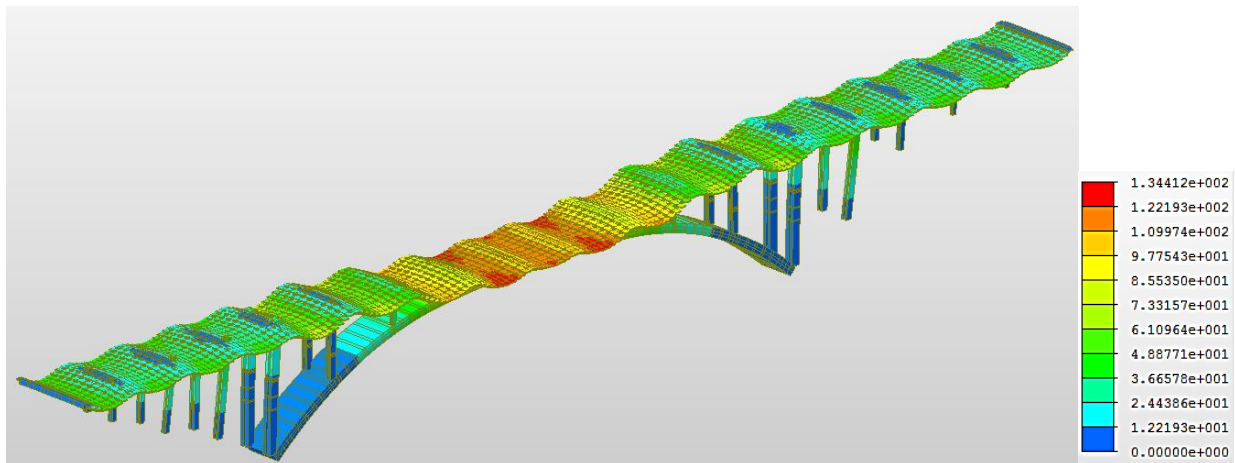
### 5.1 Zatížení stálá

#### 5.1.1 Zatížení vlastní tíhou

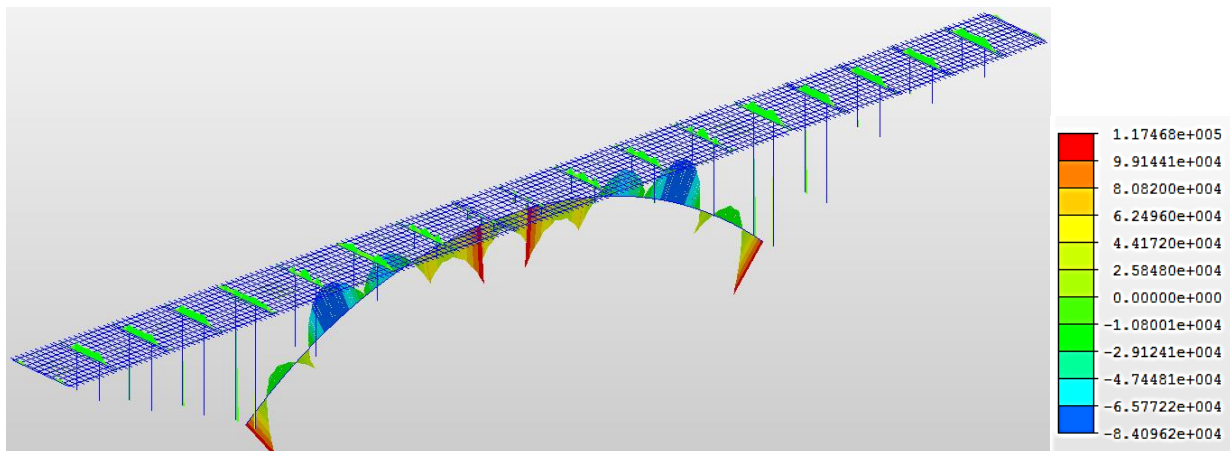
Vzhledem k tomu, že všechny průřezy byly vymodelovány tak, jak byly navrženy, bylo zatížení vlastní tíhou konstrukce generováno přímo v programu pomocí modulu „Self weight“. Výpočet hodnoty zatížení probíhá pomocí vzorce  $g_{k,i} = \rho_{k,i} \cdot A_i$

Program pracuje s následujícími objemovými tíhami materiálů:

- objemová tíha oceli S355 charakteristická  $\rho_{k,st} = 76,980 \text{ kN/m}^3$
- objemová tíha oceli Y1770S7 charakteristická  $\rho_{k,st} = 76,980 \text{ kN/m}^3$
- objemová tíha betonu C45/55 charakteristická  $\rho_{k,c} = 25,000 \text{ kN/m}^3$
- objemová tíha betonu C35/45 charakteristická  $\rho_{k,c} = 25,000 \text{ kN/m}^3$
- objemová tíha betonu C30/37 charakteristická  $\rho_{k,c} = 25,000 \text{ kN/m}^3$



Obr. 10: Deformace mostní konstrukce (v mm) od její vlastní tíhy – výstup z programu



Obr. 11: Průběh ohybových momentů (kNm) vyvolaných vlastní tíhou. Výsledný průběh je ovlivněn postupným vyvážováním oblouku – výstup z programu

## 5.1.2 Ostatní stálá zatížení

Tato zatížení jsou vyvolaná vlastní tíhou mostního vybavení. Jedná se o následující prvky.

### 5.1.2.1 Mostní římsy

**Levá mostní římsa** – modelována jako plošné zatížení na šíři 0,5 m a liniové zatížení aplikované na okraj desky mostovky.

Plošné zatížení:

- výška betonové římsy  $h_f = 0,3 \text{ m}$
- plošné zatížení  $g_{f,l} = h_f \cdot \rho_{k,c} = 0,3 \cdot 25 = 7,50 \text{ kN/m}^2$

Liniové zatížení:

- plocha přečnávající betonové římsy  $A_{f,l} = 0,358 \text{ m}^2$
- plošné zatížení  $g_{f,l} = A_f \cdot \rho_{k,c} = 0,358 \cdot 25 = 8,95 \text{ kN/m}$

**Pravá mostní římsa** – modelována jako plošné zatížení na šíři 2,5 m a liniové zatížení aplikované na okraj desky mostovky.

Plošné zatížení:

- výška betonové římsy  $h_f = 0,3 \text{ m}$
- plošné zatížení  $g_{f,p} = h_f \cdot \rho_{k,c} = 0,3 \cdot 25 = 7,50 \text{ kN/m}^2$

Liniové zatížení:

- plocha přečnávající betonové římsy  $A_{f,p} = 0,358 \text{ m}^2$
- plošné zatížení  $g_{f,p} = A_f \cdot \rho_{k,c} = 0,211 \cdot 25 = 5,37 \text{ kN/m}$

### 5.1.2.2 Zábradelní svodidla a zábradlí

Zábradelní svodidla a zábradlí byla modelována jako liniové zatížení. Hodnota byla odhadnuta velikostí 1,0 kN/m. zatížení byla umístěna v místech předpokládaného umístění těchto zařízení.

- liniové zatížení vyvolané zábradelním svodidlem  $g_{svod} = 1,0 \text{ kN/m}$
- liniové zatížení vyvolané zábradlím  $g_{záb} = 1,0 \text{ kN/m}$

### 5.1.2.3 Asfaltové vozovkové souvrství

Na mostě se předpokládá následující skladba vozovky.

- |                                      |                             |       |
|--------------------------------------|-----------------------------|-------|
| Asfaltový koberec mastixový          | SMA 11+                     | 40 mm |
| Litý asfalt                          | MA11 IV                     | 40 mm |
| Asfaltová natavovací pásková izolace | AIP                         | 5 mm  |
| Pečetící vrstva                      |                             |       |
| • výška asfaltového souvrství        | $h_{asf} = 0,085 \text{ m}$ |       |

- objemová tíha asfaltových vrstev
- plošné zatížení od asfaltového souvrství

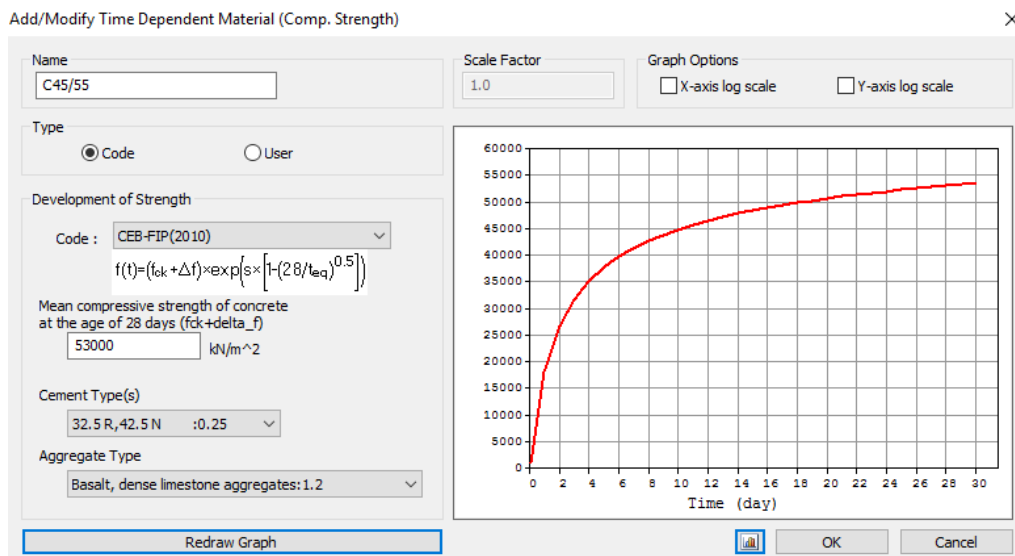
$$\rho_{k,asf} = 25,000 \text{ kN/m}^3$$

$$g_{asf} = h_{asf} \cdot \rho_{k,asf} = 0,085 \cdot 25 = 2,125 \text{ kN/m}^2$$

### 5.1.3 Zatížení nesilovými vlivy

Jedná se o dotvarování a smršťování betonových konstrukcí. Jsou jimi vyvolány dodatečné deformace a tím i dodatečná napětí. Oba tyto vlivy byly zahrnuty do výpočtu. Pro jejich vyčíslení byl použit výpočtový modul v programu Midas Civil 2017. Zde je implementován postup dle model kódu CEB – FIP (2010), pomocí kterého je počítáno dotvarování a smršťování.<sup>1</sup> Na následujících snímcích je přehled všech zadaných hodnot.

Pro dotvarování konstrukce je také důležitá aktuální tlaková pevnost betonového prvku. Ta byla opět vypočtena dle CEB – FIP (2010). Následující snímek zahrnuje všechny podstatné informace zadané do systému.



<sup>1</sup> [http://www.cipremier.com/e107\\_files/downloads/Papers/100/37/100037006.pdf](http://www.cipremier.com/e107_files/downloads/Papers/100/37/100037006.pdf)

## 5.2 Nahodilá zatížení

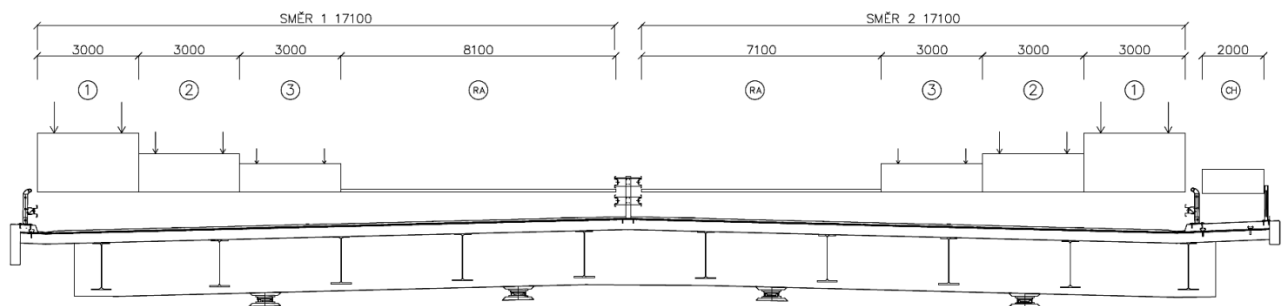
### 5.2.1 Zatížení silniční dopravou

#### 5.2.1.1 Svislá zatížení silniční dopravou

Zatížení bylo navrženo dle ČSN EN 1991-2, čl. 4. Modely zatížení definované v této kapitole se mají použít pro návrh mostů pozemních komunikací se zatěžovací délkou kratší než 200 m. Zatěžovací délka konkrétního mostu je však 495,9 m. Pro mosty s větší zatěžovací délkou se mají použít modely definované v národní příloze. V české národní příloze se žádné upřesňující modely nevyskytují. Pro účely tohoto výpočtu byly použity modely pro kratší zatěžovací délku. Ty svým sestavením vykazují větší účinky, než by bylo nutné na konstrukci aplikovat. Jejich použití je tedy na straně bezpečné.

Ve výpočetním programu Midas Civil je implementován modul umožňující generování pohyblivého zatížení na konstrukci. Tento modul optimalizuje rozmístění jednotlivých zatěžovacích pruhů pro maximální namáhání každého prvku konstrukce. Pro posouzení mostu byly použity modely zatížení 1 a 3.

Oba jízdní pásy se nacházejí na jedné nosné konstrukci, přičemž pásy jsou od sebe odděleny trvalým zařízením a nepředpokládá se jakákoliv změna uspořádání provozu na konstrukci. Z tohoto důvodu byl každý pás rozdělen do zatěžovacích pruhů samostatně. Šířka a rozmístění zatěžovacích pruhů byly zvoleny dle ČSN EN 1991-2, tab.4.1. Jejich nejnepříznivější rozmístění na konstrukci se nachází na následujícím schématu.



Software různě kombinuje uspořádání pruhů na vozovce a počítá maximální hodnoty vnitřních sil pro každý prvek konstrukce. Výsledkem výpočtu je nejnepříznivější obálka vnitřních sil.

Pro výpočet byla použita následující zatížení.

### 5.2.1.1.1. Model zatížení 1

Byly použity hodnoty zatížení dle ČSN EN 1991-2, tab. 4.2.

**Tabulka 4.2 – Model zatížení 1 – charakteristické hodnoty**

Umístění	Dvojnáprava (TS)	Rovnoměrné zatížení (UDL)
	nápravové síly $Q_k$ [kN]	$q_k$ (nebo $q_{rk}$ ) [kN/m <sup>2</sup> ]
Pruh č. 1	300	9
Pruh č. 2	200	2,5
Pruh č. 3	100	2,5
Ostatní pruhy	0	2,5
Zbývající plocha ( $q_{rk}$ )	0	2,5

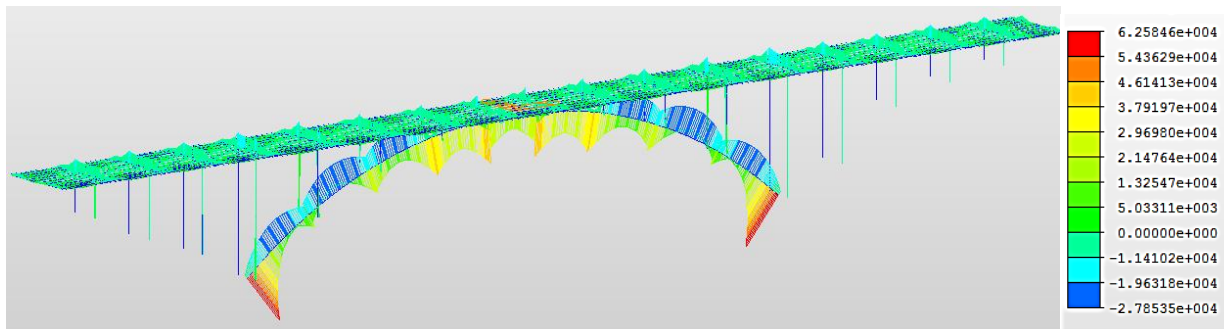
Hodnoty regulačních součinitelů byly určeny dle ČSN EN 1991-2, tab. NA.2.1

**Tabulka NA.2.1 – Hodnoty regulačních součinitelů  $\alpha$  pro ČR**

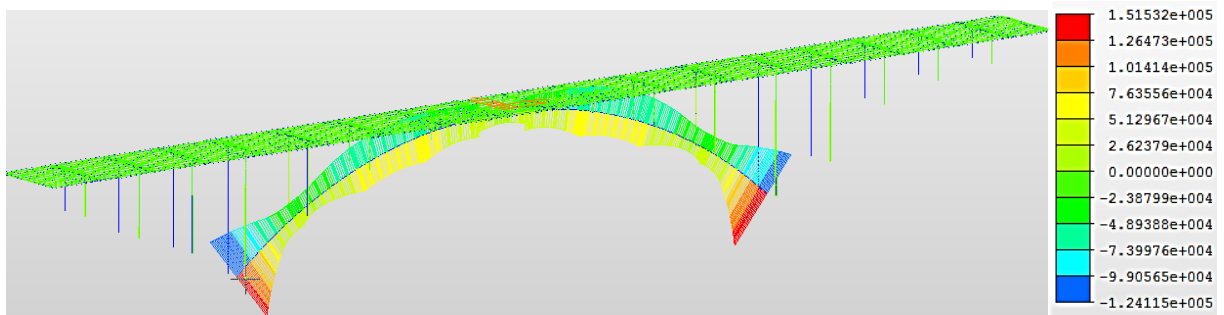
skupina pozemních komunikací	$\alpha_{Q1}$	$\alpha_{Q2}$	$\alpha_{Q3}$	$\alpha_{q1}$	$\alpha_{qi} (i \geq 2)$	$\alpha_{qr}$
1	0,8	0,8	0,8	0,8	1	1
2	0,8	0,5	0,5	0,5	1	1

Komunikace je zařazena do skupiny pozemních komunikací 1 a hodnoty regulačních součinitelů tedy byly uvažovány hodnotou 0,8.

Vzhledem k tomu, že pro kombinace zatížení mají modely pohyblivých zatížení TS a UDL různé kombinační součinitele, byl jejich vliv na konstrukci vypočten odděleně a celkový účinek je spočten až při výpočtu kombinací.



Obr. 12: Obálka ohybových momentů (kNm) od zatížení LM1 - TS – výstup z programu



Obr. 13: Obálka ohybových momentů (kNm) od zatížení LM1 - UDL – výstup z programu

### 5.2.1.1.2. Model zatížení 3

Pro výpočet byly použity modely zvláštních vozidel 900/150 a 1800/200 dle ČSN EN 1991-2, tab. A.1.

Tento model zatížení byl dle ČSN dále kombinován s modelem zatížení LM1. Tato kombinace byla provedena ve výpočetním programu.

### 5.2.1.2 Zatížení brzdnými a rozjezdovými silami

Zatížení bylo navrženo dle ČSN EN 1991-2, čl. 4.4.1. Brzdná síla je uvažována jako vodorovná síla v úrovni povrchu vozovky.

Výpočet hodnoty brzdné a rozjezdové síly byl proveden dle následujících vzorců:

$$Q_{lk} = 0,6 \alpha_{Q1} (2Q_{lk}) + 0,10 \alpha_{q1} q_{lk} w_1 L$$
$$180 \alpha_{Q1} \text{ (kN)} \leq Q_{lk} \leq 900 \text{ (kN)}$$

- hodnota brzdné síly  $Q_{lk} = 0,6 \cdot 0,8 \cdot (2 \cdot 300) + 0,10 \cdot 0,8 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 495,9 = 1359,144 \text{ kN} > 900 \text{ kN}$   
– použita horní mez 900 kN

### 5.2.1.3 Zatížení odstředivými silami

Zatížení bylo navrženo dle ČSN EN 1991-2, čl. 4.4.2.

**Tabulka 4.3 – Charakteristické hodnoty odstředivých sil**

$Q_{tk} = 0,2 Q_v \text{ (kN)}$	je-li $r < 200 \text{ m}$
$Q_{tk} = 40 Q_v / r \text{ (kN)}$	je-li $200 \leq r \leq 1\,500 \text{ m}$
$Q_{tk} = 0$	je-li $r > 1\,500 \text{ m}$

kde  $r$  je poloměr osy vozovky ve vodorovné rovině [m];

$Q_v$  celková maximální tíha svislého soustředného zatížení dvojnápravami modelu zatížení 1,

Vzhledem k tomu, že na hlavní nosné konstrukci je komunikace vedena ve směrové přímé, neuplatní se žádná příčná zatížení od zakřivení komunikace.

Dle ČSN EN 1991-2, čl. 4.4.2(4) se mají uvažovat případné boční síly vznikající při šikmém brždění hodnotou  $Q_{trk}$ , která je rovná 25 % podélné brzdné síly. Tato síla se předpokládá, že působí v kterémkoliv průřezu nosné konstrukce. Je tedy do výpočtu zavedena v nejnepříznivějším průřezu uprostřed rozpětí.

- hodnota odstředivé síly  $Q_{trk} = 0,25 \cdot Q_{lk} = 0,25 \cdot 900 = 225 \text{ kN}$



## 5.2.2 Zatížení teplotními vlivy

### 5.2.2.1 Zatížení rovnoměrnou složkou teploty

Návrh zatížení byl proveden dle ČSN EN 1991-1-5. Konstrukce se pro případ výpočtu účinků změny teploty dělí dle statického systému a použitého materiálu. Proto bude výpočet změny teplot proveden zvlášť pro obloukovou monolitickou konstrukci a zvlášť pro spráženou železobetonovou mostovku.

#### 5.2.2.1.1. Mostovka

- nosná konstrukce ocelobetonová – typ 2

##### Mezní hodnoty teploty vzduchu ve stínu

- umístění mostní konstrukce údolí řeky Vltavy
- maximální teplota vzduchu ve stínu s roční pravděpodobností překročení 0,02 (dle ČSN EN 1991-1-5, čl. 6.1.3.2 + NA1)  $T_{\max} = 40,0 \text{ °C}$
- minimální teplota vzduchu ve stínu s roční pravděpodobností překročení 0,02 (dle ČSN EN 1991-1-5, čl. 6.1.3.2 + NA2)  $T_{\min} = -32,0 \text{ °C}$

##### Mezní hodnoty rovnoměrné složky teploty nosné konstrukce

- maximální teplota nosné konstrukce, rovnoměrná složka, char. hodnota (dle ČSN EN 1991-1-5, NA.2.4)  $T_{e,\max} = T_{\max} + 4,5 = 40,0 + 4,5 = 44,5 \text{ °C}$
- minimální teplota nosné konstrukce, rovnoměrná složka, char. hodnota (dle ČSN EN 1991-1-5, NA.2.4)  $T_{e,\min} = T_{\min} + 4,5 = -32,0 + 4,5 = -27,5 \text{ °C}$
- předpokládaná referenční teplota při zhotovení konstrukce  $T_0 = 10,0 \text{ °C}$

##### Rozsah rovnoměrné složky teploty mostu

- maximální rozsah rovnoměrné složky teploty  $\Delta T_{e,\max} = T_{e,\max} - T_0 = 44,5 - 10,0 = 34,5 \text{ °C}$
- minimální rozsah rovnoměrné složky teploty  $\Delta T_{e,\min} = T_{e,\min} - T_0 = -27,5 - 10,0 = -37,5 \text{ °C}$

#### 5.2.2.1.2. Oblouk

- nosná konstrukce betonový nosník komorový – typ 3

##### Mezní hodnoty teploty vzduchu ve stínu

- umístění mostní konstrukce údolí řeky Vltavy
- maximální teplota vzduchu ve stínu s roční pravděpodobností překročení 0,02 (dle ČSN EN 1991-1-5, čl. 6.1.3.2 + NA1)  $T_{\max} = 40,0 \text{ °C}$
- minimální teplota vzduchu ve stínu s roční pravděpodobností překročení 0,02 (dle ČSN EN 1991-1-5, čl. 6.1.3.2 + NA2)  $T_{\min} = -32,0 \text{ °C}$

##### Mezní hodnoty rovnoměrné složky teploty nosné konstrukce

- maximální teplota nosné konstrukce, rovnoměrná složka, char. hodnota (dle ČSN EN 1991-1-5, NA.2.4)  $T_{e,\max} = T_{\max} + 1,5 = 40,0 + 1,5 = 41,5 \text{ °C}$

- minimální teplota nosné konstrukce, rovnoměrná složka, char. hodnota (dle ČSN EN 1991-1-5, NA.2.4)

$$T_{e,\min} = T_{\min} + 8 = -32,0 + 8 = -24,0 \text{ °C}$$

- předpokládaná referenční teplota při zhotovení konstrukce

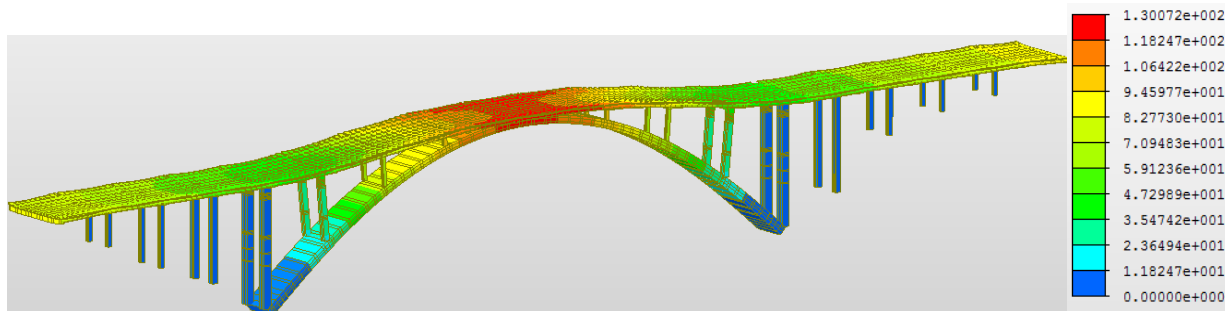
$$T_0 = 10,0 \text{ °C}$$

#### Rozsah rovnoměrné složky teploty mostu

- maximální rozsah rovnoměrné složky teploty
- minimální rozsah rovnoměrné složky teploty

$$\Delta T_{e,\max} = T_{e,\max} - T_0 = 41,5 - 10,0 = 31,5 \text{ °C}$$

$$\Delta T_{e,\min} = T_{e,\min} - T_0 = -24,0 - 10,0 = -34,0 \text{ °C}$$



Obr. 14: Deformace (mm) po ohřátí konstrukce na maximální teplotu – výstup z programu

#### 5.2.2.2 Zatížení nerovnoměrnou složkou teploty

Návrh zatížení byl proveden dle ČSN EN 1991-1-5. Konstrukce se pro případ výpočtu účinků změny teploty opět dělí dle statického systému a použitého materiálu. Proto bude výpočet změn teplot proveden zvlášť pro obloukovou monolitickou konstrukci a zvlášť pro spřaženou spojitou železobetonovou mostovku.

##### 5.2.2.2.1. Mostovka

- nosná konstrukce ocelobetonová – typ 2

Doporučené hodnoty lineárních rozdílových složek teploty pro různé typy nosných konstrukcí dle ČSN EN 1991-1-5, tab. 6.1

- případ, kdy je horní povrch teplejší než dolní  $\Delta T_{M,\text{heat}} = 15 \text{ °C}$
- případ, kdy je dolní povrch teplejší než horní  $\Delta T_{M,\text{cool}} = 18 \text{ °C}$

Hodnoty redukčních součinitelů zohledňujících zakrytí konstrukce dle ČSN EN 1991-1-5, tab. 6.2

- případ, kdy je horní povrch teplejší než dolní, tloušťka mostního svršku 85mm

$$k_{\text{sur}} = 1,0$$

- případ, kdy je dolní povrch teplejší než horní, tloušťka mostního svršku 85mm

$$k_{\text{sur}} = 1,0$$

#### Výpočet rozdílové složky teploty dle ČSN EN 1991-1-5:

Případ oteplení horního povrchu nosné konstrukce:

- rozdílová složka teploty  $\Delta T_{\text{heat}} = \Delta T_{M,\text{heat}} \cdot k_{\text{sur}} = 15,0 \cdot 1,0 = 15,0 \text{ °C}$

Případ ochlazení horního povrchu nosné konstrukce:

- rozdílová složka teploty  $\Delta T_{\text{cool}} = \Delta T_{M,\text{cool}} \cdot k_{\text{sur}} = 18,0 \cdot 1,0 = 18,0 \text{ °C}$

### 5.2.2.2. Oblouk

- nosná konstrukce betonový komorový nosník – typ 3

Doporučené hodnoty lineárních rozdílových složek teploty pro různé typy nosných konstrukcí dle ČSN EN 1991-1-5, tab. 6.1

- případ, kdy je horní povrch teplejší než dolní  $\Delta T_{M,heat} = 10 \text{ }^\circ\text{C}$
- případ, kdy je dolní povrch teplejší než horní  $\Delta T_{M,cool} = 5 \text{ }^\circ\text{C}$

Hodnoty redukčních součinitelů zohledňujících zakrytí konstrukce dle ČSN EN 1991-1-5, tab. 6.2

- případ, kdy je horní povrch teplejší než dolní bez svršku  $k_{sur} = 0,8$
- případ, kdy je dolní povrch teplejší než horní bez svršku  $k_{sur} = 1,1$

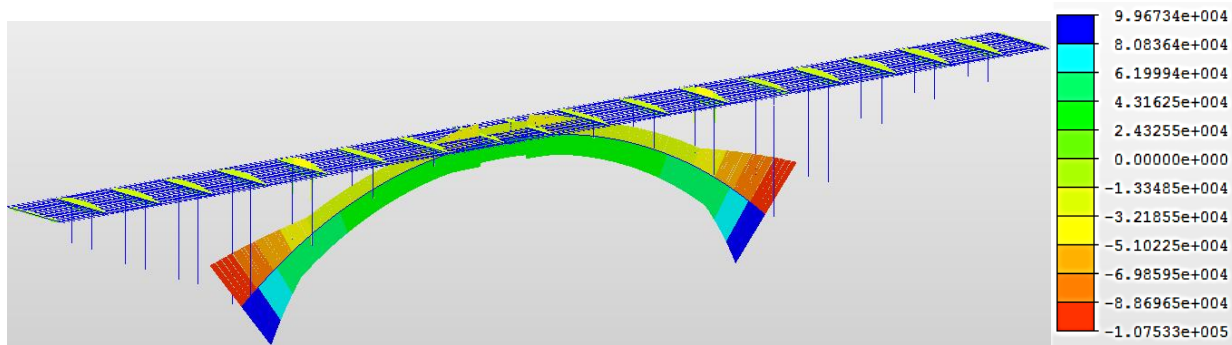
#### Výpočet rozdílové složky teploty dle ČSN EN 1991-1-5:

Případ oteplení horního povrchu nosné konstrukce:

- rozdílová složka teploty  $\Delta T_{heat} = \Delta T_{M,heat} \cdot k_{sur} = 10,0 \cdot 0,8 = 8,0 \text{ }^\circ\text{C}$

Případ ochlazení horního povrchu nosné konstrukce:

- rozdílová složka teploty  $\Delta T_{cool} = \Delta T_{M,cool} \cdot k_{sur} = 5,0 \cdot 1,1 = 5,5 \text{ }^\circ\text{C}$



Obr. 15: Obálka ohybových momentů (kNm) od teplotních vlivů – výstup z programu

### 5.2.3 Zatížení větrem

Zatížení je uvažováno dle ČSN EN 1991-1-4.

#### Základní návrhové parametry dle ČSN EN 1991-1-4, čl.4.2:

- větrová oblast I
- výchozí základní rychlost větru  $v_{b,0} = 22,50 \text{ m/s}$
- součinitel směru větru  $c_{dir} = 1,00$
- součinitel ročního období  $c_{season} = 1,00$
- základní rychlost větru  $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 22,50 = 22,50 \text{ m/s}$

#### Vliv drsnosti terénu dle ČSN EN 1991-1-4, tab.4.1:

- kategorie terénu II – oblast s nízkou vegetací a s izolovanými překážkami
- parametr drsnosti terénu pro danou lokalitu  $z_o = 0,05 \text{ m}$
- výška, nad kterou terén neovlivňuje proudění  $z_{min} = 2,00 \text{ m}$

- parametr drsnosti terénu, srovnávací  $z_{o,II} = 0,05 \text{ m}$
- součinitel terénu  $k_r = 0,19(z_o / z_{o,II})^{0,07} = 0,19(0,05/0,05)^{0,07} = 0,19$

Dále se výpočet liší pro konstrukci mostovky oblouku.

- maximální výška mostovky nad terénem  $z_{h,most} = 66,7 \text{ m}$
- minimální výška mostovky nad terénem  $z_{d,most} = 5,3 \text{ m}$
- maximální výška oblouku nad terénem  $z_{h,obl} = 65,0 \text{ m}$
- minimální výška oblouku nad terénem  $z_{d,obl} = 2,0 \text{ m}$
- součinitel drsnosti  $c_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_o)$ 
  - součinitel drsnosti pro nejvyšší bod mostovky  $c_{r,most}(z_h) = 1,370$
  - součinitel drsnosti pro nejnižší bod mostovky  $c_{r,most}(z_d) = 0,886$
  - součinitel drsnosti pro nejvyšší bod oblouku  $c_{r,obl}(z_h) = 1,360$
  - součinitel drsnosti pro nejnižší bod oblouku  $c_{r,obl}(z_d) = 0,248$

#### Vliv tvaru terénu dle ČSN EN 1991-1-4, čl 4.3.1:

Průměrný sklon návětrných a závětrných svahů ve směru předpokládaného proudění větru je menší než  $3^\circ$  a tento parametr tedy nemá na výpočet vliv.

- součinitel orografie terénu  $c_o = 1,00$

#### Výpočet střední rychlosti větru

- střední rychlost větru  $v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o \cdot v_b$ 
  - střední rychlost větru pro mostovku  $v_{m,most}(z_h) = 30,825 \text{ m/s}$
  - střední rychlost větru pro mostovku  $v_{m,most}(z_d) = 19,935 \text{ m/s}$
  - střední rychlost větru pro oblouk  $v_{m,obl}(z_h) = 30,600 \text{ m/s}$
  - střední rychlost větru pro oblouk  $v_{m,obl}(z_d) = 5,580 \text{ m/s}$

#### Vliv turbulence dle ČSN EN 1991-1-4, čl 4.4:

- součinitel turbulence  $k_l = 1,00$
- turbulentní složka rychlosti větru  $\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_l = 4,275 \text{ m/s}$

- intenzita turbulence pro  $z_{min} < z < z_{max}$   $I_v(z) = k_l / (c_o \cdot \ln(z/z_o))$ 
  - intenzita turbulence pro mostovku  $z_h$   $I_{v,most}(z_h) = 0,139$
  - intenzita turbulence pro mostovku  $z_d$   $I_{v,most}(z_d) = 0,214$
  - intenzita turbulence pro oblouk  $z_h$   $I_{v,obl}(z_h) = 0,139$
  - intenzita turbulence pro oblouk  $z_d$   $I_{v,obl}(z_d) = 0,271$

- měrná hmotnost vzduchu  $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$
- základní dynamický tlak větru  $q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot (v_b(z))^2 = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 22,5^2 = 316,406 \text{ N/m}^2$
- **maximální dynamický tlak**  $q_p(z) = (1 + 7I_v(z)) \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot (v_m(z))^2$ 
  - maximální dynamický tlak, mostovka,  $z_{max}$   $q_{p,most}(z_{max}) = 1171,690 \text{ N/m}^2$
  - maximální dynamický tlak, mostovka,  $z_{min}$   $q_{p,most}(z_{min}) = 620,447 \text{ N/m}^2$
  - maximální dynamický tlak, oblouk,  $z_{max}$   $q_{p,obl}(z_{max}) = 1154,648 \text{ N/m}^2$
  - maximální dynamický tlak, oblouk,  $z_{min}$   $q_{p,obl}(z_{min}) = 56,376 \text{ N/m}^2$

- **součinitel expozice**  $c_e(z) = q_p(z) / q_b$
- součinitel expozice pro mostovku,  $z_h$   $c_{e,most}(z_h) = 3,70$
- součinitel expozice pro mostovku,  $z_d$   $c_{e,most}(z_d) = 1,96$
- součinitel expozice pro oblouk,  $z_h$   $c_{e,obl}(z_h) = 3,65$
- součinitel expozice pro oblouk,  $z_d$   $c_{e,oblouk}(z_d) = 0,18$

### 5.2.3.1 Výpočet zatížení větrem ve směru x (příčný směr)

Pro výpočet se zjednodušeně uvažuje nejnepříznivější varianta, která předpokládá konstantní rozložení tlaku vzduchu na konstrukci o maximální hodnotě, které je dosaženo v nejvyšším místě konstrukce. Výpočet proveden zjednodušenou metodou dle ČSN EN 1991-1-4, čl. 8.3.2

#### *Mostovka*

- celková šíře nosné konstrukce  $B_{tot} = 37,60$  m
- konstrukční výška nosné konstrukce vč. zábradlí  $d_{tot} = 3,10$  m
- poměr šířka / výška trámu  $B/d = 12,13$
- součinitel sil ve směru osy x (dle ČSN EN 1991-1-4, obr. 8.3)  
 $c_{fx,0} = 1,0$
- součinitel zatížení větrem  $C = c_e(z_h) \cdot c_{fx,0} = 3,70 \cdot 1,0 = 3,70$
- **Síla větru na nezatíženou konstrukci**  $F_{w,0,k,most} = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x} = \mathbf{1,170 A_{ref} [kN]}$

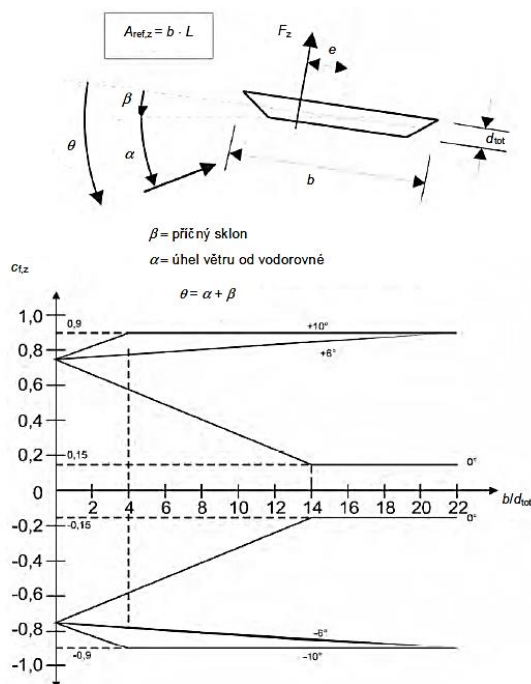
#### *Oblouk*

- celková šíře nosné konstrukce  $B_{tot} = 15,3$  m
- konstrukční výška nosné konstrukce vč. zábradlí  $d_{tot} = 3,5$  m
- poměr šířka / výška trámu  $B/d = 4,37$
- součinitel sil ve směru osy x (dle ČSN EN 1991-1-4, obr. 8.3)  
 $c_{fx,0} = 1,1$
- součinitel zatížení větrem  $C = c_e(z_h) \cdot c_{fx,0} = 3,65 \cdot 1,1 = 4,07$
- **Síla větru na nezatíženou konstrukci**  $F_{w,0,k,most} = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x} = \mathbf{1,270 A_{ref} [kN]}$

### 5.2.3.2 Výpočet zatížení větrem ve směru z (svislý směr)

Výpočet proveden dle ČSN EN 1991-1-4, čl. 8.3.3.

Parametry vstupující do výpočtu jsou graficky vyjádřeny na následujícím schématu.



Obrázek 8.6 – Součinitel síly  $c_{f,z}$  pro mosty s příčným náklonem a při šikmo nabíhajícím větru

- příčný sklon nosné konstrukce  $\beta = 0^\circ$
- odklon větru od vodorovného směru  $\alpha = \pm 5^\circ$
- hodnota součinitele  $c_{f,z}$  odečtená z grafu
  - součinitel pro mostovku  $C_{f,z,most} = \pm 0,9$
  - součinitel pro oblouk  $C_{f,z,obl} = \pm 0,9$
- součinitel zatížení větrem pro mostovku  $C_{most} = c_e(z_h) \cdot C_{f,z,most} = 3,70 \cdot 0,9 = \pm 3,33$
- součinitel zatížení větrem pro oblouk  $C_{obl} = c_e(z_h) \cdot C_{f,z,obl} = 3,65 \cdot 0,9 = \pm 3,285$

Znaménka  $\pm$  znamenají, že svislá složka větru působí jak přitěžujícím, tak odlehčujícím účinkem.

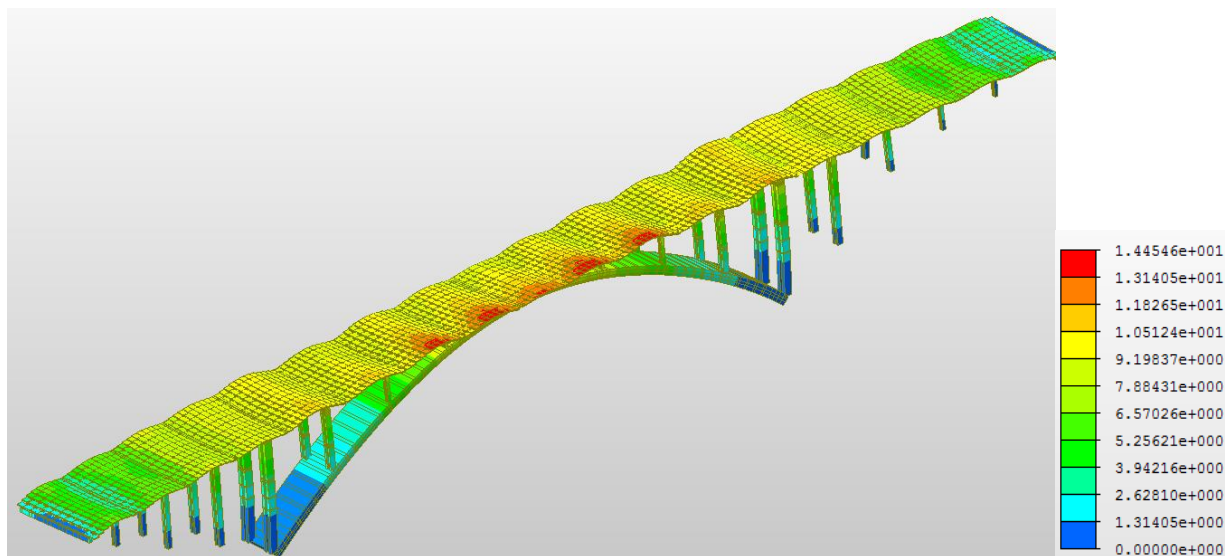
- **Svislá složka větru na mostovku**  $F_{w,0,k,most} = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_{most} \cdot A_{ref,z} = 1,053 A_{ref}$   
[kN]
- **Svislá složka větru na oblouk**  $F_{w,0,k,obl} = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_{most} \cdot A_{ref,z} = 1,038 A_{ref}$  [kN]

Celkem byly vytvořeny 2 zatěžovací stavy způsobené větrem. V obou je kombinováno vodorovné a svislé působení větru.

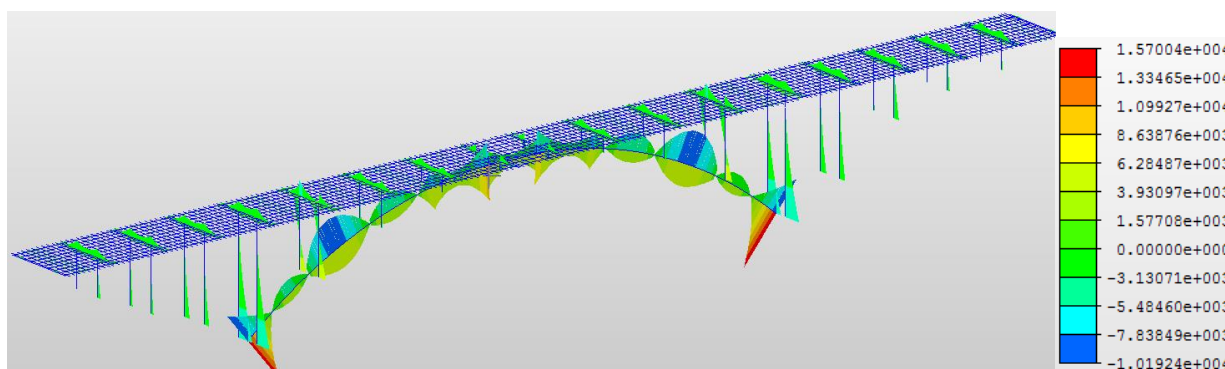
První zatěžovací stav simuluje stav, kdy je konstrukce činkem větru přitížena. Na model je aplikována vodorovná složka zatížení a svislá složka přitěžující.

Druhý zatěžovací stav simuluje stav, kdy je konstrukce odlehčena účinkem větru. Na model je aplikována vodorovná složka zatížení a svislá složka odlehčující.

Zatížení větrem bylo do modelu vloženo jako liniové zatížení na dotyčné prvky. Hodnota liniového zatížení byla vypočtena jako součin  $q_{w,i,k} = F_{w,0,k,i} \cdot h_{ref}$ , kde  $h_{ref}$  značí výšku prvku vystaveného zatížení.



Obr. 16: Deformace (mm) od zatížení modelu příčným větrem s odlehčujícími účinky – výstup z programu



Obr. 17: Obálka ohybových momentů (kNm) od zatížení větrem – výstup z programu

## 5.2.4 Zatížení během výstavby

### 5.2.4.1 Plošné staveništní zatížení

Zatížení bylo navrženo dle ČSN EN 1991-1-6, čl. 4.11.

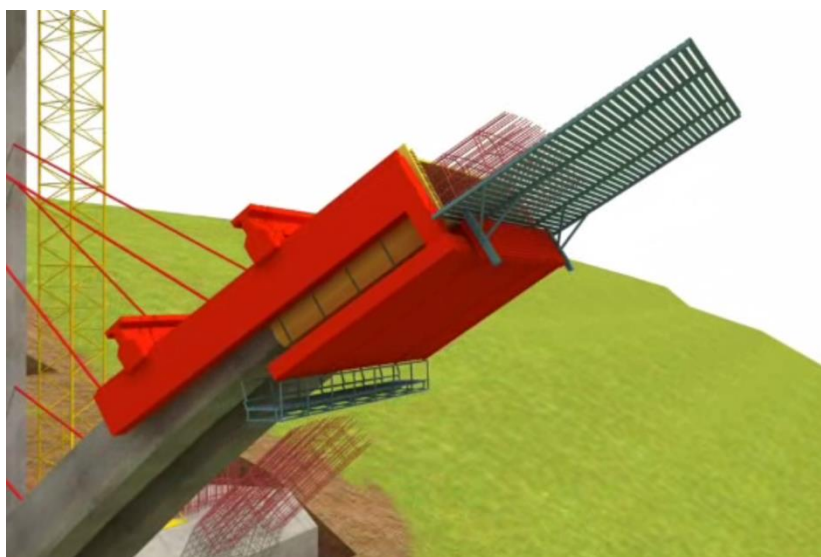
Bylo uvažováno plošné zatížení na mostovce a obloukové konstrukci o hodnotě  $1,0 + 0,5 = 1,5 \text{ kN/m}^2$ . Toto zatížení je aplikováno ve všech stavebních fázích na všech konstrukcích s vodorovnou plochou, které jsou do této doby zhotoveny.

#### 5.2.4.2 Zatížení způsobené letnou betonáží s vyvěšováním

Toto zatížení je vyvoláno tíhou betonážního vozíku umístěného na betonovaném konci oblouku.

Vzhledem k tomu, že v době zpracování statického výpočtu nebyly podrobněji zpracovány podklady pro návrh betonážního vozíku, bylo nutné jeho uspořádání a hmotnost kvalifikovaně odhadnout. K tomu posloužily podklady ze stavby mostu přes Opárenské údolí na dálnici D8. Zde byl obloukový most budován velmi podobnou technologií – letnou betonáží s vyvěšováním. Dimenze oblouku však byly menší. Z toho důvodu byla hmotnost betonážního vozíku příslušně zvětšena. Jako měřítko pro nárůst hmotnosti vozíku byl zvolen poměr kubatur betonu pro jednu lamelu. Tímto převodem byla odhadnuta tíha betonážního vozíku na 50,0 t.

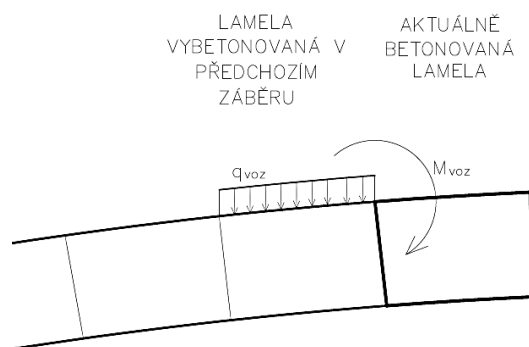
Na následujícím obrázku je zachyceno uspořádání betonážního vozíku z mostu přes Opárenské údolí.



Zatížení od betonážního vozíku působí vždy na předchozí lamelu. Konkrétní zatížení byla vypočtena následovně:

- $q_{\text{voz}} = 100 \text{ kN/m}$
- $M_{\text{voz}} = 800 \text{ kNm}$

Zatížení se posouvá v každé fázi betonáže oblouku směrem k vrcholu oblouku.





## 6 Kombinace zatížení a posouzení konstrukce

### 6.1 Spřažená ocelobetonová mostovka

Konstrukce mostovky byla posouzena jak ve stádiu výstavby, tak také ve své finální podobě. Ve výpočtech je uvažováno s plným spřažením železobetonové desky a ocelového nosníku, kterého bude dosaženo použitím přivařených spřahujících trnů.

#### 6.1.1 Kombinace zatížení

##### 6.1.1.1 Během výstavby

Ve stádiu výstavby je uvažováno zatížení vlastní tíhou a dále staveništní zatížení hodnotou 1,5 kN/m<sup>2</sup>.

V tomto stádiu výstavby byla konstrukce posouzena v mezním stavu použitelnosti. Byly kontrolovány dosažené hodnoty napětí, které nesmějí překročit limitní napětí.

Prvky mostovky jsou během výstavby vystaveny různému namáhání. Z prostých nosníků se mění na spojité. Pro montážní stádía byl posuzován ocelový prvek jako prostý nosník. Byla vypočtena napětí vyvolaná tíhou čerstvého betonu v kombinaci se staveništním zatížením.

Jsou uvažovány následující hodnoty:

- vlastní tíha ocelového nosníku  $g_{nos,char} = A_{nos} \cdot \rho_{k,st} = 0,06537 \cdot 76,98 = 5,032 \text{ kN/m}$
- vlastní tíha betonové desky pro nejvíce zatížený nosník  $g_{des,char} = A_{des} \cdot \rho_{k,c} = 4,1 \cdot 0,3 \cdot 25,00 = 30,75 \text{ kN/m}$
- staveništní zatížení  $q_{stav,char} = b_{nos} \cdot q_{stav,char,t} = 4,1 \cdot 1,5 = 6,15 \text{ kN/m}$

- Charakteristická kombinace zatížení dle ČSN EN 1990:

$$f_{char} = \Sigma g_{k,j} + q_{k,1} + \Sigma q_{k,i} = 5,032 + 30,750 + 6,15 = 41,932 \text{ kN/m}$$

##### 6.1.1.2 Na finální konstrukci

Byly provedeny kombinace zatížení dle ČSN EN 1900 v mezním stavu únosnosti i použitelnosti.

Hodnoty vnitřních sil od jednotlivých zatěžovacích stavů jsou výstupem ze statického programu Midas Civil.

Pro posouzení byl vybrán nejvíce namáhaný nosník. Jedná se o levý krajní nosník (ve směru na Březiněves) v 6. poli mostovky. Nosník je posouzen uprostřed své délky a ve svém uložení nad podporou. Prvek v poli má číselné označení 1276 a prvek nad podporou 1270.

### 6.1.1.2.1. Kombinace v mezním stavu únosnosti

Pro zhotovení všech kombinací byly použity doporučené součinitele dle ČSN EN 1900, tab. A1.2(B)

Tabulka A1.2(B) – Návrhové hodnoty zatížení (STR/GEO) (soubor B)

Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Hlavní proměnné zatížení	Vedlejší proměnná zatížení (*)		Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Hlavní proměnné zatížení (*)	Vedlejší proměnná zatížení (*)	
	nepříznivá	příznivá		nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	ostatní		nepříznivá	příznivá		nejúčinnější	ostatní
(Výraz 6.10)	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,j} \psi_{0,j} Q_{k,j}$	(Výraz 6.10a)	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$		$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,j} \psi_{0,j} Q_{k,j}$
						(Výraz 6.10b)	$\xi \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,j} \psi_{0,j} Q_{k,j}$

(\*) Proměnná zatížení jsou ta, která jsou uvažována v tabulce A1.1.

POZNÁMKA 1 Vyběr mezi 6.10, nebo 6.10a a 6.10b určí národní příloha. V případě 6.10a a 6.10b může navíc národní příloha změnit 6.10a, tak aby zahrnovala pouze zatížení stálá.

POZNÁMKA 2 Hodnoty  $\gamma$  a  $\xi$  mohou být stanoveny v národní příloze. Následující hodnoty  $\gamma$  a  $\xi$  jsou doporučené pro použití ve výrazech 6.10, nebo 6.10a a 6.10b.

$$\gamma_{G,j,sup} = 1,35$$

$$\gamma_{G,j,inf} = 1,00$$

$$\gamma_{Q,1} = 1,50 \text{ pro nepříznivé (0 pro příznivé)}$$

$$\gamma_{Q,j} = 1,50 \text{ pro nepříznivé (0 pro příznivé)}$$

$$\xi = 0,85 \text{ (takže } \xi \gamma_{G,j,sup} = 0,85 \times 1,35 \approx 1,15).$$

Použití součinitelů  $\gamma$  pro záměrně vnesená přetvoření viz také EN 1991 až EN 1999.

POZNÁMKA 3 Charakteristické hodnoty všech stálých zatížení stejného původu se násobí  $\gamma_{G,sup}$ , pokud je výsledný účinek zatížení nepříznivý, a  $\gamma_{G,inf}$ , pokud je výsledný účinek zatížení příznivý. Například všechna zatížení od vlastní tíhy konstrukce lze považovat za zatížení stejného původu; platí to také v případě použití rozdílných materiálů.

POZNÁMKA 4 Pro specifická ověření mohou být hodnoty  $\gamma_G$  a  $\gamma_Q$  rozděleny na  $\gamma_S$  a  $\gamma_R$  a na součinitele modelových nejistot  $\gamma_{SD}$ . Ve většině případů může být použita hodnota  $\gamma_{SD}$  v rozmezí 1,05 až 1,15, a může být upřesněna v národní příloze.

Kombinace pro trvalé a dočasné návrhové situace byly vytvořeny dle ČSN EN 1990, čl 6.4.3.2.

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad (6.10a)$$

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad (6.10b)$$

Jednotlivé výpočty a výsledné kombinační hodnoty pro vybrané prvky mostovky jsou shrnuty v tabulkách s kombinacemi.

V případě, že je ve výpočtu výsledné kombinační hodnoty uvažováno s dominantním působením nějakého proměnlivého zatížení, jsou do výpočtu zahrnuty všechny varianty, které počítající vždy zvlášť s dominancí určitého zatížení (doprava, teplota, vítr). Následně je pro posouzení vybrána ta kombinace, která má na prvek nejnepříznivější účinek.

Výsledné tabulky kombinací jsou součástí příloh této práce – oddíl 1.1.1 – Mostovka.

### 6.1.1.2.1. Kombinace v mezním stavu použitelnosti

Pro zhotovení všech kombinací byly použity doporučené součinitele pro mosty pozemních komunikací dle ČSN EN 1900, tab. A2.1.

**Tabulka A2.1 – Doporučené hodnoty součinitelů  $\psi$  pro mosty pozemních komunikací**

Zatížení	Značka		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Zatížení dopravou (viz EN 1991-2, Tabulka 4.4)	gr1a (LM1+ zatížení chodci nebo cyklisty) <sup>1)</sup>	TS (dvojnápravy)	0,75	0,75	0
		UDL (rovnoměrné zatížení)	0,40	0,40	0
		Zatížení chodci + zatížení cyklisty <sup>2)</sup>	0,40	0,40	0
	gr1b (jednotlivá náprava)		0	0,75	0
	gr2 (vodorovné síly)		0	0	0
	gr3 (zatížení chodci)		0	0,40	0
	gr4 (LM4 (zatížení davem lidí)) gr5 (LM3 (zvláštní vozidla))		0	–	0
Zatížení větrem	$F_{w,k}$				
	– Trvalé návrhové situace		0,6	0,2	0
	– Provádění		0,8	–	0
	$F_w^*$		1,0	–	–
Zatížení teplotou	$T_k$		0,6 <sup>3)</sup>	0,6	0,5
Zatížení sněhem	$Q_{Sn,k}$ (během provádění)		0,8	–	–
Staveništní zatížení	$Q_c$		1,0	–	1,0

<sup>1)</sup> Doporučené hodnoty součinitelů  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  a  $\psi_2$  pro gr1a a gr1b jsou uvedeny pro zatížení silniční dopravou, která odpovídá regulačním součinitelům  $\alpha_{Q_i}$ ,  $\alpha_{Q_j}$ ,  $\alpha_{Q_r}$  a  $\beta_Q$  rovným 1. Ty, které se vztahují k UDL (rovnoměrné zatížení), odpovídají běžným scénářům dopravy, ve kterých se může zřídka vyskytnout kumulace nákladních vozidel. Jiné hodnoty lze předpokládat pro jiné třídy komunikací nebo očekávanou dopravu, které se vztahují k výběru odpovídajících součinitelů  $\alpha$ . Např. hodnota  $\psi_2$  jiná než nula se může předpokládat pouze pro rovnoměrné zatížení (UDL) modelu zatížení 1 (LM1) pro mosty převádějící silnou nepřetržitou dopravu. Viz také EN 1998.

<sup>2)</sup> Kombinační hodnota zatížení od chodců a cyklistů, zmíněná v tabulce 4.4 EN 1991-2, je redukována hodnota. Součinitele  $\psi_0$  a  $\psi_1$  odpovídají této hodnotě.

<sup>3)</sup> Doporučenou hodnotu  $\psi_0$  pro zatížení teplotou lze ve většině případů snížit až na nulu pro mezní stavy únosnosti EQU, STR a GEO. Viz také Eurokódy pro navrhování.

Byly vytvořeny kombinace dle ČSN EN 1990, čl. 6.5.3

Charakteristická kombinace zatížení

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \cdot P \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.14b)$$

Častá kombinace zatížení

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \cdot P \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.15b)$$

Kvazistálá kombinace zatížení

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \cdot P \cdot \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.16b)$$

Jednotlivé výpočty a výsledné kombinační hodnoty jsou opět shrnuty v příložených tabulkách.

Stejně, jako v případě kombinací v MSÚ, je ve výpočtu výsledné kombinační hodnoty uvažováno s dominantním působením jednotlivých proměnlivých zatížení. Následně je vybrána nejneprůzračnější varianta.

Výsledné tabulky kombinací jsou součástí příloh této práce – oddíl 1.1.1 – Mostovka.

## 6.1.2 Posouzení prvků mostovky

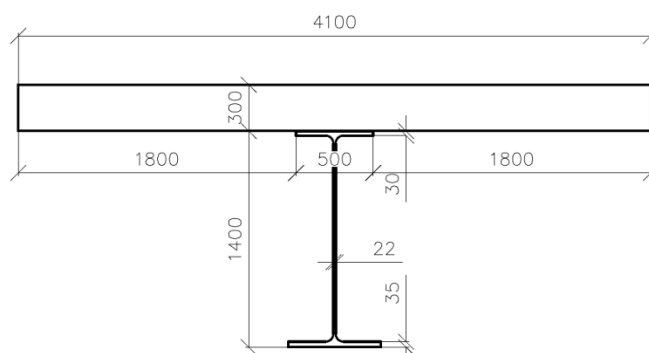
### 6.1.2.1 Mezní stav únosnosti

#### 6.1.2.1.1. Posouzení ohybové únosnosti

Nejprve bude posouzen průřez namáhaný kladným ohybovým momentem. V tomto případě je celá železobetonová deska uvažována jako tlačená. Pro případ namáhání záporným ohybovým momentem je spolupůsobení betonové desky vyloučeno a deska je nahrazena taženou betonářskou výztuží.

#### Výpočet pro průřez namáhaný kladným ohybovým momentem

Průřez spráženého nosníku je idealizován dle následujícího schématu. Ve výpočtu je zanedbán vliv tlačené betonářské výztuže v betonové desce.



#### Výpočet efektivní šířky desky:

$$b_{eff,1} = b_{eff,2} = \frac{L}{8} = \frac{30,5}{8} = 3,812 \text{ m}$$

pro efektivní šířky dále musí platit, že

$$b_{eff,1} \leq a = 1,8 \text{ m} \quad b_{eff,2} \leq b = 1,8 \text{ m}$$

Proto:  $b_{eff,1} = 1,8 \text{ m}$   $b_{eff,2} = 1,8 \text{ m}$

$$b_{eff} = b_{eff,1} + b_{eff,2} + b_1 = 1,8 + 1,8 + 0,5 = 4,100 \text{ m}$$

#### Poloha neutrální osy:

Předpoklad polohy N. O. v betonové desce, z podmínky rovnováhy  $N_c = N_s$  vyjádříme výšku tlačeného betonu:

$$z_{pl} = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,85 \cdot b_{eff} \cdot f_{cd}} = \frac{0,06537 \cdot 355}{0,85 \cdot 4,100 \cdot 23,33} = 285,79 \text{ mm}$$

Protože platí, že  $z_{pl} = 285,79 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} = d$  předpoklad je splněn.

Redukční součinitel  $\beta$  určíme pomocí poměru  $z_{pl}$  a celkové výšky H

$$\frac{z_{pl}}{H} = \frac{285}{1400+300} = 0,148 \leq 0,15 \rightarrow \beta = 1,0$$

#### Momentová únosnost ocelobetonového průřezu

$$M_{Pl,Rd} = \beta \cdot N_s \cdot z$$

$$N_c = N_s = A_s \cdot f_{yd} = 0,06537 \cdot 355 = 23206,35 \text{ kN}$$

$$z = H - \frac{z_{pl}}{2} - c_{z,a} \text{ kde } c_{z,a} \text{ je vzdálenost těžiště ocelového I profilu od jeho spodního okraje}$$

Po dosazení:  $z = 1400 - \frac{285,79}{2} - 639,053 = 618,052 \text{ mm}$

Po dosazení:  $M_{pl,Rd} = 1,0 * 23206,35 * 0,618052 = 14\,342,731 \text{ kNm}$

$M_{pl,Rd} = 14\,342,731 \text{ kNm} > 8\,544,1 \text{ kNm} = M_{Ed} \rightarrow \text{nosník vyhoví}$

### Výpočet pro průřez namáhaný záporným ohybovým momentem

Ve výpočtu je zanedbán vliv taženého betonu, naopak je zohledněn vliv betonářské výztuže v betonové desce.

Předpokládá se vyztužení horního povrchu betonové desky  $\phi 20$  á  $150\text{mm}$  ( $A_{cs} = 8587,01 \text{ mm}^2$ ).

#### Poloha neutrální osy:

Předpoklad polohy N. O. ve stojině ocelového nosníku. Z podmínky rovnováhy  $N_{cs} + N_{s1} = N_{s2}$  vyjádříme polohu neutrální osy vzhledem ke spodnímu okraji horní pásnice:

$$8587,01 \cdot 435 + 500 \cdot 30 \cdot 355 + 22 \cdot H \cdot 355 = (1335 - H) \cdot 22 \cdot 355 + 600 \cdot 35 \cdot 355$$

$$H = 564,724 \text{ mm} < 1335 \text{ mm} - \text{předpoklad umístění N. O. ve stojině je splněn}$$

### Momentová únosnost ocelobetonového průřezu

Výpočet momentu únosnosti složeného z příspěvků jednotlivých částí průřezu:

$$M_{pl,Rd} = N_{cs} \cdot z_{cs} + N_{hp} \cdot z_{zh} + N_{hs} \cdot z_{hs} + N_{ds} \cdot z_{ds} + N_{dp} \cdot z_{dp}$$

$$M_{pl,Rd} = 8587,01 \cdot 435 \cdot (0,25 + 0,03 + 0,56472) + 500 \cdot 30 \cdot 355 \cdot (0,5 \cdot 0,03 + 0,56472) + 22 \cdot 564,72 \cdot 355 \cdot (0,5 \cdot 0,56472) + 770,28 \cdot 22 \cdot 355 \cdot (0,5 \cdot 0,77028) + 600 \cdot 35 \cdot 355 \cdot (0,77028 + 0,5 \cdot 0,035) = 14\,677,528 \text{ kNm} > 12\,668,2 \text{ kNm} = M_{Ed} \rightarrow \text{nosník vyhoví}$$

### 6.1.2.1.2. Posouzení únosnosti ve smyku

#### Předběžné posouzení (bez boulení):

$$V_{pl,Rd} = A_w f_{yd} / \sqrt{3} = 0,022 * 1,335 * 355 / \sqrt{3} = 6019,65 \text{ kN} > 2957,7 \text{ kN} = V_{ED}$$

#### Smyková únosnost s vlivem boulení:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814$$

Vzdálenost výztuh: 3,0 m (doporučeno L/10)

a=3000 mm d=1335 mm

$$\frac{a}{d} = \frac{3000}{1335} = 2,247$$

Součinitel kritického napětí ve smyku pro  $a/d > 1$  a stěnu bez podélných výztuh

$$k_\tau = 5,34 + \frac{4}{(a/d)^2} = 5,34 + \frac{4}{2,247^2} = 6,13$$

Štíhlost stojiny:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{d/t_w}{37,4\varepsilon\sqrt{k_\tau}} = \frac{1335/22}{37,4*0,814*\sqrt{6,13}} = 0,805 \quad \chi_w = 0,83 / \lambda_w = 0,83 / 0,805 = 1,031$$

Únosnost stojiny ve smyku s vlivem boulení (se zanedbáním příspěvku pásnic):

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} dt}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = \frac{1,031 \cdot 355 \cdot 1,335 \cdot 0,022}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 6206,26 \text{ kN}$$

Zároveň musí platit podmínka:

$$V_{bw,Rd} = 6206,26 \text{ kN} \leq \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot d \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = \frac{1,2 \cdot 355 \cdot 1,335 \cdot 0,022}{\sqrt{3} \cdot 1} = 7223,58 \text{ kN}$$

$$V_{bw,Rd} = 6206,26 \text{ kN} > 2957,7 \text{ kN} = V_{Ed} \rightarrow \text{nosník vyhoví na smyk}$$

**Posouzení únosnosti průřezu za společného působení smyku a ohybu:**

Při splnění podmínky:

$$\frac{V_{bw,Rd}}{2} > V_{Ed} = \frac{6206,26}{2} = 3103,13 > 2957,7 = V_{Ed}$$

není dle ČSN EN 1994-2, čl.6.2.2.4 nutné posuzovat interakci posouvající síly a ohybového momentu.

### 6.1.2.1.3. Návrh a posouzení sprážených betonových desek a nosníku

Byly navrženy trny o parametrech:  $d = 24 \text{ mm}$ ,  $h_{sc} = 200 \text{ mm}$ ,  $f_u = 490 \text{ MPa}$

$$P_{Rk} = 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 0,8 \cdot 490 \cdot \frac{\pi \cdot 24^2}{4} = 177,34 \text{ kN}$$

$$P_{Rk} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}$$

Kde

$$\alpha = 1 \text{ pro } \frac{h_{sc}}{d} > 4$$

$$P_{Rk} = 0,29 \cdot 1 \cdot 22^2 \sqrt{40 \cdot 35000} = 197,6 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = 177,34 / 1,25 = 141,87 \text{ kN}$$

Trny se umístí 3 vedle sebe, v podélném směru budou vzdálené 170 mm. (540 ks na celém nosníku)

$$F_c = 0,85 A_c f_{cd} = 0,85 \cdot 4,1 \cdot 0,3 \cdot 23,33 \cdot 10^3 = 24\,391,52 \text{ kN}$$

$$n \cdot P_{Rd} = 180 \cdot 141,87 = 25\,536,6 \text{ kN} > 24\,391,52 \text{ kN}$$

$$f = \frac{F_c}{L/2} = \frac{24391}{15,3} = 1594,18 \text{ N/mm}$$

$$f_{tot} = 1594,18 \text{ N/mm}$$

$$y \cdot f_{tot} = 0,15 \cdot 1594,18 = 239,127 \text{ kN} < 425,61 \text{ kN} = 3 \cdot P_{Rd}$$

→ trny vyhovují

**Navrženo rozmístění 3 trnů v řadě na jeden nosník s podélnou vzdáleností 170 mm.**

## 6.1.2.2 Posouzení v mezním stavu použitelnosti

### 6.1.2.2.1. Stavební fáze

Ve stádiu výstavby bude průřez posouzen na velikosti napětí v kritických bodech. Tento průběh je ovlivněn průběhem výstavby. Ve spráženém průřezu, konkrétně ocelovém nosníku, zůstávají i po zatvrdnutí betonové desky zafixována napětí ze stavební fáze od tíhy čerstvého betonu.

Výše zmíněným napětím je nosník vystaven ve fázi, kdy se dá staticky charakterizovat jako prostý nosník. Největší reziduální napětí se tedy budou koncentrovat do poloviny jeho rozpětí. Na jeho krajích budou v době betonáže nulové. Ve svém finálním stavu působí nosník jako spojitý. Reziduální napětí budou vznikat a zůstávat pouze v jeho polích. Nad podporami budou napětí vyvolána pouze zatíženími aplikovanými na spojitý nosník.

Vzhledem k tomu, že použitý software v dostupné konfiguraci a žádaných kombinací (popsáno výše) neumožňuje simulaci postupného budování spráženého průřezu, byl vliv reziduálních napětí do výpočtu zaveden následujícím způsobem.

Nejprve je posouzen stav, kdy ocelový nosník nese tíhu čerstvého betonu. Zároveň je uvažováno působení staveništního zatížení, které simuluje tíhu bednění, či obsluhy betonáže.

- hodnota ohybového momentu na prostém nosníku

$$M_{nos} = 1/8 \cdot f_{char} \cdot L_{nos}^2 = 1/8 \cdot 41,932 \cdot 30,5^2 = 4875,9 \text{ kNm}$$

- hodnota maximálního dosaženého napětí v horních vláknech nosníku

$$\sigma_{nos,char,h} = \frac{N}{A} - \frac{M_{nos} \cdot h_{nos}}{2 \cdot I_{nos}} = 0 - \frac{4875,9 \cdot 1,4}{2 \cdot 0,02094} = -162,99 \text{ MPa} > f_{y,k} = -355 \text{ MPa} - \text{vyhovuje}$$

hodnota maximálního dosaženého napětí v dolních vláknech nosníku

$$\sigma_{nos,char,d} = \frac{N}{A} + \frac{M_{nos} \cdot h_{nos}}{2 \cdot I_{nos}} = 0 + \frac{4875,9 \cdot 1,4}{2 \cdot 0,02094} = 162,99 \text{ MPa} < f_{y,k} = 355 \text{ MPa} - \text{vyhovuje}$$

Nosník pro stavební fáze vyhovuje. Vypočtená napětí budou použita pro další výpočty.

### 6.1.2.2.2. Provozní stádium

Veškeré použité hodnoty – průřezové a materiálové charakteristiky jsou získány z výpočetního programu. Jsou spolu s výpočty zahrnuty v následujících tabulkách.

Pro výpočet jsou použity kombinační hodnoty zatížení, které byly vyčísleny výše. Do zatěžovacího stavu „vlastní tíha“ je zahrnut také vliv dotvarování a smršťování, kdy se postupně mění průběh vnitřních sil z uspořádání prostých nosníků na spojitý nosníky. Při tomto postupu je vliv vlastní tíhy zahrnut do výpočtu 2x. Výpočet je tedy na straně bezpečné.

Výpočet byl proveden na základě teorie pružnosti, který počítá s lineárním průběhem přetvoření po průřezu. Na základě této teorie byl proveden výpočet napětí v tabulce.

#### Posouzení napětí na průřezu uprostřed pole

Výpočet napětí v poli nosníku počítá s plným působením betonové desky – v desce nevzniká tah. Vliv betonářské výztuže je zanedbán.

Limitní hodnoty napětí pro posouzení v mezním stavu použitelnosti jsou následující:

- napětí v oceli – pro všechny kombinace  $\sigma_{s,lim} = \pm 355,0 \text{ MPa}$
- napětí v tlačeném betonu (vyznačeno šedě) – charakteristická kombinace  
 $\sigma_{c,lim} = 0,6 \cdot f_{ck} = 21,0 \text{ MPa}$
- napětí v tlačeném betonu (vyznačeno šedě) – častá kombinace  
 $\sigma_{c,lim} = 0,6 \cdot f_{ck} = 21,0 \text{ MPa}$
- napětí v tlačeném betonu (vyznačeno šedě) – kvazistálá kombinace  
 $\sigma_{c,lim} = 0,45 \cdot f_{ck} = 15,75 \text{ MPa}$
- napětí v tažené betonářské výztuži (vyznačeno žlutě) – pro všechny kombinace  
 $\sigma_{cs,lim} = 435,0 \text{ MPa}$



**Napětí po spráženém průřezu v MSP - v poli**

Průřez <b>1276 - v poli</b>	Průřezové charakteristiky						Napětí od stavební fáze	
	$A_i$	$I_{y,eff}$	$n$	$C_{h,d}$	$C_{h,n}$	$C_d$	$\sigma_{h,d}$	$\sigma_{h,n}$
	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[-]	[m]	[m]	[m]	0,000	-162,990
	0,265	0,063	6,163	-0,375	-0,075	1,325	$\sigma_{h,d}$	162,990
Charakteristická kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení						$\sigma_d$	162,990
	$M_{max}$	$N$		$M_{min}$	$N$			
	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kN]			
	6558,8	173,1		797,5	-530,1			
	Vypočtené hodnoty napětí bez započtení napětí od výstavby							
	$\sigma_{h,d}$	$\sigma_{h,n}$	$\sigma_d$	$\sigma_{h,d}$	$\sigma_{h,n}$	$\sigma_d$		
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]		
	-6,195	-7,091	137,965	-1,091	-2,942	14,695		
	Vypočtené hodnoty napětí včetně vlivu napětí od výstavby							
	$\sigma_{h,d}$	$\sigma_{h,n}$	$\sigma_d$	$\sigma_{h,d}$	$\sigma_{h,n}$	$\sigma_d$		
<b>-6,195</b>	<b>-170,081</b>	<b>300,955</b>	<b>-1,091</b>	<b>-165,932</b>	<b>177,685</b>			
Častá kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení							
	$M_{max}$	$N$		$M_{min}$	$N$			
	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kN]			
	3799,8	-23,8		1296,4	-450,6			
	Vypočtené hodnoty napětí bez započtení napětí od výstavby							
	$\sigma_{h,d}$	$\sigma_{h,n}$	$\sigma_d$	$\sigma_{h,d}$	$\sigma_{h,n}$	$\sigma_d$		
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]		
	-3,665	-4,576	79,461	-1,521	-3,231	25,440		
	Vypočtené hodnoty napětí včetně vlivu napětí od výstavby							
	$\sigma_{h,d}$	$\sigma_{h,n}$	$\sigma_d$	$\sigma_{h,d}$	$\sigma_{h,n}$	$\sigma_d$		
<b>-3,665</b>	<b>-167,566</b>	<b>242,451</b>	<b>-1,521</b>	<b>-166,221</b>	<b>188,430</b>			
Kvazistálá kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení							
	$M_{max}$	$N$		$M_{min}$	$N$			
	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kN]			
	1844,2	-91,2		1645,3	-271,5			
	Vypočtené hodnoty napětí bez započtení napětí od výstavby							
	$\sigma_{h,d}$	$\sigma_{h,n}$	$\sigma_d$	$\sigma_{h,d}$	$\sigma_{h,n}$	$\sigma_d$		
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]		
	-1,827	-2,522	38,265	-1,747	-2,967	33,422		
	Vypočtené hodnoty napětí včetně vlivu napětí od výstavby							
	$\sigma_{h,d}$	$\sigma_{h,n}$	$\sigma_d$	$\sigma_{h,d}$	$\sigma_{h,n}$	$\sigma_d$		
<b>-1,827</b>	<b>-165,512</b>	<b>201,255</b>	<b>-1,747</b>	<b>-165,957</b>	<b>196,412</b>			

Vypočtené hodnoty výsledných napětí ukazují, že nosník v MSP vyhovuje.

## Posouzení napětí na průřezu nad podporou

Výpočet napětí v oblasti nad podporou nosníku počítá s tím, že betonová deska je v tomto průřezu převážně tažená, její vliv je tedy zanedbán. Naopak je vzat v úvahu vliv betonářské výztuže při horním povrchu betonové desky. Její počet byl navržen v MSÚ a je uvažován i pro potřeby tohoto výpočtu – předpokládá se vyztužení  $\phi 20$  po 150 mm. Těmto předpokladům jsou přizpůsobeny všechny průřezové charakteristiky průřezu.

Napětí po spřaženém průřezu v MSP - nad podporou									
Průřez 1270 - nad podporou	Průřezové charakteristiky						Napětí od stavební fáze		
	$A_i$	$I_{y,eff}$	$n$	$c_{výz}$	$c_{h,n}$	$c_d$	$\sigma_{výz}$	0,000	
	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[-]	[m]	[m]	[m]	$\sigma_{h,n}$	0,000	
	0,074	0,029	1,000	-0,894	-0,594	0,756	$\sigma_d$	0,000	
Charakteristická kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení								
	$M_{max}$	<b>N</b>		$M_{min}$	<b>N</b>				
	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kN]				
	-2950,4	1750,7		-9918,7	-192,2				
	Vypočtené hodnoty napětí bez započtení napětí od výstavby								
	$\sigma_{výz}$	$\sigma_{h,n}$	$\sigma_d$	$\sigma_{výz}$	$\sigma_{h,n}$	$\sigma_d$			
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]			
	115,543	84,699	-54,099	306,250	202,559	-264,047			
	Vypočtené hodnoty napětí včetně vlivu napětí od výstavby								
	$\sigma_{výz}$	$\sigma_{h,n}$	$\sigma_d$	$\sigma_{výz}$	$\sigma_{h,n}$	$\sigma_d$			
<b>115,543</b>	<b>84,699</b>	<b>-54,099</b>	<b>306,250</b>	<b>202,559</b>	<b>-264,047</b>				
Částečná kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení								
	$M_{max}$	<b>N</b>		$M_{min}$	<b>N</b>				
	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kN]				
	-3521,0	1116,0		-6336,9	-72,7				
	Vypočtené hodnoty napětí bez započtení napětí od výstavby								
	$\sigma_{výz}$	$\sigma_{h,n}$	$\sigma_d$	$\sigma_{výz}$	$\sigma_{h,n}$	$\sigma_d$			
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]			
	124,727	87,919	-77,720	196,337	130,090	-168,019			
	Vypočtené hodnoty napětí včetně vlivu napětí od výstavby								
	$\sigma_{výz}$	$\sigma_{h,n}$	$\sigma_d$	$\sigma_{výz}$	$\sigma_{h,n}$	$\sigma_d$			
<b>124,727</b>	<b>87,919</b>	<b>-77,720</b>	<b>196,337</b>	<b>130,090</b>	<b>-168,019</b>				
Kvazistálá kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení								
	$M_{max}$	<b>N</b>		$M_{min}$	<b>N</b>				
	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kN]				
	-3889,9	846,3		-4158,3	72,6				
	Vypočtené hodnoty napětí bez započtení napětí od výstavby								
	$\sigma_{výz}$	$\sigma_{h,n}$	$\sigma_d$	$\sigma_{výz}$	$\sigma_{h,n}$	$\sigma_d$			
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]			
	132,567	91,902	-91,091	130,462	86,991	-108,627			
	Vypočtené hodnoty napětí včetně vlivu napětí od výstavby								
	$\sigma_{výz}$	$\sigma_{h,n}$	$\sigma_d$	$\sigma_{výz}$	$\sigma_{h,n}$	$\sigma_d$			
<b>132,567</b>	<b>91,902</b>	<b>-91,091</b>	<b>130,462</b>	<b>86,991</b>	<b>-108,627</b>				

V případě betonové desky, která je namáhána tahovým napětím je nutné zajistit, aby šířky trhlin v betonu nepřekračovaly hodnotu  $w_{max} = 0,3$  mm. Tato hodnota je pro tento typ prvku a vliv prostředí uvedena v ČSN EN 1992-1-1, tab.7.1N.

Omezení šířky trhliny lze docílit použitím předepsaných maximálních profilů výztuže a maximální vzdálenosti prutů dle tabulek v ČSN 1992-1-1, tab. 7.2N a 7.3N.

Pro tento případ železobetonové nepředpjaté desky je rozhodující kvazistálá kombinace zatížení, při které dosahuje napětí v betonářské výztuži maximální hodnoty 135 MPa. Pro toto napětí je předepsáno vyztužení profily o maximálním průměru 32 mm a vzdálenosti prutů 300 mm. Z tohoto pohledu je navržen vyztužení  $\phi 20$  po 150 mm dostačující.

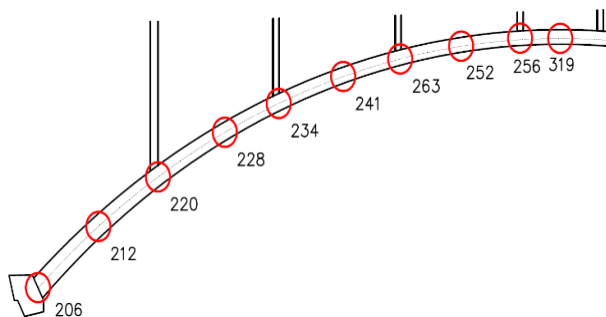
**Spřažená ocelobetonová mostovka z pohledu MSP vyhovuje.**

## 6.2 Oblouková konstrukce

Oblouková konstrukce bude betonována technologií letmé betonáže. Tento fakt má zásadní vliv na průběh vnitřních sil po konstrukci jak ve fázích výstavby, tak také po jejím dokončení.

**Pro posouzení byly vybrány průřezy obloukové konstrukce, ve kterých se vyskytují extrémní vnitřní síly.**

- 206 – průřez vetknutí oblouku do podloží
- 212 – průřez uprostřed 1. pole oblouku mezi stojkami
- 220 – průřez pod 1. stojkou oblouku
- 228 – průřez uprostřed 2. pole oblouku mezi stojkami
- 234 – průřez pod 2. stojkou oblouku
- 241 – průřez uprostřed 3. pole oblouku mezi stojkami
- 263 – průřez pod 3. stojkou oblouku
- 252 – průřez uprostřed 4. pole oblouku mezi stojkami
- 256 – průřez pod rámovou (4.) stojkou oblouku
- 319 – průřez ve vrcholu oblouku



### 6.2.1 Kombinace zatížení

Stejně, jako v případě posouzení mostovky, byly provedeny kombinace zatížení dle ČSN EN 1900 v mezním stavu únosnosti i použitelnosti. Byly použity stejné hodnoty součinitelů.

Hodnoty vnitřních sil od jednotlivých zatěžovacích stavů jsou výstupem ze statického programu Midas Civil.

Pro posouzení konstrukce byly vybrány extrémní hodnoty vnitřních sil, které se v daném průřezu vyskytují. V reálném provozu se jejich současný výskyt nedá předpokládat. Tímto tedy vzniká rezerva únosnosti a posouzení průřezu je na straně bezpečné.

#### 6.2.1.1 Mezní stav únosnosti

Výsledné tabulky kombinací jsou součástí příloh této práce – oddíl 1.1.2 – Oblouk.

#### 6.2.1.2 Mezní stav použitelnosti

Výsledné tabulky kombinací jsou součástí příloh této práce – oddíl 1.1.2 – Oblouk.

### 6.2.2 Vyvěšování obloukové konstrukce

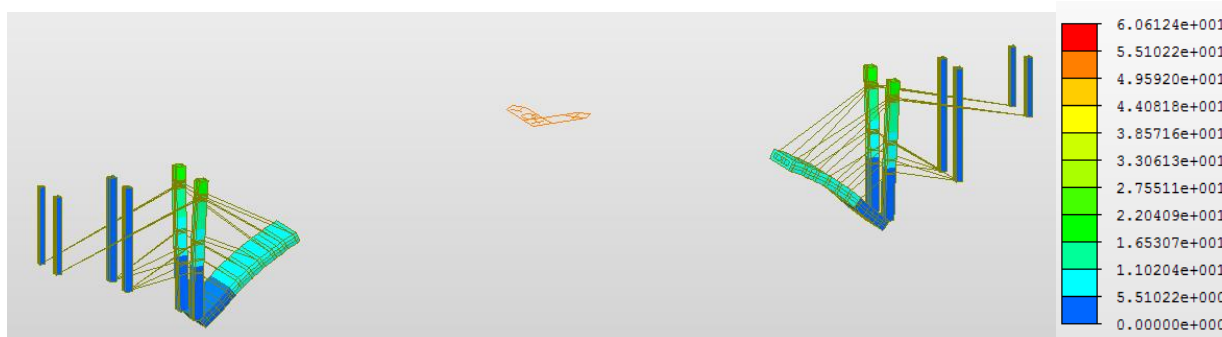
Byl proveden návrh postupu letmé betonáže postupným vyvěšováním betonovaných lamel. Vyvěšování bude prováděno pomocí předpínacích lan. Ta budou vyvěšována přes stávající pilíře, či provizorní pylony zhotovené pro tento účel. Aby bylo vyrovnáno namáhání konstrukcí, na které budou lana ukotvena, budou provedeny též

zpětné závěsy. Ty budou kotvené do základových bloků pilířů. Základové bloky budou zajištěny zemními kotvami. Schéma vyvážování včetně popsání jednotlivých fází výstavby se nachází v příloze.

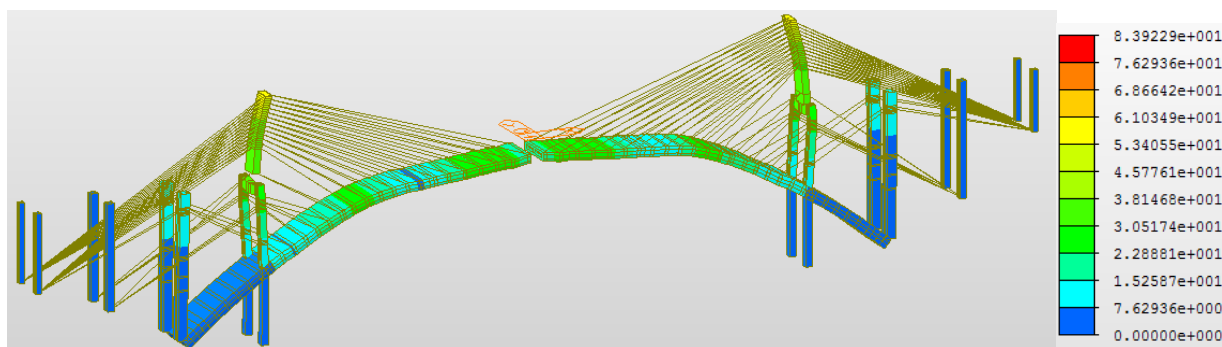
Každá betonovaná lamela je vyvážena pomocí dvojice předpínacích lan. V lamelě bude předpínací výztuž kotvená pomocí deskových kotev.

Při návrhu vyvážování bylo počítáno se zatížením obloukové konstrukce vlastní tíhou, staveništním zatížením představujícím bednění a stavební pomůcky a tíhou betonážního vozíku. V každé fázi výstavby byl vozík posunut do potřebné polohy. Ve výpočtu je zahrnut vliv dotvarování a smršťování různě starých lamel konstrukce. Pro každou lamelu se počítá, že její zhotovení bude trvat 14 dní a napětí do betonu bude vneseno ve stáří 7 dnů.

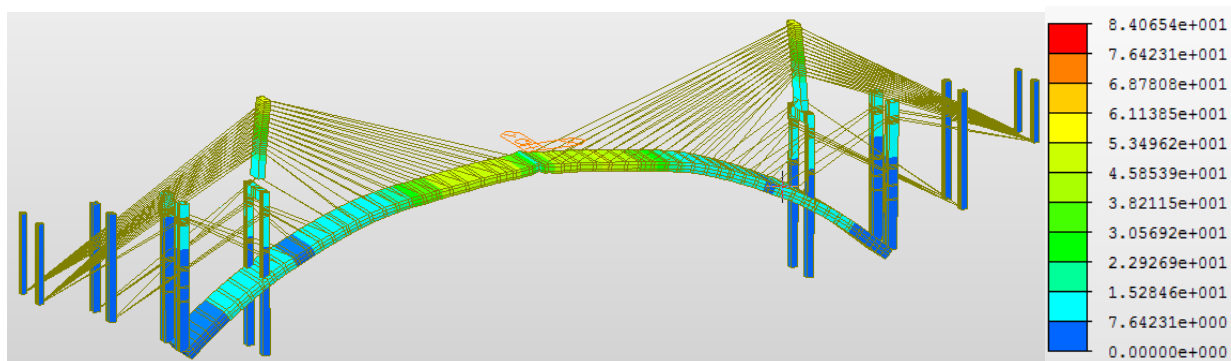
Vnesené předpínací síly jsou navrženy tak, aby konstrukce sledovala projektovanou polohu s odchylkou maximálně  $\pm 80$  mm směrem nahoru a dolů. Ve výpočtech není zahrnut vliv oteplení či ochlazení konstrukce, který bude mít na reálnou polohu vahadel konstrukce velmi zásadní význam. Vývoj teploty se ovšem nedá předpovědět. Reálné předpínací síly tedy bude nutné upravit s přihlédnutím k teplotním výkyvům konstrukce a okolního prostředí.



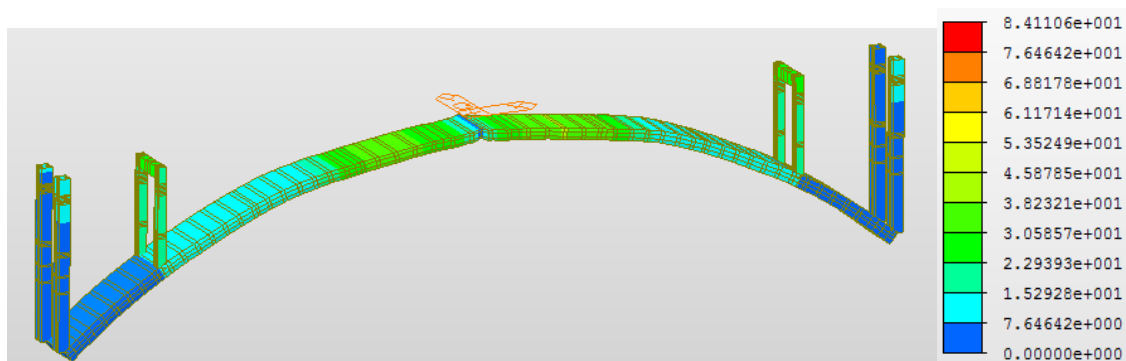
Obr. 18: Deformace (mm) při vyvážování oblouku – fáze 14 – výstup z programu



Obr. 19: Deformace (mm) při vyvážování oblouku – fáze 34 – výstup z programu



Obr. 20: Deformace (mm) při vyvšování oblouku – fáze 35 -po dobetonování uzavírací lamely, před odstraněním provizorních konstrukcí – výstup z programu



Obr. 21: Deformace (mm) při výstavbě oblouku – fáze 36 -po deaktivaci závěsů a odstranění provizorních konstrukcí – výstup z programu

V následujících tabulkách je shrnuto, jaká předpínací lana a síly budou pro vyvšování použita. Předpokládá se použití standartních předpínacích lan Y1770S7 o průměru drátu 15,7 mm. Lana jsou napínána pouze na část své tahové pevnosti (do 30%) tak, aby plnila funkci závěsů. Označení ZV značí „ZÁVĚS VPŘED“ a ZZ značí „ZPĚTNÝ ZÁVĚS“.

Část obloukové konstrukce směr Suchdol								
Fáze výstavby	Označení lamely	Pozice závěsu	Číslo závěsu	Počet závěsů	Počet lan v 1 závěsu	Profil lan závěsu	Kotevní síla při aktivaci (na 1 závěs)	Napětí vnesené do předpínacího lana
[-]	[-]	[-]	[-]	[ks]	[ks]	[mm]	[MN]	[MPa]
8	1S	ZZ	101	2	55	15,7 S	1,969	238,68
8	1S	ZV	102	2	55	15,7 S	2,645	320,58
9	2S	ZZ	103	2	65	15,7 S	2,738	280,80
9	2S	ZV	104	2	65	15,7 S	3,422	351,00
10	3S	ZZ	105	2	55	15,7 S	2,394	290,16
10	3S	ZV	106	2	55	15,7 S	2,664	322,92
11	4S	ZZ	107	2	55	15,7 S	2,587	313,56
11	4S	ZV	108	2	65	15,7 S	3,057	313,56
12	5S	ZZ	109	2	55	15,7 S	1,795	217,62
12	5S	ZV	110	2	55	15,7 S	2,510	304,20
13	6S	ZZ	111	2	55	15,7 S	2,066	250,38
13	6S	ZV	112	2	55	15,7 S	2,606	315,90
14	7S	ZZ	113	2	55	15,7 S	2,898	297,18
14	7S	ZV	114	2	65	15,7 S	3,171	325,26
15	8S	ZZ	115	2	45	15,7 S	2,037	301,86
15	8S	ZV	116	2	65	15,7 S	3,012	308,88
18	9S	ZZ	117	2	55	15,7 S	2,510	304,20
18	9S	ZV	118	2	55	15,7 S	1,931	234,00
19	10S	ZZ	119	2	60	15,7 S	2,464	273,78
19	10S	ZV	120	2	55	15,7 S	2,452	297,18
20	11S	ZZ	121	2	45	15,7 S	2,100	311,22
20	11S	ZV	122	2	65	15,7 S	2,548	308,88
21	12S	ZZ	123	2	60	15,7 S	2,464	273,78
21	12S	ZV	124	2	55	15,7 S	2,452	297,18
22	13S	ZZ	125	2	65	15,7 S	2,008	205,92
22	13S	ZV	126	2	65	15,7 S	2,418	248,04
23	14S	ZZ	127	2	75	15,7 S	2,632	234,00
23	14S	ZV	128	2	65	15,7 S	2,555	262,08
24	15S	ZZ	129	2	65	15,7 S	2,669	273,78
24	15S	ZV	130	2	75	15,7 S	3,264	290,16
25	16S	ZZ	131	2	65	15,7 S	2,852	292,50
25	16S	ZV	132	2	65	15,7 S	2,943	301,86
26	17S	ZZ	133	2	65	15,7 S	3,080	315,90
26	17S	ZV	134	2	65	15,7 S	3,080	315,90
27	18S	ZZ	135	2	75	15,7 S	3,159	280,80
27	18S	ZV	136	2	75	15,7 S	3,106	276,12
28	19S	ZZ	137	2	65	15,7 S	2,989	306,54
28	19S	ZV	138	2	75	15,7 S	3,290	292,50
29	20S	ZZ	139	2	65	15,7 S	3,103	318,24
29	20S	ZV	140	2	75	15,7 S	3,343	297,18
30	21S	ZZ	141	2	85	15,7 S	4,266	334,62
30	21S	ZV	142	2	75	15,7 S	3,448	306,54
31	22S	ZZ	143	2	85	15,7 S	4,415	346,32
31	22S	ZV	144	2	85	15,7 S	3,997	313,56
32	23S	ZZ	145	2	95	15,7 S	5,135	360,36
32	23S	ZV	146	2	85	15,7 S	4,087	320,58
33	24S	ZZ	147	2	95	15,7 S	5,102	358,02
33	24S	ZV	148	2	85	15,7 S	4,042	317,07
34	25S	ZZ	149	2	95	15,7 S	5,335	374,40
34	25S	ZV	150	2	85	15,7 S	4,176	327,60

### Část obloukové konstrukce směr Březiněves

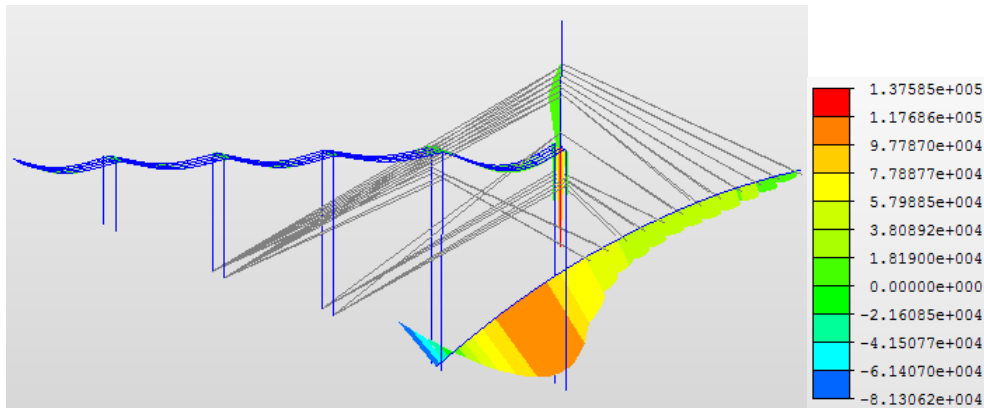
Fáze	Označení	Pozice	Číslo	Počet	Počet lan v	Profil lan	Kotevní síla	Napětí vnesené
[-]	[-]	[-]	[-]	[ks]	[ks]	[mm]	[MN]	[MPa]
8	1B	ZZ	201	2	55	15,7 S	1,988	241,02
8	1B	ZV	202	2	55	15,7 S	2,645	320,58
9	2B	ZZ	203	2	65	15,7 S	2,738	280,80
9	2B	ZV	204	2	65	15,7 S	3,422	351,00
10	3B	ZZ	205	2	55	15,7 S	2,452	297,18
10	3B	ZV	206	2	55	15,7 S	2,664	322,92
11	4B	ZZ	207	2	65	15,7 S	3,034	311,22
11	4B	ZV	208	2	65	15,7 S	3,057	313,56
12	5B	ZZ	209	2	55	15,7 S	1,815	219,96
12	5B	ZV	210	2	55	15,7 S	2,510	304,20
13	6B	ZZ	211	2	55	15,7 S	2,104	255,06
13	6B	ZV	212	2	55	15,7 S	2,606	315,90
14	7B	ZZ	213	2	55	15,7 S	2,943	301,86
14	7B	ZV	214	2	65	15,7 S	3,171	325,26
15	8B	ZZ	215	2	45	15,7 S	2,053	304,20
15	8B	ZV	216	2	65	15,7 S	3,012	308,88
18	9B	ZZ	217	2	65	15,7 S	1,985	203,58
18	9B	ZV	218	2	55	15,7 S	2,510	304,20
19	10B	ZZ	219	2	60	15,7 S	2,506	278,46
19	10B	ZV	220	2	55	15,7 S	2,452	297,18
20	11B	ZZ	221	2	45	15,7 S	2,132	315,90
20	11B	ZV	222	2	65	15,7 S	2,548	308,88
21	12B	ZZ	223	2	55	15,7 S	2,625	318,24
21	12B	ZV	224	2	55	15,7 S	2,452	297,18
22	13B	ZZ	225	2	65	15,7 S	1,917	196,56
22	13B	ZV	226	2	65	15,7 S	2,418	248,04
23	14B	ZZ	227	2	75	15,7 S	2,527	224,64
23	14B	ZV	228	2	65	15,7 S	2,555	262,08
24	15B	ZZ	229	2	65	15,7 S	2,555	262,08
24	15B	ZV	230	2	75	15,7 S	3,264	290,16
25	16B	ZZ	231	2	65	15,7 S	2,738	280,80
25	16B	ZV	232	2	65	15,7 S	2,943	301,86
26	17B	ZZ	233	2	65	15,7 S	2,966	304,20
26	17B	ZV	234	2	65	15,7 S	3,080	315,90
27	18B	ZZ	235	2	75	15,7 S	3,027	269,10
27	18B	ZV	236	2	75	15,7 S	3,106	276,12
28	19B	ZZ	237	2	65	15,7 S	2,852	292,50
28	19B	ZV	238	2	75	15,7 S	3,290	292,50
29	20B	ZZ	239	2	65	15,7 S	2,966	304,20
29	20B	ZV	240	2	75	15,7 S	3,343	297,18
30	21B	ZZ	241	2	85	15,7 S	4,057	318,24
30	21B	ZV	242	2	75	15,7 S	3,448	306,54
31	22B	ZZ	243	2	85	15,7 S	4,206	329,94
31	22B	ZV	244	2	85	15,7 S	3,997	313,56
32	23B	ZZ	245	2	95	15,7 S	4,868	341,64
32	23B	ZV	246	2	85	15,7 S	4,087	320,58
33	24B	ZZ	247	2	95	15,7 S	4,835	339,30
33	24B	ZV	248	2	85	15,7 S	4,042	317,07
34	25B	ZZ	249	2	95	15,7 S	5,069	355,68
34	25B	ZV	250	2	85	15,7 S	4,176	327,60

## 6.2.3 Posouzení obloukové konstrukce

### 6.2.3.1 Během výstavby (letmé betonáže)

Pro potřeby posouzení konstrukce během výstavby byl proveden pružný výpočet průběhu napětí po průřezu. Napětí v betonovém průřezu během výstavby nesmějí překročit aktuální tlakovou a tahovou pevnost betonu. Pro každou fázi výstavby byl vzat v úvahu pouze nejvíce namáhaný průřez a posouzen na kombinaci  $M_y + N$ .

Pro posouzení během výstavby je počítáno se zatížením vlastní tíhou, staveništním zatížením, betonážním vozíkem, dotvarováním a smršťováním. Průběh ohybových momentů je také zásadně ovlivněn aplikovanými předpínacími silami do závěsů. Ty jsou předpokládány hodnotami z předchozích tabulek.



Obr. 22: Průběh ohybových momentů (kNm) po obloukové konstrukci při vyvěšování – fáze 27 – výstup z programu

V následující tabulce je provedeno posouzení pro polovinu oblouku v každé fázi výstavby.



Posouzení namáhání obloukové konstrukce během stavebních stádií													
Fáze výstavby	Označení prvku dle programu	Maximální ohybový moment	Normálová síla v příslušném průřezu	Výška průřezu	Plocha průřezu	Moment setrvačnosti průřezu	Maximální tlakové napětí	Maximální tahové napětí	Stáří daného průřezu	Aktuální tlaková pevnost betonu	Aktuální tahová pevnost betonu	Posouzení maximálních tlaků	Posouzení maximálních tahů
značení	n	M <sub>max,i</sub>	N <sub>i</sub>	h <sub>p,i</sub>	A <sub>p,i</sub>	I <sub>p,i</sub>	σ <sub>tlak,i</sub>	σ <sub>tah,i</sub>	t <sub>i</sub>	f <sub>ck</sub> (t)	f <sub>cm</sub> (t)	-	-
[-]	[-]	[kNm]	[kN]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[MPa]	[MPa]	[den]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]
7	206	-59 721	-9 942	4,00	60,750	80,531	-1,647	1,320	15	40,36	3,47	SPLNĚNO	SPLNĚNO
8	206	-47 722	-14 996	4,00	60,750	80,531	-1,185	0,938	37	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
8	267	9 616	-4 676	4,00	40,300	73,933	-0,376	0,144	7	33,28	2,96	SPLNĚNO	SPLNĚNO
9	208	33 861	-12 113	4,00	60,750	80,531	-1,040	0,642	51	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
10	208	48 450	-16 629	4,00	60,750	80,531	-1,477	0,930	65	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
11	322	67 410	-21 763	4,00	60,750	80,531	-2,032	1,316	79	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
12	322	78 302	-25 565	4,00	60,750	80,531	-2,365	1,524	93	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
13	322	91 545	-29 781	4,00	60,750	80,531	-2,764	1,783	107	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
14	265	113 068	-36 931	4,00	60,750	80,531	-3,416	2,200	121	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
15	265	118 147	-41 914	4,00	60,750	80,531	-3,624	2,244	136	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
16	206	-69 438	-26 217	4,00	60,750	80,531	-2,156	1,293	150	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
16	271	128 564	-9 669	3,87	38,917	67,179	-3,956	3,459	120	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
17	271	110 371	-8 880	3,87	38,917	67,179	-3,411	2,955	134	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
18	271	115 017	-15 804	3,87	38,917	67,179	-3,723	2,911	148	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
19	271	115 233	-21 141	3,87	38,917	67,179	-3,866	2,780	162	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
20	270	110 387	-26 058	3,87	38,917	67,179	-3,853	2,514	176	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
21	271	109 547	-30 960	3,87	38,917	67,179	-3,955	2,364	190	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
22	271	108 089	-35 267	3,87	38,917	67,179	-4,023	2,211	204	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
23	271	107 444	-40 399	3,87	38,917	67,179	-4,137	2,061	218	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
24	272	111 607	-43 568	3,85	38,687	66,088	-4,380	2,128	218	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
25	272	113 210	-49 077	3,85	38,687	66,088	-4,569	2,032	232	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
26	271	115 933	-54 747	3,87	38,917	67,179	-4,750	1,937	260	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
27	272	115 787	-60 360	3,85	38,687	66,088	-4,936	1,816	260	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
28	272	116 010	-66 610	3,85	38,687	66,088	-5,104	1,661	274	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
29	272	116 655	-73 085	3,85	38,687	66,088	-5,290	1,512	288	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
30	274	119 815	-79 224	3,82	38,337	64,449	-5,619	1,486	288	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
31	274	125 811	-87 184	3,82	38,337	64,449	-6,004	1,456	302	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
32	218	137 196	-94 053	3,79	37,978	62,788	-6,616	1,663	302	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
33	219	154 512	-101 522	3,78	37,888	62,372	-7,362	2,003	302	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
34	219	176 432	-111 051	3,78	37,888	62,372	-8,278	2,416	316	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
35	261	-30 404	-149 141	3,00	29,815	31,151	-6,468	-3,537	10	36,79	3,21	SPLNĚNO	SPLNĚNO
35	264	112 811	-199 620	4,00	60,750	80,531	-6,088	-0,484	354	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
36	277	110 645	-189 547	3,78	37,892	62,391	-8,355	-1,650	316	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
36	206	-61 733	-215 379	4,00	60,750	80,531	-5,078	-2,012	382	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
37	277	109 315	-189 453	3,78	37,892	62,391	-8,312	-1,688	396	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
38	277	108 481	-189 404	3,78	37,892	62,391	-8,285	-1,712	410	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
39	277	107 854	-189 369	3,78	37,892	62,391	-8,266	-1,730	424	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
40	277	107 323	-189 341	3,78	37,892	62,391	-8,249	-1,745	438	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
41	277	106 847	-189 316	3,78	37,892	62,391	-8,234	-1,759	452	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
42	277	106 409	-189 293	3,78	37,892	62,391	-8,220	-1,771	466	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
43	277	90 416	-199 144	3,78	37,892	62,391	-7,995	-2,516	480	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
44	206	-123 273	-231 458	4,00	60,750	80,531	-6,872	-0,749	494	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
44	277	152 404	-205 186	3,78	37,892	62,391	-10,033	-0,797	508	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
45	264	-160 811	-244 139	3,77	37,723	61,619	-11,385	-1,559	522	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
45	277	140 801	-217 776	3,78	37,892	62,391	-10,014	-1,481	536	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
46	261	-82 897	-196 399	3,00	29,780	31,041	-10,601	-2,589	550	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
46	277	104 143	-235 872	3,78	37,892	62,391	-9,380	-3,069	564	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
47	299	-23 019	-224 919	3,40	33,885	45,464	-7,499	-5,776	578	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO
47	278	67 934	-246 111	3,77	37,769	61,829	-4,445	-8,587	592	45,00	3,80	SPLNĚNO	SPLNĚNO

Z tabulky plyne, že oblouková konstrukce vyhovuje požadavku na omezení napětí v každém stavebním stádiu.

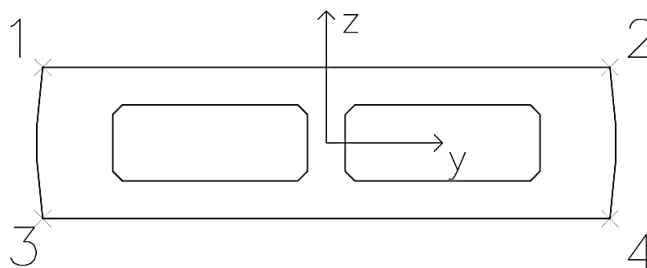
V dalším kroku byla konstrukce posouzena v provozním stavu na různé kombinace zatížení. Reziduální napětí vzniklá postupem výstavby jsou obsažena v zatěžovacím stavu „vlastní tíha“, který zároveň obsahuje i další nesilové vlivy jako je dotvarování a smršťování.

## 6.2.3.2 Posouzení v definitivním stavu

### 6.2.3.2.1. Mezní stav použitelnosti

Byly posuzovány průřezy, pro které byly vypočteny hodnoty kombinačních zatížení. Byl proveden pružný výpočet průběhu napětí po průřezu. Napětí jsou vyvolána vnitřními silami vypočtenými dle kombinací v 6.2.1.2. Průřez je vystaven působení dvojice ohybových momentů a normálové síly.

Napětí bylo vyčísleno ve čtyřech krajních bodech průřezu dle následujícího schématu.



Pro posouzení byly použity následující limitní hodnoty napětí:

#### Charakteristická kombinace zatížení

- maximální přípustné tlakové napětí  $f_{c,lim} = 0,6 \cdot f_{c,k} = 0,6 \cdot 45,0 = 27,0 \text{ MPa}$
- maximální přípustné tahové napětí  $f_{ct,lim} = f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$

#### Častá kombinace zatížení

Při této kombinaci by měl být splněn požadavek dekomprese průřezu.

- maximální přípustné tlakové napětí  $f_{c,lim} = 0,6 \cdot f_{c,k} = 0,6 \cdot 45,0 = 27,0 \text{ MPa}$
- maximální přípustné tahové napětí  $f_{ct,lim} = 0,0 \text{ MPa}$

#### Kvazistálá kombinace zatížení

Při této kombinaci je tlakové namáhání omezeno na hodnotu  $0,45f_{c,k}$ . Do této hodnoty se předpokládá lineární průběh dotvarování. Tahová napětí se nepřipouštějí.

- maximální přípustné tlakové napětí  $f_{c,lim} = 0,45 \cdot f_{c,k} = 0,45 \cdot 45,0 = 20,25 \text{ MPa}$
- maximální přípustné tahové napětí  $f_{ct,lim} = 0,0 \text{ MPa}$

Výsledné výpočty jsou shrnuty v následujících tabulkách.

### 6.2.3.2.1.1. Průřez v patě oblouku - 206

Napětí po betonovém komorovém průřezu

Průřez 206 - VETKNUTÍ	Průřezové charakteristiky						
	$A_i$	$I_y$	$I_z$	$C_{z+}$	$C_{z-}$	$C_{y+}$	$C_{y-}$
	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m]	[m]	[m]	[m]
	60,750	82,624	1167,870	-2,000	2,000	-7,500	7,500
Charakteristická kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení						
	$M_{y,max}$	$M_{z,max}$	$N$		$M_{y,min}$	$M_{z,max}$	$N$
	[kNm]	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kNm]	[kN]
	386 747	193 948	- 370 158		- 70 885	162 027	- 411 386
	Vypočtené hodnoty napětí v krajních bodech průřezu						
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
-16,700	-14,209	2,023	4,514	-6,096	-4,015	-9,528	-7,447
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	NE	OK	OK	OK
Častá kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení						
	$M_{y,max}$	$M_{z,max}$	$N$		$M_{y,min}$	$M_{z,max}$	$N$
	[kNm]	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kNm]	[kN]
	270 075	66 402	- 370 176		19 210	48 027	- 380 603
	Vypočtené hodnoty napětí v krajních bodech průřezu						
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
-13,057	-12,204	-0,017	-0,098	-7,039	-6,422	-6,108	-5,492
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Kvazistálá kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení						
	$M_{y,max}$	$M_{z,max}$	$N$		$M_{y,min}$	$M_{z,max}$	$N$
	[kNm]	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kNm]	[kN]
	173 021	17 649	- 349 787		71 822	17 670	- 352 033
	Vypočtené hodnoty napětí v krajních bodech průřezu						
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
-10,059	-9,833	-1,683	-1,456	-7,647	-7,420	-4,170	-3,943
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Dle předem stanovených limitů je patrné, že pro charakteristickou kombinaci zatížení průřez v bodě č.4 nevyhovuje. Tahové napětí zde překračuje pevnost betonu v tahu. Tah bude přenášen betonářskou výztuží.

Dle ČSN EN 1992-1-1, čl.7.2(5) se předpokládá, že nepřijatelné trhliny nevzniknou za předpokladu, že tahové napětí v betonářské výztuži nepřekročí hodnotu  $0,8f_{yk}$ . V tomto případě dosahuje napětí v nejvíce namáhané výztuži hodnoty  $f_y = 4,514 \cdot 6,163 = 27,82 \text{ MPa} < 0,8 \cdot f_{yk} = 400 \text{ MPa}$ . Podmínka je tedy splněna.

Zároveň jsou splněny podmínky pro omezení šířky trhlin dle EN 1992-1-1, čl.7.3.3. Průměry a rozmístění betonářské výztuže zajistí dostatečné roznesení zatížení a nevzniknou nepřiměřené trhliny.

**Průřez se tedy dá posoudit jako vyhovující.**

### 6.2.3.2.1.2. Průřez v polovině 1. pole - 212

Napětí po betonovém komorovém průřezu

Průřez 212 - POLOVINA 1. POLE	Průřezové charakteristiky						
	$A_i$	$I_y$	$I_z$	$C_{z+}$	$C_{z-}$	$C_{y+}$	$C_{y-}$
	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m]	[m]	[m]	[m]
	38,821	66,723	893,758	-1,933	1,933	-7,500	7,500
Charakteristická kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení						
	$M_{y,max}$	$M_{z,max}$	$N$		$M_{y,min}$	$M_{z,max}$	$N$
	[kNm]	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kNm]	[kN]
	78 153	174 298	- 350 198		- 164 005	143 870	- 397 209
	Vypočtené hodnoty napětí v krajních bodech průřezu						
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
-12,748	-9,822	-8,219	-5,294	-6,688	-4,273	-16,190	-13,776
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Častá kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení						
	$M_{y,max}$	$M_{z,max}$	$N$		$M_{y,min}$	$M_{z,max}$	$N$
	[kNm]	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kNm]	[kN]
	33 163	66 583	- 350 900		- 109 607	48 751	- 365 562
	Vypočtené hodnoty napětí v krajních bodech průřezu						
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
-10,558	-9,441	-8,637	-7,519	-6,650	-5,832	-13,001	-12,183
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Kvazistálá kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení						
	$M_{y,max}$	$M_{z,max}$	$N$		$M_{y,min}$	$M_{z,max}$	$N$
	[kNm]	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kNm]	[kN]
	2 437	17 800	- 332 408		- 66 071	17 814	- 334 794
	Vypočtené hodnoty napětí v krajních bodech průřezu						
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
-8,782	-8,484	-8,641	-8,343	-6,859	-6,560	-10,688	-10,389
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Průřez pro všechny kombinace vyhovuje.

### 6.2.3.2.1.3. Průřez pod 1. stojkou - 220

Napětí po betonovém komorovém průřezu

Průřez 220 - pod 1. stojkou	Průřezové charakteristiky						
	$A_i$	$I_y$	$I_z$	$C_{z+}$	$C_{z-}$	$C_{y+}$	$C_{y-}$
	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m]	[m]	[m]	[m]
	37,756	61,769	865,742	-1,884	1,884	-7,500	7,500
Charakteristická kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení						
	$M_{y,max}$	$M_{z,max}$	$N$		$M_{y,min}$	$M_{z,max}$	$N$
	[kNm]	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kNm]	[kN]
	99 301	152 705	- 318 450		- 16 306	74 925	- 364 717
	Vypočtené hodnoty napětí v krajních bodech průřezu						
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
-12,786	-10,141	-6,728	-4,083	-9,812	-8,513	-10,806	-9,508
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Častá kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení						
	$M_{y,max}$	$M_{z,max}$	$N$		$M_{y,min}$	$M_{z,max}$	$N$
	[kNm]	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kNm]	[kN]
	85 792	59 532	- 340 682		- 2 902	43 250	- 354 659
	Vypočtené hodnoty napětí v krajních bodech průřezu						
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
-12,156	-11,125	-6,922	-5,891	-9,680	-8,930	-9,857	-9,107
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Kvazistálá kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení						
	$M_{y,max}$	$M_{z,max}$	$N$		$M_{y,min}$	$M_{z,max}$	$N$
	[kNm]	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kNm]	[kN]
	66 903	15 399	- 323 519		22 769	15 406	- 326 057
	Vypočtené hodnoty napětí v krajních bodech průřezu						
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
-10,743	-10,476	-6,661	-6,395	-9,464	-9,197	-8,075	-7,808
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Průřez pro všechny kombinace vyhovuje.

### 6.2.3.2.1.4. Průřez v polovině 2. pole - 228

Napětí po betonovém komorovém průřezu

Průřez 228 - polovina 2. pole	Průřezové charakteristiky						
	$A_i$	$I_y$	$I_z$	$C_{z+}$	$C_{z-}$	$C_{y+}$	$C_{y-}$
	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m]	[m]	[m]	[m]
	36,444	55,948	830,882	-1,823	1,823	-7,500	7,500
Charakteristická kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení						
	$M_{y,max}$	$M_{z,max}$	$N$		$M_{y,min}$	$M_{z,max}$	$N$
	[kNm]	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kNm]	[kN]
	- 20 818	90 879	- 297 341		- 193 467	100 616	- 364 323
	Vypočtené hodnoty napětí v krajních bodech průřezu						
$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
-8,301	-6,660	-9,658	-8,017	-4,600	-2,784	-17,210	-15,393
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Častá kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení						
	$M_{y,max}$	$M_{z,max}$	$N$		$M_{y,min}$	$M_{z,max}$	$N$
	[kNm]	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kNm]	[kN]
	- 59 292	59 790	- 320 762		- 148 048	44 222	- 334 900
	Vypočtené hodnoty napětí v krajních bodech průřezu						
$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
-7,409	-6,330	-11,273	-10,194	-4,764	-3,966	-14,413	-13,615
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Kvazistálá kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení						
	$M_{y,max}$	$M_{z,max}$	$N$		$M_{y,min}$	$M_{z,max}$	$N$
	[kNm]	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kNm]	[kN]
	- 71 643	15 724	- 303 553		- 108 267	15 729	- 306 219
	Vypočtené hodnoty napětí v krajních bodech průřezu						
$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
-6,136	-5,853	-10,806	-10,522	-5,016	-4,732	-12,073	-11,789
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Průřez pro všechny kombinace vyhovuje.

### 6.2.3.2.1.5. Průřez pod 2. stojkou - 234

Napětí po betonovém komorovém průřezu

Průřez 234 - pod 2. stojkou	Průřezové charakteristiky							
	$A_i$	$I_y$	$I_z$	$C_{z+}$	$C_{z-}$	$C_{y+}$	$C_{y-}$	
	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m]	[m]	[m]	[m]	
	35,273	51,005	799,373	-1,768	1,768	-7,500	7,500	
Charakteristická kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení							
	$M_{y,max}$	$M_{z,max}$	$N$		$M_{y,min}$	$M_{z,max}$	$N$	
	[kNm]	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kNm]	[kN]	
	108 883	117 148	- 313 765		- 92 563	93 492	- 357 931	
	Vypočtené hodnoty napětí v krajních bodech průřezu							
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
-13,769	-11,571	-6,220	-4,022	-7,816	-6,062	-14,234	-12,479	
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
Častá kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení							
	$M_{y,max}$	$M_{z,max}$	$N$		$M_{y,min}$	$M_{z,max}$	$N$	
	[kNm]	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kNm]	[kN]	
	60 877	59 554	- 314 429		- 51 257	44 580	- 328 607	
	Vypočtené hodnoty napětí v krajních bodech průřezu							
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
-11,583	-10,466	-7,363	-6,245	-7,958	-7,121	-11,511	-10,675	
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
Kvazistálá kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení							
	$M_{y,max}$	$M_{z,max}$	$N$		$M_{y,min}$	$M_{z,max}$	$N$	
	[kNm]	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kNm]	[kN]	
	16 446	15 754	- 297 285		- 17 944	15 756	- 300 028	
	Vypočtené hodnoty napětí v krajních bodech průřezu							
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
-9,146	-8,851	-8,006	-7,710	-8,032	-7,736	-9,276	-8,980	
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

Průřez pro všechny kombinace vyhovuje.

### 6.2.3.2.1.6. Průřez v polovině 3. pole - 241

Napětí po betonovém komorovém průřezu

Průřez 241 - polovina 3. pole	Průřezové charakteristiky							
	$A_i$	$I_y$	$I_z$	$C_{z+}$	$C_{z-}$	$C_{y+}$	$C_{y-}$	
	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m]	[m]	[m]	[m]	
	34,029	46,025	765,550	-1,709	1,709	-7,500	7,500	
Charakteristická kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení							
	$M_{y,max}$	$M_{z,max}$	$N$		$M_{y,min}$	$M_{z,max}$	$N$	
	[kNm]	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kNm]	[kN]	
	39 086	99 620	- 300 273		- 153 177	79 345	- 342 452	
	Vypočtené hodnoty napětí v krajních bodech průřezu							
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
-11,251	-9,299	-8,349	-6,397	-5,153	-3,599	-16,528	-14,973	
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
Častá kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení							
	$M_{y,max}$	$M_{z,max}$	$N$		$M_{y,min}$	$M_{z,max}$	$N$	
	[kNm]	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kNm]	[kN]	
	- 3 537	54 682	- 300 950		- 106 543	41 173	- 314 686	
	Vypočtené hodnoty napětí v krajních bodech průřezu							
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
-9,248	-8,177	-9,511	-8,439	-5,695	-4,888	-13,607	-12,800	
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
Kvazistálá kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení							
	$M_{y,max}$	$M_{z,max}$	$N$		$M_{y,min}$	$M_{z,max}$	$N$	
	[kNm]	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kNm]	[kN]	
	- 34 053	14 212	- 284 766		- 66 103	14 215	- 287 584	
	Vypočtené hodnoty napětí v krajních bodech průřezu							
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
-7,243	-6,965	-9,772	-9,493	-6,136	-5,857	-11,045	-10,766	
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

Průřez pro všechny kombinace vyhovuje.



### 6.2.3.2.1.7. Průřez pod 3. stojkou - 263

Napětí po betonovém komorovém průřezu

Průřez 263 - pod 3. stojkou	Průřezové charakteristiky							
	$A_i$	$I_y$	$I_z$	$C_{z+}$	$C_{z-}$	$C_{y+}$	$C_{y-}$	
	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m]	[m]	[m]	[m]	
	32,854	41,566	733,184	-1,652	1,652	-7,500	7,500	
Charakteristická kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení							
	$M_{y,max}$	$M_{z,max}$	$N$		$M_{y,min}$	$M_{z,max}$	$N$	
	[kNm]	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kNm]	[kN]	
	201 237	93 460	- 292 515		1 345	76 536	- 333 389	
	Vypočtené hodnoty napětí v krajních bodech průřezu							
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
-17,858	-15,946	-1,861	0,051	-10,984	-9,418	-10,877	-9,311	
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
Častá kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení							
	$M_{y,max}$	$M_{z,max}$	$N$		$M_{y,min}$	$M_{z,max}$	$N$	
	[kNm]	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kNm]	[kN]	
	145 724	49 776	- 293 189		38 440	37 774	- 306 626	
	Vypočtené hodnoty napětí v krajních bodech průřezu							
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
-15,225	-14,207	-3,641	-2,623	-11,247	-10,474	-8,192	-7,419	
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
Kvazistálá kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení							
	$M_{y,max}$	$M_{z,max}$	$N$		$M_{y,min}$	$M_{z,max}$	$N$	
	[kNm]	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kNm]	[kN]	
	92 612	13 106	- 277 611		61 207	13 109	- 280 485	
	Vypočtené hodnoty napětí v krajních bodech průřezu							
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
-12,265	-11,997	-4,903	-4,635	-11,104	-10,836	-6,239	-5,970	
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

Průřez pro všechny kombinace vyhovuje.

### 6.2.3.2.1.8. Průřez v polovině 4. pole - 252

Napětí po betonovém komorovém průřezu

Průřez 252 - polovina 4. pole	Průřezové charakteristiky						
	$A_i$	$I_y$	$I_z$	$C_{z+}$	$C_{z-}$	$C_{y+}$	$C_{y-}$
	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m]	[m]	[m]	[m]
	31,795	37,756	703,701	-1,600	1,600	-7,500	7,500
Charakteristická kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení						
	$M_{y,max}$	$M_{z,max}$	$N$		$M_{y,min}$	$M_{z,max}$	$N$
	[kNm]	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kNm]	[kN]
	137 659	89 760	- 290 928		- 23 034	76 126	- 331 835
	Vypočtené hodnoty napětí v krajních bodech průřezu						
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
-15,942	-14,028	-4,272	-2,359	-10,272	-8,649	-12,224	-10,602
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Častá kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení						
	$M_{y,max}$	$M_{z,max}$	$N$		$M_{y,min}$	$M_{z,max}$	$N$
	[kNm]	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kNm]	[kN]
	97 754	47 244	- 291 605		6 965	36 541	- 305 049
	Vypočtené hodnoty napětí v krajních bodech průřezu						
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
-13,818	-12,811	-5,531	-4,524	-10,279	-9,500	-9,688	-8,910
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Kvazistálá kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení						
	$M_{y,max}$	$M_{z,max}$	$N$		$M_{y,min}$	$M_{z,max}$	$N$
	[kNm]	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kNm]	[kN]
	61 443	12 213	- 276 006		26 607	12 220	- 278 916
	Vypočtené hodnoty napětí v krajních bodech průřezu						
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
-11,415	-11,155	-6,207	-5,946	-10,030	-9,770	-7,775	-7,514
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Průřez pro všechny kombinace vyhovuje.

### 6.2.3.2.1.9. Průřez pod rámovou stojkou - 256

Napětí po betonovém komorovém průřezu

Průřez 256 - pod rámovou stojkou	Průřezové charakteristiky						
	$A_i$	$I_y$	$I_z$	$c_{z+}$	$c_{z-}$	$c_{y+}$	$c_{y-}$
	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m]	[m]	[m]	[m]
	30,691	33,988	672,593	-1,546	1,546	-7,500	7,500
Charakteristická kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení						
	$M_{y,max}$	$M_{z,max}$	$N$		$M_{y,min}$	$M_{z,max}$	$N$
	[kNm]	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kNm]	[kN]
	244 525	86 354	- 289 323		68 582	63 477	- 297 880
	Vypočtené hodnoty napětí v krajních bodech průřezu						
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
-21,510	-19,584	0,730	2,656	-13,533	-12,117	-7,295	-5,879
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Častá kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení						
	$M_{y,max}$	$M_{z,max}$	$N$		$M_{y,min}$	$M_{z,max}$	$N$
	[kNm]	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kNm]	[kN]
	194 897	45 195	- 289 998		99 761	35 441	- 303 400
	Vypočtené hodnoty napětí v krajních bodech průřezu						
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
-18,816	-17,808	-1,090	-0,082	-14,818	-14,027	-5,744	-4,954
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Kvazistálá kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení						
	$M_{y,max}$	$M_{z,max}$	$N$		$M_{y,min}$	$M_{z,max}$	$N$
	[kNm]	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kNm]	[kN]
	144 616	11 425	- 274 440		106 839	11 433	- 277 364
	Vypočtené hodnoty napětí v krajních bodech průřezu						
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
-15,646	-15,391	-2,493	-2,238	-14,024	-13,769	-4,306	-4,051
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Průřez pro všechny kombinace vyhovuje.

### 6.2.3.2.1.10. Průřez ve vrcholu oblouku - 319

Napětí po betonovém komorovém průřezu

Průřez 319 - vrchol oblouku	Průřezové charakteristiky						
	$A_i$	$I_y$	$I_z$	$c_{z+}$	$c_{z-}$	$c_{y+}$	$c_{y-}$
	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m]	[m]	[m]	[m]
	29,855	31,483	665,413	-1,500	1,500	-7,500	7,500
Charakteristická kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení						
	$M_{y,max}$	$M_{z,max}$	$N$		$M_{y,min}$	$M_{z,max}$	$N$
	[kNm]	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kNm]	[kN]
	88 232	68 191	- 274 198		- 10 904	76 641	- 314 507
	Vypočtené hodnoty napětí v krajních bodech průřezu						
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
-14,157	-12,620	-5,749	-4,212	-10,879	-9,151	-11,918	-10,190
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Častá kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení						
	$M_{y,max}$	$M_{z,max}$	$N$		$M_{y,min}$	$M_{z,max}$	$N$
	[kNm]	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kNm]	[kN]
	65 246	31 363	- 274 806		5 485	39 497	- 289 595
	Vypočtené hodnoty napětí v krajních bodech průřezu						
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
-12,667	-11,960	-6,449	-5,742	-10,407	-9,516	-9,884	-8,994
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Kvazistálá kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení						
	$M_{y,max}$	$M_{z,max}$	$N$		$M_{y,min}$	$M_{z,max}$	$N$
	[kNm]	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kNm]	[kN]
	44 491	10 396	- 260 240		14 065	10 384	- 265 715
	Vypočtené hodnoty napětí v krajních bodech průřezu						
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
-10,954	-10,719	-6,714	-6,480	-9,687	-9,453	-8,347	-8,113
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Průřez pro všechny kombinace vyhovuje.

### 6.2.3.2.2. Mezní stav únosnosti

Pro posouzení průřezů namáhaných kombinací ohybových momentů ve dvou na sebe kolmých směrech a normálovou silou byly sestaveny prostorové interakční diagramy.

Pro tento účel byl použit software společnosti Fine spol. s.r.o. Konkrétně se jednalo o verzi FINE EC 2017 a modul s názvem „Beton“. Do toho programu byly importovány průřezové charakteristiky zkoumaných průřezů. V softwaru bylo zadáno vyztužení každého průřezu a příslušné materiálové charakteristiky. Po zadání vypočtených hodnot zatížení v MSÚ program průřezy posoudil a zároveň vypočetl jejich procentuální využití.

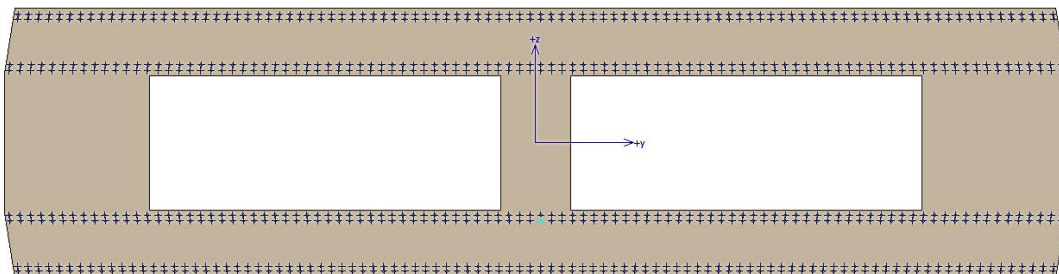
#### 6.2.3.2.2.1. Vliv stability

V posouzení průřezu se vyskytuje možnost zahrnutí vlivu imperfekcí a vzpěru. Tohoto bylo pro všechny průřezy využito. Stabilitní únosnost je počítána dle teorie jmenovitých křivostí. Jako vzpěrné délky je pro vybočení prutu ve svislém směru zadána délka oblouku 260 m. V příčném směru je poté zadána hodnota vzdálenosti jednotlivých stojek – 30,6 (26,7) m. Pruty jsou modelovány vetknuté nosníky. Následně program vypočte vzpěrné délky prutů a příslušně upraví interakční diagram tím, že do něj zahrne vliv vzpěru.

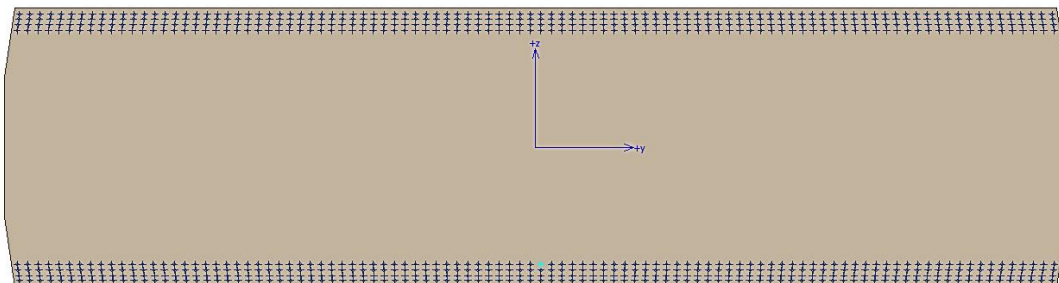
#### 6.2.3.2.2.2. Konstrukční zásady a vyztužení průřezů

Velikost krycí vrstvy byla vzhledem k významnosti konstrukce stanovena na 50 mm. Pro hlavní vyztužení se předpokládá využití prutů betonářské výztuže  $\phi 32$  mm z oceli B500. Dle konstrukčních zásad je jejich minimální světlá vzdálenost  $1,2 \phi = 39$  mm. Jejich minimální osová vzdálenost tedy bude stanovena na hodnotu 80 mm.

Pro účel výpočtu únosnosti bylo u všech komorových průřezů počítáno s vyztužením horních a dolních desek při obou jejich površích dvěma řadami výztužných vložek dle následujícího schématu.



Plný průřez oblouku v patě byl vyztužen 4 řadami betonářské výztuže při každém povrchu.



### **6.2.3.2.2.3. Posouzení jednotlivých průřezů v MSÚ**

Následuje přehled posouzení jednotlivých průřezů provedený v softwaru společnosti Fine s.r.o.

Pro každý průřez je zobrazen prostorový interakční diagram s vnesenými hodnotami nejnepříznivějšího zatížení. Jeho drátěná část je interakční diagram bez vlivu vzpěru. Plná část je se zahrnutým vlivem vzpěru. Dále jsou zobrazeny řezy interakčním diagramem zobrazující kombinace  $N - M_y$  a  $N - M_z$ . Plná čára symbolizuje sníženou únosnost vlivem vzpěru.

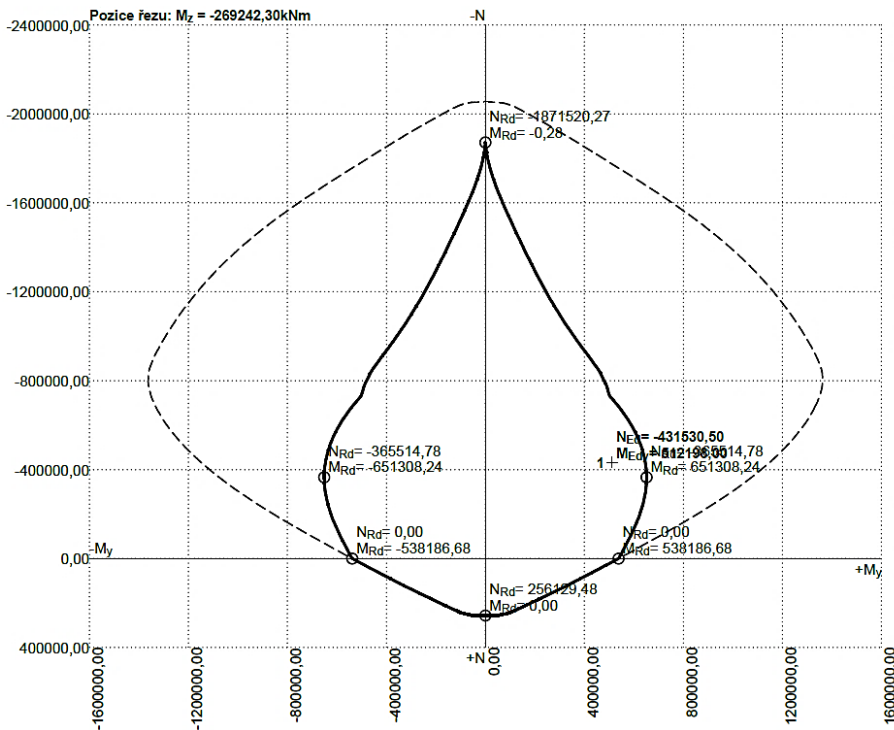
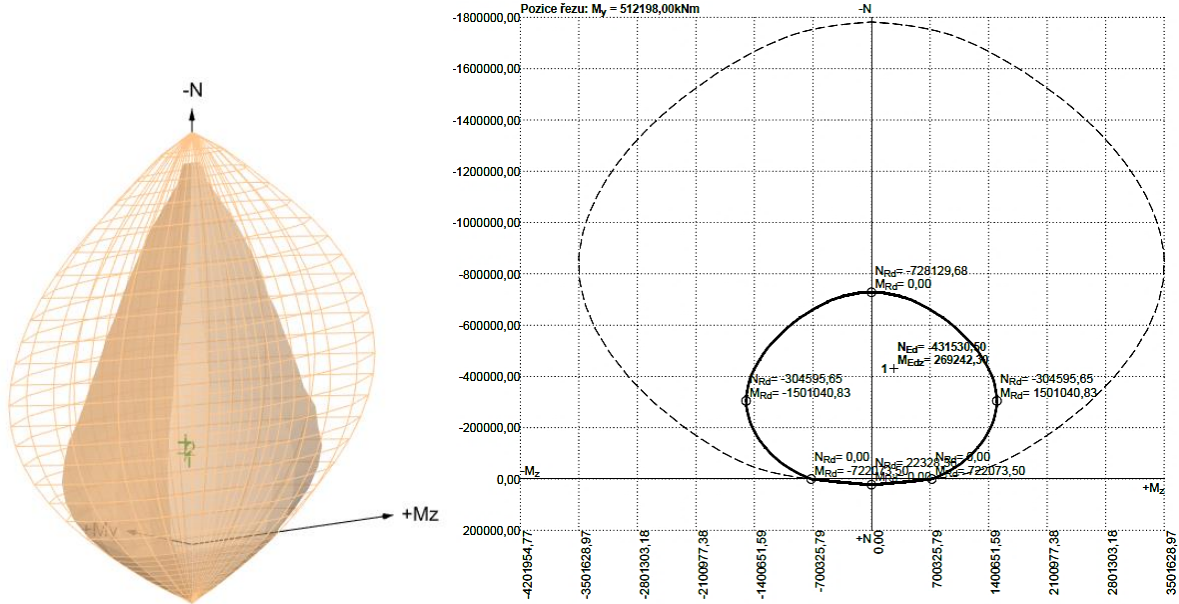
Jsou zobrazeny vypočtené hodnoty únosnosti porovnané se vstupními hodnotami z kombinací 6.10a, 6.10b. Program také vypočítává procentuální využití průřezu při dané kombinaci zatížení. U každého průřezu je uvedeno, s jakými hodnotami vyztužení program počítá.

### 6.2.3.2.2.3.1. Průřez paty oblouku – 206

#### Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	$N_{Ed}$ $N_{Rd}$ [kN]	$M_{Edy}$ $M_{Rdy}$ [kNm]	$M_{Edz}$ $M_{Rdz}$ [kNm]	$V_{Edz}$ $V_{Rdz}$ [kN]	$V_{Edy}$ $V_{Rdy}$ [kN]	Využití [%]	Posouzení
1	6.10 b	-431530,50	512198,00 → 1013384,68	269242,30	0,00	0,00	88,4	Vyhovuje
		-2084359,27	1145886,63	304454,44	0,00	0,00		
2	6.10 a	-493770,10	409217,80 → 982690,58	198352,50	0,00	0,00	81,4	Vyhovuje
		-2084359,27	1207686,21	243781,24	0,00	0,00		

Předpokládané vyztužení průřezu při obou površích 4 řadami  $\phi 32$  á 150 mm

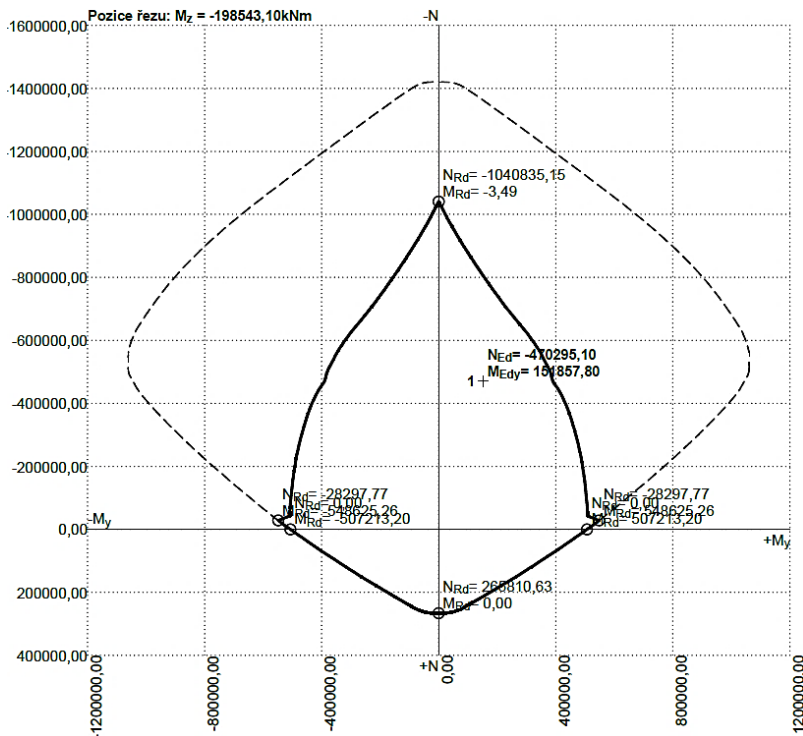
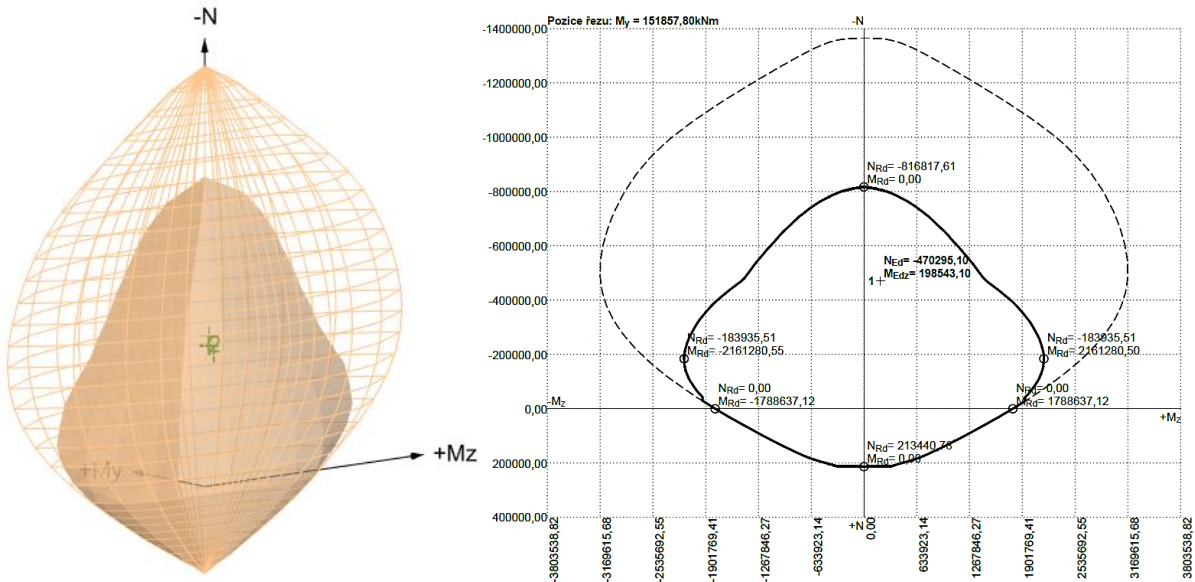


### 6.2.3.2.2.3.2. Průřez v polovině 1. pole - 212

#### Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	$N_{Ed}$ $N_{Rd}$ [kN]	$M_{Edy}$ $M_{Rdy}$ [kNm]	$M_{Edz}$ $M_{Rdz}$ [kNm]	$V_{Edz}$ $V_{Rdz}$ [kN]	$V_{Edy}$ $V_{Rdy}$ [kN]	Využití [%]	Posouzení
1	6.10 b	-470295,10	151857,80 → 807724,11	198543,10	0,00	0,00	77,6	Vyhovuje
		-1439871,00	1040608,11	255795,54	0,00	0,00		
2	6.10 a	-508227,00	84203,60 → 767733,39	144477,20	0,00	0,00	72,3	Vyhovuje
		-1439871,00	1061222,15	199713,19	0,00	0,00		

Předpokládané vyztužení průřezu při všech 4 površích 2 řadami  $\phi 32$  á 150 mm



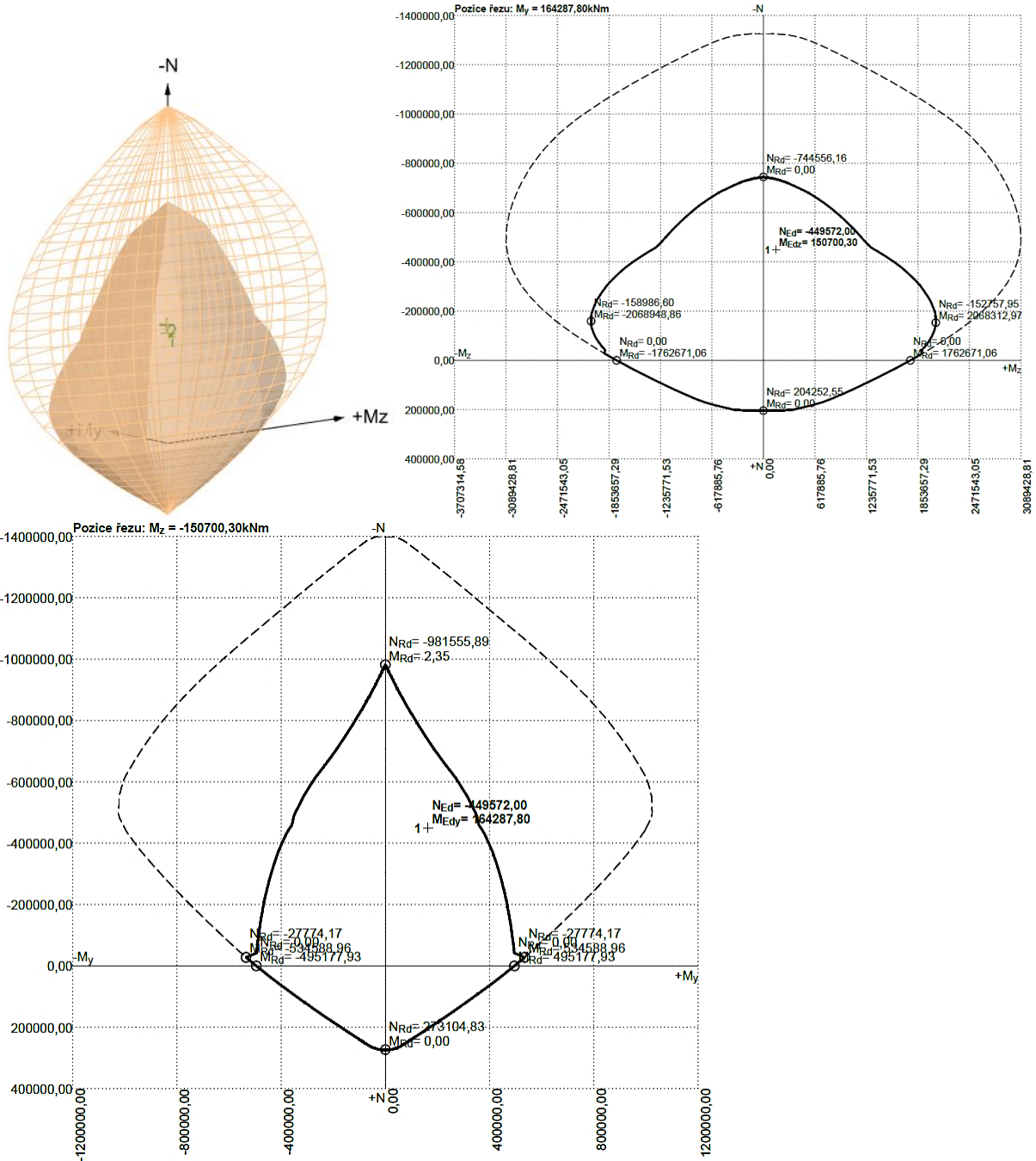


### 6.2.3.2.2.3.3. Průřez pod 1. stojkou - 220

#### Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	$N_{Ed}$ $N_{Rd}$ [kN]	$M_{Edy}$ $M_{Rdy}$ [kNm]	$M_{Edz}$ $M_{Rdz}$ [kNm]	$V_{Edz}$ $V_{Rdz}$ [kN]	$V_{Edy}$ $V_{Rdy}$ [kN]	Využití [%]	Posouzení
1	6.10 b	-449572,00	164287,80 → 798507,05	150700,30	0,00	0,00	80,0	Vyhovuje
		-1412932,69	997668,64	188295,00	0,00	0,00		
2	6.10 a	-487892,10	138684,90 → 808811,31	102778,00	0,00	0,00	79,0	Vyhovuje
		-1412932,69	1023372,74	130045,15	0,00	0,00		

Předpokládané vyztužení průřezu při všech 4 površích 2 řadami  $\phi 32$  á 150 mm

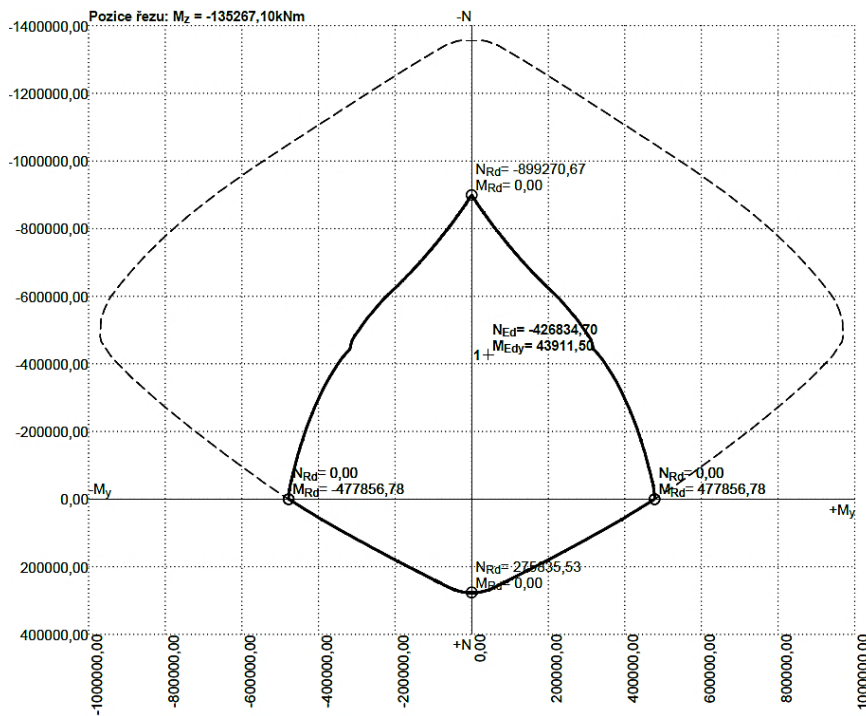
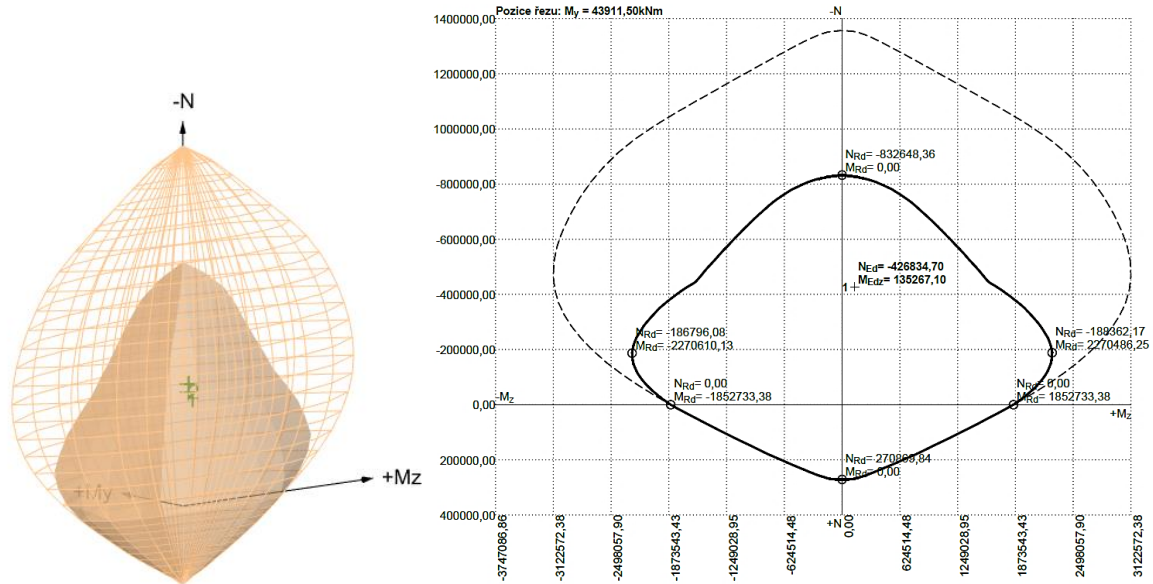


### 6.2.3.2.2.3.4. Průřez v polovině 2. pole - 228

#### Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	$N_{Ed}$ $N_{Rd}$ [kN]	$M_{Edy}$ $M_{Rdy}$ [kNm]	$M_{Edz}$ $M_{Rdz}$ [kNm]	$V_{Edz}$ $V_{Rdz}$ [kN]	$V_{Edy}$ $V_{Rdy}$ [kN]	Využití [%]	Posouzení
1	6.10 b	-426834,70 -1368340,78	43911,50 → 656053,21 939803,04	135267,10 193780,31	0,00 0,00	0,00 0,00	69,8	Vyhovuje
2	6.10 a	-461049,40 -1368340,78	-23544,60 → -673116,75 -965205,21	85891,20 123166,15	0,00 0,00	0,00 0,00	69,7	Vyhovuje

Předpokládané vyztužení průřezu při všech 4 površích 2 řadami  $\phi 32$  á 150 mm

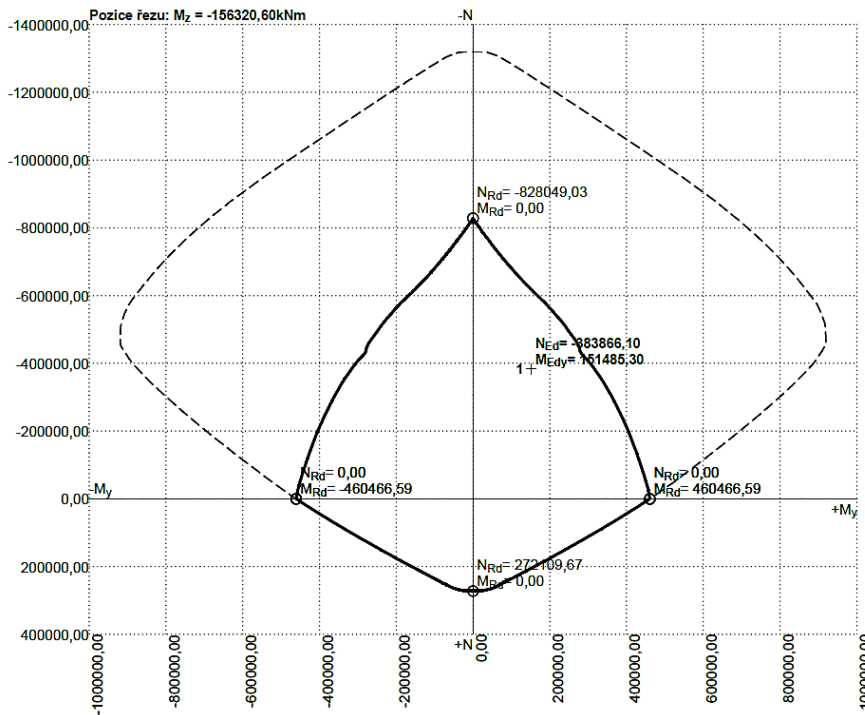
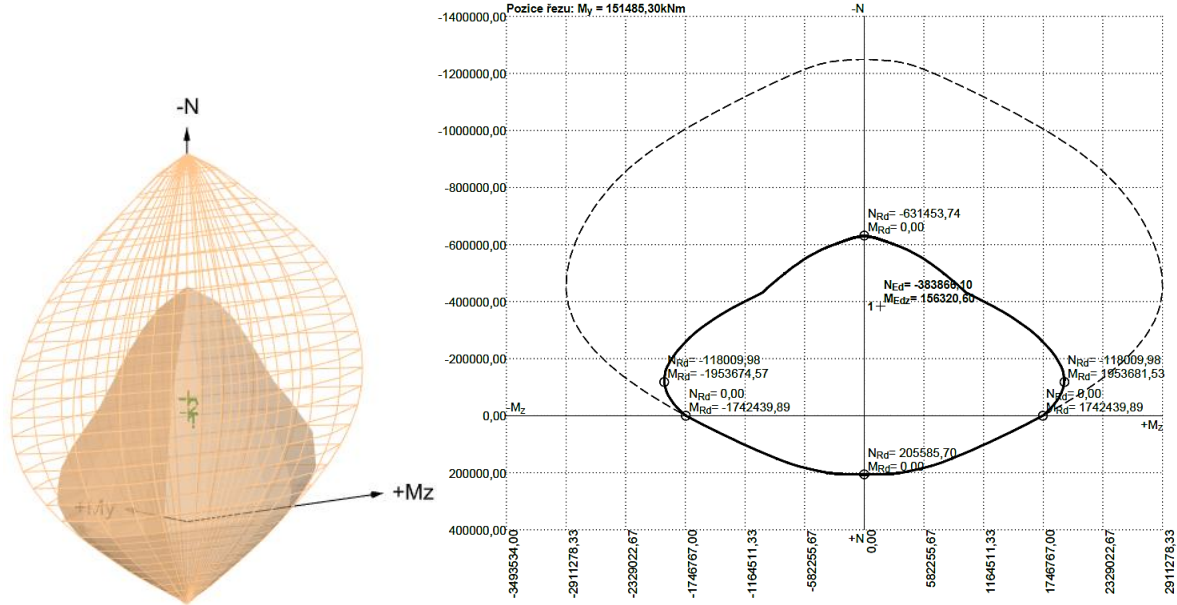


### 6.2.3.2.2.3.5. Průřez pod 2. stojkou - 234

#### Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	$N_{Ed}$ $N_{Rd}$ [kN]	$M_{Edy}$ $M_{Rdy}$ [kNm]	$M_{Edz}$ $M_{Rdz}$ [kNm]	$V_{Edz}$ $V_{Rdz}$ [kN]	$V_{Edy}$ $V_{Rdy}$ [kN]	Využití [%]	Posouzení
1	6.10 b	-383866,10	151485,30 → 709390,26	156320,60	0,00	0,00	81,3	Vyhovuje
		-1333103,22	872904,12	192365,31	0,00	0,00		
2	6.10 a	-436944,50	91581,20 → 722067,02	94504,90	0,00	0,00	79,2	Vyhovuje
		-1333103,22	912219,96	119398,16	0,00	0,00		

Předpokládané vyztužení průřezu při všech 4 površích 2 řadami  $\phi 32$  á 150 mm

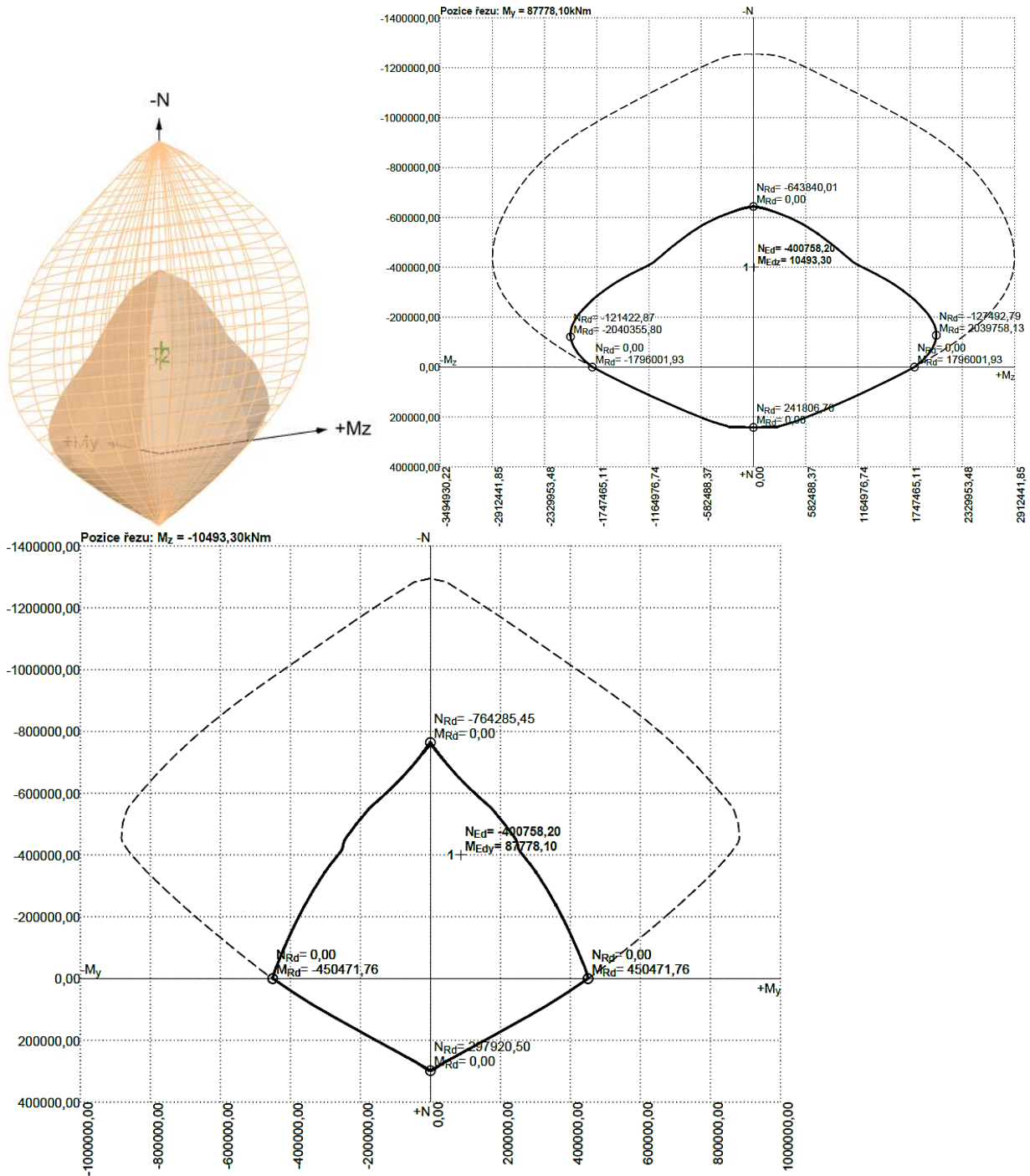


### 6.2.3.2.2.3.6. Průřez v polovině 3. pole – 241

#### Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	$N_{Ed}$ $N_{Rd}$ [kN]	$M_{Edy}$ $M_{Rdy}$ [kNm]	$M_{Edz}$ $M_{Rdz}$ [kNm]	$V_{Edz}$ $V_{Rdz}$ [kN]	$V_{Edy}$ $V_{Rdy}$ [kN]	Využití [%]	Posouzení
1	6.10 b	-400758,20	87778,10 → 678167,02	10493,30	0,00	0,00	79,4	Vyhovuje
		-1295739,99	853751,32	13209,65	0,00	0,00		
2	6.10 a	-432748,70	21521,10 → 646752,77	58084,20	0,00	0,00	74,3	Vyhovuje
		-1295739,99	870962,41	78221,51	0,00	0,00		

Předpokládané vyztužení průřezu při všech 4 površích 2 řadami  $\phi 32$  á 150 mm

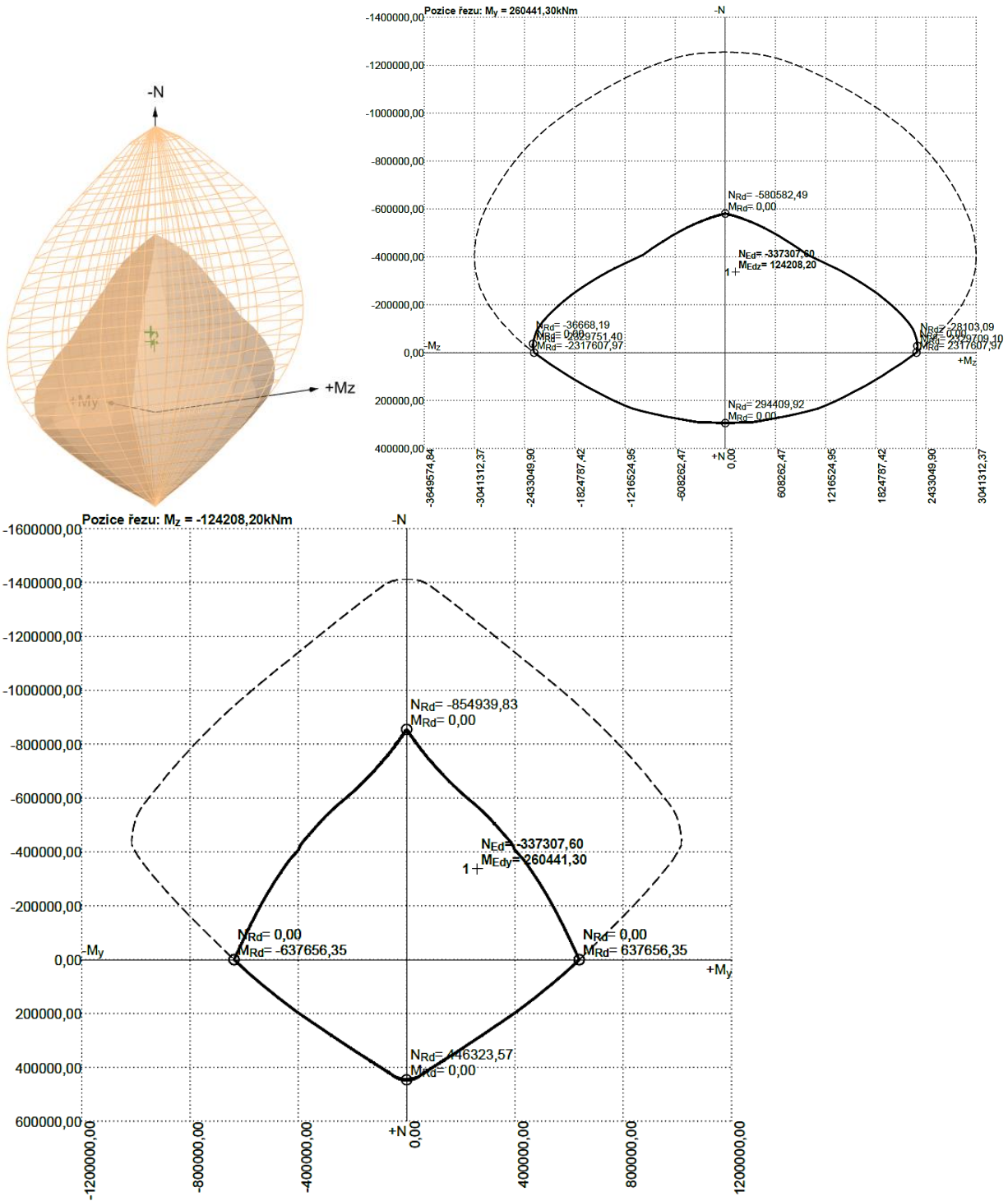


### 6.2.3.2.2.3.7. Průřez pod 3. stojkou - 263

#### Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	$N_{Ed}$ $N_{Rd}$ [kN]	$M_{Edy}$ $M_{Rdy}$ [kNm]	$M_{Edz}$ $M_{Rdz}$ [kNm]	$V_{Edz}$ $V_{Rdz}$ [kN]	$V_{Edy}$ $V_{Rdy}$ [kN]	Využití [%]	Posouzení
1	6.10 b	-337307,60	260441,30 → 762425,61	124208,20	0,00	0,00	79,7	Vyhovuje
		-1420309,65	957104,08	155931,46	0,00	0,00		
2	6.10 a	-387126,60	211259,10 → 787384,51	73995,30	0,00	0,00	79,1	Vyhovuje
		-1420309,65	995161,81	93525,42	0,00	0,00		

Předpokládané vyztužení průřezu při všech 4 površích 2 řadami  $\phi 32$  á 100 mm



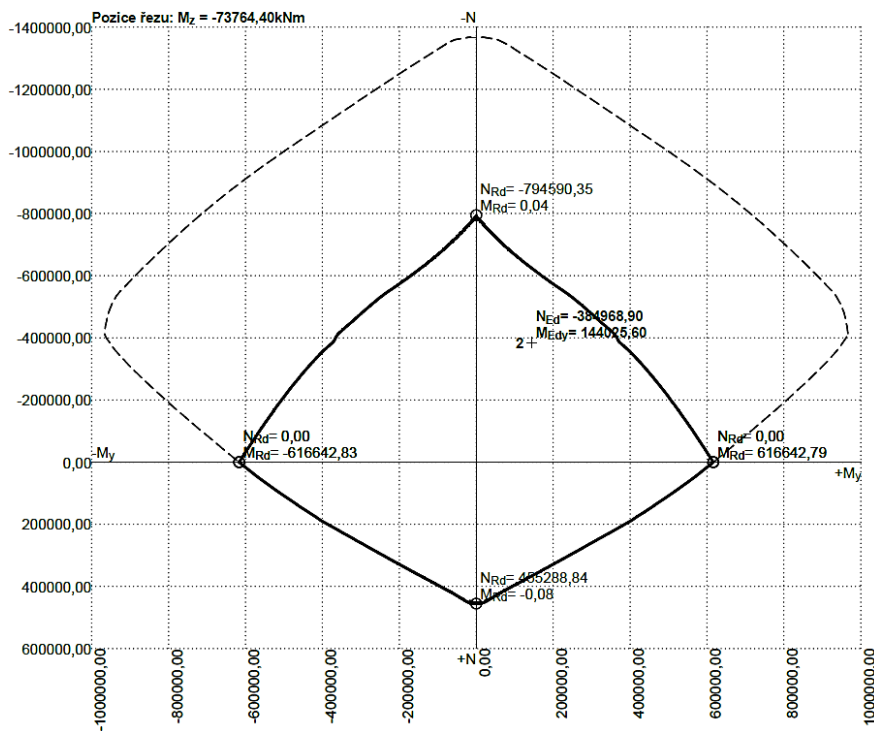
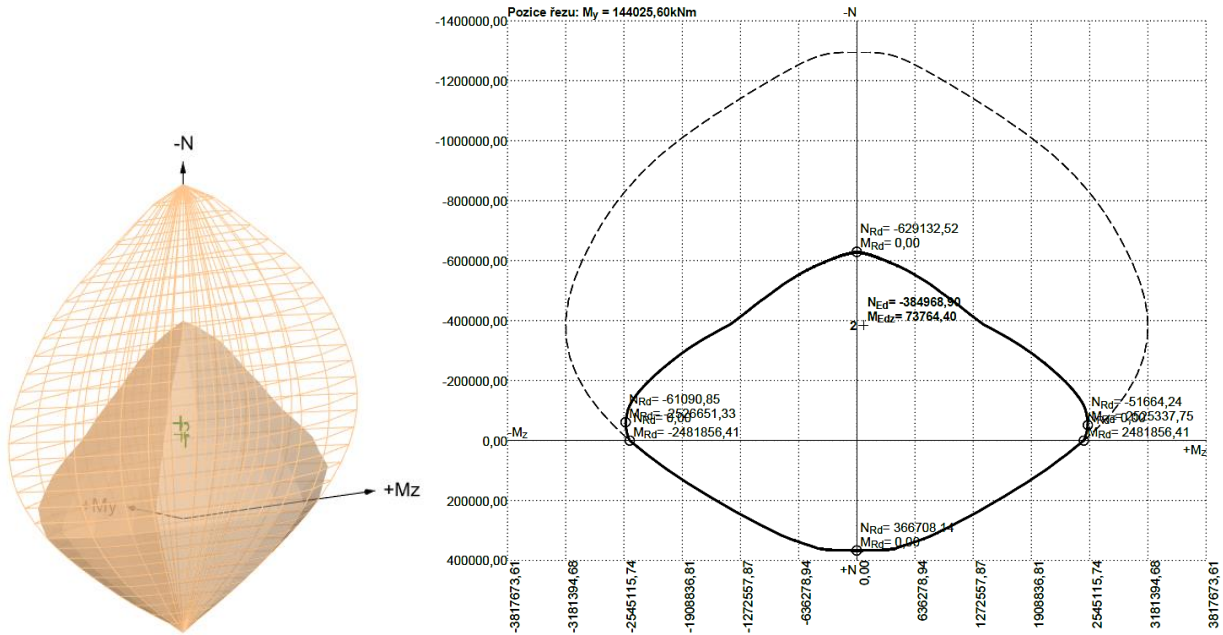


### 6.2.3.2.2.3.8. Průřez v polovině 4. pole - 252

#### Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	$N_{Ed}$ $N_{Rd}$ [kN]	$M_{Edy}$ $M_{Rdy}$ [kNm]	$M_{Edz}$ $M_{Rdz}$ [kNm]	$V_{Edz}$ $V_{Rdz}$ [kN]	$V_{Edy}$ $V_{Rdy}$ [kN]	Využití [%]	Posouzení
1	6.10 b	-335482,70 -1373246,17	180701,20 → 686213,59 919128,45	119725,80 160366,64	0,00 0,00	0,00 0,00	74,7	Vyhovuje
2	6.10 a	-384968,90 -1373246,17	144025,60 → 724104,84 952177,65	73764,40 96999,98	0,00 0,00	0,00 0,00	76,0	Vyhovuje

Předpokládané vyztužení průřezu při všech 4 površích 2 řadami  $\phi 32$  á 100 mm

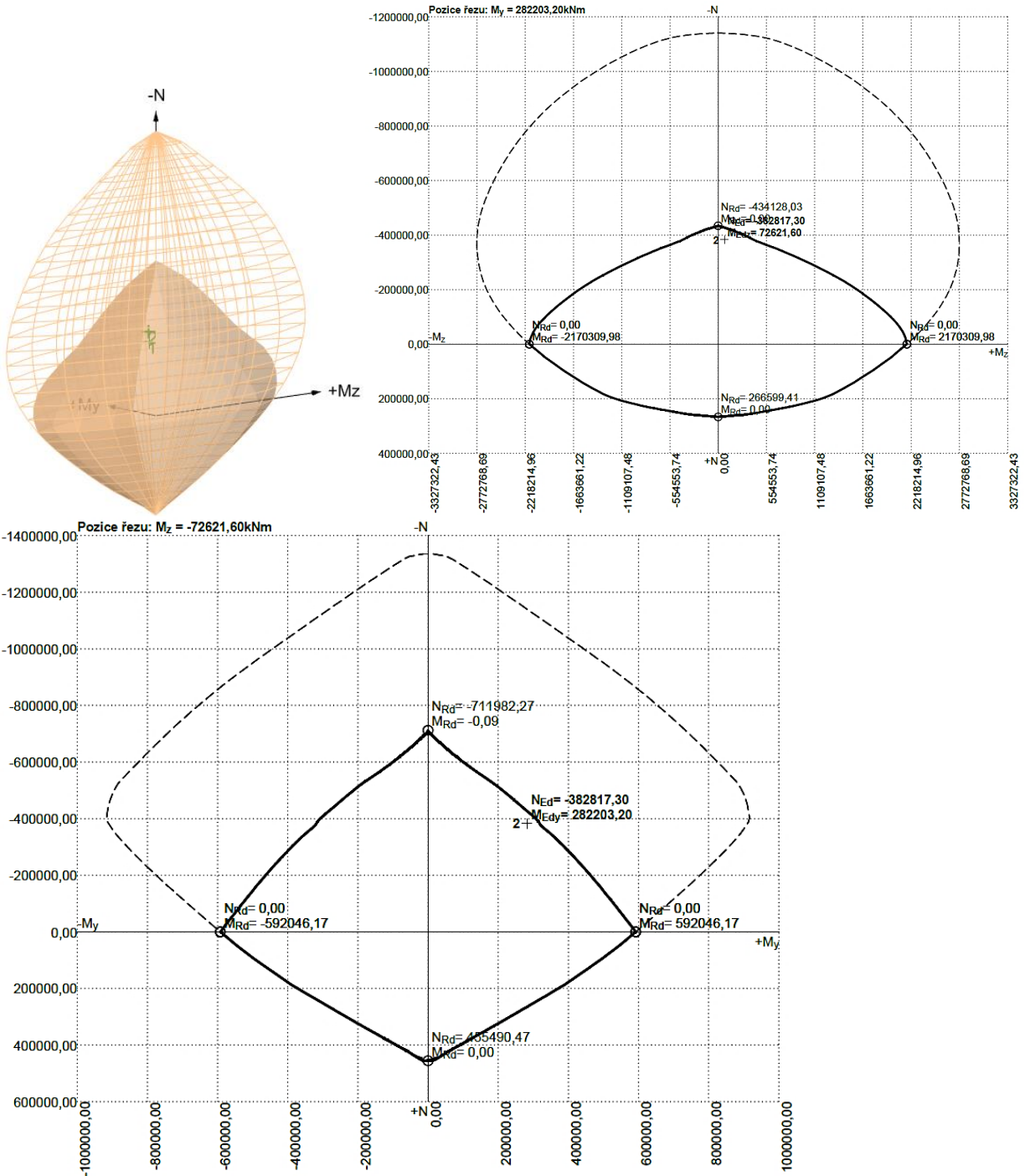


### 6.2.3.2.2.3.9. Průřez pod rámovou stojkou - 256

#### Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	$N_{Ed}$ $N_{Rd}$ [kN]	$M_{Edy}$ $M_{Rdy}$ [kNm]	$M_{Edz}$ $M_{Rdz}$ [kNm]	$V_{Edz}$ $V_{Rdz}$ [kN]	$V_{Edy}$ $V_{Rdy}$ [kN]	Využití [%]	Posouzení
1	6.10 b	-333631,70	309346,00 → 829705,98	115459,00	0,00	0,00	94,2	Vyhovuje
		-1339979,32	880951,89	122592,51	0,00	0,00		
2	6.10 a	-382817,30	282203,20 → 874693,66	72621,60	0,00	0,00	96,1	Vyhovuje
		-1339979,32	910622,29	75605,47	0,00	0,00		

Předpokládané vyztužení průřezu při všech 4 površích 2 řadami  $\phi 32$  á 100 mm

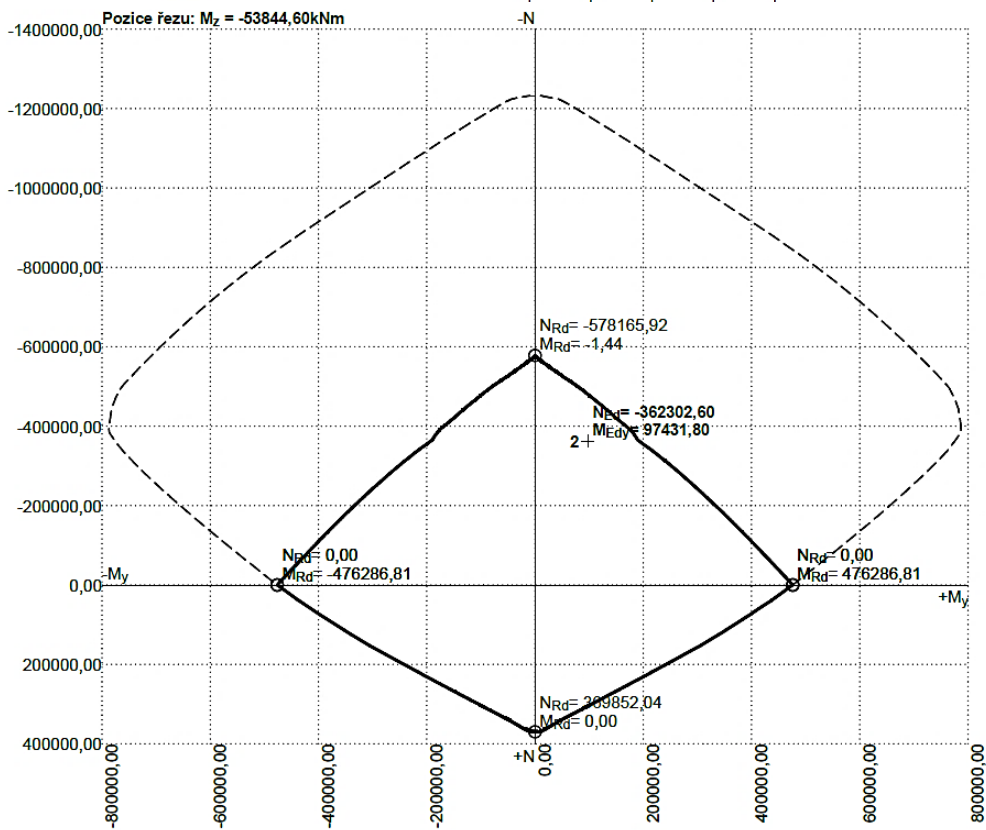
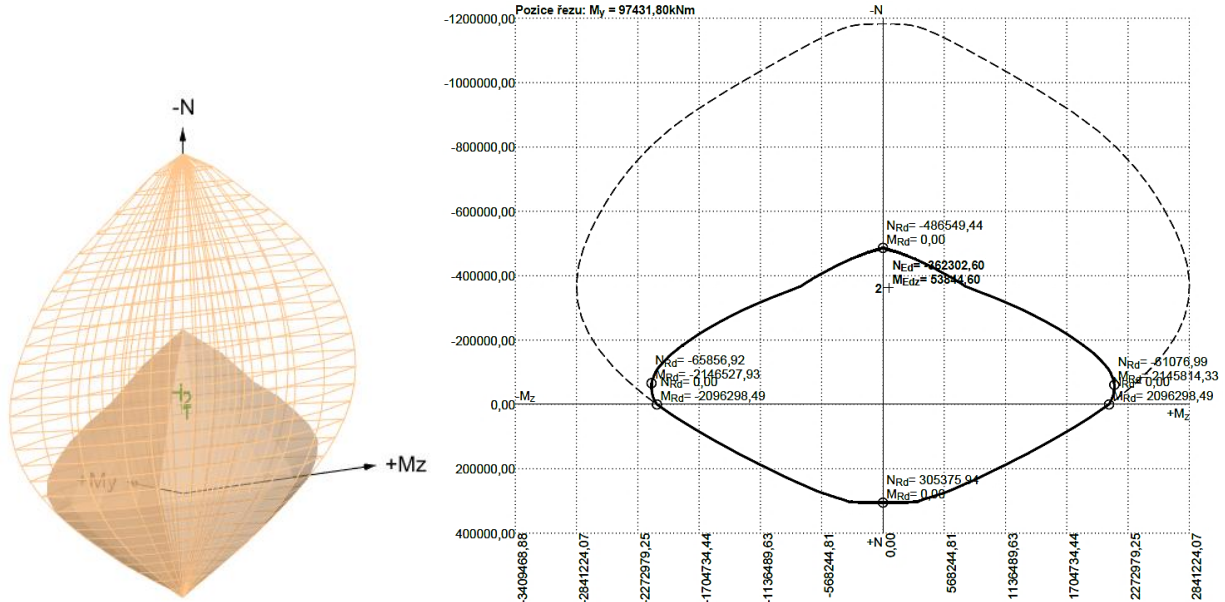


6.2.3.2.2.3.10. Průřez ve vrcholu oblouku - 319

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	$N_{Ed}$ $N_{Rd}$ [kN]	$M_{Edy}$ $M_{Rdy}$ [kNm]	$M_{Edz}$ $M_{Rdz}$ [kNm]	$V_{Edy}$ $V_{Rdy}$ [kN]	$V_{Edz}$ $V_{Rdz}$ [kN]	Využití [%]	Posouzení
1	6.10 b	-315646,20	116606,00 → 624970,27	91153,40	0,00	0,00	83,9	Vyhovuje
		-1236220,33	745252,11	108703,06	0,00	0,00		
2	6.10 a	-362302,60	97431,80 → 680938,57	53844,60	0,00	0,00	87,8	Vyhovuje
		-1236220,33	775196,95	61299,58	0,00	0,00		

Předpokládané vyztužení průřezu při všech 4 površích 2 řadami  $\phi 32$  á 120 mm



Všechny průřezy v MSÚ vyhovují.



### 6.2.3.2.3. Posouzení na únavu

Bude použita zjednodušená metoda dle ČSN EN 1992-1, čl. 6.8.7(2) pro tlacený beton. Je založena na základě ověření při časté kombinaci zatížení. Pokud platí následující podmínka, je posouzení na únavu splněno.

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \leq 0,9 \text{ (pro } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa)}$$

Návrhová hodnota únavové pevnosti  $f_{cd,fat}$  se stanoví následovně:

$f_{cd,fat} = 0,85\beta_{cc}(t_0)f_{cd}(1 - \frac{f_{ck}}{250})$ , kde  $\beta_{cc}$  je časově závislý parametr. V tomto případě zohledňuje čas od betonáže po vnesení cyklického zatížení do konstrukce. Nepředpokládá se uvedení do provozu dříve než 120 dní od betonáže nosné konstrukce. V tomto případě se jedná pouze o orientační časový údaj. Uvedení do provozu se předpokládá v daleko delším časovém horizontu, výpočet je tedy na straně bezpečné.  $\beta_{cc}$  se spočte následovně:

$$\beta_{cc}(t_0) = e^{\left\{s \left[1 - \left(\frac{28}{t_0}\right)^{\frac{1}{2}}\right]\right\}} = e^{\left\{0,2 \left[1 - \left(\frac{28}{120}\right)^{\frac{1}{2}}\right]\right\}} = 1,109$$

$\sigma_{c,max}$  značí největší tlakové napětí ve vláknu při časté kombinaci zatížení

$\sigma_{c,min}$  je nejmenší tlakové napětí v betonu při časté kombinaci zatížení, pokud dochází k tahovým napětím, je  $\sigma_{c,min}$  rovno 0.

Shrnutí posouzení únavové pevnosti se nachází v následující tabulce. Všechny průřezy z hlediska únavové pevnosti tlačeného betonu **vyhovují**.

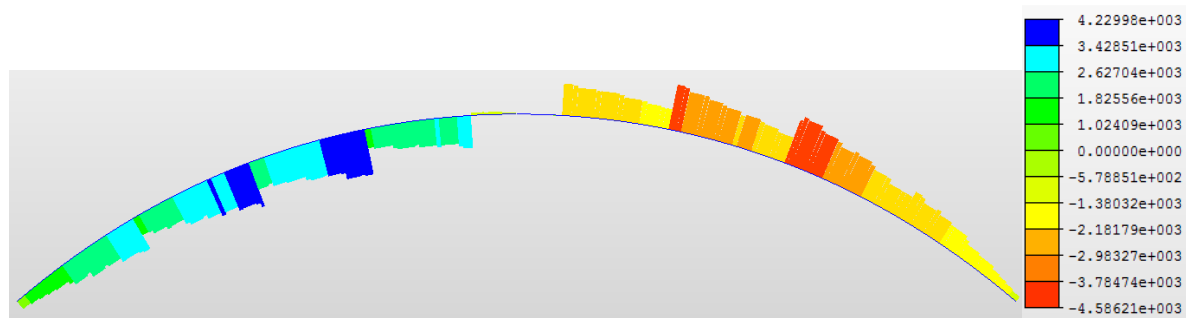
Tlačený beton ČSN EN 1992-1-1, čl. 6.8.7(2)		206 - vetknutí	212 - polovina 1. pole	220 - pod 1. stojkou	228 - polovina 2. pole	234 - pod 2. stojkou	241 - polovina 3. pole	263 - pod 3. stojkou	252 - polovina 4. pole	256 - pod rámovou	319 - vrchol oblouku
$t_0$	[den]	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120
$\beta_{cc}$	[-]	1,109	1,109	1,109	1,109	1,109	1,109	1,109	1,109	1,109	1,109
$f_{ck}$	[MPa]	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00
$\gamma_c$	[-]	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
$f_{cd}$	[MPa]	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00
$f_{cd,fat}$	[MPa]	23,188	23,188	23,188	23,188	23,188	23,188	23,188	23,188	23,188	23,188
<b>Horní okraj průřezu</b>											
$\sigma_{c,max,h}$	[MPa]	13,057	10,558	12,156	7,409	11,583	9,248	15,225	13,818	18,816	12,667
$\sigma_{c,min,h}$	[MPa]	6,422	5,832	8,930	3,966	7,121	4,888	10,474	9,500	14,027	9,516
$\sigma_{c,max,h}/f_{cd,fat}$	[-]	0,563	0,455	0,524	0,320	0,500	0,399	0,657	0,596	0,711	0,546
$0,5 + 0,45(\sigma_{c,min,h}/f_{cd,fat})$	[-]	0,625	0,613	0,673	0,577	0,638	0,595	0,703	0,684	0,772	0,685
<b>Posouzení podmínky:</b>		<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>
<b>Dolní okraj průřezu</b>											
$\sigma_{c,max,d}$	[MPa]	6,108	13,001	9,857	14,413	11,511	13,607	8,192	9,688	5,744	9,884
$\sigma_{c,min,d}$	[MPa]	0,017	7,519	5,891	10,194	6,245	8,439	2,623	4,524	0,082	5,742
$\sigma_{c,max,d}/f_{cd,fat}$	[-]	0,263	0,561	0,425	0,622	0,496	0,587	0,353	0,418	0,248	0,426
$0,5 + 0,45(\sigma_{c,min,d}/f_{cd,fat})$	[-]	0,500	0,646	0,614	0,698	0,621	0,664	0,551	0,588	0,502	0,611
<b>Posouzení podmínky:</b>		<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>

**Všechny průřezy z hlediska únavové pevnosti betonu vyhovují.**

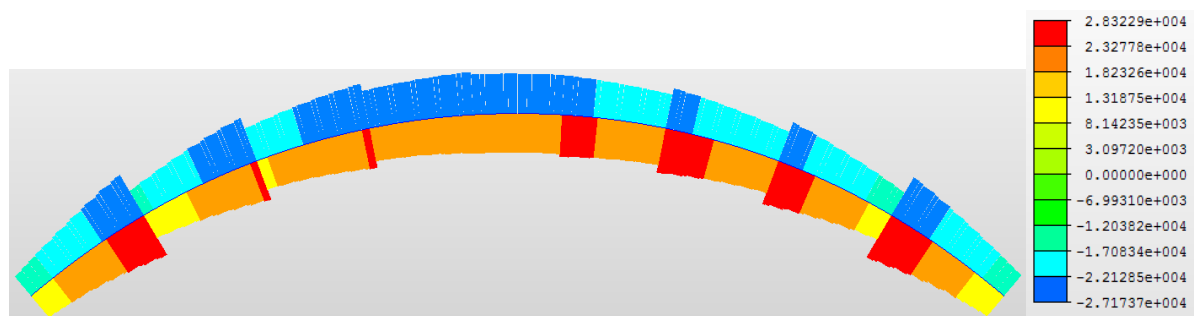
### 6.2.3.2.5. Posouzení obloukové konstrukce na účinky kroučícího momentu v interakci s posouvající silou

Vzhledem k uspořádání mostní konstrukce vznikají zatěžovací stavy, kdy je oblouková konstrukce namáhána velkými kroučícími momenty. Z tohoto důvodu bylo provedeno posouzení únosnosti konstrukce při namáhání kroucením. Dále byl oblouk posouzen na únosnost při interakci posouvající síly a kroučícího momentu. Obě tyto síly způsobují stejné namáhání stěn obloukové komorové konstrukce.

Průřezy oblouku, které jsou nejvíce namáhány kroučícím momentem, a byly dále posouzeny, se nacházejí pod 1. stojkou oblouku (prvek 219) a pod rámovou stojkou (prvek 262).



Obr. 23: Průběh kroučících momentů (kNm) od vlastní tíhy po obloukové konstrukci – výstup z programu



Obr. 24: Průběh kroučících momentů (kNm) od LMI - UDL po obloukové konstrukci – výstup z programu

Nejprve byly v MSÚ vypočteny kombinační hodnoty zatížení ve vyšetřovaných průřezech. Pro zjednodušení byla pro každý průřez uvažována pouze kombinace 6.10b, která se dle předchozích výpočtů jeví jako méně příznivá. Z výpočtů byl vypuštěn účinek oteplení, či ochlazení konstrukce, který má na kroučící momenty zanedbatelný vliv.

Kombinace kroutících momentů 6.10b pro oblouk								
		Kombinační součinitele	Dominantní LM1	Dominantní LM1+LM3	Dominantní teplota	Dominantní vítr		
Umístění zkoumaného průřezu	Označení zkoumaného prvku	Vlastní tíha						
		$T_x$ [kNm]	$\gamma_{B,sup}$	$\xi$	$T_x$ [kNm]	$T_x$ [kNm]	$T_x$ [kNm]	$T_x$ [kNm]
Pod 1. stojkou	219	3198	1,35	0,85	3669,7	3669,7	3669,7	3669,7
Pod rámovou stojkou	262	4200	1,35	0,85	4819,5	4819,5	4819,5	4819,5
Ostatní stálé zatížení								
		$T_x$	$\gamma_{B,sup}$	$\xi$	$T_x$	$T_x$	$T_x$	$T_x$
Pod 1. stojkou	219	6155	1,35	0,85	7062,9	7062,9	7062,9	7062,9
Pod rámovou stojkou	262	4498	1,35	0,85	5161,5	5161,5	5161,5	5161,5
LM1 - TS								
		$T_x$	$\gamma_Q$	$\psi_0$	$T_x$	$T_x$	$T_x$	$T_x$
Pod 1. stojkou	219	8947	1,35	0,75	12078,5	0,0	9058,8	9058,8
Pod rámovou stojkou	262	11549	1,35	0,75	15591,2	0,0	11693,4	11693,4
LM1 - UDL								
		$T_x$	$\gamma_Q$	$\psi_0$	$T_x$	$T_x$	$T_x$	$T_x$
Pod 1. stojkou	219	27173	1,35	0,4	36683,6	0,0	14673,4	14673,4
Pod rámovou stojkou	262	26298	1,35	0,4	35502,3	0,0	14200,9	14200,9
LM1 +LM3								
		$T_x$	$\gamma_Q$	$\psi_0$	$T_x$	$T_x$	$T_x$	$T_x$
Pod 1. stojkou	219	27167	1,35	0	0,0	36675,5	0,0	0,0
Pod rámovou stojkou	262	30755	1,35	0	0,0	41519,3	0,0	0,0
Zatížení větrem								
		$T_x$	$\gamma_Q$	$\psi_0$	$T_x$	$T_x$	$T_x$	$T_x$
Pod 1. stojkou	219	10202	1,5	0,8	12242,4	12242,4	12242,4	15303,0
Pod rámovou stojkou	262	3940	1,5	0,8	4728,0	4728,0	4728,0	5910,0
		Prvek			$T_x$ [kNm]	$T_x$ [kNm]	$T_x$ [kNm]	$T_x$ [kNm]
		219			<b>71737,0</b>	59650,4	46707,2	49767,8
		262			<b>65802,4</b>	56228,2	40603,2	41785,2

Kombinace 6.10b posouvajících sil na oblouku								
		Kombinační součinitele	Dominantní LM1	Dominantní LM1+LM3	Dominantní teplota	Dominantní vítr		
Umístění zkoumaného průřezu	Označení zkoumaného prvku	Vlastní tíha						
		V <sub>z</sub> [kN]	γ <sub>g,sup</sub> [-]	ξ [-]	V <sub>z</sub> [kN]	V <sub>z</sub> [kN]	V <sub>z</sub> [kN]	V <sub>z</sub> [kN]
Pod 1. stojkou	219	8653	1,35	0,85	9929,3	9929,3	9929,3	9929,3
Pod rámovou stojkou	262	14262	1,35	0,85	16365,6	16365,6	16365,6	16365,6
Ostatní stálé zatížení								
		V <sub>z</sub>	γ <sub>g,sup</sub>	ξ	V <sub>z</sub>	V <sub>z</sub>	V <sub>z</sub>	V <sub>z</sub>
Pod 1. stojkou	219	986	1,35	0,85	1131,4	1131,4	1131,4	1131,4
Pod rámovou stojkou	262	1771	1,35	0,85	2032,2	2032,2	2032,2	2032,2
LM1 - TS								
		V <sub>z</sub>	γ <sub>α</sub>	ψ <sub>0</sub>	V <sub>z</sub>	V <sub>z</sub>	V <sub>z</sub>	V <sub>z</sub>
Pod 1. stojkou	219	2631	1,35	0,75	3551,9	0,0	2663,9	2663,9
Pod rámovou stojkou	262	3096	1,35	0,75	4179,6	0,0	3134,7	3134,7
LM1 - UDL								
		V <sub>z</sub>	γ <sub>α</sub>	ψ <sub>0</sub>	V <sub>z</sub>	V <sub>z</sub>	V <sub>z</sub>	V <sub>z</sub>
Pod 1. stojkou	219	4132	1,35	0,4	5578,2	0,0	2231,3	2231,3
Pod rámovou stojkou	262	2638	1,35	0,4	3561,3	0,0	1424,5	1424,5
LM1 +LM3								
		V <sub>z</sub>	γ <sub>α</sub>	ψ <sub>0</sub>	V <sub>z</sub>	V <sub>z</sub>	V <sub>z</sub>	V <sub>z</sub>
Pod 1. stojkou	219	4492	1,35	0	0,0	6064,2	0,0	0,0
Pod rámovou stojkou	262	3084	1,35	0	0,0	4163,4	0,0	0,0
Zatížení větrem								
		V <sub>z</sub>	γ <sub>α</sub>	ψ <sub>0</sub>	V <sub>z</sub>	V <sub>z</sub>	V <sub>z</sub>	V <sub>z</sub>
Pod 1. stojkou	219	574	1,5	0,8	688,8	688,8	688,8	861,0
Pod rámovou stojkou	262	1004	1,5	0,8	1204,8	1204,8	1204,8	1506,0
		Prvek			V <sub>z</sub>	V <sub>z</sub>	V <sub>z</sub>	V <sub>z</sub>
					[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
		219			<b>20879,6</b>	17813,8	16644,7	16816,9
		262			<b>27343,6</b>	23766,1	24161,9	24463,1

Následně byly průřezy posouzeny na únosnost v kroucení, smyku a poté na interakci těchto dvou namáhání.

Při výpočtech smykové únosnosti bylo postupováno podle vztahů z ČSN EN 1992-1-1, čl. 6.2.3(3), kde je pro únosnost ve smyku uveden následující vzorec.

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta)$$

Pro výpočet únosnosti v kroucení byl využit vztah dle ČSN EN 1992-1-1, čl.6.3.2(4).

$$T_{Rd,max} = 2v\alpha_{cw}f_{cd}A_k t_{ef,i} \sin\theta \cos\theta$$

Interakce účinku těchto dvou zatížení pak byla uvažována dle ČSN EN 1992-1-1, čl.6.3.2(5).

Výpočty jsou shrnuty v následujících tabulkách.

<b>Pod 1. stojkou</b>					
Horní/dolní deska		Boční stěna		Střední stěna (pro V)	
$h_{d,e}$	$t_{d,e}$	$h_{bs,e}$	$t_{bs,e}$	$h_{ss,e}$	$t_{ss,e}$
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
15,000	0,954	1,861	1,884	1,861	1,000
Obsah plochy omezené střednicí				$A_k =$	36,916 m <sup>2</sup>
<b>Výpočet únosnosti a napětí v kroucení</b>					
$v_1$	$\alpha_{cw}$	$f_{cd}$	$\Theta$	$t_{ef,i}$	
[-]	[-]	[MPa]	[°]	[m]	
0,492	1,0	30,00	22,5	1,506	
Návrhový krouticí moment				$T_{Ed} =$	71 737 kNm
Návrhový moment únosnosti v kroucení				$T_{Rd,max} =$	580 192 kNm
Posouzení únosnosti v kroucení				$T_{Ed}/T_{Rd,max} =$	0,124 < 1,0 - vyhovuje
Smykové napětí od kroucení v horní a spodní desce				$\tau_{d,e} =$	1,019 MPa
Smykové napětí od kroucení v bočních stěnách				$\tau_{bs,e} =$	0,516 MPa
Minimální plocha podélné výztuže na kroucení				$A_{sl} =$	79,581 mm <sup>2</sup> < $A_{prov}$ - OK
<b>Posouzení únosnosti ve smyku</b>					
Návrhová hodnota posouvající síly				$V_{Ed} =$	20 880 kN
Návrhová únosnost ve smyku				$V_{Rd,max} =$	56 260 kN
Posouzení únosnosti ve smyku				$V_{Ed}/V_{Rd,max} =$	0,371 < 1,0 - vyhovuje
<b>Posouzení interakce smyku a kroucení</b>					
Interakce kroucení a smyku				$T_{Ed}/T_{Rd,max} + V_{Ed}/V_{Rd,max} =$	0,495 < 1,0 - vyhovuje

<b>Pod rámovou stojkou</b>					
Horní/dolní deska		Boční stěna		Střední stěna (pro V)	
$h_{d,e}$	$t_{d,e}$	$h_{bs,e}$	$t_{bs,e}$	$h_{ss,e}$	$t_{ss,e}$
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
15,000	0,800	1,400	1,500	1,400	1,000
Obsah plochy omezené střednicí			$A_k =$	29,700	$m^2$
<b>Výpočet únosnosti a napětí v kroucení</b>					
$v_1$	$\alpha_{cw}$	$f_{cd}$	$\Theta$	$t_{ef,i}$	
[-]	[-]	[MPa]	[°]	[m]	
0,492	1,0	30,00	22,5	1,250	
Návrhový krouticí moment			$T_{Ed} =$	65 802	kNm
Návrhový moment únosnosti v kroucení			$T_{Rd,max} =$	387 470	kNm
Posouzení únosnosti v kroucení			$T_{ed}/T_{Rd,max} =$	0,170	< 1,0 - vyhovuje
Smykové napětí od kroucení v horní a spodní desce			$\tau_{d,e} =$	1,385	MPa
Smykové napětí od kroucení v bočních stěnách			$\tau_{bs,e} =$	0,739	MPa
Minimální plocha podélné výztuže na kroucení			$A_{sl} =$	87,604	$mm^2$ < $A_{prov}$ - OK
<b>Posouzení únosnosti ve smyku</b>					
Návrhová hodnota posouvající síly			$V_{Ed} =$	27 344	kN
Návrhová únosnost ve smyku			$V_{Rd,max} =$	37 573	kN
Posouzení únosnosti ve smyku			$V_{ed}/V_{Rd,max} =$	0,728	< 1,0 - vyhovuje
<b>Posouzení interakce smyku a kroucení</b>					
Interakce kroucení a smyku			$T_{ed}/T_{Rd,max} + V_{ed}/V_{Rd,max} =$	0,898	< 1,0 - vyhovuje

Oba průřezy na smyk i kroucení vyhovují.

## 6.3 Pilíře podpírající mostovku

Pro posouzení byly vybrány dva sloupy. Jedná se o nejvyšší pilíř P4 a pilíř P5, který se nachází na obloukové konstrukci: Pilíř P5 je během výstavby nadvýšen o provizorní pilíř a jsou přes něj vyvěšována závěsná lana. Je tedy vystaven mnoha zatěžovacím stavům. Oba pilíře byly posouzeny jak ve stavebních fázích, tak i v definitivním stavu pod provozními zatíženími.

Pro posouzení byly vybrány tyto průřezy pilířů.

- 5331 – pilíř P4 – vrchol sloupu – příčně pevné ložisko
- 333 – pilíř P4 – střed pilíře
- 325 – pilíř P4 – vetknutí pilíře do základových patek
- 444 – pilíř P5 – vrchní vrubový kloub na spojení příčnicku a sloupu
- 436 – pilíř P5 – střed pilíře
- 432 – pilíř P5 – spodní vrubový kloub na spojení pilíře a oblouku

### 6.3.1 Kombinace zatížení

Stejně, jako v případě mostovky a obloukové konstrukce, byly provedeny kombinace zatížení dle ČSN EN 1900 v mezním stavu únosnosti i použitelnosti.

Hodnoty vnitřních sil od jednotlivých zatěžovacích stavů jsou výstupem ze statického programu Midas Civil.

Pro posouzení konstrukce byly vybrány extrémní hodnoty vnitřních sil, které se v daném průřezu vyskytují. V reálném provozu se jejich současný výskyt nedá předpokládat. Tímto tedy vzniká rezerva únosnosti a posouzení průřezu je na straně bezpečné.

#### 6.3.1.1 Mezní stav únosnosti

Výsledné tabulky kombinací jsou součástí příloh této práce – oddíl 1.1.4 – Pilíře.

#### 6.3.1.2 Mezní stav použitelnosti

Výsledné tabulky kombinací jsou součástí příloh této práce – oddíl 1.1.4 – Pilíře.

### 6.3.2 Posouzení pilířů

Výpočet je rozdělený do posouzení pilířů během výstavby a do posouzení pilířů v definitivním stavu.

Ve stavebních stádiích byly pilíře posuzovány dle teorie pružnosti v mezním stavu použitelnosti. V definitivním stavu byla posouzena únosnost jak v MSÚ, tak i MSP.

### 6.3.2.1 Posouzení během výstavby

Byly posouzeny pilíře P4 a P5. Hodnoty vnitřních sil použité pro posouzení jsou výstupem z výpočetního programu. Je v nich zahrnuta vlastní tíha konstrukce, staveništní zatížení, dotvarování a smršťování betonu a síly způsobené vyvážováním obloukové konstrukce.

V následujících tabulkách je přehled průběhu napětí v jednotlivých pilířích v rozhodujících fázích výstavby.

Posouzení namáhání pilíře P4 na Suchdolské straně													
Fáze výstavby	Maximální ohybový moment $M_x$	Maximální ohybový moment $M_z$	Normálová síla v příslušném průřezu	Výška průřezu	Plocha průřezu	Moment setrvačnosti průřezu $I_y$	Moment setrvačnosti průřezu $I_z$	Maximální tlakové napětí	Maximální tahové napětí	Aktuální tlaková pevnost betonu	Aktuální tahová pevnost betonu	Posouzení maximálních tlaků	Posouzení maximálních tahů
značení	$M_{x,max,i}$	$M_{z,max,i}$	$N_i$	$h_{p,i}$	$A_{p,i}$	$I_{y,i}$	$I_{z,i}$	$\sigma_{tlak,i}$	$\sigma_{tah,i}$	$f_{ct}(t)$	$f_{ctm}(t)$	-	-
[-]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]
1	0	0	-13 352	3,50	10,250	9,214	12,339	-1,303	-1,303	30,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
8	973	1 471	-15 295	3,50	10,250	9,214	12,339	-1,886	-1,099	30,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
9	1 215	3 527	-18 020	3,50	10,250	9,214	12,339	-2,489	-1,027	30,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
10	861	5 375	-20 834	3,50	10,250	9,214	12,339	-2,958	-1,107	30,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
11	2 410	7 321	-23 092	3,50	10,250	9,214	12,339	-3,749	-0,757	30,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
12	3 547	9 015	-25 216	3,50	10,250	9,214	12,339	-4,412	-0,508	30,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
13	4 302	10 805	-27 225	3,50	10,250	9,214	12,339	-5,006	-0,306	30,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
14	5 307	12 765	-29 168	3,50	10,250	9,214	12,339	-5,664	-0,027	30,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
15	8 226	14 647	-30 951	3,50	10,250	9,214	12,339	-6,659	0,620	30,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
16	7 130	3 855	-17 166	3,50	10,250	9,214	12,339	-3,576	0,226	30,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
17	5 536	3 983	-19 028	3,50	10,250	9,214	12,339	-3,473	-0,240	30,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
35	30	3 184	-14 486	3,50	10,250	9,214	12,339	-1,871	-0,956	30,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
42	30	3 430	-16 555	3,50	10,250	9,214	12,339	-2,107	-1,123	30,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO

Posouzení namáhání pilíře P5 na Suchdolské straně													
Fáze výstavby	Maximální ohybový moment $M_x$	Maximální ohybový moment $M_z$	Normálová síla v příslušném průřezu	Výška průřezu	Plocha průřezu	Moment setrvačnosti průřezu $I_y$	Moment setrvačnosti průřezu $I_z$	Maximální tlakové napětí	Maximální tahové napětí	Aktuální tlaková pevnost betonu	Aktuální tahová pevnost betonu	Posouzení maximálních tlaků	Posouzení maximálních tahů
značení	$M_{x,max,i}$	$M_{z,max,i}$	$N_i$	$h_{p,i}$	$A_{p,i}$	$I_{y,i}$	$I_{z,i}$	$\sigma_{tlak,i}$	$\sigma_{tah,i}$	$f_{ct}(t)$	$f_{ctm}(t)$	-	-
[-]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]
16	0	448	-4 968	2,50	4,750	2,036	3,130	-1,225	-0,867	18,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
17	0	32	-4 969	2,50	4,750	2,036	3,130	-1,059	-1,033	18,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
18	870	1 808	-13 236	2,50	4,750	2,036	3,130	-4,043	-1,531	18,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
19	1 756	4 450	-15 772	2,50	4,750	2,036	3,130	-6,175	-0,466	18,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
20	3 523	4 521	-17 872	2,50	4,750	2,036	3,130	-7,730	0,205	18,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
21	3 463	3 505	-20 646	2,50	4,750	2,036	3,130	-7,872	-0,821	18,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
22	3 754	4 444	-22 946	2,50	4,750	2,036	3,130	-8,910	-0,752	18,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
23	3 191	5 393	-25 359	2,50	4,750	2,036	3,130	-9,451	-1,226	18,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
24	3 585	6 405	-27 855	2,50	4,750	2,036	3,130	-10,622	-1,106	18,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
25	3 524	7 381	-30 321	2,50	4,750	2,036	3,130	-11,494	-1,273	18,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
26	3 349	8 346	-32 646	2,50	4,750	2,036	3,130	-12,261	-1,484	18,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
27	3 325	6 827	-35 311	2,50	4,750	2,036	3,130	-12,201	-2,667	18,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
28	3 432	10 407	-37 885	2,50	4,750	2,036	3,130	-14,238	-1,713	18,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
29	3 518	8 320	-40 524	2,50	4,750	2,036	3,130	-14,013	-3,050	18,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
30	3 075	9 297	-43 877	2,50	4,750	2,036	3,130	-14,837	-3,637	18,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
31	3 416	10 299	-47 355	2,50	4,750	2,036	3,130	-16,179	-3,760	18,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
32	3 692	11 340	-50 854	2,50	4,750	2,036	3,130	-17,501	-3,911	18,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
33	4 035	9 521	-54 487	2,50	4,750	2,036	3,130	-17,750	-5,192	18,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
34	4 446	7 412	-58 278	2,50	4,750	2,036	3,130	-17,958	-6,580	18,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
35	1 588	2 707	-13 106	2,50	4,750	2,036	3,130	-4,815	-0,703	18,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
36	487	316	-4 964	2,50	4,750	2,036	3,130	-1,470	-0,620	18,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
44	4 321	395	-7 522	2,50	4,750	2,036	3,130	-4,394	1,226	18,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO



## 6.3.2.2 Posouzení v definitivním stavu

### 6.3.2.2.1. Mezní stav únosnosti

Stejně, jako v případě obloukové konstrukce, byl pro posouzení průřezu v MSÚ použit program společnosti FINE.

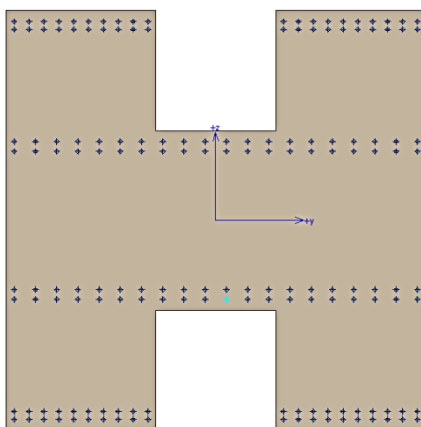
#### 6.3.2.2.1.1. Vliv stability

Opět bylo využito možnosti zahrnout do interakčního diagramu vliv vzpěru. Jako vzpěrné délky byly zadány výšky pilířů. Pilíř P4 je modelován jako prut v obou směrech jednostranně vetknutý. Pilíř P5 jako oboustranně kloubově uložený.

#### 6.3.2.2.1.2. Konstrukční zásady a vyztužení průřezů

Velikost krycí vrstvy byla ponechána stejná, jako v případě obloukové konstrukce na hodnotě 50 mm. Pro hlavní vyztužení se předpokládá využití prutů betonářské výztuže  $\phi 32$  mm z oceli B500. Dle konstrukčních zásad je jejich minimální světlá vzdálenost  $1,2 \phi = 39$  mm. Jejich minimální osová vzdálenost tedy bude stanovena na hodnotu 80 mm.

Pro účel výpočtu únosnosti bylo u pilířů počítáno s vyztužením dle následujícího schématu.



#### 6.3.2.2.1.3. Posouzení jednotlivých průřezů v MSÚ

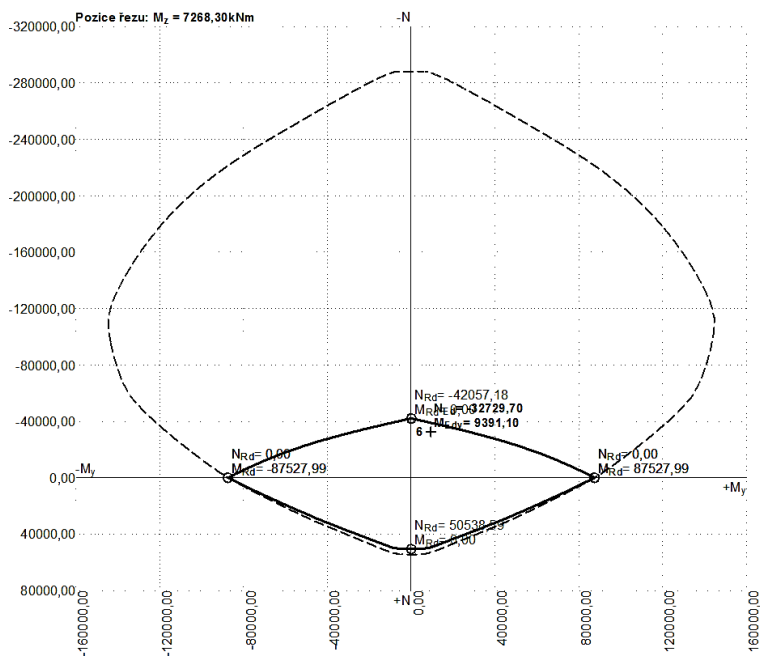
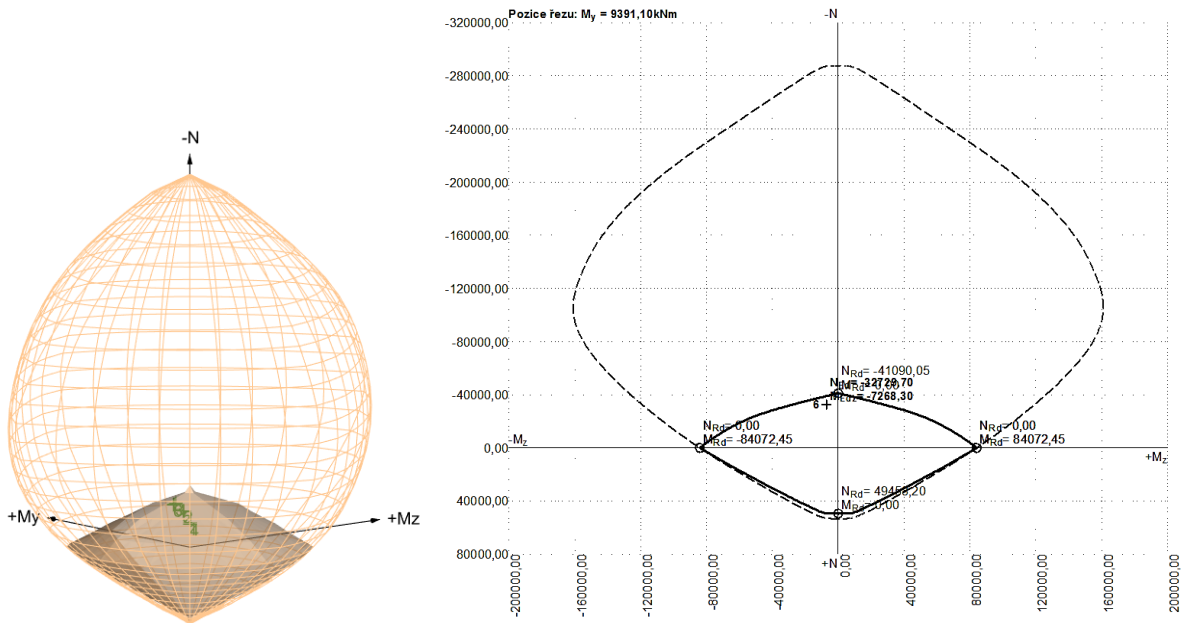
Následuje přehled posouzení obou pilířů. Do programu byly zadány kombinace zatížení 6.10a a 6.10b pro všechny posuzované průřezy pilířů. Ve výsledných diagramech je zobrazen pouze stav vyvolávající největší namáhání.

### 6.3.2.2.1.3.1. Pilř P4

#### Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	$N_{Ed}$ $N_{Rd}$ [kN]	$M_{Edy}$ $M_{Rdy}$ [kNm]	$M_{Edz}$ $M_{Rdz}$ [kNm]	$V_{Edz}$ $V_{Rdz}$ [kN]	$V_{Edy}$ $V_{Rdy}$ [kN]	Využití [%]	Posouzení
1	Vrchol - 6.10a	-18945,80	0,00 → -34637,89	260,50 → 36346,82	0,00	0,00	48,2	Vyhovuje
		-290638,52	-71906,67	75455,14	0,00	0,00		
2	Prostředek - 6.10a	-27221,40	6751,30 → 56519,16	92,00 → 51940,97	0,00	0,00	70,7	Vyhovuje
		-290638,52	79990,59	73511,67	0,00	0,00		
3	Spodek - 6.10a	-33117,50	11048,40 → 71595,88	-4041,90 → -67121,26	0,00	0,00	87,8	Vyhovuje
		-290638,52	81555,42	-76458,59	0,00	0,00		
4	Vrchol - 6.10b	-17759,90	0,00 → 32469,76	221,40 → 34048,92	0,00	0,00	45,5	Vyhovuje
		-290638,52	71394,44	74867,54	0,00	0,00		
5	Prostředek - 6.10b	-27731,20	5738,60 → 56438,51	-1615,80 → -54435,80	0,00	0,00	71,9	Vyhovuje
		-290638,52	78487,43	-75702,40	0,00	0,00		
6	Spodek - 6.10b	-32729,70	9391,10 → 69229,58	-7268,30 → -69609,01	0,00	0,00	87,8	Vyhovuje
		-290638,52	78832,35	-79264,81	0,00	0,00		

Předpokládá se vyztužení pruty  $\phi 32$  mm á 120 mm dle výše uvedeného schématu.

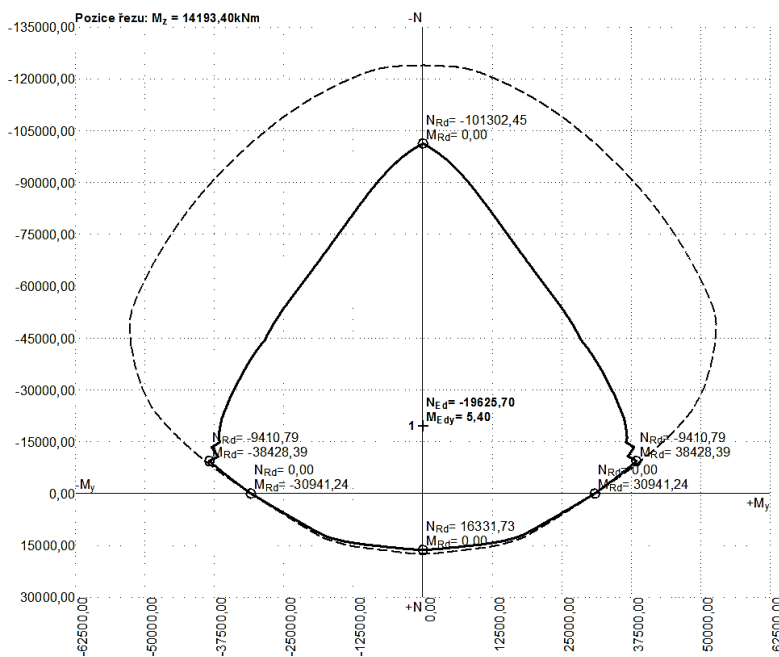
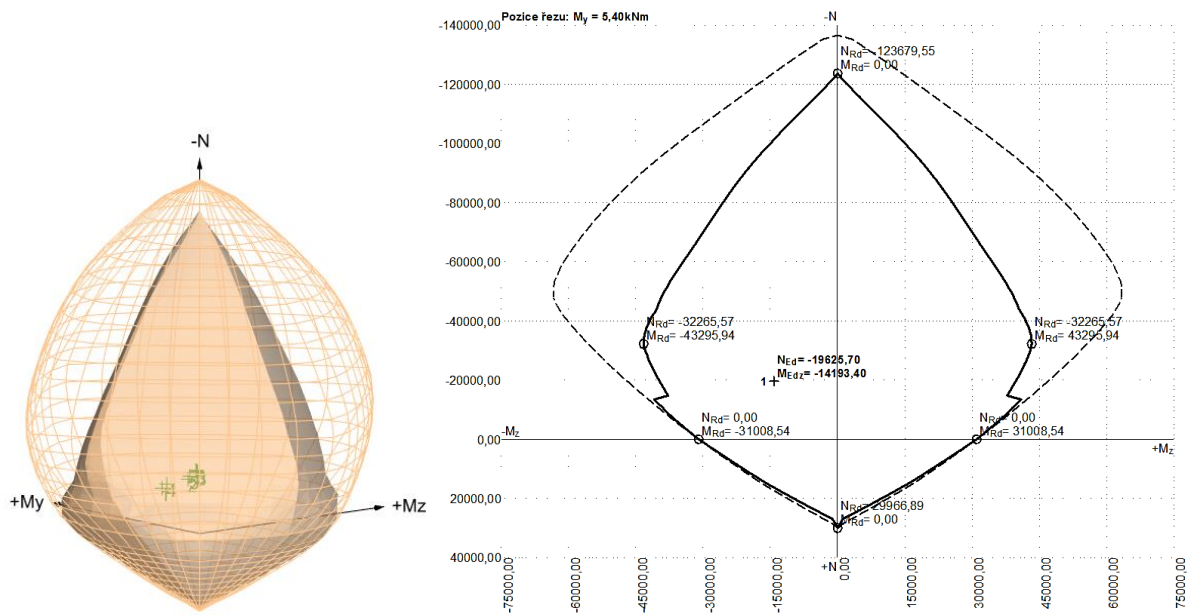


### 6.3.2.2.1.3.2. Pilř P5

#### Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	$N_{Ed}$	$M_{Edy}$	$M_{Edz}$	$V_{Edz}$	$V_{Edy}$	Využití [%]	Posouzení
		$N_{Rd}$ [kN]	$M_{Rdy}$ [kNm]	$M_{Rdz}$ [kNm]	$V_{Rdz}$ [kN]	$V_{Rdy}$ [kN]		
1	Vrchol - 6.10a	-19625,70	5,40 → 4557,18	-14193,40 → -20970,28	0,00	0,00	45,9	Vyhovuje
		-136569,26	9935,56	-45718,83	0,00	0,00		
2	Prostředek - 6.10a	-21658,80	-33,80 → -6143,91	-4435,80 → -11464,32	0,00	0,00	27,8	Vyhovuje
		-136569,26	-22132,83	-41300,00	0,00	0,00		
3	Spodek - 6.10a	-23692,10	-35,10 → -6718,81	-847,10 → -8535,45	0,00	0,00	23,5	Vyhovuje
		-136569,26	-28578,32	-36305,63	0,00	0,00		
4	Vrchol - 6.10b	-20950,20	4,60 → 4863,56	-12384,80 → -19619,04	0,00	0,00	42,3	Vyhovuje
		-136569,26	11500,61	-46392,00	0,00	0,00		
5	Prostředek - 6.10b	-22678,30	-28,70 → -6426,41	-3729,10 → -11088,46	0,00	0,00	27,4	Vyhovuje
		-136569,26	-23489,33	-40530,17	0,00	0,00		
6	Spodek - 6.10b	-24405,00	-29,80 → -6914,63	-1217,80 → -9137,49	0,00	0,00	24,6	Vyhovuje
		-136569,26	-28053,02	-37071,53	0,00	0,00		

Předpokládá se vyztužení pruty  $\phi 32$  mm á 120 mm dle výše uvedeného schématu.



### 6.3.2.2.2. Mezní stav použitelnosti

Pro posouzení byly vybrány pouze nejvíce namáhané průřezy pilířů P4 a P5. Konkrétně se jedná o prvek 325 ve vetknutí pilíře P4 a prvky 444 a 432 nacházející se na koncích pilíře P5. Zde jsou předpokládány vrubové klouby s možností pootočení v podélném směru.

Byl proveden pružný výpočet průběhu napětí po průřezu. Napětí jsou vyvolána vnitřními silami vypočtenými podle kombinací. Průřez je vystaven působení dvojice ohybových momentů a normálové síly.

Napětí bylo vyčísleno ve čtyřech krajních bodech průřezu tvaru H.

Pro posouzení byly použity následující hodnoty:

#### Charakteristická kombinace zatížení

- maximální přípustné tlakové napětí  $f_{c,lim} = 0,6 \cdot f_{c,k} = 0,6 \cdot 35,0 = 21,0 \text{ MPa}$
- maximální přípustné tahové napětí  $f_{ct,lim} = f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$

#### Častá kombinace zatížení

Při této kombinaci by měl být splněn požadavek dekomprese průřezu.

- maximální přípustné tlakové napětí  $f_{c,lim} = 0,6 \cdot f_{c,k} = 0,6 \cdot 35,0 = 21,0 \text{ MPa}$
- maximální přípustné tahové napětí  $f_{ct,lim} = 0,0 \text{ MPa}$

#### Kvazistálá kombinace zatížení

Při této kombinaci je tlakové namáhání omezeno na hodnotu  $0,45f_{c,k}$ . Do této hodnoty se předpokládá lineární průběh dotvarování. Tahová napětí se nepřipouštějí.

- maximální přípustné tlakové napětí  $f_{c,lim} = 0,45 \cdot f_{c,k} = 0,45 \cdot 35,0 = 15,75 \text{ MPa}$
- maximální přípustné tahové napětí  $f_{ct,lim} = 0,0 \text{ MPa}$

Výsledné výpočty jsou shrnuty v následujících tabulkách.

### 6.3.2.2.1. Pilíř P4

#### Napětí po betonovém sloupu tvaru H

Průřez 325 - vetknutí sloupu P4	Průřezové charakteristiky						
	$A_i$	$I_y$	$I_z$	$c_{z+}$	$c_{z-}$	$c_{y+}$	$c_{y-}$
	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m]	[m]	[m]	[m]
	10,250	9,214	12,338	-1,750	1,750	-1,750	1,750
Charakteristická kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení						
	$M_{y,max}$	$M_{z,max}$	$N$		$M_{y,min}$	$M_{z,max}$	$N$
	[kNm]	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kNm]	[kN]
	8 184	11 374	- 28 121		0	- 3 749	- 24 277
	Vypočtené hodnoty napětí v krajních bodech průřezu						
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$
-5,911	-2,685	-2,802	0,424	-1,837	-2,900	-1,837	-2,900
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Častá kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení						
	$M_{y,max}$	$M_{z,max}$	$N$		$M_{y,min}$	$M_{z,max}$	$N$
	[kNm]	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kNm]	[kN]
	8 184	3 343	- 21 264		8 184	3 515	- 21 247
	Vypočtené hodnoty napětí v krajních bodech průřezu						
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$
-4,103	-3,155	-0,994	-0,046	-4,126	-3,129	-1,017	-0,020
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Kvazistálá kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení						
	$M_{y,max}$	$M_{z,max}$	$N$		$M_{y,min}$	$M_{z,max}$	$N$
	[kNm]	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kNm]	[kN]
	8 184	3 343	- 21 264		8 184	3 515	- 21 247
	Vypočtené hodnoty napětí v krajních bodech průřezu						
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$
-4,103	-3,155	-0,994	-0,046	-4,126	-3,129	-1,017	-0,020
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Průřez pro všechny kombinace vyhovuje.

### 6.3.2.2.2. Pilíř P5

#### Napětí po betonovém sloupu tvaru H

Průřez 444 - horní kloub sloupu P5	Průřezové charakteristiky							
	$A_i$	$I_y$	$I_z$	$c_{z+}$	$c_{z-}$	$c_{y+}$	$c_{y-}$	
	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m]	[m]	[m]	[m]	
	4,750	2,036	3,130	-1,250	1,250	-1,250	1,250	
Charakteristická kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení							
	$M_{y,max}$	$M_{z,max}$	$N$		$M_{y,min}$	$M_{z,max}$	$N$	
	[kNm]	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kNm]	[kN]	
	4	968	- 9 012		0	-11798	-17172	
	Vypočtené hodnoty napětí v krajních bodech průřezu							
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Častá kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení							
	$M_{y,max}$	$M_{z,max}$	$N$		$M_{y,min}$	$M_{z,max}$	$N$	
	[kNm]	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kNm]	[kN]	
	4	- 5 800	- 11 288		4	- 2 440	- 11 877	
	Vypočtené hodnoty napětí v krajních bodech průřezu							
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Kvazistálá kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení							
	$M_{y,max}$	$M_{z,max}$	$N$		$M_{y,min}$	$M_{z,max}$	$N$	
	[kNm]	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kNm]	[kN]	
	4	- 5 800	- 11 288		4	- 2 304	- 11 269	
	Vypočtené hodnoty napětí v krajních bodech průřezu							
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Průřez pro všechny kombinace vyhovuje.

**Napětí po betonovém sloupu tvaru H**

Průřez 432 - dolní kloub sloupu P5	Průřezové charakteristiky						
	$A_i$	$I_y$	$I_z$	$C_{z+}$	$C_{z-}$	$C_{y+}$	$C_{y-}$
	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m]	[m]	[m]	[m]
	4,750	2,036	3,130	-1,250	1,250	-1,250	1,250
Charakteristická kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení						
	$M_{y,max}$	$M_{z,max}$	$N$		$M_{y,min}$	$M_{z,max}$	$N$
	[kNm]	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kNm]	[kN]
	0,00	2 891	- 12 023		-26	-979	-20183
	Vypočtené hodnoty napětí v krajních bodech průřezu						
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
-3,686	-1,376	-3,686	-1,376	-3,842	-4,624	-3,874	-4,656
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Částa kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení						
	$M_{y,max}$	$M_{z,max}$	$N$		$M_{y,min}$	$M_{z,max}$	$N$
	[kNm]	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kNm]	[kN]
	- 26	812	- 14 299		- 26	1 390	- 14 271
	Vypočtené hodnoty napětí v krajních bodech průřezu						
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
-3,319	-2,670	-3,351	-2,702	-3,544	-2,433	-3,575	-2,465
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Kvazistálá kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení						
	$M_{y,max}$	$M_{z,max}$	$N$		$M_{y,min}$	$M_{z,max}$	$N$
	[kNm]	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kNm]	[kN]
	- 26	812	- 14 299		- 26	1 390	- 14 280
	Vypočtené hodnoty napětí v krajních bodech průřezu						
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
-3,319	-2,670	-3,351	-2,702	-3,545	-2,435	-3,577	-2,467
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

**Průřez pro všechny kombinace vyhovuje.**

## 6.4 Příčnický

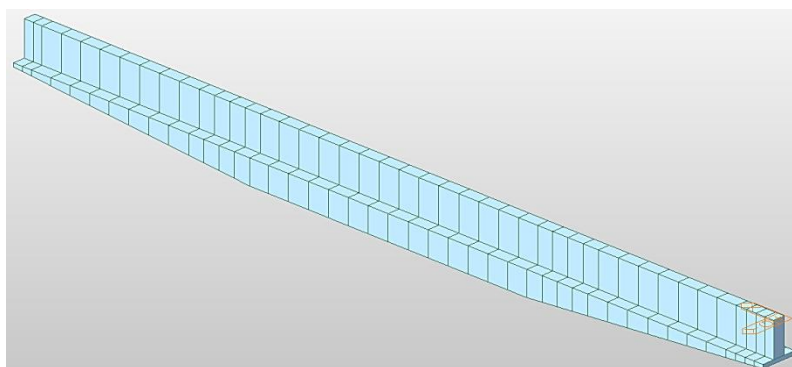
Na mostní konstrukci byly navrženy monolitické příčnický. Ty zlepšují spolupůsobení jednotlivých ocelových nosníků mezi sebou. Příčnický ztužují konstrukci mostovky a výrazně zlepšují parametry příčného roznosu zatížení mezi jednotlivými podélnými nosníky.

Pomocí příčnický je také konstrukce mostovky uložena na své podpory. Toto uložení je provedeno dvojím způsobem. V oblastech mimo obloukovou konstrukci (příčnický P0 – P4 a P13 – P18) jsou příčnický uloženy pomocí dvojice mostních ložisek přímo na betonové sloupy. Příčnický nad obloukem (P5 – P12) jsou podporovány betonovými stojkami. Na rozhraní stojek a příčnický je navrženo provedení vrubovéhó kloubu umožňujícího rotaci pro posuny v podélném směru.

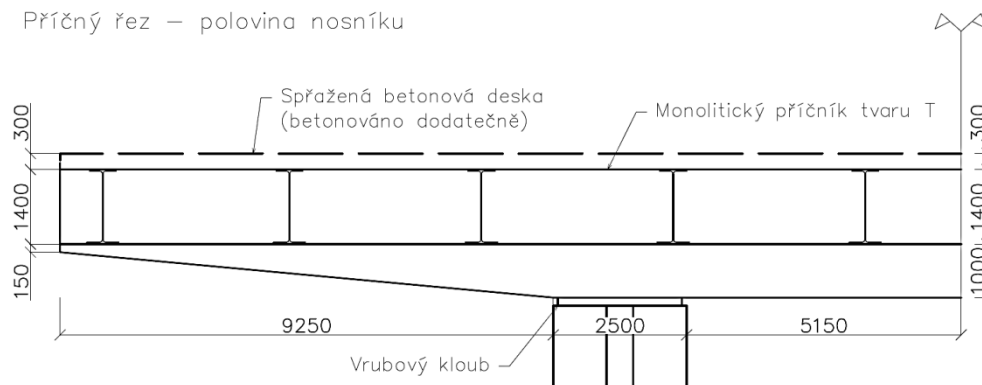
### 6.4.1 Postupná výstavba příčnický

Během výstavby jsou příčnický vystaveny mnoha zatížením, ta jsou navíc na nosníky aplikována v různém uspořádání a čase. Pro usnadnění výstavby a instalace ocelových nosníků na příčnický byla navržena postupná výstavba příčnický ve 3 fázích. Zároveň bylo nutné navrhnout postupné předpínání příčnický tak, aby vyhovovaly podmínce omezení napětí po všechny fáze výstavby.

V první fázi je navrženo vybetonování příčnický ve tvaru obráceného T. Příčnický bude proveden s výškovými náběhy pásnice, kdy se bude jeho výška postupně zmenšovat od 2,7 m ve středních partiích až k 1,9 m u krajů. Po statické stránce se nosník po celou dobu výstavby chová jako prostý nosník s konzolami na obou koncích (rozpětí 10,5 m + 12,8 m + 10,5 m). Tvar příčnický při první fázi výstavby a celkové rozměry jsou na následujících schématech.



Příčnický řez – polovina nosníku





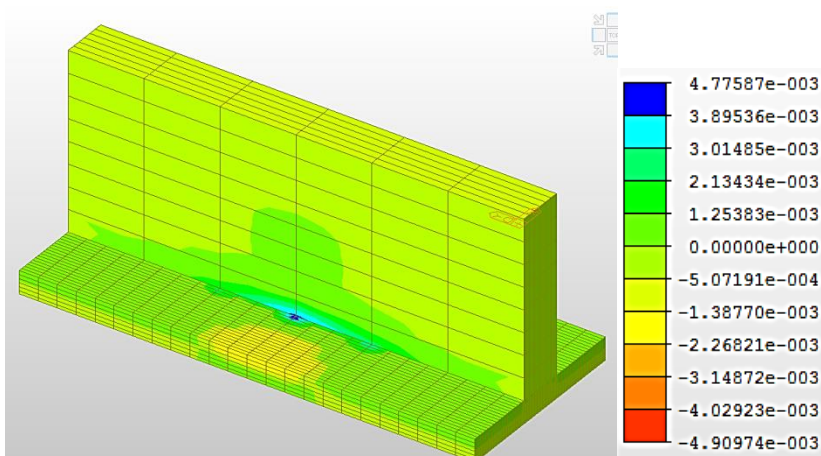
Ve druhé fázi jsou na jeden ozub uloženy ocelové nosníky a ty jsou následně zmonolitněny spřaženou železobetonovou deskou spolu s dobetonováním části příčnicku, chybějící do obdélníkového tvaru.

Ve třetí fázi jsou nosníky uloženy na protilehlý ozub a následně zmonolitněny stejným způsobem jako v předchozí fázi. Tím je vybetonován celý profil příčnicku.

Během jednotlivých fází je příčník postupně předpínán průběžnými zvedanými kabely, aby nikde po jeho délce nevznikaly nadměrná tahová či tlaková napětí. Po dokončení je provedeno finální předepnutí včetně úpravy sil v již provedených lanech.

Pro účely tohoto statického výpočtu bylo provedeno navrzení a posouzení dvou druhů příčnicků. Příčnicků nad obloukovou konstrukcí, na které je deska mostovky prováděna najednou v celé šířce, a příčnicků mimo oblouk, které jsou nejdříve zatíženy uprostřed čtveřicí nosníků spolu s částí desky a až v dalších fázích jsou dobetonovány oba kraje mostovky.

Ještě před přistoupením k těmto výpočtům bylo nutné ověřit, zda navržené ozuby unesou tíhu ocelových nosníků při osazení. Nejmenší rozměry mají ozuby na koncích konzol, kde je jejich výška pouhých 150 mm a vysazení 500 mm. Tíha nejdelších ocelových nosníků je 13,5 t. Byl vytvořen prostorový model výseku nosníku včetně ozubu pro ověření jeho únosnosti. Ozub byl zatížen příslušnou tíhou nosníku. Bylo ověřeno, že při dostatečném vyztužení ozubu postačuje jeho výška 150 mm. Průběh napětí na modelu je na následujícím schématu.



Následně byla provedena úprava a ozub nosníku zvýšen na hodnotu 200 mm.

#### 6.4.1.1 Příčnick P4

Příčnick P4 je během výstavby zatěžován postupně. Nejdříve jsou nosníky a betonové desky ukládány jen na střední část nosníku. Konzoly jsou zatěžovány až následně.

Pro potřeby posouzení velikosti napětí byl sestaven model ve výpočetním programu. Výsledná napětí jsou přímo výstupem z tohoto programu.

##### 1) Zatížení vlastní vahou

V této fázi není nutné příčnick předpínat.

##### 2) Zatížení prostředku nosníku ocelovými nosníky

Pro přenesení tohoto zatížení již bylo navrženo vnesení předpětí do konstrukce příčnicku. Předpětí je vneseno dvojicí kabelů o 16 lanech. Lana jsou značena jako A, B. Takto jsou dosažena napětí o krajních hodnotách 10,16 MPa v tlaku a 1,24 MPa v tahu.

##### 3) Zatížení vybetonováním železobetonové desky na jedné straně

V tomto stavu není nutné další vnesení předpětí. Největší napětí v tomto stavu dosahují hodnot 1,25 MPa v tahu a 10,15 MPa v tlaku.

##### 4) Zatížení tíhou nosníků na druhé straně

Napětí se v tomto kroku prakticky nezmění a vnesení předpětí není nutné

##### 5) Zatížení vybetonováním železobetonové desky na druhé straně

Další vnesení předpětí není nutné. Maximální tlak je 10,58 MPa a tah 2,52 MPa.

##### 6) Přitížení konzol příčnicku ocelovými nosníky na jedné straně

Vnesení předpětí není nutné. Napětí se pohybuje v rozmezí od tahového 1,33 MPa po tlakové 8,69 MPa.

##### 7) Přitížení konzol na jedné straně betonovou deskou

Pro přenesení přidaného zatížení je nutné vnést další předpětí do příčnicku. To bude provedeno pomocí 1 kabelů o 21 drátech (kabely C). Tím jsou dosažena tlaková napětí v rozmezí 0,3 – 14,0 MPa.

##### 8) Přitížení konzol příčnicku ocelovými nosníky na druhé straně

V tomto kroku není vnášeno další předpětí. Napětí se pohybují v rozmezí 1,48 MPa – 12,75 MPa.

##### 9) Přitížení konzol příčnicku dobetonováním desky

Vnesení předpětí není nutné. Napětí se pohybují v rozmezí od tahového – 2,8 MPa po tlakové 12,46 MPa.

Tímto je zaručeno, že příčnick vyhoví během všech fází výstavby. Předpínacích kabelů použitých během výstavby bude použito i pro finální stav konstrukce. Vzhledem k postupnému předpínání kabelů je nutné zajistit dopnutí dříve předpínaných kabelů tak, aby v nich nedocházelo ke ztrátám předpětí zkrácením nosníku od později předpínaných lan.

### 6.4.1.2 Příčnick P6

Příčnick P6 je během výstavby, na rozdíl od příčnicku P4, zatěžován po celé své délce stejně.

Pro potřeby posouzení velikosti napětí byl sestaven model ve výpočetním programu. Výsledná napětí jsou přímo výstupem z tohoto programu.

#### 1) Zatížení vlastní vahou

V této není nutné příčnick předpínat. Maximální tahové napětí dosahuje hodnoty 1,24 MPa v nadpodporových oblastech. Maximální tlakové napětí je 10,15 MPa.

#### 2) Zatížení nosníku ocelovými nosníky na jedné straně

Pro přenesení tohoto zatížení již bylo navrženo vnesení předpětí do konstrukce příčnicku. Předpětí je vneseno dvojicí kabelů o 16 drátech. Lana jsou značena jako A, B Takto jsou dosažena napětí o krajních hodnotách 10,04 MPa v tlaku a 1,52 MPa v tahu.

#### 3) Zatížení vybetonováním železobetonové desky na jedné straně

V tomto stavu není nutné další vnesení předpětí. Největší napětí v tomto stavu dosahují hodnot 0,90 MPa v tahu a 6,2 MPa v tlaku.

#### 4) Zatížení tíhou nosníků na druhé straně

Vnesení předpětí není nutné. Napětí se pohybují v rozmezí od tahu 2,4 MPa po tlak 6,2 MPa.

#### 5) Zatížení vybetonováním železobetonové desky na druhé straně

Bylo vneseno další předpětí dvěma průběžně zvedaným kabelem o 16 lanech – C, D.

Tímto je zaručeno, že příčnick vyhoví během všech fází výstavby. Předpínacích kabelů použitých během výstavby bude použito i pro finální stav konstrukce. Vzhledem k postupnému předpínání kabelů je nutné zajistit dopnutí dříve předpínaných kabelů tak, aby v nich nedocházelo ke ztrátám předpětí zkrácením nosníku.

## 6.4.2 Kombinace zatížení

Výsledné tabulky kombinací jsou součástí příloh této práce – oddíl 1.1.3 – Příčnicky.

## 6.4.3 Posouzení příčnicků v MSP

Konstrukce příčnicků jsou z předpjatého betonu. Z tohoto důvodu byly primárně posouzeny v mezním stavu použitelnosti na průběh napětí po průřezu v jednotlivých zatěžovacích stavech. S ohledem na průběh a rozkmit vnitřních sil bylo navrženo předpětí. Konstrukce příčnicků je předpínána postupně v jednotlivých fázích výstavby. Je tedy nutné zajistit, že nebude docházet ke ztrátám předpětí napínáním další výztuže. Toho bude dosaženo dodatečným dopínáním již dříve instalovaných lan.

Výpočet napětí byl proveden na základě pružné analýzy konstrukce. Účinky předpětí – vnitřní síly byly vypočteny ve výpočetním programu. Jako vstupní údaje pro jejich výpočet je do programu zadána předpokládaná geometrie vedení lan, počet lan, profil lan a napětí, na které jsou lana předepnuta. Program do výsledků zahrnuje jak staticky určité, tak i neurčité účinky předpětí. Zároveň je zohledněn také průběh ztrát předpětí jak po délce lana, tak také v průběhu životnosti mostu. Níže uvedené výsledky jsou uvažovány v časovém okamžiku 10 000 dní.

Pro návrh a posouzení příčníků byly použity následující hodnoty:

#### **Charakteristická kombinace zatížení**

- maximální přípustné tlakové napětí  $f_{c,lim} = 0,6 \cdot f_{c,k} = 0,6 \cdot 35,0 = 21,0 \text{ MPa}$
- maximální přípustné tahové napětí  $f_{ct,lim} = f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$

#### **Častá kombinace zatížení**

Při této kombinaci by měl být splněn požadavek dekomprese průřezu, zjednodušeně se dá podmínka vyjádřit následovně

- maximální přípustné tlakové napětí  $f_{c,lim} = 0,6 \cdot f_{c,k} = 0,6 \cdot 35,0 = 21,0 \text{ MPa}$
- maximální přípustné tahové napětí  $f_{ct,lim} = 0,0 \text{ MPa}$

#### **Kvazistálá kombinace zatížení**

Při této kombinaci je tlakové namáhání omezeno na hodnotu  $0,45f_{c,k}$ . Do této hodnoty se předpokládá lineární průběh dotvarování. Tahová napětí se nepřipouštějí.

- maximální přípustné tlakové napětí  $f_{c,lim} = 0,45 \cdot f_{c,k} = 0,45 \cdot 35,0 = 17,75 \text{ MPa}$
- maximální přípustné tahové napětí  $f_{ct,lim} = 0,0 \text{ MPa}$

Výsledné výpočty a posouzení jsou shrnuty v následujících tabulkách.

### 6.4.3.1 Příčník P4

Příčník P4 je postupně předepnut

- 2 kabely o 16 lanech
- 1 kabelem o 21 lanech
- 4 kabely o 25 lanech

#### Napětí po průřezu předepnutého příčníku

Průřez 40 - okraj konzoly příčníku	Průřezové charakteristiky			
	$A_i$	$I_y$	$C_h$	$C_d$
	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m]	[m]
	3,330	0,950	-0,925	0,925
Charakteristická kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení			
	$M_{y,max}$	<b>N</b>	$M_{y,min}$	<b>N</b>
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
	411,00	-27515,00	411,00	-27515,00
	Vypočtené hodnoty napětí			
	$\sigma_h$	$\sigma_d$	$\sigma_h$	$\sigma_d$
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
<b>-8,663</b>	<b>-7,862</b>	<b>-8,663</b>	<b>-7,862</b>	
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK
Častá kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení			
	$M_{y,max}$	<b>N</b>	$M_{y,min}$	<b>N</b>
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
	411	- 27 515	411	- 27 515
	Vypočtené hodnoty napětí			
	$\sigma_h$	$\sigma_d$	$\sigma_h$	$\sigma_d$
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
<b>-8,663</b>	<b>-7,862</b>	<b>-8,663</b>	<b>-7,862</b>	
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK
Kvazistálá kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení			
	$M_{y,max}$	<b>N</b>	$M_{y,min}$	<b>N</b>
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
	411	- 27 515	411	- 27 515
	Vypočtené hodnoty napětí			
	$\sigma_h$	$\sigma_d$	$\sigma_h$	$\sigma_d$
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
<b>-8,663</b>	<b>-7,862</b>	<b>-8,663</b>	<b>-7,862</b>	
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK

**Napětí po průřezu předepnutého příčniku**

Průřez 5334 - nad uložením příčniku	Průřezové charakteristiky			
	$A_i$	$I_y$	$c_h$	$c_d$
	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m]	[m]
	4,860	2,952	-1,350	1,350
Charakteristická kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení			
	$M_{y,max}$	<b>N</b>	$M_{y,min}$	<b>N</b>
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
	8086,20	-19078,40	-22649,80	-38561,20
	Vypočtené hodnoty napětí			
	$\sigma_h$	$\sigma_d$	$\sigma_h$	$\sigma_d$
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
<b>-7,623</b>	<b>-0,228</b>	<b>2,422</b>	<b>-18,291</b>	
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK
Častá kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení			
	$M_{y,max}$	<b>N</b>	$M_{y,min}$	<b>N</b>
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
	5 726	- 19 893	- 14 186	- 33 967
	Vypočtené hodnoty napětí			
	$\sigma_h$	$\sigma_d$	$\sigma_h$	$\sigma_d$
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
<b>-6,711</b>	<b>-1,475</b>	<b>-0,503</b>	<b>-13,476</b>	
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK
Kvazistálá kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení			
	$M_{y,max}$	<b>N</b>	$M_{y,min}$	<b>N</b>
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
	4 859	- 20 749	- 4 184	- 28 965
	Vypočtené hodnoty napětí			
	$\sigma_h$	$\sigma_d$	$\sigma_h$	$\sigma_d$
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
<b>-6,491</b>	<b>-2,048</b>	<b>-4,047</b>	<b>-7,873</b>	
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK

**Napětí po průřezu předepnutého příčníku**

Průřez 35 - uprostřed příčníku	Průřezové charakteristiky			
	$A_i$	$I_y$	$c_h$	$c_d$
	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m]	[m]
	4,860	2,952	-1,350	1,350
Charakteristická kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení			
	$M_{y,max}$	<b>N</b>	$M_{y,min}$	<b>N</b>
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
	10459,00	-20065,20	-23265,40	-42510,60
	Vypočtené hodnoty napětí			
	$\sigma_h$	$\sigma_d$	$\sigma_h$	$\sigma_d$
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
<b>-8,911</b>	<b>0,654</b>	<b>1,891</b>	<b>-19,385</b>	
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK
Častá kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení			
	$M_{y,max}$	<b>N</b>	$M_{y,min}$	<b>N</b>
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
	8 805	- 21 028	- 13 903	- 37 059
	Vypočtené hodnoty napětí			
	$\sigma_h$	$\sigma_d$	$\sigma_h$	$\sigma_d$
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
<b>-8,353</b>	<b>-0,301</b>	<b>-1,268</b>	<b>-13,982</b>	
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK
Kvazistálá kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení			
	$M_{y,max}$	<b>N</b>	$M_{y,min}$	<b>N</b>
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
	7 785	- 21 978	- 2 861	- 31 094
	Vypočtené hodnoty napětí			
	$\sigma_h$	$\sigma_d$	$\sigma_h$	$\sigma_d$
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
-8,082	-0,963	-5,090	-7,706	
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK

Příčník P4 z hlediska MSP vyhovuje.

### 6.4.3.2 Příčník P6

Příčník P6 je postupně předepnut

- 2 kabely o 16 lanech

- 2 kabely o 16 lanech

- 3 kabely o 27 lanech

#### Napětí po průřezu předepnutého příčníku

Průřez 50 - okraj konzoly příčníku	Průřezové charakteristiky			
	$A_i$	$I_y$	$C_h$	$C_d$
	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m]	[m]
	3,330	0,949	-0,925	0,925
Charakteristická kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení			
	$M_{y,max}$	<b>N</b>	$M_{y,min}$	<b>N</b>
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
	-616,00	-26276,00	-616,00	-26276,00
	Vypočtené hodnoty napětí			
	$\sigma_h$	$\sigma_d$	$\sigma_h$	$\sigma_d$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
<b>-7,290</b>	<b>-8,491</b>	<b>-7,290</b>	<b>-8,491</b>	
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK
Častá kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení			
	$M_{y,max}$	<b>N</b>	$M_{y,min}$	<b>N</b>
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
	- 616	- 26 276	- 616	- 26 276
	Vypočtené hodnoty napětí			
	$\sigma_h$	$\sigma_d$	$\sigma_h$	$\sigma_d$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
<b>-7,290</b>	<b>-8,491</b>	<b>-7,290</b>	<b>-8,491</b>	
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK
Kvazistálá kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení			
	$M_{y,max}$	<b>N</b>	$M_{y,min}$	<b>N</b>
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
	- 616	- 26 276	- 616	- 26 276
	Vypočtené hodnoty napětí			
	$\sigma_h$	$\sigma_d$	$\sigma_h$	$\sigma_d$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
<b>-7,290</b>	<b>-8,491</b>	<b>-7,290</b>	<b>-8,491</b>	
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK



**Napětí po průřezu předepnutého příčniku**

Průřez 5236 - nad uložením příčniku	Průřezové charakteristiky			
	$A_i$	$I_y$	$c_h$	$c_d$
	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m]	[m]
	4,995	2,952	-1,350	1,350
Charakteristická kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení			
	$M_{y,max}$	<b>N</b>	$M_{y,min}$	<b>N</b>
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
	6680,40	-22124,60	-24488,40	-40738,60
	Vypočtené hodnoty napětí			
	$\sigma_h$	$\sigma_d$	$\sigma_h$	$\sigma_d$
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
<b>-7,484</b>	<b>-1,375</b>	<b>3,041</b>	<b>-19,353</b>	
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK
Častá kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení			
	$M_{y,max}$	<b>N</b>	$M_{y,min}$	<b>N</b>
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
	4 262	- 23 052	- 16 108	- 36 665
	Vypočtené hodnoty napětí			
	$\sigma_h$	$\sigma_d$	$\sigma_h$	$\sigma_d$
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
<b>-6,564</b>	<b>-2,666</b>	<b>-0,025</b>	<b>-14,705</b>	
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK
Kvazistálá kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení			
	$M_{y,max}$	<b>N</b>	$M_{y,min}$	<b>N</b>
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
	3 371	- 23 926	- 5 931	- 32 317
	Vypočtené hodnoty napětí			
	$\sigma_h$	$\sigma_d$	$\sigma_h$	$\sigma_d$
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
<b>-6,331</b>	<b>-3,249</b>	<b>-3,758</b>	<b>-9,182</b>	
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK

### Napětí po průřezu předepnutého příčnicku

Průřez 45 - uprostřed příčnicku	Průřezové charakteristiky			
	$A_i$	$I_y$	$C_h$	$C_d$
	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m]	[m]
	4,995	2,952	-1,350	1,350
Charakteristická kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení			
	$M_{y,max}$	<b>N</b>	$M_{y,min}$	<b>N</b>
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
	7367,40	-13909,40	-19026,20	-35292,00
	Vypočtené hodnoty napětí			
	$\sigma_h$	$\sigma_d$	$\sigma_h$	$\sigma_d$
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
<b>-6,153</b>	<b>0,584</b>	<b>1,634</b>	<b>-15,765</b>	
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK
Častá kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení			
	$M_{y,max}$	<b>N</b>	$M_{y,min}$	<b>N</b>
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
	6 239	- 14 599	- 11 942	- 30 296
	Vypočtené hodnoty napětí			
	$\sigma_h$	$\sigma_d$	$\sigma_h$	$\sigma_d$
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
<b>-5,775</b>	<b>-0,070</b>	<b>-0,605</b>	<b>-11,526</b>	
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK
Kvazistálá kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení			
	$M_{y,max}$	<b>N</b>	$M_{y,min}$	<b>N</b>
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
	5 403	- 15 611	- 3 319	- 25 325
	Vypočtené hodnoty napětí			
	$\sigma_h$	$\sigma_d$	$\sigma_h$	$\sigma_d$
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
<b>-5,596</b>	<b>-0,655</b>	<b>-3,553</b>	<b>-6,587</b>	
Posouzení tlak	OK	OK	OK	OK
Posouzení tah	OK	OK	OK	OK

Příčnick P6 z hlediska MSP vyhovuje.

## 6.5 Provizorní konstrukce

Provizorní konstrukce byly použity během výstavby a poté, co přestaly sloužit svému účelu, byly odstraněny. Jedná se horní pylony a dolní pilíře pro vyvážování oblouku. Tyto konstrukce byly posouzeny v jednotlivých stavebních fázích. Jejich posouzení je shrnuto v následujících tabulkách.

### 6.5.1 Horní pylon pro vyvážování oblouku

Tento pylon byl navržen z betonu C30/37. Jeho průřezem je obdélník o půdorysných rozměrech 2,5 m x 6,0 m. Pylon byl posouzen na velikost napětí v nejnamáhanějším průřezu. Byl posouzen pouze pylon na Suchdolské straně. U pylonu na opačné straně se předpokládá stejné namáhání.

Posouzení namáhání horního provizorního pylonu na Suchdolské straně											
Fáze výstavby	Maximální ohybový moment	Normálová síla v příslušném průřezu	Výška průřezu	Plocha průřezu	Moment setrvačnosti průřezu	Maximální tlakové napětí	Maximální tahové napětí	Aktuální tlaková pevnost betonu	Aktuální tahová pevnost betonu	Posouzení maximálních tlaků	Posouzení maximálních tahů
značení	$M_{max,i}$	$N_i$	$h_{p,i}$	$A_{p,i}$	$I_{p,i}$	$\sigma_{tlak,i}$	$\sigma_{tah,i}$	$f_{ck}(t)$	$f_{ctm}(t)$	-	-
[-]	[kNm]	[kN]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]
22	2 576	-9 767	2,50	15,000	7,813	-1,063	-0,239	30,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
23	4 882	-15 019	2,50	15,000	7,813	-1,782	-0,220	30,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
24	8 784	-20 350	2,50	15,000	7,813	-2,762	0,049	30,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
25	11 603	-25 560	2,50	15,000	7,813	-3,560	0,152	30,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
26	14 082	-30 645	2,50	15,000	7,813	-4,296	0,210	30,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
27	16 077	-31 015	2,50	15,000	7,813	-4,640	0,505	30,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
28	21 870	-41 499	2,50	15,000	7,813	-6,266	0,733	30,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
29	26 844	-46 955	2,50	15,000	7,813	-7,425	1,165	30,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
30	26 291	-43 923	2,50	15,000	7,813	-7,135	1,278	30,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
31	32 110	-58 620	2,50	15,000	7,813	-9,046	1,230	30,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
32	33 605	-66 342	2,50	15,000	7,813	-9,800	0,954	30,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
33	36 275	-72 338	2,50	15,000	7,813	-10,627	0,981	30,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
34	39 790	-80 758	2,50	15,000	7,813	-11,750	0,983	30,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO
35	14 285	-12 408	2,50	15,000	7,813	-3,113	1,458	30,00	2,90	SPLNĚNO	SPLNĚNO

Pylon vyhovuje pro všechny stavební fáze.

## 6.5.2 Spodní pilíř

Tyto pilíře byly navrženy z betonu C30/37. Jejich průřezem je dvojice čtverců o půdorysných rozměrech 2,5 m x 2,5 m. Pilíř je na obou svých koncích uložen kloubově. V následující tabulce je zobrazen průběh napětí v jednotlivých fázích.

Posouzení namáhání dolního provizorního pilíře na Suchdolské straně											
Fáze výstavby	Maximální ohybový moment	Normálová síla v příslušném průřezu	Maximální výchylka sloupu ve vodorovném směru	Přídavný moment způsobený excentricitou	Výška průřezu	Plocha průřezu	Moment setrvačnosti průřezu	Maximální tlakové napětí	Minimální tlakové napětí	Aktuální tlaková pevnost betonu	Posouzení maximálních tlaků
značení	$M_{max,i}$	$N_i$	$e_i$	$M_{e,i}$	$h_{p,i}$	$A_{p,i}$	$I_{p,i}$	$\sigma_{dk,i}$	$\sigma_{sk,i}$	$f_{ct}(t)$	-
[-]	[kNm]	[kN]	[mm]	[kNm]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]
16	0	-19 921	3,07	61	2,50	6,250	3,255	-3,211	-3,164	30,00	SPLNĚNO
17	0	-19 256	2,86	55	2,50	6,250	3,255	-3,081	-3,060	30,00	SPLNĚNO
18	0	-26 606	3,96	105	2,50	6,250	3,255	-4,257	-4,217	30,00	SPLNĚNO
19	0	-28 331	4,10	116	2,50	6,250	3,255	-4,533	-4,488	30,00	SPLNĚNO
20	0	-30 320	4,35	132	2,50	6,250	3,255	-4,851	-4,801	30,00	SPLNĚNO
21	0	-32 623	4,64	151	2,50	6,250	3,255	-5,220	-5,162	30,00	SPLNĚNO
22	0	-34 424	4,85	167	2,50	6,250	3,255	-5,508	-5,444	30,00	SPLNĚNO
23	0	-35 987	4,99	180	2,50	6,250	3,255	-5,758	-5,689	30,00	SPLNĚNO
24	0	-37 733	5,17	195	2,50	6,250	3,255	-6,037	-5,962	30,00	SPLNĚNO
25	0	-39 459	5,36	212	2,50	6,250	3,255	-6,313	-6,232	30,00	SPLNĚNO
26	0	-40 921	5,50	225	2,50	6,250	3,255	-6,547	-6,461	30,00	SPLNĚNO
27	0	-42 781	5,72	245	2,50	6,250	3,255	-6,845	-6,751	30,00	SPLNĚNO
28	0	-44 544	5,93	264	2,50	6,250	3,255	-7,127	-7,026	30,00	SPLNĚNO
29	0	-46 288	6,13	284	2,50	6,250	3,255	-7,406	-7,297	30,00	SPLNĚNO
30	0	-48 405	6,38	309	2,50	6,250	3,255	-7,745	-7,626	30,00	SPLNĚNO
31	0	-50 493	6,63	335	2,50	6,250	3,255	-8,079	-7,950	30,00	SPLNĚNO
32	0	-52 533	6,86	360	2,50	6,250	3,255	-8,405	-8,267	30,00	SPLNĚNO
33	0	-54 771	7,09	388	2,50	6,250	3,255	-8,763	-8,614	30,00	SPLNĚNO
34	0	-56 645	7,34	416	2,50	6,250	3,255	-9,063	-8,904	30,00	SPLNĚNO
35	0	-20 446	3,99	82	2,50	6,250	3,255	-3,271	-3,240	30,00	SPLNĚNO

Pilíř vyhovuje pro všechny stavební fáze.

## 6.6 Mostní ložiska

Konstrukce mostovky je pomocí příčníků uložena na pilíře, či stojky. V oblastech mimo obloukovou konstrukci je toto uložení provedeno pomocí mostních ložisek. U příčníků nad obloukovou konstrukcí je navrženo použití vrubových kloubů.

Byl proveden výpočet sil na rozhraní mezi příčníky a pilíři pro pilíře P4 a P5. V případě pilíře P4 je na tato zatížení nutné navrhnout mostní ložiska. V případě pilíře P5 je nutné posoudit, zda při nějaké nepříznivé kombinaci zatížení nedochází k tahům ve vrubových kloubech.

Výpočet byl proveden pro všechna navržená zatížení. Jeho výsledky jsou shrnuty v následující tabulce. Byly posuzovány jak situace, kdy by v ložiskách mohlo dojít k tahovému namáhání, tak také situace maximálního tlaku na ložisko. Záporné síly znamenají tlak na ložisko a kladné tah v ložisku.

Síly v ložiskách						
	Zatěžovací stav		Kombinační součinitele		Kombinační hodnota	
Umístění zkoumaného průřezu	Vlastní tíha					
	$N_{min}$	$N_{max}$	$\gamma_{b,sup}$	$\xi$	$N_{min}$	$N_{max}$
	[kN]	[kN]	[-]	[-]	[kN]	[kN]
P4 - levé ložisko	-9299	-9299	1,35	0,85	-12553,7	-12553,7
P4 - pravé ložisko	-9905	-9905	1,35	0,85	-13371,8	-13371,8
P5 - levý vrubový kloub	-7941	-7941	1,35	0,85	-10720,4	-10720,4
P5 - pravý vrubový kloub	-8620	-8620	1,35	0,85	-11637,0	-11637,0
Ostatní stálé zatížení						
	$N_{min}$	$N_{max}$	$\gamma_{b,sup}$	$\xi$	$N_{min}$	$N_{max}$
P4 - levé ložisko	-1247	-1247	1,35	0,85	-1683,5	-1683,5
P4 - pravé ložisko	-1874	-1874	1,35	0,85	-2529,9	-2529,9
P5 - levý vrubový kloub	-1151	-1151	1,35	0,85	-1553,9	-1553,9
P5 - pravý vrubový kloub	-1845	-1845	1,35	0,85	-2490,8	-2490,8
LM1 - TS						
	$N_{min}$	$N_{max}$	$\gamma_{\alpha}$	$\psi_0$	$N_{min}$	$N_{max}$
P4 - levé ložisko	-1519	-3339	1,35	0,75	-1538,0	-3380,7
P4 - pravé ložisko	-1246	-3064	1,35	0,75	-1261,6	-3102,3
P5 - levý vrubový kloub	-1154	-3378	1,35	0,75	-1168,4	-3420,2
P5 - pravý vrubový kloub	-868	-3091	1,35	0,75	-878,9	-3129,6
LM1 - UDL						
	$N_{min}$	$N_{max}$	$\gamma_{\alpha}$	$\psi_0$	$N_{min}$	$N_{max}$
P4 - levé ložisko	798	-2404	1,35	0,4	430,9	-1298,2
P4 - pravé ložisko	819	-2375	1,35	0,4	442,3	-1282,5
P5 - levý vrubový kloub	905	-2428	1,35	0,4	488,7	-1311,1
P5 - pravý vrubový kloub	963	-2338	1,35	0,4	520,0	-1262,5
LM1 +LM3						
	$N_{min}$	$N_{max}$	$\gamma_{\alpha}$	$\psi_0$	$N_{min}$	$N_{max}$
P4 - levé ložisko	1272	-3769	1,35	0	0,0	0,0
P4 - pravé ložisko	1529	-3530	1,35	0	0,0	0,0
P5 - levý vrubový kloub	1728	-4222	1,35	0	0,0	0,0
P5 - pravý vrubový kloub	2035	-3898	1,35	0	0,0	0,0
Zatížení změnou teploty						
	$N_{min}$	$N_{max}$	$\gamma_{\alpha}$	$\psi_0$	$N_{min}$	$N_{max}$
P4 - levé ložisko	5	-3	1,5	0,6	4,5	-8,1
P4 - pravé ložisko	18	-20	1,5	0,6	16,2	-194,4
P5 - levý vrubový kloub	15,7	-17	1,5	0,6	14,1	-144,1
P5 - pravý vrubový kloub	16	-17	1,5	0,6	14,4	-146,88
Zatížení větrem						
	$N_{min}$	$N_{max}$	$\gamma_{\alpha}$	$\psi_0$	$N_{min}$	$N_{max}$
P4 - levé ložisko	270	-1192	1,5	0,8	324	-1430,4
P4 - pravé ložisko	908	-555	1,5	0,8	1089,6	-666,0
P5 - levý vrubový kloub	531	-856	1,5	0,8	637,2	-1027,2
P5 - pravý vrubový kloub	545	-842	1,5	0,8	654,0	-1010,4
Výsledné extrémní hodnoty osových sil v ložiskách						
Ložisko	Charakteristické				Návrhové	
	$N_{min}$	$N_{max}$			$N_{min}$	$N_{max}$
	[kN]	[kN]			[kN]	[kN]
P4 - levé ložisko	-8201,0	-21253,0			-15015,7	-20354,5
P4 - pravé ložisko	-8505,0	-21323,0			-15615,2	-21146,9
P5 - levý vrubový kloub	-5912,3	-19993,0			-12302,6	-18176,9
P5 - pravý vrubový kloub	-6906,0	-20651,0			-13818,2	-19677,2

Z výpočtů je patrné, že v případě vrubových kloubů nedochází pro žádný zatěžovací stav k tahům.

**Mostní ložiska budou navržena na hodnotu svislého zatížení do 25 MN.**

## 6.7 Konstrukce jako celek

### 6.7.1 Speciální případ pro posouzení

Byl posuzován případ speciálního zatížení mostní konstrukce, které se předpokládá při rekonstrukci mostní konstrukce. Idea je taková, že veškerý provoz je převeden do jednoho jízdního pásu a v druhém pásu probíhají rekonstrukční práce včetně ubourání desky mostovky. V tomto uspořádání je konstrukce namáhána asymetricky a teoreticky by mohlo hrozit její překlopení, či neúnosné namáhání prvků mostovky.

Pro tento případ byl sestaven speciální model pohyblivého zatížení simulující seskupení obou směrů dopravy do jednoho jízdního pásu. V druhém rekonstruovaném jízdním směru je ubourána deska mostovky.

Za tohoto stavu byl zakázán přejezd pro speciální vozidla dle zatěžovacího modelu LM3 a uplatní se pouze model LM1. Opět byly posouzeny 2 prvky mostovky na nejzatíženějším krajním nosníku. Pro tento stav byla provedena pouze charakteristická kombinace zatížení a při té byly prvky posouzeny.

Výsledná tabulka kombinací je součástí příloh této práce – Příloha 1.1.5 – speciální zatěžovací případ.

Napětí po spřaženém průřezu v MSP - nad podporou								
Průřez 1270 - nad podporou	Průřezové charakteristiky						Napětí od stavebních fází	
	$A_i$	$I_{y,eff}$	$n$	$C_{výz}$	$C_{h,n}$	$C_d$	$\sigma_{výz}$	0,000
	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[-]	[m]	[m]	[m]	$\sigma_{h,n}$	0,000
	0,074	0,029	1,000	-0,894	-0,594	0,756	$\sigma_d$	0,000
Charakteristická kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení						$\sigma_d$	0,000
	$M_{max}$	$N$		$M_{min}$	$N$			
	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kN]			
	-3431,8	995,4		-6601,6	-7,6			
	Vypočtené hodnoty napětí bez vlivu výstavby							
	$\sigma_{výz}$	$\sigma_{h,n}$	$\sigma_d$	$\sigma_{výz}$	$\sigma_{h,n}$	$\sigma_d$		
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]		
	120,319	84,442	-77,001	205,459	136,445	-174,116		
Vypočtené hodnoty napětí včetně započtení napětí od fází výstavby								
$\sigma_{výz}$	$\sigma_{h,n}$	$\sigma_d$	$\sigma_{výz}$	$\sigma_{h,n}$	$\sigma_d$			
120,319	84,442	-77,001	205,459	136,445	-174,116			
Průřez 1276 - v poli	Průřezové charakteristiky						Napětí od stavebních fází	
	$A_i$	$I_{y,eff}$	$n$	$C_{h,d}$	$C_{h,n}$	$C_d$	$\sigma_{h,d}$	0,000
	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[-]	[m]	[m]	[m]	$\sigma_{h,n}$	-162,990
	0,265	0,063	6,163	-0,375	-0,075	1,325	$\sigma_d$	162,990
Charakteristická kombinace	Vstupní minimální a maximální hodnoty zatížení						$\sigma_d$	162,990
	$M_{max}$	$N$		$M_{min}$	$N$			
	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kN]			
	3822,0	-35,4		1288,9	-276,1			
	Vypočtené hodnoty napětí bez vlivu výstavby							
	$\sigma_{h,d}$	$\sigma_{h,n}$	$\sigma_d$	$\sigma_{h,d}$	$\sigma_{h,n}$	$\sigma_d$		
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]		
	-3,693	-4,646	79,882	-1,407	-2,564	25,941		
Vypočtené hodnoty napětí včetně započtení napětí od fází výstavby								
$\sigma_{h,d}$	$\sigma_{h,n}$	$\sigma_d$	$\sigma_{h,d}$	$\sigma_{h,n}$	$\sigma_d$			
-3,693	-167,636	242,872	-1,407	-165,554	188,931			

Konstrukce mostovky vyhovuje také pro tento zatěžovací stav.

Dále byl pro tento stav proveden výpočet osových sil v ložiscích, aby bylo ověřeno, jestli v nějakém nedochází k tahovému namáhání, pro který nejsou ložiska konstruována.

Výpočet osových sil je shrnut v následující tabulce. Pro všechna ložiska převládá vliv vlastní tíhy mostní konstrukce a žádné nepříznivé rozmístění pohyblivého zatížení tah v ložiscích nezpůsobuje.

<b>Síly v ložiscích - speciální případ</b>						
	<b>Zatěžovací stav</b>		<b>Kombinační součinitele</b>		<b>Kombinační hodnota</b>	
Umístění zkoumaného průřezu	<b>Vlastní tíha</b>					
	$N_{min}$	$N_{max}$	$\gamma_{g,sup}$	$\xi$	$N_{min}$	$N_{max}$
	[kN]	[kN]	[-]	[-]	[kN]	[kN]
P4 - levé ložisko	-9299	-9299	1,35	0,85	-12553,7	-12553,7
P4 - pravé ložisko	-9905	-9905	1,35	0,85	-13371,8	-13371,8
P5 - levý vrubový kloub	-7941	-7941	1,35	0,85	-10720,4	-10720,4
P5 - pravý vrubový kloub	-8620	-8620	1,35	0,85	-11637,0	-11637,0
<b>Ostatní stálé zatížení</b>						
	$N_{min}$	$N_{max}$	$\gamma_{g,sup}$	$\xi$	$N_{min}$	$N_{max}$
P4 - levé ložisko	-1247	-1247	1,35	0,85	-1683,5	-1683,5
P4 - pravé ložisko	-1874	-1874	1,35	0,85	-2529,9	-2529,9
P5 - levý vrubový kloub	-1151	-1151	1,35	0,85	-1553,9	-1553,9
P5 - pravý vrubový kloub	-1845	-1845	1,35	0,85	-2490,8	-2490,8
<b>LM1</b>						
	$N_{min}$	$N_{max}$	$\gamma_{\alpha}$	$\psi_0$	$N_{min}$	$N_{max}$
P4 - levé ložisko	-677	-3301	1,35	0,4	-365,6	-1782,5
P4 - pravé ložisko	5672	4737	1,35	0,4	2558,0	3062,9
P5 - levý vrubový kloub	-888	-3722	1,35	0,4	-479,5	-2009,9
P5 - pravý vrubový kloub	5762	4653	1,35	0,4	2512,6	3111,5
<b>Zatížení změnou teploty</b>						
	$N_{min}$	$N_{max}$	$\gamma_{\alpha}$	$\psi_0$	$N_{min}$	$N_{max}$
P4 - levé ložisko	5	-3	1,5	0,6	4,5	-8,1
P4 - pravé ložisko	18	-20	1,5	0,6	16,2	-194,4
P5 - levý vrubový kloub	15,7	-17	1,5	0,6	14,1	-144,1
P5 - pravý vrubový kloub	16	-17	1,5	0,6	14,4	-146,9
<b>Zatížení větrem</b>						
	$N_{min}$	$N_{max}$	$\gamma_{\alpha}$	$\psi_0$	$N_{min}$	$N_{max}$
P4 - levé ložisko	270	-1192	1,5	0,8	324,0	-1430,4
P4 - pravé ložisko	908	-555	1,5	0,8	1089,6	-666,0
P5 - levý vrubový kloub	531	-856	1,5	0,8	637,2	-1027,2
P5 - pravý vrubový kloub	545	-842	1,5	0,8	654,0	-1010,4
Výsledné extrémní hodnoty osových sil v ložiscích pro tento případ						
Prvek	<b>Charakteristické</b>				<b>Návrhové</b>	
	$N_{min}$	$N_{max}$			$N_{min}$	$N_{max}$
	[kN]	[kN]			[kN]	[kN]
P4 - levé ložisko	-10948,0	-15042,0			-14602,7	-17458,1
P4 - pravé ložisko	-5181,0	-7617,0			-15901,7	-16762,1
P5 - levý vrubový kloub	-9433,3	-13687,0			-12753,7	-15455,4
P5 - pravý vrubový kloub	-4142,0	-6671,0			-14127,8	-15285,0

## 6.7.2 Posouzení stability konstrukce proti převrácení

Na závěr byla celá konstrukce ověřena na stabilitu proti pootočení v základových patkách oblouku. Tato ztráta stability by mohla nastat například za nepříznivého působení bočního větru s kombinací nesymetrického zatížení mostovky dopravou.

Pro výpočet byly použity součinitele zatížení pro mezní stav únosnosti EQU dle ČSN EN 1990, tab. A1.2(A).

Byla odhadnuta šířka základového bloku patky na hodnotu 18,0 m.

U svislých reakcí jsou kladně označeny ty, které vyvolávají tlak na základovou spáru.

Záporně označené momenty mají na konstrukci destabilizující účinky, zatímco kladné momenty jsou stabilizující.

Posouzení stability konstrukce jako celku (EQU)								
Svislá složka reakce	Destabilizující moment v patce (značen -)	Součinitele zatížení pro stav EQU		Hodnoty reakcí upravené do návrhové podoby		Předpokládané rameno	Moment od svislé složky	Celkový moment od zatěžovacího stavu
<b>Vlastní tíha</b>								
$F_z$	$M_x$	$\gamma_{inf}$	$\gamma_{sup}$	$F_z$	$M_x$	$r$	$M = r \cdot F_z$	$M_{tot}$
[kN]	[kN]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[m]	[kN]	[kN]
196 676	744	1,1	0,9	177008,4	669,6	9,0	1593075,6	<b>1 593 745,20</b>
<b>Ostatní stálé zatížení</b>								
$F_z$	$M_x$	$\gamma_{inf}$	$\gamma_{sup}$	$F_z$	$M_x$	$r$	$M = r \cdot F_z$	$M_{tot}$
11736	-13845	1,1	0,9	10562,4	-15229,5	9,0	95061,6	<b>79 832,10</b>
<b>LM1 - TS</b>								
$F_z$	$M_x$	$\gamma_{inf}$	$\gamma_{sup}$	$F_z$	$M_x$	$r$	$M = r \cdot F_z$	$M_{tot}$
13745	-5028	1,50	0,0	0,0	-7542,0	9,0	0	- <b>7 542,00</b>
<b>LM1 - UDL</b>								
$F_z$	$M_x$	$\gamma_{inf}$	$\gamma_{sup}$	$F_z$	$M_x$	$r$	$M = r \cdot F_z$	$M_{tot}$
-288	-55737	1,50	0,0	-432,0	-83605,5	9,0	-3888	- <b>87 493,50</b>
<b>LM1 +LM3</b>								
$F_z$	$M_x$	$\gamma_{inf}$	$\gamma_{sup}$	$F_z$	$M_x$	$r$	$M = r \cdot F_z$	$M_{tot}$
-394	-47315	1,50	0,0	-591,0	-70972,5	9,0	-5319	- <b>76 291,50</b>
<b>Zatížení větrem</b>								
$F_z$	$M_x$	$\gamma_{inf}$	$\gamma_{sup}$	$F_z$	$M_x$	$r$	$M = r \cdot F_z$	$M_{tot}$
-4417	-56831	1,50	0,0	-6625,5	-85246,5	9,0	-59629,5	- <b>144 876,00</b>

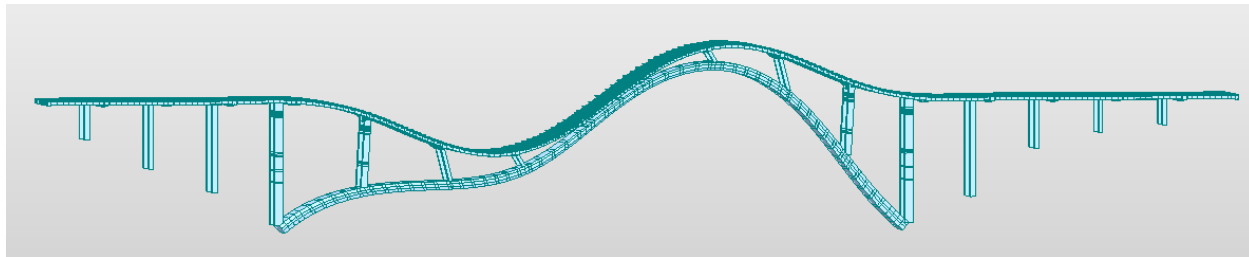
Výsledný součet momentů **1 357 374** kNm

Z výsledků plyne, že stabilizující momenty mají převažující efekt a konstrukce tedy z pohledu stability vyhovuje.

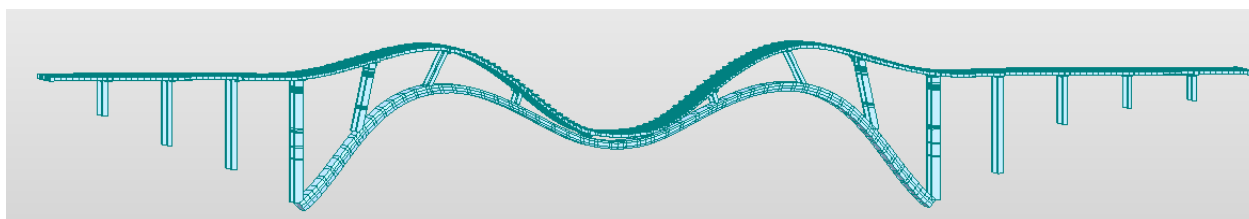


### 6.7.3 Tvary vybočení konstrukce při ztrátě stability

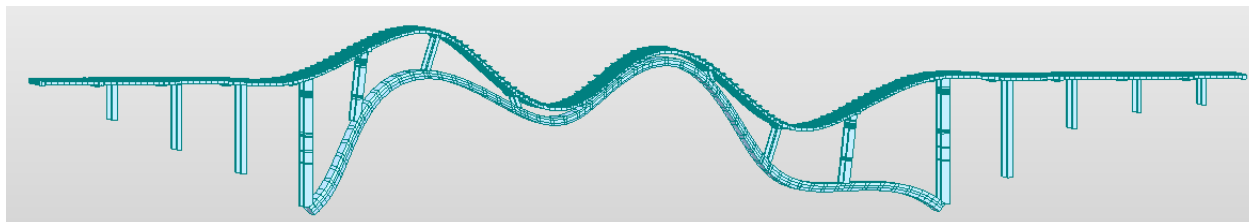
V programu Midas byla provedena analýza jednotlivých tvarů vybočení pod uvažovaným zatížením. Níže jsou vykresleny první 4 tvary vybočení konstrukce. Tyto tvary vybočení odpovídají empirickým znalostem obloukových konstrukcí a dokazují, že konstrukce byla navržena a vymodelována správně.



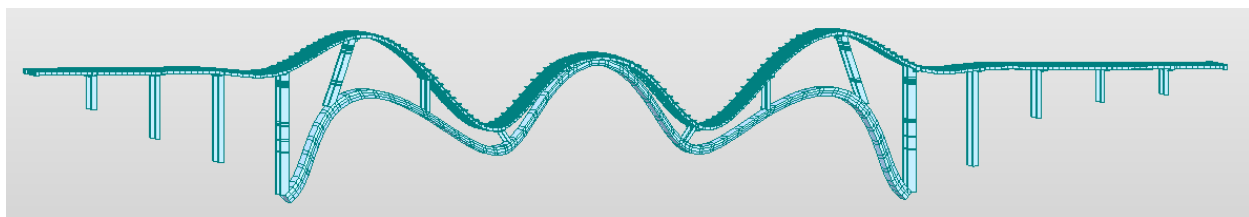
*Obr. 25: První tvar vybočení obloukové konstrukce*



*Obr. 26: Druhý tvar vybočení obloukové konstrukce*



*Obr. 27: Třetí tvar vybočení obloukové konstrukce*



*Obr. 28: Čtvrtý tvar vybočení obloukové konstrukce*

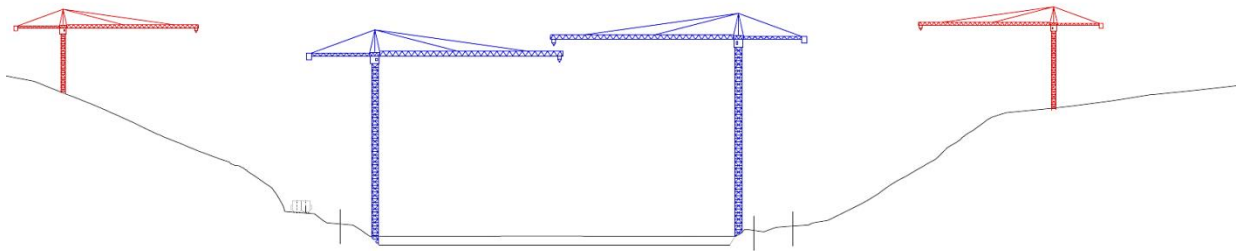
## 7 Postup výstavby

Výstavba celého mostu byla rozdělena do 51 fází. V této době bude zhotovena celá nosná konstrukce mostu zahrnující oblouk, pilíře a stojky a spráženou železobetonovou mostovku.

### 7.1 Přehled hlavních technologií a strojů

#### 7.1.1 Jeřáby

V rámci návrhu postupu výstavby bylo nutné zajistit, že všechna pracoviště bude možné obsloužit pomocí jeřábů. Ty budou sloužit k přemístění armatury, čerstvého betonu, bednění a ocelových nosníků. Vzhledem k charakteru konstrukce je nutné mít všechny pilíře v dosahu jeřábů pro jejich vyztužení a betonáž. Pro pokrytí celého půdorysu mostu jsou navrženy celkem 4 věžové jeřáby. Ty jsou rozmístěny podle následujícího schématu.



##### 7.1.1.1 Hlavní věžové jeřáby

Jedná se o modře označené věžové jeřáby. Ty při maximálním vyložení 81,6 m unesou břemeno o váze 4,2 tuny. Maximální tíha břemene je 24 tun. Těchto parametrů dosahují například věžové jeřáby typu K560 od firmy Krøll Cranes. Výše zmíněné parametry jsou dostačující pro výstavbu oblouku letmou betonáží, betonáž desky mostovky a případnou instalaci mostního vybavení.

Výšku těchto dvou věžových jeřábů je nutné měnit během výstavby. Při stavebních fázích, kdy se nad mostovkou nacházejí provizorní pylony pro vyvěšování oblouku, by docházelo ke kolizím ramen jeřábů s těmito pylony. Z tohoto důvodu je nutné pro tyto fáze jeřáby zvýšit. Jejich výška dosáhne hodnoty 100 m. V okamžiku nadvýšení navíc nebude možné tyto jeřáby ukotvit ke stávající konstrukci. Z tohoto důvodu bude jejich stabilita zajištěna, stejně jako u samostatně stojících stožárů, přikotvením pomocí lan k zemi. Jakmile budou provizorní pilíře odstraněny, výška jeřábů bude zmenšena.

### 7.1.1.2 Vedlejší věžové jeřáby

Vzhledem k tomu, že hlavní věžové jeřáby ani při svém maximálním vyložení neobslouží celý půdorys stavby, bylo navrženo použití dalších dvou věžových jeřábů. Na schématu jsou označeny červeně. Jedná se o jeřáby s maximální nosností 8 tun. Při maximálním vyložení 64 m unesou 1,3 tuny. Tyto parametry mají například věžové jeřáby 130 EC-B 6 od společnosti Liebherr. Tyto jeřáby obsluhují betonáž pilířů a mostovky

### 7.1.1.3 Mobilní kolové jeřáby

Výše zmíněné věžové jeřáby nedosahují takové únosnosti, aby bylo možné je po celé délce mostu využít pro osazení ocelových nosníků. Nejtěžší ocelové nosníky váží 15,5 tuny. Při jejich osazování kolovým jeřábem bude jeho vyložení rovno minimálně polovině rozponu příslušného pole (max. 15 m). Byl tedy navržen kolový jeřáb s maximální únosností 110 tun, který je při vyložení 18 m schopný unést břemeno o hmotnosti 16 tun. Jedná se například o automobilový jeřáb LTM 1100-4.1 od společnosti Liebherr.

Mobilní jeřáb by byl vždy přistaven do prostoru posledního pilíře a příslušně zajištěn. Tento typ jeřábu je zajištěn pomocí dvojice patek o podélné vzdálenosti 10,5 m. Jeřáb svojí tíhou bodově vnesenou do patek prakticky odpovídá návrhovému vozidlu z modelu LM 1 o nápravové tíze 1200 kN. Protože je konstrukce navržena na toto zatížení, nebylo nutné její další posouzení na zatížení mobilním jeřábem.

Alternativně bylo pro osazení ocelových nosníků uvažováno o použití zavážecího zařízení. To by se skládalo z lehkých příhradových nosníků na dvojnásobnou délku rozpětí polí. Tyto nosníky by byly vybaveny jeřábovou dráhou pro posun nosníků.

## 7.1.2 Technologie pro betonáž a ochranné konstrukce

### 7.1.2.1 Betonážní vozík

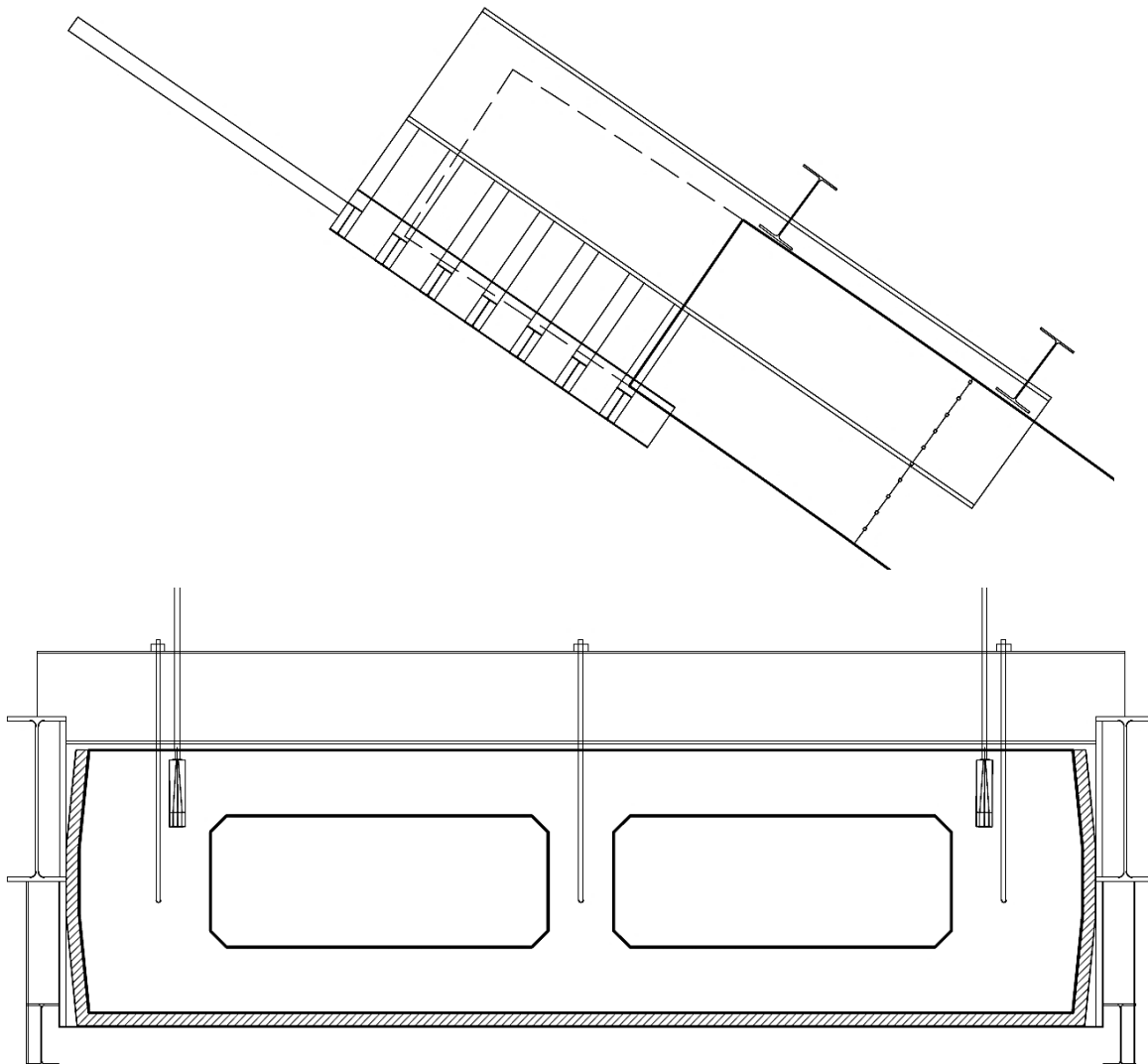
Betonážní vozík byl navržen pro letmou betonáž obloukové konstrukce. Jeho návrh byl inspirován technologií použitou pro výstavbu mostu přes Opárenské údolí na D8.

Vozík umožňuje betonáž lamel o délce až 6 m. Je uzpůsoben tak, aby bylo možné průběžně měnit výšku konstrukce od 4 m do 3 m. Vozík je zároveň osazen plošinou, která umožňuje bednění lamely následující po té betonované.

Hlavními nosnými prvky jsou 2 podélné ocelové nosníky. Ty jsou pomocí dvojice příčníků přichyceny ke 2 starším lamelám. Jeho posun je prováděn tak, že spodní příčník se vždy přesouvá o dvě lamely vpřed, zatímco horní příčník zůstává ukotven po dobu betonáže dvou lamel.

Tíha čerstvého betonu je postupně přenášena z bednění do spodních příčníků, které jsou hustě rozmístěny při dolním povrchu vozíku. Příčníky jsou pomocí svislic připojeny k hlavním nosníkům.

Přibližný náčrt betonážního vozíku je zachycen na následujících schématech.



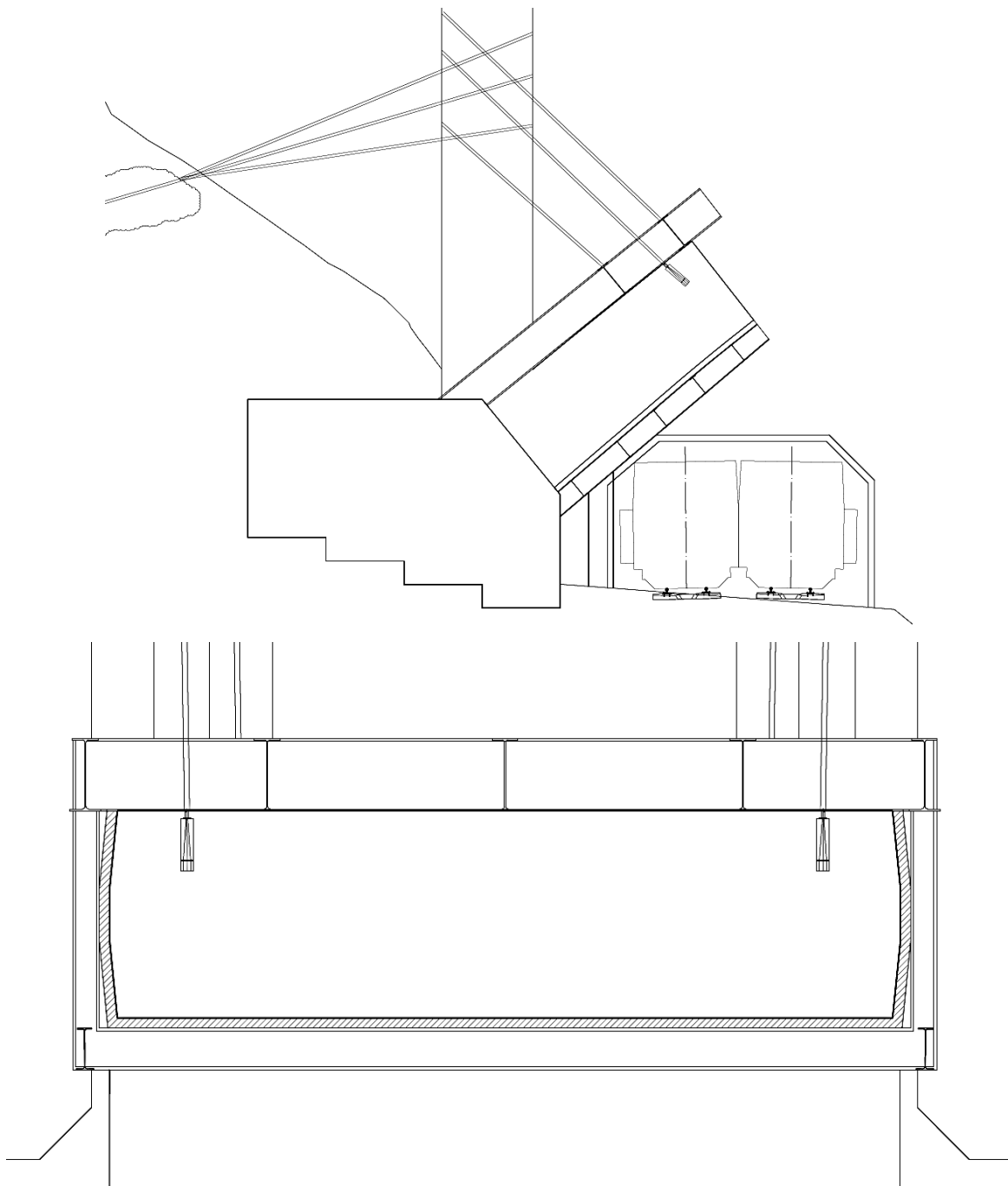
#### 7.1.2.2 Konstrukce pro betonáž zárodku oblouku

Konstrukce pro betonáž zárodku oblouku bude rozdílná pro obě strany mostu. Na pravobřežní straně, kde není prostor ničím limitován, bude použito standartní bednění s nosníky umístěnými při spodní straně. Bednění bude podepřeno montážními stojkami opřeny o zem.

Na levém břehu, kde je prostor v oblasti paty oblouku omezen přítomností železniční trati, není možné použít konstrukce opřené o zem.

Hlavní nosné prvky – 5 podélných nosníků - bude spojeno dvojicí příčníků. Poloha příčníků bude zajištěna vyvěšením pomocí předpínacích lan přes sousední sloup. Na podélné nosníky budou připevněny svislice nesoucí spodní příčníky. Ty podporují spodní desku bednění, která přenáší největší část tíhy čerstvého betonu. Konstrukce je navíc podepřena svislou stojkou v místě ochranné konstrukce železniční trati.

Přibližný náčrt bednění zárodku oblouku je na následujících schématech.



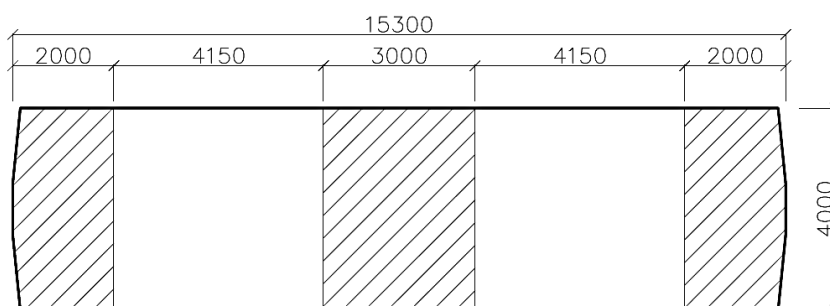
### 7.1.2.3 Ochranná konstrukce pro železniční trať

Po celou dobu výstavby bude přes provozovanou železniční trať zhotovena ochranná konstrukce o délce přibližně 60 m. Bude chránit projíždějící vlaky před možným poškozením. Konstrukce bude z ocelových profilů a dřevěné překližky. Její tvar bude navržen tak, aby byl zachován průjezdný profil pro obě traťové koleje.

## 7.2 Technologie betonáže

### 7.2.1 Zárodek oblouku

Zárodkem je nazvána část oblouku v jeho patě. Délka zárodku je 10 m a průřez je zde, na rozdíl od zbytku oblouku, plný o konstantní výšce 4,0 m. Šířka oblouku je 15,3 m. Vzhledem k těmto rozměrům byla navržena postupná betonáž zárodku. Ta sníží nároky na bednění, které poté nebude namáháno takovými silami od čerstvého betonu. Zároveň nebude betonován tak masivní kus vcelku, čímž bude snazší se vyrovnat s velkým vývinem hydratačního tepla. Betonáž bude rozdělena dle následujícího schématu.



Nejprve budou vybetonovány vyšrafované části příčného řezu. Zbylé části budou betonovány následně po odeznění hlavního vývinu hydratačního tepla. Pro bednění pracovních spár při postupné betonáži bude použito tzv. „B“ systému – ocelové tkaniny, která zaručí dostatečnou drsnost pracovní spáry a zároveň zabrání potížím při bednění vyztuženého průřezu.

### 7.2.2 Lamely oblouku

Předpokládá se, že lamely budou betonovány vcelku. Aby bylo zabráněno extrémnímu vývinu hydratačního tepla, je nutný důkladný návrh receptury betonové směsi. V případě nutnosti je možné použití chladicího systému.

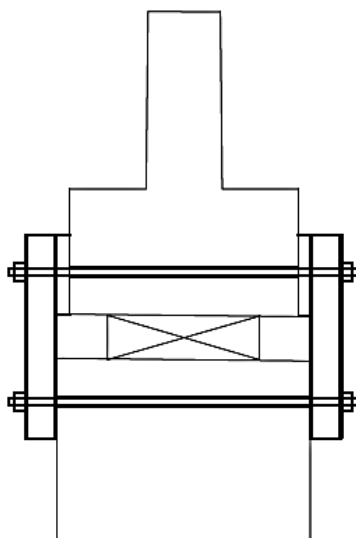
### 7.2.3 Pilíře a stojky

Pro bednění bude použito systémové bednění, konstrukce budou vybetonovány vcelku v rámci jednoho záběru.

### 7.2.4 Příčnický

Příčnický budou vybetonovány do systémového bednění, které bude přikotveno k již vybetonovaným stojkám. Příčnický budou zhotoveny do tvaru obráceného „T“.

Příčnický budou po svém zhotovení uloženy na mostní ložiska, či vrubové klouby. Protože by nebyly zajištěny proti svému překlopení, je nutné jejich provizorní zajištění po dobu výstavby. To bude provedeno užitím předpínacích tyčí, které budou protaženy vynechaným prostupem v příčnicku i sloupu a následně spojeny ocelovým profilem dle následujícího schématu. Po demontáži provizorního zajištění budou vynechané prostory vyplněny vhodným materiálem.



Zbylé části příčnicků budou dobetonovány následně spolu se spřaženou deskou mostovky.

### 7.2.5 Spřažená deska mostovky

V oblastech, které se nenacházejí nad obloukovou konstrukcí, bude mostovka budována po částech, nad obloukem potom vcelku.

Předpokládá se použití ztraceného bednění na bázi „cestris“ desek, které bude uloženo na předem osazené ocelové nosníky a na něj následně uložen čerstvý beton.

### 7.3 Fáze výstavby

Sled výstavby byl pro přehlednost rozdělen do jednotlivých fází.

**Fáze 1** – budou instalovány všechny 4 věžové jeřáby. V místech pilířů, opěr a patek oblouku se provedou výkopy pro založení. Zhotoví se pilotové založení pro opěry na obou stranách. Vybetonují se základové bloky pro všechny pilíře, opěry a základové bloky patek oblouku. Bude instalována ochranná konstrukce železniční trati.

**Fáze 2** – pilíře P1 – P4 a P13 – P17 se vybetonují až po úroveň pro osazení mostních ložisek. Zároveň budou vybetonovány dřívky, úložné prahy, závěrné zídky a křídla opěr na obou stranách mostu.

**Fáze 3** – na již zhotovených pilířích bude instalováno bednění pro betonáž monolitických příčníků tvaru obráceného „T“. Následně budou příčníky vybetonovány a osazeny na mostní ložiska. Aby byla zajištěna jejich stabilita, je použito předpínacích tyčí a ocelových profilů, které zabráňují překlopení příčníků. Zároveň bude proveden zásyp přechodových oblastí na obou stranách mostu, aby byl umožněn přístup pro techniku.

**Fáze 4** – budou vyztuženy a vybetonovány příčníky nad opěrami. Následně budou v krajních mostních polích 1 a 18 budou osazeny 4 prostřední ocelové nosníky. Instalace bude provedena automobilovým jeřábem, který bude přistaven v oblasti nad opěrami.

**Fáze 5** – v mostních polích 1 a 18 bude provedena betonáž desky mostovky v šířce 12,5 m včetně dobetonávky částí příčníků směrem do těchto polí. Jakmile bude možné vybetonované desky zatížit, budou pomocí automobilových jeřábů přistavených nad pilíři P1 a P17 osazeny 4 ocelové nosníky v mostních polích 2 a 17.

**Fáze 6** – v mostních polích 2 a 17 bude provedena betonáž desky mostovky v šířce 12,5 m včetně dobetonávky částí příčníků směrem do těchto polí. Jakmile bude možné vybetonované desky zatížit, budou pomocí automobilových jeřábů přistavených nad pilíři P2 a P16 osazeny 4 ocelové nosníky v mostních polích 3 a 16. Bude odstraněno provizorní zajištění příčníků nad pilíři P1 a P17.

**Fáze 7** – v mostních polích 3 a 16 bude provedena betonáž desky mostovky v šířce 12,5 m včetně dobetonávky částí příčníků směrem do těchto polí. Jakmile bude možné vybetonované desky zatížit, budou pomocí automobilových jeřábů přistavených nad pilíři P3 a P15 osazeny 4 ocelové nosníky v mostních polích 4 a 15. Bude odstraněno provizorní zajištění příčníků nad pilíři P2 a P16.



**Fáze 8** – v mostních polích 4 a 15 bude provedena betonáž desky mostovky v šířce 12,5 m včetně dobetonávky částí příčníků směrem do těchto polí. Jakmile bude možné vybetonované desky zatížit, budou pomocí automobilového jeřábu přistaveného nad pilířem P14 osazeny 4 ocelové nosníky v mostním poli 14. Bude odstraněno provizorní zajištění příčníků nad pilíři P3 a P15.

**Fáze 9** – v mostním poli 14 bude provedena betonáž desky mostovky v šířce 12,5 m včetně dobetonávky částí příčníků směrem do těchto polí. Bude odstraněno provizorní zajištění příčnicku nad pilířem P14.

**Fáze 10** – nainstaluje se bednění pro betonáž zárodků oblouků. Na levém břehu bude vyvěšeno přes pilíř P4 a ukotveno pomocí zemní kotvy. Následně bude, postupně po částech dle výše uvedeného schématu, vybetonován zárodek v délce 10 m. Poloha zárodku oblouku bude zajištěna pomocí kotev a předpínacích lan vyvěšením přes pilíř P4 či P13.

**Fáze 11** – na vybetonované části oblouku budou osazeny betonážní vozíky. Následně budou vybetonovány lamely č.1 S, B délky 5 m. Poloha lamel bude zajištěna vyvěšením přes pilíř P4.

**Fáze 12-18** – betonážní vozíky budou postupně posunovány o délku vybetonované lamely směrem ke středu mostu. Následně bude provedeno vyztužení příslušné lamely betonářskou vyztuží a její betonáž. Takto budou vybetonovány lamely 1-8 S, B délek 5,0 m. Poloha lamel bude vždy zajištěna vyvěšením pomocí předpínacích lan přes pilíř P4 či P13. při betonáži lamel č.6 budou provedeny též zárodky pro stojky P5 a P12.

**Fáze 19** – na obou stranách mostu budou vybetonovány spodní provizorní pilíře, podporující vyvěšenou obloukovou konstrukci pod stojkami P5 a P12. Ty budou na obou svých koncích zhotoveny s vrubovým kloubem, aby nebylo do konstrukce vnášeno přídavné ohybové namáhání. Po zhotovení provizorních pilířů budou vybetonovány stojky P5 a P12. Vzhledem k tomu, že jsou k obloukové konstrukci připojeny pomocí vrubových kloubů, je nutné zajistit jejich svislou polohu pomocí vzpěr. Na stojky budou vybetonovány monolitické příčníky. Příčníky jsou v oblasti mezi stojkami zesíleny o 1,5 m, protože na ně bude následně umístěn pylon pro vyvěšování oblouku. Příčníky jsou ke stojkám připojeny kloubově, jejich poloha tedy bude zajištěna pomocí předpínacích tyčí a ocelových profilů jako u předcházejících příčníků.

**Fáze 20** – na nově vybetonované příčníky budou v mostních polích 5 a 13 osazeny 4 ocelové nosníky. Pro osazení na levé straně mostu je možné využít věžového jeřábu. Na pravé straně bude osazení provedeno pomocí automobilového jeřábu.

**Fáze 21** – na nově osazené ocelové nosníky bude vybetonována deska o šířce 12,5 m včetně dobetonávky částí příčníků směrem do betonovaných polí. Bude odstraněno provizorní zajištění příčníků nad pilíři P4 a P13.

**Fáze 22** – bude provedena betonáž lamel č. 9 S, B délky 5,0 m. Jejich poloha bude zajištěna vyvěšením přes pilíře P5 či P12. Zároveň budou zvýšeny oba prostřední věžové jeřáby tak, aby bylo možné provést betonáž provizorních pylonů a nedocházelo ke kontaktu těchto pylonů s rameny jeřábů. Poloha jeřábů bude zajištěna přikotvením pomocí lan k zemi.

**Fáze 23** – budou vybetonovány provizorní pylony pro vyvěšování oblouku. Ty budou rámově spojeny s příčníkem. Zároveň budou vybetonovány lamely č.10 S, B délky 5,0 m a zajištěny vyvěšením přes pilíře P5 či P12.

**Fáze 24** – bude provedena betonáž lamel č. 11 S, B délky 5,0 m. Jejich poloha bude zajištěna vyvěšením přes pilíře P5 či P12.

**Fáze 25-37** – betonážní vozíky budou postupně posunovány o délku vybetonované lamely směrem ke středu mostu. Následně bude provedeno vyztužení příslušné lamely betonářskou výztuží a její betonáž. Takto budou vybetonovány lamely 12-24 S, B délek 5,0 m a 6,0 m. Poloha lamel bude vždy zajištěna vyvěšením pomocí předpínacích lan přes provizorní pylony nad stojkami P5 či P12. Zároveň budou na betonovaných lamelách prováděny zárodky pro betonáž stojek oblouku.

**Fáze 38** – bude provedena betonáž uzavírací lamely oblouku. Jako bednění poslouží betonážní vozík z levé strany mostu. Před zabetonováním uzavírací lamely bude pomocí předpínacích lan oblouková konstrukce nadzvednuta.

**Fáze 39** – odstraněním závěsů bude do obloukové konstrukce vnesena normálová síla. Zároveň budou odstraněny provizorní pylony i pilíře. Věžové jeřáby uprostřed budou sníženy na svojí původní výšku.

**Fáze 40–v** mostních polích 1 a 18 budou osazeny zbývající ocelové nosníky (6 ks). K osazení budou použity automobilové jeřáby, které se mohou pohybovat po již zhotovené části mostovky.

**Fáze 41–v** mostních polích 1 a 18 bude provedena betonáž zbývajících částí desky mostovky v šířce 2 x 12,25 m včetně dobetonávky částí příčníků směrem do těchto polí. Následně budou osazeny zbývající ocelové nosníky v mostních polích 2 a 17. K osazení budou použity automobilové jeřáby, které se mohou pohybovat po již zhotovené části mostovky.

**Fáze 42**–v mostních polích 2 a 17 bude provedena betonáž zbývajících částí desky mostovky v šířce 2 x 12,25 m včetně dobetonávky částí příčníků směrem do těchto polí. Následně budou osazeny zbývající ocelové nosníky v mostních polích 3 a 16. K osazení budou použity automobilové jeřáby, které se mohou pohybovat po již zhotovené části mostovky.

**Fáze 43**–v mostních polích 3 a 16 bude provedena betonáž zbývajících částí desky mostovky v šířce 2 x 12,25 m včetně dobetonávky částí příčníků směrem do těchto polí. Následně budou osazeny zbývající ocelové nosníky v mostních polích 4 a 15. K osazení budou použity automobilové jeřáby, které se mohou pohybovat po již zhotovené části mostovky.

**Fáze 44** – Budou vybetonovány stojky P6, P7 a P10, P11. Vzhledem k tomu, že jsou k obloukové konstrukci připojeny pomocí vrubových kloubů, je nutné zajistit jejich svislou polohu pomocí vzpěr. Na stojky budou vybetonovány monolitické příčníky. Ty jsou ke stojkám připojeny kloubově, jejich poloha tedy bude zajištěna pomocí předpínacích tyčí a ocelových profilů jako u předcházejících příčníků. Také budou vybetonovány rámové stojky P8 a P9 včetně příčníků ve tvaru obráceného „T“.

**Fáze 45**–v mostních polích 4 a 15 bude provedena betonáž zbývajících částí desky mostovky v šířce 2 x 12,25 m včetně dobetonávky částí příčníků směrem do těchto polí. Následně budou osazeny zbývající ocelové nosníky v mostním poli 14. K osazení bude použit automobilový jeřáb, který se může pohybovat po již zhotovené části mostovky.

**Fáze 46**–v mostním poli 14 bude provedena betonáž zbývajících částí desky mostovky v šířce 2 x 12,25 m včetně dobetonávky částí příčníků směrem do tohoto pole. Následně budou osazeny zbývající ocelové nosníky v mostních polích 5 a 13. K osazení budou použity automobilové jeřáby, které se mohou pohybovat po již zhotovené části mostovky. V levé části mostu je možno též použít věžový jeřáb.

**Fáze 47**–v mostních polích 5 a 13 bude provedena betonáž zbývajících částí desky mostovky v šířce 2 x 12,25 m včetně dobetonávky částí příčníků směrem do těchto polí. Následně budou osazeny zbývající ocelové nosníky v mostních polích 4 a 15. K osazení budou použity automobilové jeřáby, které se mohou pohybovat po již zhotovené části mostovky. Jakmile bude možné vybetonované desky zatížit, budou pomocí automobilového jeřábu přistaveného nad pilíři P5 a P12 osazeny všechny (10 ks) ocelové nosníky v mostních polích 6 a 12.

**Fáze 48**–v mostních polích 6 a 12 bude provedena celé plochy desky mostovky v šířce 37 m včetně dobetonávky částí příčníků směrem do těchto polí. Následně budou osazeny ocelové

nosníky v mostních polích 7 a 11. K osazení budou použity věžové jeřáby. Zároveň budou demontovány podpůrné konstrukce na stojkách a pilířích P5 a P12.

**Fáze 49**–v mostních polích 7 a 11 bude provedena betonáž celé plochy desky mostovky v šířce 37 m včetně dobetonávky částí příčníků směrem do těchto polí. Jakmile bude možné vybetonované desky zatížit, budou pomocí automobilového jeřábu přistaveného nad stojkami P7 a P10 osazeny všechny (10 ks) ocelové nosníky v mostních polích 8 a 10. Zároveň budou demontovány podpůrné konstrukce na stojkách P6 a P11.

**Fáze 50**–v mostních polích 8 a 10 bude provedena betonáž celé plochy desky mostovky v šířce 37 m včetně dobetonávky částí příčníků směrem do těchto polí. Jakmile bude možné vybetonované desky zatížit, budou pomocí automobilového jeřábu přistaveného nad stojkou P9 osazeny všechny (10 ks) ocelové nosníky v mostním poli 9. Zároveň budou demontovány zbylé podpůrné konstrukce na zbývajících stojkách P7 a P10.

**Fáze 51**–v mostním poli bude provedena betonáž celé šíře desky (37 m) včetně zbývajících částí příčníků, čímž bude celá nosná konstrukce mostu hotova.

Následně bude provedena izolace mostovky, betonáž monolitických říms, osazení mostních dilatačních závěrů na koncích mostu, uložení asfaltových vrstev vozovky a montáž zábradelních a středových svodidel a dalšího vybavení mostu, jako je odvodnění, či dopravní značení.

## 8 Závěr

V rámci této diplomové práce byly v sekci „Studie variant“ popsány doposud zveřejněné varianty přemostění údolí řeky Vltavy u Suchdola. Dále bylo navrženo několik dalších možných variant, jak dálniční most zhotovit. Následně byla vybrána varianta obloukového mostu s horní mostovkou, která byla dále rozpracována. Byl vytvořen prostorový prutový model v programu Midas Civil. Na ten byla aplikována rozhodující zatížení – vlastní tíha a ostatní stálé zatížení, zatížení od dopravy na mostě, zatížení od změny teplot a zatížení od větru. Do výpočetního modelu byl také zahrnut vliv dotvarování a smršťování konstrukce. Konstrukce byla modelována v režimu umožňujícím simulaci postupu výstavby, který má na výsledné chování konstrukce podstatný vliv. Následně byly posouzeny vybrané nosné prvky – nosníky a deska mostovky, příčníky, pilíře a oblouková konstrukce ve svých nejvíce namáhaných průřezích. Vzhledem k obrovskému rozsahu konstrukce nebylo v rámci této práce posoudit všechny prvky. Byly tedy posouzeny jen ty, u kterých se předpokládá největší

namáhání. Konstrukce byla také posouzena jako celek, a to na účinky kroucení a ztráty stability. Dále byl detailně zpracován postup výstavby včetně hlavních použitých technologií a postupu betonáže. Výstavba byla rozdělena do 51 fází, přičemž každá z nich byla schematicky zachycena ve výkresových přílohách postupu výstavby. Pro navrženou a zpracovanou variantu byla zhotovena přehledná výkresová dokumentace znázorňující rozměry hlavních nosných prvků. Ve výkresové dokumentaci je také zachyceno vedení a uspořádání předpínací výztuže typického příčnicku a betonářská výztuž jedné lamely obloukové konstrukce.

## Seznam příloh

### 1) Studie variant

1. – Textová část – dosavadní a nové návrhy
2. – Výkresová část

#### Varianta 1 – Obloukový most

- 1.1 – Podélný řez
- 1.2 – Pohled
- 1.3 – Příčný řez A
- 1.4 – Příčný řez B
- 1.5 – Příčný řez C
- 1.6 – Příčný řez D
- 1.7 – Vzorový příčný řez

#### Varianta 2 – Rámový most

- 2.1 – Podélný řez
- 2.2 – Pohled
- 2.3 – Příčný řez A
- 2.4 – Příčný řez B
- 2.5 – Příčný řez C
- 2.6 – Příčný řez D
- 2.7 – Příčný řez E
- 2.8 – Vzorový příčný řez

### 2) Návrh vybrané varianty – obloukový most

1. – Statický výpočet, postup výstavby – textová část
  - 1.1 – Tabulky kombinací zatížení
    - 1.1.1 – Mostovka
      - 1.1.1.1 – Mezní stav únosnosti – kombinace zatížení 6.10a
      - 1.1.1.2 – Mezní stav únosnosti – kombinace zatížení 6.10b
      - 1.1.1.3 – Mezní stav použitelnosti – charakteristická kombinace zatížení
      - 1.1.1.4 – Mezní stav použitelnosti – častá kombinace zatížení
      - 1.1.1.5 – Mezní stav použitelnosti – kvazistálá kombinace zatížení
    - 1.1.2 – Oblouk
      - 1.1.2.1 – Mezní stav únosnosti – kombinace zatížení 6.10a
      - 1.1.2.2 – Mezní stav únosnosti – kombinace zatížení 6.10b
      - 1.1.2.3 – Mezní stav použitelnosti – charakteristická kombinace zatížení
      - 1.1.2.4 – Mezní stav použitelnosti – častá kombinace zatížení
      - 1.1.2.5 – Mezní stav použitelnosti – kvazistálá kombinace zatížení
    - 1.1.3 – Příčníky
      - 1.1.3.1 – Mezní stav použitelnosti – charakteristická kombinace zatížení
      - 1.1.3.2 – Mezní stav použitelnosti – častá kombinace zatížení
      - 1.1.3.3 – Mezní stav použitelnosti – kvazistálá kombinace zatížení
    - 1.1.4 – Pilíře
      - 1.1.4.1 – Mezní stav únosnosti – kombinace zatížení 6.10a
      - 1.1.4.2 – Mezní stav únosnosti – kombinace zatížení 6.10b
      - 1.1.4.3 – Mezní stav použitelnosti – charakteristická kombinace zatížení
      - 1.1.4.4 – Mezní stav použitelnosti – častá kombinace zatížení
      - 1.1.4.5 – Mezní stav použitelnosti – kvazistálá kombinace zatížení
    - 1.1.5 – Speciální zatěžovací případ

## 2. – Výkresová část

- 2.1 – Podélný řez
  - 2.1.1 – Podélný řez – detail opěry OP1
  - 2.1.2 – Podélný řez – detail pilíře P1
- 2.2 – Půdorys
- 2.3 – Vzorový příčný řez
- 2.4 – Řez A – pohled na opěru OP1
- 2.5 – Řez B – pohled na pilíř P1
- 2.6 – Řez C – pohled na pilíř P4
- 2.7 – Řez D – pohled na pilíř P5
- 2.8 – Řez E – pohled na pilíř P6
- 2.9 – Řez F – pohled na pilíř P8
- 2.10 – Detail vrubového kloubu
- 2.11 – Výkres předpínací výztuže příčnicku P6
- 2.12 – Schéma betonářské výztuže typické lamely oblouku
- 2.13 – Technická zpráva

## 3. – Schéma postupu výstavby

- 3.1 – Fáze výstavby 1-3
- 3.2 – Fáze výstavby 4-6
- 3.3 – Fáze výstavby 7-9
- 3.4 – Fáze výstavby 10-12
- 3.5 – Fáze výstavby 13-15
- 3.6 – Fáze výstavby 16-18
- 3.7 – Fáze výstavby 19-21
- 3.8 – Fáze výstavby 22-24
- 3.9 – Fáze výstavby 25-27
- 3.10 – Fáze výstavby 28-30
- 3.11 – Fáze výstavby 31-33
- 3.12 – Fáze výstavby 34-36
- 3.13 – Fáze výstavby 37-39
- 3.14 – Fáze výstavby 40-42
- 3.15 – Fáze výstavby 43-45
- 3.16 – Fáze výstavby 46-48
- 3.17 – Fáze výstavby 49-51