

**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ  
V PRAZE**

**Fakulta stavební**

Katedra betonových a zděných konstrukcí



**BAKALÁŘSKÁ PRÁCE**

**NÁVRH MOSTU MÚK ROKYTNO**

Vypracoval: Jan Hejcman

Vedoucí práce: doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

V Praze 2020



## ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Hejzman	Jméno: Jan	Osobní číslo: 468420
Zadávací katedra: Katedra betonových a zděných konstrukcí		
Studijní program: Stavební inženýrství		
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby		

### II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Návrh mostu na MÚK Rokytno	
Název bakalářské práce anglicky: Rokytno interchange overbridge	
Pokyny pro vypracování: V rámci zpracování bakalářské práce zpracujte: - rešerši na téma trémových mostů a rámových mostů se zaměřením na specifika vzpěradlových mostů - parametrickou studii na téma vlivu tuhosti jednotlivých konstrukčních částí vč. založení a jejich spolupůsobení - předběžný statický návrh a posouzení konstrukce	
Seznam doporučené literatury: Janda, L., Kleisner, Z., Zvara, J. (1988), Betonové mosty, SNTL, s.584. Stráský, J. (2001) Betonové mosty, ŠEL, Knižnice autorizovaného inženýra a technika, TK21, s.103 Navrátil, J. (2004) Předpjaté betonové konstrukce, Akademické nakladatelství CERM, s.160	
Jméno vedoucího bakalářské práce: Doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.	
Datum zadání bakalářské práce: 24/2/2020	Termín odevzdání bakalářské práce: 17.5.2020 <i>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</i>
Podpis vedoucího práce	Podpis vedoucího katedry

### III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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





# Prohlášení

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci na téma *Návrh mostu na MÚK Rokytno* vypracoval samostatně pod odborným vedením doc. Ing. Marka Foglara, Ph.D. Veškeré literární prameny a informace, které jsem v práci využil jsou uvedeny v seznamu použité literatury.

V Praze dne 17.5.2020

.....  
Jan Hejman



# Poděkování

Děkuji doc. Ing. Marku Foglarovi, Ph.D. za konzultace, užitečné rady a odborné vedení při vypracování této bakalářské práce.

# Abstrakt

Bakalářská práce se zabývá alternativním návrhem silničního mostu na mimoúrovňové křižovatce u obce Rokytno. Most převádí komunikaci druhé třídy a přemostuje dálnici D35. Rešeršní část je zaměřena na trémové a rámové mosty. Práce obsahuje předběžný návrh variant a podrobnější řešení vybrané varianty, pro kterou bylo navrženo předpětí. Po návrhu předpětí byla varianta posouzena.

## Klíčová slova

silniční most, předpjatý beton, integrovaný most, trémový most, deskový most, rámový most, vzpěradlový rámový most

# Abstract

This bachelor thesis deals with an alternative design of the level crossing road bridge nearby Rokytno. The bridge overpasses the D35 motorway and it transfers the second-class communication. The research is focused on girder bridges and frame bridges. This thesis contains the preliminary proposal of bridge variants and more detailed solution of chosen variant for which prestress was designed. After the design of prestress, the chosen variant was assessed.

# Keyword

road bridge, prestressed concrete, integrated bridge, girder bridge, slab bridge, frame bridge, frame rigid bridge

# Obsah

1	Úvod .....	14
2	Zájmové území a návrh variant .....	15
2.1	Územní podmínky .....	15
2.1.1	Dálnice D35 .....	16
2.1.2	Základní údaje o mostu .....	18
2.2	Geotechnické podmínky .....	20
2.2.1	Geologická charakteristika .....	20
2.2.2	Hydrogeologická charakteristika .....	20
2.3	Varianty mostních konstrukcí na MÚK Rokytno .....	21
2.3.1	Současný návrh mostní konstrukce .....	21
2.3.2	Změna šířkového uspořádání mostu .....	22
2.3.3	Varianta 1 .....	23
2.3.4	Varianta 2 .....	24
2.3.5	Varianta 3 .....	25
2.3.6	Varianta 4 .....	26
2.3.7	Varianta 5 (vítězná varianta) .....	27
3	Rešerše trémových a rámových mostů .....	29
3.1	Názvosloví mostů .....	29
3.2	Typy mostních konstrukcí .....	30
3.3	Specifikace deskových mostů .....	32
3.4	Specifikace trémových mostů .....	33
3.5	Specifikace rámových mostů .....	34
3.5.1	Rozdělení rámových mostů podle délky .....	35
3.5.2	Statická schémata rámových konstrukcí .....	37
3.5.3	Účinky předpětí .....	38
3.5.4	Příklady rámových vzpěradlových mostů .....	40

4	Parametrická studie vzpěradlového mostu .....	45
4.1	Materiály .....	45
4.1.1	Beton.....	45
4.1.2	Betonářská výztuž .....	46
4.1.3	Předpínací výztuž .....	46
4.2	Zatížení.....	47
4.2.1	Zatížení stálé.....	47
4.2.2	Zatížení proměnné .....	47
4.3	Návrh příčného řezu – konzoly deskového průřezu.....	51
4.3.1	Výchozí návrh příčného řezu.....	51
4.3.2	Finální příčný řez.....	57
4.4	Předběžné návrhy .....	62
4.4.1	Zatěžovací stavy .....	62
4.4.2	Průběhy vnitřních sil.....	65
4.4.3	Upřesnění podpory pod vzpěrou .....	76
4.5	Výsledná varianta.....	79
4.5.1	Model konstrukce .....	79
4.5.2	Vykreslení vnitřních sil a deformací konstrukce.....	80
4.5.3	Přehled ohybových momentů a normálových sil .....	97
4.6	Oprava vlastností podpor a změna vnitřních sil .....	98
4.6.1	Oprava vlastností podpor.....	99
4.6.2	Oprava hodnot vnitřních sil .....	100
5	Analýza konstrukce .....	102
5.1	Kombinace .....	102
5.1.1	Mezní stavy únosnosti .....	102
5.1.2	Mezní stavy použitelnosti.....	108
5.2	Předběžný posudek ŽB .....	109

5.2.1	Posouzení průřezů příčle na prostý ohyb – MSÚ.....	109
5.2.2	Posouzení vzpěr a táhel – MSÚ .....	114
5.2.3	Závěr.....	119
5.3	Návrh předpětí.....	119
5.3.1	Fáze výstavby .....	119
5.3.2	Podstata předpjatého betonu.....	122
5.3.3	Návrh pomocí modulu TDA.....	123
5.3.4	Optimalizace vedení předpětí .....	127
5.3.5	Přehodnocení postupu výpočtu .....	132
5.4	Posouzení konstrukce – MSP.....	135
5.4.1	Požadavky z hlediska mezního stavu omezení napětí.....	135
6	Závěr.....	138





# 1 Úvod

Tato bakalářská práce se zabývá alternativním návrhem a posouzením mostní konstrukce na MÚK Rokytno přes dálnici D35.

Nejprve jsou zpracovány varianty mostních konstrukcí s přihlédnutím na jejich údržbu a začlenění do krajiny. Obsahem bakalářské práce je návrh a posouzení vítězné varianty. Dle mého názoru bude tato varianta ekonomičtější než současný návrh trémového spojitého mostu uloženého na ložiskách. A to hlavně z hlediska údržby, jelikož jsou eliminovány nejvíce poruchové detaily mostní konstrukce, tj. mostní závěry a ložiska mostu.

Před parametrickou studií je zpracována rešerše na trémové (nosíkové) a rámové mosty. Nejprve jsou vypsány termíny z mostního stavitelství, které jsou v práci užity. Dále je rešerše zacílena na různé typy průřezů, vlastnosti trémových a rámových mostů. U rámových mostů je cílena na vzpěradlové rámové konstrukce a na její příklady již zhotovených konstrukcí.

Dále je provedena parametrická studie, která zobrazuje vlastnosti vítězné varianty mostní konstrukce. Na začátku parametrické studie je navržen příčný řez kvůli nesymetrickému uspořádání na mostě. Po návrhu příčného řezu je provedena studie například na to, jak se mění vnitřní síly, pokud se změní statické schéma mostu.

Po získání geometrie mostu z parametrické studie je provedena analýza konstrukce. V analýze konstrukce jsou sestaveny kombinace zatížení. Dále je navrhnuo předpětí a je posouzena konstrukce.

## 2 Zájmové území a návrh variant

### 2.1 Územní podmínky

Most se nachází v rovinaté krajině východních Čech v těsném sousedství obce Rokytno, konkrétně u její průmyslové zóny (obr. č.1, 2). Trasa D35 je v mírném násypu cca 1 m. Území není součástí zvláštních zón ochrany přírody.

Ve středním dělicím pásu D35 je před a za mostem vedena kanalizace, kabely NN a sdělovací kabely pro vedení dálnice (SOS). [1]



Obr. 1 Poloha mostu [2]

Momentálně je již hotová přeložka na silnici II/298. A probíhají práce na mostu přes dálnici. Prozatím zemní práce.



Obr. 2 Průmyslová zóna Rokytno



Obr. 3 Přeložka silnice II/298

### 2.1.1 Dálnice D35

Dálnice D35 tvoří tzv. severní páteřní trasu spojující Čechy a Moravu. Poprvé se objevila v plánech dálniční sítě již v roce 1963. Dálnice je rozdělena na tři úseky. První úsek (obr. 4) je z Liberce do Hradce Králové. Zde je jeden vytyčený úsek komunikace již v provozu, konkrétně Liberec – Turnov. Z Turnova do Hradce Králové je komunikace v přípravě. [3]



Obr. 4 První úsek dálnice D35 [3]

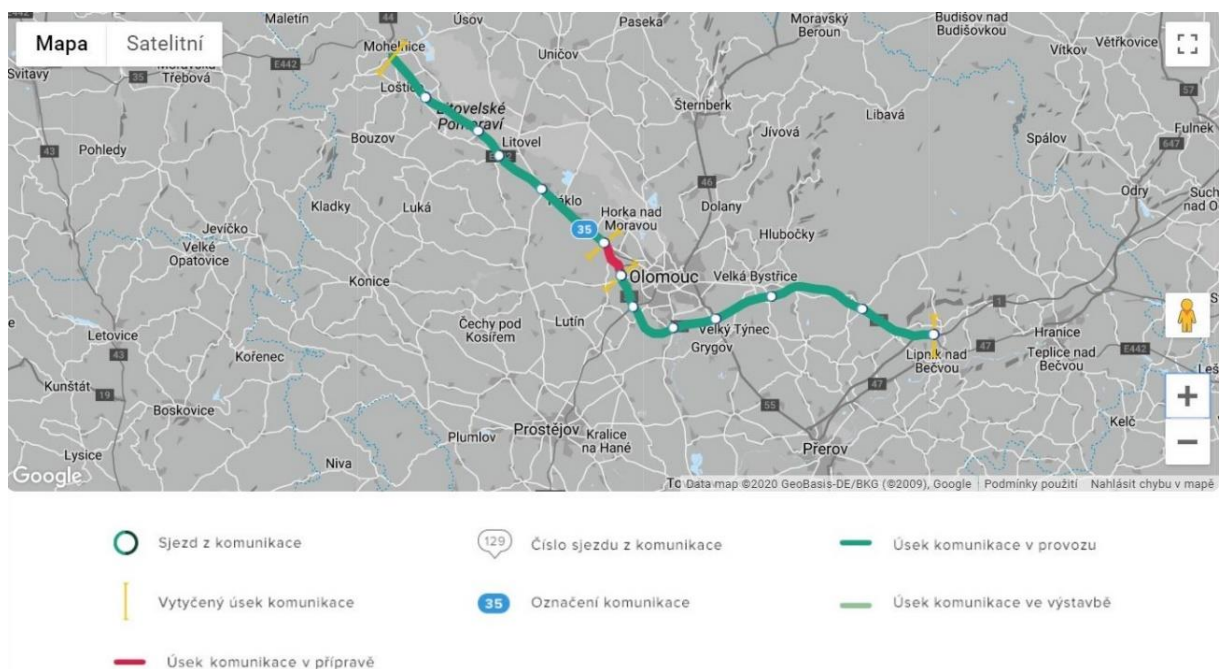
Druhý úsek (obr. 5) je z Hradce Králové do Mohelnice. U Hradce Králové se využije úsek dálnice D11, který je prozatím ve výstavbě. Vytyčený úsek Sedlice – Opatovice je již v provozu. Další dva vytyčené úseky Opatovice – Časy a Časy – Ostrov jsou ve výstavbě. Z Ostrova do Mohelnice je komunikace v přípravě. [3]





Obr. 5 Druhý úsek dálnice D35 [3]

Třetí a poslední úsek (obr. 6) je z Mohelnice do Lipníku nad Bečvou. Na tomto úseku chybí pouze jeden vytyčený úsek Křelov – Slavonín, 2. etapa. Zbylá část úseku je již v provozu. U Lipníku nad Bečvou se dálnice D35 napojuje na dálnici D1. [3]



Obr. 6 Třetí úsek dálnice D35 [3]

## 2.1.2 Základní údaje o mostu

Průběh trasy na mostě je směrově v přímé a výškově ve vrcholovém oblouku. Na mostě je sdružený prostor pro chodce a cyklisty. [1]

### Druh převáděné komunikace

Silnice II/298 (obr.7)

Šířkové uspořádání (kat.): S 9,5 (=0,5+0,5+0,25+2\*3,5+0,25+0,5+0,5)/80

Výška nivelety v místě křížení: 236,242 m.n.m.

Směrové poměry v místě mostu: přímá  
KT 0,326 140  
TK 0,637 470

Výškové poměry v místě mostu: zakružovací oblouk ze sklonu 3,5% do sklonu -3,4%  
ZZ 0,238 814  
VZ 0,376 200  
KZ 0,513 586

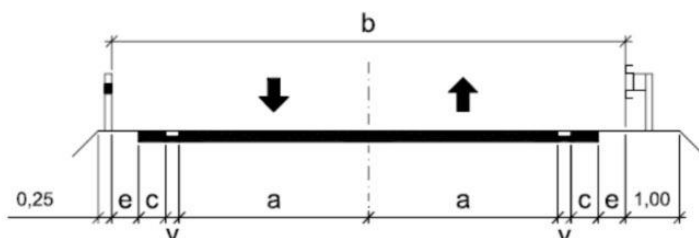
příčný sklon střechovitý 2,5%

[1]

Tabulka 3 – Návrhové kategorie dvoupruhových silnic

Návrhová kategorie			Šířka v m			
písmenný znak	b m	návrhová rychlost km/h	a <sup>1)</sup>	v	c	e
S	6,5 <sup>2)</sup>	60; 50	2,75	0,00	0,00	0,50
S	7,5	70; 60; 50	3,00	0,25	0,00	0,50
S	9,5	80; 70; 60	3,50	0,25	0,50	0,50
S	11,5	90; 80; 70	3,50	0,25	1,50	0,50

<sup>1)</sup> Základní hodnota bez rozšíření ve směrovém oblouku.  
<sup>2)</sup> Navrhuje se při intenzitě silničního provozu do 1000 voz /24 h.



Obr. 7 Údaje o převáděné komunikaci II/298 [1]<sup>1</sup>

<sup>1</sup> je zde použito starší znění normy ČSN 73 6106 *Projektování silnic a dálnic*, která byla platná do 10/2018

**Druh přemost'ované překážky**Dálnice D35 v kategorii D25,5/120 (obr.8)

Šířkové uspořádání (kat.): R 25,5 (+ oboustranné přípojovací pruhy)  
 $= (0,5 + 2,5 + 0,25 + 2 * 3,75) + (0,5 + 2 * 3,75 + 0,25 + 0,5)$

Směrové poměry v místě mostu: levostranný oblouk  $R = 1750$  m  
 TK 11,782 310  
 PK 12,701 020

Výškové poměry v místě mostu: podélný sklon -0,5%

(vztahující se k ose jízdních KZ 10,133 061

pruhů) ZZ 11,972 128

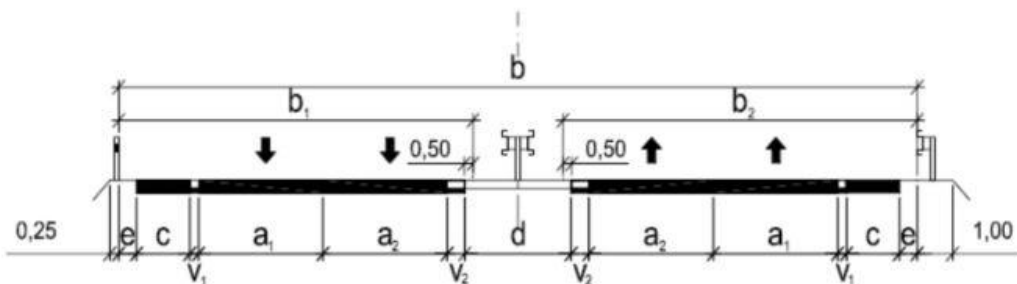
příčný sklon jednostranný 3,0%

[1]

Tabulka 4 – Návrhové kategorie směrově rozdělených silnic a dálnic

Návrhová kategorie			Šířka v m						
písmenný znak	b m	návrhová rychlost km/h	$a_1/a_2$	$v_1$	$v_2$	c	$d^{*)}$	e	$b_1, b_2$
S	20,75	90; 80; 70	3,25 / 3,25	0,25	0,25	2,25	1,25 <sup>*)</sup>	0,50	****)
S	24,5 <sup>***)</sup>	100; 80; 70	3,50 / 3,50	0,25	0,50	2,50	3,00	0,50	11,25
R	25,5 <sup>***)</sup>	120; 100; 80	3,75 / 3,75	0,25	0,50	2,50	3,00	0,50	11,75
D a R	27,5	120; 100; 80	3,75 / 3,75	0,25	0,75	3,00	3,50	0,50	12,50
D a R	33,5 <sup>***)</sup>	120; 100; 80	3,75 / 3,50	0,25	0,75	2,50	3,50	0,50	15,50

<sup>\*)</sup> V odůvodněných případech lze navrhnout rozšíření o násobek 0,5 m.  
<sup>\*\*)</sup> V ose středního dělicího pásu se umístí betonové svodidlo, nebo jiný zachytný systém.  
<sup>\*\*\*)</sup> Jestliže je třeba z kapacitních důvodů navrhnout šesti či vícepruhovou D, R nebo S, navrhuje se třetí, popř. další pruh u středního dělicího pásu v šířce 3,50 m. Zvýšení kapacity D a R 27,5 se zajistí přestavbou na D a R 33,5.  
<sup>\*\*\*\*)</sup> Dílčí volné šířky  $b_1, b_2$  závisí na druhu navrženého svodidla.

Obr. 8 Údaje o přemost'ované komunikaci D35 [1]<sup>2</sup>

<sup>2</sup> je zde použito starší znění normy ČSN 73 6106 *Projektování silnic a dálnic*, která byla platná do 10/2018

## 2.2 Geotechnické podmínky

Pro DSP byl v roce 2012 zpracován podrobný geotechnický průzkum. Byly provedeny vrtané sondy a statické a dynamické zkoušky. [1]

### 2.2.1 Geologická charakteristika

**tř. S3, S5:** GT 3a – písek střední, stejnozrnný s příměsí jemnozrnné zeminy až jílovitý (tuhý), při bázi ojedinělé šterky, ověřená mocnost vrstvy 0,5–1,3 m, v lokalitě je vrstva vyvinuta nesouvisle.

**tř. S5, F4:** GT 4b písek jílovitý fluvialní, střednězrnný s příměsí šterku (cca 20 %), tuhý, lokálně přechází v tuhý písčitéjíl, ověřená mocnost vrstvy.

**KŘÍDA:** povrch v hloubce cca 0,70–1,60 m pod terénem; GT 5 eluviální slín zelenošedý s rezivými šmouhami, vysoce plastický, pevný, lokálně obsahuje železité konkrce, ověřená mocnost vrstvy 0,8–2,7 m.

**tř. R6:** GT 6 slínovec silně až zcela zvětralý, střípkovitě až drobně úlomkovitě rozpadavý, šedý a zelenošedý, ověřená mocnost vrstvy cca 0,4–1,3 m, porušený puklinami lokálně zvodněnými, pukliny potaženy povlaky limonitu.

**tř. R5:** GT 7 slínovec převážně zvětralý, šedý, řídce s polohami navětralými, laminovitě a tence deskovitě odlučný, porušený puklinami lokálně zvodněnými, mocnost vrstvy 7,3–9,5 m.

**tř. R4:** GT8 slínovec šedý, navětralý, deskovitě odlučný (nelze lámat rukou) porušený puklinami, povrch v hloubce 10,3–13,7 m pod terénem.

[1]

### 2.2.2 Hydrogeologická charakteristika

Podzemní voda je vázána v puklinách křídových slínovců (GT 6, GT 7, GT 8) a její hladina je napjatá. Rozdíl mezi HPV naraženou a ustálenou je 0,7–3,0 m. Podzemní voda se může také objevovat ve vrstvě jílovitých písků (GT 3b, GT 4b). Byla zjištěna vysoká agresivita podzemní vody vlivem síranů – kategorie **XA3** dle ČSN EN 206-1.

**HPV naražená** = 1,8–4,0 m; **HPV ustálená** = 0,8–1,0 m

[1]



## 2.3 Varianty mostních konstrukcí na MÚK Rokytno

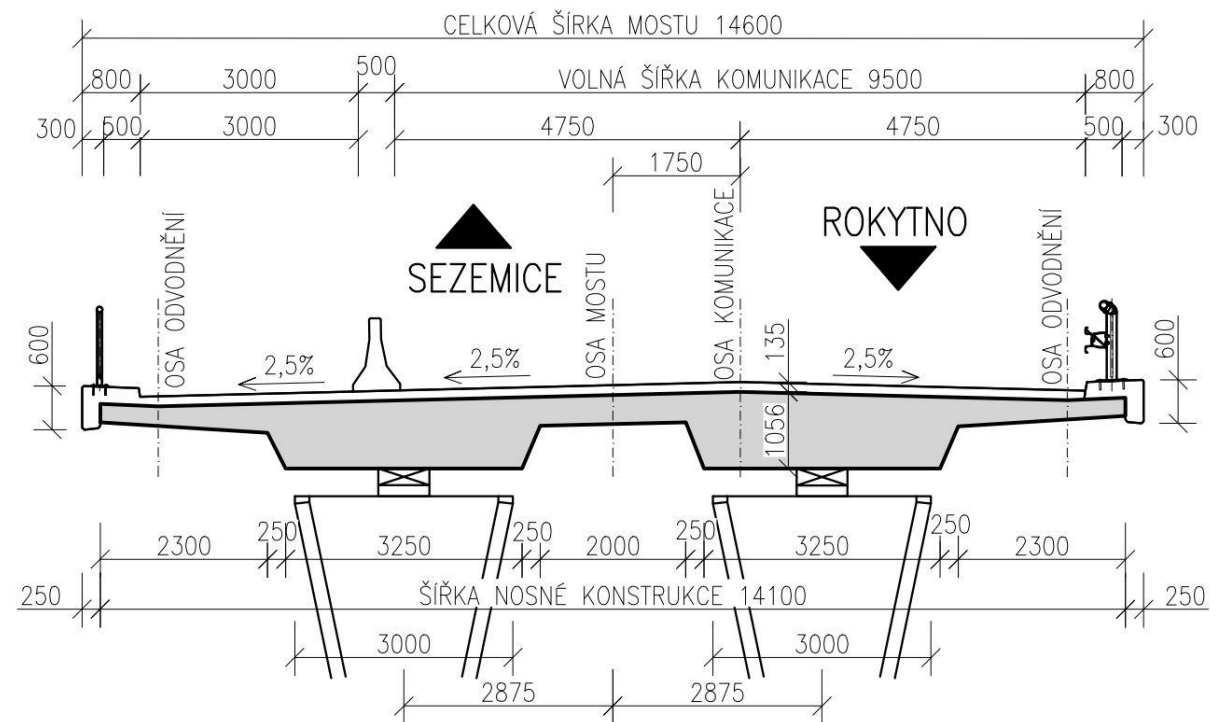
### 2.3.1 Současný návrh mostní konstrukce

#### Konstrukce mostu

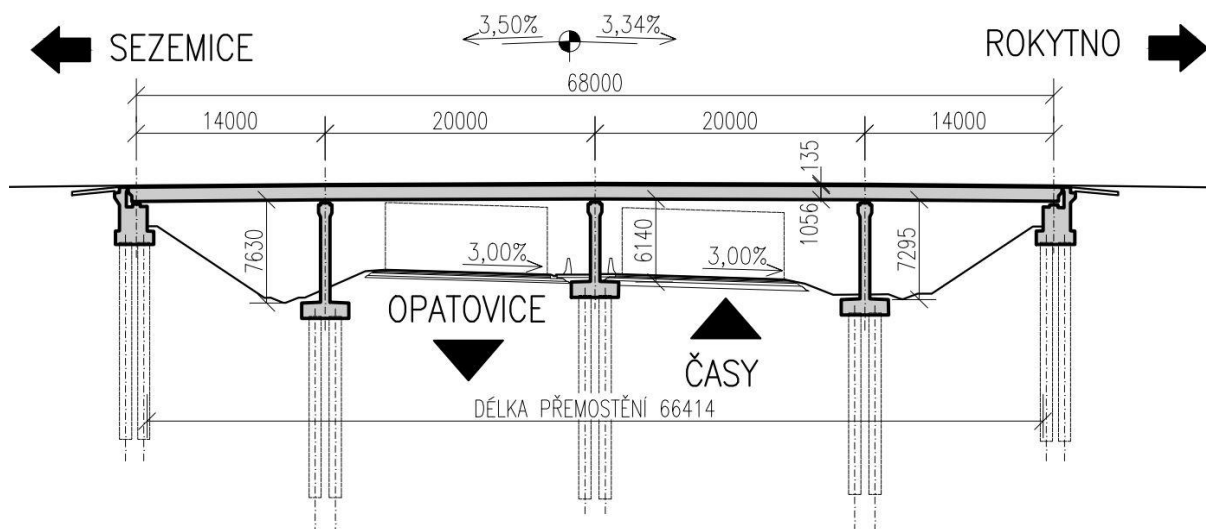
Most je navržen jako spojitý nosník o čtyřech polích uložený na ložiska (obr. 9, 10). Průřez je deskový dvoutrám o konstantní výšce. Nosná konstrukce je monolitická z předpjatého betonu. Rozpětí polí 14 + 20 + 20 + 14 m. Most je mírně šikmý. Celková šířka mostu (včetně říms) je 14,6 m. Stavební výška mostu (měřeno v ose komunikace) je 1,191 m. [1]

#### Spodní stavba

Opěry jsou obsypané, mají základovou spárou na násypu. Mezilehlé podpěry tvoří dvojice sloupů. Ty mají shodný tvar obdelníka s rozšířením v horní části pro umístění ložiska. Založení je hlubinné na velkopřůměrových vrtaných pilotách. [1]



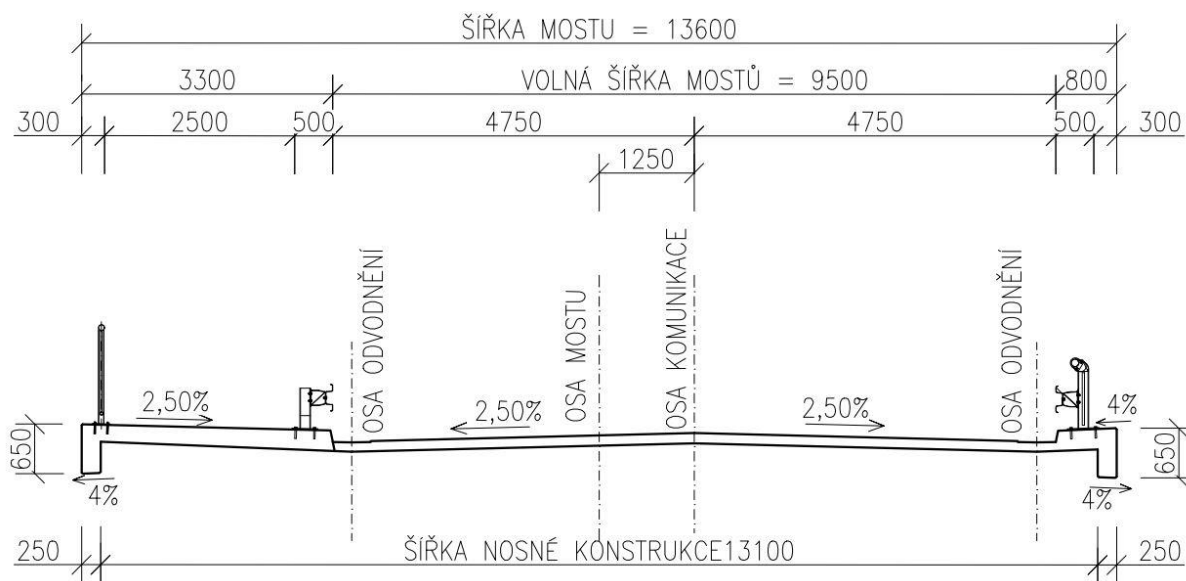
Obr. 9 Příčný řez současného návrhu mostu [1]



Obr. 10 Podélný řez současného návrhu mostu [1]

### 2.3.2 Změna šířkového uspořádání mostu

Nejdříve jsem se zaměřil na šířkové uspořádání mostu (obr. 11). Kvůli obavám z ucpání otvorů pod železobetonovým svodidlem, a tím související držení vody na mostě, jsem se rozhodl umístit sdružený pruh pro chodce a cyklisty na železobetonovou římsu. S tím souvisí menší údržba na mostě. Zlepší se tím i vizuální charakter mostu.



Obr. 11 Změna šířkového uspořádání na mostě

### 2.3.3 Varianta 1

#### Konstrukce mostu

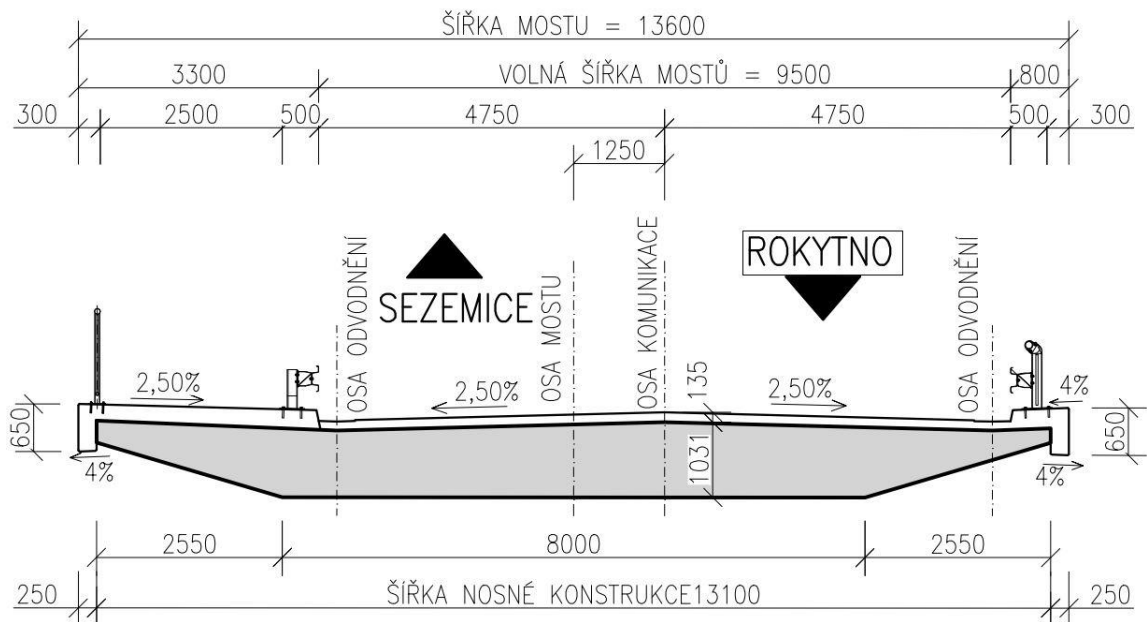
V první variantě jsem most navrhl jako rámový integrovaný most o čtyřech polích (obr. 12, 13). Průřez je deskový, lichoběžníkový, o konstantní výšce. Nosná konstrukce je monolitická z předpjatého betonu. Rozpětí polí 14,8 + 18,5 + 18,5 + 14,8 m. Most je mírně šikmý. Celková šířka mostu (včetně říms) je 13,6 m. Stavební výška mostu (měřeno v ose komunikace) je 1,166 m.

#### Spodní stavba

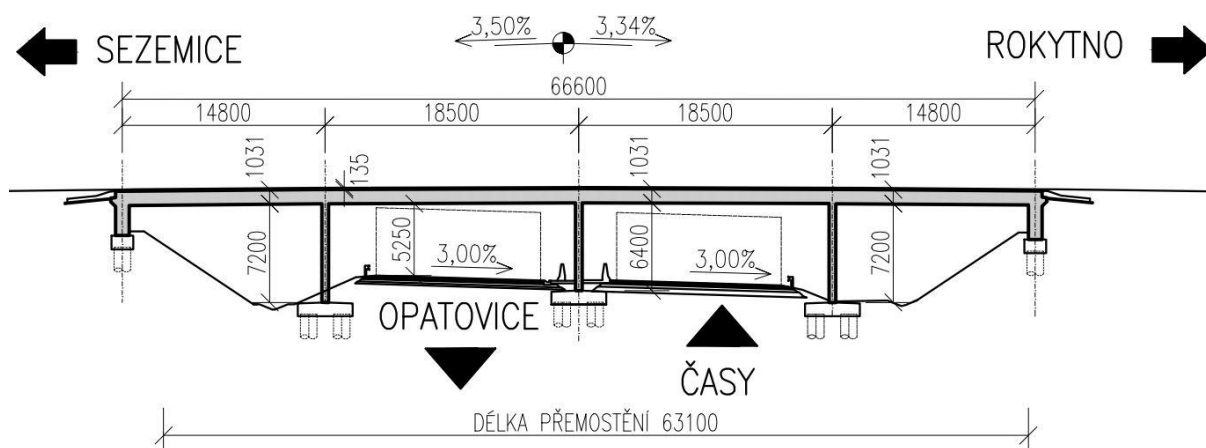
Opěry jsou obsypané, mají základovou spáru na násypu a jsou pevně spojeny s nosnou konstrukcí. Mezilehlé podpěry tvoří dvojice rámových stojek z tenkých stěn. Rámové stojky jsou pevně spojeny s nosnou konstrukcí. Založení je hlubinné na velkopřůměrových vrtaných pilotách.

#### Specifikace

Cílem této varianty je odstranění nejvíce poruchových detailů mostní konstrukce. Těmi jsou mostní závěry a v menší míře i ložiska mostu. Pokud tyto detaily vynecháme, snížíme náklady na celý životní cyklus mostní konstrukce. [4]



Obr. 12 Příčný řez – Varianta 1



Obr. 13 Podélný řez – Varianta 1

## 2.3.4 Varianta 2

### Konstrukce mostu

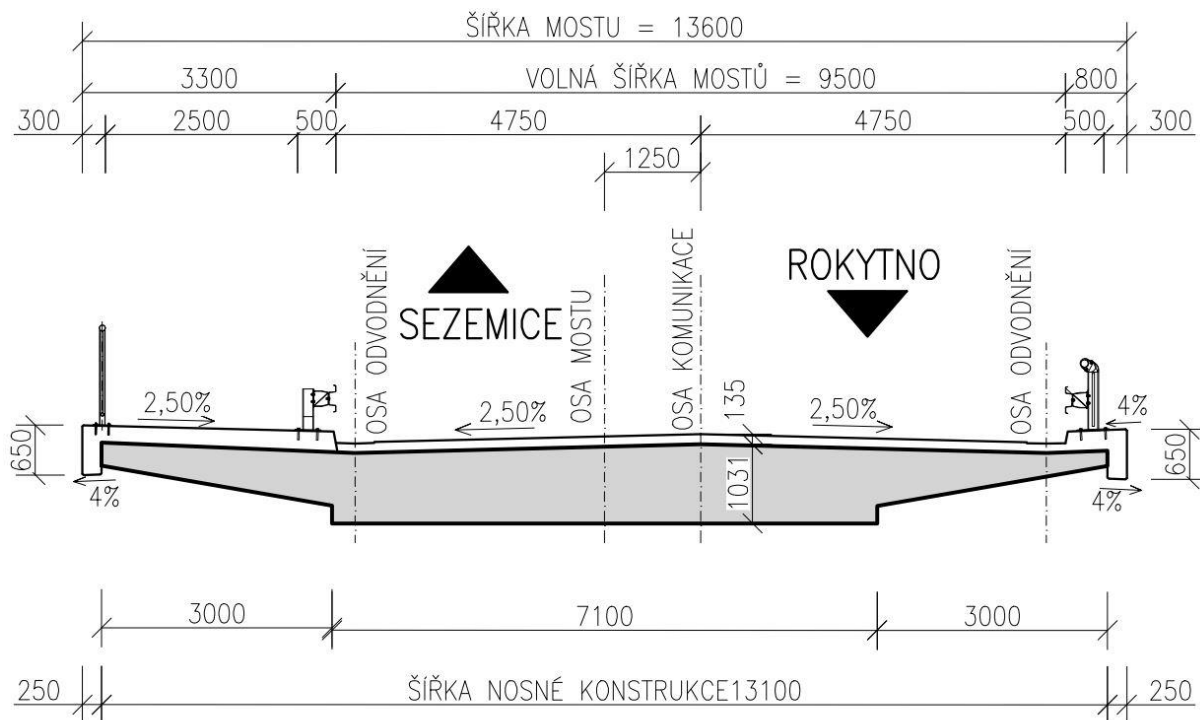
Ve druhé variantě jsem most navrhl jako integrovaný rámový most o dvou polích (obr. 14, 15). Průřez je deskový, lichoběžníkový, s náběhem u rámových rohů. Nosná konstrukce je monolitická z předpjatého betonu. Rozpětí polí 20 + 20 m. Most je mírně šikmý. Celková šířka mostu (včetně říms) je 13,6 m. Stavební výška mostu (měřeno v ose komunikace) je v poli 1,166 m u podpory 1,666 m.

### Spodní stavba

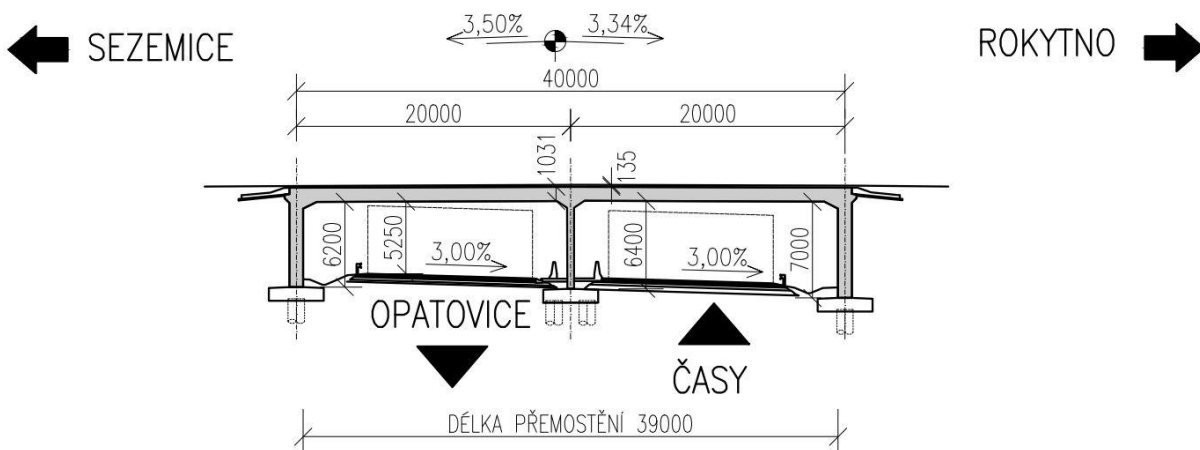
Opěry jsou stěnové a jsou pevně spojeny s nosnou konstrukcí. Mezilehlou podporu tvoří vylehčená stěna s otvorem. Stěna je opět rámově spojena s vodorovnou nosnou konstrukcí. Založení je hlubinné na velkopřůměrových pilotách.

### Specifikace

Cílem této varianty je, stejně jako v první variantě, odstranění poruchových detailů mostní konstrukce. Navíc je snížena i spotřeba konstrukčního materiálu (beton, ocel) na úkor spotřeby zeminy na násyp. Dále je snížen komfort pro řidiče na dálnici, jelikož prostor je stísněný a řidič, který jede po dálnici nemá dostatečný výhled. Vizuální charakter mostu nezapadá do krajiny.



Obr. 14 Příčný řez – Varianta 2



Obr. 15 Podélný řez – Varianta 2

### 2.3.5 Varianta 3

#### Konstrukce mostu

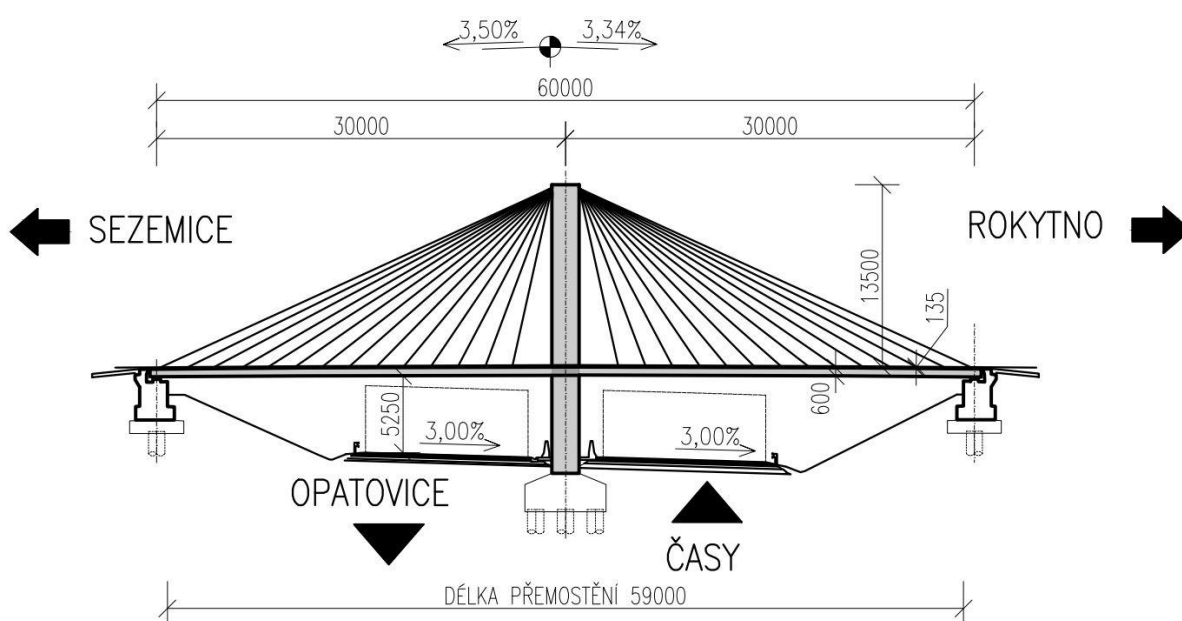
Ve třetí variantě jsem most navrhl jako zavěšený most na jednom pylonu s vějířovitými závěsy (obr. 16). Průřez je deskový. Na koncích je mostovka uložena na ložiskách. Rozpětí polí je 30 + 30 m. Most je přímý.

## Spodní stavba

Spodní stavbu tvoří železobetonový pylon a obsypané opěry, se základovou spárou na násypu. Založení je hlubinné na velkopřůměrových pilotách.

## Specifikace

Tuto variantu jsem navrhl, aby most vytvořil zajímavou stavbu v okolí. Jelikož je však v blízkosti architektonickou dominantou hrad Kunětická hora, efektivnost a zajímavost mostu by tím velice ztrácela. Výše nákladů by pak byla neúměrná původnímu námětu stavby. Proto jsem od této varianty záhy upustil.



Obr. 16 Podélný řez – Varianta 3

### 2.3.6 Varianta 4

Ve čtvrté navržené variantě jsem se zabýval podjezdem pod dálnicí. Při hydrogeologickém průzkumu (kapitola 2.2.2) však bylo zjištěno, že ustálená hladina podzemní vody je cca 1 m pod terénem. Tato skutečnost společně s faktem, že násyp dálnice je pouze cca 1 m nad terénem, způsobila, že jsem se touto variantou dál nezabýval.

### 2.3.7 Varianta 5 (vítězná varianta)

#### **Konstrukce mostu**

V mé poslední variantě jsem most navrhl jako rámový vzpěradlový most o třech polích (obr. 17, 18). Průřez je deskový, vylehčený vnějšími konzolami, s náběhem u mezilehlých šikmých podpěr. Nosná konstrukce je monolitická z předpjatého betonu. Rozpětí polí je 16,25 + 35 + 16,25 m. Most je přímý. Celková šířka mostu (včetně říms) je 13,6 m. Stavební výška mostu (měřeno v ose komunikace) je v poli 1,335 m a u podpory 1,635 m.

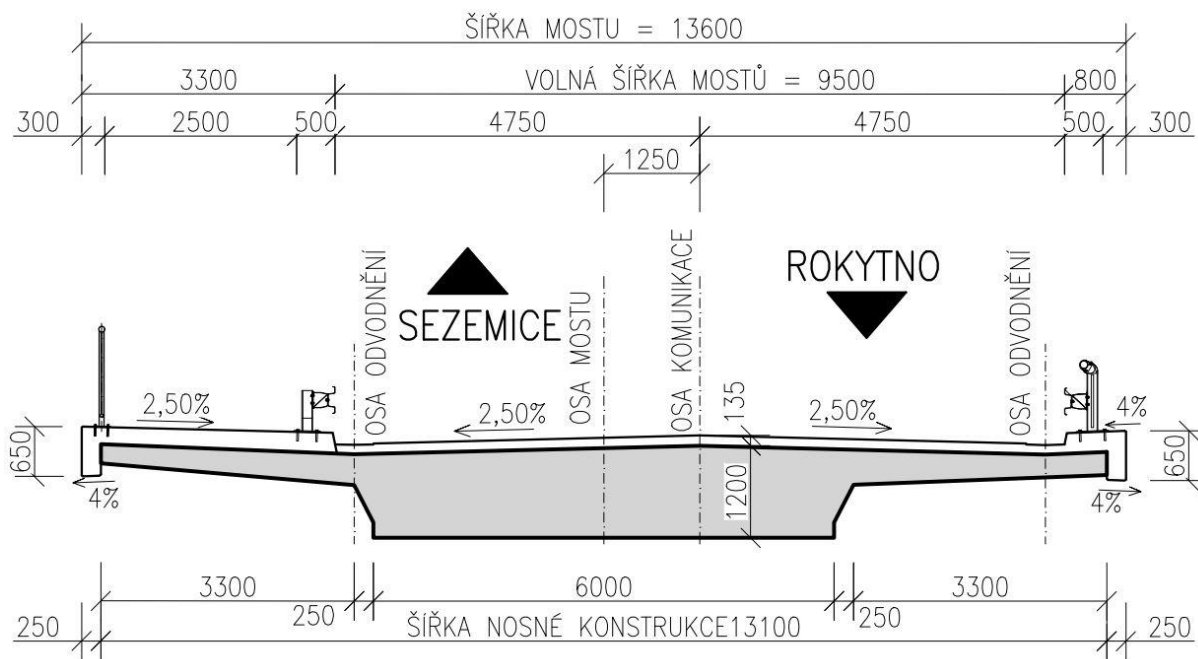
#### **Spodní stavba**

Spodní stavba tvoří s vodorovnou nosnou konstrukcí uzavřený rám. Navrhl jsem zde šikmé vzpěry, které jsou doplněny táhly na zachycení vodorovných sil. Stojky jsou stěnové. Založení je hlubinné na velkopřůměrových pilotách.

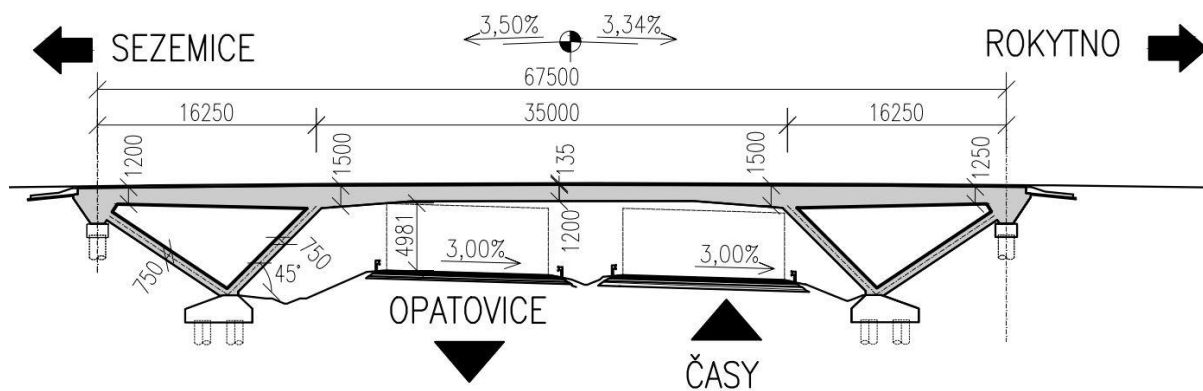
#### **Specifikace**

Stejně jako v první a druhé variantě jsem navrhl most bez mostních závěrů a ložisek. Tzn. most s minimálními náklady na údržbu. Také jsem zde využil konstrukční systém vzpěradla, u kterého odpadá mezilehlá podpora ve středním dělicím pásu dálnice. Nehrozí tak, jako v předešlých variantách, náraz do podpory. Další výhodou je výhled pro řidiče na dálnici.

Kvůli těmto vlastnostem mostní konstrukce jsem si tuto variantu vybral jako vítěznou. Zároveň mi přijde konstrukce vzpěradlových mostů zajímavá a má v českých podmínkách mostních konstrukcí bohatou minulost. V další části bakalářské práce se ji budu více věnovat.



Obr. 17 Příčný řez – Varianta 5



Obr. 18 Podélný řez – Varianta 5



## 3 Rešerše trémových a rámových mostů

### Mostní stavitelství

*„Mosty patří k nejnáročnějším stavebním konstrukcím, neboť se stavějí v obtížných podmínkách, jsou vystaveny vlivům povětrnosti a jsou namáhány velkým zatížením a jinými vlivy. Z těchto důvodů je mostní stavitelství považováno za vrchol inženýrského umění a stojí velmi často v popředí vývoje celého stavitelství, kde určuje používání nových materiálů, konstrukčních soustav a stavební technologie.“ [5, s. 15]*

### 3.1 Názvosloví mostů

Na úvod rešerše jsem vypsál několik termínů z mostního stavitelství, které v bakalářské práci používám. Termíny jsem zpracoval podle skript *Betonové mosty 1: přednášky*. [6]

**Mostní objekt** nahrazuje zemní těleso v místě, kde je třeba překonat překážku přemostěním. Dělí se na mosty, lávky a propustky. Mostní objekt tvoří několik částí. Je to spodní stavba, nosná konstrukce, mostní svršek, mostní vybavení, přidružené části (např. přechodová oblast) a popř. přesypávka.

**Most** je mostní objekt s kolmostí alespoň jednoho z otvorů větší než 2 m.

**Mostní konstrukce** je část mostu tvořená spodní stavbou a nosnou konstrukcí. Pojem používáme v případě, že hlavní nosná konstrukce není zřetelně oddělena od spodní stavby (např. rámové mosty).

**Spodní stavba mostu** je tvořena základy, podpěrami, kotevními bloky, závěrnými zdmi, mostními křídly a ledolamy. Podpěry mostu dělíme na koncové opěry a mezilehlé podpěry. Spodní stavba mostu přenáší zatížení z vodorovné konstrukce do základu. Mezilehlé podpěry dále dělíme na pilíř (délka je větší než dvojnásobek šířky), sloup (délka je rovna nejvýše dvojnásobku jeho tloušťky), stojku (stěnová nebo sloupová podpěra rámových mostů) a pylon (zasahuje nad mostovku a slouží k zakotvení lan či kabelů u visutých a zavěšených mostů).

**Nosná konstrukce** je část mostu, která přenáší zatížení z mostního svršku na spodní stavbu. Nosná konstrukce se skládá z několika částí. Zde záleží na statické funkci nosné konstrukce, buď je tvořena všemi, nebo jen některými z těchto částí:

- hlavní nosná konstrukce: Je ukládaná na mostní podpěry a může být uložena přímo nebo nepřímó. Lze ji rozdělit např. podle tvaru příčného řezu (desková, trémová, ...), podle konstrukční charakteristiky (spřažená, roštová, vzpěradlová, ...) atd.
- ložiska: Přenáší podporové síly z hlavní nosné konstrukce na spodní stavbu. Také zajišťují její polohu, respektive její směrové vedení. Ložiska jsou pevná nebo pohyblivá.
- mostní závěry: Ukončují nosnou konstrukci. Slouží k přemostění dilatační spáry mostní konstrukce.

Podle statické funkce nosné konstrukce mosty třídíme na:

- deskový most: Hlavní nosná konstrukce působí jako desková, zjednodušeně si můžeme představit jako několik podélných nosníků příčně navzájem propojených (obr. 19a).
- trémový most: Hlavní nosná konstrukce je složena z trémů, které působí převážně v podélném směru, a z mostovky, která působí v příčném směru (obr. 19b/c).
- rámový most: Nosná konstrukce je spojena (monoliticky) alespoň s jednou podporou (obr. 19d).
- vzpěradlový most: Hlavní nosná konstrukce je vzepřena na podpěrách (obr. 19d).



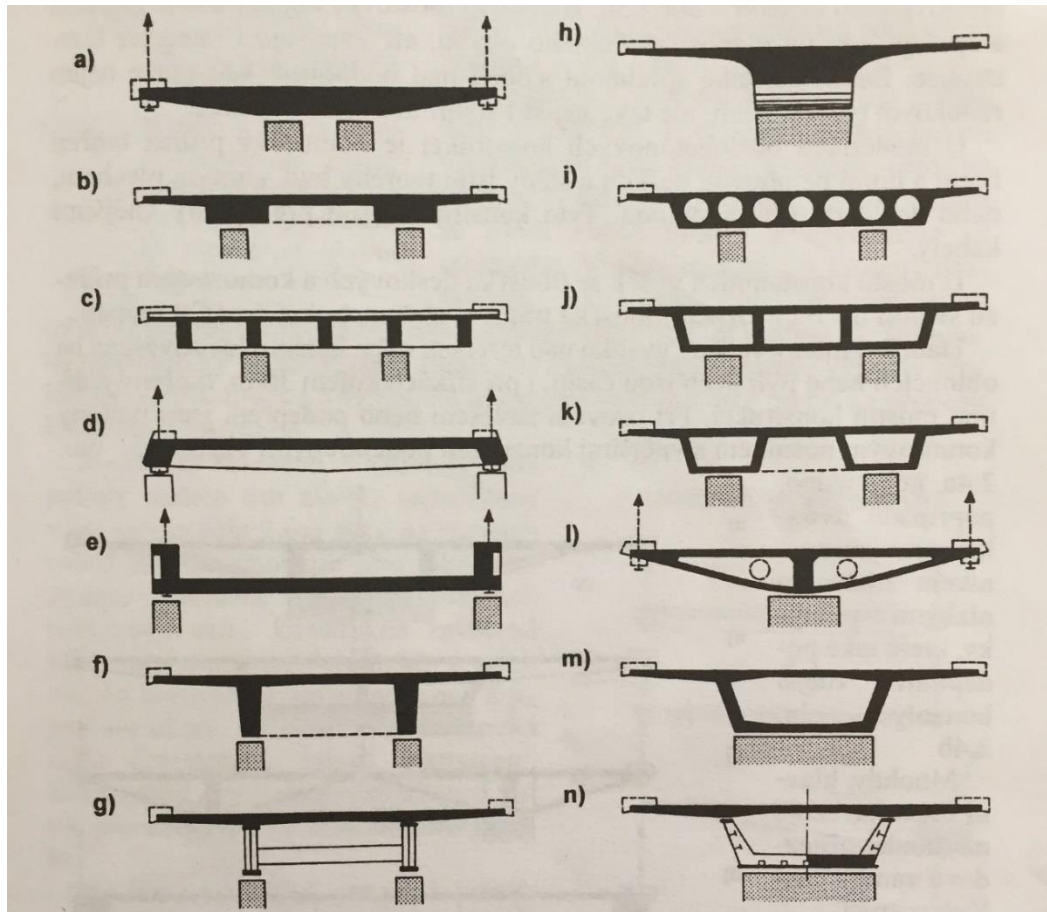
Obr. 19 Třídění mostu podle statické nosné konstrukce [6]

## 3.2 Typy mostních konstrukcí

*„Rozdělení mostů podle typů konstrukcí v dosud platných normách i dosud publikovaných knihách vychází z dříve používaného způsobu analýzy mostů. Mosty se dělily na deskové, trémové, rámové atd. Uvážíme-li, že např. deska může být nejen prostě uložena, ale může také tvořit rámovou konstrukci o jednom nebo více polích, nebo spolu s obloukem nebo závěsnými, popřípadě visutými kabely může vytvářet složitější soustavu, vidíme, že u moderních konstrukcí toto dělení ztrácí původní význam.“ [7, s. 9]*

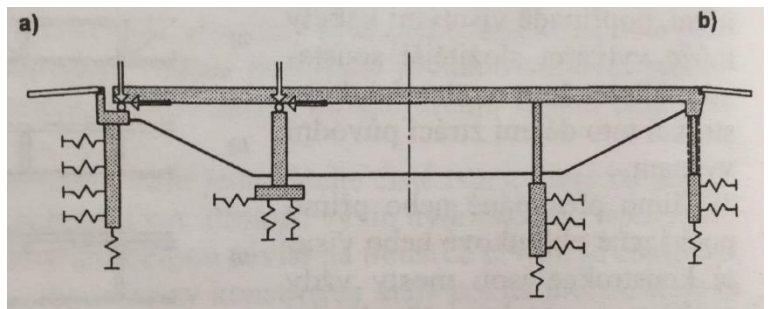
Vodorovná nosná konstrukce může být tvořena deskou, deskovým trémem, roštem nebo komorovým nosníkem (obr. 20). Všechny tyto průřezy mostovek mohou být, podle charakteristiky konstrukce a povahy zatížení, součástí kombinovaných soustav. Průřezy mohou

být vetknuty do podpěr a tím vytvoří rámovou konstrukci. Nebo mohou být pomocí ložisek kloubově uloženy na podpěrách. [7]



Obr. 20 Průřezy mostovek běžných šířek: a) deska, b) deskový trám, c) rošt, d) dvojtrám s okrajovými nosníky, e) parapetní trám, f) dvojtrám, g) ocelbetonový dvojtrám, h) jednotrám, i) deska vylehčená kruhovými otvory, j) vícekomorový nosník, k) dva komorové nosníky spojené deskou, l) dvojkomorový nosník se skloněnými vnějšími stěnami, m) jednokomorový nosník, n) jednokomorový ocelbetonový nosník [7]

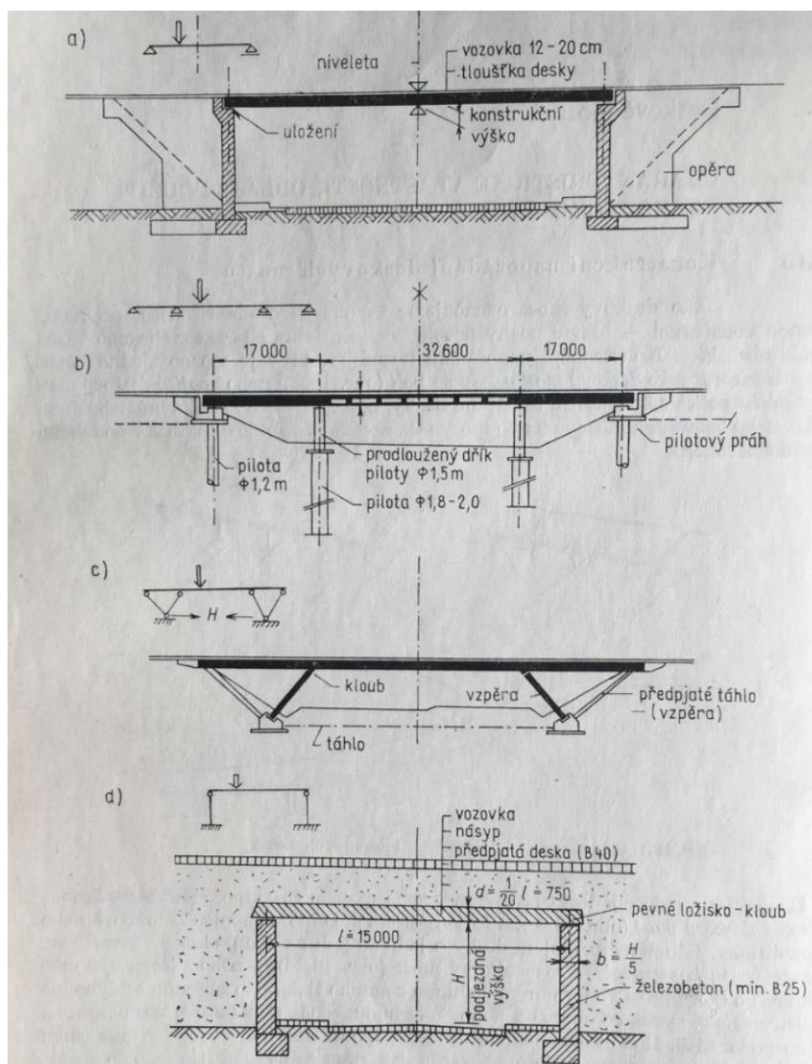
Nyní je většina betonových mostů předepnutých předpínacími kabely, ať už jsou kabely umístěny v obrysu nebo vně průřezu. Předpínací kabely v konstrukci vyvozují normálovou sílu. Pokud uvážíme, že ve vodorovné konstrukci, která je podepřena na ložiskách, vzniká normálová síla od tření v ložiscích, tak do doby překonání tření působí jako rámová konstrukce. I opěry a podpěry mostu vždy spolupůsobí s podložím. Není tedy vhodné klasické dělení na trémové (obr. 21a) a rámové mosty (obr. 21b). Stejně je to i pro deskové konstrukce, které se vždy chovají jako deskostěnové konstrukce. [7]



Obr. 21 Rámová konstrukce o třech polích: a) klasická, podepřená na ložiskách, b) integrovaná s opěrou [8]

### 3.3 Specifikace deskových mostů

Hlavní nosný prvek tvoří deska. Deska může mít průřez plný nebo vylehčený. Může být uložena na podpory tak, aby mohla volně dilatovat v podélném i příčném směru. Poté vznikají konstrukce staticky určité (obr. 22a), či konstrukce spojité (obr. 22b). Pokud zmonolitníme vodorovnou nosnou konstrukci se spodní stavbou, vytvoříme ve statickém smyslu rámovou soustavu (obr. 22c). U rozpěrkové (obr. 22d) konstrukce je deska kloubově připojena a výhodně rozpírá podpory proti vodorovným účinkům zemního tlaku. [5]



Obr. 22 Deskový most: a) jednopólová prostě uložená deska, b) spojité deska ve středním poli vylehčená, c) rámový vzpěradlový most, d) rozpěrková konstrukce [6]

Výhody deskových mostů jsou: malá konstrukční výška nosné konstrukce, jednoduché provádění, velká spolupůsobící šířka desky (tzn. velká únosnost ve smyku), lepší ochrana výztuže proti korozi a vysoká bezpečnost proti přetížení. U deskových mostů, v případě přetížení některé části konstrukce desky, vzniknou trhliny, čímž se sníží tuhost konstrukce. Vnitřní síly se poté „přelívají“ do tužších částí desky. [8] Vzhled deskových mostů, díky své jednoduchosti tvarů a štíhlosti konstrukce, působí dobrým dojmem. [5]

*„Obecně můžeme říci, že v desce lze beton v tlačené oblasti lépe využít. U železobetonových mostních desek, zpravidla uložených jen na dvou stranách, je vznik a rozvoj trhlin příznivější než u nosíkových konstrukcí.“ [5, s. 231]*

Nevýhodou deskových mostů bývá větší spotřeba betonu a výztuže, a tím pádem i vyšší hmotnost konstrukce. *„Větší hmotnost se však příznivě projevuje zmírňováním dynamických účinků dopravy.“ [5, s. 231]*

Pokud desku zesílíme náběhy nad podporami na 1,5–2násobek výšky středního pole, docílíme tím, že se momenty přesunou z pole do podpory. Pokud tak učiníme, můžeme průřez v poli snížit na minimum. Přímé náběhy se navrhují v pětině až třetině délky rozpětí. Avšak při návrhu náběhů se vytrácí jednoduchost výstavby u deskových mostů. [5]

### 3.4 Specifikace trémových mostů

Pro konstrukce na větší rozpětí je vhodné využít trémové konstrukce. Trémový průřez může mít mnoho konstrukčních řešení. Hlavní dva způsoby dělení trémových průřezů jsou: otevřené (obr. 20b/c/d/e/f/g/h) a uzavřené (obr. 20j/k/l/m/n). [8]

Ze statického hlediska rozdělujeme trémové mosty na prostě uložené, spojitě nosníky, vetknuté nosníky, prosté nosníky s převislými konci, spojitě nosníky s vloženými poli nebo klouby nad podporami. Jedná se tedy o konstrukce staticky určité nebo staticky neurčité. [5]

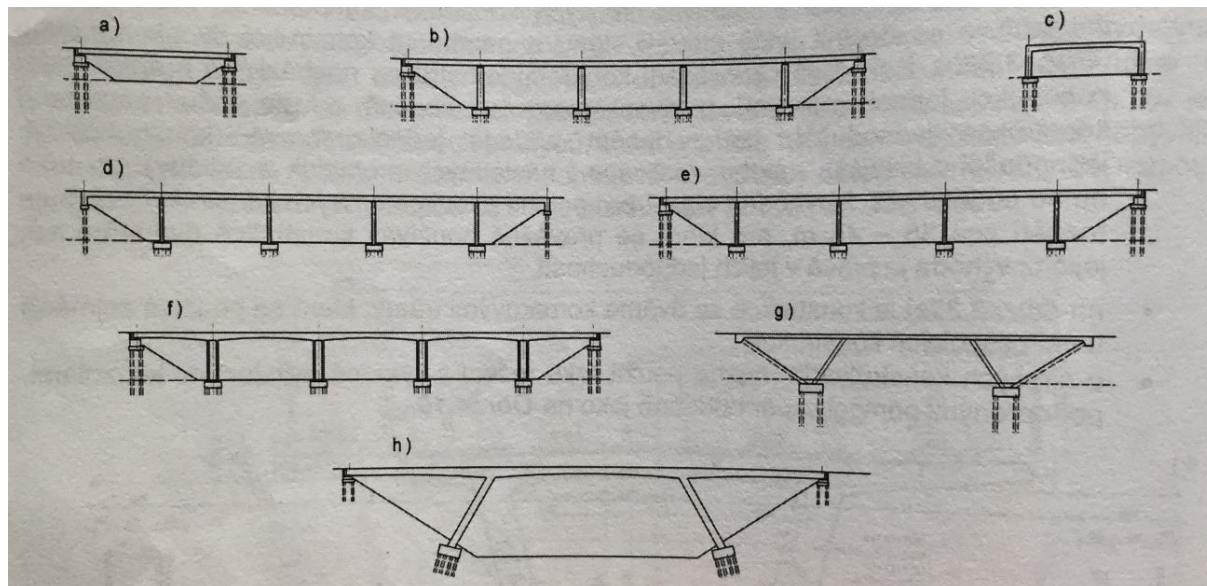
Základní části trémového mostu jsou trámy, mostovka a příčníky. Trámy přenášejí účinky zatížení v podélném směru do podpěr. Mostovka roznáší zatížení v příčném směru. Zároveň působí i v podélném směru jako součást průřezu („T-průřez“). Příčníky zvyšují tuhost v příčném směru a zlepšují roznášení zatížení na jednotlivé trámy. [8]

Z hlediska výstavby jsou trémové mosty pracnější a roznášení zatížení v příčném směru je nepříznivější než u deskových mostních konstrukcí. Konstrukční výška trémových mostů je větší než u deskových. Avšak jsou výhodné z hlediska úspory materiálu. [5]

Při namáhání kladnými ohybovými momenty (v poli) se uplatní deska mostovky, která spolupůsobí s trémem v tlačené oblasti. Neutrální osa se tím posunuje nahoru. Protážení a napětí v dolních vláknech je proto výrazně větší než v horních vláknech. U železobetonových konstrukcí se zvětšuje rameno vnitřních sil. U předpjatých konstrukcí se zvyšuje účinnost předpětí vlivem zmenšení plochy průřezu. Musíme si dát pozor při návrhu předpětí. Jelikož při



stálém zatížení a plném předpětím vzniká v dolních vláknech velké tlakové napětí. Proto se někdy zmenší excentricita předpínací síly, aby v horních vláknech nevznikly tahy. [5]



Obr. 23 Schéma trémových a rámových mostů: a) prostý nosník, b) spojitý nosník, c) jednoduchý rám, d) sdužený rám, e) konstrukce uložená rámově na mezilehlých podpěrách a uložená na ložiska na koncových opěrách, f) konstrukce s rámovými stojkami rozdělenými na dvě štíhle stěny, g) vzpěradlový rám bez ložisek, h) vzpěradlový rám s ložisky na koncových opěrách [8]

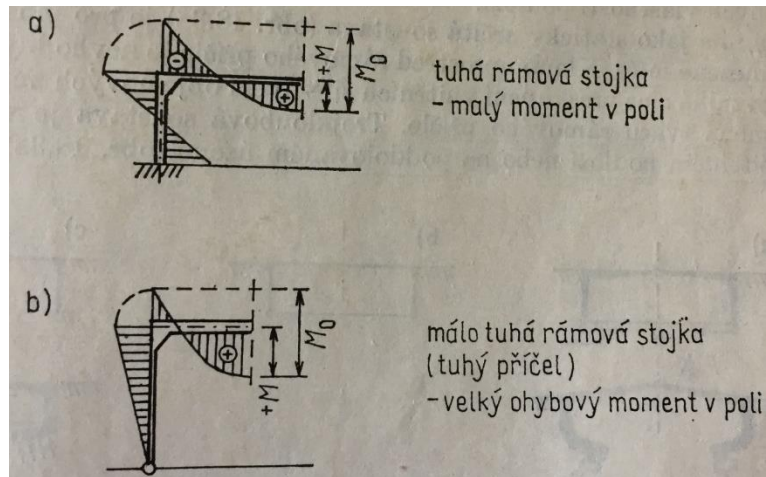
Při namáhání zápornými ohybovými momenty (nad podporou) se neutrální osa posunuje dolů. Ale tlakové namáhání v dolních částech trámu stále roste a může být rozhodující pro dimenzování průřezu. [5]

### 3.5 Specifikace rámových mostů

Správným návrhem spodní stavby se zajistí spolupůsobení všech prvků spojitě nosné soustavy. Kde příčel (vodorovná nosná konstrukce mostu) působí jako prvek pružně vetknutý do stojek. Tím vznikne přerozdělení vnitřních sil ve všech průřezech. [5]

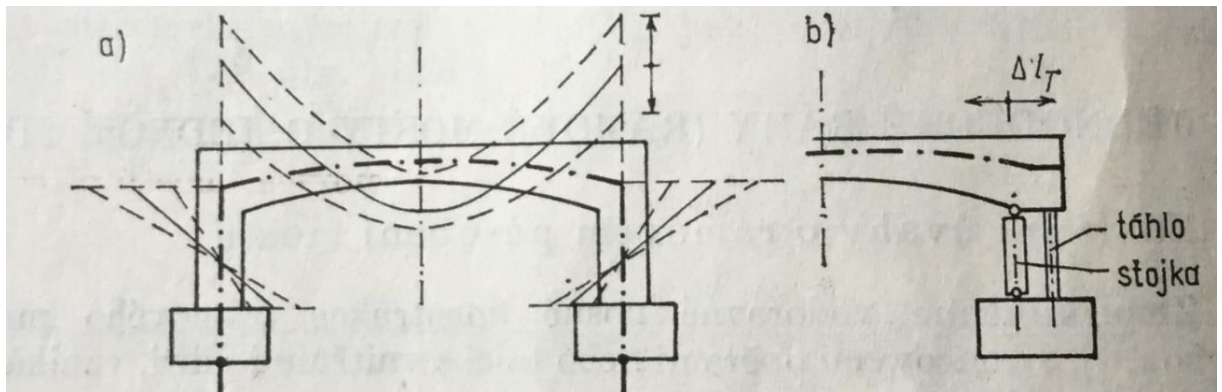
Vzájemné spolupůsobení ovlivníme vhodnou volbou tuhosti příčle a stojky. Tuhost ovlivníme změnou rozměrů příčného řezu, délky, míry vyztužení a úpravou základů a jejich spojení se stojkami. [5]

Pokud vetkneme vodorovnou nosnou konstrukci (příčli) do spodní stavby, zmenšíme její namáhání kladnými ohybovými momenty v poli (obr. 24a). Kladné momenty v poli můžeme zmenšit i dalšími způsoby. Například zvýšením tuhosti rámových rohů nebo tuhosti příčle u rámových rohů za pomoci náběhů. Tím docílíme možného zmenšení průřezu uprostřed pole. [5]



Obr. 24 Úprava ohybového momentu  $M_0$  v příčeli v závislosti na tuhosti prvků rámu: a) vetknutí stojky do základu, b) kloubové připojení na základ [5]

Nepřiměřeným zvětšením tuhosti stojky dochází k tomu, že vedlejší účinky zatížení, tj. změna teploty nebo objemové změny betonu, budou rozhodující pro dimenzování konstrukce. Přitom od hlavního zatížení, tj. vlastní hmotnost a pohyblivé zatížení, nebude využito dovolené namáhání (obr. 25). Proto provádíme takové stavební úpravy v konstrukci, aby nosná konstrukce působila jako jiná statická soustava. [5]



Obr. 25 Účinek změny teploty na konstrukci: a) tuhé stojky způsobí vznik momentu  $\pm M_T$ , závislého na jejich tuhosti, b) volný posun  $\Delta l_T$ , takže se vliv teploty neuplatní (posuvné vetknutí rámové příčle) [5]

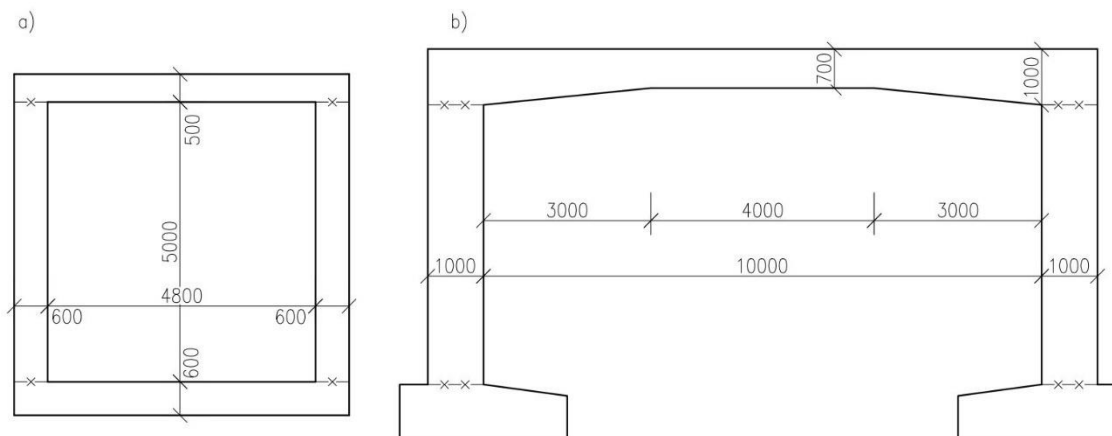
### 3.5.1 Rozdělení rámových mostů podle délky

#### a) malé železobetonové mosty

Malé rámové železobetonové mosty většinou bývají uzavřené s dolní deskou (obr. 26a). Rozpětí železobetonových rámových mostů se pohybuje do 10 m až do 15 m, většinou však méně. Je staticky vhodné navrhnout větší tloušťku dolní desky než tloušťku horní desky z důvodu většího namáhání. Tloušťka stěn by ze statického hlediska (jejich vlastní únosnosti) nemusela být velká, jelikož ve stěnách jsou tlakové normálové síly, které zapříčiňují, že se stěny chovají jako předepnuté stojky. Avšak abychom pro desky mohli vzít v úvahu téměř dokonalé

vetknutí, je vhodné, aby tloušťka stěn byla alespoň stejná jako tloušťka desek. U těchto konstrukcí můžeme zanedbat kolísání zemního tlaku vlivem dilatačních posunů kvůli velké tuhosti konstrukce. Při návrhu uvažujeme zemní tlak v klidu. [8]

Konstrukci lze navrhnout i bez dolní desky, avšak s tímto typem se setkáváme méně. (obr. 26b) [8]



Obr. 26 a) rám s dolní deskou uzavřený, b) rám bez dolní desky [8]

### b) střední mosty

Do této kategorie spadají nadjezdy, které přemostují komunikace nebo mosty přes menší vodní toky. Nosná konstrukce je buď pevně (rámově) spojena se všemi podpěrami (obr. 23d), nebo mohou být konstrukce rámově spojeny jen s mezilehlými podpěrami a na opěrách uloženy na ložiska (obr. 23e). Vhodné je i použití vzpěradlových rámu. Ty mohou být buď s ložisky na koncových opěrách (obr. 23h), nebo zcela bez ložisek (obr. 23g). Podle rozpětí volíme příčný řez nosné konstrukce. Na nejmenší rozpětí volíme deskový (obr. 19a) a na větší trémový otevřený (obr. 19b), či uzavřený (obr. 19c). [8]

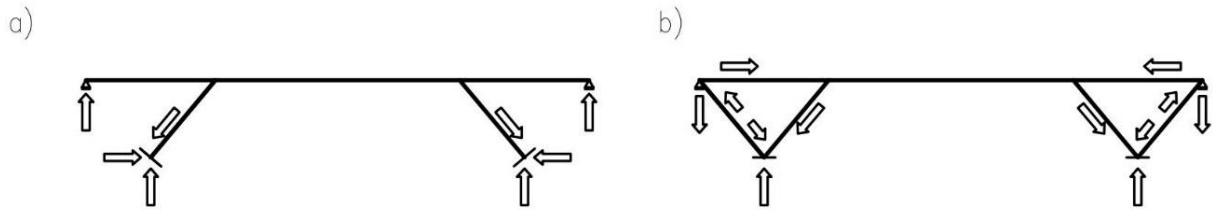
### c) velké mosty

U velkých mostů řešíme především technologii výstavby. U rámových mostů převažuje letná betonáž. U této technologie se hlavní nosná konstrukce betonuje od podpěry směrem ke středu pole. Kvůli konzolovému momentu, který vzniká při výstavbě, se konstrukce buduje s náběhy směrem k podpoře. Tato technologie se především používá na velké rozpětí polí cca 100 m až 200 m. Průřez tedy bývá většinou komorový. Rámové stojky tvoří dvojice tenkých stěn z důvodu menšího omezení dilatačních posunů. Zároveň se tak zachová ohybová tuhost ve vetknutí mostovky do rámové stojky (obr. 23f). Jsou zrealizované i velké vzpěradlové mosty nebo konstrukce s předpjatými táhly na konci krátkých krajních polí. [8]



### 3.5.2 Statická schémata rákových konstrukcí

Statické působení rákové mostní konstrukce je nutno vystihnout správným statickým schématem. To musí vystihnout tuhost jednotlivých částí konstrukce, ale také jejich vzájemné spolupůsobení. [5]

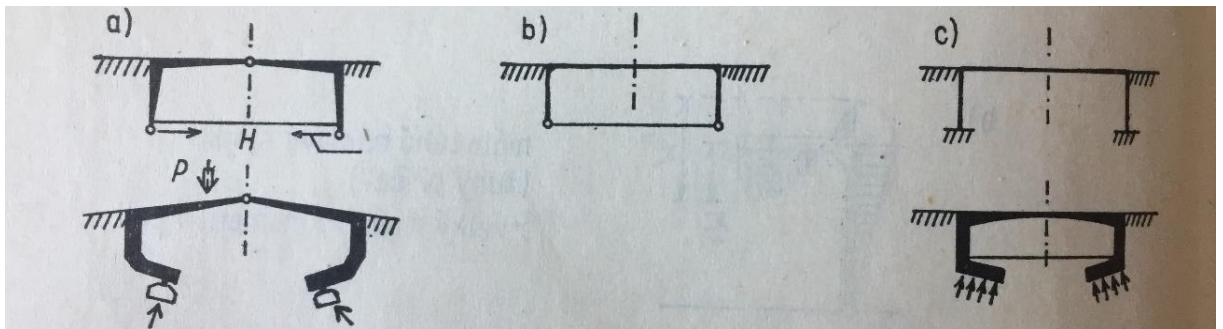


Obr. 27 Předpokládaný průběh sil u vzpěradlového rávého mostu [7]

Spoj stojky se základem vytváří okrajové podmínky pro pružné nebo dokonalé vetknutí. Zde zejména záleží na vlastnosti podloží. [5]

**Trojkloubový ráv:** Užíváme pouze vzácně např. při velmi stlačitelném podloží nebo na poddolovaném území. Kloub uprostřed pole je nevhodným prvem na vozovce (obr. 28a). [5]

**Dvoukloubové rávy:** V porovnání s tříkloubovými rávy jsou dvojkoubové rávy častější a vhodnější soustavou. Užívají se hlavně u nadjezdů při křížení komunikace (obr. 28b). Avšak konstrukční řešení kloubů a jejich následná údržba je náročná, protože na opěry působí přímý účinek zemního tlaku od násypu. Umístěním kloubů pod terén značně omezujeme jeho životnost. [5]

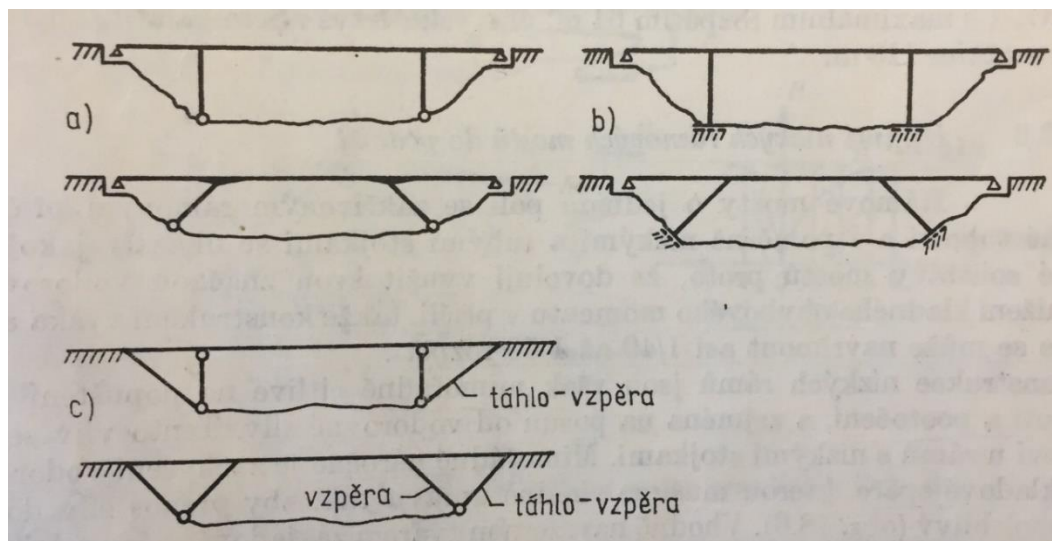


Obr. 28 Statická schémata rávových mostů o jednom poli: a) trojkloubový, b) dvojkoubový, c) vetknutý [5]

Nepříznivé účinky vodorovných sil můžeme zmírnit vytvořením krátkého krajního pole se svislými nebo šikmými stojkami (obr. 29a). Ve vhodně navrženém základu, za pomoci pružně vetknuté stojky, odstraníme složitý konstrukční kloub (obr. 29b). [5]

Další možností je vytvoření trojúhelníkového opěrného systému (obr. 29c). [5]

**Vetknutý rám:** Jedná se o nejčastější statickou soustavu rámových mostů o jednom poli. Rozpětí u vetknutých rámu je 60 m až 80 m. Zachycení těchto rámu je náročné kvůli velkým vodorovným silám, které vznikají hlavně u nízkých rámu (obr. 28c). Nejvýhodnější je k tomu skalní podloží. Jinak musíme zhotovit pilotové rošty s velkopříměrovými pilotami. [5]



Obr. 29 Statická schémata dvoukloubových rámu s vyložení krátkého krajního pole: a) svislé stojky nebo vzpěradlo, b) pružné vetknutí, c) opěrný systém ve tvaru trojúhelníka [5]

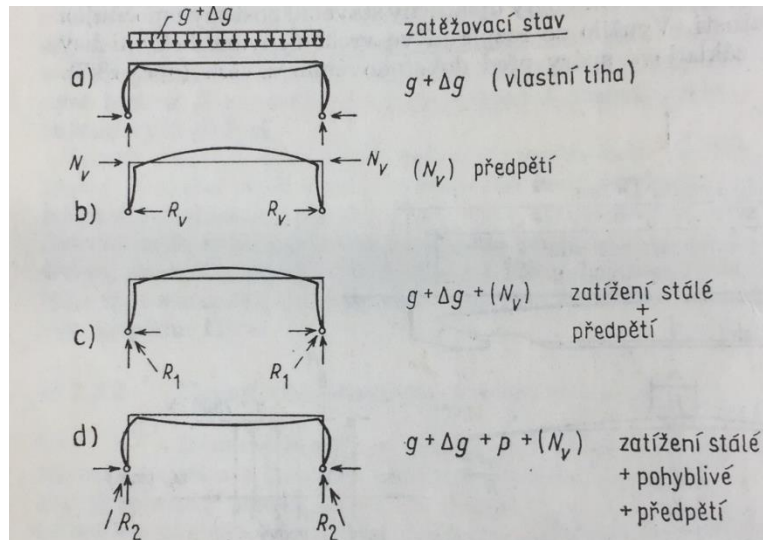
### 3.5.3 Účinky předpětí

Účinek vlastní tíhy konstrukce, a její odpovídající průhyb směrem dolů, je znázorněn na obr. 30a. [5]

Vlivem vnesení předpětí nastává přeskupení sil a jim odpovídající reakce. Radiálními tlaky zakřiveného kabelu ve vodorovné nosné konstrukci o jednom poli vzniká průhyb směrem nahoru, jelikož účinky předpětí jsou větší než účinky vlastní tíhy. [5]

Při předpětí dochází ke stlačení příčle. Toto stlačení vyvodí vodorovnou sílu směrem ven z rámu. Reakce  $R_1$ , od stálého zatížení společně s předpětím, působí šikmo ven z rámu (obr. 30c). [5]

Účinky od pohyblivého zatížení vyvolávají reakci  $R_2$ , která se vykloní směrem dovnitř (obr. 30d). Pokud se v jednotlivých montážních stádiích mění směr vodorovné reakce poměrně málo, můžeme základy navrhnout na malé vodorovné síly a jim odpovídající posuny. Ale musíme brát v potaz také tuhost stojek. [5]

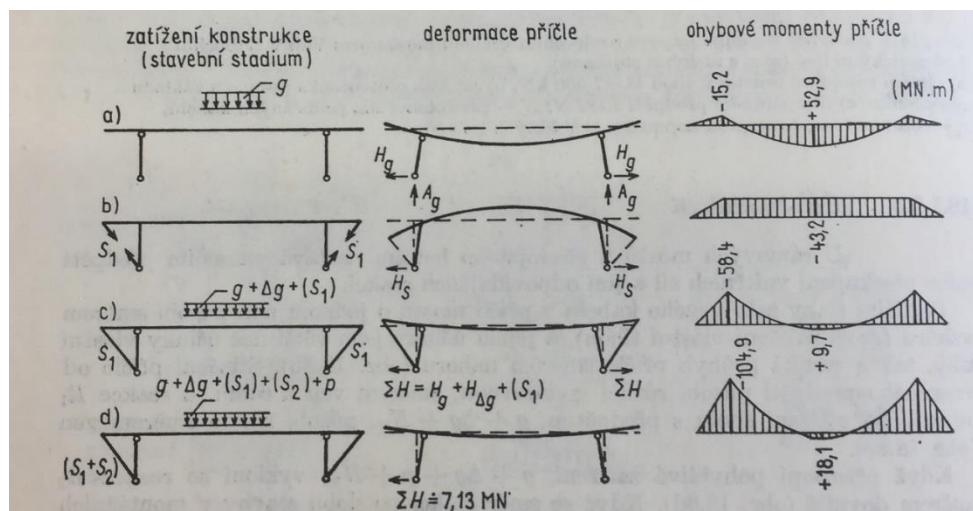


Obr. 30 Schéma účinků předpětí na rákové most o jednom poli [5]

Při předpínání rákové konstrukce se musí zajistit pružné zkrácení příčle a pohyby styčnicků, aby se docílilo navrhované předpínací síly v konstrukci. [5]

Po dobu výstavby musí být voleny správné pracovní postupy a správný návrh podpěrného lešení. Jelikož musíme dovolit konstrukci volně se deformovat. [5]

U rávého mostu s vyloženým krátkým polem se vnitřní síly mění vneseným předpětím. Příčel mostu se po vybetonování chová jako monolitická konstrukce podepřena lešením a je předepnuta průběžnými zvedanými kabely (obr. 31a). V tomto stavebním stádiu příčel působí jako prostý nosník s konzolami. Zavedení předpětí do táhla je vhodné ve dvou fázích: s nárustem zatížení po odsružení konstrukce (obr. 31b) a v definitivním stádiu (obr. 31d). Tím dosáhneme momentu ve vetknutí příčle jako při dokonalém vetknutí. [5]



Obr. 31 Statická schémata rávého mostu (rozpětí 60,7 m) po dobu výstavby: a) po předpětí a odsružení, b) napnutí táhla (1. fáze napínání), c) soustava se stálým zatížením, d) dtto, po napnutí 2. fáze; definitivní stádium [5]

### 3.5.4 Příklady rámových vzpěradlových mostů

#### Labský most

Jako první příklad rámového vzpěradlového mostu jsem vybral Labský most (obr. 32) v Hradci Králové. Jedná se o silniční most přes řeku Labe. Stavba začala roku 1972 podle návrhu Ing. J. Hejnice. Most byl dokončen roku 1974. Jde o most o třech polích z monolitického předpjatého betonu. Průřez mostu je deskový, obdélníkový s vyloženými konzolami (obr. 33). Na jedné z konzol je sdružený pás pro chodce a cyklisty. Na druhé betonové zábradelní svodidlo. [9]

Ačkoliv se jedná o most v intravilánu, jeho šířkové uspořádání (obr. 34) je velmi podobné mému návrhu mostu na MÚK Rokytno.



Obr. 32 Pohled na Labský most



Obr. 33 Pohled na spodní stranu nosné konstrukce a na šikmé vzpěry u Labského mostu





Obr. 34 Šířkové uspořádání na Labském mostě

### Most U Soutoku

Pro další příklad vzpěradlové rámové konstrukce jsem se přesunul jen o pár kilometrů po toku Labe. Jedná se o most U Soutoku (obr. 35). Je to silniční most přes řeku Labe. Momentálně jde o nejvytíženější most v Hradci Králové. Stavba mostu započala roku 1967 a most byl dokončen roku 1971 podle návrhu Ing. K. Dahintera. Most U soutoku, stejně jako Labský most, je z monolitického předpjatého betonu o třech polích. Délka krajních polí je 16 m a délka hlavního pole je 62 m. Průřez je deskový obdélníkový s vyloženými konzolami (obr. 37). [9]

Směrové řešení, díky sdruženému pruhu pro chodce a cyklisty (obr. 36), je znovu podobné mému návrhu mostu. Zajímavé je také konstrukční řešení lávky na mostní objekt (obr. 38).



Obr. 35 Pohled na most U Soutoku





Obr. 36 Šířkové uspořádání na mostě U Soutoku



Obr. 37 Pohled na spodní hranu nosné konstrukce a na šikmé vzpěru u mostu U soutoku





Obr. 38 Lávka spojující přilehlou stezku a mostní objekt

### Nadjezdy nad dálnicemi

Vzpěradlové rámové konstrukce se také hojně využívají jako nadjezdy nad dálnicemi nebo rychlostními komunikacemi. Je-li komunikace vedena v zářezu, tak volba vzpěradlové rámové konstrukce je úsporná. [7]

Jako příklad mostu nad dálnicí jsem vybral mostní objekt na MÚK Bílinka na dálnici D8. Dálnice je zde vedena v zářezu. Mostní konstrukce je vzpěradlová rámová o třech polích. Na obr. 39 je patrné, že základy jsou spojeny s koncovými příčnicí. Kategorie převáděné komunikace je silnice první třídy I/8.



Obr. 39 Pohled na MÚK Bílinka [10]

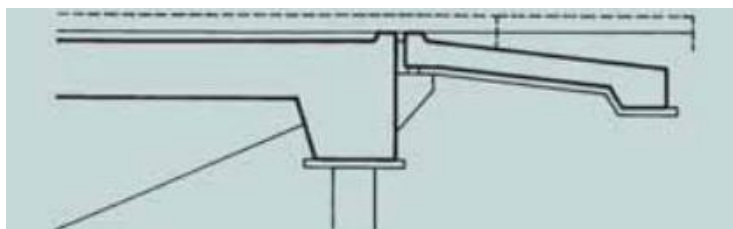
Další ukázka vzpěradlového rámového mostu je nadjezd přes dálnici D35 ve třetím úseku (obr. 6), konkrétně v Olomouci-Neředíně. Most o třech polích s rozpětím 20,1 + 30 + 19,5 m tvoří střední páteřní nosník s velmi vyloženými konzolami, který je ukončen koncovými příčníky (obr. 41). [11] Šikmé vzpěry tvoří dvojice prefabrikovaných prvků konstantní šířky a proměnné výšky od 0,5 m do 0,7 m (obr. 40). Zápklady jsou spojeny s koncovými příčníky tlačnými šikmými prvky. Šikmé prvky a vodorovná nosná konstrukce mostu tvoří samostatný konstrukční systém. Zápklady jsou poté zatíženy jen svislými silami. Šikmé vzpěry jsou namáhány velkými tlakovými silami, proto jsou navrženy z vysokopevnostního betonu C 60/75. [12] Kategorie převáděné komunikace je silnice druhé třídy II/248.



Obr. 40 Šikmé vzpěry z vysokopevnostního betonu [12]



Obr. 41 Nadjezd nad dálnicí D35 v Olomouci-Neředíně [10]



Obr. 42 Detail přechodové oblasti nadjezdu nad dálnicí D35 v Olomouci-Neředíně [11]



## 4 Parametrická studie vzpěradlového mostu

Na začátku studie jsem stanovil materiály a vypočetl zatížení na mostní konstrukci. Poté, kvůli asymetrii průřezu, jsem navrhl délku vnějších konzol u deskového průřezu mostu. Po navržení příčného řezu jsem vytvořil různé 2D modely vzpěradlového mostu ve SCIE engineer 19.1, kde zkoumám vlastnosti konstrukce.

### 4.1 Materiály

#### 4.1.1 Beton

Nosnou konstrukci jsem navrhl z betonu C 30/37 – XF2 + XD1 + XC4. Třidu betonu jsem zvolil doporučenou podle [13]. Podle [14] jsou vlastnosti betonu třídy C 30/37 následující:

- charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku ve stáří 28 dní  $f_{ck} = 30$  MPa
- charakteristická krychelná pevnost betonu v tlaku ve stáří 28 dní  $f_{ck,cube} = 37$  MPa
- průměrná hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku  $f_{cm} = 38$  MPa
- dílčí součinitel spolehlivosti betonu pro mezní stavy únosnosti kromě únavy  $\gamma_c = 1,5$  (tato hodnota platí pro trvalé a dočasné návrhové situace, pro mimořádné návrhové situace platí hodnota  $\gamma_c = 1,2$ )
- součinitel uvažující dlouhodobé účinky na tlakovou pevnost betonu a nepříznivé účinky ze způsobu zatížení;  $\alpha_{cc} = 0,9$
- návrhová pevnost betonu v tlaku  $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,9 \cdot 30 / 1,5 = 18$  MPa
- dolní hodnota charakteristické pevnosti v dostředném tahu  $f_{ctk;0,05} = 2,50$  MPa
- horní hodnota charakteristické pevnosti v dostředném tahu  $f_{ctk;0,95} = 4,60$  MPa
- průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu  $f_{ctm} = 3,50$  MPa
- sečnový modul pružnosti  $E_{cm} = 35$  GPa
- tečnový modul pružnosti obyčejného betonu při napětí  $\sigma_c = 0$  a ve stáří 28 dní  

$$E_c = 1,05 \cdot E_{cm} = 1,05 \cdot 35 = 36,75$$
 GPa
- mezní poměrné stlačení betonu  $\varepsilon_{cu2} = \varepsilon_{cu3} = 3,50$  ‰
- poměrné stlačení betonu na hranici mezi pružnou a plastickou větví pracovního diagramu  $\varepsilon_{c2} = 2,00$  ‰;  $\varepsilon_{c2} = 1,75$  ‰
- Poissonův součinitel  $\nu = 0,2$  pro neporušený beton bez trhlin a  $\nu = 0,0$  pro beton s trhlinami
- součinitel teplotní délkové roztažnosti  $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$

Výše uvedené vlastnosti betonu jsou pro stáří 28 dní a vyšší. Předpětí do konstrukce je však vneseno dříve. Tudiž stanovuji ještě pevnost betonu v čase vnesení předpětí.

Pevnost betonu v tlaku v čase  $t = 7$  dní

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8,0 = 31,11 - 8,00 = 23,112 \text{ MPa}$$

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} = 0,819 \cdot 38 = 31,11 \text{ MPa}$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[ 1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right] \right\} = \exp \{ 0,2 * [1 - (28/7)^{0,5}] \} = 0,819$$

$s = 0,20$  (rychle tvrdnoucí vysokopevnostní cementy CEM 52,5 R)

Pevnost betonu v tahu v čase  $t = 7$  dní

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^\alpha \cdot f_{ctm} = 0,819^1 \cdot 2,9 = 2,374 \text{ MPa}$$

$\alpha = 1$  pro  $t < 28$  dní

#### 4.1.2 Betonářská výztuž

Je použita betonářská výztuž B500 B podle [15]. Charakteristická mez kluzu výztuže je  $f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$ .

Podle [14] jsou vlastnosti betonářské výztuže B500 B následující:

- dílčí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže  $\gamma_s = 1,15$  (tato hodnota platí pro trvalé a dočasné návrhové situace, pro mimořádné návrhové situace platí hodnota  $\gamma_c = 1,0$ )
- návrhová pevnost výztuže  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500,00 / 1,15 = 434,783 \text{ MPa}$
- návrhová hodnota modulu pružnosti betonářské oceli  $E_s = 200,00 \text{ GPa}$

#### 4.1.3 Předpínací výztuž

Navrhuji předpínací výztuž Y1860S7-15,7 tvořenou kabely z  $\varnothing 15,7 \text{ mm}$ . Předpínací výztuž podle [16] má následující vlastnosti:

- plocha jednoho lana  $A_{p1} = 150 \text{ mm}^2$
- charakteristická pevnost předpínací oceli v tahu  $f_{pk} = 1860,00 \text{ MPa}$
- charakteristická smluvní mez kluzu 0,1 % předpínací oceli  $f_{p0,1k} = 0,88 \cdot f_{pk} =$   
 $= 0,88 \cdot 1860 = 1636,8 \text{ MPa}$

Následující údaje jsou podle [15] stanoveny takto:

- dílčí součinitel spolehlivosti předpínací výztuže  $\gamma_s = 1,15$  (tato hodnota platí pro trvalé a dočasné návrhové situace, pro mimořádné návrhové situace platí hodnota  $\gamma_c = 1,0$ )
- návrhová hodnota napětí v předpínací oceli  $f_{pd} = f_{p0,1k} / \gamma_s = 1636,8 / 1,15 =$   
 $= 1423,304 \text{ MPa}$
- návrhová hodnota modulu pružnosti předpínací oceli  $E_p = 195,0 \text{ GPa}$

## 4.2 Zatížení

### 4.2.1 Zatížení stálé

#### 4.2.1.1 Vlastní tíha nosné konstrukce

Objemová tíha prostého betonu se uvažuje  $24,0 \text{ kN/m}^3$ . Tuto hodnotu zvětšuji o  $1 \text{ kN/m}^3$  pro železobeton a o další  $1 \text{ kN/m}^3$  pro předepjatý beton. [16] Tzn. pro návrh uvažuji objemovou tíhu betonu vodorovné nosné konstrukce  $26 \text{ kN/m}^3$ . Vlastní tíha nosné konstrukce je automaticky generována programem SCIA Engineering.

#### 4.2.1.2 Ostatní stálé zatížení

Při návrhu uvažuji pouze střední hodnotu zatížení. Zanedbávám horní i dolní charakteristickou hodnotu, kde bych při horní charakteristické hodnotě uvažoval odchylku + 40 % a u dolní charakteristické hodnotě – 20 % u vrstev, které se během životnosti mohou změnit (u mé vozovky je to AIP+, MA 16 IV, ACL 16+ a ACO 11+).

<b>Ostatní stálé zatížení</b>	A [m <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	(g-g <sub>0</sub> )= kN/m
železobetonová římsa (stezka)	0,9071	25,0	22,6775
železobetonová římsa (zábradelní svodidlo)	0,3061	25,0	7,6525
vodotěsná izolace AIP +	13,1 . 0,005	23,0	1,5065
ochrana izolace MA 16 IV	9,5 . 0,040	25,0	9,5
ložná vrstva ACL 16 +	9,5 . 0,050	25,0	11,875
obrusná vrstva ACO 11 +	9,5 . 0,040	25,0	9,5
1 x zábrdelní svodidlo (odhad)	-	-	1,00
1 x mostní svodidlo (odhad)	-	-	0,75
1 x ocelové zábradlí (odhad)	-	-	0,5
<b>CELKEM</b>		<b>g-g<sub>0</sub> =</b>	<b>64,96</b>

Tab. 1 Ostatní stálé zatížení

#### 4.2.1.3 Nerovnoměrné poklesy podpor

Konstrukce je citlivá na nerovnoměrné sedání základů. Je třeba stanovit maximální sednutí konstrukce. Mostní objekt je založen na vrтанých velkopřůměrových pilotách opřených o podloží R4. Uvažuji nerovnoměrné poklesy jednotlivých podpěr podle [15] o 5 mm.

### 4.2.2 Zatížení proměnné

#### 4.2.2.1 Zatížení sněhem a větrem

Pro zjednodušení návrhu tyto klimatické zatížení v bakalářské práci zanedbávám.

#### 4.2.2.2 Zatížení teplotou

Beru v úvahu rovnoměrnou a nerovnoměrnou složku teploty. Navržená konstrukce je z betonu, a podle [15] spadá do 3. typu: betonová nosná konstrukce. Základní charakteristické hodnoty jsou určeny podle národní mapy izoterem (obrázek NA.1 [17] a NA.2 [17]). Minimální a maximální hodnoty rovnoměrné složky teploty jsou určeny podle [17], kde:

$$T_{\max} = + 40,00 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{\min} = -32,00 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Podle obrázku 6.1 [17] je odpovídající teplota vzduchu pro 3. typ konstrukce:

$$T_{e,\max} = 42,00 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,\min} = -25,00 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Základní teplota konstrukce je  $T_0 = 10,0 \text{ }^{\circ}\text{C}$ . Tudíž je rozsah rovnoměrného oteplení (ochlazení) konstrukce:

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = 42,0 - 10,0 = 32,0 \text{ }^{\circ}\text{C} \text{ (oteplení konstrukce } + 32,0 \text{ }^{\circ}\text{C)}$$

$$\Delta T_{N,\text{com}} = T_0 - T_{e,\min} = 10,0 + 25,0 = 35,0 \text{ }^{\circ}\text{C} \text{ (ochlazení konstrukce } -35,0 \text{ }^{\circ}\text{C)}$$

Nerovnoměrnou složku teploty uvažují na horním povrchu průřezu  $+ 10 \text{ }^{\circ}\text{C}$  a dolní povrchu průřezu  $0 \text{ }^{\circ}\text{C}$ . Tento stav vystihuje, když Slunce svítí na vozovku, ale teploty vzduchu se pohybují kolem bodu mrazu. Uvažují i nerovnoměrné ochlazení  $- 10 \text{ }^{\circ}\text{C}$  na horním povrchu průřezu a na dolním  $0 \text{ }^{\circ}\text{C}$ .

#### 4.2.2.3 Zatížení dopravou

##### **Rozdělení vozovky na zatěžovací pruhy**

Šířka vozovky mezi obrubníky je na mostě 9,5 m. Vozovku rozdělují podle [18] na tři zatěžovací pruhy šířky 3,0 m a zbývající plochu šířky 0,5 m (obr.43).

##### **Model zatížení 1 (LM1)**

Podle [16] je model zatížení 1 složen ze dvou dílčích soustav:

a) Tandem systém – TS, nápravové síly v zatěžovacím pruhu č. 1, 2 a 3 jsou:

$$\alpha_Q \cdot Q_k = \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k} + \alpha_{Q2} \cdot Q_{2k} + \alpha_{Q3} \cdot Q_{3k} = 1,0 \cdot 300,0 + 1,0 \cdot 200,0 + 1,0 \cdot 100,0 = 600,0 \text{ kN}$$

Jelikož rozpětí nosné konstrukce je větší než 10 m, sloučím pro výpočet vnitřních sil obě nápravové síly do jedné o celkové hodnotě:

$$\Sigma \alpha_{Qi} \cdot Q_{ik} = 2 \cdot 600,0 = 1200,0 \text{ kN}$$

$Q_k$  jsou charakteristické hodnoty nápravových sil podle tab. 8 [16, s. 36]

$\alpha_Q$  jsou regulační součinitele podle tab. 9 [16, s. 36]

b) Uniformly distributed load – UDL, v zatěžovacím pruhu č. 1, 2 a 3 a na zbývající ploše:

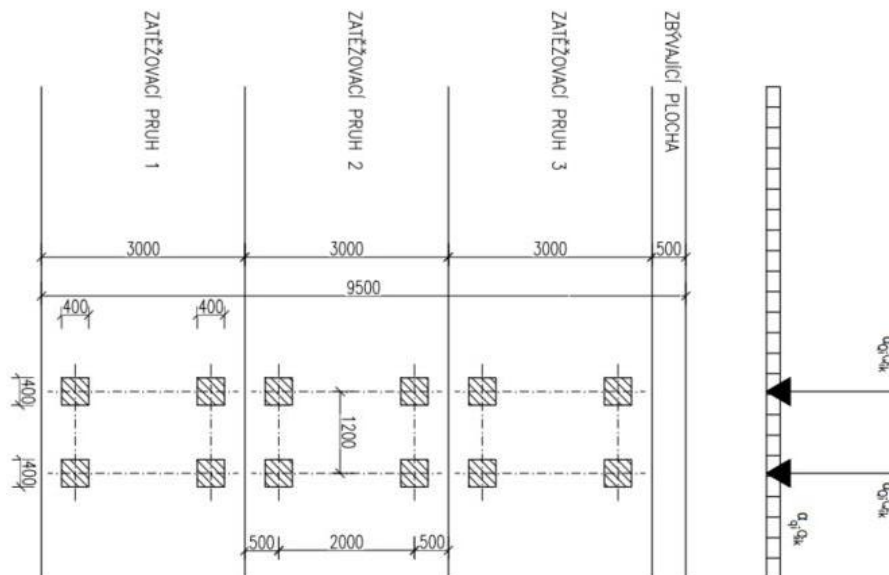
$$\Sigma \alpha_{qi} \cdot q_{ik} = \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 + \alpha_{q2} \cdot q_{2k} \cdot w_2 + \alpha_{q3} \cdot q_{3k} \cdot w_3 + \alpha_{qr} \cdot q_{rk} \cdot w_r = 1,0 \cdot 9,0 \cdot 3,0 + 2,4 \cdot 2,5 \cdot 3 + 1,2 \cdot 2,5 \cdot 3 + 1,2 \cdot 2,5 \cdot 0,5 = 55,50 \text{ kN/m}$$

$q_k$  jsou charakteristické hodnoty rovnoměrného zatížení podle tab. 9 [16, s. 36]

$\alpha_Q$  je regulační součinitel podle tab. 9 [16, s. 36]

Tato rovnoměrná zatížení se podle [16] mají použít pouze v nepříznivých částech příčnickových čar ve směru podélném i příčném.

Předpokládám umístění zatížení na celou šíři vozovky  $w$ . Tímto způsobem obdržím maximální hodnoty ohybových momentů a posouvajících sil v podélném směru.



Obr. 43 Model zatížení 1 (LM1) [16]

### Model zatížení 2 a 3 (LM2, LM3)

Pro zjednodušení výpočtu tyto modely zatížení zanedbávám.

### Model zatížení 4 (LM4) — zatížení davem lidí

Model zatížení se podle [15] uvažuje jako rovnoměrné zatížení chodníků na příslušných částech mostu. Jeho hodnota je  $5 \text{ kN/m}^2$  a zahrnuje dynamický součinitel.

Podle [15] při sestavování kombinací uvažujeme kombinační hodnotu o velikosti  $3 \text{ kN/m}^2$ , viz kap. 5.1.1 (tab. 18).

Pro návrh konzol v příčném směru uvažuji pouze zatížení na chodníku mezi zábradlím a svodidlem, tzn. v šířce 2,5 m.

### Brzdné a rozjezdové síly

Podle [15] se brzdná síla, respektive rozjezdová síla, uvažuje jako podélná síla, která působí v úrovni povrchu vozovky. Horní mez brzdné (rozjezdové) síly se uvažuje 900 kN.

Pro zjednodušení uvažuji pouze její základní hodnotu, která se určí podle [15], jako část celkového maximálního zatížení modelu 1 (LM1) umístěného v zatěžovacím pruhu číslo 1. Kde  $L$  je délka nosné konstrukce mostu.

$$Q_{ik} = 0,6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot 2Q_{1k} + \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = 0,6 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 300 + 1 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 67,5 = 542,3 \text{ kN}$$

$$\text{Musí být splněna podmínka: } 180 \cdot \alpha_{Q1} \leq Q_{ik} \leq 900 \text{ [kN]}$$

$$180 \cdot 1 \leq 543 \leq 900 \text{ [kN]}$$

$$180 \leq 543 \leq 900 \text{ [kN]}$$

Hodnota brzdné, resp. rozjezdové síly je  $Q_{ik} = 542,3 \text{ kN}$ .

#### 4.2.2.4 Zatížení na únavu

Pro zjednodušení výpočtu zanedbávám model zatížení na únavu.

#### 4.2.2.5 Staveništní zatížení

Během provádění výstavby mostu uvažuji spojitě rovnoměrné zatížení podle [16]  $q_{ca,k} = 1,0 \text{ kN/m}^2$  nosné konstrukce, které zahrnují účinky tíhy osob a ručního nářadí.

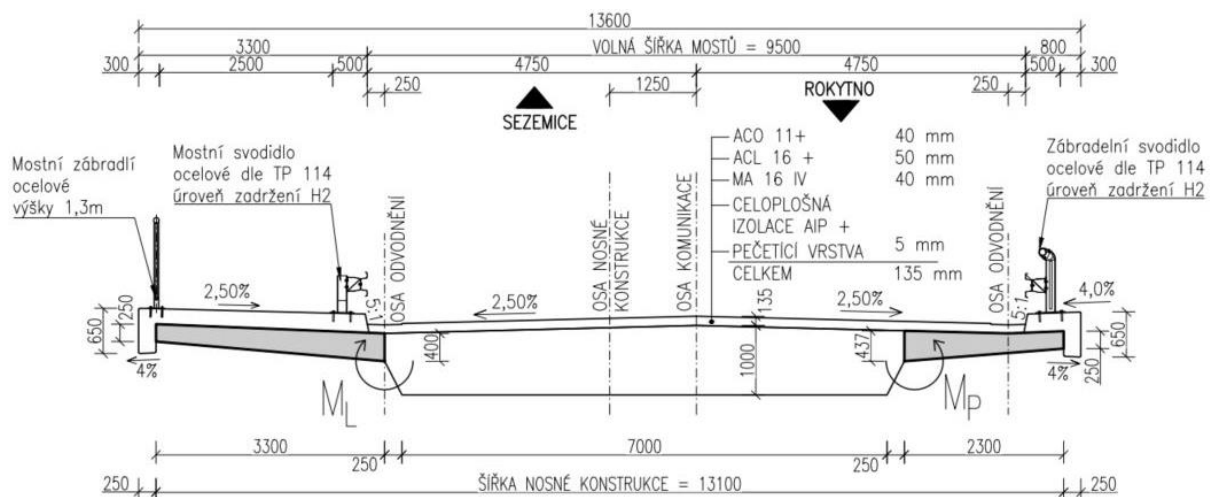
Šířka nosné konstrukce je 13,1 m, tzn. na jeden metr běžný nosné konstrukce poté působí zatížení  $q_{ca,k'} = 1,0 \cdot 13,1 = 13,1 \text{ kN/m}$ .

## 4.3 Návrh příčného řezu – konzoly deskového průřezu

Průřez mostu je asymetrický kvůli sdruženému prostoru pro chodce a cyklisty na mostě. Zaměřuji se proto na délku konzol u příčného řezu deskového mostu. Optimalizací délek konzol se snažím vyrovnat momenty zleva „ $M_L$ “ a zprava „ $M_P$ “ (obr. 44). Využívám k tomu program Microsoft Excel, pro kontrolu výsledků program SCIA engineer 19.1. Navrhované konzoly jsou na obr. 44 zvýrazněny plnou šrafovou.

### 4.3.1 Výchozí návrh příčného řezu

Výchozí návrh konzol je na obr. 44. Zde jsou prozatím délky konzol navrženy kvůli odvodnění konstrukce.

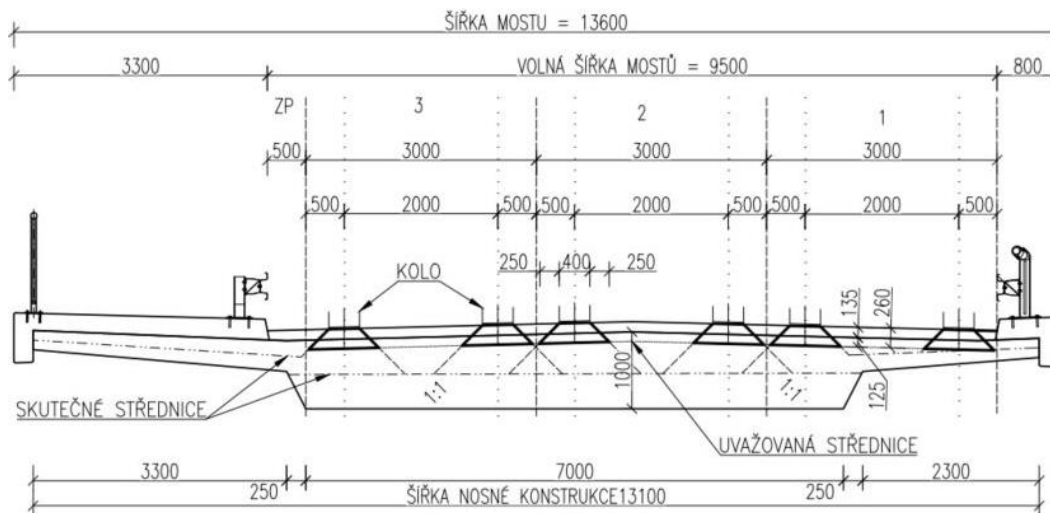


Obr. 44 První návrh konzol v příčném směru

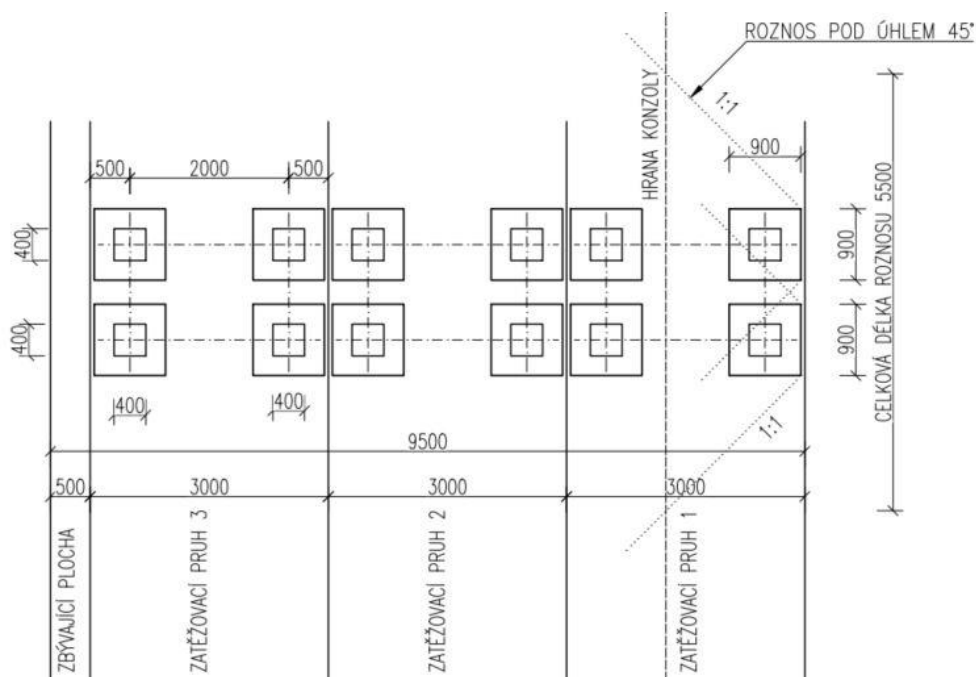
Stanovil jsem celkem čtyři zatěžovací stavy. První zatěžovací stav (ZS1) je vlastní tíha konzoly. Druhý zatěžovací stav (ZS2) je ostatní stálé zatížení. Třetí zatěžovací stav (ZS3) je proměnné zatížení. Na pravé konzole je užit model zatížení LM1 a na levé konzole model zatížení LM4.

Podle [8] je roznášení soustředěných zatížení možné provést ve sklonu 1:1. Roznášení zatížení v tomto sklonu probíhá přes vozovkové vrstvy a betonovou nosnou konstrukci až do střednicové roviny deskové konstrukce (obr. 45 a 46). Proto vychází větší roznášecí plocha ve střední části mostní konstrukce a menší u boční konzoly. Pro zjednodušení budu uvažovat stejnou roznášecí plochu na celé konstrukci.





Obr. 45 Příčný roznos kolových sil (LM1) [16]



Obr. 46 Půdorysný roznos kolových sil (LM1) [16]

#### 4.3.1.1 Vlastní tíha konzoly (ZS1)

Pro zjednodušení jsem si stanovil náhradní tloušťky konzol. Reálná plocha levé konzoly je 1,0725 m a pravé konzoly 0,7516 m. Náhradní tloušťku levé konzoly jsem stanovil  $\frac{400 + 250}{2} = 325$  mm; plocha konzoly s náhradní tloušťkou je 1,0725 m (obr. 47). Tloušťku pravé konzoly jsem stanovil  $\frac{437 + 250}{2} = 343,5$  mm; plocha konzoly s náhradní tloušťkou je 0,7901 m.

Pro detailnější výpočet by bylo nutné uvážit šikmou střednici. Roznos by tedy nebyl v půdorysu obdélník, ale lichoběžník. Tím by se posunula výslednice k vetknutí a výpočet by byl přesnější. Bez uvážení šikmé střednice jsem na straně bezpečné.

Uvažovaná objemová hmotnost betonu nosné konstrukce  $\gamma = 26,00 \text{ kN/m}^3$  (viz kapitola 4.2.1.1).

### Levá konzola

- délka konzoly:

$$L_1 = 3,3 \text{ m}$$

- výška konzoly:

$$h_1 = 0,325 \text{ m}$$

- tíha konzoly:

$$g = \gamma \cdot h_1 = 26,0 \cdot 0,325 = 8,45 \text{ kN/m}^2$$

- délka roznosu (obr. 46):

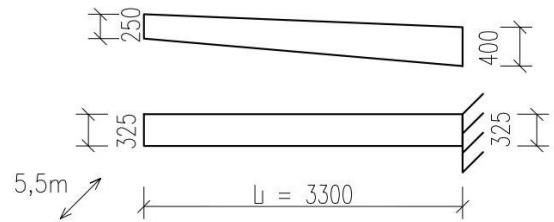
$$l_s = 5,5 \text{ m}$$

- tíha konzoly na délku roznosu:

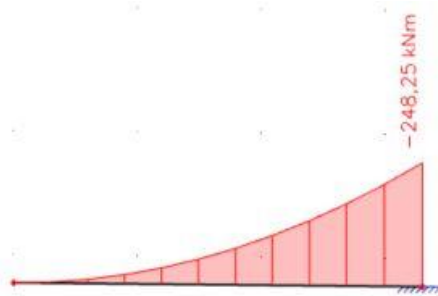
$$g_{0,k} = g \cdot l_s = 8,45 \cdot 5,5 = 46,475 \text{ kN/m}$$

- ohybový moment od zatížení vlastní tíhou:

$$M_{L,g0k} = g_{0,k} \cdot L_1^2/2 = 46,475 \cdot 10,9/2 = 253,1 \text{ kNm}$$



Obr. 47 Schéma zatížení ZS1 levé konzoly



Obr. 48 Vykreslení ohybových momentů

### Pravá konzola

- délka konzoly:

$$L_p = 2,3 \text{ m}$$

- výška konzoly:

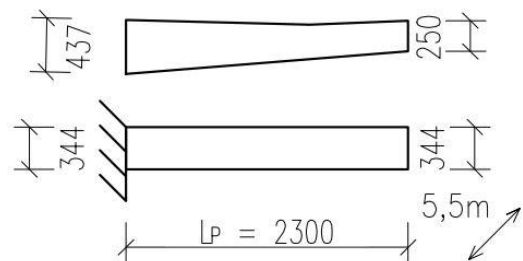
$$h_p = 0,334 \text{ m}$$

- tíha konzoly:

$$g = \gamma \cdot h_p = 26,0 \cdot 0,334 = 8,671 \text{ kN/m}^2$$

- délka roznosu (obr. 46):

$$l_s = 5,5 \text{ m}$$



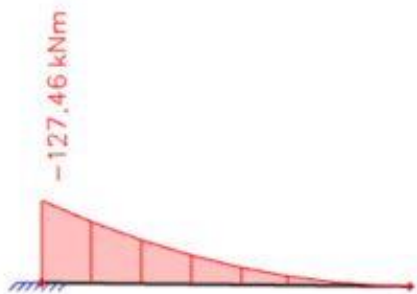
Obr. 49 Schéma zatížení ZS1 pravé konzoly

- tíha konzoly na délku roznosu:

$$g_{0,k} = g \cdot l_s = 8,671 \cdot 5,5 = 47,691 \text{ kN/m}$$

- ohybový moment od zatížení vlastní tíhou:

$$M_{P,g0k} = g_{0,k} \cdot L_p^2/2 = 47,691 \cdot 15,29/2 = 126,1 \text{ kNm}$$



Obr. 50 Vykreslení ohybových momentů

#### 4.3.1.2 Ostatní stálé zatížení (ZS2)

Uvažovaná objemová hmotnost betonu římsy  $\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$  (viz kapitola 4.2.1.1).

##### Levá konzola

- síla od „převíslé“ části římsy  $F_{\bar{r}}$

$$\text{plocha } A_{\bar{r}} = 0,1607 \text{ m}^2$$

$$F_{\bar{r}} = \gamma \cdot A_{\bar{r}} \cdot l_s = 25,00 \cdot 0,1607 \cdot 5,5 = 22,1 \text{ kN}$$

- síla od zábradlí  $F_z$ :

odhad tíhy na  $m'$ : 0,5 kN/m

$$F_z = 0,5 \cdot l_s = 0,5 \cdot 5,5 = 2,75 \text{ kN}$$

- síla od svodidla

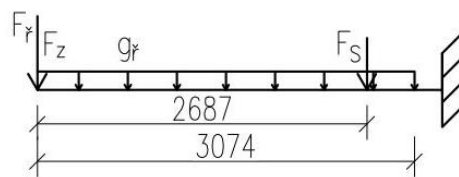
odhad tíhy na  $m'$ : 0,75 kN/m

$$F_s = 0,75 \cdot l_s = 0,75 \cdot 5,5 = 4,13 \text{ kN}$$

- tíha římsy na délku roznosu:

výška římsy  $h_{\bar{r}} = 0,247 \text{ m}$

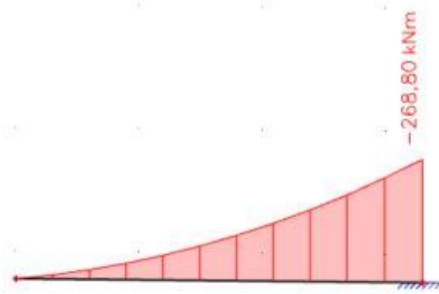
$$g_{\bar{r}} = \gamma \cdot h_{\bar{r}} \cdot l_s = 25,0 \cdot 0,247 \cdot 5,5 = 34,0 \text{ kN/m}$$



Obr. 51 Schéma zatížení ZS2 levé konzoly

- ohybový moment od ostatního stálého zatížení:

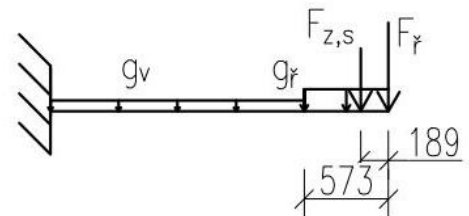
$$M_{L,g(ost)} = F_{\bar{r}} \cdot L_1 + F_z \cdot L_1 + F_s \cdot (L_1 - 2,687) + g_{\bar{r}} \cdot 3,074 \cdot \left(L_1 - \frac{3,074}{2}\right) = 22,1 \cdot 3,3 + 2,8 \cdot 3,3 + 4,13 \cdot (3,3 - 2,687) + 34 \cdot 3,074 \cdot (3,3 - 1,537) = \mathbf{268,58 \text{ kNm}}$$



Obr. 52 Vykreslení ohybových momentů

### Pravá konzola

- síla od „převíslé“ části římsy  $F_{\bar{r}}$ :  
plocha  $A_{\bar{r}} = 0,1607 \text{ m}^2$   
 $F_{\bar{r}} = \gamma \cdot A_{\bar{r}} \cdot l_s = 25,00 \cdot 0,1607 \cdot 5,5 = 22,1 \text{ kN}$
- síla od zábradelního svodidla  
odhad tíhy na  $m'$ :  $1,00 \text{ kN/m}$   
 $F_{z,s} = 1,00 \cdot l_s = 1,00 \cdot 5,5 = 5,50 \text{ kN}$
- tíha stezky (římsy) na délku roznosu:  
výška římsy  $h_{\bar{r}} = 0,27 \text{ m}$   
 $g_{\bar{r}} = \gamma \cdot h_{\bar{r}} \cdot l_s = 25,0 \cdot 0,7 \cdot 5,5 = 37,13 \text{ kN/m}$
- tíha vozovky



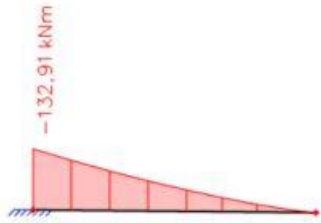
Obr. 53 Schéma zatížení ZS2 pravé konzoly

materiál	tl. [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$g_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$l_s$ [m]	$g_v$ [kN/m]
vodotěsná izolace AIP +	0,005	23	0,115	4,7	0,5405
ochrana izolace MA 16 IV	0,04	25	1	4,7	4,7
ložná vrstva ACL 16 +	0,05	25	1,25	4,7	5,875
obrusná vrstva ACO 11 +	0,04	25	1	4,7	4,7
CELKEM					15,82

Tab. 2 Rovnoměrné zatížení konzoly od vozovky

- ohybový moment od ostatního stálého zatížení:

$$M_{P,g(ost)} = F_{\dot{r}} \cdot L_p + F_{z,s} \cdot (L_p - 0,189) + g_{\dot{r}} \cdot 0,574 \cdot (L_p - 0,287) + g_v \cdot (L_p - 0,573) \cdot \left(\frac{L_p - 0,573}{2}\right) = 22,1 \cdot 2,3 + 5,5 \cdot (2,3 - 0,189) + 37,1 \cdot 0,573 \cdot (2,3 - 0,287) + 18,5 \cdot (2,3 - 0,287) + 18,51 \cdot (2,3 - 0,573) \cdot \left(\frac{2,3 - 0,573}{2}\right) = \mathbf{132,90 \text{ kNm}}$$

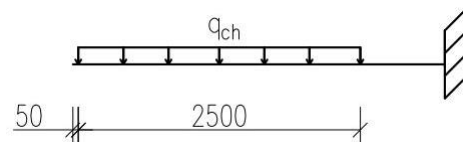


Obr. 54 Vykreslení ohybových momentů

#### 4.3.1.3 Proměnné zatížení (ZS3)

##### Levá konzola

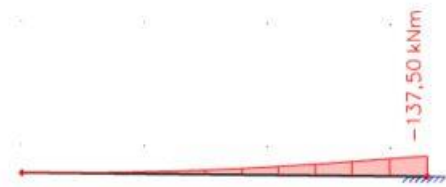
- model zatížení LM4  
pro příčný směr pouze na chodníku  
 $q_{ch} = q_k \cdot l_s = 5,00 \cdot 5,5 = 27,5 \text{ kN/m}$



Obr. 55 Schéma zatížení ZS3 levé konzoly

- ohybový moment od modelu zatížení LM4

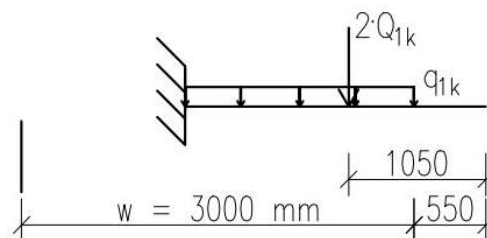
$$M_{L,q} = q \cdot 2,5 \cdot (L_l - 1,25 - 0,05) = 28 \cdot 2,5 \cdot (3,3 - 1,25 - 0,05) = \mathbf{137,50 \text{ kNm}}$$



Obr. 56 Vykreslení ohybových momentů

##### Pravá konzola

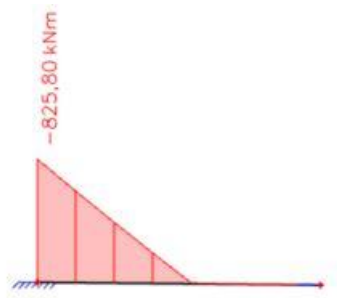
- model zatížení LM1  
 $Q_k = \alpha_{Q1} \cdot 2 \cdot Q_{1k} = 1 \cdot 2 \cdot 300,0 = 600,00 \text{ kN}$   
 $q_k = \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot l_s = 1 \cdot 9 \cdot 5,5 = 49,5 \text{ kN/m}$



Obr. 57 Schéma zatížení ZS3 pravé konzoly

- ohybový moment od modelu zatížení LM1

$$M_{P,q} = Q_k \cdot (L_p - 1,05) + q_k \cdot (L_p - 0,55) \cdot \left(\frac{L_p - 0,55}{2}\right) = 600,0 \cdot (2,3 - 1,05) + 49,5 \cdot (2,3 - 0,55) \cdot \left(\frac{2,3 - 0,55}{2}\right) = \mathbf{825,80 \text{ kNm}}$$



Obr. 58 Vykreslení ohybových momentů

#### 4.3.1.4 Výsledné ohybové momenty

Zatížení	Levá konzola	Pravá konzola
ZS1 Vlastní tíha	253,06	126,33
ZS2 Ostatní stálé	268,58	132,90
ZS3 Proměnné zatížení	137,50	825,80
<b><math>M_{Ed,max}</math> [kNm]</b>	<b>889,83</b>	<b>1464,78</b>

Tab. 3 Hodnoty ohybových momentů

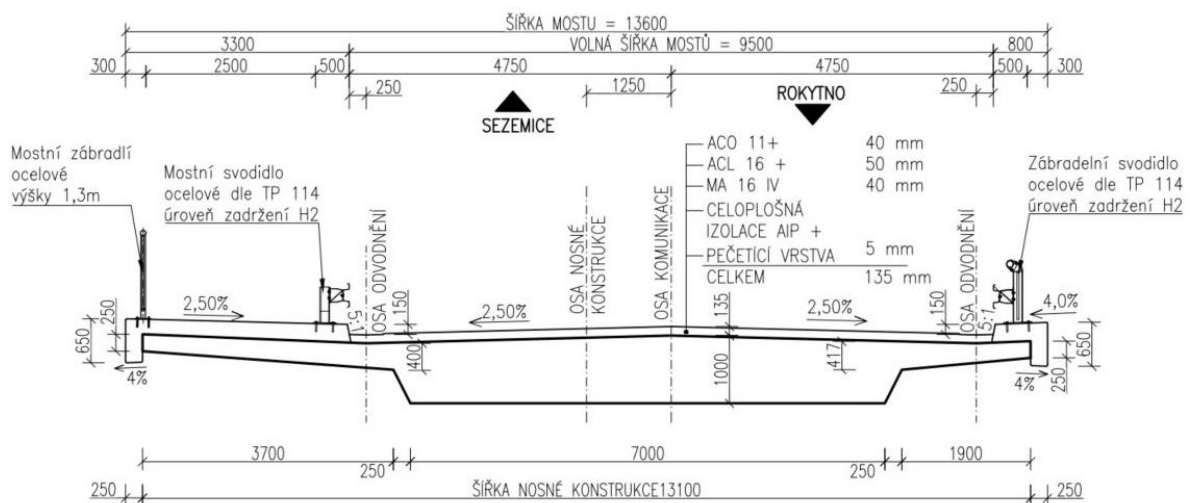
Hodnotu dílčích součinitelů uvažuji podle [16] (tab. 16) pro stálé zatížení:  $\gamma_{G,sup} = 1,35$  a pro zatížení dopravou (mosty pozemních komunikací, chodci a cyklisti):  $\gamma_Q = 1,35$ .

Návrhová hodnota ohybových momentů se tedy vypočítá:  $M_{Ed,max} = (M_{i,g0k} + M_{i,g(ost)}) \cdot 1,35 + M_{i,q} \cdot 1,35$ .

Je patrné, že momenty nejsou vyrovnané. Tudiž je nutná úprava délek konzol.

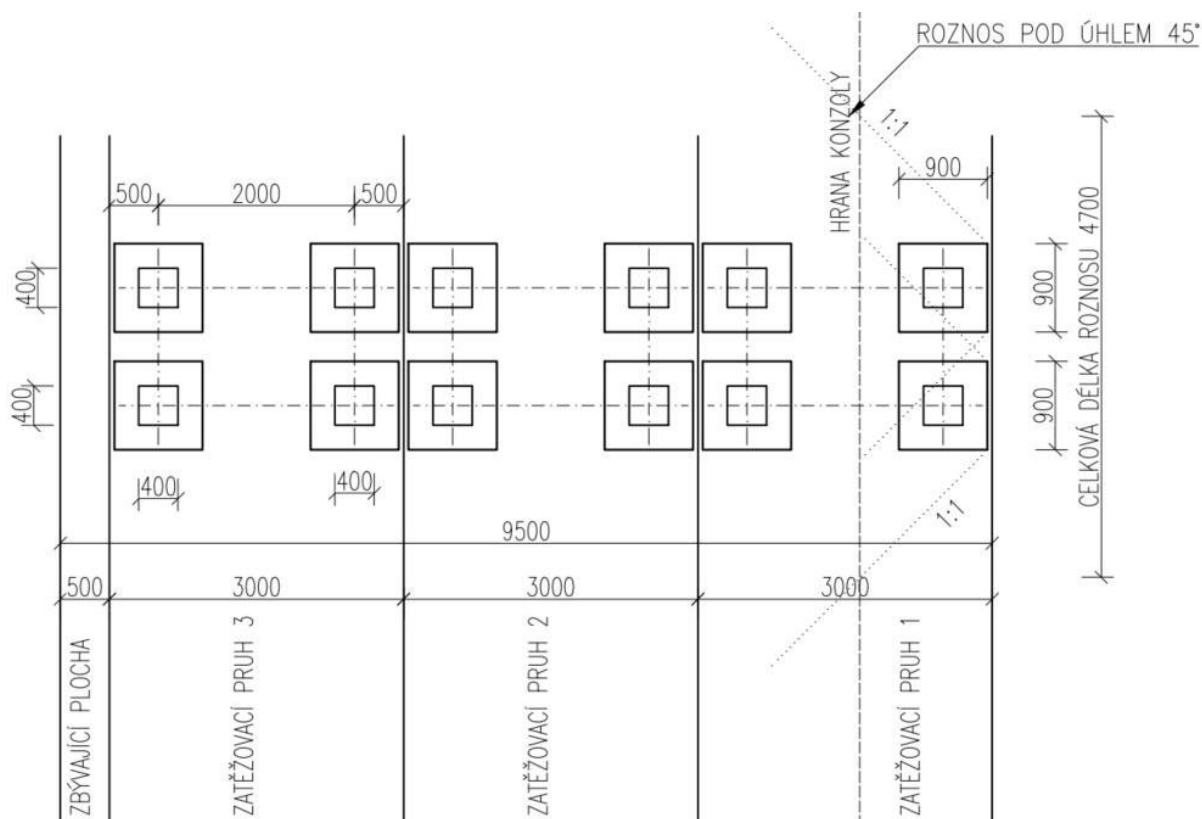
#### 4.3.2 Finální příčný řez

Interakcí délek konzol jsem vyrovnal ohybové momenty (tab. 4). Finální podoba příčného řezu je na obrázku 59.



Obr. 59 Finální příčný řez

Interakcí délek konzol se změnila délka roznosu (obr. 60). Délka roznosu, při délce pravé konzoly 1,9 m, je  $l_s = 4,7$  m. Postup výpočtu je stejný jako v kapitole 4.3.1. Pro přesnější výpočet by bylo třeba zahrnout tíhu vozovky na levé konzole, ale hodnota ohybového momentu od tíhy vozovky na levé konzole je zanedbatelná.



Obr. 60 Délka roznosu

#### 4.3.2.1 Výsledné ohybové momenty

Zatížení	Levá konzola	Pravá konzola
ZS1 Vlastní tíha	271,85	73,67
ZS2 Ostatní stálé	275,10	87,19
ZS3 Proměnné zatížení	141,00	548,55
<b><math>M_{Ed,max}</math> [kNm]</b>	<b>928,73</b>	<b>957,71</b>

Tab. 4 Výsledné hodnoty ohybových momentů

#### 4.3.2.2 Stanovení krycí vrstvy

Pro beton C 30/37 - XF2 + XD1 +XC4 jsem stanovil krycí vrstvu betonu podle [18].

##### Nominální krycí vrstva betonu

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 35 + 10 = 45 \text{ mm}$$

- Minimální vrstva betonu

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm} \} = \max \{ 28; 35; 10 \} = 35 \text{ mm}$$



$$c_{\min,b} > \emptyset$$

$$\emptyset_s = 20 \text{ mm}; \emptyset_{tr} = 8 \text{ mm}$$

$$c_{\min,b} = 28 \text{ mm}$$

$$c_{\min,dur} = 35 \text{ mm}$$

- kategorie navrhované životnosti 100 let → zvětšit třídu o 2

- deskové konstrukce → zmenšit třídu o 1

- zvláštní kontrola kvality betonu → zmenšit třídu o 1

- výsledná třída betonu S4

-  $\Delta c_{dur,\gamma}; \Delta c_{dur,st}; \Delta c_{dur,add} = 0 \text{ mm}$

- Příklad pro návrhovou odchylku

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

#### 4.3.2.3 Návrh výztuže a posouzení MSÚ

Návrhové pevnosti materiálů (kapitola 4.1):  $f_{cd} = 18 \text{ MPa}$

$$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

##### Levá konzola

Staticky účinná výška průřezu:

$$d = h - c - \emptyset_{tr} - \frac{\emptyset_s}{2} = 325 - 45 - 8 - \frac{20}{2} = 262 \text{ mm}$$

Odhad ramene vnitřních sil:

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 262 = 235,8 \text{ mm}$$

Požadovaná plocha výztuže:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z \geq M_{ed} \rightarrow A_{s,req} \geq \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{928,73 \cdot 10^6}{435 \cdot 235,8} = 9058,91 \text{ mm}^2$$

Navrhují 29 x  $\emptyset_s$  20 mm      $A_{s1} = 9111 \text{ mm}^2 \geq A_{s,req} = 9058,91 \text{ mm}^2$

Konstrukční zásady:

Minimální plocha výztuže:

$$A_{s,min} = \frac{0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot d}{f_{yk}} = \frac{0,26 \cdot 2,90 \cdot 4700 \cdot 262}{500} = 1856,92 \text{ mm}^2$$

Maximální plocha výztuže:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 4700 \cdot 325 = 61 \text{ 100 mm}^2$$

Ověření ploch výztuže:

$$A_{s,min} \leq A_{s1} \leq A_{s,max}$$

$$1856,92 \leq 9111 \leq 61 \text{ 100 mm}^2 \dots \text{VYHOVÍ}$$

Maximální osová vzdálenost prutů:

$$s_{\max} = \min \{2 \cdot h; 300 \text{ mm}\} = \min \{650; 300 \text{ mm}\} = 300 \text{ mm}$$

Minimální světlá vzdálenost mezi pruty:

$$s_{\min} = \max \{20; 1,2 \cdot \emptyset_s; D_{\max} + 5 \text{ mm}\} = \max \{20; 24; 23\} = 24 \text{ mm}$$

Ověření vzdálenosti prutů:

$$s_{\min} \leq s_1 \leq s_{\max}$$

$$24 \leq 162 \leq 300 \text{ mm} \dots \text{VYHOVÍ}$$

Konstrukční zásady VYHOVÍ.

Výška tlačené části betonu:

$$x = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{\lambda \cdot b \cdot \eta \cdot f_{cd}} = \frac{9111 \cdot 435}{0,8 \cdot 4700 \cdot 1 \cdot 18} = 58,53 \text{ mm}$$

Kontrola vyztužení:

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{58,53}{262} = 0,223 < \xi_{\max} = 0,45 \dots \text{VYHOVÍ}$$

Kontrola protažení výztuže:

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (d - x)}{x} = \frac{3,50 \cdot (262 - 58,53)}{58,53} = 12,168 \text{ ‰} > \frac{f_{yd}}{E} = \frac{435}{200} = 2,17 \text{ ‰} \dots \text{VYHOVÍ}$$

Rameno vnitřních sil:

$$z = d - 0,4 \cdot x = 262 - 0,4 \cdot 58,53 = 238,59 \text{ mm}$$

Moment únosnosti:

$$M_{Rd} = A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot z = 9111 \cdot 435 \cdot 238,59 = 945,08 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 945,08 \text{ kNm}$$

Posouzení MSÚ:

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

$$945,08 \geq 928,7 \text{ kNm} \dots \text{LEVÁ KONZOLA VYHOVÍ}$$

### Pravá konzola

Staticky účinná výška průřezu:

$$d = h - c - \emptyset_{tr} - \frac{\emptyset_s}{2} = 334 - 45 - 8 - \frac{20}{2} = 271 \text{ mm}$$

Odhad ramene vnitřních sil:

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 271 = 243,9 \text{ mm}$$

Požadovaná plocha výztuže:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z \geq M_{Ed} \rightarrow A_{s,req} \geq \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{957,71 \cdot 10^6}{435 \cdot 243,9} = 9031,25 \text{ mm}^2$$

$$\underline{\text{Navrhuji } 29 \times \emptyset_s 20 \text{ mm}} \quad A_{s1} = 9111 \text{ mm}^2 \geq A_{s,req} = 9031,25 \text{ mm}^2$$

Konstrukční zásady:

Minimální plocha výztuže:

$$A_{s,\min} = \frac{0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot d}{f_{yk}} = \frac{0,26 \cdot 2,90 \cdot 4700 \cdot 271}{500} = 1920,74 \text{ mm}^2$$

Maximální plocha výztuže:

$$A_{s,\max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 4700 \cdot 334 = 62\,792 \text{ mm}^2$$

Ověření ploch výztuže:

$$A_{s,\min} \leq A_{s1} \leq A_{s,\max}$$

$$1920,74 \leq 9111 \leq 62\,792 \text{ mm}^2 \dots \text{VYHOVÍ}$$

Maximální osová vzdálenost prutů:

$$s_{\max} = \min \{2 \cdot h; 300 \text{ mm}\} = \min \{668; 300 \text{ mm}\} = 300 \text{ mm}$$

Minimální světlá vzdálenost mezi pruty:

$$s_{\min} = \max \{20; 1,2 \cdot \varnothing_s; D_{\max} + 5 \text{ mm}\} = \max \{20; 24; 23\} = 24 \text{ mm}$$

Ověření vzdálenosti prutů:

$$s_{\min} \leq s_1 \leq s_{\max}$$

$$24 \leq 162 \leq 300 \text{ mm} \dots \text{VYHOVÍ}$$

Konstrukční zásady VYHOVÍ.

Výška tlačené části betonu:

$$x = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{\lambda \cdot b \cdot \eta \cdot f_{cd}} = \frac{9111 \cdot 435}{0,8 \cdot 4700 \cdot 1 \cdot 18} = 58,53 \text{ mm}$$

Kontrola vyztužení:

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{58,53}{271} = 0,216 < \xi_{\max} = 0,45 \dots \text{VYHOVÍ}$$

Kontrola protažení výztuže:

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (d - x)}{x} = \frac{3,50 \cdot (262 - 58,53)}{58,53} = 12,168 \% > \frac{f_{yd}}{E} = \frac{435}{200} = 2,17 \% \dots \text{VYHOVÍ}$$

Rameno vnitřních sil:

$$z = d - 0,4 \cdot x = 271 - 0,4 \cdot 58,53 = 247,59 \text{ mm}$$

Moment únosnosti:

$$M_{Rd} = A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot z = 9111 \cdot 435 \cdot 247,59 = 980,73 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 980,73 \text{ kNm}$$

Posouzení MSÚ:

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

$$980,73 \geq 957,71 \text{ kNm} \dots \text{PRAVÁ KONZOLA VYHOVÍ}$$

## 4.4 Předběžné návrhy

Návrh a výpočet vnitřních sil provádím v programu SCIA engineer 19.1. Pro stanovení založení využiji geotechnický program GEO5. Kvůli málo únosnému podloží se vzpěradlová konstrukce neobejde bez spojení koncového příčnicku a základu vzpěry, jak je uvedeno v kapitole 3.5.2 (obr. 29c). Toto spojení je například provedeno u nadjezdu přes dálnici D35 v kapitole 3.5.4 (obr. 40).

Model mostu uvažuji jako rámovou konstrukci. Vodorovná nosná konstrukce tvoří se spodní stavbou samostatný konstrukční systém.

Kvůli vlastnostem podloží uvažuji podporu u vzpěry jako pevný kloub. Na konci mostu jsou stanoveny podpory v programu GEO5. Zde se inspiroji nadjezdem na dálnici D35, jak je uvedeno v kapitole 3.5.4 (obr. 42). Zde je oslaben průřez horní části piloty kvůli dovolení deformací mostu ve směru délky mostu.

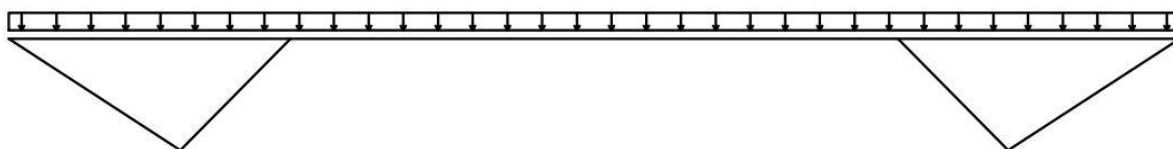
### 4.4.1 Zatěžovací stavy

#### 4.4.1.1 ZS1: Vlastní tíha konstrukce

Vlastní tíha nosné konstrukce je automaticky generována programem Scia Engineering.

#### 4.4.1.2 ZS2: Ostatní stálé zatížení

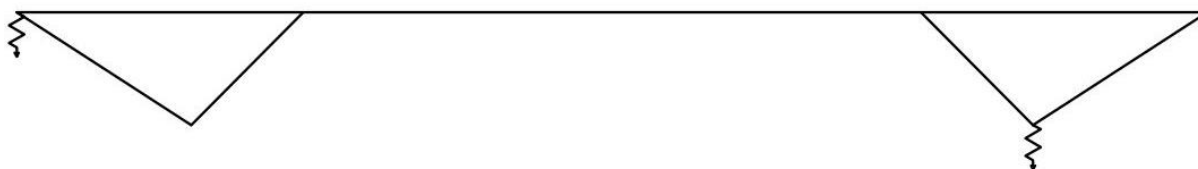
Střední hodnota stálého zatížení  $g-g_0 = 64,96 \text{ kN/m}$ .



Obr. 61 Ostatní stálé zatížení

#### 4.4.1.3 ZS3: Poklesy podpor

Poklesy jednotlivých podpor uvažuji o 5 mm.



Obr. 62 Pokles podpor var. 1



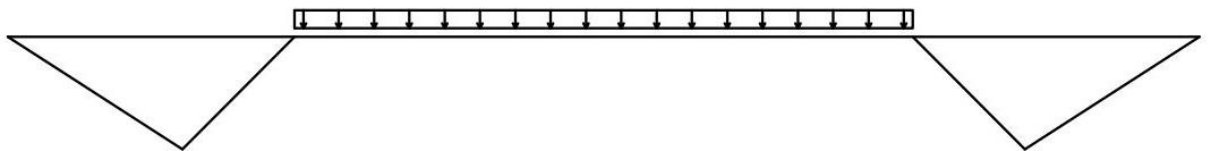
Obr. 63 Pokles podpor var. 2

#### 4.4.1.4 ZS4: Rovnoměrné zatížení od dopravy (UDL)

Hodnota rovnoměrného zatížení od dopravy je  $\alpha_{qi} \cdot q_{ik} = 55,50 \text{ kN/m}$ .



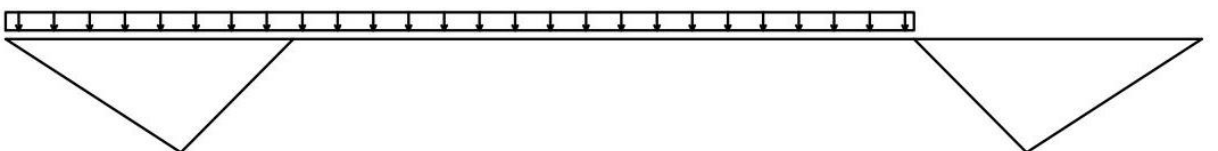
Obr. 64 Rovnoměrné zatížení od dopravy (UDL) var. 1



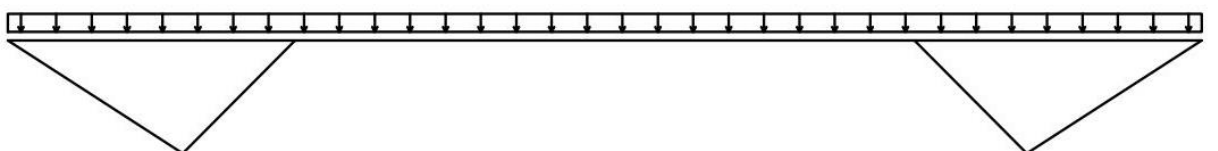
Obr. 65 Rovnoměrné zatížení od dopravy (UDL) var. 2



Obr. 66 Rovnoměrné zatížení od dopravy (UDL) var. 3



Obr. 67 Rovnoměrné zatížení od dopravy (UDL) var. 4

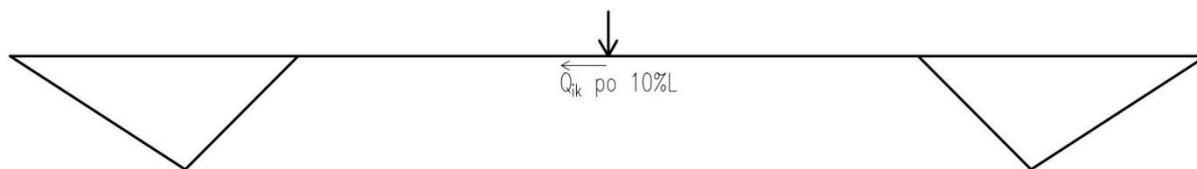


Obr. 68 Rovnoměrné zatížení od dopravy (UDL) var. 5

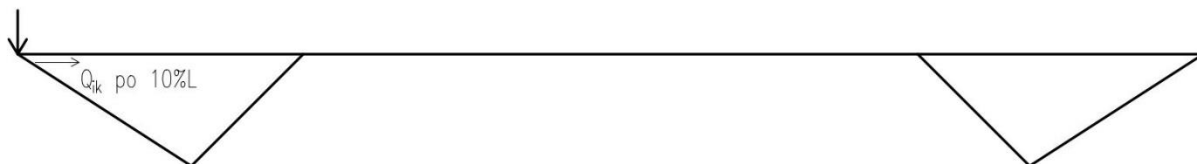
#### 4.4.1.5 ZS5: Dvojice náprav (TS)

Dvojici náprav posouvám po 10 % rozpětí pole. Využiji téměř symetrické konstrukce v podélném směru. Hodnota zatížení od dvojice náprav je  $\alpha_Q \cdot Q_k = 1200,0 \text{ kN}$ .





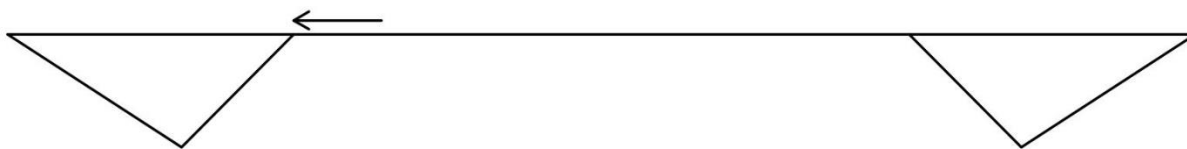
Obr. 69 Dvojice náprav na hlavní poli



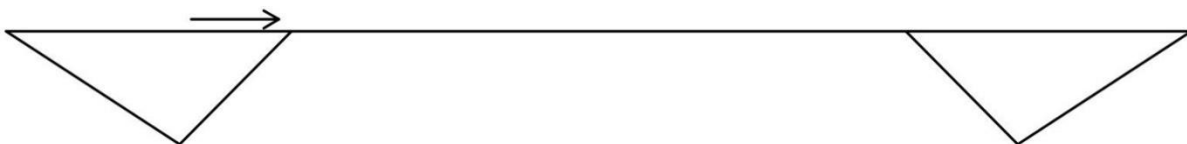
Obr. 70 Dvojice náprav (TS) na vedlejším poli

#### 4.4.1.6 ZS6: Brzdné síly

Brzdnou sílu uvažují pouze nad šikmou vzpěrou, a to buď působící zleva nebo zprava. Hodnota brzdné, resp. rozjezdové síly je  $Q_{ik} = 542,3 \text{ kN}$ .



Obr. 71 Brzdná, resp. rozjezdová síla, var. 1



Obr. 72 Brzdná, resp. rozjezdová, var. 2

#### 4.4.1.7 ZS7: Zatížení teplotou

Celá konstrukce bude zatížena rovnoměrnou teplotou  $+32,0 \text{ °C}$  a  $-35,0 \text{ °C}$ . Dále bude zatížena nerovnoměrnou teplotou pouze příčel a to hodnotu  $+10 \text{ °C}$  a  $-10 \text{ °C}$ .

#### 4.4.1.8 ZS8: Zatížení chodníků

Uvažují spojitě rovnoměrné zatížení  $5 \text{ kN/m}^2$  na sdruženém pruhu pro chodce a cyklisty, tzn. v šířce  $2,5 \text{ m}$ . Zatížení na  $1 \text{ m}$  délky nosné konstrukce:

$$q_k = 5 \cdot 2,5 = 12,5 \text{ kN/m}$$

Při výpočtu vnitřních sil uvažují stejné zatěžovací stavy jako v kapitole 4.4.1.4.

#### 4.4.1.9 ZS9: Staveništní zatížení

Uvažuji rovnoměrné spojitě zatížení:  $q_{ca,k'} = 13,1 \text{ kN/m}$ .

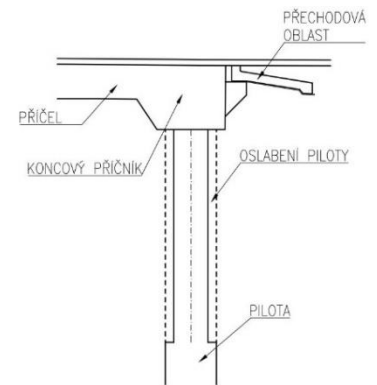
Při výpočtu vnitřních sil uvažuji stejné zatěžovací stavy jako v kapitole 4.4.1.4.

#### 4.4.2 Průběhy vnitřních sil

V této kapitole zkoumám, jak se mění vnitřní síly na mostní konstrukci. Například pokud změním konstantní průřez na průřez s využitím náběhů, úhel, který svírá vzpěra s příčlí, průřezy vzpěry nebo táhla.

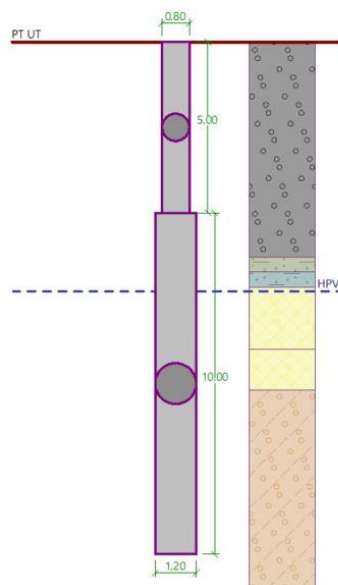
##### 4.4.2.1 Úprava podpory na konci mostu

Nejdříve si stanovím podpory na konci mostu (obr. 73). V geotechnickém programu GEO5–Pilota si podle pokynů vedoucího práce spočtu deformace od 1 MN vodorovně (ve směru osy x). Tuto sílu poté podělím deformací v příslušném směru. Tak získám tuhost podpory ve směru osy x. Geologická data zemin jsme stanovili v rámci předmětu 135YDPJ. Ve směru osy z je podpora stanovena jako tuhá.

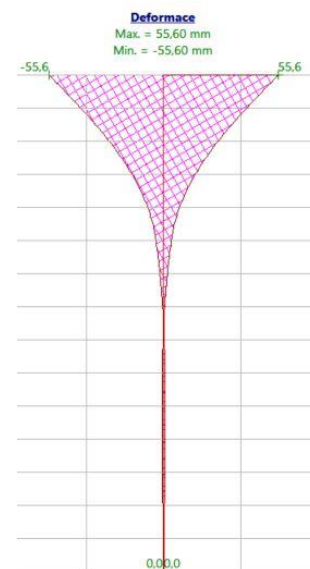


Obr. 73 Detail ukončení mostu [21]

Délku piloty uvažuji 15 m, průměr piloty 1,2 m. Pokud není oslaben průřez piloty, tak deformace od 1MN je 32,08 mm. Pokud oslabím průřez horní části piloty, tzn. změním průměr piloty na 0,8 m na délku 1/3 piloty, tak deformace od 1 MN je 55,60 mm. Tuhost podpory ve směru x volím do SCII v jednotkách MN/m, tzn.  $\frac{1}{0,05560} = 17,9856 \text{ MN/m}$ .



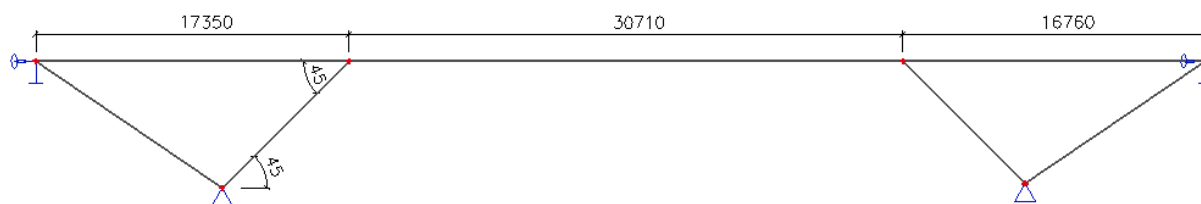
Obr. 75 Řez pilotou



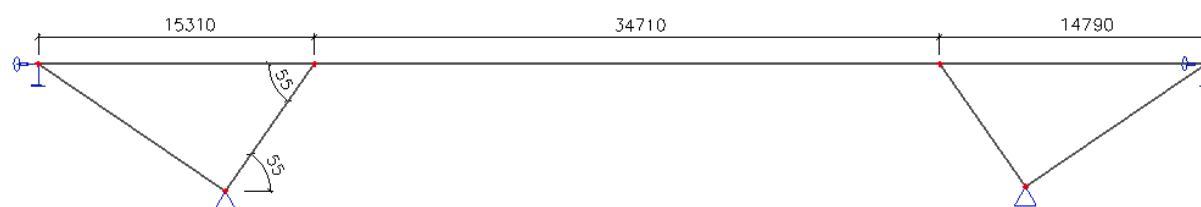
Obr. 74 Deformace ve směru osy x

#### 4.4.2.2 Vliv úhlu vzpěr

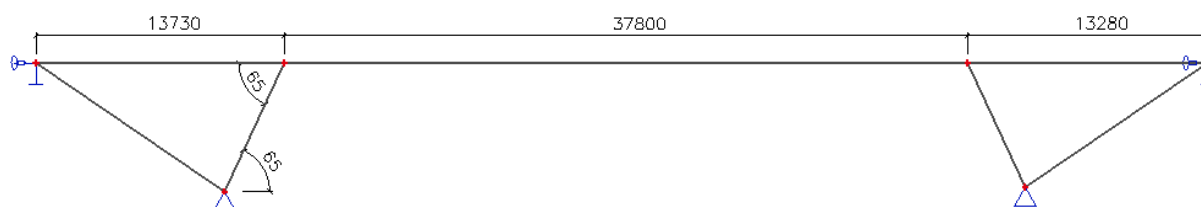
Stanovil jsem si celkem tři varianty úhlu, který svírá vzpěra s příčlím, a to  $45^\circ$ ,  $55^\circ$  a  $65^\circ$  (obr. 74, 75 a 76). S úhlem vzpěr se také mění délka hlavního pole a délka krajních polí. Schémata konstrukcí vyplývají z okrajových podmínek mostu, jako jsou například výška příkopů atd. Průřez mostovky je prozatím konstantní, výška průřezu příčle je 1000 mm. Příčný řez byl navržen v kap. 4.3 (obr. 59). Rozměr průřezu vzpěr a táhel je stejný, a to 750 x 7200 mm.



Obr. 76 Schéma konstrukce mostu pro úhel vzpěry  $45^\circ$

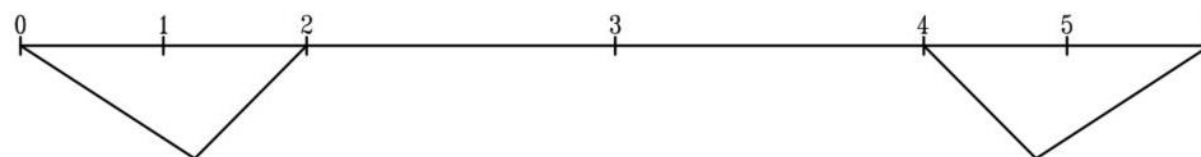


Obr. 77 Schéma konstrukce mostu pro úhel vzpěry  $55^\circ$



Obr. 78 Schéma konstrukce mostu pro úhel vzpěry  $65^\circ$

Pro přehlednost uvádím výsledky v jednotlivých řezech mostní konstrukce (obr. 79). Řez číslo 3 je v polovině hlavního pole. Poloha řezů 1 a 5 bude určena později. Všechny výsledky uvádím v charakteristických hodnotách.



Obr. 79 Označení řezů

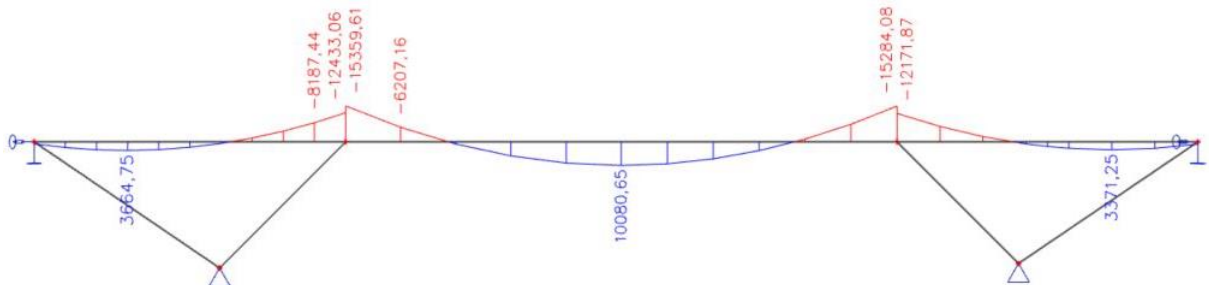
Z výsledků níže je patrné, že vodorovná reakce u pevného kloubu je nejmenší pro vzpěru, která svírá s příčlí úhel  $65^\circ$  (tab. 5). Výsledky zde udávám pouze pro ZS1 (vlastní tíha konstrukce), pro ZS2 (ostatní stálé), ZS4 (UDL) a ZS5 (TS) jsou výsledky poměrově podobné.

ZS1: Vlastní tíha		
Varianta	Reakce Rx [kN]	O kolik % je menší?
$65^\circ$	3 120,45	39,59
$55^\circ$	4 037,06	21,84
$45^\circ$	5 165,10	-

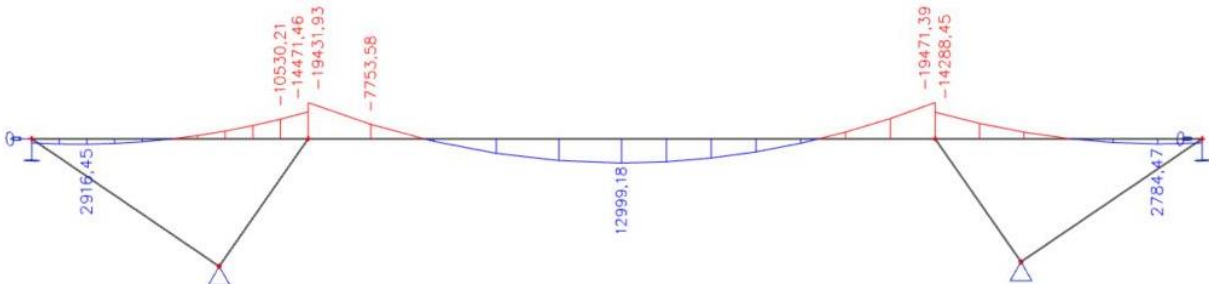
Tab. 5 Hodnoty vodorovných reakcí pro ZS1

U ohybových momentů na hlavním poli je to přesně naopak (obr. 80, 81 a 83). Největší hodnoty ohybových momentů vycházejí pro variantu, kdy vzpěra s příčlí svírá úhel  $65^\circ$ . Největší kladné ohybové momenty vycházejí pro ZS1 v řezu 3. A největší záporné v řezu 2 a 4, které jsou podobně velké.

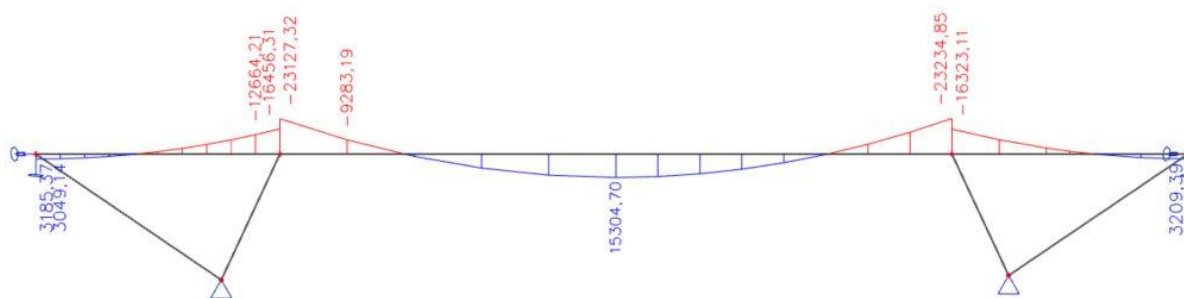
Výsledky ohybových momentů pro ostatní zatěžovací stavy, kromě ZS3 (pokles podpor) a ZS7 (zatížení teplotou), jsou poměrově podobné. Pro ZS 3 (pokles podpor) vychází největší ohybové momenty na hlavním poli pro variantu, kdy vzpěra svírá úhel  $45^\circ$ , a to v řezu 2 a 4.



Obr. 80 Ohybové momenty na příčli pro úhel vzpěry  $45^\circ$



Obr. 81 Ohybové momenty na příčli pro úhel vzpěry  $55^\circ$



Obr. 82 Ohybové momenty na příčli pro úhel vzpěry 65°

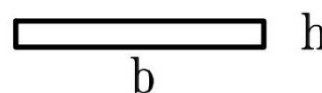
ZS1: Vlastní tíha				
Varianta	M <sub>2</sub> [kNm]	O kolik % je menší?	M <sub>3</sub> [kNm]	O kolik % je menší?
65°	-23 127,32	-	15 304,70	-
55°	-19 431,93	15,98	12 999,18	15,06
45°	-15 359,61	33,59	10 080,64	34,13

Tab. 6 Hodnoty ohybových momentů na hlavním poli pro ZS1

Z těchto tří variant si vybírám variantu, kdy vzpěra s příčlí svírá úhel 55°. Jelikož vodorovná reakce nedosahuje takových hodnot jako u varianty, ve které vzpěra s příčlí svírá úhel 45°. Naopak hodnoty ohybových momentů nedosahují takových údajů, jako pro vzpěru, která s příčlí svírá úhel 55°.

#### 4.4.2.3 Vliv tuhosti vzpěr a táhel

Pro variantu, kdy vzpěra s příčlí svírá úhel 55°, zjišťuji, co se stane, když změním průřez vzpěr a táhel. V předchozí kapitole byl průřez vzpěry i táhla stejný, a to 750 x 7200 mm. Z výsledků



Obr. 83 Průřez vzpěry a táhla

níže je patrné, že tento návrh nebyl správný, jelikož vodorovná reakce od teploty je několikanásobně větší než reakce od vlastní tíhy. Průřez vzpěr a táhel uvažuji vždy obdélníkový h x b (obr. 83). Maximální přípustný rozměr „b“ je 7200 mm pro konstantní průřez příčle. Vodorovnou reakci od zatížení rovnoměrnou teplotou uvažuji od oteplení konstrukce, protože jde ve směru reakce vlastní tíhy.

Úhel vzpěra – příčel: 55°		
Zatížení	Reakce Rx [kN]	O kolik % je menší?
Vl. Tíha	4 037,06	84,65
Teplota (+ 32 °C)	26 302,34	-

Tab. 7 Hodnoty vodorovných reakcí

### Změna rozměru „h“

Pokud změním rozměr „h“ ze 750 mm na 500 mm pro táhlo i vzpěru, sníží se vodorovná reakce od vlastní tíhy cca o 80 kN a od teploty o necelých 5600 kN. Ohybové momenty v poli se naopak zvýší o 752 kNm. A ohybové momenty nad vzpěrou se sníží o 742 kNm.

### Změna rozměru „b“

Pokud změním rozměr „b“ z 7200 mm na 6000 mm pro táhlo i vzpěru, vodorovná reakce od vlastní tíhy se zvýší cca o 50 kN, ale vodorovná reakce od teploty se sníží cca o 2500 kN. Ohybové momenty v poli se naopak zvýší o 148 kNm. A ohybové momenty nad vzpěrou se sníží o 148 kNm.

#### 4.4.2.4 Jiný průřez táhla a vzpěry

Stejný průřez táhla i vzpěry není správný, jelikož normálové síly a vodorovné reakce od zatížení teplotou dosahují velkých hodnot. Na obrázku 84, 85 a 86 jsou výsledky normálových sil pro stejný průřez táhla i vzpěry (7200 x 750 mm). Na obrázku 87, 88 a 89 jsou výsledky normálových sil pro průřez táhla 3000 x 300 mm a vzpěry 7200 x 750 mm. Výsledky jsou pro variantu, kdy vzpěra s příčlí svírá úhel 55°.

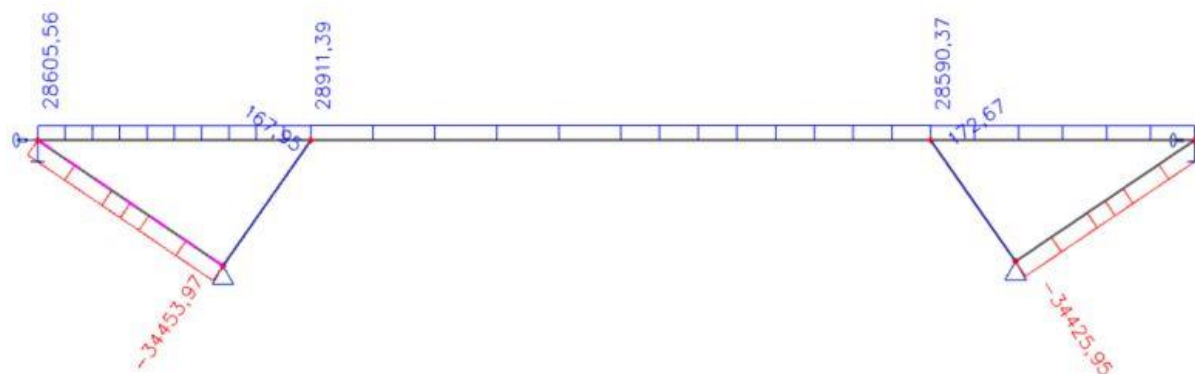


Obr. 84 Normálové síly od zatížení vlastní tíhou

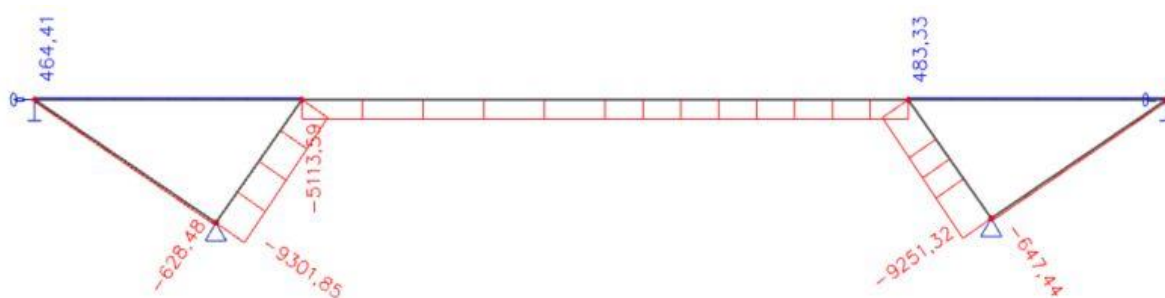


Obr. 85 Normálové síly od zatížení rovnoměrnou teplotou + 32 °C

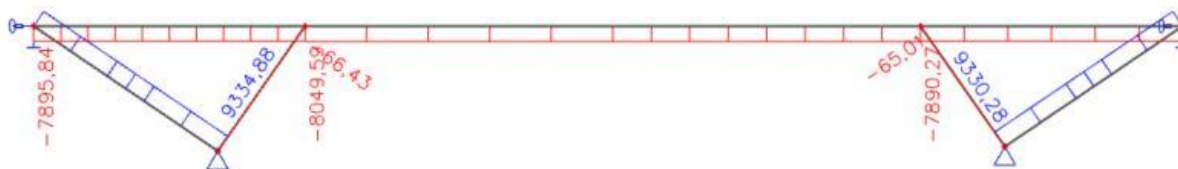




Obr. 86 Normálové síly od zatížení rovnoměrnou teplotou - 35 °C

**Změna průřezu táhla:**

Obr. 87 Normálové síly od zatížení vlastní tíhou



Obr. 88 Normálová síla od zatížení rovnoměrnou teplotou + 32 °C



Obr. 89 Normálová síla od zatížení rovnoměrnou teplotou - 35 °C

Z výsledků normálových sil je patrné, že různý průřez táhla a vzpěry je správnějším řešením. Rozdíl mezi vodorovnou reakcí od zatížení rovnoměrnou teplotou a vlastní tíhou konstrukce (tab. 8) už není tak diametrální jako v případě stejného průřezu táhla a vzpěry (tab. 7).

Úhel vzpěra – příčel: 55°		
Zatížení	Reakce Rx [kN]	O kolik % je menší?
VI. tíha	5 118,69	35,06
Teplota (+ 32 °C)	7 882,25	-

Tab. 8 Hodnoty vodorovných reakcí

#### 4.4.2.5 Náběhy u mezilehlých podpor

U příkladů mostních vzpěradlových rámových konstrukcí, které jsem uvedl v kapitole 3.5.4, mají mostní konstrukce náběhy k mezilehlým podporám (vzpěrám). Proto pro moji variantu, kdy vzpěra s příčlí svírá úhel 55°, provedu náběhy k podporám. V předešlých kapitolách jsem prozatím uvažoval konstantní průřez mostovky (obr. 90).



Obr. 90 Konstantní průřez mostovky

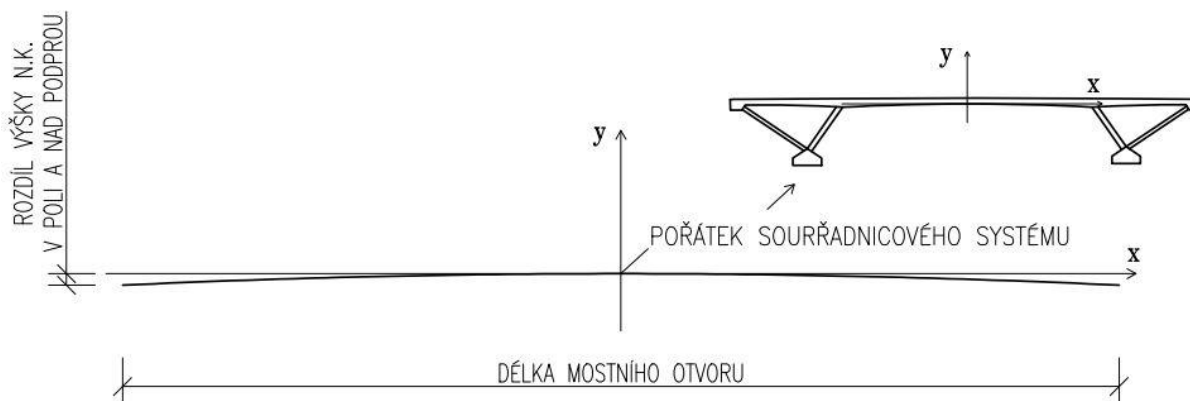
Náběhy provádím od středu pole ke vzpěrám, tzn. na celé délce mostního pole, a to pomocí parabolické funkce. Výška nosné konstrukce ve středu hlavního pole je 800 mm (obr. 93a, 96a). Nad vzpěrami realizuji dvě varianty. První varianta je 1,5násobek výšky středního pole, tzn. výška nosné konstrukce nad vzpěrou je 1200 mm (obr. 92, 93b). Druhá varianta je 2násobek výšky středního pole, tzn. výška nosné konstrukce nad vzpěrou je 1600 mm (obr. 95, 96b).

Jak jsem již uvedl, náběhy provádím pomocí parabolické funkce. Jelikož znám délku paraboly (délka hlavního mostního otvoru) a její výšku (rozdíl mezi výškou nosné konstrukce v poli a nad podpěrou), není obtížné pomocí funkce  $x^2 = 2p(y)$  vyjádřit přírůstky nosné konstrukce v jednotlivých řezech.

Počátek souřadnicového systému (a také vrchol paraboly) uvažuji v polovině hlavního pole (obr. 91). Z rovnice paraboly dopočítám parametr „p“, jelikož znám koncové body paraboly.

- Délka hlavního mostního otvoru:  $L = 34,83$  m
- Koncové body paraboly: A [-17,415; -0,4], B [17,415; -0,4]
- Parametr „p“:  $p = \frac{x^2}{2y} = \frac{17,415^2}{2 \cdot (-0,4)} = -379,103$

Body paraboly, a tím i úseky nosné konstrukce, které budu vkládat do SCII engineer, volím po jednom metru. Výjimkou je úsek ve středu pole, kde je větší délka průřezů, ale rozdíl výšek je do 5 mm.

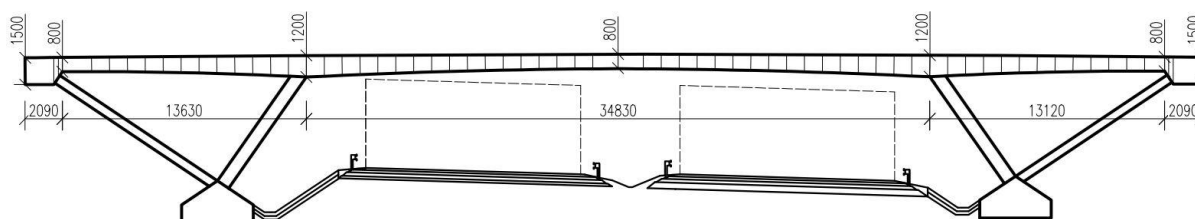


Obr. 91 Parabola

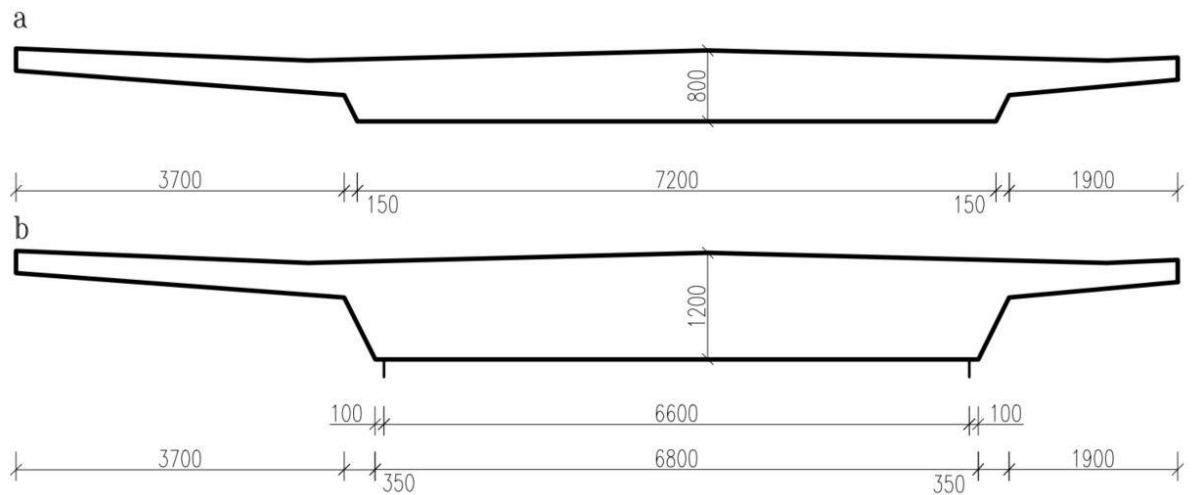
Průběh náběhu na krajních polích je také proveden pomocí parabolické funkce. U koncového příčnicku je výška průřezu příčle 800 mm (stejná jako v polovině hlavního pole) a parabolickým průběhem se zvyšuje ke vzpěře až na 1,5násobek nebo 2násobek. Úseky jsou rozděleny opět po jednom metru, kromě úseku u koncových příčnicků, kde je rozdíl výšek do 5 mm.

### Varianta první: Výška průřezu nad podporou je 1,5násobek výšky průřezu v poli

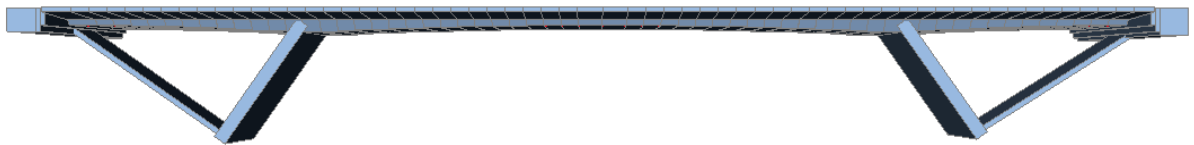
Výpočetní model je celkem rozřazen na 59 dílů průřezu příčle a koncový příčnick je rozdělen na 3 části (obr. 92). Průřez vzpěry už nemůže být 7200 x 750 mm, jelikož spodní hrana příčle nad vzpěrou je 6800 mm (obr. 93b). Průřez vzpěry proto volím 6600 x 750 mm, průřez táhla ponechám z minulé kapitoly 3000 x 300 mm.



Obr. 92 Varianta první – podélný řez



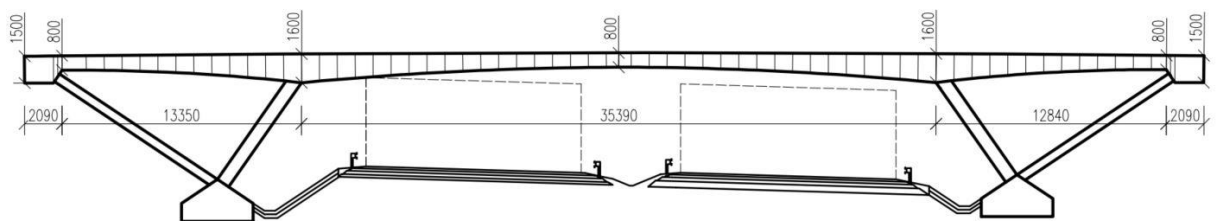
Obr. 93 Varianta první – příčný řez příčlí a) v poli, b) nad vzpěrou



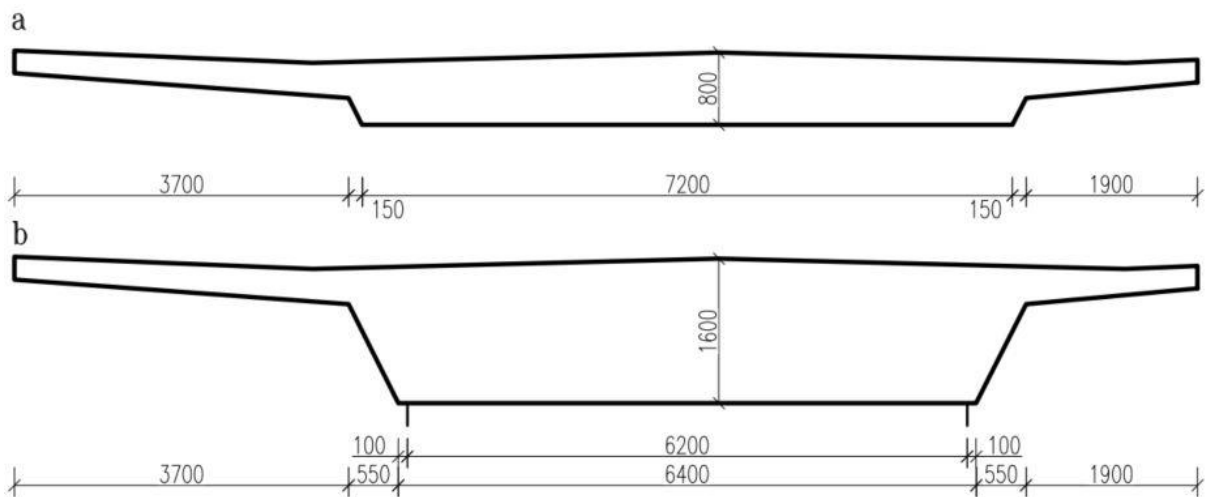
Obr. 94 Varianta první – výpočetní model

### Varianta druhá: Výška průřezu nad podporou je 2násobek výšky průřezu v poli

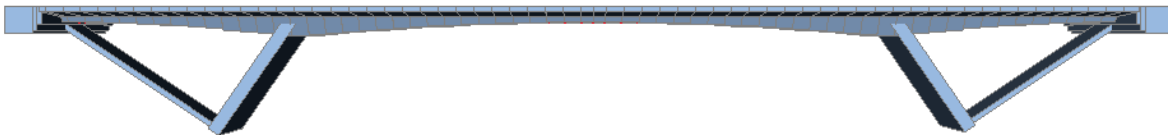
Výpočetní model je celkem rozřazen na 61 dílů průřezu příčle a koncový příčník je rozdělen na 3 části (obr. 95). Průřez vzpěry volím 6200 x 750 mm, průřez táhla ponechám 3000 x 300 mm.



Obr. 95 Varianta druhá – podélný řez



Obr. 96 Varianta druhá – příčný řez příčlí a) v poli, b) nad vzpěrou

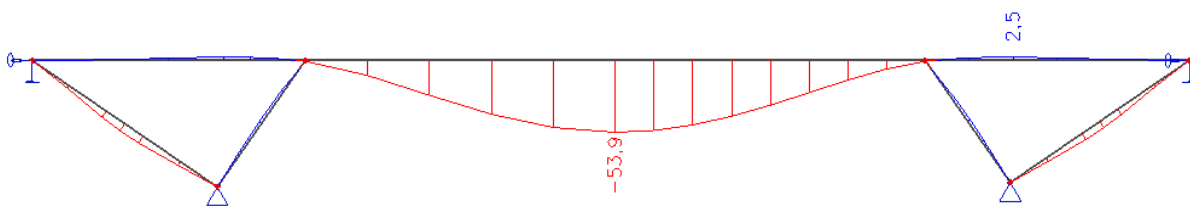


Obr. 97 Varianta druhá – výpočetní model

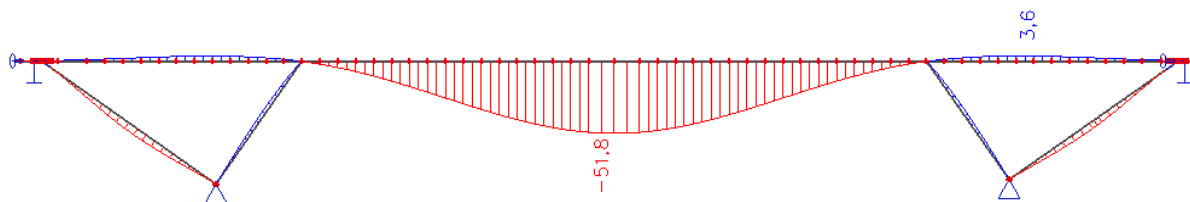
## Porovnání

K porovnání přidám také třetí variantu s konstantním průřezem příčle (obr. 90). Výška průřezu příčle je 1000 mm, průřez vzpěry je 7250 x 750 mm a průřez táhla je 3000 x 300 mm.

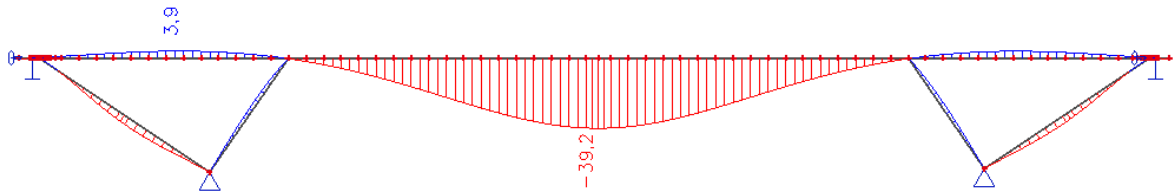
Průhyb konstrukcí od vlastní tíhy je téměř stejný pro první a třetí variantu (obr. 96, 97). Pro druhou variantu je průhyb menší zhruba o 14 mm (obr. 98).



Obr. 98 Varianta třetí – konstantní průřez: průhyb od vlastní tíhy (ZS1)

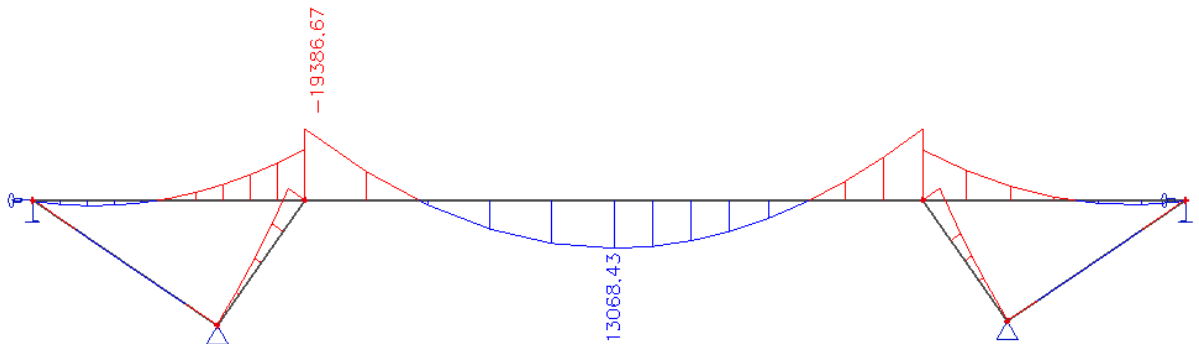


Obr. 99 Varianta první – 1,5násobek: průhyb od vlastní tíhy (ZS1)

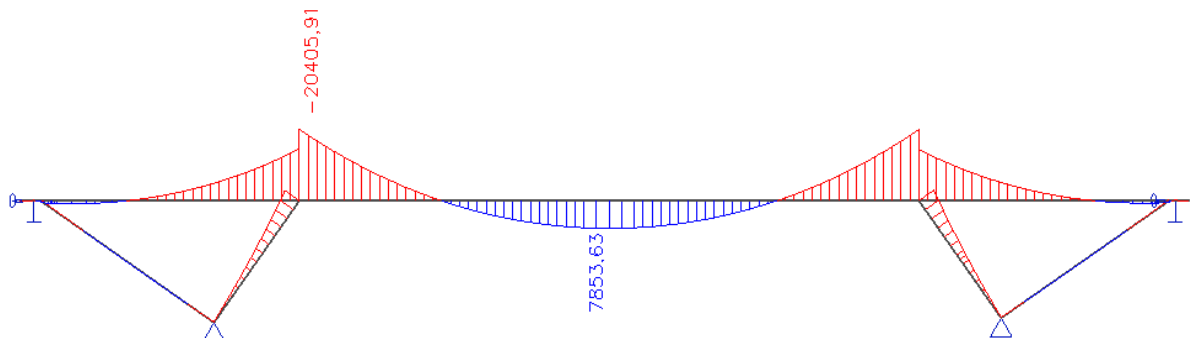


Obr. 100 Varianta druhá – 2násobek: průhyb od vlastní tíhy (ZS1)

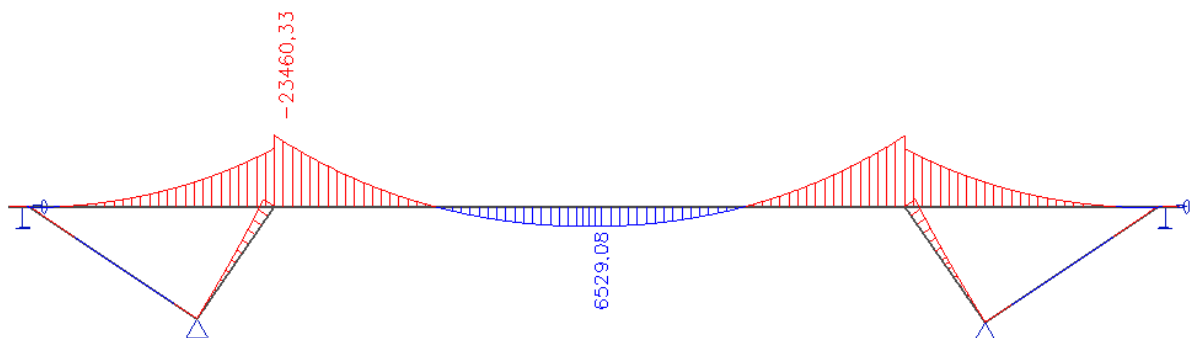
Ohybové momenty se mění dle tuhosti průřezu příčle. Největší kladný ohybový moment v poli je ve třetí variantě, kde je výška průřezu v polovině hlavního pole 1000 mm. Největší záporný ohybový moment je nad vzpěrou ve druhé variantě, kde výška průřezu nad vzpěrou je 1600 mm. Přičemž objem betonu pro příčel je pro první variantu  $586,07\text{m}^3$ , pro druhou  $647,88\text{m}^3$  a pro třetí variantu  $569,43\text{m}^3$ .



Obr. 101 Varianta třetí – konstantní průřez: ohybové momenty od vlastní tíhy (ZS1)



Obr. 102 Varianta první – 1,5násobek: ohybové momenty od vlastní tíhy (ZS1)



Obr. 103 Varianta druhá – 2násobek: ohybové momenty od vlastní tíhy (ZS1)



Ohybové momenty se také mění na vzpěře, kde pro třetí variantu vzniká moment u „hlavy“ vzpěry ( $M_{top}$ ) -5 536,65 kNm. Pro první variantu se zmenšuje o 500 kNm a pro druhou o 1200 kNm.

Rozdíl vodorovných reakcí od ZS1 (vlastní tíhy konstrukce) a ZS7 (zatížení teplotou) uvádím v tabulce 9.

ZS1: Vlastní tíha			ZS7: Zatížení teplotou +32°	
Varianta	Reakce Rx [kN]	O kolik % je menší?	Reakce Rx [kN]	O kolik % je menší?
Konstant.	5 118,69	18,45	7 876,17	7,07
1,5x	5 635,15	10,22	8 000,98	5,60
2x	6 276,48	-	8 475,33	-

Tab. 9 Hodnoty vodorovných reakcí

## Závěr

Hlavně kvůli ohybovým momentům na příčli od ZS1, vybírám pro další postup první variantu. V té je výška průřezu příčle nad vzpěrou 1,5násobek výšky v poli.

### 4.4.3 Upřesnění podpory pod vzpěrou

Pro další postup v bakalářské práci vybírám variantu, kdy vzpěra s příčlí svírá úhel 55°. Průřez příčle je v podélném řezu zakřivený pomocí parabolické funkce, kde výška průřezu nad vzpěrou je 1,5násobek výšky průřezu v poli (obr. 90).

Využití náběhu je efektivní hlavně z důvodu minimalizace ohybových momentů v poli. Tím pádem můžeme snížit průřez v poli na minimum. Nevýhodou náběhů je složitější výstavba mostu, tím se vytrácí jednoduchost deskového průřezu.

Konstrukce je vnitřně staticky neurčitá, a tudíž je náchylná na změny průřezu prvků. Vedlejší zatížení, jako je například teplota, hraje velkou roli při navrhování průřezů.

Jelikož jsem podporu pod vzpěrou stanovil jako pevný kloub, kde není přípustný žádný posun, dosahuje reakce od teploty velkých hodnot (viz předchozí kapitoly). Po „ustálení“ konstrukce dostávám představu o velikosti svislé reakce  $R_z$ . Svislou reakci  $R_z$  uvažuji od vlastní tíhy (ZS1), ostatního stálého zatížení (ZS2), poklesu podpor (ZS3), dopravy (ZS4 a ZS5) a vlastní tíže základu. V programu GEO5–Skupina pilot jsem navrhl hlubinné založení. Celkem je základ tvořen šesti pilotami (2 řady po 3 pilotách). Délka pilot je 15 m, charakteristiky zemin byly stanoveny v rámci předmětu 135YDPJ.

Zatížení	$R_{Z,k}$ [kN]	$\gamma$	$R_{Z,d}$ [kN]
Vlastní tíha	7 159,40	1,35	9 665,19
Ostatní stálé	1 881,33	1,35	2 539,80
Pokles	412,79	1,20	495,35
Doprava	4 530,32	1,35	6 115,93
Základ - vl. tíha	1 109,34	1,35	1 497,61
<b>CELKEM</b>	<b>15 093,18</b>	-	<b>20 313,87</b>

Tab. 10 Hodnoty svislých reakcí

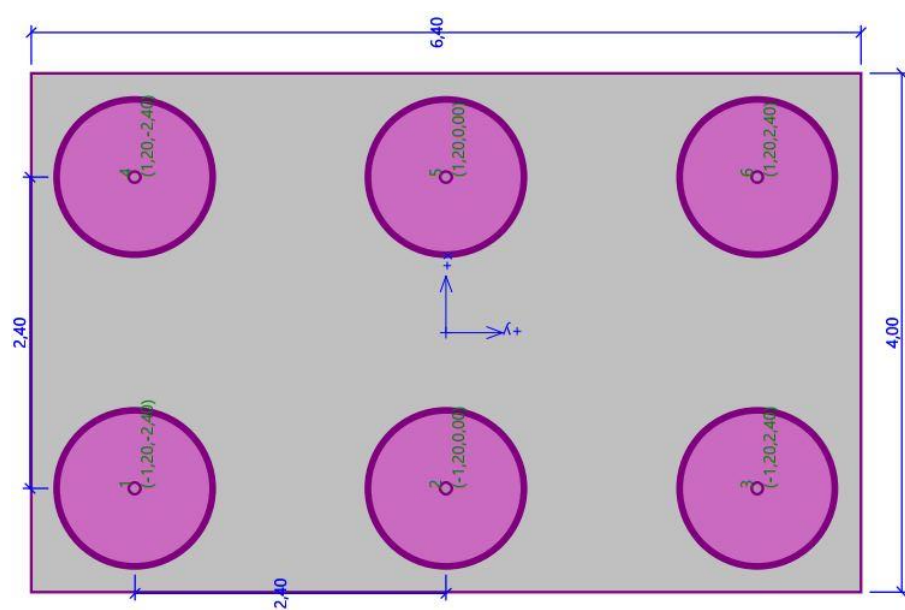
Hlubinné založení je navrženo zjednodušeně pro získání základních rozměrů základu. Základ je zatížen pouze normálovou silou, tzn. svislou reakcí. Na toto zatížení je předimenzován, jelikož počítám s tím, že svislá reakce bude ještě větší.

#### Zatížení na jednu pilotu:

- extrémní svislá síla  $V_d = 3759,05$  kN
- únosnost piloty  $R_c = 4390,83$  kN

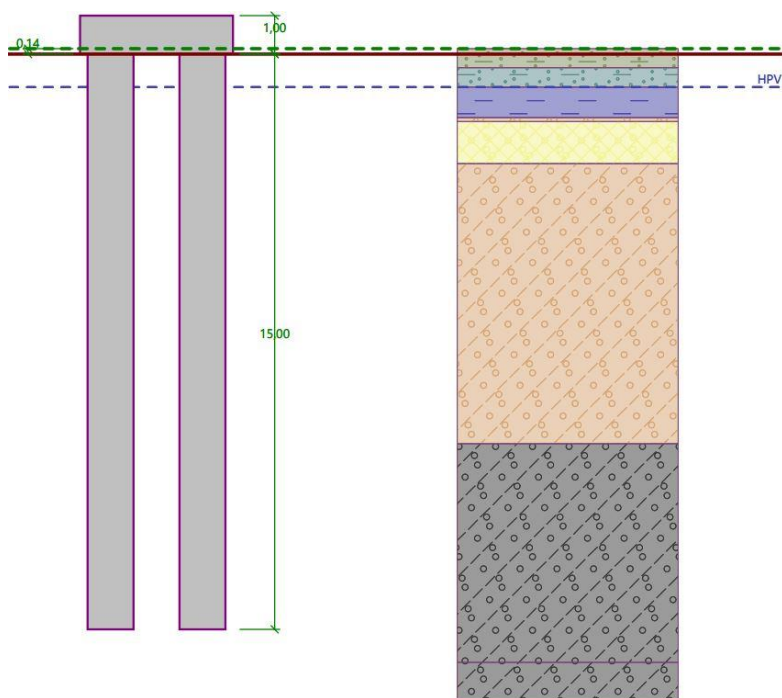
$$R_c = 4390,83 \text{ kN} > V_d = 3759,05 \text{ kN}$$

...Svislá únosnost VYHOVUJE

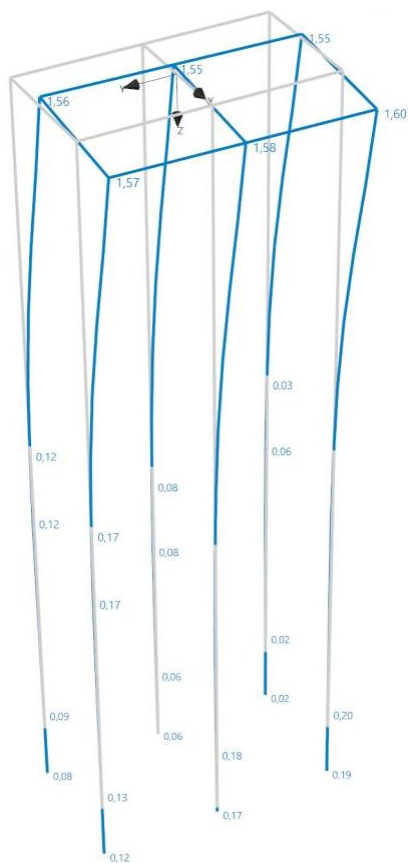


Obr. 104 Půdorysné schéma hlubinného založení

Deformace základu od zatížení 1 MN svisle je 0,32 mm a 1 MN vodorovně je 1,60 mm (obr. 106). Tuhost je tedy ve směru osy x  $\frac{1}{0,0016} = 625 \text{ MN/m}$ .



Obr. 105 Podélný řez skupinou pilot



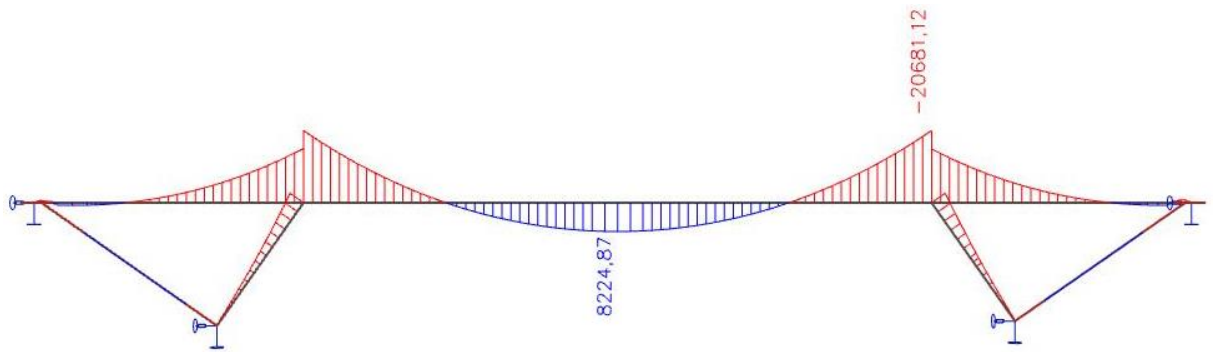
Obr. 106 Deformace od 1 MN

Změna podpory z pevného kloubu na kloub, který ve směru x má zvolenou číselnou tuhost (na rozdíl od pevného, který má nekonečnou tuhost), zapříčinila přerozdělení vnitřních sil. Táhlo, které v případě umístění pevného kloubu, víceméně spíše přitěžovalo konstrukci, začalo pracovat dle předpokladů a minimalizuje vodorovnou reakci (tab. 11).

ZS1: Vlastní tíha			ZS7: Zatížení teplotou + 32°		
Kloub ve směru x	Reakce Rx [kN]	O kolik % je menší?	Kloub ve směru x	Reakce Rx [kN]	O kolik % je menší?
Pevný	5 635,15	-	Pevný	8 000,98	-
Pružný	1 712,84	69,60	Pružný	2 430,08	69,63

Tab. 11 Hodnoty vodorovných reakcí

Změnily se také hodnoty ohybových momentů (obr. 107). Nejvíce se změnilly kladné ohybové momenty v poli (řez 30), a to cca o 1000 kNm.



Obr. 107 Ohybové momenty

## 4.5 Výsledná varianta

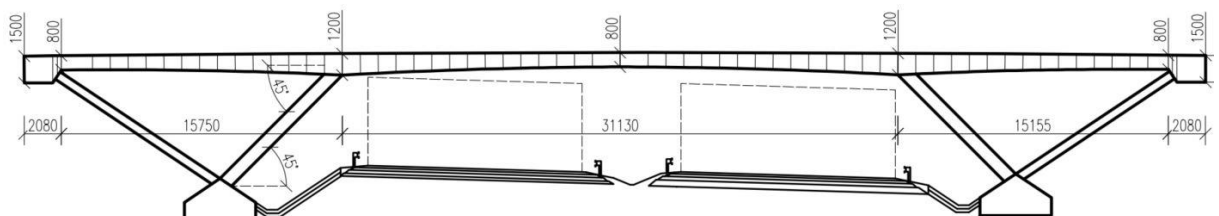
Ze získaných poznatků jsem se rozhodl pro variantu, kdy vzpěra s příčlí svírá úhel  $45^\circ$ . Pomocí táhla eliminuji vodorovnou reakci. Ohybové momenty jsou nejpříznivější právě pro tuto variantu.

### 4.5.1 Model konstrukce

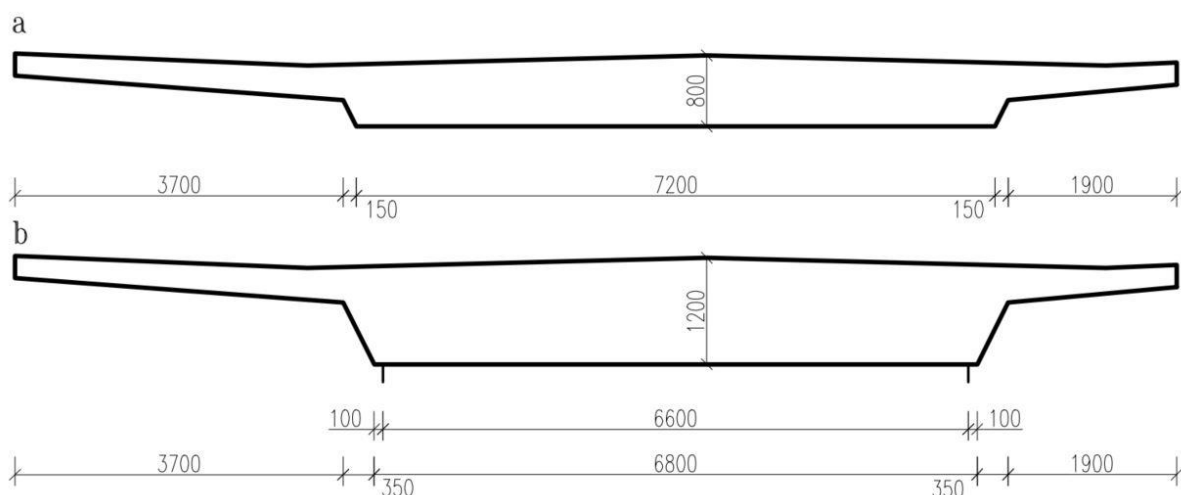
Využiji výsledků z kapitoly 4.4.2.5, kde průběh příčle je zakřivený pomocí parabolické funkce na délku mostního pole. Průřez příčle je proměnný, v poli má výšku 800 mm (obr. 109a) a nad podporou (vzpěrou) jeho 1,5násobek, tzn. 1200 mm (obr. 109b). Celkem je model rozřazen na 60 dílů příčle a 6 dílů koncového příčnicku (obr. 108).

Tuhost podpory na konci mostu ve směru osy  $x$  je  $17,9856 \text{ MN/m}$  (kap. 4.4.2.1) a tuhost podpory pod vzpěrou ve směru osy  $x$  je  $625 \text{ MN/m}$  (kap. 4.4.3). Ve směru osy  $z$  zůstávají podpory tuhé.

Průřez vzpěry i táhla je jiný než v předchozích variantách. Jelikož podpora pod vzpěrou ve směru osy  $x$  (kap. 4.5) už není nekonečně tuhá, dochází k odlišnému chování konstrukce. Nejlépe vychází průřez táhla  $6600 \times 500 \text{ mm}$  a průřez vzpěry  $6600 \times 750 \text{ mm}$ .



Obr. 108 Podélný řez nosnou konstrukcí



Obr. 109 Příčný řez příčlí: a) v poli, b) nad vzpěrou

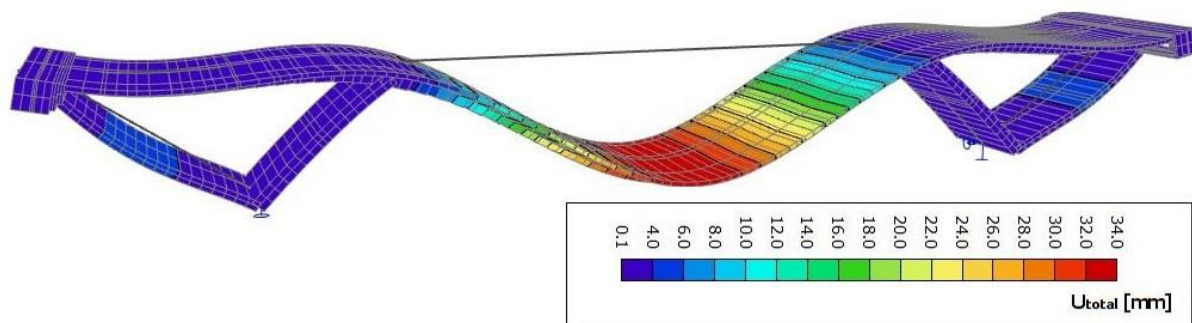


Obr. 110 Výpočetní model

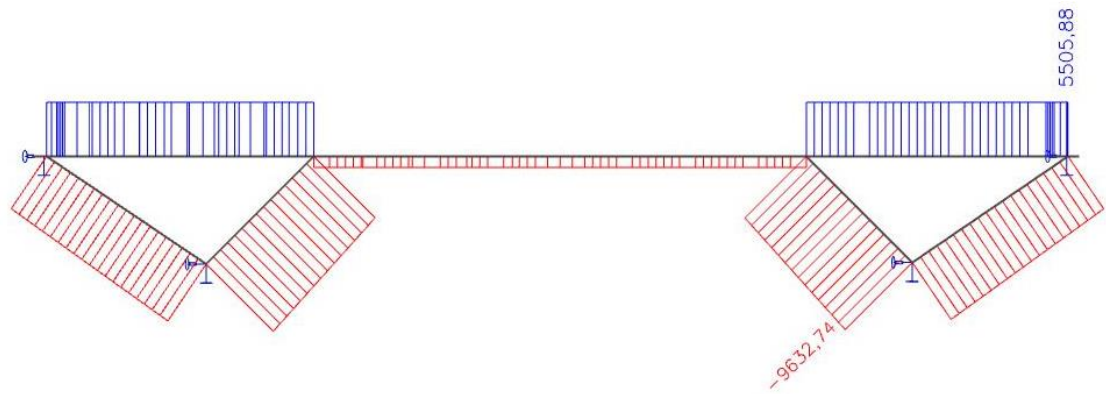
## 4.5.2 Vykreslení vnitřních sil a deformací konstrukce

Níže jsou vykresleny průběhy vnitřních sil a deformace od jednotlivých zatěžovacích stavů. Jelikož je výpočetní model rozřazen na jednotlivé díly, tak pro přehlednost vykreslení výsledků jsou zobrazeny pouze maximální (globální) hodnoty vnitřních sil. Dále jsou v tabulkách vypsány jednotlivé hodnoty vnitřních sil ve vybraných řezech, viz obrázek 79 (kap. 4.4.2.2). Řezy 1 a 5 jsou umístěny ve 43 % délky krajního pole tam, kde působí největší ohybové momenty od zatížení doprava, které byly určeny pomocí funkce pohyblivého zatížení ve SCIE engineer 19.1. Řezy 0 a 6 jsou na konci průřezu příčle tam, kde začíná koncový příčník.

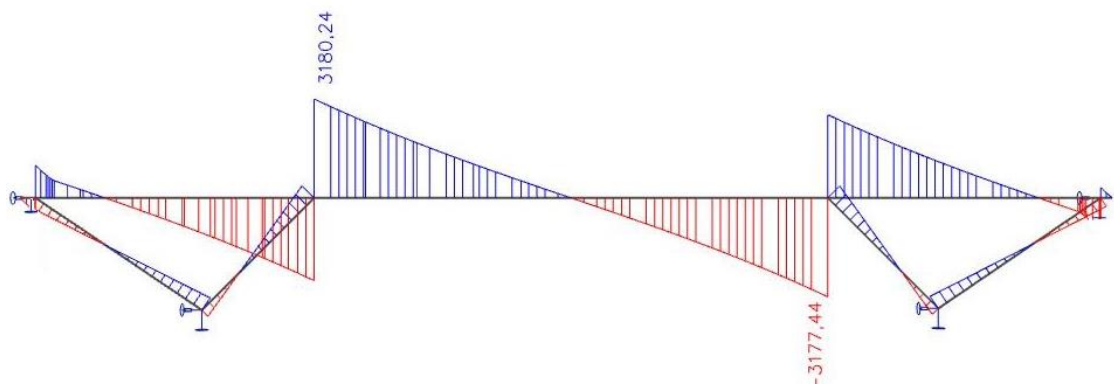
### 4.5.2.1 ZS1: Vlastní tíha konstrukce



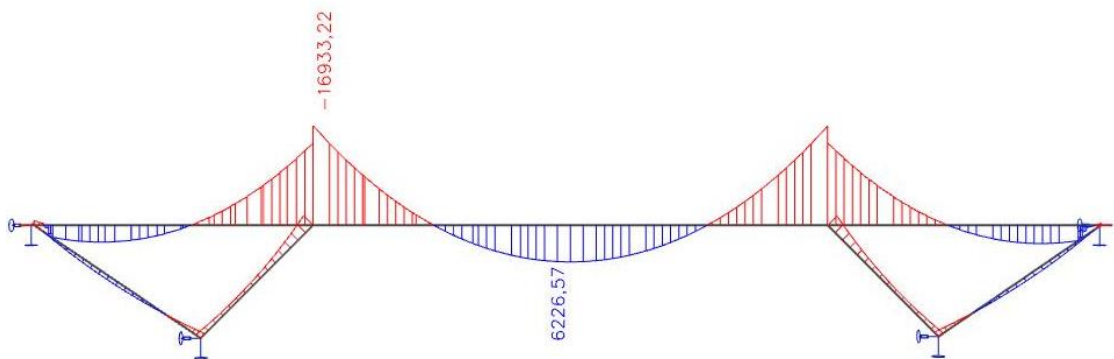
Obr. 111 Deformovaná konstrukce



Obr. 112 Normálové síly [kN]

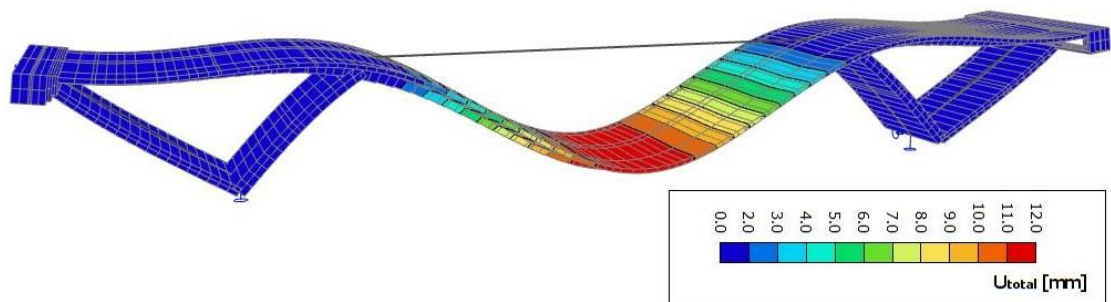


Obr. 113 Posouvající síly [kN]



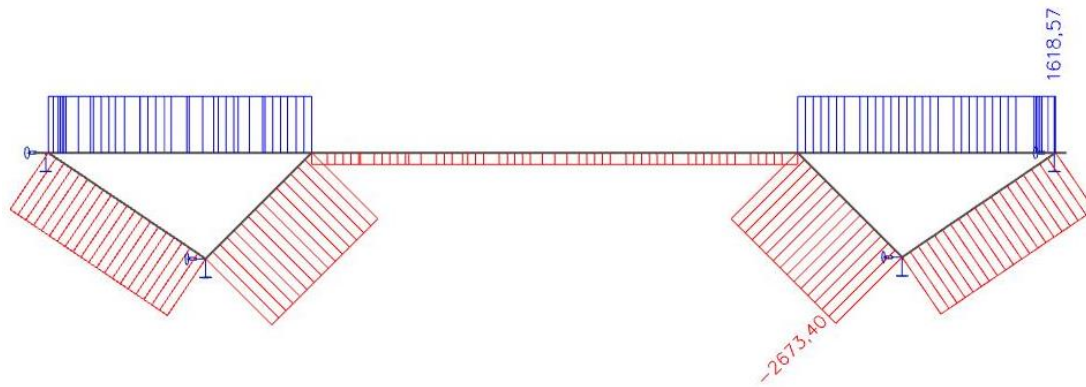
Obr. 114 Ohybové momenty [kNm]

#### 4.5.2.2 ZS2: Ostatní stálé zatížení

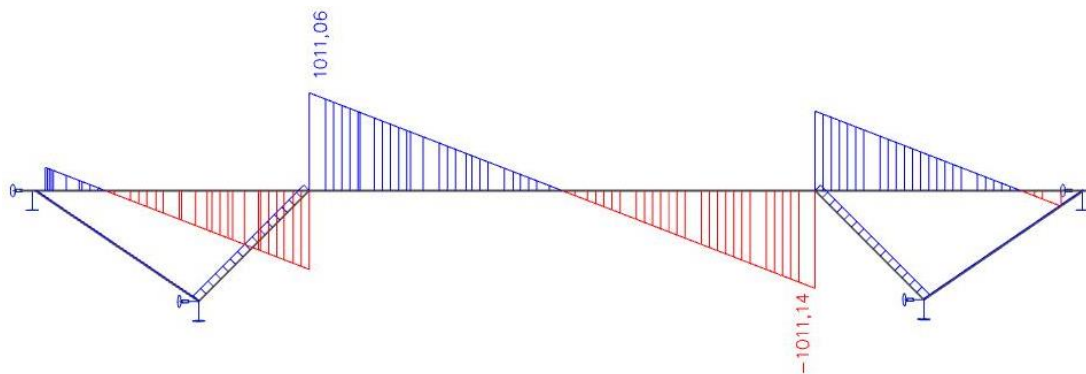


Obr. 115 Deformovaná konstrukce

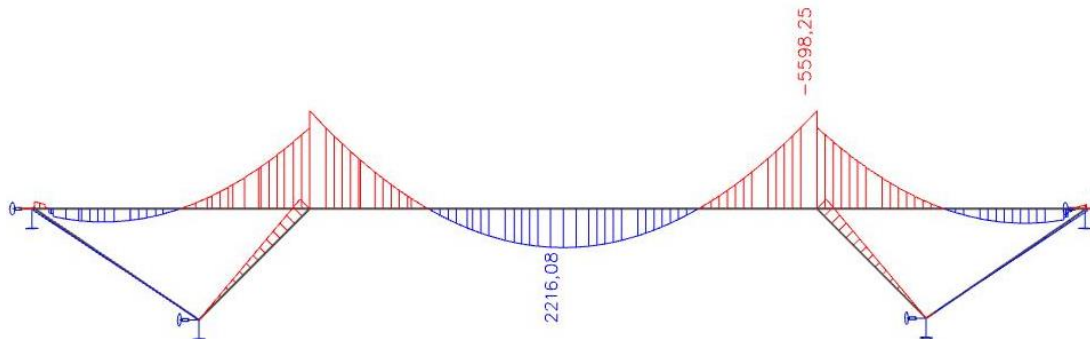




Obr. 116 Normálové síly [kN]



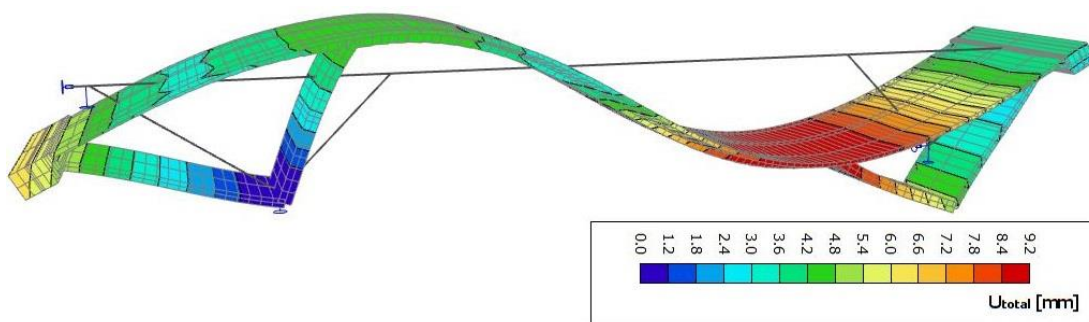
Obr. 117 Posouvající síly [kN]



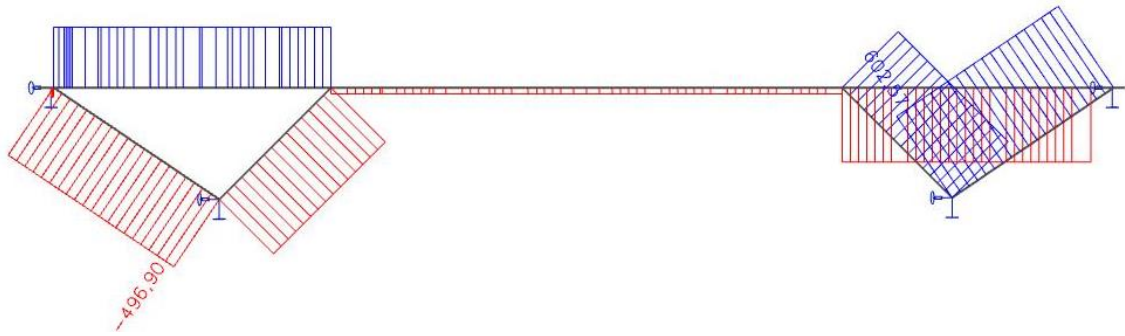
Obr. 118 Ohybové momenty [kNm]

### 4.5.2.3 ZS3: Poklesy podpor

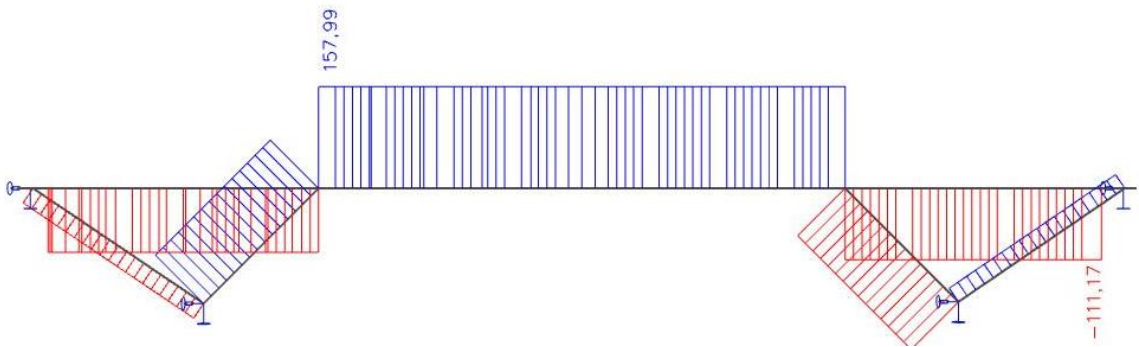
#### Varianta 1



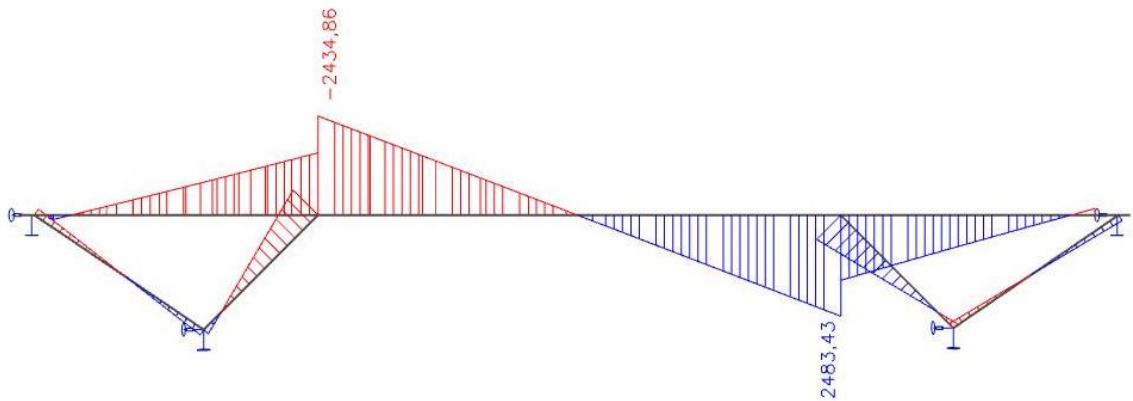
Obr. 119 Deformovaná konstrukce



Obr. 120 Normálové síly [kN]

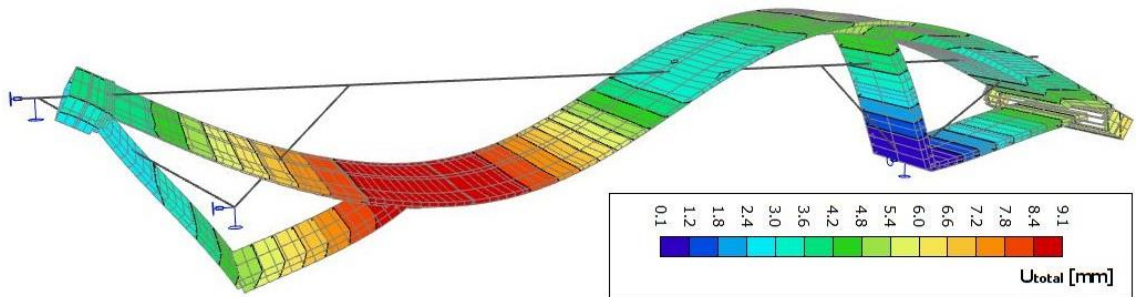


Obr. 121 Posouvající síly [kN]

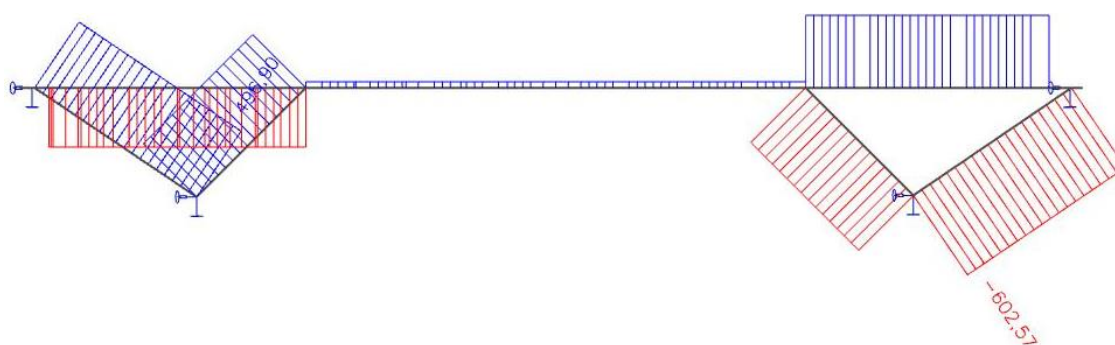


Obr. 122 Ohybové momenty [kNm]

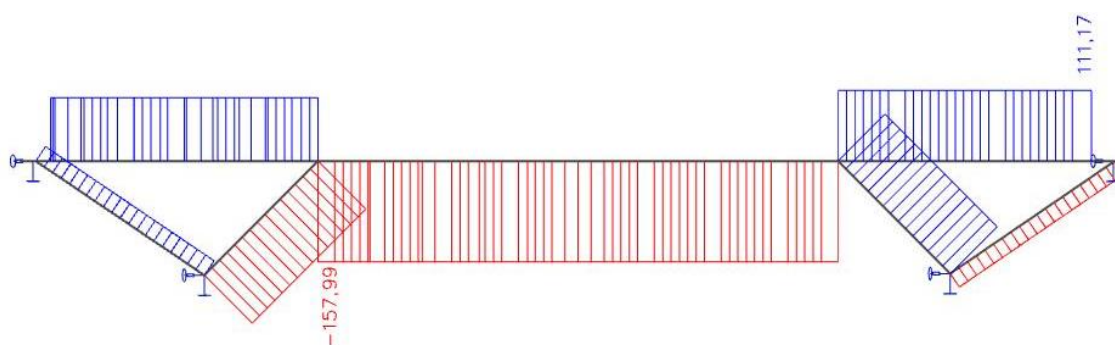
**Varianta 2**



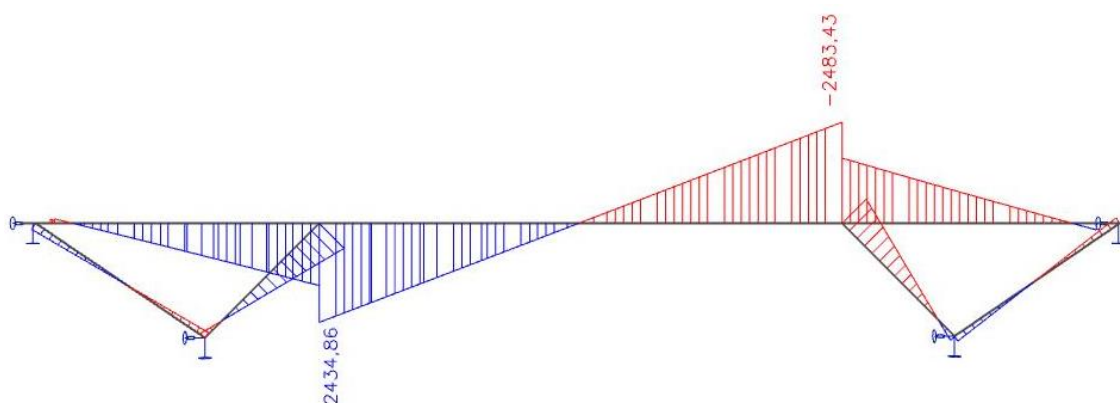
Obr. 123 Deformovaná konstrukce



Obr. 124 Normálové síly [kN]



Obr. 125 Posouvající síly [kN]

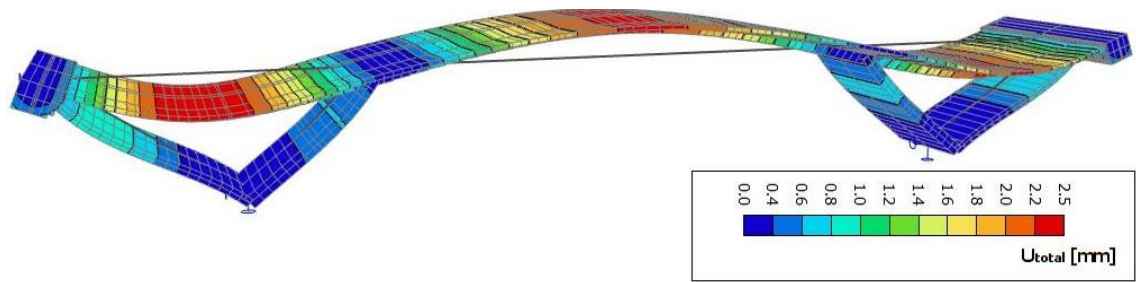


Obr. 126 Ohybové momenty [kNm]

#### 4.5.2.4 ZS4: Rovnoměrné zatížení od dopravy (UDL)

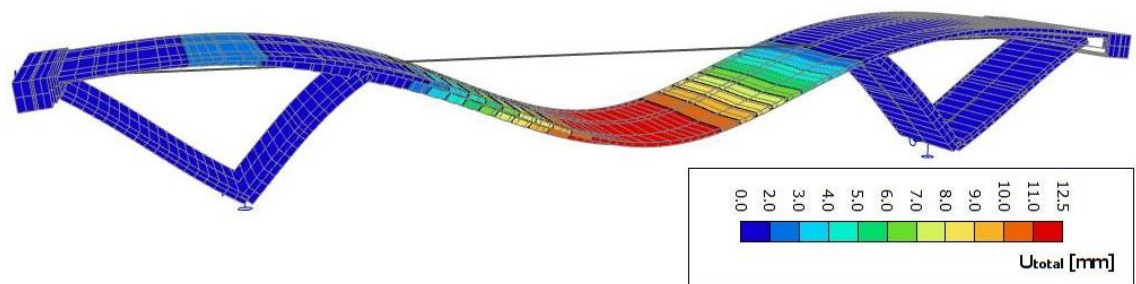
Nejprve je vykreslena deformovaná konstrukce od jednotlivých variant uvedených v kapitole 4.4.1. Poté jsou vykresleny vnitřní síly a vykreslena deformovaná konstrukce, kdy je použita funkce pohyblivého zatížení v programu SCIA engineer 19.1. Jelikož jsou výsledky přesnější a odpovídají maximálním hodnotám jednotlivých variant, dále pracuji s těmito výsledky. Vykreslena je obálka vnitřních sil, vždy maximální kladné a minimální záporné vnitřní síly.

**Varianta 1**



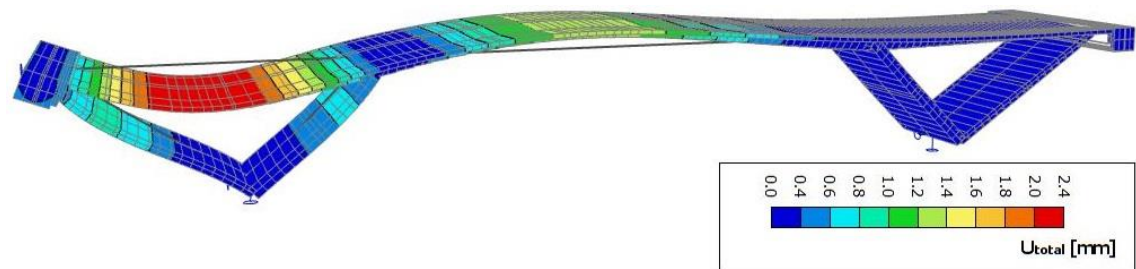
Obr. 127 Deformovaná konstrukce

**Varianta 2**



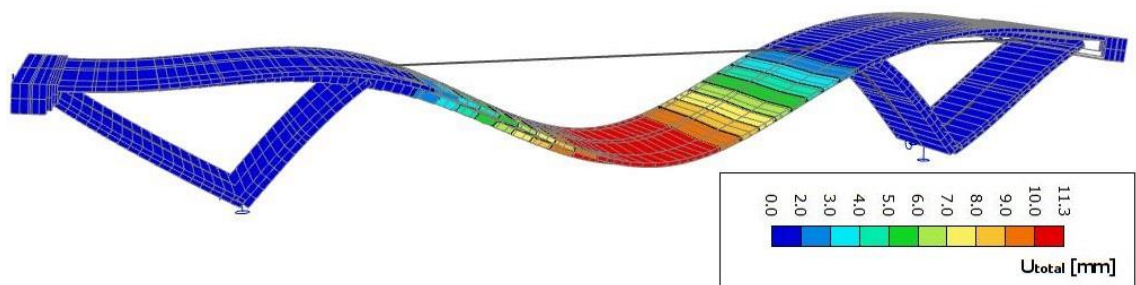
Obr. 128 Deformovaná konstrukce

**Varianta 3**



Obr. 129 Deformovaná konstrukce

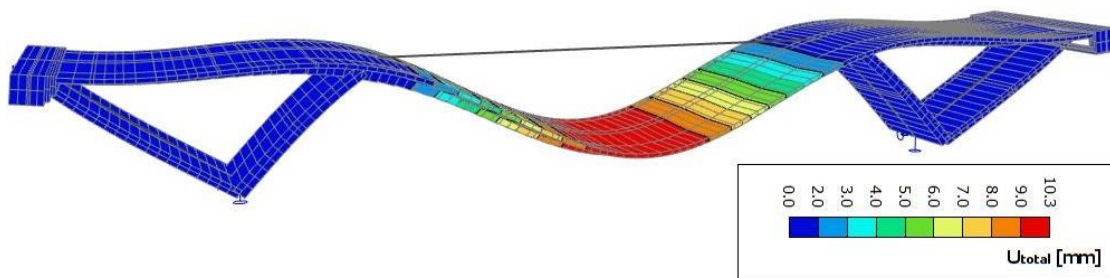
**Varianta 4**



Obr. 130 Deformovaná konstrukce

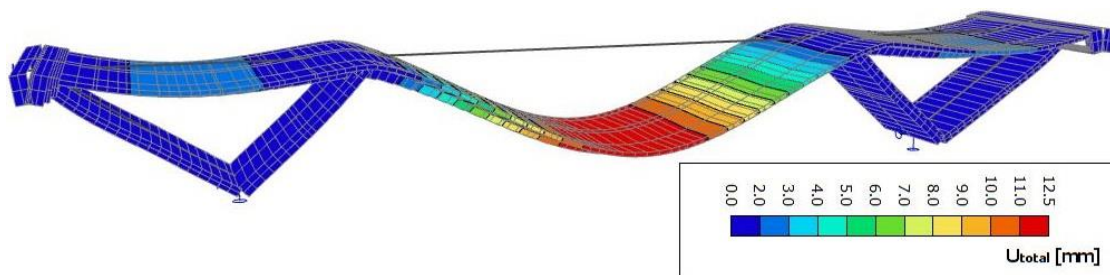


**Varianta 5**

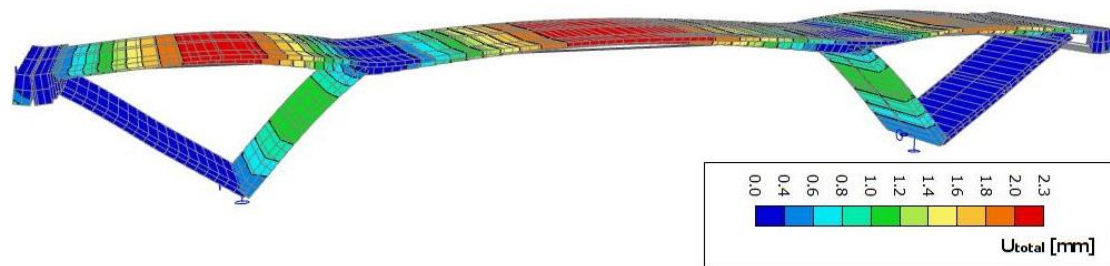


Obr. 131 Deformovaná konstrukce

**Pohyblivé zatížení SCIA engineer 19.1**



Obr. 132 Deformovaná konstrukce



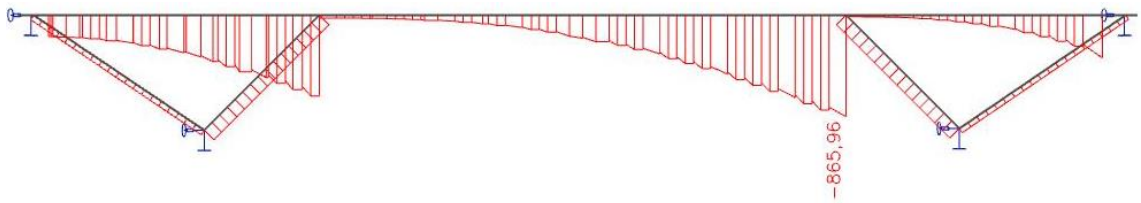
Obr. 133 Deformovaná konstrukce



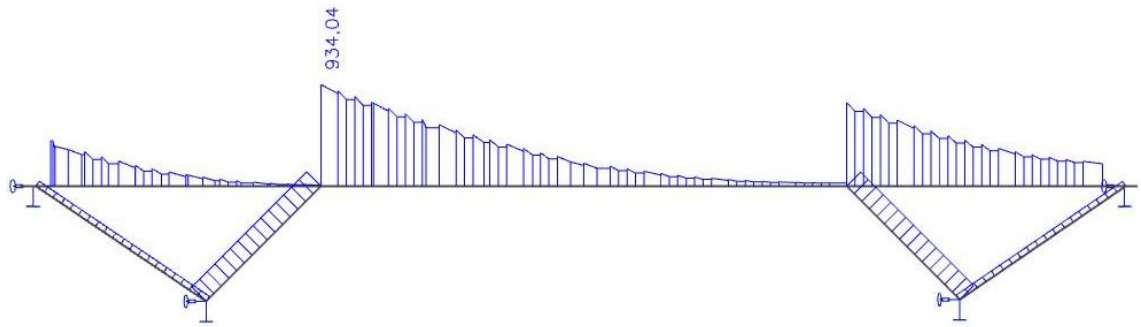
Obr. 134 Normálové síly [kN]



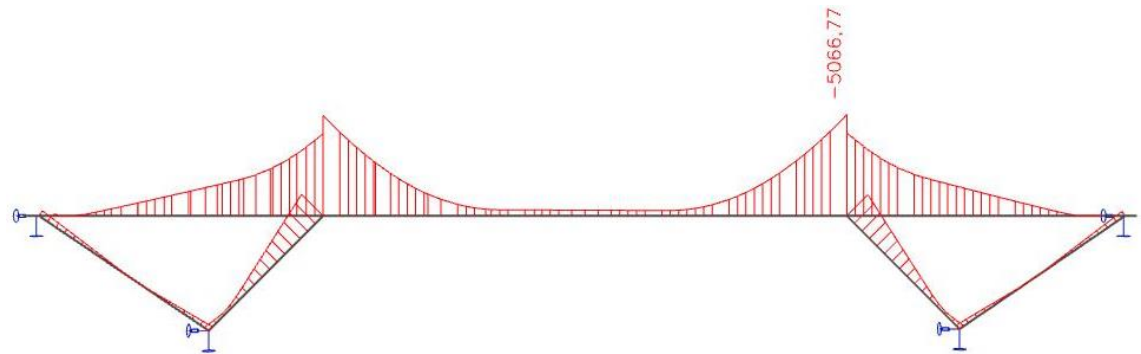
Obr. 135 Normálové síly [kN]



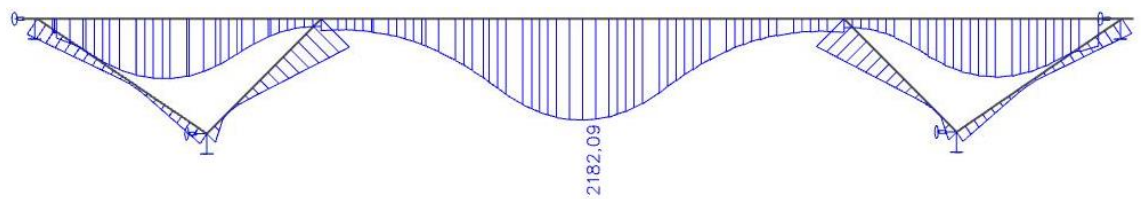
Obr. 136 Posouvající síly [kN]



Obr. 137 Posouvající síly [kN]



Obr. 138 Ohybové momenty [kNm]

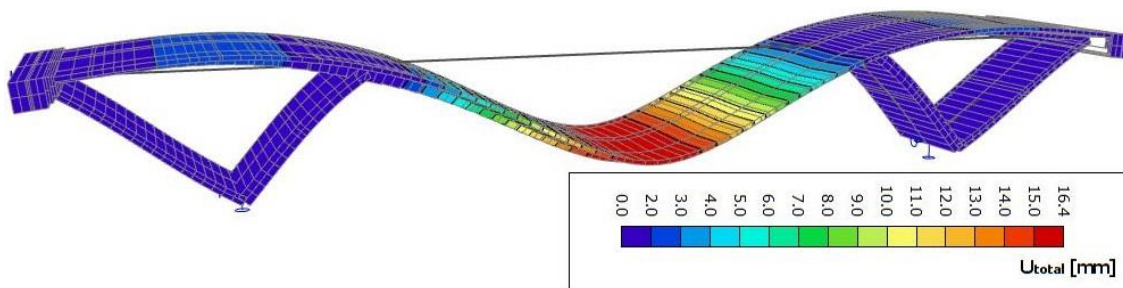


Obr. 139 Ohybové momenty [kNm]

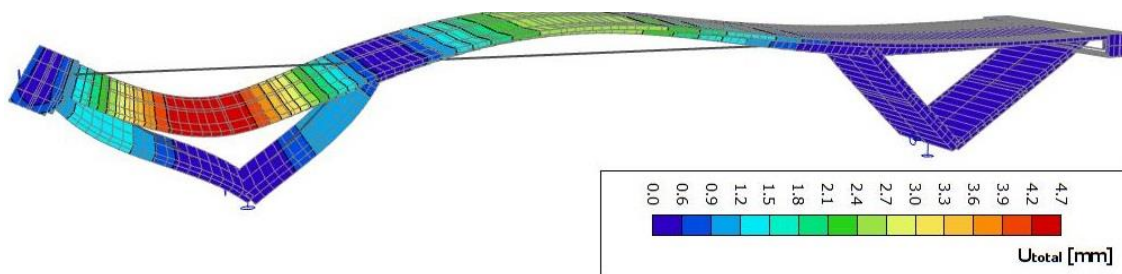


## 4.5.2.5 ZS5: Dvojice náprav (TS)

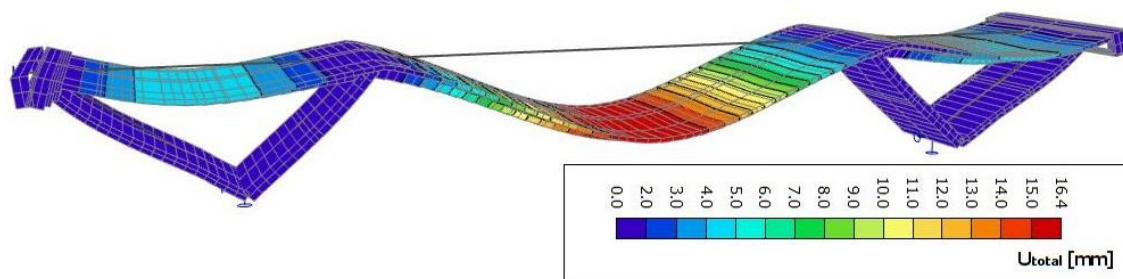
Pro dvojici náprav platí stejné podmínky vykreslení jako pro rovnoměrné zatížení.

**Varianta 1 – Dvojice náprav umístěna v polovině hlavního pole**

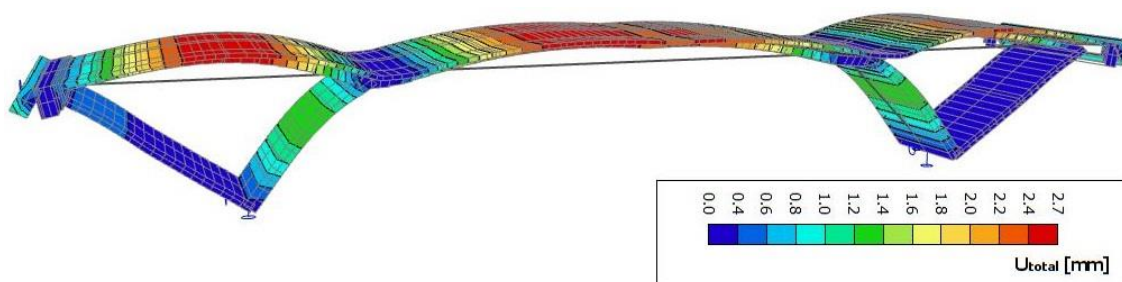
Obr. 140 Deformovaná konstrukce

**Varianta 2 – Dvojice náprav umístěna ve 40 % krajního pole**

Obr. 141 Deformovaná konstrukce

**Pohyblivé zatížení SCIA engineer 19.1**

Obr. 142 Deformovaná konstrukce



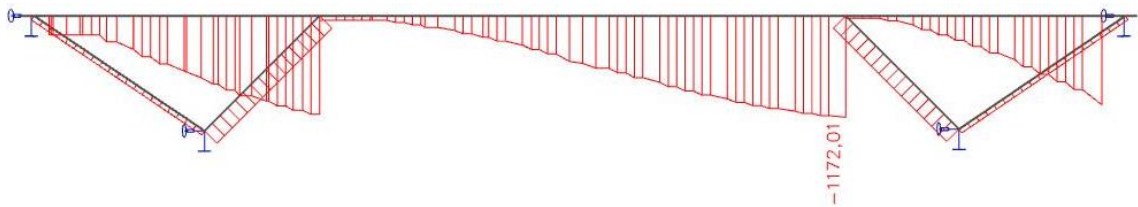
Obr. 143 Deformovaná konstrukce



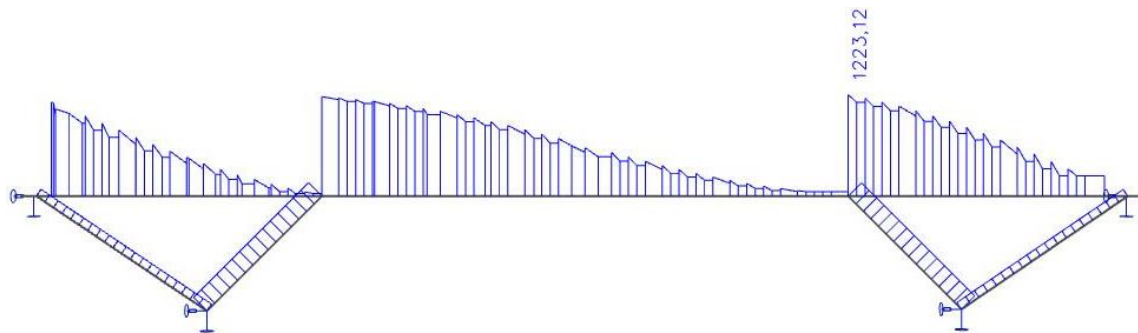
Obr. 144 Normálové síly [kN]



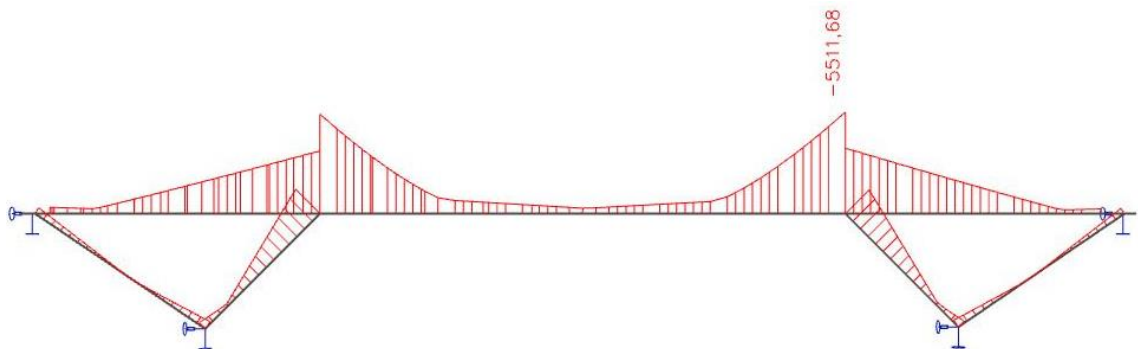
Obr. 145 Normálové síly [kN]



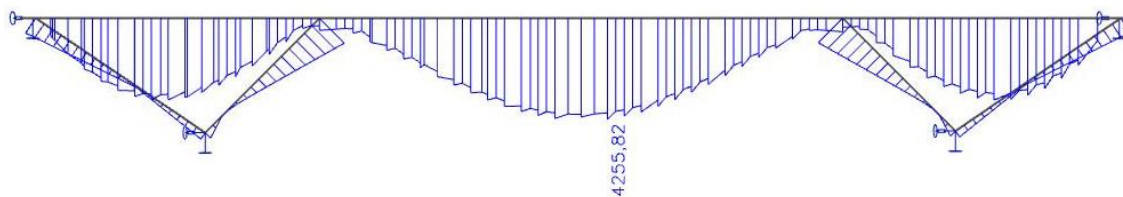
Obr. 146 Posouvající síly [kN]



Obr. 147 Posouvající síly [kN]



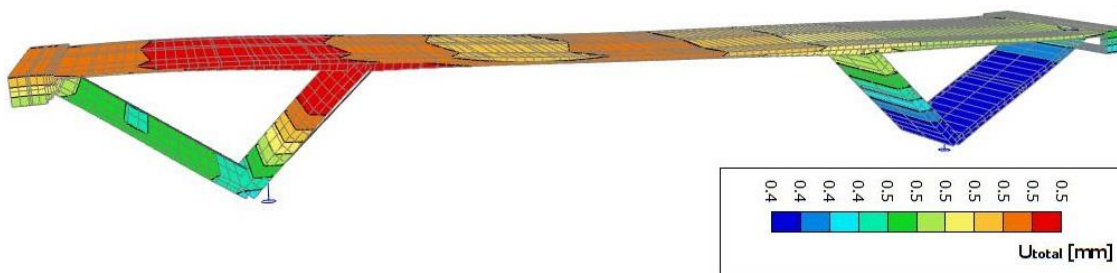
Obr. 148 Ohybové momenty [kNm]



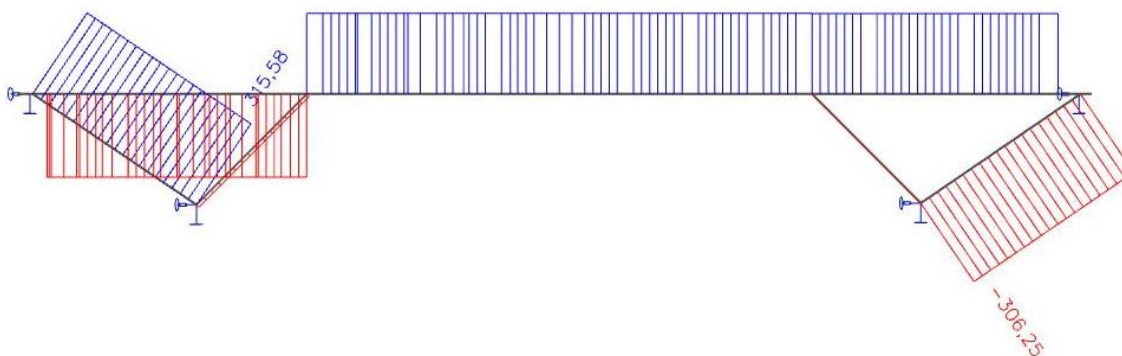
Obr. 149 Ohybové momenty [kNm]

### 4.5.2.6 ZS6: Brzdné síly

#### Varianta 1

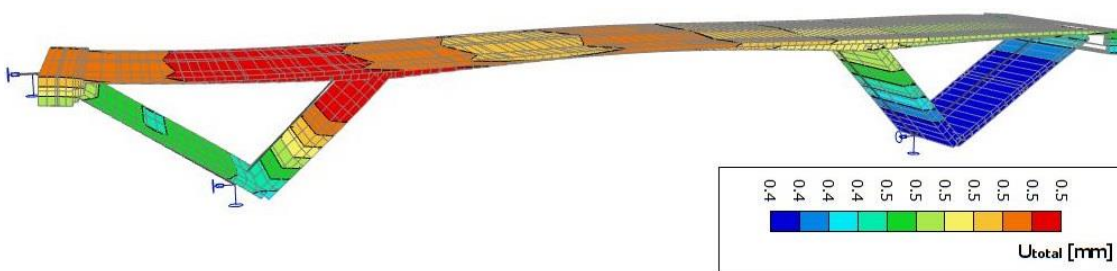


Obr. 150 Deformovaná konstrukce

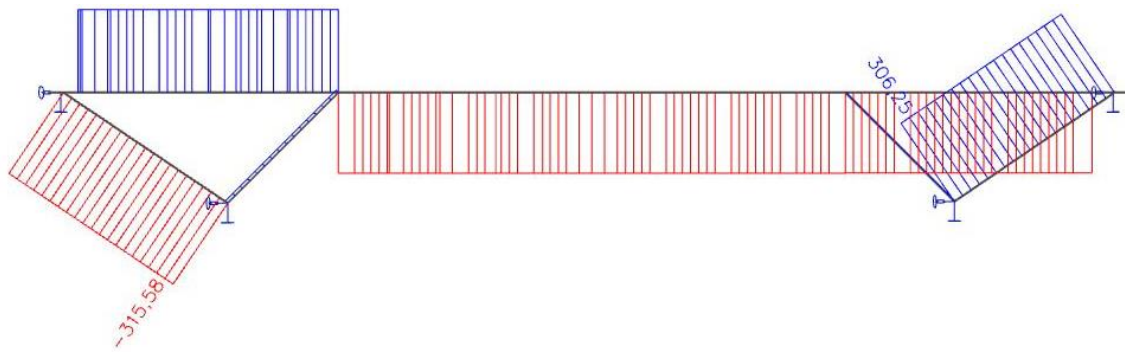


Obr. 151 Normálové síly [kN]

#### Varianta 2



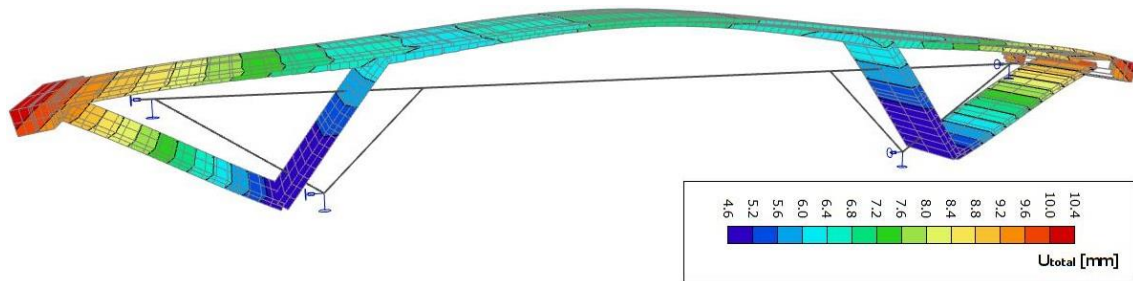
Obr. 152 Deformovaná konstrukce



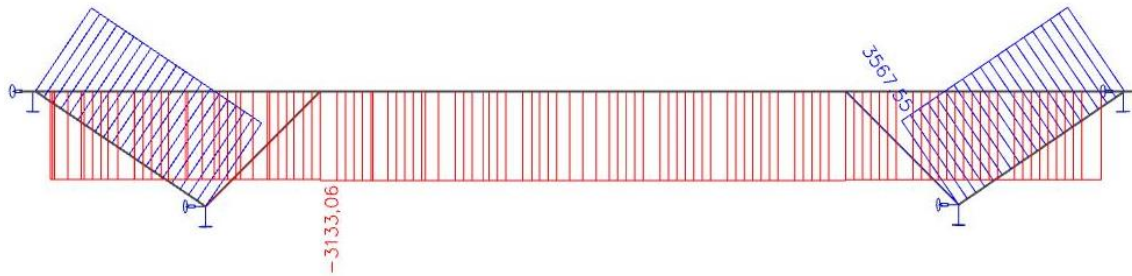
Obr. 153 Normálové síly [kN]

#### 4.5.2.7 ZS7: Zatížení teplotou

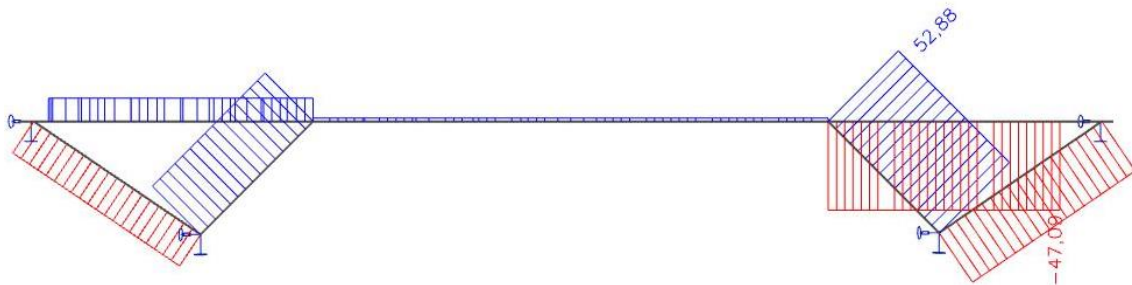
##### Oteplení konstrukce rovnoměrnou teplotou +32,0 °C



Obr. 154 Deformovaná konstrukce

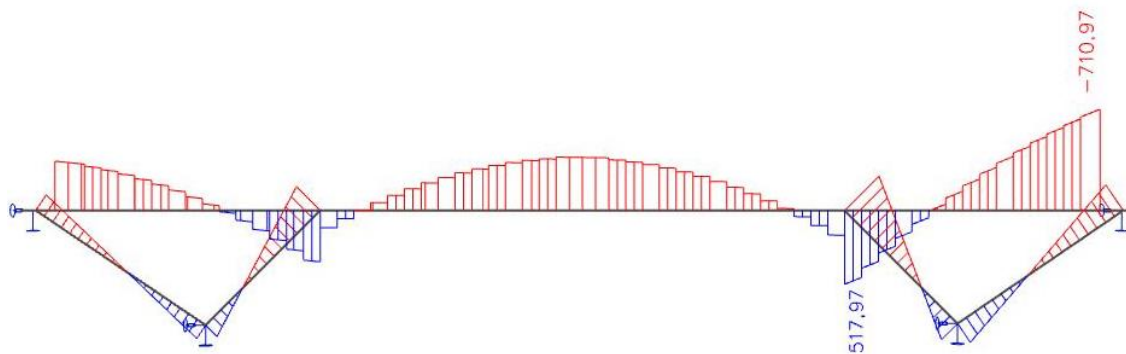


Obr. 155 Normálové síly [kN]



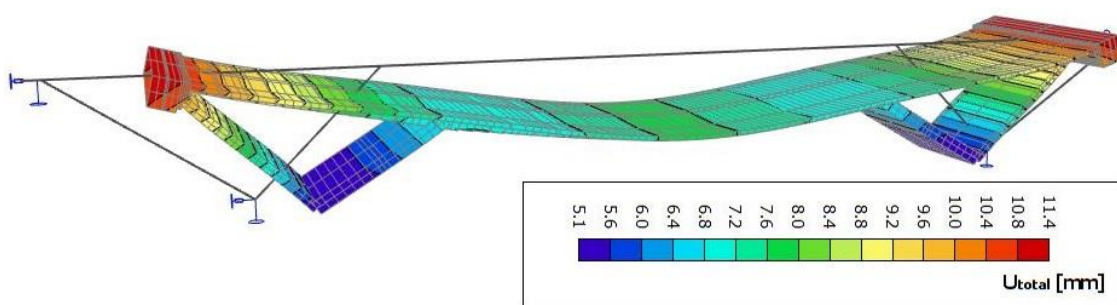
Obr. 156 Posouvající síly [kN]



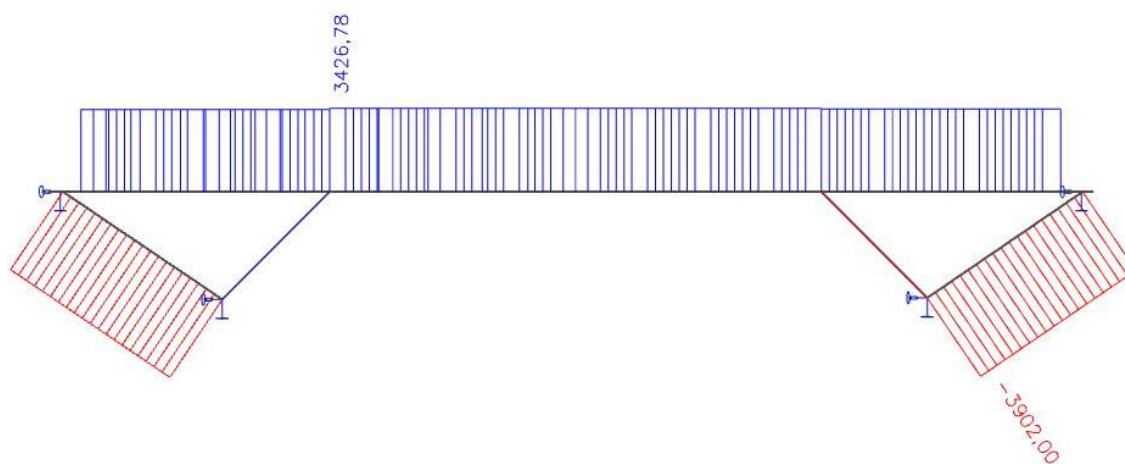


Obr. 157 Ohybové momenty [kNm]

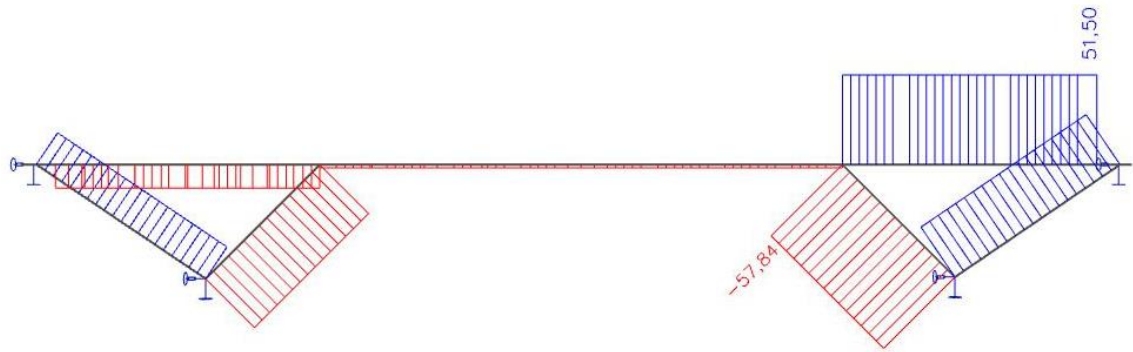
**Ochlazení konstrukce rovnoměrnou teplotou -35,0 °C**



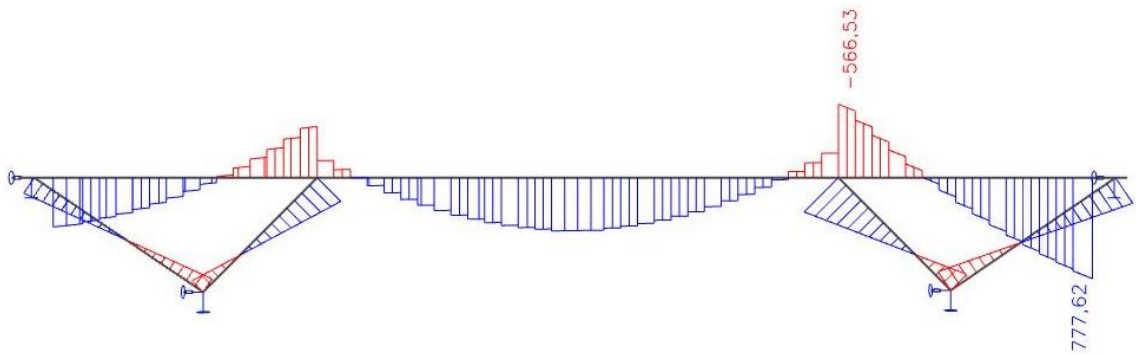
Obr. 158 Deformovaná konstrukce



Obr. 159 Normálové síly [kN]

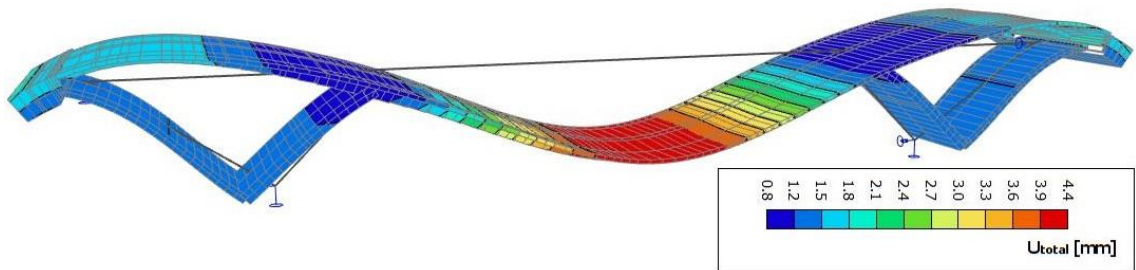


Obr. 160 Posouvající síly [kN]

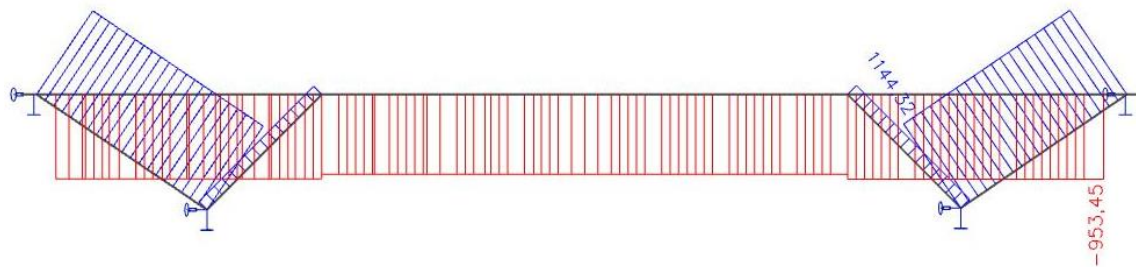


Obr. 161 Ohybové momenty [kNm]

**Oteplení příčle nerovnoměrnou teplotou +10,0 °C**

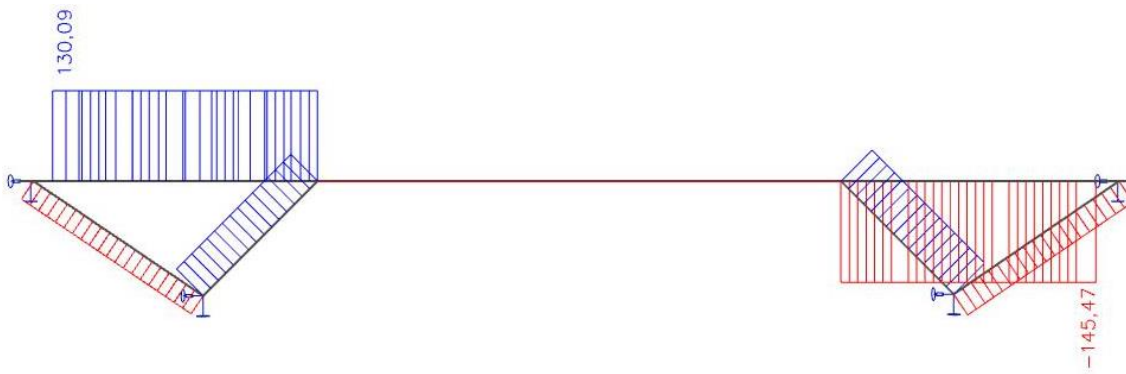


Obr. 162 Deformovaná konstrukce

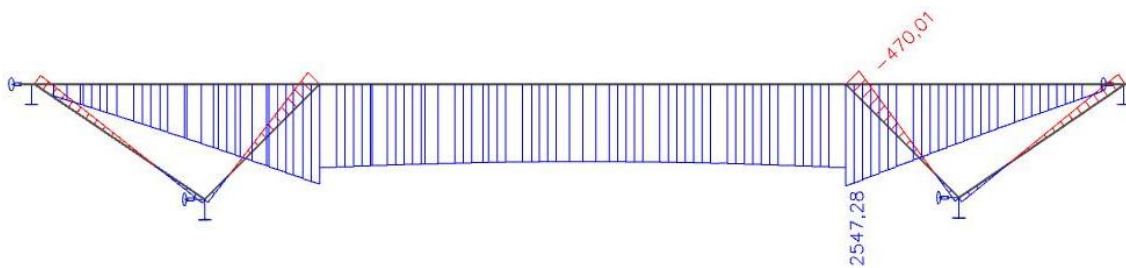


Obr. 163 Normálové síly [kN]



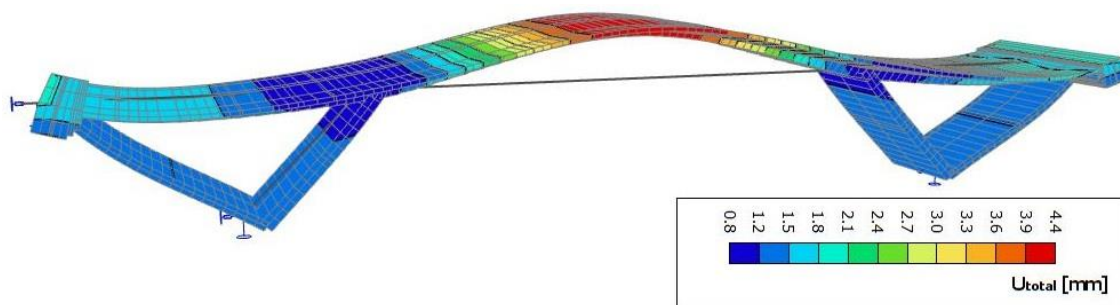


Obr. 164 Posouvající síly [kN]

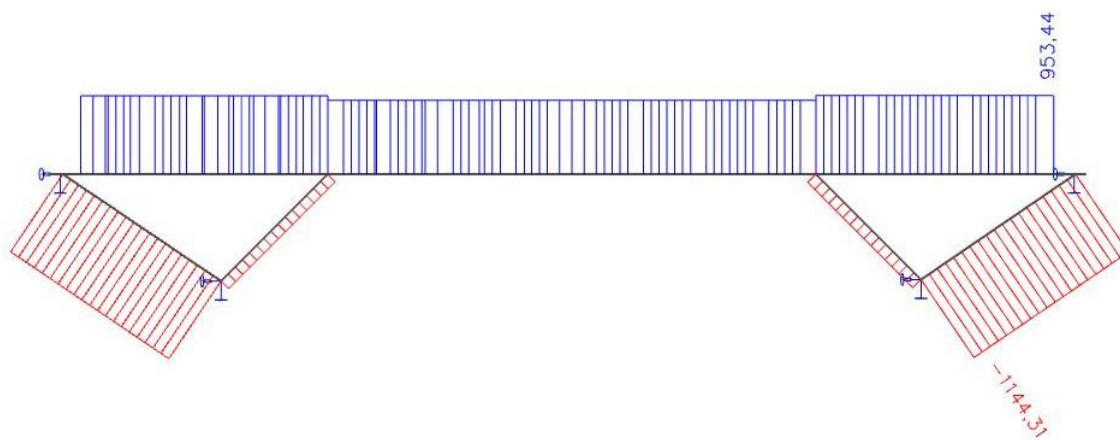


Obr. 165 Ohybové momenty [kNm]

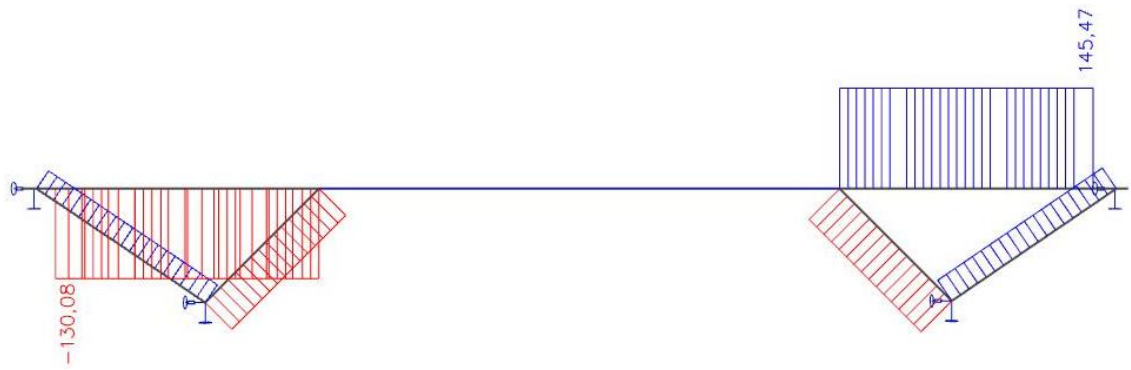
**Ochlazení přičle nerovnoměrnou teplotou -10,0 °C**



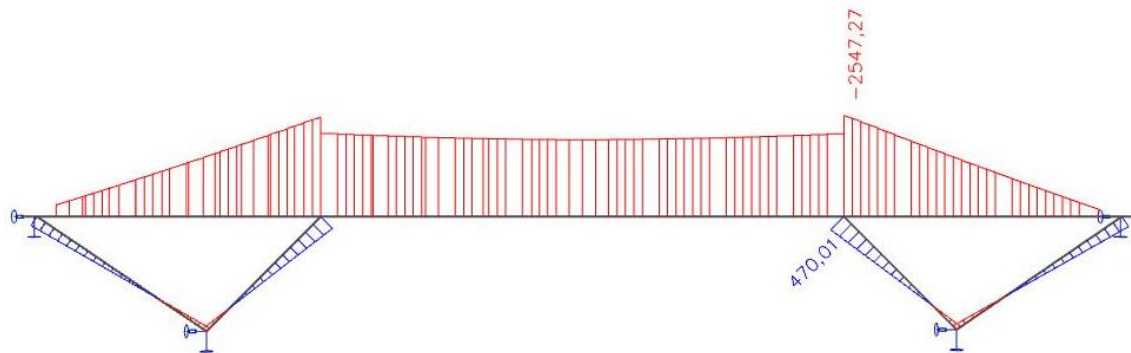
Obr. 166 Deformovaná konstrukce



Obr. 167 Normálové síly [kN]



Obr. 168 Posouvající síly [kN]



Obr. 169 Ohybové momenty [kNm]

#### 4.5.2.8 ZS8: Zatížení chodníků

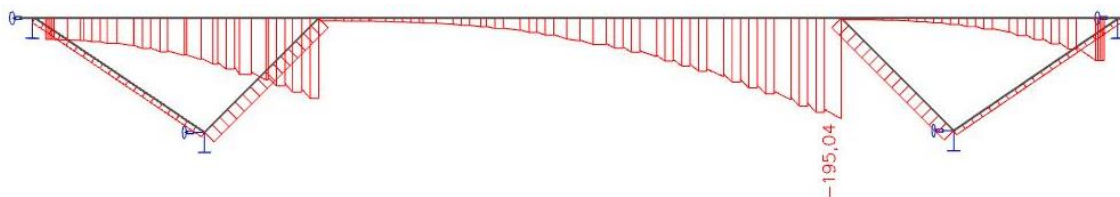
Deformovaná konstrukce i průběhy vnitřních sil jsou podobné zatěžovacímu stavu 4, proto vykresluji pouze obálku vnitřních sil, kde využívám funkci pohyblivého zatížení ve SCIE engineer.



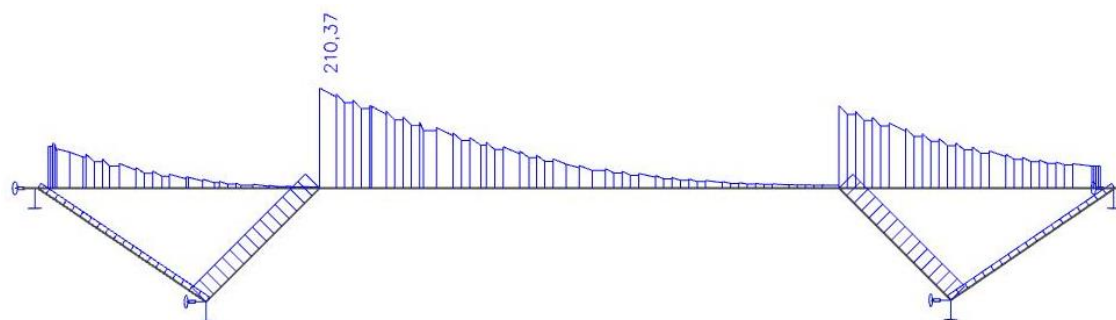
Obr. 170 Normálové síly [kN]



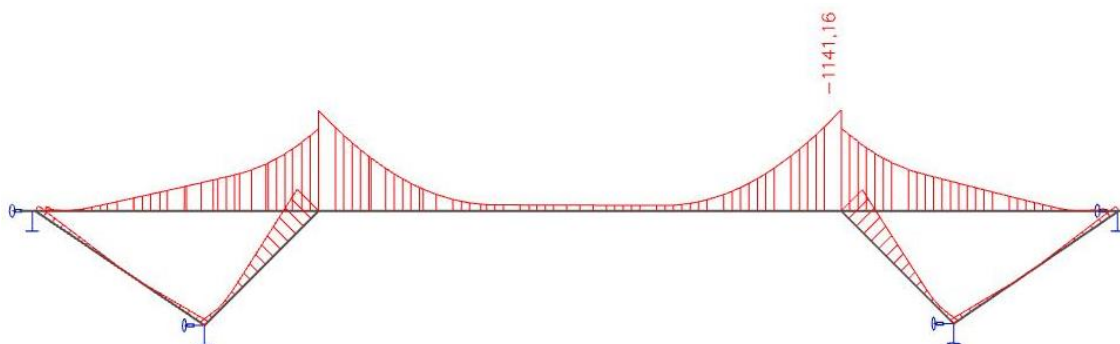
Obr. 171 Normálové síly [kN]



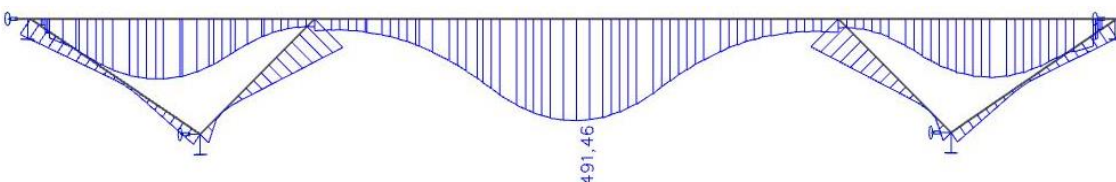
Obr. 172 Posouvající síly [kN]



Obr. 173 Posouvající síly [kN]



Obr. 174 Ohybové momenty [kNm]



Obr. 175 Ohybové momenty [kNm]

#### 4.5.2.9 ZS9: Staveništní zatížení

Deformovaná konstrukce i průběhy vnitřních sil jsou podobné zatěžovacímu stavu 4 a 8. Opět je zde využita funkce pohyblivého zatížení ve SCIE engineer.

## 4.5.3 Přehled ohybových momentů a normálových sil

Zatížení	$M_{0,k}$ [kNm]		$M_{1,k}$ [kNm]		$M_{2,k}$ [kNm]		$M_{3,k}$ [kNm]		$M_{4,k}$ [kNm]		$M_{5,k}$ [kNm]		$M_{6,k}$ [kNm]		
	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	
$g_0$	2 042,27		1 427,07		-16 933,22		6 226,57		-16 889,66		1 643,63		2 622,66		
$(g-g_0)_m$	436,40		292,93		-5 596,96		2 216,08		-5 598,25		356,08		636,90		
$g=g_0+(g-g_0)_m$	2 478,67		1 720,00		-22 530,18		8 442,65		-22 487,91		1 999,71		3 259,56		
Poklesy	105,70	-105,70	581,91	-581,91	2 434,86	-2 434,86	17,96	-17,96	2 483,43	-2 483,43	535,24	-535,24	162,22	-162,22	
LM1	TS	942,74	-337,55	3 437,96	-1 255,76	516,32	-5 400,03	4 160,81	-295,25	574,55	-5 511,68	3 447,01	-1 154,56	944,57	-255,73
	UDL	413,03	-40,44	1 290,94	-1 030,18	253,80	-5 023,32	2 182,09	-285,79	286,81	-5 066,77	1 263,06	-941,76	584,21	-36,22
	$\Sigma$	1 355,77	-377,99	4 728,90	-2 285,94	770,12	-10 423,35	6 342,90	-581,04	861,36	-10 578,45	4 710,07	-2 096,32	1 528,78	-291,95
Zatížení chodníků	93,03	-9,11	290,75	-232,02	57,16	-1 131,38	491,46	-64,37	64,60	-1 141,16	284,47	-212,11	131,58	-8,16	
Teplotní účinky	379,25	-346,75	1 208,94	-1 208,93	2 089,57	-2 089,56	1 937,39	-1 937,39	1 910,09	-1 910,08	1 107,63	-1 107,63	777,62	-710,91	

Tab. 12 Hodnoty ohybových momentů na příčli

Zatížení	$N_{0,k}$ [kN]		$N_{1,k}$ [kN]		$N_{2,k}$ [kN]		$N_{3,k}$ [kN]		$N_{4,k}$ [kN]		$N_{5,k}$ [kN]		$N_{6,k}$ [kN]		
	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	
$g_0$	5 485,36		5 485,36		-1 128,44		-1 128,44		-1 128,44		5 490,93		5 490,93		
$(g-g_0)_m$	1 608,37		1 608,37		-332,98		-332,98		-332,98		1 614,06		1 614,06		
$g=g_0+(g-g_0)_m$	7 093,73		7 093,73		-1 461,42		-1 461,42		-1 461,42		7 104,99		7 104,99		
Poklesy	369,79	-369,79	369,79	-369,79	38,17	-38,17	38,17	-38,17	38,17	-38,17	454,64	-454,64	454,64	-454,64	
LM1	TS	1 335,59	-192,58	1 335,59	-192,58	7,77	-171,47	7,77	-171,47	7,77	-171,47	1 361,58	-174,68	1 361,58	-174,68
	UDL	1 484,19	-110,47	1 484,19	-110,47	0,42	-284,91	0,42	-284,91	0,42	-284,91	1 480,76	-101,63	1 480,76	-101,63
	$\Sigma$	2 819,78	-303,05	2 819,78	-303,05	8,19	-456,38	8,19	-456,38	8,19	-456,38	2 842,34	-276,31	2 842,34	-276,31
Brzdná síla	268,65	-268,65	268,65	-268,65	260,71	-260,71	260,71	-260,71	260,71	-260,71	259,71	-259,71	259,71	-259,71	
Zatížení chodníků	334,32	-24,88	334,32	-24,88	0,09	-64,17	0,09	-64,17	0,09	-64,17	333,51	-22,89	333,51	-22,89	
Teplotní účinky	3 382,38	-3 092,46	3 382,38	-3 092,46	3 426,78	-3 133,06	3 426,78	-3 133,06	3 426,78	-3 133,06	3 398,37	-3 107,08	3 398,37	-3 107,08	

Tab. 13 Hodnoty normálových sil na příčli

Zatížení	Táhló (L)						Vzpěra (L)						
	$M_{top}$ [kNm]		$M_{bot}$ [kNm]		$N_{e,k}$ [kNm]		$M_{top}$ [kNm]		$M_{bot}$ [kNm]		$N_{e,k}$ [kNm]		
	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	
$g_0$	-208,27		-990,95		-6 955,65		-2 304,57		-990,95		-9 629,49		
$(g-g_0)_m$	114,73		-0,11		-1 952,34		-777,52		-0,11		-2 664,64		
$g=g_0+(g-g_0)_m$	-93,54		-991,06		-8 907,99		-3 082,09		-991,06		-12 294,13		
Poklesy	179,06	-179,06	154,29	-154,29	496,90	-496,90	867,09	-867,09	154,29	-154,29	470,73	-470,73	
LM1	TS	757,84	-372,24	321,74	-461,60	225,11	-1 581,18	1 483,03	-1 871,05	321,74	-461,60	122,00	-1 886,65
	UDL	400,14	-303,00	260,60	-260,20	129,55	-1 797,31	867,09	-1 528,65	129,55	-260,20	59,54	-2 335,77
	$\Sigma$	1 157,98	-675,24	582,34	-721,80	354,66	-3 378,49	2 350,12	-3 399,70	451,29	-721,80	181,54	-4 222,42
Zatížení chodníků	90,12	-68,24	58,69	-58,60	29,18	-404,80	194,46	-344,29	58,69	-58,60	13,41	-526,08	
Teplotní účinky	269,24	-269,24	112,10	-122,61	3 528,27	-3 589,05	416,51	-416,51	112,10	-122,61	129,67	-129,67	

Tab. 14 Hodnoty vnitřních sil na levém táhlu a levé vzpěře

Zatížení	Táhló (P)						Vzpěra (P)						
	$M_{top}$ [kNm]		$M_{bot}$ [kNm]		$N_{e,k}$ [kN]		$M_{top}$ [kNm]		$M_{bot}$ [kNm]		$N_{e,k}$ [kN]		
	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	
$g_0$	-138,90		-972,79		-6 980,94		-2 253,32		-972,79		-9 632,74		
$(g-g_0)_m$	127,60		-6,64		-1 966,14		-765,92		-6,64		-2 673,40		
$g=g_0+(g-g_0)_m$	-11,30		-979,43		-8 947,08		-3 019,24		-979,43		-12 306,14		
Poklesy	160,28	-160,28	143,31	-143,31	602,57	-602,57	843,67	-843,67	143,31	-143,31	484,82	-484,82	
LM1	TS	723,68	-337,14	303,36	-446,82	205,26	-1 621,36	1 462,87	-1 829,72	303,36	-446,82	138,24	-1 923,15
	UDL	379,84	-270,32	243,54	-249,49	119,68	-1 799,70	841,92	-1 495,78	243,54	-249,49	69,47	-2 353,82
	$\Sigma$	1 103,52	-607,46	546,90	-696,31	324,94	-3 421,06	2 304,79	-3 325,50	546,90	-696,31	207,71	-4 276,97
Zatížení chodníků	85,55	-60,88	54,86	-56,19	26,96	-405,34	189,62	-336,89	54,86	-56,19	15,65	-530,14	
Teplotní účinky	303,22	-303,22	159,56	-174,52	3 567,55	-3 902,00	470,01	-470,01	159,56	-174,52	142,37	-142,37	

Tab. 15 Hodnoty vnitřních sil na pravém táhlu a pravé vzpěře

## 4.6 Oprava vlastností podpory a změna vnitřních sil

Po vykreslení vnitřních sil, sestavení kombinací a posouzení železobetonu jsem chtěl ověřit, zda mnou navržené založení konstrukce vyhoví. Avšak na konci mostu začala působit tahová síla. Tato tahová síla několikanásobně přesahovala hmotnost pilot i koncového příčnicku. Měla velkou hodnotu, protože podpory ve směru osy z byly špatně stanoveny jako tuhé.

Níže jsou zobrazeny svislé a vodorovné reakce. Reakce ještě před úpravou mezilehlé podpory jsou vykresleny na obrázcích 176 a 177. Na obrázcích 178 a 179 jsou vykresleny reakce po úpravě podpory v kapitole 4.4.3. V následující kapitole jsou vykresleny reakce po finální úpravě vlastností podpory.



Obr. 176 Svislé reakce  $R_z$  od ZS1 – varianta s pevným kloubem



Obr. 177 Vodorovné reakce  $R_x$  od ZS1 – varianta s pevným kloubem



Obr. 178 Svislé reakce  $R_z$  od ZS1 – varianta s upravenou tuhostí ve směru osy x



Obr. 179 Vodorovné reakce  $R_x$  od ZS1 – varianta s upravenou tuhostí ve směru osy x

Podpory mostu jsem charakterizoval pružně pouze ve směru osy x a ne ve směru osy z, a to jelikož mi to nedovoloval výpočetní program SCIA engineer. Nedovoloval mi to, protože jsem měl zadaný zatěžovací stav poklesem podpor. Zatěžovací stav poklesem podpor jsem tedy odstranil a upravil podpory i ve směru osy z.

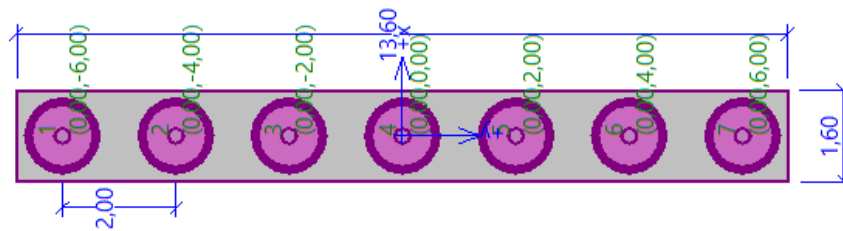
Výsledky z minulé kapitoly, kde jsou podpory pružné pouze ve směru osy x, ponechám pro porovnání s novými výsledky, kde jsou podpory pružné v obou směrech.

## 4.6.1 Oprava vlastností podpor

### 4.6.1.1 Podpora na konci mostu

Podporou na konci mostu jsem upravoval v kapitole 4.4.2.1, kde jsem oslaboval průřez piloty. Avšak kvůli přerozdělení sil, kde nyní na základ působí tahová síla, navrhuji nový základ.

Nově navržený základ se skládá ze sedmi pilot o průměru 1,2 m, které jsou 16 m dlouhé. Koncový příčník je 1,5 m vysoký, 2 m široký a 13,6 m dlouhý.



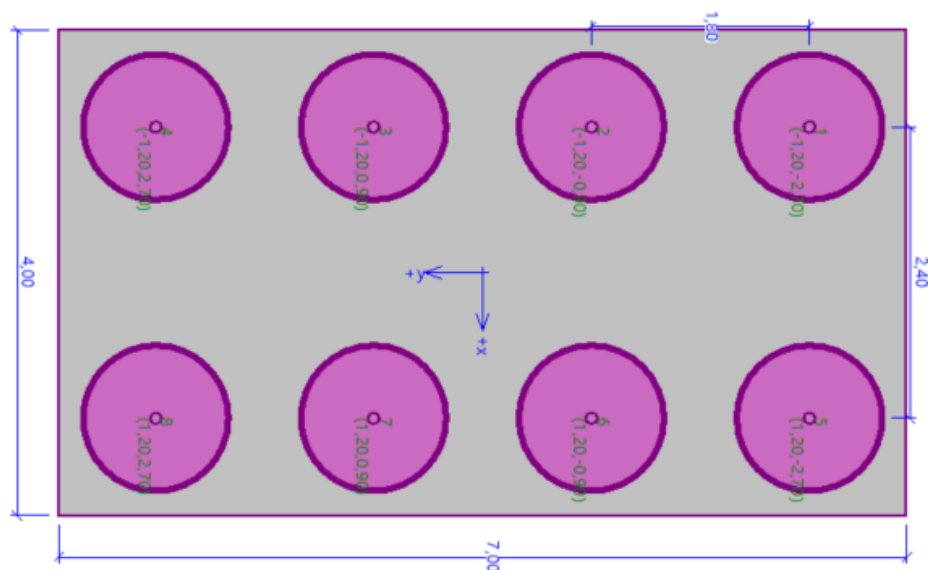
Obr. 180 Půdorysné schéma rozmístění pilot na konci mostu

Deformace ve směru osy x od síly 1 MN, která působí vodorovně ve směru osy x, je 5,53 mm, tuhost podpory do SCII engineer volím  $\frac{1}{0,00553} = 180,833 \text{ MN/m}$ . Deformace ve směru osy z od 1 MN, která působí svisle ve směru osy z, je 0,30 mm. Tuhost podpory ve směru osy z do SCII engineer volím  $\frac{1}{0,00030} = 2857,14 \text{ MN/m}$ .

### 4.6.1.2 Mezilehlá podpora

Základ u mezilehlé podpory jsem zvětšil z 6 na 8 pilot. Délku i průměr pilot ponechám stejně jako v kapitole 4.4.3, tzn. délka pilot je 15 m a průměr pilot 1,2 m. Počet pilot jsem zvýšil, protože v kapitole 4.4.3 nepočítám s vodorovnou reakcí, která se ale pravděpodobně vyskytne. Svislá reakce se po upravení také zvýší.





Obr. 181 Půdorysné schéma rozmístění pilot u mezilehlé podpory

Deformace ve směru osy x od síly 1 MN, která působí vodorovně ve směru osy x, je 1,27 mm. Tuhost podpory do SCII engineer volím  $\frac{1}{0,00127} = 787,40$  MN/m. Deformace ve směru osy z od 1 MN, která působí svise ve směru osy z, je 0,30 mm. Tuhost podpory ve směru osy z do SCII engineer volím  $\frac{1}{0,00030} = 3333,33$  MN/m.

#### 4.6.2 Oprava hodnot vnitřních sil

Po úpravě vlastností podpor se změnila hodnoty vnitřních sil i reakcí. Nezměnilo se však vykreslení vnitřních sil ani směry reakcí. Až na zatížení teplotou, kde již nevzniká největší moment u koncových příčníků, ale v polovině hlavního pole. Vykreslení sil tedy ponechám a opravím hodnoty v následujících tabulkách. Vypisuji hodnoty vnitřních sil pouze pro ohybové momenty a normálové síly.



Obr. 182 Svislé reakce Rz od ZS1 – varianta s finální úpravou podpor



Obr. 183 Vodorovné reakce Rx od ZS1 – varianta s finální úpravou podpor

Vodorovná reakce se ještě minimalizuje silou od předpětí. Pro představu účinků od předpětí konstrukce jsem ochladil příčli rovnoměrnou teplotou  $-15\text{ }^{\circ}\text{C}$ .



Obr. 184 Vodorovné reakce Rx od zatížení teplotou, která představuje účinky předpětí příčli

Zatížení	$M_{0,k}$ [kNm]		$M_{1,k}$ [kNm]		$M_{2,k}$ [kNm]		$M_{3,k}$ [kNm]		$M_{4,k}$ [kNm]		$M_{5,k}$ [kNm]		$M_{6,k}$ [kNm]		
	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	
$g_0$	1 826,32		1 433,68		-16 490,52		6 428,65		-16 333,75		1 557,17		2 190,80		
$(g-g_0)_m$	374,40		294,25		-5 472,07		2 273,58		-5 437,32		331,50		513,65		
$g=g_0+(g-g_0)_m$	2 200,72		1 727,93		-21 962,59		8 702,23		-21 771,07		1 888,67		2 704,45		
LM1	TS	946,79	-330,90	3 460,37	-1 231,63	416,75	-5 239,12	4 195,68	-289,54	473,39	-5 313,13	3 463,91	-1 148,81	955,81	-241,82
	UDL	369,95	-50,40	1 295,01	-1 033,20	209,96	-4 873,36	2 225,30	-279,75	237,38	-4 878,80	1 261,64	-961,18	487,19	-44,71
	$\Sigma$	1 316,74	-381,30	4 755,38	-2 264,83	626,71	-10 112,48	6 420,98	-569,29	710,77	-10 191,93	4 725,55	-2 109,99	1 443,00	-286,53
Zatížení chodníků	83,32	-11,35	291,67	-232,73	47,29	-1 097,60	501,19	-63,01	53,60	-1 098,83	284,15	-216,48	109,73	-10,07	
Teplotní účinky	697,65	-637,85	297,22	-271,74	217,70	-238,11	600,49	-549,00	211,79	-231,64	535,26	-489,38	1 085,66	-992,61	

Tab. 16 Hodnoty ohybových momentů na příčli

Zatížení	$N_{0,k}$ [kN]		$N_{1,k}$ [kN]		$N_{2,k}$ [kN]		$N_{3,k}$ [kN]		$N_{4,k}$ [kN]		$N_{5,k}$ [kN]		$N_{6,k}$ [kN]		
	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	
$g_0$	3 679,89		3 679,89		-2 920,56		-2 920,56		-2 920,56		3 662,65		3 662,65		
$(g-g_0)_m$	1 089,95		1 089,95		-847,90		-847,90		-847,90		1 088,50		1 088,50		
$g=g_0+(g-g_0)_m$	4 769,84		4 769,84		-3 768,46		-3 768,46		-3 768,46		4 751,15		4 751,15		
LM1	TS	1 069,29	-258,58	1 069,29	-258,58	81,14	-466,06	81,14	-466,06	81,14	-466,06	1 077,82	-239,99	1 077,82	-239,99
	UDL	1 111,90	-181,67	1 111,90	-181,67	12,34	-737,41	12,34	-737,41	12,34	-737,41	1 096,96	-167,81	1 096,96	-167,81
	$\Sigma$	2 181,19	-440,25	2 181,19	-440,25	93,48	-1 203,47	93,48	-1 203,47	93,48	-1 203,47	2 174,78	-407,80	2 174,78	-407,80
Zatížení chodníků	250,43	-40,92	250,43	-40,92	2,78	-166,08	2,78	-166,08	2,78	-166,08	247,06	-37,80	247,06	-37,80	
Teplotní účinky	4 986,73	-4 559,29	4 986,73	-4 559,29	5 036,92	-4 605,19	5 036,92	-4 605,19	5 036,92	-4 605,19	4 992,61	-4 564,67	4 992,61	-4 564,67	

Tab. 17 Hodnoty normálových sil na příčli

Nerovnoměrné sedání se neslučuje s pružnou podporou, tudíž zatížení od poklesu podpor dále neuvažují. Pro zjednodušení výpočtu v rámci bakalářské práce uvažují pouze s rovnoměrnou složkou teploty.

Z parametrické studie vyplynulo, že velmi záleží na stanovení podpor ve výpočetním schématu. Po vypracování této studie bych se přikláněl k lepšímu postupu, kdy bych si nejprve stanovil model konstrukce, zjednodušeně spočetl reakce a navrhl založení. Ze založení bych upravil tuhosti podpor a tento proces opakoval.

## 5 Analýza konstrukce

### 5.1 Kombinace

#### 5.1.1 Mezní stavy únosnosti

V bakalářské práci je použita **kombinace zatížení** pouze **pro trvalé a dočasné návrhové situace** podle [16]. A to ve tvaru rovnice 6.10 – v tomto tvaru vyjdou největší hodnoty vnitřních sil, ale může dojít k nevhodnému návrhu. Alternativně může být vyjádřena pro mezní stavy STR a GEO jako méně příznivá kombinace z dvou výrazů 6.10a a 6.10b, ale pro předběžné posouzení konstrukce tyto tvary v bakalářské práci vynechávám.

$\Sigma\gamma_{G,j}G_{k,j} + \gamma_{PP} + \gamma_{Q,1}Q_{k,1} + \Sigma\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}$  (výraz 6.10) podle [16]

$\Sigma\gamma_{G,j}G_{k,j} + \gamma_{PP} + \gamma_{Q,1}\psi_{0,1}Q_{k,1} + \Sigma\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}$  (výraz 6.10a) podle [16]

$\Sigma\xi_j\gamma_{G,j}G_{k,j} + \gamma_{PP} + \gamma_{Q,1}Q_{k,1} + \Sigma\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}$  (výraz 6.10) podle [16]

	Vozovka						Chodníky a cyklistické pruhy
Typ zatížení	Svislé síly				Vodorovné síly		Pouze svislé
Zatěžovací systém / sestavy zatížení	LM1	LM2	LM3	LM4	brzdné a rozjezdové síly	odstředivé síly a příčné síly	rovnoměrné zatížení
gr1a	char. hodnoty				1)	1)	kombinační hodnota 3kN/m <sup>2</sup>

Tab. 18 Stanovení sestav zatížení dopravou [16]

*„U vnitřních sil způsobených teplotními změnami a nerovnoměrnými poklesy podpěr by bylo možno (především na mezi únosnosti) jejich hodnoty redukovat v důsledku rozvoje trhlin a s tím související pokles tuhosti konstrukce. V případě nerovnoměrných poklesů by bylo možno hodnoty vnitřních sil redukovat i v důsledku relaxace napětí v betonu.“* [16, s. 82] Žádnou z těchto redukcí pro zjednodušení ve své práci neuvažuji.

Zatížení	Nepříznivé účinky	Příznivé účinky
Stálé zatížení	$\gamma_{G,sup} = 1,35$	$\gamma_{G,inf} = 1,00$
Předpětí:		
- MSÚ příznivé účinky (hodnota může být použita i pro posouzení únavy)	-	$\gamma_{P,fav} = 1,30$
- MSÚ stability tvaru s vnějším předpětím	$\gamma_{P,unfav} = 1,30$	-
- lokální účinky (kotevní oblasti deviátory)	$\gamma_{P,unfav} = 1,20$	-
Nerovnoměrné poklesy:		
- pružná lineární analýza	$\gamma_{G,set} = 1,35$	$\gamma_{G,set} = 0,00$
- nelineární analýza	$\gamma_{G,set} = 1,35$	$\gamma_{G,set} = 0,00$
Zatížení dopravou - mosty pozemních komunikací, chodci a cyklisti	$\gamma_Q = 1,35$	$\gamma_Q = 0,00$
Ostatní zatížení dopravou a další proměnná zatížení	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 0,00$
Redukční součinitel $\xi$	$\xi = 0,85$	

Tab. 19 Dílčí součinitele a redukční součinitel [16]

Zatížení	Značka	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$	$\Psi_{1,infq.}$	
Zatížení dopravou	gr1a (LM1)	TS	0,75	0,75	0,00	0,80
		UDL	0,40	0,40	0,00	0,80
		zat.chodci+cyklisty	0,40	0,40	0,00	0,80
	gr1b (jednotlivá náprava)	0,00	0,75	0,00	0,80	
	gr2 (vodorovné síly)	0,00	0,00	0,00	1,00	
	gr3 (zatížení chodci)	0,00	0,40	0,00	0,80	
	gr4 (LM4 - zatížení davem lidí)	0,00	-	0,00	0,80	
	gr5 (LM3 - zvláštní vozidla)	0,00	-	0,00	1,00	
Zatížení větrem	$F_{wk}$ : - trvalé návrhové situace		0,60	0,20	0,00	0,60
	- provádění		0,80	-	0,00	-
	$F_w^*$		1,00	-	-	-
Zatížení teplotou	$T_k$	0,60	0,60	0,50	0,80	
Zatížení sněhem	$Q_{Sn,k}$ (během provádění)	0,80	-	-	1,00	
Staveništní zatížení	$Q_c$	1,00	-	1,00	1,00	

Tab. 20 Hodnoty součinitelů  $\psi$  pro mosty pozemních komunikací [16]

### 5.1.1.1 Kombinace pro dokončenou konstrukci (bez předpětí)

#### Hlavní proměnné zatížení $Q_{k1}$ – sestava zatížení gr1a

Ohybový moment  $M_{0,max,d}$  (dle vztahu 6.10)

$$\Sigma\gamma_{G,j}G_{k,j} + \gamma_{PP} + \gamma_{Q,1}Q_{k,1} + \Sigma\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i} = 1,35 \cdot 2200,72^{(3)} + 1,35 \cdot (1316,74 + 83,32/5,00 \cdot 3,00) + 1,50 \cdot 0,6 \cdot 697,65 = 5443,94 \text{ kNm} = \mathbf{5,44 \text{ MNm}}$$

Ohybový moment  $M_{0,min,d}$  (dle vztahu 6.10)

$$\Sigma\gamma_{G,j}G_{k,j} + \gamma_{PP} + \gamma_{Q,1}Q_{k,1} + \Sigma\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i} = 1,00 \cdot 2200,72^{(4)} - 1,35 \cdot (381,30 + 11,35/5,00 \cdot 3,00^{(5)}) - 1,50 \cdot 0,6 \cdot 637,85 = 1102,71 \text{ kNm} = \mathbf{1,10 \text{ MNm}}$$

Ohybový moment  $M_{1,max,d}$  (dle vztahu 6.10)

$$\Sigma\gamma_{G,j}G_{k,j} + \gamma_{PP} + \gamma_{Q,1}Q_{k,1} + \Sigma\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i} = 1,35 \cdot 1727,93 + 1,35 \cdot (4755,38 + 291,67/5,00 \cdot 3,00) + 1,50 \cdot 0,6 \cdot 297,22 = 9256,22 \text{ kNm} = \mathbf{9,26 \text{ MNm}}$$

Ohybový moment  $M_{1,min,d}$  (dle vztahu 6.10)

$$\Sigma\gamma_{G,j}G_{k,j} + \gamma_{PP} + \gamma_{Q,1}Q_{k,1} + \Sigma\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i} = 1,00 \cdot 1727,93 - 1,35 \cdot (2264,83 + 232,73/5,00 \cdot 3,00) - 1,50 \cdot 0,6 \cdot 271,74 = -1762,67 \text{ kNm} = \mathbf{-1,76 \text{ MNm}}$$

Ohybový moment  $M_{2,max,d}$  (dle vztahu 6.10)

$$\Sigma\gamma_{G,j}G_{k,j} + \gamma_{PP} + \gamma_{Q,1}Q_{k,1} + \Sigma\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i} = -1,00 \cdot 21962,59 + 1,35 \cdot (626,71 + 47,29/5,00 \cdot 3,00) + 1,50 \cdot 0,6 \cdot 217,70 = -20882,30 \text{ kNm} = \mathbf{-20,88 \text{ MNm}}$$

Ohybový moment  $M_{2,min,d}$  (dle vztahu 6.10)

$$\Sigma\gamma_{G,j}G_{k,j} + \gamma_{PP} + \gamma_{Q,1}Q_{k,1} + \Sigma\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i} = -1,35 \cdot 21962,59 - 1,35 \cdot (10112,48 + 1097,60/5,00 \cdot 3,00) - 1,5 \cdot 0,6 \cdot 238,11 = -44404,7 \text{ kNm} = \mathbf{-44,4 \text{ MNm}}$$

Ohybový moment  $M_{3,max,d}$  (dle vztahu 6.10)

$$\Sigma\gamma_{G,j}G_{k,j} + \gamma_{PP} + \gamma_{Q,1}Q_{k,1} + \Sigma\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i} = 1,35 \cdot 8702,23 + 1,35 \cdot (6420,98 + 501,19/5,00 \cdot 3,00) + 1,50 \cdot 0,6 \cdot 600,49 = 21362,74 \text{ kNm} = \mathbf{21,36 \text{ MNm}}$$

Ohybový moment  $M_{3,min,d}$  (dle vztahu 6.10)

$$\Sigma\gamma_{G,j}G_{k,j} + \gamma_{PP} + \gamma_{Q,1}Q_{k,1} + \Sigma\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i} = 1,00 \cdot 8702,23 - 1,35 \cdot (569,29 + 63,01/5,00 \cdot 3,00) - 1,50 \cdot 0,6 \cdot 489,38 = 7442,21 \text{ kNm} = \mathbf{7,44 \text{ MNm}}$$

Ohybový moment  $M_{4,max,d}$  (dle vztahu 6.10)

$$\Sigma\gamma_{G,j}G_{k,j} + \gamma_{PP} + \gamma_{Q,1}Q_{k,1} + \Sigma\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i} = -1,00 \cdot 21771,07 + 1,35 \cdot (710,77 + 53,60/5,00 \cdot 3,00) + 1,50 \cdot 0,6 \cdot 211,79 = -20577,50 \text{ kNm} = \mathbf{-20,58 \text{ MNm}}$$

<sup>3</sup> detailnějším výpočtem by místo střední hodnoty ostatního stálého zatížení byla vzata hodnota dolní

<sup>4</sup> detailnějším výpočtem by místo střední hodnoty ostatního stálého zatížení byla vzata hodnota horní

<sup>5</sup> přepočítaná hodnota ohybových momentů z účinků charakteristické hodnoty zatížení 5,00 kN/m<sup>2</sup>

Ohybový moment  $M_{4,min,d}$  (dle vztahu 6.10)

$$\Sigma\gamma_{G,j}G_{k,j} "+" \gamma_{PP} "+" \gamma_{Q,1}Q_{k,1} "+" \Sigma\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i} = -1,35 \cdot 21771,07 - 1,35 \cdot (10191,93 + 1098,83/5,00 \cdot 3,00) - 1,5 \cdot 0,6 \cdot 231,64 = -44248,58 \text{ kNm} = \mathbf{-44,25 MNm}$$

Ohybový moment  $M_{5,max,d}$  (dle vztahu 6.10)

$$\Sigma\gamma_{G,j}G_{k,j} "+" \gamma_{PP} "+" \gamma_{Q,1}Q_{k,1} "+" \Sigma\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i} = 1,35 \cdot 1888,67 + 1,35 \cdot (4725,55 + 284,15/5,00 \cdot 3,00) + 1,50 \cdot 0,6 \cdot 535,26 = 9641,09 \text{ kNm} = \mathbf{9,64 MNm}$$

Ohybový moment  $M_{5,min,d}$  (dle vztahu 6.10)

$$\Sigma\gamma_{G,j}G_{k,j} "+" \gamma_{PP} "+" \gamma_{Q,1}Q_{k,1} "+" \Sigma\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i} = 1,00 \cdot 1888,67 - 1,35 \cdot (2109,99 + 216,48/5,00 \cdot 3,00) - 1,50 \cdot 489,38 = -1575,61 \text{ kNm} = \mathbf{-1,58 MNm}$$

Ohybový moment  $M_{6,max,d}$  (dle vztahu 6.10)

$$\Sigma\gamma_{G,j}G_{k,j} "+" \gamma_{PP} "+" \gamma_{Q,1}Q_{k,1} "+" \Sigma\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i} = 1,35 \cdot 2704,45 + 1,35 \cdot (1443,00 + 109,73/5,00 \cdot 3,00) + 1,50 \cdot 1085,66 = 6665,03 \text{ kNm} = \mathbf{6,67 MNm}$$

Ohybový moment  $M_{6,min,d}$  (dle vztahu 6.10)

$$\Sigma\gamma_{G,j}G_{k,j} "+" \gamma_{PP} "+" \gamma_{Q,1}Q_{k,1} "+" \Sigma\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i} = 1,00 \cdot 2704,45 - 1,35 \cdot (286,53 + 10,07/5,00 \cdot 3,00) - 1,50 \cdot 0,6 \cdot 992,6 = 1416,13 \text{ kNm} = \mathbf{1,42 MNm}$$

**Hlavní proměnné zatížení  $Q_{k1}$  – teplotní změny (vedlejší sestava gr1a)**

Ohybový moment  $M_{3,max,d}$  (dle vztahu 6.10)

$$\Sigma\gamma_{G,j}G_{k,j} "+" \gamma_{PP} "+" \gamma_{Q,1}Q_{k,1} "+" \Sigma\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i} = 1,35 \cdot 8702,23 + 1,50 \cdot 600,49 + 1,35 \cdot (0,75 \cdot 4195,68 + 0,4 \cdot 2225,30 + 0,4 \cdot 501,19/5,00 \cdot 3,00) = 18260,92 \text{ kNm} = \mathbf{18,3 MNm}$$

Ohybový moment  $M_{3,min,d}$  (dle vztahu 6.10)

$$\Sigma\gamma_{G,j}G_{k,j} "+" \gamma_{PP} "+" \gamma_{Q,1}Q_{k,1} "+" \Sigma\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i} = 1,00 \cdot 8702,23 - 1,50 \cdot 549,00 - 1,35 \cdot (0,75 \cdot 549,00 + 0,4 \cdot 279,75 + 0,4 \cdot 63,01/5,00 \cdot 3,00) = 7414,09 \text{ kNm} = \mathbf{7,41 MNm}$$

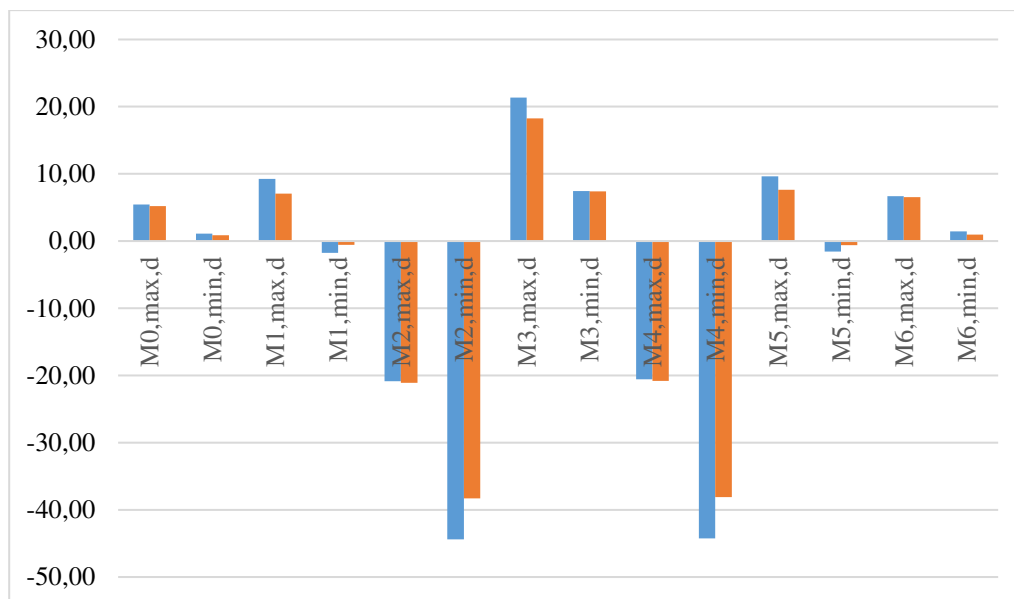
Ostatní ohybové momenty jsem spočítal stejným postupem, pro přehled je uvádím v následující tabulce.

Hlavní zatížení	$M_{0,max,d}$ [MNm]	$M_{0,min,d}$ [MNm]	$M_{1,max,d}$ [MNm]	$M_{1,min,d}$ [MNm]	$M_{2,max,d}$ [MNm]	$M_{2,min,d}$ [MNm]	$M_{3,max,d}$ [MNm]	$M_{3,min,d}$ [MNm]	$M_{4,max,d}$ [MNm]	$M_{4,min,d}$ [MNm]	$M_{5,max,d}$ [MNm]	$M_{5,min,d}$ [MNm]	$M_{6,max,d}$ [MNm]	$M_{6,min,d}$ [MNm]
gr1a	5,44	1,10	9,26	-1,76	-20,88	-44,40	21,36	7,44	-20,58	-44,25	9,64	-1,58	6,67	1,42
teplota	5,20	0,88	7,08	-0,56	-21,09	-38,30	18,26	7,41	-20,83	-38,11	7,63	-0,60	6,55	0,94

Tab. 21 Ohybové momenty na příčli dle vztahu 6.10

Největší záporné ohybové momenty vycházejí nad vzpěrou, kde je největší výška průřezu příčle. Největší kladné ohybové momenty vycházejí v polovině hlavního pole. Rozhodující kombinace je vždy sestava gr1a.





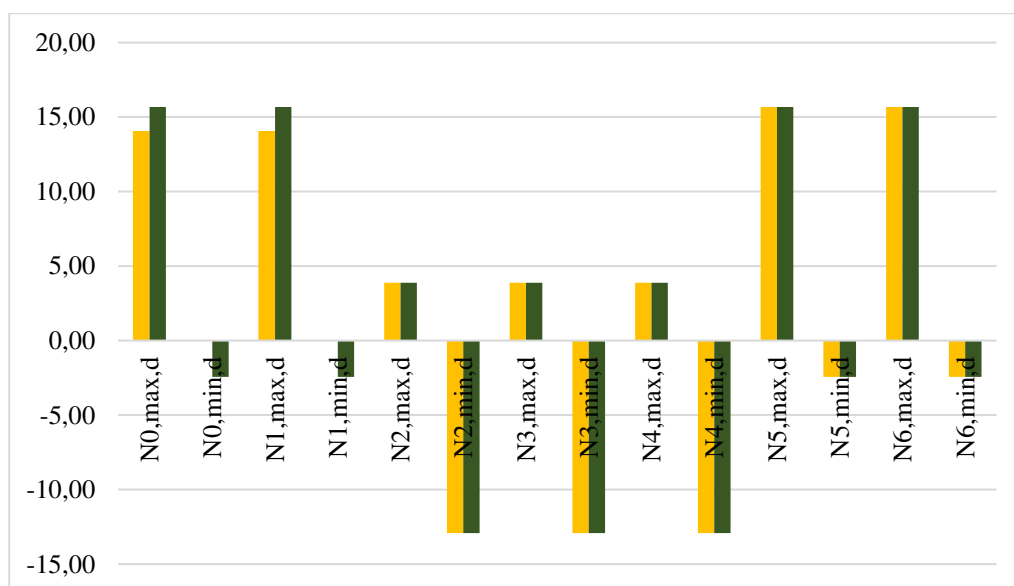
Graf 1 Ohybové momenty na příčli

Obdobně jsem provedl kombinace i pro normálové síly na příčli. Výpočet je stejný, tudíž vkládám pouze výsledné hodnoty.

Hlavní zatížení	$N_{0,max,d}$ [MN]	$N_{0,min,d}$ [MN]	$N_{1,max,d}$ [MN]	$N_{1,min,d}$ [MN]	$N_{2,max,d}$ [MN]	$N_{2,min,d}$ [MN]	$N_{3,max,d}$ [MN]	$N_{3,min,d}$ [MN]	$N_{4,max,d}$ [MN]	$N_{4,min,d}$ [MN]	$N_{5,max,d}$ [MN]	$N_{5,min,d}$ [MN]	$N_{6,max,d}$ [MN]	$N_{6,min,d}$ [MN]
gr1a	14,07	0,04	14,07	0,04	0,89	-10,99	0,89	-10,99	0,89	-10,99	14,04	0,06	14,04	0,06
teplota	15,68	-2,43	15,68	-2,43	3,88	-12,92	3,88	-12,92	3,88	-12,92	15,67	-2,44	15,67	-2,44

Tab. 22 Normálové síly na příčli dle vztahu 6.10

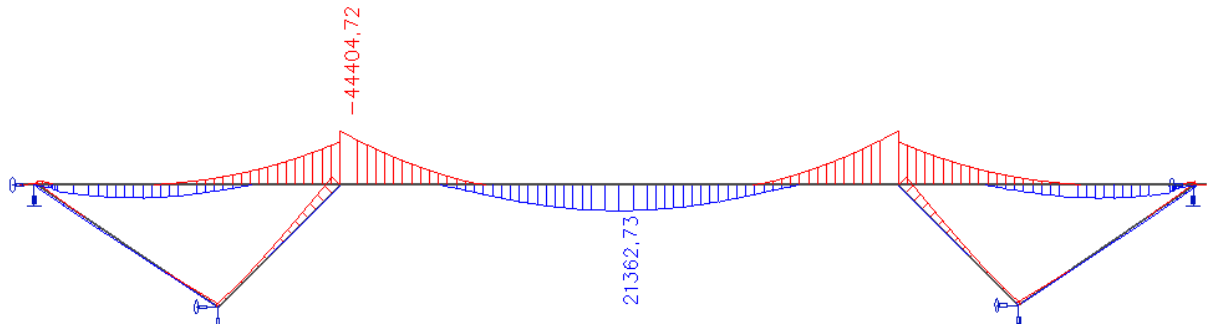
Největší normálové síly vznikají na krajních polích, jelikož i normálové síly od vlastní tíhy jsou kladné. Rozhodující kombinace již není pouze sestava gr1a, jak tomu bylo v případě ohybových momentů, ale i sestava zatížení teplotou.



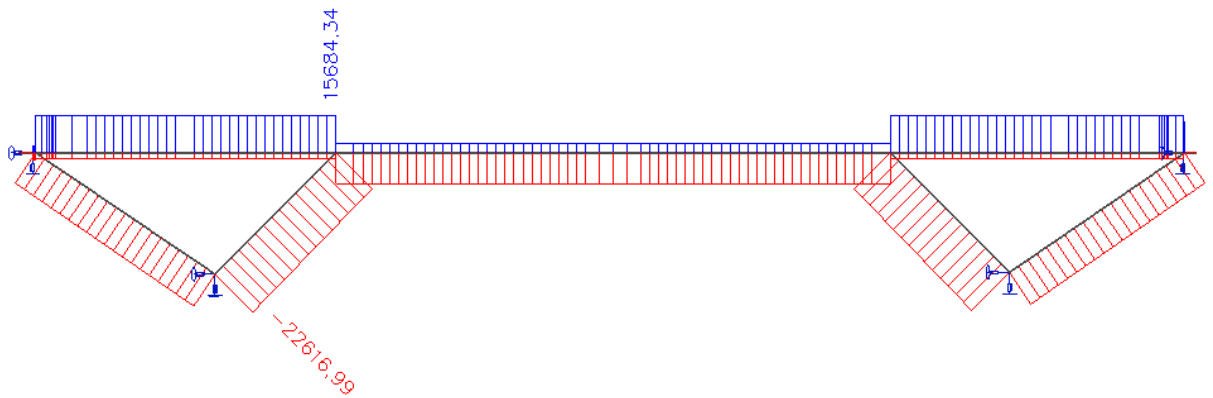
Graf 2 Normálové síly na příčli

### 5.1.1.2 Kombinace v programu SCIA engineer

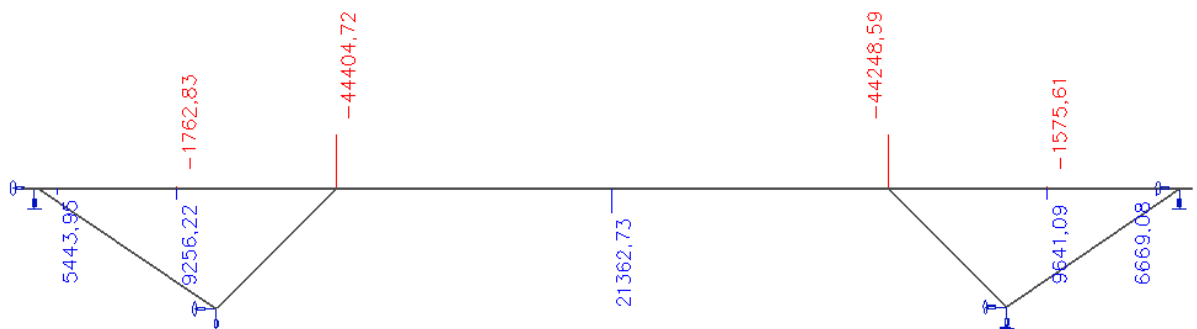
Kombinace jsem sestavil i v programu SCIA engineer. Hodnoty vnitřních sil jsou stejné jako kombinace sestaveny ručně.



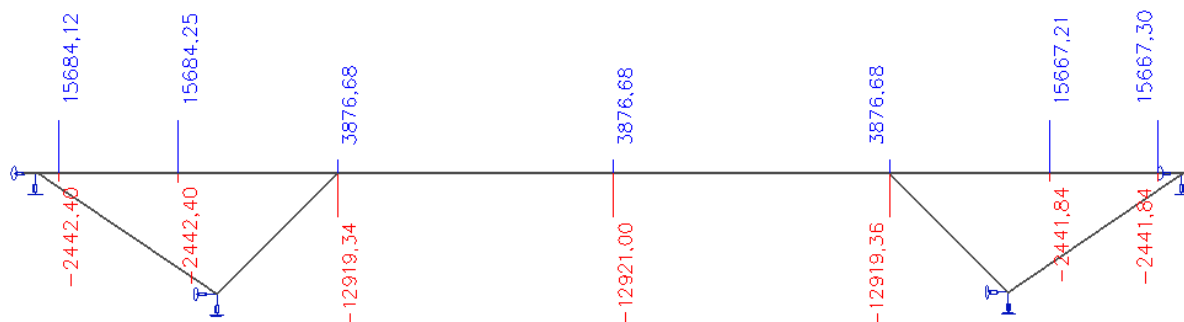
Obr. 185 Obálka ohybových momentů podle vztahu 6.10



Obr. 186 Obálka normálových sil podle vztahu 6.10



Obr. 187 Maximální hodnoty ohybových momentů v jednotlivých řezech podle vztahu 6.10



Obr. 188 Maximální hodnoty normálových sil v jednotlivých řezech podle vztahu 6.10

## 5.1.2 Mezní stavy použitelnosti

Pro mezní stav použitelnosti používáme celkem čtyři kombinace zatížení. Podle [16] jsou tyto kombinace charakterizovány takto:

- Charakteristická kombinace zatížení – pro nevratné mezní stavy
  - $\Sigma G_{k,j} "+" P "+" Q_{k,1} "+" \Sigma \psi_{0,i} Q_{k,i}$  podle [16]
- Častá kombinace zatížení – pro vratné mezní stavy
  - $\Sigma G_{k,j} "+" P "+" \psi_{1,1} Q_{k,1} "+" \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$  podle [16]
- Kvazistálá kombinace zatížení – dlouhodobé účinky a vzhled konstrukce
  - $\Sigma G_{k,j} "+" P "+" \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$  podle [16]
- Občasná kombinace zatížení – pouze pro mosty pozemních komunikací
  - $\Sigma G_{k,j} "+" P "+" \psi_{1,inf} Q_{k,1} "+" \Sigma \psi_{1,i} Q_{k,i}$  podle [16]

Kombinace jsem sestavil v programu SCIA engineer, pro kontrolu jsem sestavil kvazistálou kombinaci ručně.

Ohybový moment  $M_{2,min}$  (kvazistálá kombinace)

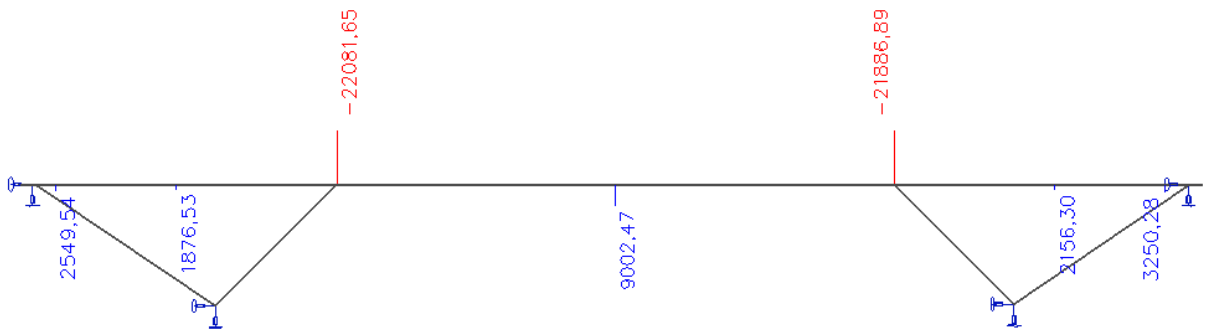
$$\Sigma G_{k,j} "+" P "+" \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} = -21962,59 - 0,00 \cdot (10112,48 + 1097,60/5,00 \cdot 3,00) - 0,5 \cdot 238,11 = -22081,6 \text{ kNm} = \mathbf{-22,08 \text{ MNm}}$$

Komb.	$M_{0,max}$ [MNm]	$M_{0,min}$ [MNm]	$M_{1,max}$ [MNm]	$M_{1,min}$ [MNm]	$M_{2,max}$ [MNm]	$M_{2,min}$ [MNm]	$M_{3,max}$ [MNm]	$M_{3,min}$ [MNm]	$M_{4,max}$ [MNm]	$M_{4,min}$ [MNm]	$M_{5,max}$ [MNm]	$M_{5,min}$ [MNm]	$M_{6,max}$ [MNm]	$M_{6,min}$ [MNm]
Kvazistálá	2,55	1,88	1,88	1,59	-21,85	-22,08	9,00	8,43	-21,67	-21,89	2,16	1,64	3,25	2,21

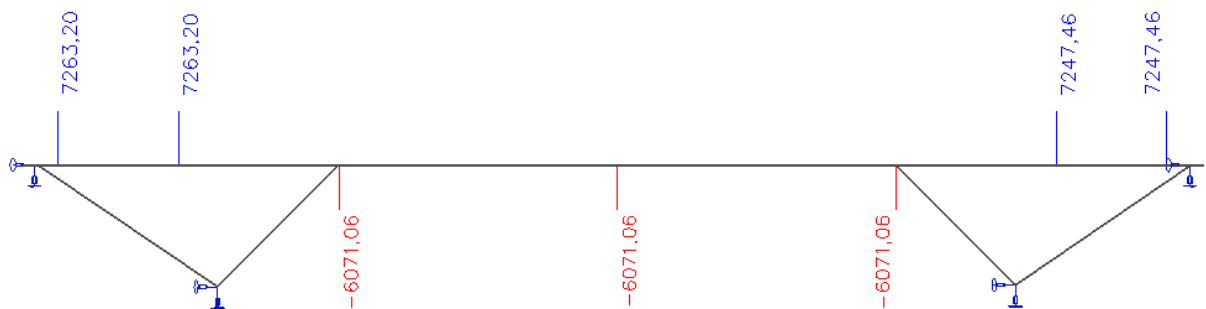
Tab. 23 Ohybové momenty na příčli – kvazistálá kombinace

Komb.	$N_{0,max}$ [MN]	$N_{0,min}$ [MN]	$N_{1,max}$ [MN]	$N_{1,min}$ [MN]	$N_{2,max}$ [MN]	$N_{2,min}$ [MN]	$N_{3,max}$ [MN]	$N_{3,min}$ [MN]	$N_{4,max}$ [MN]	$N_{4,min}$ [MN]	$N_{5,max}$ [MN]	$N_{5,min}$ [MN]	$N_{6,max}$ [MN]	$N_{6,min}$ [MN]
Kvazistálá	7,26	2,49	7,26	2,49	-1,25	-6,07	-1,25	-6,07	-1,25	-6,07	7,25	2,47	7,25	2,47

Tab. 24 Normálové síly na příčli – kvazistálá kombinace



Obr. 189 Maximální hodnoty ohybových momentů v jednotlivých řezech – kvazistálá kombinace



Obr. 190 Maximální hodnoty normálových sil v jednotlivých řezech – kvazistálá kombinace

## 5.2 Předběžný posudek ŽB

Nejprve je provedeno posouzení železobetonu, aby bylo zjištěno, zda by vzpěradlo nemohlo být pouze z tohoto materiálu. Průřezy příčle posuzují pouze v řezu 3 (polovina hlavního pole) a v řezu 4 (nad podporou), jelikož v těchto řezech je buď nejmenší výška příčle nebo maximální ohybový moment. Po posouzení příčle mostu je posouzena vzpěra a táhlo pomocí interakčního diagramu.

### 5.2.1 Posouzení průřezů příčle na prostý ohyb – MSÚ

#### 5.2.1.1 Průřezové charakteristiky

Průřezové charakteristiky jsem stanovil pomocí programu AutoCAD 2019. Spolupůsobící šířku v rámci bakalářské práce zanedbávám. A to z důvodu, jak je uvedeno v kapitole 3.3, že jednou z výhod deskových průřezů je velká spolupůsobící šířka (tzn. velká únosnost ve smyku). [8]

Řez	h [m]	$A_c$ [m <sup>2</sup> ]	$I_c$ [m <sup>4</sup> ]	$z_T$ [m]	$W^h$ [m <sup>3</sup> ]	$W^d$ [m <sup>3</sup> ]
0	0,8	7,3360	0,3265	0,4243	0,8690	0,7695
1	0,871	7,8748	0,4254	0,4656	1,0493	0,9137
2	1,2	10,1660	1,1366	0,6529	2,0775	1,7408
3	0,8	7,3360	0,3265	0,4243	0,8690	0,7695
4	1,2	10,1660	1,1366	0,6529	2,0775	1,7408
5	0,871	7,8748	0,4254	0,4656	1,0493	0,9137
6	0,8	7,3360	0,3265	0,4243	0,8690	0,7695

Tab. 25 Průřezové charakteristiky

h...výška průřezu

$A_c$ ...plocha průřezu

$I_c$ ...moment setrvačnosti průřezu

$z_t$ ...výška těžiště nad spodními vlákny průřezu

$W^h$ ...průřezový modul – horní vlákna

$W^d$ ...průřezový modul – dolní vlákna

### 5.2.1.2 Průřez v polovině hlavního pole (řez 3)

V polovině hlavního pole je nejmenší výška průřezu (800 mm). Působí zde pouze kladný ohybový moment. Ani minimální moment nezachází do záporných hodnot. Navrhuji tedy spodní výztuž.

Maximální návrhový moment:

$$M_{Ed} = 21,36 \text{ MNm} = 21362,74 \text{ kNm}$$

Geometrie průřezu:

$$h = 800 \text{ mm}; b_{top} = 13100 \text{ mm}; b_{bot} = 7200 \text{ mm}; A_c = 7,3360 \text{ m}^2$$

Návrhové pevnosti (kap. 4.1):

$$f_{cd} = 18 \text{ MPa}; f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

Návrh průměru výztuže:

Výztuž navrhuji ve více řadách. Předpokládám dvě řady výztuže. Tlačenou konstrukční výztuž zanedbávám.

$$\varnothing_s = 32 \text{ mm}; \varnothing_{tr} = 10 \text{ mm}$$

Krycí vrstva:

$$c_{nom} = 55 \text{ mm (větší } \varnothing \text{ výztuže)}$$

Staticky účinná výška průřezu:

$$d_1 = h - c - \varnothing_{tr} - \frac{\varnothing_s}{2} = 800 - 55 - 10 - \frac{32}{2} = 719 \text{ mm}$$

$$d_2 = d_1 - 72 = 719 - 72 = 647 \text{ mm}$$

Odhad ramene vnitřních sil:

$$z_1 = 0,9 \cdot d_1 = 0,9 \cdot 719 = 647,1 \text{ mm}$$

$$z_2 = z_1 - 72 = 647,1 - 72 = 575,1 \text{ mm}$$

Požadovaná plocha výztuže:

$$M_{Rd} = A_{s,1} \cdot f_{yd} \cdot z_1 + A_{s,2} \cdot f_{yd} \cdot z_2 \geq M_{Ed} \quad \backslash A_{s,1} = A_{s,2} = A_s$$

$$\rightarrow A_{s,req} \geq \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot (z_1 + z_2)} = \frac{213362 \cdot 10^6}{435 \cdot (647 + 575)} = 40201,52 \text{ mm}^2$$

Navrhuji 52 x Øs 32 mm  $A_s = 41\,820,88 \text{ mm}^2 \geq A_{s,req} = 40201,52 \text{ mm}^2$

Konstrukční zásady:

Minimální plocha výztuže:

$$A_{s,min} = \frac{0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot d}{f_{yk}} = \frac{0,26 \cdot 2,90 \cdot 7200 \cdot 719}{500} = 7806,61 \text{ mm}^2$$

Maximální plocha výztuže:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 7\,336\,000 = 293\,440 \text{ mm}^2$$

Ověření ploch výztuže:

$$A_{s,min} \leq A_{s1} \leq A_{s,max}$$

$$7807 \leq 83642 \leq 293\,440 \text{ mm}^2 \dots \text{VYHOVÍ}$$

Maximální osová vzdálenost prutů:

$$s_{max} = \min \{2 \cdot h; 300 \text{ mm}\} = \min \{1600; 300 \text{ mm}\} = 300 \text{ mm}$$

Minimální světlá vzdálenost mezi pruty:

$$s_{min} = \max \{20; 1,2 \cdot \varnothing_s; D_{max} + 5 \text{ mm}\} = \max \{20; 38; 23\} = 38 \text{ mm}$$

Ověření vzdálenosti prutů:

$$s_{min} \leq s_1 \leq s_{max}$$

$$38 \leq 136 \leq 300 \text{ mm} \dots \text{VYHOVÍ}$$

Konstrukční zásady VYHOVÍ.

Výška tlačené části betonu:

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{\lambda \cdot b \cdot \eta \cdot f_{cd}} = \frac{83642 \cdot 435}{0,8 \cdot 13100 \cdot 1 \cdot 18} = 192,78 \text{ mm}$$

(rozměr „b“ je celá šířka nosné konstrukce, jelikož tlačená část je v horní desce)

Kontrola vyztužení:

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{192,78}{647} = 0,298 < \xi_{max} = 0,45 \dots \text{VYHOVÍ}$$

Kontrola protažení výztuže:

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (d - x)}{x} = \frac{3,50 \cdot (647 - 192,78)}{192,78} = 8,25 \text{ ‰} > \frac{f_{yd}}{E} = \frac{435}{200} = 2,17 \text{ ‰} \dots \text{VYHOVÍ}$$



Rameno vnitřních sil:

$$z_1 = d_1 - 0,4 \cdot x = 719 - 0,4 \cdot 185,37 = 641,89 \text{ mm}$$

$$z_2 = d_2 - 0,4 \cdot x = 679 - 0,4 \cdot 185,37 = 569,89 \text{ mm}$$

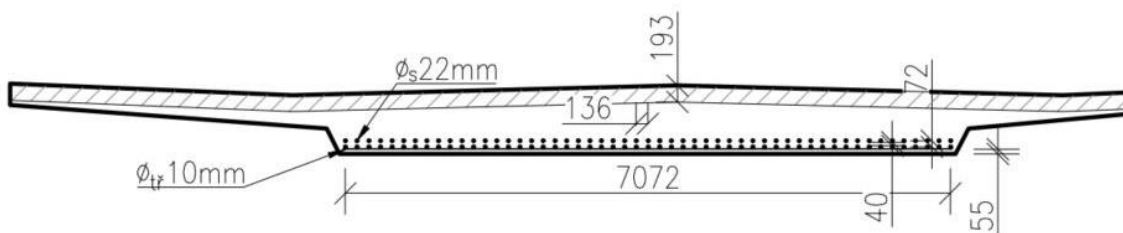
Moment únosnosti:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z_1 + A_s \cdot f_{yd} \cdot z_2 = 41820,9 \cdot 435 \cdot 641,89 + 41820,9 \cdot 435 \cdot 569,89 = 2,2 \cdot 10^{10} \text{ Nmm} = 22033,72 \text{ kNm}$$

Posouzení MSÚ:

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

$$22033,72 \geq 21362,7 \text{ kNm ...PRŮŘEZ V ŘEZU 3 VYHOVÍ}$$



Obr. 191 Skica výztuže v řezu 3

### 5.2.1.3 Průřez nad podporou (řez 4)

V řezu číslo 4 (nad podporou) působí největší záporný ohybový moment. Výška průřezu příčle je 1200 mm. Působí zde pouze záporný ohybový moment, a to i v případě maximálního ohybového momentu. Navrhují tedy výztuž při horním okraji.

Maximální návrhový moment:

$$M_{Ed} = 40,40 \text{ MNm} = 40404,7 \text{ kNm}$$

Geometrie průřezu:

$$h = 1200 \text{ mm}; b_{top} = 13100 \text{ mm}; b_{bot} = 7200 \text{ mm}; A_c = 10,1660 \text{ m}^2$$

Návrhové pevnosti (kap. 4.1):

$$f_{cd} = 18 \text{ MPa}; f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

Návrh průměru výztuže:

Výztuž navrhují v jedné řadě po celé šířce desky.

$$\varnothing_s = 32 \text{ mm}; \varnothing_{tř} = 10 \text{ mm}$$

Krycí vrstva:

$$c_{nom} = 55 \text{ mm (větší } \varnothing \text{ výztuže)}$$

Staticky účinná výška průřezu:

$$d = h - c - \varnothing_{tř} - \frac{\varnothing_s}{2} = 1200 - 55 - 10 - \frac{32}{2} = 1119 \text{ mm}$$

Odhad ramene vnitřních sil:

$$z_1 = 0,9 \cdot d_1 = 0,9 \cdot 1119 = 1007,1 \text{ mm}$$

Požadovaná plocha výztuže:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z \geq M_{Ed}$$

$$\rightarrow A_{s,req} \geq \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot (z_1 + z_2)} = \frac{44404,7 \cdot 10^6}{435 \cdot 1007,1} = 101360,11 \text{ mm}^2$$

Navrhují 138 x Øs 32 mm  $A_s = 110986 \text{ mm}^2 \geq A_{s,req} = 101360,11 \text{ mm}^2$

Konstrukční zásady:

Minimální plocha výztuže:

$$A_{s,min} = \frac{0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot d}{f_{yk}} = \frac{0,26 \cdot 2,90 \cdot 13100 \cdot 1119}{500} = 22105,62 \text{ mm}^2$$

Maximální plocha výztuže:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 10166000 = 406640 \text{ mm}^2$$

Ověření ploch výztuže:

$$A_{s,min} \leq A_s \leq A_{s,max}$$

$$22106 \leq 128680 \leq 294752 \text{ mm}^2 \dots \text{VYHOVÍ}$$

Maximální osová vzdálenost prutů:

$$s_{max} = \min \{2 \cdot h; 300 \text{ mm}\} = \min \{2400; 300 \text{ mm}\} = 300 \text{ mm}$$

Minimální světlá vzdálenost mezi pruty:

$$s_{min} = \max \{20; 1,2 \cdot \varnothing_s; D_{max} + 5 \text{ mm}\} = \max \{20; 38; 23\} = 38 \text{ mm}$$

Ověření vzdálenosti prutů:

$$s_{min} \leq s_1 \leq s_{max}$$

$$38 \leq 94 \leq 300 \text{ mm} \dots \text{VYHOVÍ}$$

Konstrukční zásady VYHOVÍ.

Výška tlačené části betonu:

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{\lambda \cdot b \cdot \eta \cdot f_{cd}} = \frac{128679 \cdot 435}{0,8 \cdot 7150 \cdot 1 \cdot 18} = 468,68 \text{ mm}$$

Kontrola vyztužení:

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{468,68}{1119} = 0,419 < \xi_{max} = 0,45 \dots \text{VYHOVÍ}$$

Kontrola protažení výztuže:

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (d - x)}{x} = \frac{3,50 \cdot (1119 - 468,68)}{468,68} = 4,86 \text{ ‰} > \frac{f_{yd}}{E} = \frac{435}{200} = 2,17 \text{ ‰} \dots \text{VYHOVÍ}$$

Rameno vnitřních sil:

$$z = d - 0,4 \cdot x = 1119 - 0,4 \cdot 468,68 = 931,53 \text{ mm}$$

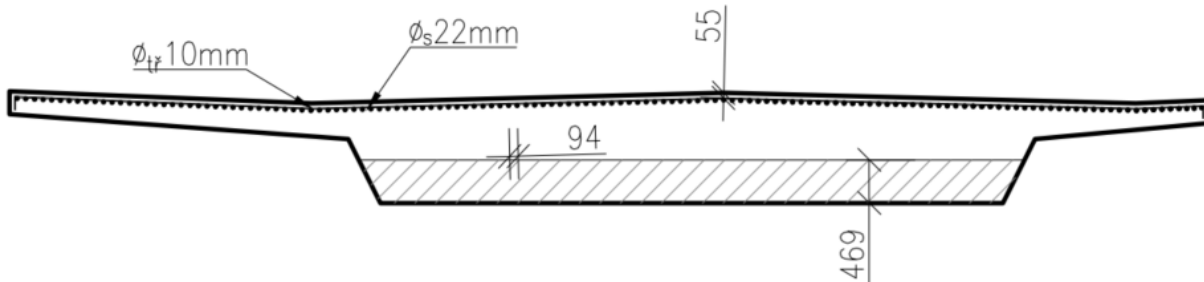
Moment únosnosti:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z = 128679,6 \cdot 435 \cdot 931,53 = 4,50 \cdot 10^{10} \text{ Nmm} = 44973,31 \text{ kNm}$$

Posouzení MSÚ:

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

$$44973,31 \geq 44404,7 \text{ kNm} \dots \text{PRŮŘEZ V ŘEZU 4 VYHOVÍ}$$



Obr. 192 Skica výztuže v řezu 4

Posouzení jsem provedl pro ověření, zda jsou průřezy příčně proveditelné ze železobetonu a zda je jejich stupeň vyztužení v optimálních mezích. Ve výpočtu jsem se dopustil řady nepřesností. Jako je například zanedbání výpočtu efektivní šířky průřezu. Průřez jsem uvažoval velmi zjednodušeně s rovnými hranami, zanedbal jsem kolizi s výztuží konzol atd.

## 5.2.2 Posouzení vzpěr a táhel – MSÚ

Posouzení provádím pomocí interakčního diagramu. Zatížení stanovím pomocí kombinací dle vztahu 6.10, jak je uvedeno v kapitole 5.1.1. Beru v úvahu to, že buď působí maximální moment a k tomu odpovídající normálová síla, nebo tomu je naopak a působí maximální normálová síla a k tomu odpovídající ohybový moment. Toto platí hlavně pro pohyblivé zatížení.

Posouzení je provedeno pro variantu s tuhými podporami ve směru osy z. Vnitřní síly se mírně zmenšily, tudíž jsem se rozhodl vnitřní síly neměnit a posouzení ponechat pro větší hodnoty vnitřních sil. Jsem tedy na straně bezpečné.

### 5.2.2.1 Vzpěra

Posuzuji levou vzpěru, je delší než pravá vzpěra a hodnoty vnitřních sil jsou víceméně stejné. Kombinace sestavuji dle vztahu 6.10, ale pouze pro sestavu zatížení gr1a. Sestavu zatížení, kdy je hlavní zatížení teplota vynechám, jelikož hodnoty vnitřních sil na vzpěře od zatížení teplotou jsou v porovnání se zatížení dopravou řádově menší.

### Charakteristické hodnoty vnitřních sil

Zatížení	Vzpěra L - Maximální ohybový moment				Vzpěra L - Minimální kladný ohybový moment				
	$M_{top,k}$ [kN]	$N_{e,k}$ [kN]	$M_{bot,k}$ [kNm]	$N_{e,k}$ [kN]	$M_{top,k}$ [kN]	$N_{e,k}$ [kN]	$M_{bot,k}$ [kNm]	$N_{e,k}$ [kN]	
$g_0$	-2 304,57	-9 629,49	-990,95	-9 629,49	-2 304,57	-9 629,49	-990,95	-9 629,49	
$(g-g_0)_m$	-777,52	-2 664,64	-0,11	-2 664,64	-777,52	-2 664,64	-0,11	-2 664,64	
$g=g_0+(g-g_0)_m$	-3 082,09	-12 294,13	-991,06	-12 294,13	-3 082,09	-12 294,13	-991,06	-12 294,13	
Poklesy	867,09	470,73	154,29	-470,73	-867,09	-470,73	-154,29	470,73	
LMI	TS	1 483,03	-1 674,25	321,74	-1 674,25	-1 871,05	-1 674,25	-461,60	-1 674,25
	UDL	867,09	-1 573,96	129,55	-1 573,96	-1 528,65	-1 617,64	-260,20	-1 617,64
	$\Sigma$	2 350,12	-3 248,21	451,29	-3 248,21	-3 399,70	-3 291,89	-721,80	-3 291,89
Zatížení chodníků	194,46	-354,49	58,69	-354,49	-344,29	-364,33	-58,60	-364,33	
Teplotní účinky	416,51	-129,67	112,10	129,67	-416,51	129,67	-112,10	-129,67	

Tab. 26 Hodnoty vnitřních sil na vzpěře pro maximální ohybové momenty

Zatížení	Vzpěra L - Maximální normálová síla			Vzpěra L - Minimální normálová síla			
	$N_{e,k}$ [kN]	$M_{top,k}$ [kN]	$M_{bot,k}$ [kNm]	$N_{e,k}$ [kN]	$M_{top,k}$ [kN]	$M_{bot,k}$ [kNm]	
$g_0$	-9 629,49	-2 304,57	-990,95	-9 629,49	-2 304,57	-990,95	
$(g-g_0)_m$	-2 664,64	-777,52	-0,11	-2 664,64	-777,52	-0,11	
$g=g_0+(g-g_0)_m$	-12 294,13	-3 082,09	-991,06	-12 294,13	-3 082,09	-991,06	
Poklesy	470,73	867,09	-154,29	-470,73	867,09	-154,29	
LMI	TS	122,00	172,81	-28,04	-1 886,65	-1 320,06	213,28
	UDL	59,94	78,00	-11,18	-2 335,77	-743,24	11,55
	$\Sigma$	181,94	250,81	-39,22	-4 222,42	-2 063,30	224,83
Zatížení chodníků	13,41	17,57	-2,52	-526,08	-167,40	2,60	
Teplotní účinky	129,67	-416,51	112,10	-129,67	416,51	-112,10	

Tab. 27 Hodnoty vnitřních sil na vzpěře pro maximální hodnoty normálových sil

### Návrhové hodnoty vnitřních sil

Hlavní zatížení	$M_{top,max,d}$ [MNm]	$N_d$ [MN]	$M_{top,min,d}$ [MNm]	$N_d$ [MNm]	$M_{bot,max,d}$ [MNm]	$N_d$ [MN]	$M_{bot,min,d}$ [MNm]	$N_d$ [MN]	$N_{d,max}$ [MN]	$M_{top,d}$ [MNm]	$M_{bot,d}$ [MNm]	$N_{d,min}$ [MN]	$M_{top,d}$ [MNm]	$M_{bot,d}$ [MNm]
gr1a	1,66	-16,52	-10,44	-21,78	-0,05	-17,53	-2,65	-20,89	-11,36	-2,06	-1,13	-23,41	-5,67	-1,32

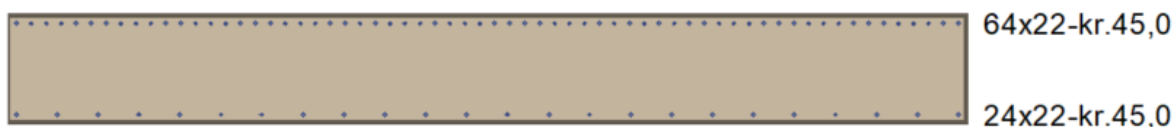
Tab. 28 Návrhové hodnoty na posouzení v interakčním diagramu

Z výsledků plyne, že ve vzpěře za žádných okolností nevznikne tah. Největší hodnoty ohybových momentů vznikají v hlavě vzpěry (-10,44 MNm). V hlavě vzpěry vzniká i jediný kladný ohybový moment při dolním povrchu (1,66 MNm).

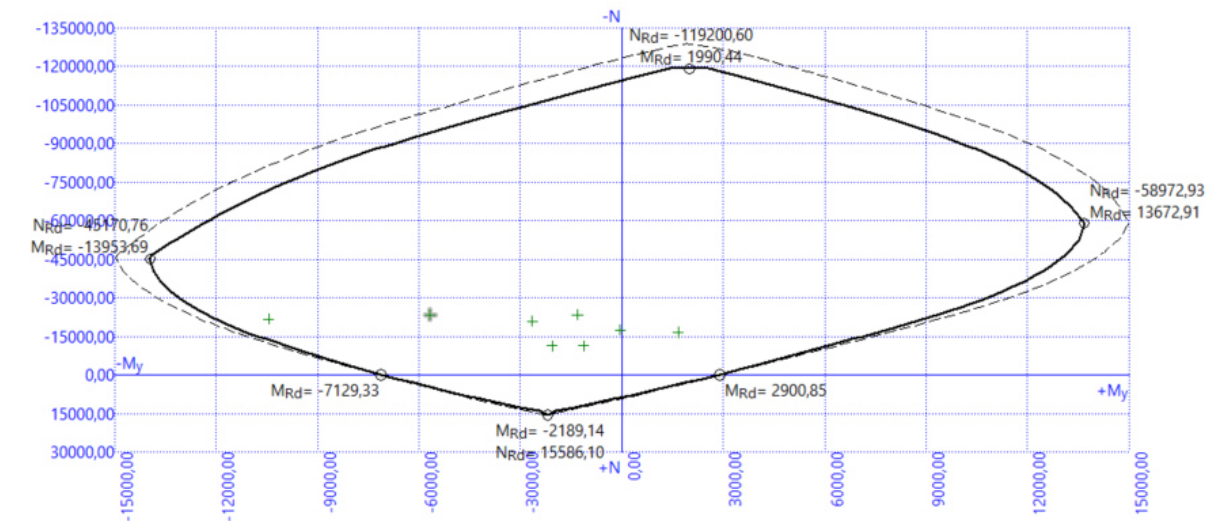
### Interakční diagram

Posouzení vzpěry bylo provedeno v programu FIN EC 2020 – Beton. Jednotlivé zatěžovací stavy vkládám ručně z předem sestavených kombinací (tab. 28). Posouvající síly zanedbávám.

Navrhuji výztuž  $\varnothing 22$  mm, vyztužení je nesymetrické. Při horním okraji navrhuji 64 kusů po 100 mm, při dolním okraji 24 kusů po 270 mm. Profil třmínků volím 8 mm. Krycí vrstva betonu je  $c_{nom} = 45$  mm.



Obr. 193 Vyztužení vzpěry



Obr. 194 Interakční diagram

## Posouzení

### Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Sloup (celková výztuž):

$$\rho_s = 0,00676 \geq \rho_{s,\min} = 0,002 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,00676 \leq \rho_{s,\max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

### Posouzení konstrukčních zásad třmíneků

$$\text{Minimální průměr třmíneků } d = 6 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost třmíneků } s_{cl,\max} = 300,0 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

### Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	$N_{Ed}$ [kN]	$N_{Rd}$ [kN]	$M_{Edy}$ [kNm]	$M_{Rdy}$ [kNm]	$V_{Edz}$ [kN]	$V_{Rdz}$ [kN]	Posouzení
1	Zat. případ 1	-16518,00	-128880,67	1663,00 → 2026,40	8038,31	0,00	0,00	Vyhovuje
2	Zat. případ 2	-21768,17	-128880,67	-10444,65 → -10923,55	-12619,08	0,00	0,00	Vyhovuje
3	Zat. případ 3	-17531,22	-128880,67	-48,24 → -433,93	-11799,33	0,00	0,00	Vyhovuje
4	Zat. případ 4	-20888,06	-128880,67	-2645,72 → -3105,26	-12450,03	0,00	0,00	Vyhovuje
5	Zat. případ 5	-11356,07	-128880,67	-2063,62 → -2313,45	-10398,59	0,00	0,00	Vyhovuje
6	Zat. případ 6	-11356,07	-128880,67	-1128,27 → -1378,10	-10398,59	0,00	0,00	Vyhovuje
7	Zat. případ 7	-23405,04	-128880,67	-5666,50 → -6181,41	-12921,38	0,00	0,00	Vyhovuje
8	Zat. případ 8	-23405,04	-128880,67	-1318,34 → -1833,25	-12921,38	0,00	0,00	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti **VYHOVUJE**

Celkové posouzení - Průřez **VYHOVUJE**

Obr. 195 Posouzení vzpěry – program: FIN EC 2020 – Beton

## 5.2.2.2 Táhlo

Posuzuji levé táhlo, ze stejných důvodů jako vzpěru – je delší než pravé a hodnoty vnitřních sil jsou víceméně stejné. Kombinace sestavuji dle vztahu 6.10, tentokrát pro obě sestavy zatížení, jelikož v táhlu vznikají velké normálové síly od teploty.

## Charakteristické hodnoty vnitřních sil

Zatížení	Táhlo L - Maximální ohybový moment				Táhlo L - Minimální ohybový moment			
	$M_{top,k}$ [kN]	$N_{e,k}$ [kN]	$M_{bot,k}$ [kNm]	$N_{e,k}$ [kN]	$M_{top,k}$ [kN]	$N_{e,k}$ [kN]	$M_{bot,k}$ [kNm]	$N_{e,k}$ [kN]
$g_0$	-208,27	-6 955,65	-990,95	-6 955,65	-208,27	-6 955,65	-990,95	-6 955,65
$(g-g_0)_m$	114,73	-1 952,34	-0,11	-1 952,34	114,73	-1 952,34	-0,11	-1 952,34
$g=g_0+(g-g_0)_m$	-93,54	-8 907,99	-991,06	-8 907,99	-93,54	-8 907,99	-991,06	-8 907,99
Poklesy	179,06	496,90	154,29	-496,90	-179,06	-496,90	-154,29	496,90
LM1	TS	757,84	-407,46	321,74	-1 389,46	-372,24	-461,60	-423,88
	UDL	400,14	-414,84	260,60	-1 250,84	-303,00	-1 252,93	-260,20
	$\Sigma$	1 157,98	-822,30	582,34	-2 640,30	-675,24	-2 642,39	-721,80
Zatížení chodníků	90,12	-93,43	58,69	-281,72	-68,24	-282,19	-58,60	-93,90
Teplotní účinky	269,24	-1 134,46	112,10	3 528,27	-269,24	1 134,46	-122,61	-3 859,05

Tab. 29 Hodnoty vnitřních sil na táhlu pro maximální hodnoty ohybových momentů

Zatížení	Táhlo L - Maximální normálová síla			Táhlo L - Minimální normálová síla			
	$N_{e,k}$ [kN]	$M_{top,k}$ [kN]	$M_{bot,k}$ [kNm]	$N_{e,k}$ [kN]	$M_{top,k}$ [kN]	$M_{bot,k}$ [kNm]	
$g_0$	-6 955,65	-208,27	-990,95	-6 955,65	-208,27	-990,95	
$(g-g_0)_m$	-1 952,34	114,73	-0,11	-1 952,34	114,73	-0,11	
$g=g_0+(g-g_0)_m$	-8 907,99	-93,54	-991,06	-8 907,99	-93,54	-991,06	
Poklesy	496,90	179,06	-154,29	-496,90	-179,06	154,29	
LM1	TS	225,11	32,26	-27,96	-1 581,18	-277,30	239,02
	UDL	129,55	9,59	-9,38	-1 797,31	87,55	9,76
	$\Sigma$	354,66	41,85	-37,34	-3 378,49	-189,75	248,78
Zatížení chodníků	29,18	2,16	-2,11	-404,80	19,72	2,20	
Teplotní účinky	3 528,27	-132,07	112,10	-3 589,05	144,45	-122,64	

Tab. 30 Hodnoty vnitřních sil na táhlu pro maximální hodnoty normálových sil

## Návrhové hodnoty vnitřních sil

Hlavní zatížení	$M_{top,max,d}$ [MNm]	$N_d$ [MN]	$M_{top,min,d}$ [MNm]	$N_d$ [MNm]	$M_{bot,max,d}$ [MNm]	$N_d$ [MN]	$M_{bot,min,d}$ [MNm]	$N_d$ [MN]	$N_{d,max}$ [MN]	$M_{top,d}$ [MNm]	$M_{bot,d}$ [MNm]	$N_{d,min}$ [MN]	$M_{top,d}$ [MNm]	$M_{bot,d}$ [MNm]
gr1a	2,00	-10,52	-1,55	-15,40	0,13	-13,30	-2,66	-16,11	-4,63	0,06	-1,13	-20,74	-0,45	-0,93
teplota	1,54	-10,68	-1,31	-13,10	-0,15	-13,10	-2,33	-17,90	-2,71	0,23	-1,04	-20,71	-0,35	-1,09

Tab. 31 Návrhové hodnoty na posouzení v interakčním diagramu

Z výsledků uvedených v tabulce 31 plyne, že za žádných okolností nevznikne v prvku tah. Proto je mé označení prvku jako „táhlo“ matoucí. Avšak v prvopočátku jsem myslel, že táhlo budu předpínat, jak je uvedeno v kapitole 3.5.3. Z dosažených poznatků z parametrické studie táhlo předpnuté nebude.



Hodnoty ohybových momentů v hlavě táhla jsou menší než u vzpěry. Největší rozdíl je v normálových silách od teploty.

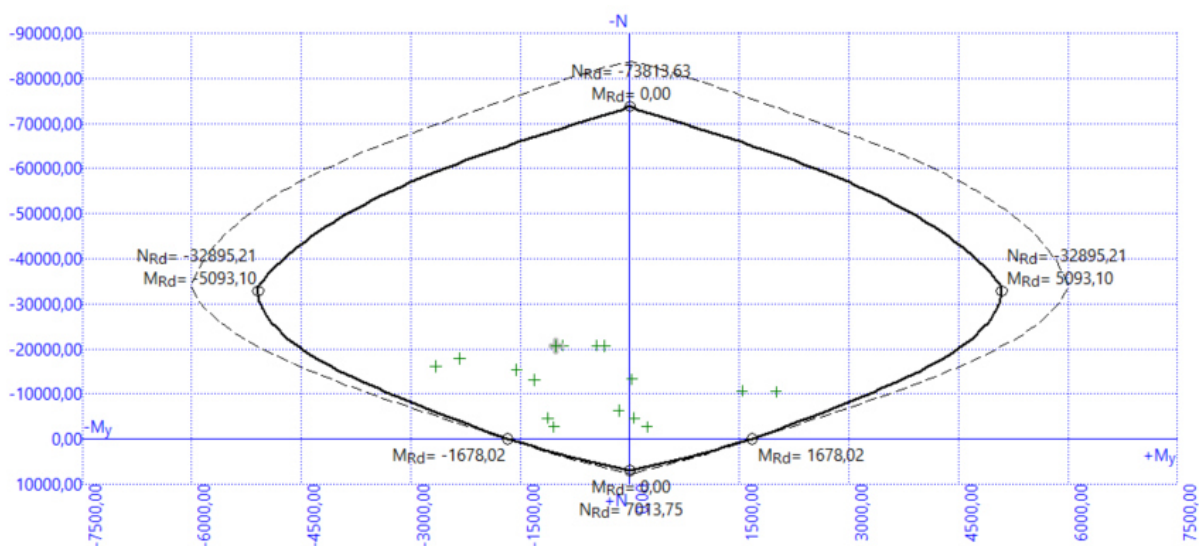
### Interakční diagram

Stejně jako vzpěru, táhlo budu posuzovat v programu FIN EC 2020 – Beton.

Navrhuji výztuž  $\varnothing 22$  mm, vyztužení je symetrické. Vyztuž při obou površích navrhuji po 22 kusech po 295 mm. Krycí vrstvu volím o 5 milimetrů větší než  $c_{nom}$ , jelikož je táhlo v kontaktu se zeminou. Průměr výztuže by mohl být určitě menší, avšak prozatím průřez ponechám takto vyztužený.



Obr. 196 Vyztužení průřezu



Obr. 197 Interakční diagram

**Posouzení min. a max. stupně vyztužení**

Sloup (celková výztuž):

$$\rho_s = 0,00507 \geq \rho_{s,min} = 0,002 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,00507 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

**Posouzení mezního stavu únosnosti**

č.	Název	$N_{Ed}$ [kN]	$N_{Rd}$ [kN]	$M_{Edy}$ [kNm]	$M_{Rdy}$ [kNm]	$V_{Edz}$ [kN]	$V_{Rdz}$ [kN]	Posouzení
1	Zat. případ 1	-10518,51	-83690,34	1999,92 → 2283,13	3633,41	0,00	0,00	Vyhovuje
2	Zat. případ 2	-15396,85	-83690,34	-1550,32 → -1964,88	-4417,39	0,00	0,00	Vyhovuje
3	Zat. případ 3	-13296,87	-83690,34	27,79 → 385,81	4093,80	0,00	0,00	Vyhovuje
4	Zat. případ 4	-16113,80	-83690,34	-2655,32 → -3089,18	-4523,20	0,00	0,00	Vyhovuje
5	Zat. případ 5	-4633,84	-83690,34	60,72 → 185,49	2565,05	0,00	0,00	Vyhovuje
6	Zat. případ 6	-4633,84	-83690,34	-1125,73 → -1250,50	-2565,05	0,00	0,00	Vyhovuje
7	Zat. případ 7	-20741,06	-83690,34	-451,34 → -1009,79	-5113,76	0,00	0,00	Vyhovuje
8	Zat. případ 8	-20741,06	-83690,34	-925,52 → -1483,97	-5113,76	0,00	0,00	Vyhovuje
9	Zat. případ 9	-10680,24	-83690,34	1537,78 → 1825,35	3660,98	0,00	0,00	Vyhovuje
10	Zat. případ 10	-13095,22	-83690,34	-1307,63 → -1660,22	-4061,58	0,00	0,00	Vyhovuje
11	Zat. případ 11	-6385,42	-83690,34	-152,26 → -324,19	-2893,49	0,00	0,00	Vyhovuje
12	Zat. případ 12	-17902,83	-83690,34	-2333,86 → -2815,89	-4773,17	0,00	0,00	Vyhovuje
13	Zat. případ 13	-2711,97	-83690,34	234,37 → 307,39	2198,99	0,00	0,00	Vyhovuje
14	Zat. případ 14	-2711,97	-83690,34	-1042,12 → -1115,14	-2198,99	0,00	0,00	Vyhovuje
15	Zat. případ 15	-20708,29	-83690,34	-351,58 → -909,15	-5110,02	0,00	0,00	Vyhovuje
16	Zat. případ 16	-20708,29	-83690,34	-1008,75 → -1566,32	-5110,02	0,00	0,00	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE

Obr. 198 Posouzení táhla – program: FIN EC 2020 – Beton

### 5.2.3 Závěr

Z hlediska MSÚ všechny průřezy vyhoví. V řezu 4, by však takto navržená výztuž nedovolovala správné probetonování konstrukce. Průřezy vzpěry a táhla mohly být méně tužší. Myslím si, že by pozitivně ovlivnilo konstrukci, kdyby se průřez vzpěry a táhla rozdělil na 2 průřezy, a to hlavně kvůli účinkům od zatížení teplotou. Avšak v rámci bakalářské práce modeluji ve SCIE engineer pouze 2D model. Pro přesnější posouzení by byl třeba 3D model.

Kvůli omezenému času v bakalářské práci nejsem schopen posoudit změny tuhosti s ohledem na vznik trhlin apod. Rozhodl jsem se tedy pro předpjatý most, i protože se zvýší trvanlivost mostu a vodorovná síla od účinků předpětí bude minimalizovat vodorovnou reakci od zatížení, jak je uvedeno v kapitole 4.6.2.

## 5.3 Návrh předpětí

### 5.3.1 Fáze výstavby

Před návrhem předpětím jsou zjednodušeně popsány jednotlivé fáze výstavby. Mostní objekt se staví na zelené louce. Nejdříve je postaven most přes dálnici a až poté dálnice pod mostem. Konstrukce mostu je z monolitického předpjatého betonu, která je betonována na pevné skruži přímo na místě stavby.

## První fáze:

- sejmutí ornice
- zhotovení provizorní přeložky silnice II/298
- vyvrtání a zhotovení pilot pod mezilehlými podporami



Obr. 199 První fáze výstavby

## Druhá fáze:

- zhotovení ŽB základového bloku



Obr. 200 Druhá fáze výstavby

## Třetí fáze:

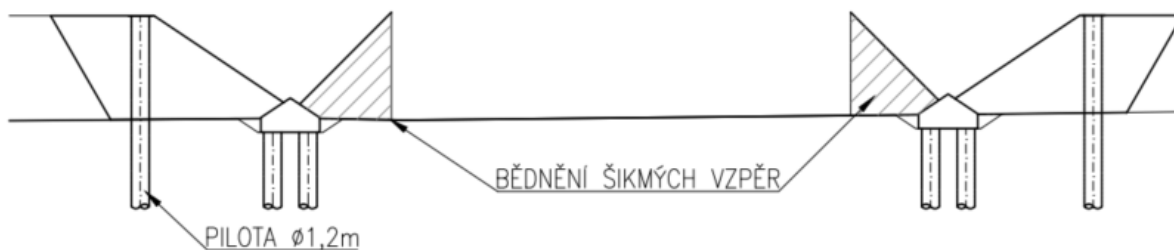
- provedení konsolidačního násypu
- konsolidace minimálně 6 měsíců



Obr. 201 Třetí fáze výstavby

## Čtvrtá fáze:

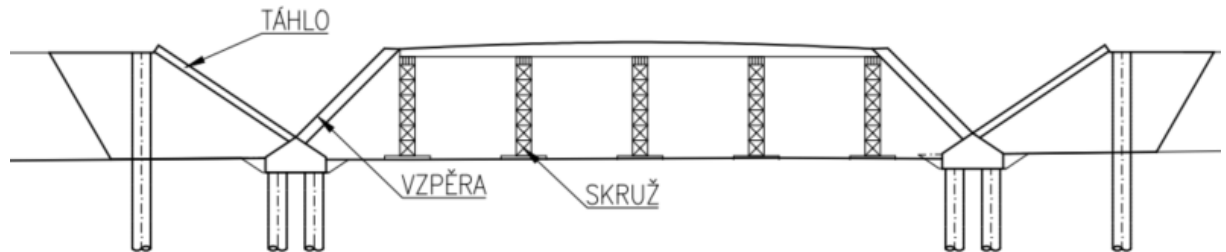
- zřízení plošin pro vrtnou soustavu
- vyvrtání a zhotovení pilot na koncích mostu
- zhotovení bednění šikmých vzpěr



Obr. 202 Čtvrtá fáze výstavby

## Pátá fáze:

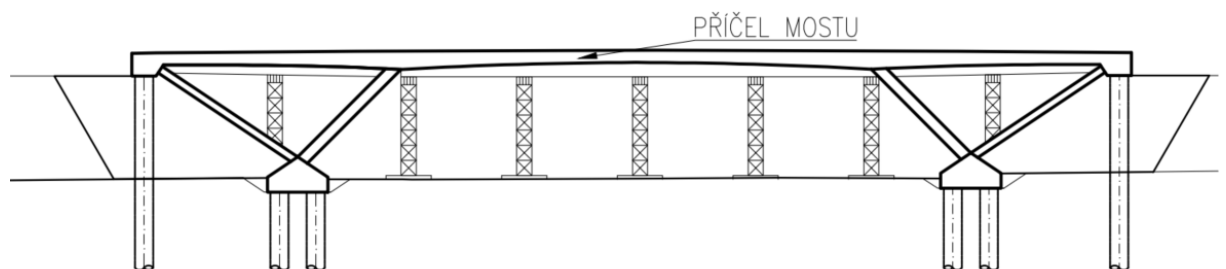
- úprava násypu, zhotovení bednění a vybetonování táhla (vzpěry)
- vybetonování vzpěry
- zhotovení skruže hlavního pole



Obr. 203 Pátá fáze výstavby

## Šestá fáze:

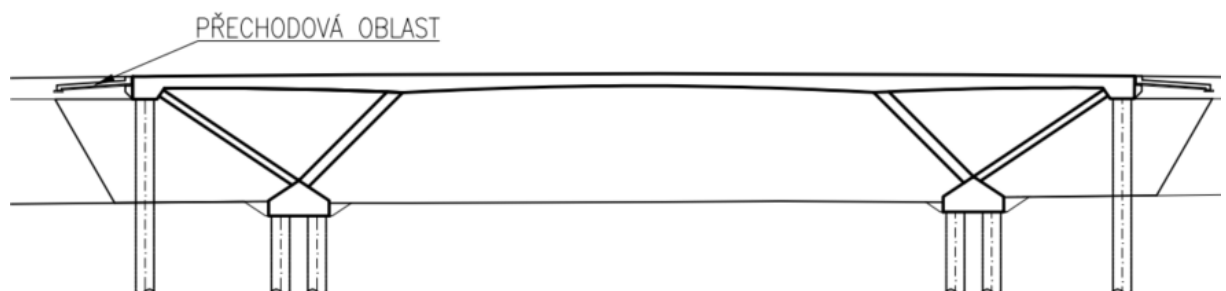
- zhotovení skruže pod krajním polem
- bednění nosné konstrukce
- vyztužení příčle
- vybetonování příčle, předpoklad je celá příčel najednou
- napínání a injektování kabelů



Obr. 204 Šestá fáze výstavby

## Sedmá fáze:

- odskružení konstrukce
- dobetonování křídel mostu, dokončení přechodové oblasti



Obr. 205 Sedmá fáze výstavby

Osmá fáze:

- izolace, odvodnění, vozovka, úpravy kolem mostu
- betonáž říms, osazení svodidel a zábradlí
- odláždění svahů, zřízení obslužných schodišť
- zhotovení silničního tělesa D35 pod mostem
- dokončovací práce, dopravní značení, zatěžovací zkouška mostu, uvedení do provozu

### 5.3.2 Podstata předpjatého betonu

V předpjatém betonu, podobně jako u železobetonu, výztuž přenáší tahová napětí. Navíc je napnuta přes betonový prvek a vnáší do betonu přídavná tlaková napětí. [19] Cílem předpětí je příznivé ovlivnění namáhání a statické působení konstrukce. Výsledkem správného návrhu předpětí je konstrukce téměř bez trhlin nebo s výrazně příznivějším rozdělením trhlin. [16]

#### 5.3.2.1 Krytí předpínací výztuže

##### Nominální krycí vrstva betonu

$$c_{\text{nom}} = c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev}} = 80 + 10 = 90 \text{ mm}$$

- Minimální vrstva betonu

$$c_{\text{min}} = \max \{ c_{\text{min},b}; c_{\text{min},\text{dur}} + \Delta c_{\text{dur},\gamma} - \Delta c_{\text{dur},\text{st}} - \Delta c_{\text{dur},\text{add}}; 10 \text{ mm} \} = \max \{ 28; 35; 10 \} = 35 \text{ mm}$$

$$c_{\text{min},b} > \emptyset$$

$$\emptyset_s = 90 \text{ mm} > 80 \text{ mm} \rightarrow c_{\text{min},b} = 80 \text{ mm}$$

$$c_{\text{min},\text{dur}} = 45 \text{ mm}$$

- kategorie navrhované životnosti 100 let  $\rightarrow$  zvětšit třídu o 2

- deskové konstrukce  $\rightarrow$  zmenšit třídu o 1

- zvláštní kontrola kvality betonu  $\rightarrow$  zmenšit třídu o 1

- výsledná třída betonu S4

-  $\Delta c_{\text{dur},\gamma}; \Delta c_{\text{dur},\text{st}}; \Delta c_{\text{dur},\text{add}} = 0 \text{ mm}$

- Přídavek pro návrhovou odchylku

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

### 5.3.3 Návrh pomocí modulu TDA

Předpětí je vneseno pomocí zvedaných kabelů, jejichž excentricita se vzhledem k těžišťové ose mění. Předpětí konstrukce uvažují jako vnitřní, soudržné.

#### 5.3.3.1 Pružné podpory

Modul TDA nezohledňuje pružné podpory. Bez pružných podpor by návrh předpětí nebyl správný, jelikož průběh vnitřních sil by byl jiný. To je prokázáno v minulých kapitolách této bakalářské práce.

Po konzultaci s vedoucím práce bylo rozhodnuto, že poddajné podpory nahradíme ocelovými pruty. Ocelové pruty mají délku jeden metr a na konci prutů je umístěna pevná podpora ve vodorovném směru či svislém směru (obr. 206). Plocha průřezu je stanovena tak, aby měl prut stejnou tuhost jako podpora v uvažovaném směru ze vztahu pro normálovou tuhost:

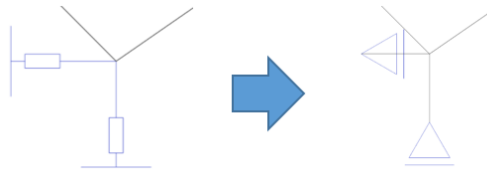
$$n = \frac{EA}{l}. \text{ Plocha průřezu se tedy stanoví } A = \frac{n \cdot l}{E}.$$

n...normálová tuhost = tuhost podpory v daném směru

E...Youngův modul pružnosti oceli (210 GPa)

l...délka prutu (1 m)

A...plocha prutu



Obr. 206 Nahrazení pružné podpory ocelovými pruty

Tuhost podpory na konci mostu ve směru osy x je 180,833 MN/m, ve směru osy z 2857,14 MN/m. Tuhost mezilehlé podpory ve směru osy x je 787,40 MN/m, ve směru osy z 3333,33 MN/m.<sup>6</sup> Ocelový prut uvažují kruhového průřezu, plocha se tedy spočte následovně:  $A = \frac{\pi \cdot d^2}{4}$ ,

$$\text{z toho průměr prutu } d = \sqrt{\frac{A \cdot 4}{\pi}}.$$

Dopočítané plochy prutů na koncích mostu:

- vodorovný prut:  $A = \frac{n \cdot l}{E} = \frac{180833 \cdot 1}{210000000} = 0,000861 \text{ m}^2 \rightarrow d = 0,03311 \text{ m} = 33,112 \text{ mm}$
- svislý prut:  $A = \frac{n \cdot l}{E} = \frac{2857140 \cdot 1}{210000000} = 0,013605 \text{ m}^2 \rightarrow d = 0,13162 \text{ m} = 131,617 \text{ mm}$

<sup>6</sup> Detailnějším postupem by měla být stanovena tuhost v každé podpoře, avšak v rámci práce počítám se stejnými tuhostmi na koncích mostu a se stejnými mezilehlými podporami, tzn. stejná geologie i stejné založení.



Dopočítané plochy prutů u mezilehlé podpory:

- vodorovný prut:  $A = \frac{n \cdot l}{E} = \frac{787400 \cdot 1}{210000000} = 0,00375 \text{ m}^2 \rightarrow d = 0,06909 \text{ m} = 69,094 \text{ mm}$
- svislý prut:  $A = \frac{n \cdot l}{E} = \frac{3333330 \cdot 1}{210000000} = 0,015873 \text{ m}^2 \rightarrow d = 0,14216 \text{ m} = 142,162 \text{ mm}$

Ověření, zda pruty skutečně nahrazují podpory, provedu pomocí hodnot reakcí od vlastní tíhy (obr. 207 až 210):



Obr. 207 Vodorovné reakce od vlastní tíhy – pružné podpory<sup>7</sup>



Obr. 208 Svislé reakce od vlastní tíhy – pružné podpory<sup>7</sup>



Obr. 209 Vodorovné reakce od vlastní tíhy – ocelové pruty



Obr. 210 Svislé reakce od vlastní tíhy – ocelové pruty

Odchylna reakcí je způsobena tím, že průřezy jsou zarovnané k vrchní systémové ose prvku. Na konci mostu tím vzniká excentricita v uložení.

<sup>7</sup> Odchylna reakcí, které jsou zobrazené na obr. 182, 183 a zde na obr. 207, 208 je způsobena špatně zadanou excentricitou ez v programu SCIA engineer. Jelikož průběh průřezů není konstantní, zadal jsem vrchní zarovnání a špatně jsem vložil hodnotu těžiště k dolním vláknům 653 mm. Správná hodnota je od těžiště k horním vláknům, která je 547 mm. Hodnoty vnitřních sil se změnily jen mírně a dále v bakalářské práci pokračuji se správně zadanou excentricitou.

### 5.3.3.2 Vedení zvedaných kabelů

Mezi kabelovými kanálky musí být dostatečná mezera. Kanálky musí být uspořádány tak, aby beton byl spolehlivě a bez poškození uložen. Beton musí odolat silám v zakřivených částech kanálku při i po předpínání. Injektážní směs nesmí proniknout při injektáži do jiných kanálků. [16]

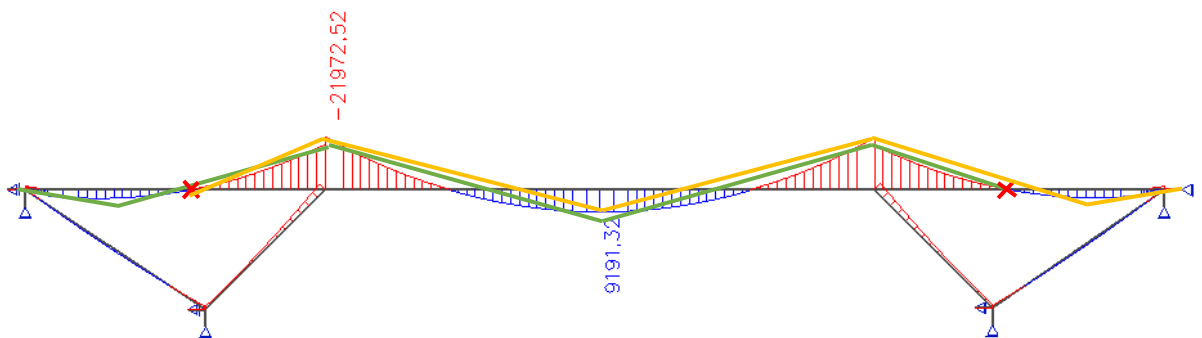
Podle [16] mezi jednotlivými kanálky musíme dodržet minimální vzdálenosti:

- vodorovně  $\geq$  průměr kanálků; 50 mm;  $d_g + 5$  mm
- svisle  $\geq$  průměr kanálků; 40 mm;  $d_g$

Dostatečná mezera se musí dodržet i mezi kotvami kabelů na kotevním čele předpjaté konstrukce. Orientační hodnoty jsou převzaty z tab. 32 [16, s. 141].

Návrh je proveden podle [16], kde je předpětí navržené, aby splnilo požadavky vyplývající z mezního stavu použitelnosti. Konkrétněji z mezního stavu omezení trhlin. Z požadavků uvedených v tabulce 36 [16, s. 160] je v mém případě nutno dodržet požadavek na **dekompresi** při působení **kvazistálé kombinace zatížení**. To znamená, že v průřezu může být zcela vyčerpána **tlaková rezerva**, ale **nesmí** vzniknout **tahové napětí**.

Podle pokynů vedoucího práce kabely jsou vedeny z obou stran (obr. 211). Kabel zleva (zelený) je zakotven cibulovou kotvou (červený křížek) v místě nulového momentu v neutrální ose na krajním pravém poli. Napíná se tedy zleva. Kabel zprava (žlutý) je zakotven cibulovou kotvou v místě nulového momentu v neutrální ose na krajním levém poli. Napíná se tedy zprava.<sup>8</sup>



Obr. 211 Schéma vedení kabelů zobrazené na kvazistálé kombinaci

<sup>8</sup> Kabely mají nad podporou i v polovině hlavního pole stejnou excentricitu, nakresleny jsou jen pro přehlednost.

U cibulové kotvy (obr. 212) je základní součástí kotvení její vytvarování do tvaru cibule pomocí speciálního lisu. Cibulová kotva je pasivní kotva, která je zabetonovaná do betonové konstrukce. [20]



Obr. 212 Cibulová kotva [20]

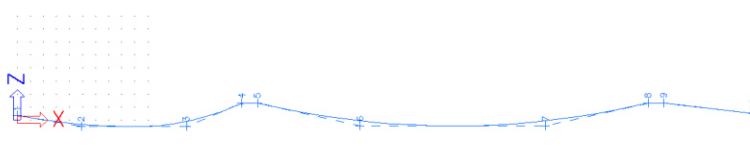
Maximální napětí v předpínací výztuži je stanovena podle [16]:

$$\sigma_{\max} = \min(0,8 \cdot f_{pk}; 0,9 \cdot f_{p0.1k}) = \min(0,8 \cdot 1860,00; 0,9 \cdot 1636,8) = \min(1488,00; 1473,12)$$

$$\sigma_{\max} = 1473,12 \text{ MPa}$$

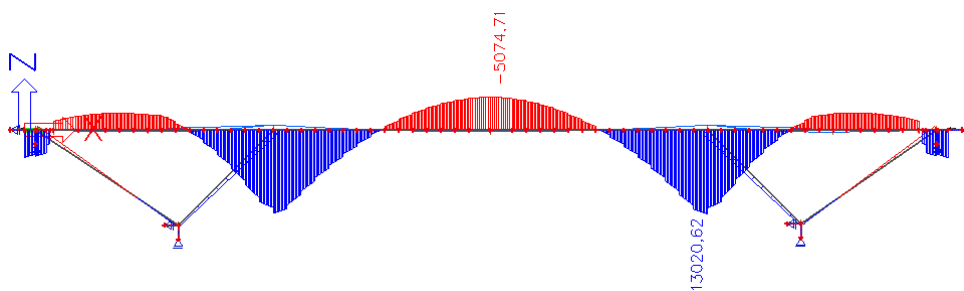
Předpětí vnáším 8 kabely – 4 zleva a 4 zprava. Každý kabel se skládá z 19 lan. Zadání geometrie kabelu je provedeno pomocí tečnového polygonu, kde je kabel veden tak, aby nad podporou i v polovině hlavního pole, měl co největší excentricitu k těžišti. Nad podporou je dodržen minimální poloměr 100 Ø.

	Souř. X [m]	Souř. Z [m]	Typ křivky	Parametr křivky [m]
1	0	0,08	Kružnice + t.	0,80
2	4,94	-0,13	Kružnice + t.	3,44
3	12,98	-0,13	Kružnice + t.	3,60
4	17,23	0,32	Kružnice + t.	0,60
5	18,43	0,32	Kružnice + t.	0,60
6	26,30	-0,12	Kružnice + t.	7,10
7	40,49	-0,12	Kružnice + t.	0,60
8	48,36	0,32	Kružnice + t.	0,60
9	49,56	0,32	Kružnice + t.	0,60
10	56,46	0,12	Kružnice + t.	0,80
*	0,00	0,00		0,00



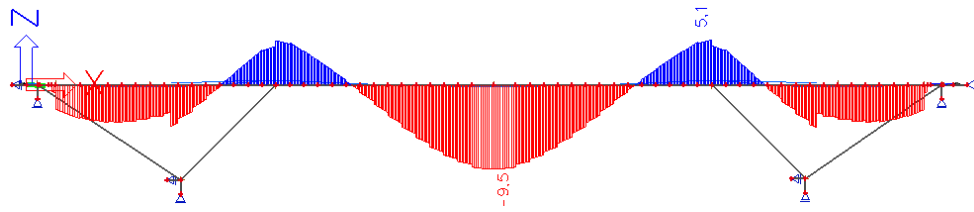
Obr. 213 Tečnový polygon – levý kabel

Z průběhu momentů od předpětí (obr. 213) je patrné, že předpětí je vedeno správně proti ohybovým momentům od účinků zatížení.



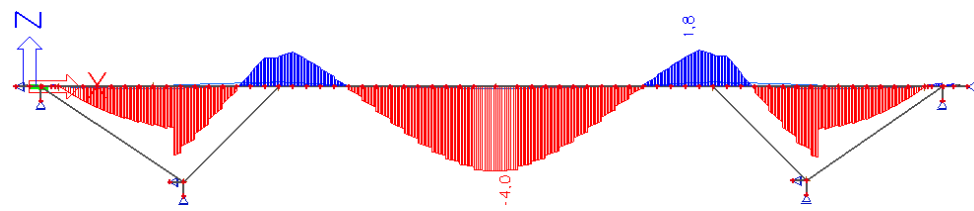
Obr. 214 Celkový moment od předpětí [kNm]

Avšak od kvazistálé kombinace zatížení v čase předepnutí vzniká tah u dolních vláken v řezu 2 a 4, tzn. nad podporou (obr. 215). Napětí je vykresleno pro maximální tahové účinky a je uváděno v MPa.



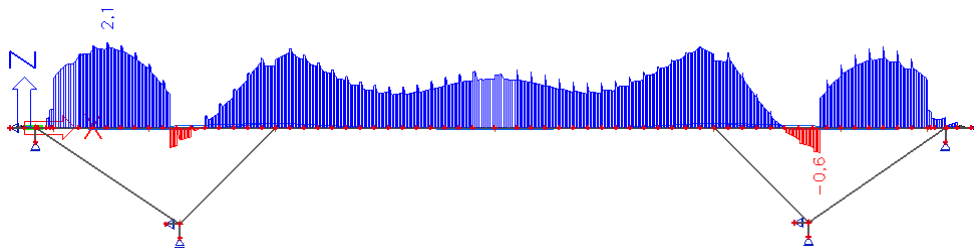
Obr. 215 Průběh normálových napětí u dolních vláken na příčli od kvazistálé kombinace v čase vnesení předpětí

Tah vzniká i na konci životnosti u dolních vláken od kvazistálé kombinace zatížení, a to také v řezu 2 a 4 (obr. 216). Dále lze spatřit, že se tlaková rezerva v polovině hlavního pole zmenšila o 5,5 MPa.



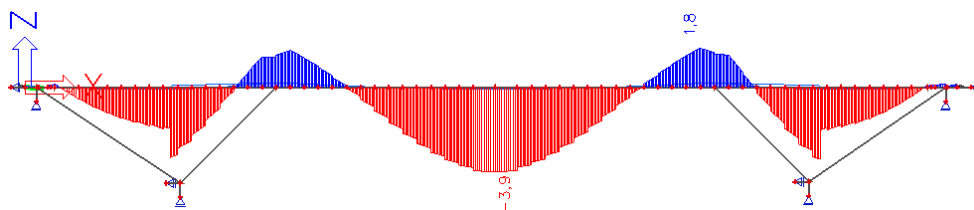
Obr. 216 Průběh normálových napětí u dolních vláken na příčli od kvazistálé kombinace na konci životnosti

Na konci životnosti vzniká také tah u dolních vláken od časté kombinace při užití hlavního proměnného zatížení gr1a, tzn. od zatížení dopravou (obr. 217).



Obr. 217 Průběh normálových napětí u dolních vláken na příčli od časté kombinace (gr1a) na konci životnosti

Průběh napětí u dolních vláken od časté kombinace při užití hlavního proměnného zatížení teplotou je zobrazené na obrázku 218.

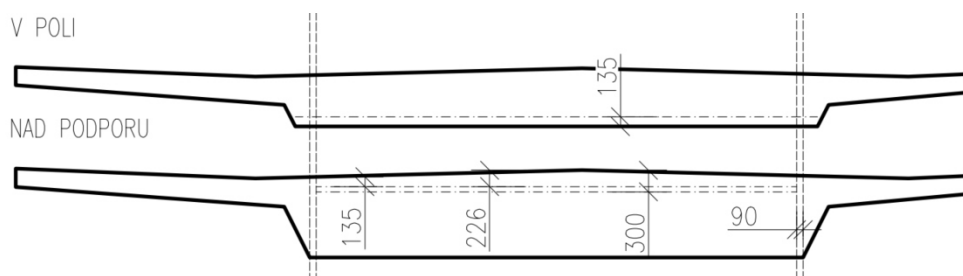


Obr. 218 Průběh normálových napětí u dolních vláken na příčli od časté kombinace (teplota) na konci životnosti

### 5.3.4 Optimalizace vedení předpětí

#### 5.3.4.1 Snížení excentricity nad mezilehlou podporou a zvýšení počtu kabelů

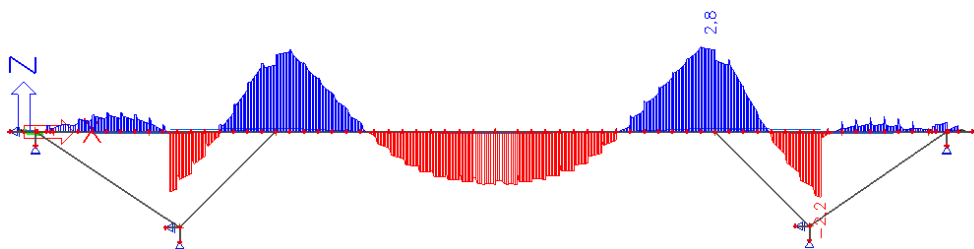
Z výsledku normálového napětí u dolních vláken z předchozí kapitoly jsem se rozhodl snížit excentricitu nad podporou z 321 (547 - 226) mm na 247 (547 - 300) mm (obr. 219).



Obr. 219 Výškové umístění výztuže

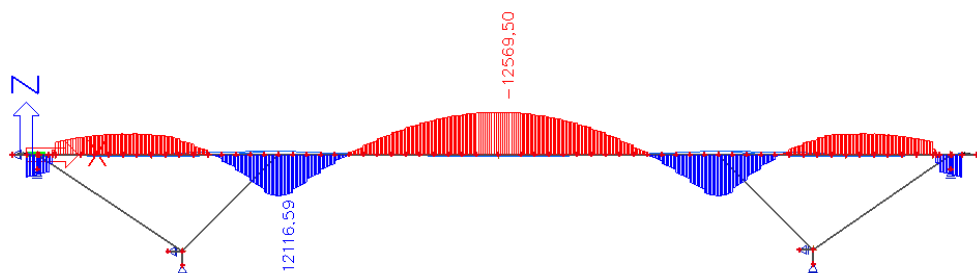
Navíc jsem přidal 2 kabely z každé strany. Momentálně tedy navrhuji 12 zvedaných kabelů z 19 lan.

Docílil jsem toho, že na konci životnosti od časté kombinace zatížení vzniká tlak u dolních vláken uprostřed pole (obr. 219), ale předpětí nad podporou je pořád velmi účinné, jelikož vzniká tahové napětí u dolních vláken. Navíc na krajních polích vzniká stále tah u dolních vláken. Tam je předpětí málo účinné.

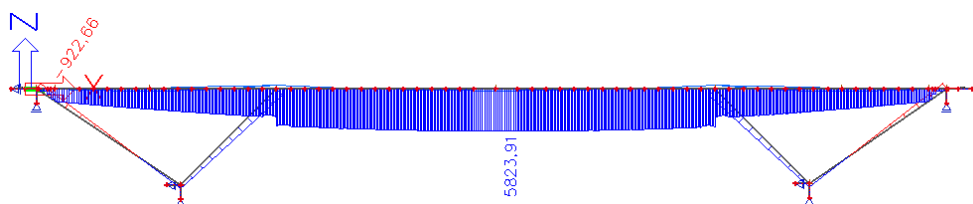


Obr. 220 Průběh normálových napětí u dolních vláken na příčli od časté kombinace (gr1a) na konci životnosti

Pro pochopení těchto výsledků přidávám momenty od předpětí, kde je znázorněno, že sekundární síly hrají velkou roli. Sekundární momenty, neboli staticky neurčité momenty od předpětí, vznikají z důvodu staticky neurčité konstrukce.



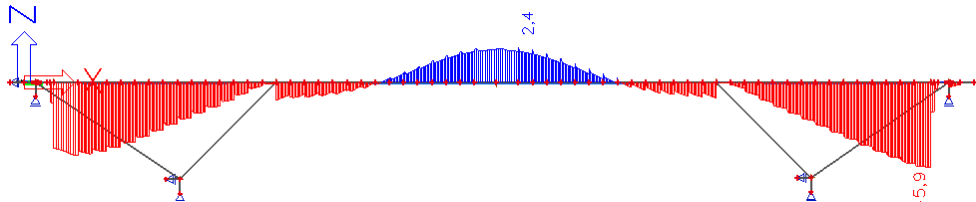
Obr. 221 Primární ohybový moment od předpětí [kNm]



Obr. 222 Sekundární ohybový moment od předpětí [kNm]

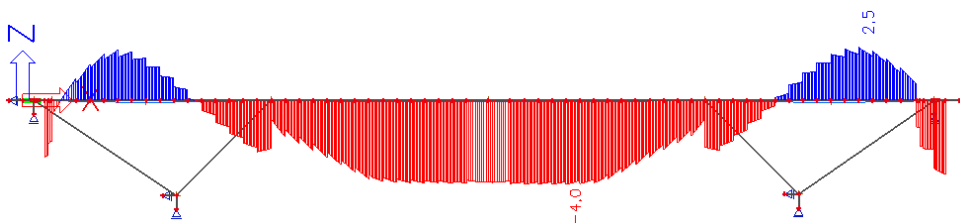
### 5.3.4.2 Změna vedení zvedaných kabelů

Kvůli tahovým napětím na krajních polích u dolních vláken jsem se rozhodl změnit vedení kabelů. Nově je vedeno na celou délku konstrukce a napínáno zleva. Kvůli tahovým napětím u dolních vláken nad mezilehlou podporou jsem se rozhodl ještě snížit excentricitu vedení kabelů. Navrhuji centrické předpětí, které je vedeno 12 kabely z 19 lan.



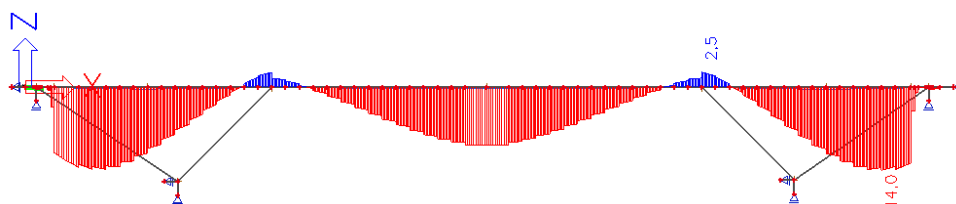
Obr. 223 Průběh normálových napětí u dolních vláken na příčli od časté kombinace (gr1a) na konci životnosti

Vyřešilo se tím sice tahové napětí u spodních vláken v krajních polích, ale zato vzniká tah u horních vláken, tzn. že původní návrh, kdy jsou kabely vedeny z obou stran a kotveny v místě nulových momentů, je správné řešení.



Obr. 224 Průběh normálových napětí u horních vláken na příčli od časté kombinace (gr1a) na konci životnosti

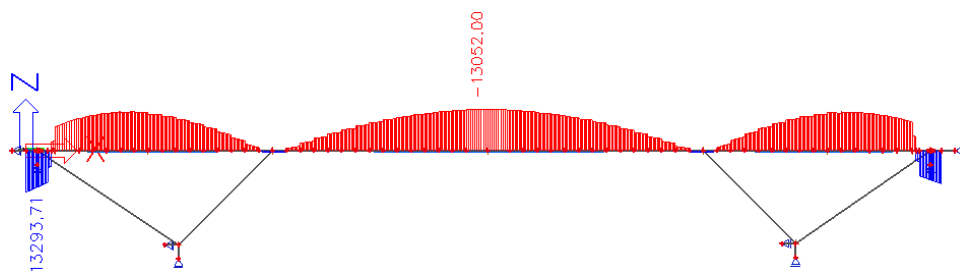
Stále však vzniká tah u spodních vláken v čase předepnutí konstrukce, kdy nepůsobí žádné proměnné zatížení, a to v řezu 2 a 4 (obr. 222). Navíc vzniká i tah u spodních vláken v polovině hlavního pole na konci životnosti od časté kombinace (obr. 223).



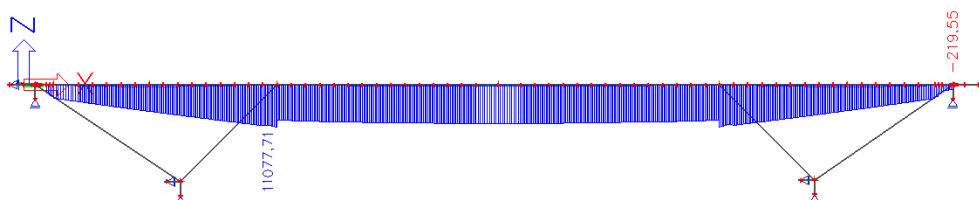
Obr. 225 Průběh normálových napětí u dolních vláken v čase vnesení předpětí

V tomto případě sekundární moment téměř převyšuje primární.





Obr. 226 Primární ohybový moment od předpětí [kNm]

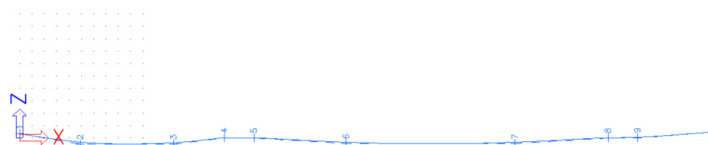


Obr. 227 Sekundární ohybový moment od předpětí [kNm]

### 5.3.4.3 Centrické předpětí nad mezilehlou vzpěrou

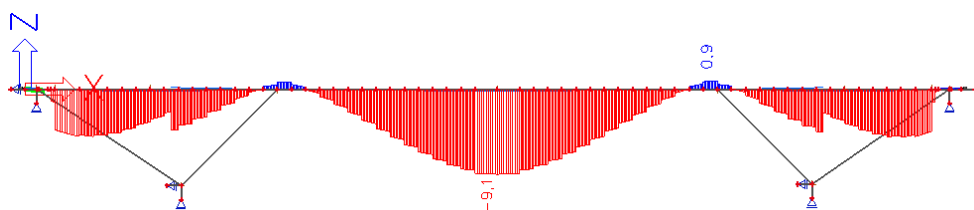
Při pokusech vedení zvedaných kabelů jsem zadal centrické předpětí nad podporou a zároveň zadal maximální poloměry, které se do tečnového polygonu vešly.

	Souř. X [m]	Souř. Z [m]	Typ křivky	Parametr křivky [m]
1	0,00	0,08	Kružnice + tečna	0,80
2	4,94	-0,13	Kružnice + tečna	3,44
3	12,50	-0,13	Kružnice + tečna	3,44
4	16,63	0,00	Kružnice + poloměr	43,00
5	19,03	0,00	Kružnice + poloměr	84,00
6	26,50	-0,12	Kružnice + tečna	6,80
7	40,20	-0,12	Kružnice + tečna	6,80
8	47,76	0,00	Kružnice + poloměr	84,00
9	50,16	0,00	Kružnice + poloměr	181,00
10	56,46	0,12	Kružnice + tečna	0,80
*	0,00	0,00		0,00

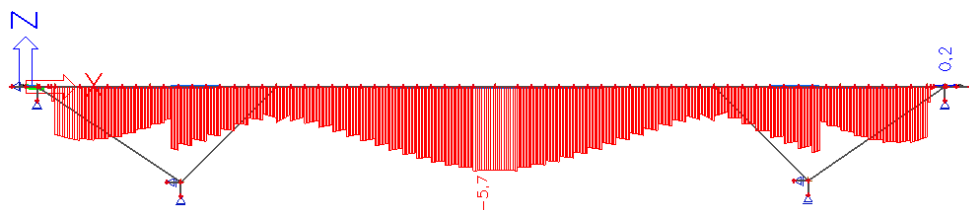


Obr. 228 Tečnový polygon – levý kabel

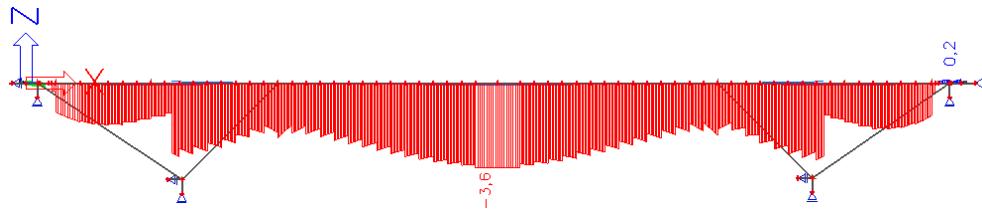
Předpětí vnaším 10 kabely, které se skládají z 19 lan. Kabely jsou vedeny opět zleva i zprava a jsou kotveny v místě nulových momentů cibulovou kotvou. Výsledky zobrazují normálové napětí [MPa] u dolních vláken v různých časech pouze od stálého zatížení.



Obr. 229 Čas vnesení předpětí



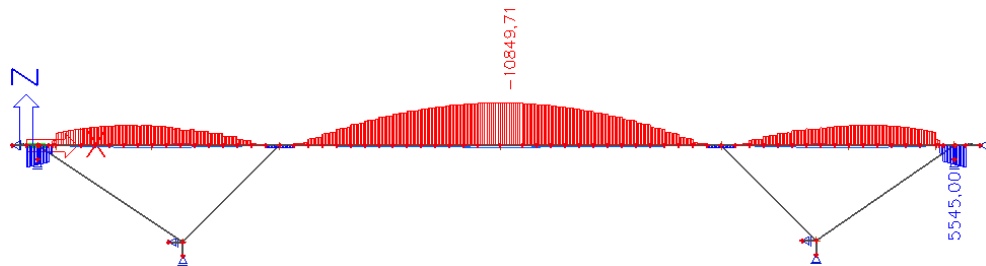
Obr. 230 Uvedení do provozu



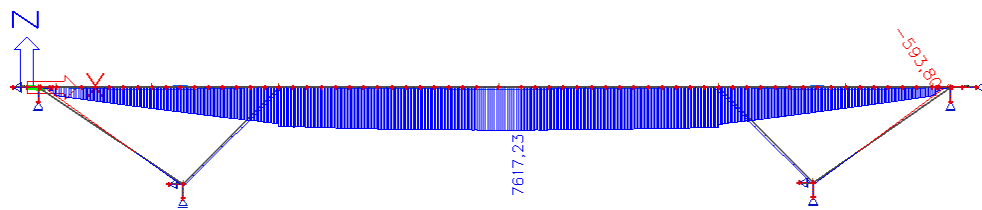
Obr. 231 Konec životnosti

Z výsledků normálového napětí plyne, že u spodních vláken stále vzniká tah v řezu 2 a 4. To znamená, že od kvazistálé kombinace zatížení není dodržen požadavek dekomprese, jelikož v průřezu vzniká tah.

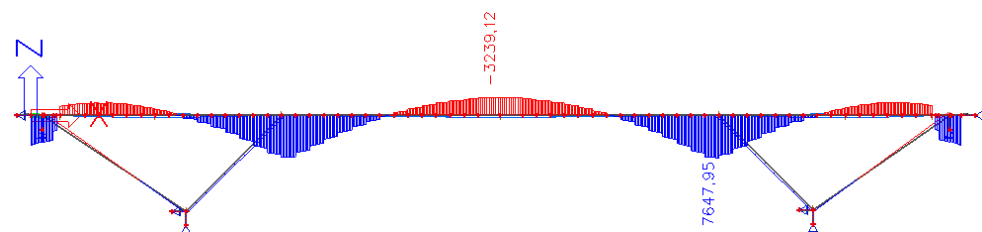
K výsledkům normálového napětí přidávám také ohybové momenty [kNm] od předpětí.



Obr. 232 Primární ohybové momenty



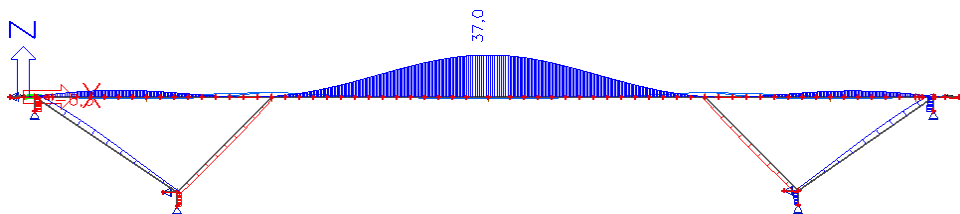
Obr. 233 Sekundární ohybové momenty



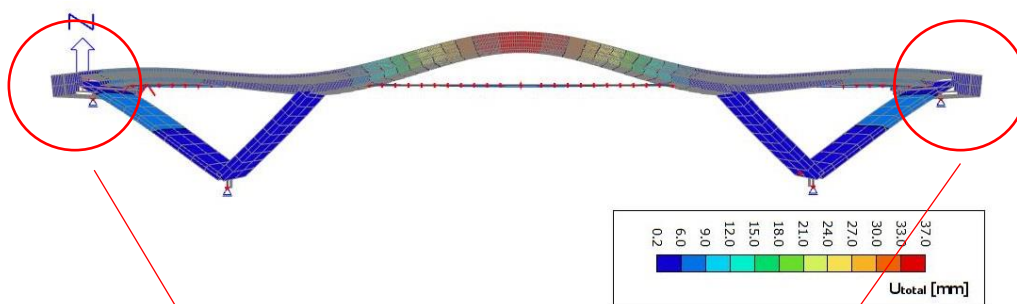
Obr. 234 Celková výslednice ohybových momentů od předpětí

### 5.3.5 Přehodnocení postupu výpočtu

Ve fázích výstavby jsem počítal s tím, že všechny podpory (v mém případě i ocelové pruty) vznikají v čase betonáže. Tím jsem však zabránil deformaci od předpětí (obr. 235 a 236).

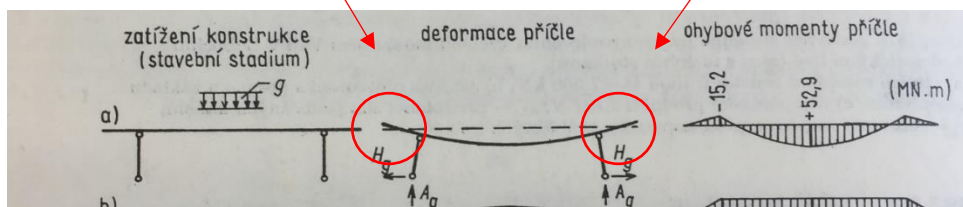


Obr. 235 Deformace uz od účinku předpětí



Obr. 236 Deformovaná konstrukce od předpětí

Příčel se tedy nemůže deformovat, jak je uvedeno v rešerši konstrukce. Pro přehlednost zde udávám ten stejný obrázek jako je v kapitole 3.5.3. Většinu předpětí převezme právě reakce v podpoře.

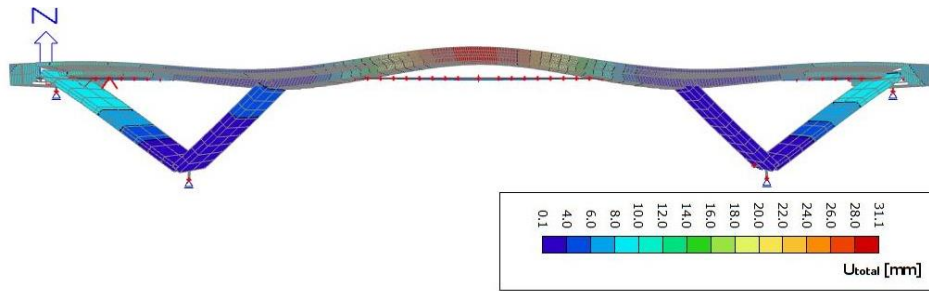


Obr. 237 Statická schémata rámového mostu (rozpětí 60,7 m) po dobu výstavby: a) po předpětí a odsružení

#### 5.3.5.1 Podpory na konci v čase uvedení ostatního stálého zatížení

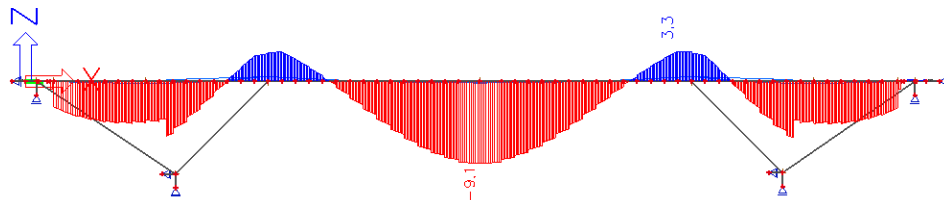
Výsledky znázorněné níže odpovídají tomu, když jsou kabely vedeny zleva i zprava a jsou kotveny v místě nulových momentů. Zároveň mají nad podporou největší možnou excentricitu, stejně jako mají v případě prvního návrhu vedení. Změnil jsem však počet kabelů: zleva i zprava vedu 6 zvedaných kabelů, tzn. celkem 12 kabelů z 19 lan.

Na obrázku 238 je znázorněna deformace od předpětí. Je tedy patrné, že se příčel již může deformovat.



Obr. 238 Deformovaná konstrukce

Předpětí je pořád velmi účinné, jelikož na konci životnosti, kdy působí pouze stálé zatížení, vzniká tah u dolních vláken v řezu 2 a 4 (obr. 239).



Obr. 239 Průběh normálových napětí u dolních vláken na konci životnosti

### 5.3.5.2 Optimalizace vedení

Kvůli zamezení tahu u dolních vláken vedu kabely předpínací výztuže v řezu nad mezilehlou podporou pod těžištěm průřezu. Předpětí je vneseno 12 kabely (6 zleva a 6 zprava) z 19 lan. Tečnový polygon je zjednodušený. Lepším vedením předpínací výztuže zřejmě lze upravit počet předpínacích kabelů a tím zefektivnit předpětí.

	Souř. X [m]	Souř. Z [m]	Typ křivky	Parametr křivky [m]
1	0,00	0,08	Kružnice + t -	0,80
2	5,00	-0,13	Kružnice + t -	4,00
3	43,00	-0,12	Kružnice + p -	1500,00
4	56,46	0,12	Kružnice + t -	0,80
5	0,00	0,00	-	0,00

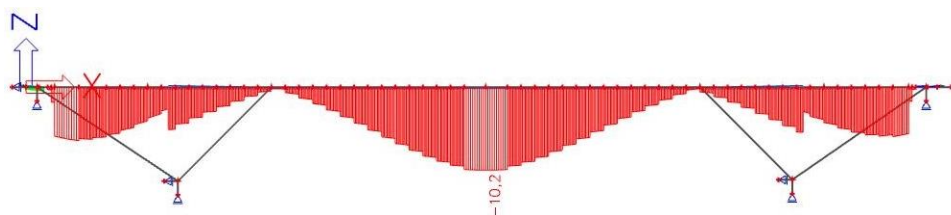


Obr. 240 Tečnový polygon levého kabelu

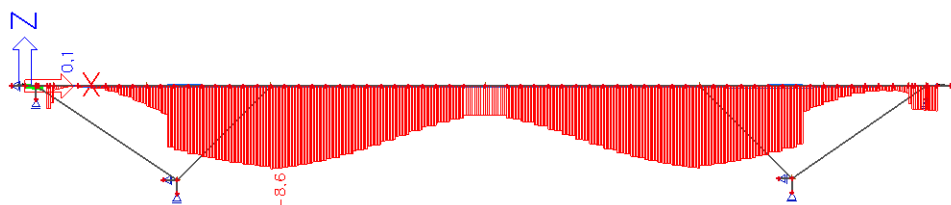
	Souř. X [m]	Souř. Z [m]	Typ křivky	Parametr křivky [m]
1	10,33	0,12	Kružnice + t -	0,80
2	23,79	-0,12	Kružnice + p -	1500,00
3	60,00	-0,14	Kružnice + t -	4,00
4	66,19	0,08	Kružnice + t -	0,80
5	0,00	0,00	-	0,00



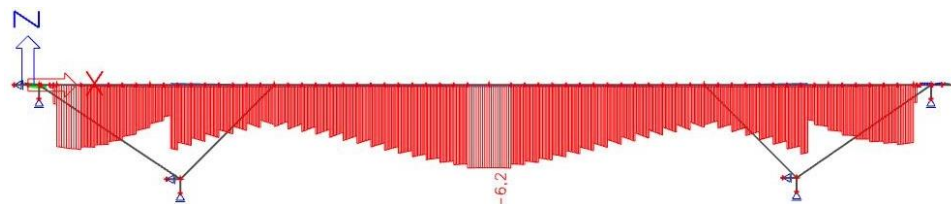
Obr. 241 Tečnový polygon pravého kabelu

**Čas vnesení předpětí – kvazistálá kombinace zatížení**

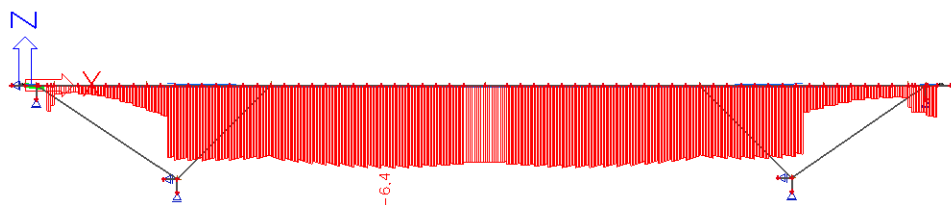
Obr. 242 Průběh normálových napětí u dolních vláken



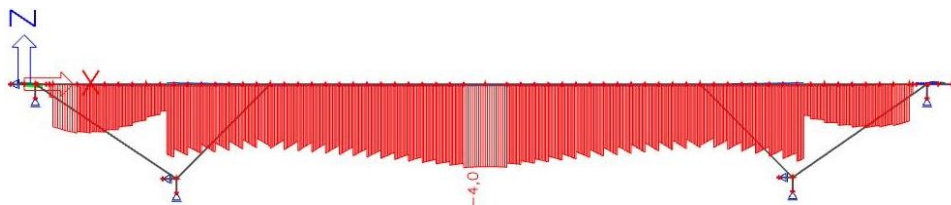
Obr. 243 Průběh normálových napětí u horních vláken

**Čas uvedení do provozu – kvazistálá kombinace zatížení**

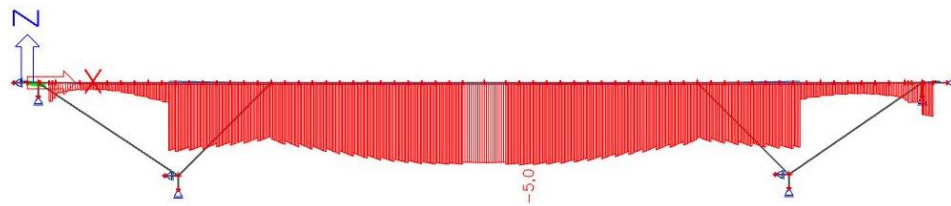
Obr. 244 Průběh normálových napětí u dolních vláken



Obr. 245 Průběh normálových napětí u horních vláken

**Čas na konci životnosti – kvazistálá kombinace zatížení**

Obr. 246 Průběh normálových napětí u dolních vláken



Obr. 247 Průběh normálových napětí u horních vláken

## 5.4 Posouzení konstrukce – MSP

Z výsledků výše je patrné, že ve všech průřezích vzniká tlak při působení kvazistálé kombinace zatížení. Je tedy splněn požadavek z kapitoly 5.3.3.2 na ověření vzniku dekomprese.

V rámci posouzení v mezních stavech použitelnosti je nutné ověřit konstrukci z hlediska omezení napětí, trhlin, průhybů a případně dalších stavů. [16] V mé bakalářské práci posoudím omezení napětí.

Kombinace jsou sestavené v programu SCIA engineer. Při sestavování jsem postupoval podle [16].

### 5.4.1 Požadavky z hlediska mezního stavu omezení napětí

Tlakové napětí v betonu je omezeno kvůli vzniku podélných trhlin, rozvoji mikrotrhlin nebo nadměrnému dotvarování. [16]

#### **Napětí v betonu – provozní stav**

Tlakové napětí v betonu omezujeme při charakteristické kombinaci na hodnotu  $0,6 \cdot f_{ck}$ . Uvažuji tedy hodnotu  $0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 30,00 = 18 \text{ MPa}$ .

Pokud je napětí v betonu při kvazistálé kombinaci menší nebo rovno  $0,45 \cdot f_{ck}$ , předpokládáme lineární dotvarování. Jinak uvažujeme nelineární dotvarování. Uvažuji tudíž hodnotu  $0,45 \cdot 30,00 = 13,50 \text{ MPa}$ .

#### **Napětí v betonu – čas vnesení předpětí**

V čase vnesení předpětí omezujeme napětí betonu v tlaku hodnotou:  $\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck}(t)$ .

Pokud je napětí v betonu větší než  $0,45 \cdot f_{ck}(t)$ , uvažujeme nelineární dotvarování.

Zároveň posuzujeme pevnost betonu při předpínání. Pro posouzení uvažuji hodnotu  $f_{ck}(7) = 23,11 \text{ MPa}$ . Potom:

$$0,45 \cdot f_{ck}(7) = 0,45 \cdot 23,11 = 10,4 \text{ MPa}$$

$$0,60 \cdot f_{ck}(7) = 0,60 \cdot 23,11 = 13,87 \text{ MPa}$$

### Omezení tahových napětí v betonu

Pro zjednodušení počítám s plným průřezem bez trhlin. Pro případy, kdy napětí v betonu v tahu překročí hodnotu  $f_{ctm}$ , bylo by nutné spočítat napětí na průřezu s trhlinou. Uvažuji hodnotu  $f_{ctm} = 2,90$  MPa.

### Omezení tahových napětí v betonu ve stavebních stavech

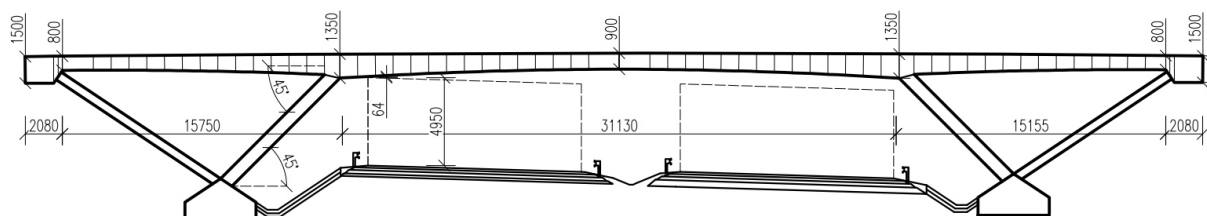
Omezení tahových napětí v době výstavby je omezeno hodnotou  $1 \cdot f_{ctm}(t)$ :

$$1 \cdot f_{ctm}(7) = 1 \cdot 2,37 = 2,37 \text{ MPa.}$$

#### 5.4.1.1 Posouzení

Posouzení je provedeno v tabulce 32 na následující stránce. Případy, pro které by bylo nutné spočítat napětí na průřezu s trhlinou, jsou v tabulce zvýrazněné oranžově. Případy, kdy napětí je menší než tahová pevnost betonu, jsou označené zeleně. Kvůli omezenému času výpočet průřezu s trhlinou v bakalářské práci neprovádím.

Z výsledků normálových napětí v poli lze vidět, že pokud působí zatížení od dopravy (sestava gr1a), tak je napětí v průřezu větší než tahová pevnost betonu. To znamená, že konstrukce je velmi štíhlá. Řešením by bylo zvětšit průřez v poli, jak je například ukázáno na obrázku 248. Zvětšila by se tím excentricita předpínací výztuže v poli.



Obr. 248 Model konstrukce



Zatížení	Čas	+/-	Vlákna	Normálové napětí [MPa] v řezu																																									
				0						1						2						3						4						5						6					
				$\sigma$	$\sigma_{lim}$	Splněno?	$\sigma$	$\sigma_{lim}$	Splněno?	$\sigma$	$\sigma_{lim}$	Splněno?	$\sigma$	$\sigma_{lim}$	Splněno?	$\sigma$	$\sigma_{lim}$	Splněno?	$\sigma$	$\sigma_{lim}$	Splněno?	$\sigma$	$\sigma_{lim}$	Splněno?	$\sigma$	$\sigma_{lim}$	Splněno?	$\sigma$	$\sigma_{lim}$	Splněno?	$\sigma$	$\sigma_{lim}$	Splněno?												
Kvazistálá kombinace	Vnesení předpětí	+	h	-0,4	-10,4	ano	-2,1	-10,4	ano	-8,6	-10,4	ano	-3,0	-10,4	ano	-10,2	-10,4	ano	-3,0	-10,4	ano	-8,5	-10,4	ano	-1,7	-10,4	ano	-1,7	-10,4	ano	-0,7	-10,4	ano												
				h	-0,6	-10,4	ano	-3,8	-10,4	ano	-0,1	-10,4	ano	-10,2	-10,4	ano	-10,2	-10,4	ano	-3,0	-10,4	ano	-8,5	-10,4	ano	-1,7	-10,4	ano	-1,7	-10,4	ano	-0,7	-10,4	ano											
	Uvedení do provozu	+	h	-6,0	-10,4	ano	-3,8	-10,4	ano	-0,1	-10,4	ano	-10,2	-10,4	ano	-6,0	-13,5	ano	-6,0	-13,5	ano	-5,5	-13,5	ano	-4,3	-10,4	ano	-4,3	-10,4	ano	-5,7	-10,4	ano												
				h	-0,7	-13,5	ano	-1,9	-13,5	ano	-5,5	-13,5	ano	-6,1	-13,5	ano	-6,1	-13,5	ano	-3,1	-13,5	ano	-3,1	-13,5	ano	-3,4	-13,5	ano	-3,4	-13,5	ano	-1,0	-13,5	ano											
	Konec životnosti	-	h	-0,7	-13,5	ano	-2,9	-13,5	ano	-6,1	-13,5	ano	-6,1	-13,5	ano	-6,0	-13,5	ano	-6,0	-13,5	ano	-5,5	-13,5	ano	-1,6	-13,5	ano	-1,6	-13,5	ano	-4,3	-13,5	ano												
				h	-0,7	-13,5	ano	-2,3	-13,5	ano	-3,5	-13,5	ano	-7,5	-13,5	ano	-7,5	-13,5	ano	-3,5	-13,5	ano	-3,5	-13,5	ano	-4,3	-13,5	ano	-4,3	-13,5	ano	-5,6	-13,5	ano											
	Charakteristická kombinace	Vnesení předpětí	+	h	-0,7	-13,5	ano	-0,9	-13,5	ano	-3,4	-13,5	ano	-4,9	-13,5	ano	-3,4	-13,5	ano	-3,4	-13,5	ano	-3,4	-13,5	ano	-0,8	-13,5	ano	-0,8	-13,5	ano	-0,9	-13,5	ano											
					h	-2,0	-13,5	ano	-1,6	-13,5	ano	-3,1	-13,5	ano	-3,9	-13,5	ano	-3,9	-13,5	ano	-3,0	-13,5	ano	-3,0	-13,5	ano	-1,8	-13,5	ano	-1,8	-13,5	ano	-1,8	-13,5	ano										
		Uvedení do provozu	-	h	-0,7	-13,5	ano	-1,3	-13,5	ano	-4,0	-13,5	ano	-4,9	-13,5	ano	-4,9	-13,5	ano	-4,0	-13,5	ano	-4,0	-13,5	ano	-1,1	-13,5	ano	-1,1	-13,5	ano	-1,0	-13,5	ano											
					h	-3,4	-13,5	ano	-2,4	-13,5	ano	-3,4	-13,5	ano	-5,3	-13,5	ano	-5,3	-13,5	ano	-3,4	-13,5	ano	-3,4	-13,5	ano	-2,8	-13,5	ano	-2,8	-13,5	ano	-3,1	-13,5	ano										
Konec životnosti		+	h	-0,2	-13,9	ano	0,4	2,4	ano	0,2	2,4	ano	-5,2	-13,9	ano	2,2	2,4	ano	2,2	2,4	ano	2,2	2,4	ano	0,2	2,4	ano	0,6	2,4	ano	-0,6	-13,9	ano												
				h	-1,9	-13,9	ano	1,8	2,4	ano	-2,5	-13,9	ano	-6,8	-13,9	ano	-13,6	-13,9	ano	-6,7	-13,9	ano	-6,7	-13,9	ano	1,8	2,4	ano	1,8	2,4	ano	-1,6	-13,9	ano											
Charakteristická kombinace		-	h	-2,2	-13,9	ano	-7,2	-13,9	ano	-6,8	-13,9	ano	-10,2	-13,9	ano	-9,1	-13,9	ano	-10,4	-13,9	ano	-10,4	-13,9	ano	-6,7	-13,9	ano	-6,7	-13,9	ano	-2,5	-13,9	ano												
				h	-2,2	-18,0	ano	-6,6	-18,0	ano	-6,9	-18,0	ano	-14,4	-18,0	ano	-14,4	-18,0	ano	-6,5	-18,0	ano	-6,5	-18,0	ano	-6,7	-18,0	ano	-6,7	-18,0	ano	-2,5	-18,0	ano											
Uvedení do provozu		-	h	-2,5	-18,0	ano	2,4	2,9	ano	2,7	-18,0	ano	2,7	2,9	ano	2,7	2,9	ano	-2,7	-18,0	ano	-2,7	-18,0	ano	2,1	2,9	ano	2,1	2,9	ano	-2,2	-18,0	ano												
				h	-0,2	-18,0	ano	0,6	2,9	ano	-0,3	-18,0	ano	-5,3	-18,0	ano	-5,3	-18,0	ano	-0,2	-18,0	ano	-0,2	-18,0	ano	1,0	2,9	ano	1,0	2,9	ano	-0,6	-18,0	ano											
Konec životnosti	+	h	-6,5	-18,0	ano	-6,2	-18,0	ano	-9,8	-18,0	ano	-9,8	-18,0	ano	-8,5	-18,0	ano	-8,5	-18,0	ano	-10,0	-18,0	ano	1,8	2,9	ano	-6,8	-18,0	ano	-6,1	-18,0	ano													
			h	-0,2	-18,0	ano	1,6	2,9	ano	1,9	2,9	ano	-4,2	-18,0	ano	-4,2	-18,0	ano	1,8	2,9	ano	1,8	2,9	ano	3,7	2,9	ano	3,7	2,9	ano	-0,6	-18,0	ano												
Uvedení do provozu	-	h	0,0	-18,0	ano	3,5	2,9	NE!!!	-2,7	-18,0	ano	3,7	2,9	NE!!!	-2,6	-18,0	ano	-13,3	-18,0	ano	-4,4	-18,0	ano	-4,4	-18,0	ano	-5,8	-18,0	ano	-2,4	-18,0	ano													
			h	-2,1	-18,0	ano	-5,9	-18,0	ano	-4,4	-18,0	ano	-9,8	-18,0	ano	-6,3	-18,0	ano	-6,3	-18,0	ano	-9,8	-18,0	ano	-9,8	-18,0	ano	-5,3	-18,0	ano	-5,3	-18,0	ano												
Častá kombinace	+	h	-4,0	0,0	ano	-0,5	0,0	ano	-2,6	0,0	ano	-5,6	0,0	ano	-5,6	0,0	ano	-2,5	0,0	ano	-2,5	0,0	ano	-0,1	0,0	ano	-0,1	0,0	ano	-0,7	0,0	ano													
			h	-3,4	0,0	ano	0,5	2,9	ano	-2,9	0,0	ano	-0,8	0,0	ano	-0,8	0,0	ano	-2,9	0,0	ano	-2,9	0,0	ano	0,1	2,9	ano	0,1	2,9	ano	-3,1	0,0	ano												
Konec životnosti	-	h	-1,7	0,0	ano	-5,3	0,0	ano	-6,3	0,0	ano	-11,2	0,0	ano	-11,2	0,0	ano	-6,3	0,0	ano	-6,3	0,0	ano	-5,0	0,0	ano	-5,0	0,0	ano	-2,0	0,0	ano													
			h	-6,3	0,0	ano	-5,1	0,0	ano	-7,1	0,0	ano	-8,0	0,0	ano	-8,0	0,0	ano	-7,2	0,0	ano	-7,2	0,0	ano	-5,7	0,0	ano	-5,7	0,0	ano	-5,9	0,0	ano												
Uvedení do provozu	+	h	-0,3	0,0	ano	0,5	2,9	ano	-0,4	0,0	ano	-4,5	0,0	ano	-4,5	0,0	ano	-0,5	0,0	ano	-0,5	0,0	ano	0,7	2,9	ano	0,7	2,9	ano	-0,7	0,0	ano													
			h	-0,8	0,0	ano	1,8	2,9	ano	-2,8	0,0	ano	1,4	2,9	ano	1,4	2,9	ano	-2,8	0,0	ano	-2,8	0,0	ano	1,7	2,9	ano	1,7	2,9	ano	-0,6	0,0	ano												
Konec životnosti	-	h	-1,7	0,0	ano	-4,3	0,0	ano	-4,2	0,0	ano	-10,1	0,0	ano	-10,1	0,0	ano	-4,2	0,0	ano	-4,2	0,0	ano	-4,1	0,0	ano	-4,1	0,0	ano	-1,9	0,0	ano													
			h	-3,7	0,0	ano	-3,8	0,0	ano	-2,8	0,0	ano	-5,8	0,0	ano	-5,8	0,0	ano	-7,1	0,0	ano	-7,1	0,0	ano	-4,2	0,0	ano	-4,2	0,0	ano	-3,4	0,0	ano												

Tab. 32 Posouzení MSP omezení napětí

## 6 Závěr

Předmětem bakalářské práce byl návrh mostu na MÚK Rokytno.

První část bakalářské práce je zaměřena na zájmové území a návrh jednotlivých variant mostní konstrukce. Při návrhu byl hlavní záměr zjednodušení údržby, a to jak na mostě, tak na celé mostní konstrukci. Z hlediska údržby na mostě bylo změněno šířkové uspořádání. To však bez zásahu na převáděnou komunikaci i sdružený jízdní pruh pro cyklisty a chodce. Z hlediska celkové konstrukce mostu byla snaha most navrhnout jako integrovaný. Z těchto variant byla vybrána jedna pomyslně vítězná. Stala se ji rámová vzpěradlová konstrukce o třech polích.

Druhá část práce se věnuje rešerši rámových a trémových (nosníkových) mostů. Na začátku rešerše je vypsáno několik termínů z mostního stavitelství, které se v práci vyskytují. Dále je zacílena na různé typy průřezů mostů a na vlastnosti trémových mostů. Větší část rešerše je věnována rámovým mostům. Rešerše také obsahuje příklady již zhotovených vzpěradlových konstrukcí.

Třetí a zároveň nejobsáhlejší část práce je zaměřena na parametrickou studii vybrané vítězné varianty. V této části je nejprve stanoven materiál a spočteno zatížení. Dále jsou navrženy délky konzol deskového průřezu. Po stanovení příčného řezu je zpracováno několik schémat vzpěradlového mostu, kde jsou pozorovány vlastnosti konstrukce. Například, jak se chová konstrukce při silovém nebo nesilovém zatížení, jak se změní vnitřní síly po změně tuhosti jednotlivých prvků atd. Část parametrické studie je věnována i založení konstrukce. Hned na začátku jsou zjednodušeně upraveny podpory na koncích mostu. Podpory pod vzpěrami jsou stanoveny jako pevný kloub. Téměř na konci studie jsou změněny i podpory pod vzpěrami. Zde lze sledovat, jak moc záleží na podloží a také správném stanovení podpor ve výpočetním modelu. Po upravení podpor se změnilo chování konstrukce. Na konci parametrické studie je stanovena výsledná konstrukce a vykreslení vnitřních sil od jednotlivých zatěžovacích stavů. Zde z důvodů velkých posunů od teploty nelze most navrhnout jako integrovaný. Z toho vyplývá nutnost navrhnout most jako semi-integrovaný s mostním závěrem. Tudíž se má snaha o eliminování mostních závěrů, a tím snížení ekonomické náročnosti mostu, ukázala jako nevhodná. Stále jsou však eliminována ložiska mostu.

V poslední části bakalářské práce je provedena analýza konstrukce. Nejprve jsou stanoveny kombinace zatížení, poté je proveden zjednodušený posudek mostu ze železobetonu. Z hlediska MSÚ není zcela vyloučena možnost návrhu mostu pouze ze železobetonu. Kvůli

zvýšení trvanlivosti je most navržen z předpjatého betonu. Návrh předpětí jsem provedl pomocí modulu TDA ve SCIE engineer. Na závěr je konstrukce posouzena z hlediska mezního stavu použitelnosti. Dle předběžného posouzení by taková konstrukce vyhověla. Je nutno ji však dále ještě posoudit.

Jsem si vědom zjednodušení celého návrhu, kde jsem nepočítal s mnoha proměnnými zatíženími. U založení konstrukce jsem počítal pouze s jednotným geologickým profilem. Dále i vedení předpínací výztuže lze zefektivnit propracovanějším návrhem.

## Seznam použité literatury

- [1] *Projektová dokumentace pro provedení stavby (PDPS)*. Sdružení CPP 2012; Vedoucí účastník: PRAGOPROJEKT, a.s., 2017.
- [2] *Mapy.cz* [online]. Seznam.cz, 1998 [cit. 2020-02-27]. Dostupné z: [Mapy.cz](http://www.mapy.cz)
- [3] *Dálnice D35. Dálnice D35* [online]. b.r. [cit. 2020-02-26]. Dostupné z: <http://www.dalnice-d35.cz/>
- [4] DRAHORÁD, Michal a Marek FOGLAR. *Metodika návrhů integrovaných mostů: Metodický základ TP Integrované mosty*. 1. Praha: Ministerstvo dopravy, 2015.
- [5] JANDA, Lubor, Zdeněk KLEISNER a Jozef ZVARA. *Betonové mosty*. 1. Praha: SNTL - Nakladatelství technické literatury, 1988.
- [6] ŠAFÁŘ, Roman. *Betonové mosty 1: přednášky*. 1. vyd. V Praze: České vysoké učení technické, 2010. ISBN 978-80-01-04661-6.
- [7] STRÁSKÝ, Jiří. *Betonové mosty*. 1. Praha: ŠEL, 2001. Technická knihovna autorizovaného inženýra a technika. ISBN 80-864-2605-X.
- [8] ŠAFÁŘ, Roman. *Betonové mosty 2: přednášky*. 1. vyd. V Praze: České vysoké učení technické, 2014. ISBN 978-80-01-05543-4.
- [9] *ZPRAVODAJ: informační bulletin*. 1. Hradec Králové: Společnost ochránců památek ve východních Čechách, 1999.
- [10] *Google Maps* [online]. USA: Google, 2005 [cit. 2020-03-05]. Dostupné z: [maps.google.com](https://maps.google.com)
- [11] *BETON: Technologie · Konstrukce · Sanace*. 2016, (4).
- [12] *BETON: Technologie · Konstrukce · Sanace*. Dvanáctý. 2012, ()
- [13] *ČSN EN 1992-1-1 ed.2: 2011 (73 1201) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. b.r.

- [14] PROCHÁZKA, Jaroslav. *Betonové konstrukce: textové materiály*. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2008. ISBN 978-80-01-04131-4.
- [15] HRDOUŠEK, Vladislav. *Navrhování mostů: textové materiály*. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2008. ISBN 978-80-01-04127-7.
- [16] ŠAFÁŘ, Roman. *Betonové mosty 2 - cvičení: návrh předpjatého mostu podle Eurokódů*. V Praze: České vysoké učení technické, 2015. ISBN 978-80-01-05690-5.
- [17] ČSN EN 1991-1-5: 2005 (73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou. b.r.
- [18] ČAMBULA, Jaroslav. *Navrhování mostních konstrukcí podle Eurokódů*. Praha: Pro Ministerstvo dopravy a Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě (ČKAIT) vydalo Informační centrum ČKAIT, 2010. Technická knihovna (ČKAIT). ISBN 978-80-87093-90-0.
- [19] NAVRÁTIL, Jaroslav. *Předpjaté betonové konstrukce*. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2004. ISBN 80-214-2649-7.
- [20] Pasivní soudržné kotvení typu G - (cibulová kotva). *FREYSSINET: SUSTAINABLE TECHNOLOGY* [online]. b.r. [cit. 2020-05-13]. Dostupné z: [http://www.freyssinet.cz/169-pasivni\\_soudrzne\\_kotveni\\_typu\\_g\\_-\\_cibulova\\_kotva](http://www.freyssinet.cz/169-pasivni_soudrzne_kotveni_typu_g_-_cibulova_kotva)
- [21] STRÁSKÝ, Jiří a Radim NEČAS. *BETONOVÉ MOSTY II: VYBRANÉ PROBLÉMY NAVRHOVÁNÍ MOSTŮ* [online]. Brno, 2007 [cit. 2020-04-10]. Dostupné z: [http://lences.cz/domains/lences.cz/skola/subory/Skripta/CL02-Betonov%C3%A9%20mosty%20II%20\(KON\)/M03-Vybran%C3%A9%20probl%C3%A9my%20navrhov%C3%A1n%C3%AD%20most%C5%AF.pdf](http://lences.cz/domains/lences.cz/skola/subory/Skripta/CL02-Betonov%C3%A9%20mosty%20II%20(KON)/M03-Vybran%C3%A9%20probl%C3%A9my%20navrhov%C3%A1n%C3%AD%20most%C5%AF.pdf). Skripta. VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ.

# Seznam příloh

Vzorové příčné řezy

Podélný řez

Půdorys

## Seznam obrázků

Obr. 1 Poloha mostu [2].....	15
Obr. 2 Průmyslová zóna Rokytno.....	15
Obr. 3 Přeložka silnice II/298.....	15
Obr. 4 První úsek dálnice D35 [3].....	16
Obr. 5 Druhý úsek dálnice D35 [3].....	17
Obr. 6 Třetí úsek dálnice D35 [3].....	17
Obr. 7 Údaje o převáděné komunikaci II/298 [1].....	18
Obr. 8 Údaje o přemostované komunikaci D35 [1].....	19
Obr. 9 Příčný řez současného návrhu mostu [1].....	21
Obr. 10 Podélný řez současného návrhu mostu [1].....	22
Obr. 11 Změna šířkového uspořádání na mostě.....	22
Obr. 12 Příčný řez – Varianta 1.....	23
Obr. 13 Podélný řez – Varianta 1.....	24
Obr. 14 Příčný řez – Varianta 2.....	25
Obr. 15 Podélný řez – Varianta 2.....	25
Obr. 16 Podélný řez – Varianta 3.....	26
Obr. 17 Příčný řez – Varianta 5.....	28
Obr. 18 Podélný řez – Varianta 5.....	28
Obr. 19 Třídění mostu podle statické nosné konstrukce [6].....	30
Obr. 20 Průřezy mostovek běžných šířek: a) deska, b) deskový trám, c) rošt, d) dvojtrám s okrajovými nosníky, e) parapetní trám, f) dvojtrám, g) ocelbetonový dvojtrám, h) jednotrám, i) deska vylehčená kruhovými otvory, j) vícekomorový nosník, k) dva komorové nosníky spojené deskou, l) dvojkomorový nosník se skloněnými vnějšími stěnami, m) jednokomorový nosník, n) jednokomorový ocelbetonový nosník [7].....	31
Obr. 21 Rámová konstrukce o třech polích: a) klasická, podepřená na ložiskách, b) integrovaná s opěrou [8].....	31
Obr. 22 Deskový most: a) jednopólová prostě uložená deska, b) spojitá deska ve středním poli vylehčená, c) rámový vzpěradlový most, d) rozpěrková konstrukce [6].....	32
Obr. 23 Schéma trámových a rámových mostů: a) prostý nosník, b) spojitý nosník, c) jednoduchý rám, d) sdružený rám, e) konstrukce uložená rámově na mezilehlých podpěrách a uložená na ložiska na koncových opěrách, f) konstrukce s rámovými stojkami	



rozdělenými na dvě štíhle stěny, g) vzpěradlový rám bez ložisek, h) vzpěradlový rám s ložisky na koncových opěrách [8].....	34
Obr. 24 Úprava ohybového momentu $M_0$ v příčli v závislosti na tuhosti prvků rámu: a) vetknutí stojky do základu, b) kloubové připojení na základ [5].....	35
Obr. 25 Účinek změny teploty na konstrukci: a) tuhé stojky způsobí vznik momentu $\pm M_T$ , závisějícího na jejich tuhosti, b) volný posun $\Delta l_T$ , takže se vliv teploty neuplatní (posuvné vetknutí rámové příčle) [5] .....	35
Obr. 26 a) rám s dolní deskou uzavřený, b) rám bez dolní desky [8].....	36
Obr. 27 Předpokládaný průběh sil u vzpěradlového rámového mostu [7] .....	37
Obr. 28 Statická schémata rámových mostů o jednom poli: a) trojkloubový, b) dvojkoubový, c) vetknutý [5].....	37
Obr. 29 Statická schémata dvoukloubových rámu s vyložení krátkého krajního pole: a) svislé stojky nebo vzpěradlo, b) pružné vetknutí, c) opěrný systém ve tvaru trojúhelníka [5] .....	38
Obr. 30 Schéma účinků předpětí na rámový most o jednom poli [5].....	39
Obr. 31 Statická schémata rámového mostu (rozpětí 60,7 m) po dobu výstavby: a) po předpětí a odskružení, b) napnutí táhla (1. fáze napínání), c) soustava se stálým zatížením, d) dtto, po napnutí 2. fáze; definitivní stádium [5].....	39
Obr. 32 Pohled na Labský most.....	40
Obr. 33 Pohled na spodní hranu nosné konstrukce a na šikmé vzpěry u Labského mostu .....	40
Obr. 34 Šířkové uspořádání na Labském mostě .....	41
Obr. 35 Pohled na most U Soutoku .....	41
Obr. 36 Šířkové uspořádání na mostě U Soutoku.....	42
Obr. 37 Pohled na spodní hranu nosné konstrukce a na šikmé vzpěry u mostu U soutoku .....	42
Obr. 38 Lávka spojující přilehlou stezku a mostní objekt .....	43
Obr. 39 Pohled na MÚK Bílinka [10] .....	43
Obr. 40 Šikmé vzpěry z vysokopevnostního betonu [12].....	44
Obr. 41 Nadjezd nad dálnicí D35 v Olomouci-Neředíně [10].....	44
Obr. 42 Detail přechodové oblasti nadjezdu nad dálnicí D35 v Olomouci-Neředíně [11] .....	44
Obr. 43 Model zatížení 1 (LM1) [16].....	49
Obr. 44 První návrh konzol v příčném směru.....	51
Obr. 45 Příčný roznos kolových sil (LM1) [16] .....	52
Obr. 46 Půdorysný roznos kolových sil (LM1) [16] .....	52
Obr. 47 Schéma zatížení ZS1 levé konzoly .....	53
Obr. 48 Vykreslení ohybových momentů.....	53

Obr. 49 Schéma zatížení ZS1 pravé konzoly.....	53
Obr. 50 Vykreslení ohybových momentů.....	54
Obr. 51 Schéma zatížení ZS2 levé konzoly .....	54
Obr. 52 Vykreslení ohybových momentů.....	55
Obr. 53 Schéma zatížení ZS2 pravé konzoly.....	55
Obr. 54 Vykreslení ohybových momentů.....	56
Obr. 55 Schéma zatížení ZS3 levé konzoly .....	56
Obr. 56 Vykreslení ohybových momentů.....	56
Obr. 57 Schéma zatížení ZS3 pravé konzoly.....	56
Obr. 58 Vykreslení ohybových momentů.....	57
Obr. 59 Finální příčný řez.....	57
Obr. 60 Délka roznosu .....	58
Obr. 61 Ostatní stálé zatížení.....	62
Obr. 62 Pokles podpor var. 1 .....	62
Obr. 63 Pokles podpor var. 2 .....	63
Obr. 64 Rovnoměrné zatížení od dopravy (UDL) var. 1 .....	63
Obr. 65 Rovnoměrné zatížení od dopravy (UDL) var. 2 .....	63
Obr. 66 Rovnoměrné zatížení od dopravy (UDL) var. 3 .....	63
Obr. 67 Rovnoměrné zatížení od dopravy (UDL) var. 4.....	63
Obr. 68 Rovnoměrné zatížení od dopravy (UDL) var. 5 .....	63
Obr. 69 Dvojice náprav na hlavní poli.....	64
Obr. 70 Dvojice náprav (TS) na vedlejším poli.....	64
Obr. 71 Brzdná, resp. rozjezdová síla, var. 1 .....	64
Obr. 72 Brzdná, resp. rozjezdová, var. 2 .....	64
Obr. 73 Detail ukončení mostu [21] .....	65
Obr. 74 Deformace ve směru osy x .....	65
Obr. 75 Řez pilotou.....	65
Obr. 76 Schéma konstrukce mostu pro úhel vzpěry 45°.....	66
Obr. 77 Schéma konstrukce mostu pro úhel vzpěry 55°.....	66
Obr. 78 Schéma konstrukce mostu pro úhel vzpěry 65°.....	66
Obr. 79 Označení řezů .....	66
Obr. 80 Ohybové momenty na příčli pro úhel vzpěry 45°.....	67
Obr. 81 Ohybové momenty na příčli pro úhel vzpěry 55°.....	67
Obr. 82 Ohybové momenty na příčli pro úhel vzpěry 65°.....	68

Obr. 83 Průřez vzpěry a táhla .....	68
Obr. 84 Normálové síly od zatížení vlastní tíhou .....	69
Obr. 85 Normálové síly od zatížení rovnoměrnou teplotou + 32 °C .....	69
Obr. 86 Normálové síly od zatížení rovnoměrnou teplotou - 35 °C .....	70
Obr. 87 Normálové síly od zatížení vlastní tíhou .....	70
Obr. 88 Normálová síla od zatížení rovnoměrnou teplotou + 32 °C .....	70
Obr. 89 Normálová síla od zatížení rovnoměrnou teplotou - 35 °C .....	70
Obr. 90 Konstantní průřez mostovky .....	71
Obr. 91 Parabola .....	72
Obr. 92 Varianta první – podélný řez .....	72
Obr. 93 Varianta první – příčný řez příčlí a) v poli, b) nad vzpěrou .....	73
Obr. 94 Varianta první – výpočetní model .....	73
Obr. 95 Varianta druhá – podélný řez .....	73
Obr. 96 Varianta druhá – příčný řez příčlí a) v poli, b) nad vzpěrou .....	74
Obr. 97 Varianta druhá – výpočetní model .....	74
Obr. 98 Varianta třetí – konstantní průřez: průhyb od vlastní tíhy (ZS1) .....	74
Obr. 99 Varianta první – 1,5násobek: průhyb od vlastní tíhy (ZS1) .....	74
Obr. 100 Varianta druhá – 2násobek: průhyb od vlastní tíhy (ZS1) .....	75
Obr. 101 Varianta třetí – konstantní průřez: ohybové momenty od vlastní tíhy (ZS1) .....	75
Obr. 102 Varianta první – 1,5násobek: ohybové momenty od vlastní tíhy (ZS1) .....	75
Obr. 103 Varianta druhá – 2násobek: ohybové momenty od vlastní tíhy (ZS1) .....	75
Obr. 104 Půdorysné schéma hlubinného založení .....	77
Obr. 105 Podélný řez skupinou pilot .....	78
Obr. 106 Deformace od 1 MN .....	78
Obr. 107 Ohybové momenty .....	79
Obr. 108 Podélný řez nosnou konstrukcí .....	79
Obr. 109 Příčný řez příčlí: a) v poli, b) nad vzpěrou .....	80
Obr. 110 Výpočetní model .....	80
Obr. 111 Deformovaná konstrukce .....	80
Obr. 112 Normálové síly [kN] .....	81
Obr. 113 Posouvající síly [kN] .....	81
Obr. 114 Ohybové momenty [kNm] .....	81
Obr. 115 Deformovaná konstrukce .....	81
Obr. 116 Normálové síly [kN] .....	82

Obr. 117 Posouvající síly [kN] .....	82
Obr. 118 Ohybové momenty [kNm].....	82
Obr. 119 Deformovaná konstrukce.....	82
Obr. 120 Normálové síly [kN].....	83
Obr. 121 Posouvající síly [kN] .....	83
Obr. 122 Ohybové momenty [kNm].....	83
Obr. 123 Deformovaná konstrukce.....	83
Obr. 124 Normálové síly [kN].....	84
Obr. 125 Posouvající síly [kN] .....	84
Obr. 126 Ohybové momenty [kNm].....	84
Obr. 127 Deformovaná konstrukce.....	85
Obr. 128 Deformovaná konstrukce.....	85
Obr. 129 Deformovaná konstrukce.....	85
Obr. 130 Deformovaná konstrukce.....	85
Obr. 131 Deformovaná konstrukce.....	86
Obr. 132 Deformovaná konstrukce.....	86
Obr. 133 Deformovaná konstrukce.....	86
Obr. 134 Normálové síly [kN].....	86
Obr. 135 Normálové síly [kN].....	86
Obr. 136 Posouvající síly [kN] .....	87
Obr. 137 Posouvající síly [kN] .....	87
Obr. 138 Ohybové momenty [kNm].....	87
Obr. 139 Ohybové momenty [kNm].....	87
Obr. 140 Deformovaná konstrukce.....	88
Obr. 141 Deformovaná konstrukce.....	88
Obr. 142 Deformovaná konstrukce.....	88
Obr. 143 Deformovaná konstrukce.....	88
Obr. 144 Normálové síly [kN].....	89
Obr. 145 Normálové síly [kN].....	89
Obr. 146 Posouvající síly [kN] .....	89
Obr. 147 Posouvající síly [kN] .....	89
Obr. 148 Ohybové momenty [kNm].....	89
Obr. 149 Ohybové momenty [kNm].....	90
Obr. 150 Deformovaná konstrukce.....	90

Obr. 151 Normálové síly [kN].....	90
Obr. 152 Deformovaná konstrukce.....	90
Obr. 153 Normálové síly [kN].....	91
Obr. 154 Deformovaná konstrukce.....	91
Obr. 155 Normálové síly [kN].....	91
Obr. 156 Posouvající síly [kN].....	91
Obr. 157 Ohybové momenty [kNm].....	92
Obr. 158 Deformovaná konstrukce.....	92
Obr. 159 Normálové síly [kN].....	92
Obr. 160 Posouvající síly [kN].....	93
Obr. 161 Ohybové momenty [kNm].....	93
Obr. 162 Deformovaná konstrukce.....	93
Obr. 163 Normálové síly [kN].....	93
Obr. 164 Posouvající síly [kN].....	94
Obr. 165 Ohybové momenty [kNm].....	94
Obr. 166 Deformovaná konstrukce.....	94
Obr. 167 Normálové síly [kN].....	94
Obr. 168 Posouvající síly [kN].....	95
Obr. 169 Ohybové momenty [kNm].....	95
Obr. 170 Normálové síly [kN].....	95
Obr. 171 Normálové síly [kN].....	95
Obr. 172 Posouvající síly [kN].....	96
Obr. 173 Posouvající síly [kN].....	96
Obr. 174 Ohybové momenty [kNm].....	96
Obr. 175 Ohybové momenty [kNm].....	96
Obr. 176 Svislé reakce $R_z$ od ZS1 – varianta s pevným kloubem .....	98
Obr. 177 Vodorovné reakce $R_x$ od ZS1 – varianta s pevným kloubem .....	98
Obr. 178 Svislé reakce $R_z$ od ZS1 – varianta s upravenou tuhostí ve směru osy x .....	98
Obr. 179 Vodorovné reakce $R_x$ od ZS1 – varianta s upravenou tuhostí ve směru osy x .....	98
Obr. 180 Půdorysné schéma rozmístění pilot na konci mostu.....	99
Obr. 181 Půdorysné schéma rozmístění pilot u mezilehlé podpory .....	100
Obr. 182 Svislé reakce $R_z$ od ZS1 – varianta s finální úpravou podpor .....	100
Obr. 183 Vodorovné reakce $R_x$ od ZS1 – varianta s finální úpravou podpor .....	101

Obr. 184 Vodorovné reakce Rx od zatížení teplotou, která představuje účinky předpětí příčle .....	101
Obr. 185 Obálka ohybových momentů podle vztahu 6.10 .....	107
Obr. 186 Obálka normálových sil podle vztahu 6.10 .....	107
Obr. 187 Maximální hodnoty ohybových momentů v jednotlivých řezech podle vztahu 6.10 .....	107
Obr. 188 Maximální hodnoty normálových sil v jednotlivých řezech podle vztahu 6.10.....	108
Obr. 189 Maximální hodnoty ohybových momentů v jednotlivých řezech – kvazistálá kombinace.....	109
Obr. 190 Maximální hodnoty normálových sil v jednotlivých řezech – kvazistálá kombinace .....	109
Obr. 191 Skica výztuže v řezu 3 .....	112
Obr. 192 Skica výztuže v řezu 4 .....	114
Obr. 193 Vyztužení vzpěry .....	116
Obr. 194 Interakční diagram .....	116
Obr. 195 Posouzení vzpěry – program: FIN EC 2020 – Beton .....	116
Obr. 196 Vyztužení průřezu.....	118
Obr. 197 Interakční diagram .....	118
Obr. 198 Posouzení táhla – program: FIN EC 2020 – Beton .....	119
Obr. 199 První fáze výstavby .....	120
Obr. 200 Druhá fáze výstavby .....	120
Obr. 201 Třetí fáze výstavby .....	120
Obr. 202 Čtvrtá fáze výstavby .....	120
Obr. 203 Pátá fáze výstavby .....	121
Obr. 204 Šestá fáze výstavby.....	121
Obr. 205 Sedmá fáze výstavby .....	121
Obr. 206 Nahrazení pružné podpory ocelovými pruty .....	123
Obr. 207 Vodorovné reakce od vlastní tíhy – pružné podpory.....	124
Obr. 208 Svislé reakce od vlastní tíhy – pružné podpory <sup>7</sup> .....	124
Obr. 209 Vodorovné reakce od vlastní tíhy – ocelové pruty .....	124
Obr. 210 Svislé reakce od vlastní tíhy – ocelové pruty .....	124
Obr. 211 Schéma vedení kabelů zobrazené na kvazistálé kombinaci .....	125
Obr. 212 Cibulová kotva [20] .....	126
Obr. 213 Tečnový polygon – levý kabel.....	126

Obr. 214 Celkový moment od předpětí [kNm].....	126
Obr. 215 Průběh normálových napětí u dolních vláken na příčli od kvazistálé kombinace v čase vnesení předpětí.....	127
Obr. 216 Průběh normálových napětí u dolních vláken na příčli od kvazistálé kombinace na konci životnosti.....	127
Obr. 217 Průběh normálových napětí u dolních vláken na příčli od časté kombinace (gr1a) na konci životnosti.....	127
Obr. 218 Průběh normálových napětí u dolních vláken na příčli od časté kombinace (teplota) na konci životnosti.....	127
Obr. 219 Výškové umístění výztuže.....	128
Obr. 220 Průběh normálových napětí u dolních vláken na příčli od časté kombinace (gr1a) na konci životnosti.....	128
Obr. 221 Primární ohybový moment od předpětí [kNm].....	128
Obr. 222 Sekundární ohybový moment od předpětí [kNm].....	128
Obr. 223 Průběh normálových napětí u dolních vláken na příčli od časté kombinace (gr1a) na konci životnosti.....	129
Obr. 224 Průběh normálových napětí u horních vláken na příčli od časté kombinace (gr1a) na konci životnosti.....	129
Obr. 225 Průběh normálových napětí u dolních vláken v čase vnesení předpětí.....	129
Obr. 226 Primární ohybový moment od předpětí [kNm].....	130
Obr. 227 Sekundární ohybový moment od předpětí [kNm].....	130
Obr. 228 Tečnový polygon – levý kabel.....	130
Obr. 229 Čas vnesení předpětí.....	130
Obr. 230 Uvedení do provozu.....	131
Obr. 231 Konec životnosti.....	131
Obr. 232 Primární ohybové momenty.....	131
Obr. 233 Sekundární ohybové momenty.....	131
Obr. 234 Celková výslednice ohybových momentů od předpětí.....	131
Obr. 235 Deformace uz od účinku předpětí.....	132
Obr. 236 Deformovaná konstrukce od předpětí.....	132
Obr. 237 Statická schémata rámového mostu (rozpětí 60,7 m) po dobu výstavby: a) po předpětí a odskružení.....	132
Obr. 238 Deformovaná konstrukce.....	133
Obr. 239 Průběh normálových napětí u dolních vláken na konci životnosti.....	133



Obr. 240 Tečnový polygon levého kabelu.....	133
Obr. 241 Tečnový polygon pravého kabelu.....	133
Obr. 242 Průběh normálových napětí u dolních vláken .....	134
Obr. 243 Průběh normálových napětí u horních vláken .....	134
Obr. 244 Průběh normálových napětí u dolních vláken .....	134
Obr. 245 Průběh normálových napětí u horních vláken .....	134
Obr. 246 Průběh normálových napětí u dolních vláken .....	134
Obr. 247 Průběh normálových napětí u horních vláken .....	134
Obr. 248 Model konstrukce .....	136

# Seznam tabulek

Tab. 1 Ostatní stálé zatížení.....	47
Tab. 2 Rovnoměrné zatížení konzoly od vozovky .....	55
Tab. 3 Hodnoty ohybových momentů .....	57
Tab. 4 Výsledné hodnoty ohybových momentů .....	58
Tab. 5 Hodnoty vodorovných reakcí pro ZS1 .....	67
Tab. 6 Hodnoty ohybových momentů na hlavním poli pro ZS1 .....	68
Tab. 7 Hodnoty vodorovných reakcí .....	68
Tab. 8 Hodnoty vodorovných reakcí .....	71
Tab. 9 Hodnoty vodorovných reakcí .....	76
Tab. 10 Hodnoty svislých reakcí .....	77
Tab. 11 Hodnoty vodorovných reakcí .....	78
Tab. 12 Hodnoty ohybových momentů na příčli .....	97
Tab. 13 Hodnoty normálových sil na příčli .....	97
Tab. 14 Hodnoty vnitřních sil na levém táhlu a levé vzpěře .....	97
Tab. 15 Hodnoty vnitřních sil na pravém táhlu a pravé vzpěře.....	97
Tab. 16 Hodnoty ohybových momentů na příčli .....	101
Tab. 17 Hodnoty normálových sil na příčli .....	101
Tab. 18 Stanovení sestav zatížení dopravou [16] .....	102
Tab. 19 Dílčí součinitele a redukční součinitel [16].....	103
Tab. 20 Hodnoty součinitelů psí pro mosty pozemních komunikací [16].....	103
Tab. 21 Ohybové momenty na příčli dle vztahu 6.10.....	105
Tab. 22 Normálové síly na příčli dle vztahu 6.10.....	106
Tab. 23 Ohybové momenty na příčli – kvazistálá kombinace.....	108
Tab. 24 Normálové síly na příčli – kvazistálá kombinace.....	108
Tab. 25 Průřezové charakteristiky .....	110
Tab. 26 Hodnoty vnitřních sil na vzpěře pro maximální ohybové momenty .....	115
Tab. 27 Hodnoty vnitřních sil na vzpěře pro maximální hodnoty normálových sil .....	115
Tab. 28 Návrhové hodnoty na posouzení v interakčním diagramu .....	115
Tab. 29 Hodnoty vnitřních sil na táhlu pro maximální hodnoty ohybových momentů.....	117
Tab. 30 Hodnoty vnitřních sil na táhlu pro maximální hodnoty normálových sil.....	117
Tab. 31 Návrhové hodnoty na posouzení v interakčním diagramu .....	117
Tab. 32 Posouzení MSP omezení napětí .....	137

## Seznam grafů

Graf 1 Ohybové momenty na příčli .....	106
Graf 2 Normálové síly na příčli .....	106