ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
CZECH TECHNICAL UNIVERSITY IN PRAGUE

Fakulta stavební
Faculty of Civil Engineering

Katedra betonových a zděných konstrukcí
Department of Concrete and Masonry Structures

NÁVRH DÁLNIČNÍHO MOSTU SE ZOHLEDNĚNÍM POSTUPU VÝSTAVBY

DESIGN OF HIGHWAY BRIDGE WITH RESPECT TO CONSTRUCTION SEQUENCE

Autor/Author: **Bc. Anna Hrubá**
Vedoucí práce/ Thesis leader: **Ing. Michal Drahorád, Ph.D.**
Studijní program/ Study programme: Stavební inženýrství/ Civil Engineering
Studijní obor/ Field of study: Konstrukce a dopravní stavby/ Structures and Trasnportation Engineering

Praha 2021-2022

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
Fakulta stavební
Thákurova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Hrubá Jméno: Anna Osobní číslo: 458985

Zadávající katedra: K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Návrh dálničního mostu se zohledněním postupu výstavby

Název diplomové práce anglicky: Design of highway bridge with respect to construction sequence

Pokyny pro vypracování:
- návrh dálničního mostu na půdorysu poskytnutého zadání
- výběr vhodného konstrukčního systému a technického řešení
- návrh nosné konstrukce a spodní stavby při zohlednění předpokládaného postupu výstavby

Seznam doporučené literatury:
Soubor technických norem

Jméno vedoucího diplomové práce: Michal Drahorád

Datum zadání diplomové práce: 21. 2. 2021 Termín odevzdání diplomové práce: 15. 5. 2022
Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

Podpis vedoucího práce Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

Datum převzetí zadání Podpis studenta(ky)

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem tuto diplomovou práci zpracovala samostatně pod vedením školitele Ing. Michala Drahoráda, Ph.D. a že veškeré použité podklady jsem uvedla v seznamu použité literatury.

V Praze dne …….

…….

Poděkování

Děkuji vedoucímu mé práce, panu Ing. Michalovi Drahorádovi, Ph.D. za jeho trpělivost a ochotu kdykoliv poskytnout cenné odborné rady.

Především však děkuji mé rodině za neustálou podporu a poskytované zázemí během celého mého studia.

V Praze dne …….

…….

Abstrakt

Cílem této diplomové práce je návrh dálničního mostu se zohledněním postupu výstavby. Vybranou variantou je železobetonový obloukový most s rovnými vzpěrami a železobetonovou mostovkou. Je vypracován statický výpočet se zohledněním postupu výstavby.

Klíčová slova

Most
Dálniční most
Obloukový most

Abstract

Design of highway bridge with respect to construction sequence is the aim of this master thesis. Reinforced concrete arch bridge with straight struts and reinforced concrete bridge deck is taken. Structural analysis including procedures of construction is made.

Keywords

Bridge
Highway bridge
Arch bridge

Obsah

1 Úvod 17
1.1 Podklady a vstupní údaje 17
2 Výběr variant 19
2.1 Prefabrikovaný předpjatý most se spřaženou železobetonovou deskou 19
2.2 Obloukový most 20
2.2.1 Teoretický podklad 21
2.2.2 Koncepční návrh 23
3 Materiály 25
3.1 Beton 25
3.1.1 Beton C45/55 25
3.1.2 Beton C40/50 26
3.1.3 Beton C30/37 27
3.2 Betonářská výztuž 28
3.3 Krytí výztuží 28
4 Zatížení 29
4.1 Stálá a dlouhodobá zatížení 29
4.1.1 Vlastní tíha 29
4.1.2 Ostatní stálé 29
4.2 Proměnná krátkodobá zatížení – nedopravní 30
4.2.1 Teplota 30
4.3 Proměnná krátkodobá zatížení – doprava 32
4.3.1 LM1 32
4.3.2 LM3 1800/200 33
4.3.3 LM3 3000/240 33
4.3.4 Brzdné a rozjezdové síly 34
4.3.5 Staveništní zatížení 35
5 KOMBINACE ZATÍŽENÍ 35

5.1 Mezní stavy použitelnosti 36
5.2 Mezní stavy únosnosti 36
6 Předběžné posouzení vybraných variant 37
6.1 Předběžný návrh a posouzení 38
6.1.1 Předběžný návrh 38
6.1.2 Výpočetní model 38
6.1.3 Vnitřní síly 39
6.1.4 Předběžné posouzení 41
6.1.5 Úprava návrhu 44
6.1.6 Oblouk s rovnými vzpěrami 44
6.1.7 Úprava tvaru střednice 45
7 Podrobný návrh a posouzení konstrukce v definitivním stavu 51
7.1 Výpočtový model 3D 51
7.2 Mostovka 52
7.2.1 Vnitřní síly 53
7.2.2 Posouzení 55
7.2.3 Závěr 59
7.3 Pilíře a stojky 59
7.3.1 Návrh rozmístění vrubových kloubů 59
7.3.2 Přehled vnitřních sil 65
7.3.3 Posouzení 68
7.3.4 Závěr 71
7.4 Oblouk 71
7.4.1 Stabilitní výpočet a určení vzpěrné délky 72
7.4.2 Přehled vnitřních sil 72
7.4.3 Posouzení 75
7.4.4 Závěr 83
8 Postup výstavby 83

9 Závěr.....87

10 Zdroje 88

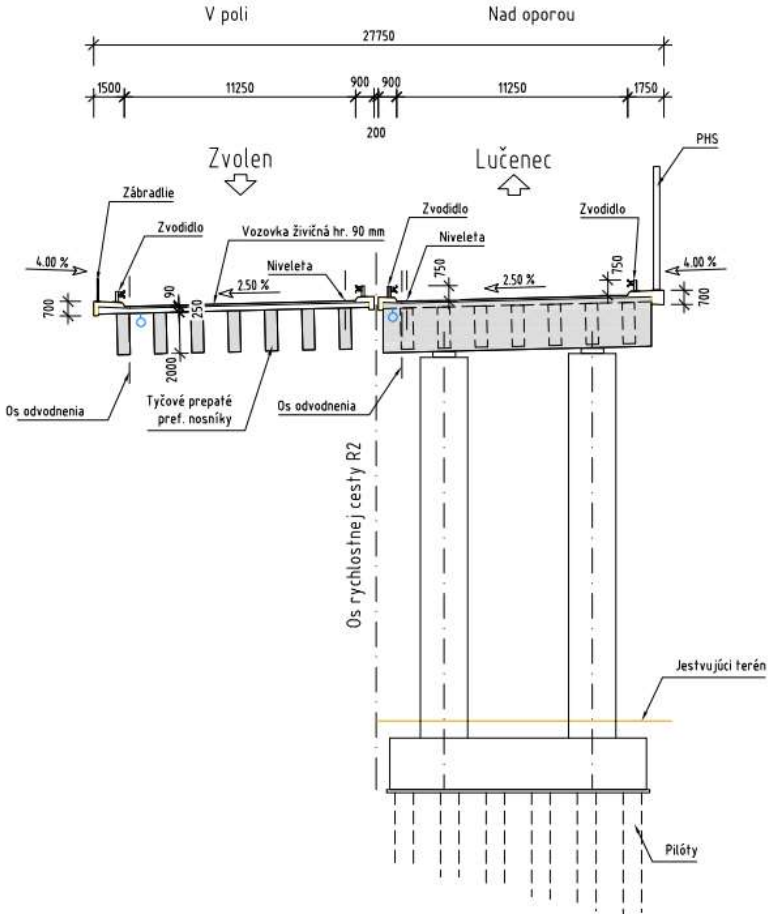
10.1 Seznam obrázků 89

1 Úvod

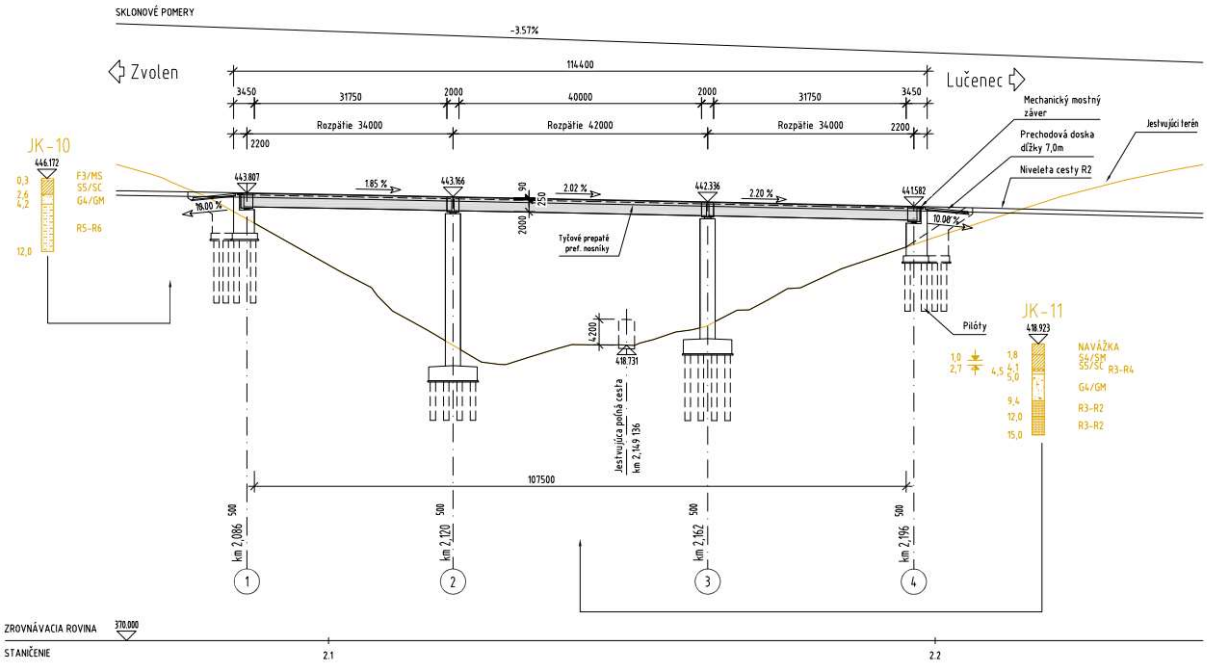
Cílem práce je výběr vhodného konstrukčního a technického řešení nosné konstrukce pro zadané půdorysné umístění stavby.

1.1 Podklady a vstupní údaje

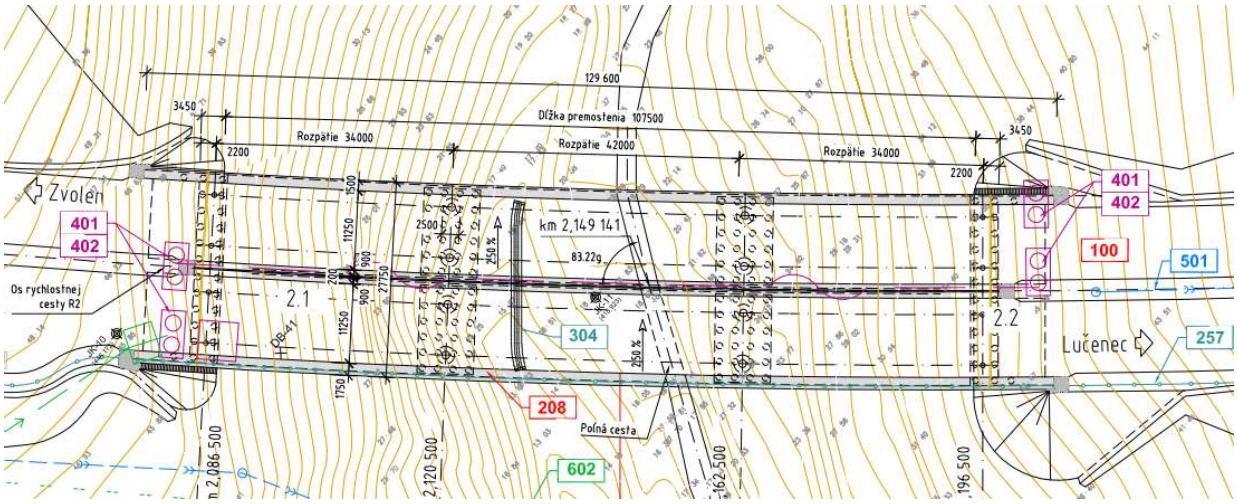
Poskytnutým podkladem pro vypracování diplomové práce je přehledný výkres mostního objektu č. 208 Most na R2 nad polní cestou v km 2,15. Most je součástí rychlostní komunikace R2 Kriváň – Lovinobaňa. Na přehledném výkresu z roku 2010 ve stupni DUR je zobrazen půdorys, podélný a příčný řez navrženého dálničního mostu. Most je veden přes poměrně hluboké údolí s hloubkou v nejnižším místě zhruba 27 m.



Obrázek 1 Podklady - příčný řez, DUR 2010



Obrázek 2 Podklady - podélnný řez, DUR 2010



Obrázek 3 Podklady - půdorys, DUR 2010

Most se skládá ze dvou, směrově rozdělených nosných konstrukcí, které jsou typově i rozměrově shodné. Společná osa se je v půdorysu vedena směrovým obloukem o poloměru R=1 700 m. Podélný proměnně klesající sklon se pohybuje v rozmezí hodnot 1,85 – 2,20%. Příčný sklon je jednostranný, s hodnotou 2,5%. Konstrukčním řešením je spojitá třípolová trámová konstrukce z předpjatých prefabrikovaných nosníků se spřaženou železobetonovou monolitickou deskou. Rozpětí jednotlivých polí jsou 34+42+34 m. Celkové délka konstrukce je 124,8 m. Příčný řez je tvořen sedmi předpjatými prefabrikovanými nosníky tvaru I a výšky 2,0.

Tloušťka spřažené desky je 250 mm. Na vnitřních hranách mostu jsou uloženy železobetonové římsy šířky 0,8m. Na nich jsou umístěna svodidla. Šířka a vybavení vnějších říms obou mostů se liší, konkrétně římsa pravého mostu je s protihlukovou stěnou vysokou cca 2 m. Šířka římsy je 1,75 m. Vnější římsa levého mostu je vybavena mostním zábradlím, proto je její šířkový rozměr kratší, na hodnotu 1,5 m.

Hlavními nosnými prvky jsou tedy prefabrikované nosníky tvaru I navrhnuté vždy na jedno mostní pole. Délka středních nosníků dosahuje hodnoty až okolo 41 m. Způsob výstavby není znám. Vzhledem k charakteru podélného řezu lze předpokládat montáž za pomoci autojeřábů umístěných pod mostem a za ním. Jednotlivé nosníky by byly osazeny na zbudované, pravděpodobně dočasně zpevněné, pilíře dosahující výšky okolo 25 m. Na pilířích by byla pravděpodobně již provedena spodní část příčníků, jejichž zárodky by mohly být též z prefabrikovaného, ale i monolitického betonu. Po kompletním uložení všech nosníků zřejmě následovalo zmonolitnění a následně spřažení nosníků s železobetonovou deskou, na což by mohlo být ihned navázáno dodatečným předpětím pomocí kabelů spojitosti. S větší pravděpodobností by se v tomto případě jednalo o konstrukční systém prostých polí.

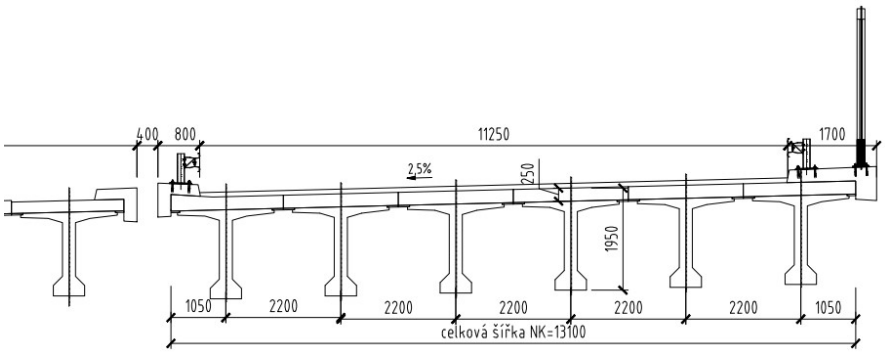
2 Výběr variant

2.1 Prefabrikovaný předpjatý most se spřaženou železobetonovou deskou

Volba této varianta je podmíněna samotným podkladem k této práci. Též je tedy předpokládán podélně prefabrikovaný předpjatý most se spřaženou ŽB deskou o třech polích. Nosná konstrukce je směrově rozdělená. Podélně prefabrikované spřažené mosty jsou obvyklé konstrukce pro mosty menších a středních rozpětí. Často jsou jimi tvořeny dálniční nadjezdy a menší dálniční mosty. Výhodou prefabrikovaných konstrukcí může být především zvýšení jejich kvality, a tedy i životnosti oproti konstrukcím monolitickým. Jejich hodnotě také přidává možnost značného urychlení výstavby či zjednodušení provádění. Naopak jejich nevýhodou bývá často zmiňována monotónnost či nevýrazná estetická působivost, a to například ve smyslu neplynulé návaznosti jednotlivých prvků. Při volbě prefabrikovaných segmetnů je většinou třeba brát větší zřetel na řešení konstrukčních detailů jako dilatačních spár apod. Důvodem zvážení této varianty jsou právě výše popsané výhody.

V rámci tohoto návrhu je však oproti podkladu uváženo pár změn. Vzhledem k poměrně vysokým a štíhlým pilířům by bylo navrhnuto zvážení použití vrubových kloubů namísto ložisek, které by mohly být buď v hlavách pilířů či nad základy. Nosníky délek okolo 40 m jsou bežně

vyráběnými a používanými prvky, nicméně manipulace s nimi je v jisté míře omezená. S přihlédnutím k výšce mostu tíze nosníků se jeví jako efektivnější řešení složení středního pole v podélném směru z více kratších nosníků. Jejich osazování by bylo méně pracnější. Jedním z možných řešení tak následně rozpětí polí 32+46+32 m, přičemž krajní jsou tvořena v podélném směru jedním nosníkem a prostřední pole by se skládalo ze tří kratších nosníků o délkách 15,0+16,0+15,0 m. Poměr polí je 0,7, což by také mohlo být příznivější pro rozložení momentů nad podporami a v polích. Případně by mohlo být uvažováno s dělenými nosníky i v krajních polích, a to po dvou délky 16,0 m. V příčném řezu je navrhnuto 6 vylehčených nosníků SMP Petra výšky 1,7 m a v osové vzdálenosti 2,2 m. Tloušťka ŽB desky se předpokládá na hodnotě 0,25 m. Mezery mezi příčníky jsou vyplněny deskami sloužící následně jako ztracené bednění. Upraveny jsou šířky říms, přičemž celkové šířka mostu (vzdálenost vnějších hran obou mostů, tj. včetně mezery mezi nosnými konstrukcemi) je ponechána. Změny jsou v souladu s platnými vzorovými mostními listy (VL4)



Obrázek 4 Varianta A - Prefabrikovaný přepdjatý most - příčný řez

Postup výstavby je navržen podobně jako u výchozího návrhu, tedy za pomoci jeřábů umístěných pod, před a za mostem. Jako první by bylo provedeno osazení nosníků středního pole na pilíře a a provizorní podpěry mezi nimi. Následovalo by, v rámci tohoto návrhu, spřažení, zmonolitnění a předpnutí těchto nosníků kabely spojitosti. Poté by byly osazeny krajní nosníky s opakujícími se fázemi. Uložení na opěrách se předpokládá na podélně posuvných ložiskách.

2.2 Obloukový most

Další variantou konstrukčního řešení pro návrh dálničního mostu je obloukový železobetonový most. Důvodem, kromě staticky zajímavého působení, je snaha podtrhnout dominantu místního údolí. Následující kapitola je teoretickým podkladem sloužící pro další vývoj návrhu této varianty.

2.2.1 Teoretický podklad

2.2.1.1 Základní charakteristika oblouků

Různé přírodní úkazy a bohatá historie stavitelství potvrzují, že oblouky a (byť zdánlivě) podobně zaoblené křivky konstrukcí jsou většinou nejvhodnějším a nejpřirozenějším řešením nejen z hlediska statického a estetického, ale také z hlediska úspory materiálů a energie. Obloukové mosty skládající se z oblouku, mostovky a závěsů, event. vzpěr mohou navíc tvořit velmi zajímavý komplexní systém. Volba konstrukčního a technického řešení obloukové konstrukce vychází podstatně z geometrie samotného oblouku a místních geologických podmínek. Ty mohou mít zásadní vliv na působení celé konstrukce, a proto by měly být podkladem pro již prvotní návrh. Na základě jejich vyhodnocení tak lze rozhodnout o rozdělení tuhostí v celém systému konstrukce, tj. poměru tuhosti mostovky vůči oblouku, množství ztužujících stojek apod. Též mohou geologické podmínky ovlivnit míru požadované statické neurčitosti. Vetknuté, třikrát staticky neurčité, oblouky jsou vhodné do geologicky příznivých podmínek, neboť jsou velmi citlivé na nesilová zatížení, jakými jsou právě i poklesy či pootočení v podepření. Dvoukloubový oblouk je dvakrát staticky neurčitý, méně náchylný na nesilové jevy, avšak méně stabilní vůči silovému působení. Volí se do méně vhodných geologických podmínek. Trojkloubový oblouk je staticky určitý, avšak není častým řešením, neboť kloubové provedení je náročné na proveditelnost.

Charakter a chování obloukových mostu jsou dány jejich tvarem, poměrným vzepětím, smělostí a štíhlostí. Poměr rozpětí ku vzepětí oblouku se zpravidla volí v rozmezí hodnot 1 až 15, přičemž za optimální hodnoty jsou považovány ty v intervalu 3 až 6. Oblouky s vyšším poměrem vzepětí mohou vykazovat vydatnou spotřebu materiálu a náchylnost ke ztrátě stability. U oblouků podstatně malých vzepětí nejsou problémy stability dominantou. Jejich komplikace, obzvláště v případě velmi malých vzepětí, často tkví ve velké normálové síle. To při návrhu vyžaduje zvětšení průřezu oblouku, čímž klesá efektivnost využití obloukového působení pro betonové prvky.

Dalším popisovým rysem oblouku je jeho smělost, která vyjadřuje míru vodorovné síly vzniklé od působení stálého zatížení. Koeficient smělosti je definován vztahem $k \times L2/f$. Velikost vodorovné síly se pak získá součinem koeficientu smělosti a hodnoty stálého zatížení g.

Štíhlost oblouku vyjadřuje poměr jeho rozpětím a výškou průřezu ve vrcholu. Vztah popisující štíhlost je tedy L/d_s. Tlusté oblouky se štíhlostí menší jak 100 se vyznačují dominantní ohybovou tuhostí EI. Naopak tenké oblouky jsou charakteristické velkými průhyby, jež ovlivňují

statické působení konstrukce. Obecně se štíhlost vetknutých oblouků pohybuje v intervalu 1:65 – 1:150, přičemž posudkům vyhovují ty se štíhlostí v rozmezí 60-80.

2.2.1.2 Inspirace

Inspirací pro návrh této varianty je jeden z mostů navržených italským stavebním inženýrem Riccardem Morandim. Most Paula Suera stojí od roku 1956 v jihoafrické provincii Eastern Cape. Zajímavost konstrukce plyne jednak z metody výstavby, neboť sklápěcí metoda v 50. letech minulého století byla raritou, ale také konstrukčním řešením.

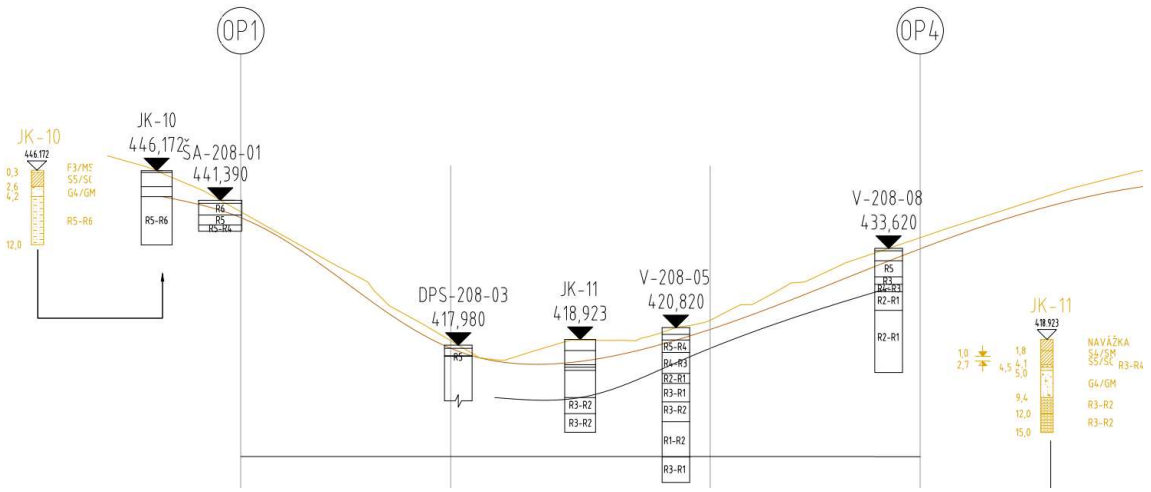
Obrázek 5 Most Paul Sauer Bridge

Délka hlavního obloukového pole je 100 m. Spojení s železobetonovou mostovkou je provedeno 12 řadami členitých šikmých vzpěr s vrubovými klouby u oblouku. Význam šikmosti vzpěru je zřejmě především v tom, že přidávají tlakovou sílu do oblouku. Na druhou stranu je jimi způsobeno tahové namáhání v mostovce.

Postup výstavby probíhal následovně. Nejdříve byly ve svislé poloze šplhacím bedněním vybetonovány čtyři půlkruhy, ty byly následně ve dvou etapách sklopeny do definitivní polohy a byl dobetonován plný průřez oblouku. Poté byly vybetonovány šikmé vzpěry a nakonec došlo k betonáži mostovky.

2.2.2 Koncepční návrh

Řez údolím a místní geologické poměry umožňují navrhnout obloukovou konstrukci, neboť v mělkých hloubkách jsou svahy a dno údolí tvořeny převážně skalním podložím pevností R5 – R2.



Obrázek 6 Geologické podmínky mostního objektu

Předběžně je tedy navrženy symetrický vetknutý oblouk o rozpětí L= 84m a vzepětí *f*= 14 m. Poměrné vzepětí je tak 1:6 a jeho hodnota spadá do intervalu běžných a doporučovaných hodnot. Oblouk má plný obdelníkový průřez o rozměrech b×h= 3,8×0,85 m. Prvotní odhad šířky vychází z předpokladu přibližných rozměrů deskotrámového průřezu mostovky (resp. jeho spodní hrany). Výška průřezu je zvolena na základě doporučení nepřekročení tzv. maximální obloukové štíhlosti L/ds = 100, důvodem má být snaha o snížení množství nelineárních výpočtů v rámci posouzení. Průřez oblouku je navržen jako konstantní, tedy ve vrcholu a v patě oblouku jsou jeho rozměry shodné. Tvar střednice, navržený dle zjednodušeného vztahu podle Chambauda, je tak tvořen čistě parabolou 2.stupně.

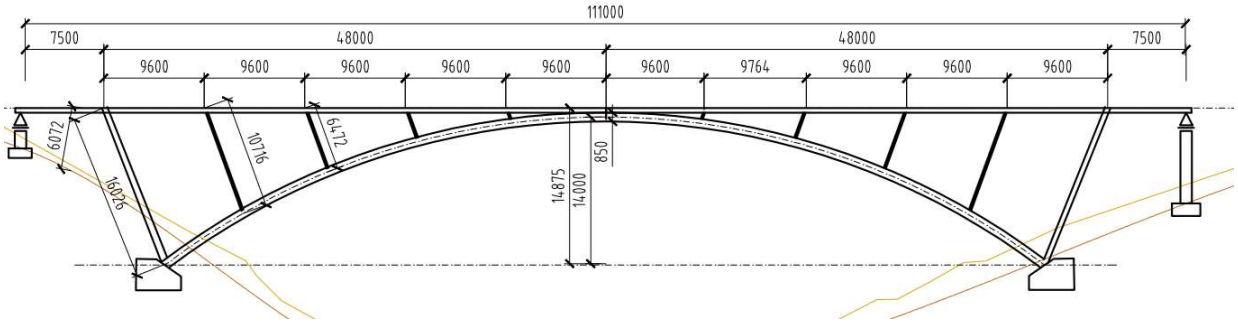
Stojky na oblouku. Jsou navrženy šikmé vzpěry s úhlem sklonu od globální svislice do 20°. Zkosení stojek má být přínosem normálové síly v oblouku. Zkosením stojek se očekává nepříznivé vnesení tahové síly do mostovky, její hodnota se nicméně předpokládá malá. Spojení všech stojek s mostovkou a obloukem jsou v první fázi návrhu navržena přes vrubové klouby. Vítaná redukce klobů by mohla být navržena na základě výsledků podrobnějšího statického výpočtu. Na polovině oblouku je navrženo 6 stojek, které poloviční délku mostovky rozdělí na 5 nadobloukových polí a jedno, kratší, krajní pole. Mostovka o celkové délce 111 m je tak tvořena spojitým nosníkem o rozpětích 7,5 + 10×9,6 + 7,5 m. Stojky (vzpěry) se předpokládají jako štíhlé až prvky. Jejich předběžný návrh vychází z účinků návrhové kombinace stálých a

zjednodušených dopravních zatíženích. Současně je návrh podmíněn zjednodušeným stanovením maximální štíhlosti stojek na hodnotě λ=70. S ohledem na poměrně vysoký počet vzpěr (stojek), malá rozpětí mostovky a snahu zjednodušit stavební práce je v předběžném návrhu zvolena železobetonová mostovka místo předpjaté. Její deskotrámový průřez dosahuje výšky 0,450 m. Uložení mostovky na opěrách se předpokládá pomocí podélně posuvných ložisek.

Materiál	Beton	Výztuž	Předpínací výztuž
Mostovka	C 45/55	B500B	-
Oblouk	C 45/55	B500B	-
Stojky	C 30/37	B500B	-

Obrázek 7 Varianta Obloukový most se šikmými vzpěrami - Návrh materiálů

Příčný řez mostu je shodný s řezem v první variantě. Podélný sklon je navržen konstantně klesající 2,0 %.



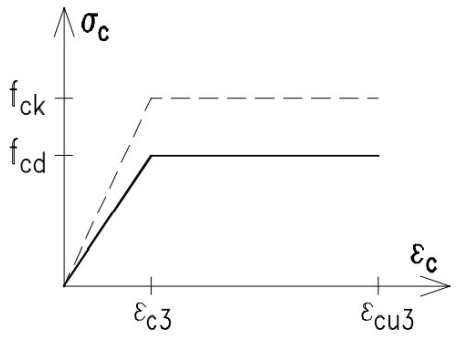
Obrázek 8 Varianta Obloukový most se šikmými vzpěrami

Tato varianta je vybrána k předběžnému posouzení pro následný vývoj práce.

3 Materiály

3.1 Beton

Pracovní diagram betonu v tlaku:



Obrázek 9 Pracovní diagram betonu v tlaku

3.1.1 Beton C45/55

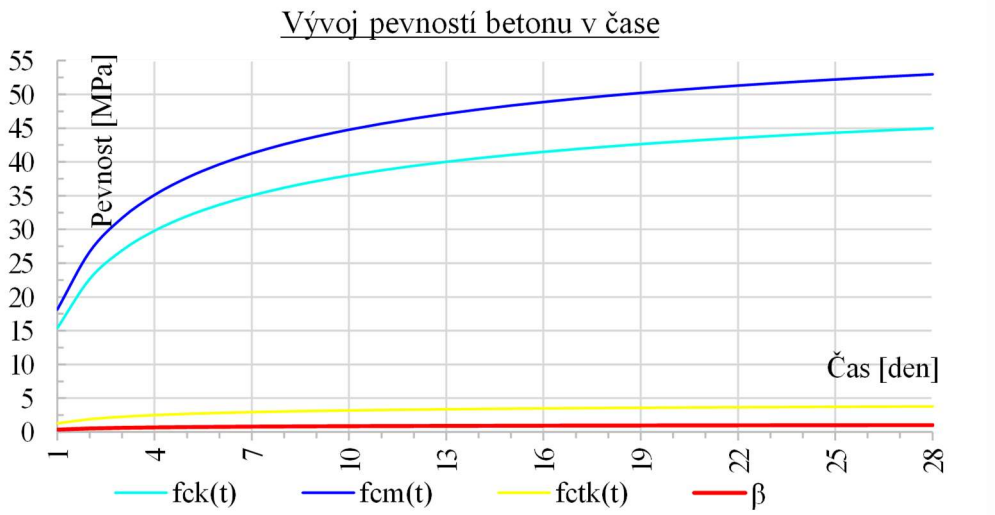
Vlastnosti zralého betonu (stáří ≥ 28 dnů):

- charakteristic. krychelná pevnost v tlaku:	f_{ck} =	45	[MPa]
- charakteristic. válcová pevnost v tlaku:	f_{ck} =	55	[MPa]
- střední hodnota pevnosti v tlaku:	f_{cm} =	53	[MPa]
- střední hodnota pevnosti v tahu:	f_{ctm} =	3,8	[MPa]
- dolní kvantil pevnosti v tahu:	$f_{ctk\ 0,05}$ =	2,7	[MPa]
- horní kvantil pevnosti v tahu:	$f_{ctk\ 0,95}$ =	4,9	[MPa]
- střední hodnota modulu pružnosti:	E_{cm} =	36	[GPa]
- poměrné přetvoření při porušení:	ε_{c3} =	-1,75	[‰]
pro výpočet únosnosti/účinků zatížení	$\varepsilon_{cu,3}$ =	-3,5	[‰]
- součinitel tepelné roztažnosti:	α_{ct} =	10	[10^{-6}/K]
- dílčí součinitel spolehlivosti:	γ_c =	1,5	[-]
- návrhová krychelná pevnost v tlaku:	f_{cd} =	30	[MPa]
- omezení napětí v charakt. kombinaci:	$0,60 \cdot f_{ck}$ =	27	[MPa]
- omezení napětí v kvazist. kombinaci:	$0,45 \cdot f_{ck}$ =	20,25	[MPa]

Vlastnosti nezralého betonu (stáří ≤ 28 dnů):

Funkce popisující vývoj betonu v čase: $\beta_{cct}(t) = \exp\{s \cdot [1 - \sqrt{28/t}]\}$

- součinitel dle třídy cementu: s = 0,25 (třída N)

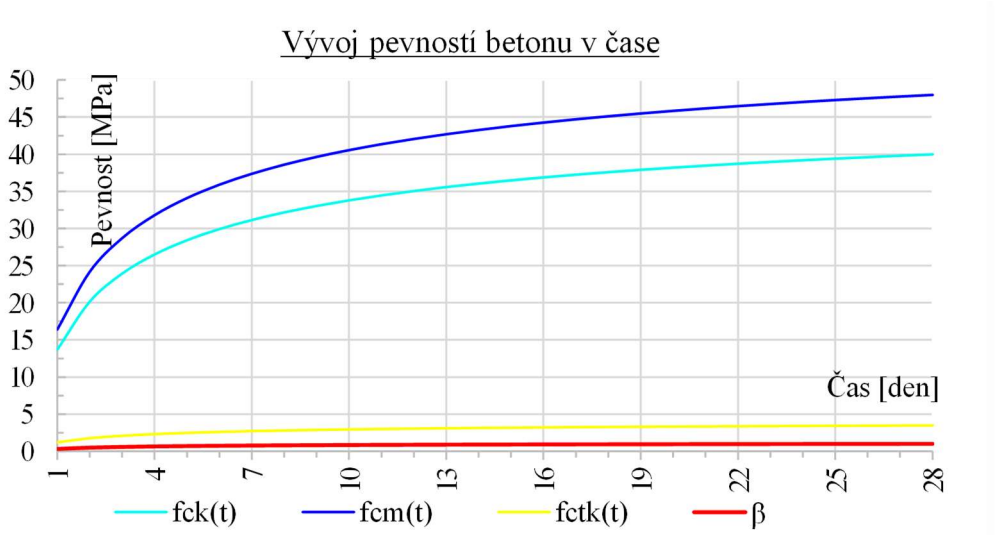


Obrázek 10 Vývoj pevnosti betonu C45/55 v čase

3.1.2 Beton C40/50

Vlastnosti zralého betonu (stáří ≥ 28 dnů):

- charakteristic. krychelná pevnost v tlaku:	f_{ck} =	40	[MPa]
- charakteristic. válcová pevnost v tlaku:	f_{ck} =	50	[MPa]
- střední hodnota pevnosti v tlaku:	f_{cm} =	48	[MPa]
- střední hodnota pevnosti v tahu:	f_{ctm} =	3,5	[MPa]
- dolní kvantil pevnosti v tahu:	$f_{ctk\,0,05}$ =	2,5	[MPa]
- horní kvantil pevnosti v tahu:	$f_{ctk\,0,95}$ =	4,6	[MPa]
- střední hodnota modulu pružnosti:	E_{cm} =	35	[GPa]
- poměrné přetvoření při porušení: *pro výpočet únosnosti/účinků zatížení*	ε_{c3} =	-1,75	[‰]
	$\varepsilon_{cu,3}$ =	-3,5	[‰]
- součinitel tepelné roztažnosti:	α_{ct} =	10	[10^{-6}/K]
- dílčí součinitel spolehlivosti:	γ_c =	1,5	[-]
- návrhová krychelná pevnost v tlaku:	f_{cd} =	26,67	[MPa]
- omezení napětí v charakt. kombinaci:	$0,60 \cdot f_{ck}$ =	24	[MPa]
- omezení napětí v kvazist. kombinaci:	$0,45 \cdot f_{ck}$ =	18	[MPa]

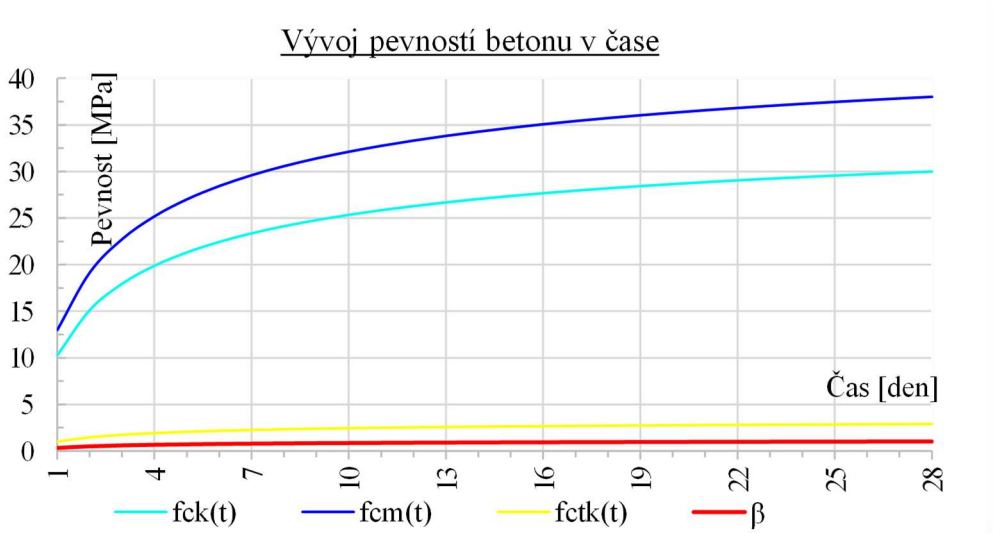


Obrázek 11 Vývoj pevnosti betonu C40/50 v čase

3.1.3 Beton C30/37

Vlastnosti zralého betonu (stáří ≥ 28 dnů):

- charakteristic. krychelná pevnost v tlaku:	f_{ck} =	30	[MPa]
- charakteristic. válcová pevnost v tlaku:	f_{ck} =	37	[MPa]
- střední hodnota pevnosti v tlaku:	f_{cm} =	38	[MPa]
- střední hodnota pevnosti v tahu:	f_{ctm} =	2,9	[MPa]
- dolní kvantil pevnosti v tahu:	$f_{ctk\ 0,05}$ =	2	[MPa]
- horní kvantil pevnosti v tahu:	$f_{ctk\ 0,95}$ =	3,8	[MPa]
- střední hodnota modulu pružnosti:	E_{cm} =	32	[GPa]
- poměrné přetvoření při porušení: *pro výpočet únosnosti/účinků zatížení*	ε_{c3} =	-1,75	[‰]
	$\varepsilon_{cu,3}$ =	-3,5	[‰]
- součinitel tepelné roztažnosti:	α_{ct} =	10	[10^{-6}/K]
- dílčí součinitel spolehlivosti:	γ_c =	1,5	[-]
- návrhová krychelná pevnost v tlaku:	f_{cd} =	20	[MPa]
- omezení napětí v charakt. kombinaci:	$0,60 \cdot f_{ck}$ =	18	[MPa]
- omezení napětí v kvazist. kombinaci:	$0,45 \cdot f_{ck}$ =	13,5	[MPa]

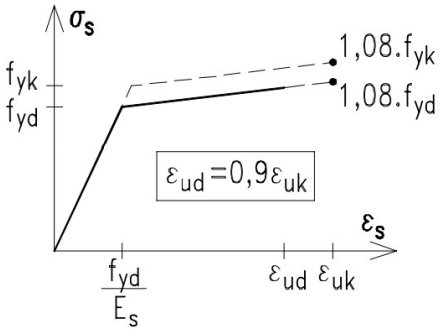


Obrázek 12 Vývoj pevnosti betonu C30/37 v čase

3.2 Betonářská výztuž

Typ: B500B

- charakteristická mez kluzu: f_{yk} = 500 [MPa]
- charakteristická hodnota poměrného přetvoření při max.síle: ε_{uk} = 50 [‰]
- modul pružnosti: E_s = 200 [GPa]
- dílčí součinitel spolehlivosti: γ_s = 1,15 [-]
- návrhová mez kluzu: f_{yd} = 434,8 [MPa]
- návrhová hodnota přetvoření při max.síle ε_{ud} = 45 [‰]



Obrázek 13 Pracovní diagram betonářské výztuže

3.3 Krytí výztuží

- minimální krytí betonářské výztuže v betonu C35/45 (NK, SS): c_{min} = 55 mm

- minimální krytí betonářské výztuže v betonu C40/50: c_{min} = 55 mm

4 Zatížení

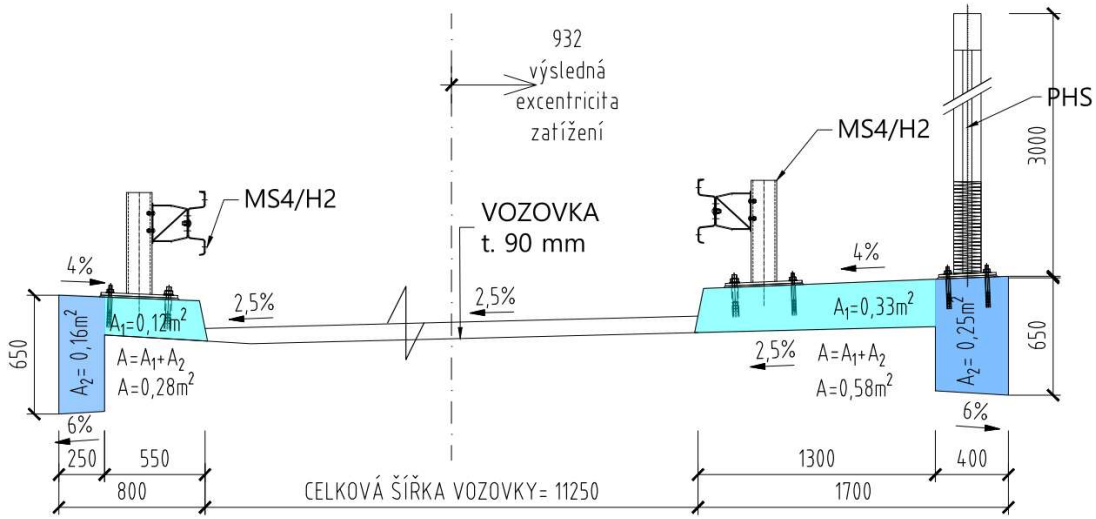
4.1 Stálá a dlouhodobá zatížení

4.1.1 Vlastní tíha

Vlastní tíha konstrukce je ve výpočetním modelu generována softwarem SCIA ENGINEER. Velikost objemové tíhy vyztuženého a předpjatého betonu je nastavena na hodnotě 25 kN/m^3 a v jeho mokrém/čerstvém stavu na hodnotě 26 kN/m^3.

4.1.2 Ostatní stálé

Při uvážení nesymetrického rozložení použitého mostního vybavení na mostovce je v rámci výpočtu použita jeho výsledná excentricita od osy konstrukce. Její hodnota činí 0,932 m, těžiště zatížení je na polovině mostu s vnější římsou.



Obrázek 14 Vybavení mostního svršku (pravý most – ostatní stálé)

Pravý most		A [m²]	γ [kN/m³]	Zatěž. šířka [m]	Plošné [kN/m²]	Liniové [kN/m]
Vnější římsa	A_1 = část na NK	0,33	25	1,3	6,35	8,25
	A_2 = převislá část	0,25	25	-	-	6,25
Vnitřní římsa	A_1 = část na NK	0,12	25	0,55	5,45	3,00
	A_2 = převislá část	0,16	25	-	-	4,00
Vozovka tl. 90 mm		1,0125	22	11,25	1,98	22,28
PHS výšky 3,00 m		-	-	-	-	1,50
Svodidlo MS4/H2		-	-	-	-	1,00

Tabulka 1 Přehled částí ostatního stálého zatížení

4.2 Proměnná krátkodobá zatížení – nedopravní

4.2.1 Teplota

4.2.1.1 Rovnoměrná složka teploty

Rovnoměrná složka teploty hraje při návrhu integrovaného mostu zásadní roli, neboť její působení významně ovlivňuje vodorovné posuny konců mostu. Na základě poznámky v kap. 3.5 v [1] je pro stanovení největších rozsahů záporných a kladných hodnot rovnoměrné složky teploty uvažován navíc teplotní přídavek $\Delta T_{N,i}$ pro dilatační spáry. Jeho hodnota je určena dle kap. 6.1.3.3 v [6].

Poloha objektu na mapě — Banskobystrický kraj, mezi okresy Detva - Lučenec

Typ konstrukce: — 3 (betonová konstrukce)

Výchozí teplota: — $T_0 = 10{,}0$ °C

$\Delta T_{N,i}$ pro návrh dil. spáry: — $\Delta T_{N,i,dil.spára} = \pm 20{,}0$ °C

Doporučené hodnoty maximálních a minimálních teplot ve stínu odečtených z teplotní mapy jsou: $T_{max} = 40{,}0$ °C

$T_{min} = -32{,}0$ °C.

Hodnoty rovnoměrných složek teploty jsou na základě typu konstrukce a hodnot T_{max} a T_{min} stanoveny následovně:

Pro 30 °C ≤ T_{max} ≤ 50 °C a zároveň -50 °C ≤ T_{max} ≤ 0 °C platí:

Typ konstrukce		$\Delta T_{e,max}$	$\Delta T_{e,min}$	[ ]
1	Ocelová konstrukce	16,0	-3,0	°C
2	Ocelobetonová konstrukce	4,5	4,5	°C
3	Betonová konstrukce	1,5	8,0	°C

Tabulka 2 Přírůstky rovnoměrné složky teploty v závislosti na typu konstrukce

$T_{e,max} = T_{max} + \Delta T_{e,max} = 40,0 + 1,5 = 41,5$ °C

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

Maximální rozsahy charakteristických hodnot kladných a záporných rovnoměrných teplot jsou tak tedy:

$\Delta T_{N,EXP} = T_{e,max} - T_0 + \Delta T_{N,EXP,dil.spára} = 39,5 - 10,0 = 29,5$ °C/ oteplení

$\Delta T_{N,CON} = T_0 - T_{e,min} + \Delta T_{N,CON,dil.spára} = -(10,0 - (-22,0)) = -32,0$ °C/ ochlazení

4.2.1.2 Nerovnoměrná složka teploty

Je uvažována pouze svislá lineárně proměnná složka teploty. V převzaté tabulce níže je přehled rozdílů teplot mezi horním a spodním povrchem nosné konstrukce v závislosti na jejím typu.

Skupina hlavní nosné konstrukce		$\Delta T > 0$ $\Delta T_{M,exp}$	$\Delta T < 0$ $\Delta T_{M,CON}$	[ ]
1	Ocelová kce	18,0	13,0	°C
2	Ocelobetonová kce	15,0	18,0	°C
3	Betonová kce – komorový nosník	10,0	8,0	°C
	– betonový nosník	15,0	8,0	°C
	– betonová deska	15,0	8,0	°C

Tabulka 3 Charakteristické hodnoty lineárních rozdílů teploty dle typu nosné kce, dle [6]

Součinitel k_{sur} zohledňující tloušťku mostního svršku je pro vozovku tl. 90 mm získán lineární interpolací mezi hodnotami $k_{sur}(50)$ a $k_{sur}(100)$ z tabulky níže,

Mosty pozemních komunikací, lávky pro chodce a železniční mosty						
Tloušťka mostního svršku	betonové		ocelové		ocelobetonové	
	horní povrch teplejší než dolní	dolní povrch teplejší než horní	horní povrch teplejší než dolní	dolní povrch teplejší než horní	horní povrch teplejší než dolní	dolní povrch teplejší než horní
(mm)	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}
0	1,5	1,0	1,6	0,6	1,1	0,9
izolace	1,6	0,6	1,1	0,9	1,5	1,0
50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
100	0,7	1,0	0,7	1,2	1,0	1,0
150	0,5	1,0	0,7	1,2	1,0	1,0
štěrkové lože	0,6	1,0	0,6	1,4	0,8	1,2

Tabulka 4 Hodnoty součinitele ksur zohledňující tloušťku mostního svršku

tedy $k_{sur} = 0,76$ a $1,0$.

Výsledné lineární rozdílové složky teploty na průřezu NK jsou:

$\Delta T_{M,heat} = 15,0 \times 0,76 = 11,4$ °C (oteplení horního povrchu konstrukce),

$\Delta T_{M,cool} = 8,0 \times 1,0 = 8$ °C (oteplení spodního povrchu konstrukce).

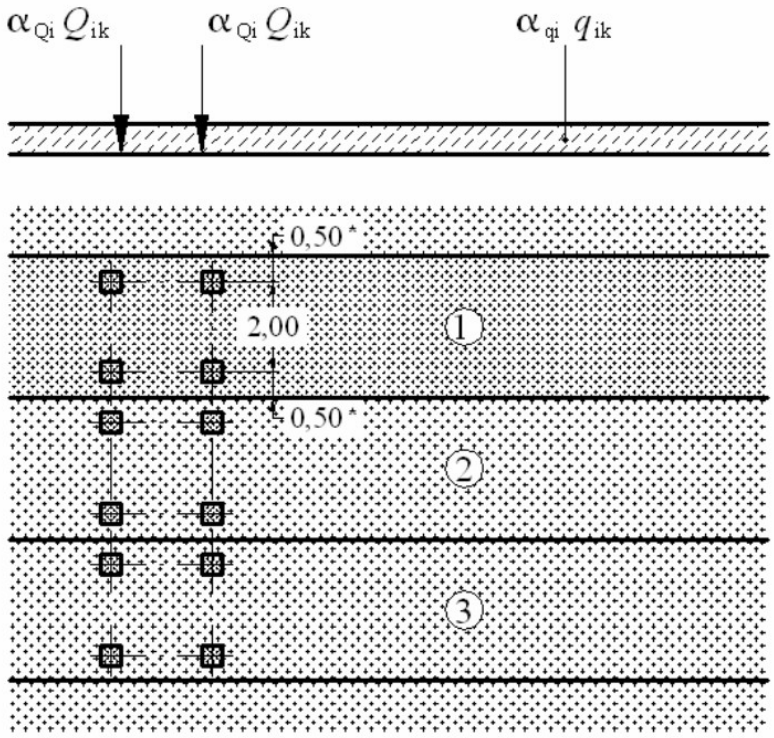
4.3 Proměnná krátkodobá zatížení – doprava

Pozemní komunikace dálničního mostu se zatěžovací dopravní šířkou 11,25 m a největší povolenou rychlostí 130 km/h je zařazena do 1. skupiny PK. S ohledem na tuto skutečnost jsou ve výpočetních modelech uvažovány zatěžovací modely LM1, LM3 1800/200 a LM3 3000/240. Hodnoty regulačních součinitelů α jsou zvolené též na základě tohoto zatřídění.

V případě potřeby zohlednění kroutících účinků je vyšetřeno více poloh umístění dopravních modelů v příčném směru mostu. Při jejich volbě je mimo jiné přihlíženo k excentrickému působení stálého zatížení. P

4.3.1 LM1

4.3.1.1 Poloha dopravního modelu na mostě:



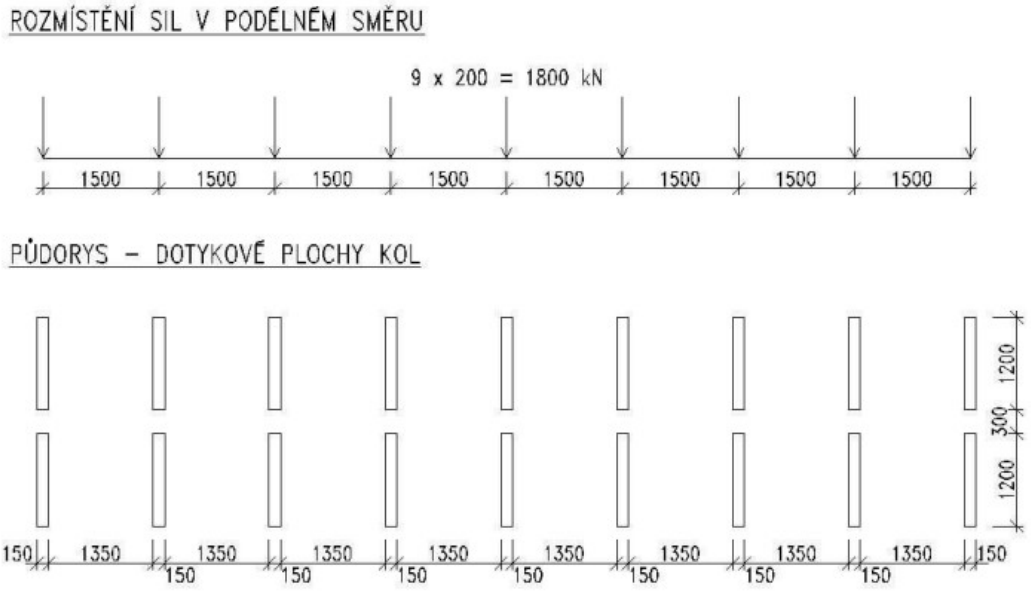
Obrázek 15 Schéma zatížení dopravou LM1

LM1	Dvounáprava TS		Rovnoměrné UDL			
	α_{Qi}	Q_i	zatěž. šířka	α_{qi}	q_i	q_i
	[-]	[kN]	b [m]	[-]	[kN/m^2]	[kN/m]
Pruh č.1	1	300	3	1	9	27
Pruh č.2	1	200	3	2,4	2,5	18
Pruh č.3	1	100	3	1,2	2,5	9
Zbylá plocha	-	0	2,25	1,2	2,5	6,75

Tabulka 5 Model LM1 – Charakteristické hodnoty a hodnoty regulačních souč.

4.3.2 LM3 1800/200

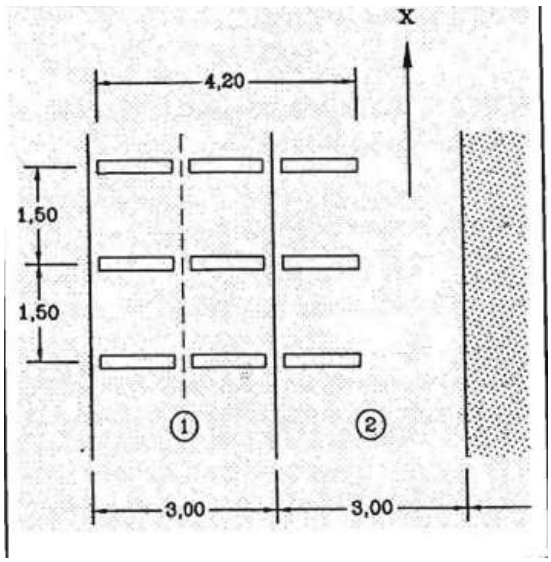
Zatěžovací model zvláštního vozidla 1800/200 odpovídá jeho definici uvedené ČSN EN 1991-2, tab. A.1. Sestava náprav, která je schematicky znázorněna na následujícím obrázku, je umístěna v dopravním pruhu číslo 1, čímž vyloučí UDL z pruhu 1. Ve zbylých pruzích je s UDL uvažováno. Zatížení dvounápravami se neuplatní na mostě vůbec.



Obrázek 16 Schéma zatížení dopravním modelem LM3 1800/200

4.3.3 LM3 3000/240

Vozidlo LM3 3000/240 je tvořeno 12 nápravami po 240 kN a jednou přední nápravou s tíhou 120 kN. Při jeho pojezdu po mostě nejsou uvažovány žádné další složky dopravního zatížení. V příčném řezu je jeho stopa pojedu definována v ose všech jízdních pruhů.



4.3.4 Brzdné a rozjezdové síly

Brzdné síly jsou uvažovány na povrchu vozovky (pouze) v podélném směru jízdy. Výpočet a modelování těchto vodorovných sil jsou v souladu s normou.

Brzdné síly od LM1:

Velikost brzdných a rozjezdových sil vznikajících od pojezdu LM1 se určí z jeho části umístěné v dopravním pruhu 1. Rozmístění výsledné zatěžovací síly po konstrukci respektuje

Délka nosné konstrukce $L_{NK} \approx 110{,}0 + 1{,}0 \approx 111{,}0$ m,

$Q_{br,LM1} = 0{,}6\times2\times(\alpha_{Q1}\times Q_{k1})+0{,}1\times(\alpha_{q1}\times q_{k1})\times w\times L_{NK} = 360{,}0 + 299{,}7 = \underline{660\text{ kN}}$,

omezení hodnoty: $180\times\alpha_{Q1} \leq Q_{br,LM1\ 1} \leq 900$ kN

$$180{,}0 \leq 660 \leq 900 \text{ kN.} \qquad \text{Ok}$$

Příčné rozjezdové síly: $Q_{LM1,příčné} = 0{,}25\times Q_{br,LM1} = \underline{165\text{ kN}}$.

Brzdné síly od LM3:

Brdzné síly od zvláštního vozidla 1800/200 jsou v zatěžovacích stavech uvažovány společně s jeho svislým zatížením. Důvodem je předpokládaná rychlost pojezdu vozidla po mostě (normální, ≤ 70 km/h), která může vyvolat oba směry působení sil.

$Q_{br,LM3} = 0{,}6\times(\alpha_{Q1}\times Q_{LM3\text{-}1800/200})+0{,}1\times(\alpha_{q2}\times q_{k2})\times w\times L_{NK} = 1080 + 200 = 1280$ kN,

omezení hodnoty: $Q_{br,LM1} \leq 600$ kN -> KO -> $Q_{br,LM1} = \underline{600\text{ kN}}$.

Brzdné síly od zvláštního vozidla 3000/240 jsou z důvodu jeho nízké rychlosti pojezdu (max 5 km/h) zcela zanedbány.

4.3.5 Staveništní zatížení

Zatížení bude podrobnější popsáno ve fázích výstavby. Standardní staveništní zařízení je uvažováno hodnotou 5 kN/m^2.

5 KOMBINACE ZATÍŽENÍ

Kombinace zatížení jsou sestaveny v programu SCIA Engineer podle ČSN EN 1990. Jako hlavní proměnná zatížení jsou uvažovány jednotlivé sestavy dopravy gr1a, gr2, gr5.

Pro současné spolupůsobení složek rovnoměrné a nerovnoměrné teploty, které je v práci uvažováno, je použito vztahů:

		VOZOVKA						CHODNÍKY A CYKLISTICKÉ PRUHY
Typ zatížení		svislé síly				vodorovné síly		pouze svislé zatížení
Odkaz		4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2	5.3.2-(1)
Zatěžovací systém		LM1 (dvojnáprava a rovnoměrné zatížení)	LM2 (jednotlivá náprava)	LM3 (zvláštní vozidla)	LM4 (zatížení davem lidí)	brzdné a rozjezdové síly	odstředivé síly a příčné síly	rovnoměrné zatížení
Sestavy zatížení	gr1a	charakteristické hodnoty				[a]	[a]	kombinační hodnota [b]
	gr1b		charakteristická hodnota					
	gr2	časté hodnoty [b]				charakteristická hodnota	charakteristická hodnota	
	gr3 [d]							charakteristická hodnota [c]
	gr4				charakteristická hodnota			charakteristická hodnota [b]
	gr5	viz příloha A		charakteristická hodnota				
	Hlavní složka zatížení (označená jako složka příslušející k sestavě)							

[a] Lze definovat v národní příloze.
[b] Lze definovat v národní příloze. Doporučená hodnota je 3 kN/m^2.
[c] Viz 5.3.2.1(2). Pokud je účinek od zatížení pouze jednoho chodníku nepříznivější než při zatížení obou chodníků, má se uvažovat zatížení pouze na jednom chodníku.
[d] Tato sestava nemá praktický význam, pokud se uvažuje sestava gr4.

Obrázek 17 Zatěžovací sestavy dopravy

(1) Jestliže je nutné uvažovat současně rozdíl teplot $\Delta T_{M,heat}$ (nebo $\Delta T_{M,cool}$) a maximální rozsah rovnoměrné složky teploty mostu $\Delta T_{N,exp}$ (nebo $\Delta T_{N,con}$), např. u rámových konstrukcí, lze použít následující vztahy (které se mohou považovat za kombinace zatížení)

$$\Delta T_{M,\,heat} \text{ (nebo } \Delta T_{M,\,cool}) + \omega_N \Delta T_{N,exp} \text{ (nebo } \Delta T_{M,\,con}) \tag{6.3}$$

nebo

$$\omega_M \Delta T_{M,\,heat} \text{ (nebo } \Delta T_{M,\,cool}) + \Delta T_{N,\,exp} \text{ (nebo } \Delta T_{N,\,con}) \tag{6.4}$$

a zvolit ten, který dává nejnepříznivější účinek.

POZNÁMKA 1 Numerické hodnoty ω_N a ω_M se mohou stanovit v národní příloze. Pokud nejsou k dispozici další informace, doporučené hodnoty pro ω_N a ω_M jsou: [NP12)]

$\omega_N = 0{,}35$

$\omega_M = 0{,}75$

POZNÁMKA 2 Pokud se používají jak lineární, tak nelineární svislé teplotní rozdíly (viz 6.1.4.2), pak se má ΔT_M nahradit ΔT, který zahrnuje ΔT_M a ΔT_E.

Obrázek 18 Vztahy kombinující složky teplotního zatížení, dle ČSN EN 1991-1-5

5.1 Mezní stavy použitelnosti

Pro posouzení mezních stavů použitelnosti jsou použity následující kombinace zatížení:

Charakteristická kombinace: $\Sigma_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \times Q_{k,i}$

Častá kombinace: $\Sigma_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \times Q_{k,i}$

Kvazistálá kombinace: $\Sigma_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \times Q_{k,i}$

5.2 Mezní stavy únosnosti

Použité kombinace zatížení pro posouzení konstrukce v mezních stavech únosnosti jsou:

Vztah 6.10a): $\Sigma\, \gamma_G \times G_k + \gamma_P \times P + \gamma_Q \times \Psi_0 \times Q_{k1} + \sum \gamma_{Q,i} \times \Psi_{0,i} \times Q_{ki}$

Vztah 6.10b): $\Sigma\, \xi\, \gamma_G \times G_k + \gamma_P \times P + \gamma_Q \times \Psi_0 \times Q_{k1} + \sum \gamma_{Q,i} \times \Psi_{0,i} \times Q_{ki}$

Popis zatížení	γ_G [-]	γ_Q [-]
Vlastní tíha	1,35	-
Ostatní stálé zatížení	1,35	-
LM1 (TS, UDL)	-	1,35
LM3	-	1,35
Brzdné síly	-	1,35
Teplota	-	1,50

Obrázek 19 Přehled součinitelů zatížení

Popis zatížení	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
LM1 (TS)	0,75	0,75	0,00
LM1 (UDL)	0,40	0,40	0,00
LM3	0,00	0,00	0,00
Brzdné síly	0,00	0,00	0,00
Teplota	0,60	0,60	0,50

Obrázek 20 Přehled redukčních kombinačních součinitelů

6 Předběžné posouzení vybraných variant

Předběžný návrh je zhodnocen na základě posouzení mezních stavů únosnosti N+M pomocí interakčního diagramu a v mezních stavech použitelnosti v rámci kontroly dovolených napětí.

Pro ověření konstrukcí v MSÚ pomocí interakčního diagramu (tedy kombinaci M+N) je posouzena zvlášť kombinace zatížení vyvolávající extrémní ohybový moment a jemu příslušnou normálovou silou a následně je ověřena kombinace vyvolávající maximální/minimální osovou silou a jí příslušné ohybové momenty.

Omezení napětí v železobetonových konstrukcí jsou maximální tlak v betonu a maximální tah v betonářské výztuži. V betonu nesmí být při působení charakteristické kombinaci zatížení překročeno tlakové napětí o hodnotě $0{,}6.f_{ck}$. Ve výztuži je mezní hodnotou tahového napětí $0{,}8.f_{yk}$.

Současně jsou kontrolovány konstrukční zásady a to zejména mezní hodnoty množství betonářské výztuže v průřezu.

V rámci MSP jsou při překročení tahového napětí v betonu (při charakteristické kombinaci zatížení) zohledněny trhliny v průřezu, resp. jeho efektivní plocha a moment setrvačnosti jsou redukovány. Při kvazistálé kombinaci nesmí být překročena tahová pevnost betonu, pokud

k tomu dojde, je provedena kontrola šířky trhliny. Jelikož je pro všechny betony uvažováno XC4, XD2, je přípustná šířka trhliny na hodnotě 0,3 mm.

Posouzení jsou provedena v programu Idea Statica.

6.1 Předběžný návrh a posouzení

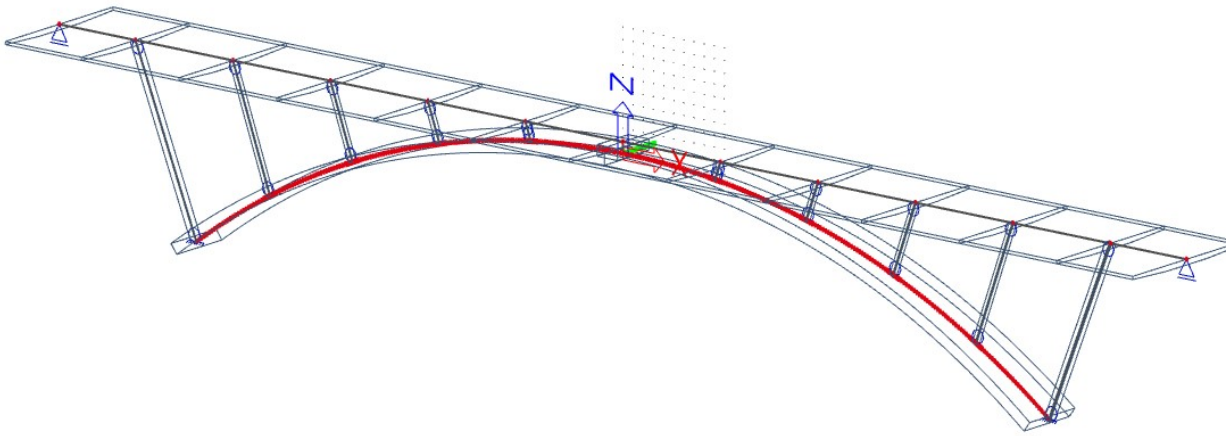
6.1.1 Předběžný návrh

S ohledem na poměrně vysoký počet vzpěr (stojek), malá rozpětí mostovky a snahu zjednodušit stavební práce je v předběžném návrhu také jemně vyvíjeno úsilí o možnost provedení železobetonové mostovky místo předpjaté. Výška jejího deskotrámového průřezu, jak již bylo zmíněno, je odhadnuta nyní na 0,450 m (přibližně 1/22 rozpětí desky).

Podélný sklon mostovky, který byl navržen jako konstantní se sklonem 2,0%, je zanedbán.

6.1.2 Výpočetní model

Je vytvořen rovinný model s prutovými prvky. Střednice oblouku, která je tvořena parabolou 2° (konstantní průřez, dle Chambauda) je naimportována z excelu. Vrubové klouby umístěné na obou koncích všech vzpěrách jsou modelovány jako vnitřní klouby na prutu. Koncové podpory respektují charakter podélně posuvných ložisek na opěrách.



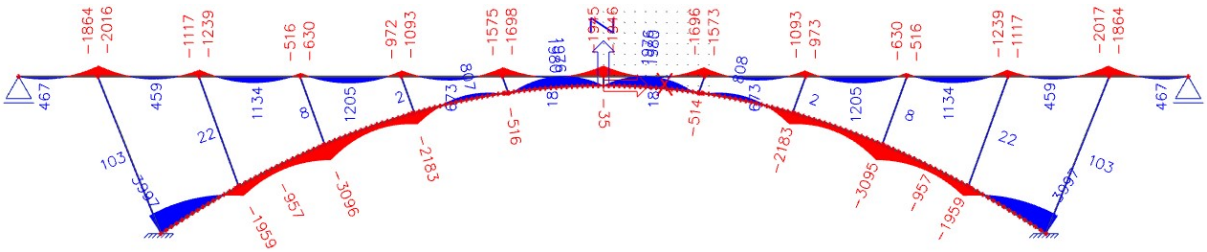
Obrázek 21 Výpočetní model

6.1.3 Vnitřní síly

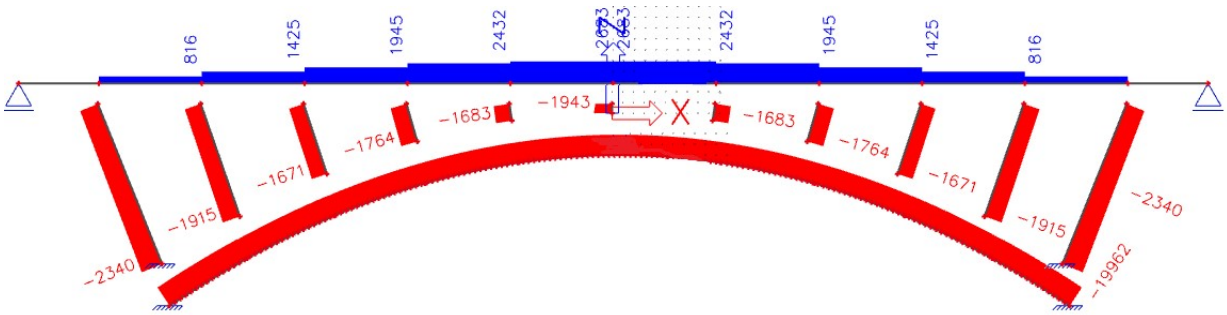
Na obrázcích níže jsou uvedeny obálky vnitřních sil od jednotlivých skupin zatížení. Jejich účelem má být smysluplná regulace následné úpravy návrhu konstrukce. Úpravy se předpokládají nejen dimenzační či geometrické, ale pravděpodobně jsou očekávány i změny ve statickém působení. Předběžné posudky jednotlivých konstrukčních prvků jsou provedeny pouze v následujících řezech, konkrétně:

- oblouk: řez v patě

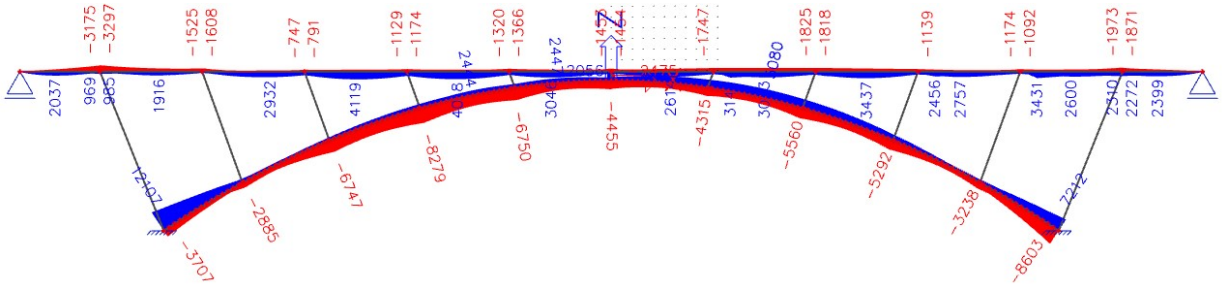
  řez ve vrcholu



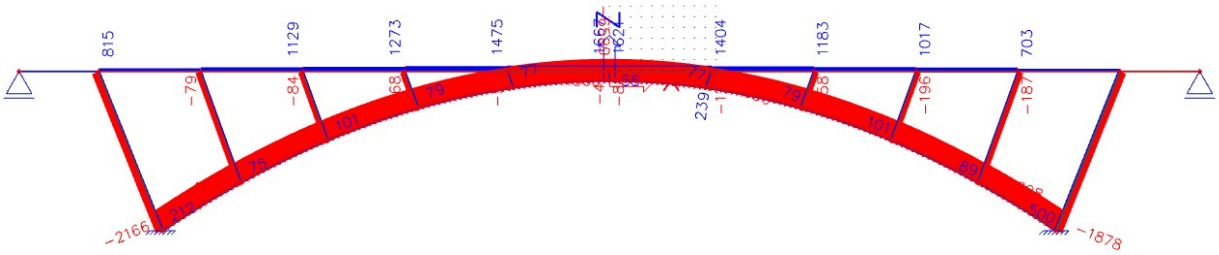
Obrázek 22Vnitřní síly- stálé zatížení – My [kNm]



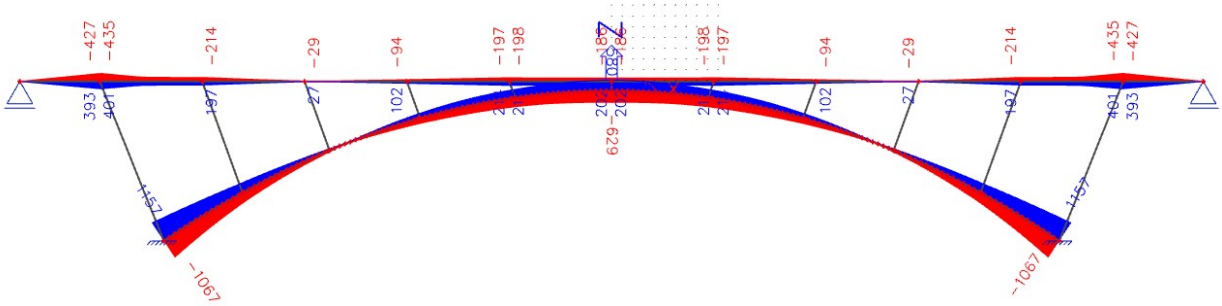
Obrázek 23 Vnitřní síly - stálé zatížení - N [kN]



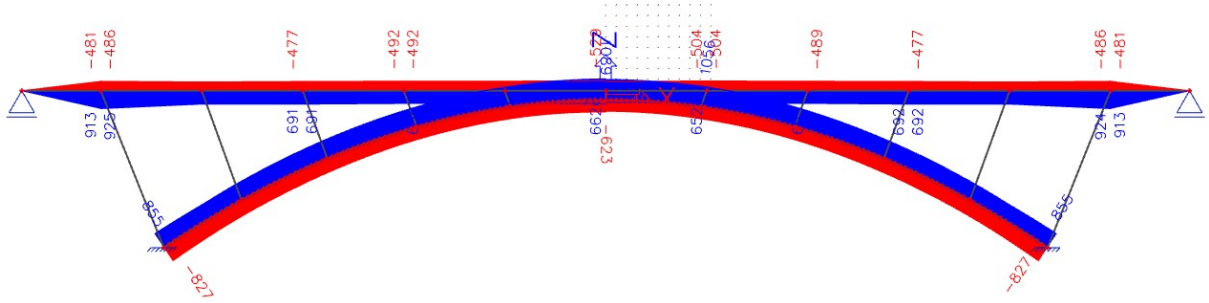
Obrázek 24 Vnitřní síly – dopravní zatížení – svisle působící - My [kNm]



Obrázek 25 Vnitřní síly - dopravní zatížení – svisle působící - N [kN]



Obrázek 26 Vnitřní síly - teplota rovnoměrná - My [kNm]



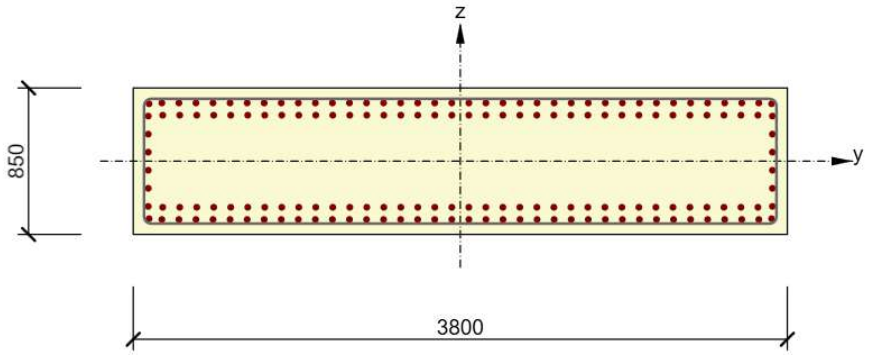
Obrázek 27 Vnitřní síly – teplota nerovnoměrná - My [kNm]

Nejnepříznivější zatěžovací kombinací pro patu oblouku je současné působení nesymetricky rozloženého dopravního zatížení UDL s rovnoměrným ochlazením konstrukce doprovázené (byť redukovaným) účinkem od nerovnoměrného oteplení horního povrchu oblouku. Tyto zatěžovací stavy svými ohybovými účinky přitěžují patě oblouku, neboť v ní vyvolávají momenty stejného směru jako momenty vzniklé vlastní tíhou.

6.1.4 Předběžné posouzení

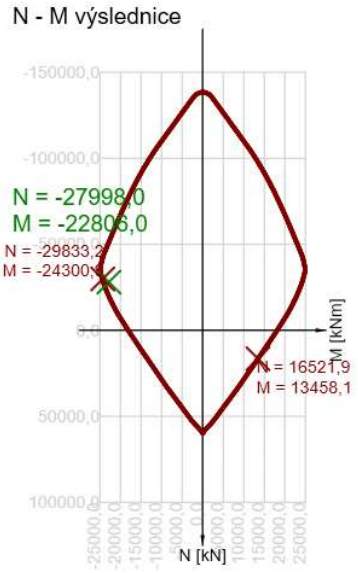
Posouzení – oblouk v patě:

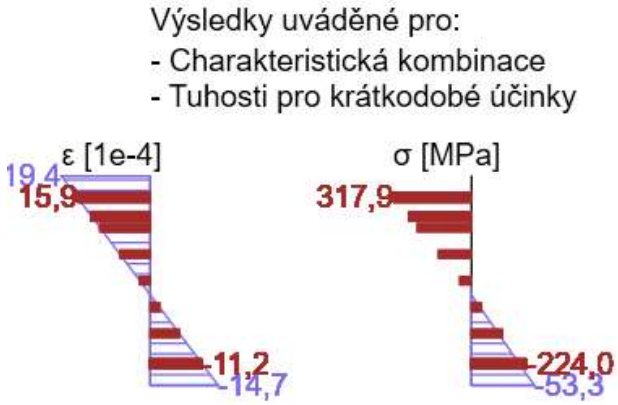
Vliv vzpěru je zohledněn, avšak poměrně zjednodušeně a to za předpokladu vybočení oblouku v rovině mezi jednotlivými vzpěrami. Vzhledem k šikmosti vzpěr je lze uvažovat jako ztužující prvky oblouku. Vzpěrná délka je tak rovná vzdálenosti vzpěr, tj. 9,6 m.



Beton: C45/55
Stáří: 28,0 d
Výztuž: (B 500B)
36ø32 (28953mm²), z = 338 mm
2ø32 (1608mm²), z = 333 mm
36ø32 (28953mm²), z = 267 mm
2ø32 (1608mm²), z = 262 mm
2ø32 (1608mm²), z = 157 mm
2ø32 (1608mm²), z = 52 mm
2ø32 (1608mm²), z = -52 mm
2ø32 (1608mm²), z = -157 mm
2ø32 (1608mm²), z = -262 mm
36ø32 (28953mm²), z = -267 mm
2ø32 (1608mm²), z = -333 mm
36ø32 (28953mm²), z = -338 mm
Třmínky:
ø16 - 100 mm
Krytí:
Ostatní povrchy: 55 mm

Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-27998,0	-22806,0	0,0			93,8	OK
Omezení napětí	-23722,0	-17183,0	0,0			165,7	Nevyhovuje

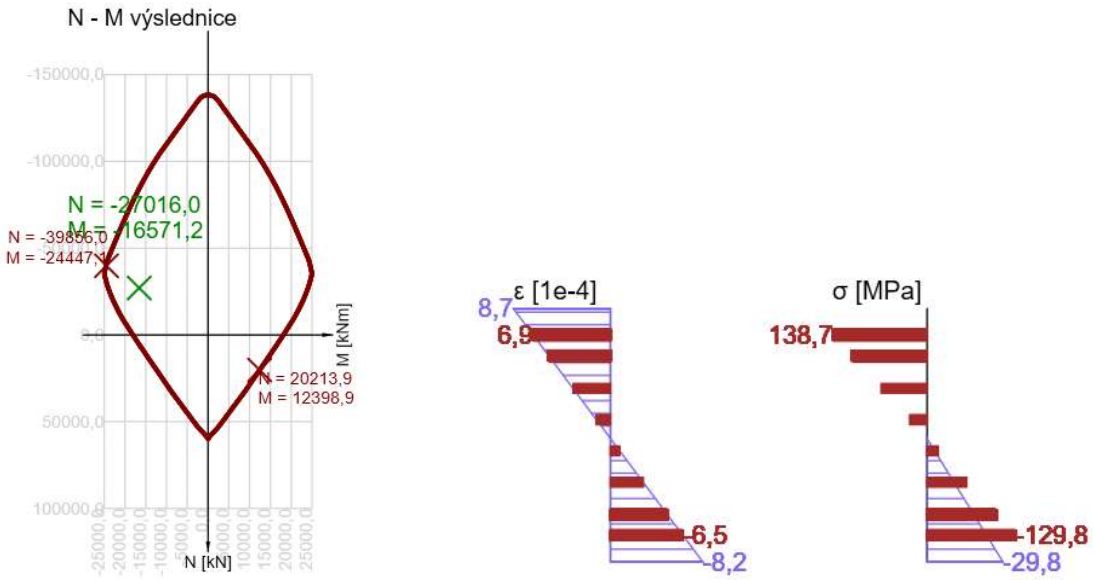




Typ	$Hodnota_{vyp}$	$Hodnota_{mez}$	Využití [%]	Posudek
Minimální stupeň vyztužení podélnou výztuží (9.5.2 (2)) [%]	3,98	0,20	5,0	OK
Maximální stupeň vyztužení podélnou výztuží (9.5.2 (3)) [%]	3,98	4,00	99,6	OK
Minimální světlá vzdálenost podélné výztuže (8.2 (2)) [mm]	39	38	98,5	OK
Maximální osová vzdálenost podélné výztuže (9.2.3 (4)) [mm]	105	350	29,9	OK
Minimální průměr podélné výztuže (9.5.2 (1)) [mm]	32	12	37,5	OK
Minimální počet prutů podélné výztuže (9.5.2 (4))	160	4	2,5	OK

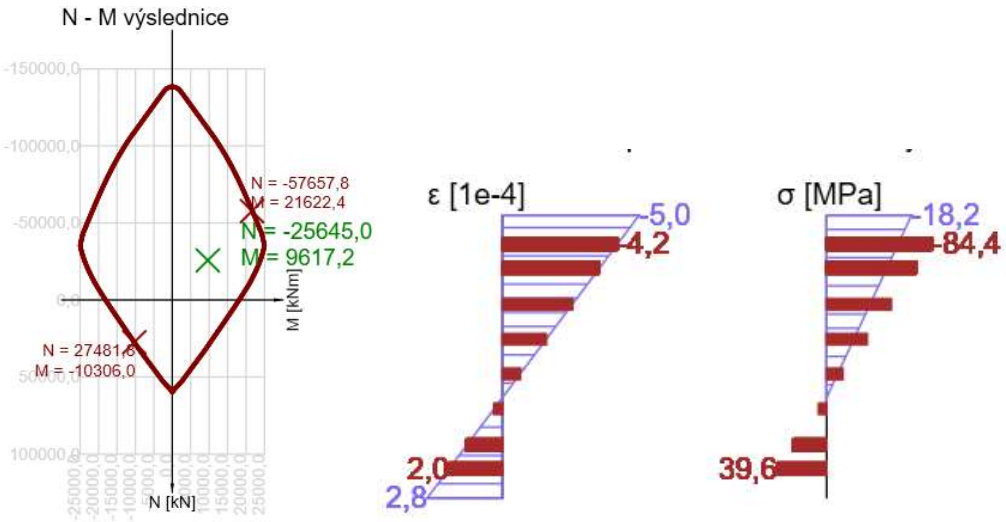
Posouzení – oblouk pod stojkou:

Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-27016,0	-16571,2	0,0			67,8	OK
Omezení napětí	-22815,0	-11263,4	0,0			110,5	Nevyhovuje



Posouzení – oblouk ve vrcholu:

Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-25645,0	9617,2	0,0			44,5	OK
Omezení napětí	-21816,0	6688,0	0,0			67,5	OK



Z výše uvedených posudků je patrná potřeba redukce tlakového napětí, ideálně snížením ohybových momentů. Zmenšení tlakového namáhání může být nejjednodušeji provedeno zvětšením průřezu oblouku či úpravou poměrného vzepětí mostu (tedy snížením poměru L/f, resp. zmírněním plochosti oblouku) či změnou orientace nadobloukových stojek, jež byly prvně navrženy jako šikmé právě za účelem zvýšení tlakového napětí v oblouku. Nicméně, již samotné vnitřní síly od stálého zatížení poukazují na nevhodnost volby tohoto zkosení. Kromě přídavných ohybových momentů na oblouk, které vznikají díky šikmosti výsledné síly ve vzpěře na oblouk, účinky totiž také nepříznivě působí na mostovku, neboť v ní vyvolávají zbytečné tahové osové síly. Jak již bylo komentováno v předchozím textu, snahou je navrhnout železobetonovou desku (s ohledem na menší rozpětí a cílem zjednodušení stavebních prací vy smyslu absence fáze předpínání). V ní však, narozdíl od předpjatých prvků není možné toto namáhání redukovat.

Možnost částečně eliminovat napětí v oblouku překračující mezní hodnoty lze zvětšením šířky průřezu oblouku. Ohybové momenty jež vycházejí nepříznivě především v průřezu v patě a pod stojkou, je možné snížit přidáním stojek. Tato akce by vedla ke zvýšení účinků od nesilových zatížení, avšak výše vykreslené vnitřní síly od teploty ukazují, že nehrají zásadní roli oproti účinkům silovým, především účinkům od dopravy. Dalším řešením také může být přechod z vetknutého oblouku na dvoukloubový.

Po hlubší analýze vlivu šikmých vzpěr je od nich opuštěno a následující úpravy jsou:

- zrušení šikmosti stojek vůči ose mostovky

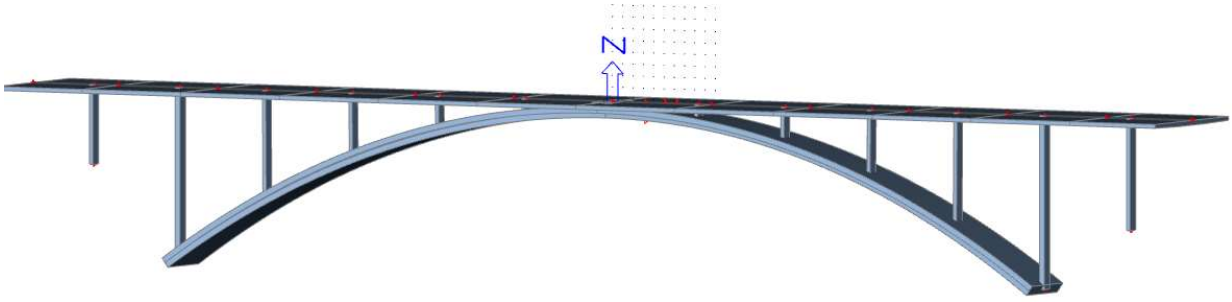
- zvýšení počtu stojek na oblouku a tedy rozdělení mostovky na více menších polí.

6.1.5 Úprava návrhu

Konstrukční řešení mostu je tedy podstatně upraveno. Vzniká nové konstrukční uspořádání. Mostovka je nyní tvořena 12 poli menších délek. Krajní pole jsou délky 5,9 m, 10 nadobloukových polí mezi rovnými vzpěrami má délku 8,4 m. Rozpětí i vzepětí oblouku zůstává stejné (L=84 m a f = 14 m). Průřez mostovky má sníženou výšku z 0,45 m na 0,39 m. Průřez oblouku zůstává ponechán.

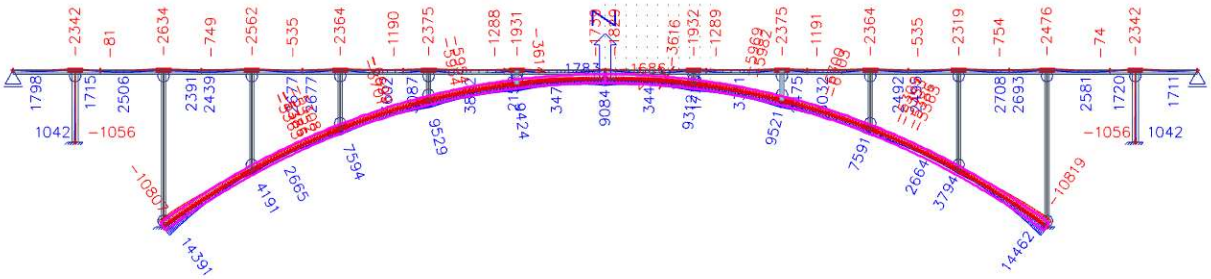
6.1.6 Oblouk s rovnými vzpěrami

Schéma konstrukce ve výpočetním modelu v prostředí 2D.



Obrázek 28 Výpočetní model konstrukce

Na následujícím obrázku jsou vykresleny průběhy obybových momentů od charakteristické kombinace zatížení.



Ohybový moment v patě klesnul oproti původní variantě z hodnoty okolo 17 000 kNm na 14 400 kNm. Průřez ve vrcholu je namáhán sice větším momentem, avšak celkově je kontrukce příznivější, neboť je její tuhost rovnoměrněji rozložená.

Tento konstrukční systém se jeví jako fungující, pro návrh jednoduší a příznivější.

6.1.7 Úprava tvaru střednice

Předběžný návrh tvaru střednice oblouku byl definován křivkou Chambaudovy funkce. Ta je obecně dána vztahem:

$$z = f \cdot \left[(1-\varepsilon)\cdot\frac{x^2}{a^2} + \varepsilon\cdot\frac{x^4}{a^4}\right],$$

Kde *f* a a=L/2 jsou rozměry oblouku, x je vodorovná vzdálenost vyšetřovaného bodu na oblouku od jeho vrcholu a nakonec $\varepsilon = {\pi - 1}/{\pi + 5}$, kde π udává upravený poměr mezi liniovým zatížením v patce a ve vrcholu oblouku. Je dán vztahem $\pi = \frac{g_{k,pata} + {p}/{2}}{g_{s,vrc} + {p}/{2}}$.

Předchozí průběhy vnitřních sil, resp. ohybových momentů prokazovaly jako nejvíce problémové místo oblouku v jeho patě. Moment v nich byl značně větší než v jiných místech (plynoucí z vetknutí a působení stojek) a současně byl celkem nerovnoměrně zatížen po výšce průřezu, respektive jeho horní vlákna byla zpravidla více namáhaná tahovými účinky. Zvětšením průřezu v patě, a tedy následným uplatněním členu 4.stupně se pPři zvětšení průřezu paty oblouku plyne z výše uvedeného vztahu, že je vhodné pro tvar střednice, aby opisovala tvar složené funkce paraboly 4.stupně. Ta je obecně plošší ve svém vrcholu a naopak strmější pro hodnoty x>1. S ohledem na fakt, že nad patou je díky této strmosti přenesena nejen větší tuhost (strmost) konstrukce, ale i koncentrace její hmotnosti, je možná vhodné tento vztah zkombinovat s jiným.

6.1.7.1 Studie návrhu tvaru střednice oblouku

Výchozí vztah:

$$H^2\, y'(x)^2 = (g + k\,x)^2\left(y(x)^2 + 1\right)$$

Řešení pro křivku s proměnným průřezem:

$$y(x) = \sinh\left(\frac{c_1\, H + x\,(2\,g + k\,x)}{2\,H}\right)$$

$$\int \sinh\left(A\,x^2 + B\,x\right)dx = -\frac{\sqrt{\pi}\left(\operatorname{erf}\left(\frac{2\,A\,x+B}{2\sqrt{A}}\right)\left(\sinh\left(\frac{B^2}{4\,A}\right)+\cosh\left(\frac{B^2}{4\,A}\right)\right)+\operatorname{erfi}\left(\frac{2\,A\,x+B}{2\sqrt{A}}\right)\left(\sinh\left(\frac{B^2}{4\,A}\right)-\cosh\left(\frac{B^2}{4\,A}\right)\right)\right)}{4\sqrt{A}} + \text{constant}$$

Řešení pro průřez s konst. průřezem:

$$y(x) = \sinh\left(\frac{c_1 H + g x}{H}\right)$$

$$\int \sinh\left(\frac{g x}{H}\right) dx = \frac{H \cosh\left(\frac{g x}{H}\right)}{g} + \text{constant}$$

6.1.7.2 Výsledky a porovnání

Vyhodnocení oblouku, jehož tvar střednice je popsán odvozeným vztahem, je provedeno na základě jeho srovnání s obloukem opisujícím křivku zjednodušené Chambaudovy funkce. Tato část práce má smysl, neboť finální návrh oblouku bude tvořen právě jednou z těchto křivek. Návrh tvaru oblouku pomocí Chambaudovy rovnice je totiž obecně doporučenou metodou pro zjednodušený návrh obloukových mostů a v rámci diplomové práce je tato metoda považována za dostačující. Na druhé straně, v případě příznivých výsledků pro odvozenou funkci by byla škoda její výsledné křivky pro tvar oblouku nevyužít.

V rámci komparace křivek jsou uvažovány dva typy obloukové konstrukce. V prvním případě se jedná o konstrukci s konstantním průřezem po celé své délce, ve druhém případě jde o konstrukci s průřezem proměnným, jehož výška i šířka se zvětšují směrem od vrcholu k patám.

Základní parametry oblouku – rozpětí L, vzepětí *f* a rozměry průřezu obloukového vrcholu - mají hodnoty shodné s hodnotami parametrů oblouků navržených v předběžném návrhu v kap.2. Důvodem je jednoduše fakt, že v rámci tohoto mostního objektu jsou všechny tyto hodnoty reálné a také proto jsou pro návrh oblouku zvoleny jako údaji vstupními. V rámci pokusu byly tedy výchozí parametry doplněny pouze o rozměry průřezu oblouku v patách pro konstrukci s proměnným průřezem.

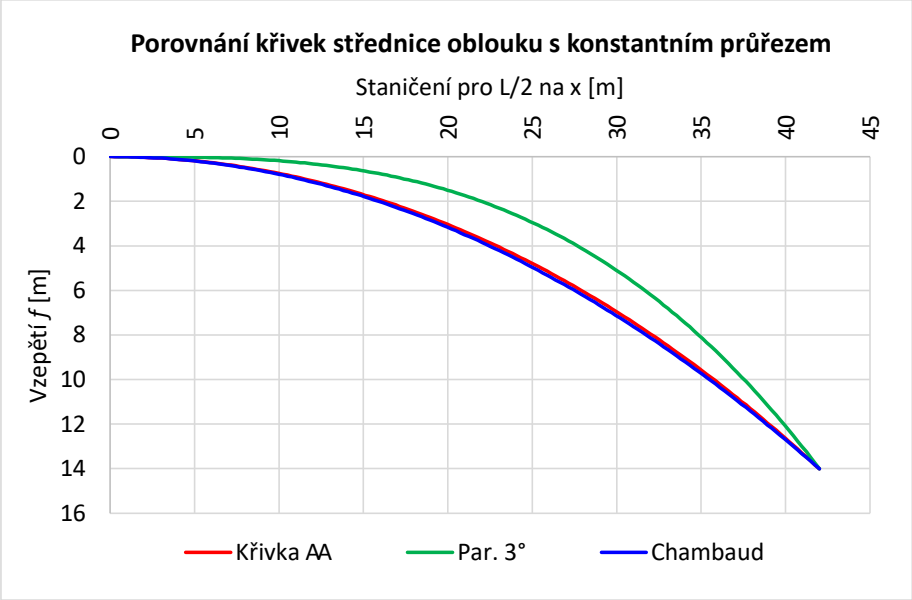
Přehled parametrů je shrnut v tabulce:

Rozpětí	L	=	84,00	[m]
Vzpětí	*f*	=	14,00	[m]

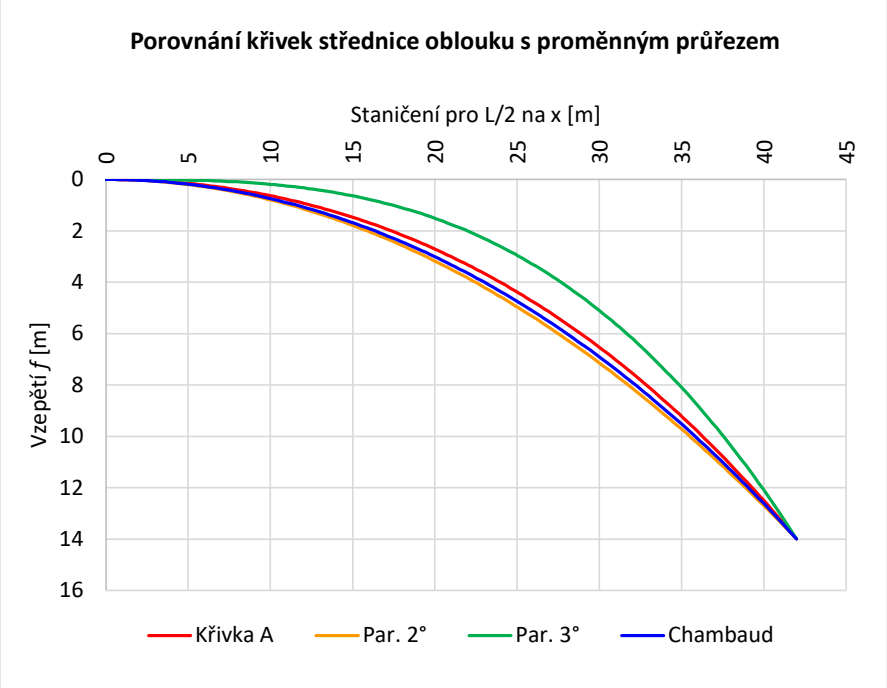
	Vrchol	Pata	
		konstantní	proměnný
Průřez	b × h [m×m]	b × h [m×m]	b × h [m×m]
	3,80×0,85	3,80×0,85	5,00×1,20

6.1.7.2.1 Tvar křivek

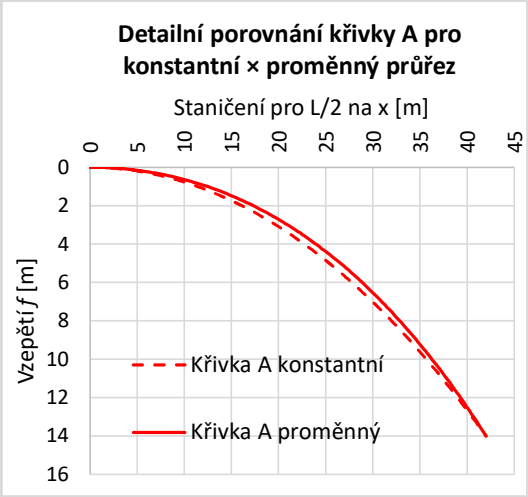
Dva níže uvedené grafy zobrazují pro zadané obloukové parametry tvary vybraných křivek, přičemž první graf vykresluje vypočtené křivky pro oblouk s konstantním průřezem, druhý graf slouží k vykreslení křivek oblouku s průřezem proměnným. Grafy slouží především pro porovnání Chambaudovy křivky s křivkou A. Zobrazené paraboly slouží spíše jen pro orientaci.



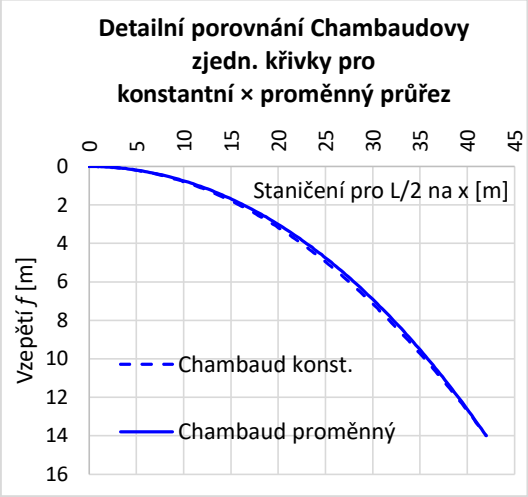
Obrázek 29 Porovnání křivek střednice oblouku s konstantním průřezem



Obrázek 30 Porovnání křivek střednice oblouku s proměnným průřezem



Obrázek 31 Detailní porovnání křivky A



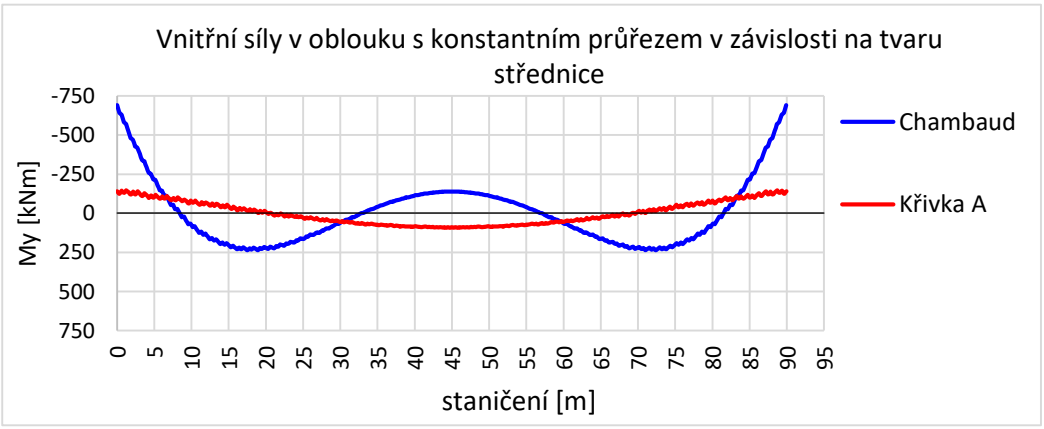
Obrázek 32 Detailní porovnání Chambaudovy křivky

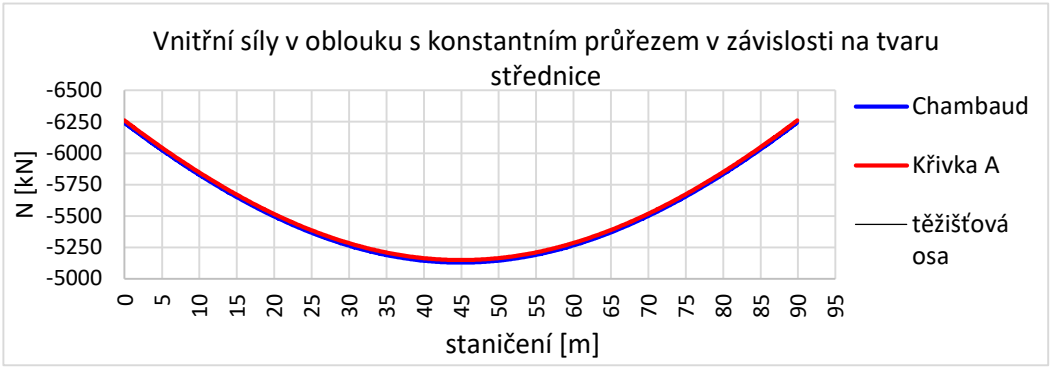
6.1.7.2.2 *Vnitřní síly a reakce*

Vnitřní síly a reakce jsou vykresleny pouze pro zatížení vlastní tíhou oblouku.

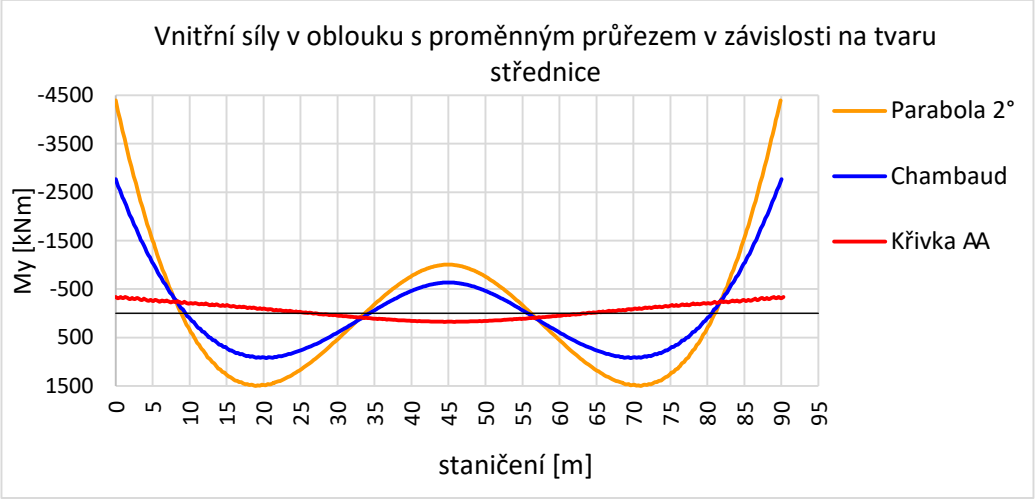
Kladné hodnoty ohybových momentů značí tah ve spodních vláknech průřezu. Záporné hodnoty označují tažení horních vláken průřezu.

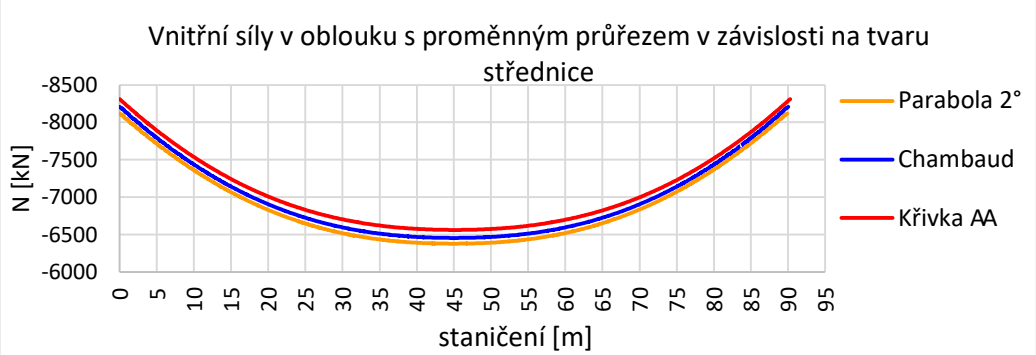
Konstantní průřezu





Proměnný průřez:

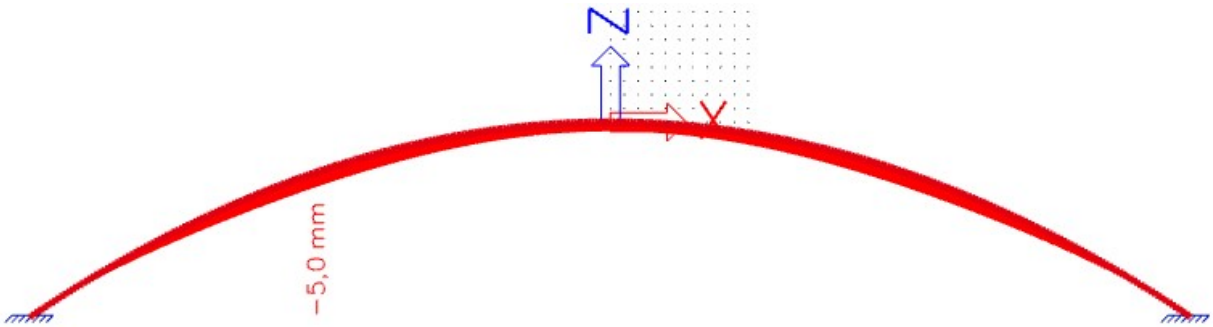




6.1.7.2.3 Deformace od vlastní tíhy

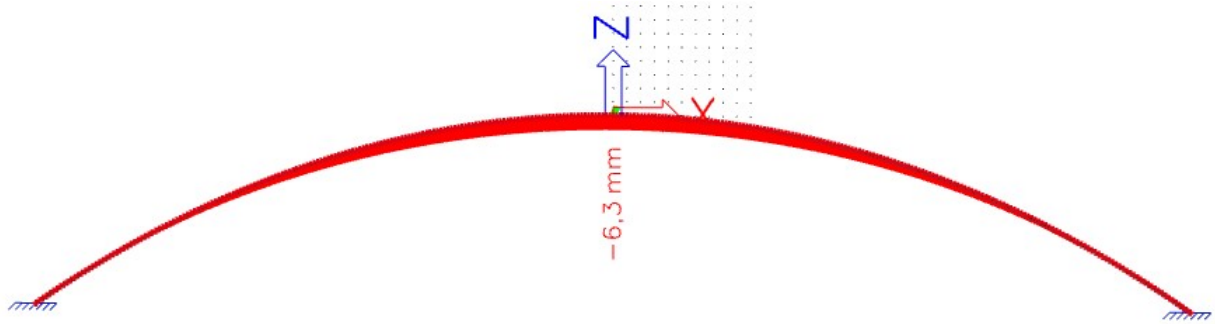
Konstantní průřez:

Oblouk dle Chambauda:



Obrázek 33 Oblouk s konstantním průřezem dle Chambauda - deformace od vlastní tíhy

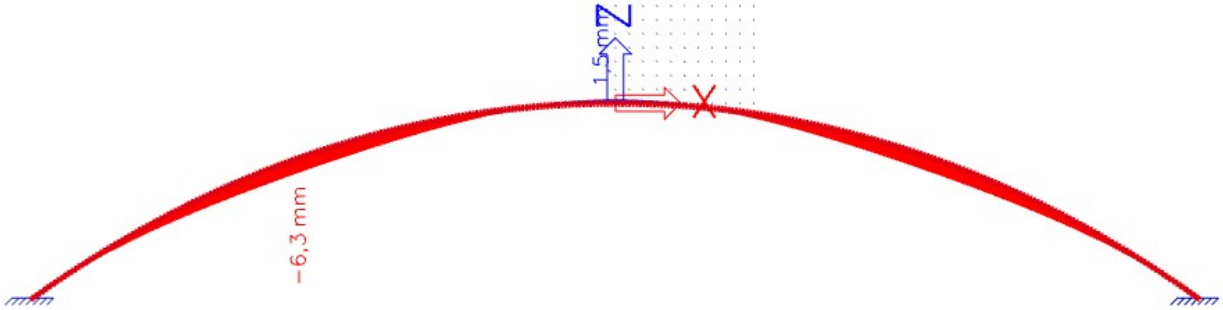
Oblouk dle křivky A:



Obrázek 34 Oblouk s konstantním průřezem dle křivky A- deformace od vlastní tíhy

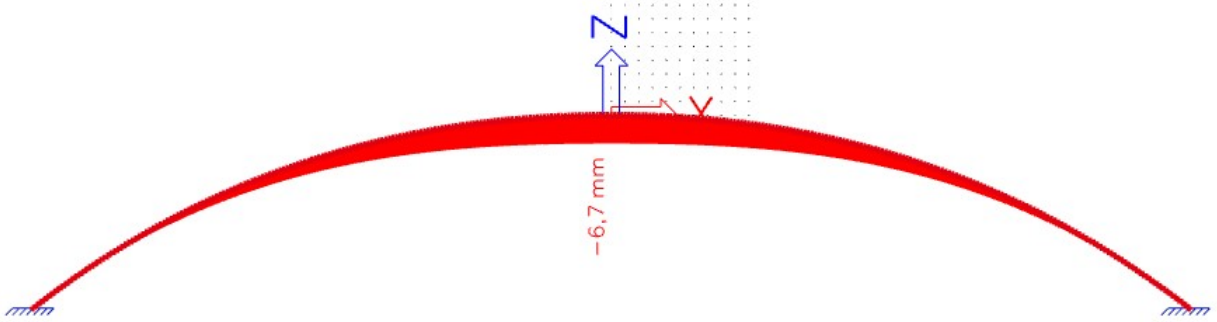
Proměnný průřez:

Oblouk dle Chambauda:



Obrázek 35 Oblouk s proměnným průřezem dle Chambauda - deformace od vlastní tíhy

Oblouk dle křivky A:



Obrázek 36 Oblouk s proměnným průřezem dle křivky A- deformace od vlastní tíhy

6.1.7.2.4 Závěr

Pro návrh bude využito obou křivek, respektive bude skládáná jednotlivými poměry mezi nimi.

7 Podrobný návrh a posouzení konstrukce v definitivním stavu

Před volbou postupu výstavby je proveden návrh a posouzení konstrukce v definitivním stavu, resp. v provozu. Výsledkem této části práce má být souhrn přesných rozměrů průřezů všech konstrukčních prvků a má být blíže popsáno technické řešení konstrukce ve smyslu spojení jednotlivých částí konstrukce, neboť nejen tím může být ovlivněn návrh postupu výstavby.

Přínos předběžného návrhu tkvěl kromě ve výběru varianty také v upřesnění chování konstrukce v podélném směru, respektive ve spolupůsobení jejích částí a odezev na účinky zatížení v rovině konstrukce. Za předpokladu, že jednotlivé poměry tuhostí prvků nebudou dále výrazně pozměněny a případné úpravy rozměrů nebudou zásadního charakteru, lze při volbě postupu podrobného návrhu mostu v definitivním stavu vycházet právě z výsledků hrubého posouzení.

Podrobný návrh definitivní konstrukce je započat současným návrhem mostovky a stojek. Pro posouzení mostovky je počítáno s konstrukcí bez vrubových kloubů na prvních dvou, resp. čtyřech nadobloukových stojkách. Jejich rozměry jsou před návrhem mostovky předběžně navrženy jako štíhlé, avšak s dostatečnou únosností. Po následném návrhu stojek a definitivního rozmístění vrubových kloubů je v konečné fázi posouzen oblouk, neboť jak bylo řečeno, nepředpokládá se výrazný zásah do statického řešení definovaného na základě předběžného návrhu. Případná drobná úprava tvaru střednice je možná, neboť jak bylo pozorováno při návrhu tvaru, i velmi malými odchylkami střednice od její původní křivky lze dosáhnout poměrně efektivního přerozdělení sil v oblouku, a to prakticky bez změn účinků na ostatní prvky. (Samozřejmě v omezené míře a za předpokladu ponechaných rozměrů.)

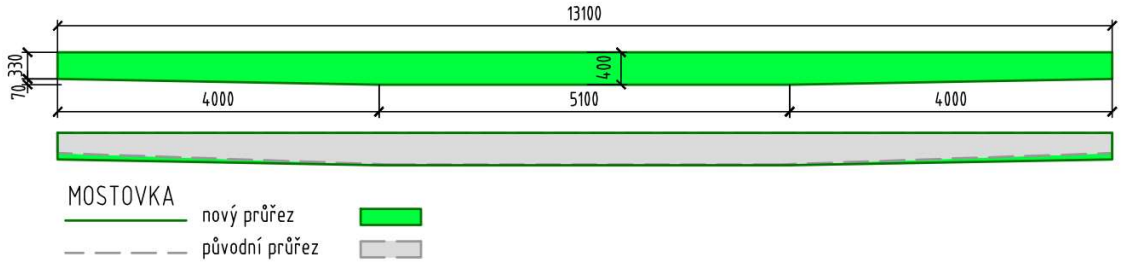
7.1 Výpočtový model 3D

Prutový 3D model zohledňující příčnou tuhost a příčné namáhání konstrukce je vytvořen v programu SCIA a vzniká rozšířením předchozího 2D modelu. K původním datům zatížení jsou pouze navíc přidány uvažované excentricity. Konkrétně se jedná o zatížení dopravou a ostatní stálé zatížení, jehož výsledné působení není v ose mostu a na konstrukci tak trvale vyvolává ohybové momenty Mz. Vetknutí patách v oblouku a pilířích jsou rozšířena o zbylé tři okrajové podmínky, uvažují se tedy plná prostorová vetknutí. Na opěrách se předpokládají podélně posuvná ložiska, která jsou v modelu simulována kloubem umožňující posun konstrukce v podélném směru. Ve skutečnosti se předpokládá uložení nosné konstrukce pomocí dvou ložisek

na každé opěře. Jedno z nich se předpokládá jako všesměrně posuvné, druhé jako podélně posuvné. Konstrukce je však modelována pouze pruty v jedné rovině, příčný roznos není řešen, proto je v modelu definován pouze Modelování vrubových kloubů je provedeno pomocí kloubů na prutu s jedním volným stupněm- pootočením kolem příčné osy y.

7.2 Mostovka

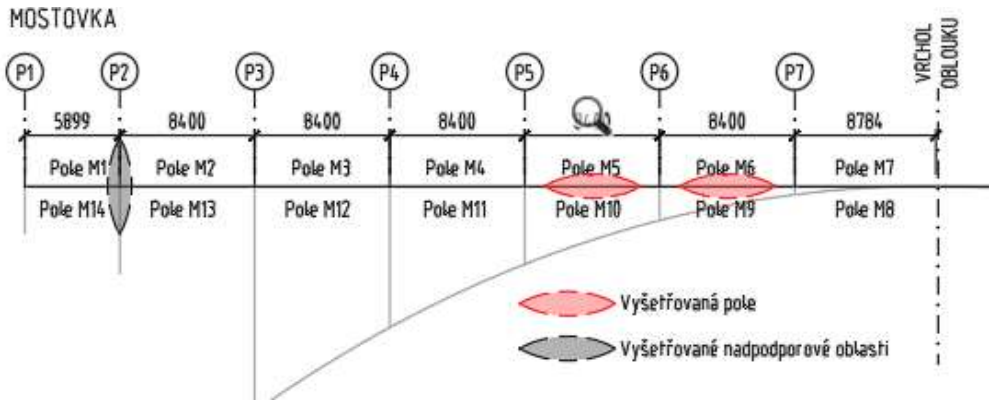
V předběžném návrhu byl zvolen deskotrámový průřez s výškou h=0,390 m, celkovou plochou A= 4,535 m^2 a momentem setrvačnosti I_y= 4,99×10^{-2} m^4, který v předchozím stupni vyhověl jak v MSÚ pro kombinaci N+M, tak v MSP dovolených napětí. Po podrobnějším namodelování všech uvažovaných zatížení a následného ověření, především ověř. napětí v tlačených vláknech betonu, bylo přistoupeno k drobné úpravě průřezu, neboť míra využití byla mírně přesahována. Šetrným zásahem byl získán průřez s větším momentem setrvačnosti, nižším těžištěm a jen mírně větší plochou, což byla také snaha.



Obrázek 37Průřez mostovky - úprava

Po výpočtu v modelu s upraveným průřezem je tak možné použít jeho výstupy.

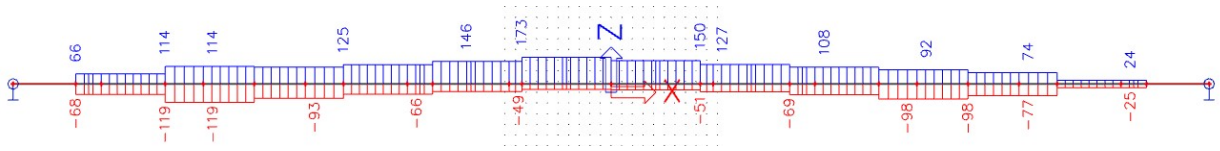
Přehled vyšetřovaných řezů je zobrazen na obrázku níže. Konstrukce je prakticky symetrická, rozdíl je pouze ve výškách pilířů P2 a P13, kdy P13 je vyšší a tedy se předpokládá jeho větší štíhlost. To se může projevit mírnými rozdíly vnitřních sil na opačných částech konstrukce. Rozdíly jsou ovšem tak malé, že je lze zanedbat a konstrukci posoudit jen na jedné její polovině.



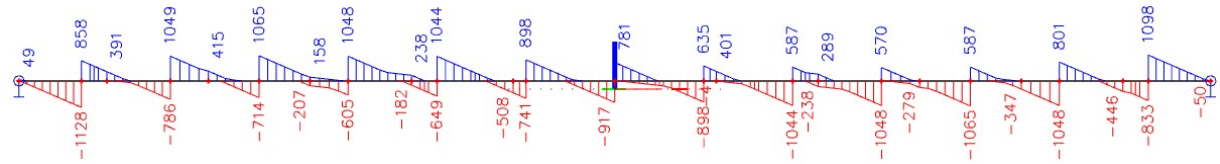
Obrázek 38 Definitivní stav -Mostovka: přehled posuzovaných řezů

7.2.1 Vnitřní síly

7.2.1.1 Vykreslení obálek vnitřních sil od kombinací MSÚ

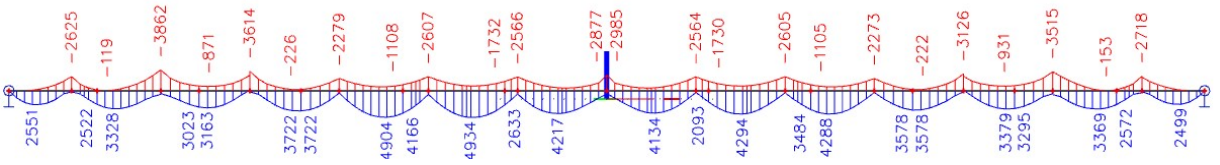


Obrázek 39 Výsledky - Definitivní stav - Mostovka: Obálka MSÚ - N [kN]

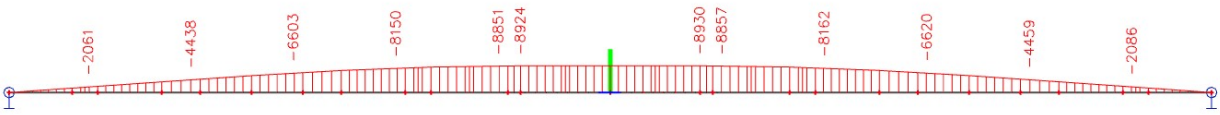


Obrázek 40 Výsledky - Definitivní stav - Mostovka: Obálka MSÚ - Mx [kNm]

Poznámka: Zatížení vyvolávající kroucení jsou zjednodušeně modelována jen na jedné polovině konstrukce.

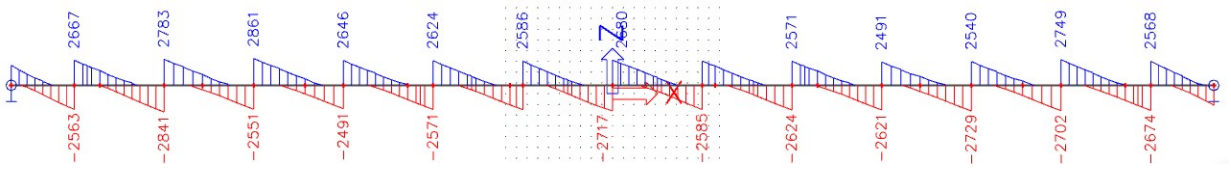


Obrázek 41 Výsledky - Definitivní stav - Mostovka: Obálka MSÚ - My [kNm]

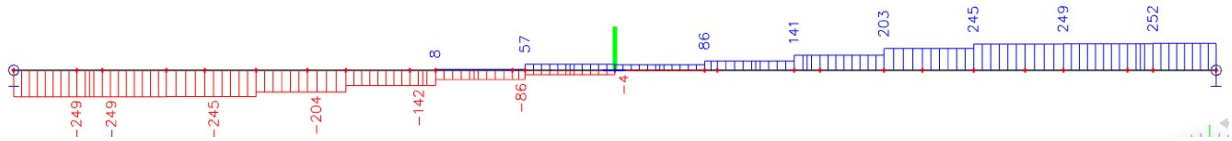


Obrázek 42 Výsledky - Definitivní stav - Mostovka: Obálka MSÚ – Mz [kNm]

Poznámka: Příčný ohyb namáhá tahově i tlakově vlákna průřezu na obou stranách konstrukce. Vykreslení příčného momentu jen na jedné z nich je způsobeno jednostranným modelováním excentricity zatíženích. Ta je pro stanovení Mz od dopravy určena na jedné polovině konstrukce, na které je též výsledná excentricita ostatního stálého zatížení. Hodnoty reakcí Ry a tedy i ohybových momentů Mz jsou v případě opačné excentricity zatížení uvažovány stejnou hodnotou, pouze s opačným znaménkem. Jelikož v rámci podpor není zohledněn příčný roznos zatížení, reakce Rx příčné momenty v modelu neovlivňují. Celkově, co se modelování zatížení týká, tak stejně ako u kroutících účinků dochází k jistému zjednodušení.



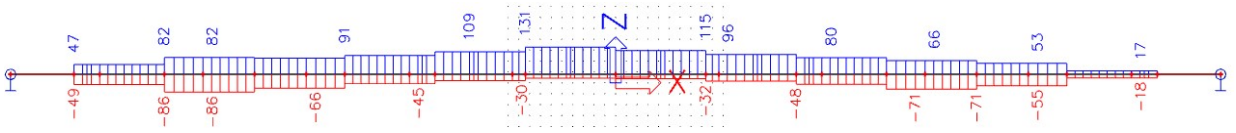
Obrázek 43 Výsledky - Definitivní stav - Mostovka: Obálka MSÚ - Vz [kN]



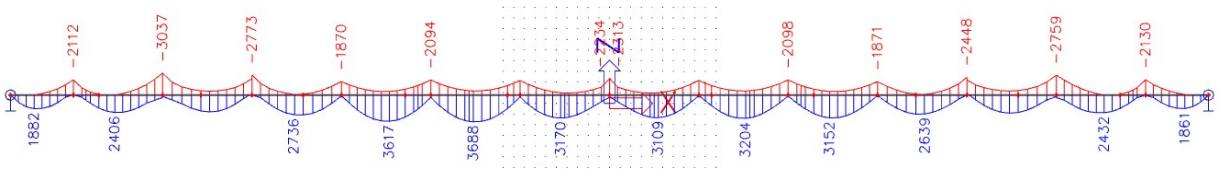
Obrázek 44 Výsledky - Definitivní stav - Mostovka: Obálka MSÚ - Vy [kN]

7.2.1.2 Vykreslení obálek vnitřních sil od kombinací MSP

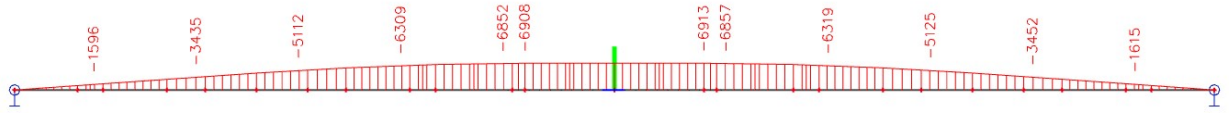
Charakteristická kombinace



Obrázek 45 Výsledky - Definitivní stav - Mostovka: Obálka MSP Charakteristická- N [kN]

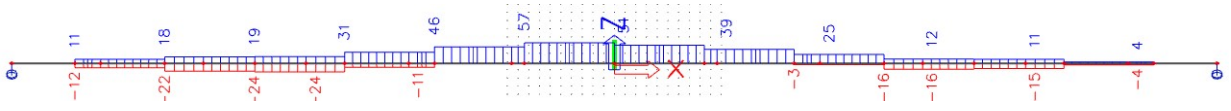


Obrázek 46 Výsledky - Definitivní stav - Mostovka: Obálka MSP Charakteristická - My [kNm]

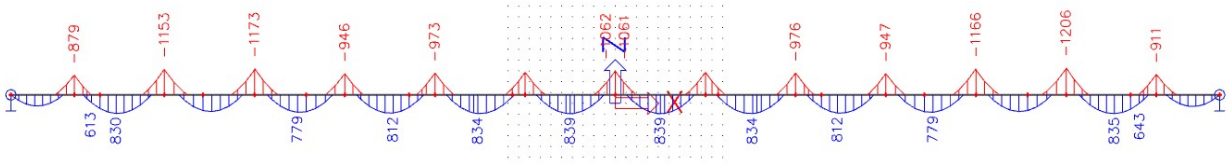


Obrázek 47 Výsledky - Definitivní stav - Mostovka: Obálka MSP Charakteristická – Mz [kNm]

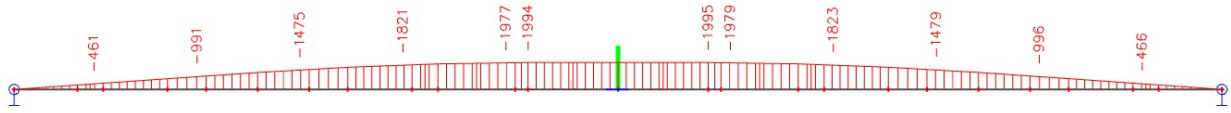
Kvazistálá kombinace



Obrázek 48 Výsledky - Definitivní stav - Mostovka: Obálka MSP Kvazistálá- N [kN]



Obrázek 49 Výsledky - Definitivní stav - Mostovka: Obálka MSP Kvazistálá - My [kNm]



Obrázek 50 Výsledky - Definitivní stav - Mostovka: Obálka MSP Kvazistálá – Mz [kNm]

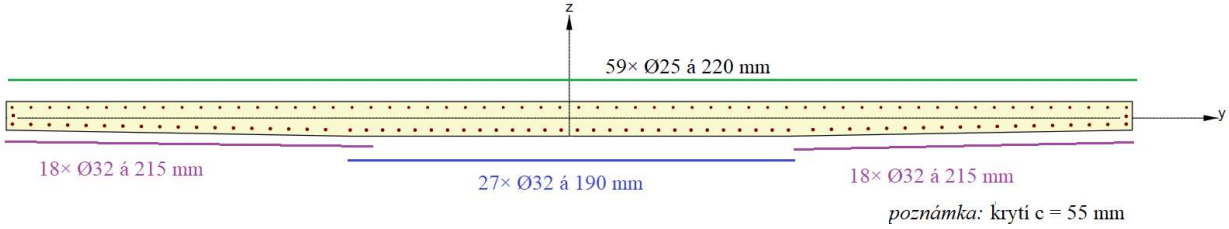
7.2.2 Posouzení

7.2.2.1 Ověření konstrukčních zásad

Zde jsou uvedeny vyztužené průřezy použité pro konečné posouzení a splňující konstrukční zásady.

7.2.2.1.1 *Průřez v poli*

Poznámka: Smyková a konstrukční výztuž není řešena.



Obrázek 51 Mostovka-vyztužený průřez v poli

Typ	Hodnota$_{vyp}$	Hodnota$_{mez}$	Využití [%]	Posudek
Minimální stupeň vyztužení podélnou výztuží (9.2.1.1 (1)) [%]	1,26	0,20	15,6	OK
Maximální stupeň vyztužení podélnou výztuží (9.2.1.1(3)) [%]	1,63	4,00	40,8	OK
Minimální světlá vzdálenost podélné výztuže (8.2 (2)) [mm]	157	38	24,5	OK
Maximální osová vzdálenost podélné výztuže (9.2.3 (4)) [mm]	-	350	0,0	Vypnuto

Tabulka 6 Mostovka-vyztužený průřez v poli – kontrola konstrukčních zásad

7.2.2.2 Posouzení MSÚ

Konstrukce mostovky je posouzena pomocí interakčního diagramu na kombinaci namáhání N+M+M. Vzhledem k charakteru diagramu jsou obecně rozhodujícími kombinacemi 6.10b, které obsahují hlavní proměnné dopravní zatížení doplněné ochlazením konstrukce.

Dále je posouzena smyková únosnost mostovky a interakce posouvajících sil s kroucením, normálovou silou a ohybovými momenty.

7.2.2.2.1 Průřez v poli

Souhrnná tabulka použitých kombinací vnitřních sil:

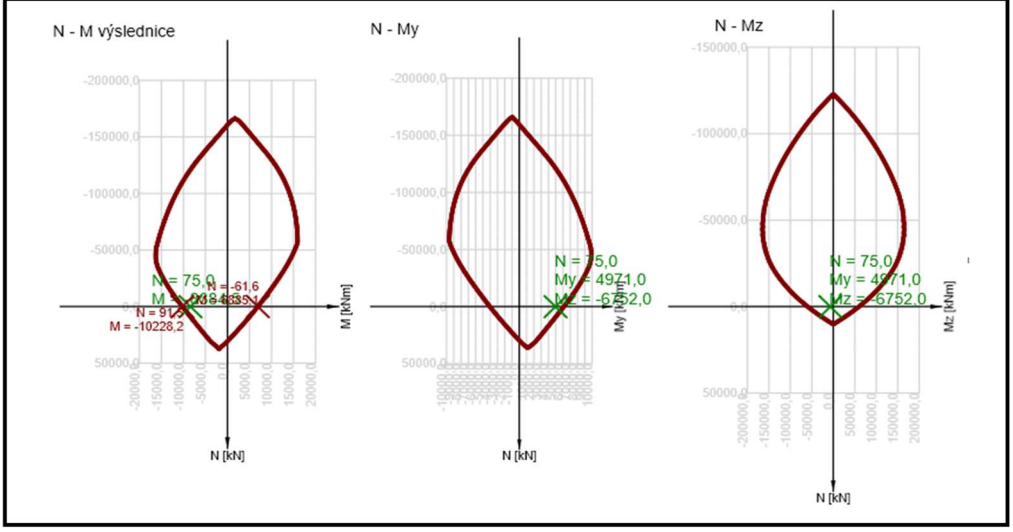
MSÚ - Vnitřní síly										
Mostovka										
Řez	kombinace	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kN]	My [kN]	Mz [kN]	Důvod výběru	Popis kombinace	Umístění
Řez v poli	M1.1	**201**	1	3	35	2 860	-2 285	~ max N + M_i (!)	6.10b: **LM3 3000/240** ; T(rov)	pole M6-7
	M1.2	0	-248	-1 008	**-608**	2 041	-732	max |Mx|	6.10b: **LM3 1800/200**; T(rov)	pole M1
	M1.3	75	-1	-609	99	**4 971**	-6 752	max My	6.10b: **LM1**; T(nerov)	pole M6-7
	M1.4	115	51	1 331	260	3 710	**-8 930**	max |Mz|	6.10b: **LM1**; T(rov)	pole M6-7

Tabulka 7 Definitivní stav – Mostovka-pole: Přehled vnitřních sil pro posouzení MSÚ

MSÚ - Posouzení						
Mostovka -v poli						
Posudek - využití Kombinace		N+M+M [%]	Smyk [%]	Kroucení [%]	Interakce [%]	Posouzení
Využití	M1.1	46,9	0,2	2,1	49,4	Vyhoví
	M1.2	32,9	**49,7**	**37,0**	**86,7**	Vyhoví
	M1.3	**82,0**	17,8	6,0	86,5	Vyhoví
	M1.4	62,6	41,5	15,8	65,0	Vyhoví

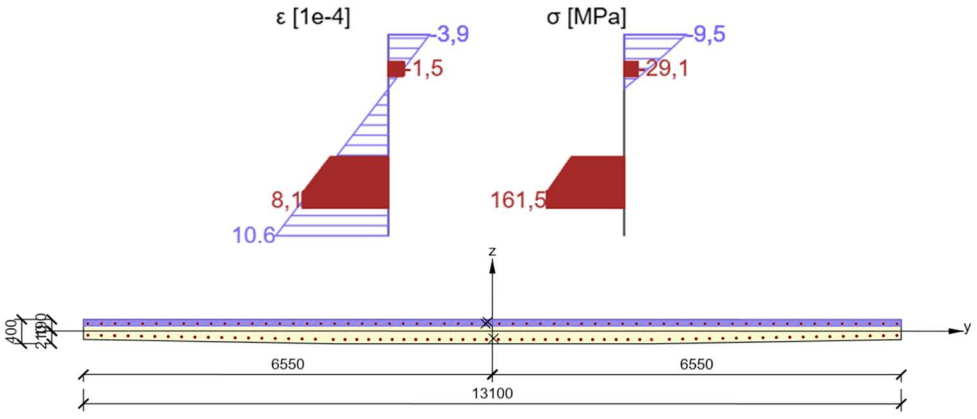
Tabulka 8 Definitivní stav – Mostovka-pole: Výsledky posouzení MSÚ

MSÚ - Detail posudků průřezů s největším využitím			
Posudek	N+M+M		
	Mostovka - v poli	Kombinace:	M1.3
	Detail		



Obrázek 52 Definitivní stav – Mostovka-pole: Výsledky posouzení MSÚ – Kombinace N+M+M

MSÚ - Detail posudků průřezů s největším využitím			
Posudek	Interakce		
	Mostovka - v poli	Kombinace:	M1.2
	Detail		



Obrázek 53 Definitivní stav – Mostovka-pole: Výsledky posouzení MSÚ – Interakce

7.2.2.3 Posouzení MSP

Ověření mostovky z hlediska použitelnosti je provedeno v rámci mezních stavů omezení napětí a také kontroly šířky trhlin.

7.2.2.3.1 Průřez v poli

Souhrn použitých kombinací vnitřních sil:

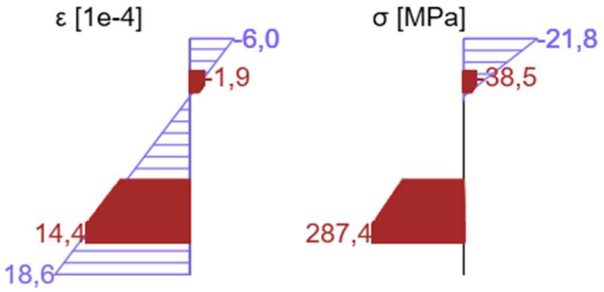
MSP - Vnitřní síly Mostovka - pole								Umístění
Řez	MSP Kombinace	označ.	N [kN]	My [kN]	Mz [kN]	Důvod výběru	Popis kombinace	
Řez v poli	Charakteristická	M1.1.CH	80	**3 688**	-5 292	max My	Char: **LM1**; T(rov)	Pole M6
		M1.2.CH	123	1 882	**-6 913**	max |Mz|	Char: **LM1**; T(rov)	Pole M5-7
	Kvazistálá	M1.1.K	36	**839**	-1 991	max My + max Mz	Kvaz: **T(nerov)**	Pole M6;7

Tabulka 9 Definitivní stav – Mostovka-pole: Přehled vnitřních sil pro posouzení MSP

MSP - Posouzení Mostovka -pole			
Posudek- využití Kombinace	Omezení napětí [%]	Šířka trhliny [%]	Posouzení
M1.1.CH	**80,6**	-	Vyhoví
M1.2.CH	45,3	-	Vyhoví
M1.1.K	**25,5**	**29,2**	Vyhoví

Tabulka 10 Definitivní stav – Mostovka-pole: Výsledky posouzení MSP

MSP- Detail posudků průřezů s největším využitím			
Posudek	Omezení napětí (charakteristická kombinace) - 0,6×f_{ck}		
	Mostovka - řez v poli	Kombinace:	M1.1.CH
	Detail		



Obrázek 54 Definitivní stav – Mostovka-pole: Výsledky posouzení MSP – Omezení napětí

7.2.2.3.2 Průřez nad podporami

Souhrn použitých kombinací vnitřních sil:

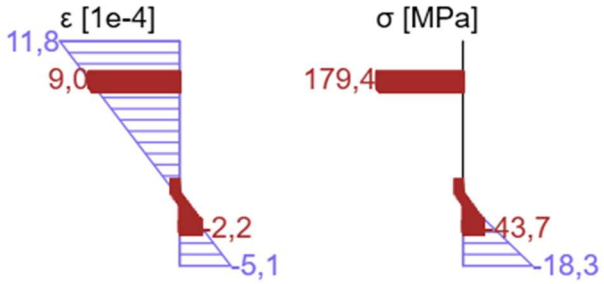
MSP - Vnitřní síly								Umístění
Mostovka - nad podporami								
Řez	MSP Kombinace	označ.	N [kN]	My [kN]	Mz [kN]	Důvod výběru	Popis kombinace	
Řez nad podporami	Charakteristická	M2.1.CH	50	**-3 037**	-2 326	min My	Char: **LM1**; T(rov)	P3 (S1)
		M2.2.CH	80	-1 163	**-6 913**	max |Mz|	Char: **LM1**; T(rov)	P6(S4)-7(S5)
	Kvazistálá	M2.1.K	**6**	**-1 206**	-799	min My	Kvaz: **T(nerov)**	P3 (S1)
		M2.2.K	59	-858	**-1 995**	max |Mz|	Kvaz: **T(rov)**	P7 (S5)

Tabulka 11 Definitivní stav – Mostovka-nad podporami: Přehled vnitřních sil pro posouzení MSP

MSP - Posouzení			
Mostovka -nad podporami			
Posudek- využití Kombinace	Omezení napětí [%]	Šířka trhliny [%]	Posouzení
M2.1.CH	**67,9**	-	Vyhoví
M2.2.CH	28,3	-	Vyhoví
M2.1.K	35,9	21,5	Vyhoví
M2.2.K	26,3	**15,6**	Vyhoví

Tabulka 12 Definitivní stav – Mostovka-nad podporami: Výsledky posouzení MSP

MSP - Detail posudků průřezů s největším využitím			
Posudek	Mostovka - řez nad podp.	Kombinace:	M2.1.CH
	Detail		



Obrázek 55 Definitivní stav – Mostovka-nad podporami: Výsledky posouzení MSP – Omezení napětí

7.2.3 Závěr

Navržený průřez mostovky vyhoví pro mezní stavy použitelnosti a mezní stavy únosnosti.

7.3 Pilíře a stojky

Snahou je aplikovat subtilní vzpěry, které z pohledu autora přidávají estetické stránce obloukového mostu. Současně je věnováno také úsilí pro možnost snížení počtu vrubových kloubů, které v předběžném návrhu byly navrženy na všech nadobloukových stojkách i mimo-obloukových pilířích. Redukcí některých kloubů se sníží celková náročnost stavebních prací a tím se zvýší pravděpodobnost delší životnosti konstrukce (samozřejmě v závislosti na vhodnosti konstrukčního řešení).

Poznámka: Určitou inspirací pro návrh štíhlých vetknutých vzpěr (v podélném směru) je Most Závodu Míru ve Zbraslavi. Součástí této železobetonové konstrukce celkové délky 210 m je obloukové pole o rozpětí 75 m. Horní mostovka je na něm podepřena vetknutými stojkami o tloušťce pouhých 300 mm. Výšky vzpěr jsou oproti těm v této navrhované konstrukci větší, avšak je patrné, že u některých z nich je možné navrhnout spojení s mostovkou a obloukem bez kloubů.

7.3.1 Návrh rozmístění vrubových kloubů

Návrh je primárně proveden v programu Excel a to především proto, jelikož jsou zohledňovány účinky II. řádu. Postup je iterační. Z výpočetního modelu (možno z 2D i 3D) jsou převzaty vnitřní síly N a My na jednotlivých stojkách (S0 až S3). Po (ve všech případech vyhovujícím) posouzení na jejich prvně navržené rozměry je postupně redukována plocha. Stejnou mírou, jakou klesá moment setrvačnosti Iy průřezu, je snižován původní ohybový moment My, který byl získán v modelu. Ve vytvořeném excelu, jelikož hodnota štíhlosti stojky

přesahuje svoji mezní hodnotu, je následně metodou jmenovité tuhosti vypočten přídavný moment druhého řádu. (Momentem I. řádu je onen redukovaný.) Změna normálové síly vlivem změny tíhy stojky je v tuto chvíli zanedbána. Následuje ověření průřezu s novými rozměry. Posouzení je provedeno v rámci omezení napětí a také je zjednodušenou formou provedena kontrola únosnosti M+N (na základě bodů 1 [M1;N1] a 2 [M1;N2] interakčního diagramu). Současně je kontrolována maximální míra vyztužení a minimální vzdálenost prutů. U stojek, u nichž je tak nalezen vyhovující průřez, jsou nadefinovány nové průřezové rozměry ve výpočetním modelu. Po jeho přesnějším vyhodnocení vnitřních sil je provedeno konečné posouzení programem Idea Statica, ve kterém je proveden návrh vyztužení. V opačném případě, kdy se tedy nedaří pro stojku nalézt rozměry umožňující vyloučení vrubových kloubů, je následně snížena vstupní hodnota jejího momentu I. řádu na polovinu a pokračuje iterační proces návrhu rozměrů se snahou navrhnout stojku pouze s jedním vrubovým kloubem. Pokud ani tak není nalezeno optimálních rozměrů, je rozhodnuto pro návrh stojky s vrubovými klouby na obou jejích koncích.

Poznámka: Během návrhu došlo ke zvýšení třídy betonu stojek. Z C40/50 na C45/55. Výztuž je B500B (f_{yk}=500 MPa).

Struktura výpočtu použité metody jmenovité tuhosti je:

Výpočet: jmenovitá tuhost průřezu:

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s$$

I) BETONOVÁ ČÁST: beton C45/55

Ia) K_c - redkuční součinitel zohledňující souč.dotv. a rozvoj trhlin

$K_c = \frac{k_1 \cdot k_2}{\varphi_{ef}+1} =$

- součinitele: - $k_1 = \sqrt{f_{ck}[MPa]/20}$ = 1,50 [MPa]

- $k_2 = {}^{N_{Ed}}/_{(A_c \cdot f_{cd})} \cdot {}^{\lambda}/_{170}$ = *viz tab., iterace při výpoč.*

- účinný součinitel dotvarování: $\varphi_{ef} = \varphi(\infty,t_0) M_{0Eqp}/M_{0Ed}$

konečný souč. dotvar.: $\varphi(\infty,t) =$ 2,00 -

M_{0Egd} [kNm] - ohybový moment I.řádu od MSP kvazistálé kombinace:

M_{0Ed} [kNm] - ohybový moment I.řádu od MSÚ: *viz tab., iterace při výp.*

Ib) Ecd - návrhová hodnota modulu pružnosti

$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{cE}} =$		=	29 166,67	MPa
	- součinitel materiálu	=	1,2	-
	- střední hodn. betonu:	=	35	GPa

Ic) Ic - moment setrvačnosti betonového průřezu bez trhlin

I_c = konst. = $\frac{h^3 b^1}{12}$	=	*viz tab., iterace při výpoč.*

II) OCELOVÁ ČÁST:

IIa)	K_s - součin. vlivu výztuže - pro ρ>0,002:		1	-
IIb)	E_s -návrh. hodn. modulu pružnosti	=	200	GPa
IIc)	Is - moment setrvačnosti výztuže	=	*viz tab., iterace při výpoč.*	

- odhad výztuže: ->> oboustranně symetricky vyztužený průřez
  - smyková výztuž: Ø = 12 mm
  - ohybová výztuž:

Ø	n	$A_{s,i}$	f_{yd}	c	z
[mm]	[ks]	[mm^2]	[MPa]	[mm]	[mm]
*			434,78	50	*

**viz tab., iterace při výpoč.*

Vzpěrné břemeno N_B: $N_B = \frac{\pi^2}{L_{cr}^2} \cdot EI$ = *viz tab., iterace při výpoč.*

Výpočet vlivu vzpěru na konstrukci:

Návrhový moment od zatížení (s vlivem 2.řádu):

- zvětšovací momentový součinitel:

$$M_{Ed,II} = M_{0,Ed} \cdot \left(\frac{\beta}{N_B / N_{Ed} - 1} + 1 \right)$$

- moment prvního řádu obsahující imperkce: $M_{0,Ed} = N_{Ed} \cdot (e_f + e_i)$
- imperfekce vycházející z vnitřních sil N_{Ed} a M_{Ed}: $e_f = M_{Ed}/N_{Ed}$
- imperfekce zohled. výstavbu: $e_i = \theta_l \times L_{cr}/2$;
  $\theta_l = \alpha_l \times \theta_0 = 2/\sqrt{L_{cr}} \times 1/200$
- souč. zavisející na rozdělení momentů I. a II. řádu $\beta = \frac{\pi^2}{c_0}$
- souč. průběhů momentu I.řádu od zatížení stojky/pilíře:

Dle normy ČSN EN 1992-1-1:

- konst. průběh momentu na prvku: c_0 = 8
- parabolický průb. momentu na prvku: c_0 = 9,6
- **symetric. trojúhel. průb. momentu na prvku: c_0 = 12**

Návrhové hodnoty sil pro zatížení maxM_y s vlivem vzpěru:

M_{Ed} =$M_{Ed,II}$	->	*viz tab., iterace při výpoč.*
N_{Ed}	->	*viz tab., iterace při výpoč.*

Následující tabulky zobrazují konkrétní výpočet.

Vstupní momenty I.řádu a jejich redukce pro vstup do výpočtu							
	S0	S1	S2	S3	S4	S5	S11
h [m]	0,35	0,5	0,4	0,36	1	1	0,35
h [m]	1,2	1,2	1,2	1,4	1	1	1,2
Iy [m^4]	0,004288	0,0125	0,0064	0,005443	0,083333	0,0833333	0,004288
h [m]	0,35	0,45	0,31	0,3	1	1	0,35
h [m]	1,3	1,2	2,91	2,4	1	1	1,2
Iy [m^4]	0,004645	0,009113	0,007224	0,0054	0,083333	0,0833333	0,004288
MEd	894	433	854	730			348
Mchar	643	312	642	540			249
Mkvaz	164	80	72	82			63
MEd'	968,5	315,7	964,0	724,2	0,0	0,0	348,0
Mchar'	696,6	227,4	724,7	535,7	0,0	0,0	249,0
Mkvaz	177,7	58,3	81,3	81,3	0,0	0,0	63,0
Návrh VK jen na jednom konci -> redukovat síly do tabulky pro výpočet II. účinků.							

Tabulka 13 Návrh VK: Vstupní tabulka – My I.řádu

Návrh vrubových kloubů							
Vstupní vnitřní síly							
Pilíře a stojky							
Stojka	Poznámka	$N_{MSÚ}$ [kN]	*$M_{MSÚ}$ [kNm]	N_{Char} [kN]	M_{Char} [kNm]	N_{kvaz} [kN]	M_{kvaz} [kNm]
P2 - S0	mimo oblouk	-3952	484	-3138	348	-1482	89
P3 - S1	na oblouku	-4182	316	-3345	228	-1685	59
P4 - S2	na oblouku	-3896	965	-3109	725	-1534	82
P5 - S3	na oblouku	-3718	725	-2915	536	-1467	81
P6 - S4	na oblouku	-3716	1	-2971		-1459	0
P7 - S5	na oblouku	-3707	1	-2948		-1436	0
P13 - S11	mimo oblouk	-3886	349	-3102	250	-1464	63
* *min hodnota 1 kvůli roli jmenovatele ve zlomku (viz dále)*							
návrh pro 1 VK							

Tabulka 14 Návrh VK: Vstupní tabulka vnitřních sil

Základní materiálové charakteris f_{ck} = 45 [MPa]

f_{cd} = 30,00 [MPa]

f_{yk} = 500 [MPa]

f_{yd} = 434,78 [MPa]

Stojka	L [m]	k [-]	**h_{min} [m]	$h_{návrh}$ [m]	$b_{návrh}$ [m]	A_c [m^2]	Únosnost
P2 - S0	6,77	0,97	0,36	0,35	1,30	0,455	Ok
P3 - S1	14,78	0,95	0,37	0,45	1,20	0,540	Ok
P4 - S2	9,53	0,55	0,36	0,31	2,91	0,902	Ok
P5 - S3	5,61	1,00	0,35	0,30	2,40	0,720	Ok
P6 - S4	2,89	0,60	0,35	0,31	1,50	0,465	Ok
P7 - S5	1,30	1,00	0,35	0,31	1,00	0,310	Ok
P13 - S11	9,52	1,00	0,36	0,35	1,20	0,420	Ok
** únosnost $Rd=A_{min} \times f_{cd} = h_{min}^2 \times f_{cd}$							

Tabulka 15 Návrh VK: Návrh rozměrů průřezu

I BETONOVÁ ČÁST

k_1	=	1,50	[-]	E_{cd}	=	29,17	[GPa]
$\varphi(\infty,t)$	=	2,00	[-]	φef	=	2,00	[-]

Stojka	k_2	φ_{ef}	K_c	I_c
	[-]	[-]	[-]	[m^4]
P2 - S0	0,111	0,3668904	0,156	4,645E-03
P3 - S1	0,164	0,3734177	0,230	9,113E-03
P4 - S2	0,050	0,1699482	0,073	7,224E-03
P5 - S3	0,066	0,2234483	0,096	5,400E-03
P6 - S4	0,030	0	0,046	3,724E-03
P7 - S5	0,034	0	0,051	2,483E-03
P13 - S11	0,171	0,3610315	0,241	4,288E-03

Tabulka 16 Návrh VK: Metoda jmenovité tuhosti – betonová č.

II OCELOVÁ ČÁST

K_s	=	1,00	[-]		
E_s	=	200	[GPa]		
c	=	50	[mm]	(krytí)	rezervní kusy
Ø třmínky	=	12	[mm]		

Stojka	Podélná výztuž					Konstrukční zásady		$\lambda_{návrh}$	Účinky II. řádu
	Ø [mm]	[ks]/hrana		I_s	A_s	A_s/Ac			
		max	Volím	[m^4]	[m^2]	[-]		[-]	
P2 - S0	20	25	11	4,413E-05	0,0034558	2,76	Ok	65,00	Zohlednit
P3 - S1	20	22	16	1,336E-04	0,0050265	3,49	Ok	108,09	Zohlednit
P4 - S2	20	58	19	5,163E-05	0,005969	2,51	Ok	58,57	Zohlednit
P5 - S3	20	47	18	4,379E-05	0,0056549	2,97	Ok	64,78	Zohlednit
P6 - S4	20	29	6	1,630E-05	0,001885	1,35	Ok	19,38	Není třeba
P7 - S5	20	18	6	1,630E-05	0,001885	2,03	Ok	14,53	Není třeba
P13 - S11	20	22	7	2,808E-05	0,0021991	1,80	Ok	94,22	Zohlednit

Tabulka 17 Návrh VK: jmenovité tuhosti – ocelová č.

c_0 = 12 [-] trojúhelníkovitý průběh momentů po délce prvku

Stojka	EI	N_B	e_f	e_i	M_{0Ed}	β	M_{Ed}	Mchar	Mkvaz
	[MNm^2]	[MN]	[m]	[m]	[kNm]	[-]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
P2 - S0	29,90	6,84	0,122533	0,012813	534,8869	0,822467	714,20	479,61	104,65
P3 - S1	87,88	4,40	0,075562	0,0187357	394,35254	0,822467	563,00	370,54	77,57
P4 - S2	25,78	9,26	0,24769	0,0114472	1009,5981	0,822467	1298,81	925,12	93,16
P5 - S3	23,88	7,49	0,194997	0,0118427	769,03123	0,822467	1021,01	707,56	94,04
P6 - S4	8,21	26,94	0,000269	0,004335	17,10886	0,822467	1,11	0,00	0,00
P7 - S5	6,96	40,65	0,00027	0,00325	13,04775	0,822467	1,07	0,00	0,00
P13 - S11	35,72	3,89	0,08981	0,0154272	408,95029	0,822467	635,69	413,92	82,49

Tabulka 18 Návrh VK: Metoda jmenovité tuhosti – momenty II.řádu

Stojka	Kontrola vzpěrné únosnosti			
	$\|N_{Ed}\|$	$\|N_B\|$	N_B/N_{Ed}	**Podmínka**
	[kN]	[kN]	[-]	>1
P2 - S0	3952,0	6843,2	1,731579	Ok
P3 - S1	4182,0	4399,4	1,051991	Ok
P4 - S2	3896,0	9260,8	2,377009	Ok
P5 - S3	3718,0	7487,6	2,01389	Ok
P6 - S4	3716,0	26939,8	7,24968	Ok
P7 - S5	3707,0	40647,1	10,96495	Ok
P13 - S11	3886,0	3889,8	1,000967	Ok

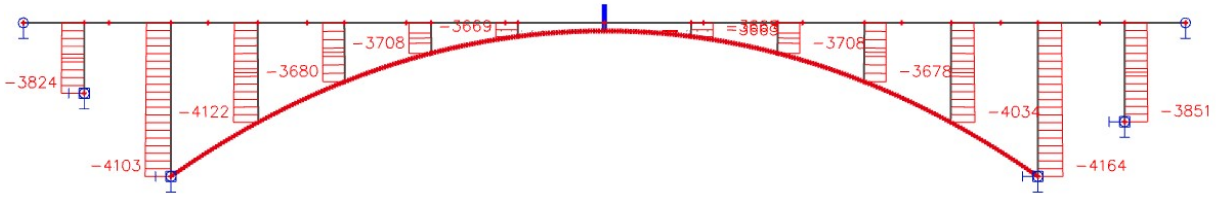
Tabulka 19 Návrh VK: Metoda jmenovité tuhosti – kontrola vzpěru.

Stojka		ID 1	ID 2	Případné vnitřní síly bez VK		I_c	z	A	$\|N_{Ed}\|$	Mchar	Mkvaz	$0,6.f_{ck}$ -27	$0,45.f_{ck}$ -20,25	Výstupní doporučení dle MSÚ a MSP
		[kN;kNm]	[kN;kNm]			[m^4]	[m]	[m^2]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[MPa]	[MPa]	
P2 - S0	N_{rdi}	-10176,1	-5350,4	-3952	Ok	4,645E-03	0,175	0,455	3952,0	479,6	104,6	-26,76	-12,63	*Návrh odstranění VK
	M_{rdi}	-708,1	-858,4	714,20	Ok							Ok	Ok	
P3 - S1	N_{rdi}	-13071,9	-6715,4	-4182	Ok	9,113E-03	0,225	0,540	4182,0	370,5	77,6	-16,89	-9,66	*Návrh odstranění VK
	M_{rdi}	-1137,8	-1553,4	563,00	Ok							Ok	Ok	
P4 - S2	N_{rdi}	-19217,1	-10253,4	-3896	Ok	7,224E-03	0,155	0,902	3896,0	925,1	93,2	-24,17	-6,32	*Návrh odstranění VK
	M_{rdi}	-1209,4	-1340,6	1298,81	Ok							Ok	Ok	
P5 - S3	N_{rdi}	-15591,4	-8101,1	-3718	Ok	5,400E-03	0,15	0,720	3718,0	707,6	94,0	-24,82	-7,78	*Návrh odstranění VK
	M_{rdi}	-964,0	-1060,8	1021,01	Ok							Ok	Ok	
P6 - S4	N_{rdi}	-9387,5	-5285,2	-3716	Ok	3,724E-03	0,155	0,465	3716,0	0,0	0,0	-7,99	-7,99	*Návrh odstranění VK
	M_{rdi}	-580,4	-620,5	1,11	Ok							Ok	Ok	
P7 - S5	N_{rdi}	-6531,5	-3523,5	-3707	Ok	2,483E-03	0,155	0,310	3707,0	0,0	0,0	-11,96	-11,96	*Návrh odstranění VK
	M_{rdi}	-409,6	-450,8	1,07	Ok							Ok	Ok	
P13 - S11	N_{rdi}	-8962,5	-4938,8	-3886	Ok	4,288E-03	0,175	0,420	3886,0	413,9	82,5	-26,15	-12,62	*Návrh odstranění VK
	M_{rdi}	-609,3	-709,5	635,69	Ok							Ok	Ok	
Poznámka: ID1; ID2 = body intrakčního diagramu N+M*														>>* Zahrnout Mz

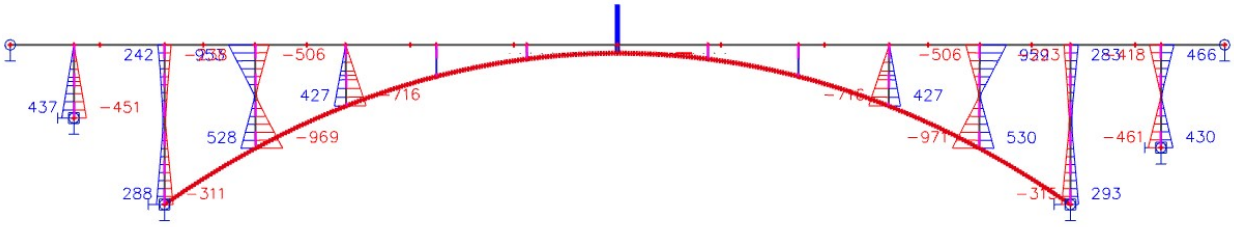
Tabulka 20 Návrh VK: Výsledný návrh VK pro vstup do výpočetního modelu

7.3.2 Přehled vnitřních sil

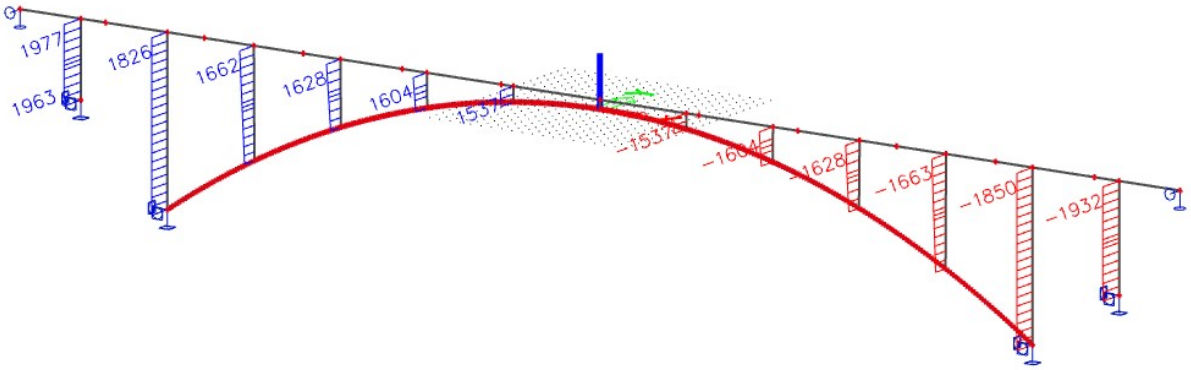
7.3.2.1 Vykreslení obálek vnitřních sil od kombinací MSÚ



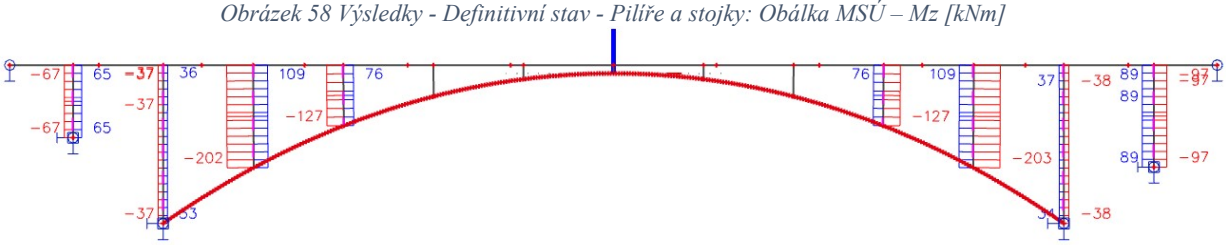
Obrázek 56 Výsledky - Definitivní stav – Pilíře a stojky: Obálka MSÚ - N [kN]



Obrázek 57 Výsledky - Definitivní stav - Pilíře a stojky: Obálka MSÚ - My [kNm]



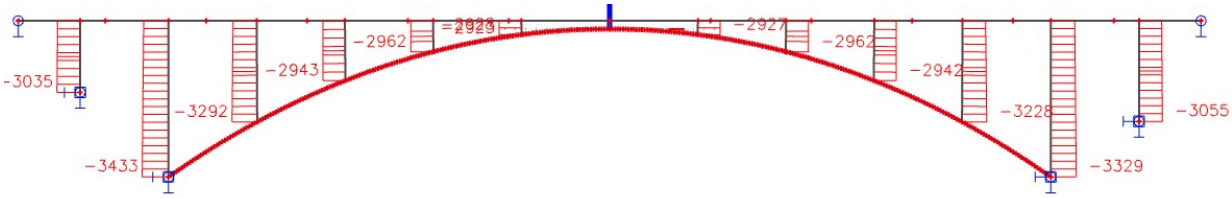
Obrázek 58 Výsledky - Definitivní stav - Pilíře a stojky: Obálka MSÚ – Mz [kNm]



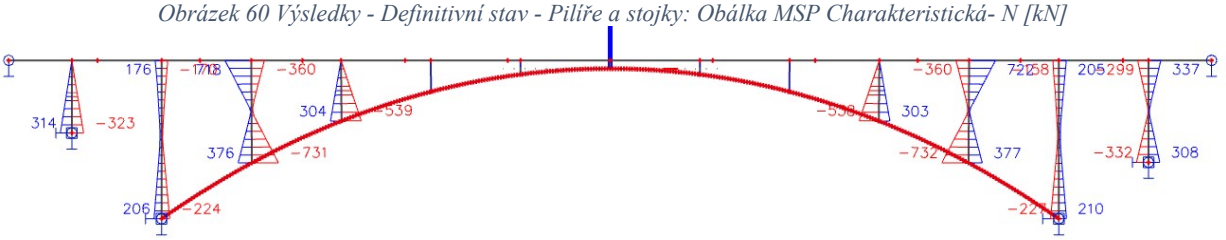
Obrázek 59 Výsledky - Definitivní stav - Pilíře a stojky: Obálka MSÚ - Vz [kN]

7.3.2.2 Vykreslení obálek vnitřních sil od kombinací MSP

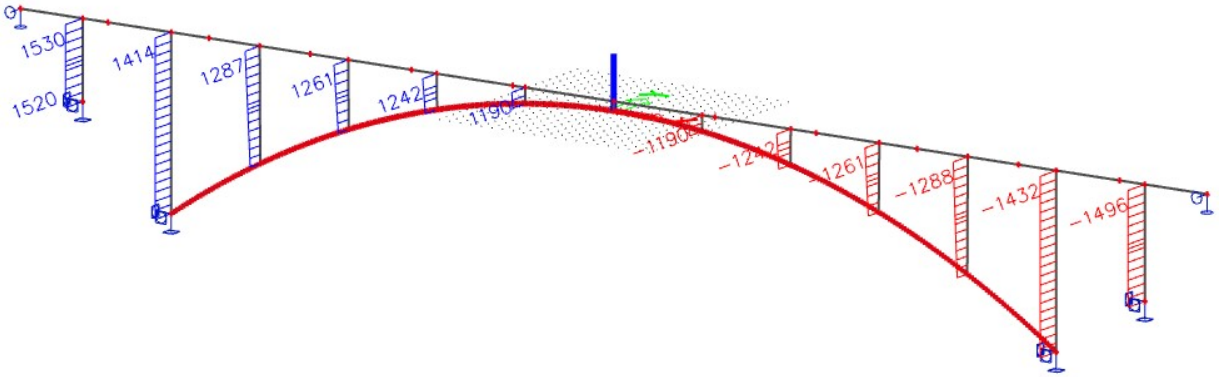
Charakteristická kombinace



Obrázek 60 Výsledky - Definitivní stav - Pilíře a stojky: Obálka MSP Charakteristická- N [kN]

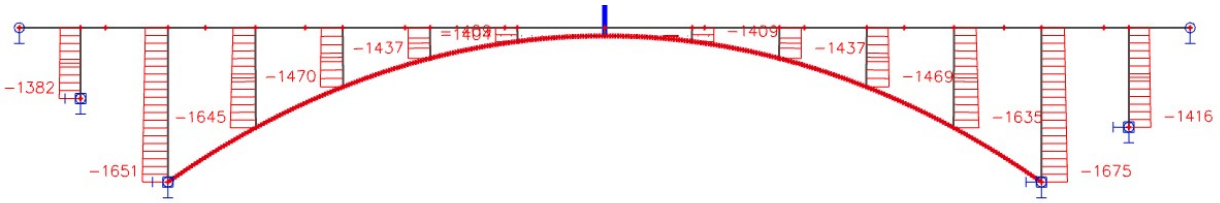


Obrázek 61 Výsledky - Definitivní stav - Pilíře a stojky: Obálka MSP Charakteristická - My [kNm]

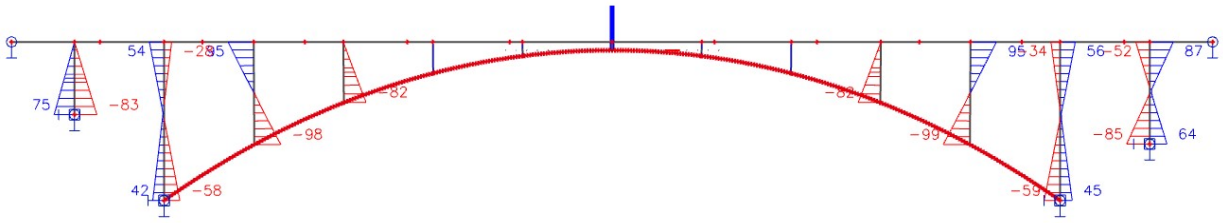


Obrázek 62 Výsledky - Definitivní stav - Pilíře a stojky: Obálka MSP Charakteristická – Mz [kNm]

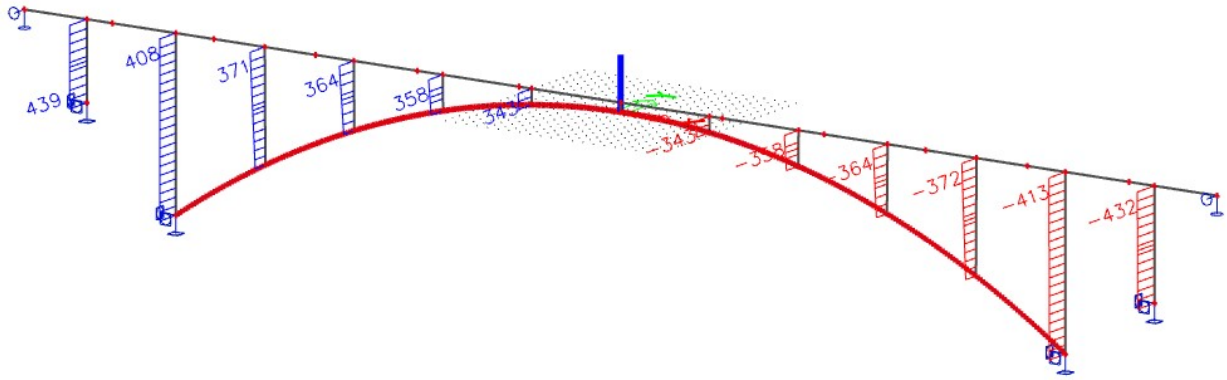
Kvazistálá kombinace



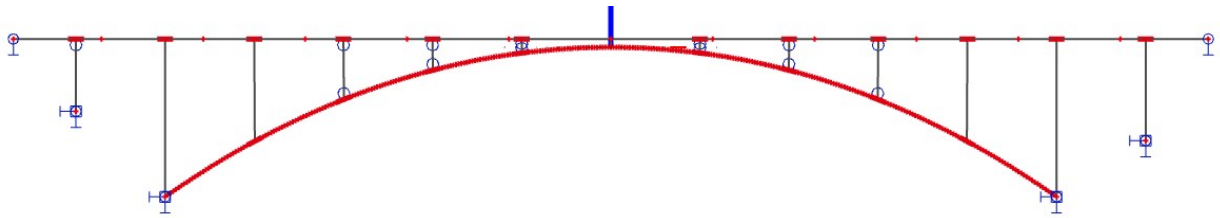
Obrázek 63 Výsledky - Definitivní stav - Pilíře a stojky: Obálka MSP Kvazistálá- N [kN]



Obrázek 64 Výsledky - Definitivní stav - Pilíře a stojky k: Obálka MSP Kvazistálá - My [kNm]



Obrázek 65 Výsledky - Definitivní stav - Pilíře a stojky: Obálka MSP Kvazistálá – Mz [kNm]



Obrázek 66 Výsledné rozmístění vrubových kloubů

7.3.3 Posouzení

Posouzení provedeno v programu Idea Statica.

7.3.3.1 Posouzení MSÚ

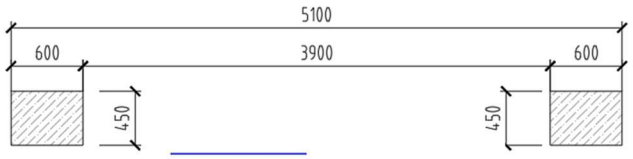
Stojka S1

Kombinace pro posouzení MSÚ

Popis kombinace	Označ. kombinac	N [kN]	My [kN]	Mz [kN]	Využití [%]
$N_{min}+\|M_y\|_{max}+\|M_z\|_{max}$	S1.1	**-4164**	311	1850	88,8
$N_{max}+\|M_y\|_{max}+\|M_z\|_{max}$	S1.2	-1598	311	1850	25,2

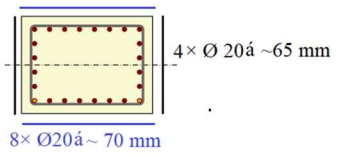
Materiály:

C45/55	f_{cd} =	27,0	[MPa]
B500B	f_{yd} =	434,8	[MPa]



Průřez

I_y =	9 112 500 000	[mm^4]
I_z =	2,749950E+12	[mm^4]
A =	540 000	[mm^2]



Vyztužení průřezu:

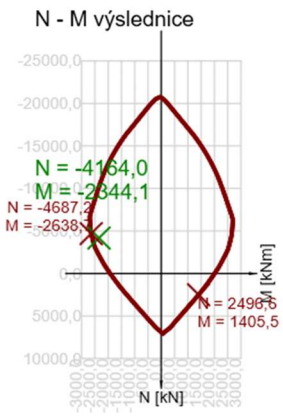
c =	50	[mm]	
$Ø_{třmeny}$ =	12	[mm]	
$Ø_{hlavní}$ =	20	[mm]	
A_s/A_c =	2,87	[%]	<4 %

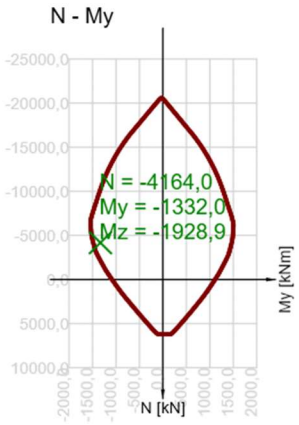
Vzpěrná délka:

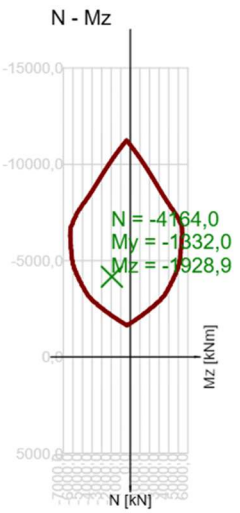
relativní deformace prutu -> β

L =	14,8	[m]	
β =	1	[m]	
L_{cr} =	14,8	[m]	

Únosnost N+M+M







Obrázek 67 Definitivní stav - Stojky: Posouzení MSÚ

Stojka S2

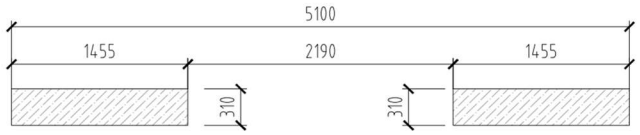
Kombinace pro posouzení MSÚ

Popis kombinace	Označ. kombinac	N [kN]	Vz [kN]	My [kN]	Mz [kN]	Využití [%]
$N_{min}+\|M_y\|_{max}+\|M_z\|_{max}$	S2.1	-4122	204	971	1663	74,9
$N_{max}+\|M_y\|_{max}+\|M_z\|_{max}$	S2.2	-1398	204	971	1663	73,9

Materiály:

C45/55 f_{cd} = 27,0 [MPa]

B500B f_{yd} = 434,8 [MPa]

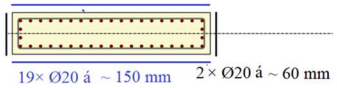


Průřez

I_y = 7 224 318 [mm^4]

I_z = 2,020288E+15 [mm^4]

A = 902 100 [mm^2]



Vyztužení průřezu:

c = 50 [mm]

$Ø_{třmeny}$ = 12 [mm]

$Ø_{hlavní}$ = 20 [mm]

A_s/A_c = 2,93 [%]

<4 %

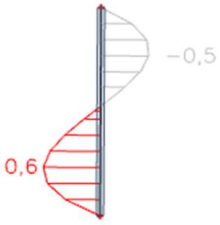
Vzpěrná délka:

relativní deformace prutu -> β

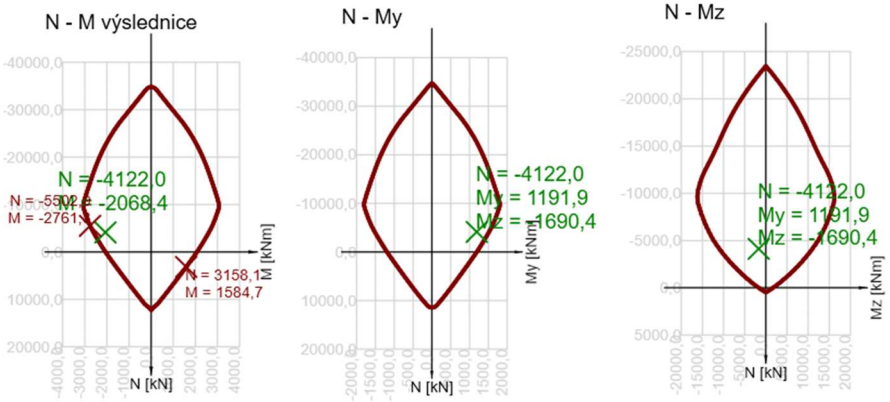
L = 9,6 [m]

β = 0,55 [m]

L_{cr} = 5,28 [m]



Únosnost N+M+M



Smyk

Výsledky prezentovány pro kombinaci : Základní MSÚ

V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	Posudek zóny	Článek	Hodnota [%]	Mez [%]	Posudek
204,0	-1398,0	896,3	bez redukce	6.2.2(1)	22,8	100,0	OK

Návrhové hodnoty posouvající síly a únosnosti ve smyku

V_{Ed} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Rd,r}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Rd} [kN]
204,0	896,3	3435,1	4740,2	455,5	896,3

Vstupní hodnoty a mezivýsledky posouzení smyku

n_c	a_{sw} [mm^2/m]	A_{sl} [mm^2]	b_w [mm]	d [mm]	z [mm]	θ [°]	α [°]	α_{cw} [-]
4	2262	14451	2910	245	201	21,8	90,0	1,05

$C_{Rd,c}$ [-]	k [-]	k_1 [-]	ρ_l [-]	σ_{cp} [MPa]	σ_{wd} [MPa]	v_{min} [MPa]	v [-]	v_1 [-]
0,12	1,90	0,15	0,02	1,5	179,1	0,6	0,49	0,60

Obrázek 68 Definitivní stav - Stojky: Posouzení MSÚ

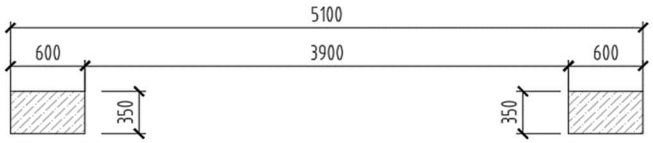
Stojka S11

Kombinace pro posouzení MSÚ

Popis kombinace	Označ. kombinac	N [kN]	My [kN]	Mz [kN]	Využití [%]
$N_{min}+\|M_y\|_{max}+\|M_z\|_{max}$	S0.1	**-3851**	466	1932	79,6
$N_{max}+\|M_y\|_{max}+\|M_z\|_{max}$	S0.2	-1170	466	1932	69,2

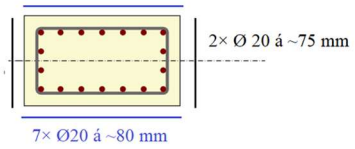
Materiály:

C45/55	f_{cd} =	27,0	[MPa]
B500B	f_{yd} =	434,8	[MPa]



Průřez

I_y =	4287500000	[mm^4]
I_z =	2,13885E+12	[mm^4]
A =	420 000	[mm^2]



Vyztužení průřezu:

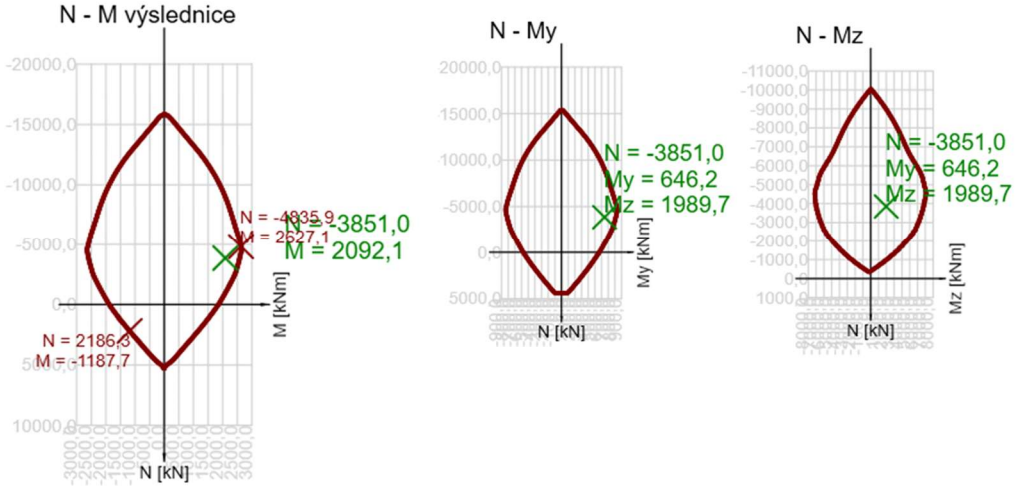
c =	50	[mm]
$Ø_{třmeny}$ =	12	[mm]
$Ø_{hlavní}$ =	20	[mm]
A_s/A_c =	2,69	[%] <4 %

Vzpěrná délka:

relativní deformace prutu -> β

L =	9,52	[m]	
β =	1	[m]	
L_{cr} =	9,52	[m]	

Únosnost N+M+M



Obrázek 69 Definitivní stav - Stojky: Posouzení MSÚ

7.3.3.2 Posouzení MSP

Posouzení omezení napětí a kontroly šířky trhlin je provedeno v programu Idea Statica.

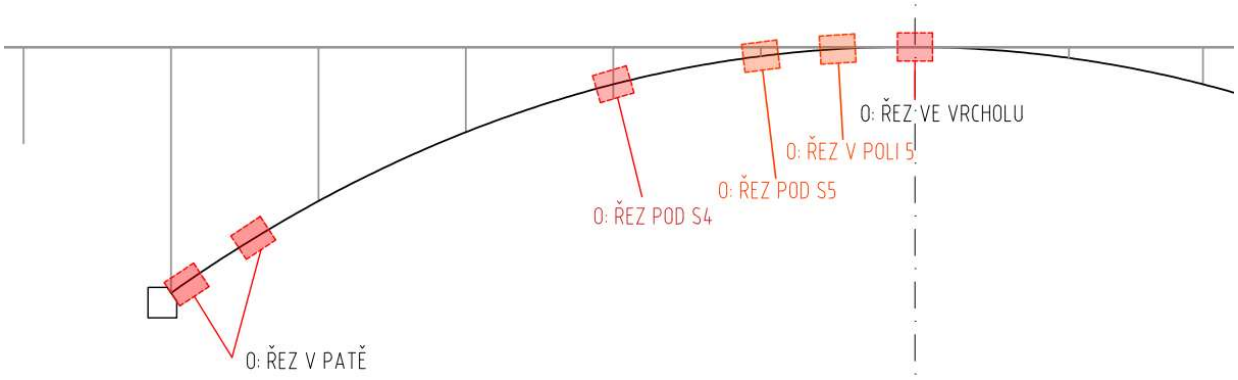
7.3.4 Závěr

Snížením počtu kloubů dochází ke ztužení systému celé konstrukce. Vlivem geometrie oblouku a jeho působením vznikají v částech mostovky přídavné tlakové normálové síly od vlastní tíhy (+ ost.st.zat.). Jejich hodnoty jsou však vlivem malých tuhostí stojek velmi nízké, prakticky v řádu jednotek kN. V řádu desítek se pak pohybují hodnoty normálových sil na mostovce od pojezdu dopravy, přičemž největší jsou vyvolány pojezdem zvláštního vozidla LM3 3000/240, kterým jsou také většinou vyvolány největší hodnoty ohybových nadpodporových momentů. Maximální momenty v poli způsobují pojezdy dopravou LM1 TS společně s plným UDL.

7.4 Oblouk

Ověření oblouku je provedeno v mezních stavech únosnosti a mezních stavech použitelnosti. Posouzení je provedeno spíše konzervativním způsobem. Kombinace vnitřních sil jsou primárně sestaveny z extrémů vyskytujících se v dané posuzované části oblouku. Jeho vyhověním v rámci posouzení pro takto vytvořené kombinace vnitřních sil je možné považovat konstrukci v definitivním stavu za vyhovující.

Vybrané řezy pro posouzení zobrazuje následující schéma.



Obrázek 70 Definitivní stav -Oblouk: přehled posuzovaných řezů

Průřez má po délce oblouku lineárně proměnný průřez a z toho vyplívající po délce proměnné (lineárně i nelineárně) průřezové charakteristiky. Za účelem zjednodušení jsou však řez ve vrcholu a řez v k němu přilehlém poli posouzeny na společném průřezu s charakteristikami menšího z nich. Podobně je tomu s řezy pod stojkami S4 a S5, jejichž posudek je proveden na průřezu definovaného pod S5 (menší asymetričtější průřez). Vzhledem k výsledným průběhům vnitřních sil a rozložení geometrie průřezu po délce oblouku je zvolený přístup konzervativní, na straně bezpečnosti.

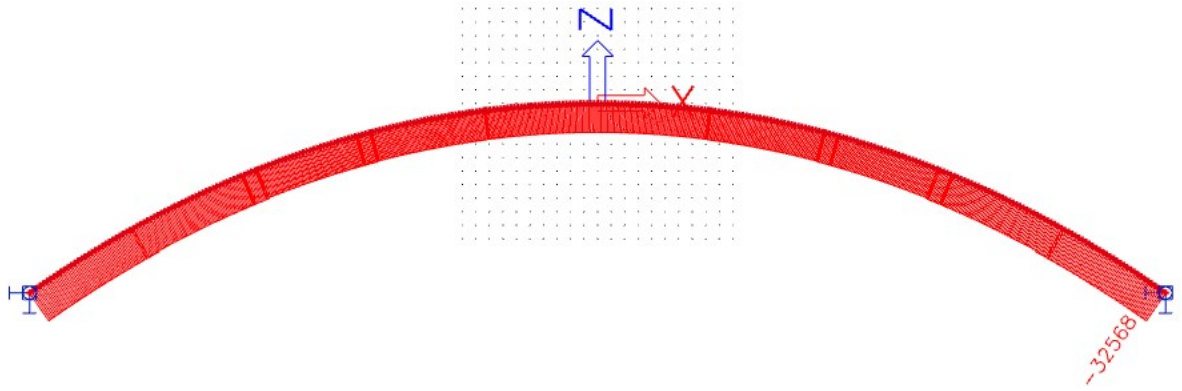
7.4.1 Stabilitní výpočet a určení vzpěrné délky

Na definitivním modelu byl proveden stabilitní výpočet

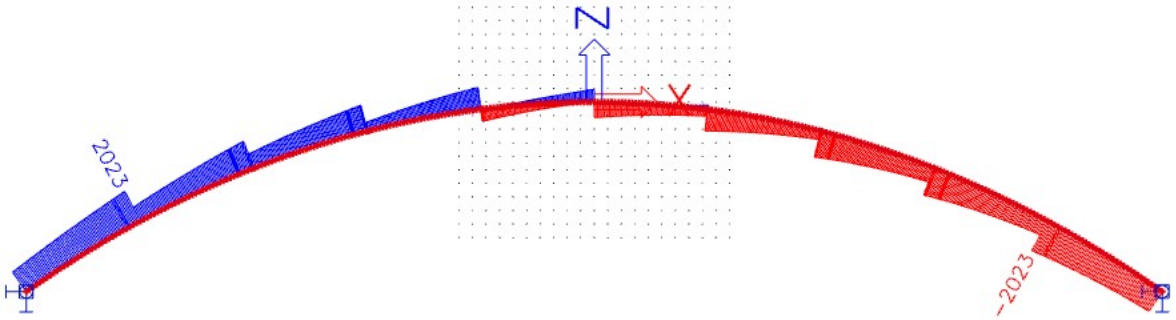
7.4.2 Přehled vnitřních sil

Pro přehled jsou uvedeny obálky vnitřních sil jednotlivých skupin kombinací zatížení:

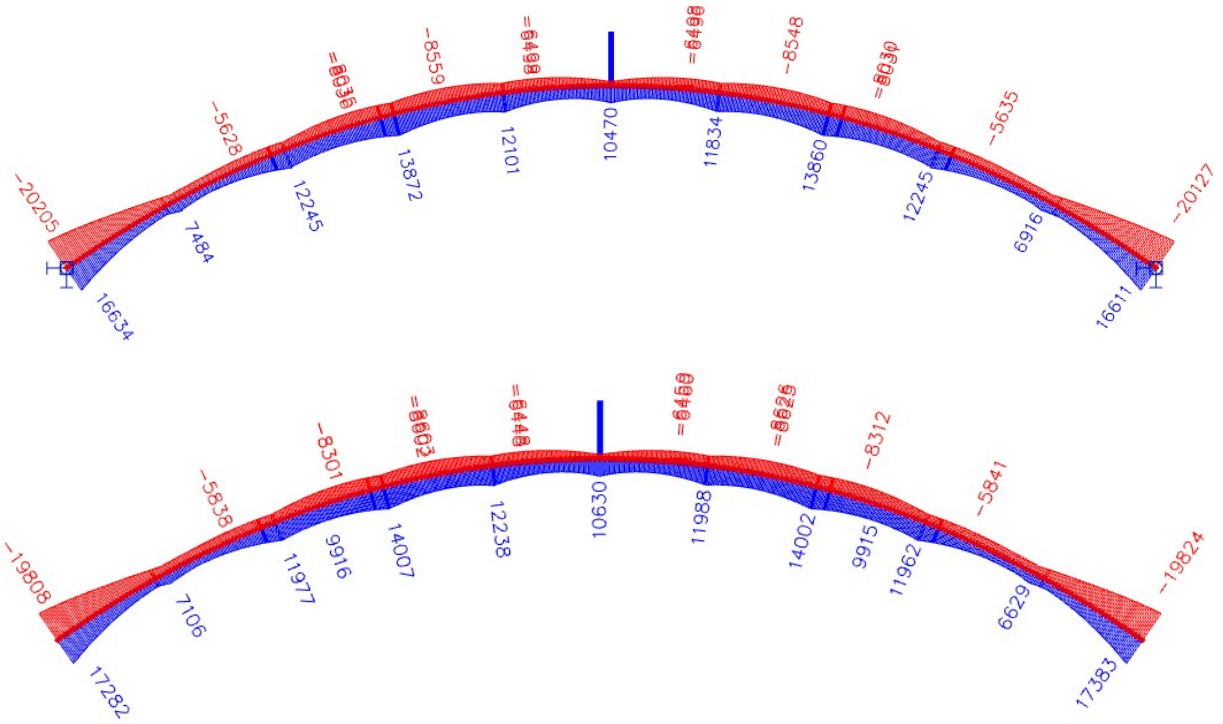
7.4.2.1 Vykreslení obálek vnitřních sil od kombinací MSÚ



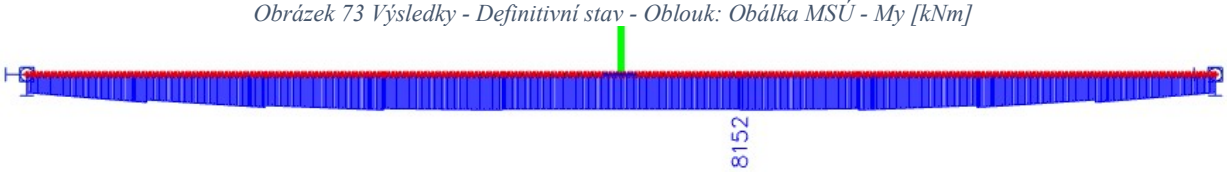
Obrázek 71 Výsledky - Definitivní stav - Oblouk: Obálka MSÚ - N [kN]



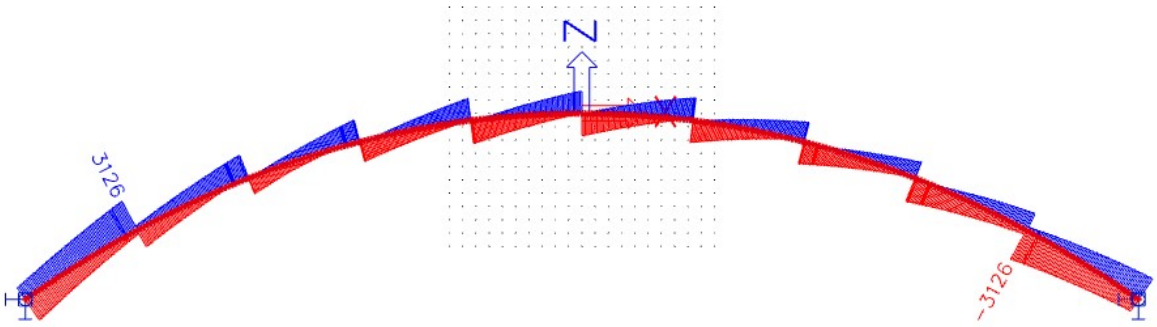
Obrázek 72 Výsledky - Definitivní stav - Oblouk: Obálka MSÚ - Mx [kNm]



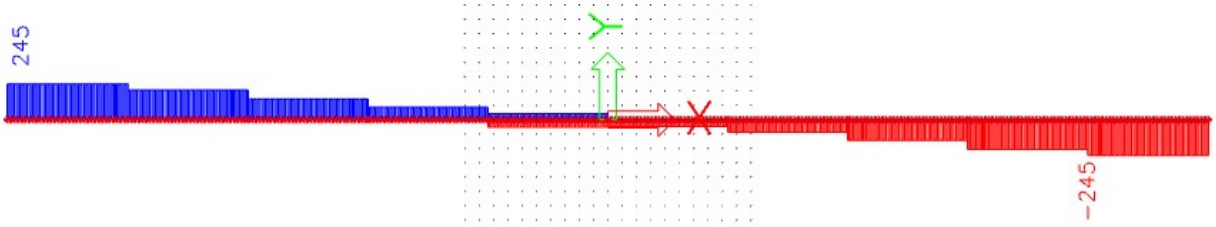
Obrázek 73 Výsledky - Definitivní stav - Oblouk: Obálka MSÚ - My [kNm]



Obrázek 74 Výsledky - Definitivní stav - Oblouk: Obálka MSÚ – Mz [kNm]



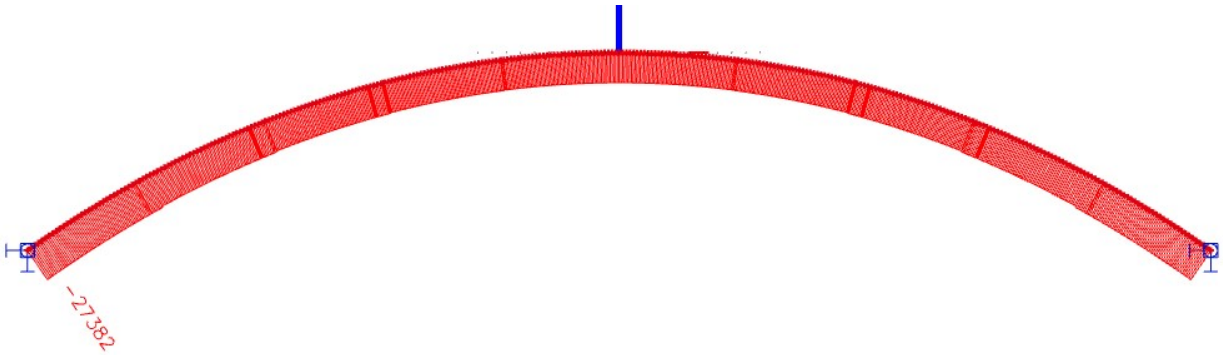
Obrázek 75 Výsledky - Definitivní stav - Oblouk: Obálka MSÚ - Vz [kN]



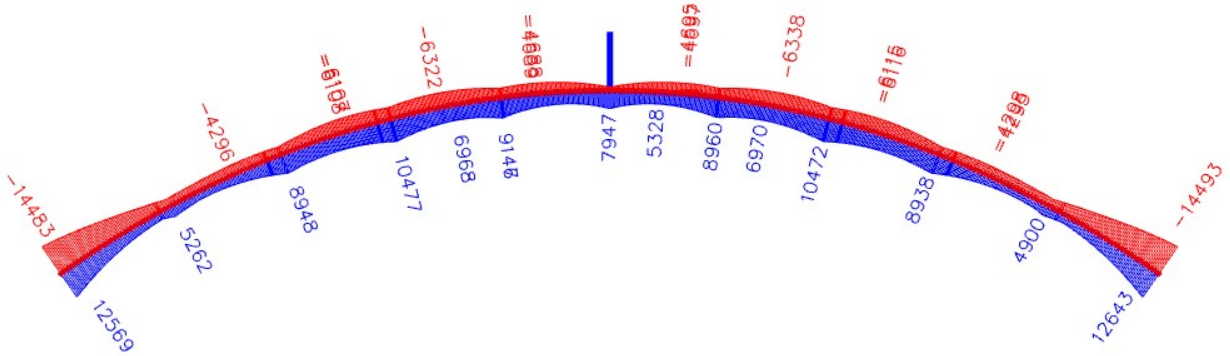
Obrázek 76 Výsledky - Definitivní stav - Oblouk: Obálka MSÚ - Vy [kN]

7.4.2.2 Vykreslení obálek vnitřních sil od kombinací MSP

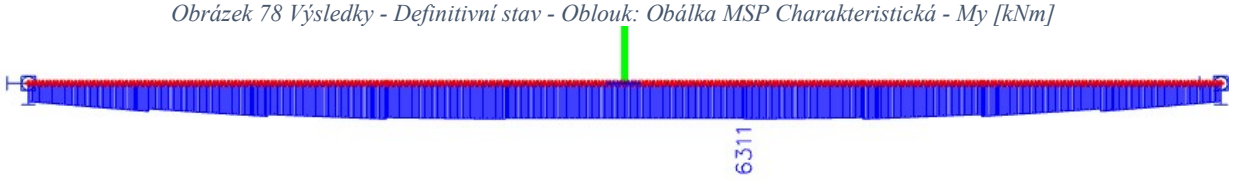
Charakteristická kombinace



Obrázek 77 Výsledky - Definitivní stav -Oblouk: Obálka MSP Charakteristická- N [kN]

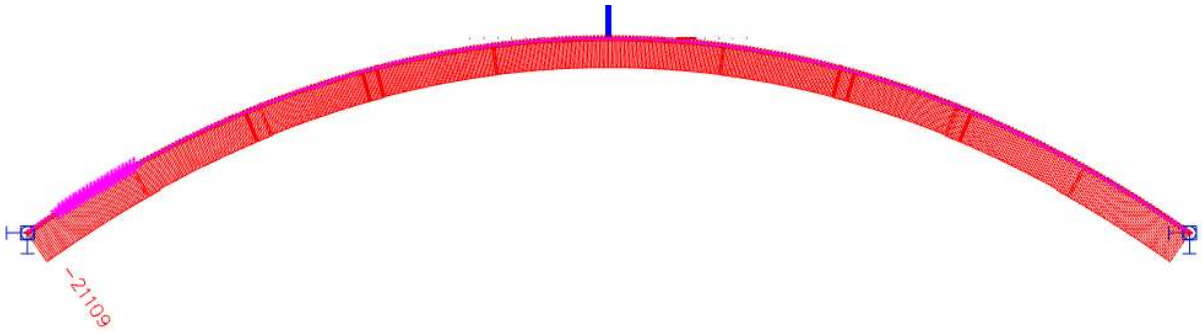


Obrázek 78 Výsledky - Definitivní stav - Oblouk: Obálka MSP Charakteristická - My [kNm]

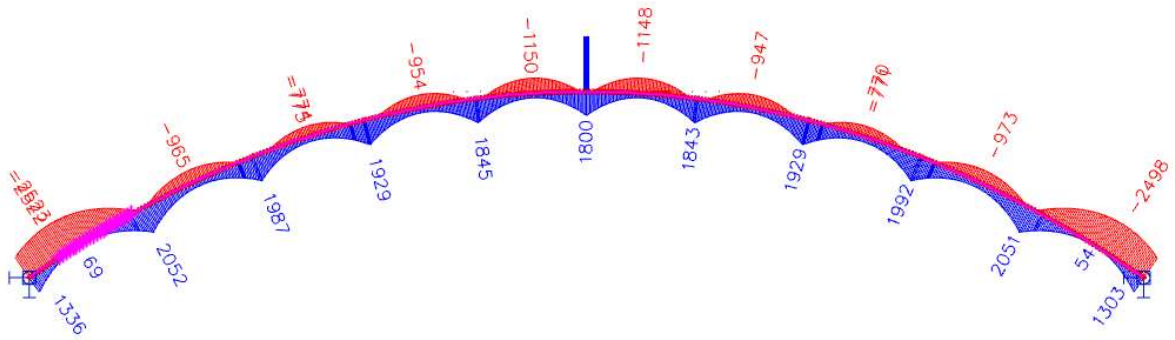


Obrázek 79 Výsledky - Definitivní stav - Oblouk: Obálka MSP Charakteristická – Mz [kNm]

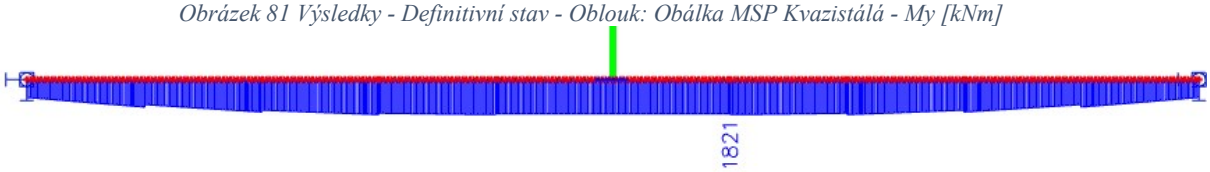
Kvazistálá kombinace



Obrázek 80 Výsledky - Definitivní stav - Oblouk: Obálka MSP Kvazistálá- N [kN]



Obrázek 81 Výsledky - Definitivní stav - Oblouk: Obálka MSP Kvazistálá - My [kNm]



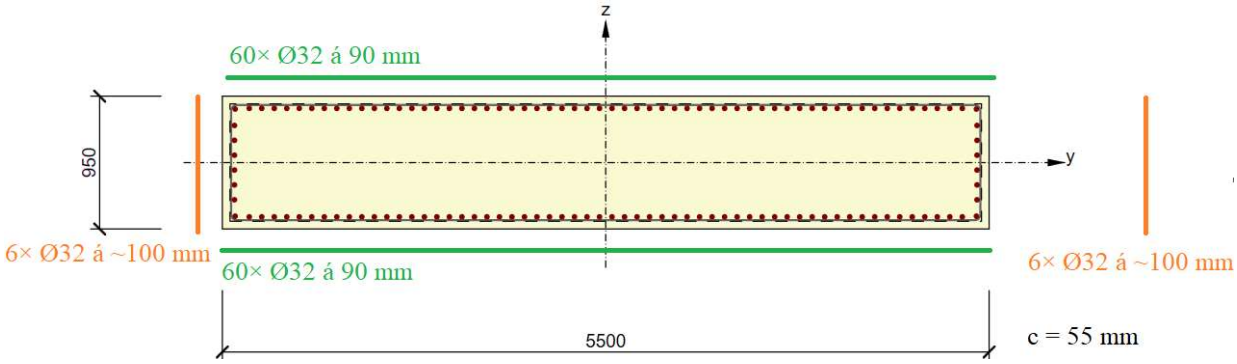
Obrázek 82 Výsledky - Definitivní stav - Oblouk: Obálka MSP Kvazistálá – Mz [kNm]

7.4.3 Posouzení

7.4.3.1 Ověření konstrukčních zásad

Veškeré uvedené posudky jsou provedeny pouze na vyztužených průřezech zobrazených níže. Jelikož smyková ani konstrukční výztuž není v oblouku řešena, a tedy ani započata do celkového množství betonářské výztuže, je opět zpřísněn limit pro mez maximálního stupně vyztužení, a to na hodnotu 2 – 2,20 %.

7.4.3.1.1 Řez v patě

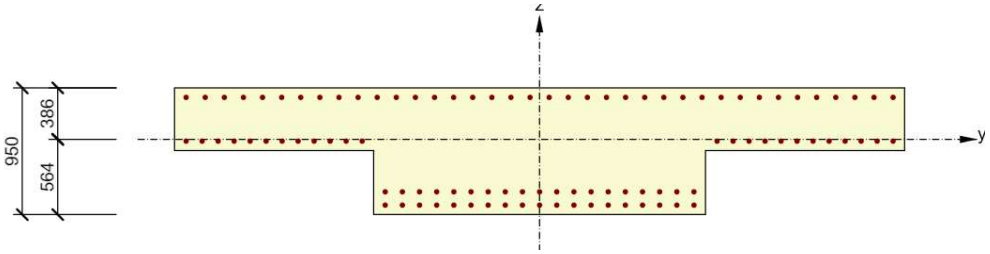


Kontrola konstrukčních zásad pro podélnou výztuž

Typ	Hodnota$_{vyp}$	Hodnota$_{mez}$	Využití [%]	Posudek
Minimální stupeň vyztužení podélnou výztuží (9.5.2 (2)) [%]	2,03	0,20	9,8	OK
Maximální stupeň vyztužení podélnou výztuží (9.5.2 (3)) [%]	2,03	4,00	50,8	OK
Minimální světlá vzdálenost podélné výztuže (8.2 (2)) [mm]	58	38	66,5	OK
Maximální osová vzdálenost podélné výztuže (9.2.3 (4)) [mm]	118	350	33,6	OK
Minimální průměr podélné výztuže (9.5.2 (1)) [mm]	32	12	37,5	OK
Minimální počet prutů podélné výztuže (9.5.2 (4))	132	4	3,0	OK

Tabulka 21 Oblouk v patě-vyztužený průřez– kontrola konstrukčních zásad

7.4.3.1.2 Řez ve vrcholu



Kontrola konstrukčních zásad pro podélnou výztuž

Typ	$Hodnota_{vyp}$	$Hodnota_{mez}$	Využití [%]	Posudek
Minimální stupeň vyztužení podélnou výztuží (9.5.2 (2)) [%]	2,12	0,20	9,4	OK
Maximální stupeň vyztužení podélnou výztuží (9.5.2 (3)) [%]	2,12	4,00	53,1	OK
Minimální světlá vzdálenost podélné výztuže (8.2 (2)) [mm]	68	38	56,5	OK
Maximální osová vzdálenost podélné výztuže (9.2.3 (4)) [mm]	-	350	0,0	Vypnuto
Minimální průměr podélné výztuže (9.5.2 (1)) [mm]	32	12	37,5	OK
Minimální počet prutů podélné výztuže (9.5.2 (4))	100	4	4,0	OK

Tabulka 22 Oblouk ve vrcholu - vyztužený průřez– kontrola konstrukčních zásad

7.4.3.2 Posouzení MSÚ

7.4.3.2.1 Řez v patě

Souhrnná tabulka vnitřních sil:

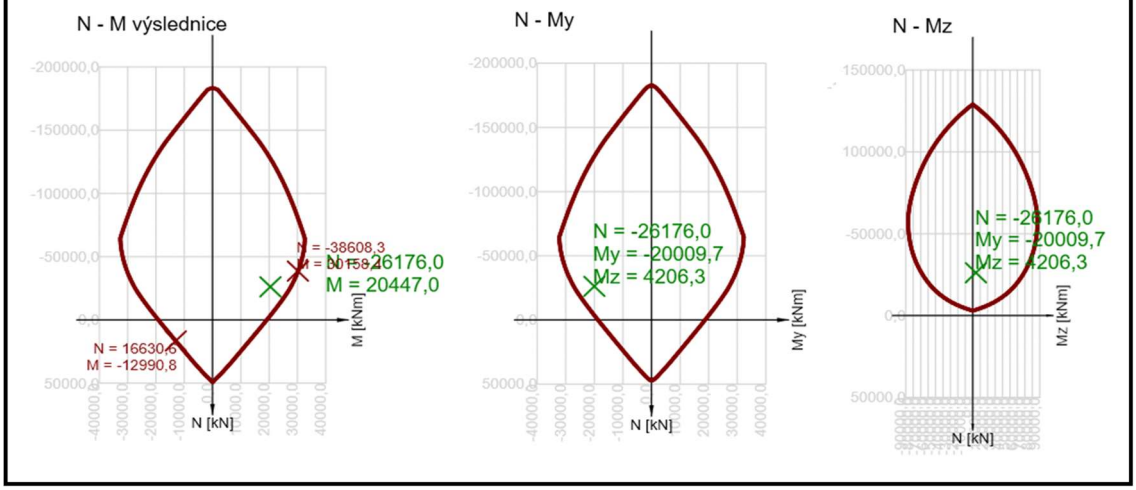
MSÚ - Vnitřní síly								
Oblouk v patě								
Výstup z výpočetního modelu SCIA	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kN]	My [kN]	Mz [kN]	Důvod výběru	Popis kombinace
	-32568	-245	1590	**-1423**	6398	4128	min N; max |Mx|	6.10b LM1 (Trovn)
	-27396	-63	-1252	-365	**-19824**	1059	max |My|	6.10b LM3 velké (Trovn)
	-28478	-102	**2251**	-431	**17383**	1582	max |My|; max |Vz|	6.10b LM1 (Trovn)
	-31515	245	-195	1422	-4072	**4129**	max |Mz|	6.10b LM1 (Trovn)
	-26176	-63	1363	-365	6902	1059	max N	6.10b LM1 (Trovn)
	-26038	-63	**-3126**	-519	2005	1634	max |Vz|	6.10b LM3 velké (Trovn)
↓↓↓ Náhradní (konzervativní) kombinace vnitřních sil pro posouzení ↓↓↓								
OB.1	**-32568**	**-245**	**-3126**	**-1423**	**-19824**	**4129**	min N + extrémy	na straně bezpečnosti
OB.2	**-26176**	**-245**	**-3126**	**-1423**	**-19824**	**4129**	max N + extrémy	

Tabulka 23 Definitivní stav – Oblouk v patě: Přehled vnitřních sil pro posouzení MSÚ

MSÚ - Posouzení						
Oblouk v patě						
Posudek - využití		N+M+M [%]	Smyk [%]	Kroucení [%]	Interakce [%]	Posouzení
Kombinace						
Relativní využití	OB.1	64,6	49,7	35,7	85,4	Vyhoví
	OB.2	**67,8**	51,6	35,7	87,3	Vyhoví

Tabulka 24 Definitivní stav – Oblouk v patě: Výsledky posouzení MSP

MSÚ - Detail posudků průřezů s největším vyutžitím			
Posudek	N+M+M		
	Oblouk v patě	Kombinace:	OB.2
	Detail		



Obrázek 83 Definitivní stav – Oblouk v patě: Výsledky posouzení MSÚ – Kombinace N+M+M

Průřez v patě vyhoví. Posouzení na uměle vytvořené nejnepříznivější kombinace vnitřních sil potvrzuje jeho dostatečnou únosnost.

7.4.3.2.2 Řez v ve vrcholu a v poli O5

Souhrnná tabulka vnitřních sil:

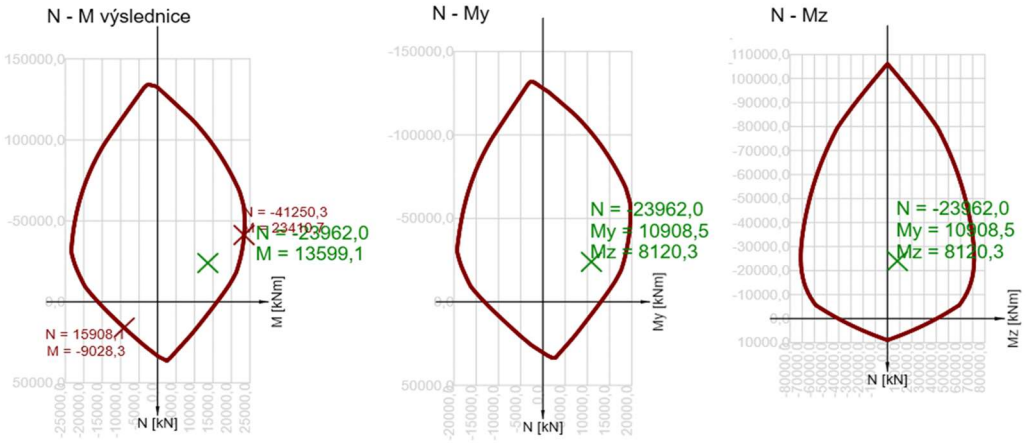
MSÚ - Vnitřní síly								
Oblouk ve vrcholu								
Výstup z výpoč. modelu SCIA	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kN]	My [kN]	Mz [kN]	Důvod výběru	Popis kombinace
	-26313	-4	1247	742	298	**7913**	min N; max |Mz|	6.10b LM1 (Trovn)
	-23962	-48	**-1944**	**-928**	7139	4263	max N; |Mx|, |Vz|	6.10b LM3 velké (Trovn)
	-26132	42	1701	706	**10630**	6760	max |My|	6.10b LM1 (Trovn)
	-24829	**-53**	-1571	-515	5937	5966	max |Vy|	6.10b LM1 (Trovn)
↓↓↓ Náhradní (konzervativní) kombinace vnitřních sil pro posouzení ↓↓↓								
OB.1	**-26313**	**53**	**1944**	**928**	**10630**	**7913**	min N + extrémy	na straně bezpečnosti
OB.2	**-23962**	**53**	**1944**	**928**	**10630**	**7913**	max N + extrémy	

Tabulka 25 Definitivní stav – Oblouk ve vrcholu: Přehled vnitřních sil pro posouzení MSÚ

MSÚ - Posouzení						
Oblouk ve vrcholu						
Posudek - využití Kombinace		N+M+M [%]	Smyk [%]	Kroucení [%]	Interakce [%]	Posouzení
Relativní využití	OB.1	57,9	53,8	45,1	98,7	Vyhoví
	OB.2	**58,1**	53,6	45,1	98,9	Vyhoví

Tabulka 26 Definitivní stav – Oblouk ve vrcholu: Výsledky posouzení MSP

MSÚ - Detail posudků průřezů s největším využitím			
Posudek	N+M+M		
	Oblouk ve vrcholu	Kombinace:	OB.2
	Detail		



Obrázek 84 Definitivní stav – Oblouk ve vrcholu: Výsledky posouzení MSÚ – Kombinace N+M+M

Průřez ve vrcholu vyhoví. Jeho únosnost je pro navržené zatížení plně dostačující.

7.4.3.2.3 Řez pod stojkami

Souhrnná tabulka vnitřních sil:

MSÚ - Vnitřní síly								
Oblouk pod stojkami								
Výstup z výpoč. modelu SCIA	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kN]	My [kN]	Mz [kN]	Důvod výběru	Popis kombinace
	-28599	133	1109	**1522**	-920	**8150**	min N; max |Mx|, |Mz|	6.10b LM1 (Trovn
	-22889	-8	-925	-61	-1046	2551	max N	6.10b LM1 (Trovn)
	-24898	34	1651	390	**14007**	2087	max |My|	6.10b LM1 (Trovn)
	-24545	-53	**-2058**	-725	12238	6077	max |Vz|	
		↓↓↓	Náhradní (konzervativní) kombinace vnitřních sil pro posouzení					↓↓↓
OB.1	**-28599**	**133**	**2058**	**1522**	**14007**	**8150**	min N + extrémy	na straně bezpečnosti
OB.2	**-22889**	**133**	**2058**	**1522**	**14007**	**8150**	max N + extrémy	

Tabulka 27 Definitivní stav – Oblouk pod stojkami: Přehled vnitřních sil pro posouzení MSÚ

Tabulka 28 Definitivní stav – Oblouk pod sotjkami: Výsledky posouzení MSP

Obrázek 85 Definitivní stav – Oblouk pod stojkami: Výsledky posouzení MSÚ – Kombinace N+M+M

Nejvíce namáhané průřezy pod stojkami S4 a S5 vyhoví. S uvážením skutečnosti, že posudek byl proveden pro nejnepříznivější extrémy vnitřních sil na průřezu s „nejhoršími“ průřezovými charakteristikami a jeho výsledkem je vyhovující stav, lze prohlásit, že pod ostatními stojkami průřez oblouku v rámci únosnosti vyhoví.

7.4.3.3 Posouzení MSP

Použitelnost oblouku je ověřena v mezních stavech omezení napětí a případnou kontrolou šířky trhlin.

7.4.3.3.1 Oblouk v patě

Souhrn použitých kombinací vnitřních sil:

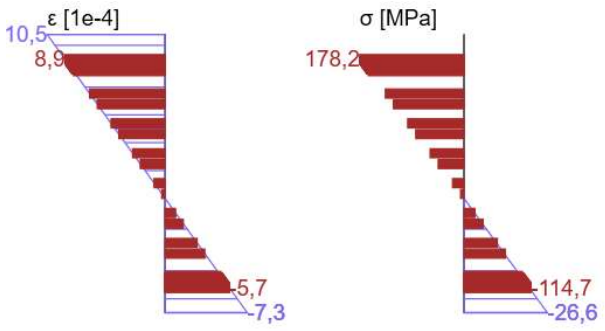
MSP - Vnitřní síly						
Oblouk v patě						
Výstup z výp. mod. SCIA	Charakteristická kombinace	N [kN]	My [kN]	Mz [kN]	Důvod výběru	Popis kombinace
		-27228	4506	**3196**	min N; max |Mz|	Char LM1 (Trovn)
		-23424	**-14493**	922	max |My|	Char LM3 velké (Trovn)
		↓↓↓	Náhradní (konzervativní) kombinace vnitřních sil pro posouzení			↓↓↓
		-27228	**-14493**	**3196**	Souhrn extrémů	Na straně bezpečnosti
Výstup ze SCIA	Kvazist. komb.	N [kN]	My [kN]	Mz [kN]	Důvod výběru	Popis kombinace
		-20957	**1777**	**922**	Extrémy	Kvaz T(rovn)

Tabulka 29 Definitivní stav – Oblouk v patě: Přehled vnitřních sil pro posouzení MSP

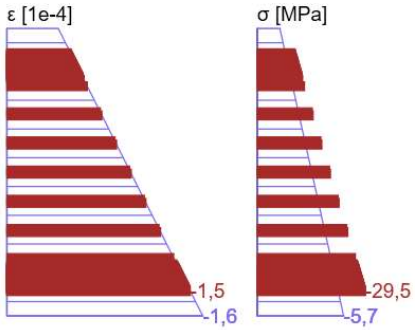
Posouzení:

MSP: Omezení napětí v materiálech		Třída betonu		Kontrola
Omezení tlakového napětí v betonu:				
Charakteristická kombinace:	$< 0{,}6 \times f_{ck}$	27 [MPa]	C45/55	-26,3
				Ok
Kvazistálá kombinace:	$< 45 \times f_{ck}$	20,25 [MPa]		-5,6
				Ok
Omezení tahového napětí ve výztuži:		Betonářská výztuž		Kontrola
Charakteristická kombinace:	$< 0{,}8 \times f_{yk}$	400 [MPa]	B500B	178,2
				Ok

Tabulka 30 Definitivní stav – Oblouk v patě: Výsledky posouzení MSP



Obrázek 86 Definitivní stav – Oblouk v patě: Výsledky posouzení MSP – Omezení napětí



Obrázek 87 Definitivní stav – Oblouk v patě: Výsledky posouzení MSP – Šířka trhliny

Poznámka: Vzhledem k symetrii průřezu podél jeho horizontální osy platí jednotlivé průběhy napětí v obou směrech po výšce průřezu.

V horních a dolních vláknech průřezu vznikají při charakteristickém zatížení trhliny. Tažená výztuž je využita na necelých 45%. Využití tlakové pevnosti betonu je na hodnotě až 98,5 %. Napětí o hodnotě 26,6 MPa je způsobeno zatěžovací kombinací, v níž je hlavním proměnným zatížením pojezd vozidla LM3 3000/240. (Vzhledem ke známenku My, kterým je na oblouku výpoč. modelem označováno tažení horních vláken průřezu oblouku, se jedná o jeden ze zatěžovacích stavů, kdy je vozidlo na opačné polovině, než je posuzována oblast paty.)

Při kvazistálé kombinaci zatížení však trhliny v betonu nevznikají a využití jeho dovolené tlakové pevnosti, při napětí -5,7 MPa, je ~ 28%. Průřez je považován za vyhovující.

7.4.3.3.2 Oblouk ve vrcholu a v poli O5

Průřez ve vrcholu je použit i pro posouzení přilehlých obloukových polí. Maximální ohybový moment My je v nich opačného znaménka, než má maximální moment My ve vrcholu. Vzhledem k tvaru vyšetřovaného průřezu je toto posouzení z hlediska MSP na straně bezpečnosti. V posudku se tedy uvažují pro oba řezy stejné průřezové charakteristiky.

Souhrn použitých kombinací vnitřních sil:

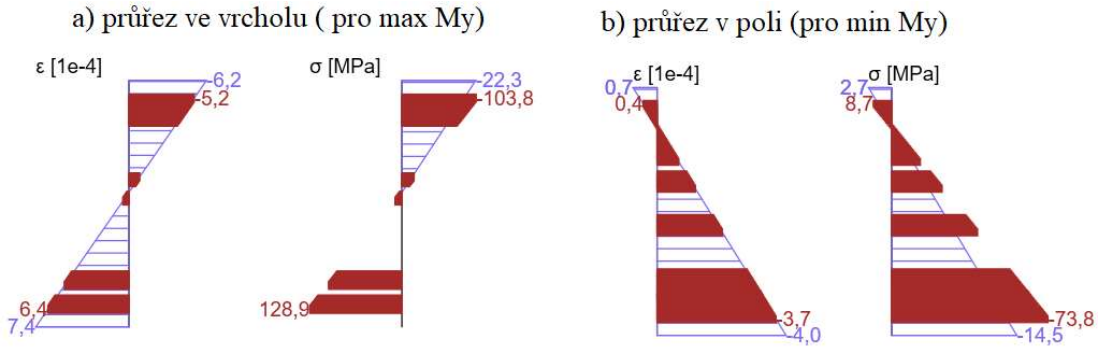
MSP - Vnitřní síly							
Oblouk ve vrcholu + Oblouk v poli 5							
Výstup z výp. mod. SCIA	Charakteristická kombinace	N [kN]	My [kN]	Mz [kN]	Důvod výběru	Popis kombinace	Umístění
		-22090	**7947**	**6126**	min My,N; max |Mz|	Char LM1 (Trovn)	Vrchol
		-20338	**-4688**	1777	max My	Char LM3 velké (Trovn)	pole O5
K posouzení		↓↓↓ Náhradní (konzervativní) kombinace vnitřních sil pro posouzení ↓↓↓					
		-22090	**7947**	**3196**	Souhrn extrém.+max My	Na straně bezpečnosti	-
		-22090	**-4688**	**3196**	Extrémy + min My	Na straně bezpečnosti	
Výstup ze SCIA	Kvazist. komb.	N [kN]	My [kN]	Mz [kN]	Důvod výběru	Popis kombinace	Umístění
		-17594	**1901**	**1768**	Souhrn extrémů (vrchol)	Na straně bezpečnosti	-
K posouzení		**-17594**	**-1046**	**1768**	Souhrn extrémů (pole O5)	Na straně bezpečnosti	

Tabulka 31 Definitivní stav – Oblouk ve vrcholu a v poli 5: Přehled vnitřních sil pro posouzení MSP

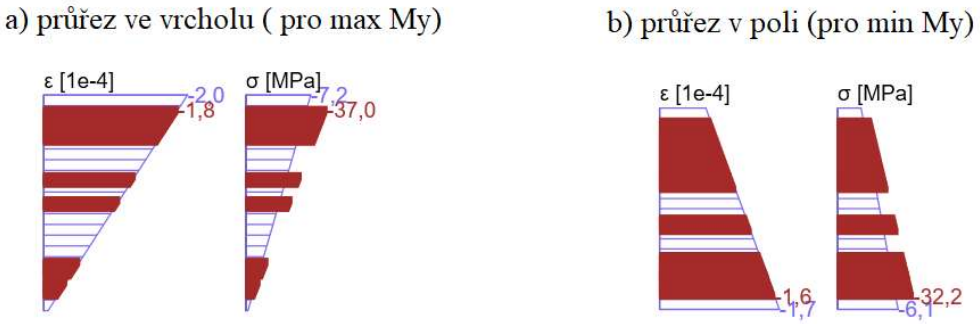
Posouzení:

MSP: Omezení napětí v materiálech		Třída betonu		Kontrola	
Omezení tlakového napětí v betonu:				*Horní vl.	**Dolní vl.
Charakteristická kombinace:	$< 0{,}6 \times f_{ck}$	27 [MPa]	C45/55	-22,3	-14,5
				Ok	Ok
Kvazistálá kombinace:	$< 45 \times f_{ck}$	20,25 [MPa]		-7,2	-6,1
				Ok	Ok
Omezení tahového napětí ve výztuži:		Betonářská výztuž		Kontrola	
Charakteristická kombinace/kvazistálá kombinace:	$< 0{,}8 \times f_{yk}$	400 [MPa]	B500B	**Horní vl.	*Dolní vl.
				8,7	128,8
				Ok	Ok
Poznámka:	*Nejnepříznivější výsledky odpovídají konkrétně průřezu:*			*ve vrcholu	**v poli O5

Tabulka 32 Definitivní stav – Oblouk ve vrcholu a v poli 5: Výsledky posouzení MSP



Obrázek 88 Definitivní stav – Oblouk ve vrcholu a v poli 5: Výsledky posouzení MSP – Omezení napětí; a) průřez ve vrcholu; b)průřez v poli 5



Obrázek 89 Definitivní stav – Oblouk ve vrcholu a v poli 5: Výsledky posouzení MSP – Kvazistálá kombinace; a) průřez ve vrcholu; b) průřez v poli 5

Maximální využití tlakové pevnosti betonu o hodnotě ~ 75% je při působení charakteristické kombinaci zatížení. Horní vlákna vrcholového průřezu jsou v tlakovém napětí -22,3 MPa. Průřez vyhoví.

7.4.3.3.3 Oblouk pod stojkami S4, S5 (event. mezi nimi)

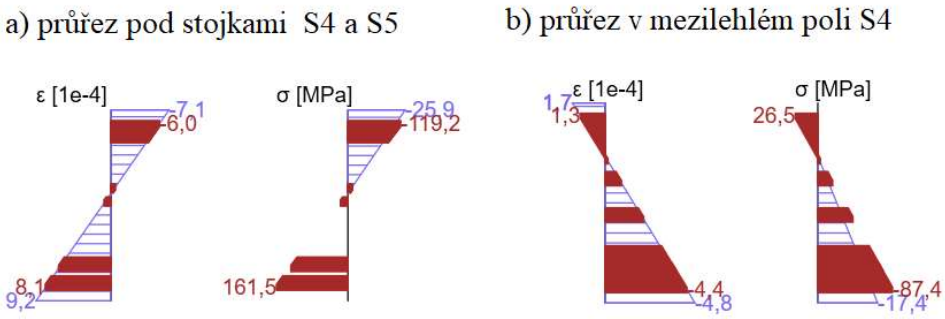
Oblouk pod stojkami S4; S5 (event. mezi nimi)							
Výstup z výp. mod. SCIA	Charakteristická kombinace	N [kN]	My [kN]	Mz [kN]	Důvod výběru	Popis kombinace	Umístění
		-21145	9146	4896	max My	Char LM1 (Trovn)	S5
		-21162	**10477**	1818	max My	Char LM3 velké (Tnerov)	S4
		-23887	-525	**6309**	max |Mz|	Char LM1 (Trovn)	S4~ pole O4
		-21239	**-6322**	1782	min My	Char LM3 velké (Trovn)	pole O4
K posouzení		↓↓↓ Náhradní (konzervativní) kombinace vnitřních sil pro posouzení ↓↓↓					
		-23887	**10477**	**6309**	Extrémy + max My	Na straně bezpečnosti	-
		-23887	**-6322**	**6309**	Extrémy + min My	Na straně bezpečnosti	
K posouzení	Kvazist. komb.	N [kN]	My [kN]	Mz [kN]	Důvod výběru	Popis kombinace	Umístění
		17797	**1919**	**1821**	Souhrn extrémů (S4+S5)	Na straně bezpečnosti	-
		17880	**-920**	**1789**	Souhrn extrémů (pole O4)	Na straně bezpečnosti	

Tabulka 33 Definitivní stav – Oblouk pod stojkami a v mezilehlém poli: Přehled vnitřních sil pro posouzení MSP

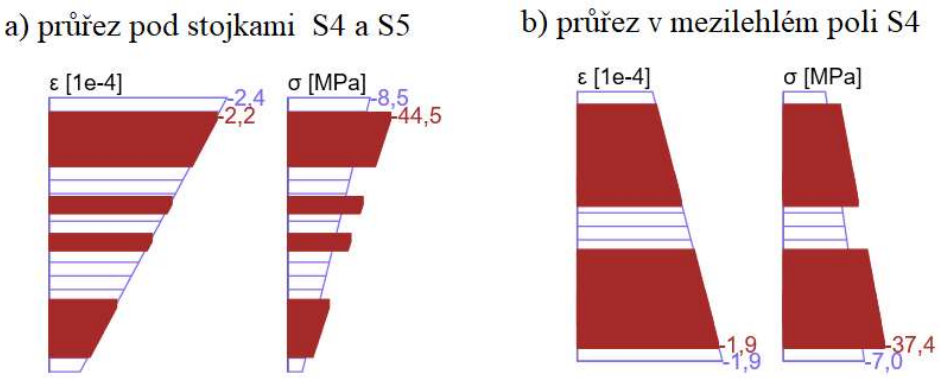
Posouzení:

MSP: Omezení napětí v materiálech		Třída betonu		Kontrola	
Omezení tlakového napětí v betonu:				*Horní vl.	**Dolní vl.
Charakteristická kombinace:	$< 0{,}6 \times f_{ck}$	27 [MPa]	C45/55	-25,9	-17,4
				Ok	Ok
Kvazistálá kombinace:	$< 45 \times f_{ck}$	20,25 [MPa]		-8,5	-13,7
				Ok	Ok
Omezení tahového napětí ve výztuži:		Betonářská výztuž		Kontrola	
Charakteristická kombinace/kvazistálá kombinace:	$< 0{,}8 \times f_{yk}$	400 [MPa]	B500B	**Horní vl.	*Dolní vl.
				28,3	161,5
				Ok	Ok
Poznámka:	*Nejnepříznivější výsledky odpovídají konkrétně průřezu:*			**pod stojk.*	***v poli O4*

Tabulka 34 Definitivní stav – Oblouk pod stojkami a v mezilehlém poli: Výsledky posouzení MSP



Obrázek 90 Definitivní stav – Oblouk pod stojkami a v mezilehlém poli: Výsledky posouzení MSP – Omezení napětí; a) průřez pod stojkami; b)průřez v poli (O4)



Obrázek 91 Definitivní stav – Oblouk pod stojkami a v mezilehlém poli: Výsledky posouzení MSP – Šířka trhliny; a) průřez pod stojkami; b) průřez v poli (O4)

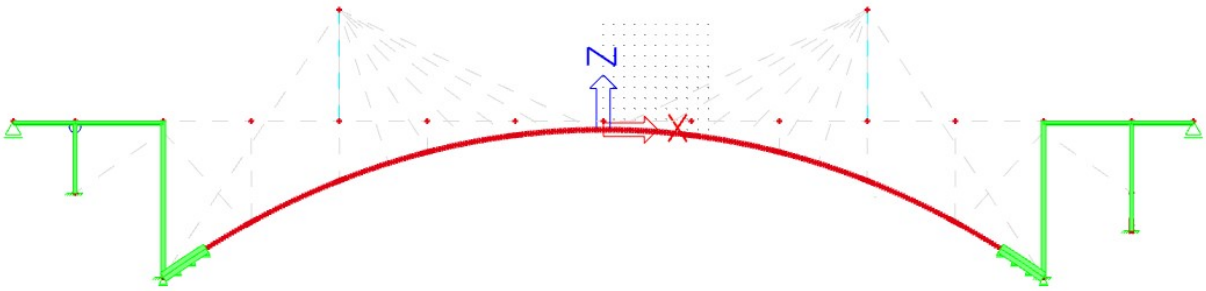
7.4.4 Závěr

V průřezu nevznikají při kvazistálé kombinaci trhliny. Při ověření omezení napětí oblouk v patě, pod stojkami i v oblouku vyhoví.

8 Postup výstavby

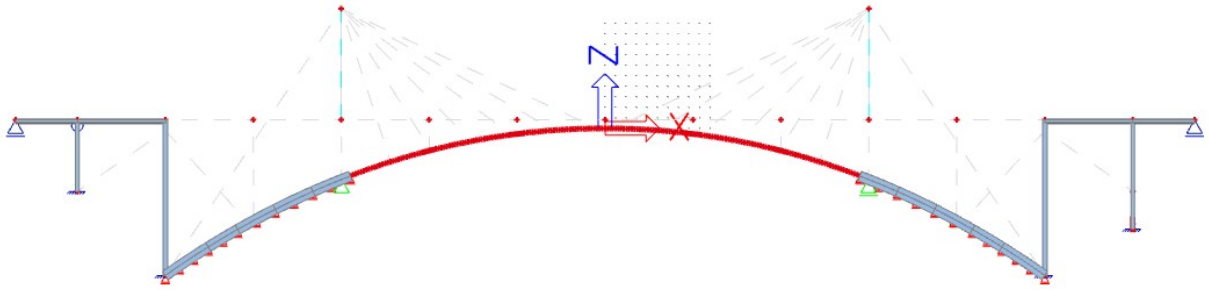
Po zvážení několika variant se jako nejvhodnější řešení jeví kombinace pevné skruže, dočasné podpěry a letmé betonáže s vyvěšováním za pomoci dočasných pylonů. Vzhledem k volbě železobetonové desky mostovky a subtilních nadobloukových vzpěr by potup výstavby vypadal následovně.

- F1 Betonáž opěr, pilířů, krajních polí mostovky, nadobloukových stojek společně s patou oblouku (vetknutí), zajištění dočasné podpěry před odstraněním skruže, umístěnou pod S3

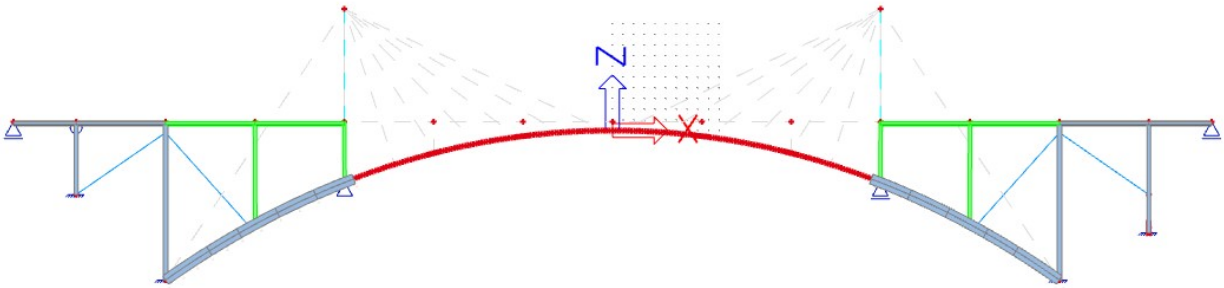


- Betonáž části oblouku (20 m) na pevné skruži

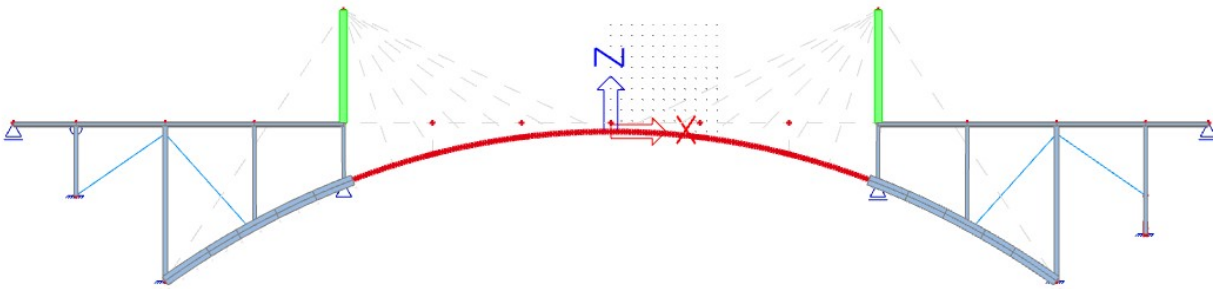
- Odstranění skruže, aktivace stojky



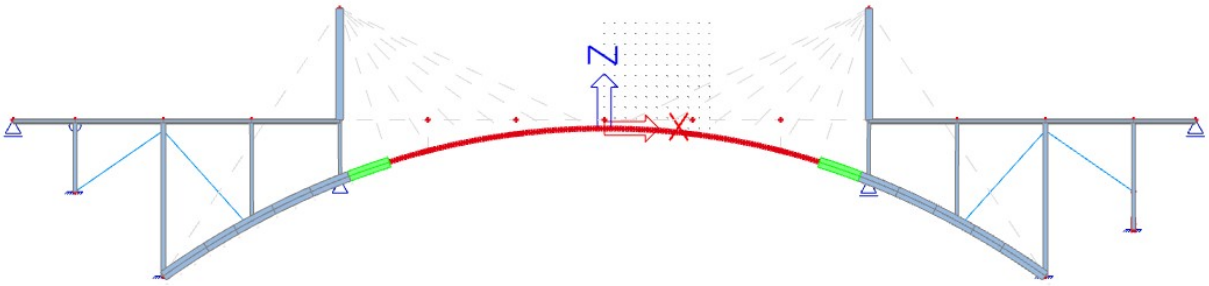
- Betonáž stojek S2 a S3 a prvních dvou nadobloukových polí mostovky, zajištění otvoru v mostovce pro průnik závěsů v další fázi



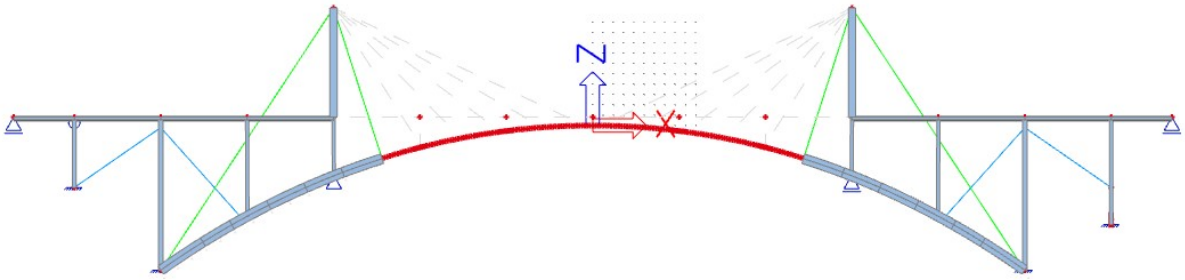
- Zajistění dočasného pylonu pro vyvěšování lamel



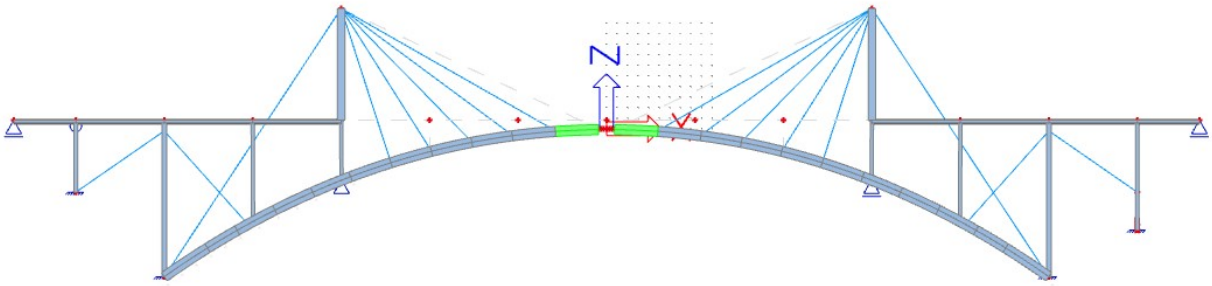
- Bednění lamely 1 pomocí šplhacího bednění



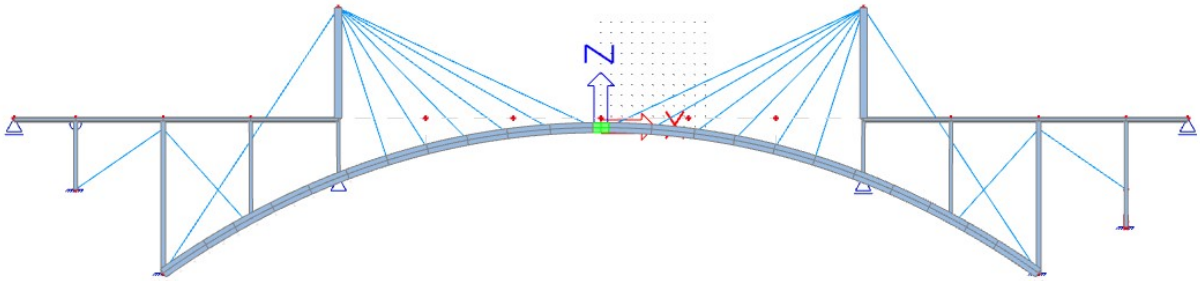
- Zavěšení lamely pomocí provizorních závěsů (po 7 dnech betonáže)



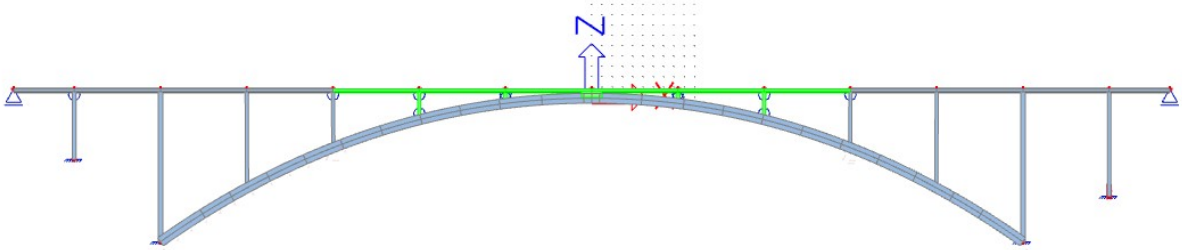
- Zavěšení 6., poslední, lamely. Před spojením oblouku.



- Spojení oblouku



- Dobetonování zbylých částí konstrukce



Obrázek 92 Fáze výstavby

9 Závěr

Navržené rozměry konstrukce vyhovují v mezních stavech použitelnosti a únosnosti. Bohužel není provedeno posouzení konstrukce během fází výstavby.

10 Zdroje

[1] Hrdoušek, Vladislav, kolektiv. Betonové mosty 2. Praha : ČVUT, 2005. ISBN 80-01-03321-X.

[2] ČSN EN 1992-1-1, Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

[3] ČSN EN 1992-2, Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady

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

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

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

[7] ČSN EN 1991-1-6, Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-6: Obecná zatížení - Zatížení během provádění

[8] ČSN EN 1991-1-7, Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-7: Obecná zatížení - Mimořádná zatížení

[9] ČSN EN 1991-2, Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou

[10] ČSN EN 1990 - Eurokód - Zásady navrhování konstrukcí, vč. dodatků a změn, Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2004

Další

[1] SCIA Engineer – popis modulu Časově závislá analýza (TDA, Dosupné z: https://resources.scia.net/download/cs/fs/Analyzer_TDA_csy.pdf

10.1 Seznam obrázků

Obrázek 1 Podklady - příčný řez, DUR 2010 17
Obrázek 2 Podklady - podélnný řez, DUR 2010....18
Obrázek 3 Podklady - půdorys, DUR 2010....18
Obrázek 4 Varianta A - Prefabrikovaný přepdjatý most - příčný řez 20
Obrázek 5 Most Paul Sauer Bridge 22
Obrázek 6 Geologické podmínky mostního objektu....23
Obrázek 7 Varianta Obloukový most se šikmými vzpěrami - Návrh materiálů 24
Obrázek 8 Varianta Obloukový most se šikmými vzpěrami....24
Obrázek 9 Pracovní diagram betonu v tlaku 25
Obrázek 10 Vývoj pevnosti betonu C45/55 v čase 26
Obrázek 11 Vývoj pevnosti betonu C40/50 v čase 27
Obrázek 12 Vývoj pevnosti betonu C30/37 v čase 28
Obrázek 13 Pracovní diagram betonářské výztuže 28
Obrázek 14 Vybavení mostního svršku (pravý most – ostatní stálé)....29
Obrázek 15 Schéma zatížení dopravou LM1 32
Obrázek 16 Schéma zatížení dopravním modelem LM3 1800/200....33
Obrázek 17 Zatěžovací sestavy dopravy....35
Obrázek 18 Vztahy kombinující složky teplotního zatížení, dle ČSN EN 1991-1-5....36
Obrázek 19 Přehled součinitelů zatížení 37
Obrázek 20 Přehled redukčních kombinačních součinitelů 37
Obrázek 21 Výpočetní model....38
Obrázek 22Vnitřní síly- stálé zatížení – My [kNm]....39
Obrázek 23 Vnitřní síly - stálé zatížení - N [kN] 39
Obrázek 24 Vnitřní síly – dopravní zatížení – svisle působící - My [kNm] 39
Obrázek 25 Vnitřní síly - dopravní zatížení – svisle působící - N [kN]....40
Obrázek 26 Vnitřní síly - teplota rovnoměrná - My [kNm]....40
Obrázek 27 Vnitřní síly – teplota nerovnoměrná - My [kNm] 40
Obrázek 28 Výpočetní model konstrukce 44
Obrázek 29 Porovnání křivek střednice oblouku s konstantním průřezem....47
Obrázek 30 Porovnání křivek střednice oblouku s proměnným průřezem 47
Obrázek 31 Detailní porovnání křivky A 48
Obrázek 32 Detailní porovnání Chambaudovy křivky 48
Obrázek 33 Oblouk s konstantním průřezem dle Chambauda - deformace od vlastní tíhy....49

Obrázek 34 Oblouk s konstantním průřezem dle křivky A- deformace od vlastní tíhy.....50
Obrázek 35 Oblouk s proměnným průřezem dle Chambauda - deformace od vlastní tíhy 50
Obrázek 36 Oblouk s proměnným průřezem dle křivky A- deformace od vlastní tíhy.....50
Obrázek 37Průřez mostovky - úprava.....52
Obrázek 38 Definitivní stav -Mostovka: přehled posuzovaných řezů 52
Obrázek 39 Výsledky - Definitivní stav - Mostovka: Obálka MSÚ - N [kN] 53
Obrázek 40 Výsledky - Definitivní stav - Mostovka: Obálka MSÚ - Mx [kNm].....53
Obrázek 41 Výsledky - Definitivní stav - Mostovka: Obálka MSÚ - My [kNm].....53
Obrázek 42 Výsledky - Definitivní stav - Mostovka: Obálka MSÚ – Mz [kNm] 53
Obrázek 43 Výsledky - Definitivní stav - Mostovka: Obálka MSÚ - Vz [kN] 54
Obrázek 44 Výsledky - Definitivní stav - Mostovka: Obálka MSÚ - Vy [kN] 54
Obrázek 45 Výsledky - Definitivní stav - Mostovka: Obálka MSP Charakteristická- N [kN]...54
Obrázek 46 Výsledky - Definitivní stav - Mostovka: Obálka MSP Charakteristická - My [kNm] 54
Obrázek 47 Výsledky - Definitivní stav - Mostovka: Obálka MSP Charakteristická – Mz [kNm] 54
Obrázek 48 Výsledky - Definitivní stav - Mostovka: Obálka MSP Kvazistálá- N [kN] 54
Obrázek 49 Výsledky - Definitivní stav - Mostovka: Obálka MSP Kvazistálá - My [kNm] 55
Obrázek 50 Výsledky - Definitivní stav - Mostovka: Obálka MSP Kvazistálá – Mz [kNm].....55
Obrázek 51 Mostovka-vyztužený průřez v poli 55
Obrázek 52 Definitivní stav – Mostovka-pole: Výsledky posouzení MSÚ – Kombinace N+M+M 56
Obrázek 53 Definitivní stav – Mostovka-pole: Výsledky posouzení MSÚ – Interakce.....57
Obrázek 54 Definitivní stav – Mostovka-pole: Výsledky posouzení MSP – Omezení napětí ...58
Obrázek 55 Definitivní stav – Mostovka-nad podporami: Výsledky posouzení MSP – Omezení napětí 59
Obrázek 56 Výsledky - Definitivní stav – Pilíře a stojky: Obálka MSÚ - N [kN] 65
Obrázek 57 Výsledky - Definitivní stav - Pilíře a stojky: Obálka MSÚ - My [kNm] 65
Obrázek 58 Výsledky - Definitivní stav - Pilíře a stojky: Obálka MSÚ – Mz [kNm].....66
Obrázek 59 Výsledky - Definitivní stav - Pilíře a stojky: Obálka MSÚ - Vz [kN] 66
Obrázek 60 Výsledky - Definitivní stav - Pilíře a stojky: Obálka MSP Charakteristická- N [kN] 66
Obrázek 61 Výsledky - Definitivní stav - Pilíře a stojky: Obálka MSP Charakteristická - My [kNm] 66

Obrázek 62 Výsledky - Definitivní stav - Pilíře a stojky: Obálka MSP Charakteristická – Mz [kNm] 66
Obrázek 63 Výsledky - Definitivní stav - Pilíře a stojky: Obálka MSP Kvazistálá- N [kN].....67
Obrázek 64 Výsledky - Definitivní stav - Pilíře a stojky k: Obálka MSP Kvazistálá - My [kNm] 67
Obrázek 65 Výsledky - Definitivní stav - Pilíře a stojky: Obálka MSP Kvazistálá – Mz [kNm] 67
Obrázek 66 Definitivní stav - Stojky: Posouzení MSÚ 68
Obrázek 67 Definitivní stav - Stojky: Posouzení MSÚ 69
Obrázek 68 Definitivní stav - Stojky: Posouzení MSÚ 70
Obrázek 69 Definitivní stav -Oblouk: přehled posuzovaných řezů 71
Obrázek 70 Výsledky - Definitivní stav - Oblouk: Obálka MSÚ - N [kN] 72
Obrázek 71 Výsledky - Definitivní stav - Oblouk: Obálka MSÚ - Mx [kNm].....72
Obrázek 72 Výsledky - Definitivní stav - Oblouk: Obálka MSÚ - My [kNm].....73
Obrázek 73 Výsledky - Definitivní stav - Oblouk: Obálka MSÚ – Mz [kNm] 73
Obrázek 74 Výsledky - Definitivní stav - Oblouk: Obálka MSÚ - Vz [kN].....73
Obrázek 75 Výsledky - Definitivní stav - Oblouk: Obálka MSÚ - Vy [kN] 73
Obrázek 76 Výsledky - Definitivní stav -Oblouk: Obálka MSP Charakteristická- N [kN].....74
Obrázek 77 Výsledky - Definitivní stav - Oblouk: Obálka MSP Charakteristická - My [kNm] 74
Obrázek 78 Výsledky - Definitivní stav - Oblouk: Obálka MSP Charakteristická – Mz [kNm]74
Obrázek 79 Výsledky - Definitivní stav - Oblouk: Obálka MSP Kvazistálá- N [kN] 74
Obrázek 80 Výsledky - Definitivní stav - Oblouk: Obálka MSP Kvazistálá - My [kNm] 75
Obrázek 81 Výsledky - Definitivní stav - Oblouk: Obálka MSP Kvazistálá – Mz [kNm].....75
Obrázek 82 Definitivní stav – Oblouk v patě: Výsledky posouzení MSÚ – Kombinace N+M+M 77
Obrázek 83 Definitivní stav – Oblouk ve vrcholu: Výsledky posouzení MSÚ – Kombinace N+M+M 78
Obrázek 84 Definitivní stav – Oblouk pod stojkami: Výsledky posouzení MSÚ – Kombinace N+M+M 78
Obrázek 85 Definitivní stav – Oblouk v patě: Výsledky posouzení MSP – Omezení napětí.....79
Obrázek 86 Definitivní stav – Oblouk v patě: Výsledky posouzení MSP – Šířka trhliny.....80
Obrázek 87 Definitivní stav – Oblouk ve vrcholu a v poli 5: Výsledky posouzení MSP – Omezení napětí; a) průřez ve vrcholu; b)průřez v poli 5 81

Obrázek 88 Definitivní stav – Oblouk ve vrcholu a v poli 5: Výsledky posouzení MSP – Kvazistálá kombinace; a) průřez ve vrcholu; b) průřez v poli 5 81
Obrázek 89 Definitivní stav – Oblouk pod stojkami a v mezilehlém poli: Výsledky posouzení MSP – Omezení napětí; a) průřez pod stojkami; b)průřez v poli (O4) 82
Obrázek 90 Definitivní stav – Oblouk pod stojkami a v mezilehlém poli: Výsledky posouzení MSP – Šířka trhliny; a) průřez pod stojkami; b) průřez v poli (O4) 83
Obrázek 91 Fáze výstavby 86