

VŠB – Technická univerzita Ostrava

Fakulta stavební

Katedra konstrukcí

---

**Předběžný návrh hlavní nosné konstrukce mostu – Langerův trám**

**Pre-design of Tied-arch Bridge Structure**

Student:

Bc. Nikola Frýželková

Vedoucí diplomové práce:

Ing. Miroslav Rosmanit, Ph.D.

Ostrava 2015

# Zadání diplomové práce

Student: **Bc. Nikola Frýželková**

Studijní program: N3607 Stavební inženýrství

Studijní obor: 3607T037 Konstrukce staveb

Téma: **Předběžný návrh hlavní nosné konstrukce mostu – Langerův trám**  
**Pre-design of Tied-arch Bridge Structure**

Jazyk vypracování: čeština

Zásady pro vypracování:

V rámci diplomové práce vypracujte:

1. Ocelové mostní konstrukce, Langerův trám – teoretický základ, příklady z praxe, výhody, nevýhody, specifika návrhu těchto konstrukcí.
2. Základní návrh konstrukce mostu - základní dokumentace mostu, příčné uspořádání, místní podmínky, apod.
3. Návrh hlavních nosných částí mostu zjednodušeným (ručním) výpočtem.
4. Numerický MKP model mostu, posouzení hlavních nosných částí mostu.
5. Ověření únosnosti vybraných detailů mostu, vytipování možných problematických míst v souvislosti s předpokládaným namáháním konstrukce.
6. Výkresová dokumentace mostu – půdorys, pohled řezy, detaily, výrobní výkres vybraného úseku ocelové konstrukce.
7. Montáž hlavní nosné konstrukce, postup výstavby, rizika, podmínky.

Seznam doporučené odborné literatury:

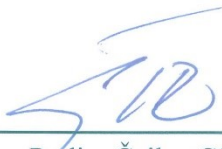
- [1] ČSN EN 1992-2 - Eurokód 2: Navrhování železobetonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady
- [2] ČSN EN 1993-2 - Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 2: Ocelové mosty
- [3] ČSN EN 1994-2 - Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí – Část 2: Obecná pravidla a pravidla pro mosty
- [4] ČSN EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí. Praha: ČNI, 2004.
- [5] ČSN EN 1991-1-X: Zatížení konstrukcí (příslušné části). Praha: ČNI.
- [6] ČSN EN 1993-1-1: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla pro pozemní stavby. Praha: ČNI, 2006.
- [7] ČSN EN 1993-1-8: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-8: Navrhování styčníků. Praha : ČNI, 2006.
- [8] "Structural Steel Designer's Handbook" by R. L. Brockenbrough, P.E. & F. S. Merritt, P.E. 3rd edition, Section 14: Arch Bridges by Arthur W. Hedgren, Jr., P.E., Sr. Vice President, HDR Engineering, Inc., Pittsburgh, PA., Published by McGraw-Hill, Inc.
- [9] Sukhen Chatterjee: The Design of Modern Steel Bridges, Second edition, Oxford 2003, ISBN 0-632-05511-1
- [10] Odborné časopisy – Konstrukce, Stavitel, Structural Engineering, Stahlbau
- [11] Internet

Formální náležitosti a rozsah diplomové práce stanoví pokyny pro vypracování zveřejněné na webových stránkách fakulty.

Vedoucí diplomové práce: **Ing. Miroslav Rosmanit, Ph.D.**

Datum zadání: 27.02.2015

Datum odevzdání: 30.11.2015



---

prof. Ing. Radim Čajka, CSc.  
*vedoucí katedry*



---

prof. Ing. Radim Čajka, CSc.  
*děkan fakulty*

Prohlašuji, že jsem celou diplomovou práci včetně příloh vypracovala samostatně pod vedením vedoucího diplomové práce a uvedla jsem všechny použité podklady a literaturu.

V Ostravě 30.11.2015

.....

Podpis studenta

Prohlašuji, že

- byla jsem seznámena s tím, že na moji diplomovou práci se plně vztahuje zákon č. 121/2000 Sb. – autorský zákon, zejména § 35 – užití díla v rámci občanských a náboženských obřadů, v rámci školních představení a užití díla školního a § 60 – školní dílo.
- beru na vědomí, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (dále jen VŠB-TUO) má právo nevýdělečně ke své vnitřní potřebě diplomovou práci užít (§ 35 odst. 3).
- souhlasím s tím, že údaje o diplomové práci budou zveřejněny v informačním systému VŠB-TUO.
- bylo sjednáno, že s VŠB-TUO, v případě zájmu z její strany, uzavřu licenční smlouvu s oprávněním užít dílo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.
- bylo sjednáno, že užít své dílo – diplomovou práci nebo poskytnout licenci k jejímu využití mohu jen se souhlasem VŠB-TUO, která je oprávněna v takovém případě ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které byly VŠB-TUO na vytvoření díla vynaloženy (až do jejich skutečné výše).
- beru na vědomí, že odevzdáním své práce souhlasím se zveřejněním své práce podle zákona č. 111/1998 Sb., o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, bez ohledu na výsledek její obhajoby.

V Ostravě 30.11.2015

.....

Podpis studenta

## **Anotace**

Předmětem diplomové práce je předběžný návrh hlavní nosné konstrukce mostu – Langerova trámu. V rámci práce je provedena parametrická studie vnitřních sil vybrané konstrukce mostu a na základě jejích výsledků je proveden předběžný návrh ocelové konstrukce mostu. Práce obsahuje základní dokumentaci mostu, předběžný návrh a statický posudek hlavních nosných částí konstrukce včetně vybraných detailů. Dále je popsána montáž ocelové konstrukce a je vyhotovena výkresová dokumentace.

## **Klíčová slova**

Ocelová konstrukce, ocelový most, Langerův trám, statický posudek, předběžný návrh, globální analýza, parametrická studie.

## **Annotation**

The subject of this thesis is the pre-design of the main supporting structure of Tied-arch Bridge. Within the framework of the thesis is performed parametric study of internal forces in the selected structure of the bridge and based on its results, there has been made a preliminary draft of steel construction of the bridge. The thesis includes basic documentation of the bridge, pre-design and static assessment of the main supporting parts of the structure including selected details. There is also described assembly of steel structures and drawing documentation has been drawn up.

## **Keywords**

Steel structure, steel bridge, Tied-arch Bridge, structural analysis, preliminary design, global analysis, parametric studies.

# Obsah

Seznam použitých symbolů.....	10
1 Úvod .....	13
2 Teoretický rozbor obloukových mostních konstrukcí .....	14
2.1 Dělení mostních konstrukcí .....	14
2.2 Hlavní části mostů.....	16
2.2.1 Spodní stavba .....	16
2.2.2 Nosná konstrukce .....	16
2.2.3 Mostní svršek .....	17
2.2.4 Mostní vybavení.....	17
2.3 Niveleta.....	17
2.4 Stavební, konstrukční a úložná výška .....	18
2.5 Prostorové uspořádání mostních konstrukcí pro silniční dopravu .....	18
2.6 Obloukové mosty .....	20
2.6.1 Dělení obloukových konstrukcí .....	21
2.7 Langerův trám.....	23
3 Parametrická studie .....	25
3.1 Konstrukce mostu vybraná pro studii.....	25
3.2 Zkoumané modely.....	26
3.2.1 Model pro změnu vzepětí .....	27
3.2.2 Model pro změnu poměru tuhosti prvků .....	27
3.2.3 Model pro změnu tuhosti přípoje oblouku k nosnému trámu .....	28
3.3 Vyhodnocení .....	29
3.3.1 Porovnání změny vzepětí.....	29
3.3.2 Porovnání změny tuhostí nosného trámu.....	31
3.3.3 Porovnání změny tuhosti ztužujícího oblouku.....	35
3.3.4 Porovnání změny tuhosti přípoje oblouku na hlavní nosný trám.....	38
3.4 Celkové zhodnocení .....	40
3.5 Závěr studie.....	41
4 Základní návrh ocelové mostní konstrukce .....	42

4.1	Místní podmínky, koncepční a konstrukční řešení .....	42
5	Zatížení .....	44
5.1	Stálé zatížení .....	44
5.2	Zatížení silniční dopravou .....	45
5.2.1	LM1 .....	45
5.2.2	Vodorovné síly .....	46
5.3	Zatížení od větru .....	47
5.3.1	Síly ve směru x .....	47
5.3.2	Síly ve směru y .....	49
5.3.3	Síly ve směru z .....	49
5.4	Kombinace zatížení .....	50
6	Předběžný návrh a posudek základních nosných prvků .....	51
6.1	Předběžný návrh mostovkových prvků .....	51
6.1.1	Stanovení namáhání příčnicku .....	51
6.1.2	Návrh průřezu .....	58
6.1.3	Návrh spřahovacích prvků .....	59
6.2	Předběžný návrh prvků hlavního nosníku .....	60
6.2.1	Oblouk .....	61
6.2.2	Svislice .....	64
6.2.3	Hlavní nosný trám .....	66
7	Statický výpočet hlavních nosných částí mostní konstrukce .....	69
7.1	Výpočetní modely .....	69
7.1.1	Základní výpočetní model .....	69
7.1.2	Podrobný výpočetní model .....	70
7.1.3	Porovnání vnitřních sil výpočetních modelů .....	73
7.2	Statický posudek .....	73
7.2.1	Posudek hlavního nosného trámu .....	74
7.2.2	Posudek ztužujícího oblouku .....	76
7.2.3	Posudek táhel .....	79
7.2.4	Posudek příčnicku .....	80



7.3	Posouzení vybraných spojů .....	83
7.3.1	Napojení táhla Macalloy na oblouk.....	83
7.3.2	Napojení táhla Macalloy k hlavnímu nosnému trámu.....	92
7.3.3	Napojení oblouku na hlavní nosný trám.....	93
7.3.4	Přípoj příčnicku na hlavní nosný trám – princip posouzení na únavovou pevnost 97	
8	Montáž hlavní nosné konstrukce.....	103
8.1	Montáž navržené mostní konstrukce .....	104
8.1.1	Montáž mostovky .....	104
8.1.2	Montáž oblouku.....	104
9	Technická zpráva.....	107
9.1	Identifikační údaje mostu .....	107
9.2	Základní údaje o mostu .....	107
9.3	Zdůvodnění mostu a jeho umístění .....	108
9.3.1	Charakter převáděné komunikace .....	108
9.3.2	Charakter přemost'ované překážky.....	108
9.3.3	Územní podmínky .....	108
9.3.4	Geotechnické podmínky .....	108
9.4	Technické řešení mostu .....	109
9.4.1	Popis konstrukce mostu .....	109
9.4.2	Vybavení mostu.....	110
9.5	Výstavba mostu.....	111
9.5.1	Postup a technologie stavby mostu .....	111
9.5.2	Vztah k území .....	111
9.5.3	Materiály .....	111
9.6	Přehled provedených výpočtů.....	112
9.6.1	Prostorové uspořádání a geometrie mostu.....	112
9.6.2	Statický výpočet nosné konstrukce .....	112
9.7	Bezpečnost a ochrana zdraví při práci.....	112
9.7.1	Právní a ostatní předpisy k zajištění bezpečnosti a ochrany při práci .....	113

9.8 Závěr technické zprávy.....	113
10 Závěr.....	114
Poděkování.....	114
Seznam obrázků.....	115
Seznam příloh.....	117
Seznam použité literatury.....	118

## Seznam použitých symbolů

$A$	plocha průřezu	$[\text{mm}^2]$
$A_s$	plocha jádra šroubu	$[\text{mm}^2]$
$C_e$	součinitel expozice	$[-]$
$C_{dir}$	součinitel směru větru	$[-]$
$C_{season}$	součinitel ročního období	$[-]$
$I_v$	intenzita turbulence	$[-]$
$I_{y(z)}$	moment setrvačnosti k ose $y(z)$	$[\text{mm}^4]$
$L_{cr}$	vzpěrná délka	$[\text{mm}]$
$M_{Ed}$	návrhová hodnota ohybového momentu	$[\text{kNm}]$
$M_{Rd}$	návrhová hodnota únosnosti průřezu v ohybu	$[\text{kNm}]$
$N$	návrhová hodnota normálové síly	$[\text{kN}]$
$N_{b,Rd}$	návrhová hodnota únosnosti průřezu v tlaku	$[\text{kN}]$
$N_{t,Rd}$	návrhová hodnota únosnosti průřezu v tahu	$[\text{kN}]$
$V_{Ed}$	návrhová hodnota posouvající síly	$[\text{kN}]$
$W_y$	modul průřezu	$[\text{mm}^3]$
$a$	účinná výška svaru	$[\text{mm}]$
$b$	šířka objektu (profilu)	$[\text{mm}]$
$c_o$	součinitel ortografie	$[-]$
$c_r$	součinitel drsnosti	$[-]$
$d_0$	vnitřní průměr hlavy šroubu	$[\text{mm}]$
$e_{1,(2)}$	rozteč šroubů	$[\text{mm}]$
$f_u$	mez pevnosti oceli	$[\text{kN}/\text{mm}^2]$
$f_{ub}$	mez pevnosti šroubu	$[\text{kN}/\text{mm}^2]$
$f_y$	mez kluzu oceli	$[\text{kN}/\text{mm}^2]$
$g_k$	charakteristická hodnota stálého zatížení	$[\text{kN}/\text{m}^2]$

$g_d$	návrhová hodnota stálého zatížení	[kN/m <sup>2</sup> ]
$h$	výška objektu (profilu)	[mm]
$i_y(z)$	poloměr setrvačnosti k ose y (z)	[mm]
$k_\varphi$	rotační tuhost	[]
$q_k$	charakteristická hodnota proměnného zatížení	[kN/m <sup>2</sup> ]
$q_d$	návrhová hodnota proměnného zatížení	[kN/m <sup>2</sup> ]
$q_p$	maximální charakteristický tlak větru	[kN/m <sup>2</sup> ]
$t_f$	tloušťka pásnice profilu	[mm]
$t_w$	tloušťka stěny profilu	[mm]
$v_{b,0}$	výchozí základní rychlost větru	[ms <sup>-1</sup> ]
$v_b$	základní rychlost větru	[ms <sup>-1</sup> ]
$v_m$	charakteristická střední rychlost větru	[ms <sup>-1</sup> ]
$z_0$	kategorie terénu	[-]
$\sigma_\perp$	normálové napětí kolmé k rovině nebezpečného průřezu	[kN/mm <sup>2</sup> ]
$\tau_\perp$	smykové napětí kolmé k ose svaru	[kN/mm <sup>2</sup> ]
$\tau_{//}$	smykové napětí rovnoběžné s osou svaru	[kN/mm <sup>2</sup> ]
$\beta_w$	korekční faktor	[-]
$\gamma$	objemová tíha	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_G$	dílčí součinitel spolehlivosti pro stálá zatížení	[-]
$\gamma_{M0}$	dílčí součinitel spolehlivosti materiálu - únosnost	[-]
$\gamma_{M1}$	dílčí součinitel spolehlivosti materiálu – únosnost vzpěr, klopení	[-]
$\gamma_{M2}$	dílčí součinitel spolehlivosti materiálu – mechanické prostředky	[-]
$\gamma_Q$	dílčí součinitel spolehlivosti pro proměnná zatížení	[-]
$\lambda_y(z)$	štíhlost prvku	[-]
$\bar{\lambda}_{y,(z)}$	poměrná štíhlost prvku	[-]
$\chi_y(z)$	součinitel vzpěrnosti pro příslušné vybočení	[-]



# 1 Úvod

Cílem diplomové práce je provést předběžný návrh ocelové konstrukce mostu – Langerova trámu.

Práce je rozdělena do několika kapitol. První kapitola je věnována teoretickému rozboru obloukových nosných konstrukcí. Začátek je věnován ocelovým mostům obecně a dále se kapitola zabývá přímo obloukovými ocelovými konstrukcemi a je zde popsána problematika Langerova trámu.

V další části se práce věnuje parametrické studii vnitřních sil vybrané mostní konstrukce. Pro tuto studii byla zvolena mostní konstrukce v Karviné. Dle rozměrů konstrukce byly vymodelovány výpočetní modely pomocí MKP softwaru a byly zkoumány vlivy vzepětí a změny tuhosti jednotlivých prvků na vnitřní síly.

Čtvrtá kapitola se zabývá základním návrhem mostní konstrukce. Jsou zde stanoveny rozměry konstrukce, místní podmínky a navrženo konstrukční řešení. Také je vyhotovena základní dokumentace mostu.

Pátá kapitola je věnována zatížení mostní konstrukce pro účel předběžného návrhu a následného posouzení jednotlivých prvků konstrukce. Je zde zahrnuto stálé zatížení, zatížení od dopravy a také zatížení od klimatických podmínek.

Další část diplomové práce je poté věnována předběžnému výpočtu hlavní nosné konstrukce dle základních statických principů. Tyto principy jsou zde také ověřovány pomocí MKP softwaru.

Sedmá kapitola je věnována posudkům hlavních nosných částí ocelové konstrukce a posudku vybraných styčníků. Jsou zde popsány výpočetní modely pro jednotlivé globální analýzy a jejich využití při posudcích.

V osmé kapitole se práce zabývá montáží ocelových konstrukcí, postupům výstavby a rizikům, které mohou při výstavbě nastat.

Závěrem práce je technická zpráva týkající se navržené konstrukce.

## 2 Teoretický rozbor obloukových mostních konstrukcí

Mostní ocelové konstrukce jsou považovány obvykle za nejvýznačnější a nejnáročnější konstrukce, jelikož se jedná o velmi nákladné veřejné stavby, jež tvoří nezbytnou součást komunikačních sítí. Mostní ocelové konstrukce se často vyznačují jak velkým rozpětím, tak i značně velkým pohyblivým zatížením s velkými dynamickými účinky. Proto pro tyto konstrukce platí odedávna podstatně přísnější předpisy, než pro ostatní druhy ocelových konstrukcí.

V mostní populaci představují ocelové mosty poměrně malou část, jelikož se používají pro mimořádné tvary konstrukcí. Jsou také více využívány pro mosty se železniční dopravou. Pro mosty s dopravou silniční se tyto konstrukce nejvíce uplatňují v kombinaci s betonem – spřažení.

Konstrukce mostních objektů by měla být navržena bezpečně, účelně, technicky správně a samozřejmě také hospodárně, vzhledně a úsporně. Hospodárnost takovéto konstrukce je dána nejen cenou ocelové nosné konstrukce, ale i náklady na spodní stavbu. Je nutno dbát na spotřebu materiálu, práci při jeho opracování, na možnosti dopravy na staveniště, a na rychlé a snadné montáži konstrukce.

Mostní konstrukce je nutno navrhovat s vysokou pozorností a pečlivostí. Nekvalitní návrh a následné zřízení konstrukce může mít tragické následky.

### 2.1 Dělení mostních konstrukcí

Mostní konstrukce se dělí na mosty:

- Silniční
- Železniční
- Kombinované (jak pro silniční, tak i pro železniční dopravu)
- Lávky pro pěší
- Průmyslové
- Zvláštní (průplavní, vodovodní, potrubní, jezové, ochranné)

Podle druhů použité konstrukce:

- Pevné
- Pohyblivé (sklápěcí, otočné, posuvné, zdvihací)
- Pontonové a loďové (někdy plovoucí)

Podle určené doby trvání:

- Dočasné, provizorní
- Rozebíratelné (tzv. vojenské)
- Trvalé, definitivní

Podle účelu volného prostoru pod mostem:

- Propustky
- Mosty nad jinou komunikací
- Říční mosty
- Inundační mosty
- Viadukty, estakády

Podle působení na podpěry:

- Mosty s trémovým účinkem
- Mosty s obecně šikmými podporovými tlaky

Podle půdorysného uspořádání:

- Kolmé
- Šikmé

Podle převáděné komunikace:

- V přímé
- V oblouku

Podle polohy mostovky vzhledem k hlavnímu nosníku:

- S horní mostovkou
- S mezilehlou mostovkou
- S dolní mostovkou
- S mostovkou zavěšenou
- S mostovkou vzepřenou

## 2.2 Hlavní části mostů

Mosty se skládají z následujících částí [2]:

- Spodní stavba
- Nosná konstrukce
- Mostní svršek
- Mostní vybavení

### 2.2.1 Spodní stavba

Spodní stavba ocelových mostních konstrukcí je většinou betonová a skládá se z krajních podpěr, popřípadě vnitřních pilířů.

Rozdělení podpor mostů:

- Krajní opěry - označují se jako pravá a levá dle směru říčního toku nebo kilometrování komunikace pod mostem, skládá se ze základu, podpěry s úložným prahem, závěrné zdi a dvou křídel
- Vnitřní pilíře – číslovají se ve směru kilometrování převáděné komunikace, v dolní části je betonový základ, v horní části úložný práh

### 2.2.2 Nosná konstrukce

Části nosné konstrukce mostu:

- Hlavní nosná konstrukce – jedná se o hlavní nosníky, nejčastěji dva, plnostěnné nebo příhradové, popřípadě kombinované
- Mostovka – kostra mostovky, obvykle podélníky a příčnický, v dnešní době už i jiná řešení
- Ztužení – podélné a příčné
- Ložiska
- Mostní závěry

Hlavní nosná konstrukce mostu slouží k překlenutí překážky a je uložena na podporách mostu. Dle tvaru konstrukce mosty dělíme na trémové, rámové, obloukové, visuté a zavěšené.

Účinky zatížení jsou přenášeny z mostního svršku na hlavní nosnou konstrukci pomocí mostovky. Je složena především z příčníků, podélníků a mostovkové desky.



Podélné a příčné ztužení mostu zajišťuje tvar nosné konstrukce a přenáší vodorovné účinky zatížení.

Podporové tlaky hlavní nosné konstrukce jsou na podpory přenášeny pomocí ložisek. Ty také zajišťují polohu mostu a umožňují pohyby, které jsou na mostě vyžadovány.

Mostní konstrukce je na obou svých koncích ukončena mostními závěry. Tyto překrývají dilatační spáry a umožňují přechod z mostu na závěrnou zeď.

### **2.2.3 Mostní svršek**

Tato část konstrukce se nachází na mostovce a její skladba je závislá na druhu a typu dopravy.

Drážní mostní svršek je tvořen kolejnicemi, upevňovacími, pražci, popřípadě mostnicemi, kolejovým ložem, pojistnými nebo zajišťovacími úhelníky, mostní podlahou a dalšími konstrukčními záležitostmi.

Konstrukce svršku mostů pozemních komunikací se skládá z vozovkového a izolačního souvrství, obrubníků, říms a chodníkové vrstvy.

### **2.2.4 Mostní vybavení**

Mezi mostní vybavení patří zábradlí, svodidla, odvodňovače, osvětlení, revizní zařízení, ochranné kryty a cizí zařízení – kabely, potrubí.

## **2.3 Niveleta**

U silničních mostů nazýváme niveletou kótu nejvyšší části mostovky v podélné ose mostu, u mostů s příčně klopenou vozovkou rovněž kótu povrchu vozovky v podélné ose mostu.

Niveleta komunikace může být na mostě vodorovná nebo v jednostranném sklonu, popřípadě může být na mostě navržena i ze zakružovacích oblouků. U silničních mostů se dříve často navrhovala niveleta s nadvýšením, aby byla uprostřed rozpětí mostu získána větší stavební výška. Dnes se návrh mostní konstrukce pokud možno podřizuje požadavkům plynulého provozu na komunikaci. Setkáváme se proto v poslední době někdy i s niveletami navrženými ve tvaru údolnicového zakružovacího oblouku.

## 2.4 Stavební, konstrukční a úložná výška

Výškový rozdíl mezi niveletou mostu a nejnižším bodem mostní konstrukce (ne ložisek) včetně průhybu se nazývá stavební výška. Je ve většině případů omezena požadavkem, aby mostní konstrukce (při největším průhybu) nenarušovala požadovaný volný průtočný, průjezdný nebo plavební prostor nacházející se pod daným mostem. Údaje o průtočném nebo průjezdném profilu spolu s požadovanou kótou nivelety určují projektantovi stavební výšku mostní konstrukce, kterou má k dispozici pro její návrh. Toto výrazně ovlivňuje volbu materiálu a konstrukčního řešení samotné mostní konstrukce.

Při dostačující stavební výšce je obvykle navrhována mostní konstrukce s horní nebo mezilehlou mostovkou. Při malé stavební výšce je nutno most navrhnout s mostovkou spodní, s větší celkovou šířkou.

Možnost dosažení menších stavebních výšek je výhodou právě ocelových konstrukcí. U jiných materiálů tato možnost není.

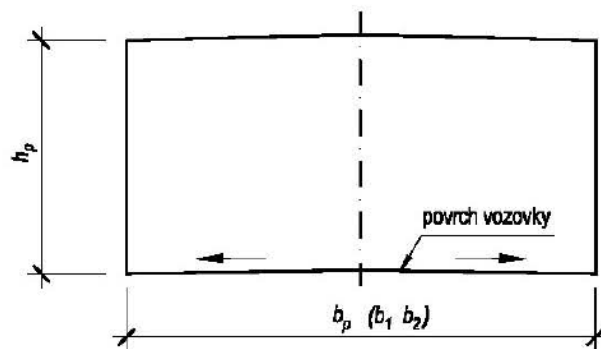
Vlastní výška konstrukce (např. hlavních nosníků), tzv. konstrukční výška může být větší nebo menší než stavební výška.

Pro návrh mostních podpěr je také důležitá úložná výška konstrukce, která je dána rozdílem mezi kótou nivelety a kótou horního povrchu úložného kvádrů (nebo prahu) v ose ložiska.

## 2.5 Prostorové uspořádání mostních konstrukcí pro silniční dopravu

Prostorové uspořádání na mostech pro silniční komunikace se ve většině případů skládá ze dvou částí. První část se nazývá **průjezdní prostor** (Obr. 1), který je určený pro silniční vozidla, popř. chodce a cyklisty, který se musí dodržet v celé délce mostního objektu. Druhou částí je **prostor průchozí** (Obr. 2). Je to světlý prostor určený pro chodce, případně cyklisty, který musí být dodržen v celé délce pásu pro chodce na mostním objektu.

Do průjezdního prostoru smějí za normových podmínek zasahovat u všech pozemních komunikací zvýšené chodníkové obruby, proužky a svodidla. Tvar a rozměry průjezdního a průchozího prostoru se stanovují podle šířkového uspořádání, druhu a třídy pozemní komunikace.



Obr. 1 Průjezdni prostor

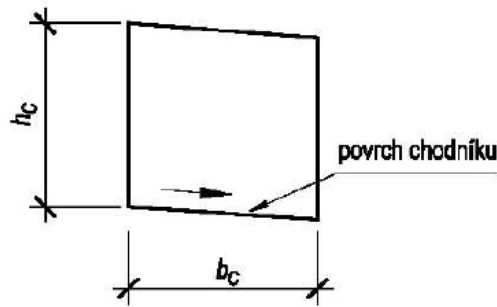
Průjezdni prostor má horní omezení rovnoběžné s povrchem jízdního pásu a boční omezení svislé. Šířka průjezdního prostoru  $b_p$  se stanoví u směrově nerozdělených komunikací jako kategoriální šířka  $b$  silnice nebo šířka hlavního prostoru  $b$  místní komunikace. U směrově rozdělených komunikací se šířka průjezdního prostoru  $b_p$  stanoví jako dílčí volná šířka dopravního prostoru  $b_1, b_2$ . [13] Do průjezdního prostoru je nutno zahrnout i případné přídatné pruhy nebo pruhy přidružené.

Výška průjezdního prostoru  $h_p$  je:

- U dálnic, rychlostních silnic a silnic I. a II. třídy 4,80 m
- U silnic III. třídy a místních komunikací rychlostních a sběrných 4,50 m
- U místních komunikací obslužných a veřejných účelových komunikací 4,20 m
- U podjezdů pod lehkými dopravníkovými mosty a podobným zařízením, ochrannými sítěmi, potrubím a jiným vedením 5,85 m

Průchozí prostor má horní omezení rovnoběžné s povrchem pásu pro chodce nebo cyklisty a boční omezení svislé. Šířka průchozího prostoru  $b_c$  se stanoví dle [13] v závislosti na výhledové intenzitě provozu chodců nebo cyklistů. Základní šířka pruhu pro chodce je 0,75 m. Pás pro chodce je násobkem počtu pruhů. Minimální šířka chodníku na mostu je 1250 mm, pro chodník podél PHS je 1500 mm.

Průchozí prostor se odděluje od hlavního dopravního prostoru bezpečnostním odstupem 0,50 m. Pruh pro chodce se umísťuje na vnější stranu prostoru místní komunikace a veřejných účelových komunikací. Výška průchozího prostoru  $h_c$  je 2,5 m.



Obr. 2 Průchozí prostor

Do průchozího prostoru smějí zasahovat různá doplňková zařízení, např. sloupky svislých dopravních značek, stojky portálů, sloupy veřejného osvětlení, trolejového vedení apod.

Šířkové uspořádání průjezdního prostoru se skládá z jízdnic pásů (přidatných pruhů), vodících proužků, krajnice (zpevněná, nezpevněná) a přidružených pruhů.

Na mostních konstrukcích se navrhují zachytné systémy – svodidla, zábradlí, popř. tlumiče nárazu. Návrh těchto zařízení bývá proveden dle [13].

V případě návrhu mostních objektů přes vodní toky a jejich inundační území, se tyto konstrukce mají navrhovat tak, aby jejich půdorysné a výškové uspořádání nevytvářelo překážku přirozenému odtoku vody při všech odtokových stavech, které se mohou během životnosti mostu vyskytnout.

## 2.6 Obloukové mosty

Obloukové mosty se používají v různých tvarech a statických soustavách, pro malá i velká rozpětí, s mostovkou horní, mezilehlou i dolní.

Oblouková konstrukce se tvarem své střednice přibližuje možné výslednicové čáře, která odpovídá působení vnějšího zatížení. Je proto nejlogičtější tvarem konstrukce vůbec. Díky této podobnosti střednice s výslednicovou čarou, jsou ohybové momenty u oblouků poměrně malé, na rozdíl od rámových konstrukcí.

Tyto konstrukce taky působí příznivým a estetickým dojmem a jsou výhodné z hlediska malé stavební výšky ve střední části mostu.

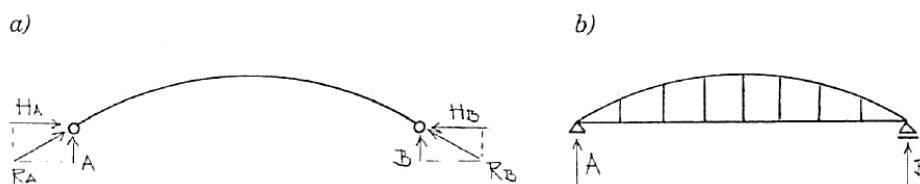
Základními parametry popisujícími tvar oblouku je rozpětí a vzepětí oblouku. Rozpětí udává vodorovnou vzdálenost kloubů nebo míst vetknutí oblouku do základů. Vzepětí oblouku je dáno svislou vzdáleností vrcholu oblouku od spojnice podporových bodů. Poměr vzepětí

a rozpětí se u různých tvarů pohybuje v rozmezí 1/5 až 1/10. Oblouky s větším vzepětím jsou nazývány převýšené a naopak oblouky s menším vzepětím nazýváme plochémi.

## 2.6.1 Dělení obloukových konstrukcí

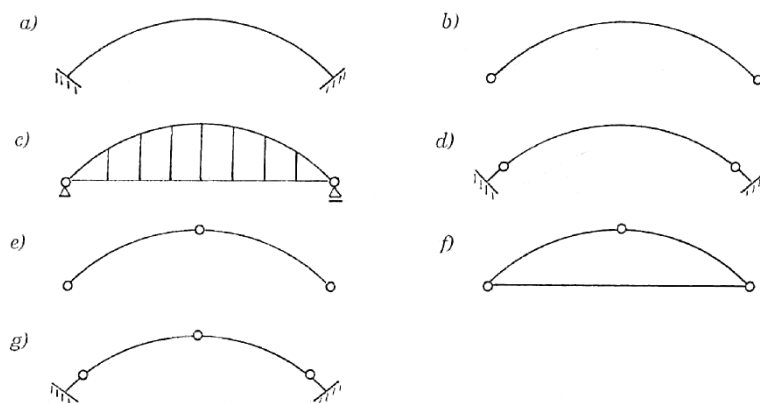
Obloukové mostní konstrukce lze rozdělit dle několika hledisek:

- Dle směru podporových tlaků (Obr. 3)
  - Pravé oblouky – podporové tlaky od svislého zatížení jsou obecně šikmé
  - Nepravé oblouky – podporové tlaky od svislého zatížení jsou svislé (oblouk s táhlem)



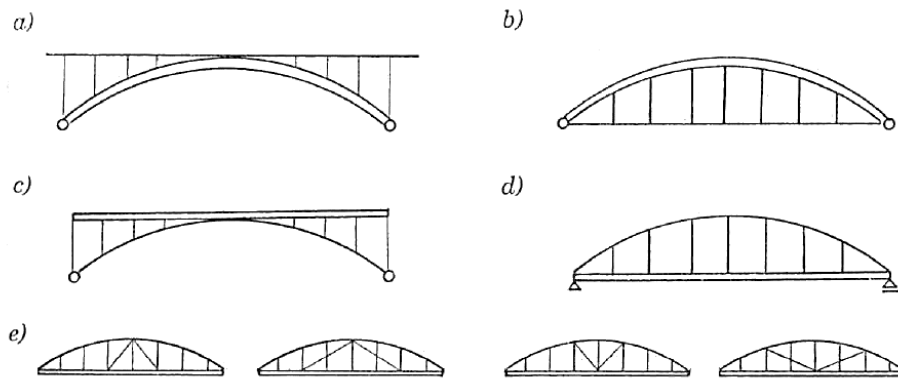
Obr. 3 Podporové tlaky při svislém zatížení: a) pravého oblouku, b) nepravého oblouku

- Dle stupně statické neurčitosti
  - Vetknuté oblouky (Obr.4a) – třikrát staticky neurčité, méně vhodné pro ocelové konstrukce
  - Dvojklobové oblouky (Obr. 4b,c,d) – jednou staticky neurčité, typický systém pro ocelové obloukové mosty, může být doplněn táhlem
  - Trojklobové oblouky (Obr. 4e,f,g) – staticky určité, nejčastěji bez táhla, navrhují se u mostů menších rozpětí při špatných základových podmínkách



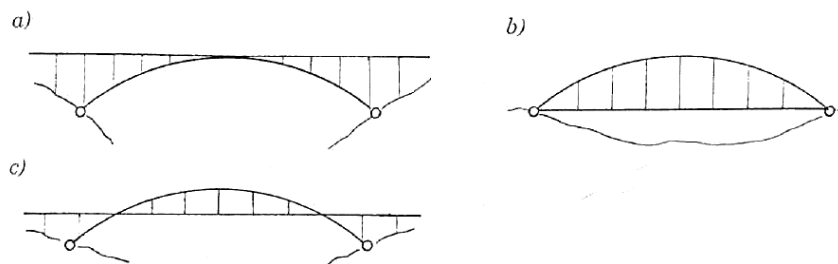
Obr. 4 Oblouky dle stupně statické neurčitosti

- Dle poměru tuhosti oblouku a trámu mostovky
  - Tuhý oblouk (Obr. 5a) – nejčastěji s horní mostovkou, tuhost trámu mostovky je zanedbatelná vzhledem k tuhosti oblouku, trám je na oblouku podepřen stojkami
  - Tuhý oblouk s táhlem (Obr. 5b) – zpravidla mosty s dolní mostovkou, funkci táhla plní trám mostovky, který je na oblouku zavěšen
  - Netuhý oblouk vyztužený tuhým trámem (Obr. 5c) – ohybové momenty přebírá trám, který plní i funkci mostovky. Oblouk tvoří štíhlé pruty přenášející pouze osové síly.
  - Tuhý trám vyztužený netuhým obloukem (Langerův trám), (Obr. 5d,e) – trám přenáší ohybové momenty a navíc i vodorovnou složku obloukové síly



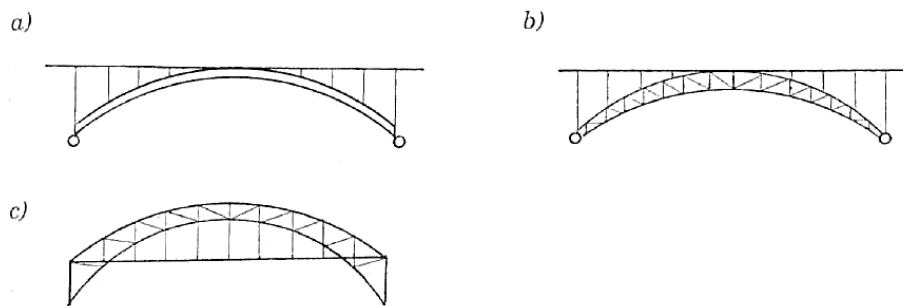
Obr. 5 Oblouky dle poměru tuhosti oblouku a trámu

- Dle polohy mostovky
  - S horní mostovkou (Obr. 6a) – vhodné pro dostatečně hluboká údolí
  - S dolní mostovkou (Obr. 6b) – na plochých územích, v případě malé stavební výšky
  - S mezilehlou mostovkou (Obr. 6c) – alespoň 1/12 rozpětí oblouku nad mostovkou



Obr. 6 Oblouky dle polohy mostovky

- Dle tvaru oblouku
  - Oblouky s rovnoběžnými pásy – za tvar střednice oblouku volíme parabolu, kružnici, elipsu nebo jinou vhodnou křivku
  - Oblouky srpovitého tvaru – zpravidla příhradové provedení
  - Oblouky s výškou zvětšující se k patkám – charakteristické pro vetknuté oblouky



Obr. 7 Oblouky dle tvaru

## 2.7 Langerův trám

Langerův trám neboli tuhý trám vyztužený volným obloukem (Obr. 8), se svým charakterem řadí k nepravým obloukům. To znamená, že podporové tlaky od svislého zatížení jsou taktéž svislé. Jeho využití vyplňuje oblast mezi mosty příhradovými a zavěšenými. Jedná se o staticky i esteticky výhodnou konstrukci, která je poměrně často využívána jak pro železniční mosty, tak i pro mosty převádějící pozemní komunikace. Vhodné rozpětí pro tyto konstrukce se pohybuje od 60 do 100 m. Langerův trám je z architektonického hlediska vhodný především pro přemostění plochých údolí. U tohoto typu mostů je možné využití všech druhů mostovek.

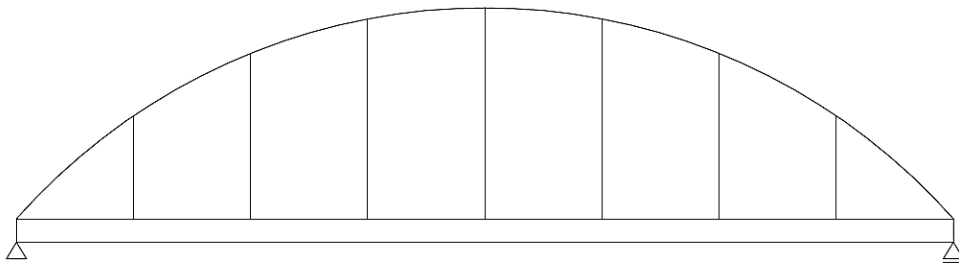
U Langerova trámu se předpokládá, že v místech připojení svislic k oblouku jsou klouby. Vodorovná síla oblouku je přenášena trámem mostovky. Vzepětí oblouku  $f$ , který přenáší pouze osové síly, se volí v rozsahu  $1/5$  až  $1/7$  rozpětí trámu  $L$ . Oblouk je nejčastěji navrhován jako parabola  $2^\circ$ .

Soustava se skládá ze tří hlavních nosných prvků: trámu, oblouku a ze závěsů. Trám se běžně ve většině případů navrhuje jako svařovaný plnostěnný nosník průřezu I s výztuhami, výjimečně úzký a vysoký komorový nosník. Vyčnívá-li výztužný trám nad vozovku, může být účelné převést chodníky vně hlavních nosníků na konzolách příčniců. Výška trámu se pohybuje

v rozmezí  $1/25$  až  $1/50$  rozpětí. Oblouk se obvykle u svařovaných mostů navrhuje jako polouzavřený nebo komorový průřez. Je nutné, aby měl co největší únosnost ve vzpěrném tlaku, zejména pro vybočení z roviny oblouku. Montážní styky se dělají obvyklým způsobem, nýtované, nebo i kontaktní, jelikož přenáší pouze tlak. Závěsy se navrhují z trubek, I průřezů nebo z pásového průřezu. Někdy se po zmenšení průřezu využívají výztužné ocelové diagonály.

Největší konstrukční potíží u tohoto typu konstrukce je vhodné zapojení obloukového prutu do průřezu trámu, proto je vhodné věnovat tomuto detailu zvýšenou pozornost.

Výhodou těchto konstrukcí je to, že působí příznivým a estetickým dojmem vzhledem k okolní krajině. Dále je také velkým přínosem malá konstrukční výška oblouků. Nevýhodou je poté značně větší pracnost při výrobě jednotlivých dílců a při následné montáži.



Obr. 8 Langerův trám – statické schéma



### 3 Parametrická studie

Součástí této diplomové práce byla provedena parametrická studie ocelového mostu – Langerova trámu, která se zabývá zkoumáním vlivu poměru vzepětí a rozpětí mostu na změny vnitřních sil na konstrukci. Dále se zabývá poměrem tuhostí hlavního nosného trámu a netuhého oblouku a tuhosti přípoje parabolického oblouku na hlavní nosný trám.

#### 3.1 Konstrukce mostu vybraná pro studii

Pro tuto studii byl vybrán silniční most v Karviné (Obr. 9). Jedná se o ocelový obloukový most, který byl postaven v roce 2011 jako náhrada za most postižený povodněmi v roce 2010.

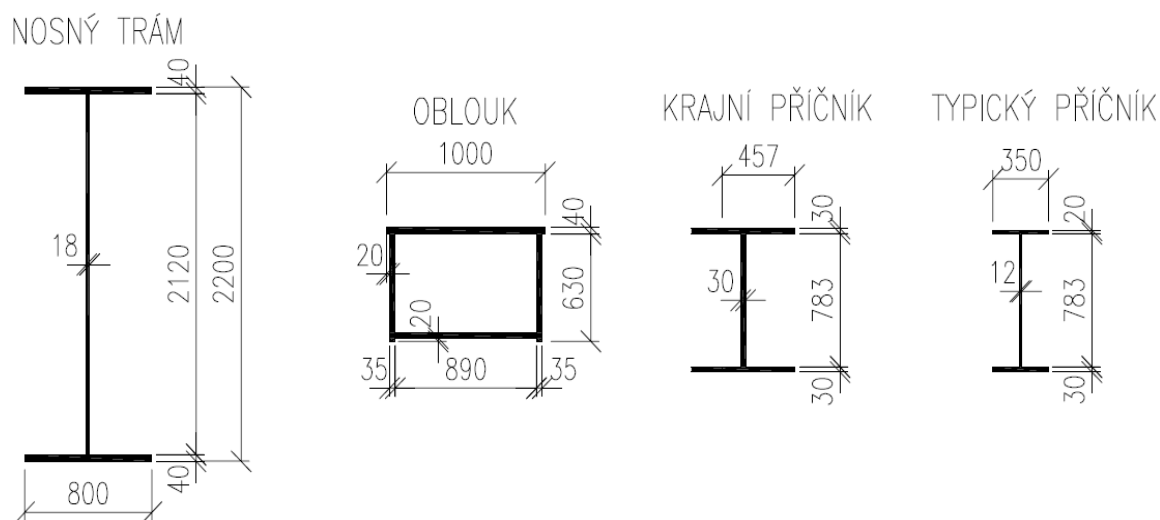
Tento most je spojitý o třech polích a převádí čtyřproudou směrově rozdělenou komunikaci. Hlavní nosný trám je v nejdelším poli vyztužen ocelovými oblouky – Langerův trám.

Pro účely této studie byly tomuto mostu odebrány krajní pole a byl zkoumán jako prostý nosník.



Obr. 9 Reálné fotografie konstrukce

Hlavní nosnou konstrukci tedy tvoří dva nosné trámy (I profily) vyztužené parabolickými oblouky (komorový průřez), (Obr. 10). Tyto trámy jsou v pravidelných vzdálenostech propojeny příčnicí. Oblouky jsou bez zavětrování a jsou svisle propojeny s trámy 6 táhly Macalloy. Půdorysná vzdálenost hlavních nosníků je 18,6 m a celková délka mostu je 67,375 m (délka vnitřního pole spojitého nosníku)- Vzepětí oblouku je 10 m.

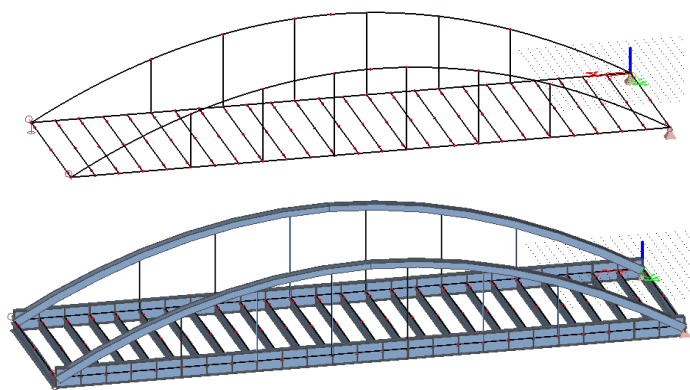


Obr. 10 Ukázka průřezů zvoleného ocelového mostu

### 3.2 Zkoumané modely

Parametrická studie obloukového mostu vychází ze základního výpočetního modelu, který je vymodelován v programu Scia Engineer dle předlohy reálné konstrukce mostu v Karviné. Tuhosti jednotlivých prvků byly pro základní model ponechány stejné jako v reálné konstrukci.

Tento prutový model (Obr. 11) byl zatížen stálým, dopravním a klimatickým zatížením. Z tohoto zatížení byly vytvořeny kombinace pomocí software. Tento model byl poté upravován pro potřeby jednotlivých částí studie.



Obr. 11 Základní model vytvořený pomocí Scia Engineer

### 3.2.1 Model pro změnu vzepětí

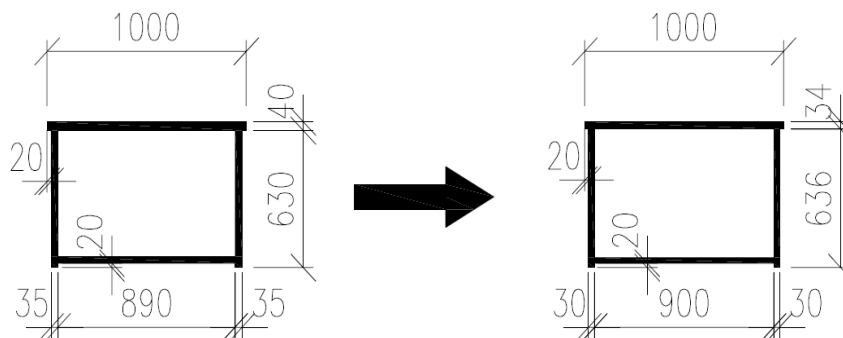
Pro porovnání přenášení sil mezi jednotlivými prvky v závislosti na poměru výšky vzepětí a délky rozpětí byly namodelovány tři základní modely se základními parametry prvků.

Jelikož meze pro návrh výšky vzepětí Langerova trámu jsou  $1/5 L$  až  $1/7 L$  a reálná konstrukce (vzepětí 10 m) splňuje přibližně hodnotu  $1/7 L$ , byla tedy zvolena jako mezní. Další mezní hodnotou bylo zvoleno vzepětí 13 m. Pro přesnější prozkoumání výsledků byl namodelován třetí, mezilehlý, model s obloukem o vzepětí 11,5 m.

### 3.2.2 Model pro změnu poměru tuhosti prvků

Pro tuto část studie zabývající se rozdílnými tuhostmi (parametry) hlavního nosného trámu a netuhého oblouku byly provedeny dvě základní varianty porovnání. První variantou bylo, že se tuhost ubírala na nosném vyztuženém trámu, druhá se zabývá snižováním tuhosti oblouku. U první varianty ovšem stále muselo platit pravidlo, že trám musí zůstat tužší než oblouk, z čehož vychází původní konstrukce – Langerův trám.

Tuhost jednotlivých prvků byla ubírána procentuálně. Nejprve o 5%, poté o 15, 30 a 50% ze základních tuhostí prvku (Obr. 12). Na průřezech jednotlivých prvků bylo ubíráno z jednotlivých tlouštěk pásnic a stojin. Geometrie průřezů zůstala zachována.



Obr. 12 Ukázka změny tuhosti průřezu oblouku

Pro tuto část studie bylo v programu Scia Engineer vymodelováno celkem 24 prutových modelů. Z toho 12 pro část oslabování trámu a 12 pro část oslabování oblouku.

### 3.2.3 Model pro změnu tuhosti přípoje oblouku k nosnému trámu

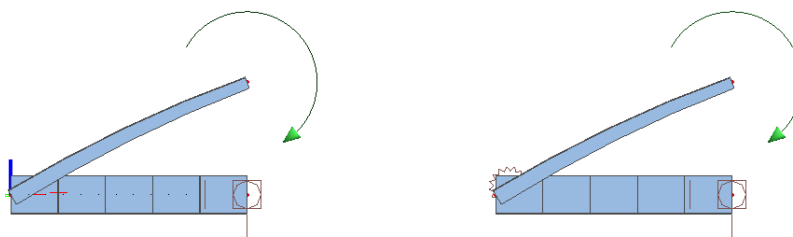
Jako další problematice se studie věnuje tuhosti přípoje oblouku k nosnému trámu. U Langerova trámu se předpokládá, že bude tento spoj nekonečně tuhý. Studie je věnována tomu, co se stane s konstrukcí ohledně vnitřních sil, pokud tato tuhost nebude dodržena, například neodbornou výrobou a montáží konstrukce.

Pro tuto studii bylo zapotřebí nejdříve pro výpočetní model zjistit, jaká tuhost odpovídá „nekonečné“ tuhosti tohoto spoje se kterou je počítáno v základním modelu. Pro tuto potřebu byly vyhotoveny dva jednoduché prutové modely styčníku (Obr. 13), kde u prvního byl spoj proveden monoliticky (vetknutí) a ve druhém kloubově.

Tyto modely byly ve vrcholu zatíženy jednotkovým momentem a byly zkoumány deformace v místě zatížení.

Z tohoto modelu byla stanovena základní tuhost styčnicků, ze které bylo poté odebráno, a byla zkoumána závislost vnitřních sil na této tuhosti.

Pro tuto část studie bylo zhotoveno 15 výpočetních modelů.



Obr. 13 Model pro stanovení základní tuhosti styčníku

### 3.3 Vyhodnocení

U všech modelů byly získány ze software Scia Engineer maximální vnitřní síly na jednotlivých prvcích, které byly následně porovnávány v software Microsoft Office Excel a bylo sledováno jejich chování v jednotlivých zvolených variantách.

#### 3.3.1 Porovnání změny vzepětí

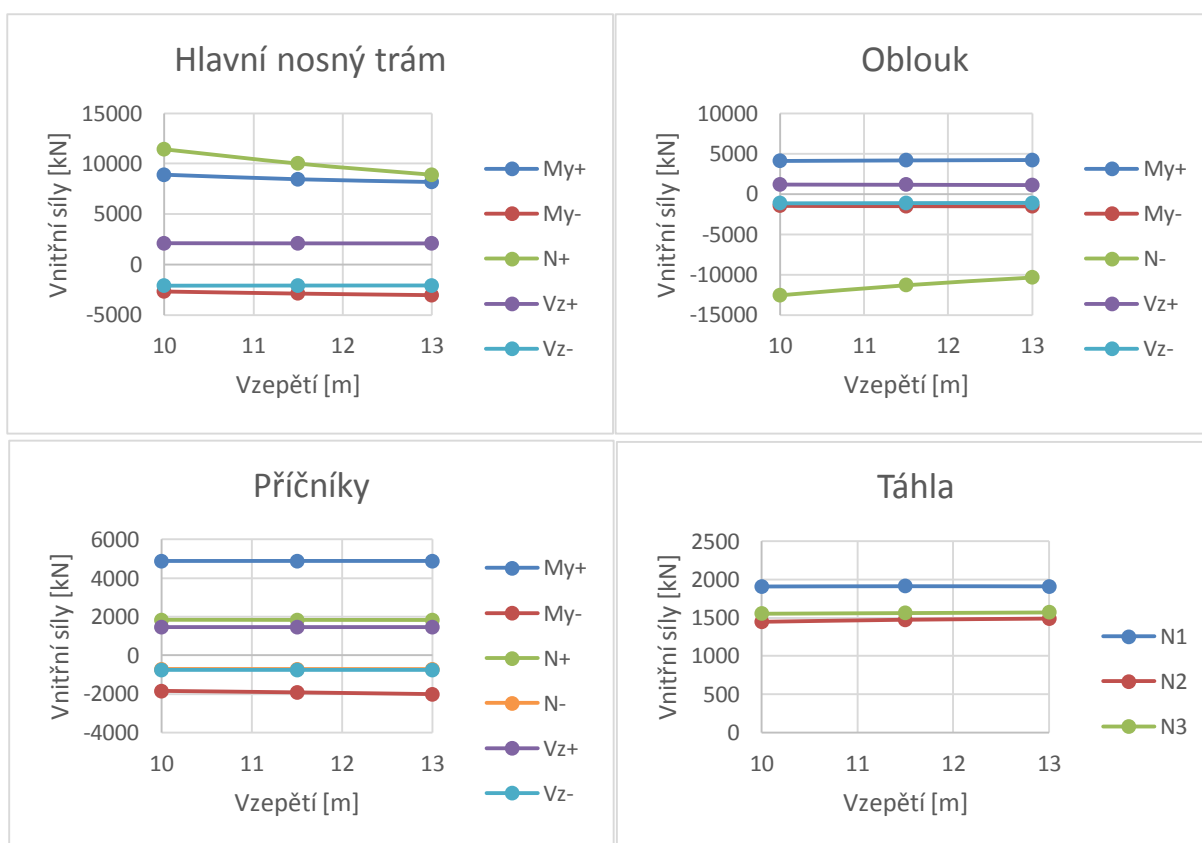
Druh konstrukce	Vnitřní síly	±	Vzepětí [m]		
			10	11,5	13
Hlavní nosný trám	My	+	8910,51	8459,06	8184,36
		-	-2684,31	-2889,61	-3045,65
	N	+	11430,1	10014,34	8903,28
		-	0	0	0
	Vz	+	2111,1	2096,16	2088,84
		-	-2105,12	-2090,17	-2082,85
Oblouk	My	+	4091,78	4157,4	4207,00
		-	-1484,97	-1519,02	-1537,53
	N	+	0	0	0
		-	-12575,31	-11326,06	-10372,37
	Vz	+	1163,66	1137,21	1102,05
		-	-1163,69	-1137,24	-1102,08
Příčnický	My	+	4886,11	4887,43	4887,96
		-	-1841,43	-1919,94	-2009,10
	N	+	1839,44	1834,92	1830,06
		-	-709,69	-711,63	-714,82
	Vz	+	1460,79	1460,83	1460,95
		-	-755,03	-755,05	-755,01
Táhla	N1	+	1907,58	1911,00	1909,11
	N2	+	1446,25	1472,96	1488,29
	N3	+	1551,74	1560,04	1568,56

Tab. 1 Ukázka srovnání vnitřních sil pro jednotlivá vzepětí

V tabulce jsou uvedeny maximální vnitřní síly při zachování průřezů z reálné konstrukce. Tyto vnitřní síly jsou vypsány pro tři varianty vzepětí netuhého oblouku. Červeně jsou vyznačeny vždy největší hodnoty ze všech tří variant, zeleně poté hodnoty sice největší, ale v porovnání s ostatními, se zanedbatelnou změnou.

Z tabulky je patrné, že vlivem zvyšování vzepětí oblouku dochází k celkovému poklesu převážně všech vnitřních sil na hlavním nosném trámu i oblouku, kde ale naopak dochází k jemnému nárůstu momentů. Tento nárůst ale není poměrově stejný jako úbytek na nosném trámu, je menší. Největší skok nastal v normálových silách na oblouku a na nosném trámu, kde se síly mezi jednotlivými mezemi lišily až o cca 2000 kN. Síly na příčnicích a v táhlech se téměř nemění, tudíž můžeme prohlásit, že vzepětí má na tyto síly jen minimální vliv.

Tyto hodnoty byly vyneseny do grafů pro lepší prezentaci a přehlednost výsledků.

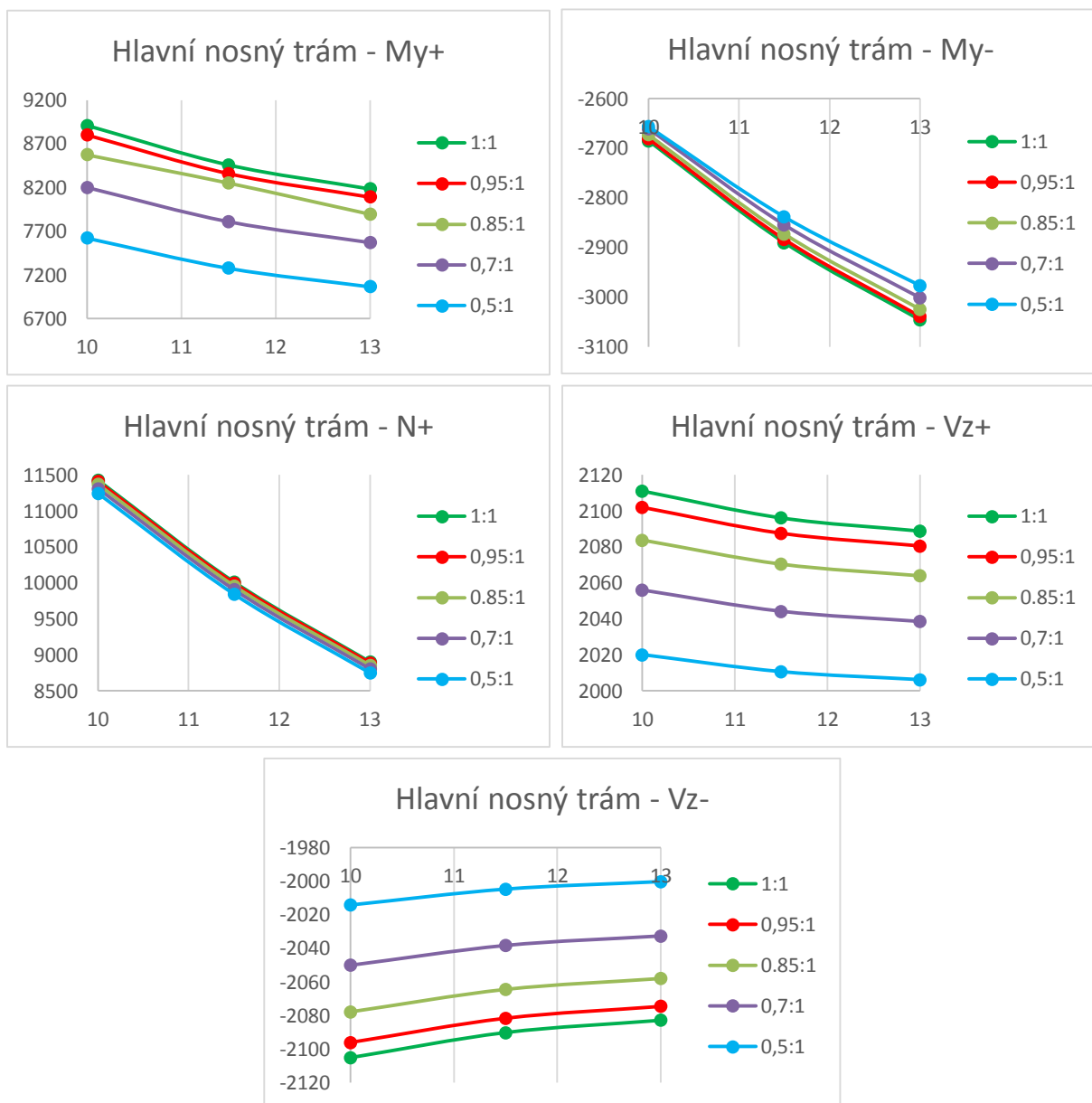


Obr. 14 Grafy vnitřních sil v jednotlivých prvních v závislosti na vzepětí

### 3.3.2 Porovnání změny tuhostí nosného trámu

Jak už bylo zmíněno, nosná konstrukce byla namodelována pro několik variant procentuálního oslabení pásnic a stojiny hlavního nosného trámu. Tyto varianty byly mezi sebou porovnávány a byl vyhodnocen vliv změny této tuhosti na konstrukci a její vnitřní síly.

- **Hlavní nosný trám**



Obr. 15 Vnitřní síly na hlavním nosném trámu

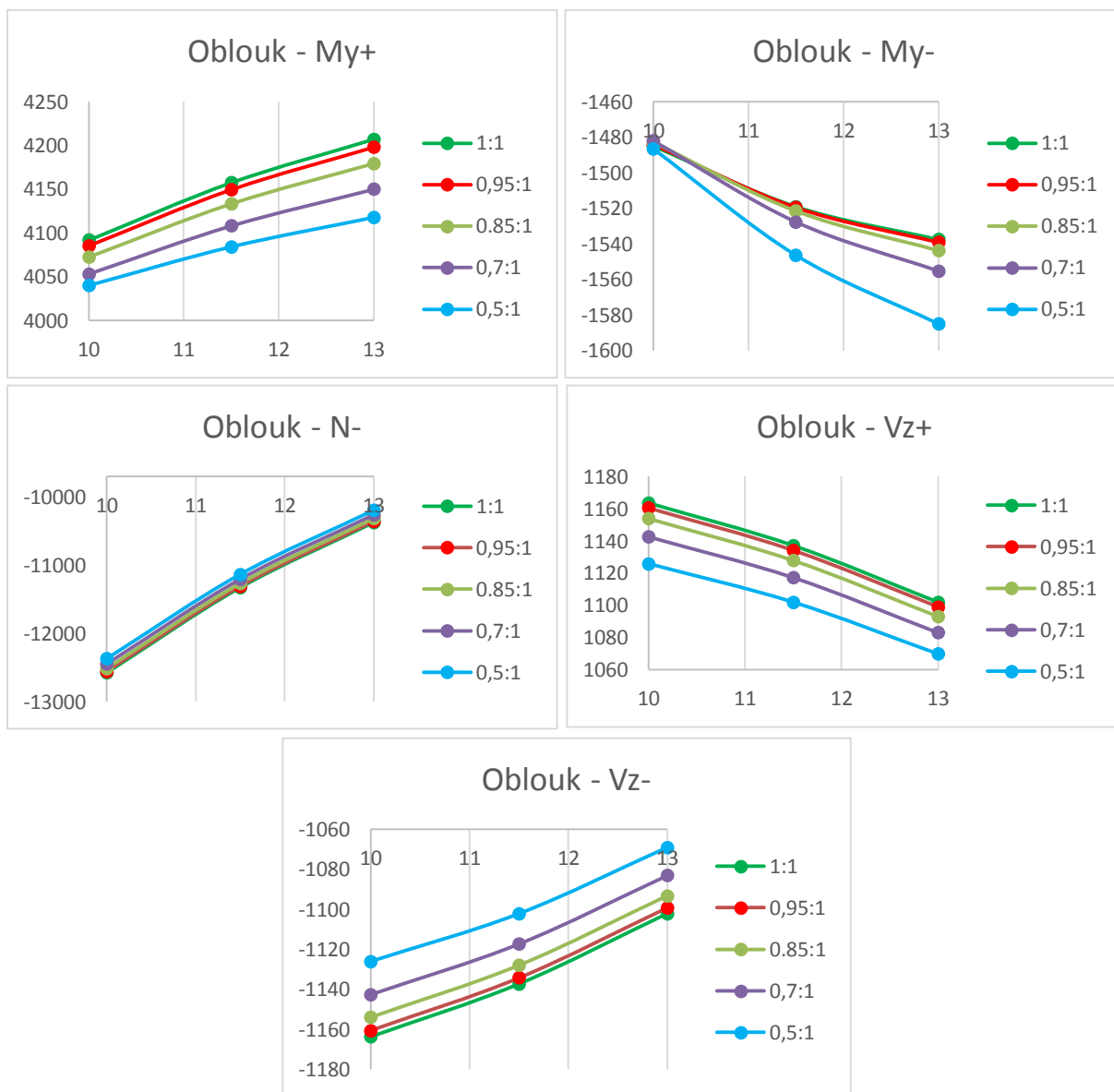
Na výše uvedených grafech je možno vidět chování jednotlivých vnitřních sil na nosném trámu. Co se týče ohybových momentů, můžeme sledovat, že čím více oslabíme průřez, tím

více ohybové momenty klesají. Dále je zde poznat, že rozestupy mezi jednotlivými variantami oslabení jsou větší u kladných ohybových momentů. U záporných jsou tyto rozestupy zanedbatelné.

Normálové síly mají poměrově stejné rozestupy mezi jednotlivými variantami a to v rámci 40 – 50 kN. Posouvající síly mají rozestupy v rámci 10 – 20 kN.

Jak už bylo výše zmíněno, v závislosti na vzepětí síly na trámu ve většině případů klesají, a to ve všech variantách oslabení.

- **Netuhý oblouk**

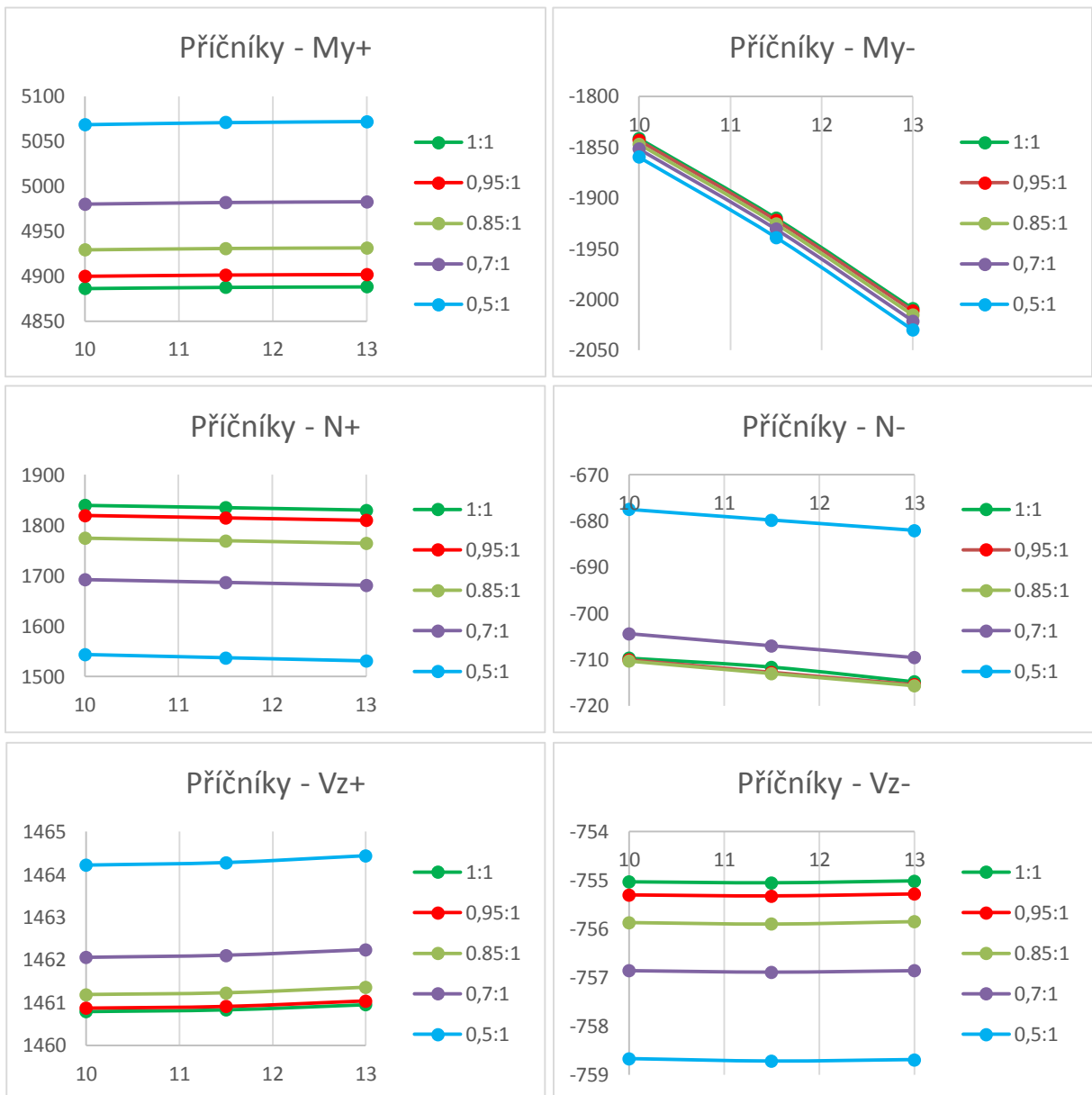


Obr. 16 Vnitřní síly na ztužujícím oblouku



Z grafů lze opět vyčíst, že kladné i záporné ohybové momenty klesají s větším snížením tuhosti trámu. Je taky patrné, že s větším vzepětím také stoupají rozestupy mezi jednotlivými variantami. To můžeme pozorovat hlavně na grafu záporných ohybových momentů. Normálové síly si zachovávají stejný princip chování jako u nosného trámu, ale naopak stoupají se stejnými rozestupy. Co se týče posouvajících sil, taktéž můžeme sledovat stejné chování jako u trámu, zachovávají se poměrově stejné rozestupy mezi velikostmi sil pro jednotlivé varianty.

• **Příčnky**

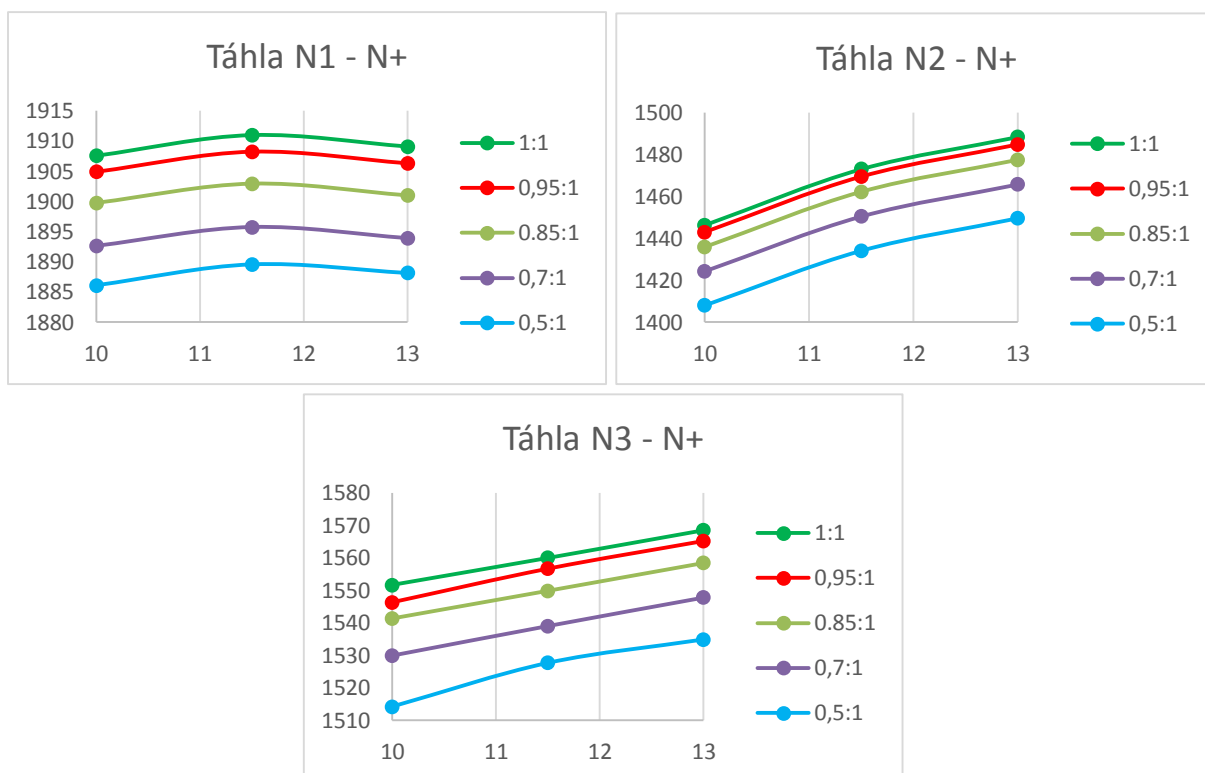


Obr. 17 Vnitřní síly na příčnicích

Maximální kladné ohybové momenty na příčnicích rostou, čím více průřez trámu oslabíme, tím více sil se přenesou do příčníků. Pokud budeme porovnávat normálové síly tak vzhledem k oslabení klesají stejně jako síly v nosném trámu. Posouvající síly se v porovnání se silami v trámu chovají opačným způsobem, tedy rostou s oslabením.

Největší změnu vzhledem k vzepětí zde převzaly záporné ohybové momenty.

- **Táhla**



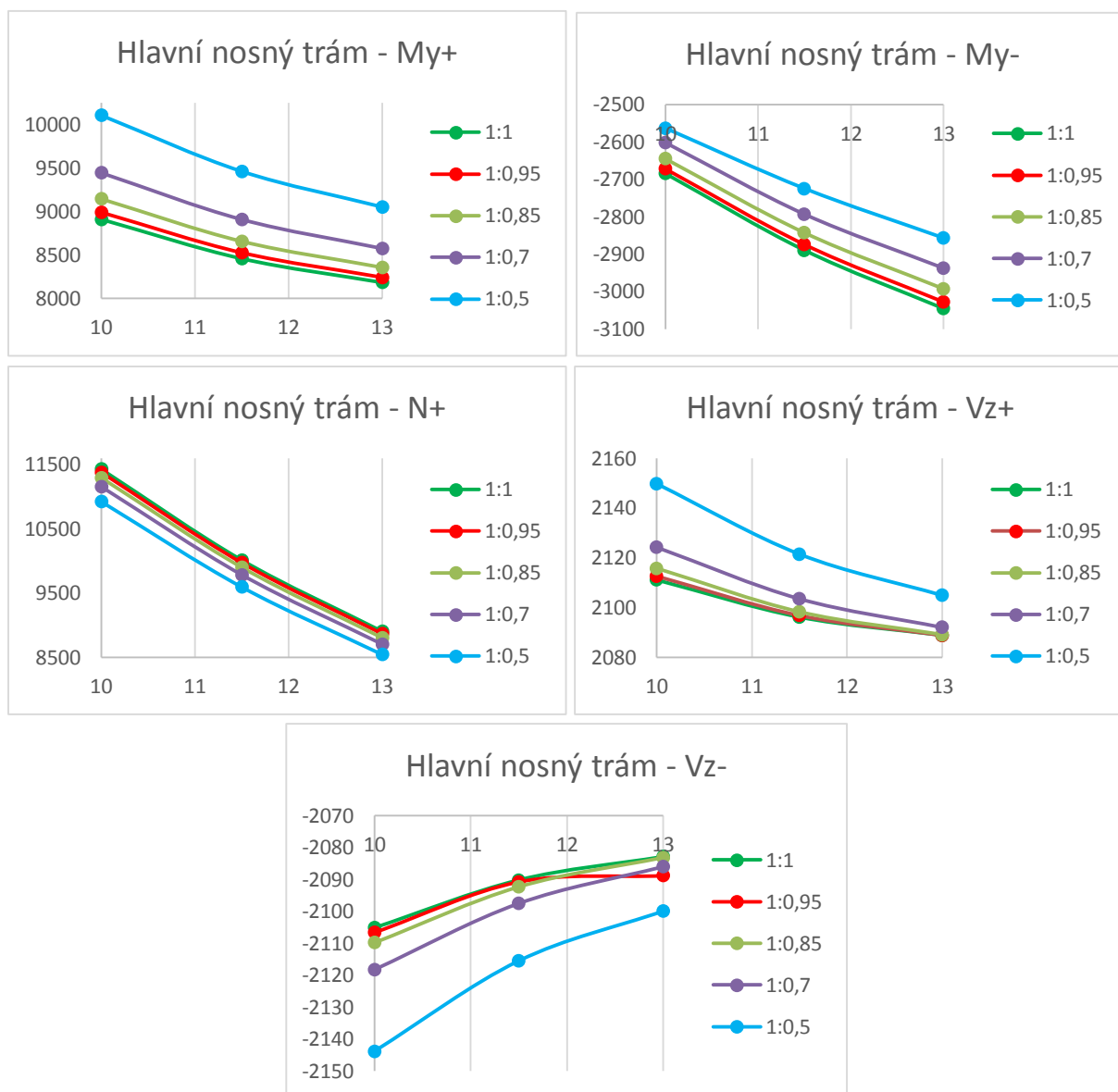
Obr. 18 Vnitřní síly na táhlech

Velikost sil v táhlech se s ohledem na tuhost nosného trámu nijak radikálně neměnila. Největší síla byla stanovena v táhle N1 na kraji nosníku. Zajímavostí je, že tato síla vzhledem k poměru vzepětí ku rozpětí stoupla pro variantu se vzepětím 11,5 m, ale pak opět klesla pro model se vzepětím 13 m. Síly v ostatních táhlech se držely přibližně na stejných velikostech pro všechny varianty.

### 3.3.3 Porovnání změny tuhosti ztužujícího oblouku

V těchto modelech byl oslabován průřez oblouku. Varianty oslabení byly totožné, opět se oslabovaly pouze pásnice uzavřeného průřezu. Geometrie zůstala zachována.

- **Hlavní nosný trám**



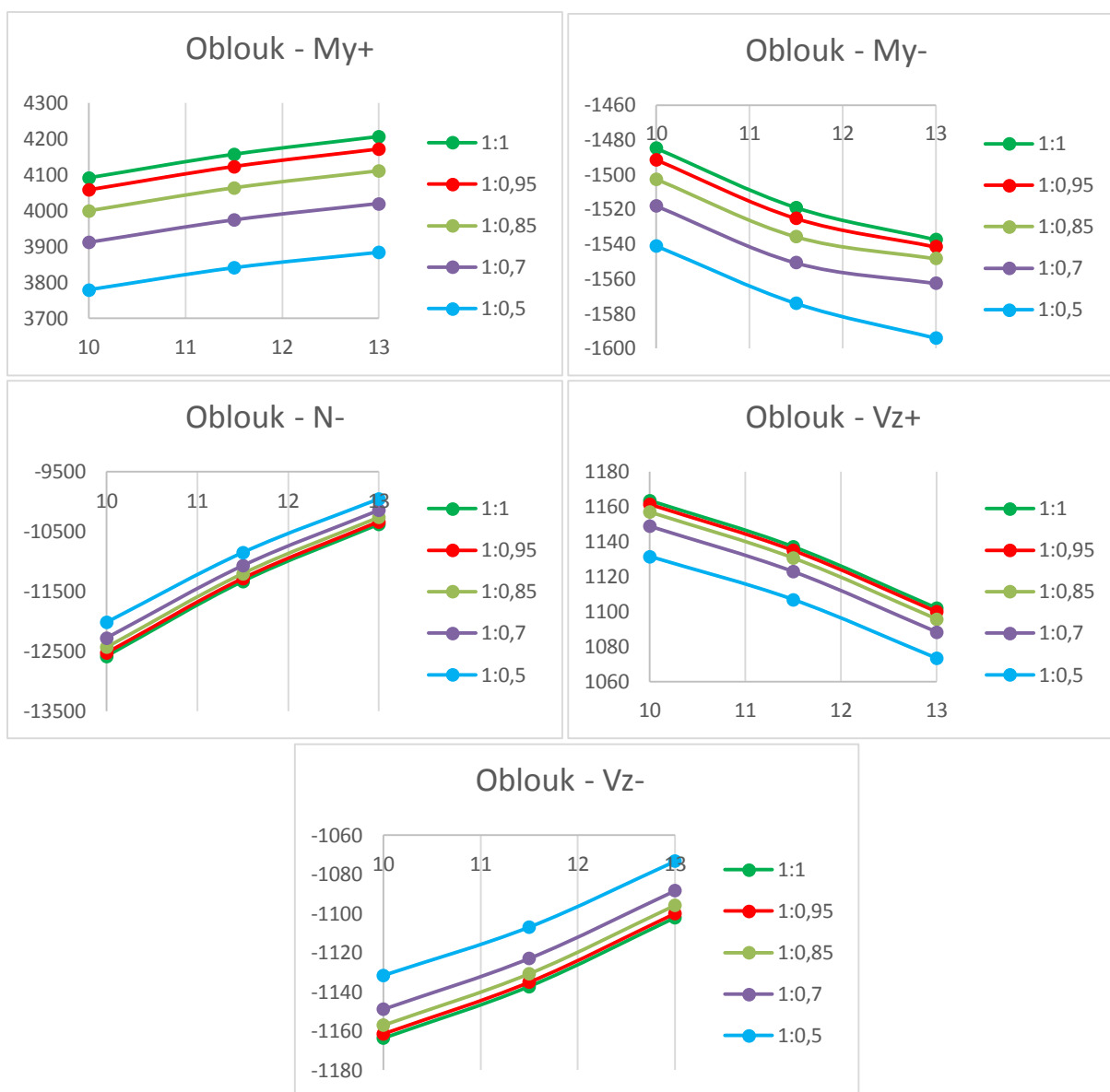
Obr. 19 Vnitřní síly na hlavním nosném trámu

Z grafů je patrné, že při oslabení netuhého oblouku dochází k podobným změnám v konstrukci jako v předešlých případech oslabení nosného trámu. Vyjádřené křivky mají podobný tvar a průběh. Rozdíl ovšem spočívá v tom, že některé vnitřní síly jsou mnohem vyšší

než v případě oslabení nosného trámu. Další rozdíl je vidět například na křivkách kladného ohybového momentu a posouvajících sil, kdy síly stoupají tím více, čím více tuhost snižujeme. Tedy úplně opačné chování než v předchozím případě.

Na hodnotách vzrostly především tedy kladné ohybové momenty (až o 1000 kN) a posouvající síly v řádech stovek kN. U posouvajících sil je taky patrný skokový rozestup mezi variantou oslabení o 30 % a variantou oslabení o 50 %.

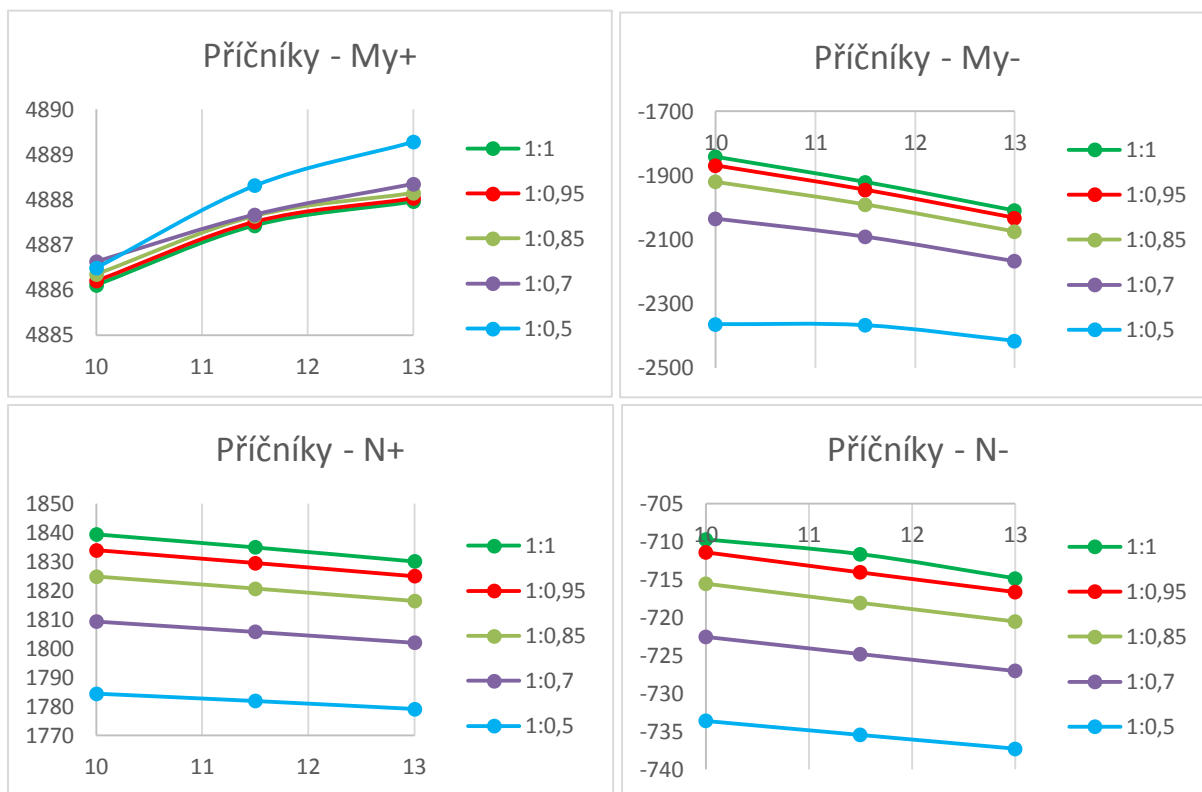
- **Netuhý oblouk**



Obr. 20 Vnitřní síly na ztužujícím oblouku

V porovnání s křivkami oslabovaného trámu jsou tyto křivky téměř totožné, co se týče tvaru křivky i dosahovaných hodnot. Jediný větší rozdíl nastává u kladných i záporných ohybových momentů, kdy se zvětšily rozestupy mezi jednotlivými variantami oslabení.

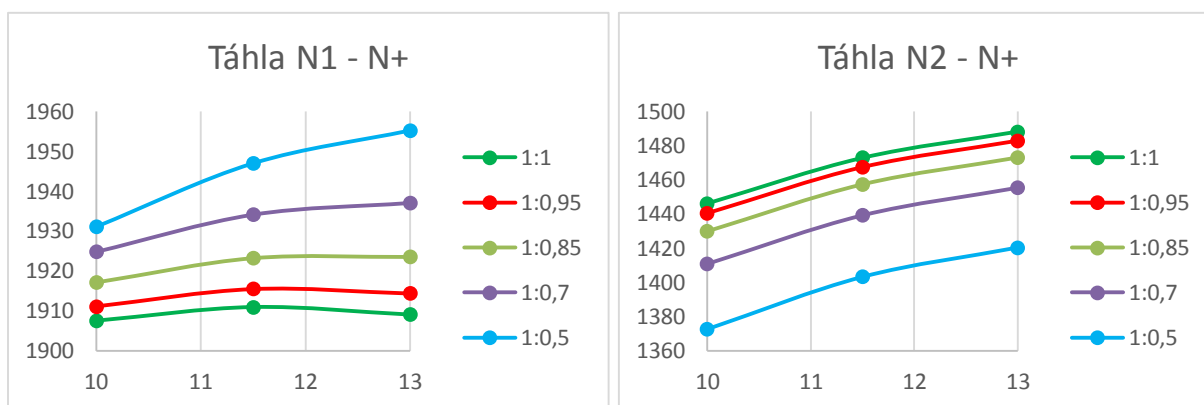
- **Příčnicky**



Obr. 21 Vnitřní síly na příčnicích

Na příčnicích nastaly změny ve tvaru křivky pro kladné ohybové momenty. Zatímco u oslabovaného nosného trámu se síly velmi neměnili vlivem vzepětí, tady nastávají rozdíly. Síly s větším vzepětím rostou a nabývají vyšších hodnot. Je zde vidět opačný systém rozestupů, kdy v předchozím případě byly rozestupy větší u kladných ohybových momentů, tady je tomu tak u záporných. U normálových sil dochází ke stabilnějším rozestupům mezi jednotlivými variantami. Posouvající síly se mění pouze nepatrně avšak je zajímavé, že záporné posouvající síly vzhledem k vzepětí nejprve klesnou a poté se zase zvýší.

- **Táhla**



Obr. 22 Vnitřní síly v táhlech

Změna nastává v táhle číslo N1, kde dochází k navýšení jednotlivých tahových sil pro všechny varianty oslabení. Táhla tedy přebírají něco ze sil, které klesnou u oblouku.

### 3.3.4 Porovnání změny tuhosti přípoje oblouku na hlavní nosný trám

V této části studie byl sledován vliv snížení tuhosti přípoje parabolického oblouku a hlavního nosného trámu.

Tuhost přípoje byla snižována až k úplné nule, kdy v místě spoje vznikl kloub.

Druh konstrukce	Vnitřní síly	±	Tuhost přípoje [MNm/rad]														
			0	250	500	1000	1500	2500	5000	10000	15000	20000	25000	50000	75000	100000	∞
Hlavní nosný trám	My	+	8543,71	8655,19	8714,73	8777	8809,22	8842,19	8872,84	8890,66	8897,03	8900,18	8902,31	8906,36	8907,74	8908,43	8910,51
		-	0	0	-534,26	-1206,59	-1554,09	-1922,24	-2264,33	-2463,01	-2534,08	-2570,59	-2592,83	-2638,05	-2653,36	-2661,05	-2684,31
	N	+	11396,3	11406,73	11412,24	11417,95	11420,89	11423,9	11426,69	11428,31	11428,88	11429,18	11429,36	11429,73	11429,85	11429,91	11430,1
		-	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Vz	+	1798,72	1893,51	1944,16	1997,19	2024,65	2052,78	2078,93	2094,14	2099,59	2102,38	2104,09	2107,55	2108,73	2109,32	2111,1
		-	-1782,94	-1887,59	-1938,23	-1991,25	-2018,7	-2046,81	-2072,96	-2088,17	-2093,61	-2096,4	-2098,11	-2101,57	-2107,74	-2103,33	-2105,12
Oblouk	My	+	0	1248,57	1913,54	2607,64	2966,27	3332,98	3673,6	3871,42	3942,19	3978,55	4000,69	4045,72	4060,96	4068,62	4091,78
		-	-2994,84	-2500,19	-2254,77	-1998,4	-1865,87	-1730,31	-1615,63	-1553,83	-1531,71	-1520,35	-1513,43	-1499,36	-1494,6	-1492,2	-1484,97
	N	+	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		-	-12715,29	-12671,61	-12648,61	-12625,04	-12612,87	-12600,56	-12589,22	-12582,64	-12580,28	-12579,09	-12578,34	-12576,84	-12576,33	-12576,08	-12575,31
	Vz	+	909,06	986,6	1027,93	1071,13	1093,47	1116,32	1137,57	1149,91	1154,32	1156,59	1157,97	1160,78	1161,74	1162,21	1163,66
		-	-909,02	-986,57	-1027,92	-1071,13	-1093,48	-1116,34	-1137,59	-1149,93	-1154,35	-1156,62	-1158	-1160,81	-1161,76	-1162,24	-1163,69
Příčnky	My	+	4886,11	4886,11	4886,11	4886,11	4886,11	4886,11	4886,11	4886,11	4886,11	4886,11	4886,11	4886,11	4886,11	4886,11	4886,11
		-	-1840,79	-1840,93	-1841,03	-1841,14	1841,2	1841,27	-1841,34	-1841,38	-1841,4	-1841,4	-1841,41	-1841,42	-1841,42	-1841,42	-1841,43
	N	+	1842,18	1841,36	1840,92	1840,45	1840,21	1839,96	1839,73	1839,6	1839,55	1839,52	1839,51	1839,48	1839,47	1839,46	1839,44
		-	-707,05	-707,61	-707,91	-708,23	-708,39	-708,56	-708,72	-708,81	-708,85	-708,86	-708,87	-708,89	-708,9	-708,91	-709,69
	Vz	+	1460,79	1460,79	1460,79	1460,79	1460,79	1460,79	1460,79	1460,79	1460,79	1460,79	1460,79	1460,79	1460,79	1460,79	1460,79
		-	-755,03	-755,03	-755,03	-755,03	-755,03	-755,03	-755,03	-755,03	-755,03	-755,03	-755,03	-755,03	-755,03	-755,03	-755,03
Táhla	N1	+	2410,72	2257,12	2175,36	2090,03	2045,94	2000,86	1958,98	1934,66	1925,97	1921,50	1918,77	1913,24	1911,37	1910,43	1907,58
	N2	+	1313,2	1353,83	1375,45	1398,02	1409,67	1421,59	1432,66	1439,09	1441,39	1442,57	1443,29	1444,75	1445,25	1445,5	1446,25
	N3	+	1545,03	1547,08	1548,17	1549,31	1549,89	1550,5	1551,05	1551,38	1551,49	1551,55	1551,59	1551,66	1551,69	1551,7	1551,74

Obr. 23 Ukázka tabulky sledovaných vnitřních sil

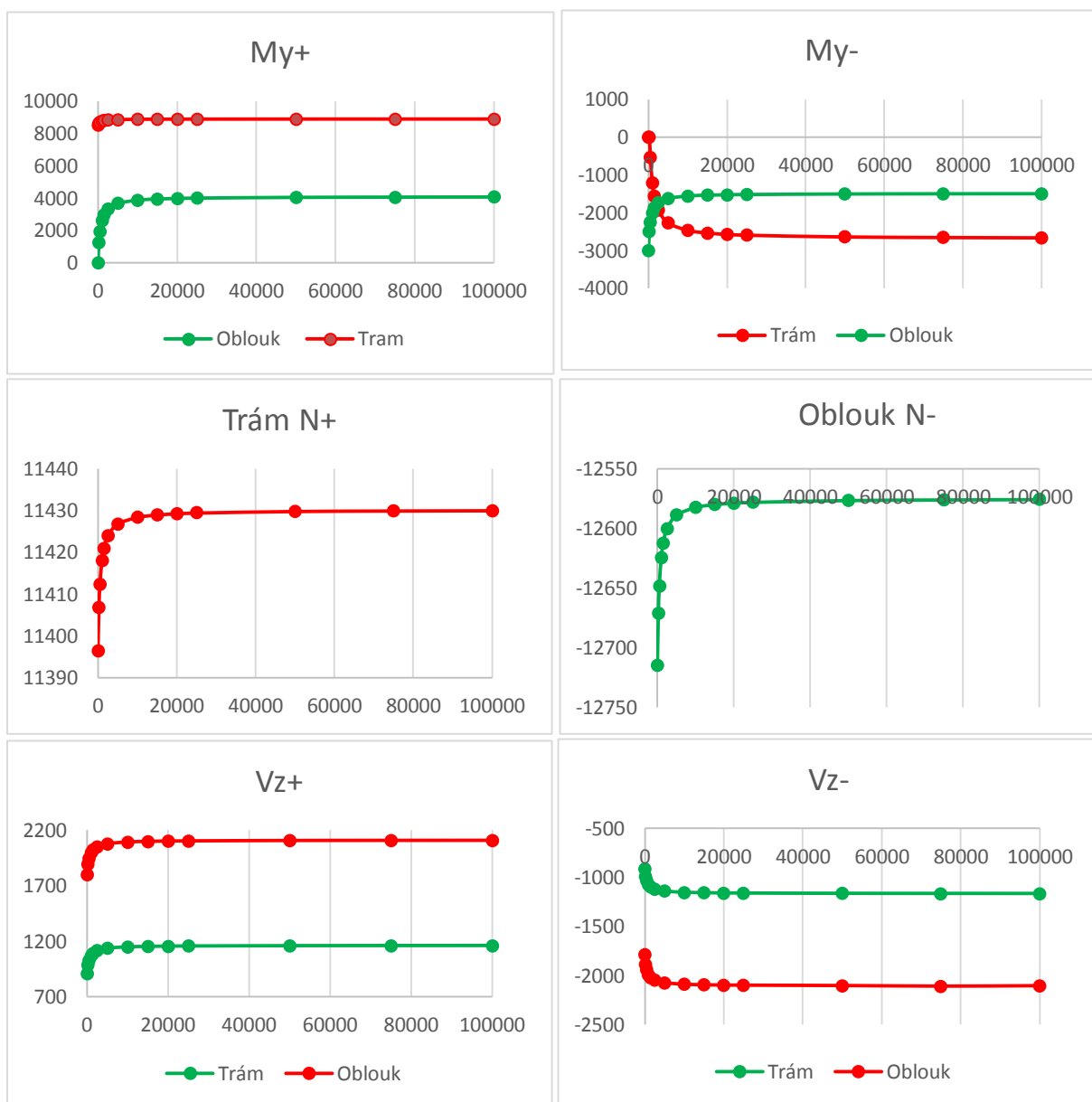
Tyto hodnoty byly opět vloženy pro přehlednost do grafů, ze kterých je patrná nelineární závislost nárůstu vnitřních sil vzhledem k tuhosti styčnicku.

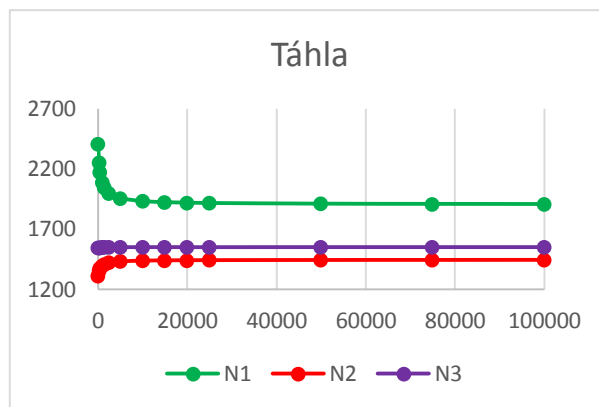
Nejvyšší nárůst/pokles nastane v případě ohybových momentů na oblouku a na hlavním nosném trámu. Z počátku zvyšování tuhosti styčnicku je vidět prudký nárůst/pokles vnitřních sil. Jakmile se síly začaly přibližovat k velikosti sil zjištěných na modelu reálné konstrukce se nárůst/pokles zmírnil, až se téměř neprojevoval.

U normálových a posouvajících sil tento nárůst/pokles není tak viditelný, je v řádech desítek kN.

Větší vliv má změna této tuhosti na táhla. Jak je vidět z grafu, větší tuhost znamená snížení tahové síly v hlavním nejvíce zatíženém táhlu.

Na deformace konstrukce má tato změna vliv minimální.





Obr. 24 Vnitřní síly na konstrukci vzhledem ke snížení tuhosti

### 3.4 Celkové zhodnocení

V provedené parametrické studii bylo dosaženo několika poznatků a zajímavostí. Celkově může být prohlášeno, že vlivem zvětšování vzepětí netuhého oblouku dochází k úbytku vnitřních sil na nosných trámech a naopak k navýšení na obloucích. Síly na příčnicích zůstávají téměř totožné a tahové síly v táhlech nepatrně vzrostou.

U postupně oslabovaného průřezu, jednoho nebo druhého prvku, může být prohlášeno, že hlavní nosný trám může být oslabován spíše než oblouk. Při oslabení trámu se hodnoty sil povětšinou snižovaly na trámu a někde i na oblouku (vliv vlastní tíhy), příčníky zůstávaly ve stejné rovině výsledků. Co se týče táhel, vždy zůstává dominantní táhlo N1.

Při oslabení oblouku, ale naopak vzrostly síly na nosném trámu, přičemž na oblouku zůstaly v mnoha případech téměř totožné. Na příčnicích se v tomto případě nepatrně snížily u ohybových momentů a narostou u tlakových normálových sil. Táhla v tomto případě přebírají více sil z oblouku než v případě předchozím.

V případě snižování tuhosti v přípoji ztužujícího oblouku a hlavního nosného trámu dochází k nelineárnímu nárůstu/poklesu vnitřních sil v jednotlivých prvcích. S poklesem tuhosti se snižuje ohybový moment na oblouku, ale naopak se zvyšuje v trámu. Stoupá taky tahová síla v táhlech.

Celkově lze tedy prohlásit, že je lepší snižovat tuhost hlavního nosného trámu, než oblouku. Stále ale musí platit pravidlo Langerova trámu, že hlavní nosník působí jako tuhá konstrukce a oblouk jako netuhá výztuha. Taky bylo zjištěno, že největší vliv na vnitřní síly na konstrukci má změna vzepětí ztužujícího oblouku. Vliv snížení tuhosti styčnicku se začne



projevovat až při velmi výrazném snížení, ke kterému by ale u reálné konstrukce nemělo dojít, protože by nespĺňovala statické požadavky Langerova trámu.

### **3.5 Závěr studie**

Cílem této studie bylo provést parametrickou studii vlivu tuhostí ocelového obloukového mostu. Z poznatků této studie je poté vycházeno při následujícím návrhu ocelového mostu.

Celkem bylo pro tuto studii vymodelováno 45 výpočetních modelů prostorové prutové konstrukce, na kterých byly zkoumány změny vnitřních sil a jejich přerozdělování na konstrukci obloukového mostu.

Hlavní vliv na výraznější změny vnitřních sil v konstrukci má vzepětí ztužujícího oblouku.

## 4 Základní návrh ocelové mostní konstrukce

Tato část diplomové práce je věnována samotnému základnímu návrhu mostní konstrukce. V této kapitole se nachází koncepční a konstrukční řešení navrhovaného mostu, místní podmínky a základní návrh půdorysu, podélného a příčného řezu.

### 4.1 Místní podmínky, koncepční a konstrukční řešení

Mostní konstrukce se bude nacházet poblíž obce Podolí, v blízkosti Uherského Hradiště. Most bude převádět dvouproudou směrově nerozdělenou komunikaci kategorie S9,5 [12] přes řeku Olšavu. Most je situován v rovinném území.

Hladina řeky zde není vysoká, ale prostor neumožňuje konstrukci ocelového mostu s horní mostovkou, proto byl navržen most s mostovkou dolní.

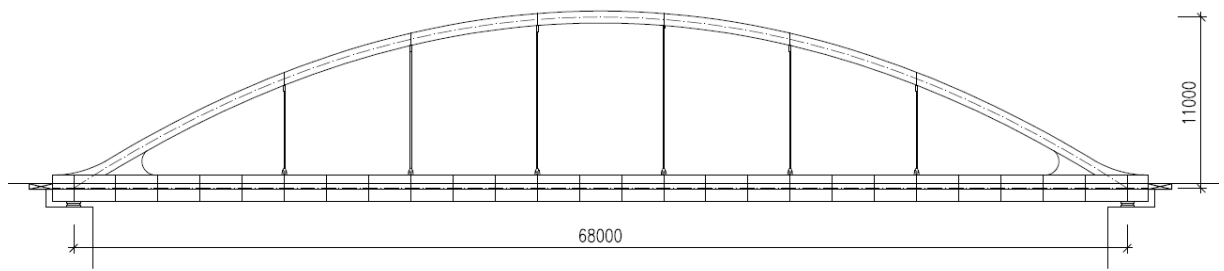
Silnice je na mostě navržena jako dvoupruhová, směrově nerozdělená. Světlá šířka mezi svodidly bude 9,5 m. Příčný sklon silnice bude střešovitý 2,5 %. Kvůli tvaru nosné konstrukce a umístění v krajině je most navržen jako přímý. Most bude převádět rovněž chodníky pro pěší. Rozpětí nosné konstrukce bude 68 m.

Jako nosná konstrukce byl tedy zvolen ocelový obloukový most – Langerův trám s dolní mostovkou spřaženou ocelobetonovou. ŽB deska spolupůsobí s ocelovými příčníky, které přenáší zatížení do hlavních nosníků. Příčníky jsou navrženy jako kolmé, jejich rozpětí (vzdálenost hlavních nosníků) je 11,86 m. Vozovka se bude nacházet uvnitř mezi hlavními nosníky a chodníky jsou umístěny vně hlavních nosníků, vynesené na ocelových konzolách.

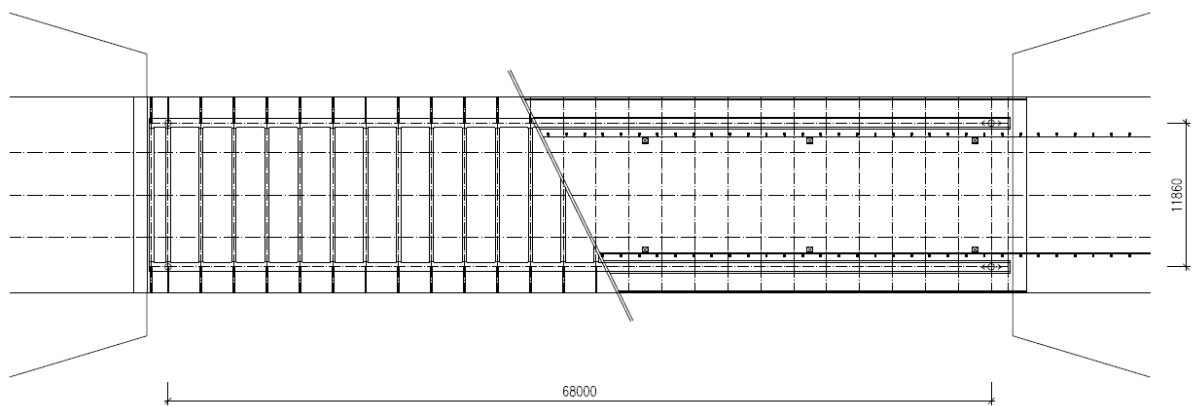
S ohledem na velkou vzdálenost oblouků není využito žádného ztužení, jedná se tedy o tzv. volné oblouky. Tímto uspořádáním v kombinaci se štíhlými táhly vznikne elegantní a vzdušná konstrukce.

Základním nosným prvkem je dvojice plnostěnných trámů tvaru I, které jsou vyztuženy ocelovými parabolickými oblouky (parabola 2°) o vzepětí 11 m. Trám a oblouk jsou vzájemně propojeny šesti svislými táhly. Návrh jednotlivých prvků je uveden v kapitole 6. Pro nosnou konstrukci je použita ocel S355 a pro ostatní nenosné části S235.

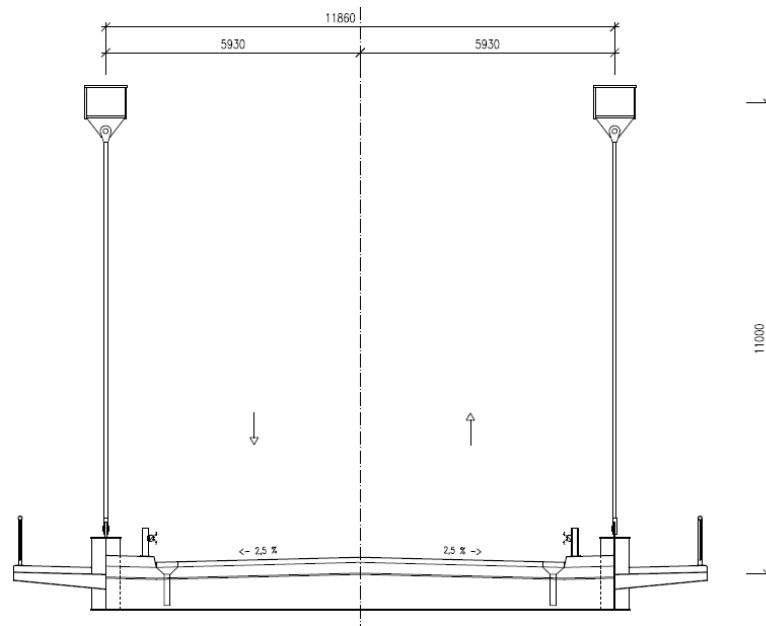
Ocelová konstrukce bude uložena na hrncových ložiskách a bude zkonstruována jako prostý nosník. Podrobný náhled na konstrukci uveden ve výkresech základní dokumentace (Příloha B,C,D).



Obr. 25 Podélný řez konstrukce



Obr. 26 Půdorys konstrukce



Obr. 27 Příčný řez konstrukce

## 5 Zatížení

Následující kapitola je věnována veškerému použitému zatížení na konstrukci a jeho výpočtu. Část tohoto zatížení byla využita pro předběžný návrh a posudek jednotlivých prvků ocelové konstrukce. Ve výpočtovém modelu konstrukce pak bylo využito veškeré toto zatížení pro získání vnitřních sil, které posloužily pro statický posudek hlavních rozhodujících prvků konstrukce a dalších vybraných částí.

Konstrukce je zatížena stálým a proměnným zatížením. Jako stálé zatížení je brána vlastní tíha konstrukce a ostatní zatížení skládající se z tíhy vozovky, konstrukce mostovky, svodidel, a říms. Dále je zde započítán vykonzolovaný chodník po obou stranách hlavní nosné konstrukce.

Mezi proměnná zatížení účinkující na tuto konstrukci je zahrnuto především zatížení od dopravy, v tomto případě silniční, a dále účinky prostředí, ve kterém je most postaven, neboli klimatická zatížení.

### 5.1 Stálé zatížení

Zatížení od vlastní tíhy konstrukce bylo vygenerováno pomocí výpočetního programu Scia Engineer, pro předběžný výpočet byla tíha odhadnuta.

Do ostatního stálého zatížení byla započítána tíha konstrukce vozovky a prvků tvořících na ní bezpečnostní opatření (svodidla, římsy, apod.). Dále zde byla započítána tíha chodníků vykonzolovaných podél vnějších stran hlavního nosníku.

druh	tloušťka [m]	$\lambda$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$g_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	zatěžovací šířka [m]	$g_k$ [kN/m]	$\gamma_d$	$g_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$g_d$ [kN/m]
vozovka	0,12	23	2,76	4,75	13,110	1,35	3,726	17,699
betonová deska	0,25	25	6,25	5,93	37,063	1,35	8,4375	50,034
JSNH4-H1	-	-	-	-	0,5	1,35	-	0,675
ŽB římsa	0,25	25	6,25	1,18	7,375	1,35	8,4375	9,956
odvodnění (každý pátý příčník)	-	-	-	-	1,5	1,35	-	2,025
chodník	0,15	25	3,75	1,8	6,75	1,35	5,0625	9,113
					<b>66,298</b>			<b>89,502</b>

Tab. 2 Stálé ztížení

## 5.2 Zatížení silniční dopravou

Pro zatížení silničních mostů jsou dle [5] stanoveny různé modely zatížení. Tyto modely a s nimi související pravidla zahrnují všechny běžně předvídatelné dopravní situace, které je třeba při návrhu mostní konstrukce uvažovat.

Zatížení silniční dopravou osobních, nákladních a speciálních vozidel způsobuje svislé a vodorovné, statické a dynamické účinky. Pro tuto konstrukci byl zvolen model zatížení 1 (LM1 – load model 1), tento model již není potřeba doplňovat o dynamické účinky, jelikož jsou zahrnuty v jeho základním schématu.

### 5.2.1 LM1

Model zatížení 1 je složen ze dvou dílčích soustav:

- Soustředěné zatížení od dvojnápravy, každá náprava o tíze  $\alpha_Q Q_k$ , kde  $\alpha_Q$  jsou regulační součinitelé.
- Rovnoměrné zatížení o tíze na čtvereční metr zatěžovacího pruhu  $\alpha_Q q_k$ .

Tato zatížení se používají pouze v nepříznivých částech příčinkových ploch, podélně i příčně.

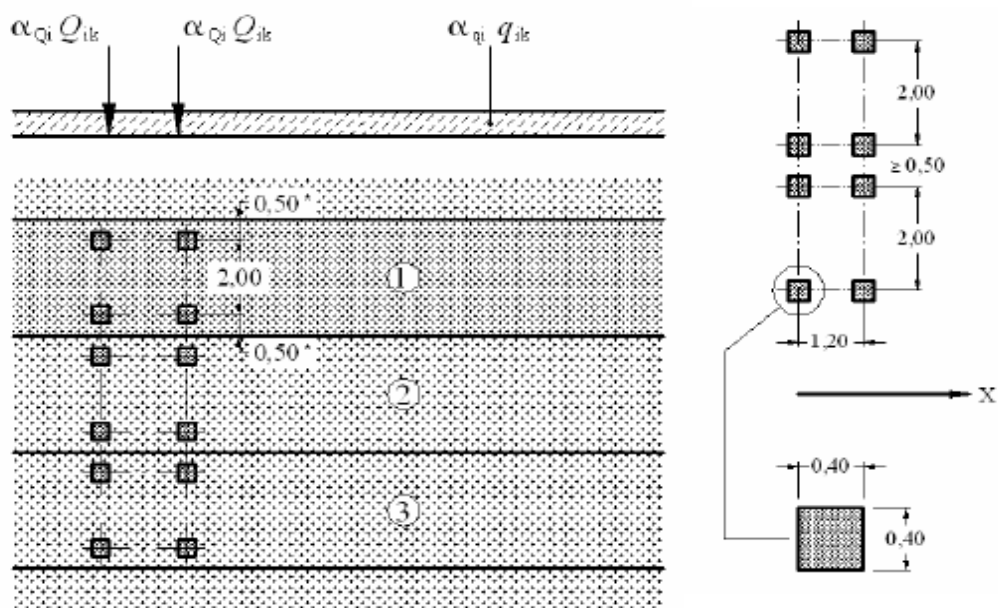
Model zatížení LM1 (Obr. 28,29) je určen pro stanovení účinku od zatížení proudem vozidel při zahlcení nebo při dopravní zácpě s velkým počtem těžkých vozidel. Používá se v každém zatěžovacím pruhu a na zbývajících plochách. Součinitel nahodilých zatížení pro provoz se rovná  $\gamma_Q = 1,35$ . Hodnoty regulačních součinitelů jsou určeny dle Tab. 3.

sk. kom.	$\alpha_{Q1}$	$\alpha_{Q2}$	$\alpha_{Q3}$	$\alpha_{q1}$	$\alpha_{q2}$	$\alpha_{qr}, \alpha_{qi} (i > 2)$
1	1	1	1	1	2,4	1,2
2	0,8	0,8	0,8	0,45	1,6	1,6

Tab. 3 Regulační součinitelé

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

Obr. 28 LM1 - hodnoty



Obr. 29 LM1 - rozmístění

## 5.2.2 Vodorovné síly

### Brzdné a rozjezdové síly

Brzdná síla  $Q_{lk}$  se uvažuje jako podélná síla působící v úrovni povrchu vozovky. Vypočítá se jako část celkového maximálního svislého zatížení modelu zatížení 1 umístěného na zatěžovacím pruhu číslo 1, takto:

$$Q_{lk} = 0,6 \alpha_{Q1}(2Q_{1k}) + 0,10 \alpha_{q1}q_{1k}w_lL =$$

$$0,6 \cdot 1,0 \cdot (2 \cdot 300) + 0,10 \cdot 1,0 \cdot 9,0 \cdot 3 \cdot 68 = 543,6 \text{ kN}$$

$$180 \alpha_{Q1}(\text{kN}) \leq Q_{lk} \leq 900 (\text{kN})$$

$$180 \leq 543,6 \leq 900$$

$$q_{lk} = \frac{543,6}{68} = 7,994 \text{ kN/m}$$

Rozjezdové síly se určí jako stejně veliké, ale s opačným směrem působení.

Příčné brzdné síly  $Q_{tk}$  vznikající při šikmém brzdění nebo smyku se rovnají 25 % podélné brzdné nebo rozjezdové síly a působí současně se silou  $Q_{lk}$ .

$$q_{tk} = 0,25 \cdot q_{lk} = 0,25 \cdot 7,994 = \mathbf{1,99 \text{ kN/m}}$$

### 5.3 Zatížení od větru

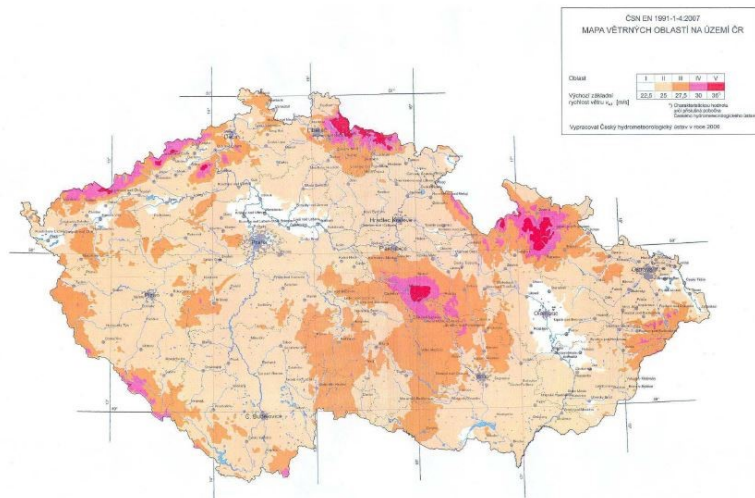
Klimatické zatížení větrem bylo určeno dle [4]. Toto zatížení způsobuje na mostu síly ve směrech x, y, z.

- Směr x - je směr rovnoběžný se šířkou nosné konstrukce, kolmý k rozpětí nosníku
- Směr y - ve směru rozpětí nosníku
- Směr z - směr kolmý k nosné konstrukci

Tyto síly vznikají od větrů vanoucích v různých směrech a obvykle nepůsobí současně.

#### 5.3.1 Síly ve směru x

Z mapy větrných oblastí (Obr. 30) byla určena základní rychlost větru  $v_{b,0}$ . Most se nachází ve druhé větrné oblasti a kategorie terénu je II (oblast s nízkou vegetací).



Obr. 30 Mapa větrných oblastí na území ČR

Výchozí základní rychlost větru:  $v_{b,0} = 23 \text{ ms}^{-1}$  (doporučeno pro mosty)

Parametr drsnosti terénu:  $z_0 = 0,05$

Měrná hmotnost vzduchu:  $\rho = 1,25 \text{ ms}^{-1}$

Výška nad zemí:  $z = 5 \text{ m}$

Součinitel turbulence:  $k_1 = 1,0$

Součinitel ortografie:  $c_0 = 1,0$

Intenzita turbulence:

$$I_v(z) = \frac{k_1}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln\left(\frac{8}{0,05}\right)} = 0,197$$

Součinitel ročního období:  $C_{season} = 1,0$

Součinitel ročního období:  $C_{dir} = 1,0$

Základní rychlost větru:

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 23 = 23 \text{ ms}^{-1}$$

Součinitel terénu:

$$k_r = 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} = 0,19 \left(\frac{0,05}{0,05}\right)^{0,07} = 0,19$$

Součinitel drsnosti terénu:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,19 \ln\left(\frac{8}{0,05}\right) = 0,964$$

Střední rychlost větru:

$$v_m = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 0,964 \cdot 1,0 \cdot 23 = 22,18 \text{ ms}^{-1}$$

Součinitel expozice:

$$c_e = \frac{[1 + 7I_{vz}] \cdot v_m^2}{v_b^2} = \frac{[1 + 7 \cdot 0,197] \cdot 22,18^2}{23^2} = 2,212$$

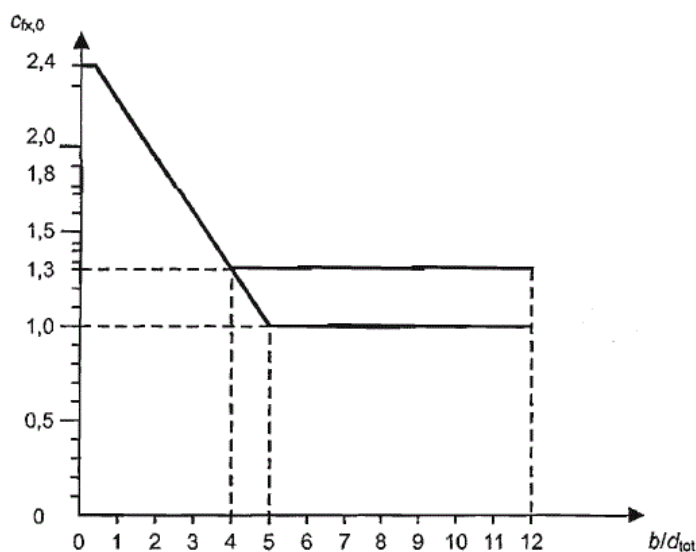
Šířka konstrukce:  $b = 11,86 \text{ m}$

Výška mostní konstrukce:  $d_{tot} = 12,5 \text{ m}$

Poměr rozměrů:  $b/d_{tot} = 11,86/12,5 = 0,9488$



Součinitel síly pro mosty  $c_{fx,0}$  se určí z grafu.



Obr. 31 Součinitel síly pro mosty  $c_{fx,0}$

Součinitel síly pro mosty:  $c_{tx,0} = 2,2$

Referenční plocha:  $A_{ref,x} = 204,0 \text{ m}^2$

Součinitel zatížení větrem:  $C = c_e \cdot c_{tx} = 2,212 \cdot 2,2 = 4,867$

Síla ve směru x:

$$F_{w.přič} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x} = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 23^2 \cdot 4,867 \cdot 204,0 = 328,267 \text{ kN}$$

### 5.3.2 Síly ve směru y

Tyto síly se určují jako 50 % velikosti síly ve směru x pro tento typ konstrukcí.

Síla ve směru y:

$$F_{w,y} = 0,5 \cdot F_{w,x} = 0,5 \cdot 328,267 = 164,134 \text{ kN}$$

### 5.3.3 Síly ve směru z

Je potřeba určit součinitele sil  $c_{f,z}$  pro směr z nahoru i dolů. Tyto hodnoty jsou stanoveny v [4]. Jako doporučené se berou hodnoty  $\pm 0,9$ .

Referenční plocha:  $A_{ref,z} = 806,48 \text{ m}^2$

Součinitel zatížení větrem:  $C = c_e \cdot c_{f,z} = 2,212 \cdot \pm 0,9 = 1,991$

Síla ve směru z:

$$F_{w,svis} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,z} = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 23^2 \cdot \pm 1,991 \cdot 806,48 = \pm 530,885 \text{ kN}$$

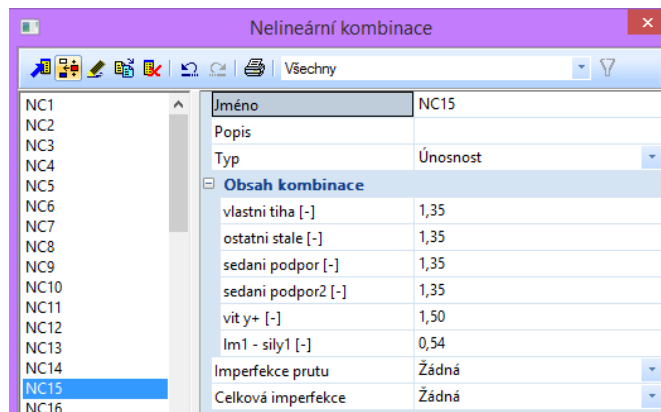
Tato síla je v modelu využita s excentricitou ve směru osy x  $e = b/4$ .

$$F_{w,z1} = 0,75 \cdot F_{w,z} = 0,75 \cdot 530,885 = 398,16 \text{ kN}$$

$$F_{w,z2} = 0,25 \cdot F_{w,z} = 0,25 \cdot 530,885 = 132,72 \text{ kN}$$

## 5.4 Kombinace zatížení

Nelineární kombinace veškerých zatěžovacích stavů byly vytvořeny pomocí výpočetního programu Scia Engineer (Obr. 32). Typ kombinace byl vybrán EN – MSÚ (STR/GEO) Soubor B pro posudek mezního stavu únosnosti.



Obr. 32 Ukázka výpisu nelineárních kombinací

## 6 Předběžný návrh a posudek základních nosných prvků

Nezbytnou součástí statického výpočtu v případě, kdy je mostní konstrukce chápána jako prostorový celek, je část nazvaná předběžný návrh prvků mostní konstrukce. Transformaci zatížení na odezvu realizujeme pomocí prostorového výpočetního modelu. Pro tento je ale zapotřebí znát základní průřezové charakteristiky jednotlivých prvků výpočetního modelu konstrukce. Předběžný návrh proto využívá těch nejjednodušších postupů založených na jednoduchých výpočetních modelech dílčích prvků mostní konstrukce dle [1]. Tyto postupy však musí současně zajistit bezpečný a hospodárný návrh mostní konstrukce.

### 6.1 Předběžný návrh mostkových prvků

V řešené konstrukci je navržena prvková mostovka, skládající se z příčníků. Jelikož prvková mostovka většinou představuje roštovou konstrukci (podélníky a příčníky), která je sama staticky neurčitou soustavou je ve fázi předběžného výpočtu mostkových prvků využíváno jednoduchých inženýrských postupů výpočtu roštů. Tento postup lze využít stejným způsobem i v případě absence jednoho z prvků, což odpovídá řešené mostní konstrukci.

Volba vhodného a zároveň jednoduchého postupu je závislá na druhu mostní konstrukce (železniční, silniční), na tuhosti jednotlivých mostových prvků a na tuhosti a způsobu jejich vzájemného spojení.

Charakter jízdní dráhy mostů pozemních komunikací si vyžaduje sledovat nejučinnější postavení výpočtového zatížení dle [1] v podélném i příčném směru mostní konstrukce. Znamená to stanovit velikost výpočtového zatížení na vyšetřovaný mostkový prvek, pro nějž se poté určí jeho vnitřní síly. Pro určení části výpočtového zatížení připadajícího na vyšetřovaný prvek se využívá příčinkové čáry příčného roznášení.

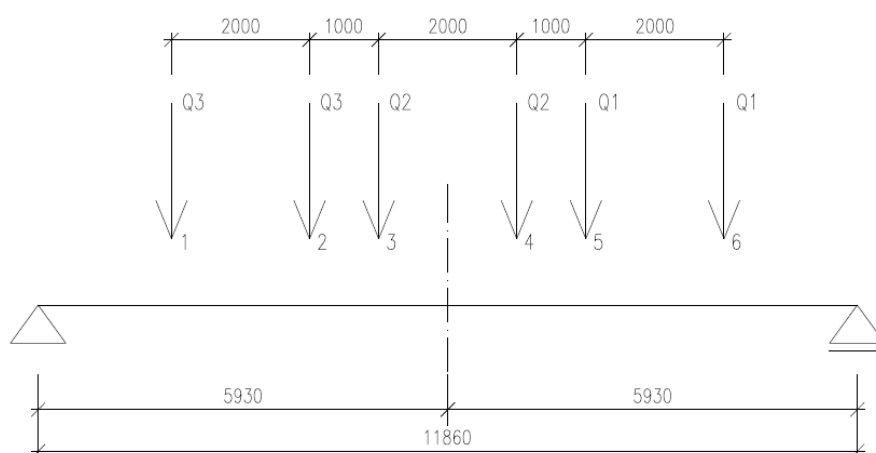
#### 6.1.1 Stanovení namáhání příčníku

V případě určení vnitřních sil v příčníku se příčinková čára roznášení zatížení realizuje v podélném směru ve tvaru závislém na tuhosti desky jako nosného podkladu mostního svršku a tuhosti mostkových prvků. Pro předběžný návrh se zpravidla užívá nejjednoduššího trojúhelníkového tvaru. Výpočtovým modelem příčníku je prostý nosník o rozpětí rovném osově vzdálenosti hlavních nosníků, tudíž příčinková čára ohybového momentu příčníku má taktéž trojúhelníkový tvar.

Pro potřeby předběžného výpočtu příčnicku je nejprve zapotřebí určit nejnepříznivější postavení zatížení na konstrukci. Toto je provedeno pro příčný i podélný roznos pomocí Šolínova kritéria.

- **Příčný roznos**

Konstrukce je zatížena dopravou pomocí modelu zatížení 1 (LM1). Vycházíme proto ze základního zatěžovacího schématu dle (Obr. 33).



Obr. 33 Základní zatěžovací schéma

Nejdříve bylo na nosník aplikováno Winklerovo kritérium, které vychází ze znalosti průběhů momentů na prostém nosníku, tedy že při zatížení osamělými břemeny vznikne maximální moment pod jedním z břemen. Pomocí tohoto kritéria byla vyhledána právě ta síla, kterou když umístíme do místa  $x$ , vyvodí celá soustava v tomto místě maximální moment. Jako místo  $x$  byla zvolena polovina nosníku.

$$\sum_{i=1}^{k-1} F_i \leq \frac{x}{L} \sum_{i=1}^n F_i \leq \sum_{i=1}^k F_i$$

pro  $k = 1$ :  $0 \leq \frac{5,93}{11,86} \cdot 1200 \leq 100$

$$0 \leq 600 \leq 100$$

pro  $k = 2$ :  $100 \leq \frac{5,93}{11,86} \cdot 1200 \leq 200$

$$100 \leq 600 \leq 200$$

$$\text{pro } k = 3: \quad 200 \leq \frac{5,93}{11,86} \cdot 1200 \leq 400$$

$$200 \leq 600 \leq 400$$

$$\text{pro } k = 4: \quad 400 \leq \frac{5,93}{11,86} \cdot 1200 \leq 600$$

$$400 \leq 600 \leq 600$$

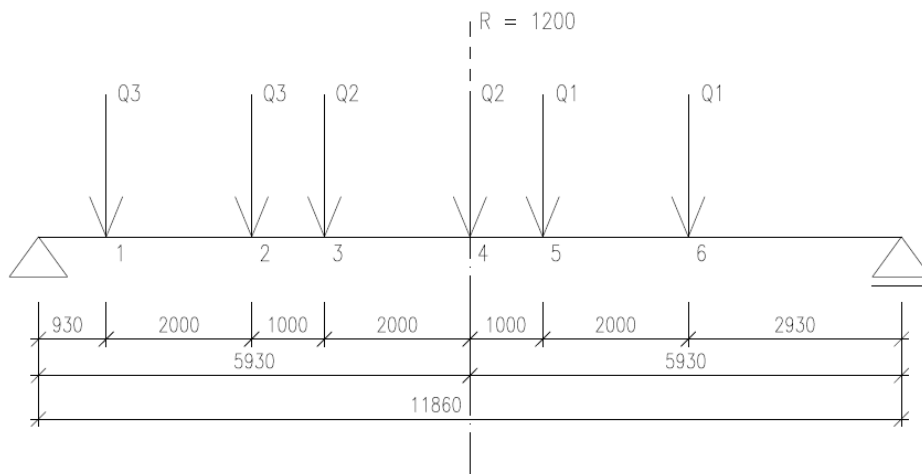
Pomocí tohoto kritéria bylo zjištěno, že největší moment vzniká pod silou číslo 4.

Dalším krokem byla aplikace Břemenového kritéria. To znamená, že byla hledána taková poloha soustavy, aby pod předem zvolenou silou (v tomto případě síla číslo 4) vznikl maximální moment. Toto kritérium říká, že maximální moment po předem daným břemenem vznikne tehdy, když soustavu sil umístíme tak, že osa nosníku půlí vzdálenost mezi danou silou a výslednicí celé soustavy  $R$ . (Obr. 34)

$$R = 1200 \text{ kN}$$

$$R \cdot r = 100 \cdot 2 + 200 \cdot 3 + 200 \cdot 5 + 300 \cdot 6 + 300 \cdot 8$$

$$r = \frac{6000}{1200} = 5 \text{ m}$$



Obr. 34 Poloha soustavy pro Břemenové kritérium

Posledním krokem je ověření Šolínova kritéria. To říká, že je-li poloha soustavy na nosníku taková, že vyvolá maximálně možný moment, pak platí následující nerovnost:

$$\frac{1}{m} \sum_{i=1}^{k-1} F_i \leq \frac{1}{L} \sum_{i=1}^n F_i \leq \frac{1}{n} \sum_{i=1}^k F_i$$

Pokud tato nerovnost neplatí, tak maximálně možný moment vznikne pod předešlou nebo následující silou, dle toho, na které straně tato nerovnost nevyhoví.

$$a = 2 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$x_k = 5,93 \text{ m}$$

$$m = x_k - \frac{a}{4} = 5,93 - \frac{2}{4} = 5,43 \text{ m}$$

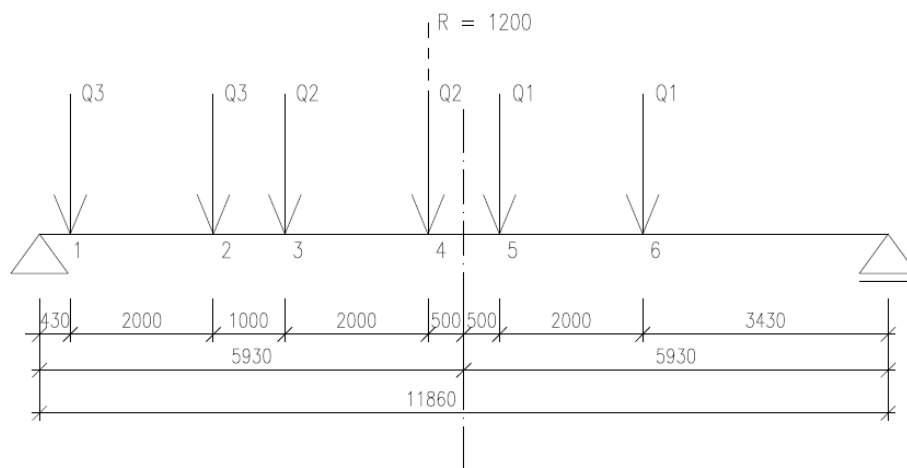
$$n = x_k + \frac{b}{4} = 5,93 + \frac{1}{4} = 6,18 \text{ m}$$

$$\frac{1}{m} \sum_{i=1}^{k-1} F_i \leq \frac{1}{L} \sum_{i=1}^n F_i \leq \frac{1}{n} \sum_{i=1}^k F_i$$

$$\frac{1}{5,43} \cdot 400 \leq \frac{1}{11,86} \cdot 1200 \leq \frac{1}{6,18} \cdot 600$$

$$73,665 \leq 101,18 \leq 97,087$$

Jelikož nerovnost nevyhovuje na pravé straně, bylo usouzeno, že maximálně možný moment vznikne pod silou číslo 5 (Obr. 35).



Obr. 35 Nová poloha soustavy sil

$$a = 1 \text{ m}$$

$$b = 2 \text{ m}$$

$$x_k = 6,43 \text{ m}$$

$$m = x_k - \frac{a}{4} = 6,43 - \frac{1}{4} = 6,18 \text{ m}$$

$$n = x_k + \frac{b}{4} = 6,43 + \frac{2}{4} = 6,93 \text{ m}$$

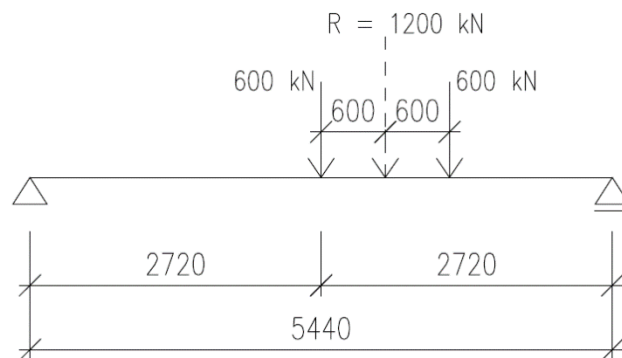
$$\frac{1}{m} \sum_{i=1}^{k-1} F_i \leq \frac{1}{L} \sum_{i=1}^n F_i \leq \frac{1}{n} \sum_{i=1}^k F_i$$

$$\frac{1}{6,18} \cdot 600 \leq \frac{1}{11,86} \cdot 1200 \leq \frac{1}{6,93} \cdot 900$$

$$97,087 \leq 101,18 \leq 129,87$$

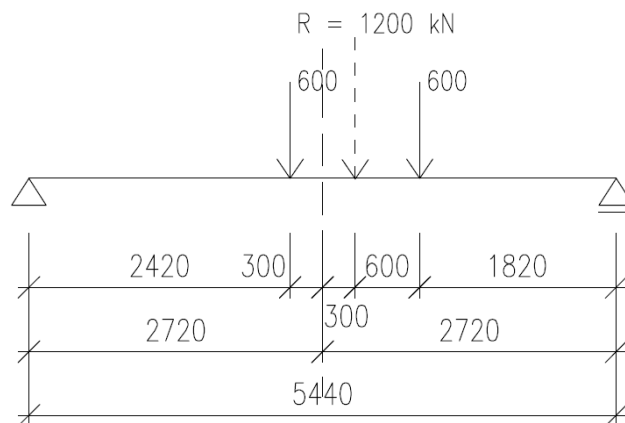
- **Podélný roznos**

Pro podélný roznos vycházíme za základního zatěžovacího schéma:



Obr. 36 Základní schéma pro podélný roznos

Na (Obr. 37) je schéma zachycující nejnepříznivější umístění soustavy sil na nosníku. Toto rozmístění sil bylo zjištěno pomocí Winklerova Břemenového kritéria.



Obr. 37 Nejnepříznivější umístění soustavy

Poté byla soustava sil posouzena pomocí Šolínova kritéria.

$$a = 0 \text{ m}$$

$$b = 1,2 \text{ m}$$

$$x_k = 2,42 \text{ m}$$

$$m = x_k - \frac{a}{4} = 2,42 - \frac{0}{4} = 2,42 \text{ m}$$

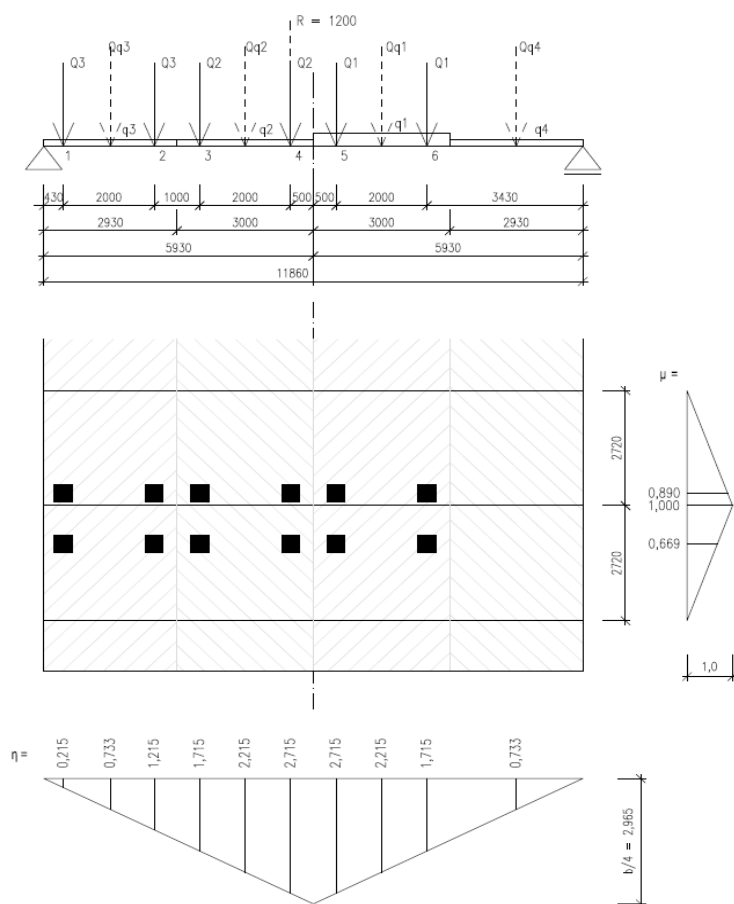
$$n = x_k + \frac{b}{4} = 2,42 + \frac{1,2}{4} = 2,72 \text{ m}$$

$$\frac{1}{m} \sum_{i=1}^{k-1} F_i \leq \frac{1}{L} \sum_{i=1}^n F_i \leq \frac{1}{n} \sum_{i=1}^k F_i$$

$$\frac{1}{2,42} \cdot 0 \leq \frac{1}{5,44} \cdot 1200 \leq \frac{1}{2,72} \cdot 600$$

$$0 \leq 220,59 \leq 220,59$$

Toto zjištěné nejneprůzračnější umístění daného zatížení od provozu bylo poté aplikováno pro potřeby předběžného návrhu příčkových prvků dle (Obr. 38)



Obr. 38 Výpočtové schéma prvkové mostovky



Hodnoty sil včetně regulačních součinitelů:

- Síly od náprav:
  - $Q_{1d} = 405 \text{ kN}$
  - $Q_{2d} = 270 \text{ kN}$
  - $Q_{3d} = 135 \text{ kN}$
- Síly od rovnoměrného spojitého zatížení (roznášecí šířka = 2,72 m)
  - $Q_{q1d} = 99,144 \text{ kN}$
  - $Q_{q2d} = 66,096 \text{ kN}$
  - $Q_{q3d} = 32,277 \text{ kN}$
  - $Q_{q4d} = 32,277 \text{ kN}$

$$\begin{aligned}
 M_{Ed} &= Q_{q1d} \cdot \eta_{q1} \cdot \mu_{q1} + Q_{q2d} \cdot \eta_{q2} \cdot \mu_{q2} + Q_{q3d} \cdot \eta_{q3} \cdot \mu_{q3} + Q_{q4d} \cdot \eta_{q4} \cdot \mu_{q4} \\
 &+ \frac{Q_{1d}}{2} \cdot \eta_{Q1,I} \cdot \mu_{Q1,I} + \frac{Q_{1d}}{2} \cdot \eta_{Q1,I} \cdot \mu_{Q1,II} + \frac{Q_{1d}}{2} \cdot \eta_{Q1,II} \cdot \mu_{Q1,I} \\
 &+ \frac{Q_{1d}}{2} \cdot \eta_{Q1,II} \cdot \mu_{Q1,II} + \frac{Q_{2d}}{2} \cdot \eta_{Q2,I} \cdot \mu_{Q2,I} + \frac{Q_{2d}}{2} \cdot \eta_{Q2,I} \cdot \mu_{Q2,II} \\
 &+ \frac{Q_{2d}}{2} \cdot \eta_{Q2,II} \cdot \mu_{Q2,I} + \frac{Q_{2d}}{2} \cdot \eta_{Q2,II} \cdot \mu_{Q2,II} + \frac{Q_{3d}}{2} \cdot \eta_{Q3,I} \cdot \mu_{Q3,I} \\
 &+ \frac{Q_{3d}}{2} \cdot \eta_{Q3,I} \cdot \mu_{Q3,II} + \frac{Q_{3d}}{2} \cdot \eta_{Q3,II} \cdot \mu_{Q3,I} + \frac{Q_{3d}}{2} \cdot \eta_{Q3,II} \cdot \mu_{Q3,II}
 \end{aligned}$$

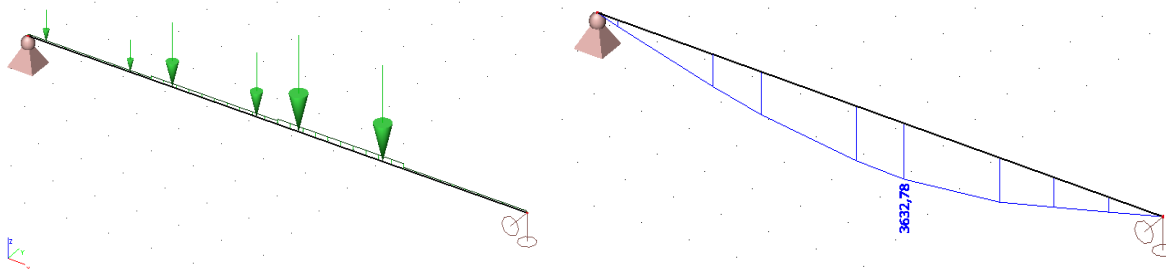
$$\begin{aligned}
 M_{Ed} &= 99,144 \cdot 2,215 \cdot 1,0 + 66,096 \cdot 2,215 \cdot 1,0 + 32,277 \cdot 0,733 \cdot 1,0 \\
 &+ 32,277 \cdot 0,733 \cdot 1,0 + \frac{405}{2} \cdot 1,715 \cdot 0,89 + \frac{405}{2} \cdot 1,715 \cdot 0,669 \\
 &+ \frac{405}{2} \cdot 2,715 \cdot 0,89 + \frac{405}{2} \cdot 2,715 \cdot 0,669 + \frac{270}{2} \cdot 2,715 \cdot 0,89 \\
 &+ \frac{270}{2} \cdot 2,715 \cdot 0,669 + \frac{270}{2} \cdot 1,715 \cdot 0,89 + \frac{270}{2} \cdot 1,715 \cdot 0,669 \\
 &+ \frac{135}{2} \cdot 1,215 \cdot 0,89 + \frac{135}{2} \cdot 1,215 \cdot 0,669 + \frac{135}{2} \cdot 0,215 \cdot 0,89 \\
 &+ \frac{135}{2} \cdot 0,215 \cdot 0,669
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{Ed} &= 219,604 + 146,403 + 23,659 + 23,659 + 309,086 + 232,335 + 489,311 \\
 &+ 367,808 + 326,207 + 245,205 + 206,057 + 154,89 + 72,991 + 54,866 \\
 &+ 12,916 + 9,709
 \end{aligned}$$

$$\mathbf{M_{Ed} = 2894,707 \text{ kN}}$$

Tento předběžný výpočet byl kontrolován pomocí softwaru Scia Engineer, kde byl daný příčník vmodelován jako prostý nosník a zatížen totožným zatížením jako vstupuje do výpočtu (Obr. 39).

Rozdíl mezi ručním výpočtem a výpočtem pomocí softwaru je cca 18 %. Můžeme proto říct, že ruční výpočet je správný.

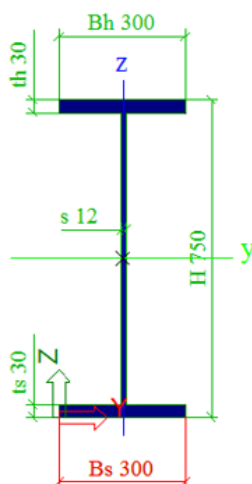


Obr. 39 Výstup ze Scia Engineer – síly na příčníku

### 6.1.2 Návrh průřezu

$$M_{Ed} = 2894,707 \text{ kNm}$$

$$W_{y,min} = \frac{M_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_{yd}} = \frac{2894,707 \cdot 1,0}{355} = 8,15 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$



Obr. 40 Navržený průřez příčníku

$$W_y = 8,357 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$A = 3,135 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$$

- Posouzení:

$$M_{Rd} = \frac{W_y \cdot f_{yd}}{\gamma_{M0}} = \frac{8,357 \cdot 10^{-3} \cdot 355}{1,0} = 2966,664 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 2966,664 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 2894,707 \text{ kNm} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

### 6.1.3 Návrh spřahovacích prvků

Mostovka je tvořena spřaženým průřezem, proto je nutné navrhnout vhodné spřahovací prvky. Pro tuto konstrukci byly navrženy spřahovací trny typu SD (Avdel). Betonová deska je z betonu C30/37 a má tloušťku 250 mm. Zatěžovací šířka je 2,72 m.

Vlastnosti trnu:

- Průměr:  $d = 19 \text{ mm}$
- Výška trnu:  $h_{sc} = 100 \text{ mm}$
- Mez pevnosti:  $f_u = 450 \text{ MPa}$
- Ocel:  $St37 - 3K, \gamma_v = 1,25$

Vlastnosti betonu:

- Pevnost v tlaku:  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- Modul pružnosti:  $E_{cm} = 32 \text{ GPa}$

- Únosnost trnu s hlavou ve smyku

$$\frac{h_{sc}}{d} = \frac{100}{19} = 5,263$$

$$\alpha = \begin{cases} 0,2 \left( \frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) & \text{pro } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4 \\ 1,0 & \text{pro } \frac{h_{sc}}{d} > 4 \end{cases} = 1,0$$

$$P_{Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 f_u \frac{\pi d^2}{4} \\ 0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \cdot 450 \cdot \frac{\pi \cdot 19^2}{4} \\ 0,29 \cdot 1,0 \cdot 19^2 \sqrt{30 \cdot 32000} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 102,07 \\ 102,57 \end{array} \right\}$$

$$P_{Rk} = 102,07 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} = \frac{102,07}{1,25} = \mathbf{81,66 \text{ kN}}$$

- **Počet trnů**

$$b_e = \frac{L}{8} = \frac{11,86}{8} = 1,4825 \text{ m} \geq \frac{b}{2} = \frac{2,72}{2} = 1,36 \text{ m}$$

$$b_{eff} = b = 2,72 \text{ m}$$

$$A_c = b_{eff} \cdot t_c = 2,72 \cdot 0,25 = 0,68 \text{ m}^2$$

$$N_{cf} = \min \left\{ \frac{\frac{A_a f_y}{\gamma_{M0}}}{\frac{A_c 0,85 f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_s f_{sk}}{\gamma_s}} \right\} = \min \left\{ \frac{\frac{3,135 \cdot 10^{-2} \cdot 355}{1,0}}{\frac{0,68 \cdot 0,85 \cdot 30}{1,5} + 0} \right\} = \min \left\{ \begin{matrix} 11129,25 \\ 11560,00 \end{matrix} \right\}$$

$$N_{cf} = 11129,25 \text{ kN}$$

$$n_f = \frac{N_{cf}}{P_{Rd}} = 136,29 \text{ ks} \rightarrow 138 \text{ ks}$$

Vzdálenost trnů:

- Trny ve třech řadách:

$$e = \frac{3L}{2n_f} = \frac{3 \cdot 11,86}{2 \cdot 138} = 128,913 \text{ mm}$$

## 6.2 Předběžný návrh prvků hlavního nosníku

Rovinný výpočetní model Langerova trámu je 1x staticky neurčitá soustava a prostorový model je mnohonásobně staticky neurčitý. Z tohoto důvodu je nutno znát tuhostní charakteristiky prvků vyšetřované mostní konstrukce. Pro hlavní nosník je stanovíme na základě přibližně určených vnitřních sil, které získáme pomocí jednoduchých vztahů převzatých ze statiky trojkloubového oblouku.

Pro zjednodušený výpočet je zatížení hlavního nosníku stanoveno ze zatíženější poloviny mostovky.

Zatížení a rozměry konstrukce vstupující do výpočtu:

- Vlastní tíha  $g_{vlt} = 2,374 \text{ kN/m}$  (odhad)
- Ostatní stálé zatížení  $g_d = 89,502 \text{ kN/m}$
- Vítr (svislý)  $q = 5,678 \text{ kN/m}$
- Doprava (LM1)  $p_1 = 36,45 \text{ kN/m}$   
 $p_2 = 14,18 \text{ kN/m}$

- $P_1 = 405 \text{ kN (2 ks)}$
- $P_2 = 270 \text{ kN}$
- Délka nosníku  $L = 68 \text{ m}$
- Vzepětí oblouku  $f = 11 \text{ m}$

### 6.2.1 Oblouk

Pro stanovení vnitřních sil v oblouku a ve svislicích je zapotřebí nejdříve vypočítat vodorovnou obloukovou sílu dle:

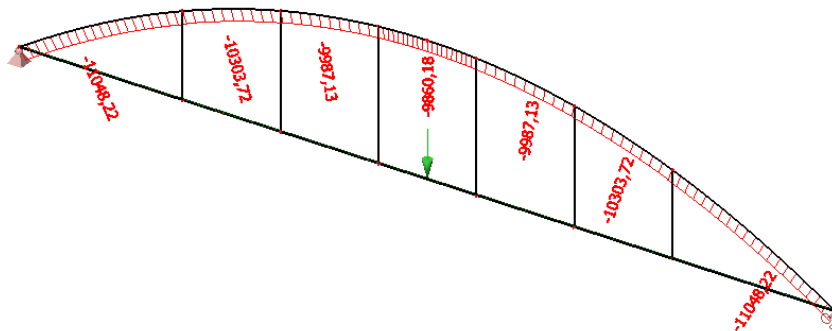
$$H = \frac{(g + q + p)L^2}{8f} + \frac{P \cdot L}{4f} = \frac{(2,374 + 89,502 + 5,678 + 36,45 + 14,18) \cdot 68^2}{8 \cdot 11}$$

$$H = 9455,2062 \text{ kN}$$

Maximální osovou sílu v oblouku poté stanovíme dle vztahu:

$$S_{max} = \frac{H}{\cos \varphi_0} = \frac{9455,2062}{\cos 27^\circ} = 10611,826 \text{ kN}$$

Tato hodnota byla opět kontrolována pomocí výpočtového modelu v programu Scia Engineer (Obr. 41). Hodnoty vypočtené ručním výpočtem se od hodnot ze softwaru liší o 4 %.

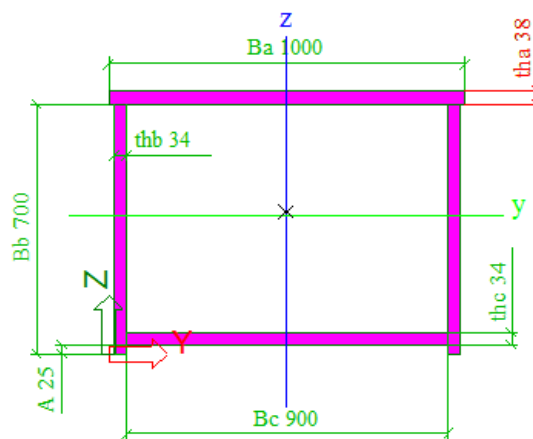


Obr. 41 Výstup ze Scia Engineer – síly na oblouku

- Návrh a posudek průřezu

$$N_{Ed} = 10611,826 \text{ kN}$$

- Posouzení na prostý tlak:



Obr. 42 Navržený průřez oblouku

$$A = 1,16 \cdot 10^{-1} \text{ m}^2$$

$$I_y = 9,85 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_z = 1,56 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{1,16 \cdot 10^{-1} \cdot 355}{1,0} = 41251 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = 41251 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 10611,826 \text{ kN} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

- Posouzení na vzpěr:

$$L_{oblouk, \text{část}} = 33,441 \text{ m}$$

$$L_{oblouk} = 66,882 \text{ m}$$

- Vzpěrná délka (při vybočení z roviny hlavního nosníku je ohraničena pouze stykem oblouku a hlavního trámu (těžištěm tohoto styku), při vybočení v rovině

nosníku je tato délka ohraničena vzdáleností těžiště styku oblouku s trámem a vrcholu oblouku)

$$L_{cr,y} = 0,7 \cdot L_{oblouk,část} = 0,7 \cdot 33,441 = 23,4087 \text{ m}$$

$$L_{cr,z} = 0,7 \cdot L_{oblouku} = 0,7 \cdot 66,882 = 46,8174 \text{ m}$$

- Poloměr setrvačnosti

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{9,85 \cdot 10^{-3}}{1,16 \cdot 10^{-1}}} = 291,09 \text{ mm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{1,56 \cdot 10^{-2}}{1,16 \cdot 10^{-1}}} = 366,61 \text{ mm}$$

- Kritická štíhlost

$$\lambda_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y} = \frac{23,4087}{291,09} = 80,4$$

$$\lambda_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z} = \frac{46,8174}{366,61} = 127,7$$

- Srovnávací štíhlost

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

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot 0,814 = 76,40$$

- Poměrná štíhlost

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{80,4}{76,40} = 1,053$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{127,7}{76,40} = 1,672$$

- Součinitel vzpěrnosti

$$\alpha = 0,49 \text{ (křivka vzpěrnosti c)}$$

$$\begin{aligned} \phi_y &= 0,5 \cdot [1 + \alpha_1 \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] \\ &= 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (1,053 - 0,2) + 1,053^2] = 1,263 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi_z &= 0,5 \cdot [1 + \alpha_1 \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] \\ &= 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (1,672 - 0,2) + 1,672^2] = 2,258 \end{aligned}$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1,263 + \sqrt{1,263^2 - 1,053^2}} = 0,510$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{2,258 + \sqrt{2,258^2 - 1,672^2}} = 0,265$$

$$N_{Rd,y} = \chi_y \cdot \frac{A \cdot f_{yd}}{\gamma_{M0}} = 0,510 \cdot \frac{1,16 \cdot 10^{-1} \cdot 355}{1,0} = 21039,89 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,y} = 21039,89 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 10611,826 \text{ kN} \rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

$$N_{Rd,z} = \chi_z \cdot \frac{A \cdot f_{yd}}{\gamma_{M0}} = 0,265 \cdot \frac{1,16 \cdot 10^{-1} \cdot 355}{1,0} = 10927,76 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,z} = 10927,76 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 10611,826 \text{ kN} \rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

## 6.2.2 Svislice

V této fázi výpočtu je nutno stanovit vnitřní síly v jednotlivých svislicích a poté rozhodnout, která je maximální. Na tuto maximální sílu se poté svislice navrhnou.

Úhly vstupující do výpočtu:  $\varphi_1 = 27^\circ$ ,  $\varphi_2 = 17^\circ$ ,  $\varphi_3 = 9^\circ$ ,  $\varphi_4 = 0^\circ$

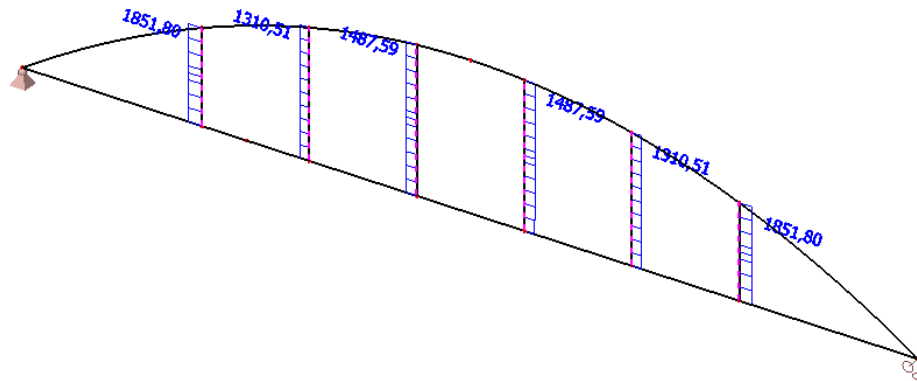
Svislice č. 1:  $V_{max} = H(tg(\varphi_i) - tg(\varphi_{i+1})) = 9455,2062 \cdot (tg(27^\circ) - tg(17^\circ)) = \mathbf{1926,92 \text{ kN}}$

Svislice č. 2:  $V_{max} = H(tg(\varphi_i) - tg(\varphi_{i+1})) = 9455,2062 \cdot (tg(17^\circ) - tg(9^\circ)) = 1393,19 \text{ kN}$

Svislice č. 3:  $V_{max} = H(tg(\varphi_i) - tg(\varphi_{i+1})) = 9455,2062 \cdot (tg(9^\circ) - tg(0^\circ)) = 1497,56 \text{ kN}$

Nejvyšší hodnota vzniká v táhle č. 1. Pro kontrolu správnosti opět porovnáno s výpočetním modelem (Obr. 43). Hodnoty se liší o 4%.





Obr. 43 Výstup ze Scia Engineer – síly na táhlech

- **Návrh a posudek průřezu**

Svislice jsou navrženy jako táhla Macalloy, M85, S460 (Obr. 44). Jedná se o nerezová ocelová táhla s pevností kluzu 460 MPa. Průměr táhla je 82 mm.

$$N_{Ed} = 1926,92 \text{ kN}$$

$$A = \pi r^2 = \pi \cdot 0,041^2 = 5,28 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$A_s = A = 5,28 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$  ... táhla Macalloy mají válcované závity, oslabení plochy je proto minimální



Obr. 44 Táhla Macalloy

Pro táhla Macalloy se únosnost stanovuje jako menší z těchto hodnot:

$$N_{Rd} = \min \left( \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}, 0,9 \cdot \frac{A_s \cdot f_{uk}}{\gamma_{M2}} \right) = \min \left( \frac{5,28 \cdot 10^{-3} \cdot 460}{1,1}, 0,9 \cdot \frac{5,28 \cdot 10^{-3} \cdot 610}{1,25} \right) = \min \left( \begin{matrix} 2208,43 \\ 2319,42 \end{matrix} \right) = 2208,43 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = 2208,43 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 1926,92 \text{ kN} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

### 6.2.3 Hlavní nosný trám

Volba profilu plnostěnného nosníku závisí na druhu mostovky a probíhá stejným způsobem jako u plnostěnných mostů s prvkovými mostovkami s tím, že je respektován optimální tvar hlavního nosného trámu Langerova nosníku.

Pro výpočet maximálního ohybového momentu ve čtvrtině rozpětí je nutno upravit zatížení. Do rovnice vstupuje zatížení v kN/m, proto je potřeba převést síly od náprav  $Q_1$ ,  $Q_2$  z osamělých břemen na spojitě zatížení. Proto byl hledán vztah mezi maximálním momentem od spojitěho zatížení a od osamělého břemena.

$$\begin{aligned}\frac{Ql}{4} &= \frac{ql^2}{8} \\ 2Ql &= ql^2 \\ q &= \frac{2Ql}{l^2} = \frac{2Q}{l}\end{aligned}$$

Pomocí tohoto převodního vztahu bylo poté dané zatížení upraveno.

$$p_{Q1} = 11,912 \text{ kN/m} \quad (2 \text{ ks})$$

$$p_{Q2} = 7,9412 \text{ kN/m}$$

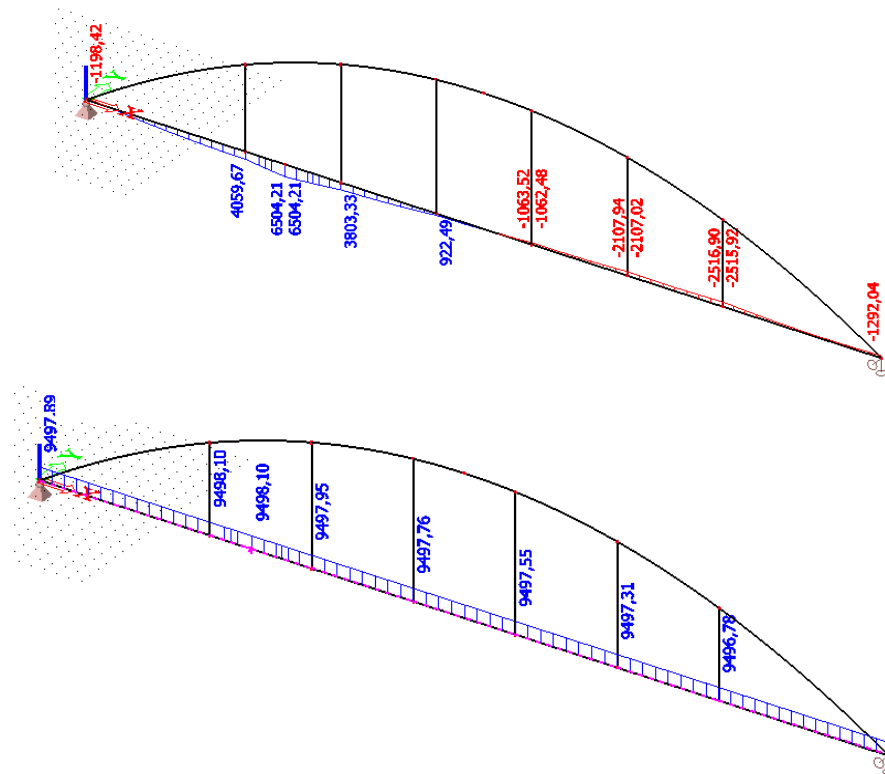
$$p = 36,45 + 14,18 + 11,912 + 11,912 + 7,9412 = 82,39 \text{ kN/m}$$

Maximální ohybový moment ve čtvrtině rozpětí se tedy určí jako:

$$M_{max} = \frac{p \cdot L^2}{64} = \frac{82,39 \cdot 68^2}{64} = \mathbf{5952,66 \text{ kNm}}$$

Osová síla v trámu  $N$  při postavení zatížení  $p$  pro  $M_{max}$  poté:

$$N = 2(g + q) + \frac{p \cdot L^2}{16f} = 2 \cdot (3123,8 + 193,05) + \frac{82,39 \cdot 68^2}{16 \cdot 11} = \mathbf{8798,2514 \text{ kN}}$$



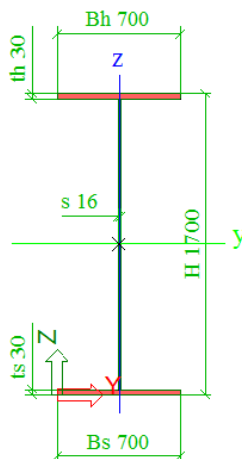
Obr. 45 Výstup ze Scia Engineer – síly na hlavním nosném trámu

Hodnoty ručního výpočtu se od výpočtového modelu (Obr. 45) liší o přibližně 10 %.

- **Návrh a posudek průřezu**

$$M_{Ed} = 5952,66 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 8798,2514 \text{ kN}$$



Obr. 46 Navržený průřez hlavního nosného trámu

$$W_{y,min} = \frac{M_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_{yk}} = \frac{5952,66 \cdot 1,0}{355} = 1,677 \cdot 10^{-2} m^3$$

$$A_{min} = \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_{yk}} = \frac{8798,2514 \cdot 1,0}{355} = 2,478 \cdot 10^{-2} m^2$$

$$W_y = 4,14 \cdot 10^{-2} m^3$$

$$A = 6,82 \cdot 10^{-2} m^2$$

- Posouzení:

$$M_{Rd} = \frac{W_y \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{4,14 \cdot 10^{-2} \cdot 355}{1,0} = 14687,77 kNm$$

$$M_{Rd} = 14687,77 kNm \geq M_{Ed} = 5952,66 kNm \rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{6,82 \cdot 10^{-2} \cdot 355}{1,0} = 24225,20 kNm$$

$$N_{Rd} = 24225,20 kNm \geq N_{Ed} = 8798,25 kNm \rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

Ostatní prvky, jako jsou konzoly chodníků, výztuhy, apod. jsou do modelu voleny konstrukčně.

## 7 Statický výpočet hlavních nosných částí mostní konstrukce

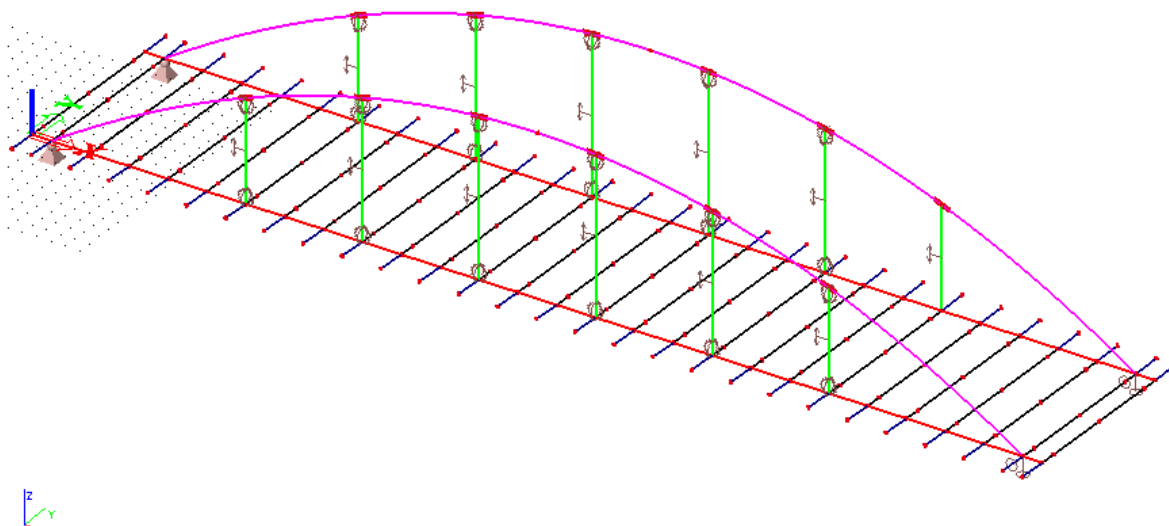
Tato kapitola se zabývá statickým posudkem jednotlivých rozhodujících prvků konstrukce Langerova trámu. Všechny tyto prvky budou posouzeny dle platných evropských norem a předpisů.

### 7.1 Výpočetní modely

V software Scia Engineer byly vytvořeny dva výpočetní modely pro porovnání přesnosti získaných dat. Přesnější z těchto modelů poté slouží pro globální analýzu konstrukce a je následně použit pro posudek hlavních nosných prvků ocelové konstrukce.

#### 7.1.1 Základní výpočetní model

Jako první byl zhotoven základní prostorový prutový model v obecné XYZ soustavě (Obr. 47,48). Model je podepřen jako prostý nosník na jedné straně dvěma kloubovými podporami, které zabraňují pohybu ve svislém a vodorovném směru. Na druhém konci pak dvěma podporami posuvnými, které umožňují pohyb ve směru osy  $x$ .



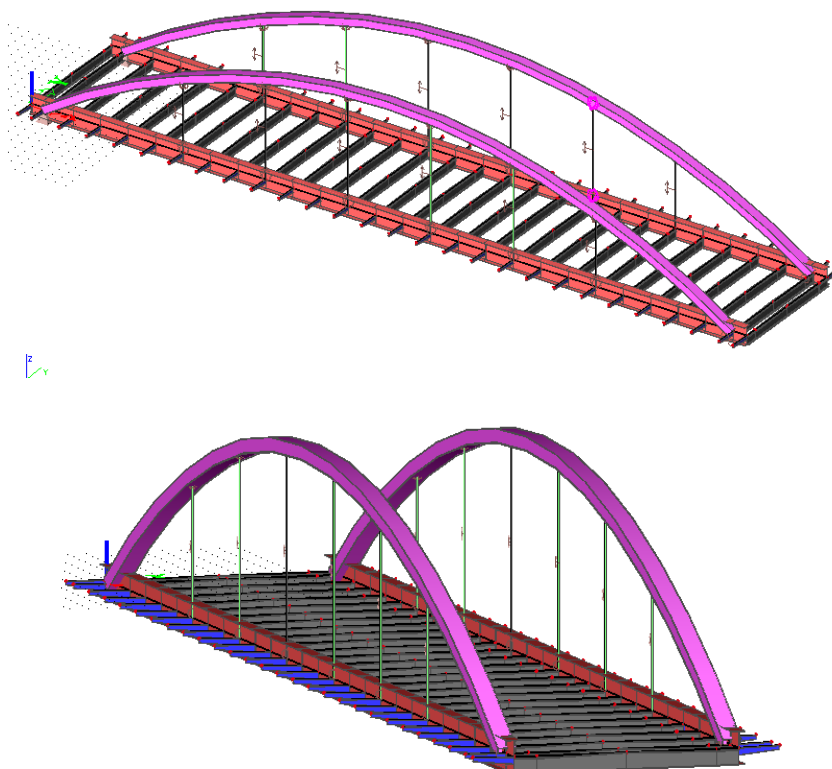
Obr. 47 Základní prutový model

Ve výpočetním modelu jsou využity profily jednotlivých prvků navržené dle kapitoly 6. Tyto prvky jsou do modelu zaneseny s reálnou excentricitou odečtenou ze základní dokumentace ocelové konstrukce. Kloubově připojené prvky, táhla, jsou opatřeny klouby na

obou koncích a je z nich vyloučen tlak. Tato konstrukce byla pro globální analýzu zatížena zatížením dle kapitoly 5.

Z vytvořených zatěžovacích stavů byly vygenerovány lineární a poté i nelineární kombinace.

Pro nelineární výpočet bylo nutno u veškerých kloubů nacházejících se v konstrukci nastavit rotační tuhost ve směru osy  $y$ :  $\varphi_y = 0,34 \text{ MN/rad}$  a ve směru osy  $z$ :  $\varphi_z = 0,34 \text{ MN/rad}$  z důvodu numerické nestability.

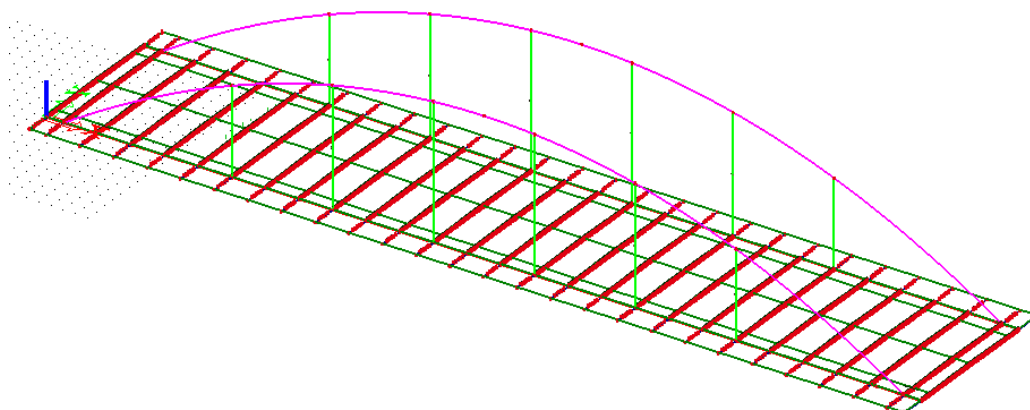


Obr. 48 Prostorové zobrazení konstrukce mostu

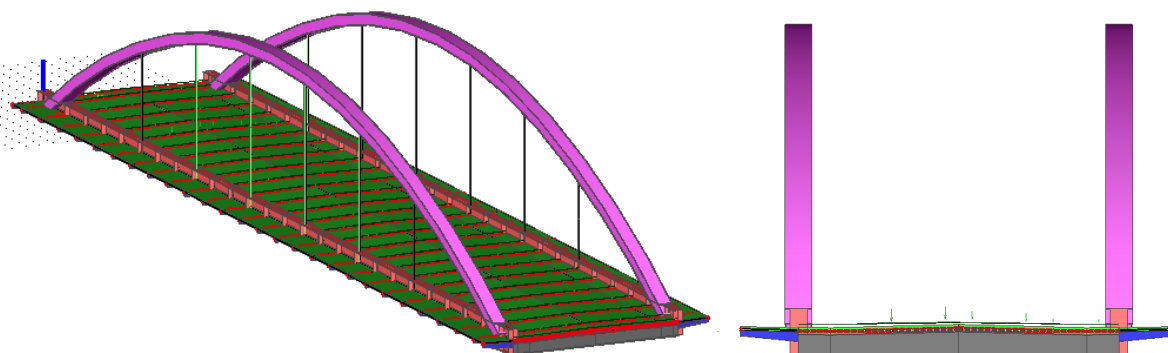
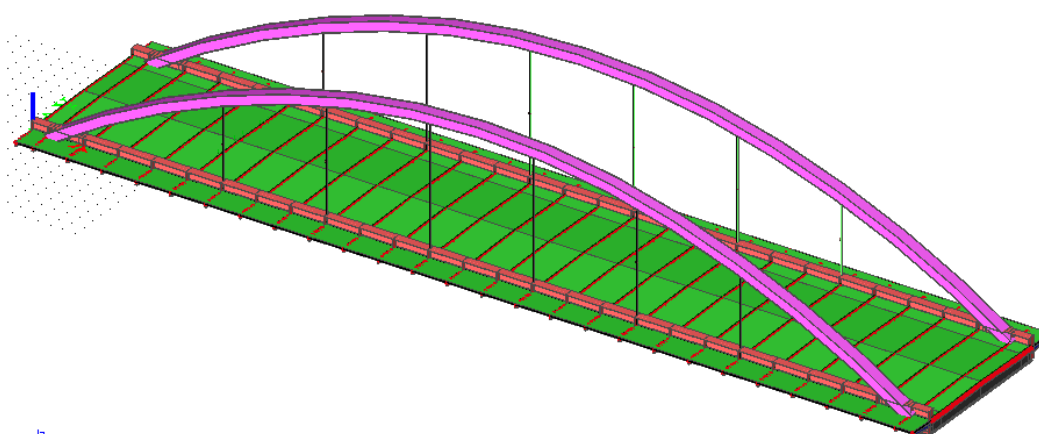
### 7.1.2 Podrobný výpočetní model

Jelikož je v konstrukci navrženo spřažení ŽB desky mostovky s ocelovými příčníky, nevyhovuje základní model zcela reálné konstrukci. Proto byl pro účely globální analýzy vymodelován model podrobnější (Obr. 49,50). Jedná se taktéž o prostorový prutový model ovšem doplněný o betonovou desku mostovky a betonové desky na chodnících (modelovány jako skořepiny). Aby bylo zajištěno spolupůsobení betonu s ocelí, byly do modelu namodelovány také jednotlivé řady spřahovacích trnů (Obr. 51). Pomocí těchto trnů je betonová deska kotvena k příčníkům. Aby bylo dosaženo co nejreálnějšího chování spřažené konstrukce,

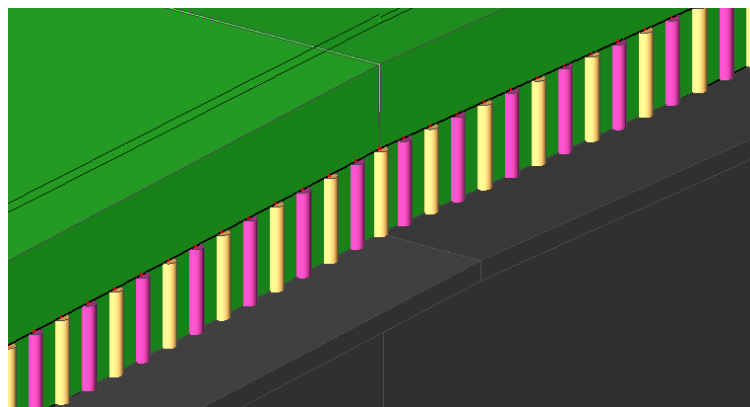
jsou pruty namodelovány ve dvojnásobném počtu, přičemž jedna polovina přenáší všechny síly působící v daném místě a druhá polovina pouze síly ve svislém směru.



Obr. 49 Podrobný výpočetní model

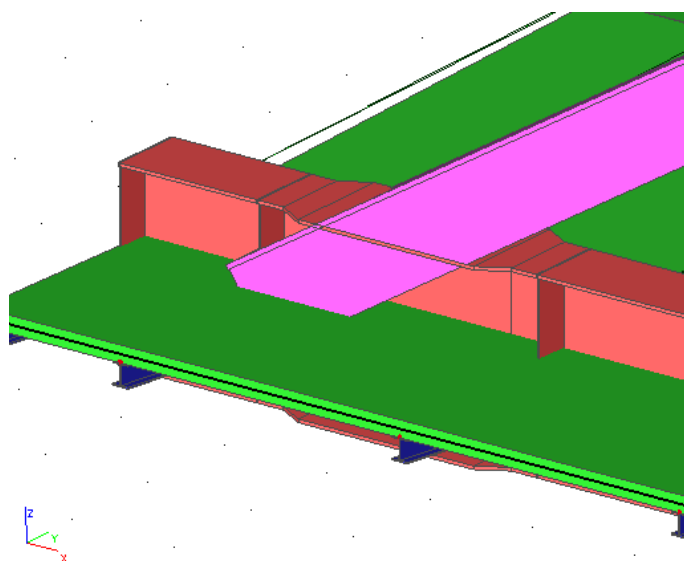


Obr. 50 Prostorové zobrazení podrobného modelu



Obr. 51 Ukázka namodelovaných spřahovacích trnů

Do podrobného modelu byly také vymodelovány výztuhy hlavního nosného trámu (Obr. 52) a další konstrukční úpravy jako jsou náběhy u napojení oblouku na hlavní nosný trám apod.



Obr. 52 Ukázka namodelovaných výztuh a náběhů

Pro další zkoumání konstrukce by bylo možno celou konstrukci namodelovat pomocí skořepin. To je ale velmi časově a technicky náročné, proto se tímto tato práce nezabývá. Pokud je potřeba podrobnější znalost některé z částí této konstrukce, provádí se modelování pomocí skořepin pouze této části, která má být zkoumána.



### 7.1.3 Porovnání vnitřních sil výpočetních modelů

V tabulce je uvedeno porovnání vnitřních sil jednotlivých modelů. Je zde patrné, že namodelování spřažení mostovky mělo velký vliv především na vnitřní síly na příčnicích, kde se radikálněji změnily všechny zkoumané vnitřní síly. Velká změna taky nastane u normálové tahové síly na hlavním nosném trámu.

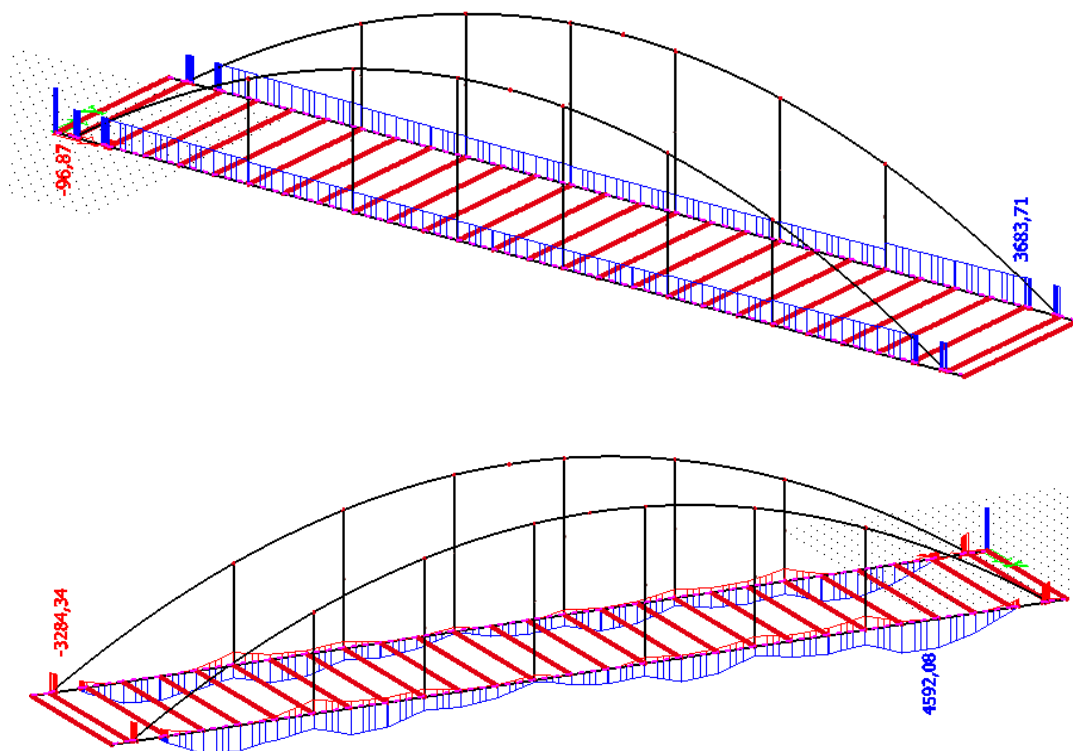
Druh konstrukce	Vnitřní síly	±	Základní model	Podrobný model
Hlavní nosný trám	My	+	5319,73	4592,08
		-	-3658,23	-3284,34
	N	+	9495,58	3684,71
		-	0,00	0,00
	Vz	+	1426,66	1331,12
		-	-1671,76	-1563,43
Oblouk	My	+	3388,68	3392,33
		-	-1741,92	-1736,78
	N	+	0,00	0,00
		-	-10619,68	-10740,98
	Vz	+	1064,11	2267,40
		-	-1061,60	-2209,48
Příčnice	My	+	3956,39	1143,14
		-	-2321,01	-762,25
	N	+	3377,46	2106,88
		-	-456,63	-151,44
	Vz	+	1096,99	662,60
		-	-1312,83	-821,41
Táhla	N1	+	1768,54	1778,86
	N2	+	1308,63	1327,75
	N3	+	1434,46	1445,57

Tab. 4 Porovnání výpočetních modelů

## 7.2 Statický posudek

Výpočetní síly byly tedy stanoveny z podrobného výpočetního modelu a na základě těchto sil byl poté proveden statický posudek jednotlivých hlavních nosných prvků konstrukce, který je uveden v následujících podkapitolách.

## 7.2.1 Posudek hlavního nosného trámu



Obr. 53 Síly získané z výpočetního modelu

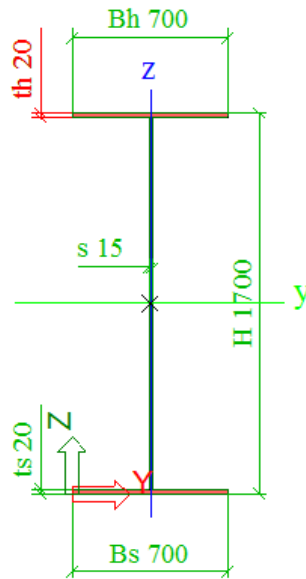
$$M_{Ed} = 4592,08 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 3683,71 \text{ kN}$$

Jelikož jsou tyto síly menší než síly získané z předběžného výpočtu, je možno změnit průřez nosníku hlavního trámu. Pro zachování geometrie jsou snižovány pouze tloušťky jednotlivých pásnic a stojiny.

$$W_{y,min} = \frac{M_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_{yk}} = \frac{4592,08 \cdot 1,0}{355} = 1,294 \cdot 10^{-2} \text{ m}^3$$

$$A_{min} = \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_{yk}} = \frac{3683,71 \cdot 1,0}{355} = 1,038 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$$



Obr. 54 Nově navržený průřez

$$W_y = 2,997 \cdot 10^{-2} \text{ m}^3$$

$$A = 5,29 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$$

- **Posouzení:**

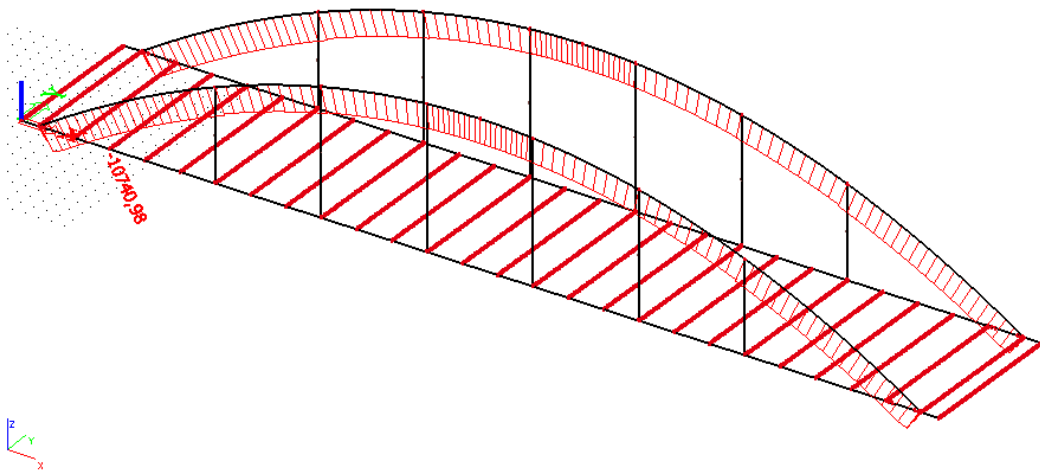
$$M_{Rd} = \frac{W_y \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{2,997 \cdot 10^{-2} \cdot 355}{1,0} = 10639,7 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 10639,7 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 4592,08 \text{ kNm} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{5,29 \cdot 10^{-2} \cdot 355}{1,0} = 18779,50 \text{ kNm}$$

$$N_{Rd} = 18779,50 \text{ kNm} \geq N_{Ed} = 3683,71 \text{ kNm} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

## 7.2.2 Posudek ztužujícího oblouku

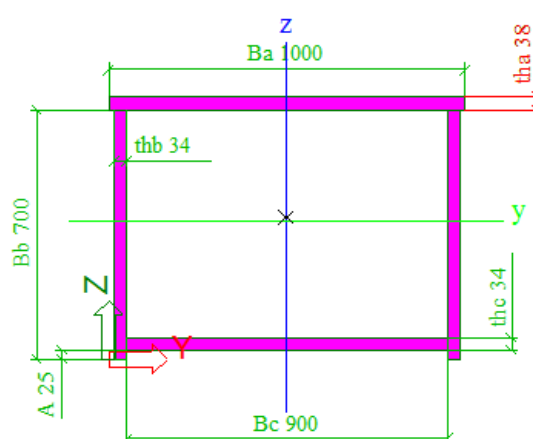


Obr. 55 Vnitřní síly z výpočetního modelu

$$N_{Ed} = 10740,98 \text{ kN}$$

Normálová tlaková síla je hodnotou podobná síle získané pro předběžný výpočet, proto není nutno průřez oblouku navrhovat znovu a můžeme provést posudek přímo.

### - Posouzení na prostý tlak:



Obr. 56 Navržený průřez oblouku

$$A = 1,16 \cdot 10^{-1} \text{ m}^2$$

$$I_y = 9,85 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_z = 1,56 \cdot 10^{-2} m^4$$

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{1,16 \cdot 10^{-1} \cdot 355}{1,0} = 41251 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = 41251 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 10740,98 \text{ kN} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

- **Posouzení na vzpěr:**

$$L_{oblouk, \text{část}} = 33,441 \text{ m}$$

$$L_{oblouk} = 66,882 \text{ m}$$

- Vzpěrná délka (při vybočení z roviny hlavního nosníku je ohraničena pouze stykem oblouku a hlavního trámu (těžištěm tohoto styku), při vybočení v rovině nosníku je tato délka ohraničena vzdáleností těžiště styku oblouku s trámem a vrcholu oblouku)

$$L_{cr,y} = 0,7 \cdot L_{oblouk, \text{část}} = 0,7 \cdot 33,441 = 23,4087 \text{ m}$$

$$L_{cr,z} = 0,7 \cdot L_{oblouku} = 0,7 \cdot 66,882 = 46,8174 \text{ m}$$

- Poloměr setrvačnosti

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{9,85 \cdot 10^{-3}}{1,16 \cdot 10^{-1}}} = 291,09 \text{ mm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{1,56 \cdot 10^{-2}}{1,16 \cdot 10^{-1}}} = 366,61 \text{ mm}$$

- Kritická štíhlost

$$\lambda_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y} = \frac{23,4087}{291,09} = 80,4$$

$$\lambda_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z} = \frac{46,8174}{366,61} = 127,7$$

- Srovnávací štíhlost

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

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot 0,814 = 76,40$$

- Poměrná štíhlost

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{80,4}{76,40} = 1,053$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{127,7}{76,40} = 1,672$$

- Součinitel vzpěrnosti

$$\alpha = 0,49 \text{ (křivka vzpěrnosti c)}$$

$$\begin{aligned} \phi_y &= 0,5 \cdot [1 + \alpha_1 \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] \\ &= 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (1,053 - 0,2) + 1,053^2] = 1,263 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi_z &= 0,5 \cdot [1 + \alpha_1 \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] \\ &= 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (1,672 - 0,2) + 1,672^2] = 2,258 \end{aligned}$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1,263 + \sqrt{1,263^2 - 1,053^2}} = 0,510$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{2,258 + \sqrt{2,258^2 - 1,672^2}} = 0,265$$

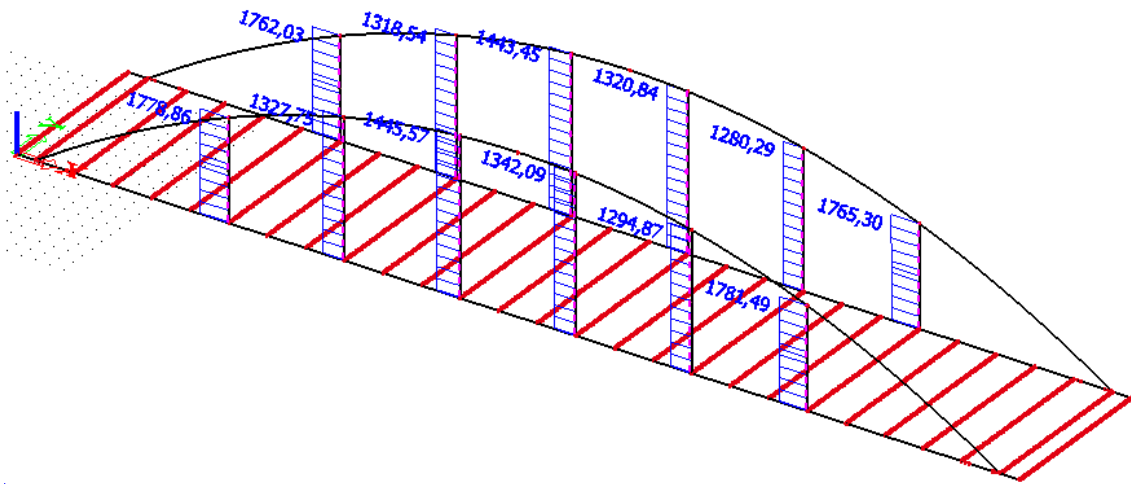
$$N_{Rd,y} = \chi_y \cdot \frac{A \cdot f_{yd}}{\gamma_{M0}} = 0,510 \cdot \frac{1,16 \cdot 10^{-1} \cdot 355}{1,0} = 21039,89 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,y} = 21039,89 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 10740,98 \text{ kN} \rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

$$N_{Rd,z} = \chi_z \cdot \frac{A \cdot f_{yd}}{\gamma_{M0}} = 0,265 \cdot \frac{1,16 \cdot 10^{-1} \cdot 355}{1,0} = 10927,76 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,z} = 10927,76 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 10740,98 \text{ kN} \rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

### 7.2.3 Posudek táhel



Obr. 57 Vnitřní síly získané z modelu

$$N_{Ed} = 1778,86 \text{ kN}$$

Síla je opět menší než u předběžného výpočtu, ovšem táhla menšího průřezu nevyhoví, tudíž ponecháme původní návrh M85 ( $d = 82 \text{ mm}$ ).

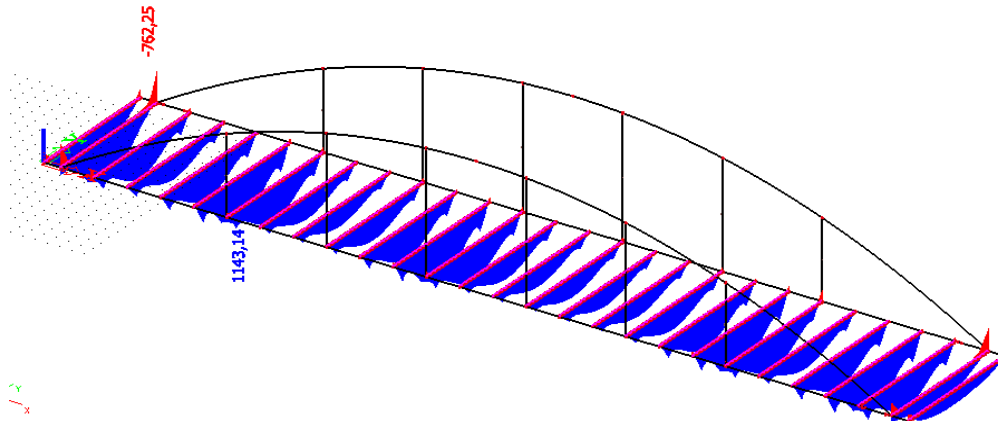
$$A = \pi r^2 = \pi \cdot 0,041^2 = 5,28 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$A_s = A = 5,28 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$  ... táhla Macalloy mají válcované závity, oslabení plochy je proto minimální

$$N_{Rd} = \min \left( \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}, 0,9 \cdot \frac{A_s \cdot f_{uk}}{\gamma_{M2}} \right) = \min \left( \frac{5,28 \cdot 10^{-3} \cdot 460}{1,1}, 0,9 \cdot \frac{5,28 \cdot 10^{-3} \cdot 610}{1,25} \right) = \min \begin{pmatrix} 2208,43 \\ 2319,42 \end{pmatrix} = 2208,43 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = 2208,43 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 1778,86 \text{ kN} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

## 7.2.4 Posudek příčnicku

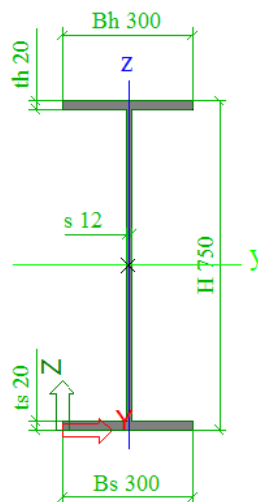


Obr. 58 Síly z výpočetního modelu

$$M_{Ed} = 1143,14 \text{ kNm}$$

$$W_{y,min} = \frac{M_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_{yd}} = \frac{1143,14 \cdot 1,0}{355} = 3,22 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

Menší síly vedou opět ke snížení tuhosti navrhovaného prvku.



Obr. 59 Navržený průřez hlavního nosného trámu

$$W_y = 5,219 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$A = 2,052 \cdot 10^{-2}$$



- **Posouzení nosného trámu:**

$$M_{Rd} = \frac{W_y \cdot f_{yd}}{\gamma_{M0}} = \frac{5,219 \cdot 10^{-3} \cdot 355}{1,0} = 1852,64 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 1852,64 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 1143,14 \text{ kNm} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

- **Posouzení spřažení:**

Mostovku tvoří spřažený průřez, proto je nutné posoudit navržené spřahovací prostředky. Pro tuto konstrukci byly navrženy spřahovací trny typu SD (Avdel). Betonová deska je z betonu C30/37 a má tloušťku 250 mm. Zatěžovací šířka je 2,72 m.

Vlastnosti trnu:

- Průměr:  $d = 19 \text{ mm}$
- Výška trnu:  $h_{sc} = 100 \text{ mm}$
- Mez pevnosti:  $f_u = 450 \text{ MPa}$
- Ocel:  $St37 - 3K, \gamma_v = 1,25$

Vlastnosti betonu:

- Pevnost v tlaku:  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- Modul pružnosti:  $E_{cm} = 32 \text{ GPa}$

Únosnost trnu s hlavou ve smyku

$$\frac{h_{sc}}{d} = \frac{100}{19} = 5,263$$

$$\alpha = \begin{cases} 0,2 \left( \frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) & \text{pro } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4 \\ 1,0 & \text{pro } \frac{h_{sc}}{d} > 4 \end{cases} = 1,0$$

$$P_{Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 f_u \frac{\pi d^2}{4} \\ 0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \cdot 450 \cdot \frac{\pi \cdot 19^2}{4} \\ 0,29 \cdot 1,0 \cdot 19^2 \sqrt{30 \cdot 32000} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 102,07 \\ 102,57 \end{array} \right\}$$

$$P_{Rk} = 102,07 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} = \frac{102,07}{1,25} = 81,66 \text{ kN}$$

### Počet trnů

$$b_e = \frac{L}{8} = \frac{11,86}{8} = 1,4825 \text{ m} \geq \frac{b}{2} = \frac{2,72}{2} = 1,36 \text{ m}$$

$$b_{eff} = b = 2,72 \text{ m}$$

$$A_c = b_{eff} \cdot t_c = 2,72 \cdot 0,25 = 0,68 \text{ m}^2$$

$$N_{cf} = \min \left\{ \frac{\frac{A_a f_y}{\gamma_{M0}}}{\frac{A_c 0,85 f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_s f_{sk}}{\gamma_s}} \right\} = \min \left\{ \frac{\frac{2,052 \cdot 10^{-2} \cdot 355}{1,0}}{\frac{0,68 \cdot 0,85 \cdot 30}{1,5} + 0} \right\} = \min \{ 7284,60 \}$$

$$N_{cf} = 7284,60 \text{ kN}$$

Rozhodující síla je menší než síla stanovená v předběžném výpočtu, proto je možno snížit počet trnů ve spřažené konstrukci.

$$n_f = \frac{N_{cf}}{P_{Rd}} = \frac{7284,60}{81,66} = 89,21 \text{ ks} \rightarrow \mathbf{90 \text{ ks}}$$

Vzdálenost trnů:

- Trny ve dvou řadách:

$$e = \frac{2L}{2n_f} = \frac{2 \cdot 11,86}{2 \cdot 90} = 131,77 \text{ mm} \rightarrow \text{návrh } e = 130 \text{ mm}$$

- Skutečný počet trnů na nosníku:

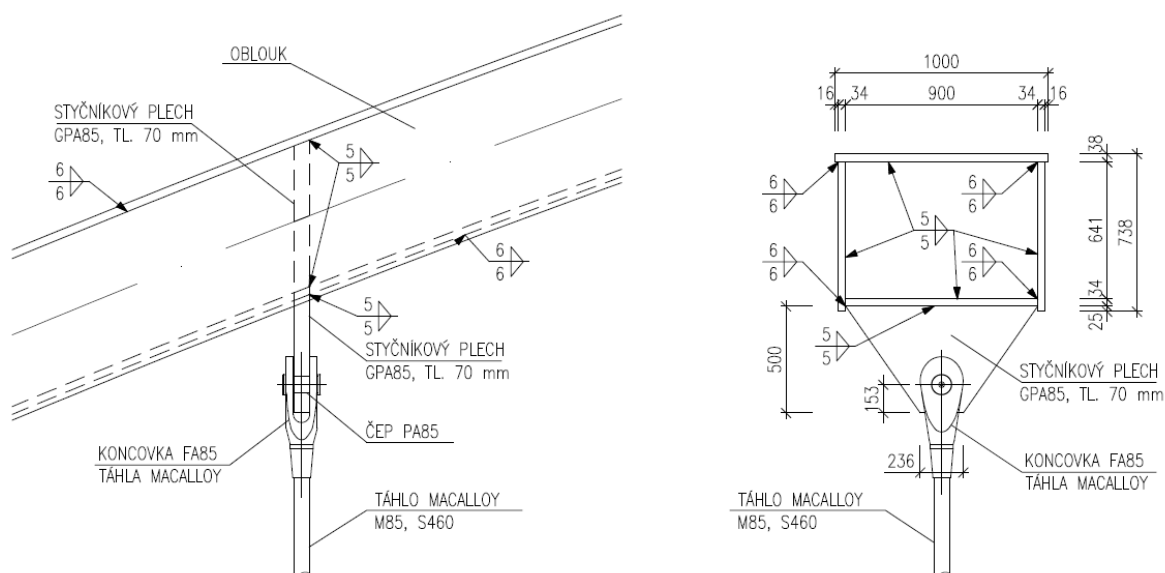
$$n = \frac{L}{e} = \frac{11,86}{0,130} = 91 \text{ trnů} \rightarrow \mathbf{NÁVRH VYHOVUJE}$$

### 7.3 Posouzení vybraných spojů

Pro statický posudek byly vybrány ty detaily mostní konstrukce, které byly v souvislosti s předpokládaným namáháním konstrukce posouzeny jako důležité.

#### 7.3.1 Napojení táhla Macalloy na oblouk

Tento detail (Obr. 60) byl posuzován jak z hlediska normy ČSN EN 1993-1-8, tak z hlediska zásad výroby táhel Macalloy. Navíc byl tento detail vymodelován pomocí programu Scia Engineer jako skořepinový model a byl posuzován z hlediska MKP analýzy.



Obr. 60 Detail čepového spoje

- **Posudek čepu dle společnosti Macalloy**

Společnost Macalloy, výrobce systému konstrukčních táhel Macalloy S460, zaručuje, že všechny jimi dodávané komponenty (čepy, koncovky, spojky a napínáky) jsou zkonstruovány tak, aby vyhovely únosnosti tyče. Koncovky jsou navrženy pro připojení na plech jakosti S355. Těmto plechům jsou společností předepsány potřebné rozměry a dodržení těchto rozměrů zajišťuje plnohodnotný styk.

Jelikož byl tento styčník navrhován právě podle podkladů společnosti Macalloy, můžeme prohlásit, že tento styčník vyhoví danému zatížení. Rozměry jednotlivých komponent a styčníkového plechu jsou uvedeny ve výkresu č. 004 (Příloha H).

• **Posudek dle ČSN EN 1993-1-8**

Posudek čepu:

- Průměr čepu:  $d = 90 \text{ mm}$
- Plocha průřezu čepu:  $A = 6,36 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$
- Tloušťka spojované části:  $t = 70 \text{ mm}$
- Průřezový modul čepu:  $W_{el} = 7,16 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3$
- Mez pevnosti čepu:  $f_{up} = 610 \text{ MPa}$
- Mez kluzu čepu:  $f_{yp} = 460 \text{ MPa}$
- Nižší z meze kluzu čepu a spojované části:  $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$
- Součinitelé spolehlivosti:  $\gamma_{M0} = 1,00$   
 $\gamma_{M2} = 1,25$
- Rozměry pro výpočet momentu:  $a = 38 \text{ mm}$   
 $b = 70 \text{ mm}$   
 $c = 4 \text{ mm}$

Únosnost čepu ve stříhu:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot A \cdot f_{up}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 6,36 \cdot 10^{-3} \cdot 610}{1,25} = 1862,71 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = 1862,71 \text{ kN} \geq 1/2 F_{v,Ed} = 889,43 \text{ kN (dvojstřížný)} \rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

Únosnost plechu a čepu v otláčení:

$$F_{b,Rd} = \frac{1,5 \cdot t \cdot d \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{1,5 \cdot 0,07 \cdot 0,09 \cdot 355}{1,00} = 3354,75 \text{ kN}$$

$$F_{b,Rd} = 3354,75 \text{ kN} \geq F_{b,Ed} = 1778,86 \text{ kN} \rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

Únosnost čepu v ohybu:

$$M_{Rd} = \frac{1,5 \cdot W_{el} \cdot f_{yp}}{\gamma_{M0}} = \frac{1,5 \cdot 7,16 \cdot 10^{-5} \cdot 460}{1,00} = 49,38 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = \frac{F_{Ed}}{8} (b + 4c + 2a) = \frac{1778,86}{8} (70 + 4 \cdot 4 + 2 \cdot 38) = 36,02 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 49,38 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 36,02 \text{ kNm} \rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

Únosnost čepu při kombinaci stříhu a ohybu:

$$\left[ \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right]^2 + \left[ \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right]^2 \leq 1,0$$

$$\left[ \frac{36,02}{49,38} \right]^2 + \left[ \frac{889,43}{1862,71} \right]^2 \leq 1,0$$

$$0,53 + 0,23 \leq 1,0$$

$$0,76 \leq 1,0 \rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

Posudek svaru styčnickového plechu a oblouku:

- Tloušťka svaru:  $a = 5 \text{ mm}$
- Délka svaru:  $l = 900 \text{ mm}$
- Plocha svaru:  $A_w = 9000 \text{ mm}^2$
- Mez pevnosti nejslabší spojované části:  $f_u = 510 \text{ MPa}$
- Korekční součinitel:  $\beta_w = 0,9$

$$\tau_{\parallel} = 0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_w = \frac{N}{A_w} = \frac{1778,86}{9000} = 197,65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{\sigma_w}{\sqrt{2}} = \frac{197,65}{\sqrt{2}} = 139,76 \text{ MPa}$$

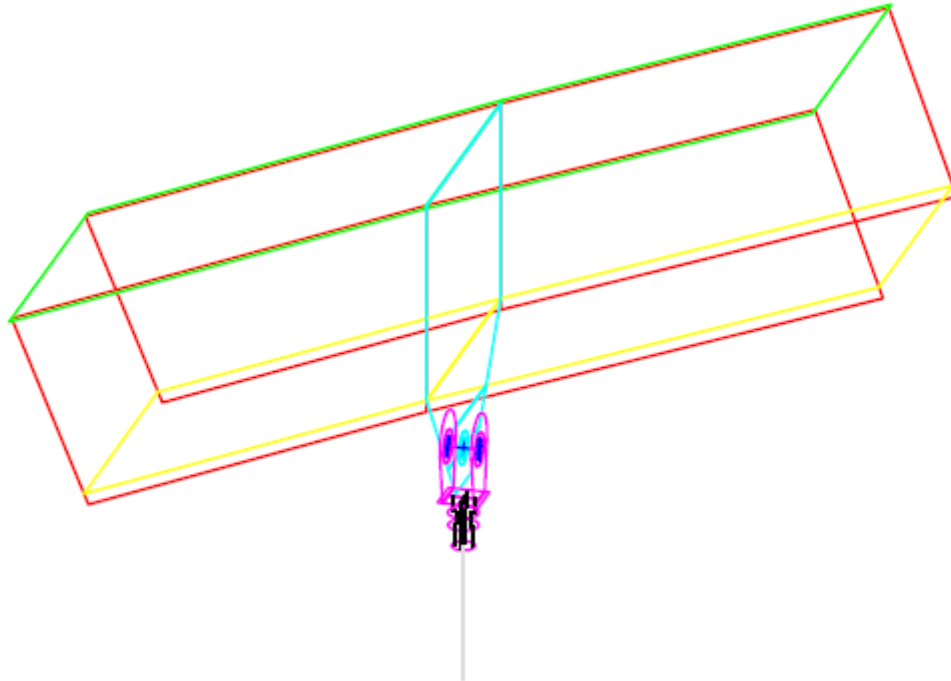
$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} = \sqrt{139,76^2 + 3 \cdot (139,76^2 + 0)} = 279,52 \text{ MPa} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$= \frac{510}{0,9 \cdot 1,25} = 453,33 \text{ MPa} \rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

- **MKP analýza styčnicku**

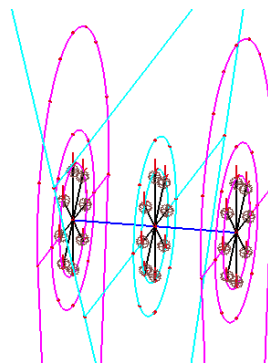
Problematika styčnicku byla řešena také pomocí MKP softwaru Scia Engineer.

Tento spoj byl nejprve vymodelován jako 3D model v programu AutoCAD 2015 (Obr. 61), kde byly vykresleny střednice jednotlivých ploch navrženého styčnicku.



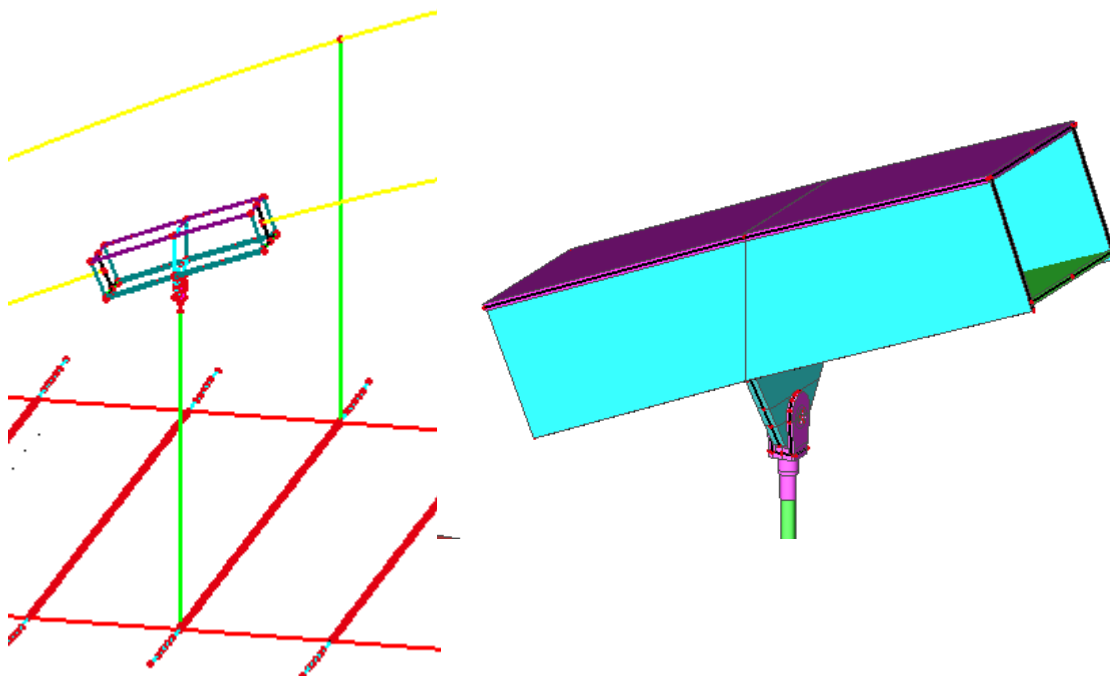
Obr. 61 Styčnick v software AutoCAD 2015

Takto namodelovaný styčnick byl poté naimportován do programu Scia Engineer, kde byly jednotlivým plochám dodány jejich tloušťky. Samotný čepový spoj byl namodelován pomocí prutových prvků tvořících v otvoru hvězdice (Obr. 62). Tyto hvězdice byly kloubově připojeny k ploše a poté navzájem pospojovány dalšími pruty.



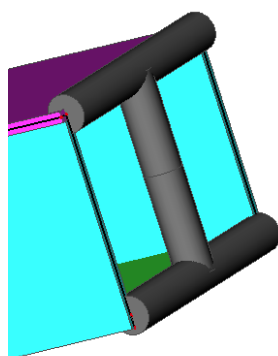
Obr. 62 Simulace čepového spoje

Aby bylo co nejvíce nasimulováno zatížení této části, byl tento styčnick aplikován přímo do již vytvořeného prutového modelu (Obr. 63), který byl použit pro globální analýzu.



Obr. 63 Styčnick ve Scia Engineer

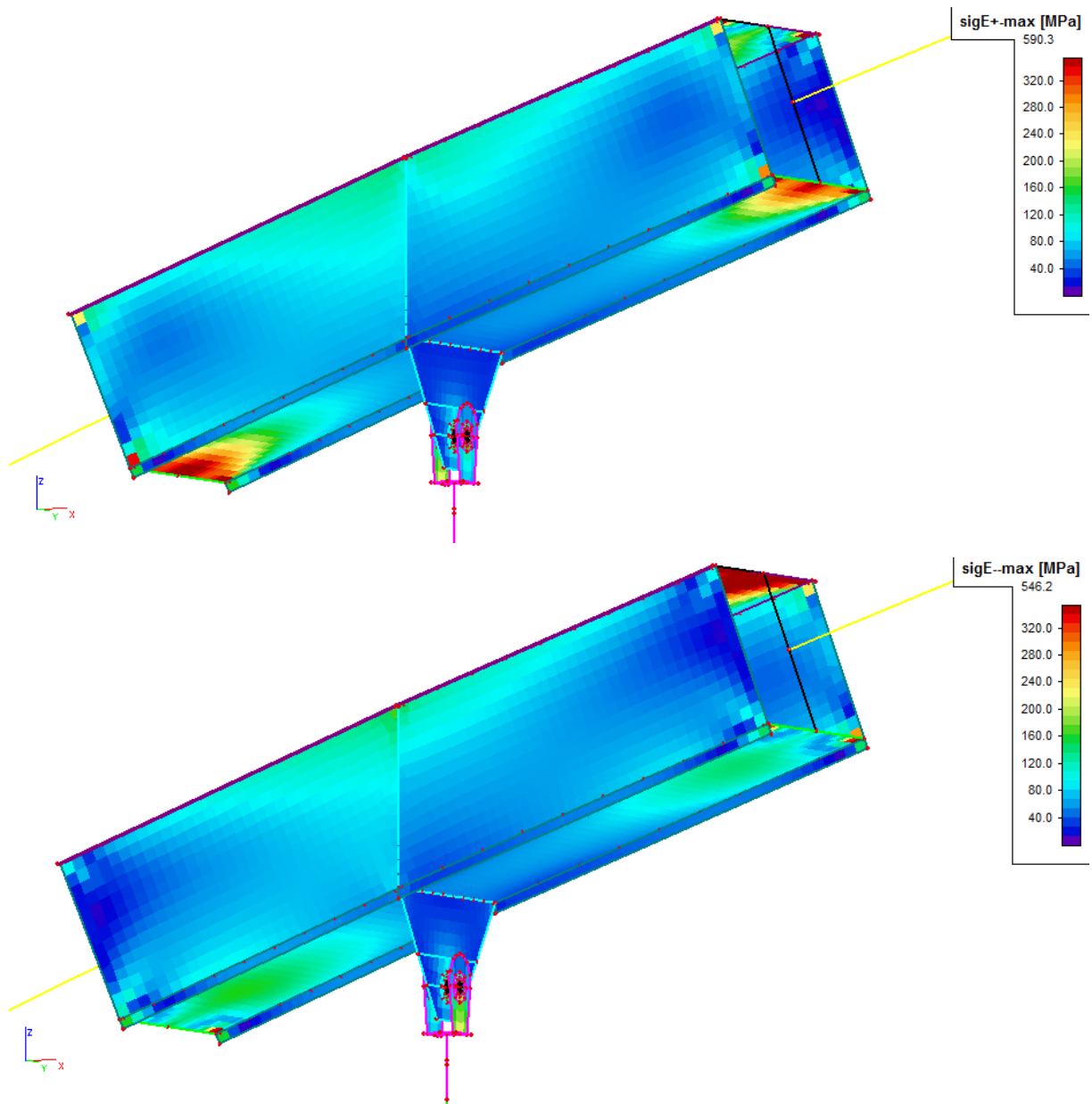
Napojení skořepinového modelu na prutové prvky bylo provedeno pomocí tuhých prutů. Z těchto prutů bylo vytvořeno diafragma (Obr. 64), do jehož středu byl poté napojen původní prutový prvek oblouku. Těmto prutům byla také snížena hmotnost na minimální a zvýšena tuhost, tak aby se jejich existence neprojevovala do chování celé konstrukce.



Obr. 64 Napojení skořepiny na prutový model pomocí tuhých prutů

Po zajištění vazby skořepinového modelu na model prutový, byly vybrány nelineární kombinace zatížení, které nejvíce zatěžují tuto část konstrukce, a celý model byl opět přepočítán pomocí nelineárního výpočtu.

Pro analýzu části konstrukce byly vykresleny rovnocenná napětí  $\sigma_{E+}$  a  $\sigma_{E-}$  (Obr. 65), což jsou hlavní napětí na horním a dolním okraji plochy. Toto napětí je počítáno pomocí teorie Huber-Miseses-Hencky, proto je posuzováno přímo s mezí kluzu.



Obr. 65 Výsledky globální analýzy styčnicku ze Scia Engineer



V místech diafragma dochází k lokálním špičkám napětí. Toto napětí ale na reálné konstrukci nebude, tudíž jej můžeme zanedbat.

- Napětí v dolní pásnici oblouku poblíž styčnickového plechu

$$\sigma_{E+} = 71 \text{ MPa} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1,0} = 355 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$\sigma_{E-} = 74 \text{ MPa} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1,0} = 355 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

- Napětí v horní pásnici oblouku poblíž styčnickového plechu

$$\sigma_{E+} = 134 \text{ MPa} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1,0} = 355 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$\sigma_{E-} = 123 \text{ MPa} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1,0} = 355 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

- Napětí ve styčnickovém plechu

$$\sigma_{E+} = 98 \text{ MPa} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1,0} = 355 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$\sigma_{E-} = 98 \text{ MPa} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1,0} = 355 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

- Napětí v kotvě lana Macalloy

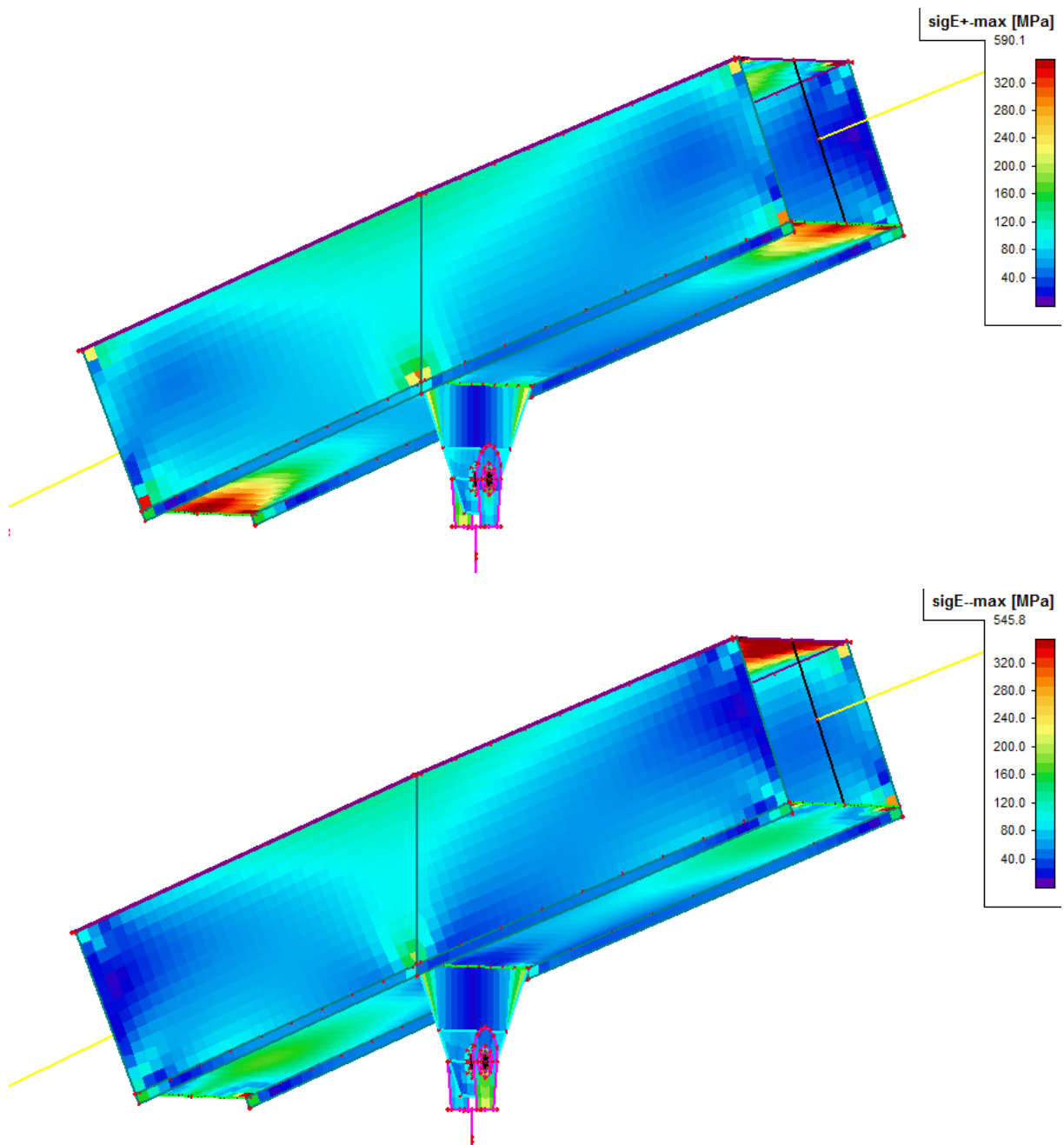
$$\sigma_{E+} = 208 \text{ MPa} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{460}{1,0} = 460 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$\sigma_{E-} = 202 \text{ MPa} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{460}{1,0} = 460 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

- **MKP analýza styčnicku – varianta 2**

Pro zajímavost bylo také zkoumáno, jaký vliv na napětí ve styčnicku bude mít vynechání ztužení styčnickového plechu v komorovém průřezu oblouku. Byl zhotoven další výpočetní model, kde byla tato ztužující deska odstraněna (Obr. 66).

Z tohoto modelu byly opět vykresleny výsledná rovnocenná napětí  $\sigma_E$ .



Obr. 66 Výsledky globální analýzy styčnicku ze Scia Engineer – varianta 2

Jak je vidět, v místě styku styčnickového plechu s dolní pásnicí komorového průřezu oblouku dochází k lokálnímu zvýšení napětí. V předchozím případě se napětí ze styčnickového plechu přenášelo skrz dolní pásnici oblouku přímo do výztužného plechu, v tomto případě ale se napětí přenáší přímo do bočních stěn komorového průřezu, proto dochází ke zvýšení zkoumaného napětí.

- Napětí v dolní pásnici oblouku poblíž styčnickového plechu

$$\sigma_{E+} = 123 \text{ MPa} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1,0} = 355 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$\sigma_{E-} = 118 \text{ MPa} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1,0} = 355 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

- Napětí v horní pásnici oblouku poblíž styčnickového plechu

$$\sigma_{E+} = 134 \text{ MPa} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1,0} = 355 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$\sigma_{E-} = 128 \text{ MPa} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1,0} = 355 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

- Napětí ve styčnickovém plechu

$$\sigma_{E+} = 239 \text{ MPa} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1,0} = 355 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$\sigma_{E-} = 192 \text{ MPa} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1,0} = 355 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

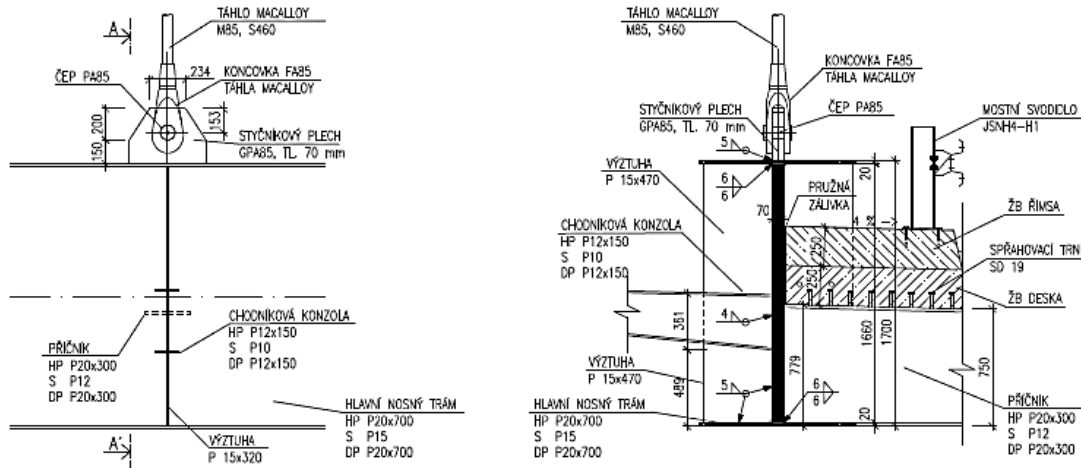
- Napětí v kotvě lana Macalloy

$$\sigma_{E+} = 210 \text{ MPa} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{460}{1,0} = 460 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$\sigma_{E-} = 208 \text{ MPa} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{460}{1,0} = 460 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

### 7.3.2 Napojení táhla Macalloy k hlavnímu nosnému trámu

V tomto detailu se jedná o stejné čepové napojení táhla jako v předchozím případě, proto je posuzován pouze svarový přípoj styčnickové desky na hlavní nosný trám.



Obr. 67 Detail napojení táhla Macalloy na hlavní nosný trám

#### Posudek svaru styčnickového plechu a oblouku:

- Tloušťka svaru:  $a = 5 \text{ mm}$
- Délka svaru:  $l = 560 \text{ mm}$
- Plocha svaru:  $A_w = 5600 \text{ mm}^2$
- Mez pevnosti nejslabší spojované části:  $f_u = 510 \text{ MPa}$
- Korekční součinitel:  $\beta_w = 0,9$

$$\tau_{\parallel} = 0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_w = \frac{N}{A_w} = \frac{1778,86}{5600} = 317,65 \text{ MPa}$$

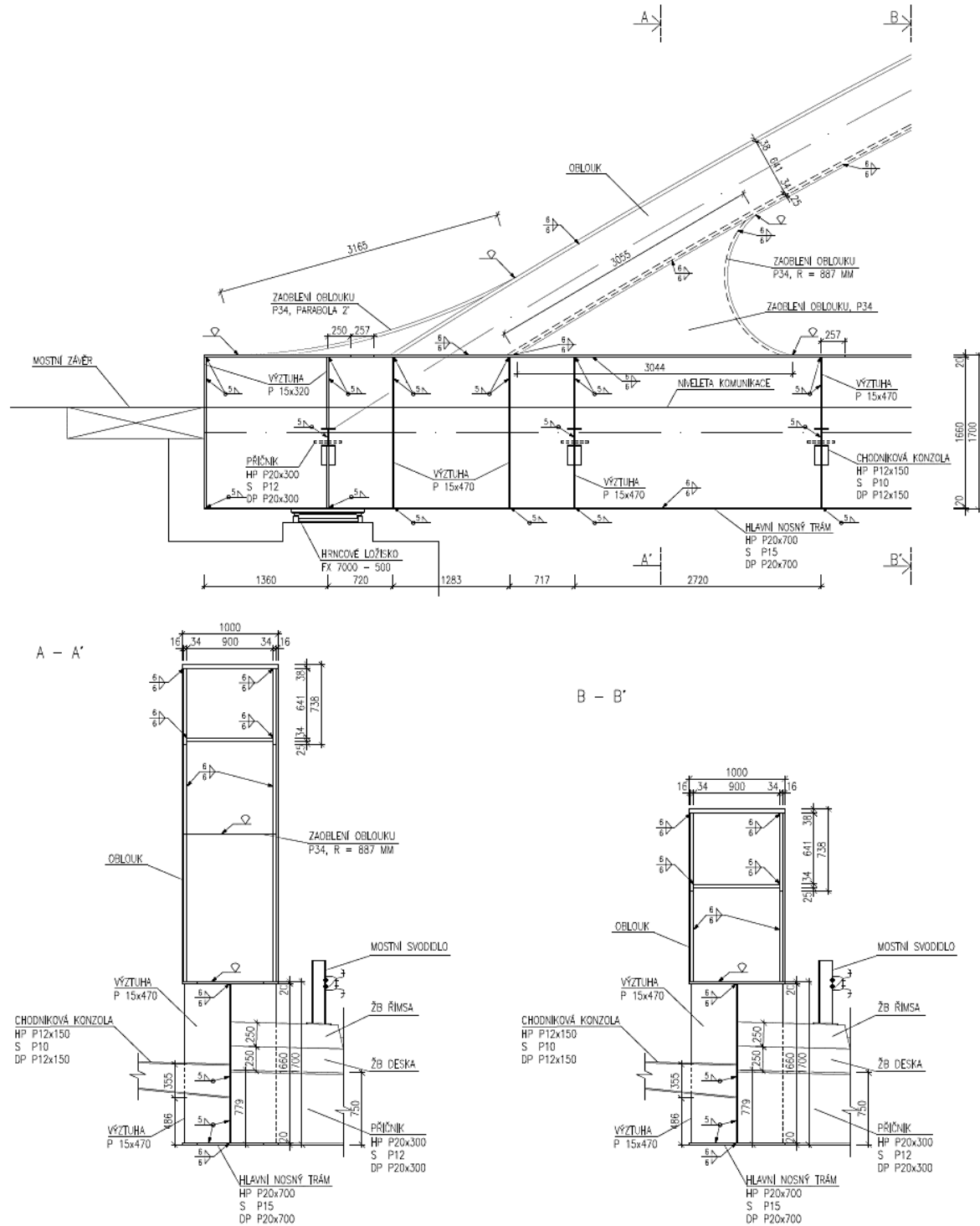
$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{\sigma_w}{\sqrt{2}} = \frac{317,65}{\sqrt{2}} = 224,61 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} = \sqrt{224,61^2 + 3 \cdot (224,61^2 + 0)} = 449,23 \text{ MPa} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$= \frac{510}{0,9 \cdot 1,25} = 453,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

### 7.3.3 Napojení oblouku na hlavní nosný trám

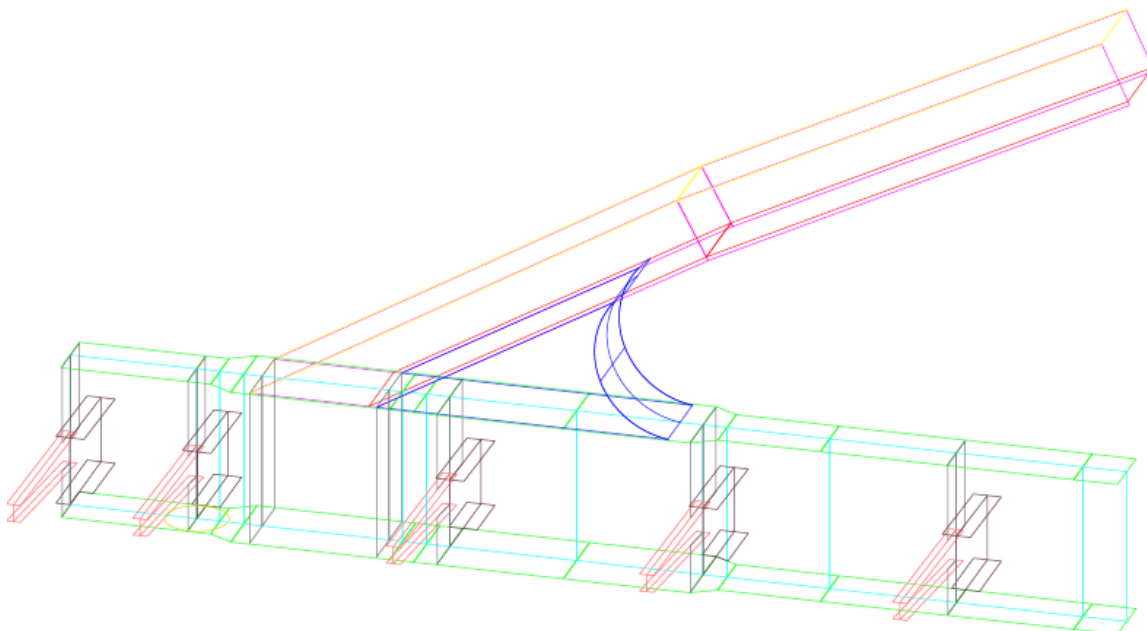
Toto napojení (Obr. 68) je v podstatě nejdůležitější na celé konstrukci a způsobuje nejvíce potíží, co se týče vyřešení napojení komorového průřezu na průřez jednostěnný.



Obr. 68 Detail napojení oblouku na hlavní nosný trám

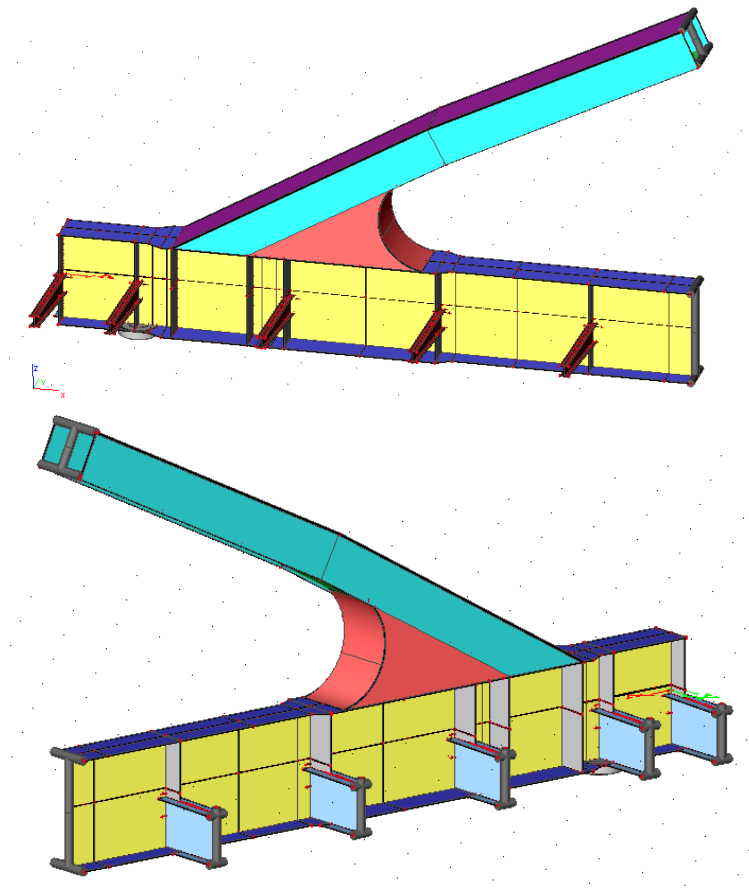
Jelikož složitost tohoto detailu znemožňuje posoudit jej ručním výpočtem, byl tento detail vymodelován opět jako skořepinový model v programu Scia Engineer.

Postup modelování byl obdobný jako u čepového spoje. Napojení bylo tedy nejprve vykresleno pomocí střednic v programu AutoCAD 2015 (Obr. 69) a poté bylo importováno do programu Scia Engineer (Obr. 70).

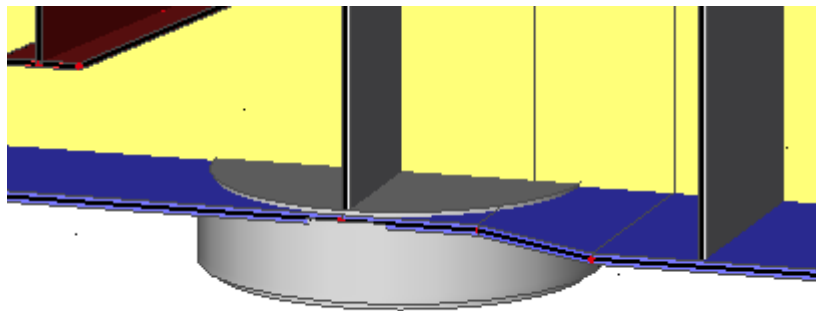


Obr. 69 3D styčník v software AutoCAD 2015

Ve skořepinovém modelu bylo napojení na model prutový opět provedeno pomocí diafragmat z tuhých prutů, stejně jako u čepového spoje. Jelikož se pod tímto styčníkem nachází pevné ložisko, bylo nutné tuto skořepinu také vhodně uložit. Nejdříve byla skořepina uložena pomocí liniové podpory přímo v ploše spodní pásnice hlavního nosného trámu. Ukázalo se ale, že toto uložení neodpovídá realitě, protože na části modelu se skořepinou vznikaly příliš velké deformace ze směru osy  $z$  a bylo zde nakumulováno velké množství napětí. Bylo tedy nutné toto uložení vymyslet jinak. Nakonec se osvědčilo vymodelovat další skořepinu velikosti ložiska přímo v místě reálného uložení (Obr. 71). Této skořepině byla dána velká tuhost a snížena hmotnost. Spodní část pak byla podepřena liniovou podporou.

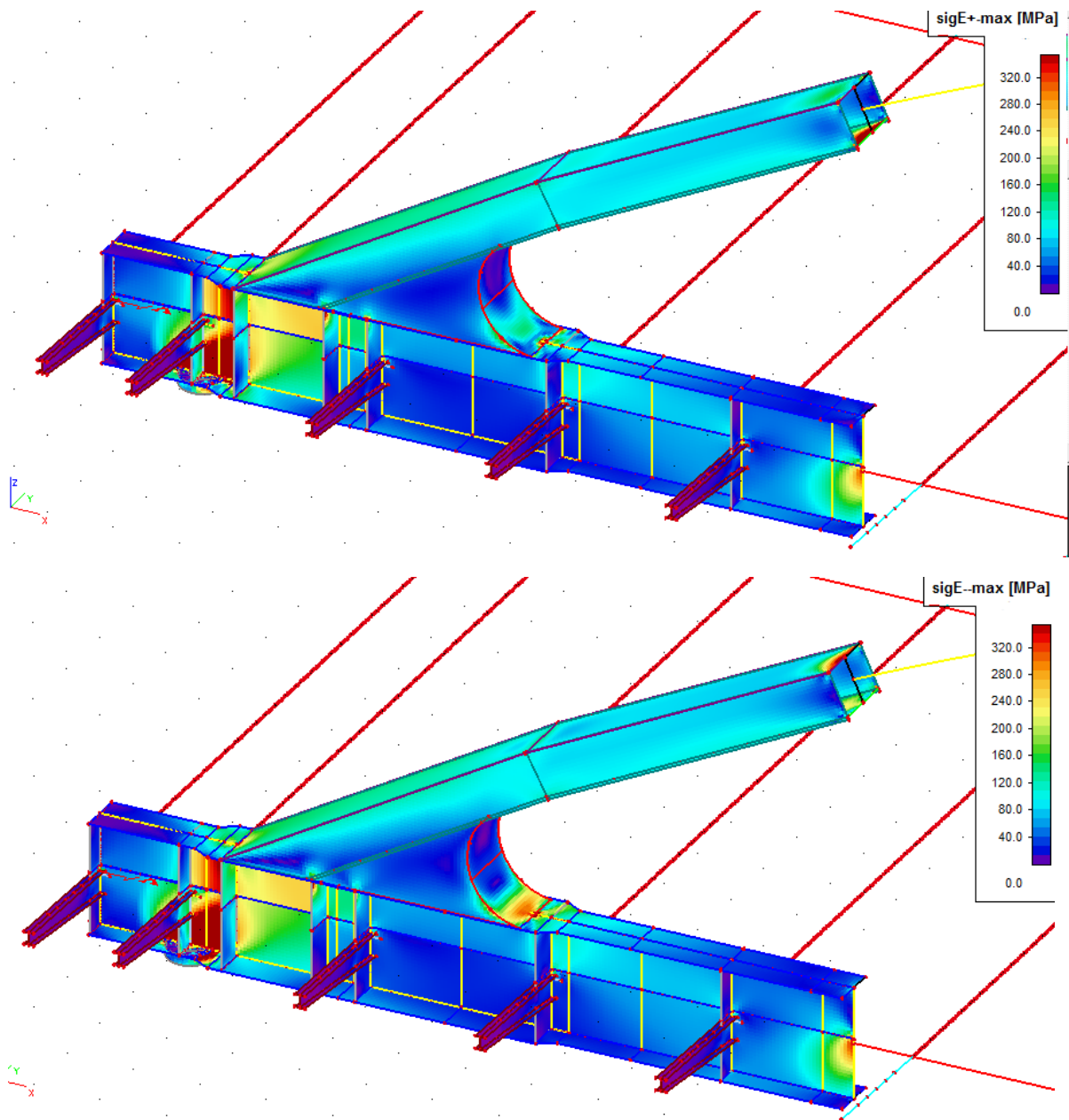


Obr. 70 3D styčník v software Scia Engineer



Obr. 71 Detail modelu ložiska

Pro analýzu byly opět vykresleny napětí na jednotlivých plochách (Obr. 72) a porovnány s mezí kluzu.



Obr. 72 Výsledky globální analýzy styčnicku ze Scia Engineer

- Napětí v horní pásnici oblouku poblíž styku oblouku s trámem

$$\sigma_{E+} = 248 \text{ MPa} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1,0} = 355 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$\sigma_{E-} = 275 \text{ MPa} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1,0} = 355 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$



- Napětí v dolní pásnici oblouku poblíž styku oblouku s trámem

$$\sigma_{E+} = 68 \text{ MPa} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1,0} = 355 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$\sigma_{E-} = 56 \text{ MPa} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1,0} = 355 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

- Napětí na boční stěně oblouku poblíž styku oblouku s trámem

$$\sigma_{E+} = 304 \text{ MPa} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1,0} = 355 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$\sigma_{E-} = 238 \text{ MPa} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1,0} = 355 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

- Napětí v zaoblení oblouku

$$\sigma_{E+} = 338 \text{ MPa} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1,0} = 355 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$\sigma_{E-} = 326 \text{ MPa} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1,0} = 355 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

- Napětí v horní pásnici trámu poblíž styku oblouku s trámem

$$\sigma_{E+} = 289 \text{ MPa} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1,0} = 355 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$\sigma_{E-} = 312 \text{ MPa} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1,0} = 355 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

- Napětí v horní části stojiny trámu

$$\sigma_{E+} = 266 \text{ MPa} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1,0} = 355 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$\sigma_{E-} = 293 \text{ MPa} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1,0} = 355 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

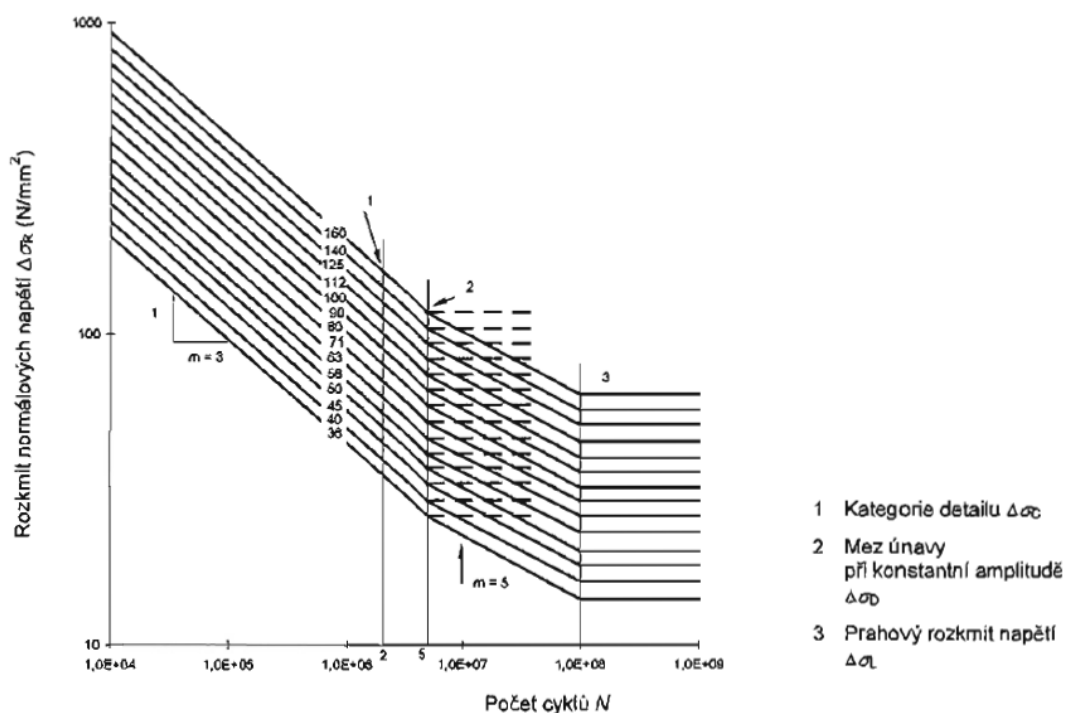
#### 7.3.4 Přípoj příčnicku na hlavní nosný trám – princip posouzení na únavovou pevnost

Posouzení na únavu je zpravidla nutné provést u prvků přenášejících pohyblivá zatížení, opakovaná namáhání od nevyváženého zatížení, a dále u prvků kmitajících účinky větru nebo pohyblivých zatížení.

Základním předpokladem výpočtu je, že jmenovitá napětí (tj. napětí v základním materiálu v blízkosti místa potenciální trhliny) jsou v pružné oblasti působení materiálu.

Na únavu se konstrukce posuzují z hlediska rozkmitu napětí. Dle uspořádání konstrukčního detailu se pro výpočet rozkmitů napětí použije buď jmenovité, nebo tvarové napětí. Pro konstrukční detaily obsažené v klasifikačních tabulkách [8] se zpravidla používá jmenovité napětí. Při posouzení konstrukce se bere v úvahu historie napětí. Tato historie se převede na spektrum rozkmitu napětí.

Rozhodujícími faktory pro určení únavové pevnosti jsou tedy rozkmit napětí, počet cyklů, vytížení konstrukce a uspořádání detailů. Pro výpočet poškození únavou se využívají tzv. Wöhlerovy křivky (Obr.73).



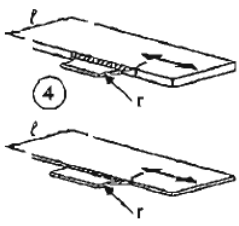
Obr. 73 Wöhlerovy křivky

#### • Příklad výpočtu

Pro tento posudek byl vybrán detail připojení příčnicku na hlavní nosný trám. Tento detail by rozdělený do několika částí. První částí je svarové připojení spodní pásnice příčnicku kolmo na spodní pásnici hlavního nosného trámu, přičemž byl přechod z jedné pásnice na druhou proveden pomocí zaoblení, díky kterému se vyhneme velkým koncentracím napětí. Další částí je svarový přípoj stojiny příčnicku k dolní pásnici a stojině hlavního trámu a poslední částí je připojení pásnice příčnicku ke stojině nosného trámu. Takto rozděleným částem byla udělena kategorie detailu dle [8].

### Přípoj spodní pásnice příčnicku na pásnici trámu

Jedná se o kolmé napojení dvou prvků pomocí příčného tupého svaru s přechodovým poloměrem (Obr. 74).

90	$\frac{r}{L} \geq \frac{1}{3}$ nebo $r > 150\text{mm}$		4) Styčnickový plech, přivařený k hraně plechu nebo k pásnici nosníku.  přechodový poloměr rovnoběžně se směrem šípky, tak aby úpatí příčného svaru bylo plně odstraněno.
71	$\frac{1}{6} \leq \frac{r}{L} \leq \frac{1}{3}$		
50	$\frac{r}{L} < \frac{1}{6}$		

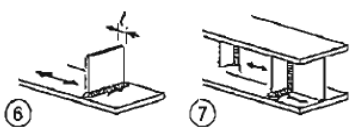
L: délka přípoje jako v detailu 1,2 nebo 3

Obr. 74 Kategorie detailů – detail 4

Dle tabulky kategorie detailů je velikost jmenovitého napětí stanovena na 71 MPa.

### Přípoj stojiny příčnicku na spodní pásnici a stojinu hlavního nosného trámu

Hodnota jmenovitého napětí je 80 MPa. (Obr. 75)

80	$l \leq 50\text{mm}$		Příčně připojené prvky: 6) Prvky přivařené k plechu. 7) Svislé výztuhy přivařené k válcovanému nebo svařovanému nosníku. 8) Diafragma komorových nosníků přivařené k pásům nebo ke stojině. Nelze použít pro malé duté průřezy.  Hodnoty platí také pro kruhové výztuhy.	Detaily 6) a 7): Konce svarů se pečlivě zabrousí pro odstranění všech možných vrubů.  7) $\Delta\sigma$ se vypočte s použitím hlavních napětí, je-li výztuha ukončena na stojině, viz příklad vlevo.
71	$50 < l \leq 80\text{mm}$			

Obr. 75 Kategorie detailů – detail 6,7

### Přípoj stojiny příčnicku na spodní pásnici a stojinu hlavního nosného trámu

Hodnota jmenovitého napětí je taktéž 80 MPa jako u předchozí části. (Obr. 75)

Jelikož první detail přenese nejmenší z hodnot jmenovitého napětí, je dále posudek proveden pouze pro tuto variantu.

- Kategorie detailu 71

$$\Delta\sigma_C = 71 \text{ MPa}$$

- Rozkmit napětí na mezi únavy při konstantní amplitudě

$$\Delta\sigma_D = 0,737 \cdot \Delta\sigma_C = 0,737 \cdot 71 = 52,33 \text{ MPa}$$

- Prahový rozkmit napětí

$$\Delta\sigma_L = 0,549 \cdot \Delta\sigma_D = 0,549 \cdot 52,33 = 28,73 \text{ MPa}$$

- Počet cyklů pro odečet napětí

$$N_D = 5 \cdot 10^6$$

Je nutno stanovit rozkmit napětí  $\Delta\sigma_i$ , což je napětí vznikající od jednotlivých typů zatěžovacích cyklů, v případě konstrukce mostu to bude rozkmit napětí od jednotlivých druhů dopravy. Toto je provedeno pomocí zatěžovacích modelů pro únavu dle [5]. Pro osobní automobilovou dopravu byl zvolen únavový model zatížení 1, který má stejné uspořádání jako LM1. Hodnoty nápravových sil jsou poté  $0,7Q_{lk}$  a hodnoty rovnoměrného zatížení jsou rovny  $0,3q_{lk}$  ( $q_{rk}$ ). Pro nákladní dopravu byl zvolen model zatížení na únavu 4, kde se jedná o soubor normalizovaných nákladních vozidel. Dle [5] byl zvolen typ nákladního automobilu a následně i geometrie a velikosti nápravových sil.

Takto zvolené zatížení bylo poté aplikováno do výpočtového modelu a byla sledována napětí v místě řešeného styku pásnic.

- Rozkmit napětí  $\Delta\sigma_i$  (koeficient 1 značí automobilovou dopravu, koeficient 2 odpovídá dopravě nákladní)

$$\Delta\sigma_1 = 29,68 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_2 = 15,00 \text{ MPa}$$

Dále bylo potřeba definovat spektrum zatížení, tedy počet cyklů, kterému bude konstrukce vystavena. Jelikož toto není možné definovat přesně, bylo vycházeno ze statistiky Ředitelství silnic a dálnic „Celostátní sčítání dopravy 2010“ [19]. Z této statistiky byl zjištěn počet aut, které projedou po mnou zvolené komunikaci, za den. Životnost mostu se poté stanovuje na 100 let.

- Počet cyklů vycházející ze statistiky

$$n_1 = 1076 \text{ cyklů/den} \rightarrow n_1 = 39\,274\,000 \text{ cyklů/100let}$$

$$n_2 = 184 \text{ cyklů/den} \rightarrow n_2 = 6\,716\,000 \text{ cyklů/100let}$$

Dalším krokem je při posudku určení cyklů do porušení. Dle [8] jsou stanoveny podmínky pro výpočet únavových křivek:

$$\text{pro} \quad \gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_i \geq \frac{\Delta\sigma_D \varphi_t \varphi_r}{\gamma_{Mf}} = \frac{52,33 \cdot 1,0 \cdot 1,0}{1,15} = 45,50 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow N_i = N_D \cdot \left( \frac{\Delta\sigma_D \varphi_t \varphi_r}{\gamma_{Mf} \gamma_{Ff} \Delta\sigma_i} \right)^3$$

$$\text{pro} \quad \frac{\Delta\sigma_D \varphi_t \varphi_r}{\gamma_{Mf}} = 45,50 \text{ MPa} > \gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_i > \frac{\Delta\sigma_L \varphi_t \varphi_r}{\gamma_{Mf}} = \frac{28,73 \cdot 1,0 \cdot 1,0}{1,15} \\ = 24,98 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow N_i = N_D \cdot \left( \frac{\Delta\sigma_D \varphi_t \varphi_r}{\gamma_{Mf} \gamma_{Ff} \Delta\sigma_i} \right)^5$$

$$\text{pro} \quad \gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_i \leq \frac{\Delta\sigma_L \varphi_t \varphi_r}{\gamma_{Mf}} = 24,98 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow N_i = \infty$$

- Počet cyklů do porušení

$$\Delta\sigma_1 = 36,10 \text{ MPa} \rightarrow N_1 = N_D \cdot \left( \frac{\Delta\sigma_D \varphi_t \varphi_r}{\gamma_{Mf} \gamma_{Ff} \Delta\sigma_1} \right)^5 = 5 \cdot 10^6 \cdot \left( \frac{52,33 \cdot 1,0 \cdot 1,0}{1,0 \cdot 1,15 \cdot 29,68} \right)^5 \\ = 42\,343\,866 \text{ cyklů}$$

$$\Delta\sigma_2 = 15,00 \text{ MPa} \rightarrow N_2 = \infty \text{ cyklů}$$

Po stanovení počtu cyklů, které konstrukce po dobu své životnosti přenese je nutno vypočítat velikost dílčího poškození.

- Velikost dílčího poškození

$$D_i = \frac{n_i}{N_i}$$

$$D_1 = \frac{39\,274\,000}{42\,343\,866} = 0,93$$

$$D_2 = \frac{6\,716\,000}{\infty} = 0,00$$

- Posouzení detailu na únavu

$$D_d = \sum D_i \leq 1,0$$

$$D_d = 0,93 + 0,00 = 0,93 \leq 1,0 \rightarrow \mathbf{VYHOVUJE}$$

Tento příklad slouží pro ukázkou principu posuzování nosných konstrukcí na únavovou pevnost. Problematika tohoto posudku spočívá v tom, že ne vždy dokážeme objektivně stanovit historii zatěžování. Dále je také problém zajistit korektní vztah mezi zatěžovacími modely dopravy a skutečným zatížením, jelikož skladba dopravy ne vždy odpovídá reálné dopravě na mostu.

## 8 Montáž hlavní nosné konstrukce

Montáží hlavní nosné konstrukce se rozumí kompletace ocelové konstrukce do celku sestavením z položek nebo dílců. Toto je prováděno pomocí svařování, šroubování, nýtování apod. Montáž se dělí na dílenskou a staveništní.

Montáž mostních konstrukcí se provádí dle tzv. projektů montáže. Tyto obsahují technickou zprávu o postupu montáže, výkresy vyznačující schematicky všechny významné montážní fáze, statický výpočet jednotlivých fází a posouzení všech důležitých montážních podpor a zařízení.

Během montáže je nutné brát ohled na dopravní možnosti mezi mostárnou a stavenišťem a na únosnost zdvihacích zařízení.

Po celou dobu montáže musí být zajištěna stabilita a bezpečnost smontované konstrukce. Žádný z dílců, položek, přípojů nebo styků nesmí být v žádné z montážních fází přetížen.

Jednotlivé dílce jsou ukládány přímo na montážní rošt či mostní nebo montážní podpěry, do mostních otvorů.

Ocelová konstrukce musí být na staveništi sestavena bez násilného vkládání dílců, bez vrtání pomocných otvorů nebo přivařováním příložek přes montážní styky, proto aby se zamezilo vzniku nežádoucích napětí v jednotlivých částech konstrukce.

Dílce musí být při montáži dočasně podepřeny, aby nevznikalo napětí (při velkém napětí), které by mohlo ohrozit stabilitu a únosnost konstrukce mostu. Dočasné podpěry mohou být odstraněny až po zabezpečení stability konstrukce dané projektem.

Dílce musí být během průběhu montáže zabezpečeny ztužidly, aby nedošlo ke ztrátě tvaru a polohy jednotlivých prvků.

Při montáži ocelové konstrukce je nutno brát ohled na bezpečnost pracovníků a osob podílejících se na výstavbě. Toto zabezpečuje dodržení bezpečnostních předpisů a poučení všech zúčastněných osob. Dále je potřeba dbát na dodržení správných technologických postupů a předpisů během montáže nejen ocelové konstrukce ale i spodní stavby. Při této práci může nastat mnoho nebezpečných situací, jak už ohrožujících zdraví pracovníků, či životnost konstrukce. Mezi rizika ohrožující životnost konstrukce patří například nesprávné dodržení technologických předpisů při manipulaci s dílci, jejich nesprávné umístění v konstrukci a nedostatečné zajištění jejich stability během montáže. Dále pak dodržení předpisů při svařování jednotlivých dílců (svařování v ochranné atmosféře), použití nekvalitních materiálů či materiálů jiných než jsou předepsány projektem, nepředvídané klimatické podmínky a jejich

nerespektování, neodborná (nedostatečná) kontrola montáže a nedostatečné opatření ocelové konstrukce ochranným nátěrem.

## **8.1 Montáž navržené mostní konstrukce**

Navržená mostní konstrukce byla zařazena do výrobní skupiny Aa (dynamicky namáhaná mostní konstrukce s požadavkem dílenského sestavení). Tato konstrukce byla navržena jako celosvařovaná, výjimkou bude montážní ztužení, které bude připojeno šroubově a po betonáži mostovky bude odstraněno. Vzhledem k velkým rozměrům konstrukce, její výroby a dopravy na staveniště, byla konstrukce rozdělena na několik montážních dílců. Trámy byly rozděleny na 2x4 dílce o velikosti 16,9 – 18,6 m a oblouky byly rozděleny na 2x3 dílce. Dále bylo vyrobeno 28 kusů jednotlivých příčníků a 56 kusů chodníkových konzol. Tyto dílce byly na staveniště přepraveny pomocí kamionové soupravy pro nadměrné náklady.

Samotná montáž bude rozdělena do několika fází. Jako první se budou montovat hlavní nosné trámy, které se poté propojí příčnický. Jako další se bude montovat oblouková konstrukce a bude provedena montáž závěsů. Při montáži bude mostní konstrukci podporovat pilíř ponechaný z předchozí mostní konstrukce. Tento pilíř bude sloužit pouze jako montážní podpora a poté bude demontován.

### **8.1.1 Montáž mostovky**

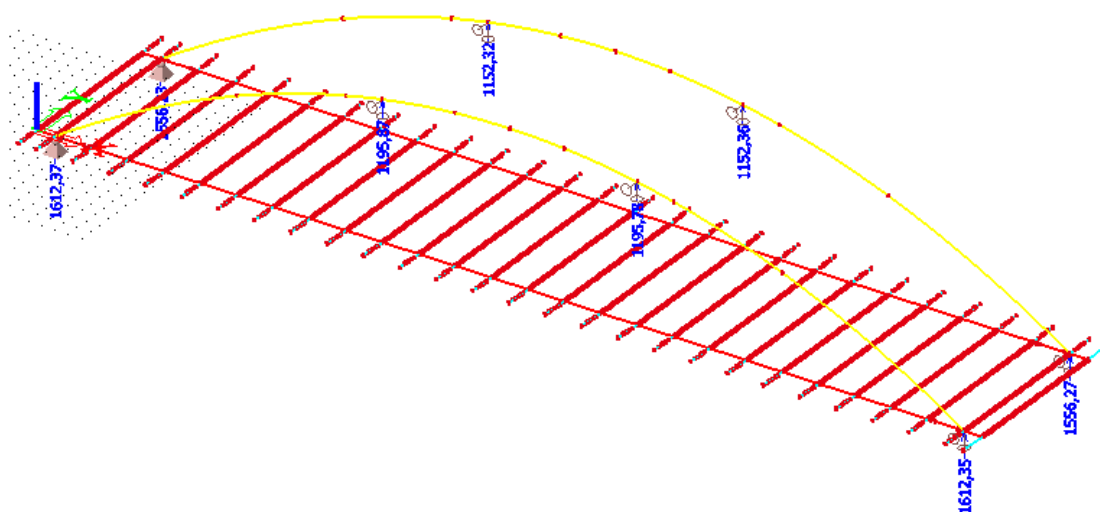
Montáž mostovky, tedy hlavních nosných trámů a příčníků, je rozdělena do 14 fází (viz. Výkres č.008: Schéma montáže). V první fázi bude mimo mostní otvor provedena předmontáž dílců TL1 a TL2. Spojené dílce budou poté pomocí mobilního jeřábu přesunuty na své místo v mostním otvoru. Dále bude provedena montáž příčnicku P2. Ve fázi číslo dva bude provedena montáž předmontáž trémových dílců TP1 a TP2 stejně jako ve fázi číslo jedna. Následuje montáž mobilním jeřábem a umístění v konstrukci. Ve třetí fázi proběhne montáž příčníků P1, P3 – P15. Fáze 4,5,6 jsou totožné s předchozími fázemi, ale probíhají z opačné strany mostního otvoru. Montáž chodníkových konzol proběhne ve fázi 7.

### **8.1.2 Montáž oblouku**

Pro montáž oblouku je nutno sestavit provizorní montážní podpory pro podepření oblouku (fáze 8). Tyto byly navrženy jako prostorová příhradová konstrukce z trubek. Zatížení těchto podpor bylo stanoveno pomocí výpočetního modelu, kde byly na místo podepření

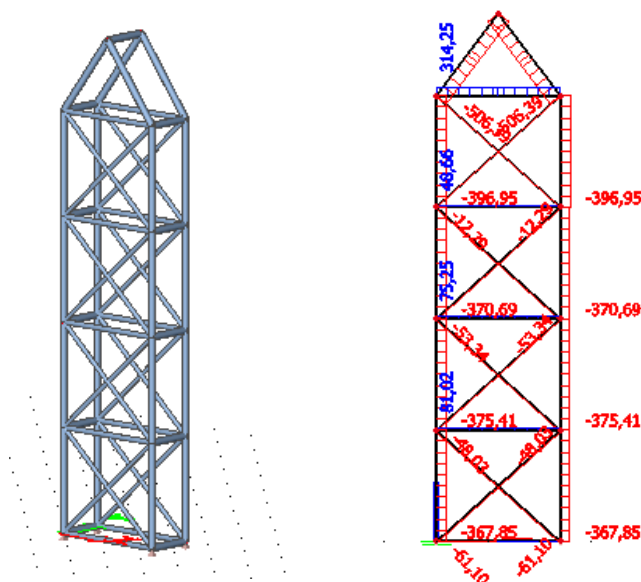


montážními podporami vloženy okrajové podmínky a byly zkoumány reakce v těchto místech (Obr. 76).



Obr. 76 Výpočetní model pro stanovení zatížení montážní podpory

Poté byl zhotoven výpočetní model montážní podpory (Obr. 77) a vnitřní síly získané z jeho globální analýzy byly poté využity k návrhu jednotlivých prvků příhradové konstrukce. Prvky byly posuzovány na tah/tlak (vzpěr).



Obr. 77 Výpočetní model montážní podpory

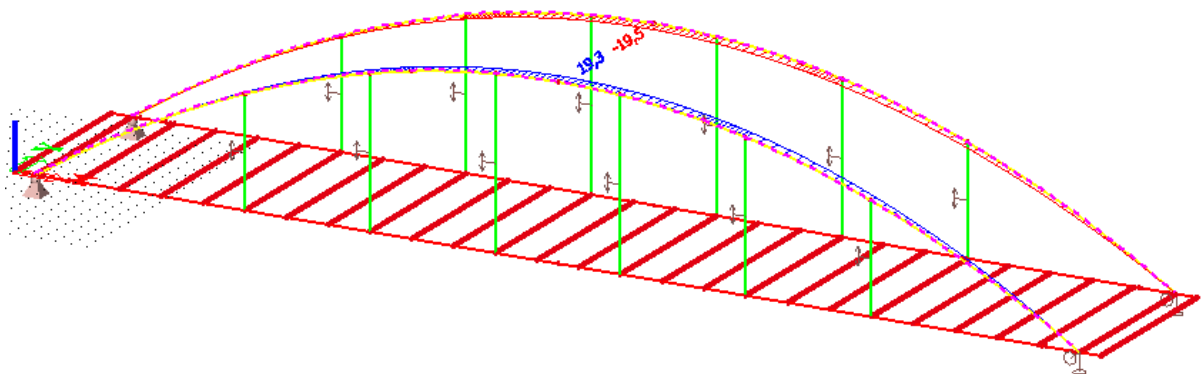
Prvek	$N_{Ed}$ [kN]	Zvolený průřez	A [m <sup>2</sup> ]	$N_{Rd}$ [kN] - prostý tlak/tah	$N_{Rd}$ [kN] - vzpěrný tlak
Svislice	373,78	CFCHS127X6	2,28E-03	536,04	441,02
Diagonála	109,04	CFCHS88.9X4	1,07E-03	250,75	115,81
Pásnice	338,65	CFCHS101.6X5	1,52E-03	356,50	-
Vrchol	505,99	CFCHS139.7X6	2,52E-03	592,20	516,15

Tab. 5 Posouzení zvolených průřezů příhradové konstrukce

Fázi 9 je vztyčení prvních dvou dílů levého oblouku, jedná se o části OBL1 a OBL3, tedy krajní části oblouku. Ve fázi 10 bude provedena montáž třetího, středního, dílce oblouku. Fáze 11+12 jsou totožné, pouze jsou provedeny na oblouku pravém. V další fázi 13 bude provedena demontáž montážních podpor oblouku. V poslední fázi 14 jsou namontovány jednotlivé závěsy na oba oblouky, nejprve na horní čep a poté jsou aktivovány táhla připojením na čep dolní a dotažením. Po dokončení všech fází bude odstraněn původní pilíř.

Po dokončení montáže ocelové konstrukce bude provedena montážní prohlídka, včetně zaměření ocelové konstrukce. Dále bude vybetonována betonová spřažená deska a aktivovány ložiska.

Vzhledem k tomu, že most nemá horní ztužení oblouků, bylo zkoumáno, zda nedojde k velkému sevření oblouků. Pro tuto potřebu byl zhotoven výpočetní model ocelové konstrukce po montáži, který byl zatížen vlastní tíhou a tíhou betonové desky. Bylo zjištěno, že dojde k sevření oblouků směrem k ose mostu o cca 20 mm (Obr. 78). Proto budou oblouky navíc výrobně vykloněny od osy mostu a to právě o uvedenou hodnotu ve vrcholu oblouku.



Obr. 78 Sevření oblouků

## 9 Technická zpráva

### 9.1 Identifikační údaje mostu

- Stavba: Most ev.č. 356 – U obce Podolí
- Název objektu: SO 256 – most přes řeku Olšavu
- Katastrální obec: Podolí
- Kraj: Zlínský
- Objednatel: Ředitelství silnic a dálnic České republiky
- Nadřízený orgán: Ministerstvo dopravy České republiky
- Projektant: Bc. Nikola Frýželková,  
Bratřejov 206, Vizovice 76312
- Pozemní komunikace: silnice I/50
- Kategorie komunikace: S9,5
- Druh přemostované překážky: řeka Olšava
- Volná výška pod mostem: 5 m

### 9.2 Základní údaje o mostu

- Charakteristika mostu: ocelový obloukový most se spřaženou betonovou mostovkou – Langerův trám
- Délka přemostění: 68 m
- Délka mostu: 70,72 m
- Délka nosné konstrukce: 70,72 m
- Volná šířka mostu: 9,50 m
- Šířka průjezdního prostoru: 9,50 m
- Šířka průchozího prostoru: 1,60 m (oboustranný chodník)
- Šířka mostu: 11,86 m
- Celková šířka mostu vč. chodníků: 16,16 m
- Stavební výška mostu: 12,24 m
- Plocha nosné konstrukce mostu:  $70,72 \times 11,86 = 838,74 \text{ m}^2$
- Zatížení mostu: ČSN EN 1991-1,2

## 9.3 Zdůvodnění mostu a jeho umístění

### 9.3.1 Charakter převáděné komunikace

Most převádí komunikaci v šířce 9,5 m. Uspořádání na mostě respektuje navrhované šířkové uspořádání silnice I. třídy.

Silnice na mostě je směrově nerozdělená a její příčný sklon je střešovité 2,5 %. Most je přímý.

### 9.3.2 Charakter přemostované překážky

Překážku tvoří řeka Olšava. Hladina  $Q_{100}$  byla spočítána na základě podkladu N-letých průtoků, tvaru a spádu koryta. Výška hladiny  $Q_{100}$  je 2200 mm.

### 9.3.3 Územní podmínky

#### Charakteristika území:

Most se nachází na začátku obce Podolí v blízkosti města Uherské Hradiště, na silnici I. třídy a přemostuje řeku Olšavu.

### 9.3.4 Geotechnické podmínky

Byla zpracována geologická rešerše z archivních sond a nově provedených kopaných sond. Tato rešerše popisuje základní geologickou skladbu podloží.

Průzkumem byla zastižena následující skladba podloží:

- |                         |          |              |
|-------------------------|----------|--------------|
| - Hlína písčítá         | hloubka: | 0,0 – 0,2 m  |
| - Písek hrubozrný       |          | 0,2 – 3,8 m  |
| - Písek hlinitý         |          | 3,8 – 4,7 m  |
| - Písek hrubozrný       |          | 4,7 – 6,3 m  |
| - Rula rozložená, měkká |          | 6,3 – 10,2 m |

Hladina podzemní vody nebyla v archivních geologických sondách zaznamenána.

Území se nenachází v žádné chráněné oblasti přirozené akumulace vod a pásmech hygienické ochrany vodních zdrojů.

## 9.4 Technické řešení mostu

### 9.4.1 Popis konstrukce mostu

Most je navržen jako ocelová oblouková mostní konstrukce – Langerův trám. Jedná se o tuhý trám vyztužený ztužujícím obloukem. Oblouk je s trámem spojen pomocí táhel Macalloy.

Řešení založení a spodní stavby je zvoleno s ohledem na minimalizaci výkopových prací. Vzhledem k tomu, že objekt převádí komunikaci přes řeku, jsou navržena čela rovnoběžná se svahem silničního tělesa.

Most je navržen pro komunikaci I. třídy s volnou šířkou 9,5 m.

#### **Zemní práce:**

Výkopy se provedou tak, aby bylo možné odbourat stávající betonová čela a na jejich místě vystavit čela nová.

Vytěžená zemina ze stavebních jam vhodná pro zpětná zásyp se odveze na meziskládku, Zpětně používaná zemina nesmí být znehodnocena staveništním provozem. Nevhodná zemina se odveze na skládku. Do vzdálenosti 1,0 m od rubu opěr se objekt obsype štěrkopískem. Zbývající část výkopu až po konstrukci vozovky bude zasypána propustnou nenamrzavou písčitou zeminou.

#### **Založení mostu:**

Založení mostu je navrženo jako plošné na podkladním betonu. Základ je tvořen základovou deskou. Základová deska je z železobetonu C25/30 a bude vyztužen betonářskou výztuží R10505. Podkladní beton z prostého betonu C12/15.

#### **Spodní stavba mostu:**

Opěry tvoří železobetonové stěny šířky 0,70 m z betonu C25/30 a budou vyztuženy betonářskou výztuží R 10505. Sklon líce i rubu opěr je svislý.

Rub opěr bude opatřen natavenou pásovou izolací proti zemní vlhkosti. Nutná zvýšená ochrana a těsnění v místě pracovních spár. Izolace bude opatřena ochrannou geotextilií tl. 6 mm po stlačení. Líce betonových čel budou opatřeny penetračními a asfaltovými nátěry 150 mm pod úroveň upraveného nátěru.

### **Nosná konstrukce:**

Nosnou konstrukci mostu tvoří ocelová oblouková konstrukce se spřaženou ocelobetonovou mostovkou. Nosná ocelová konstrukce je navržena z oceli S355, táhla jsou nerezová z oceli S460, nenosné části ocel S235. Hlavním nosným prvkem je nosný trám, který je vyztužen obloukem. Celková délka mostní konstrukce je 70,72 m, výška 12,24 m. Celková šířka konstrukce je 16,16 m.

Spřažení betonové mostovky s ocelovou konstrukcí zajišťují spřahovací trny na příčnicích.

## **9.4.2 Vybavení mostu**

### **Ložiska:**

Mostní konstrukce je uložena jako prostý nosník. Jsou navržena dvě pevná a dvě posuvná hrncová ložiska. Tyto jsou kotveny do spodní stavby a uloženy na ložiskové bloky. Pod každým ložiskem bude proveden podklad z vrstvy polymerní malty tl. cca 15 mm. Jsou navržena hrncová ložiska Tetron CD/FX 7000 – 500. Ložiska jsou navržena tak, aby přenesla veškerá zatížení a umožnila nutné dilatační posuny a natočení.

### **Zádržné systémy:**

Podél vozovky jsou na římsách navržena ocelová zábradelní svodidla JSNH4 pro úroveň zadržetí H1. Svodidla budou kotvena do říms typovým kotvením, které je pro daný typ svodidla doloženo certifikátem o provedené zkoušce a odsouhlaseno výrobcem svodidla. Patní deska sloupků svodidla se osazuje na vyrovnávací vrstvu z jemnozrnné správkové malty do prostředí XF4 pevnosti min. 50 MPa.

Zábradlí na chodníku je navrženo jako ocelové trubkové, lehké.

### **Odvodnění:**

Odvodnění je na mostě zajištěno příčným spádem vozovky. Voda je sváděna do mostních odvodňovačů, které jsou umístěny po obou stranách vozovky. Tyto odvodňovače jsou opatřeny lapači splavenin. Odvodňovače jsou napojeny na ležaté svody odvodnění, které jsou svedeny u opěry do skluzů pod mosty a poté odvedeny do řeky Olšavy. Svod bude z tvrzených plastů. Upevnění svodů provedeno z nerezové oceli vhodné do prostředí s chloridy.

## 9.5 Výstavba mostu

### 9.5.1 Postup a technologie stavby mostu

- Přípravné práce (zřízení staveniště, dopravní opatření, vytyčení)
- Zemní práce, bourání čel stávajícího mostu
- Podkladní beton a základová deska, betonáž opěr
- Montáž ocelové konstrukce (viz. montážní schéma)
- Armování a betonáž spřažené betonové mostovky
- Zásyp mostní konstrukce
- Provedení mostního příslušenství
- Dokončovací práce, úpravy pod mostem a okolí

### 9.5.2 Vztah k území

Stavba mostu se minimálně dotkne okolí, zařízení staveniště a dočasné skládky materiálu jsou uvažovány na okolním pozemku.

#### Inženýrské sítě:

Pro stavební práce v blízkosti veškerých inženýrských sítí budou držena příslušná ochranná pásma.

### 9.5.3 Materiály

Konstrukční část	Třída betonu/oceli
Podkladní beton	C12/15 – X0
Základová deska	C25/30 – XF2
ŽB stěna	C25/30 – XF2
Betonová vozovka	C30/37 – XF4
Římsy	C30/37 – XF4
Nosná konstrukce	S355
Nenosné části konstrukce	S235
Táhla Macalloy	S460

Tab. 6 Seznam materiálů

## 9.6 Přehled provedených výpočtů

### 9.6.1 Prostorové uspořádání a geometrie mostu

Tvar a geometrie mostu byly navrženy tak, aby byla dodržena návaznost na stávající komunikaci. Příčný sklon vozovky je v celém rozsahu mostu dostředný 2,5 %. Sklon říms je 4,0 % směrem k vozovce. Průtokové poměry řeky zůstanou zachovány.

#### Šířkové uspořádání na mostě:

- Zpevněná část nezpevněné krajnice:	0,50 m
- Zpevněná krajnice:	0,50 m
- Vodící proužek:	0,25 m
- Jízdní pruhy:	2 x 3,5 m
- Vodící proužek:	0,25 m
- Zpevněná krajnice:	0,50 m
- <u>Zpevněná část nezpevněné krajnice:</u>	<u>0,50 m</u>
- <b>Celková šířka mezi římsami:</b>	<b>9,50 m</b>
- Chodník:	2,15 m

### 9.6.2 Statický výpočet nosné konstrukce

Bylo provedeno statické posouzení hlavních nosných prvků nosné konstrukce a vybraných styčníků mostu.

Nosná konstrukce je navržena dle platných obecných zásad pro navrhování mostních ocelových konstrukcí.

## 9.7 Bezpečnost a ochrana zdraví při práci

Při provádění prací na staveništích je třeba dodržovat právní a ostatní předpisy k zajištění bezpečnosti a ochrany zdraví při práci, ustanovení technických norem (ČSN), bezpečnostních a hygienických předpisů platných v době provádění stavby.



### **9.7.1 Právní a ostatní předpisy k zajištění bezpečnosti a ochrany při práci**

Jsou to předpisy na ochranu života a zdraví, předpisy hygienické a protiepidemické, technické předpisy, technické dokumenty a technické normy, stavební předpisy, dopravní předpisy, předpisy o požární ochraně a předpisy o zacházení s hořlavinami, výbušninami, zbraněmi, radioaktivními látkami, chemickými látkami a chemickými přípravky a jinými látkami škodlivými zdraví, pokud upravují otázky týkající se ochrany života a zdraví. Pokud při stavební činnosti dochází ke střetu se silniční, železniční, pěší nebo vodní dopravou, je nutné identifikovat tato rizika a přijmout potřebná opatření k zabránění ohrožení veřejnosti. Při stavebních a udržovacích pracích na dálnicích a silnicích za provozu je nutné přijmout potřebná preventivní opatření k zabránění osob pohybujících se na staveništi (pracovišti) veřejnou dopravou.

Zvláštní pozornost je nutno věnovat zejména bezpečnosti práce při výkopových pracích, montáži ocelové konstrukce a všech pracích ve výškách.

## **9.8 Závěr technické zprávy**

Zpracovaná dokumentace byla projednána a odsouhlasena s dotčenými orgány a organizacemi. Tato dokumentace neslouží pro realizaci stavby.

## 10 Závěr

Cílem diplomové práce bylo provést předběžný návrh ocelové konstrukce mostu – Langerova trámu. V úvodu práce byla provedena parametrická studie vybraného mostu, kde byl zkoumán vliv vzepětí a tuhosti jednotlivých prvků na vnitřní síly v konstrukci. Pro tuto studii bylo vytvořeno 45 výpočetních modelů. Pomocí této studie bylo zjištěno, že největší vliv na vnitřní síly má vzepětí oblouku.

Z této studie bylo poté vycházeno a byla navržena konstrukce ocelového obloukového mostu – Langerova trámu. Byl proveden předběžný návrh a posudek jednotlivých hlavních nosných prvků konstrukce pro potřebu tvorby výpočetního prostorového modelu, který byl poté využit pro globální analýzu.

Statický posudek byl proveden na základě nelineární globální analýzy. Byly vytvořeny dva výpočetní modely, základní a podrobnější, aby bylo dosaženo co nejpřesnějších výsledků. Byly posuzovány rozhodující nosné prvky ocelového mostu. Pro posudek vybraných detailů byly vytvořeny skořepinové modely jednotlivých částí konstrukce a tyto byly začleněny do podrobného prutového modelu, aby bylo korektně vyjádřeno zatížení těchto skořepin. Tento model poté sloužil pro MKP analýzu vybraných styčnicků. Z dosažených výsledků je patrné, že všechny zkoumané prvky vyhoví na mezní stav únosnosti.

Celkově bylo pro tuto práci vytvořeno 58 výpočetních modelů.

Část této práce, konkrétně parametrická studie byla prezentována a oceněna na soutěži SVOČ 2015.

Přínosem pro mě díky této práci byly získané vědomosti a znalosti řešené problematiky a zdokonalení v modelování prostorových a skořepinových výpočetních modelů v software AutoCAD 2015 a Scia Engineer.

## Poděkování

Chtěla bych poděkovat všem, kteří mi pomohli a podporovali mě při tvorbě této diplomové práce.

Zvláštní poděkování a také největší patří vedoucímu mé diplomové práce, panu Ing. Miroslavu Rosmanitovi, Ph.D. za podporu, cenné rady, odbornou pomoc a připomínky k řešené problematice, ale také za skvělý přístup a množství času věnovaného konzultacím.

## Seznam obrázků

Obr. 1 Průjezdni prostor .....	19
Obr. 2 Průchozí prostor .....	20
Obr. 3 Podporové tlaky při svislém zatížení: a) pravého oblouku, b) nepravého oblouku .....	21
Obr. 4 Oblouky dle stupně statické neurčitosti .....	21
Obr. 5 Oblouky dle poměru tuhosti oblouku a trámu .....	22
Obr. 6 Oblouky dle polohy mostovky.....	22
Obr. 7 Oblouky dle tvaru .....	23
Obr. 8 Langerův trám – statické schéma.....	24
Obr. 9 Reálné fotografie konstrukce.....	25
Obr. 10 Ukázka průřezů zvoleného ocelového mostu .....	26
Obr. 11 Základní model vytvořený pomocí Scia Engineer .....	27
Obr. 12 Ukázka změny tuhosti průřezu oblouku.....	28
Obr. 13 Model pro stanovení základní tuhosti styčnicku .....	28
Obr. 14 Grafy vnitřních sil v jednotlivých prvních v závislosti na vzepětí .....	30
Obr. 15 Vnitřní síly na hlavním nosném trámu .....	31
Obr. 16 Vnitřní síly na ztužujícím oblouku.....	32
Obr. 17 Vnitřní síly na příčnicích .....	33
Obr. 18 Vnitřní síly na táhlech .....	34
Obr. 19 Vnitřní síly na hlavním nosném trámu .....	35
Obr. 20 Vnitřní síly na ztužujícím oblouku.....	36
Obr. 21 Vnitřní síly na příčnicích .....	37
Obr. 22 Vnitřní síly v táhlech.....	38
Obr. 23 Ukázka tabulky sledovaných vnitřních sil.....	38
Obr. 24 Vnitřní síly na konstrukci vzhledem ke snížení tuhosti .....	40
Obr. 25 Podélný řez konstrukce .....	43
Obr. 26 Půdorys konstrukce .....	43
Obr. 27 Příčný řez konstrukce .....	43
Obr. 28 LM1 - hodnoty.....	45
Obr. 29 LM1 - rozmístění .....	46
Obr. 30 Mapa větrných oblastí na území ČR .....	47
Obr. 31 Součinitel síly pro mosty $c_{fx,o}$ .....	49

Obr. 32 Ukázka výpisu nelineárních kombinací .....	50
Obr. 33 Základní zatěžovací schéma .....	52
Obr. 34 Poloha soustavy pro Břemenové kritérium .....	53
Obr. 35 Nová poloha soustavy sil.....	54
Obr. 36 Základní schéma pro podélný roznos.....	55
Obr. 37 Nejnepříznivější umístění soustavy .....	55
Obr. 38 Výpočtové schéma prvkové mostovky .....	56
Obr. 39 Výstup ze Scia Engineer – síly na příčniku.....	58
Obr. 40 Navržený průřez příčniku .....	58
Obr. 41 Výstup ze Scia Engineer – síly na oblouku .....	61
Obr. 42 Navržený průřez oblouku .....	62
Obr. 43 Výstup ze Scia Engineer – síly na táhlech.....	65
Obr. 44 Táhla Macalloy .....	65
Obr. 45 Výstup ze Scia Engineer – síly na hlavním nosném trámu .....	67
Obr. 46 Navržený průřez hlavního nosného trámu.....	67
Obr. 47 Základní prutový model .....	69
Obr. 48 Prostorové zobrazení konstrukce mostu.....	70
Obr. 49 Podrobný výpočetní model.....	71
Obr. 50 Prostorové zobrazení podrobného modelu .....	71
Obr. 51 Ukázka namodelovaných spřahovacích trnů .....	72
Obr. 52 Ukázka namodelovaných výztuh a náběhů .....	72
Obr. 53 Síly získané z výpočetního modelu.....	74
Obr. 54 Nově navržený průřez .....	75
Obr. 55 Vnitřní síly z výpočetního modelu.....	76
Obr. 56 Navržený průřez oblouku .....	76
Obr. 57 Vnitřní síly získané z modelu .....	79
Obr. 58 Síly z výpočetního modelu .....	80
Obr. 59 Navržený průřez hlavního nosného trámu.....	80
Obr. 60 Detail čepového spoje .....	83
Obr. 61 Styčnick v software AutoCAD 2015 .....	86
Obr. 62 Simulace čepového spoje .....	86
Obr. 63 Styčnick ve Scia Engineer.....	87
Obr. 64 Napojení skořepiny na prutový model pomocí tuhých prutů .....	87

Obr. 65 Výsledky globální analýzy styčnicku ze Scia Engineer.....	88
Obr. 66 Výsledky globální analýzy styčnicku ze Scia Engineer – varianta 2 .....	90
Obr. 67 Detail napojení táhla Macalloy na hlavní nosný trám.....	92
Obr. 68 Detail napojení oblouku na hlavní nosný trám .....	93
Obr. 69 3D styčnick v software AutoCAD 2015 .....	94
Obr. 70 3D styčnick v software Scia Engineer .....	95
Obr. 71 Detail modelu ložiska.....	95
Obr. 72 Výsledky globální analýzy styčnicku ze Scia Engineer.....	96
Obr. 73 Wöhlerovy křivky .....	98
Obr. 74 Kategorie detailů – detail 4.....	99
Obr. 75 Kategorie detailů – detail 6,7.....	99
Obr. 76 Výpočetní model pro stanovení zatížení montážní podpory .....	105
Obr. 77 Výpočetní model montážní podpory.....	105
Obr. 78 Sevření oblouků .....	106

## Seznam tabulek

Tab. 1 Ukázka srovnání vnitřních sil pro jednotlivá vzepětí.....	29
Tab. 2 Stálé ztížení.....	44
Tab. 3 Regulační součinitele .....	45
Tab. 4 Porovnání výpočetních modelů .....	73
Tab. 5 Posouzení zvolených průřezů příhradové konstrukce.....	106
Tab. 6 Seznam materiálů.....	111

## Seznam příloh

A. Výkres Z01 – Statické schéma	M 1:200
B. Výkres Z02 – Podélný pohled – Základní dokumentace	M 1:100
C. Výkres Z03 – Půdorys – Základní dokumentace	M 1:100
D. Výkres Z04 – Příčný řez – Základní dokumentace	M 1:50
E. Výkres 001 – Podélný pohled nosné konstrukce	M 1:100
F. Výkres 002 – Půdorys nosné konstrukce	M 1:100

G. Výkres 003 – Příkladný řez nosné konstrukce	M 1:25
H. Výkres 004 – Příklad táhla Macalloy k oblouku	M 1:20
I. Výkres 005 – Příklad táhla Macalloy k hl. nosnému trámu	M 1:20
J. Výkres 006 – Příklad oblouku na hlavní nosný trám, pohled	M 1:20
K. Výkres 007 – Příklad oblouku na hlavní nosný trám, řezy	M 1:20
L. Výkres 008 – Schéma montáže	M 1:500
M. Výkres K01 – Dispozice vybrané části – výrobní výkres	M 1:25
N. Výkres K02 – Dílec 1	M 1:25
O. Výkres K03 – Dílec 2	M 1:25
P. Výpis materiálu – Langerův trám – Dílec 1,2	

## Seznam použité literatury

- [1] Tomica, V., Bujňák, J., Vičan, J. Kovové mosty. Skriptum. Žilina: 1992. ISBN 80-7100-104-X.
- [2] Schindler, A., Bureš, J. Kovové mosty. Učebnice. 1. Vyd. SNTL, 1975
- [3] Rotter, T., Studnička, J. Ocelové mosty. Skriptum. Praha: 2001. ISBN 80-01-02380-X
- [4] ČSN EN 1991-1-4: Zatížení konstrukcí: Obecná zatížení – Zatížení větrem, Praha, ČNI, 2007
- [5] ČSN EN 1991-2: Zatížení konstrukcí: Zatížení mostů dopravou, Praha, ČNI, 2005
- [6] ČSN EN 1993-1-1: Navrhování ocelových konstrukcí: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, Praha, ČNI, 2006
- [7] ČSN EN 1993-1-8: Navrhování ocelových konstrukcí: Navrhování styčníků, Praha, ČNI, 2006
- [8] ČSN EN 1993-1-9: Navrhování ocelových konstrukcí: Únava, Praha, ČNI, 2006
- [9] ČSN EN 1993-2: Navrhování ocelových konstrukcí: Ocelové mosty, Praha, ČNI, 2008
- [10] ČSN EN 1994-1: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, Praha, ČNI, 2006
- [11] ČSN EN 1994-2: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí: Obecná pravidla a pravidla pro mosty, Praha, ČNI, 2007

- [12] ČSN 73 6110: Projektování místních komunikací, Praha, ČNI, 2006
- [13] ČSN 73 6201: Projektování mostních objektů, Praha, ČNI, 2008
- [14] Technické kvalitativní podmínky staveb pozemních komunikací: Kapitola 16 – Ocelové mosty a konstrukce, Praha 2008
- [15] Odkaz na internetové stránky Ing. Miroslava Rosmanita, Ph.D. :  
<http://home1.vsb.cz/~ros11>
- [16] Odkaz na internetové stránky doc. Ing. Víta Křivého, Ph.D. :  
<http://fast10.vsb.cz/krivy/podk/podk.html>
- [17] Internetový odkaz odborného časopisu pro stavebnictví a strojírenství Konstrukce:  
[www.konstrukce.cz](http://www.konstrukce.cz)
- [18] Internetový odkaz firmy Macalloy:  
[www.macalloy.cz](http://www.macalloy.cz)
- [19] Internetový odkaz Ministerstva silnic a dálnic:  
[scitani2010.rsd.cz](http://scitani2010.rsd.cz)