

České vysoké učení technické v Praze
Fakulta stavební
Katedra betonových a zděných konstrukcí



Most přes řeku Sázavu ve Čtyřkolech

Bridge over Sázava River in Čtyřkoly

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

Vypracoval: **Adam Kyp**
Vedoucí práce: **Ing. Michal Drahorád, Ph.D.**
Rok: **2022**

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Kyp Jméno: Adam Osobní číslo: 484484
Zadávací katedra: K11133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí
Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Most přes řeku Sázavu ve Čtyčkolech
Název bakalářské práce anglicky: Bridge over Sázva River in Čtyrkoly
Pokyny pro vypracování:
Návrh náhrady stávajícího provizorního mostu novou mostní konstrukcí, návrh rozhodujících prvků nosné konstrukce a spodní stavby, rámcové schéma postupu výstavby, přehledné výkresy.

Seznam doporučené literatury:
Soubor platných technických norem

Jméno vedoucího bakalářské práce: Ing. Michal Drahorád, Ph.D.

Datum zadání bakalářské práce: 14. 2. 2022

Termín odevzdání bakalářské práce: 15. 5. 2022

Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku


Podpis vedoucího práce


Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

Datum převzetí zadání


Podpis studenta(ky)

Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem svou bakalářskou práci vypracoval samostatně pod vedením Ing. Michala Drahoráda, Ph.D. a použil jsem k tomu pouze zdroje uvedené na konci práce.

V Praze dne:

.....

Jméno a Příjmení

Poděkování

Rád bych tímto poděkoval vedoucímu mé bakalářské práce Ing. Michalu Drahorádovi, Ph.D. za odbornou pomoc a poskytnuté konzultace k vypracování této bakalářské práce. Dále bych rád poděkoval Ing. Lukášovi Zemkovi za poskytnuté konzultace a JUDr. Jarmile Hanikové, CSC., starostce obce Lštění, za poskytnutí projektové dokumentace stávajícího mostu.

Abstrakt

Cílem této bakalářské práce je návrh náhrady stávajícího mostu přes řeku Sázavu v obci Čtyřkoly. V úvodní části práce jsou vypsány základní údaje o lokalitě objektu, které ovlivnily finální návrh konstrukčního řešení mostu – obloukový most s dolní mostovkou.

V druhé části jsou popsány základní údaje o navržené konstrukci, dále jsou pak jednotlivě popsány rozhodující prvky nosné konstrukce, mostního svršku a spodní stavby.

Další část práce tvoří statický výpočet, kde jsou posuzovány navržené části konstrukce. Nejprve jsou stanoveny materiálové charakteristiky, zatížení působící na konstrukci a kombinace zatížení pro mezní stav použitelnosti a mezní stav únosnosti. Dále je popsán statický model použitý k výpočtu vnitřních sil v konstrukci. Následuje návrh rektifikace závěsů, posouzení ocelového oblouku na MSÚ, posouzení podélného předpětí v mostovce na MSP. Následně jsou navrženy a posouzeny tři varianty příčného uspořádání mostovky: deska s konstantní tloušťkou, žebrová deska a žebrová deska s příčným předpětím. Na závěr statického výpočtu jsou navrženy a posouzeny prvky spodní stavby tvořené dvěma opěrami a navrženy ložiska.

V poslední části této bakalářské práce je popsán postup výstavby mostu.

Klíčová slova

Beton, předpjatý beton, ocel, most, obloukový most, spodní mostovka, silniční most

Abstract

The aim of this bachelor thesis is to propose the replacement of the existing bridge over the Sázava river in the Čtyřkoly village. The introductory part of the work lists basic information about the location of the building, which influenced the final design of the bridge - an arched bridge with a lower deck.

The second part describes the basic information about the proposed structure, then the crucial elements of the supporting structure, bridge superstructure and substructure.

The next part of the work is a static calculation, where the designed parts of the structure are assessed. First, the material characteristics, the loads acting on the structure and the load combinations for the serviceability limit state and the ultimate limit state are determined. The static model used to calculate the internal forces in the structure is also described. The following is a proposal of the rectification of hinges, assessment of the steel arch at MSÚ, assessment of longitudinal prestress in the bridge deck at MSP. Furthermore, three variants of the transverse arrangement of the bridge deck are designed and assessed: a plate with a constant thickness, a ribbed plate and a ribbed plate with a transverse prestress. At the end of the static calculation, the elements of the substructure consisting of two supports are designed and assessed, and bearings are designed.

The last part of this bachelor thesis describes the process of bridge construction.

Keywords

Concrete, prestressed concrete, steel, bridge, arch bridge, lower bridge deck, road bridge

Obsah

Obsah	1
1. Úvod.....	3
2. Základní údaje o lokalitě stavby	4
2.1 Popis lokality	4
2.2 Geologické poměry	4
2.3 Hydrologické poměry	5
3. Popis konstrukce	7
3.1 Základní údaje	7
3.2 Návrh konstrukčního řešení.....	7
3.3 Popis prvků konstrukce	9
3.3.1 Oblouky.....	9
3.3.2 Mostovka.....	9
3.3.3 Závěsy	9
3.3.4 Spodní stavba	10
3.3.5 Mostní svršek	10
4. Výpočet	11
4.1 Materiálové charakteristiky hlavní nosné konstrukce	11
4.1.1 Mostovka.....	11
4.1.2 Oblouk.....	13
4.1.3 Závěsy	13
4.1.4 Spodní stavba	13
4.2 Výpočet zatížení v podélném směru	14
4.2.1 Stálé.....	14
4.2.2 Proměnné	15
4.3 Kombinace.....	16
4.4 Stanovení vnitřních sil.....	17
4.4.1 Statický model.....	17
4.4.2 Zatěžovací stavy.....	18
4.5 Návrh závěsů	18
4.5.1 Rektifikace závěsů	18
4.5.2 Vnitřní síly v závěsech.....	20

4.6	Návrh oblouku	22
4.6.1	Průřez oblouku	22
4.6.2	Klasifikace průřezu	22
4.6.3	Vnitřní síly v oblouku	23
4.6.4	Posouzení oblouku na MSÚ	24
4.7	Návrh podélného předpětí v mostovce	28
4.7.1	Konstrukční řešení	28
4.7.2	Ztráty předpětí	28
4.7.3	Průběhy ohybových momentů – Provozní stav	29
4.7.4	Omezení napětí	29
4.7.5	Návrh podélného předpětí mostovky	30
4.7.6	Posouzení podélného předpětí mostovky v MSP	32
4.8	Návrh mostovky v příčném směru	34
4.8.1	Návrh desky konstantní tloušťky	34
4.8.2	Návrh žebrové desky	37
4.8.3	Verze žebrové desky bez předpětí – Návrh ohybové výztuže	39
4.8.4	Verze žebrové desky s předpětím – Návrh příčného předpětí	40
4.9	Návrh opěr	44
4.9.1	Zatížení opěr	44
4.9.2	Posouzení maximální excentricity zatížení	48
4.9.3	Posouzení maximálního napětí v základové spáře	50
4.9.4	Návrh ohybové výztuže v patě závěrné zídky	50
4.9.5	Návrh ohybové výztuže v patě dříku opěry	51
4.10	Návrh ložisek	53
5.	Postup výstavby	54
	Závěr	59
	Citovaná literatura	60
	Ostatní zdroje	61
	Seznam obrázků	62
	Seznam tabulek	64

1. Úvod

Bakalářská práce navazuje na studii řešenou v rámci předmětu 133YKPJ, která se týká návrhu silničního mostu přes řeku Sázavu. Nově vzniklý most má nahradit stávající mostní provizorium typu Bailey Bridge, které je dle poslední mimořádné mostní prohlídky z roku 2020 provedené firmou Pontex, s.r.o. ve velmi špatném technickém stavu. Stávající most má v současnosti značné funkční omezení, co se týče dopravního provozu na něm. Nový objekt bude navržen jako jednopolový obloukový most se spodní mostovkou, na kterém budou umístěny dva jízdni pruhy a prostor pro pěší.

2. Základní údaje o lokalitě stavby

2.1 Popis lokality

Navrhovaný silniční most přemostí řeku Sázavu ve staničení 35,4 km jejího toku. Most bude propojovat obce Čtyřkoly na pravém břehu a Lštění na levém břehu, jeho umístění je na hranici katastrálního území těchto obcí, které obě spadají do okresu Benešov. Stavba bude napojena na pravém břehu na místní komunikaci a na levém břehu na silnici III. třídy č. III/1094. Řeka Sázava má v místě přemostění koryto široké přibližně 55 m. Navržený úhel křížení mostu s niveletou vodního toku je přibližně 90°.

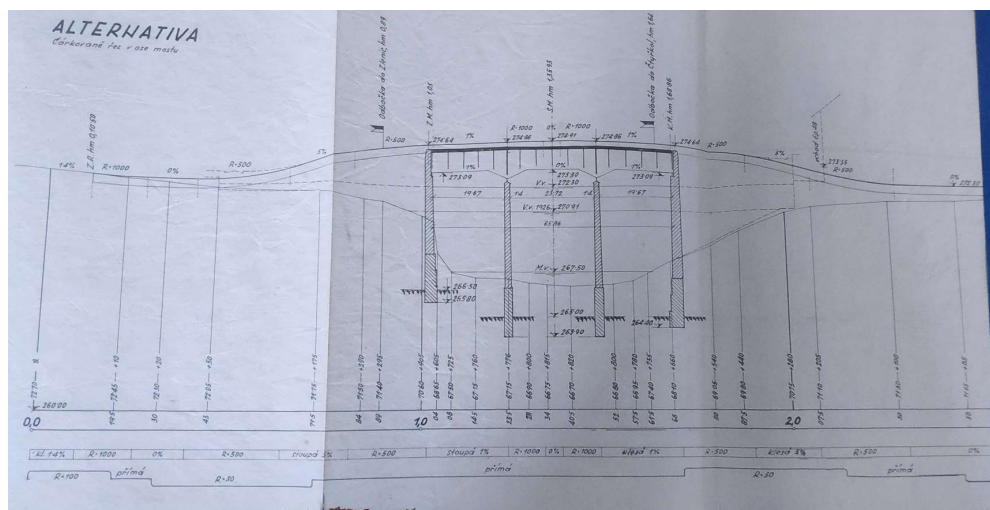


Obrázek 1: Lokalita objektu [7]

2.2 Geologické poměry

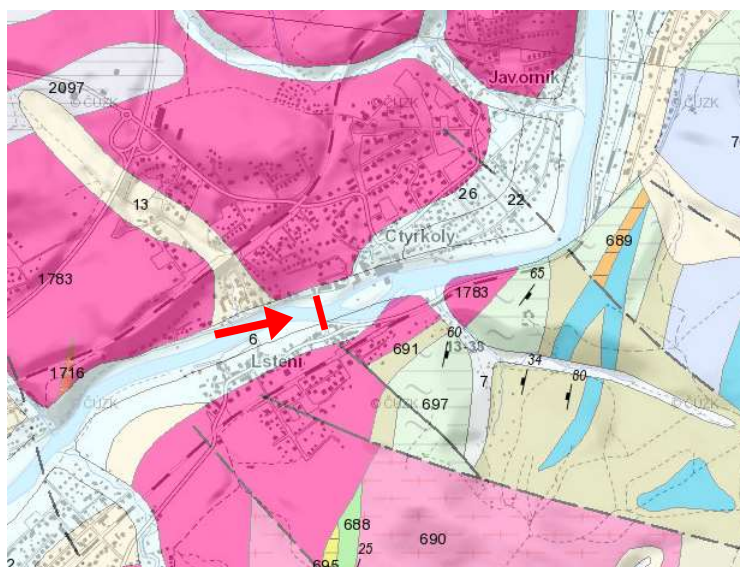
Před provedením návrhu nebyl v okolí nového mostu proveden řádný geologický průzkum. O založení a geologických poměrech stávajícího mostu není dochována žádná dokumentace. Jediný údaj popisující místní geologii pochází z technické zprávy studie nerealizovaného přemostění z roku 1947, které se mělo nacházet ve stejné lokalitě jako navrhovaný objekt, cit.:

„zároveň byla zjištěna ve studnách v okolí budoucího mostu hloubka, ve které se nachází skála /vyznačeno v situaci/ a podle toho pak předpokládána hloubka skály v místě pilířů a opěr“ [8]



Obrázek 2: Podélný řez prvotního návrhu přemostění [8]

Z podélného řezu této studie lze pak vyčíst, že úroveň skalního podloží je odhadnuta v nadmořské výšce 266,50 m.n.m. v místě levé opěry O2 a 264,40 m.n.m. v místě pravé opěry O1. Z geovědní online mapy lze vyčíst, že v místní oblasti se nachází horninový typ hlubinného magmatu (granodiorit, tonalit) s vrstvou naplavených sedimentů (písků a šterků).

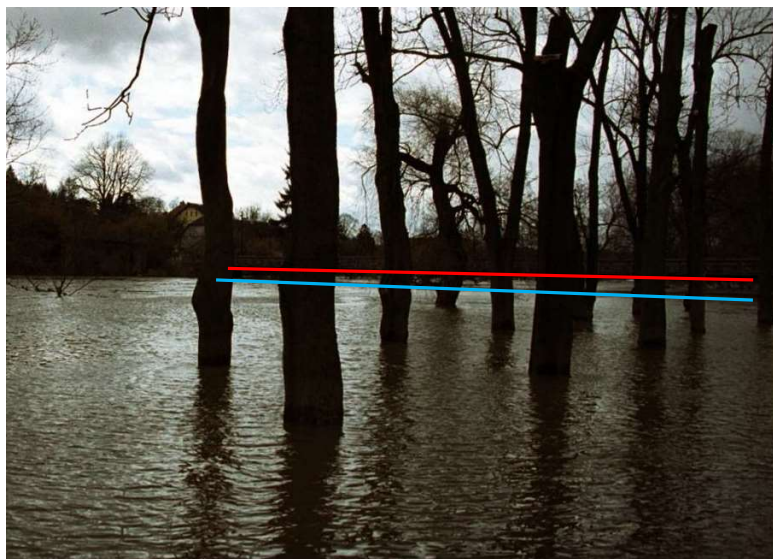


Obrázek 3: Mapa místních geologických poměrů [9]

2.3 Hydrologické poměry

Nadmořská výška hladiny řeky za normálního stavu je 267,29 m.n.m. Konstrukce mostu musí umožnit průtok stoleté vody Q_{100} , ten je však stanoven pouze interpolací z reálných záznamů. Nově navržený objekt zachová výšku spodní hrany nosné konstrukce nad hladinou řeky stejnou, jako má stávající most, tato výška se v průběhu let ukázala jako dostačující.

Největší místní povodeň novodobé historie z roku 2006, kdy průtok na řece Sázavě v tomto úseku dosahoval téměř hodnoty padesátileté vody, nijak nezasáhla stávající most. Z dobových fotografií (viz. obr. 4, kde je červeně naznačena spodní hrana NK a modře úroveň hladiny pod mostem) a z informací od místních obyvatel je zřejmé, že spodní hrana nosné konstrukce byla o něco výše než 1 m nad hladinou vody při kulminaci povodňové vlny.



Obrázek 4: Povodně z roku 2006 [16]

Rovněž v hydrotechnickém výpočtu z roku 1947 je použita výška hladiny povodňové vlny z roku 1926 ve výšce 270,91 m.n.m., což je přibližně o 1,5 metru níže než je úroveň spodní hrany stávajícího mostu. Návrh konstrukce z roku 1947 uvažuje návrhovou výšku 272,30 m.n.m. Výpočtem určený průtok při této výšce hladiny je 763 m³/s, což je o 61 m³/s více, než je stanovený průtok stoleté vody v tomto úseku toku Sázavy.

N-leté průtoky [m ³ .s ⁻¹]						
Q ₁	Q ₂	Q ₅	Q ₁₀	Q ₂₀	Q ₅₀	Q ₁₀₀
159	223	319	398	483	604	702
Historické povodně*						
30.3.2006		551 m ³ .s ⁻¹		N ~ 20-50		
3.6.2013		509 m ³ .s ⁻¹		N ~ 20-50		
15.8.2002		382 m ³ .s ⁻¹		N ~ 5-10		
*3 nejvyšší zaznamenané po dobu pozorování						

Obrázek 5: Hodnoty průtoků řeky Sázavy v oblasti LG Nespeky [10]

3. Popis konstrukce

3.1 Základní údaje

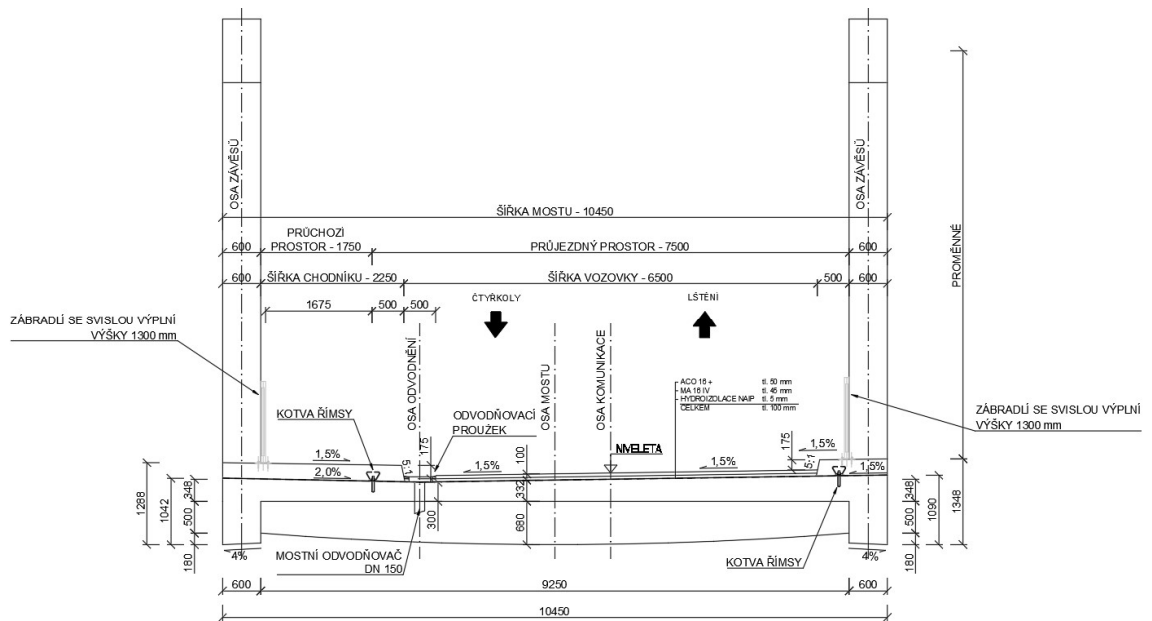
Druh mostu:	Silniční most, místní komunikace
Počet polí:	Jednopolový most
Druh konstrukce:	Obloukový most s dolní mostovkou
Materiály:	Hlavní nosná konstrukce ocelová, mostovka a spodní stavba železobetonové
Životnost:	100 let
Uspořádání:	Neomezená volná výška
Směrové uspořádání:	Most v přímé
Úhel křížení:	Přibližně 90°
Teoretické rozpětí mostu:	60 m
Světlost mostního otvoru:	58,9 m
Délka nosné konstrukce:	61,4 m
Šířka mostu:	10,45 m
Výška mostu:	cca 7,38 m
Šířka vozovky:	6,5 m
Stavební výška:	1,025 m
Konstrukční výška:	cca 12,8 m
Dotčené pozemky:	k.ú. Lštění: 1523/1 (ostatní plocha), 1586/1 (vodní plocha), 82 (zahrada) k.ú. Čtyřkoly: 783/1 (ostatní plocha), 781/6 (vodní plocha), 63/1 (ostatní plocha), 63/2 (ostatní plocha)

3.2 Návrh konstrukčního řešení

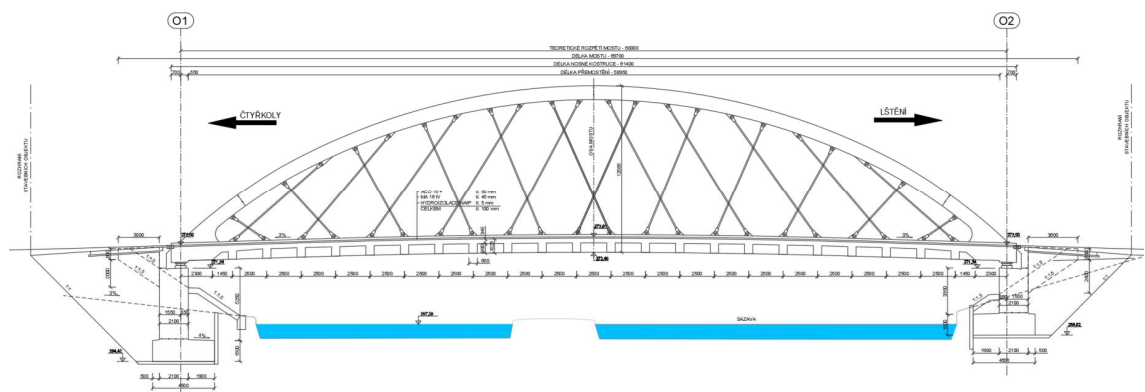
Volba konstrukčního systému mostu byla ovlivněn zejména jeho požadovanou nízkou stavební výškou. Snahou bylo je o zachování výškové úrovně spodní hrany nosné konstrukce ve stejné výšce jako je u stávajícího mostu. Zároveň ale místní komunikaci na pravém břehu, na kterou se napojuje rampa mostu, nelze dostatečně navýšit, protože jsou na ní napojeny i dva vjezdy na obydlené parcely. Odhadnutá stávající výšková úroveň této pozemní komunikace je 272,5 m.n.m v místě křížení. Nově navržené teoretické rozpětí mostu je oproti stávajícímu mostu zkráceno na 60 m, což umožní o přibližně 10 m délky prodloužit nájezdovou rampu mostu na pravém břehu mezi pozemní komunikací a mostem. Obě nově navržené nájezdové rampy na most, včetně navazujících částí mostovky, mají nyní sklon 3 %. Mostovka je uprostřed mostu symetricky zakřivená výškovým obloukem o minimálním možném poloměru 650 m určeném pro návrhovou

rychlost 50 km/h. Niveleta uprostřed rozpětí mostu dosahuje výšky 273,61 m.n.m. Díky volbě minimálních možných poloměrů výškových oblouků (700 m), nezasahuje sklon obou nájezdových ramp do prostorů křížení s navazujícími pozemními komunikacemi.

Šířkové uspořádání mostu bylo zvoleno ve snaze o minimalizaci záboru pozemků, které katastrálně nejsou součástí stávajících příjezdových komunikací mostu. Most je navrhován v intravilánu obcí. Kategorie komunikace, pro kterou je mostní objekt navržen, odpovídá kategorii MO2/9,25/7,5/50, komunikace je doplněna jednostranným chodníkem šířky 2,25 m, což odpovídá trojnásobku základní šířky pruhu pro chodce (0,75 m). Chodník je navržen na levé straně mostu z pohledu staničení. Bezpečnost provozu budou zajišťovat také zvýšené obruby po obou okrajích komunikace. Tím získáme průjezdný prostor široký 6,5 m.



Obrázek 6: Příčný řez



Obrázek 7: Podélný profil

3.3 Popis prvků konstrukce

3.3.1 Oblouky

Oblouky jsou navrženy z oceli S355 J2, jsou tvořeny dutým svařovaným průřezem o rozměrech 600x1000 mm. Zárodky oblouků jsou zabetonovány do mostovky a jsou do nich zakotveny kabely podélného předpětí mostovky. Zárodky jsou propojeny dvěma ocelovými příčníky z válcovaných průřezů HEB tak, aby přenos předpínacích sil do mostovky byl co nejrovnoměrnější.

3.3.2 Mostovka

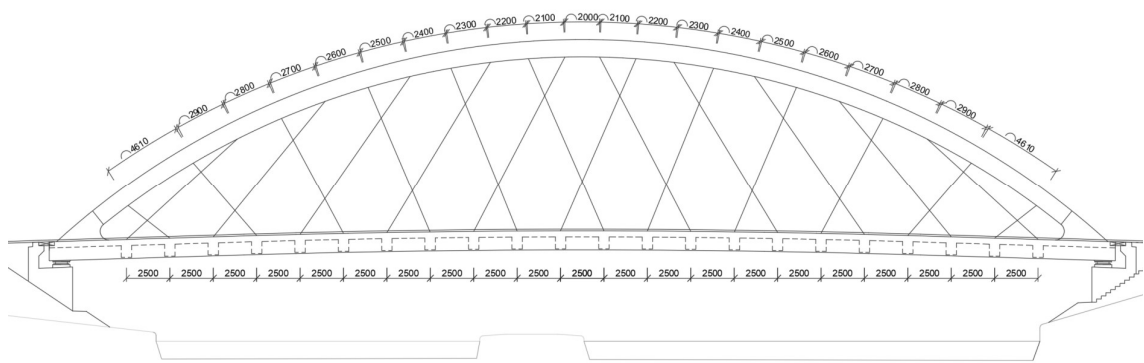
Mostovka je z předpjatého železobetonu, pevnostní třída betonu je C35/45, betonářská ocel B500B a předpínací výztuž Y1860 S7 – 15,7. Mostovku tvoří deska s příčnými žebry a dvěma podélnými trámy na okraji. Předpínací kabely jsou umístěny v podélném směru po dvou v trámech a po dvou v desce mostovky. Příčně předpínací kabely jsou umístěny v betonových žebrech. Mostovka slouží jako táhlo k ocelovému oblouku.

3.3.3 Závěsy

Uspořádání závěsů by mělo být v ideálním případě zvoleno tak, aby při posouzení dle mezního stavu použitelnosti nevznikaly v závěsech tlakové síly a nedocházelo tak k jejich uvolňování.

Závěsy byly navrženy tak, aby jejich uchycení na mostovku a oblouk bylo pravidelně rozmístěné. Uchycení k mostovce zároveň odpovídá rozmístění žeber desky mostovky v pravidelném intervalu 2,5 m. Na oblouku jsou závěsy uchyceny po postupně se zvětšujících intervalech s tím, že nejmenší interval o velikosti 2 m je uprostřed rozpětí, největší je na krajích konstrukce o velikosti 2,9 m a krok růstu velikosti intervalů je 100 mm. Výjimku tvoří poslední interval, který byl změněn tak, aby došlo ke zlepšení statického působení závěsu.

Celkem je na jednom oblouku osazeno 22 závěsů. Závěsy jsou tvořeny systémem PROTAH. Tyče mají průměr 85 mm a jsou z oceli S355. Únosnost průřezu tyče je dle katalogu dodavatele 1681 kN.



Obrázek 8: Finální uspořádání závěsů

3.3.4 Spodní stavba

Spodní stavba je tvořena pouze dvěma masivními opěrami. Opěry jsou navrženy ze železobetonu C30/37 a betonářské oceli B500B. Vzhledem k místním geologickým poměrům budou opěry plošně založené. Opěry budou opatřeny rovnoběžnými zavěšenými křídly o tloušťce 500 mm. Přístupové schodiště je nutné zbudovat pouze na levé opěře mostu (O2). Přístup k pravé opěře (O1) je možný z přilehlého parkoviště, které se nachází v úrovni stávajícího terénu pod mostem.

3.3.5 Mostní svršek

Na mostě budou umístěny dvě železobetonové římsy. Levá římsa (ve směru staničení) bude rozšířená a povede na ní chodník. Obě římsy budou mít zvýšené obruby, což umožní zúžení vozovky na mostě. Vozovkové souvrství je dvouvrstvé, bráno s tloušťkou 100 mm a široké 6,5 m. Skladba vozovky je dle normy ČSN 73 6242 [14]: obrusná vrstva ACO 16 + 50 mm (asfaltový beton pro obrusné vrstvy), ochranná vrstva MA 16 IV 45 mm (litý asfalt) a celoplošná hydroizolace NAIP 5 mm. Odvodnění izolace bude zajištěno korozivzdornými trubičkami DN 50. Vozovka bude mít jednostranný sklon 1,5 % směrem k levé římse, kde se bude nacházet odvodňovací proužek. V odvodňovacím proužku se budou nacházet mostní odvodňovače typu Labe II-2014 od výrobce Vlček Solution DN 150 s odpadní trubkou dlouhou min. 450 mm, které budou směřovat pod most přímo do řeky. Zábradlí bude osazeno zvýšené 1,3 m z důvodu větší intenzity cyklistů.

4. Výpočet

4.1 Materiálové charakteristiky hlavní nosné konstrukce

4.1.1 Mostovka

4.1.1.1 Beton C35/45

Charakteristická pevnost v tlaku	$f_{ck} = 35,00 \text{ MPa}$
Průměrná pevnost betonu v tlaku	$f_{cm} = 43 \text{ MPa}$
Průměrná pevnost v tahu	$f_{ctm} = 3,20 \text{ MPa}$
Střední hodnota modulu pružnosti	$E_{cm} = 33,5 \text{ GPa}$
Tečnový modul pružnosti (zjednodušeně)	$E_c = 1,05 \cdot E_{cm} = 35,7 \text{ MPa}$
Objemová tíha (včetně betonářské výztuže)	$\gamma_k = 25 \text{ kN/m}^3$
Materiálový součinitel	$\gamma_M = 1,5$
Návrhová pevnost v tlaku	$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_M} = 19,83 \text{ MPa}$
Součinitel zohledňující dlouhodobé účinky	$\alpha_{cc} = 0,85 [11]$

4.1.1.2 Vlastnosti betonu C35/45 v tlaku ve stáří 7 dní (čas vnesení předpětí)

Dle ČSN EN 1992-1-1, kap. 3.1.2 [1]

Součinitel $\beta_{cc}(t)$ závisící na stáří betonu:

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} = \exp \left\{ 0,2 \left[1 - \left(\frac{28}{7} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} = 0,82$$

- Koeficient závisící na druhu cementu $s = 0,2$
- Stáří betonu ve dnech $t = 7 \text{ dní}$

Průměrná pevnost betonu v tlaku ve stáří 7 dní:

$$f_{cm}(7) = \beta_{cc}(7) \cdot f_{cm} = 0,82 \cdot 43 = 35,21 \text{ MPa}$$

Charakteristická pevnost betonu v tlaku ve stáří 7 dní:

$$f_{ck}(7) = f_{cm}(7) - 8 = 35,21 - 8 = 27,21 \text{ MPa}$$

4.1.1.3 Betonářská výztuž B500B

Charakteristická mez kluzu	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
Modul pružnosti	$E_y = 210 \text{ GPa}$
Materiálový součinitel	$\gamma_M = 1,15$
Návrhová mez kluzu	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = 435 \text{ MPa}$

4.1.1.4 Předpínací výztuž Y1860 S7 – 15,7

Charakteristická mez kluzu	$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$
Modul pružnosti	$E_p = 195 \text{ GPa}$
Materiálový součinitel	$\gamma_M = 1,15$
Plocha jednoho lana	$a_p = 150 \text{ mm}^2$
Charakteristická smluvní mez kluzu	$f_{p0,1k} = 0,88 \cdot f_{pk} = 1636,8 \text{ MPa}$
Návrhová hodnota pevnosti	$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_M} = 1423,3 \text{ MPa}$

4.1.1.5 Krycí vrstva předpínací výztuže

Podmínky prostředí pro beton určené pomocí tabulky 4.1 [1] vycházející z EN 206-1 jsou XD1-XC4-XF2.

Krycí vrstva se stanoví dle vztahu [1]:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

- c_{nom} je nominální krycí vrstva výztuže
- c_{min} je minimální krycí vrstva výztuže
- Δc_{dev} je přídavek na návrhovou odchylku – (doporučeno 10 mm)

Hodnota c_{min} splňující požadavky soudržnosti a podmínek prostředí musí být stanovena jako větší z hodnot:

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

- $c_{min,b}$ je minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti, není však potřeba uvažovat hodnotu větší než 80 mm
- $c_{min,dur}$ minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí (dle tab. 4.3N a 4.5N)
- $\Delta c_{dur,y}$ přídavná bezpečnostní složka (doporučeno 0 mm)
- $\Delta c_{dur,st}$ redukce minimální krycí vrstvy při použití nerezové oceli
- $\Delta c_{dur,add}$ redukce minimální krycí vrstvy při použití přídavné ochrany (doporučeno 0 mm)

$$c_{min} = \max \{ 80; 50 + 0 - 0 - 0; 10 \text{ mm} \}$$

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

4.1.1.6 Krycí vrstva betonářské výztuže

Analogicky jako v předchozí kapitole

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

$$c_{min} = \max\{32; 50 + 0 - 0 - 0; 10 \text{ mm}\}$$

$$c_{nom} = 50 + 10 = 60 \text{ mm}$$

4.1.2 Oblouk

Ocel S355 J2+N

Charakteristická mez kluzu	$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$
Modul pružnosti	$E_y = 210 \text{ GPa}$
Objemová tíha	$\gamma_k = 78,5 \text{ kN/m}^3$
Součinitel spolehlivosti	$\gamma_{M0} = 1,0$
Součinitel spolehlivosti [2]	$\gamma_{M1} = 1,0$
Návrhová mez kluzu	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 355 \text{ MPa}$

4.1.3 Závěsy

Ocel S355

(vyčteno z Katalogu systémových táhel – sí PROTAH [15])

Charakteristická mez kluzu	$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$
Únosnost průřezu	$N_{R,d1} = 1681 \text{ kN}$

4.1.4 Spodní stavba

Beton C30/37

Charakteristická pevnost v tlaku	$f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$
Průměrná pevnost betonu v tlaku	$f_{cm} = 38 \text{ MPa}$
Průměrná pevnost v tahu	$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$
Střední hodnota modulu pružnosti	$E_{cm} = 33,5 \text{ GPa}$
Objemová tíha (včetně betonářské výztuže)	$\gamma_k = 25 \text{ kN/m}^3$
Materiálový součinitel	$\gamma_M = 1,5$
Návrhová pevnost v tlaku	$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_M} = 17,0 \text{ MPa}$
Součinitel zohledňující dlouhodobé účinky	$\alpha_{cc} = 0,85$ [11]

Betonářská výztuž B500B viz. 4.1.1.3

4.2 Výpočet zatížení v podélném směru

4.2.1 Stálé

4.2.1.1 Vlastní tíha nosné konstrukce

Vlastní tíha mostovky a oblouku je počítána automaticky výpočtním softwarem SCIA Engineer 20.0. Závěsy byly do softwaru zadávány ručně jako síly působící na mostovku a oblouk, aby bylo lépe vystiženo jejich statické působení. Hmotnost závěsu na metr běžný je převzata z Katalogu systémových táhel PROTAH.

Tabulka 1: Vlastní tíha závěsů zadávána do softwaru

Číslo závěsu	m [kg/m]	L [mm]	F _z [kN]	F _z /2 [kN]
1	45	10270	4,62	2,31
2	45	3930	1,77	0,88
3	45	11210	5,04	2,52
4	45	6450	2,90	1,45
5	45	12070	5,43	2,72
6	45	8460	3,81	1,90
7	45	12430	5,59	2,80
8	45	10020	4,51	2,25
9	45	12300	5,54	2,77
10	45	11100	5,00	2,50
11	45	11800	5,31	2,66

4.2.1.2 Ostatní stálé zatížení

Tabulka 2: Ostatní stálé zatížení

Zatížení	h _{prům} [m]	b [m]	γ [kN/m ³]	g _{1,k} [kN/m]
Levá římsa	0,253	2,85	25	18,03
Pravá římsa	0,257	1,10	25	7,07
Skladba vozovky	0,1	6,50	25	16,25
Zábradlí	-	-	-	0,50

Σ41,84 kN/m

4.2.2 Proměnné

4.2.2.1 Zatížení dopravou

Z důvodu zjednodušení v rámci bakalářské práce a s ohledem na rozměry mostu, jeho uspořádání a umístění na dopravní síti je zatížení dopravou uvažováno pouze podle schématu LM1 dle ČSN EN 1991-2 [3]. Vzhledem k šířce vozovky 6,5 m jsou uvažovány 2 pruhy o šířce 3 m a zbývající plocha o šířce 0,5 m. Pro mosty s rozpětím přes 10 m je možné nahradit dvounápravu jednou nápravou se soustředným zatížením.

Tabulka 3: Zatížení pruhů dopravou a regulační součinitelé

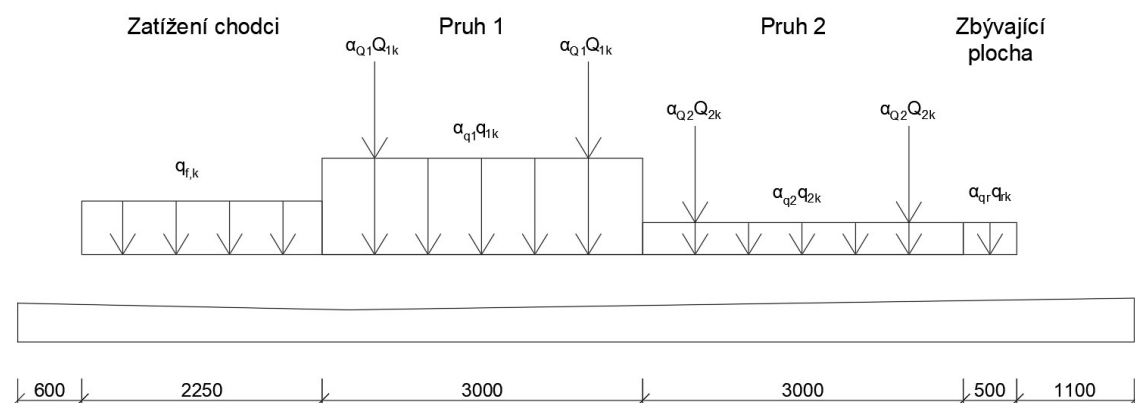
	q_{ik} [kN/m ²]	α_{qi} [-]	Plošné zat. UDL [kN/m ²]	b [m]	Liniové zat. UDL [kN/m]	Q_{ik} [kN]	α_{qi} [-]	Zatížení TS [kN]	
Pruh 1	9	1	9	3,00	27,00	300	1	2x300	
Pruh 2	2,5	2,4	6	3,00	18,00	200	1	2x200	
Zbývající plocha	2,5	1,2	3	0,50	1,50	-	-	-	
Celkem zatížení LM1						46,50			1000

4.2.2.2 Zatížení chodci

Zatížení chodníku dle ČSN EN 1991-2 [3] je spojitě rovnoměrné zatížení 5 kN/m². Jelikož je uvažována sestava zatížení gr1a, je brána kombinační hodnota zatížení na chodníku (dle tab. 4.4a [3]), doporučená hodnota je $q_{f,k} = 3 \text{ kN/m}^2$.

Tabulka 4: Zatížení chodci

$q_{f,k}$ [kN/m ²]	b [m]	$q_{f,k,lin}$ [kN/m]
3	2,25	6,75



Obrázek 9: Schéma uspořádání zatížení LM1 a chodců

4.2.2.3 Zatížení teplotou

Dle ČSN EN 1991-1-5 [4] jsou uvažovány rozdílné hodnoty v rovnoměrných složkách teplot jednotlivých prvků nosné konstrukce. Doporučené hodnoty jsou 15 °C mezi hlavními nosnými prvky (oblouk a mostovka) a 10 °C mezi závěsy a hlavními nosnými prvky pro světlé barvy. Ve výpočtu je uvažováno 5 zatěžovacích stavů:

Tabulka 5: Zatěžovací stavy od teploty

Zat. stavy	ΔT Mostovka [°C]	ΔT Oblouk [°C]	ΔT Závěsy [°C]
Teplota 1	0	15	10
Teplota 2	15	0	10
Teplota 3	15	0	0
Teplota 4	0	15	0
Teplota 5	0	0	10

4.3 Kombinace

Pro posouzení mezního stavu únosnosti byly použity kombinace dle ČSN EN 1990 [5] ze vztahů 6.10a a 6.10b. Hodnoty součinitelů jsou určeny dle tabulek A2.1 a A2.4 [5].

Kombinace zatížení 6.10a

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Kombinace zatížení 6.10b

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- $G_{k,j}$ charakteristická hodnota j-tého stálého zatížení
- P reprezentativní hodnota zatížení předpětí
- $Q_{k,1}$ charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení
- $Q_{k,i}$ charakteristická hodnota vedlejšího i-tého proměnného zatížení
- $\gamma_{G,j}$ dílčí součinitel j-tého stálého zatížení
- γ_P dílčí součinitel zatížení od předpětí
- $\gamma_{Q,1}$ dílčí součinitel hlavního proměnného zatížení
- $\gamma_{Q,i}$ dílčí součinitel vedlejšího i-tého proměnného zatížení
- ξ_i redukční součinitel pro nepříznivá stálá zatížení G
- $\psi_{0,1}$ součinitel pro kombinační hodnotu hlavního proměnného zatížení
- $\psi_{0,i}$ součinitel pro kombinační hodnotu vedlejšího i-tého proměnného zatížení

Mezní stav použitelnosti byl posuzován na základě vztahů 6.14b – charakteristická kombinace, 6.15b častá kombinace a 6.16b kvazi-stálá kombinace, dle ČSN EN 1990 [5].

Kombinace zatížení 6.14b – Charakteristická kombinace

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Kombinace zatížení (6.15b) – Častá kombinace

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Kombinace zatížení (6.16b) – Kvazi-stálá kombinace

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- $G_{k,j}$ charakteristická hodnota j-tého stálého zatížení
- P reprezentativní hodnota zatížení předpětí
- $Q_{k,1}$ charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení
- $Q_{k,i}$ charakteristická hodnota vedlejšího i-tého proměnného zatížení
- $\psi_{0,i}$ součinitel pro kombinační hodnotu vedlejšího i-tého proměnného zatížení
- $\psi_{1,1}$ součinitel pro kombinační hodnotu hlavního proměnného zatížení
- $\psi_{2,i}$ součinitel pro kombinační hodnotu vedlejšího i-tého proměnného zatížení

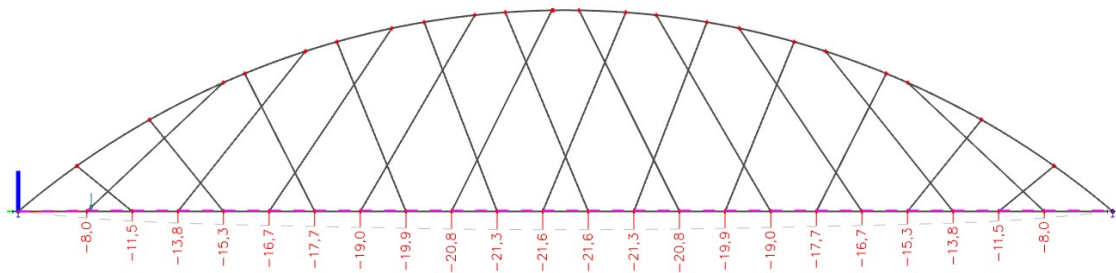
Tabulka 6: Použité hodnoty součinitelů kombinací

	Kombinace	Vl. Tíha	Ost. Stálé	Předpětí	UDL	TS	Chodci	Teplota
MSÚ	6.10a	1,35	1,35	1.00	1,35·0,4 = 0,54	1,35·0,75 = 1,01	1,35·0,4 = 0,54	1,5·0,6 = 0,9
	6.10b	1,35·0,85 = 1,15	1,35·0,85 = 1,16	1.00	1,35	1,35	1,35	1,5·0,6 = 0,9
MSP	Char. 6.14b	1.00	1.00	1.00	1,00	1,00	1,00	0,60
	Čas. 6.15b	1.00	1.00	1.00	0,40	0,75	0,40	0,50
	Kvaz. 6.16b	1.00	1.00	1.00	0,00	0,00	0,00	0,50

4.4 Stanovení vnitřních sil

4.4.1 Statický model

Pro výpočet vnitřních sil byl vytvořen 2D statický model v programu SCIA Engineer 20.0. Model je prutový a používá střednice oblouku a závěsů, mostovka je oproti svému reálnému provedení zjednodušená. Je modelována jako vodorovná spojnice konců oblouků, respektive spojnice podpor, zatímco ve skutečnosti bude mostovka



Obrázek 11: Průhyby mostovky od vlastní tíhy a ostatního stálého zatížení

Rektifikace závěsů v programu SCIA Engineer bylo zadáváno pomocí zatížení konstantní teplotou působící na celý závěs, která byla vypočtena pomocí následujícího vztahu:

$$\Delta T = \frac{\Delta L}{\alpha \cdot L}$$

- ΔT rozdíl teplot
- ΔL svislý posun mostovky
- L délka závěsu
- α součinitel teplotní délkové roztažnosti

Hodnoty teplotního rozdílu reprezentující rektifikaci pak byly iteračně dopočteny. V třetím kroku iterace dosáhla deformace mostovky maximální odchylky do jednoho milimetru.

Tabulka 7: První krok iterace

Závěs		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Délka závěsu	[m]	10,27	3,93	11,21	6,45	12,07	8,46	12,43	10,02	12,3	11,1	11,8
Svislý posun	[mm]	8	11,5	13,8	15,3	16,7	17,7	19	19,9	20,8	21,3	21,6
α	[K ⁻¹]	0,000012	0,000012	0,000012	0,000012	0,000012	0,000012	0,000012	0,000012	0,000012	0,000012	0,000012
ΔT	[K]	-64,91	-243,85	-102,59	-197,67	-115,30	-174,35	-127,38	-165,50	-140,92	-159,91	-152,54

Tabulka 8: Druhý krok iterace

Závěs		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Délka závěsu	[m]	10,27	3,93	11,21	6,45	12,07	8,46	12,43	10,02	12,3	11,1	11,8
Svislý posun	[mm]	8	11,5	13,8	15,3	16,7	17,7	19	19,9	20,8	21,3	21,6
Posun od předpětí	[mm]	8,8	15,6	18,7	19,7	20,1	20,5	21,2	21,9	22,4	22,7	22,8
Rozdíl posunů	[mm]	0,8	4,1	4,9	4,4	3,4	2,8	2,2	2	1,6	1,4	1,2
α	[K ⁻¹]	0,000012	0,000012	0,000012	0,000012	0,000012	0,000012	0,000012	0,000012	0,000012	0,000012	0,000012
Rozdíl teplot	[K]	6,491399	86,93808	36,42581	56,84755	23,47418	27,58077	14,74926	16,6334	10,84011	10,51051	8,474576
Nové ΔT	[K]	-58,42	-156,91	-66,16	-140,83	-91,83	-146,77	-112,63	-148,87	-130,08	-149,40	-144,07

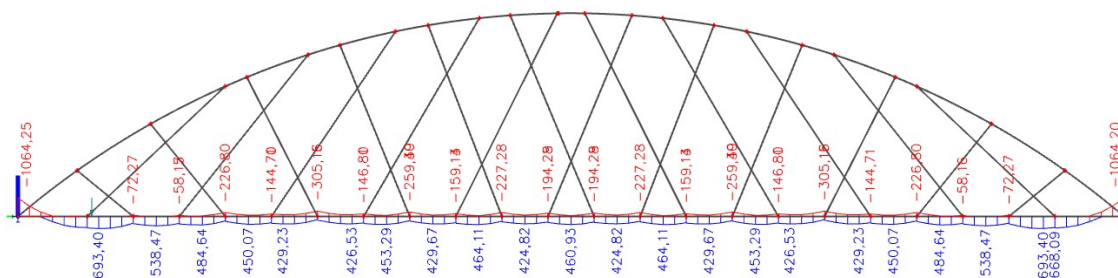
Tabulka 9: Třetí krok iterace

Závěs		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Délka závěsu	[m]	10,27	3,93	11,21	6,45	12,07	8,46	12,43	10,02	12,3	11,1	11,8
Svislý posun	[mm]	8	11,5	13,8	15,3	16,7	17,7	19	19,9	20,8	21,3	21,6
Posun od předpětí	[mm]	6,5	10,8	12,8	14,2	15,6	17	18,4	19,5	20,4	20,9	21,2
Rozdíl posunů	[mm]	-1,5	-0,7	-1	-1,1	-1,1	-0,7	-0,6	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4
α	[K ⁻¹]	0,000012	0,000012	0,000012	0,000012	0,000012	0,000012	0,000012	0,000012	0,000012	0,000012	0,000012
Rozdíl teplot	[K]	-12,1714	-14,8431	-7,43384	-14,2119	-7,59459	-6,89519	-4,02253	-3,32668	-2,71003	-3,003	-2,82486
Nové ΔT	[K]	-70,59	-171,76	-73,60	-155,04	-99,42	-153,66	-116,65	-152,20	-132,79	-152,40	-146,89

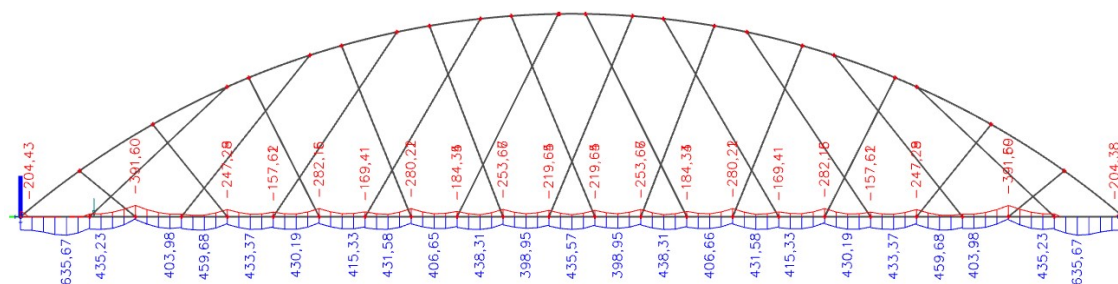
Tabulka 10: Výsledné hodnoty rozdílů posunů po třetí iteraci

Závěs		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Délka závěsu [m]		10,27	3,93	11,21	6,45	12,07	8,46	12,43	10,02	12,3	11,1	11,8
Svislý posun [mm]		8	11,5	13,8	15,3	16,7	17,7	19	19,9	20,8	21,3	21,6
Posun od předpětí [mm]		7,6	12,2	14,3	15,6	16,7	17,8	18,9	19,9	20,6	21,2	21,4
Rozdíl posunů [mm]		-0,4	0,7	0,5	0,3	0	0,1	-0,1	0	-0,2	-0,1	-0,2

V rámci rektifikace závěsů došlo k značnému poklesu velikosti ohybových momentů působících na okrajích mostovky.



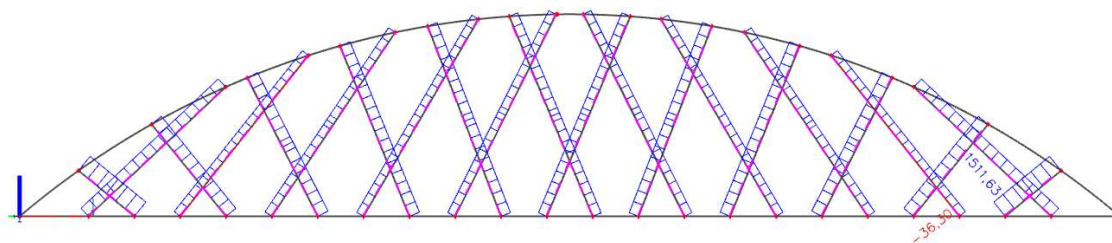
Obrázek 12: Obálka ohybových momentů od char. komb. bez předpětí závěsů



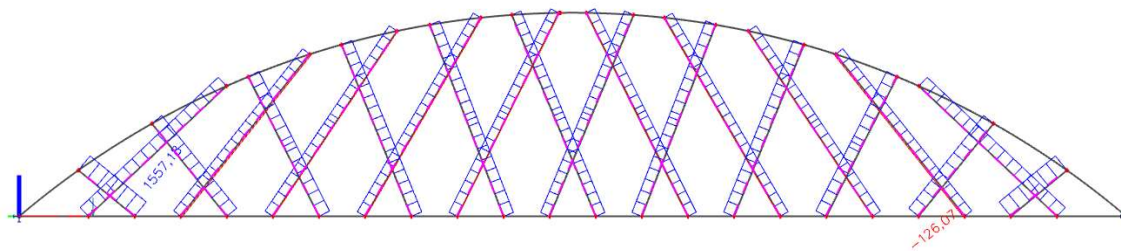
Obrázek 13: Obálka ohybových momentů od char. komb. s předpětím závěsů

4.5.2 Vnitřní síly v závěsech

Závěsy byly vymodelovány tak, aby v nich působila pouze normálová síla. Ve vyobrazených průbězích normálových sil je zohledněno předpětí závěsů.



Obrázek 14: Normálové síly v závěsech od kombinace 6.10a



Obrázek 15: Normálové síly v závěsech od kombinace 6.10b

V obálce normálových sil vyvolaných kombinacemi 6.10a a 6.10b je vidět, že v některých závěsech působí od zatěžovacího modelu LM1 tlak. Únosnost konstrukce by se tedy měla posuzovat rovněž nelineárním výpočtem, který zohlední uvolněné závěsy. Takové posouzení je nad rámec této bakalářské práce, navíc je patrné, že tlakové síly jsou relativně malé.

Maximální tahové síly působící v závěsech jsou menší než návrhová únosnost průřezu udávaná dodavatelem.

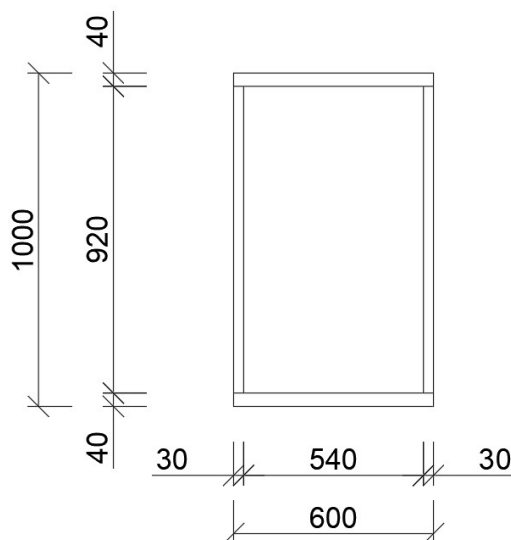
$$N_{Ed} \leq N_{Rd}$$

$$1557,18 \text{ kN} \leq 1681 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$

4.6 Návrh oblouku

4.6.1 Průřez oblouku

Oblouk je navržen jako obdélníkový tenkostěnný průřez o vnějších rozměrech 600 x 1000 mm. Tloušťka horní a dolní pásnice je 40 mm, tloušťka stojin je 30 mm.



Obrázek 16: Průřez oblouku

Průřezové charakteristiky

$$A = 0,10800 \text{ m}^2$$

$$I_y = 0,01496 \text{ m}^4$$

$$I_z = 0,00593 \text{ m}^4$$

$$W_{ply} = 0,03574 \text{ m}^3$$

4.6.2 Klasifikace průřezu

Klasifikace dle postupu uvedeného v ČSN EN 1993-1-1 tab. 5.2. [2]

$$c = 920 \text{ mm}$$

$$t = 30 \text{ mm}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,81$$

$$\frac{c}{t} \leq 38\varepsilon$$
$$30 \leq 31 \rightarrow \text{Průřez 2. třídy}$$

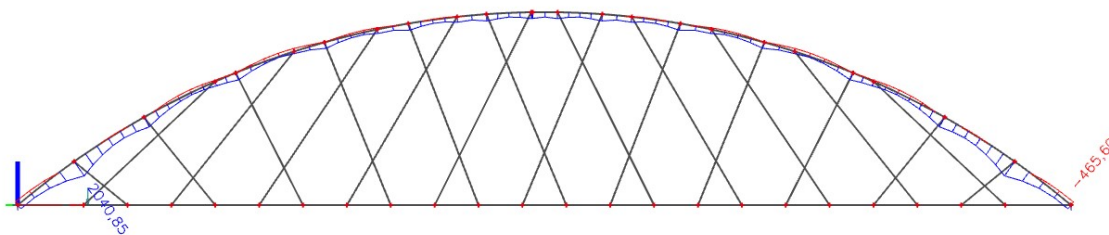
4.6.3 Vnitřní síly v oblouku

V oblouku jsou vyvolány největší vnitřní síly z kombinace 6.10b. Největší ohybový moment v absolutní hodnotě vychází u závěsu číslo 2, stejně jako největší posouvající síla.

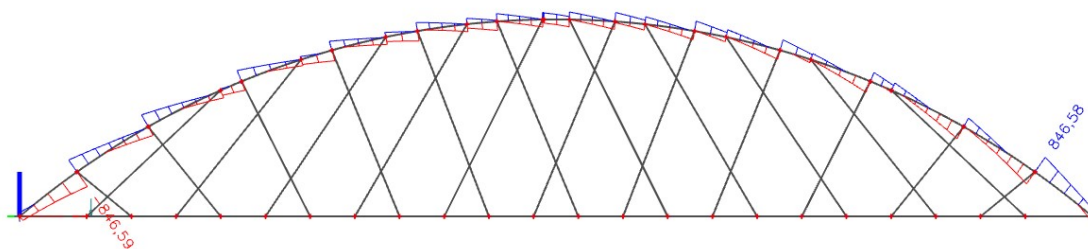
$$M_{Ed} = 2040,85 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 846,58 \text{ kN}$$

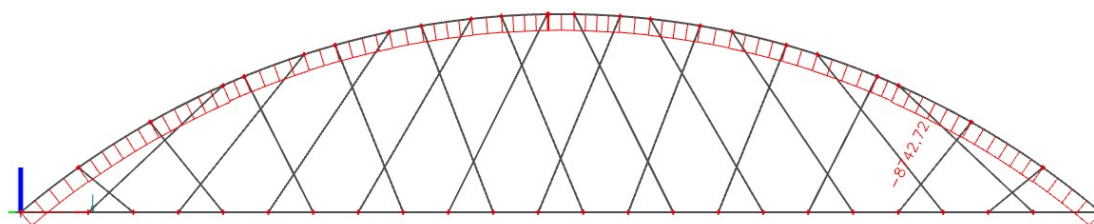
$$N_{Ed} = -8742,72 \text{ kN}$$



Obrázek 17: Obálka ohybových momentů na oblouku (M_y)



Obrázek 18: Obálka posouvajících sil na oblouku (V_z)



Obrázek 19: Obálka normálových sil na oblouku (N)

4.6.4 Posouzení oblouku na MSÚ

4.6.4.1 Posouzení průřezu oblouku na smyk

Postup výpočtu dle ČSN EN 1993-1-1, kap. 6.2.6 [2]

$$A_v = 2 \cdot c \cdot t_w = 2 \cdot 980 \cdot 30 = 55200 \text{ mm}^2$$

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{0,0552(355/\sqrt{3})}{1,0} = 11,31 \text{ MN}$$

- A_v Smyková plocha
- $V_{c,Rd}$ Návrhová únosnost ve smyku
- $V_{pl,Rd}$ Návrhová plastická únosnost ve smyku

Posouzení:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 0,5$$

$$\frac{0,85}{11,31} = 0,07 \leq 0,5$$

Jelikož návrhová hodnota smykové síly V_{Ed} není větší než 50% návrhové plastické smykové únosnosti $V_{pl,Rd}$, je možné zanedbat její účinek na únosnost průřezu při působení ohybu a osově síly. [2]

4.6.4.2 Posouzení průřezu oblouku na ohyb a osovou sílu

Postup výpočtu dle ČSN EN 1993-1-1, kap. 6.2.9.1 [2]

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,108 \cdot 355}{1,0} = 38,34 \text{ MN}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{8,743}{38,34} = 0,24$$

$$a_w = \frac{A - 2bt_f}{A} = \frac{0,108 - 2 \cdot 0,6 \cdot 0,04}{0,108} = 0,56 \geq 0,5$$

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,03574 \cdot 355}{1,0} = 12,69 \text{ MNm}$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{1 - n}{1 - 0,5a_w} = 12,69 \cdot \frac{1 - 0,24}{1 - 0,5 \cdot 0,5} = 12,94 \text{ MNm} \geq M_{pl,y,Rd}$$

- $N_{pl,Rd}$ návrhová plastická únosnost neoslabeného průřezu v tahu
- $M_{N,y,Rd}$ redukovaný návrhový plastický moment únosnosti
- $M_{pl,y,Rd}$ návrhový plastický moment únosnosti

Posouzení:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{2,04}{12,69} = 0,16 \leq 1$$

Vyhovuje (využití 16 %)

4.6.4.3 Posouzení vzpěrné únosnosti prutu

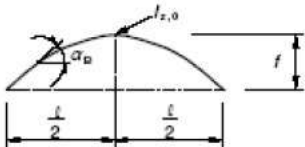
Posouzení vybočení z roviny

Postup výpočtu kritické síly dle ČSN EN 1993-2, kap. D.3 [6]

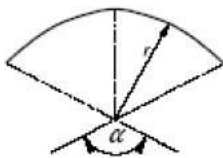
$$\frac{f}{l} = \frac{11}{60} = 0,18$$

$\beta_1 = 0,63 \rightarrow$ získáno interpolací dle obr. 17

$\beta_2 = 0,65 \rightarrow$ dle obr. 18

f/l	0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	
I_z konstantní	0,50	0,54	0,65	0,82	1,07	
I_z proměnné $I_z(\alpha_B) = \frac{I_{z,0}}{\cos \alpha_B}$	0,50	0,52	0,59	0,71	0,86	

Obrázek 20: Tabulka D.6 – Hodnoty β_1 [6]

Zatížení	β_2	Poznámky
konzervativní (mostovka je upevněna na vrcholu oblouku)	1	
prostřednictvím závěsů	$1 - 0,35 \frac{q_H}{q}$	
prostřednictvím stojek	$1 - 0,45 \frac{q_{St}}{q}$	

Obrázek 21: Tabulka D.7 – Hodnoty β_2 [6]

$$\beta = \beta_1 \cdot \beta_2 = 0,41$$

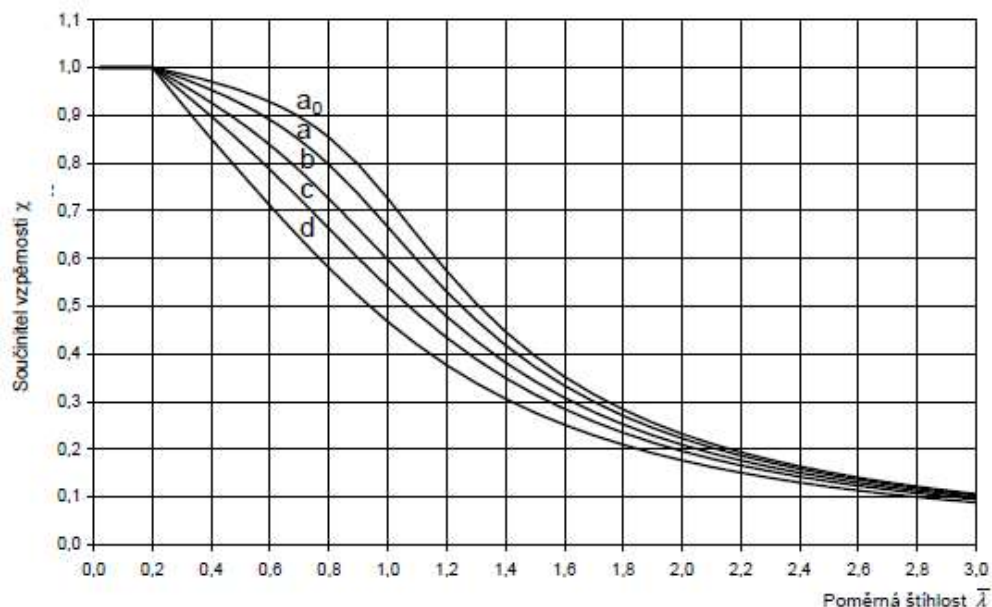
$$N_{cr,z} = \left(\frac{\pi}{\beta \cdot l} \right)^2 EI_z = \left(\frac{\pi}{0,41 \cdot 60} \right)^2 210 \cdot 10^3 \cdot 0,00593 = 20,24 \text{ MN}$$

- β součinitel vzpěrné délky
- l průmět délky oblouku
- EI_z ohybová tuhost oblouku z roviny
- $N_{cr,z}$ kritická síla volně stojících oblouků

Postup výpočtu vzpěrné únosnosti dle ČSN EN 1993-1-1, kap. 6.3.1 [2]

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{0,108 \cdot 355}{20,24}} = 1,38$$

$$\chi \cong 0,35 \rightarrow \text{dle obr. 19}$$



Obrázek 22: Obr. 6.4 – Křivky vzpěrné pevnosti [2]

$$N_{b,Rd,z} = \frac{\chi Af_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,35 \cdot 0,108 \cdot 355}{1,0} = 13,42 \text{ MN}$$

- $N_{b,Rd,z}$ návrhová vzpěrná únosnost tláčeného prutu
- $\bar{\lambda}$ poměrná štíhlost
- χ součinitel vzpěrnosti

Posouzení:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,z}} \leq 1$$

$$\frac{8,743}{13,42} = 0,67 \leq 1$$

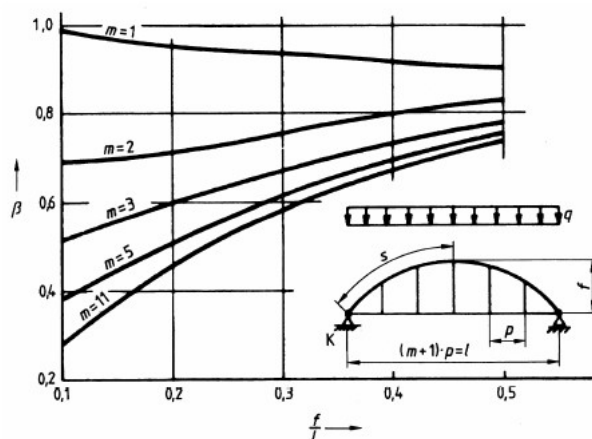
Vyhovuje (využití 67 %)

Posouzení vybočení v rovině

Postup výpočtu kritické síly dle ČSN EN 1993-2, kap. D.3 [6]

$$\frac{f}{l} = \frac{11}{60} = 0,18$$

$\beta = 0,44 \rightarrow$ dle obr. 20



Obrázek 23: Obr. D.4 - Součinitel vzpěrné délky β [6]

$$N_{cr,y} = \left(\frac{\pi}{\beta \cdot s} \right)^2 EI_y = \left(\frac{\pi}{0,44 \cdot 32,62} \right)^2 210 \cdot 10^3 \cdot 0,01496 = 150,50 \text{ MN}$$

- β součinitel vzpěrné délky
- s polovina délky oblouku
- EI_y ohybová tuhost oblouku v rovině
- $N_{cr,y}$ kritická síla volně stojících oblouků

Postup výpočtu vzpěrné únosnosti dle ČSN EN 1993-1-1, kap. 6.3.1 [2]

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{0,108 \cdot 355}{150,5}} = 0,50$$

$\chi \cong 0,85 \rightarrow$ dle obr. 19

$$N_{b,Rd,y} = \frac{\chi Af_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,85 \cdot 0,108 \cdot 355}{1,0} = 32,59 \text{ MN}$$

- $N_{b,Rd,y}$ návrhová vzpěrná únosnost tlačенého prutu
- $\bar{\lambda}$ poměrná štíhlost
- χ součinitel vzpěrnosti

Posouzení:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}} \leq 1$$

$$\frac{8,743}{32,59} = 0,28 \leq 1$$

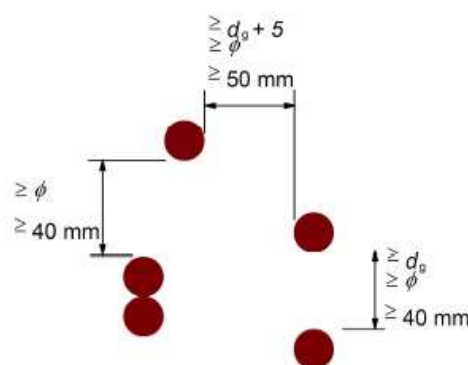
Vyhovuje (využití 28 %)

4.7 Návrh podélného předpětí v mostovce

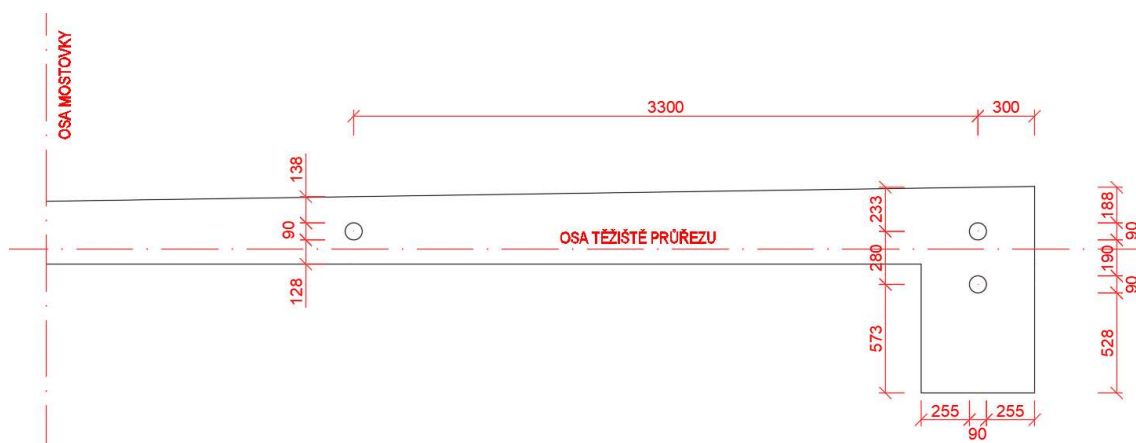
Předpětí bude dosaženo centricky pomocí šesti předpínacích kabelů po 22 lanech typu Y1860 S7 – 15,7, z nichž dvě dvojice kabelů jsou vedeny v osách oblouků, kde je třeba zachytit tahové síly z oblouků. Tyto dvojice kabelů jsou kotveny do zárodku oblouků. Přenesení sil od předpětí do střední části zajišťují ocelové příčníky, které propojují zárodky oblouků. Do příčníku je ukotvená poslední dvojice předpínacích kabelů.

4.7.1 Konstrukční řešení

Rozmístění kabelů bylo provedeno dle konstrukčních zásad daných ČSN EN 1992-1-1 [1] a dle vypočtené krycí vrstvy předpínací výztuže (viz 4.1.1.1).



Obrázek 24: Obr. 8.15 – Minimální světlá vzdálenost mezi kanálky [1]

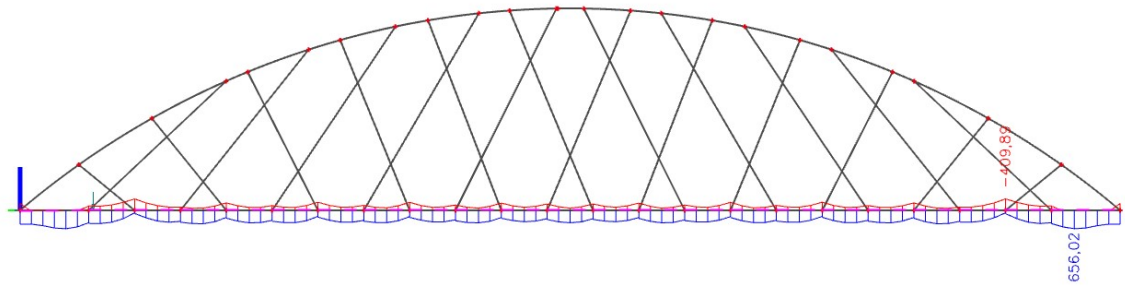


Obrázek 25: Schéma rozmístění kabelů v mostovce

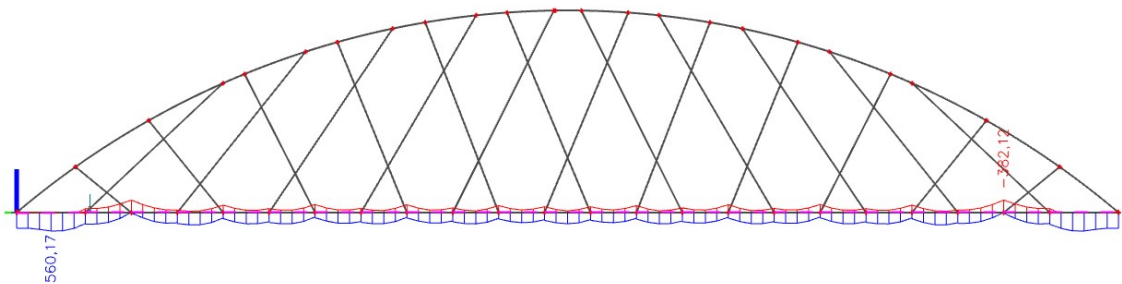
4.7.2 Ztráty předpětí

Pro účely této bakalářské práce jsou ztráty předpětí zjednodušeně vyjádřeny v procentech. V době vnesení předpětí je uvažována ztráta 5 %, při uvedení konstrukce do provozu 15 % a na konci životnosti konstrukce (100 let) 25 %.

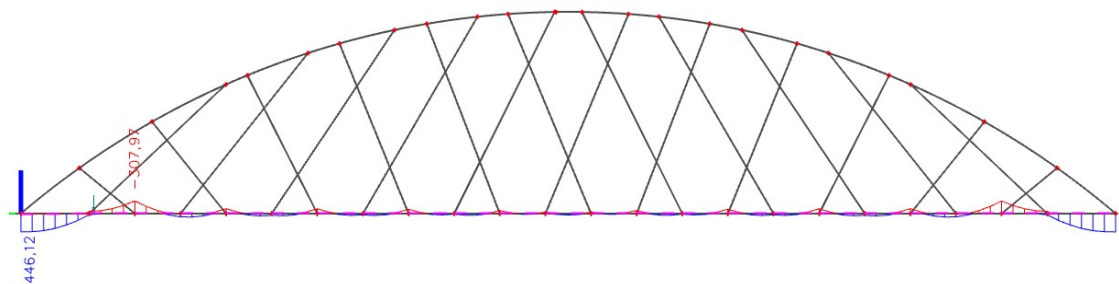
4.7.3 Průběhy ohybových momentů – Provozní stav



Obrázek 26: Obálka ohybových momentů – charakteristická kombinace



Obrázek 27: Obálka ohybových momentů – častá kombinace



Obrázek 28: Obálka ohybových momentů – kvazi-stálá kombinace

$$M_{\text{char}} = 656,02 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{čas}} = 560,17 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{kvaz}} = 446,12 \text{ kNm}$$

4.7.4 Omezení napětí

4.7.4.1 Předpínací výztuž

Maximální napětí při napínání

Dle ČSN EN 1992-1-1, kap. 5.10.2.1 [1]

$$\sigma_{p,max} = \min(k_1 \cdot f_{pk}; k_2 \cdot f_{p0,1k})$$

Doporučené hodnoty: $k_1 = 0,8$ a $k_2 = 0,9$

$$\sigma_{p,max} = \min(0,8 \cdot 1860; 0,9 \cdot 1636,8) = 1473,10 \text{ MPa} = \sigma_{p,in}$$

Maximální napětí na konci životnosti

$$\sigma_{p(100let)} = 0,75 \cdot \sigma_{p,max} = 0,75 \cdot 1473,1 = 1104,84 \text{ MPa}$$

4.7.4.2 Beton

Dle ČSN EN 1992-1-1, kap. 5.10.2.2 [1]

Napětí betonu v tlaku v konstrukci, vyplývající z předpínací síly a dalších zatížení působících v době napínání nebo zavedení předpětí, má být omezeno na [1]:

$$\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c(7) \leq 0,6 \cdot f_{ck}(7) = 0,6 \cdot 27,21 = 16,32 \text{ MPa}$$

Pokud tlakové napětí trvale překračuje hodnotu $0,45 \cdot f_{ck}(t)$, má být uvažováno nelineární dotvarování. [1]

$$\sigma_c \leq 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 35 = 15,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c(7) \leq 0,45 \cdot f_{ck}(7) = 0,45 \cdot 27,21 = 12,24 \text{ MPa}$$

4.7.4.3 Betonářská výztuž

Dle ČSN EN 1992-1-1, kap. 7.2 [1]

Lze předpokládat, že nepřijatelné trhliny a deformace nevzniknou, pokud při charakteristické kombinaci zatížení tahové napětí v betonářské výztuži nepřekročí hodnotu $0,8 \cdot f_{yk}$ [1].

$$\sigma_s \leq 0,8 \cdot f_{yk} = 0,8 \cdot 500 = 400 \text{ MPa}$$

4.7.5 Návrh podélného předpětí mostovky

Ohybové momenty jsou vypočtené pomocí statického modelu, který představuje pouze polovinu mostu, toto je zohledněno v průřezových charakteristikách mostovky pro následující výpočty.

Průřezové charakteristiky

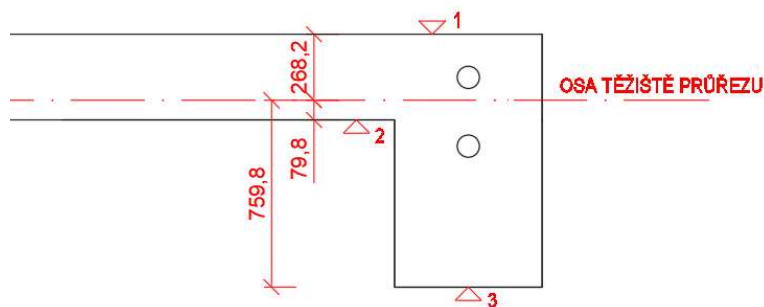
$$A = 2,2263 \text{ m}^2$$

$$I_y = 0,09523 \text{ m}^4$$

$$W_{pl,y,1} = 0,355 \text{ m}^3$$

$$W_{pl,y,2} = 1,193 \text{ m}^3$$

$$W_{pl,y,3} = 0,125 \text{ m}^3$$



Obrázek 29: Vzdálenosti jednotlivých vláken od těžiště

Předpínací výztuž bude navržena tak, aby při časté kombinaci zatížení nevznikalo tahové napětí na průřezu. Velikost nutné předpínací síly získáme úpravou následujícího vztahu pro výpočet normálového napětí v dolních vláknech průřezu:

$$\sigma_{c,i,\check{c}as}^d = -\frac{N_p}{A_{c,i}} + \frac{M_{i,\check{c}as}}{W_{d,i}} + \frac{M_p}{W_{d,i}} = 0,0 \text{ MPa}$$

Dosazení za $M_p = N_p \cdot e_p$ a následné vyjádření N_p :

$$N_p = \left(\frac{M_{i,\check{c}as}}{W_{d,i}} \right) / \left(\frac{1}{A_{c,i}} + \frac{e_p}{W_{d,i}} \right)$$

$$N_p = \left(\frac{560,17}{0,125} \right) / \left(\frac{1}{2,2263} + \frac{0}{0,125} \right) = 9950,14 \text{ kN}$$

Potřebná plocha předpínací výztuže na konci životnosti:

$$A_{p,nut} = \frac{N_p}{\sigma_{p(100let)}} = \frac{9,950}{1104,84} \cdot 10^6 = 9006,95 \text{ mm}^2$$

Potřebný počet předpínacích lan:

$$n_{p,nut} = \frac{A_{p,req}}{a_p} = \frac{9005,95}{150} = 61 \text{ ks}$$

Návrh: 3 kabely po 22 lanech Y1860 S7 – 15,7 mm

Maximální předpínací síla:

$$P_{max} = n_p \cdot a_p \cdot \sigma_{p,max} = 3 \cdot 22 \cdot 150 \cdot 10^{-6} \cdot 1473,12 = 14,58 \text{ MN}$$

Ztráty předpětí:

Vnesení předpětí do konstrukce

$$P_{max,k,VP} = P_{max} \cdot 0,95 = 13,85 \text{ MN}$$

Před uvedením do provozu

$$P_{max,k,G0} = P_{max} \cdot 0,85 = 12,40 \text{ MN}$$

Po uvedení do provozu

$$P_{max,k,UP} = P_{max} \cdot 0,85 = 12,40 \text{ MN}$$

Konec životnosti

$$P_{max,k,KZ} = P_{max} \cdot 0,75 = 10,94 \text{ MN}$$

4.7.6 Posouzení podélného předpětí mostovky v MSP

Posouzení je provedeno ve 4 časových úrovních: vnesení předpětí (VP), před uvedením do provozu (G0), po uvedení do provozu (UP) a na konci životnosti (KP). Pro čas VP je uvažována nulová hodnota momentu, protože v této fázi výstavby je konstrukce podepřená skruží. Pro čas G0 byla vypočtena kombinace zohledňující stálé zatížení a zatížení od teploty. V tabulkách jsou zohledněny následující hodnoty:

- A_c Obsah průřezu
- W_i Průřezový modul krajních vláken
- N_p Předpínací síla
- M_i Moment od zatížení
- σ_n Normálové napětí
- σ_{lim} Limitní napětí betonu
- ε Poměrné přetvoření betonu
- $\sigma_{n,s}$ Napětí v betonářské výztuži
- σ_{lim} Limitní napětí betonářské výztuže

Výpočet normálového napětí dle vztahu:

$$\sigma_n = -\frac{N_p}{A_{c,i}} + \frac{M_i}{W_i} + \frac{M_p}{W_i}$$

Pokud vychází normálové napětí kladné (beton je v tahu) je vypočteno poměrné přetvoření dle vztahu:

$$\varepsilon = \sigma_n / E_c$$

Poté je vypočteno napětí ve výztuži, které je porovnáváno s limitní hodnotou 400 MPa dle vztahu:

$$\sigma_n = \varepsilon \cdot E_s$$

Aby v betonu nevznikaly podélné trhliny, mikrotrhliny nebo nadměrné dotvarování jsou hodnoty napětí v betonu určené z charakteristické kombinace porovnávány s hodnotami $0,6 \cdot f_{ck}(t)$.

Tabulka 11: Předpětí MSP – charakteristická kombinace

čas	vlákno	A_c	W_i	N_p	M_{char}	σ_n	σ_{lim}	ϵ	$\sigma_{n,s}$	$\sigma_{s,lim}$	STAV
		[m ²]	[m ³]	[MN]	[MNm]	[MPa]	[MPa]	[%]	[MPa]	[MPa]	
VP	1	2,226	0,355	-13,855	0,000	-6,223	-16,323	-	-	-	OK
	2		1,193			-6,223	-16,323	-	-	-	OK
	3		0,125			-6,223	-16,323	-	-	-	OK
G0	1	2,226	0,355	-12,396	0,302	-4,717	-21,00	-	-	-	OK
	2		1,193			-5,315	-21,00	-	-	-	OK
	3		0,125			-3,157	-21,00	-	-	-	OK
UP	1	2,226	0,355	-12,396	0,656	-3,721	-21,00	-	-	-	OK
	2		1,193			-5,018	-21,00	-	-	-	OK
	3		0,125			-0,334	-21,00	-	-	-	OK
KZ	1	2,226	0,355	-10,938	0,656	-3,065	-21,00	-	-	-	OK
	2		1,193			-4,363	-21,00	-	-	-	OK
	3		0,125			0,321	-	0,008993	1,888589	400	OK

Pro splnění podmínky dekomprese musí vznikat v mostovce pouze tlaková napětí od časté kombinace.

Tabulka 12: Předpětí MSP – častá kombinace

čas	vlákno	A_c	W_i	N_p	$M_{čas}$	σ_n	σ_{lim}	ϵ	$\sigma_{n,s}$	$\sigma_{s,lim}$	STAV
		[m ²]	[m ³]	[MN]	[MNm]	[MPa]	[MPa]	[%]	[MPa]	[MPa]	
VP	1	2,226	0,355	-13,855	0,000	-6,223	0,000	-	-	-	OK
	2		1,193			-6,223	0,000	-	-	-	OK
	3		0,125			-6,223	0,000	-	-	-	OK
G0	1	2,226	0,355	-12,396	0,274	-4,795	0,00	-	-	-	OK
	2		1,193			-5,338	0,00	-	-	-	OK
	3		0,125			-3,378	0,00	-	-	-	OK
UP	1	2,226	0,355	-12,396	0,560	-3,990	0,00	-	-	-	OK
	2		1,193			-5,099	0,00	-	-	-	OK
	3		0,125			-1,099	0,00	-	-	-	OK
KZ	1	2,226	0,355	-10,938	0,560	-3,335	0,00	-	-	-	OK
	2		1,193			-4,444	0,00	-	-	-	OK
	3		0,125			-0,444	0,00	-	-	-	OK

Pro zajištění lineárního dotvarování je třeba omezit tlaková napětí od kvazistálé kombinace hodnotou $0,45 \cdot f_{ck}(t)$.

Tabulka 13: Předpětí MSP – kvazi-stálá kombinace

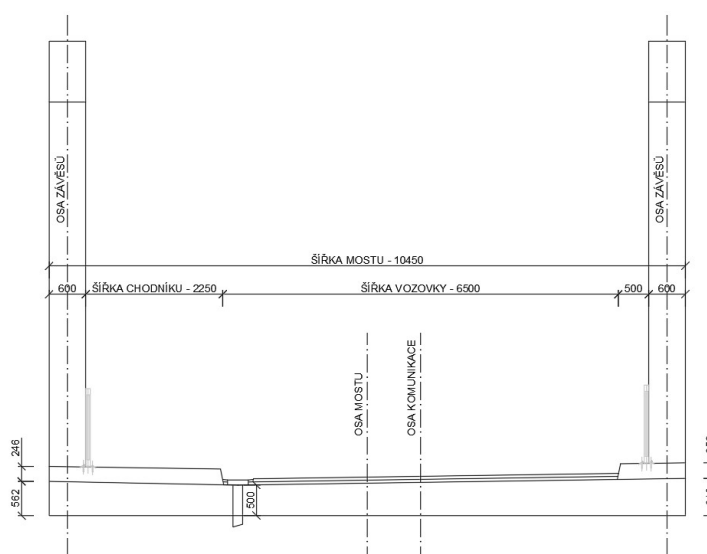
čas	vlákno	A_c	W_i	N_p	M_{kvaz}	σ_n	σ_{lim}	ϵ	$\sigma_{n,s}$	$\sigma_{s,lim}$	STAV
		[m ²]	[m ³]	[MN]	[MNm]	[MPa]	[MPa]	[%]	[MPa]	[MPa]	
VP	1	2,226	0,355	-13,855	0,000	-6,223	-12,242	-	-	-	OK
	2		1,193			-6,223	-12,242	-	-	-	OK
	3		0,125			-6,223	-12,242	-	-	-	OK
G0	1	2,226	0,355	-12,396	0,268	-4,815	-15,75	-	-	-	OK
	2		1,193			-5,344	-15,75	-	-	-	OK
	3		0,125			-3,433	-15,75	-	-	-	OK
UP	1	2,226	0,355	-12,396	0,446	-4,312	-15,75	-	-	-	OK
	2		1,193			-5,194	-15,75	-	-	-	OK
	3		0,125			-2,009	-15,75	-	-	-	OK
KZ	1	2,226	0,355	-10,938	0,446	-3,657	-15,75	-	-	-	OK
	2		1,193			-4,539	-15,75	-	-	-	OK
	3		0,125			-1,354	-15,75	-	-	-	OK

4.8 Návrh mostovky v příčném směru

V rámci této bakalářské práce byly navrženy tři varianty konstrukce mostovky. V první variantě je mostovka tvořena železobetonovou rovnou deskou, v druhé železobetonovou deskou s příčnými žebry a ve třetí železobetonovou deskou s příčnými žebry a příčným předepnutím. Všechny varianty mostovky jsou tvořeny z betonu C35/45. Posouzení únosnosti jsou provedena v průřezu s nejmenší výškou ($x = 3,1$ m) a v průřezu s největším ohybovým momentem od kombinací zatížení 6.10a a 6.10b ($x = 5,35$ m).

4.8.1 Návrh desky konstantní tloušťky

V této variantě je uvažována mostovka tvaru desky s průřezem o tloušťce 0,5 m v jejím nejtenějším místě příčného řezu. Ve zbývajících částech se hodnota tloušťky průřezu navyšuje díky příčnému sklonu mostovky 1,5 % vlevo a příčnému sklonu 2 % vpravo.

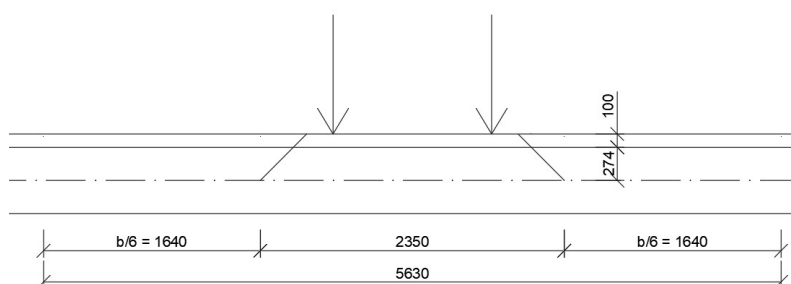


Obrázek 30: Příčný řez – verze s deskou konstantní tloušťky

4.8.1.1 Výpočet zatížení v příčném směru na rovné desce

Pro určení hodnot zatížení, které byly zadány do modelu bylo třeba stanovit vzdorující šířku desky.

Vzdorující šířka:



Obrázek 31: Vzdorující šířka

Stálé zatížení:

Vlastní tíha byla vypočtena automaticky výpočetním softwarem SCIA Engineer 20.0.

Tabulka 14: Ostatní stálé zatížení na rovné desce

Zatížení	$h_{prům}$ [m]	b_{vz} [m]	γ [kN/m ³]	f [kN/m]
Levá římsa	0,253	5,63	25	35,62
Pravá římsa	0,257	5,63	25	36,18
Skł. vozovky	0,1	5,63	25	14,08
Zábradlí	-	5,63	-	2,82

Proměnné zatížení:

Tabulka 15: Zatížení dopravou UDL na rovné desce

	q_{ik} [kN/m ²]	α_{qi} [-]	Plošné zat. UDL [kN/m ²]	b [m]	Liniové zat. UDL [kN/m]
Pruh 1	9	1	9	5,63	50,68
Pruh 2	2,5	2,4	6	5,63	33,79
Zbývající plocha	2,5	1,2	3	5,63	16,89

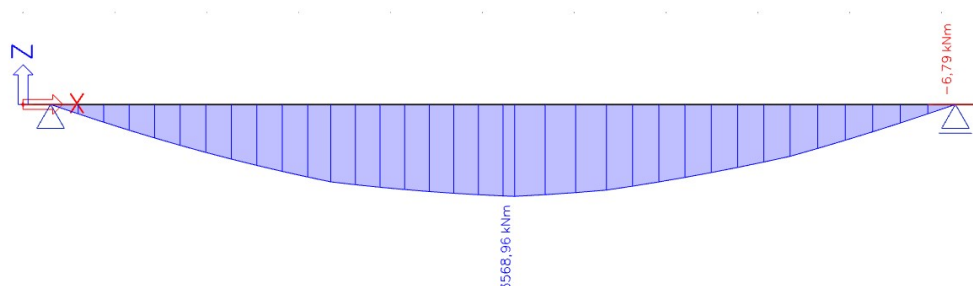
Tabulka 16: Zatížení dopravou TS na rovné desce

Q_{ik} [kN]	α_{Qi} [-]	Zatížení TS [kN]
300	1	2x300
200	1	2x200

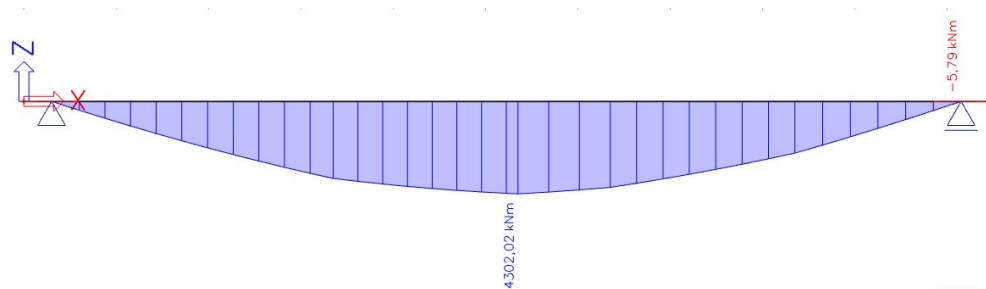
Tabulka 17: Zatížení chodci na rovné desce

$q_{f,k}$ [kN/m ²]	b [m]	$q_{f,k,lin}$ [kN/m]
3	5,63	16,89

4.8.1.2 Průběhy ohybových momentů



Obrázek 32: Průběh ohybových momentů – kombinace 6.10a



Obrázek 33: Průběh ohybových momentů – kombinace 6.10b

$$M_{Ed,3,1} = 3345,85 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,5,35} = 4302,02 \text{ kNm}$$

4.8.1.3 Návrh ohybové výztuže

Tabulka 18: Návrh výztuže v rovné desce (x = 3,1 m)

Průřez x = 3,1 m						
h	500	mm		b _{vz}	5,63	m
c	60	mm		f _{yd}	435	MPa
∅ _s	32	mm		f _{cd}	23,33	MPa
n _a	37	ks		d	0,424	m
x	0,12	m		A _s	29757,17	mm ²
z	0,37	m		s	0,15	m
M _{Ed}	3345,85	kNm		<	M _{Rd}	4850,72

Návrh Ø32 á 150 mm, A_s = 29757 mm²

Vyhovuje (využití 69 %)

Tabulka 19: Návrh výztuže v rovné desce (x = 5,35 m)

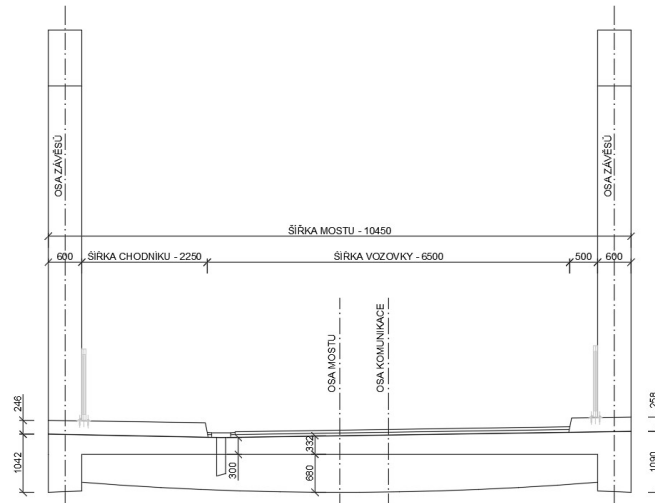
Průřez x = 5,35 m						
h	534	mm		b _{vz}	5,63	m
c	60	mm		f _{yd}	435	MPa
∅ _s	32	mm		f _{cd}	23,33	MPa
n _a	37	ks		d	0,458	m
x	0,12	m		A _s	29757,17	mm ²
z	0,41	m		s	0,15	m
M _{Ed}	4302,02	kNm		<	M _{Rd}	5287,60

Návrh Ø32 á 150 mm, A_s = 29757 mm²

Vyhovuje (využití 81 %)

4.8.2 Návrh žebrové desky

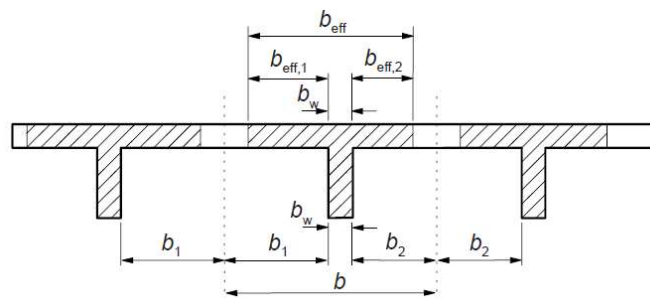
Tloušťka desky je 300 mm v nejtenčím místě průřezu. Žebro má také proměnnou výšku danou zaoblením. Na okraji mostovky má žebro výšku 500 mm a uprostřed 680 mm.



Obrázek 34: Příčný řez – verze žebrové desky

4.8.2.1 Efektivní šířka

Dle ČSN EN 1992-1-1, kap. 5.3.2.1 [1]



Obrázek 35: Obr. 5.3 – Parametry pro spolupůsobící šířku desky [1]

$$b_1 = b_2 = b/2 = 2,5/2 = 1,25 \text{ m}$$

$$b_{eff,1} = 0,2 \cdot b_1 + 0,1 \cdot L_0 \leq 0,2 \cdot L_0$$

$$b_{eff,1} = 0,2 \cdot 1,25 + 0,1 \cdot 9,85 \leq 0,2 \cdot 9,85$$

$$b_{eff,1} = 1,235 \text{ m} \leq 1,97 \text{ m}$$

$$b_{eff} = \Sigma b_{eff,1} + b_w \leq b$$

$$b_{eff} = 2 \cdot 1,235 + 0,6 \leq 2,5 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 2,5 \text{ m}$$

4.8.2.2 Výpočet zatížení v příčném směru na žebrové desce

Stálé zatížení:

Vlastní tíha byla vypočtena automaticky výpočetním softwarem SCIA Engineer 20.0.

Tabulka 20: Ostatní stálé zatížení na žebrové desce

Zatížení	$h_{\text{prům}}$ [m]	b_{vz} [m]	γ [kN/m ³]	f [kN/m]
Levá římsa	0,253	2,5	25	15,81
Pravá římsa	0,257	2,5	25	16,06
Skl. vozovky	0,1	2,5	25	6,25
Zábradlí	-	2,5	-	1,25

Proměnné zatížení:

Tabulka 21: Zatížení dopravou UDL na žebrové desce

	q_{ik} [kN/m ²]	α_{qi} [-]	Plošné zat. UDL [kN/m ²]	b [m]	Liniové zat. UDL [kN/m]
Pruh 1	9	1	9	2,5	22,5
Pruh 2	2,5	2,4	6	2,5	15,00
Zbývající plocha	2,5	1,2	3	2,5	7,5

Zatížení TS bylo umístěno první nápravou přímo nad žebro, síly od druhé nápravy musí být redukovány, jelikož část zatížení přebere sousední žebro. Hodnota redukčního součinitele je dána rozstupem mezi žebry (2,5 m) a rozstupem mezi nápravami (1,2 m).

$$1 - \frac{1,2}{2,5} = 0,52$$

Posuzované žebro přebírá pouze 52 % zatížení od druhé nápravy.

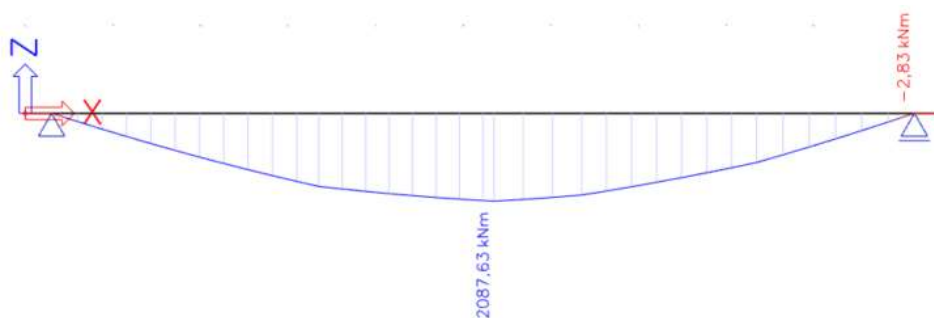
Tabulka 22: Zatížení dopravou TS na žebrové desce

	1. náprava [kN]	2. náprava [kN]	α_{qi} [-]	Zatížení TS [kN]
Pruh 1	150	78	1	228
Pruh 2	100	52	1	152

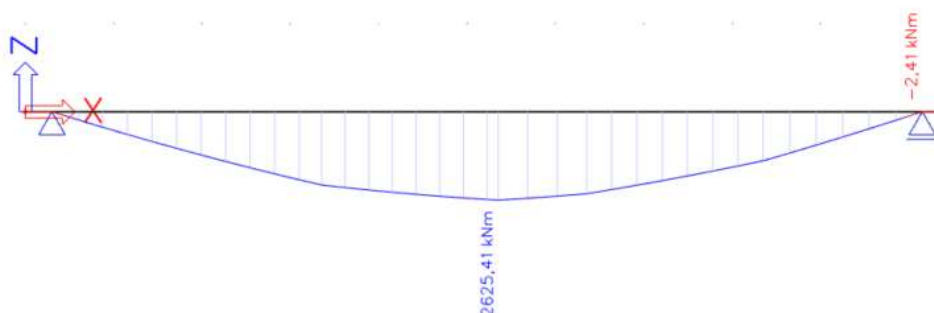
Tabulka 23: Zatížení chodci na žebrové desce

$q_{f,k}$ [kN/m ²]	b [m]	$q_{f,k,lin}$ [kN/m]
3	2,5	7,5

4.8.2.3 Průběhy ohybových momentů



Obrázek 36: Průběh ohybových momentů – kombinace 6.10a



Obrázek 37: Průběh ohybových momentů – kombinace 6.10b

$$M_{Ed,3,1} = 2020,81 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,5,35} = 2625,41 \text{ kNm}$$

4.8.3 Verze žebrové desky bez předpětí – Návrh ohybové výztuže

Tabulka 24: Návrh výztuže v žebrové desce ($x = 3,1 \text{ m}$)

Průřez $x = 3,1 \text{ m}$						
h	1000	mm		b_{eff}	2,50	m
c	60	mm		b_T	0,60	m
\varnothing_s	40	mm		f_{yd}	435	MPa
n_a	6	ks		f_{cd}	23,33	MPa
x	0,07	m		d	0,920	m
z	0,89	m		A_s	7539,82	mm ²
				s	0,9	m
M_{Ed}	2020,81	kNm	<	M_{Rd}	2925,22	kNm

Návrh 6Ø40 $A_s = 7540 \text{ mm}^2$

Vyhovuje (využití 69 %)

Tabulka 25: Návrh výztuže v žebrové desce ($x = 5,35$ m)

Průřez $x = 5,35$ m						
h	1034	mm		b_{vz}	2,50	m
c	60	mm		b_T	0,60	m
\varnothing_s	40	mm		f_{yd}	435	MPa
n_a	6	ks		f_{cd}	23,33	MPa
x	0,07	m		d	0,991	m
z	0,96	m		A_s	7539,82	mm ²
				s	0,15	m
M_{Ed}	2625,41	kNm	<	M_{Rd}	3157,27	kNm

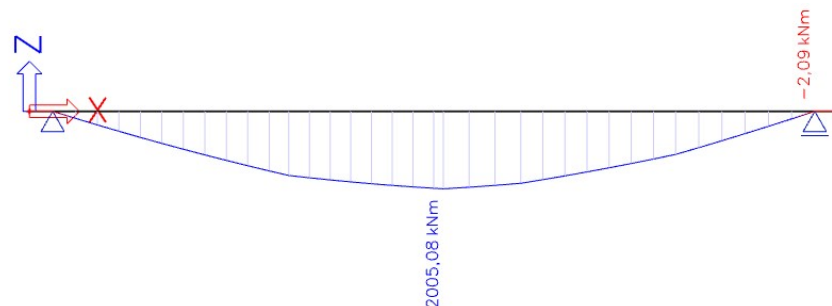
Návrh 6Ø40 $A_s = 7540$ mm²

Vyhovuje (využití 83 %)

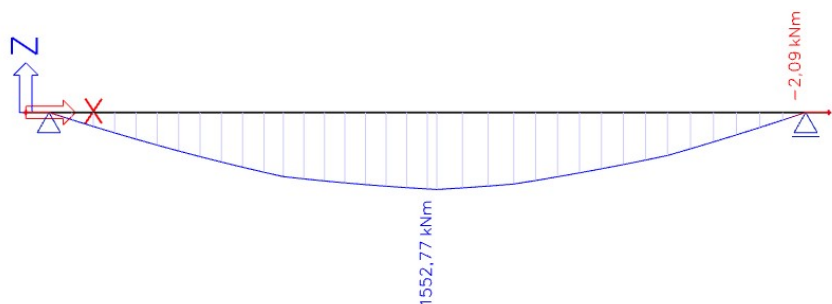
4.8.4 Verze žebrové desky s předpětím – Návrh příčného předpětí

Návrh a posouzení předpětí odpovídá postupu v kapitole 4.7. Hodnoty zatížení jsou vypočtené v kapitole 4.8.2.2. Změna velikosti objemové tíhy z 25 kN/m³ na 26 kN/m³ byla zanedbána.

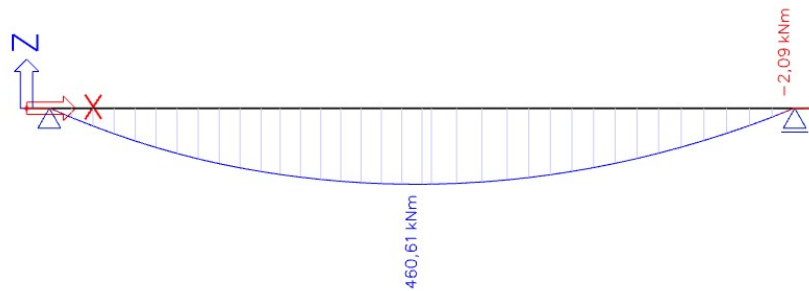
4.8.4.1 Průběhy ohybových momentů – provozní stav



Obrázek 38: Průběh ohybových momentů – charakteristická kombinace



Obrázek 39: Průběh ohybových momentů – častá kombinace



Obrázek 40: Průběh ohybových momentů – kvazi-stálá kombinace

Průřez $x = 3,1$ m:

$$M_{\text{char}} = 1542,28 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{čas}} = 1205,32 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{kvaz}} = 383,76 \text{ kNm}$$

Průřez $x = 5,35$ m:

$$M_{\text{char}} = 2005,08 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{čas}} = 1552,77 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{kvaz}} = 459,97 \text{ kNm}$$

4.8.4.2 Návrh předpětí

Průřezové charakteristiky

$$A_{3,1} = 1,14 \text{ m}^2$$

$$z_{T3,1} = 0,638 \text{ m}$$

$$I_{y3,1} = 0,0773 \text{ m}^4$$

$$W_{d3,1} = 0,1216 \text{ m}^3$$

$$W_{h3,1} = 0,2478 \text{ m}^3$$

$$A_{5,35} = 1,242 \text{ m}^2$$

$$z_{T5,35} = 0,680 \text{ m}$$

$$I_{y5,35} = 0,0938 \text{ m}^4$$

$$W_{d5,35} = 0,1379 \text{ m}^3$$

$$W_{h5,35} = 0,3474 \text{ m}^3$$

Předběžné stanovení excentricity

$$e_{p,nut3,1} = z_{T3,1} - c$$

$$e_{p,nut3,1} = 638 - 90 = 548 \text{ mm}$$

$$e_{p,nut5,35} = z_{T5,35} - c$$

$$e_{p,nut5,35} = 680 - 90 = 590 \text{ mm}$$

Předběžný návrh předpínací síly

$$N_{p3,1} = \left(\frac{M_{3,1\text{čas}}}{W_{d3,1}} \right) / \left(\frac{1}{A_{c,i}} + \frac{e_{p,nut3,1}}{W_{d3,1}} \right)$$

$$N_{p3,1} = \left(\frac{1205,32}{0,1216} \right) / \left(\frac{1}{1,14} + \frac{0,548}{0,1216} \right)$$

$$N_{p3,1} = 1842,21 \text{ kN}$$

$$N_{p3,1} = \left(\frac{M_{5,35\text{čas}}}{W_{d5,35}} \right) / \left(\frac{1}{A_{c,i}} + \frac{e_{p,nut5,35}}{W_{d5,35}} \right)$$

$$N_{p3,1} = \left(\frac{1552,77}{0,1379} \right) / \left(\frac{1}{1,242} + \frac{0,59}{0,1379} \right)$$

$$N_{p3,1} = 2214,88 \text{ kN}$$

Návrh počtu předpínacích lan

$$A_{p,nut3,1} = \frac{N_{p3,1}}{\sigma_{p(100let)}}$$

$$A_{p,nut3,1} = \frac{1842,21}{1104,84} \cdot 10^3 = 1667,4 \text{ mm}^2$$

$$n_{p,nut3,1} = \frac{A_{p,req3,1}}{a_p}$$

$$n_{p,nut3,1} = \frac{1667,4}{150} = 11,12 \text{ ks}$$

$$A_{p,nut5,35} = \frac{N_{p5,35}}{\sigma_{p(100let)}}$$

$$A_{p,nut5,35} = \frac{2214,88}{1104,84} \cdot 10^3 = 2004,7 \text{ mm}^2$$

$$n_{p,nut5,35} = \frac{A_{p,req5,35}}{a_p}$$

$$n_{p,nut5,35} = \frac{2004,7}{150} = 13,37 \text{ ks}$$

Návrh: 1 kabel po 15 lanech Y1860 S7 – 15,7 mm

Přepočet excentricity

$$e_{p3,1} = \frac{n_{p,nut3,1} \cdot e_{p,nut3,1}}{n_p}$$

$$e_{p3,1} = \frac{11,12 \cdot 548}{15} = 406 \text{ mm}$$

$$e_{p5,35} = \frac{n_{p,nut5,35} \cdot e_{p,nut5,35}}{n_p}$$

$$e_{p5,35} = \frac{13,37 \cdot 590}{15} = 526 \text{ mm}$$

Maximální předpínací síla

$$P_{max} = n_p \cdot a_p \cdot \sigma_{p,max} = 15 \cdot 150 \cdot 10^{-6} \cdot 1473,12 = 3,32 \text{ MN}$$

Ztráty předpětí:

Vnesení předpětí do konstrukce

$$P_{max,k,VP} = P_{max} \cdot 0,95 = 3,15 \text{ MN}$$

Před uvedením do provozu

$$P_{max,k,G0} = P_{max} \cdot 0,85 = 2,82 \text{ MN}$$

Po uvedení do provozu

$$P_{max,k,UP} = P_{max} \cdot 0,85 = 2,82 \text{ MN}$$

Konec životnosti

$$P_{max,k,KZ} = P_{max} \cdot 0,75 = 2,49 \text{ MN}$$

4.8.4.3 Posouzení příčného předpětí mostovky v MSP

Posouzení je provedeno stejně jako v kapitole 4.7.6.

Tabulka 26: Předpětí MSP – Charakteristická kombinace

průřez	čas	vlákno	A_c	w_t/w_d	N_p	M_p	M_{char}	σ_s	σ_{lim}	ϵ	$\sigma_{n,s}$	$\sigma_{s,lim}$	STAV
			[m ²]	[m ³]	[MN]	[MNm]	[MNm]	[MPa]	[MPa]	[%]	[MPa]	[MPa]	
5,35	VP	h	1,242	0,347	-3,149	-1,655	0,000	-7,300	-16,323	-	-	-	OK
		d		0,138				-14,535	-16,323	-	-	-	OK
	G0	h	1,242	0,347	-2,817	-1,481	0,460	-5,207	-21,00	-	-	-	OK
		d		0,138				-9,670	-21,00	-	-	-	OK
	UP	h	1,242	0,347	-2,817	-1,481	2,005	-0,760	-21,00	-	-	-	OK
		d		0,138				1,531	-	0,04288	9,004733	400	OK
	KZ	h	1,242	0,347	-2,486	-1,307	2,005	0,009	-	0,000239	0,050103	400	OK
		d		0,138				3,061	-	0,085737	18,0047	400	OK
3,1	VP	h	1,140	0,248	-3,149	-1,279	0,000	-7,923	-16,323	-	-	-	OK
		d		0,121				-13,316	-16,323	-	-	-	OK
	G0	h	1,140	0,248	-2,817	-1,144	0,384	-5,540	-21,00	-	-	-	OK
		d		0,121				-8,747	-21,00	-	-	-	OK
	UP	h	1,140	0,248	-2,817	-1,144	1,542	-0,864	-21,00	-	-	-	OK
		d		0,121				0,815	-	0,022823	4,792799	400	OK
	KZ	h	1,140	0,248	-2,486	-1,010	1,542	-0,030	-21,00	-	-	-	OK
		d		0,121				2,216	-	0,062086	13,03814	400	OK

Tabulka 27: Předpětí MSP – Častá kombinace

průřez	čas	vlákno	A_c	w_h/w_d	N_p	M_p	M_{cas}	σ_n	σ_{lim}	ϵ	$\sigma_{n,s}$	$\sigma_{s,lim}$	STAV	
			[m ²]	[m ³]	[MN]	[MNm]	[MNm]	[MPa]	[MPa]	[%]	[MPa]	[MPa]		
5,35	VP	h	1,242	0,347	-3,149	-1,655	0,000	-7,300	0,000	-	-	-	OK	
		d		0,138				-14,535	0,000	-	-	-	OK	
	G0	h	1,242	0,347	-2,817	-1,481	0,460	-5,207	0,00	-	-	-	OK	
		d		0,138				-9,670	0,00	-	-	-	OK	
	UP	h	1,242	0,347	-2,817	-1,481	1,553	-2,062	0,00	-	-	-	OK	
		d		0,138				-1,748	0,00	-	-	-	OK	
	KZ	h	1,242	0,347	-2,486	-1,307	1,553	-1,293	0,00	-	-	-	OK	
		d		0,138				-0,218	0,00	-	-	-	OK	
	3,1	VP	h	1,140	0,248	-3,149	-1,279	0,000	-7,923	0,000	-	-	-	OK
			d		0,121				-13,316	0,000	-	-	-	OK
G0		h	1,140	0,248	-2,817	-1,144	0,384	-5,540	0,00	-	-	-	OK	
		d		0,121				-8,747	0,00	-	-	-	OK	
UP		h	1,140	0,248	-2,817	-1,144	1,205	-2,224	0,00	-	-	-	OK	
		d		0,121				-1,966	0,00	-	-	-	OK	
KZ		h	1,140	0,248	-2,486	-1,010	1,205	-1,390	0,00	-	-	-	OK	
		d		0,121				-0,565	0,00	-	-	-	OK	

Tabulka 28: Předpětí MSP – Kvazi-stálá kombinace

průřez	čas	vlákno	A_c	w_h/w_d	N_p	M_p	M_{cas}	σ_n	σ_{lim}	ϵ	$\sigma_{n,s}$	$\sigma_{s,lim}$	STAV	
			[m ²]	[m ³]	[MN]	[MNm]	[MNm]	[MPa]	[MPa]	[%]	[MPa]	[MPa]		
5,35	VP	h	1,242	0,347	-3,149	-1,655	0,000	-7,300	-12,242	-	-	-	OK	
		d		0,138				-14,535	-12,242	-	-	-	NE	
	G0	h	1,242	0,347	-2,817	-1,481	0,460	-5,207	-15,75	-	-	-	OK	
		d		0,138				-9,670	-15,75	-	-	-	OK	
	UP	h	1,242	0,347	-2,817	-1,481	0,460	-5,207	-15,75	-	-	-	OK	
		d		0,138				-9,670	-15,75	-	-	-	OK	
	KZ	h	1,242	0,347	-2,486	-1,307	0,460	-4,439	-15,75	-	-	-	OK	
		d		0,138				-8,140	-15,75	-	-	-	OK	
	3,1	VP	h	1,140	0,248	-3,149	-1,279	0,000	-7,923	-12,242	-	-	-	OK
			d		0,121				-13,316	-12,242	-	-	-	NE
G0		h	1,140	0,248	-2,817	-1,144	0,384	-5,540	-15,75	-	-	-	OK	
		d		0,121				-8,747	-15,75	-	-	-	OK	
UP		h	1,140	0,248	-2,817	-1,144	0,384	-5,540	-15,75	-	-	-	OK	
		d		0,121				-8,747	-15,75	-	-	-	OK	
KZ		h	1,140	0,248	-2,486	-1,010	0,384	-4,706	-15,75	-	-	-	OK	
		d		0,121				-7,345	-15,75	-	-	-	OK	

Příčné předpětí provedené v čase 7 dní stáří betonu nespĺňuje podmínku, že normálová napětí jsou menší než hodnota $0,45 \cdot f_{ck}(7)$ a nedošlo by tedy k lineárnímu dotvarování. Řešením by bylo dodatečně vnesené příčné předpětí v pozdějším čase, kdy má beton dostatečnou únosnost v tlaku, což by bylo možné, jelikož při výstavbě objektu je mostovka podepírána skruží až do zhotovení zbytku nosné konstrukce.

Výpočet pevnosti betonu v tlaku ve 21 dnech

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} = \exp \left\{ 0,2 \left[1 - \left(\frac{28}{21} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} = 0,97$$

$$f_{cm}(21) = \beta_{cc}(21) \cdot f_{cm} = 0,97 \cdot 43 = 41,69 \text{ MPa}$$

$$f_{ck}(21) = f_{cm}(21) - 8 = 41,69 - 8 = 33,69 \text{ MPa}$$

$$0,45 \cdot f_{ck}(21) = 15,16 \geq 14,53 \text{ MPa}$$

Vnesení předpětí v čase 3 týdnů od betonáže vyhoví.

4.9 Návrh opěr

Únosnost horniny na základové spáře je uvažována $R_d = 500$ kPa. Parametry zásypu za opěrou jsou uvažovány:

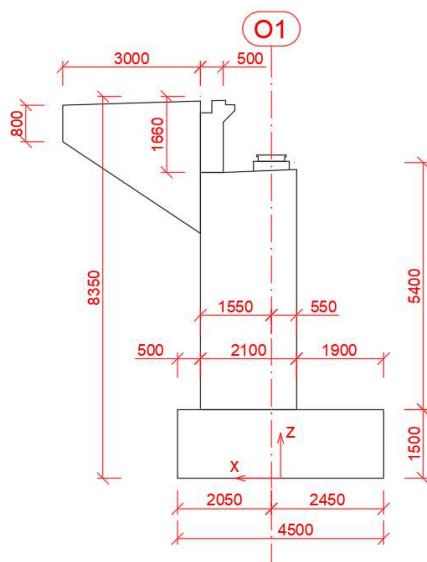
Úhel vnitřního tření zeminy	$\varphi = 30^\circ$
Soudržnost zeminy	$c = 0$ kPa
Objemová tíha	$\gamma = 20$ kN/m ³

Rozměry přechodové desky:

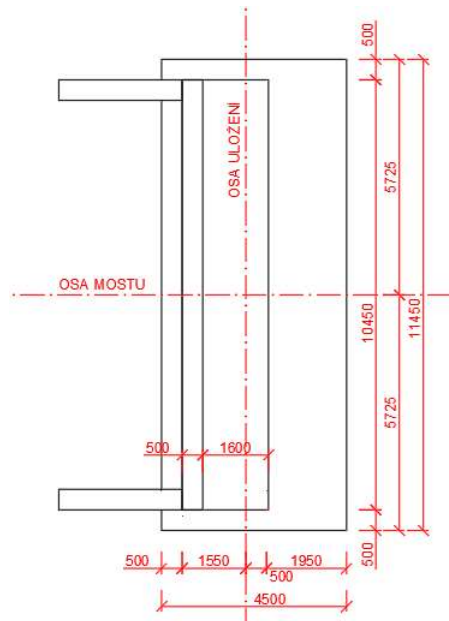
Délka	$L_p = 5$ m
Šířka (šířka vozovky za mostem)	$b_p = 6,5$ m
Plocha přechodové desky	$A_p = 32,5$ m ²

4.9.1 Zatížení opěr

4.9.1.1 Opěra O1



Obrázek 41: Schéma tvaru opěry O1 – řez



Obrázek 42: Schéma tvaru opěry O1 – půdorys

Stálé zatížení

Tabulka 29: Vlastní tíha opěry O1

	A [m ²]	b [m]	γ [kN/m ³]	F _{z,k} [kN]
Závěrná zídka	0,79	10,45	25	205,60
Dřík opěry	10,94	10,45	25	2858,60
Základ	6,75	10,45	25	1763,44
Křídla	5,55	1,00	25	138,75

Zemní tlak

Výpočet aktivního a klidového zemního tlaku byl proveden dle ČSN 73 0037 [12].

Součinitel aktivního zemního tlaku lze při vodorovném povrchu terénu, svislém rubu zatěžované konstrukce a při zanedbání tření mezi rubem konstrukce a zemínou vypočítat dle vztahu:

$$K_a = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/30^\circ) = 0,333$$

Součinitel zemního tlaku v klidu pro nesoudržné zeminy se vypočte dle vztahu:

$$K_r = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30^\circ = 0,5$$

Výpočet napětí v patě opěry vychází z předpokladu lineárního průběhu napětí v zemině.

Aktivní zemní tlak:

$$\sigma_{xa,max} = h_{op} \cdot \gamma \cdot K_a = 8,35 \cdot 20 \cdot 0,333 = 55,67 \text{ kPa}$$

Zemní tlak v klidu:

$$\sigma_{xr,max} = h_{op} \cdot \gamma \cdot K_r = 8,35 \cdot 20 \cdot 0,5 = 83,50 \text{ kPa}$$

Celkové vodorovné síly od zemního tlaku jsou počítány na celou šířku opěry. Celková šířka opěry je pro zjednodušení uvažována jako šířka dříku a závěrné zídky.

Aktivní zemní tlak:

$$F_{xa} = h_{op} \cdot b_{op} \cdot \sigma_{xa,max}/2 = 8,35 \cdot 10,45 \cdot 55,67/2 = 2428,67 \text{ kN}$$

Zemní tlak v klidu:

$$F_{xr} = h_{op} \cdot b_{op} \cdot \sigma_{xr,max}/2 = 8,35 \cdot 10,45 \cdot 83,50/2 = 3643,00 \text{ kN}$$

Proměnné zatížení od dopravy

Uvažujeme dva stavy, osamělé síly modelu zatížení LM1 se nachází za rubem opěry na přechodové oblasti nebo na nosné konstrukci. Pro stav, kdy jsou osamělé síly na nosné konstrukci, byly stanoveny svislé reakce v ložisku výpočetním modelem.

TS na nosné konstrukci:

$$R_{z,TS} = 2808 \text{ kN}$$

$$R_{z,UDL} = 1620 \text{ kN}$$

TS za rubem opěry:

Svislé zatížení na přechodovou desku (viz. tab. 3):

$$F_{z,TS} = 1000 \text{ kN}$$

$$F_{z,UDL} = f_{lin,UDL} \cdot L_p = 46,5 \cdot 5 = 232,5 \text{ kN}$$

$$F_{z,c} = 1000 + 232,5 = 1232,5 \text{ kN}$$

$$f_{z,pl,c} = F_{z,c}/A_p = 1232,5/32,5 = 37,92 \text{ kN/m}^2$$

Vodorovné zatížení odpovídá za předpokladu konstantního přírůstku zatížení ve svislém směru vztahu:

$$f_{x,pl,c} = f_{z,pl,c}/2 = 37,92/2 = 18,96 \text{ kN/m}^2$$

Vodorovná síla působící na rub opěry:

$$F_{x,c} = f_{x,pl,c} \cdot h_{op} \cdot b_p = 18,96 \cdot 8,35 \cdot 6,5 = 1029,14 \text{ kN}$$

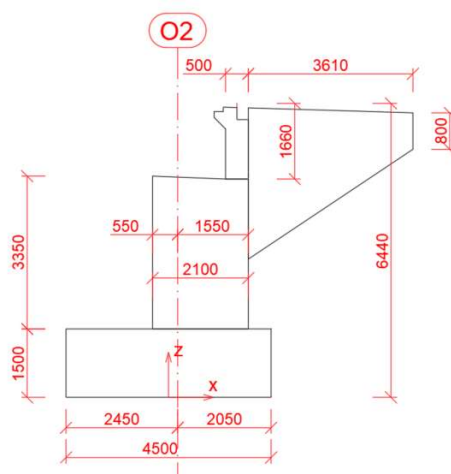
Stejný postup výpočtu vodorovné síly působící na rub opěry byl použit pro variantu, kdy na rub opěry působí pouze zatížení od UDL:

$$f_{z,pl,UDL} = F_{z,UDL}/A_p = 232,5/32,5 = 7,15 \text{ kN/m}^2$$

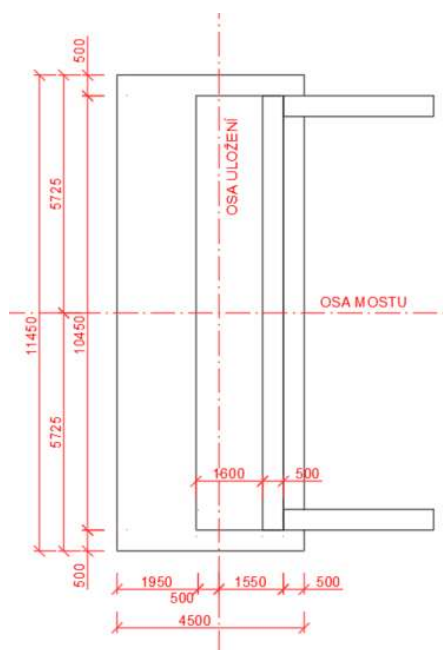
$$f_{x,pl,UDL} = f_{z,pl,UDL}/2 = 7,15/2 = 3,58 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{x,UDL} = f_{x,pl,UDL} \cdot h_{op} \cdot b_p = 3,1 \cdot 8,35 \cdot 6,5 = 194,14 \text{ kN}$$

4.9.1.2 Opěra O2



Obrázek 43: Schéma tvaru opěry O2 – řez



Obrázek 44: Schéma tvaru opěry O2 – půdorys

Výpočet zatížení je stejný jako pro opěru O1.

Stálé zatížení

Tabulka 30: Vlastní tíha opěry O2

	A [m ²]	b [m]	γ [kN/m ³]	$F_{z,k}$ [kN]
Závěrná zídka	0,79	10,45	25	205,60
Dřík opěry	6,95	10,45	25	1816,21
Základ	6,75	11,45	25	1932,19
Křídla	7,43	1,00	25	185,70

Zemní tlak

Vodorovná síla od aktivního zemního tlaku:

$$K_a = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/30^\circ) = 0,333$$

$$\sigma_{xa,max} = h_{op} \cdot \gamma \cdot K_a = 6,44 \cdot 20 \cdot 0,333 = 42,93 \text{ kPa}$$

$$F_{xa} = h_{op} \cdot b_{op} \cdot \sigma_{xa,max}/2 = 6,44 \cdot 10,45 \cdot 42,93/2 = 1444,66 \text{ kN}$$

Vodorovná síla od zemního tlaku v klidu:

$$K_r = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30^\circ = 0,5$$

$$\sigma_{xr,max} = h_{op} \cdot \gamma \cdot K_r = 6,44 \cdot 20 \cdot 0,5 = 64,40 \text{ kPa}$$

$$F_{xr} = h_{op} \cdot b_{op} \cdot \sigma_{xr,max}/2 = 6,44 \cdot 10,45 \cdot 64,4/2 = 2167,00 \text{ kN}$$

Proměnné zatížení od dopravy

Svislé reakce v ložiskách:

$$R_{z,TS} = 2808 \text{ kN}$$

$$R_{z,UDL} = 1620 \text{ kN}$$

Celková vodorovná síla působící na rub opěry:

$$F_{z,c} = 1232,5 \text{ kN}$$

$$f_{z,pl,c} = F_{z,c}/A_p = 1232,5/32,5 = 37,92 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{x,pl,c} = f_{z,pl,c}/2 = 37,92/2 = 18,96 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{x,c} = f_{x,pl,c} \cdot h_{op} \cdot b_p = 18,96 \cdot 6,44 \cdot 6,5 = 793,74 \text{ kN}$$

Vodorovná síla působící na rub opěry od UDL:

$$F_{z,UDL} = 232,5 \text{ kN}$$

$$f_{z,pl,UDL} = F_{z,UDL}/A_p = 232,5/32,5 = 7,15 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{x,pl,UDL} = f_{z,pl,UDL}/2 = 7,15/2 = 3,57 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{x,UDL} = f_{x,pl,UDL} \cdot h_{op} \cdot b_p = 3,57 \cdot 6,44 \cdot 6,5 = 149,73 \text{ kN}$$

4.9.2 Posouzení maximální excentricity zatížení

V tabulkách jsou vypsány silové účinky a excentricity vzhledem k bodu otáčení naznačený v obrázcích v předchozí kapitole. Dále jsou vypočteny momenty, které silové účinky vyvolávají na bodu otáčení a následně jsou určeny návrhové momenty dle kombinace 6.10 [5]. Pro stálé zatížení a zatížení zemním tlakem je uvažován koeficient s hodnotou 1,35, pro zatížení od dopravy pak s hodnotou 1,45. Odlehčující účinky zatížení jsou uvažovány s hodnotou koeficientu 1,00.

Tabulka 31: Výpočet momentů vyvolaných v bodě otáčení – opěra O1

	Zatížení	$F_{z,k}$ [kN]	$F_{x,k}$ [kN]	e_x [m]	e_z [m]	M_k [kNm]	$V_{f,max}$ [-]	$V_{f,min}$ [-]	$M_{d,max}$ [kNm]	$M_{d,min}$ [kNm]
1	Závěrná zídka	-205,60	0,00	1,46	0,00	-299,98	1,35	1,00	-404,97	-299,98
2	Dřík opěry	-2858,60	0,00	0,70	0,00	-1995,30	1,35	1,00	-2693,66	-1995,3
3	Základ	-1763,44	0,00	0,00	0,00	0,00	1,35	1,00	0,00	0
4	Křídla	-138,75	0,00	2,97	0,00	-411,81	1,35	1,00	-555,94	-411,81
5	Aktivní	0,00	2428,67	0,00	2,78	6759,79	1,35	0,00	9125,72	0
6	V klidu	0,00	3643,00	0,00	2,78	10139,69	1,35	0,00	13688,57	0
7	Vlastní tíha	-5016,94	0,00	0,20	0,00	-1003,39	1,35	1,00	-1354,57	-1003,39
8	Ostatní stálé	-1500,00	0,00	0,20	0,00	-300,00	1,35	1,00	-405,00	-300
9	NK - Plné	-4428,00	0,00	0,20	0,00	-885,60	1,45	0,00	-1284,12	0
10	NK - rovnoměrné	-1620,00	0,00	0,20	0,00	-324,00	1,45	0,00	-469,80	0
11	Opěra - Plné	0,00	1433,93	0,00	4,18	5986,66	1,45	0,00	8680,66	0
12	Opěra - rovnoměrné	0,00	270,50	0,00	4,18	1129,33	1,45	0,00	1637,53	0

Tabulka 32: Výpočet momentů vyvolaných v bodě otáčení – opěra O2

	Zatížení	$F_{z,k}$ [kN]	$F_{x,k}$ [kN]	e_x [m]	e_z [m]	M_k [kNm]	$V_{f,max}$ [-]	$V_{f,min}$ [-]	$M_{d,max}$ [kNm]	$M_{d,min}$ [kNm]
1	Závěrná zídka	-205,60	0,00	1,46	0,00	-299,98	1,35	1,00	-404,97	-299,98
2	Dřík opěry	-1816,21	0,00	0,70	0,00	-1264,08	1,35	1,00	-1706,51	-1264,08
3	Základ	-1932,19	0,00	0,00	0,00	0,00	1,35	1,00	0,00	0,00
4	Křídla	-185,70	0,00	3,19	0,00	-591,83	1,35	1,00	-798,96	-591,83
5	Aktivní	0,00	1444,66	0,00	2,15	3101,21	1,35	0,00	4186,64	0,00
6	V klidu	0,00	2167,00	0,00	2,15	4651,82	1,35	0,00	6279,95	0,00
7	Vlastní tíha	-5016,94	0,00	0,20	0,00	-1003,39	1,35	1,00	-1354,57	-1003,39
8	Ostatní stálé	-1500,00	0,00	0,20	0,00	-300,00	1,35	1,00	-405,00	-300,00
9	NK - Plné	-4428,00	0,00	0,20	0,00	-885,60	1,45	0,00	-1284,12	0,00
10	NK - rovnoměrné	-1620,00	0,00	0,20	0,00	-324,00	1,45	0,00	-469,80	0,00
11	Opěra - Plné	0,00	1105,93	0,00	3,22	3561,10	1,45	0,00	5163,59	0,00
12	Opěra - rovnoměrné	0,00	208,62	0,00	3,22	671,77	1,45	0,00	974,06	0,00

Maximální excentricita vyvolaná zatížením se spočítá jako podíl maximálního momentu a svislé síly. Ta by neměla překročit hodnotu 1/3 šířky obdélníkového základu, viz. ČSN EN 1997-1, kap. 6.5.4 [13]. Pro posouzení jsou uvažovány dva stavy, viz. výpočet proměnného zatížení od dopravy.

Tabulka 33: Posouzení maximální excentricity – opěra O1

Kombinace	$F_{z,k}$ [kN]	$F_{x,k}$ [kN]	M_{max} [kNm]	e [m]	e_{lim} [m]	Posudek
Max NK	-15911,33	2699,17	4064,98	-0,255	1,500	OK
Max Opěra	-11483,33	3862,60	13795,90	-1,201	1,500	OK

Tabulka 34: Posouzení maximální excentricity – opěra O2

Kombinace	$F_{z,k}$ [kN]	$F_{x,k}$ [kN]	M_{max} [kNm]	e [m]	e_{lim} [m]	Posudek
Max NK	-15084,64	1653,29	-793,44	0,053	1,500	OK
Max Opěra	-10656,64	2550,59	5890,95	-0,553	1,500	OK

4.9.3 Posouzení maximálního napětí v základové spáře

Nejprve je stanovena redukovaná šířka základu stanovená dle vztahu:

$$b_{red} = L_{op} - 2e$$

Dále je určené napětí na základové spáře jako podíl zatížení celkovou svislou silou od jednotlivých zatěžovacích stavů na redukovanou plochu. To je pak porovnáno s únosností horniny na základové spáře.

Tabulka 35: Posouzení maximálního napětí na základové spáře – opěra O1

Kombinace	b_{red} [m]	σ_{max} [kPa]	R_d [kPa]	Posudek
Max NK	3,99	-348,36	500	OK
Max Opěra	2,10	-478,21	500	OK

Tabulka 36: Posouzení maximálního napětí na základové spáře – opěra O2

Kombinace	b_{red} [m]	σ_{max} [kPa]	R_d [kPa]	Posudek
Max NK	4,39	-299,77	500	OK
Max Opěra	3,39	-274,19	500	OK

4.9.4 Návrh ohybové výztuže v patě závěrné zídky

Výpočet je proveden pouze jednou, protože závěrné zídky na obou opěrách mají totožné rozměry.

4.9.4.1 Stanovení návrhového momentu

Brzdné síly

Účinek od brzdných sil je stanoven dle ČSN EN 1991-2, kap. 4.9.2 [3]. Je uvažováno 60 % zatížení pouze z pruhu 1.

$$F_{x,B} = 0,6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1,k} = 0,6 \cdot 1 \cdot 300 = 180 \text{ kN}$$

- α_{Q1} Redukční součinitel

$$F_{x,B}' = F_{x,B}/b_{op} = 180/10,45 = 17,22 \text{ kN/m'}$$

$$m_{Ed,B} = F_{x,B}' \cdot e_b \cdot 1,35 = 17,22 \cdot 1,660 \cdot 1,35 = 38,60 \text{ kNm/m'}$$

Zatížení dopravou za rubem opěry

$$F_{x,C}' = f_{x,pl,c} \cdot h_{zz} = 16,43 \cdot 1,66 = 27,28 \text{ kN/m'}$$

$$m_{Ed,C} = F_{x,C}' \cdot e_c \cdot 1,35 = 27,28 \cdot 0,830 \cdot 1,35 = 30,57 \text{ kNm/m'}$$

Zemní tlak v klidu

$$\sigma_{xr,max} = h_{zz} \cdot \gamma \cdot K_r = 1,66 \cdot 20 \cdot 0,5 = 16,60 \text{ kPa}$$

$$F_{x,r}' = \sigma_{xr,max} \cdot h_{zz}/2 = 16,60 \cdot 1,66/2 = 13,75 \text{ kN/m'}$$

$$m_{Ed,r} = F_{x,r}' \cdot e_r \cdot 1,35 = 13,75 \cdot 0,553 \cdot 1,35 = 10,29 \text{ kNm/m'}$$

Celkový návrhový moment

$$m_{Ed,ZZ} = m_{Ed,r} + m_{Ed,C} + m_{Ed,B} = 79,46 \text{ kNm/m'}$$

4.9.4.2 Návrh ohybové výztuže

Tabulka 37: Návrh ohybové výztuže v patě závěrné zídky

$t_{l,zz}$	0,5	m		f_{cd}	18	MPa
c	70	mm		f_{yd}	435	MPa
ϕ_s	12	mm		d	0,424	m
n_s	6	ks/m		A_s	0,0007	m ²
x	0,020	m		N_s	0,295	MN
z	0,416	m				
$m_{Ed,zz}$	79,460	kNm	<	$m_{Rd,zz}$	122,7377	kNm

Návrh: 6Ø12/m $A_s = 678,58 \text{ mm}^2/\text{m}$

Vyhovuje (využití 65 %)

4.9.5 Návrh ohybové výztuže v patě dřívku opěry

Výpočet je proveden stejně jako v předchozí kapitole.

4.9.5.1 Stanovení návrhového momentu – opěra O1

Brzdné síly

$$m_{Ed,B} = F_{x,B}' \cdot e_b \cdot 1,35 = 17,22 \cdot 6,85 \cdot 1,35 = 159,29 \text{ kNm/m'}$$

Zatížení dopravou za rubem opěry

$$F_{x,C}' = f_{x,pl,c} \cdot h_d = 16,43 \cdot 6,85 = 112,57 \text{ kN/m'}$$

$$m_{Ed,C} = F_{x,C}' \cdot e_C \cdot 1,35 = 112,57 \cdot 3,425 \cdot 1,35 = 520,49 \text{ kNm/m'}$$

Zemní tlak v klidu

$$\sigma_{xr,max} = h_d \cdot \gamma \cdot K_r = 6,85 \cdot 20 \cdot 0,5 = 68,5 \text{ kPa}$$

$$F_{x,r}' = \sigma_{xr,max} \cdot h_d/2 = 68,5 \cdot 6,85/2 = 234,61 \text{ kN/m'}$$

$$m_{Ed,r} = F_{x,r}' \cdot e_r \cdot 1,35 = 234,61 \cdot 2,28 \cdot 1,35 = 723,19 \text{ kNm/m'}$$

Celkový návrhový moment

$$m_{Ed,ZZ} = m_{Ed,r} + m_{Ed,C} + m_{Ed,B} = 1402,97 \text{ kNm/m'}$$

4.9.5.2 Návrh ohybové výztuže – opěra O1

Tabulka 38: Návrh ohybové výztuže v patě dříku opěry O1

tl _{zz}	2,1	m		f _{cd}	18	MPa
c	70	mm		f _{yd}	435	MPa
∅ _s	28	mm		d	2,016	m
n _s	6	ks/m		A _s	0,0037	m ²
x	0,112	m		N _s	1,607	MN
z	1,971	m				
m_{Ed,zz}	1402,968	kNm	<	m_{Rd}	3168,195	kNm

Návrh: 6∅28/m A_s = 3695 mm²/m

Vyhovuje (využití 44 %)

Výztuž je předimenzovaná z důvodu splnění minimálního stupně vyztužení.

4.9.5.3 Stanovení návrhového momentu – opěra O2

Brzdné síly

$$m_{Ed,B} = F_{x,B'} \cdot e_b \cdot 1,35 = 17,22 \cdot 4,94 \cdot 1,35 = 114,87 \text{ kNm/m'}$$

Zatížení dopravou za rubem opěry

$$F_{x,C'} = f_{x,pl,c} \cdot h_d = 16,43 \cdot 4,94 = 81,18 \text{ kN/m'}$$

$$m_{Ed,C} = F_{x,C'} \cdot e_c \cdot 1,35 = 81,18 \cdot 2,47 \cdot 1,35 = 270,70 \text{ kNm/m'}$$

Zemní tlak v klidu

$$\sigma_{xr,max} = h_d \cdot \gamma \cdot K_r = 4,94 \cdot 20 \cdot 0,5 = 49,4 \text{ kPa}$$

$$F_{x,r'} = \sigma_{xr,max} \cdot h_d / 2 = 49,4 \cdot 4,94 / 2 = 122,02 \text{ kN/m'}$$

$$m_{Ed,r} = F_{x,r'} \cdot e_r \cdot 1,35 = 122,02 \cdot 1,65 \cdot 1,35 = 271,25 \text{ kNm/m'}$$

Celkový návrhový moment

$$m_{Ed,ZZ} = m_{Ed,r} + m_{Ed,C} + m_{Ed,B} = 656,82 \text{ kNm/m'}$$

4.9.5.4 Návrh ohybové výztuže – opěra O2

tl _{zz}	2,1	m		f _{cd}	18	MPa
c	70	mm		f _{yd}	435	MPa
∅ _s	25	mm		d	2,0175	m
n _s	6	ks/m		A _s	0,0029	m ²
x	0,089	m		N _s	1,281	MN
z	1,982	m				
m_{Ed,zz}	656,816	kNm	<	m_{Rd}	2539,187	kNm

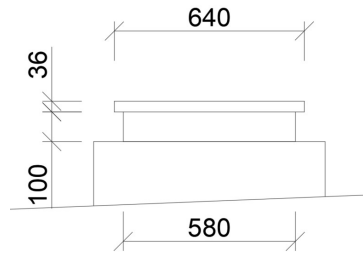
Návrh: 6∅25/m A_s = 2945 mm²/m

Vyhovuje (využití 26 %)

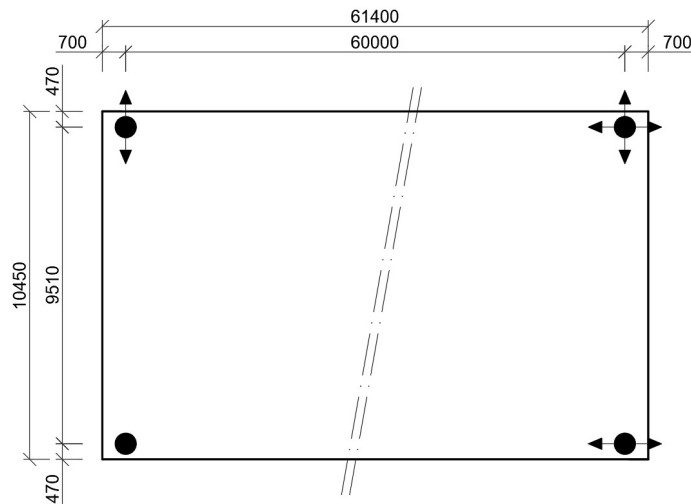
Výztuž je předimenzovaná z důvodu splnění minimálního stupně vyztužení.

4.10 Návrh ložisek

Maximální svislé reakce v podporách dle výpočetního programu vychází pro zatížení od kombinace 6.10a, kdy reakce v ložiskách mají hodnotu $R_z = 5816,97$ kN, proto byly navrženy čtyři hrncová ložiska Freyssinet FX 6000 – 500.



Obrázek 45: Schéma tvaru ložiska



Obrázek 46: Schéma uložení ložisek

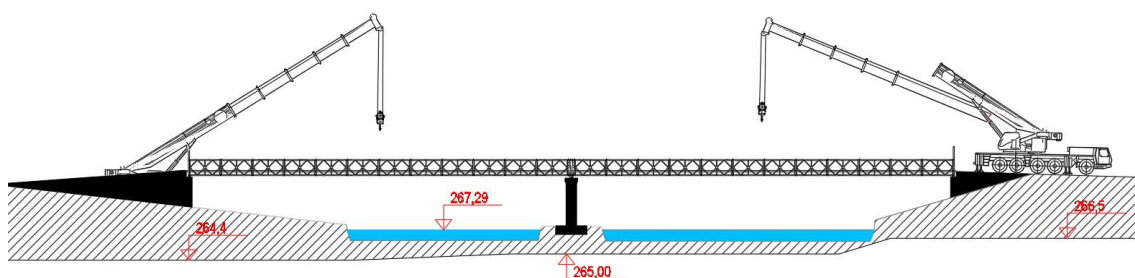
5. Postup výstavby

1. Fáze

Ve vyznačených prostorách bude zřízeno oplocené zařízení staveniště se samostatným vjezdem označeným dočasným dopravním značením. Po dobu prací budou vyznačeny objízdné trasy pro osobní dopravu a pro pěší. Nejprve bude provedena demolice stávajícího mostního provizoria. Odhadovaná hmotnost jednoho pole je 7 t, k odstranění jednotlivých polí bude použit jeřáb Liebherr LTM 1120-4.1. Následně budou demolovány opěry a pilíř.



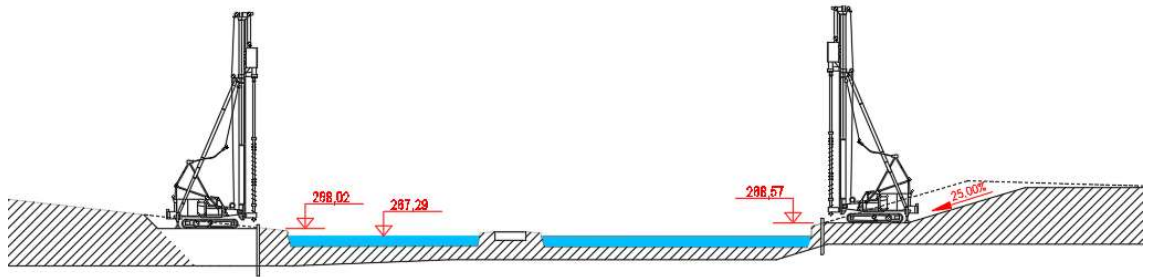
Obrázek 47: Fáze 1 – Půdorys



Obrázek 48: Fáze 1 - Pohled

2. Fáze

Ve druhé fázi výstavby bude provedena úprava terénu, aby bylo možné najetí vrtné soupravy. Vrtná souprava vyhloubí vrty o průměru 200 mm pro umístění zápor pro zajištění budoucí základové jámy, hloubka a rozestupy zápor budou určeny statickým výpočtem. Hloubka vrtu musí zasahovat do skalního podloží, aby bylo možné zápor osadit a dostatečně ukotvit. Záporů tvořené profily HEB budou v patě zalaty betonem.



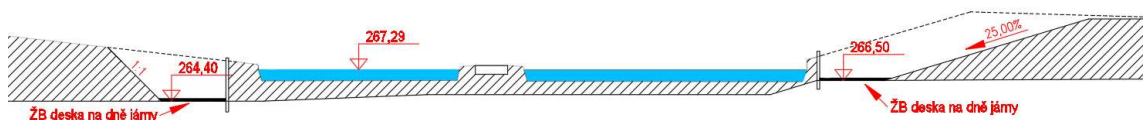
Obrázek 49: Fáze 2 - Pohled

3. Fáze

V třetí fázi započne hloubení základových jam. Záběr hloubení bude po 1 m, poté se k odhaleným záporám přivaří jedna vrstva KARI síť a provede se nástřik stříkaným betonem. Hloubení bude probíhat za stálého odčerpávání vody z dočasných čerpacích jímek. Dna jam budou mít rozměry základů opěry. Zároveň bude na dno jámy vedena přístupová rampa se sklonem do 25 %. V rámci zajištění pažení, nepropustnosti a vyrovnání dna bude po celém dně obou základových jam zřízena železobetonová deska s KARI sítí o tloušťce 200 mm. Deska bude vyspádovaná do čerpací jímky. Vybudovaná pažení budou z části tvořit bednění pro základy opěr.



Obrázek 50: Fáze 3 – Půdorys



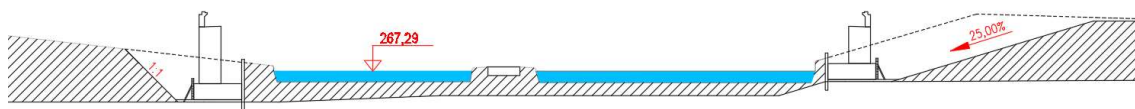
Obrázek 51: Fáze 3 – Pohled

4. Fáze

Po dokončení základových jam bude osazenou bednění a postupně budou vybetonovány základy, dříky a závěrné zídky obou opěr.



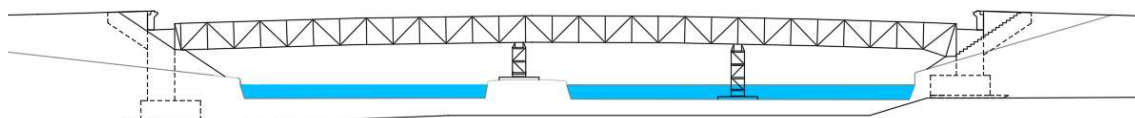
Obrázek 52: Fáze 4 – Půdorys



Obrázek 53: Fáze 4 – Pohled

5. Fáze

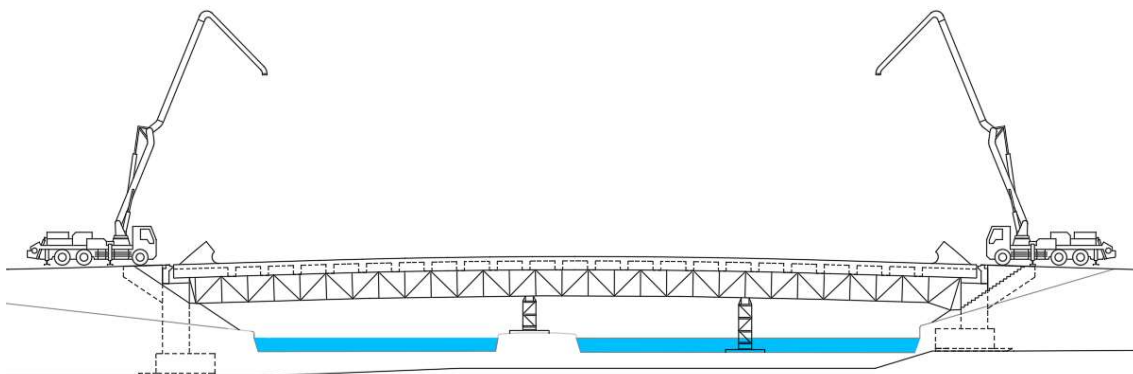
Za vybetonovanými opěry bude vytvořena přechodová oblast a osazena křídla, zepředu budou opěry zasypány a dojde k částečnému odstranění pažení základové jámy. Zároveň bude probíhat v řece výstavba dočasného základu skruže mezi ostrůvkem a opěrou O2. Poté budou instalovány dvě bárky, jedna na ostrůvek a druhá na dočasný základ v řece. Následuje stavba pevné skruže.



Obrázek 54: Fáze 5 - Pohled

6. Fáze

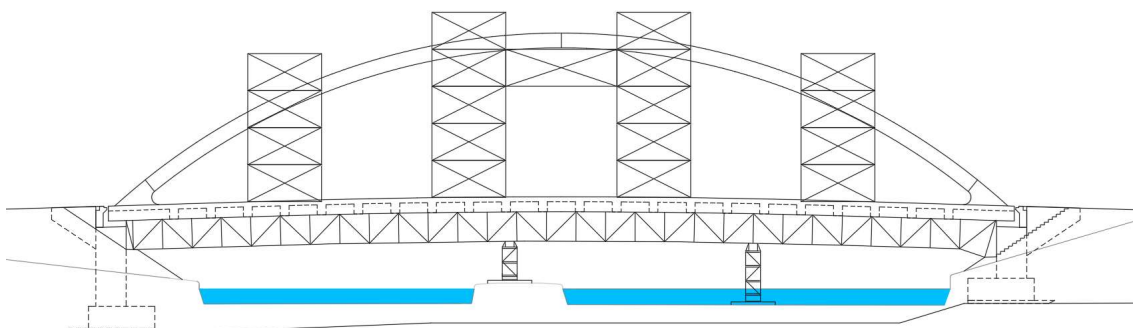
Na hotovou pevnou skruž s bedněním budou uloženy zárodky oblouku, výztuž a kanálky pro předpínací kabely. Poté dojde k betonáži mostovky pomocí mobilního čerpadla betonu Liebherr 42 XXT. Po dosažení požadované pevnosti betonu bude provedeno předepnutí mostovky.



Obrázek 55: Fáze 6 – Pohled

7. Fáze

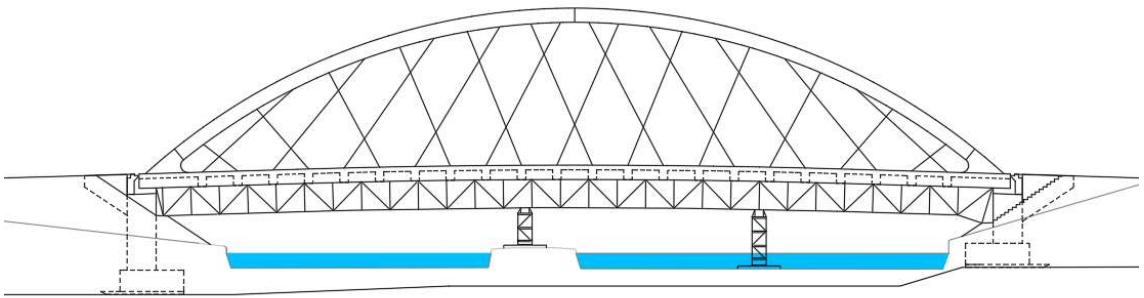
Následuje výstavba věží pro montáž a svaření konstrukce oblouku. Na věžích budou usazeny hydraulické lisy. Zdvih dílců oblouků bude provedeno jeřábem Liebherr LTM 1300-6.2. Dílce oblouků se nejdříve svaří se zárodky poté ve vrcholu oblouku.



Obrázek 56: Fáze 7 – Pohled

8. Fáze

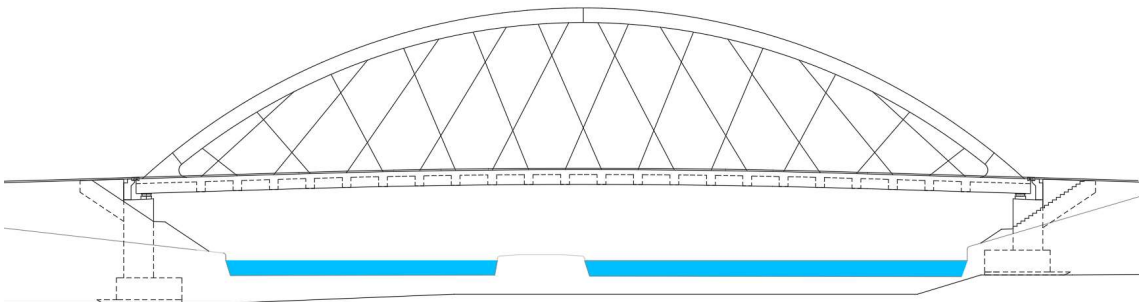
Poté budou instalovány závěsy, které budou předepnuty na požadované napětí. Následovat bude dopnutí mostovky a zainjektování předpínacích kanálků.



Obrázek 57: Fáze 8 – Pohled

9. Fáze

V závěrečné fázi dojde k odstranění skruže, dokončení mostního svršku a úpravě povrchu svahů lomovým kamenem.



Obrázek 58: Fáze 9 - Pohled

Závěr

Navržená konstrukce jednopolového obloukového mostu se spodní mostovkou vyhověla na všechna provedená posouzení. U posouzení závěsů byl zjištěn výskyt tlakových sil v závěsech, pro úplné posouzení konstrukce by tedy byl nutný provést nelineární výpočet, který by zohlednil uvolnění závěsů. Dále bylo nutné změnit dobu provedení příčného předpětí z jednoho týdne na tři týdny od provedení betonáže mostovky, aby nebylo narušeno její lineární dotvarování. V oblouku by bylo nutné posoudit na průběhy vnitřních sil dalších jeho částí, v případě zjištění, že je oblouk předimenzovaný, by bylo třeba jeho parametry upravit.

Z hlediska provedených posouzení navržený most je v dané lokalitě technicky realizovatelný.

Citovaná literatura

- [1] ČSN EN 1992-1-1 *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut, 2006.
- [2] ČSN EN 1993-1-1 *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.
- [3] ČSN EN 1991-2 *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou*. Česká agentura pro standardizaci, 2018.
- [4] ČSN EN 1991-1-5 *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou*. Praha: Český normalizační institut, 2005.
- [5] ČSN EN 1990 *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Česká agentura pro standardizaci, 2021.
- [6] ČSN EN 1993-2 *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 2: Ocelové mosty*. Praha: Český normalizační institut, 2008.
- [7] **Mapy.cz** [online]. Praha: Seznam.cz, 1998 [cit. 2022-05-01]. Dostupné z: <https://mapy.cz/zakladni?>
- [8] **Neznámý autor**. *Most přes Sázavu ve Čtyřkolech*. Praha, 1947
- [9] **Geovědní mapy 1:50 000** [online]. Brno: Česká geologická služba [cit. 2022-03-10]. Dostupné z: <http://www.geology.cz/extranet/mapy/mapy-online/mapove-aplikace>
- [10] **Stanice: LG Nespeky**. *Stav vodních toků*. [online] [cit. 2022-03-10] Dostupné z: <https://www.lsteni-zlenice.cz/zivot-v-obci/stav-vodnich-toku/>
- [11] ČSN EN 1992-2 *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady*. Praha: Český normalizační institut, 2007.
- [12] ČSN 73 0037 *Zemní tlak na stavební konstrukce*. Praha: Český normalizační institut.
- [13] ČSN EN 1997-1 *Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla*. Praha: Český normalizační institut, 2006.
- [14] ČSN 73 6242 *Navrhování a provádění vozovek na mostech pozemních komunikací*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2010.
- [15] **Firesta.cz** *Katalog systémových táhel – PROTAH*. [katalog]. Dostupné z: <https://www.firesta.cz/>
- [16] **Správce webu**. *Povodně 2006*. [online] [cit. 2022-03-10] Dostupné z: <https://www.lsteni-zlenice.cz/fotogalerie/rok-2006/povodne-2006-60cs.html>

Ostatní zdroje

1. **ŠABATA, Ondřej a JACHAN, Jiří.** *Stavba mostu ve Svinarech je v plném proudu* [online] 20.9.2018 Dostupné z: <https://www.valbekstory.cz/stavba-mostu-ve-svinarech-je-v-plnem-proudu/>
2. **Freyssinet CS.** *Předpínací systém Freyssinet* [Prospekt] III/2011. Dostupné z: <http://www.freyssinet.cz/195-prospekty>
3. **Pontex, spol. s r. o.** *Mimořádná prohlídka mostu přes řeku Sázavu mezi obcemi Lštění a Čtyřkoly.* 2020
4. **SOKOL, Zdeněk a WALD, František.** *Ocelové konstrukce: Tabulky.* Praha: ČVUT, 2013.
5. **Ministerstvo dopravy.** *Vzorové listy staveb pozemních komunikací – VL4 – Mosty.* Leden 2021.
6. **VPÚ Deco Praha a.s.** *Rekonstrukce mostu přes řeku Sázavu mezi obcemi Lštění a Čtyřkoly.* Květen 2021

Seznam obrázků

Obrázek 1: Lokalita objektu [7]	4
Obrázek 2: Podélný řez prvotního návrhu přemostění.....	5
Obrázek 3: Mapa místních geologických poměrů [9].....	5
Obrázek 4: Povodně z roku 2006 [10]	6
Obrázek 5: Hodnoty průtoků řeky Sázavy v oblasti LG Nespeky [10]	6
Obrázek 6: Příčný řez.....	8
Obrázek 7: Podélný profil	8
Obrázek 8: Finální uspořádání závěsů	10
Obrázek 9: Schéma uspořádání zatížení LM1 a chodců	15
Obrázek 10: Schéma statického modelu	18
Obrázek 11: Průhyby mostovky od vlastní tíhy a ostatního stálého zatížení.....	19
Obrázek 12: Obálka ohybových momentů od char. komb. bez předpětí závěsů	20
Obrázek 13: Obálka ohybových momentů od char. komb. s předpětím závěsů.....	20
Obrázek 14: Normálové síly v závěsech od kombinace 6.10a.....	20
Obrázek 15: Normálové síly v závěsech od kombinace 6.10b	21
Obrázek 16: Průřez oblouku.....	22
Obrázek 17: Obálka ohybových momentů na oblouku (M_y)	23
Obrázek 18: Obálka posouvajících sil na oblouku (V_z).....	23
Obrázek 19: Obálka normálových sil na oblouku (N)	23
Obrázek 20: Tabulka D.6 – Hodnoty β_1 [6]	25
Obrázek 21: Tabulka D.7 – Hodnoty β_2 [6]	25
Obrázek 22: Obr. 6.4 – Křivky vzpěrné pevnosti [2].....	26
Obrázek 23: Obr. D.4 - Součinitel vzpěrné délky β [6]	27
Obrázek 24: Obr. 8.15 – Minimální světlá vzdálenost mezi kanálky [1]	28
Obrázek 25: Schéma rozmístění kabelů v mostovce	28
Obrázek 26: Obálka ohybových momentů – charakteristická kombinace.....	29
Obrázek 27: Obálka ohybových momentů – častá kombinace	29
Obrázek 28: Obálka ohybových momentů – kvazi-stálá kombinace.....	29
Obrázek 29: Vzdálenosti jednotlivých vláken od těžiště	31
Obrázek 30: Příčný řez – verze s deskou konstantní tloušťky	34
Obrázek 31: Vzdorující šířka	34

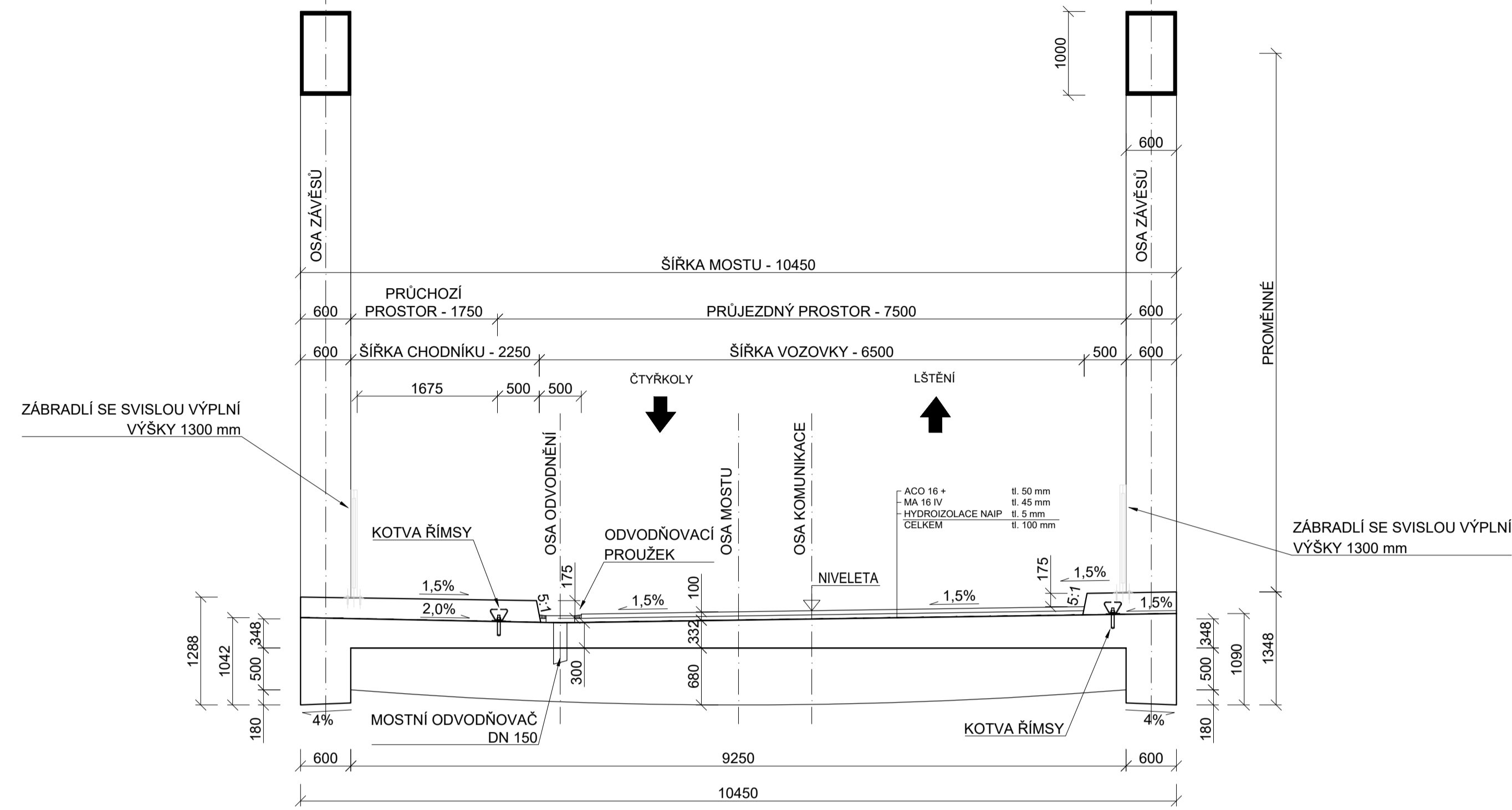
Obrázek 32: Průběh ohybových momentů – kombinace 6.10a.....	35
Obrázek 33: Průběh ohybových momentů – kombinace 6.10b	36
Obrázek 34: Příčný řez – verze žebrové desky	37
Obrázek 35: Obr. 5.3 – Parametry pro spolupůsobící šířku desky [1].....	37
Obrázek 36: Průběh ohybových momentů – kombinace 6.10a.....	39
Obrázek 37: Průběh ohybových momentů – kombinace 6.10b	39
Obrázek 38: Průběh ohybových momentů – charakteristická kombinace	40
Obrázek 39: Průběh ohybových momentů – častá kombinace	40
Obrázek 40: Průběh ohybových momentů – kvazi-stálá kombinace	41
Obrázek 41: Schéma tvaru opěry O1 – řez	44
Obrázek 42: Schéma tvaru opěry O1 – půdorys	45
Obrázek 43: Schéma tvaru opěry O2 – řez	47
Obrázek 44: Schéma tvaru opěry O2 – půdorys	47
Obrázek 45: Schéma tvaru ložiska.....	53
Obrázek 46: Schéma uložení ložisek	53
Obrázek 47: Fáze 1 – Půdorys	54
Obrázek 48: Fáze 1 - Pohled	54
Obrázek 49: Fáze 2 - Pohled	55
Obrázek 50: Fáze 3 – Půdorys	55
Obrázek 51: Fáze 3 – Pohled	55
Obrázek 52: Fáze 4 – Půdorys	56
Obrázek 53: Fáze 4 – Pohled	56
Obrázek 54: Fáze 5 - Pohled.....	56
Obrázek 55: Fáze 6 – Pohled	57
Obrázek 56: Fáze 7 – Pohled	57
Obrázek 57: Fáze 8 – Pohled	58
Obrázek 58: Fáze 9 - Pohled.....	58

Seznam tabulek

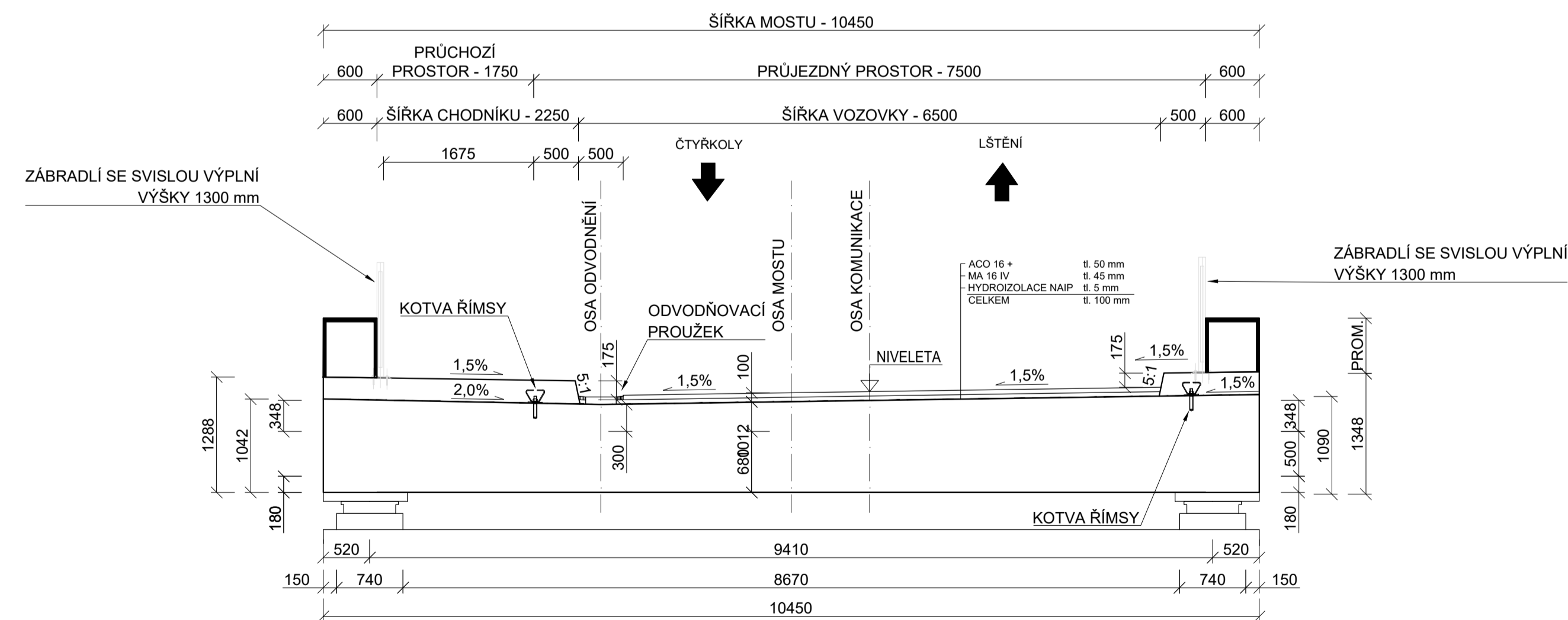
Tabulka 1: Vlastní tíha závěsů zadávána do softwaru	14
Tabulka 2: Ostatní stálé zatížení	14
Tabulka 3: Zatížení pruhů dopravou a regulační součinitelé	15
Tabulka 4: Zatížení chodci	15
Tabulka 5: Zatěžovací stavy od teploty	16
Tabulka 6: Použité hodnoty součinitelů kombinací	17
Tabulka 7: První krok iterace	19
Tabulka 8: Druhý krok iterace	19
Tabulka 9: Třetí krok iterace	19
Tabulka 10: Výsledné hodnoty rozdílů posunů po třetí iteraci	20
Tabulka 11: Předpětí MSP – charakteristická kombinace	33
Tabulka 12: Předpětí MSP – častá kombinace	33
Tabulka 13: Předpětí MSP – kvazi-stálá kombinace	33
Tabulka 14: Ostatní stálé zatížení na rovné desce	35
Tabulka 15: Zatížení dopravou UDL na rovné desce	35
Tabulka 16: Zatížení dopravou TS na rovné desce	35
Tabulka 17: Zatížení chodci na rovné desce	35
Tabulka 18: Návrh výztuže v rovné desce ($x = 3,1$ m)	36
Tabulka 19: Návrh výztuže v rovné desce ($x = 5,35$ m)	36
Tabulka 20: Ostatní stálé zatížení na žebrové desce	38
Tabulka 21: Zatížení dopravou UDL na žebrové desce	38
Tabulka 22: Zatížení dopravou TS na žebrové desce	38
Tabulka 23: Zatížení chodci na žebrové desce	38
Tabulka 24: Návrh výztuže v žebrové desce ($x = 3,1$ m)	39
Tabulka 25: Návrh výztuže v žebrové desce ($x = 5,35$ m)	40
Tabulka 26: Předpětí MSP – Charakteristická kombinace	42
Tabulka 27: Předpětí MSP – Častá kombinace	43
Tabulka 28: Předpětí MSP – Kvazi-stálá kombinace	43
Tabulka 29: Vlastní tíha opěry O1	45
Tabulka 30: Vlastní tíha opěry O2	47
Tabulka 31: Výpočet momentů vyvolaných v bodě otáčení – opěra O1	49

Tabulka 32: Výpočet momentů vyvolaných v bodě otáčení – opěra O2	49
Tabulka 33: Posouzení maximální excentricity – opěra O1	49
Tabulka 34: Posouzení maximální excentricity – opěra O2	49
Tabulka 35: Posouzení maximálního napětí na základové spáře – opěra O1	50
Tabulka 36: Posouzení maximálního napětí na základové spáře – opěra O2	50
Tabulka 37: Návrh ohybové výztuže v patě závěrné zídky	51
Tabulka 38: Návrh ohybové výztuže v patě dříku opěry O1	52

VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ V POLI M 1:50



VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ NAD PODPOROU M 1:50



MATERIÁLY:

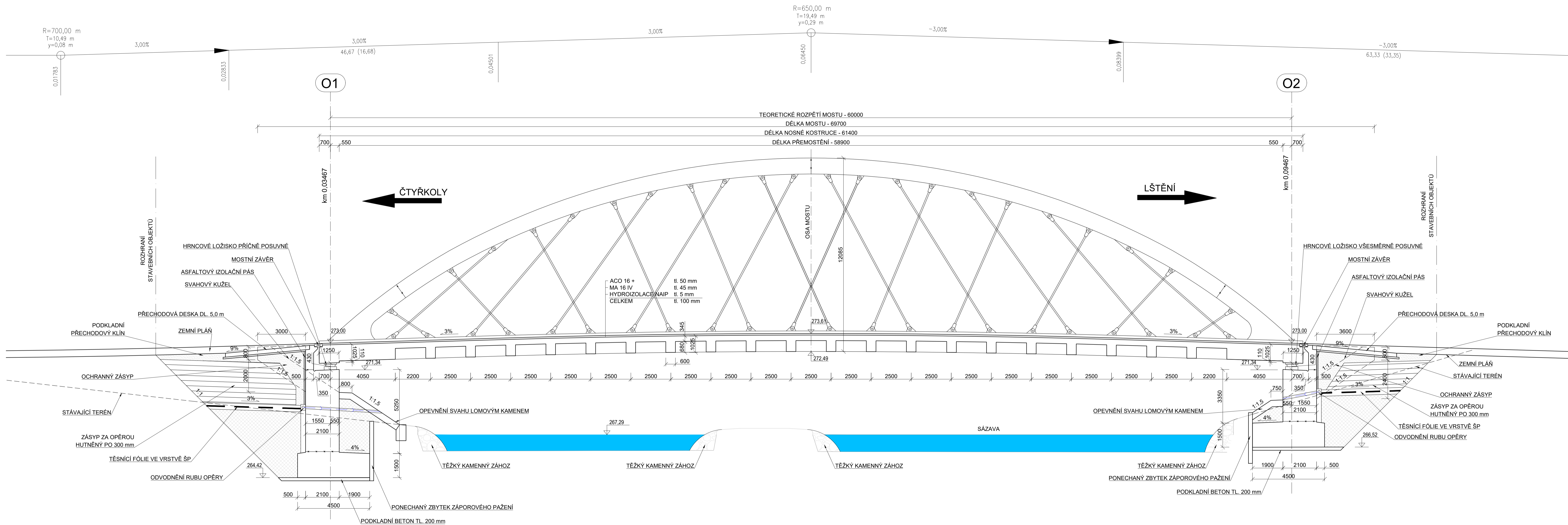
PODKLADNÍ BETON	C8/10 - X0
ZÁKLADY OPĚR	C30/37 - XA2
OPĚRY	C30/37 - XF4, XD1,
PŘECHODOVÉ DESKY	C25/30 - XF2
NOSNÁ KONSTRUKCE	C35/45 - XF2, XD1, XC4
ŘÍMSY	C30/37 - XF3, XD1, XC4
BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ	B500B
PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ	Y1860S7 - 15,7 - A
OBLOUK	S355 J2+N
ZÁVĚSY	viz. katalog PROTAH [16]

POZNÁMKY:

- POKUD NENÍ NA VÝKRESE UVEDENO JINAK, JE ZKOSENÍ HRAN 15/15 mm
- DETAILS BUDOU PROVEDENY DLE VZOROVÝCH LISTŮ VL4 (LEDEN 2021)

OBOR	SI-KD	KATEDRA	K133	JMÉNO STUDENTA	Adam Kyp			
ROČNÍK	4.	VYUČUJÍCÍ	ING. Michal Drahorád, Ph.D.					
AKCE :	Bakalářská práce – Most přes řeku Sázavu ve Čtyřkolech							
FORMÁT	A3				MĚŘÍTKO	1:50		
DATUM	13.5.2022				OBSAH :	Vzorové příčné řezy	Č. přílohy	1

PODÉLNÝ PROFIL M 1:100

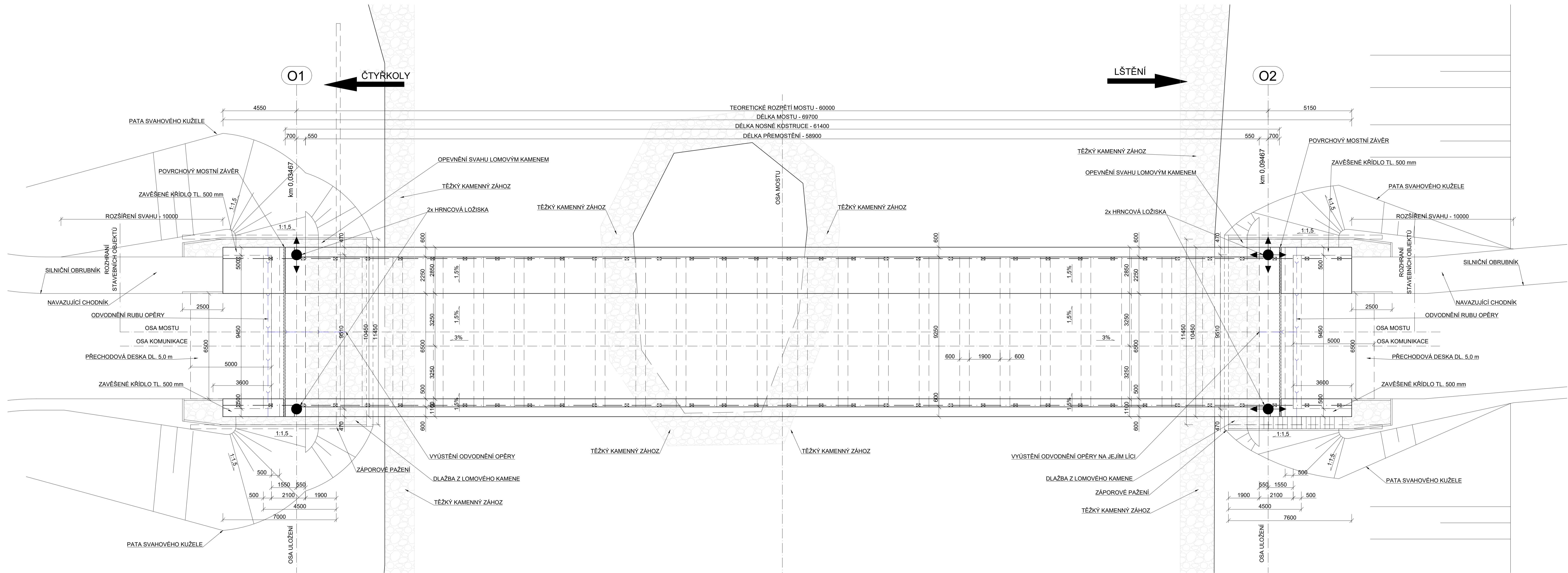


MATERIÁLY:

PODKLADNÍ BETON	C8/10 - X0
ZÁKLADY OPĚR	C30/37 - XA2
OPĚRY	C30/37 - XF4, XD1,
PŘECHODOVÉ DESKY	C25/30 - XF2
NOSNÁ KONSTRUKCE	C35/45 - XF2, XD1, XC4
ŘÍMSY	C30/37 - XF3, XD1, XC4
BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ	B500B
PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ	Y1860S7 - 15,7 - A
OBLOUK ZÁVĚSY	S355 J2+N viz. katalog PROTAH [16]

POZNÁMKY:
 - POKUD NENÍ NA VÝKRESE UVEDENO JINAK, JE ZKOSENÍ HRAN 15/15 mm
 - DETAILS BUDOU PROVEDENY DLE VZOROVÝCH LISTŮ VL4 (LEDEN 2021)

OBOR	KATEDRA	JMÉNO STUDENTA		
SI-KD	K1.33	Adam Kyp		
ROČNÍK	VYUČUJÍCÍ			
4.	ING. Michal Drahorád, Ph.D.			
AKCE :	Bakalářská práce – Most přes řeku Sázavu ve čtyřkolech		FORMÁT	1050x594
			MĚŘITKO	1:100
			DATUM	13.5.2022
OBSAH :	Podélný profil		Č. přílohy	2



MATERIÁLY:

PODKLADNÍ BETON	C8/10 - X0
ZÁKLADY OPĚR	C30/37 - XA2
OPĚRY	C30/37 - XF4, XD1,
PŘECHODOVÉ DESKY	C25/30 - XF2
NOSNÁ KONSTRUKCE	C35/45 - XF2, XD1, XC4
ŘÍMSY	C30/37 - XF3, XD1, XC4
BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ	B500B
PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ	Y1860S7 - 15.7 - A
OBLOUK ZÁVĚSY	S355 J2+N viz. katalog PROTAH [16]

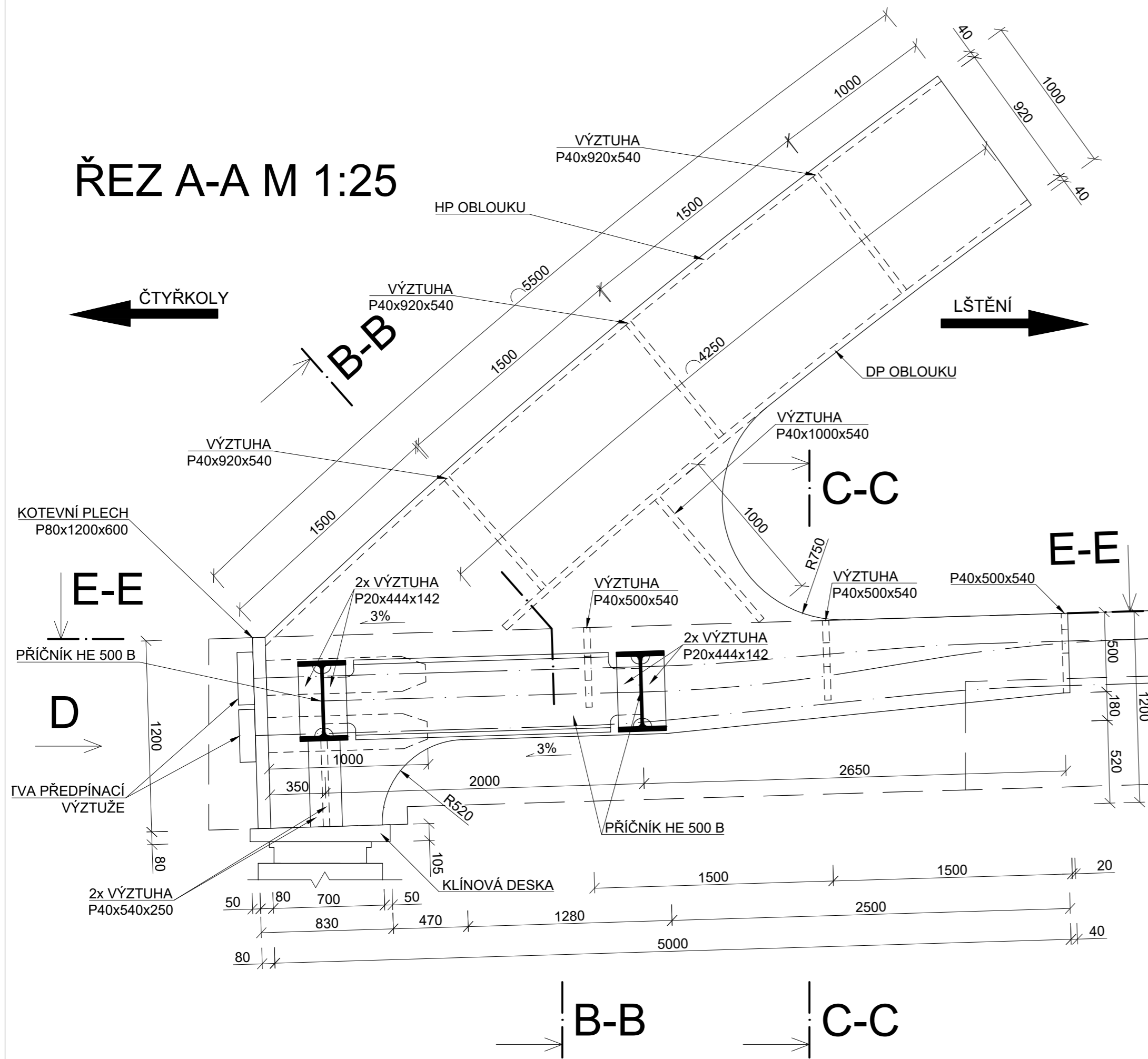
POZNÁMKY:

- POKUD NENÍ NA VÝKRESE UVEDENO JINAK, JE ZKOSENÍ HRAN 15/15 mm
- DETAILS BUDOU PROVEDENY DLE VZOROVÝCH LISTŮ VL4 (LEDEN 2021)

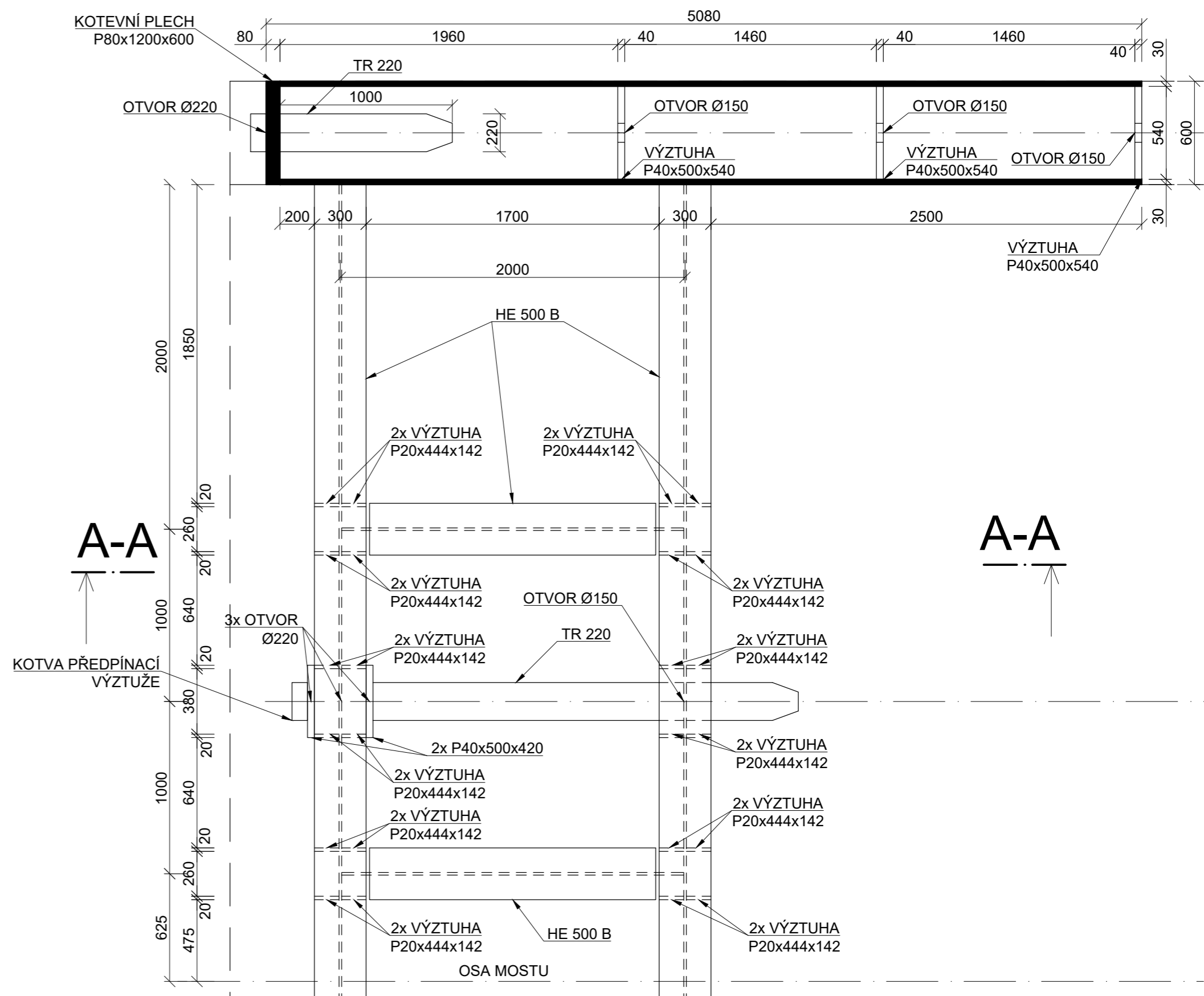
OBOR	KATEDRA	JMÉNO STUDENTA
SI-KD	K133	Adam Kyp
ROČNÍK	VYUČUJÍCÍ	
4.	ING. Michal Drahorád, Ph.D.	
AKCE :	Bakalářská práce – Most přes řeku Sázavu ve Čtyřkolech	
FORMÁT	1050x594	
MĚRITKO	1:100	
DATUM	13.5.2022	
OBSAH :	Půdorys	Č. přílohy 3



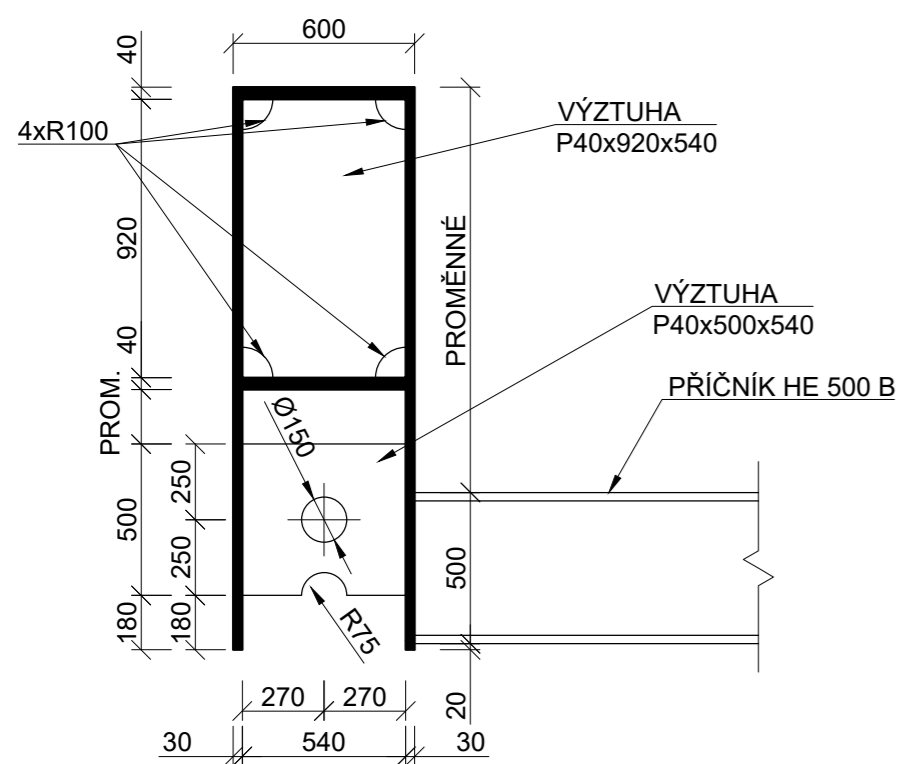
ŘEZ A-A M 1:25



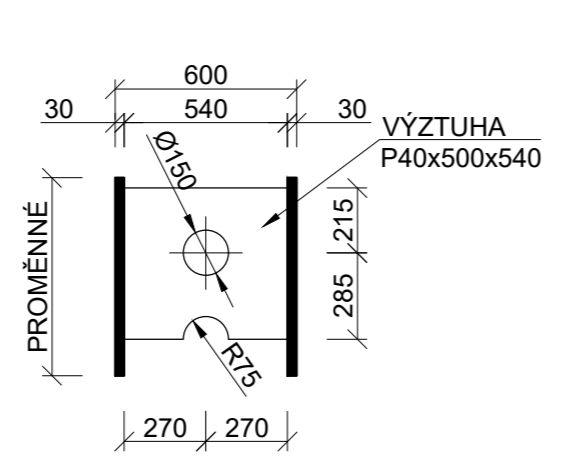
ŘEZ E-E M 1:25



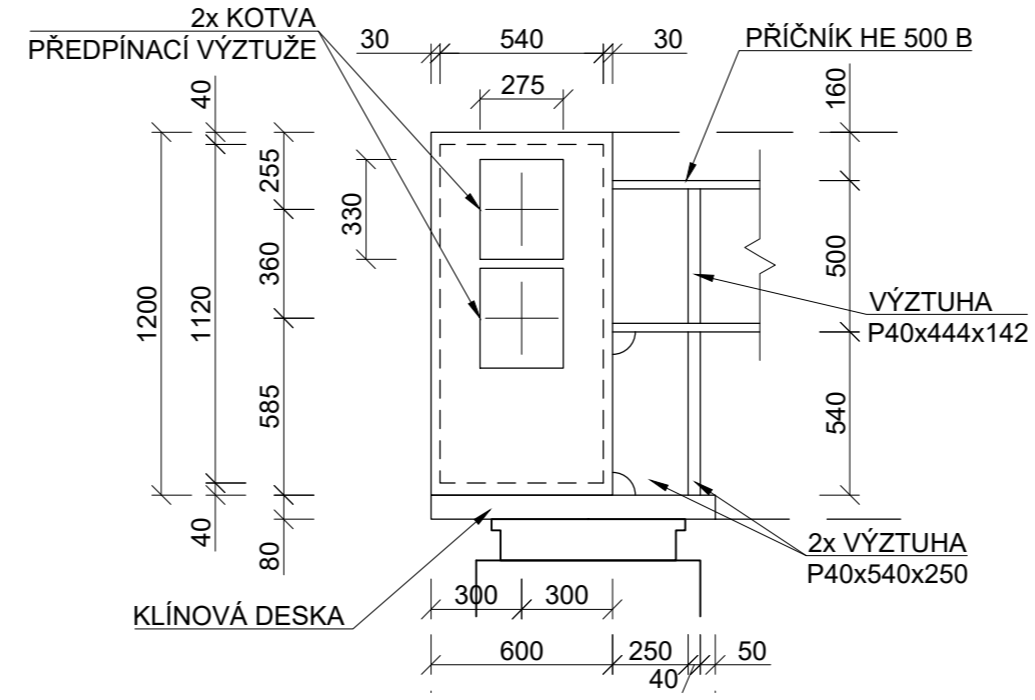
ŘEZ B-B M 1:25



ŘEZ C-C M 1:25



POHLED D M 1:25



MATERIÁLY:

- BETON: C35/45 - XF2, XD1, XC4
- NK: S355 J2 + N
- OCEL: HLAVNÍ NK

OBOR	KATEDRA	JMÉNO STUDENTA			
SI-KD	K133	Adam Kyp			
ROČNÍK	VYUČUJÍCÍ				
4.	ING. Michal Drahorád, Ph.D.				
AKCE :	Bakalářská práce – Most přes řeku Sázavu ve Čtyřkolech		FORMÁT	A2	
OBSAH :	Zárodek oblouku	Č. přílohy	MĚŘÍTKO	1:25	
			DATUM	13.5.2022	
					4