



**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE**

---

**Fakulta stavební**

**Katedra betonových a zděných konstrukcí**

## **Návrh dálničního mostu přes Sázavu**

Design of the highway bridge over the Sazava River

Diplomová práce

**Vypracoval: Bc. Miloš Kopecký**

Vedoucí diplomové práce: prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc., FEng.

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Praha 2021

**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE**

Fakulta stavební  
Tháškova 7, 166 29 Praha 6



**ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE**

**I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE**

Příjmení: <u>Kopecký</u>	Jméno: <u>Miloš</u>	Osobní číslo: <u>460468</u>
Zadávací katedra: <u>Katedra betonových a zděných konstrukcí (K133)</u>		
Studijní program: <u>Stavební inženýrství</u>		
Studijní obor: <u>Konstrukce a dopravní stavby</u>		

**II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI**

Název diplomové práce: <u>Návrh dálničního mostu přes Sázavu</u>	
Název diplomové práce anglicky: <u>Design of the highway bridge over the Sazava River</u>	
Pokyny pro vypracování: Koncepční návrh mostu Statický výpočet Přehledné výkresy Výkres předpínací výztuže Postup výstavby	
Seznam doporučené literatury: Platné evropské normy ŠAFÁŘ, R. Betonové mosty 2 ŠAFÁŘ, R. Betonové mosty 2 – Cvičení ŠAFÁŘ, R. KUKAŇ, V. DRAHORÁD, M. FOGLAR, M. Betonové mosty 1	
Jméno vedoucího diplomové práce: <u>prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc.</u>	
Datum zadání diplomové práce: <u>21. 9. 2020</u>	Termín odevzdání diplomové práce: <u>3. 1. 2021</u> <small>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</small>
_____	_____
Podpis vedoucího práce	Podpis vedoucího katedry

**III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ**

<i>Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v diplomové práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.</i>	
<u>21. 9. 20</u>	_____
Datum převzetí zadání	Podpis studenta(ky)

## **Abstrakt**

Cílem této diplomové práce je návrh a posouzení dálničního mostu přes řeku Sázavu, který je součástí úseku dálnice D3 Jílové-Hostěradice. Jedná se o alternativní návrh varianty ke stávajícímu návrhu obloukového mostu. Návrh a výběr ideální alternativní varianty, podrobnější řešení dané varianty a její posouzení v jednotlivých fázích výstavby.

Vybraná varianta má trémovou nosnou konstrukci s proměnnou výškou průřezu po délce mostu. Výstavba je plánovaná pomocí letmé betonáže. Celková délka mostu je přes 800 m a hlavní rozpětí je dlouhé 213 m, které překlenuje hluboké údolí řeky Sázavy. Jedná se o předpjatou železobetonovou konstrukci. Výpočtový model byl vytvořen pomocí programu Midas Civil.

Diplomová práce se skládá ze studie, průvodní zprávy, statického výpočtu a výkresové dokumentace.

## **Klíčová slova**

Most, dálniční most, řeka Sázava, dálnice D3, trémová konstrukce, letmá betonáž, velké rozpětí, porovnání variant, proměnný průřez, předpjatá konstrukce, železobeton, zatížení

## **Abstract**

The aim of the diploma thesis is a design and assessment of a highway bridge over the Sázava river, which is a part of the D3 highway section called Jílové – Hostěradice. It is about an alternative design of the variant to the existing design of the arch bridge. This is the design and selection of the ideal alternative variant, more detailed solution of the variant and its assessment for individual phases of the construction.

The selected variant has a beam supporting structure with a variable cross-sectional height along the length of the bridge. The construction is planned by a free cantilever method. The total length of the bridge is over 800 m and the main span is 213 m long, which bridges the deep valley of the Sázava river. It is a prestressed reinforced concrete structure. The analysis model was created by program Midas Civil.

The diploma thesis consists of a study, accompanying report, static analysis and drawing documentation.

## **Keywords**

Bridge, highway bridge, the Sázava river, the D3 highway, girder construction, free cantilever construction method, huge span, comparison variant, variable cross section, prestressed construction, reinforced concrete, loads.

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci na téma „Návrh dálničního mostu přes Sázavu“ vypracoval samostatně a že veškeré podklady jsem uvedl v seznamu použité literatury.

V Praze dne 1.1.2021

.....

Miloš Kopecký

## **Poděkování**

Tímto bych chtěl poděkovat vedoucímu diplomové práce prof. Ing. Janu L. Vítkovi, CSc., FEng. za velkou trpělivost, výborné vedení, cenné rady a čas, který mně a mé práci poskytnul.

.....

Miloš Kopecký

## Úvod

Cílem diplomové práce je navrhnout různé varianty dálničního mostu přes řeku Sázavu. Vybrat nejvhodnější variantu a tu podrobně zpracovat, upravit, posoudit hlavní části mostu a vytvořit výkresovou dokumentaci.

Podkladem pro návrh byla stávající dokumentace pro územní rozhodnutí od zhotovitele PRAGOPROJEKT a.s.

Údolí řeky Sázavy je velmi hluboké, a proto výstavba hlavního pole bude provedena pomocí letmé betonáže. Na ostatních částech bude využita výstavba pomocí kombinace pevné skruže a posuvné skruže. Po dokončení výstavby hlavní komory mostu proběhne postupná betonáž monolitických rozšiřujících konzol, které budou následně příčně předepnuty.

## Části diplomové práce

- A) Studie
- B) Průvodní zpráva
- C) Statický výpočet
- D) Výkresová dokumentace





**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE**

---

**Fakulta stavební**

**Katedra betonových a zděných konstrukcí**

## **Návrh dálničního mostu přes Sázavu**

Design of the highway bridge over the Sazava River

Diplomová práce

**Část A) Studie**

**Vypracoval: Bc. Miloš Kopecký**

Vedoucí diplomové práce: prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc., FEng.

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

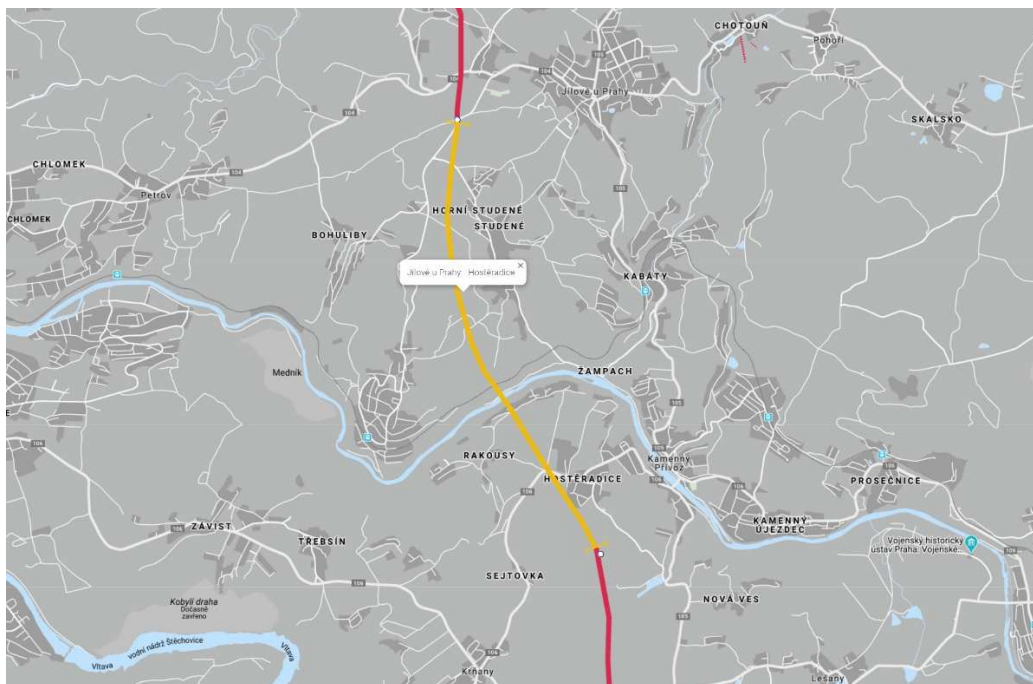
Praha 2021

# Obsah

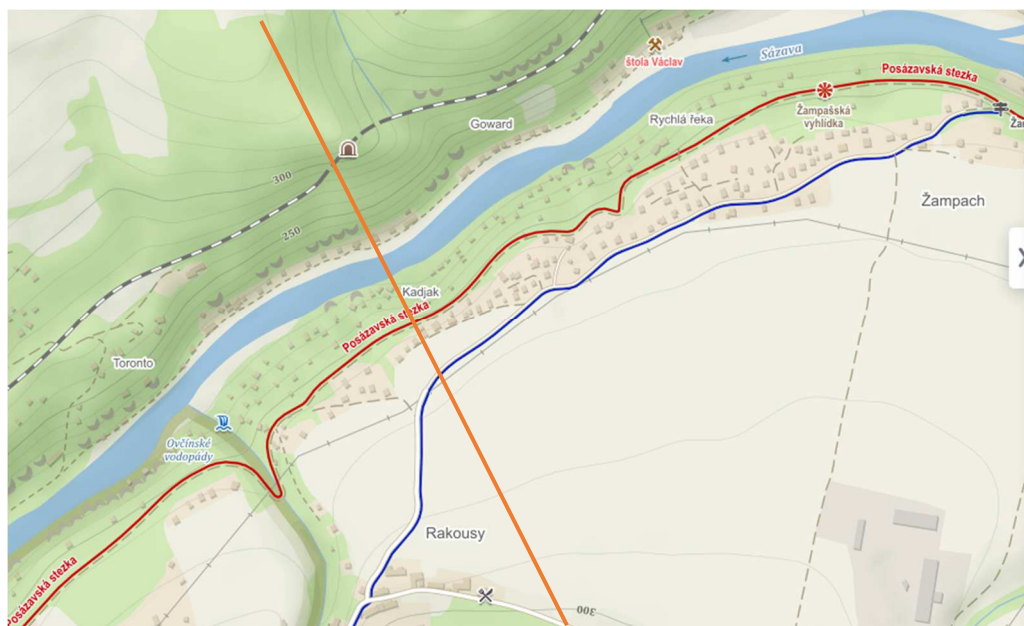
<b>OBSAH .....</b>	<b>2</b>
<b>1 LOKALITA.....</b>	<b>3</b>
1.1 DÁLNIČE D3 .....	4
<b>2 STÁVAJÍCÍ NÁVRH.....</b>	<b>6</b>
<b>3 PODMÍNKY VÝSTAVBY .....</b>	<b>8</b>
<b>4 VARIANTY.....</b>	<b>8</b>
4.1 PRVNÍ VARIANTA – ZAVĚŠENÝ MOST.....	8
4.2 DRUHÁ VARIANTA – LETMÁ BETONÁŽ .....	9
4.3 TŘETÍ VARIANTA – EXTRADOSED .....	11
4.4 ČTVRTÁ VARIANTA – DVOJICE OBLOUKŮ .....	13
4.5 PÁTÁ VARIANTA – OBLOUKOVÝ MOST .....	14
<b>5 ZHODNOCENÍ VARIANT .....</b>	<b>15</b>
<b>6 VÝBĚR VARIANTY.....</b>	<b>16</b>
<b>POUŽITÁ LITERATURA .....</b>	<b>16</b>
<i>Internetové zdroje .....</i>	<i>16</i>
<b>SEZNAM OBRÁZKŮ .....</b>	<b>17</b>

# 1 Lokalita

Dálniční most přes Sázavu se nachází na úseku 0302 dálnice D3, která se nachází mezi Jílovou u Prahy a Hostěradicemi, od 12,079 km po 12,867 km.



Obrázek 1- Úsek dálnice D3 [01]



Obrázek 2 - turistická mapa – vyznačená trasa budoucího mostního objektu [02]

Tento úsek dálnice leží v katastrálním území Hostěradice [662861] a Luka pod Medníkem [688754]. V této oblasti se trasa dálnice dostává do konfliktu s chráněným územím.



Obrázek 3- Katastrální mapa zájmového území – vyznačená trasa budoucího mostního objektu [03]

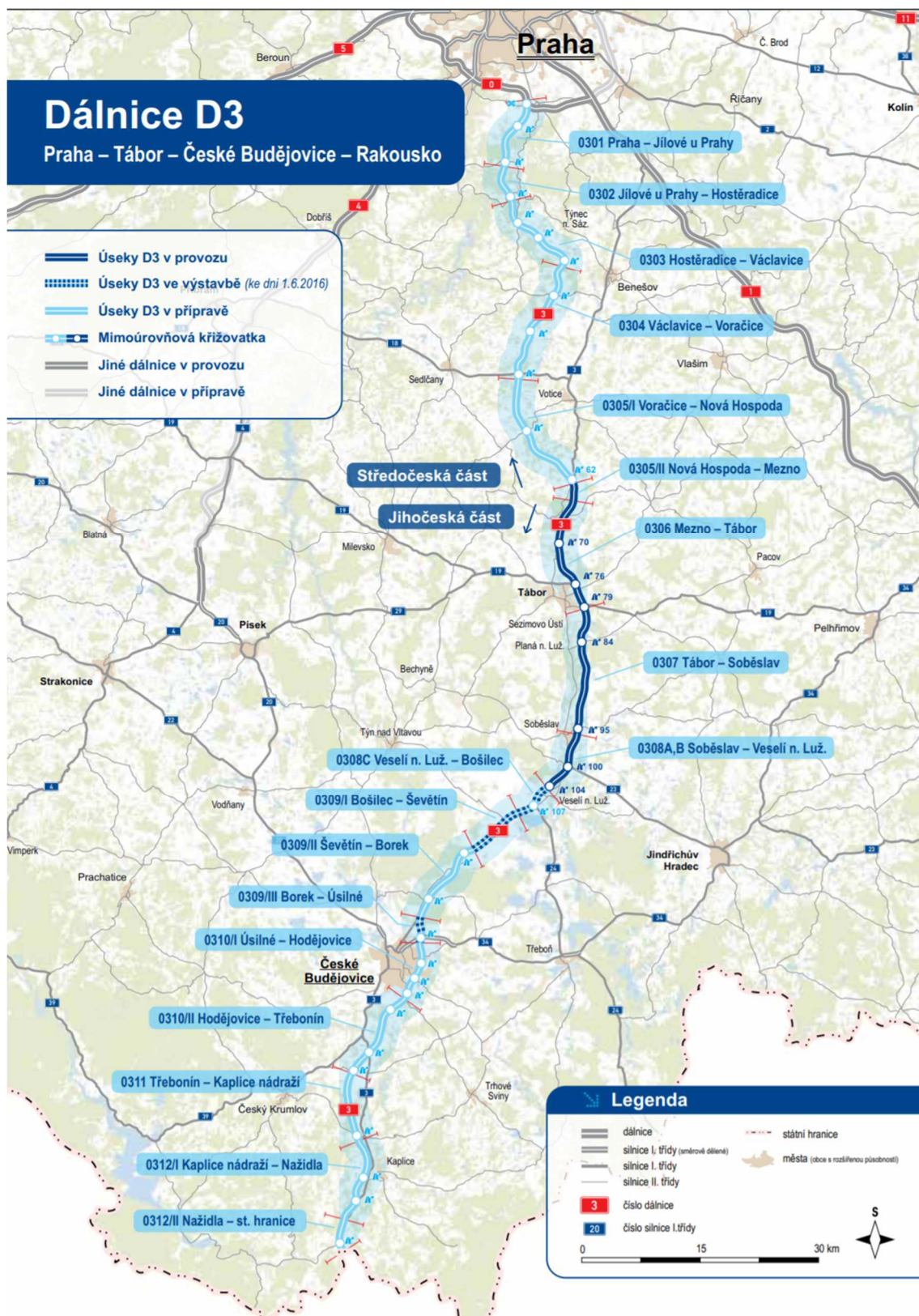
## 1.1 Dálnice D3

Dálnice D3 má spojit Prahu s česko-rakouskou hranicí u Dolního Dvořiště, kde má pokračovat na již hotovou rakouskou rychlostní silnici S10. Trasa je plánovaná přes důležitá česká města jako jsou Tábor a České Budějovice. Dálnice prochází přes Středočeský a Jihočeský kraj. Celková délka je 172 km, z toho je momentálně v provozu prvních 70 km. Další 20 km je právě ve výstavbě.

V roce 2024 je plánované dokončení části v Jihočeském kraji vedoucí k rakouským hranicím. A v tomto roce je naplánovaný začátek výstavby i části dálnice ve Středočeském kraji, kde se nachází náš most přes řeku Sázavu. Úsek by měl být zprovozněn v roce 2028.

S plánováním trasy dálnice D3 se začalo poprvé v roce 1987. Na podzim roku 2004 byl zprovozněn první větší úsek Chotoviny – Čekanice, který měl délku 8,3 km. Následně

byly realizovány další úseky. Poslední zprovozněný úsek byl v Českých Budějovicích, který byl otevřen v prosinci roku 2019.



Obrázek 4 - rozdělené úseky dálnic D3 ke dni 1.6.2016 [04]

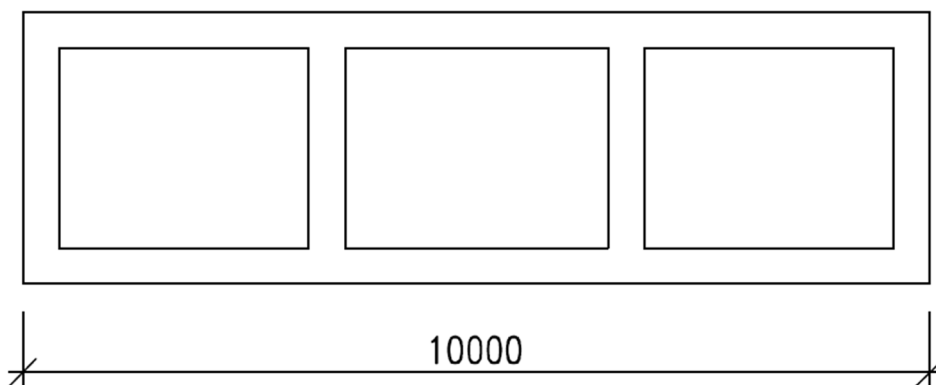
## 2 Stávající návrh

Údolí řeky Sázavy je navrženo překlenout obloukovým mostem s rozpětím oblouku 250 m. Celková délka mostního objektu je 778 m. Niveleta trasy se nachází asi ve 100 m výšce nad hladinou řeky. Most je navržen v přímém úseku s konstantním podélným sklonem 3,32 %. Při výstavbě mostu je nutné dodržet minimální zásah do rekreačních objektů podél řeky.



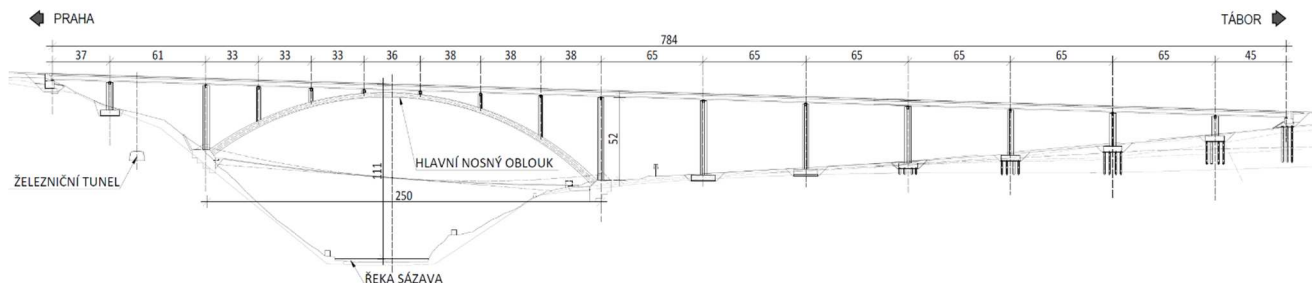
Obrázek 5 - Vizualizace stávajícího návrhu [05]

Hlavní nosnou konstrukci mostního objektu tvoří železobetonový komorový oblouk. Oblouk je vetknutý do základových patek. Průřez komorového oblouku je podle osy oblouku proměnný. Ve vetknutí je výška 4,5 m a ve vrcholu oblouku je výška 3 m.



Obrázek 6 - příčný řez hlavním nosným obloukem

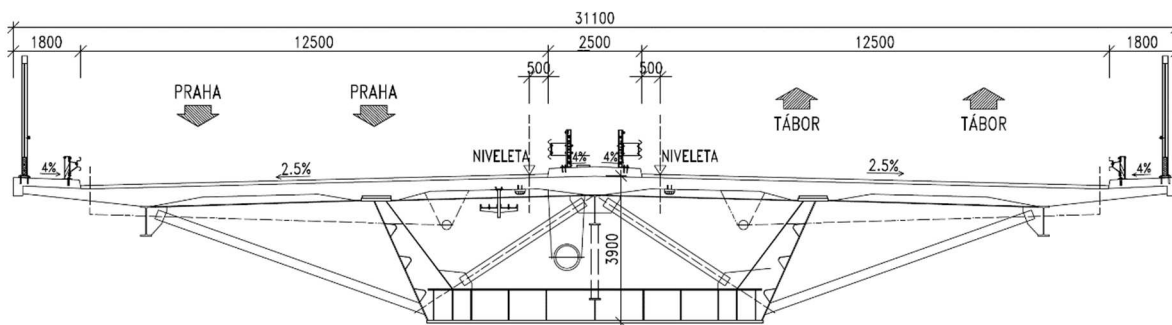
Mezi základovými bloky je uchycená lanová lávka, pro chodce a cyklisty. Na oblouk se přenáší zatížení pomocí pilířů, které jsou ze železobetonu. Rozpětí pilířů na oblouku se pohybuje kolem 33,5 m až 38 m. Mezi pilíři a mostovkou jsou umístěna ložiska.



Obrázek 7 - Podélný řez stávající variantou

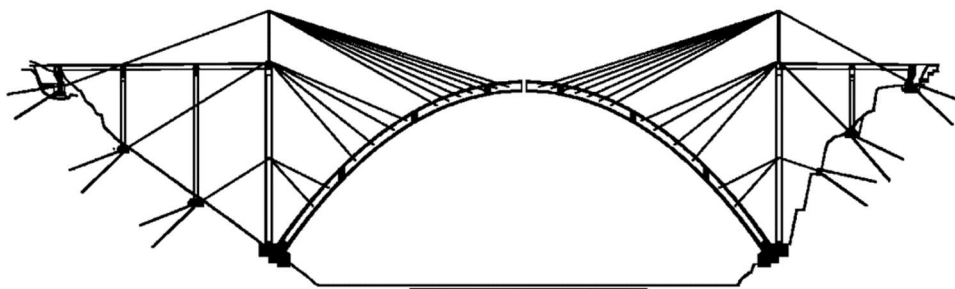
Od oblouku most dále pokračuje na levém břehu řeky Sázavy estakádou. Rozpětí polí je navrženo na 65 m, kromě posledního pole, které má 45 m. Na pravém břehu řeky most příčně přechází přes železniční tunel na 12,138 km. Tunel leží na trati mezi vesnicemi Luka pod Medníkem a Jílové u Prahy.

Mostovku tvoří ocelová komora s konzolami, která je spřažena s betonovou deskou tl. 0,3 m. Kategorie dálnice je D27,5/120. Na mostě uvažujeme s nouzovými chodníky a protihlukovými stěnami, takže celková šíře mostu činí 31,1 m.



Obrázek 8- Ocelová komorová mostovka

Výstavba mostního betonového oblouku je plánována pomocí letmé betonáže s postupným vyvěšováním.



Obrázek 9 - Schéma výstavby pomocí letmé betonáže a postupným zavěšováním [06]

Po dokončení výstavby oblouku a pilířů se postaví mostovka metodou vysouvání. Vysouvat se bude od Tábora směrem k Praze, a tedy za opěrou u Hostěradic bude výrobná mostovky. Po výsunu se vybetonuje spráhující železobetonová deska.

### 3 Podmínky výstavby

Při návrhu variant musí být zohledněno několik podmínek:

- U přemostění Sázavy v západní variantě navrhnout opatření tak, aby hluk z dopravy nemohl ovlivňovat chráněný venkovní prostor v okolí.
- Podmínky pro přemostění Sázavy (západní varianta)
  - a) Umístění pilířů navrhnout mimo tok a profil Sázavy (EVL) s tím, že severní pilíř je nutno vetknout do skalního masivu nad tratí
  - b) Zajistit technický postup výstavby „v ose“ a „ze zhora“ z důvodů minimalizace všech manipulačních pásů
  - c) Vlastní stavbu provádět tak, aby do samostatného chráněného území (EVL Sázava) nevstoupil jediný stavební stroj.

## 4 Varianty

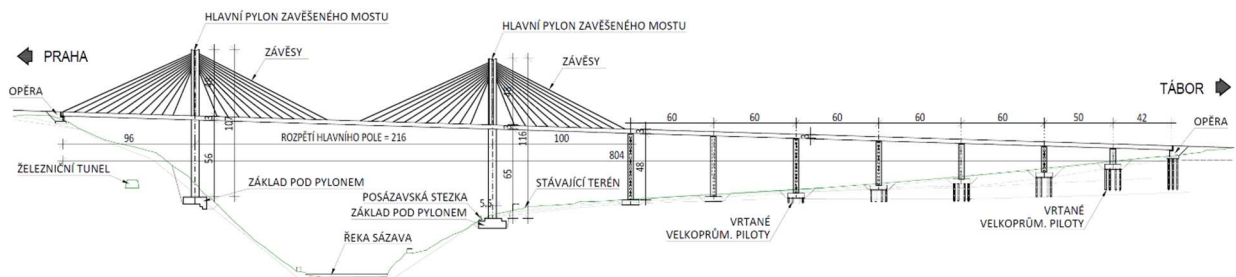
### 4.1 První varianta – zavěšený most

Jako první možnou alternativní variantu mostního objektu jsem zvolil zavěšenou konstrukci. Zavěšená konstrukce má uspořádání lan polovějřírově. Zatížení z mostovky se přenesou přes závěsy do nosných pylonů, odkud se přenáší dále do podloží. Hlavní nosné pylony jsou plánované založit plošně na skalnatém podloží. Největší rozpětí mezi pylony



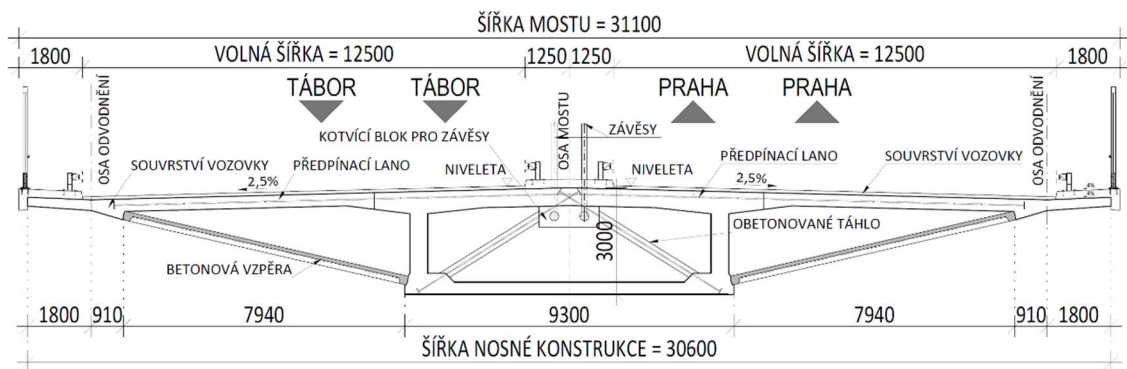
je plánováno na 216 m. Severní pylon se pyšní výškou 107 m, z toho 48 m je nad mostovkou. Jižní pylon je ještě vyšší s výškou 116 m a opět má 48 m nad mostovkou. Uvažujeme s jednou rovinou závěsů, ve které jsou vždy dvojice závěsů, které jsou kotveny do mostovky po 8 m. Střední pole bez závěsů pak měří 24 m. Most je plánovaný vystavět letmou betonáží s postupným zavěšováním.

Zavěšený most na levém břehu řeky přechází plynule na estakádu. Rozpětí polí je plánováno na 60 m, pouze dvě krajní pole u opěry se zmenší na 50 m a 42 m.



Obrázek 10 - Podélný řez první variantou

Mostovku uvažujeme jako předpjatý železobetonový komorový nosník s konzolami, které jsou vzepřeny betonovými vzpěrami. Výšku nosníku uvažujeme po celé délce mostu konstantní a to 3 m. Závěsy jsou kotveny do kotvicích bloků ve středu komory. Zatížení ze stěn komorového průřezu se přenáší do závěsů pomocí obetonovaných předpjatých táhel. Dále je navrženo příčné předpětí mostovky.

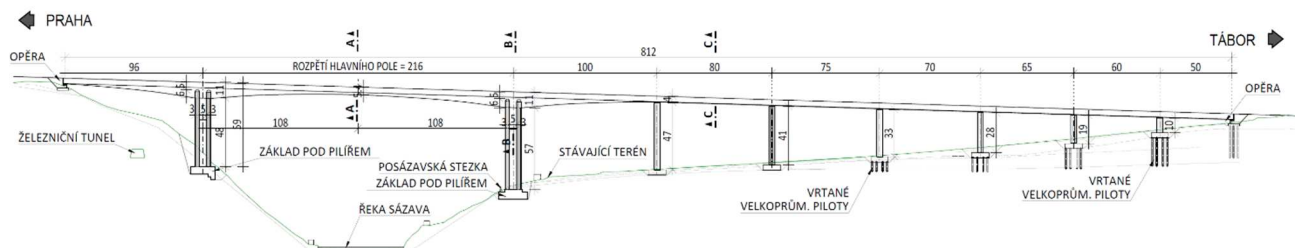


Obrázek 11 - Příčný řez první variantou

## 4.2 Druhá varianta – letmá betonáž

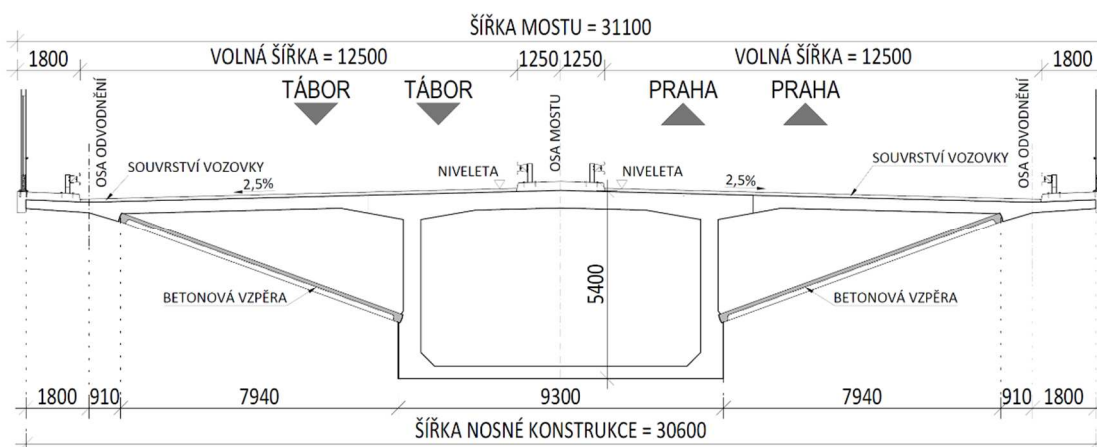
Druhá alternativní varianta mostu je předpjatý železobetonový komorový nosník s proměnnou výškou průřezu. Výstavbu mostu uvažujeme pomocí letmé betonáže.

Maximální rozpětí pole vychází na 216 m, které překlenuje řeku Sázavu. Rozpětí ostatních polí již není tak velké, a postupně se zmenšuje. Pilíře jsou vetknuty do základových bloků na skalním podloží. Výška pilíře na severní straně je 48 m pod nosnou trámovou konstrukcí a na jižní straně je 57 m. Hlavním vzorem pro návrh této varianty je most Schottwien v Rakousku.



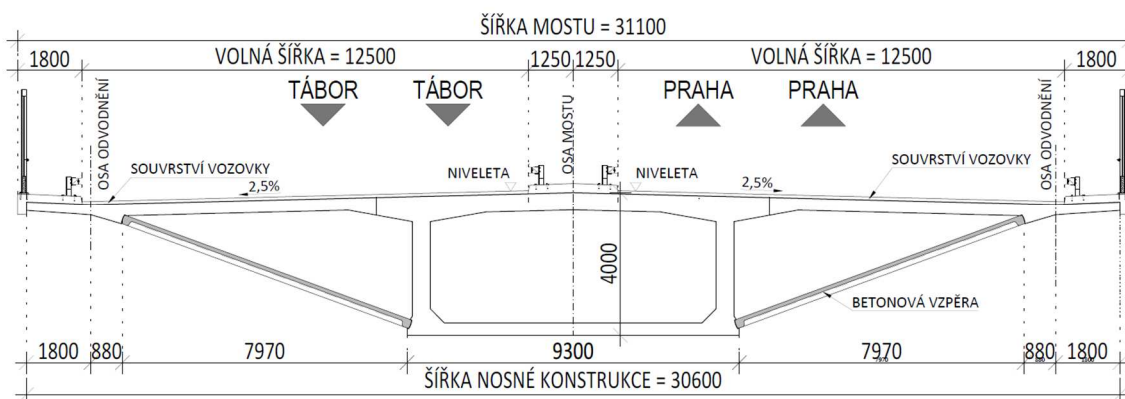
Obrázek 12 - Podélný řez druhou variantou

Mostovka bude tvořena předpjatou železobetonovou komorou s konzolami, které jsou podepřeny betonovými vzpěrami. Výšku komory uprostřed hlavního rozpětí uvažujeme 5,4 m. Tato výška se v délce mostu mění a u pilíře se zvýší až na 11 m.

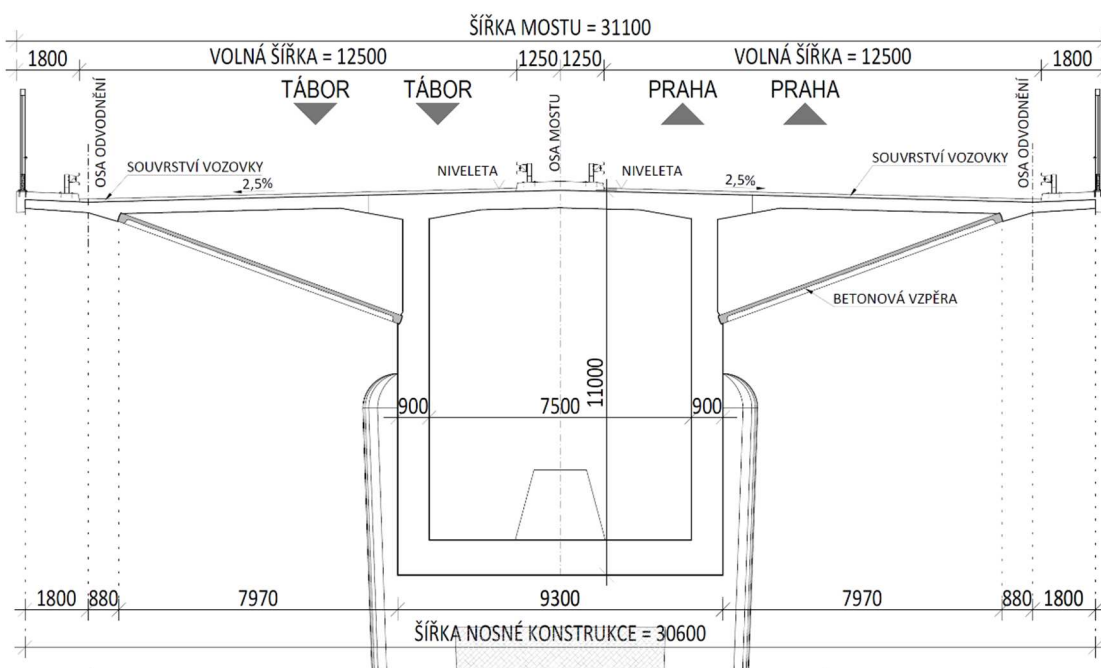


Obrázek 13 - Příčný řez druhou variantou uprostřed hlavního rozpětí

Betonová vzpěra je vzepřena do hlavní nosné konstrukce ve vzdálenosti 4 m od horní hrany. Díky tomu je sklon vzpěry po celé délce mostu stejný.



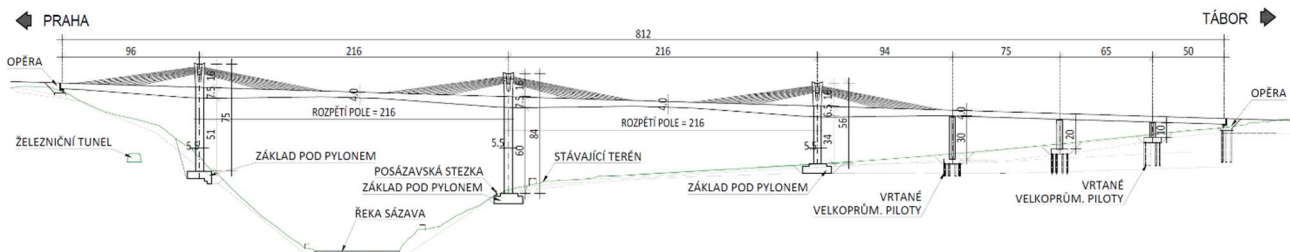
Obrázek 14 - Příčný řez druhou variantou v místě estakády



Obrázek 15 - Příčný řez druhou variantou v místě nad podporou

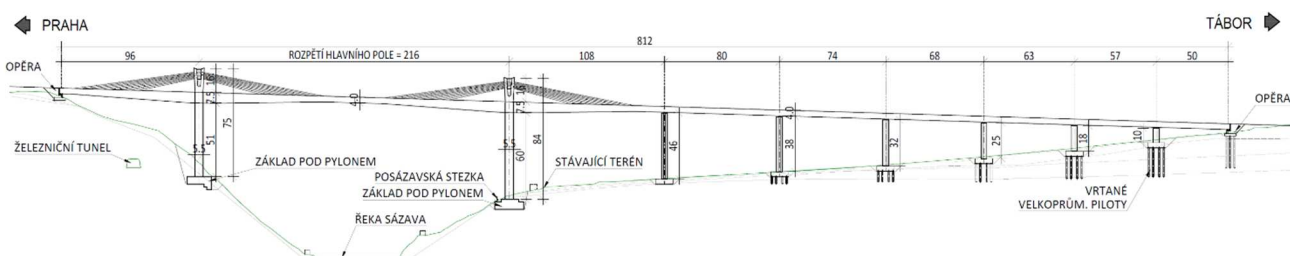
### 4.3 Třetí varianta – extradosed

Kompromis mezi zavěšeným mostem (variantou č. 1) a letmou betonáží (variantou č. 2) je tato třetí varianta, kdy máme most typu extradosed. U této varianty máme dvě možnosti uspořádání pylonů a pilířů. U varianty 3A máme 3 hlavní pylony, a tedy dvě hlavní rozpětí o délce 216 m. Krajní pole u opěry směrem k Praze je pak 96 m dlouhé. Výšku pylonu nad mostovkou uvažujeme pouze 16 m, což je  $L/13,5$  hlavního rozpětí. Pylony jsou vetknuté do základového bloku, který je plošně založen na skalnatém podloží. Stejně jako u zavěšeného mostu uvažujeme pouze jednu rovinu závěsu, v našem případě předpětí.



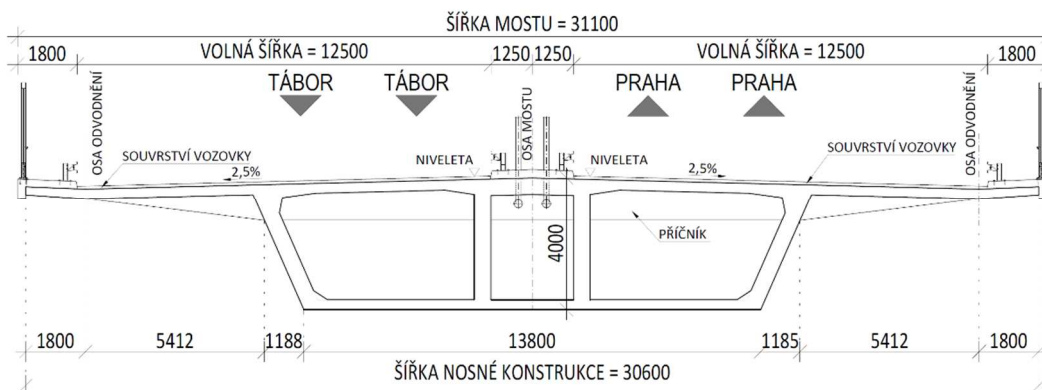
Obrázek 16- Podélný řez třetí variantou možnost A

U varianty 3B máme pouze 2 hlavní pylony s rozpětím 216 m. Směrem k Táboru přechází most plynule na estakádu. Rozpětí na estakádě se postupně snižuje směrem k opěře.



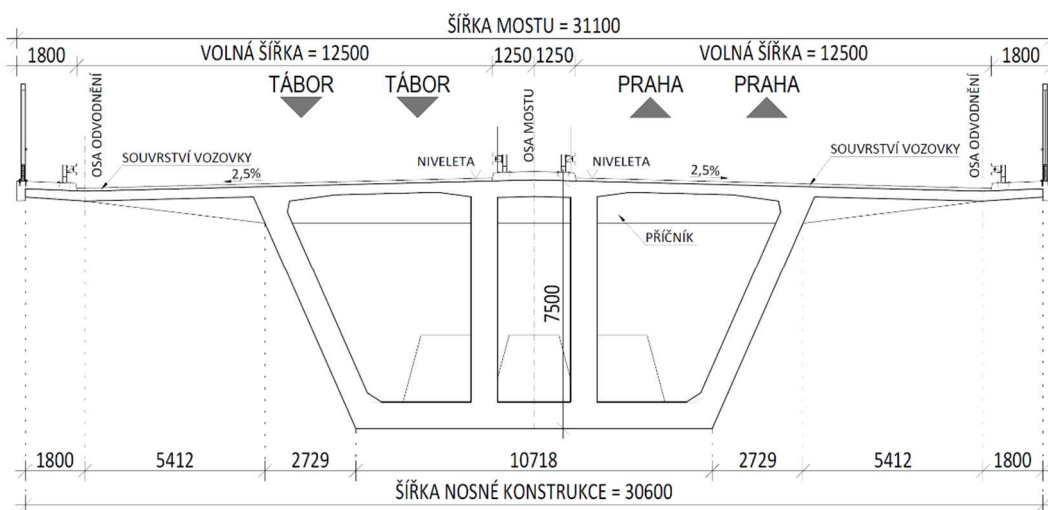
Obrázek 17 - Podélný řez třetí variantou možnost B

Příčný řez u obou variant uvažujeme předpjatý železobetonový komorový nosník, který je ztužen příčnickem. Výška příčného řezu je proměnná po délce mostu, takže uprostřed hlavního rozpětí uvažujeme 4 m a u pylonu se zvýší až na 7,5 m.



Obrázek 18- Příčný řez druhou variantou uprostřed hlavního rozpětí

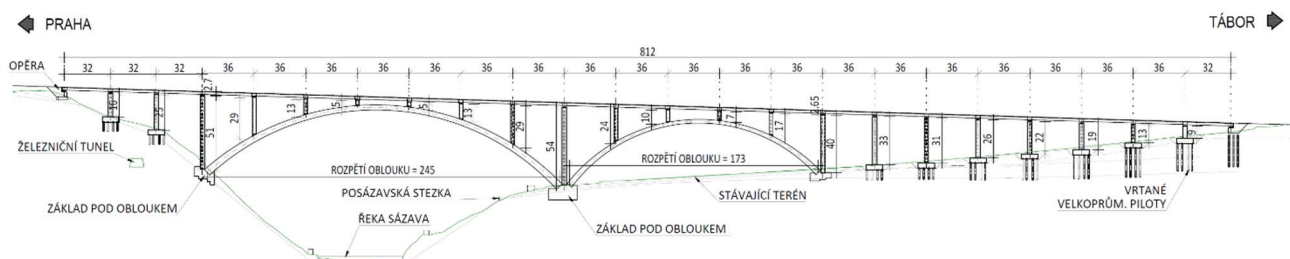
U této varianty uvažujeme výstavbu pomocí letmé betonáže s postupným předpínáním kabelů.



Obrázek 19 - Příčný řez druhou variantou v místě nad podporou

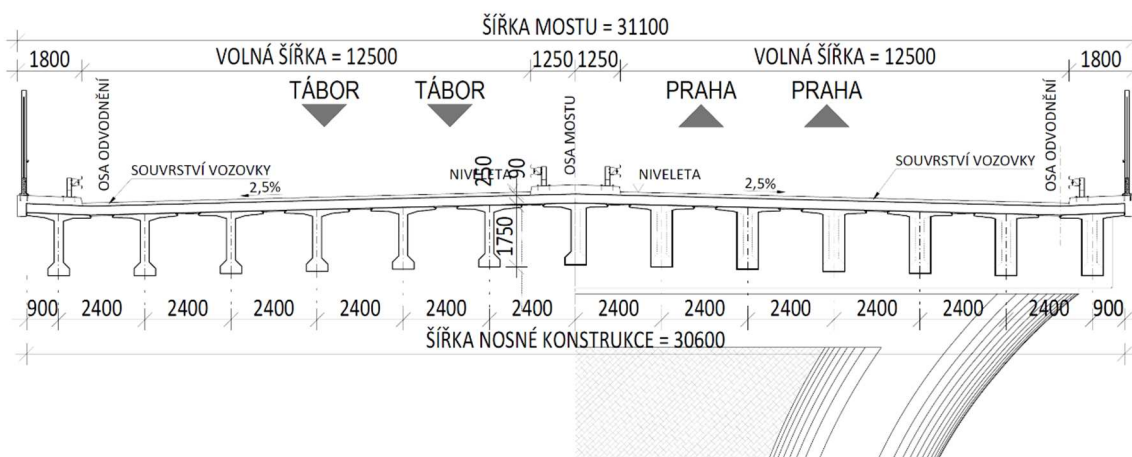
#### 4.4 Čtvrtá varianta – dvojice oblouků

Jako čtvrtou alternativní variantu návrhu mostu jsem připravil dvojici oblouků. Hlavní oblouk o rozpětí 245 m a vedlejší oblouk s rozpětím 173 m. Oblouky mají železobetonový komorový průřez s proměnnou výškou. Rozpětí jednotlivých polí mostovky je uzpůsobeno na to, aby se daly použít 36 m a 32 m dlouhé prefa nosníky. Na konci nosníků je vždy vytvořen monolitický příčník.



Obrázek 20 - Podélný řez čtvrtou variantou

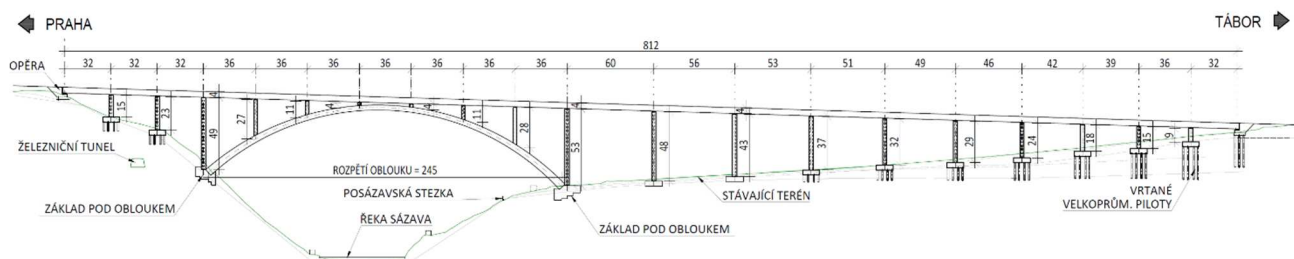
Mostovku tvoří předpjaté železobetonové prefa nosníky SMP PETRA. Jejich délka je uvažovaná buď 32 resp. 36 m. Výška nosníku je potom zvolena 1,75 m. Osová vzdálenost nosníku uvažujeme 2,4 m. Na nosnících se vytvoří sřahující železobetonová deska tl. 250 mm.



Obrázek 21 - Příčný řez čtvrtou variantou

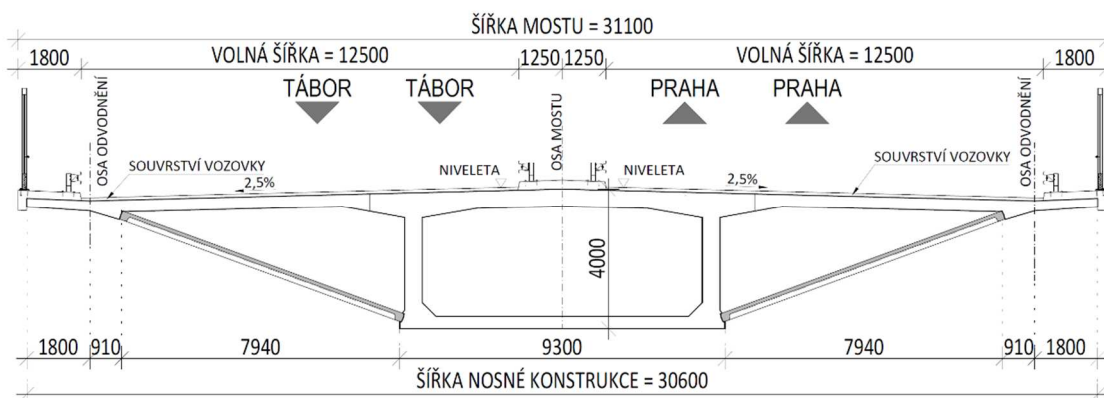
## 4.5 Pátá varianta – obloukový most

Tato varianta je nejvíce podobná stávajícímu návrhu od Pragoprojektu. Na hlavní pole přes řeku Sázavu je navržený železobetonový komorový oblouk s rozpětím 245 m. Oblouk je vetknutý do základových bloků, které jsou plošně založeny na skalnaté podloží. Příčný řez oblouku je masivnější než u stávajícího návrhu, a tvoří ho železobetonová komora o výšce 3,5 m ve vrcholu a 5 m ve vetknutí. Rozpětí polí estakády na levém břehu řeky je upraveno tak, aby to bylo co nejvíc estetické. Se snižující se výškou pilířů se snižuje i velikost rozpětí.



Obrázek 22 - Podélný řez pátou variantou

Mostovku uvažujeme předpjatou železobetonovou komoru s konzolami, které jsou podepřené vzpěrami. Výška komory mostovky je navržena konstantní po celé délce mostu s výškou 4 m, což je  $L/15$  maximálního rozpětí polí.



Obrázek 23 - Příčný řez pátou variantou

U této varianty uvažujeme výstavbu oblouku pomocí postupného zavěšování. Po dokončení oblouku je plánován výsun betonové komory od jižní opěry. Po vysunutí komory by se postupně dobetonovaly konzoly a přidaly betonové vzpěry.

## 5 Zhodnocení variant

Zavěšený most je vhodný pro takhle velké rozpětí, ačkoliv pro toto hluboké údolí se vůbec nehodí. Vysoké pylony se závěsy by v malebné přírodě sázavského údolí nepůsobily esteticky příznivě.

Letmá betonáž je velmi jednoduchá a odzkoušená metoda pro hluboká údolí. Nevýhodou je poměrně masivní komora u pilířů. Esteticky tato varianta vypadá velmi jednoduše a do krajiny by most dobře zapadl.

Extradosed je kompromis mezi mostem zavěšeným a letmo betonovaným. Pylony nad mostovkou jsou poměrně malé, takže by přes šířku mostovky nebyly zespodu příliš vidět. Díky tomu je tato varianta velmi elegantní.

Varianta s dvojicí oblouků také není ideální pro naše údolí. Pravý oblouk na poli mi přijde jako zbytečně pracné řešení. Ale i přesto je pravý oblouk lepší možností, než kdyby místo něho bylo velké množství pilířů. Velká výhoda této varianty je možnost rychlé výstavby mostovky pomocí prefa nosníků se sprahující deskou.

Poslední varianta je pro toto údolí také velmi vhodná. Bohužel musíme tuto variantu vyloučit. Ačkoliv je tam pár změn, je velmi podobná stávajícímu návrhu od Pragoprojektu.

## 6 Výběr varianty

V této části diplomové práce bylo popsáno několik navržených variant na přemostění řeky Sázavy. Představili jsme si pouze pět základních variant, které připadají v úvahu na přemostění údolí. Ostatní varianty, které byly nevhodné, v této části nejsou ani zmíněny.

Nejlepší navrhované varianty jsou letmá betonáž a typ extradosed. Pro další navrhování a posuzování si vybírám variantu číslo dvě, kde se jedná o letmou betonáž. Dále se jí budu v této diplomové práci zabývat.

### Použitá literatura

#### *Internetové zdroje*

- [01] *Dálnice D3 | Praha - Tábor - České Budějovice - Rakousko | Dálnice D3* [online]. [cit. 28.12.2020]. Dostupné z: <http://www.dalniced3.cz/#useky-dalnice-d3>
- [02] SEZNAM.CZ. Mapy.cz [online]. [cit. 28.12.2020]. Dostupné z: [:https://mapy.cz/turisticka?x=14.4823194&y=49.8690636&z=16&source=muni&id=3823](https://mapy.cz/turisticka?x=14.4823194&y=49.8690636&z=16&source=muni&id=3823)
- [03] Marushka – Mapový aplikační server. [online]. [cit. 28.12.2020]. Dostupné z: <http://sgi-nahlizenidokn.cuzk.cz/marushka/default.aspx?themeid=3&MarExtent=-990320.44597457629%20-1239836%20-346646.55402542371%20-923033&MarWindowName=Marushka>
- [04] *Dálnice D3 | Praha - Tábor - České Budějovice - Rakousko | Dálnice D3* [online]. Copyright © [cit. 28.12.2020]. Dostupné z: [http://www.dalniced3.cz/public/files/documents/d3-2016-web\\_1.pdf](http://www.dalniced3.cz/public/files/documents/d3-2016-web_1.pdf)



- [05] GALERIE: Oblíbenou posázavskou stezku má přetnout dálniční most. Podívejte se, co ŘSD chystá | FOTO 1 | E15.cz. E15.cz - *Byznys, politika, ekonomika, finance, události* [online]. Dostupné z: <https://www.e15.cz/galerie/nazory/159128/oblíbenou-posazavskou-stezku-ma-pretnout-dalnicni-most-podivejte-se-co-rsd-chysta?foto=0>
- [06] *Úvod | Časopis BETON - technologie, konstrukce, sanace (BETON TKS)* [online]. Copyright ©W [cit. 28.12.2020]. Dostupné z: [https://www.betontks.cz/sites/default/files/2006-6-22\\_0.pdf](https://www.betontks.cz/sites/default/files/2006-6-22_0.pdf)

## Seznam obrázků

Obrázek 1- Úsek dálnice D3 [01] .....	3
Obrázek 2 - turistická mapa – vyznačená trasa budoucího mostního objektu [02] .....	3
Obrázek 3- Katastrální mapa zájmového území – vyznačená trasa budoucího mostního objektu [03] .....	4
Obrázek 4 - rozdělené úseky dálnic D3 ke dni 1.6.2016 [04] .....	5
Obrázek 5 - Vizualizace stávajícího návrhu [05].....	6
Obrázek 6 - příčný řez hlavním nosným obloukem.....	6
Obrázek 7 - Podélný řez stávající variantou .....	7
Obrázek 8- Ocelová komorová mostovka .....	7
Obrázek 9 - Schéma výstavby pomocí letmé betonáže a postupným zavěšováním [06].....	8
Obrázek 10 - Podélný řez první variantou .....	9
Obrázek 11 - Příčný řez první variantou.....	9
Obrázek 12 - Podélný řez druhou variantou .....	10
Obrázek 13 - Příčný řez druhou variantou uprostřed hlavního rozpětí.....	10
Obrázek 14 - Příčný řez druhou variantou v místě estakády .....	11
Obrázek 15 - Příčný řez druhou variantou v místě nad podporou .....	11
Obrázek 16- Podélný řez třetí variantou možnost A.....	12
Obrázek 17 - Podélný řez třetí variantou možnost B.....	12
Obrázek 18- Příčný řez druhou variantou uprostřed hlavního rozpětí.....	12
Obrázek 19 - Příčný řez druhou variantou v místě nad podporou .....	13
Obrázek 20 - Podélný řez čtvrtou variantou .....	13
Obrázek 21 - Příčný řez čtvrtou variantou .....	14
Obrázek 22 - Podélný řez pátou variantou.....	14
Obrázek 23 - Příčný řez pátou variantou .....	15



**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE**

---

**Fakulta stavební**

**Katedra betonových a zděných konstrukcí**

## **Návrh dálničního mostu přes Sázavu**

Design of the highway bridge over the Sazava River

Diplomová práce

**Část B) Průvodní zpráva**

**Vypracoval: Bc. Miloš Kopecký**

Vedoucí diplomové práce: prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc., FEng.

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Praha 2021

# Obsah

<b>OBSAH .....</b>	<b>2</b>
<b>1 ZÁKLADNÍ PARAMETRY MOSTU .....</b>	<b>4</b>
1.1 UMÍSTĚNÍ MOSTU .....	4
1.2 PŘEMOŠTOVANÉ PŘEKÁŽKY .....	4
1.3 SMĚROVÉ A VÝŠKOVÉ VEDENÍ TRASY .....	4
1.4 ŠÍŘKOVÉ USPOŘÁDÁNÍ .....	5
1.5 STANIČENÍ MOSTU .....	5
<b>2 TECHNICKÉ ŘEŠENÍ MOSTU .....</b>	<b>6</b>
2.1 KONSTRUKCE MOSTU .....	6
2.2 MATERIÁLY .....	6
2.2.1 <i>Beton</i> .....	6
2.2.2 <i>Betonářská výztuž</i> .....	7
2.2.3 <i>Předpínací výztuž</i> .....	7
2.3 ZALOŽENÍ .....	9
2.4 SPODNÍ STAVBA .....	9
2.4.1 <i>Opěra O1</i> .....	9
2.4.2 <i>Opěra O9</i> .....	9
2.4.3 <i>Pilíř P2</i> .....	9
2.4.4 <i>Pilíř P3</i> .....	10
2.4.5 <i>Pilíř P4</i> .....	10
2.4.6 <i>Pilíř P5, P6, P7, P8</i> .....	11
2.5 NOSNÁ KONSTRUKCE .....	11
2.5.1 <i>Nosná konstrukce přes řeku</i> .....	11
2.5.2 <i>Nosná konstrukce – estakáda</i> .....	12
2.5.3 <i>Ložiska</i> .....	13
2.5.4 <i>Mostní závěry</i> .....	13
2.6 MOSTNÍ SVRŠEK .....	13
2.6.1 <i>Vozovka</i> .....	13
2.6.2 <i>Římsy</i> .....	14
2.7 MOSTNÍ VYBAVENÍ .....	14
2.7.1 <i>Svodidla</i> .....	14
2.7.2 <i>Odvodnění</i> .....	14
2.7.3 <i>Protihlukové stěny</i> .....	14
<b>3 VÝSTAVBA MOSTU .....</b>	<b>15</b>
3.1 NOSNÁ KONSTRUKCE NAD ŘEKOU .....	15
3.2 NOSNÁ KONSTRUKCE – ESTAKÁDA .....	16
<b>4 POUŽITÉ NORMY .....</b>	<b>16</b>
<b>5 ZÁVĚR .....</b>	<b>17</b>

<b>POUŽITÁ LITERATURA.....</b>	<b>18</b>
NORMA .....	18
PUBLIKACE.....	19
INTERNETOVÉ ZDROJE .....	19
SEZNAM OBRÁZKŮ .....	20
SEZNAM TABULEK .....	20

# 1 Základní parametry mostu

Dálniční most zadaný v této diplomové práci má následující parametry.

Tabulka 1 - Základní parametry mostu

Délka mostu	804,645 m
Délka přemostění	779,4 m
Délka nosné konstrukce přes řeku	415 m
Délka nosné konstrukce – estakáda	369,475 m
Rozpětí polí	97,9+216+99,6+80+77+75+68+68 m
Volná šířka mostu	2 × 12,5 m
Šířka chodníků	2 × 0,9 m
Šířka nosné konstrukce	30,6 m
Celková šířka mostu	31,1 m

## 1.1 Umístění mostu

V budoucnosti je plánovaná výstavba dálnice D3, která má spojit Prahu s Tábořem a následně vést až k rakouské hranici. Na této trase se mezi kilometrem 12,079 a 12,867 nachází hluboké údolí, kterým protéká řeka Sázava, a přes které má být vystavěn zadaný dálniční most. Přesná trasa byla převzata z dokumentace pro územní rozhodnutí. Tento úsek dálnice leží v katastrálním území Hostěradice a Luka pod Medníkem.

## 1.2 Přemostované překážky

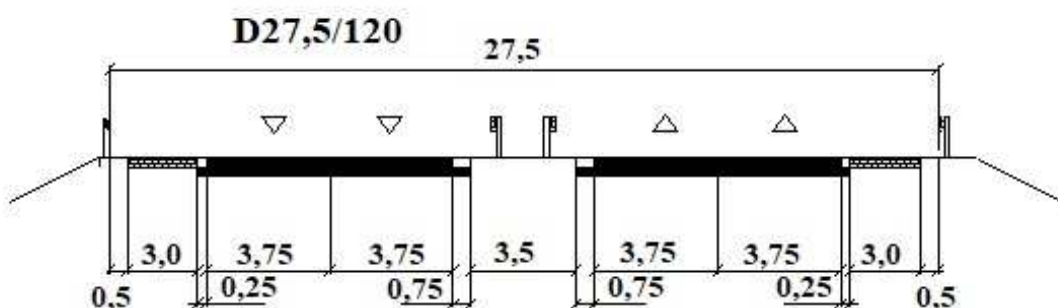
Mostní objekt bude přemostovat chráněné údolí řeky Sázavy, část chatařské oblasti, místní obslužnou komunikaci a turistickou posázavskou stezku. Dále bude přemostovat místní komunikaci, která bude muset být z důvodu výstavby mostu přeložena.

## 1.3 Směrové a výškové vedení trasy

Celý most se nachází v přímém směrovém úseku. Po celé délce mostu je uvažován konstantní klesající sklon 3,049 %.

## 1.4 Šířkové uspořádání

Most je dle požadavků šířkově uspořádán jako čtyřpruhový směrově rozdělený. Dle územního rozhodnutí spadá tato komunikace do kategorie D27,5 s návrhovou rychlostí 120 km/h. Z dané kategorie komunikace získáme příslušné šířkové uspořádání komunikace na mostě. Jízdní pruh je uvažován v šíři 3,75 m, vodící proužek vnější 0,25 m, vodící proužek vnitřní 0,75 m, šířka zpevněné krajnice je 3,0 m, šířka nezpevněné krajnice 0,5 m a střední dělicí vodící pás 3,5 m. K těmto hodnotám je přidána šířka nouzových chodníků 1 m. Na následujícím obrázku číslo 1 je vidět šířkové uspořádání na mostě.



Obrázek 1- šířkové uspořádání dálnice D27,5 [17]

## 1.5 Staničení mostu

Staničení mostu je v souladu se skutečným staničením. Dle dokumentace pro územní rozhodnutí je uvažováno se staničeními projektovým a provozním.

Tabulka 2 - Staničení mostu

Podpěra	Projektové staničení	Provozní staničení
O1	12.085 678	16.093 988
P2	12.183 577	16.191 887
P3	12.399 577	16.407 887
P4	12.499 202	16.507 512
P5	12.579 202	16.587 512
P6	12.656 202	16.664 512
P7	12.731 202	16.739 512
P8	12.799 202	16.807 512
O9	12.867 202	16.875 512

## 2 Technické řešení mostu

### 2.1 Konstrukce mostu

Most je navržen z monolitického betonu, který bude dodatečně předejpat. Konstrukce se skládá z 8 polí a dvou nosných konstrukcí. První nosná konstrukce nad řekou má rozpětí polí 97,9+216+99,6 m. Tato část je plánovaná vystavět pomocí letmé betonáže. Pilíře P2 a P3 jsou tvořeny dvojicí pilířových stěn. Na pilíři P4 jsou umístěna kalotová ložiska pro nosnou konstrukci nad řekou i pro estakádu. Nosná konstrukce nad terénem – estakáda má rozpětí polí 80+77+75+68+68 m. Dále jsou kalotová posuvná ložiska na opěrách O1 a O9 a pilířích P7, P8. Na pilířích P5 a P6 je vždy jedno pevné ložisko (viz kap. [2.5.3](#)).

Příčný řez je rozdělený na dvě části dle postupu výstavby. Nosná komora, která bude vystavěna jako první letmou betonáží, a na kterou se budou následně dobetonovávat rozšiřující konzoly s betonovými vzpěrami.

Most je navržen na živostnost 100 let.

### 2.2 Materiály

#### 2.2.1 Beton

Pro jednotlivé části nosné konstrukce byly stanoveny třídy pevnosti betonu a stupně vlivu prostředí. Uvažované betony jsou uvedeny v Tabulce 3.

Tabulka 3 - Použité materiály

Konstrukce	Pevnostní třída betonu
Nosná konstrukce	C50/60 XC4, XF2, XD1
Římsa	C35/45 XD3, XF4, XC4
Základy pilířů P2 a P3	C30/37 XC2, XA1
Základy ostatních pilířů	C25/30 XC2, XA1
Základy opěr	C25/30 XC2, XA1
Dříky pilířů P2 a P3	C45/55 XC4, XD2, XF2
Dříky ostatních pilířů	C30/37 XC4, XD2, XF2

Opěry	C30/37 XC4, XD2, XF2
Úložné prahy	C35/45 XD3, XF4, XC4
Přechodové desky	C25/30 XC2, XF3
Piloty	C25/30 XA1, XC2

Při betonáži příčníků nad pilířem P2 a P3 z betonu C50/60 bude docházet k vývinu velkého hydratačního tepla. Abychom snížili hydratační teplo u takto masivních prvků, využije se beton s 90denní pevností.

### 2.2.2 Betonářská výztuž

Po celé délce mostu byla uvažována betonářská výztuž B500B.

### 2.2.3 Předpínací výztuž

Pro předpínací výztuž byla použita předpínací lana, která mají velmi nízkou relaxaci, konkrétně Y1860-S7-15.7. Všechna lana budou následně zainjektována cementovou injektážní směsí. Lana byla předepruta na 1450 MPa.

#### **Konzolové kabely**

Pro výstavbu vahadla pomocí letmé betonáže je uvažováno předpnutí každé lamely dvěma 43 lanovými kabely. Kabely jsou umístěny při horním povrchu komory a vedeny v plechových kanálcích z líce lamely až na líc lamely na odvrácené straně vahadla. Pouze kabely pro předeprnutí poslední lamely uprostřed rozpětí jsou vedeny od líce lamely za zárodek, kde jsou kotveny. Kabely byla snaha kotvit v jádře průřezu, aby nevznikal nežádoucí tah na dolních vláknech.

#### **Spojité kabely**

V hlavním poli byly navrženy spojitě kabely z 32 kabelů po 27 lanech, které jsou vedeny v ocelových kanálcích. Tyto kabely vedou od zárodku 2Zar po 3Zar. Všechna lana byla navržena tak, aby v poli měla co největší účinnost uprostřed hlavního pole a nad podporou. Tvary kabelů jsou zobrazeny na výkresu D.08. Kabely jsou rozděleny do dvou skupin podle doby, kdy jsou předeprnuty. První skupina lan se předeprne před betonáží rozšiřujících konzol a zbývající až po betonáži rozšiřujících konzol. Kabely, které patří do první skupiny a do druhé skupiny jsou uvedeny v následující Tabulce 4. Všechny kabely jsou předeprnuty z obou stran.



Tabulka 4 - Spojité kabely

<b>Kabely předepnuty před betonáží ko.</b>	<b>Kabely předepnuty po betonáží ko.</b>
S02L, S02P	S01L, S01P
S04L, S04P	S03L, S03P
S06L, S06P	S05L, S05P
S08L, S08P	S07L, S07P
S09L, S09P, S10L, S10P	
S11L, S11P, S12L, S12P	
S13L, S13P, S14L, S14P	
S15L, S15P, S16L, S16P	

#### **Vnější kabely hlavního pole**

V hlavním poli byly navrženy také vnější spojitě kabely z 12 kabelů po 31 lanech. Kabely jsou vedeny v plastových chráničkách. Jsou rozděleny na dvě skupiny, kvůli proměnnosti průřezu. První skupina 6 kabelů vede od zárodku 2Zar přes deviátor 3, do zárodku 3Zar. Druhá skupina 6 kabelů vede od zárodku 2Zar přes deviátor 4 do zárodku 3Zar. V deviátorech budou umístěny ocelové trubky s uvažovaným poloměrem zakřivení 7,5 m. Přesný tvar kabelů lze najít na výkrese D.07. Kabely budou předepnuty z obou stran a až po vybetonování rozšiřujících konzol.

#### **Vnější kabely krajního pole**

V krajních polích byly navrženy vnější kabely a to z 12 kabelů po 31 lanech, které jsou vedeny v plastových chráničkách. Jsou rozděleny do dvou skupin podle jejich tvaru. První skupina 6 kabelů vede od zárodku přes nejbližší deviátor a druhá skupina přes vzdálenější deviátor. V deviátorech budou umístěny ocelové trubky s uvažovaným poloměrem zakřivení 7,5 m. Přesný tvar kabelů lze najít na výkrese D.06. Kabely budou předepnuty z obou stran a až po vybetonování rozšiřujících konzol.

#### **Příčné předpětí**

Pro příčné předpětí mostovky byl navržen kabel z 5 lan. Lana jsou vedena v plochých ocelových kanálcích. Kabely jsou umístěny s osovou vzdáleností 1 m a budou předepnuty střídavě. Přesný jejich tvar je možné najít na výkrese D.10.

## Konstrukční ocel

Provizorní ztužení pilířů P2 a P3 během výstavby jsou navržena z oceli S235.

## 2.3 Založení

Podklady pro návrh neobsahovaly údaje o geologii. Pouze v podélném řezu z DÚR byly schematicky naznačeny mocnosti geologických vrstev, a z toho bylo předpokládáno, že pilíře P2, P3, P4 a opěra O1 jsou založeny plošně na pevné skále a pilíře P5, P6, P7, P8 a O9 jsou založeny na velkopřůměrových pilotách.

## 2.4 Spodní stavba

### 2.4.1 Opěra O1

Opěra O1 se skládá ze základů, dřívku a úložného prahu. Základ je uvažován se základními rozměry 30,4 m, 4,55 m a výškou 1,5 m. Z tohoto základu dále vystupují další základy pod křídlo o rozměrech 3,1 m, 2,15 m a výškou 1,5 m a také pod úložný práh o rozměrech 14,2 m, 3,07 m a výškou 1,5 m. Ze základu vystupuje dřívok opěry, který má šíři 0,8 m a výšku 9,1 m. Dřívok opěry je v horní části rozšířen a je na něm umístěn mostní dilatační závěr. Směrem za rub opěry je umístěna přechodová deska tl. 300 mm. Rub opěry (přechodová oblast) je vytvořena dle ČSN 73 6244. Ze základu také vystupuje úložný práh, který má rozměr 14,2 m na 3,82 m a výšku 1,66 m. Horní hrana je ve 4 % spádu ke dřívku opěry, kde je umístěn odvodňovací žlábek. Na horní hraně jsou nabetonované nálitky pod kalotová ložiska. Přesný tvar lze najít ve výkresu D.04.

### 2.4.2 Opěra O9

Opěra O9 je velmi podobná opěře O1 s tím rozdílem, že je jiná výška dřívku opěry a jiný způsob založení.

### 2.4.3 Pilíř P2

Pilíř P2 se nachází na pravém břehu řeky Sázavy ve velmi příkrém svahu. Pilíř se skládá z dvojice pilířových stěn a základu. Základ je založen plošně na pevné skále. Základní rozměry základu jsou 30 m × 20 m × 12,5 m (š × d × v). Výška základu se

stupňovitě mění na dolní hraně základu podle sklonu terénu. Stupeň je vysoký 2,5 m, šířka 3,5 m. Ze základu vystupují dva betonové dřívky s osovou vzdáleností 8 m. Příčný řez pilířové stěny u základu je zaoblený obdélník, který má rozměry 4 m na 14,3 m, ve kterém je výlisek šířky 8,8 m a tloušťky 0,2 m. Příčný řez pilíře se do výšky 31,25 m nad základem mění s parabolickým průběhem. Od této výšky je průřez až k zárodku konstantní. Příčný řez u zárodku je tedy zaoblený obdélník s rozměry 11,3 m na 3,0 m a s výliskem šířky 5,8 m a tloušťky 0,2 m. Obě pilířové stěny mají shodný průběh. Výška pilířové stěny P2a je od základu k zárodku 39,781 m a pilířové stěny P2b je 39,441 m. Výkres tvaru pilíře P2 lze nalézt na výkrese D.04.

#### 2.4.4 Pilíř P3

Pilíř P3 se nachází na levém břehu řeky Sázavy. Pilíř se skládá z dvojice pilířových stěn a základu. Základ je založen plošně na pevné skále. Základní rozměry základu jsou 30 m × 20 m × 9,5 m (š × d × v). Výška základu se stupňovitě mění na dolní hraně základu podle sklonu terénu. Stupeň je vysoký 1,5 m, šířka 5 m. Ze základu vystupují dva betonové dřívky s osovou vzdáleností 8 m. Příčný řez pilířové stěny u základu je zaoblený obdélník, který má rozměry 4,62 m na 16,086 m, ve kterém je výlisek šířky 10,586 m a tloušťky 0,2 m. Příčný řez pilíře se do výšky 42,3 m nad základem mění s parabolickým průběhem. Od této výšky je průřez až k zárodku konstantní. Příčný řez u zárodku je tedy zaoblený obdélník s rozměry 11,3 m na 3,0 m a s výliskem šířky 5,8 m a tloušťky 0,2 m. Obě pilířové stěny mají shodný průběh. Výška pilířové stěny P3a je od základu k zárodku 51,077 m a pilířové stěny P3b je 50,741 m. Výkres tvaru pilíře P3 lze nalézt na výkrese D.04.

#### 2.4.5 Pilíř P4

Pilíř P4 se nachází již v mírném svahu na orné půdě. Skládá se ze základu, dřívku a rozšířené hlavy pilíře. Základ ve tvaru kvádrů s rozměry 14,0 m × 19,0 m × 3,5 m (d × š × v) je založen plošně na skále. Ze základu vystupuje dřív pilíře, který má průřez ve tvaru písmene H. Výška průřezu je 11,170 m a šířka 4,775 m. Šířka stojiny uprostřed průřezu je 2,1 m. Výška pilíře od základu je 43,66 m. Dřív pilíře se v posledních 3,5 m rozšíří z průřezu H na plný obdélníkový průřez v rozměrech 11,170 m a šířkou 4,775 m. Na

hlavě pilíře jsou uloženy dvě dvojice ložisek pro nosnou část nad řekou a pro nosnou část – estakáda. Výkres tvaru pilíře P4 lze nalézt na výkrese D.04.

#### 2.4.6 Pilíř P5, P6, P7, P8

Pilíře P5, P6, P7 a P8 se nacházejí již v mírném svahu na zemědělské půdě. Pilíře se skládají ze základu a dříku pilíře. Základ je ve tvaru kvádrů s rozměry 12,0 m × 19,0 m × 3,5 m (d × š × v) a je založen na velkopřůměrových pilotách. Ze základu vystupuje dřík pilíře, který má průřez ve tvaru písmene H. Výška průřezu je 11,0 m a šířka 4,0 m. Šířka stojiny uprostřed průřezu je 2,1 m. Výška pilíře P5 od základu je 37,55 m, P6 je 29,6 m, P7 je 22,21 m a P8 je 12,4 m. Na hlavě pilířů jsou osazena ložiska pro nosnou část – estakáda. Přesný druh ložiska na pilíři je popsán v kapitole 2.5.3.

## 2.5 Nosná konstrukce

Nosná konstrukce je nad pilířem P4 rozdělená na dvě části. Na nosnou část nad řekou a nosnou část směrem k Táboru – estakáda.

### 2.5.1 Nosná konstrukce přes řeku

Nosná konstrukce přes řeku je z monolitického betonu, který je dodatečně předepnutý. Příčný řez nosné konstrukce se skládá z monolitické betonové komory, rozšiřujících monolitických konzol a prefabrikovaných betonových vzpěr. Nejprve se vystaví komora pomocí letmé betonáže a po dokončení letmé betonáže bude následně probíhat betonáž rozšiřujících betonových konzol.

Rozpětí hlavního pole je 216 m, krajního levého pole 97,9 m a pravého 94,24 m. Délka zárodků na pilíři je 18 m. Vzdálenost mezi zárodky je 208 m. Výška komory je po délce nosníku proměnná podle paraboly druhého stupně. Parabola byla doporučena dle publikace [10]. U pilíře je výška komory 12,5 m, což je poměr 1/17,3 k rozpětí pole a uprostřed rozpětí je výška komory 6,9 m, tedy poměr 1/31,3. Tloušťka dolní desky komory se po délce nosníku také mění. U pilíře je tloušťka 1,1 m, která se podle parabolického průběhu mění až na tloušťku 0,4 m, která je uprostřed rozpětí. Tloušťka horní desky v komoře je 0,55 m. Také tloušťka stěny komory se po délce nosníku mění.

Konzoly 2a a 3b jsou rozděleny na 23 lamel. Konzoly 2b a 3a jsou rozděleny na 24 lamel a uzavírací dobetonávku délky 5 m. Prvních 11 lamel od pilíře je vybetonováno v délce 3,5 m, následujících 7 lamel již v délce 4 m. Následující lamely jsou již v délce 5 m, a to pro konzolu 2b a 3a, kde je 6 lamel. A pro konzolu 2a a 3b, kde jsou pouze 4 lamely a poslední je v délce 4 m. Bylo uvažováno, že maximální hmotnost lamely nesmí přesáhnout 330 t.

Na pilíři P2 a P3 jsou vybetonovány monolitické příčnický šířky 3 m, ve kterých je pouze průchozí otvor o velikosti 1,5 m na 2 m. Koncové příčnický nad opěrou a nad pilířem jsou šířky 1,5 m s otvorem 1,5 m na 2 m. Kvůli malé šířce koncových příčnicků budou příčně předepnuty.

Rozšiřující konzoly budou dodatečně vybetonovány v tloušťce 0,4 m. V místě vzpěry se deska rozšíří na 0,85 m a poté se lineárně mění až na kraj konzoly, kde je tloušťka konzoly 0,250 m.

Betonové vzpěry podpírají rozšiřující konzoly. Vzpěry jsou navrženy jako deskové prefabrikáty. Šířka betonové vzpěry je 1,5 m, délka 8,57 m a tloušťka 0,35 m. Vzpěra má na dolní straně prolis šířky 0,9 m a tloušťky 0,1 m. Na dolní straně je vzpěra zaoblena a ztužena ocelovým plechem a z horní části bude vyčnívat betonářská výztuž, která bude následně zabetonovaná do rozšiřujících konzol.

### 2.5.2 Nosná konstrukce – estakáda

Nosná konstrukce je z monolitického betonu, který je dodatečně předepnutý. Příčný řez nosné konstrukce se skládá z monolitické betonové komory, rozšiřujících monolitických konzol a prefabrikovaných betonových vzpěr. Nejprve se vystaví komora pomocí pevné skruže a lehké posuvné skruže a po dokončení celé komory bude následovat postupná betonáž rozšiřujících betonových konzol.

Rozpětí polí je  $78,6 + 77 + 75 + 68 + 68$  m. Výška komory je po délce nosníku konstantní s výškou 7 m. Tloušťka stěn a tloušťka dolní desky se po délce nosníku mění. Nad pilířem je tloušťka stěny 0,9 m a dolní desky 0,7 m. Uprostřed rozpětí pak je tloušťka stěny 0,65 m a spodní desky 0,4 m.

Nad každým pilířem je vybetonovaný příčník šířky 1,5 m s průlezným otvorem o rozměrech 1,5 m na 2 m.

Rozšiřující konzoly a prefabrikované vzpěry jsou stejné jako v kapitole 2.5.1.

Bohužel kvůli časové tísni nebyla tato část konstrukce rozpracována ve statickém výpočtu.

### 2.5.3 Ložiska

Na opěrách a pilířích jsou navržena kalotová ložiska podle Tabulky 5. Pravá/ levá strana je brána ve směru staničení.

Tabulka 5 - Typy ložisek na pilířích

Opěra / pilíř	Pravá strana	Levá strana
O1	Podélně posuvné	Všesměrně posuvné
P4a	Podélně posuvné	Všesměrně posuvné
P4b	Podélně posuvné	Všesměrně posuvné
P5	Pevné	Příčně posuvné
P6	Pevné	Příčně posuvné
P7	Podélně posuvné	Všesměrně posuvné
P8	Podélně posuvné	Všesměrně posuvné
O9	Podélně posuvné	Všesměrně posuvné

### 2.5.4 Mostní závěry

Na opěře O1, O9 a pilíři P4 jsou navrženy mostní lamelové závěry s dilatačním pohybem  $\pm 200$  mm.

## 2.6 Mostní svršek

### 2.6.1 Vozovka

Skladba na mostě je navržena dvouvrstvá, a to ve v následujícím složení:

Tabulka 6 - Vozovkové souvrství

Vrstva vozovky	Tloušťka vrstvy
Obrusná vrstva ACO 11+	40 mm
Ochranná izolace MA 11 IV	45 mm
Hydroizolace NAIP	5 mm
Penetračně adhezní nátěr	-
Celková tl. vozovky	90 mm

### 2.6.2 Římsy

Římsy jsou navrženy z monolitického železobetonu. Do nosné konstrukce jsou kotveny vleповacími kotvami. Levá římsa je zrcadlově stejná jako pravá římsa. Na římsu uvažujeme s nouzovým chodníkem o šířce 0,9 m. Do říms jsou kotvena mostní svodidla a protihluková stěna. Šířka římsy je 1,8 m, přičemž o 0,25 m přesahuje nosnou konstrukci. Tloušťka římsy je 225 mm a horní hrana římsy je ve 4 % spádu směrem k ose odvodnění. Výška obruby je 150 mm ve sklonu 5:1.

## 2.7 Mostní vybavení

### 2.7.1 Svodidla

Podél volné šířky mostu byla navržena ocelová svodidla. Svodidla jsou kotvena do říms a do středního dělicího pásu dle výrobce. Bylo uvažováno s úrovní zadržení H2. Osová vzdálenost sloupků byla stanovena na 2 m. V místě dilatačních mostních závěrů je navržen dilatační díl.

### 2.7.2 Odvodnění

Po celé délce mostu je konstantní příčný sklon 2,5 % k ose odvodnění a podélný sklon 3,049 %, který zajistí odvod vody z plochy do odvodňovačů. Pro získání přesného počtu odvodňovačů a jejich rozmístění by měl být proveden výpočet. Z odvodňovače se voda pomocí podélných a příčných svodů dostane do hlavního podélného svodu, který je umístěn na vnějším líci komory. Podélný svod je jak pro pravou, tak levou část mostu. Hlavní svody jsou předběžně navrženy z plastového potrubí d400. V místě dilatačního mostního závěru je na potrubí navržen kompenzátor. Potrubí pokračuje až za rub opěry O9, kde jsou potrubí spojeny a následně vypuštěny do zpevněného žlabu.

### 2.7.3 Protihlukové stěny

Na kraji obou říms jsou navrženy protihlukové stěny výšky 3 m. Přesný tvar a způsob kotvení budou stanoveny podle výrobce.

## 3 Výstavba mostu

### 3.1 Nosná konstrukce nad řekou

Nosná konstrukce nad řekou bude vystavěna pomocí letmé betonáže. Nejprve bude vystavěna příjezdová komunikace k místu základu pod pilířem P2, který se nachází v příkrém svahu. Poté přijdou na řadu výkopové bourací práce až do doby, než se dostaneme na základovou spáru pilíře P2 a P3. Výstavba započne betonáží plošných základů pod pilířem P2 a P3. Po vybetonování základových patek bude následovat postupná betonáž pilířových stěn pomocí šplhavého bednění po úsecích 3 až 4 m. Po dosažení určité výšky budou pilířové stěny mezi sebou ztuženy ocelovou příhradovou konstrukcí. V horní třetině výšky pilíře bude toto provizorní ztužení dvakrát.

Následně budou na pevné skruži vybetonované zárodky vahadel. Po vybetonování zárodku a dosažení požadované pevnosti, bude zárodek předepnut prvními konzolovými kabely. Na zárodcích se postupně sestaví betonážní vozíky pro letmou betonáž. Po seřízení a důkladné kontrole vozíku proběhne betonáž prvních lamel. Jednotlivá lamela se bude betonovat na 3 části. Nejprve proběhne vyztužení a betonování dolní desky a stěn komory, následně proběhne vyztužení a betonáž horní desky. Následuje ošetření betonu a po dosažení požadované pevnosti betonu (uvažováno po třech dnech), budou první lamely předepnuty druhou skupinou konzolových kabelů. Následně bude betonážní vozík posunut do nové polohy, výškově srovnán pomocí geodetického měření a proběhne zde znovu již zmíněný proces betonování. Tento proces se bude několikrát opakovat. Některé lamely budou nepatrně rozdílné, kvůli deviátorům nebo nálitkům pro kladné kabely.

Mezi opakujícím se procesem betonáže vahadla budou provedeny výkopové práce pro základy opěry O1 a O9 a pilířů P4 až P8. Kvůli konfliktu základu opěry O9 s místní komunikací bude muset být komunikace přeložena. Následně budou provedeny hlubinné základy pomocí velkopřůměrových pilot. Poté budou vybetonovány všechny základy. Postupně budou vybetonovány dříky pilířů pomocí šplhavého bednění a pomocí pevného bednění budou vybetonovány opěry.

Mezitím se na vahadlech vybetonovala poslední krajní lamela (nad opěrou O1 a pilíři P4). Následuje již betonáž lamel pouze na konzolách 2b a 3a v hlavním poli. Po



vybetonování uzavírací dobetonávky proběhne předepnutí první části spojitých přepínacích kabelů v hlavním poli.

Následně proběhne postupná betonáž rozšiřujících konzol pomocí dvou betonážních vozíků. Postupný proces betonování je popsán ve statickém výpočtu. Po dobetonování poslední rozšiřující konzoly, proběhne předepnutí konstrukce pomocí druhé skupiny spojitých kabelů, vnějších kabelů v krajním poli, vnějších kabelů v hlavním poli a kladných kabelů. Poté bude most opatřen mostním svrškem a mostním vybavením. Po úspěšné statické zatěžovací zkoušce může být most vpuštěn do provozu. Postup výstavby je uveden na výkrese č. D.11.

### **3.2 Nosná konstrukce – estakáda**

Pole 7 a pole 8 budou vybetonována na pevné skruži. Následující pole 6, 5 a 4 budou betonována na lehké posuvné skruži, která se bude posouvat po dočasných podporách. Po vybetonování všech polí, proběhne postupná betonáž rozšiřujících konzol.

## **4 Použité normy**

ČSN EN 1992-1-1 [01]

ČSN EN 1992-2 [02]

ČSN EN 1991-1-1 [03]

ČSN EN 1991-2 [04]

ČSN EN 1991-1-4 [05]

ČSN EN 1991-1-5 [06]

ČSN EN 1991-1-6 [07]

ČSN 73 6200 [08]

ČSN EN 1990 [09]

## 5 Závěr

Pro dálniční most přes řeku Sázavu bylo ve studii nejprve vytvořeno několik variant přemostění údolí. Varianty byly zhodnoceny a jako nejlepší alternativní varianta k plánovanému obloukovému mostu byla vybrána varianta letmé betonáže.

V průvodní zprávě byly popsány základní údaje o mostu, technické parametry a popis výstavby mostu.

Ve statické zprávě pak byla varianta již důkladně řešena. Byly stanoveny pevnosti základních materiálů, zatížení během výstavby, zatížení v definitivním stavu a rovnice kombinací. Dále byl rozmyšlen přesný průběh výstavby a stanoveny jednotlivé fáze výstavby pomocí letmé betonáže. Výpočtový model byl vytvořen v programu Midas Civil.

Následně byla určena délka lamel, byl stanoven předběžný návrh předpínací výztuže konzolových kabelů pro vahadla a spojitých kabelů. Kabely byly vloženy do daných fází výstavby a postupně upravovány tak, aby byly splněny požadavky mezního stavu použitelnosti během výstavby a v definitivním stavu. Následně byla posouzena normálová napětí na vahadle během rovnoměrné a během nerovnoměrné výstavby vahadel. Bylo posouzeno i normálové napětí během výstavby rozšiřujících konzol. Následně byla konstrukce posouzena v definitivním stavu na mezní stav použitelnosti v uvedení do provozu a na konci životnosti mostu.

Vybrané řezy na konstrukci byly posouzeny na mezní stav únosnosti. Pro pilíře P2a, P2b, P3a a P3b byla navržena betonářská výztuž v hlavě a v patě pilíře, která byla následně posouzena na mezní stav únosnosti. Příčné předpětí mostovky bylo navrženo na deskostěnovém modelu na kvazistálou kombinaci. Všechny vyhotovené posudky vyhověly na mezní stav použitelnosti a mezní stav únosnosti.

Navržená konstrukce by byla realizovatelná a mohlo by se dále pokračovat v návrhu.

## Použitá literatura

### Norma

- [01] Český normalizační institut. *ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí: část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby = Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.*
- [02] Český normalizační institut. *ČSN EN 1992-2 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí: část 2: Betonové mosty. Navrhování a konstrukční zásady = Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 2: Concrete bridges - Design and detailing rules.*
- [03] Český normalizační institut. *ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí: část 1-1: Obecná zatížení. Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb = Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings.*
- [04] Český normalizační institut. *ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí: část 2: Zatížení mostů dopravou = Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges.*
- [05] Český normalizační institut. *ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí: část 1-4: Obecná zatížení. Zatížení větrem = Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind loads.*
- [06] Český normalizační institut. *ČSN EN 1991-1-5 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí: část 1-5: Obecná zatížení. Zatížení teplotou = Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-5: General actions - Thermal Actions.*
- [07] Český normalizační institut. *ČSN EN 1991-1-6 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí: část 1-6: Obecná zatížení. Zatížení během provádění = Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-6: General actions - Actions during execution.*

- [08] Český normalizační institut. *ČSN 73 6200 Mostní názvosloví = Bridges. Terminology.*
- [09] Český normalizační institut. *ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí = Eurocode: Basis of structural design.*

## Publikace

- [10] STRÁSKÝ, Jiří a Česká komora autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě. *Betonové mosty*. 1. vyd. Praha: Český svaz stavebních inženýrů, 2001. ISBN 808642605X
- [11] KUKAŇ, Vlastimil et al. *Betonové mosty: zatížitelnost : doplňkové skriptum*. Vyd. 1. Praha: Nakladatelství ČVUT, 2007. ISBN 8001036332.
- [12] SEČKÁŘ, Milan a Vysoké učení technické (Brno). Fakulta stavební. *Betonové mosty I*. 1. vyd. Brno: VUTIUM, 1998. ISBN 9788021413061
- [13] NAVRÁTIL, Jaroslav. *Předpjaté betonové konstrukce*. Vyd. 2. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2008. ISBN 9788072045617
- [14] ŠAFÁŘ, Roman a České vysoké učení technické v Praze. Stavební fakulta. *Betonové mosty 2: návrh předpjátého mostu podle Eurokódů : cvičení*. Vyd. 1. V Praze: České vysoké učení technické, 2009. ISBN 8001044335
- [15] FOGLEAR, Marek et al. *Betonové konstrukce 3: navrhování betonových konstrukcí na MSP, úvod do předpjátého betonu*. 1. vyd. Praha: České vysoké učení technické, 2011. ISBN 8001049434
- [16] MONDORF, P. E. *Concrete bridges*. New York: Taylor & Francis, 2006. ISBN 9780415393621

## Internetové zdroje

- [16] Brožury | VSL. *VSL* [online]. Copyright © VSL SYSTEMS [cit. 28.12.2020]. Dostupné z: <http://www.vsl.cz/brozury/>

- [17] Kategorie komunikaci | ceskedalnice.cz [online]. Copyright © 2002 [cit. 30.12.2020]. Dostupné z: <http://www.ceskedalnice.cz/odborne-info/kategorie-komunikaci/>

## Seznam obrázků

Obrázek 1- šířkové uspořádání dálnice D27,5.....	5
--	---

## Seznam tabulek

Tabulka 1 - Základní parametry mostu.....	4
Tabulka 2 - Staničení mostu .....	5
Tabulka 3 - Použité materiály .....	6
Tabulka 4 - Typy ložisek na pilířích.....	13
Tabulka 5 - Vozovkové souvrství.....	13



**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE**

---

**Fakulta stavební**

**Katedra betonových a zděných konstrukcí**

## **Návrh dálničního mostu přes Sázavu**

Design of the highway bridge over the Sazava River

Diplomová práce

**Část C) Statický výpočet**

**Vypracoval: Bc. Miloš Kopecký**

Vedoucí diplomové práce: prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc., FEng.

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Praha 2021

# Obsah

<b>OBSAH .....</b>	<b>2</b>
<b>1 PRŮVODNÍ ZPRÁVA K VÝPOČTU .....</b>	<b>4</b>
1.1 PRUTOVÝ MODEL .....	4
1.1.1 <i>Fáze výstavby .....</i>	5
1.2 DESKOSTĚNOVÝ MODEL – ČÁST KONSTRUKCE .....	11
<b>2 MATERIÁL .....</b>	<b>12</b>
2.1 BETON C45/55 .....	12
2.1.1 <i>Vývoj vlastností betonu v čase .....</i>	12
2.2 BETON C50/60 .....	13
2.2.1 <i>Vývoj vlastností betonu v čase .....</i>	14
2.3 PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ .....	15
2.4 BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ .....	15
2.5 OCEL .....	16
<b>3 ZATÍŽENÍ .....</b>	<b>17</b>
3.1 STÁLÉ ZATÍŽENÍ – DEFINITIVNÍ STAV .....	17
3.1.1 <i>Vlastní tíha .....</i>	17
3.1.2 <i>Ostatní stálé zatížení .....</i>	17
3.2 STÁLÉ ZATÍŽENÍ – MONTÁŽNÍ STAV .....	18
3.2.1 <i>Vlastní tíha .....</i>	18
3.3 PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ – DEFINITIVNÍ STAV .....	18
3.3.1 <i>Doprava .....</i>	18
3.3.2 <i>LM1 .....</i>	18
3.3.3 <i>LM3 .....</i>	20
3.3.4 <i>Chodci .....</i>	21
3.3.5 <i>Teplota .....</i>	21
3.3.6 <i>Zatížení větrem .....</i>	22
3.4 PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ – MONTÁŽNÍ STAV .....	23
3.4.1 <i>Montážní zatížení .....</i>	23
3.4.2 <i>Tíha betonářského vozíku a čerstvého betonu .....</i>	23
3.4.3 <i>Teplota .....</i>	24
3.4.4 <i>Vítr .....</i>	25
<b>4 KOMBINACE .....</b>	<b>26</b>
4.1 MSP .....	26
4.2 MSU .....	26
<i>Vysvětlené symboly .....</i>	26
4.2.1 <i>Doporučené součinitele <math>\psi</math> .....</i>	27
<b>5 PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽE .....</b>	<b>28</b>

5.1	KONZOLOVÉ KABELY .....	28
5.1.1	<i>Kotvení konzolových kabelů</i> .....	30
5.2	SPOJITÉ KABELY .....	31
5.3	KLADNÉ KABELY.....	33
5.4	ZMĚNA PŘEDPĚTÍ .....	34
<b>6</b>	<b>POSOUZENÍ MSP .....</b>	<b>36</b>
6.1	MONTÁŽNÍ STAV .....	37
6.2	DEFINITIVNÍ STAV.....	44
6.3	PŘETVOŘENÍ – DEFORMACE .....	53
<b>7</b>	<b>POSOUZENÍ MSU .....</b>	<b>55</b>
7.1	DEFINITIVNÍ STAV.....	55
7.2	INTERAKCE NORMÁLOVÉ SÍLY A OHYBOVÉHO MOMENTU .....	62
7.3	SMYK .....	67
<b>8</b>	<b>POSOUZENÍ PILÍŘŮ.....</b>	<b>71</b>
8.1	PILÍŘ P3A .....	72
8.2	PILÍŘ P3B.....	74
8.3	PILÍŘ P2A .....	77
8.4	PILÍŘ P2B.....	80
<b>9</b>	<b>PŘÍČNÉ PŘEDPĚTÍ.....</b>	<b>82</b>
	<b>POUŽITÁ LITERATURA.....</b>	<b>87</b>
	NORMY.....	87
	PUBLIKACE.....	88
	INTERNETOVÉ ZDROJE .....	88
	SEZNAM OBRÁZKŮ .....	89
	SEZNAM TABULEK .....	91

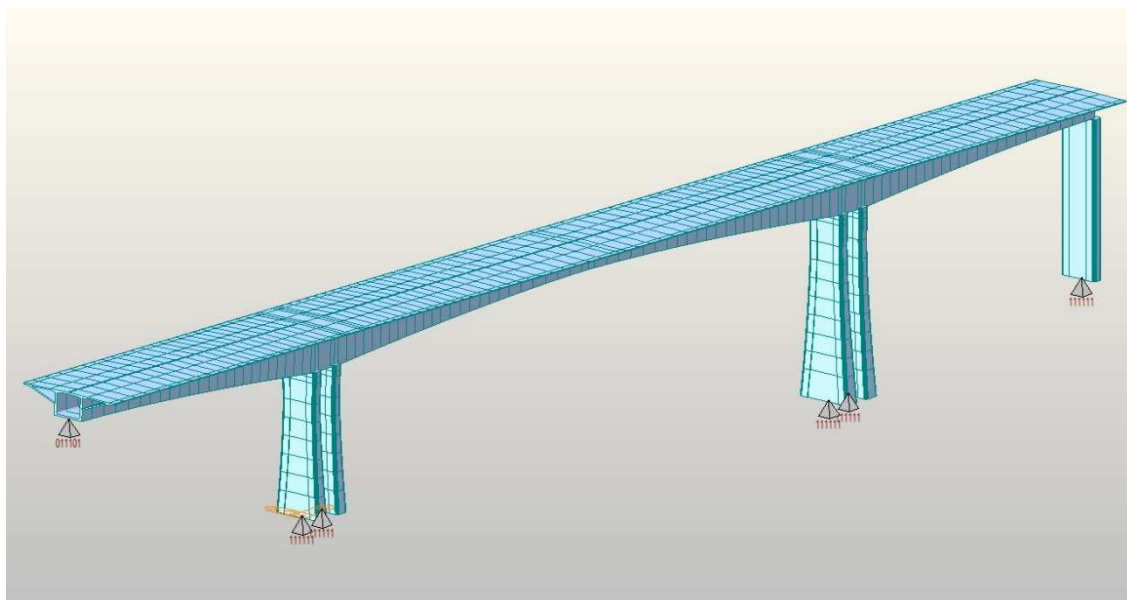


# 1 Průvodní zpráva k výpočtu

Cílem této části diplomové práce je návrh a posouzení hlavních nosných prvků varianty letmé betonáže, která byla vybrána ve studii. Pro návrh byly vytvořeny výpočetní modely v programu Midas Civil. Výpočetní model zohledňuje jednotlivé fáze výstavby až po konec životnosti mostu. Návrh byl posouzen na mezní stavy použitelnosti a mezní stavy únosnosti.

## 1.1 Prutový model

V programu Midas Civil byl vytvořen prutový model. Hlavní nosný trám je vymodelován s proměnným průřezem. Kvůli proměnnosti průřezu je prut zarovnan dle horní hrany. Most se nachází v půdorysně přímém úseku a s podélným konstantním sklonem, a proto je vymodelován včetně podélného sklonu. Pilíře P2, P3 a P4 jsou vetknuté do základového bloku. Opěra O1 je modelována jako posuvná podpora, která zabraňuje posunu ve směru y a z (011000). Mezi pilířem P2, P3 a komorou je tuhé rameno. Mezi pilířem P4 a komorou je rameno, které zabraňuje posunu ve směru y a z.



Obrázek 1 - prutový výpočetní model

Výška komory u pilíře byla ze studie zvýšena na 12,5 m a v poli na 7 m. Proměnná výška průřezu směrem do hlavního pole je stejná jako ke krajnímu poli. Délka hlavního rozpětí mezi pilíři P2 a P3 je 216 m.

### 1.1.1 Fáze výstavby

Prutový výpočetní model řeší postupnou výstavbu pomocí letmé betonáže a následné betonáže rozšiřujících konzol. Letmá betonáž bude provedena pomocí čtyř betonážních vozíků. Výstavba byla rozdělena do 47 fází. Jednotlivé fáze výstavby jsou popsány v následující tabulce. Délka výstavby jedné fáze by měla dle předpokladu trvat 8 dní. Během výpočtu byly zohledněny proměnné vlastnosti betonu v čase jako jsou dotvarování, smršťování a nárůst modulu pružnosti.

Tabulka 1 - Fáze výstavby

Č. fáze výstavby	kroky fáze	Název činnosti	Přidaný prvek	Přidané zatížení	Odebrané zatížení	Trvání fáze [dny]
1	1	Výstavba pilířů				10
2	1	Vybetonování zárodku	Zárodek	Bed. Zárodku		2
	2			Mokrý B. 0		3
	3	Ošetřování B.				3
3	1	Rozšíření zárodku	Roz. zárodek	Předpětí 0	Mokrý B. 0	1
	2			Beton. Vozík 1	Bed. Zárodku	1
	3			Mokrý B. 1		3
	4	Ošetřování B.				3
4	1	Lamela 1	Lamela 1	Předpětí 1	Mokrý B. 1	1
	2			Beton. Vozík 2	Beton. Vozík 1	1
	3			Mokrý B. 2		3
	4	Ošetřování B.				3
5	1	Lamela 2	Lamela 2	Předpětí 2	Mokrý B. 2	1
	2			Beton. Vozík 3	Beton. Vozík 2	1
	3			Mokrý B. 3		3
	4	Ošetřování B.				3
6	1	Lamela 3	Lamela 3	Předpětí 3	Mokrý B. 3	1
	2			Beton. Vozík 4	Beton. Vozík 3	1
	3			Mokrý B. 4		3
	4	Ošetřování B.				3
7	1	Lamela 4	Lamela 4	Předpětí 4	Mokrý B. 4	1
	2			Beton. Vozík 5	Beton. Vozík 4	1
	3			Mokrý B. 5		3
	4	Ošetřování B.				3
8	1	Lamela 5	Lamela 5	Předpětí 5	Mokrý B. 5	1
	2			Beton. Vozík 6	Beton. Vozík 5	1
	3			Mokrý B. 6		3
	4	Ošetřování B.				3
9	1	Lamela 6	Lamela 6	Předpětí 6	Mokrý B. 6	1
	2			Beton. Vozík 7	Beton. Vozík 6	1
	3			Mokrý B. 7		3
	4	Ošetřování B.				3

Návrh dálničního mostu přes Sázavu  
 ČVUT, Fakulta stavební, katedra betonových a zděných staveb  
 Miloš Kopecný

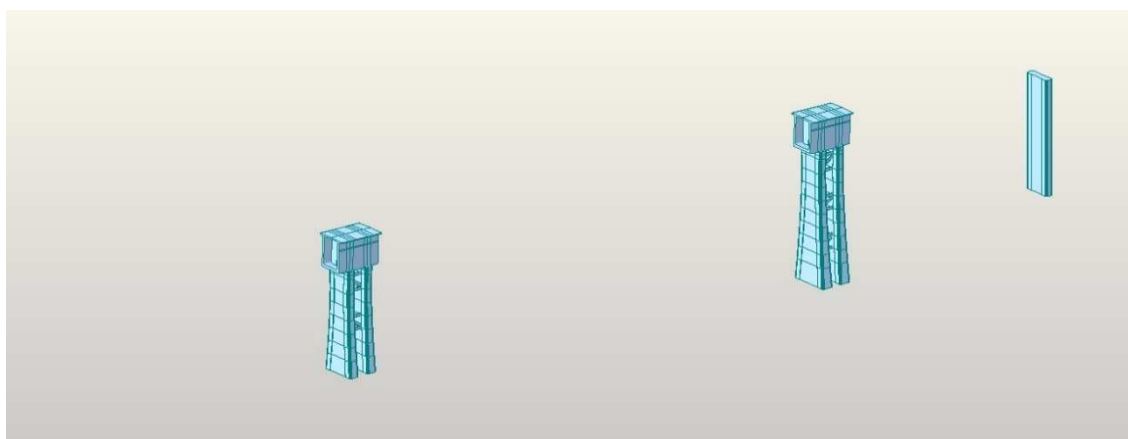
Č. fáze výstavby	kroky fáze	Název činnosti	Přidaný prvek	Přidané zatížení	Odebrané zatížení	Trvání fáze [dny]
10	1	Lamela 7	Lamela 7	Předpětí 7	Mokrý B. 7	1
	2			Beton. Vozík 8	Beton. Vozík 7	1
	3			Mokrý B. 8		3
	4	Ošetřování B.				3
11	1	Lamela 8	Lamela 8	Předpětí 8	Mokrý B. 8	1
	2			Beton. Vozík 9	Beton. Vozík 8	1
	3			Mokrý B. 9		3
	4	Ošetřování B.				3
12	1	Lamela 9	Lamela 9	Předpětí 9	Mokrý B. 9	1
	2			Beton. Vozík 10	Beton. Vozík 9	1
	3			Mokrý B. 10		3
	4	Ošetřování B.				3
13	1	Lamela 10	Lamela 10	Předpětí 10	Mokrý B. 10	1
	2			Beton. Vozík 11	Beton. Vozík 10	1
	3			Mokrý B. 11		3
	4	Ošetřování B.				3
14	1	Lamela 11	Lamela 11	Předpětí 11	Mokrý B. 11	1
	2			Beton. Vozík 12	Beton. Vozík 11	1
	3			Mokrý B. 12		3
	4	Ošetřování B.				3
15	1	Lamela 12	Lamela 12	Předpětí 12	Mokrý B. 12	1
	2			Beton. Vozík 13	Beton. Vozík 12	1
	3			Mokrý B. 13		3
	4	Ošetřování B.				3
16	1	Lamela 13	Lamela 13	Předpětí 13	Mokrý B. 13	1
	2			Beton. Vozík 14	Beton. Vozík 13	1
	3			Mokrý B. 14		3
	4	Ošetřování B.				3
17	1	Lamela 14	Lamela 14	Předpětí 14	Mokrý B. 14	1
	2			Beton. Vozík 15	Beton. Vozík 14	1
	3			Mokrý B. 15		3
	4	Ošetřování B.				3
18	1	Lamela 15	Lamela 15	Předpětí 15	Mokrý B. 15	1
	2			Beton. Vozík 16	Beton. Vozík 15	1
	3			Mokrý B. 16		3
	4	Ošetřování B.				3
19	1	Lamela 16	Lamela 16	Předpětí 16	Mokrý B. 16	1
	2			Beton. Vozík 17	Beton. Vozík 16	1
	3			Mokrý B. 17		3
	4	Ošetřování B.				3
20	1	Lamela 17	Lamela 17	Předpětí 17	Mokrý B. 17	1
	2			Beton. Vozík 18	Beton. Vozík 17	1
	3			Mokrý B. 18		3
	4	Ošetřování B.				3
21	1	Lamela 18	Lamela 18	Předpětí 18	Mokrý B. 18	1
	2			Beton. Vozík 19	Beton. Vozík 18	1
	3			Mokrý B. 19		3
	4	Ošetřování B.				3
22	1	Lamela 19	Lamela 19	Předpětí 19	Mokrý B. 19	1
	2			Beton. Vozík 20	Beton. Vozík 19	1
	3			Mokrý B. 20		3
	4	Ošetřování B.				3

Návrh dálničního mostu přes Sázavu  
 ČVUT, Fakulta stavební, katedra betonových a zděných staveb  
 Miloš Kopecný

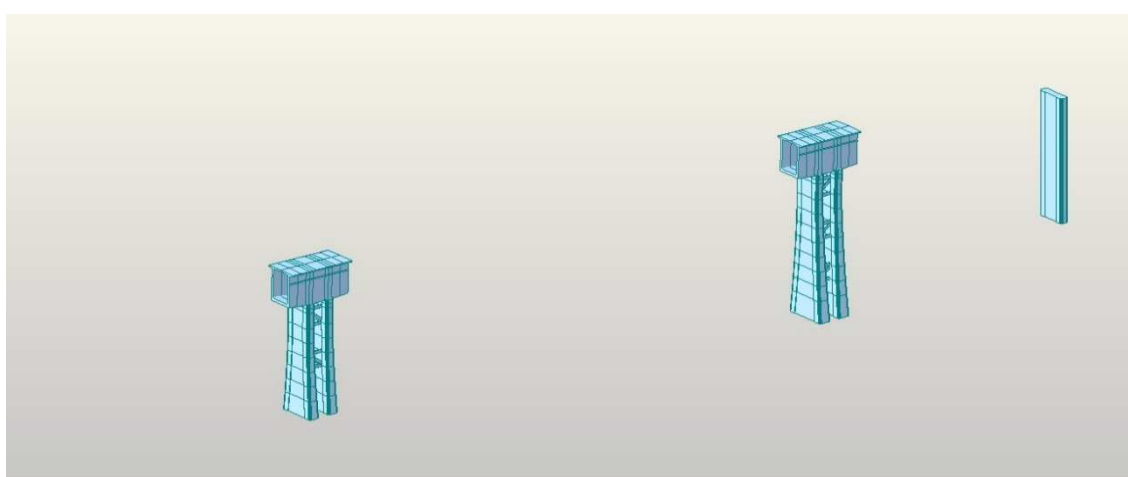
Č. fáze výstavby	kroky fáze	Název činnosti	Přidaný prvek	Přidané zatížení	Odebrané zatížení	Trvání fáze [dny]
23	1	Lamela 20	Lamela 20	Předpětí 20	Mokrý B. 20	1
	2			Beton. Vozík 21	Beton. Vozík 20	1
	3			Mokrý B. 21		3
	4	Ošetřování B.				3
24	1	Lamela 21	Lamela 21	Předpětí 21	Mokrý B. 21	1
	2			Beton. Vozík 22	Beton. Vozík 21	1
	3			Mokrý B. 22		3
	4	Ošetřování B.				3
25	1	Lamela 22	Lamela 22	Předpětí 22	Mokrý B. 22	1
	2			Beton. Vozík 23	Beton. Vozík 22	1
	3			Mokrý B. 23		3
	4	Ošetřování B.				3
26	1	Lamela 23	Lamela 23	Předpětí 23	Mokrý B. 23	1
	2			Beton. Vozík 24	Beton. Vozík 23	1
	3			Mokrý B. 24		3
	4	Ošetřování B.				3
27	1	Lamela 24	Lamela 24	Předpětí 24	Mokrý B. 24	1
	2			Beton. Vozík 25	Beton. Vozík 24	1
	3			Mokrý B. 25		3
	4	Ošetřování B.				3
28	1	Lamela 25	Lamela 25		Mokrý B. 25	1
	2				Beton. Vozík 25	1
	3					3
29	1	Před. spojitých kabelů		Spoj. první		1
30	1			Posun be. Kon1		1
				Posun be. Kon15		
	2			Mokrý B. Kon.1		3
				Mokrý B. Kon.15		
	3	Ošetřování B.				3
31	1	Konzola 1	Konzola 1		Mokrý B. Kon.1	1
		Konzola 15	Konzola 15		Mokrý B. Kon.15	
	2			Posun be. Kon2	Posun be. Kon1	1
				Posun be. Kon14	Posun be. Kon15	
	3			Mokrý B. Kon.2		3
				Mokrý B. Kon.14		
	4	Ošetřování B.				3
32	1	Konzola 2	Konzola 2		Mokrý B. Kon.2	1
		Konzola 14	Konzola 14		Mokrý B. Kon.14	
	2			Posun be. Kon6	Posun be. Kon2	1
				Posun be. Kon10	Posun be. Kon14	
	3			Mokrý B. Kon.6		3
				Mokrý B. Kon.10		
	4	Ošetřování B.				3
33	1	Konzola 6	Konzola 6		Mokrý B. Kon.6	1
		Konzola 10	Konzola 10		Mokrý B. Kon.10	
	2			Posun be. Kon7	Posun be. Kon6	1
				Posun be. Kon9	Posun be. Kon10	
	3			Mokrý B. Kon.7		3
				Mokrý B. Kon.9		
	4	Ošetřování B.				3

Č. fáze výstavby	kroky fáze	Název činnosti	Přidaný prvek	Přidané zatížení	Odebrané zatížení	Trvání fáze [dny]
34	1	Konzola 7	Konzola 7		Mokrý B. Kon.7	1
		Konzola 9	Konzola 9		Mokrý B. Kon.9	
	2			Posun be. Kon8	Posun be. Kon7	1
					Posun be. Kon9	
3				Mokrý B. Kon.8		3
4		Ošetřování B.				3
35	1	Konzola 8	Konzola 8		Mokrý B. Kon.8	1
	2			Posun be. Kon5	Posun be. Kon8	1
				Posun be. Kon11		
3			Mokrý B. Kon.5		3	
			Mokrý B. Kon.11			
4		Ošetřování B.				3
36	1	Konzola 5	Konzola 5		Mokrý B. Kon.5	1
		Konzola 11	Konzola 11		Mokrý B. Kon.11	
	2			Posun be. Kon3	Posun be. Kon5	1
				Posun be. Kon13	Posun be. Kon11	
3			Mokrý B. Kon.3		3	
			Mokrý B. Kon.13			
4		Ošetřování B.				3
37	1	Konzola 3	Konzola 3		Mokrý B. Kon.3	1
		Konzola 13	Konzola 13		Mokrý B. Kon.13	
	2			Posun be. Kon4	Posun be. Kon3	1
				Posun be. Kon12	Posun be. Kon13	
3			Mokrý B. Kon.4		3	
			Mokrý B. Kon.12			
4		Ošetřování B.				3
38	1	Konzola 4	Konzola 4		Mokrý B. Kon.4	1
		Konzola 12	Konzola 12		Mokrý B. Kon.12	
	2				Posun be. Kon4	1
					Posun be. Kon12	
3					3	
4						3
39	1	Před. spojitých kabelů2		Spojité + kladné		5
	2	Ostatní stálé zatížení		Ostatní stálé		40
40	1	Provoz				66
41	1	Konec životnosti				36094

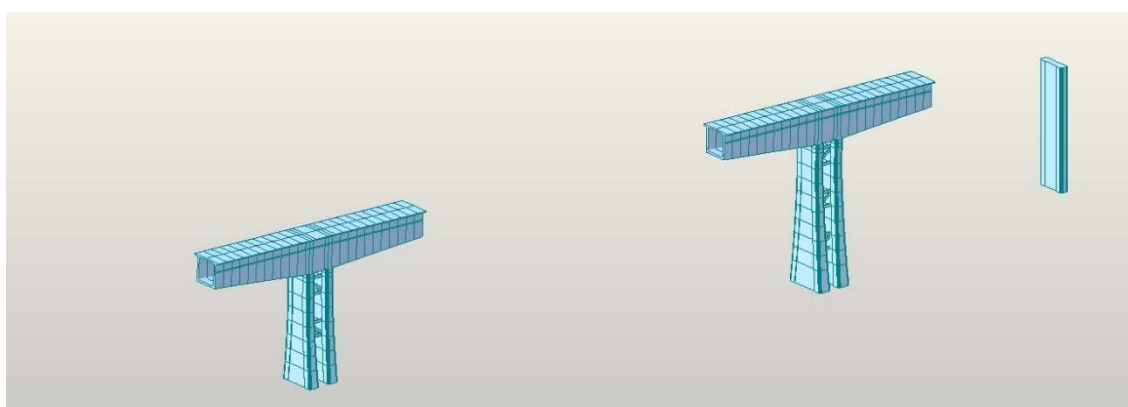
Na následujících obrázcích jsou zobrazeny nejdůležitější okamžiky během postupné výstavby.



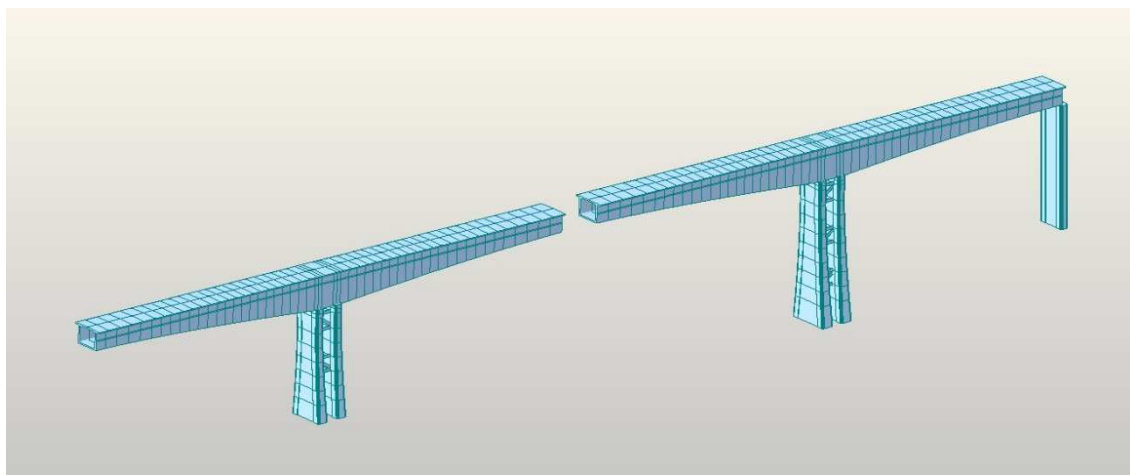
Obrázek 2 – Fáze 3 - Vybetonování zárodku na pilířích



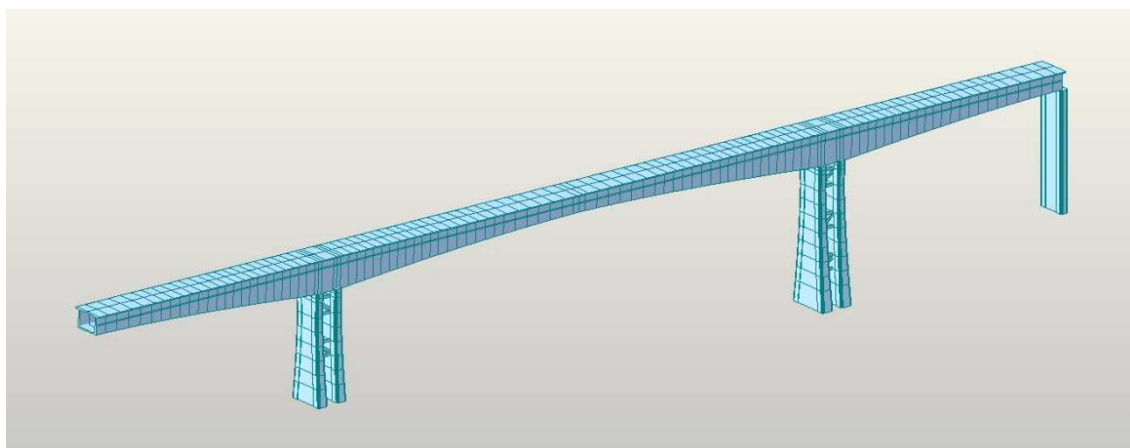
Obrázek 3 – Fáze 4 - vybetonování první lamely



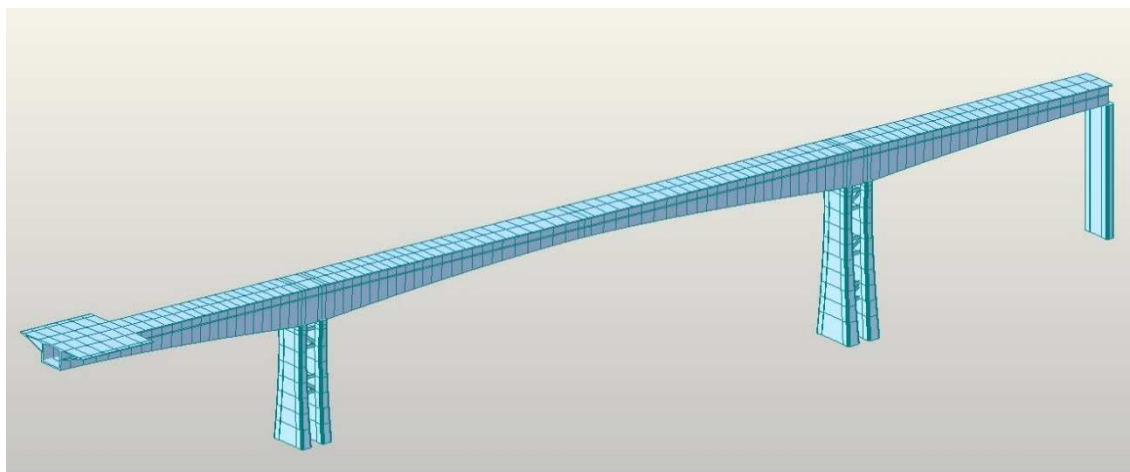
Obrázek 4 – Fáze 13 - vybetonování desáté lamely



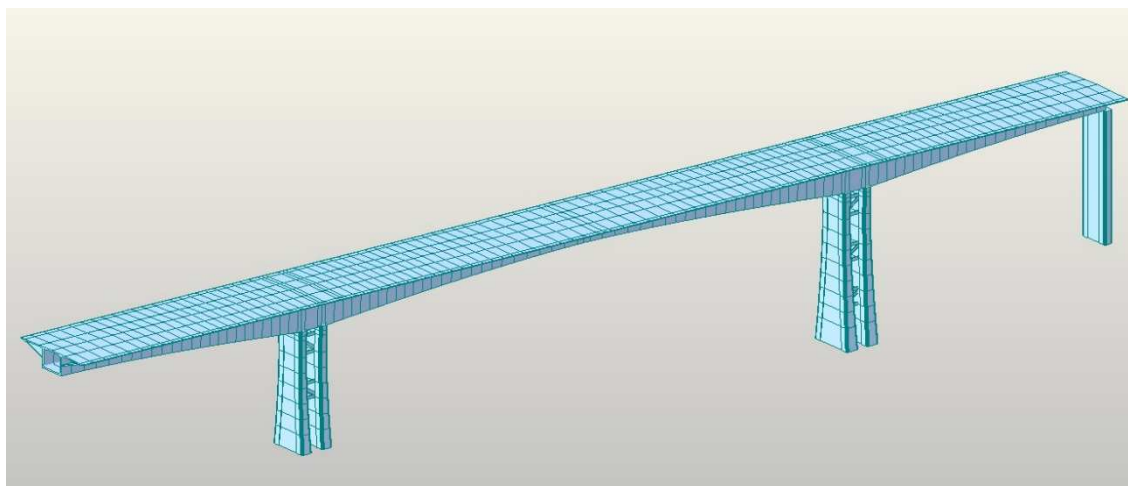
Obrázek 5 -Fáze 23- Dosažení krajního pole



Obrázek 6 – Fáze 25 - Spojení vahadel



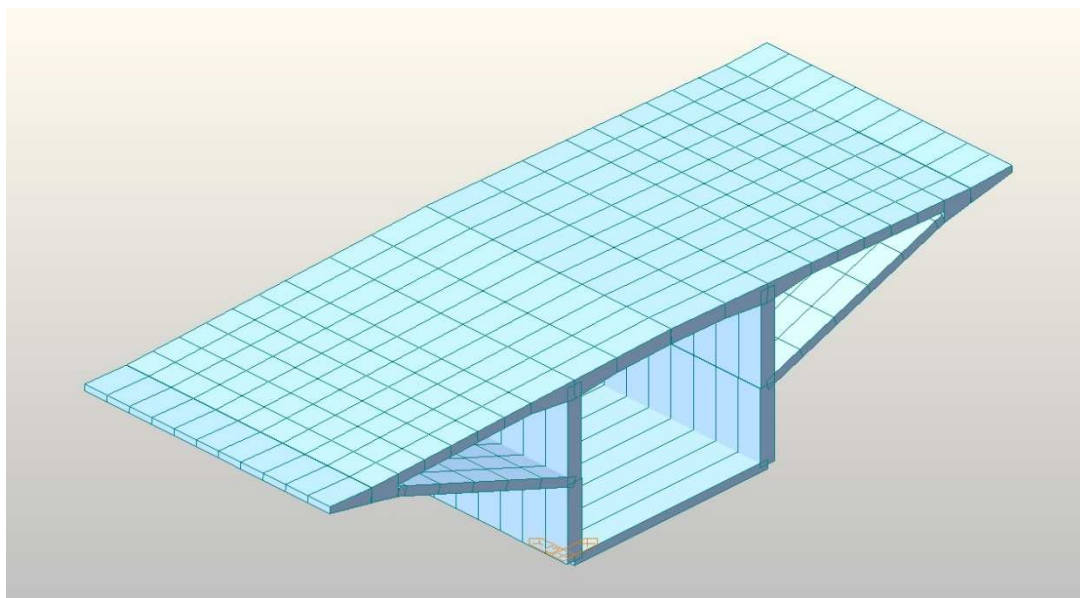
Obrázek 7 – Fáze 30- Postupná betonáž rozšiřujících konzol



Obrázek 8 – Fáze 39 - Vybetonování všech rozšiřujících konzol

## 1.2 Deskostěnový model – část konstrukce

Pro návrh příčného předpětí byl vytvořen deskostěnový model části konstrukce mostu. Model odpovídá skutečnému příčnému řezu uprostřed rozpětí. Betonové vzpěry jsou na dolní straně uloženy kloubově a na horní straně vetknuty do rozšiřující konzoly. Příčné předpětí bylo vloženo dle výkresové dokumentace. Model byl zatížen vlastní tíhou, zatěžovacím modelem LM1, LM3.



Obrázek 9 - Deskostěnový model



## 2 Materiál

### 2.1 Beton C45/55

Beton C45/55 je použit na nosné konstrukce, a to na pilíře a vzpěry. Parametry betonu ve stáří 28 dní jsou dle normy ČSN 1992-1-1 [01] a ČSN 1992-2 [02]

- Charakteristická válcová pevnost v tlaku  $f_{ck} = 45,0$  MPa
- Průměrná hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku  $f_{cm} = 53,0$  MPa
- Dílčí součinitel betonu pro mezní stavy únosnosti  $\gamma_c = 1,5$
- Součinitel zohledňující dlouhodobé účinky pevnosti v tlaku  $\alpha_{cc} = 0,9$
- Dolní hodnota charakteristické pevnosti v dostředném tahu  $f_{ctk,0,05} = 2,7$  MPa
- Horní hodnota charakteristické pevnosti v dostředném tahu  $f_{ctk,0,95} = 4,2$  MPa
- Průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu  $f_{ctm} = 3,8$  MPa
- Sečnový modul pružnosti betonu  $E_{cm} = 34,0$  GPa

Návrhová tlaková pevnost betonu

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,9 \times \frac{45}{1,5} = 27 \text{ MPa} \quad (2.1)$$

Dále stanovená pevnost betonu pro omezení napětí v betonu.

- Pro kvazistálou kombinaci  $\sigma_{c,lim,kv} = 0,45 \times f_{ck} = 0,45 \times 45 = 20,25$  MPa
- Pro charakteristickou kombinaci  $\sigma_{c,lim,char} = 0,6 \times f_{ck} = 0,6 \times 45 = 27$  MPa

Smršťování a dotvarování betonu bylo nadefinováno v programu Midas Civil. Byl zvolen návrh dle normy ČSN EN 1992-2 [02]. Bylo uvažováno s vlhkostí prostředí 70 % a doba ošetřování byla nastavena na 3 dny.

#### 2.1.1 Vývoj vlastností betonu v čase

Vlastnosti betonu v čase lze stanovit dle normy ČSN 1992-1-1 [01] a ČSN 1992-2 [02] za pomoci následujícího součinitele.

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[ 1 - \left( \frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (2.2)$$

t – stáří betonu ve dnech

s – koeficient, který závisí na druhu cementu – uvažujeme třídu R, tedy koeficient je  $s = 0,20$ .

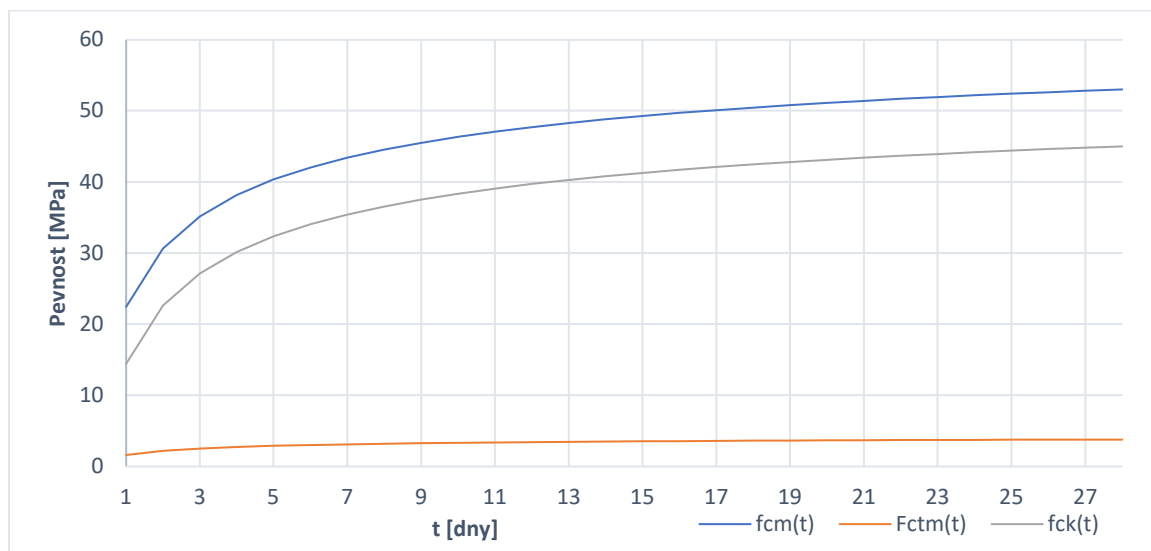
Stanovení průměrné pevnosti betonu v čase.

$$f_{cm}(t) = f_{cm} \times \beta_{cc}(t) \quad (2.3)$$

Z průměrné pevnosti betonu v čase si stanovíme charakteristickou pevnost betonu v tlaku v čase.

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8,0 \text{ [MPa]} \quad (2.4)$$

Parametry betonu v čase jsou zobrazeny v následujícím grafu.



Obrázek 10 – Vývoj pevnosti betonu C45/55 v čase

## 2.2 Beton C50/60

Beton C50/60 je použit na hlavní nosnou komoru mostu a pro rozšiřující konzoly. Dle normy si stanovíme základní vlastnosti betonu ve stáří 28 dní.

- Charakteristická válcová pevnost v tlaku  $f_{ck} = 50,0 \text{ MPa}$
- Průměrná hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku  $f_{cm} = 58,0 \text{ MPa}$
- Dílčí součinitel betonu pro mezní stavy únosnosti  $\gamma_c = 1,5$
- Součinitel zohledňující dlouhodobé účinky pevnosti v tlaku  $\alpha_{cc} = 0,9$
- Dolní hodnota charakteristické pevnosti v dostředném tahu  $f_{ctk,0,05} = 2,9 \text{ MPa}$
- Horní hodnota charakteristické pevnosti v dostředném tahu  $f_{ctk,0,95} = 5,3 \text{ MPa}$

- Průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu  $f_{ctm} = 4,1$  MPa
- Sečnový modul pružnosti betonu  $E_{cm} = 37,0$  GPa

Návrhová tlaková pevnost betonu

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,9 \times \frac{50}{1,5} = 30 \text{ MPa} \quad (2.5)$$

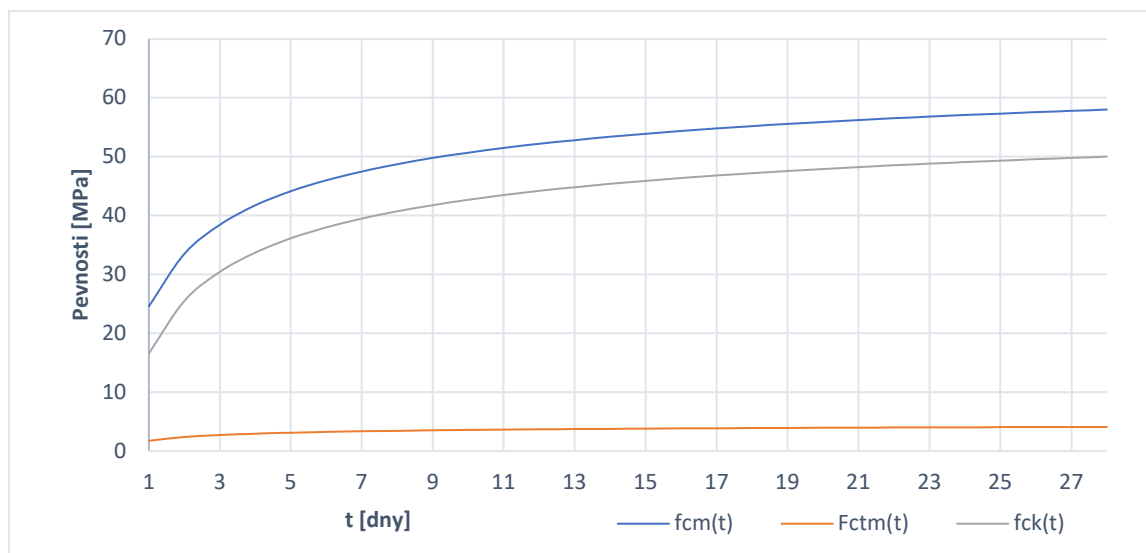
Stanovená pevnost betonu pro omezení napětí v betonu.

- Pro kvazistálou kombinaci  $\sigma_{c,lim,kv} = 0,45 \times f_{ck} = 0,45 \times 50 = 22,5$  MPa
- Pro charakteristickou kombinaci  $\sigma_{c,lim,char} = 0,6 \times f_{ck} = 0,6 \times 50 = 30$  MPa

Smršťování a dotvarování betonu bylo nadefinováno v programu Midas Civil, dle normy ČSN EN 1992-2[02]. A také bylo uvažováno s vlhkostí prostředí 70 % a doba ošetřování byla nastavena na 3 dny.

### 2.2.1 Vývoj vlastností betonu v čase

Pro stanovení pevnosti betonu C50/60 v čase byly využity již zmíněné vzorce (2.2), (2.3), (2.4). Bylo uvažováno s třídou betonu R, tedy s koeficientem  $s = 0,2$ . Závislost pevnosti betonu v čase je zobrazena na následujícím obrázku 11.



Obrázek 11 – Vývoj pevnosti betonu C50/60 v čase

## 2.3 Předpínací výztuž

Předpínací výztuže musí splňovat podmínky dle normy ČSN EN 1992-1-1 [01] Je navržena předpínací výztuž Y 1860 S7 – 15,7 – A. Všechny kabely budou dodatečně zainjektovány injektážní směsí. Více podkladů pro návrh bylo získáno z katalogu výrobce [16].

- Jmenovitý průměr lana 15,7 mm
- Plocha lana  $A_{p1} = 150 \text{ mm}^2$
- Charakteristická pevnost předpínací výztuže v tahu  $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$
- Charakteristická smluvní mez kluzu 0,1 % -  $f_{p0,1k} = 0,88 \times f_{pk} = 0,88 \times 1860 = 1636,8 \text{ MPa}$
- Třída relaxace předpínací výztuže – třída 2: dráty a lana s nízkou relaxací
- Návrhová hodnota modulu pružnosti předpínací výztuže  $E_p = 195 \text{ GPa}$
- Dílčí součinitel předpínací výztuže –  $\gamma_s = 1,15$

Návrhová hodnota napětí v předpínací výztuži

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{1636,8}{1,15} = 1423,3 \text{ MPa} \quad (2.6)$$

Maximální napětí při předpínání určíme dle normy ČSN EN 1992-1-1 [01]

$$\sigma_{p,max} = \min\{0,8 \times f_{pk}; 0,9 \times f_{p0,1k}\} = \min\{0,8 \times 1860; 0,9 \times 1636,8\} = 1473,2 \text{ MPa}$$

Všechny ztráty předpínací výztuže byly vypočteny pomocí programu Midas Civil. Ve výpočtu bylo uvažováno s následujícími vstupními hodnotami.

- U ztráty pokluzem byl uvažován pokluz o 6 mm u všech předpínacích kabelů.
- U ztráty třením o kabelový kanálek bylo uvažováno se součinitelem v hodnotě 0,2.
- Hodnota pro nezamýšlený úhlový posun vnitřní předpínací vložky byl stanoven  $k = 0,0015 \text{ 1/m}$ .

## 2.4 Betonářská výztuž

Pro návrh byla použita betonářská výztuž B500B. Dle normy ČSN EN 1992-1-1 byly stanoveny vlastnosti výztuže pro návrh.

- Charakteristická mez kluzu  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
- Dílčí součinitel pro trvalou a dočasnou návrhovou situaci  $\gamma_s = 1,15$
- Návrhová hodnota modulu pružnosti betonářské výztuže  $E_s = 200 \text{ GPa}$
- Charakteristická hodnota poměrného přetvoření  $\varepsilon_{uk} = 5,0 \%$

Návrhová hodnota meze kluzu betonářské výztuže

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa} \quad (2.7)$$

## 2.5 Ocel

Pro návrh byla použita ocel S235. Ocel byla využita pro ztužení pilířů během výstavby. Stanovené vlastnosti oceli.

- Charakteristická mez kluzu  $f_{y,sk} = 230 \text{ MPa}$
- Návrhová mez kluzu  $f_{y,sd} = 230 \text{ MPa}$
- Modul pružnosti  $E_{st} = 210 \text{ GPa}$

## 3 Zatížení

### 3.1 Stálé zatížení – definitivní stav

#### 3.1.1 Vlastní tíha

Vlastní tíha byla vypočtena automaticky pomocí programu Midas Civil. Program k výpočtu vlastní tíhy využívá objemovou tíhu daného materiálu.

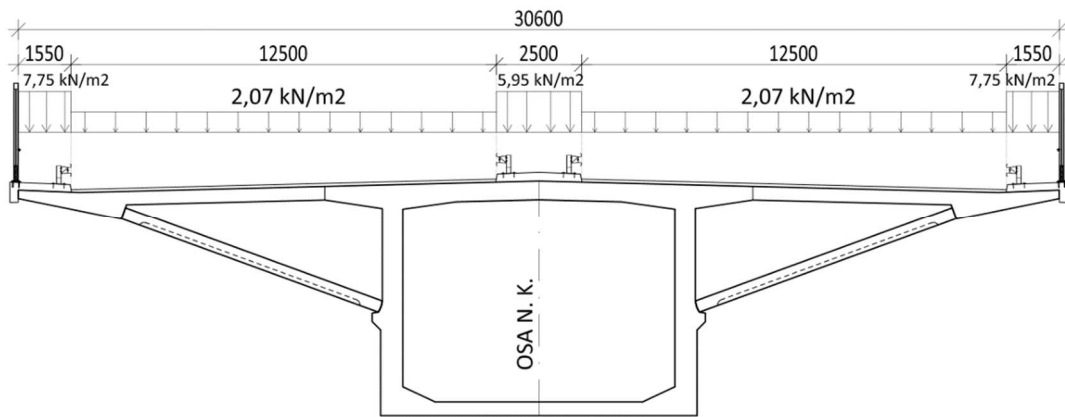
- Objemová tíha betonu C50/60 –  $\rho_{k,c} = 25,50 \text{ kN/m}^3$
- Objemová tíha betonu C45/55 -  $\rho_{k,c} = 25,50 \text{ kN/m}^3$
- Objemová tíha předpínací výztuže -  $\rho_{k,st} = 76,98 \text{ kN/m}^3$

#### 3.1.2 Ostatní stálé zatížení

Mezi ostatní stálé zatížení patří vybavení a příslušenství mostu. Pro zjednodušení výpočtu nebylo uvažováno s dolní a horní charakteristickou hodnotou, ale pouze se střední. Kvůli rozdílnosti modelů prutového a deskostěnového modelu nás budou zajímat hodnoty zatížení na linii, ale i plochu. Rozložení zatížení po průřezu lze vidět na následujícím příčném řezu.

Tabulka 2 - Ostatní stálé zatížení

Zatížení	Plošné [kN/m <sup>2</sup> ]	Liniové [kN/m]
<b>Vozovka</b>	$T_1 \times \rho_{voz} = 0,09 \times 23 = 2,07$	$T_1 \times \rho_{voz} \times \bar{s} = 0,09 \times 23 \times 25 = 51,8$
<b>Římsa – L</b>	$A_L \times \rho_B / \bar{s}_L = 0,5 \times 24 / 1,55 = 7,75$	$A_L \times \rho_B = 0,5 \times 24 = 12$
<b>Římsa – S</b>	$A_S \times \rho_B / \bar{s}_S = 0,62 \times 24 / 2,5 = 5,95$	$A_S \times \rho_B = 0,62 \times 24 = 15$
<b>Římsa – P</b>	$A_P \times \rho_B / \bar{s}_P = 0,5 \times 24 / 1,55 = 7,75$	$A_P \times \rho_B = 0,5 \times 24 = 12$
<b>Svodidlo</b>	Volím 1 kN/m	$4 \times 1 = 4$
<b>Protih. Stěna</b>	Volím 2 kN/m	$2 \times 2 = 4$
<b>Celkem pro liniové zatížení [kN/m]</b>		<b>98,8</b>



Obrázek 12 - Příčný řez – rozložení ostatní stálé zatížení

Prutový model byl zatížen liniovou hodnotou 98,8 kN/m.

## 3.2 Stálé zatížení – montážní stav

### 3.2.1 Vlastní tíha

Během betonáže je počítáno s čerstvým (mokrým) betonem, který má větší objemovou tíhu než beton suchý (vyzrálý). Tento rozdíl je kvůli vodě, která se během zrání z betonu vypaří. Díky tomu se objemová tíha všech betonů při betonáži zvýší o  $1\text{kN/m}^3$

## 3.3 Proměnné zatížení – definitivní stav

### 3.3.1 Doprava

Zatížení dopravou bylo v programu Midas Civil zadáno pomocí zatěžovacích modelů LM1 a LM3 dle normy ČSN EN 1991-2 [04]. Maximální délka, na kterou se má uvažovat se zatěžovacím modelem LM1 je 200 m. V rámci diplomové práce toto pravidlo bylo zanedbáno. Program umí výborně vytvořit extrémní obálku vnitřních sil a deformaci, se kterou se dá dále dobře pracovat.

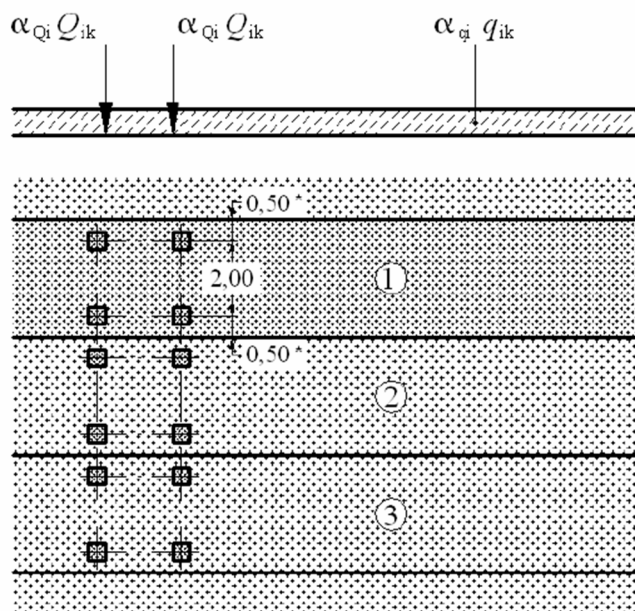
### 3.3.2 LM1

Volná šířka vozovky byla rozdělena do jednotlivých zatěžovacích pruhů. K tomuto rozdělení byla využita norma ČSN EN 1991-2.

Tabulka 3 - Šířka zatěžovacích pruhů [04]

Šířka vozovky $w$	Počet zatěžovacích pruhů	Šířka zatěžovacího pruhu $w_i$	Šířka zbývající plochy
$w < 5,4$ m	$n_i = 1$	3 m	$w - 3$ m
$5,4 \text{ m} \leq w < 6$ m	$n_i = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_i = \text{Int} \left( \frac{w}{3} \right)$	3 m	$w - 3 \times n_i$

Volná šířka mostu je 12,5 m. Tato šířka byla rozdělena na tři zatěžovací pruhu po třech metrech a zbývající pruh, který má mít šířku 3,5 m. Do těchto zatěžovacích pruhů bylo umístěno soustředěné zatížení a rovnoměrné zatížení tak, aby vyvolalo maximální vnitřní síly na všechny prvky konstrukce.



Obrázek 13 - Zatěžovací model LM1 [04]

Charakteristické hodnoty pro zatěžovací stav LM1 včetně dynamických účinků jsou v následující tabulce.

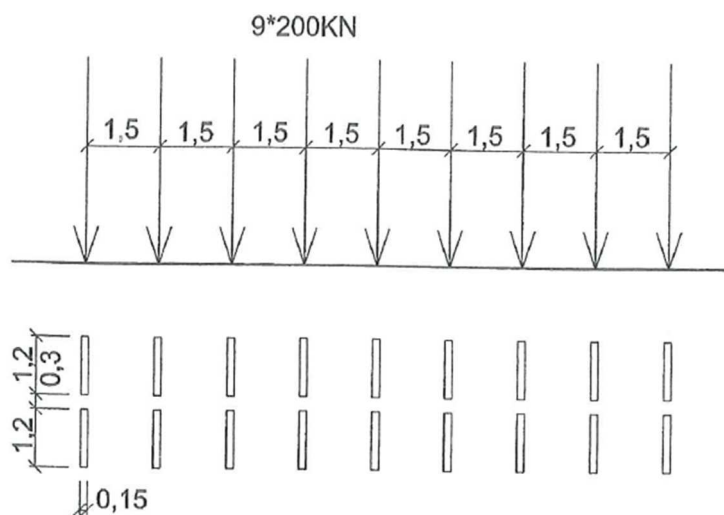
Tabulka 4 - Charakteristické hodnoty [04]

Umístění	Dvojnáprava (TS)		Rovnoměrné zatížení (UDL)	
	$Q_{ik}$ [kN]	$\alpha_{Qi}$	$q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\alpha_{qi}$
Pruh č. 1	300	1	9,0	1
Pruh č. 2	200	1	2,5	2,4
Pruh č. 3	100	1	2,5	1,2
Zbývající plocha	0	0	2,5	1,2

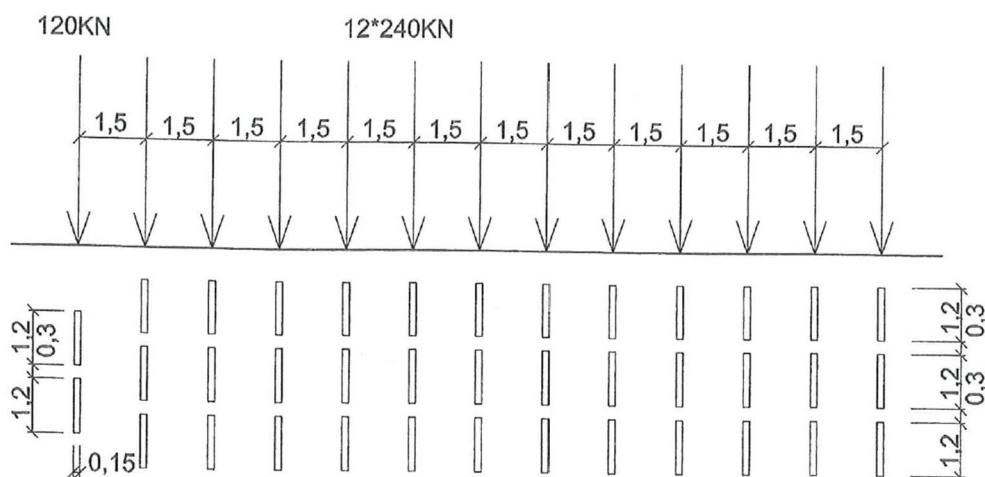


### 3.3.3 LM3

Dle ministerstva dopravy v ČR se na vybrané trasy dálnic a rychlostních komunikací předpokládá průjezd speciálních vozidel s označením 1800/200 a 3000/240. S oběma zvláštními vozidly bylo na mostě uvažováno za svých specifických podmínek, které jsou stanoveny v normě ČSN 73 6222. Pro zatěžovací schéma 1800/200 platí, že vozidlo se pohybuje v jednom pruhu č.1, v tomto pruhu se dále neuvažuje zatížení LM1. V pruhu č. 2 a ostatních se již zatížení LM1 uvažuje, ale bez soustředěného zatížení od dvojnáprav. Rychlost pohybu je menší než 70 km/h a dynamický součinitel odpovídá  $\varphi=1,25$ , pokud není přesněji stanoven. Pro zatěžovací schéma 3000/240 se uvažuje šířka vozidla 4,5 m. Vozidlo se pohybuje v ideální stopě zatěžovacích pruhů a uvažuje se pouze s odchylkou od této polohy  $\pm 0,5$  m. Při přejezdu je vozidlo jediné na mostě. Dynamický součinitel je  $\varphi=1,05$ .



Obrázek 14 - zatěžovací schéma LM3 - 1800/200 [04]



Obrázek 15 - zatěžovací schéma LM3 - 3000/240 [04]

### 3.3.4 Chodci

Na pravé i levé římse jsou zhotoveny nouzové chodníky v šířce 1,0 m. Na tyto chodníky je uvažováno spojitě rovnoměrné zatížení  $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$ .

### 3.3.5 Teplota

Na nosné konstrukci bylo uvažováno s rovnoměrnou složkou teploty a nerovnoměrnou složkou teploty.

#### Rovnoměrná složka teploty

Mostní objekt se nachází dle normy ČSN EN 1991-1-5 [06] v oblasti, kde maximální teplota vzduchu ve stínu dosahuje  $38,1^\circ\text{C}$  až  $40^\circ\text{C}$  a minimální teplota vzduchu ve stínu je  $-28,1^\circ\text{C}$  až  $-30^\circ\text{C}$ . Dále bylo uvažováno, že výchozí teplota při zabudování je  $T_0 = 10^\circ\text{C}$

- Min. teplota vzduchu ve stínu  $T_{\min} = -30^\circ\text{C}$
- Max. teplota vzduchu ve stínu  $T_{\max} = 40^\circ\text{C}$
- Min. rovnoměrná složka teploty konstrukce  $T_{e,\min} = -23^\circ\text{C}$
- Max. rovnoměrná složka teploty konstrukce  $T_{e,\max} = 40^\circ\text{C}$
- Char. hodnota max. rozsahu rovnoměrné složky teploty pro zkrácení mostu

$$\Delta T_{N,\text{noc}} = T_0 - T_{e,\min} = 10 - (-23) = 33^\circ\text{C}$$

- Char. hodnota max. rozsahu rovnoměrné složky teploty pro prodloužení mostu

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = 40 - 10 = 30^\circ\text{C}$$

### Nerovnoměrná složka teploty

Dle normy ČSN EN 1991-1-5 je možné uvažovat nerovnoměrnou složku teploty dvěma postupy. První postup uvažuje s lineární rozdílovou složkou teploty horního a dolního povrchu nosné konstrukce. Druhý postup zahrnuje nelineární rozdílovou složku teploty. Pro zjednodušení byl v diplomové práci použit první postup. Pro betonový komorový nosník byla stanovena teplota horního a dolního povrchu.

- Horní povrch teplejší než dolní  $\Delta T_{M,heat} = 10 \text{ }^\circ\text{C}$
- Dolní povrch teplejší než horní  $\Delta T_{M,cool} = 8 \text{ }^\circ\text{C}$

Hodnota byla přenásobena parametrem  $k_{sur}$ , který zohledňuje tl. mostního svršku.

Pro  $\Delta T_{M,heat}$  je hodnota  $k_{sur} = 0,76$  a pro  $\Delta T_{M,cool}$  je hodnota  $k_{sur} = 1$ .

### 3.3.6 Zatížení větrem

Zatížení větrem bylo uvažováno dle normy ČSN EN 1991-1-4 [05]. Mostní objekt se nachází ve větrné oblasti II. Pro tuto oblast je doporučená základní rychlost větru  $v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$ .

- Součinitel směru větru  $c_{dir} = 1,0$
- Součinitel ročního období  $c_{season} = 1,0$
- Základní rychlost větru  $v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} = 1 \times 1 \times 25 = 25 \text{ m/s}$
- Kategorie terénu II – oblast s nízkou vegetací
- Součinitel expozice  $C_e(z)$  pro  $C_e(63) = 3,6$
- $D_{tot}$  – se uvažuje výška nosné konstrukce včetně výšky protihlukové stěny

Tabulka 5 - Zatížení větrem na mostovku v definitivním stavu

$D_{tot}$	$b$	$b/d_{tot}$	$c_{f,x}$	$c$	$f_w[\text{kN/m}]$
15,8	31,1	1,97	2	7,2	<b>44,44</b>
14,1	31,1	2,21	1,95	7,02	<b>38,66</b>
12,8	31,1	2,43	1,9	6,84	<b>34,20</b>
11,7	31,1	2,66	1,85	6,66	<b>30,44</b>

Následně bylo stanoveno zatížení větrem na pylon

Tabulka 6 - Zatížení větrem na pylon v definitivním stavu

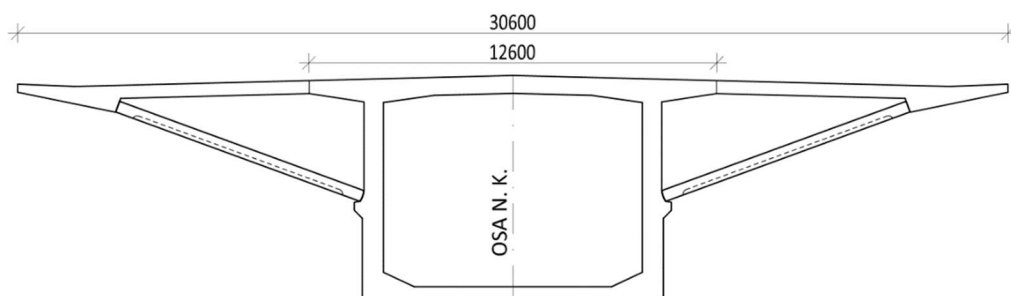
$\lambda$	$\phi$	$\psi_\lambda$	$b/d$	$c_{f,0}$	$C_f$	$c$	$f_w[\text{kN/m}]$
5,37	1	0,67	3,6	1,2	0,80	2,89	<b>3,39</b>

## 3.4 Proměnné zatížení – montážní stav

### 3.4.1 Montážní zatížení

Pro účel diplomové práce bylo uvažováno staveništní zatížení  $q_{ca,k} = 1 \text{ kN/m}^2$ . Pro stanovení liniové hodnoty zatížení pro prutový model bylo určeno:

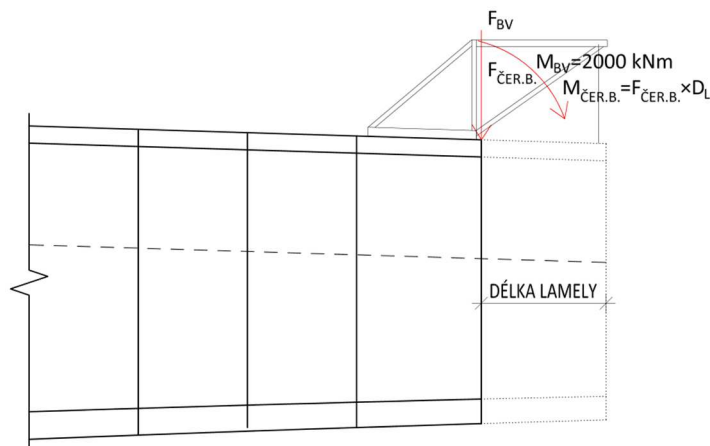
- Pro letmou betonáž  $q_{ca,k} = 12,6 \text{ kN/m}$
- Po betonáži konzol  $q_{ca,k} = 30,6 \text{ kN/m}$



Obrázek 16 - šířka nosné konstrukce

### 3.4.2 Tíha betonářského vozíku a čerstvého betonu

Pro výstavu letmé betonáže byl uvažován betonářský vozík o hmotnosti 90 t. Jelikož je betonážní vozík při betonáži nového segmentu vykonzolovaný, vyvolává i ohybový moment. Síla 900 kN a ohybový moment 2000 kNm byl umístěn vždy na konec vahadla. Tíha čerstvého betonu byla spočtena pro každou lamelu z plochy daného příčného řezu vynásobeného délkou lamely. Tíha čerstvého betonu vyvolá na vahadle i ohybový moment.



Obrázek 17 - Schéma zatížení vahadla čerstvým betonem a betonářským vozíkem

Tabulka 7 - Zatížení vahadla čerstvým betonem a betonářským vozíkem

<b>Délka lamely</b>	<b>F<sub>BV</sub></b>	<b>M<sub>BV</sub></b>	<b>F<sub>ČER.B.</sub></b>	<b>M<sub>ČER.B.</sub></b>
[m]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]
3,5	900	2000	3223	5640
3,5	900	2000	3213	5622
3,5	900	2000	3197	5595
3,5	900	2000	3177	5560
3,5	900	2000	3153	5518
3,5	900	2000	3126	5471
3,5	900	2000	3096	5417
3,5	900	2000	3062	5359
3,5	900	2000	3026	5295
3,5	900	2000	2987	5227
3,5	900	2000	2946	5155
3,5	900	2000	2902	5078
4	900	2000	3260	6519
4	900	2000	3196	6392
4	900	2000	3129	6257
4	900	2000	3059	6117
4	900	2000	2985	5971
4	900	2000	2909	5818
4	900	2000	2830	5660
5	900	2000	3221	8054
5	900	2000	3138	7845
5	900	2000	3074	7685
5	900	2000	2955	7388
5	900	2000	2856	7140
5	900	2000	2702	6755
2,5	450	1000	1253	1566

### 3.4.3 Teplota

Teplota byla uvažována stejně jako v definitivním stavu, jen byly použity jiné hodnoty  $k_{sur}$  během výstavby pro nerovnoměrnou složku teploty. Konstrukce bez svršku pro  $\Delta T_{M,heat}$  je hodnota  $k_{sur} = 0,8$  a pro  $\Delta T_{M,cool}$  je hodnota  $k_{sur} = 1,1$ .

### 3.4.4 Vítr

Při výstavbě se uvažuje s rozdílnou základní rychlostí větru, která se snižuje na  $v_b = 20$  m/s. Také bylo uvažováno s rozdílnou šířkou a výškou nosné konstrukce.

Tabulka 8 - Zatížení mostovky větrem během výstavby

$D_{tot}$	$b$	$b/d_{tot}$	$c_{f,x}$	$c$	$f_w$ [kN/m]
12,5	12,6	1,01	2,3	8,28	<b>25,88</b>
10,8	12,6	1,17	2,27	8,17	<b>22,06</b>
9,5	12,6	1,33	2,24	8,06	<b>19,15</b>
8,4	12,6	1,5	2,2	7,92	<b>16,63</b>

Následně bylo stanoveno zatížení větrem na pylon

Tabulka 9 - Zatížení větrem na pylon v montážním stavu

$\lambda$	$\phi$	$\psi_\lambda$	$b/d$	$c_{f,0}$	$c_f$	$c$	$f_w$ [kN/m]
5,37	1	0,67	3,6	1,2	0,80	2,89	<b>2,17</b>

## 4 Kombinace

### 4.1 MSP

Pro ověření podmínek pro mezní stav použitelnosti byly stanoveny následující kombinace zatížení.

Charakteristická kombinace zatížení [09]

$$\sum_{j=1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i=1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.1)$$

Častá kombinace zatížení [09]

$$\sum_{j=1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i=1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.2)$$

Kvazistálá kombinace zatížení [09]

$$\sum_{j=1} G_{k,j} + P + \sum_{i=1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.3)$$

### 4.2 MSU

Kombinace pro mezní stavy únosnosti byly stanoveny takové, které řeší trvalé a dočasné návrhové situace.

Rovnice 6.10.a [09]

$$\sum_{j=1} \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \gamma_p * P + \gamma_{Q,1} * \psi_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{i=1} \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i} \quad (4.4)$$

Rovnice 6.10.b [09]

$$\sum_{j=1} \xi_j * \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \gamma_p * P + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{i=1} \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i} \quad (4.5)$$

*Vysvětlené symboly*

$G_{k,j}$  charakteristická hodnota stálého zatížení

$P$  zatížení od 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
$\gamma_p$	součinitel zatížení od předpětí
$\gamma_{Q,1}$	součinitel hlavního proměnného zatížení
$\gamma_{Q,i}$	dílčí součinitel vedlejšího i-tého proměnného zatížení
$\xi_j$	redukční součinitel pro nepříznivá stálá zatížení
$\psi_0$	součinitel pro kombinační hodnotu proměnného zatížení
$\psi_1$	součinitel pro častou hodnotu proměnného zatížení
$\psi_2$	součinitel pro kombinační hodnotu proměnného zatížení

#### 4.2.1 Doporučené součinitele $\psi$

Doporučené součinitele  $\psi$  pro mezní stavy použitelnosti dle ČSN EN 1900 [09]

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

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

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

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

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

Obrázek 18 - Doporučené součinitele  $\psi$  pro mosty pozemní komunikace [09]



## 5 Předběžný návrh předpínací výztuže

Zjednodušeným způsobem bylo navrženo předpětí pomocí obecných vzorců.

### 5.1 Konzolové kabely

Předpínací kabely pro vahadlo byly navrženy na charakteristickou kombinaci při výstavbě. Ohybový moment nad pilířem byl získán z vlastní tíhy betonové komory, montážního zatížení a zatížení od betonážního vozíku a čerstvého betonu. Délka vahadla od zárodku je 99 m. Dále byly stanoveny ohybové momenty maximální a minimální. Maximální hodnota je pouze vlastní tíha betonové komory. Minimální ohybové momenty jsou součet všech zmíněných zatížení.

Tabulka 10 - Ohybové momenty pro návrh předpětí

Ohybové momenty	$M_{\min}$ [kNm]	$M_{\max}$ [kNm]
<b>Vlastní tíha</b>	-2 917 362	-2 917 362
<b>Betonážní vozík</b>	-89 154	0
<b>Čerstvý beton</b>	-120 705	0
<b>Montážní zatížení</b>	-57 018	0
<b>Celkem</b>	<b>-3 184 239</b>	<b>-2 917 362</b>

$$\sigma_h = \frac{M_{zat}}{W_h} + \frac{M_P}{W_h} + \frac{N_P}{A} \quad (5.1)$$

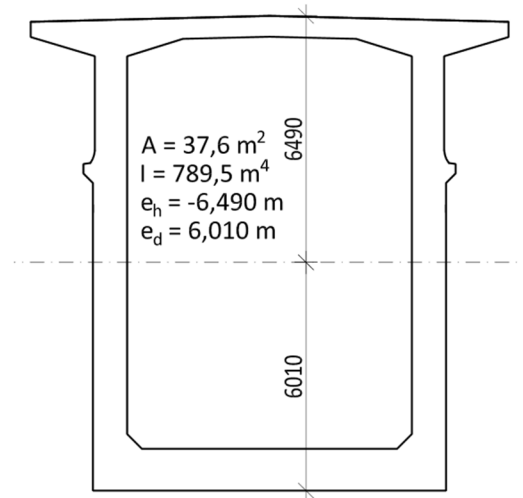
$$\sigma_d = \frac{M_{zat}}{W_d} + \frac{M_P}{W_d} + \frac{N_P}{A} \quad (5.2)$$

Vysvětlené symboly

- $M_{zat}$  – Moment od zatížení
- $M_P$  – Moment od předpětí
- $N_P$  – Normálová síla od předpětí
- $W_h$  – Modul průřezu k horním vláknům [m<sup>3</sup>]
- $W_d$  – Modul průřezu k dolním vláknům [m<sup>3</sup>]
- $A$  – plocha průřezu [m<sup>2</sup>]

Pomocí tohoto vzorce byla stanovena minimální předpínací síla, aby napětí na horních vláknech byla nulová. Bylo uvažováno s 10% ztráty předpětí. Charakteristiky průřezu lze vidět na následujícím obrázku.

### PRŮŘEZ U PILÍŘE



Obrázek 19 - Charakteristiky průřezu u pilíře

- Předpínací síla  $P_{\min} = 387\,267\text{ kN}$
- Normálová síla se ztrátami  $N_{p,\min} = -348\,558\text{ kN}$
- Excentricita kabelů  $e_p = -5,9\text{ m}$
- Ohybový moment od předpětí  $M_p = N_p \times e_p = -348\,558 \times -5,9 = 2056488\text{ kNm}$

$$\sigma_h = \frac{-3\,184\,239}{-121,65} + \frac{2056488}{-121,65} + \frac{-348558}{37,6} = 0$$

Předpínací síla tedy vyšla na 387 267 kN. Aby byla vyvolána minimální předpínací síla, musí být stanoven nutný počet kabelů a počet lan v kabelu. Nutné počty kabelů jsou zobrazeny v Tabulce 11, a díky ní bylo rozhodnuto.

- Uvažovaná plocha lana  $A_p = 150\text{ mm}^2$
- Napínací napětí  $\sigma_{p,0} = 1450\text{ MPa}$

Tabulka 11 - Nutný počet kabelů pro získání předpínací síly

<b>Počet lan v kabelu</b>	15	19	22	27	31	37	43
<b>Nutný počet kabelů</b>	119	94	81	66	57	48	41

Během výstavby vahadla bude betonáž 25 lamel. Pokud bylo uvažováno, že nejlepší možnost je předepnout vždy 2 kabely po vybetonování segmentu, vyšlo, že ideální počet kabelů je 50 kusů na jedno vahadlo. Proto bylo zvoleno 50 kabelů po 43 lanech. Díky tomuto zvýšení počtu kabelů byla získána velká tlaková rezerva v horních vláknech pro další fáze výstavby. Dále bylo uvažováno, že trajektorie konzolových kabelů bude skoro

přímá a povede od konce lamely na protilehlý konec vahadla. Pouze kabely pro předepnutí předposlední lamely budou vedeny od líce lamely na protilehlý konec zárodku. Umístění kabelu v příčném řezu je v horní části při povrchu, aby vyvolával co největší ohybový moment. Výsledná předpínací síla vychází.

- $P = A_p \times \sigma_{p,0} \times n_k \times n_L = 0,000150 \times 1450000 \times 50 \times 43 = 467625 \text{ kN}$
- Normálová síla se ztrátami  $N_p = P \times 0,9 = -420\,863 \text{ kN}$
- Excentricita kabelů  $e_p = -5,9 \text{ m}$
- Ohybový moment od předpětí  $M_p = N_p \times e_p = -420\,863 \times -5,9 = 2\,483\,088 \text{ kNm}$

Výsledné napětí na horních vláknech pro ohybový moment  $M_{\min}$

$$\sigma_h = \frac{-3\,184\,239}{-121,65} + \frac{2\,483\,088}{-121,65} + \frac{-420\,863}{37,6} = -5,429 \text{ MPa}$$

Výsledné napětí na dolních vláknech pro ohybový moment  $M_{\min}$

$$\sigma_d = \frac{-3\,184\,239}{131,36} + \frac{2\,483\,088}{131,36} + \frac{-420\,863}{37,6} = -16,531 \text{ MPa}$$

Výsledné napětí na horních vláknech pro ohybový moment  $M_{\max}$

$$\sigma_h = \frac{-2\,917\,362}{-121,65} + \frac{2\,483\,088}{-121,65} + \frac{-420\,863}{37,6} = -7,623 \text{ MPa}$$

Výsledné napětí na dolních vláknech pro ohybový moment  $M_{\max}$

$$\sigma_d = \frac{-2\,917\,362}{131,36} + \frac{2\,483\,088}{131,36} + \frac{-420\,863}{37,6} = -14,499 \text{ MPa}$$

### 5.1.1 Kotvení konzolových kabelů

Konzolové kabely by měly být ideálně kotveny na hranu jádra průřezu líce lamely, aby nevznikal tah na dolních vláknech od předpětí. Jádro průřezu pro průřez byl tedy stanoven u podpory a uprostřed rozpětí. Charakteristiky průřezu jsou zobrazeny v tabulce č.12. Jelikož je požadováno, aby napětí na dolních vláknech bylo  $\sigma_d = 0$  ze vzorce 5.3 bylo vyjádřeno  $e_d$  a dosazeny hodnoty. Díky tomu byla získána vzdálenost hranice jádra průřezu. Vypočítaný poměr mezi vzdáleností hranice jádra průřezu od horního líce průřezu a celkovou výškou průřezu.

$$\sigma_d = \frac{N}{A} + \frac{N \times ep}{I} \times ed \quad (5.3)$$

Tabulka 12 - Stanovení hrany jádra průřezu

Průřez	Průřez u pilíře	Průřez uprostřed pole
<b>Plocha [m<sup>2</sup>]</b>	37,6	18,8
<b>Moment setrvačnosti [m<sup>4</sup>]</b>	789,5	129,4
<b>E<sub>h</sub> [m]</b>	-6,49	-3,06
<b>E<sub>d</sub> [m]</b>	6,01	3,84
<b>Jádro průřezu – ep [m]</b>	-3,49	-1,79
<b>Poměr</b>	0,24	0,18

Poměr vychází mezi 0,24 až 0,18, proto je snaha kotvit kabely v horních 20% výšky průřezu.

## 5.2 Spojité kabely

Spojité kabely a kladné kabely byly navrženy tak, aby při časté kombinaci na konci životnosti nevznikl na konstrukci v žádném místě tah. Spojité kabely pomohou vyrovnat ohybový moment nad podporou a zároveň pomohou i uprostřed rozpětí. Byl stanoven maximální a minimální ohybový moment nad podporou, v hlavním poli a v krajním poli.

Tabulka 13 - Ohybové momenty pro návrh spojitých kabelů

Ohybové momenty	V krajním poli M <sub>min</sub> [kNm]	V krajním poli M <sub>max</sub> [kNm]	Nadpilířem M <sub>max</sub> [kNm]	Nadpilířem M <sub>min</sub> [kNm]	V hlavním poli M <sub>min</sub> [kNm]	V hlavním poli M <sub>max</sub> [kNm]
<b>Vlastní tíha</b>	86 350,40	86 350,40	-3 178 204	-3178204	824 463	824 463
<b>Ostatní stálé</b>	18 973,10	18 973,10	-365 309	-365 309	98 976	98 976
<b>Doprava</b>	-40 688	56 114	11 004	-251816	-5 640,40	86 530
<b>Teplota</b>	-30 836,50	46 871,60	98 239	-64631	-29 159,50	44 328,50
<b>Celkem</b>	<b>-33 799</b>	<b>170 362,9</b>	<b>-3 434 270</b>	<b>-3 859 960</b>	<b>888 640</b>	<b>1 054 297</b>
<b>Rezerva 10%</b>	<b>0</b>	<b>17 036</b>	<b>0</b>	<b>-385 996</b>	<b>0</b>	<b>105 430</b>
<b>Celkem s navýšením</b>	<b>-33 799</b>	<b>187 399</b>	<b>-3 434 270</b>	<b>-4 245 956</b>	<b>888 640</b>	<b>1 159 727</b>

Nejprve byl vytvořen návrh předpětí nad pilířem. Minimální ohybový moment nad podporou je -4 245 956 kNm. Část této hodnoty byla snížena vlivem předpětí konzolových kabelů (hodnota snížení je o M<sub>p</sub> = 2 483 088 kN). Ztráty předpětí dlouhodobé byly zvýšeny o 10 % vůči ztrátám krátkodobým. Ohybový moment, na který byl navržen je tedy.

- $M = M_{\min} + M_p \times 0,9 = -4\,245\,956 + 2\,483\,088 \times 0,9 = -2\,011\,177 \text{ kNm}$
- Excentricita kabelů  $e_p = -3,5 \text{ m}$

$$\sigma_h = \frac{-2\,011\,177}{-121,65} + \frac{1\,044\,131}{-121,65} + \frac{-298\,323}{37,6} = 0$$

- Normálová síla se ztrátami  $N_{p,\min} = -298\,323 \text{ kN}$
- Minimální předpínací síla  $P_{\min} = 372\,904 \text{ kN}$

Minimální předpínací síla byla rozpočítána na nutný počet kabelů. Bylo uvažováno opět s plochou jednoho lana a s napínacím napětím shodným jako u konzolových kabelů.

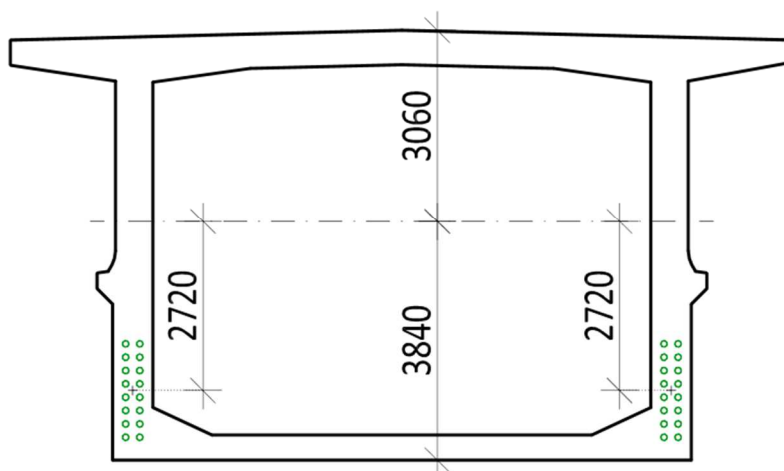
Tabulka 14 - Nutný počet kabelů pro získání předpínací síly

<b>Počet lan v kabelu</b>	15	19	22	27	31	37	43
<b>Nutný počet kabelů</b>	114	90	78	64	55	46	40

Bylo zvoleno minimálně 55 kabelů po 31 lanech. Spojité kabely budou procházet stěnou, ve které zároveň kotvíme konzolové kabely. Kvůli kotvám není možné zvýšit excentricitu spojitých kabelů nad podporou. Pokud bychom chtěli zvýšit účinnost předpínacích kabelů, museli bychom umístit kabely ven ze stěny a využít tak volné předpětí.

Bylo uvažováno, že 32 spojitých kabelů z 55 povede přes hlavní pole. U průřezu uprostřed rozpětí byla snaha kabely dostat co nejnižže, aby vyvolaly co největší ohybový moment.

### PRŮŘEZ UPROSTŘED POLE



Obrázek 20 - Excentricita spojitých kabelů uprostřed hlavního pole

- $P = A_p \times \sigma_{p,0} \times n_k \times n_L = 0,000150 \times 1450000 \times 32 \times 31 = 215\,760 \text{ kN}$

- Normálová síla se ztrátami  $N_p = P \times 0,8 = -172\,608$  kN
- Excentricita kabelů  $e_p = 2,72$  m
- Ohybový moment od předpětí  $M_p = N_p \times e_p = -172\,608 \times 2,72 = -469\,494$  kNm

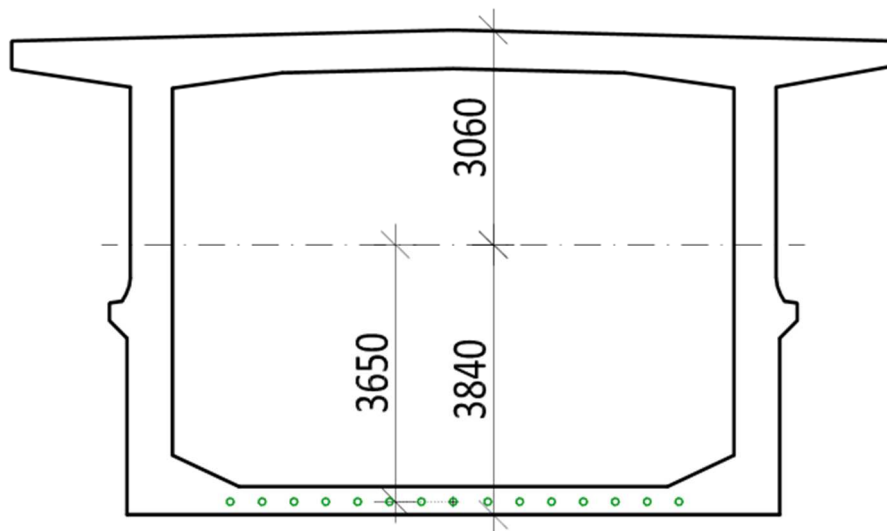
$$\sigma_d = \frac{1\,159\,727}{33,70} + \frac{-469\,494}{33,70} + \frac{-172\,608}{18,8} = 11,30 \text{ MPa}$$

Z napětí na dolních vláknech uprostřed pole vychází, že spojitě kabely nejsou dostačující k tomu, aby na konstrukci nevznikl tah. Proto zbývající napětí byly vyrovnané pomocí kladných kabelů.

### 5.3 Kladné kabely

Kladné kabely byly navrženy uprostřed hlavního rozpětí, aby vyrovnaly zbývající napětí, které spojitě kabely nevyrovnaly. Opět byla stanovena excentricita kabelů v dolní desce průřezu, a vypočtena minimální předpínací síla, navrženo množství kabelů a množství lan v kabelu.

#### PRŮŘEZ UPROSTŘED POLE



Obrázek 21 - Excentricita kladných kabelů vůči těžišti

- Excentricita kabelů  $e_p = 3,65$  m

$$\sigma_h = \frac{1\,159\,727}{33,70} + \frac{-712\,817}{33,70} + \frac{-249\,203}{18,8} = 0$$

- Normálová síla se ztrátami  $N_{p,\min} = -249\,203 - (-172\,608) = -76\,595$  kN

- Minimální předpínací síla  $P_{min} = 95\,744\text{ kN}$

Minimální předpínací síla byla rozpočítána na nutný počet kabelů. Bylo uvažováno opět s plochou jednoho lana a s napínacím napětím shodným jako u konzolových kabelů.

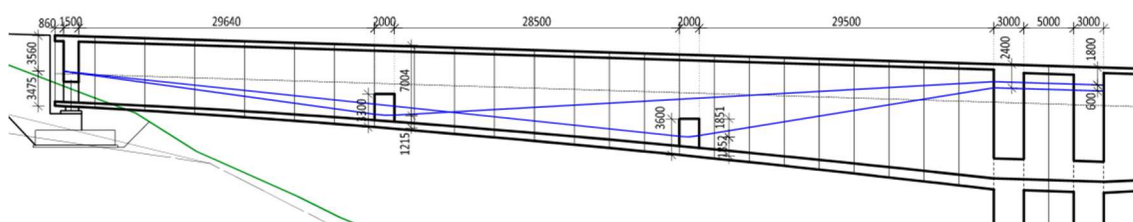
Tabulka 15 - Nutný počet kabelů pro získání předpínací síly

<b>Počet lan v kabelu</b>	15	19	22	27	31	37	43
<b>Nutný počet kabelů</b>	29	23	20	16	14	12	10

Bylo zvoleno minimálně 14 kabelů po 31 lanech. Všechny kabely byly vloženy do daných fází výstavby a bylo zkontrolováno, zda budou dodrženy podmínky mezního stavu použitelnosti.

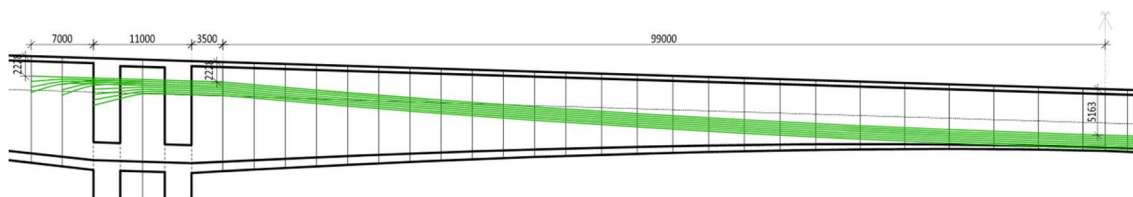
## 5.4 Změna předpětí

Při zadání vypočteného množství předpětí do daných fází výstavby bylo zjištěno, že nebyly splněny podmínky MSP a bylo nutné návrh předpětí změnit. Dále se objevil problém, že spojitě předpínací kabely z hlavního pole a z krajního pole se křížily nad podporou, kde je bylo nutno i zakotvit. Kvůli velkému množství předpínacích kabelů nebylo možné jiné řešení než využít vnější předpětí. Proto bylo navrženo vnější předpětí na krajní pole a částečně i do hlavního pole. V krajním poli přechází skupina kabelů vždy přes jeden deviátor. Bylo uvažováno s dvěma skupinkami po 6 kabelech a každý s 31 lany.

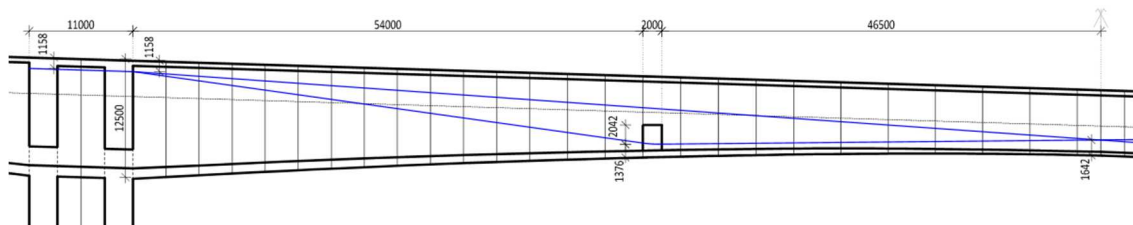


Obrázek 22 - Schéma vnějšího předpětí v krajním poli

V hlavním poli bylo uvažováno stále se spojitými kabely ve stěnách, které byly doprovázeny vnějším předpětím v komoře. V každé stěně je 16 kabelů po 27 lanech. A v komoře jsou dvě skupiny vnějšího předpětí po 6 kabelech s 31 lany.

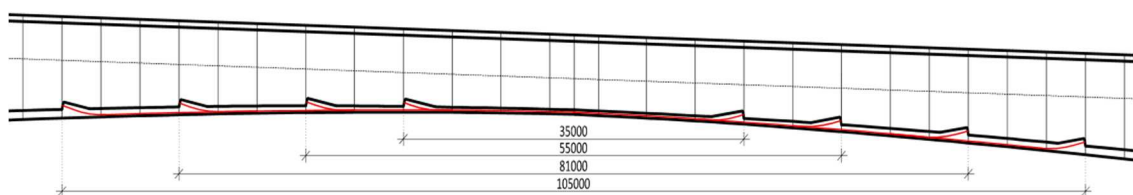


Obrázek 23 - Schéma spojitého předpětí v hlavním poli



Obrázek 24 - Schéma vnějšího předpětí v hlavním poli

Uprostřed hlavního rozpětí jsou kabely spojitosti doprovázeny kladnými kabely. Dle délky kabelů se dělí na 4 částí. Nejdelší skupina kabelů je ze 4 kabelů s 27 lany. Další tři skupiny jsou ze 4 kabelů po 31 lanech.

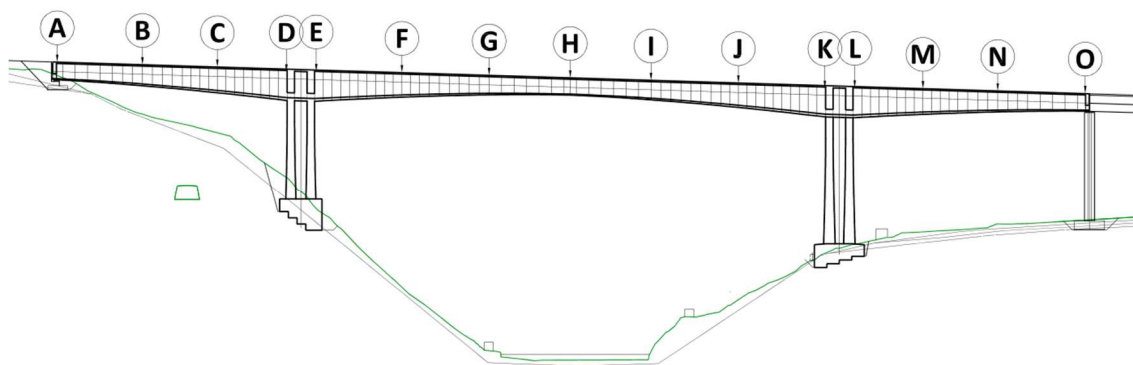


Obrázek 25 - Schéma kladných kabelů ve středním poli



## 6 Posouzení MSP

Program Midas Civil neumožňuje vytvořit jednotlivé kombinace během fází výstavby, proto bylo nutné si je stanovit a posoudit v MS Excelu. Pouze s poslední fází, tedy konce životnosti mostu, lze pracovat a vytvořit v ní jednotlivé kombinace zatížení. Nejprve bylo nutné stanovit průřezy po délce mostu, ve kterých se posuzovalo napětí. Dále byla stanovena maximální a minimální napětí od jednotlivých zatížení a pomocí kombinací byly získány maximální a minimální hodnoty v dané fázi výstavby, v provozu a na konci životnosti mostu.



Obrázek 26 - Schéma posuzovaných řezů

### Napětí od stálého zatížení

V následující Tabulce 16 je součet napětí od vlastní tíhy, od ostatního stálého zatížení, dotvarování, smršťování a předpětí.

Tabulka 16 - Napětí od stálého zatížení a předpětí

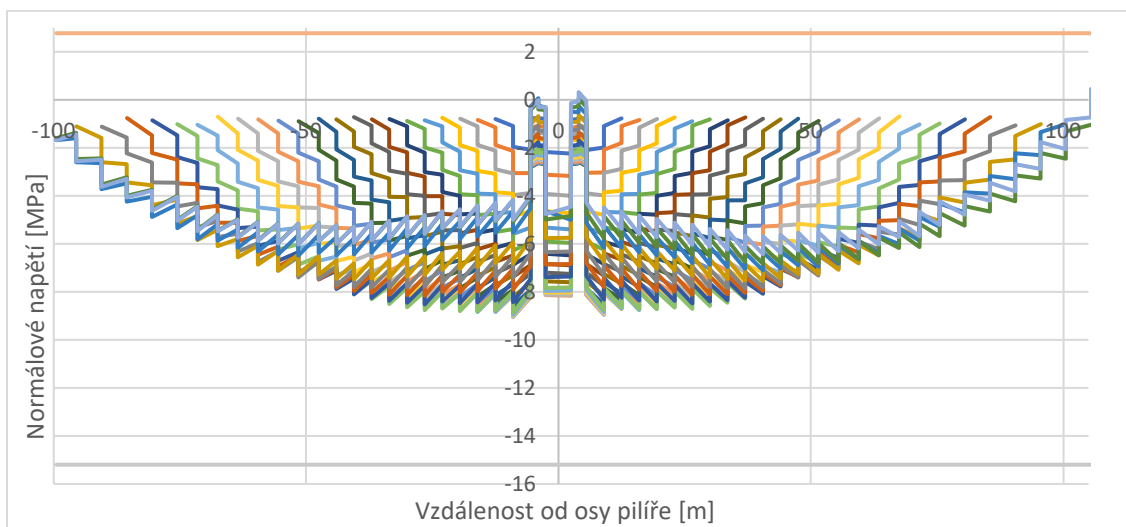
Řez	V provozu		Na konci životnosti	
	$\sigma_h$ [MPa]	$\sigma_d$ [MPa]	$\sigma_h$ [MPa]	$\sigma_d$ [MPa]
A	-3,68	-5,28	-3,48	-4,86
B	-7,36	-10,58	-6,64	-9,82
C	-5,48	-16,46	-5,25	-16,00
D	-6,18	-20,04	-6,06	-19,84
E	-7,19	-23,62	-6,44	-23,72
F	-12,23	-16,98	-11,13	-16,63
G	-16,25	-10,02	-15,59	-8,05
H	-13,44	-8,50	-13,76	-5,27
I	-16,13	-11,25	-15,39	-9,26
J	-12,55	-16,83	-11,53	-16,28
K	-7,60	-23,54	-6,92	-23,47
L	-5,80	-20,21	-5,70	-19,99
M	-5,34	-16,69	-5,11	-16,21
N	-7,31	-10,65	-6,56	-9,89
O	-3,69	-5,25	-3,48	-4,83

Z hodnot je zřejmé, že největší změna napětí během životnosti konstrukce se odehrává uprostřed hlavního rozpětí v průřezu označeným H o 3,5 MPa.

## 6.1 Montážní stav

Bylo posouzeno normálové napětí během fází výstavby. Dle normy je dovoleno při výstavbě dosáhnout až maximální tahové pevnosti betonu ( $f_{ctm}(t)$ ). Dále je požadováno, aby minimální normálové napětí bylo do  $0,45 \times f_{ck}(t)$ . Jelikož po třech dnech dochází k předpínání segmentu, bylo stanoveno  $0,45 \times f_{ck}(t)$  a  $f_{ctm}(t)$  právě pro 3 dny. Z kapitoly [2.2.1](#) lze odečíst hodnoty z grafu.

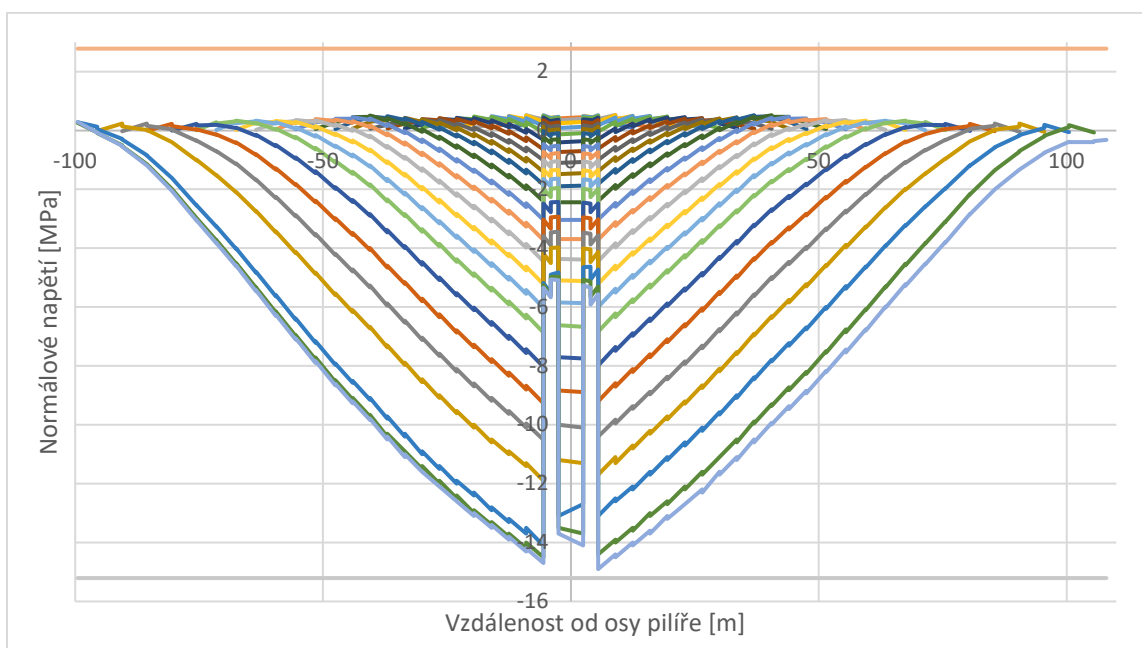
V následujících grafech je zobrazena výstavba vahadla č.2 pomocí dvou betonážních vozíků, na kterých bude probíhat betonáž současně. Bylo sledováno normálové napětí na horních vláknech těsně po předepnutí předpínací výztuže (krok 1 dle kapitola [1.1.1](#)) na vahadle č. 2 po jednotlivých segmentech. Maximální ani minimální napětí nepřekračuje stanovenou hodnotu napětí.



Obrázek 27 - Normálové napětí na horních vláknech vahadla č.2

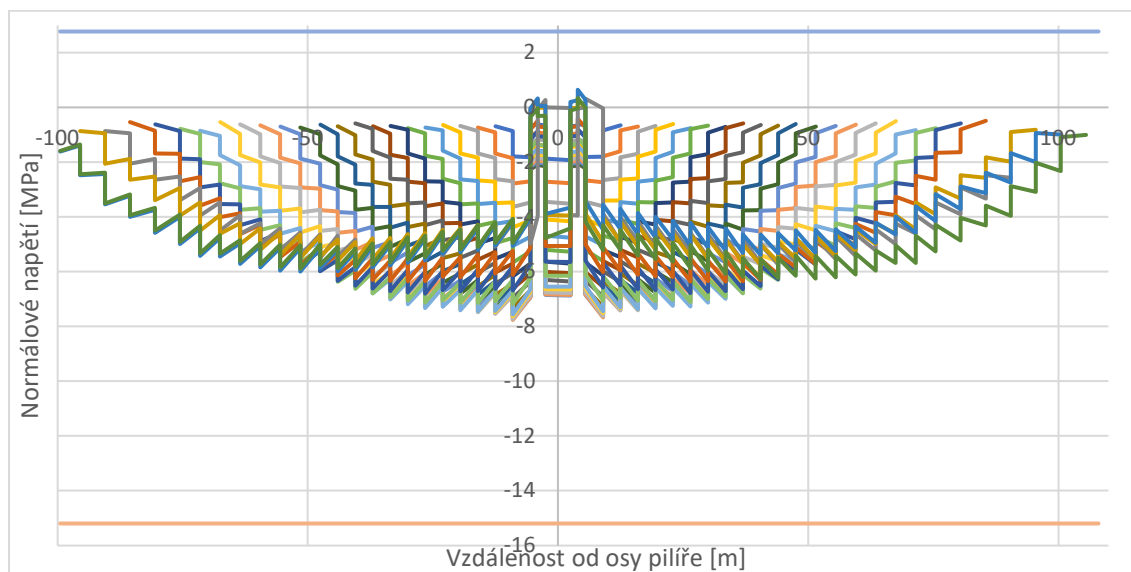
Velký skok normálového napětí kolem osy pilíře vyvolává změna průřezu. Průřez u pilíře, který je schematicky naznačený na obrázku 19, se mění v monolitický příčník s délkou 3 m. Monolitický příčník má průlezný otvor o rozměrech 1,5 m na 2 m. Průřezu se tímto rapidně zvětší průřezové charakteristiky (hlavně průřezová plocha) a proto se zde skokově mění normálové napětí.

Bylo stanoveno normálové napětí na dolních vláknech těsně po předepnutí. Opět bylo uvažováno s limitními hodnotami jako u předchozího grafu. Z následujícího grafu je zřejmé, že normálové napětí nepřekračuje maximální a minimální napětí.

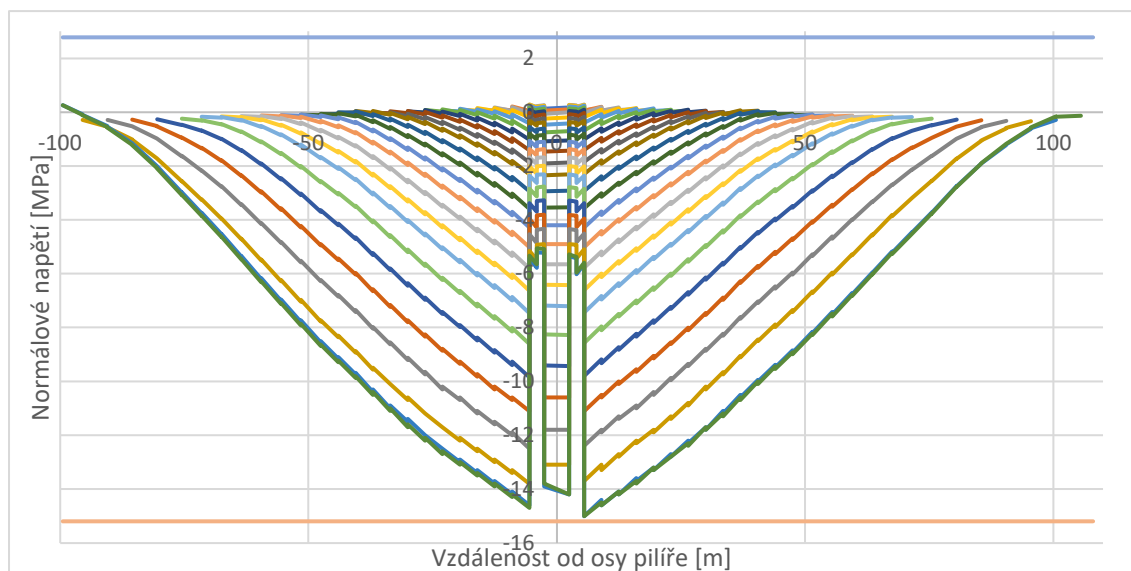


Obrázek 28 - Normálové napětí na dolních vláknech vahadla č.2

Bylo posouzeno také normálové napětí při zatížení čerstvým betonem po jednotlivých fázích výstavby (krok 3-viz. kapitola [1.1.1](#)).



Obrázek 29 - Normálové napětí na horních vláknech vahadla č.2

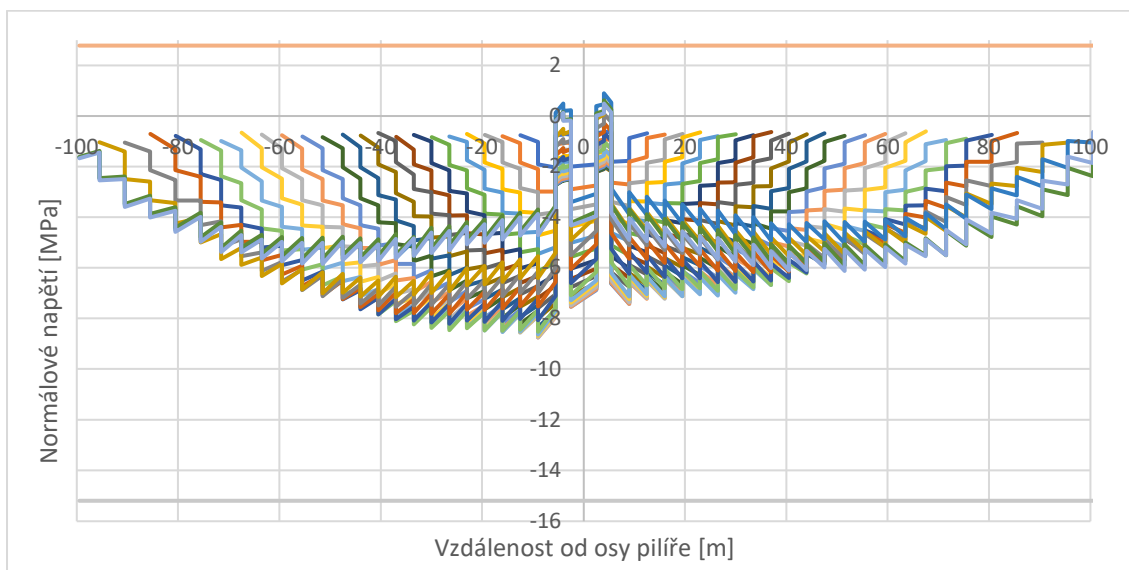


Obrázek 30 - Normálové napětí na dolních vláknech vahadla č.2

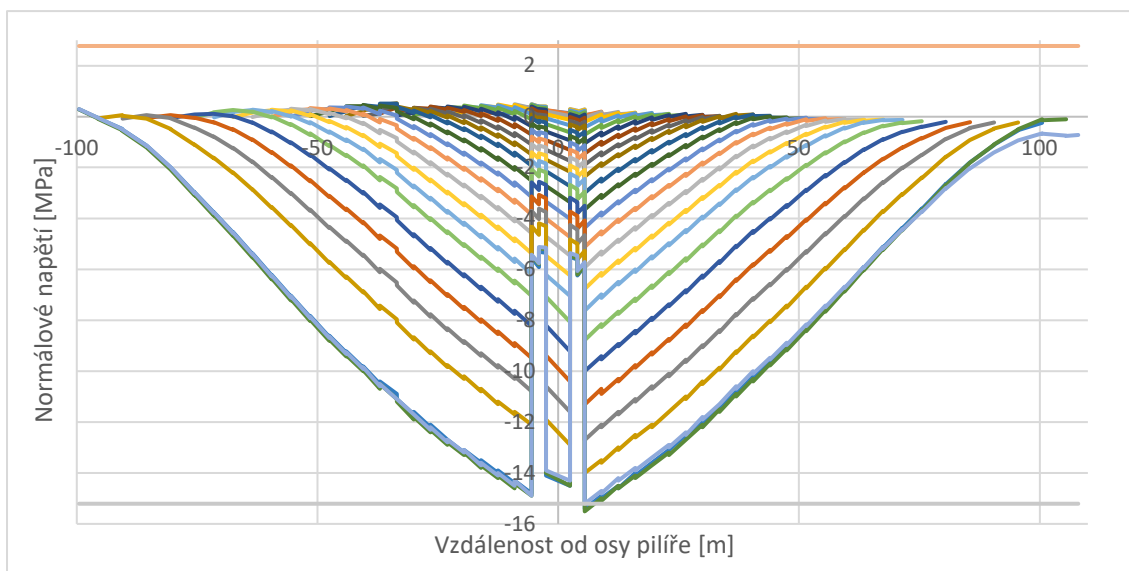
Ze všech předešlých grafů je vidět, že byly splněny podmínky mezního stavu použitelnosti během výstavby vahadla. Během výstavby byla také sledována napětí na pilířích, které byly posouzeny, a díky příhradovému ztužení pilíře vyhovují.

Při letmé betonáži dochází i k nerovnoměrné výstavbě lamel, proto v následujících grafech jsou zobrazena normálová napětí po vybetonování pouze jedné lamely na konci vahadla. Lamela byla vybetonována nejprve v pravé části od pilíře. Opět byly sledovány

hodnoty na horních a dolních vláknech. Napětí by nemělo překročit limitní hodnoty pevnosti betonu v tahu a v tlaku ve třech dnech.



Obrázek 31 - Normálové napětí na horních vláknech při nerovnoměrné výstavbě vahadla

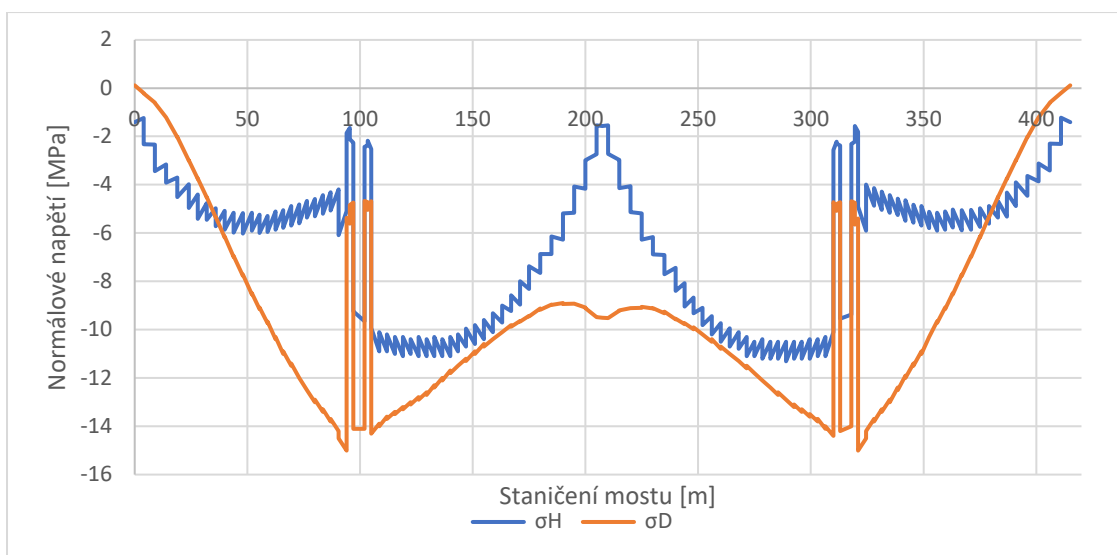


Obrázek 32 - Normálové napětí na dolních vláknech při nerovnoměrné výstavbě vahadla

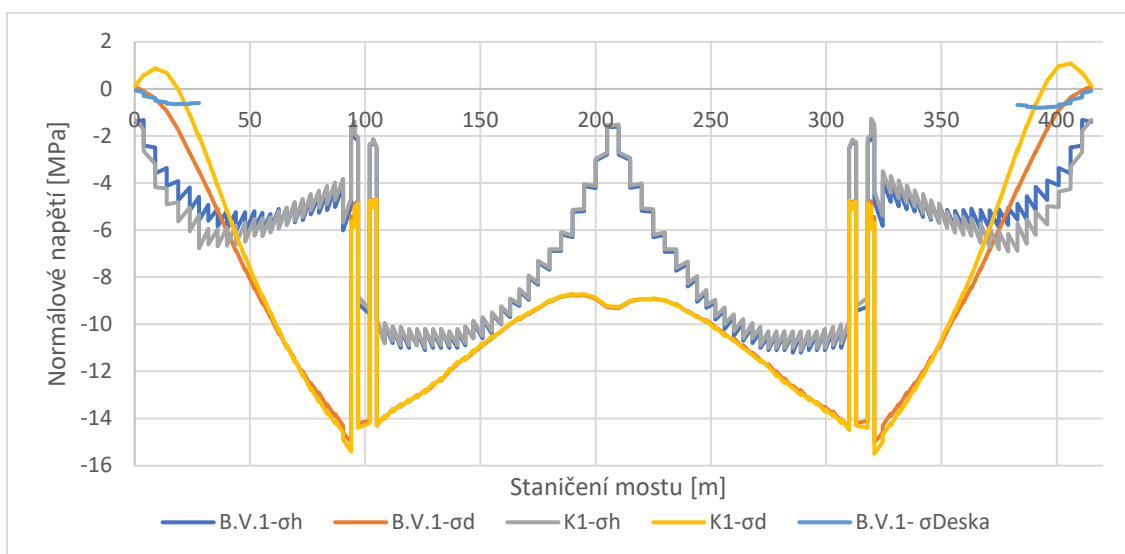
Normálové napětí na dolních vláknech při nerovnoměrné výstavbě vahadla přesáhne u pilíře 3denní pevnost betonu v tlaku při betonáži předposlední lamely. Ve skutečnosti v době betonování této lamely je u pilíře již vyztužený beton s plnou pevností. Proto je toto místo posouzeno již s kvazistálou kombinací a hodnotou 22,5 MPa. Při posuzování byly kontrolovány vnitřní síly a napětí na pilířích.

Po výstavbě vahadla proběhne první část předpínání spojitého kabelu, aby následná výstavba rozšiřujících konzol proběhla bez problémů. Budou předepnuty následující

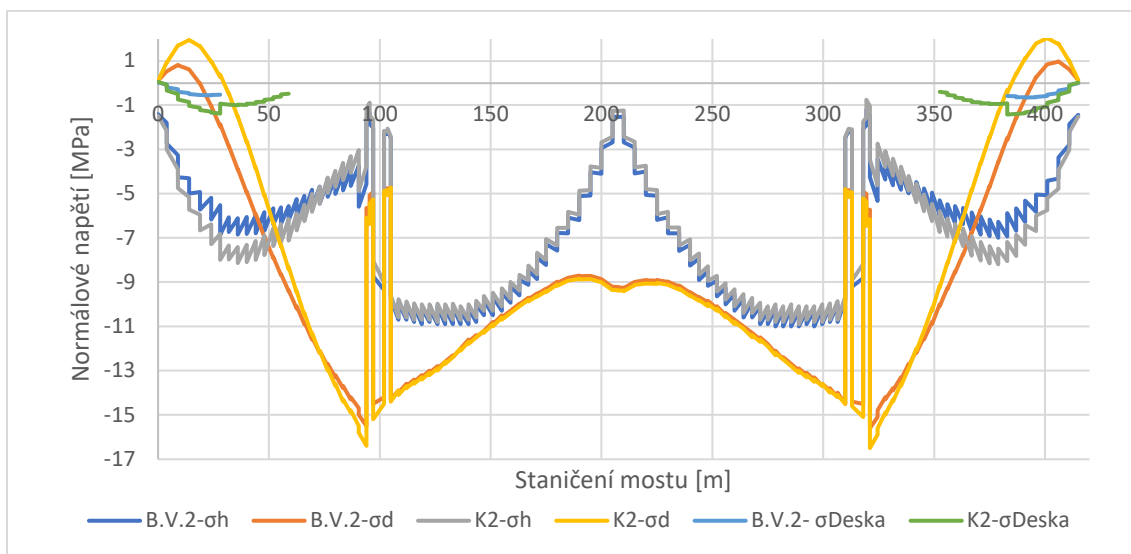
spojité kabely: S02L, S02P, S04L, S04P, S06L, S06P, S08L, S08P, S09L, S09P, S10L, S10P, S11L, S11P, S12L, S12P, S13L, S13P, S14L, S14P, S15L, S15P, S16L, S16P. Pokud by tyto kabely nebyly předepnuty před výstavbou rozšiřujících konzol, došlo by k překročení tahové pevnosti betonu. Po dobetonování všech rozšiřujících konzol dojde k předepnutí zbývajících kabelů spjitosti (vnější kabely hlavního pole, spojité kabely hlavního pole, vnější kabely krajního pole a kladné kabely hlavního pole). Na jednom z grafů jsou zobrazeny vždy napětí od posunu betonážní vozíku (B.V.) a potom napětí od nové konzoly K. Byla sledována napětí na horních vláknech ( $\sigma_H$ ), dolních vláknech ( $\sigma_D$ ) a na horních vláknech konzoly ( $\sigma_{deska}$ ).



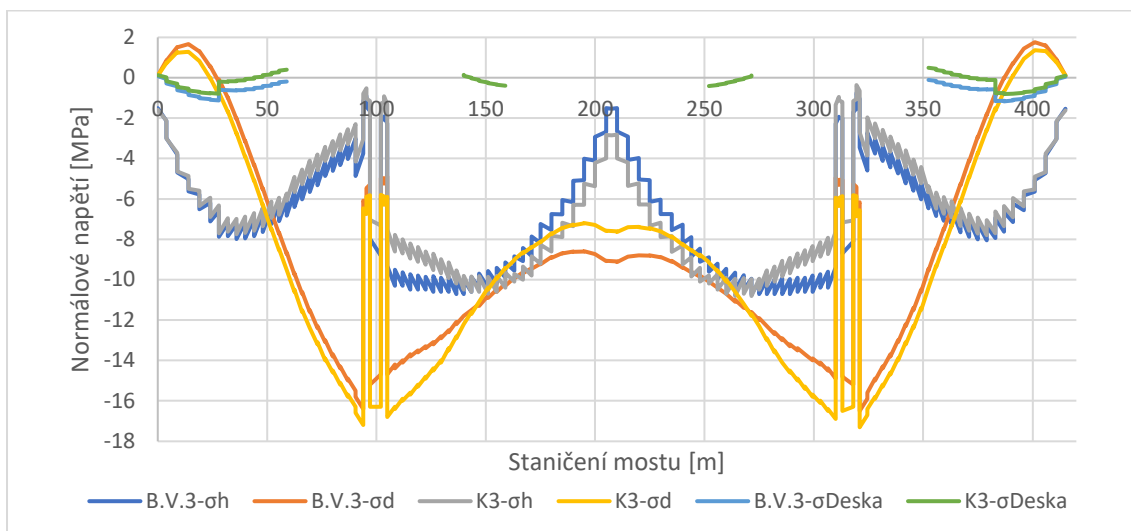
Obrázek 33 - Napětí od předepnutí spojitých kabelů



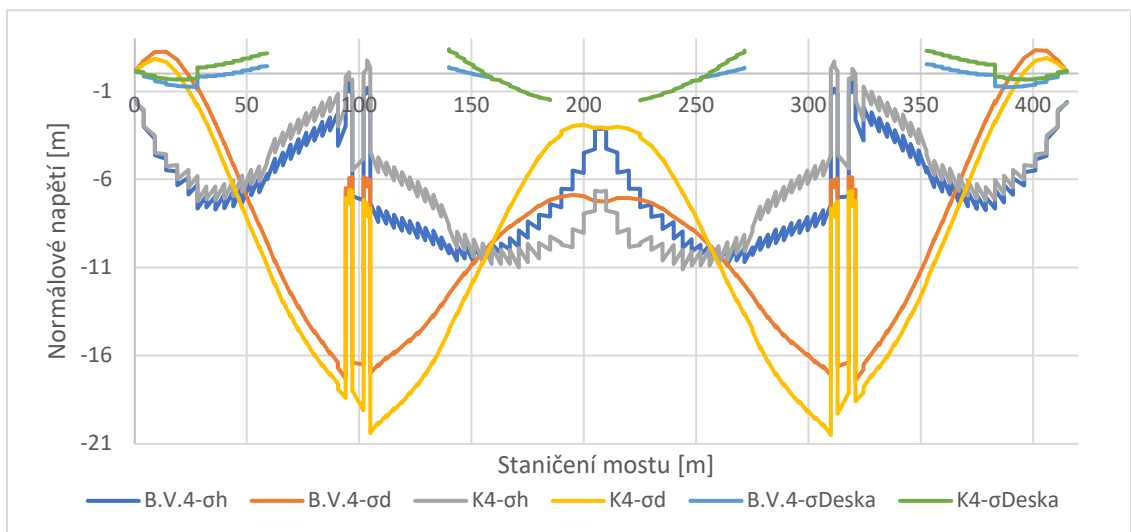
Obrázek 34 - Napětí od posunu betonážního vozíku a následně po vybetonování konzoly 1



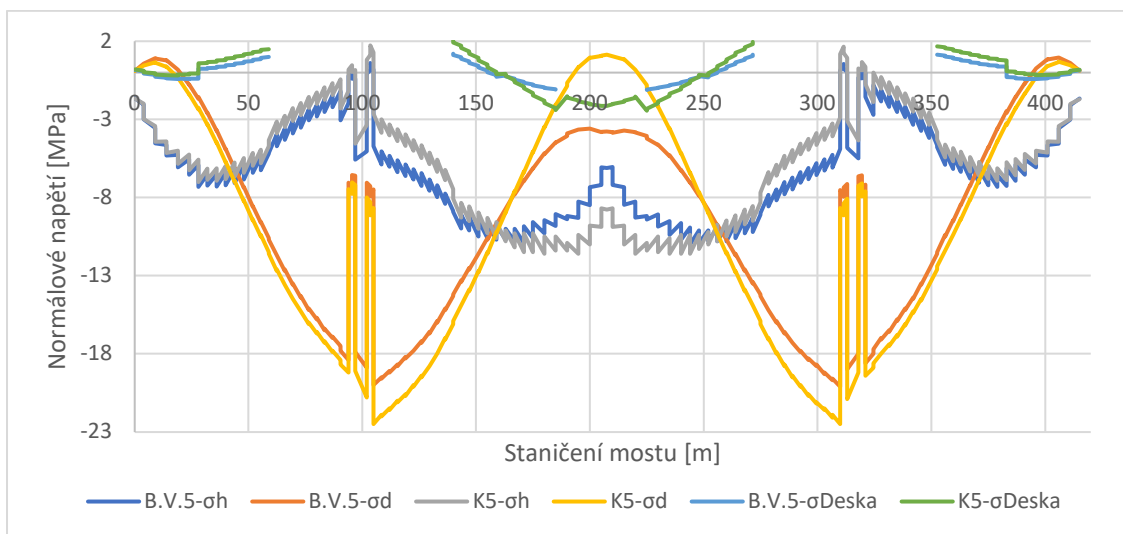
Obrázek 35 - Napětí od posunu betonážního vozíku a následně po vybetonování konzoly2



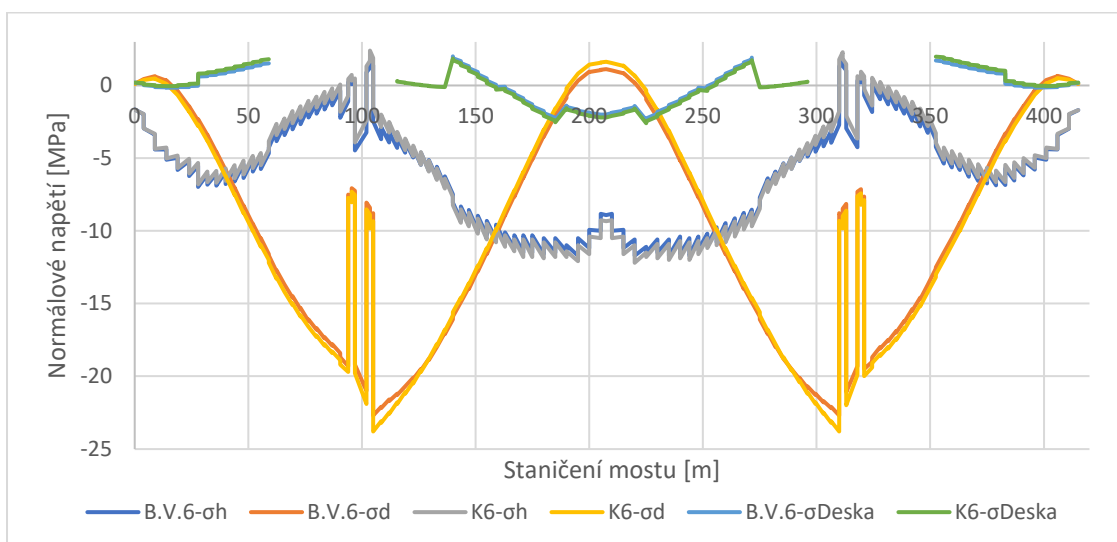
Obrázek 36 - Napětí od posunu betonážního vozíku a následně po vybetonování konzoly3



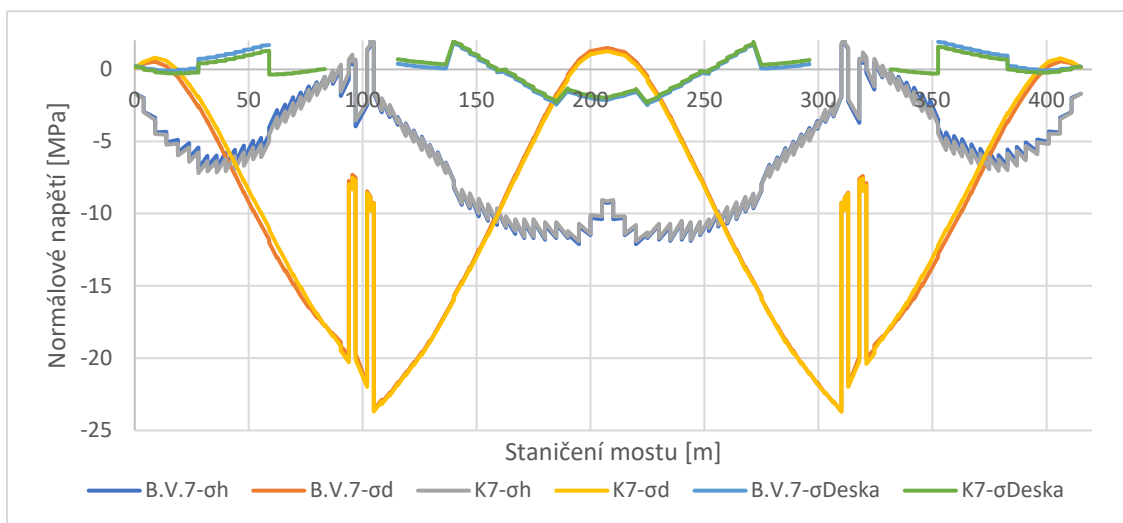
Obrázek 37 - Napětí od posunu betonážního vozíku a následně po vybetonování konzoly4



Obrázek 38 - Napětí od posunu betonážního vozíku a následně po vybetonování konzoly5

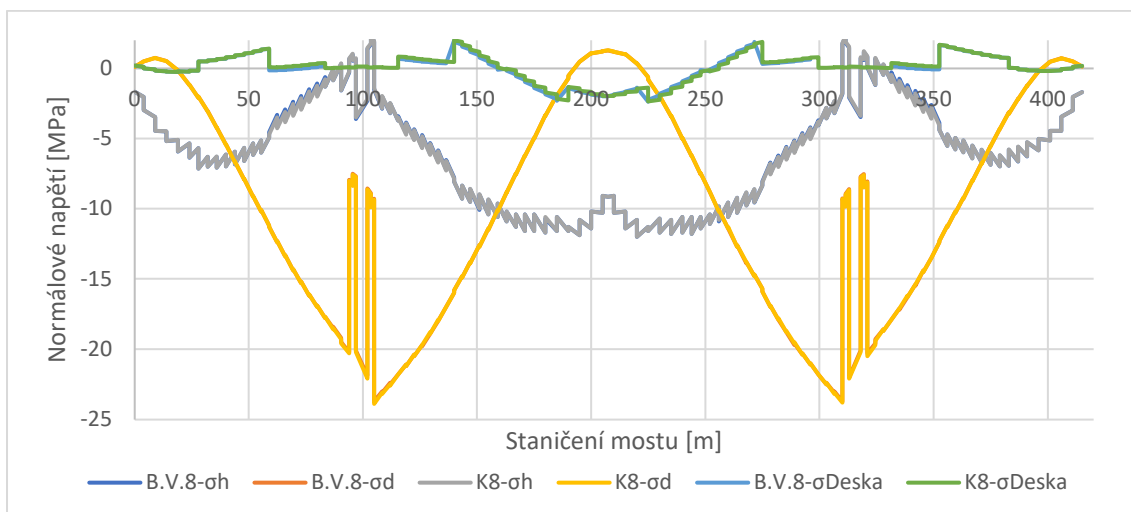


Obrázek 39 - Napětí od posunu betonážního vozíku a následně po vybetonování konzoly6

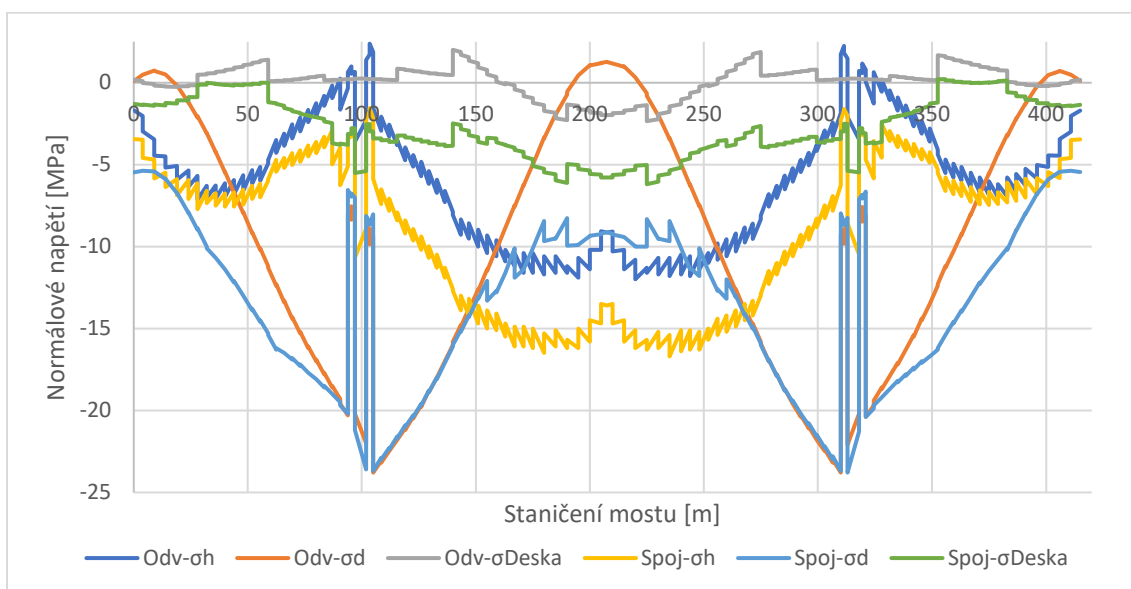


Obrázek 40 - Napětí od posunu betonážního vozíku a následně po vybetonování konzoly7





Obrázek 41 - Napětí od posunu betonážního vozíku a následně po vybetonování konzoly8



Obrázek 42 - Napětí od odstranění betonážního vozíku a předeptnutí zbývajících kabelů spojitosti.

Během výstavby konzol bylo kontrolováno, aby napětí nepřekročilo žádné limitní hodnoty. Pro maximální napětí byla kontrolována tahová pevnost betonu, která je 4,1 MPa a pro minimální napětí byla kontrolována charakteristická pevnost betonu, tedy  $0,6 \times f_{ck} = 0,6 \times 50 = 30$  MPa. Po celou dobu výstavby nebyly limitní hodnoty překročeny.

## 6.2 Definitivní stav

V kapitole [3.3.5](#) byla stanovena teplotní zatížení na konstrukci, která působí v definitivním stavu. Zatížení na konstrukci vytvoří vnitřní síly, ze kterých byla stanovena napětí. Jednotlivé hodnoty napětí na horních a dolních vláknech lze vidět na horních a dolních vláknech v následující tabulce.

Tabulka 17 - Napětí od teploty

Řez	Nerov horní		Nerov dolní		Rov +		Rov -	
	$\sigma_h$ [MPa]	$\sigma_d$ [MPa]	$\sigma_h$ [MPa]	$\sigma_d$ [MPa]	$\sigma_h$ [MPa]	$\sigma_d$ [MPa]	$\sigma_h$ [MPa]	$\sigma_d$ [MPa]
A	-0,45	-0,16	0,3	0,11	-0,07	0,1	0,06	-0,11
B	-1,04	1,09	0,68	-0,72	-0,33	0,61	0,36	-0,67
C	-1,24	1,31	0,81	-0,86	-0,41	0,69	0,45	-0,76
D	-1,26	1,23	0,83	-0,81	-0,41	0,63	0,45	-0,69
E	-1,02	0,83	0,67	-0,53	-0,19	-0,16	0,21	0,17
F	-1,25	1,29	0,82	-0,83	-0,15	-0,33	0,17	0,36
G	-1,63	2,06	1,07	-1,34	-0,05	-0,66	0,05	0,73
H	-1,81	2,39	1,19	-1,57	0,04	-0,85	-0,04	0,93
I	-1,63	2,06	1,07	-1,34	-0,01	-0,65	0,02	0,76
J	-1,25	1,29	0,82	-0,83	-0,1	-0,42	0,11	0,46
K	-1,02	0,82	0,67	-0,53	-0,14	-0,24	0,15	0,26
L	-1,26	1,23	0,83	-0,81	-0,46	0,71	0,51	-0,78
M	-1,24	1,31	0,82	-0,86	-0,46	0,78	0,51	-0,86
N	-1,04	1,09	0,68	-0,72	-0,38	0,69	0,41	-0,76
O	-0,46	-0,16	0,3	0,11	-0,07	0,11	0,08	-0,12

Z předchozí tabulky byly vybrány maximální a minimální hodnoty pro daný průřez od nerovnoměrného zatížení teplotou a od rovnoměrného zatížení teplotou.

Tabulka 18 - Maximální a minimální hodnoty napětí od teploty

Řez	Nerov maximální		Nerov minimální		Rov maximální		Rov minimální	
	$\sigma_h$ [MPa]	$\sigma_d$ [MPa]	$\sigma_h$ [MPa]	$\sigma_d$ [MPa]	$\sigma_h$ [MPa]	$\sigma_d$ [MPa]	$\sigma_h$ [MPa]	$\sigma_d$ [MPa]
A	0,30	0,11	-0,45	-0,16	0,06	0,1	-0,07	-0,11
B	0,68	1,09	-1,04	-0,72	0,36	0,61	-0,33	-0,67
C	0,81	1,31	-1,24	-0,86	0,45	0,69	-0,41	-0,76
D	0,83	1,23	-1,26	-0,81	0,45	0,63	-0,41	-0,69
E	0,67	0,83	-1,02	-0,53	0,21	0,17	-0,19	-0,16
F	0,82	1,29	-1,25	-0,83	0,17	0,36	-0,15	-0,33
G	1,07	2,06	-1,63	-1,34	0,05	0,73	-0,05	-0,66
H	1,19	2,39	-1,81	-1,57	0,04	0,93	-0,04	-0,85
I	1,07	2,06	-1,63	-1,34	0,02	0,76	-0,01	-0,65
J	0,82	1,29	-1,25	-0,83	0,11	0,46	-0,1	-0,42
K	0,67	0,82	-1,02	-0,53	0,15	0,26	-0,14	-0,24
L	0,83	1,23	-1,26	-0,81	0,51	0,71	-0,46	-0,78
M	0,82	1,31	-1,24	-0,86	0,51	0,78	-0,46	-0,86
N	0,68	1,09	-1,04	-0,72	0,41	0,69	-0,38	-0,76
O	0,30	0,11	-0,46	-0,16	0,08	0,11	-0,07	-0,12

Podle normy ČSN EN 1991-1-5 [06] lze zkombinovat nerovnoměrnou a rovnoměrnou složku teploty a vytvořit tak obálku výsledků od teploty. Byla vybrána horší hodnota z následujících vztahů:

$$\Delta T_{M,Heat} + \omega_N \Delta T_{N,exp} \text{ NEBO } \Delta T_{M,Cold} + \omega_N \Delta T_{N,con} \quad (6.1)$$

$$\omega_M \times \Delta T_{M,Heat} + \Delta T_{N,exp} \text{ NEBO } \omega_M \times \Delta T_{M,Cold} + \Delta T_{N,con} \quad (6.2)$$

Součinitele jsou  $\omega_N = 0,35$  a  $\omega_M = 0,75$

Tabulka 19 - Obálka napětí od teploty

Řez	Teplota maximální		Teplota minimální	
	$\sigma_h$ [MPa]	$\sigma_d$ [MPa]	$\sigma_h$ [MPa]	$\sigma_d$ [MPa]
A	0,32	0,18	-0,47	-0,23
B	0,87	1,43	-1,16	-1,21
C	1,06	1,67	-1,38	-1,41
D	1,07	1,55	-1,40	-1,30
E	0,74	0,89	-1,09	-0,59
F	0,88	1,42	-1,30	-0,95
G	1,09	2,32	-1,65	-1,67
H	1,20	2,72	-1,82	-2,03
I	1,08	2,33	-1,63	-1,66
J	0,86	1,45	-1,29	-1,04
K	0,72	0,91	-1,07	-0,64
L	1,13	1,63	-1,42	-1,39
M	1,13	1,76	-1,40	-1,51
N	0,92	1,51	-1,17	-1,30
O	0,33	0,19	-0,48	-0,24

Následně byla stanovena maximální a minimální napětí od dopravy. Bylo uvažováno se zatěžovacím modelem LM1.

Tabulka 20 - Doprava- LM1 - maximální a minimální hodnoty napětí

Řez	LM1 - max		LM1 - min		$\psi \times$ LM1 - max		$\psi \times$ LM1 - min	
	$\sigma_h$ [MPa]	$\sigma_d$ [MPa]	$\sigma_h$ [MPa]	$\sigma_d$ [MPa]	$\sigma_h$ [MPa]	$\sigma_d$ [MPa]	$\sigma_h$ [MPa]	$\sigma_d$ [MPa]
A	0,12	0,66	-0,70	-0,46	0,08	0,34	-0,34	-0,20
B	0,84	2,60	-1,50	-1,78	0,38	1,28	-0,76	-0,80
C	1,14	1,04	-0,78	-1,96	0,50	0,54	-0,40	-0,88
D	1,74	0,10	-0,12	-2,44	0,74	0,06	-0,08	-1,06
E	2,96	0,22	-0,16	-3,70	1,32	0,10	-0,08	-1,82
F	1,66	0,80	-0,50	-2,78	0,74	0,40	-0,26	-1,26
G	0,34	3,56	-2,20	-0,46	0,16	1,72	-1,06	-0,22
H	0,30	5,50	-3,10	-0,32	0,14	2,60	-1,48	-0,14
I	0,40	3,10	-1,92	-0,58	0,18	1,52	-0,94	-0,36
J	1,62	0,80	-0,52	-2,72	0,72	0,42	-0,28	-1,22
K	2,92	0,22	-0,16	-3,70	1,28	0,10	-0,08	-1,78
L	1,82	0,10	-0,12	-2,46	0,80	0,06	-0,08	-1,06
M	1,20	1,08	-0,78	-2,02	0,54	0,56	-0,40	-0,90
N	0,88	2,60	-1,52	-1,86	0,40	1,30	-0,76	-0,84
O	0,12	0,68	-0,74	-0,50	0,08	0,36	-0,36	-0,22

K posouzení MSP byla potřeba stanovit tři kombinace zatížení. Kombinace byly stanoveny už v kapitole 4.1. Bylo stanoveno napětí od proměnných zatížení pro kvazistálou, častou a charakteristickou kombinaci. Uvažováno bylo tedy s teplotou a dopravou. U kvazistálé kombinace byla využita z proměnných zatížení pouze teplota. U časté a charakteristické kombinace závisí na rozhodujícím proměnném zatížení.

Tabulka 21 - Obálka napětí od proměnného zatížení kvazistálé kombinace

Řez	Kvazistálé max.		Kvazistálé min.	
	$\sigma_h$ [MPa]	$\sigma_d$ [MPa]	$\sigma_h$ [MPa]	$\sigma_d$ [MPa]
A	0,16	0,09	-0,24	-0,12
B	0,44	0,71	-0,58	-0,61
C	0,53	0,84	-0,69	-0,70
D	0,54	0,78	-0,70	-0,65
E	0,37	0,44	-0,54	-0,29
F	0,44	0,71	-0,65	-0,48
G	0,54	1,16	-0,82	-0,83
H	0,60	1,36	-0,91	-1,01
I	0,54	1,16	-0,82	-0,83
J	0,43	0,73	-0,64	-0,52
K	0,36	0,46	-0,53	-0,32
L	0,57	0,82	-0,71	-0,69
M	0,56	0,88	-0,70	-0,75
N	0,46	0,75	-0,59	-0,65
O	0,16	0,10	-0,24	-0,12

Tabulka 22 – Max. a min. napětí od proměnného zatížení pro častou kombinaci

Řez	Rozhod. LM1 - max		Rozhod. LM1 - min		Rozhod. Tep - max		Rozhod. Tep - min	
	σh [MPa]	σd [MPa]	σh [MPa]	σd [MPa]	σh [MPa]	σd [MPa]	σh [MPa]	σd [MPa]
A	0,24	0,43	-0,58	-0,32	0,19	0,11	-0,28	-0,14
B	0,82	1,99	-1,34	-1,41	0,52	0,86	-0,69	-0,73
C	1,03	1,38	-1,09	-1,58	0,63	1,00	-0,83	-0,84
D	1,28	0,84	-0,78	-1,71	0,64	0,93	-0,84	-0,78
E	1,69	0,54	-0,62	-2,11	0,45	0,53	-0,65	-0,35
F	1,18	1,11	-0,91	-1,74	0,53	0,85	-0,78	-0,57
G	0,70	2,88	-1,88	-1,05	0,65	1,39	-0,99	-1,00
H	0,74	3,96	-2,39	-1,15	0,72	1,63	-1,09	-1,22
I	0,72	2,68	-1,76	-1,19	0,65	1,40	-0,98	-0,99
J	1,15	1,15	-0,92	-1,74	0,52	0,87	-0,77	-0,63
K	1,64	0,56	-0,61	-2,10	0,43	0,55	-0,64	-0,38
L	1,37	0,88	-0,79	-1,75	0,68	0,98	-0,85	-0,83
M	1,10	1,44	-1,10	-1,65	0,68	1,06	-0,84	-0,90
N	0,86	2,05	-1,35	-1,49	0,55	0,90	-0,70	-0,78
O	0,24	0,46	-0,60	-0,34	0,20	0,12	-0,29	-0,14

Tabulka 23 - Obálka napětí od proměnného zatížení pro častou kombinaci

Řez	Častá max.		Častá min.	
	σh [MPa]	σd [MPa]	σh [MPa]	σd [MPa]
A	0,24	0,43	-0,58	-0,32
B	0,82	1,99	-1,34	-1,41
C	1,03	1,38	-1,09	-1,58
D	1,28	0,93	-0,84	-1,71
E	1,69	0,54	-0,65	-2,11
F	1,18	1,11	-0,91	-1,74
G	0,70	2,88	-1,88	-1,05
H	0,74	3,96	-2,39	-1,22
I	0,72	2,68	-1,76	-1,19
J	1,15	1,15	-0,92	-1,74
K	1,64	0,56	-0,64	-2,10
L	1,37	0,98	-0,85	-1,75
M	1,10	1,44	-1,10	-1,65
N	0,86	2,05	-1,35	-1,49
O	0,24	0,46	-0,60	-0,34

Tabulka 24 – Max. a min. napětí od proměnného zatížení pro char. kombinaci

Řez	Rozhod. LM1 - max		Rozhod. LM1 - min		Rozhod. Tep - max		Rozhod. Tep - min	
	$\sigma_h$ [MPa]	$\sigma_d$ [MPa]	$\sigma_h$ [MPa]	$\sigma_d$ [MPa]	$\sigma_h$ [MPa]	$\sigma_d$ [MPa]	$\sigma_h$ [MPa]	$\sigma_d$ [MPa]
A	0,31	0,77	-0,98	-0,60	0,36	0,35	-0,64	-0,33
B	1,36	3,46	-2,19	-2,51	1,06	2,07	-1,54	-1,61
C	1,77	2,04	-1,61	-2,80	1,31	1,94	-1,58	-1,85
D	2,38	1,03	-0,96	-3,22	1,44	1,58	-1,44	-1,83
E	3,41	0,75	-0,81	-4,05	1,40	0,94	-1,13	-1,50
F	2,19	1,65	-1,28	-3,35	1,25	1,62	-1,43	-1,58
G	0,99	4,95	-3,19	-1,46	1,17	3,18	-2,18	-1,78
H	1,02	7,13	-4,19	-1,54	1,27	4,02	-2,56	-2,10
I	1,05	4,50	-2,90	-1,57	1,17	3,09	-2,10	-1,84
J	2,14	1,67	-1,29	-3,35	1,22	1,66	-1,43	-1,65
K	3,35	0,77	-0,80	-4,08	1,36	0,96	-1,11	-1,53
L	2,50	1,08	-0,97	-3,29	1,53	1,66	-1,46	-1,92
M	1,88	2,14	-1,62	-2,92	1,40	2,04	-1,60	-1,96
N	1,43	3,50	-2,22	-2,64	1,12	2,16	-1,55	-1,72
O	0,32	0,80	-1,03	-0,64	0,37	0,37	-0,66	-0,35

Tabulka 25 - Obálka napětí od proměnného zatížení pro char. kombinaci

Řez	Char. max.		Char. min.	
	$\sigma_h$ [MPa]	$\sigma_d$ [MPa]	$\sigma_h$ [MPa]	$\sigma_d$ [MPa]
A	0,36	0,77	-0,98	-0,60
B	1,36	3,46	-2,19	-2,51
C	1,77	2,04	-1,61	-2,80
D	2,38	1,58	-1,44	-3,22
E	3,41	0,94	-1,13	-4,05
F	2,19	1,65	-1,43	-3,35
G	1,17	4,95	-3,19	-1,78
H	1,27	7,13	-4,19	-2,10
I	1,17	4,50	-2,90	-1,84
J	2,14	1,67	-1,43	-3,35
K	3,35	0,96	-1,11	-4,08
L	2,50	1,66	-1,46	-3,29
M	1,88	2,14	-1,62	-2,92
N	1,43	3,50	-2,22	-2,64
O	0,37	0,80	-1,03	-0,64

Bylo posouzeno, zda normálová napětí pro kvazistálou kombinaci vyhovují. Horní hranice napětí byla stanovena dekompresí, a maximální tlaková hodnota je  $0,45 \times f_{ck}$ , s uvažovaným lineárním dotvarováním.

Tabulka 26 - Posouzení kvazistálé kombinace při uvedení do provozu

Řez	Uvedení do provozu - $\sigma_h$				Uvedení do provozu - $\sigma_d$			
	min	$>-\sigma_{c,lim,kv}$	max	0	min	$>-\sigma_{c,lim,kv}$	max	0
	[MPa]	-22,5	[MPa]		[MPa]	-22,5	[MPa]	
A	-3,92	OK	-3,52	OK	-5,40	OK	-5,19	OK
B	-7,94	OK	-6,93	OK	-11,19	OK	-9,87	OK
C	-6,17	OK	-4,95	OK	-17,16	OK	-15,62	OK
D	-6,88	OK	-5,64	OK	-20,69	OK	-19,26	OK
E	-7,73	OK	-6,82	OK	-23,91	NO	-23,18	OK
F	-12,88	OK	-11,79	OK	-17,46	OK	-16,27	OK
G	-17,07	OK	-15,71	OK	-10,85	OK	-8,86	OK
H	-14,35	OK	-12,84	OK	-9,51	OK	-7,14	OK
I	-16,95	OK	-15,59	OK	-12,08	OK	-10,09	OK
J	-13,19	OK	-12,12	OK	-17,35	OK	-16,10	OK
K	-8,13	OK	-7,24	OK	-23,86	NO	-23,08	OK
L	-6,51	OK	-5,23	OK	-20,90	OK	-19,39	OK
M	-6,04	OK	-4,78	OK	-17,44	OK	-15,81	OK
N	-7,90	OK	-6,85	OK	-11,30	OK	-9,90	OK
O	-3,93	OK	-3,53	OK	-5,37	OK	-5,15	OK

Tabulka 27 - Posouzení kvazistálé kombinace na konci životnosti

Řez	Konec životnosti - $\sigma_h$				Konec životnosti - $\sigma_d$			
	min	$>-\sigma_{c,lim,kv}$	max	0	min	$>-\sigma_{c,lim,kv}$	max	0
	[MPa]	-22,5	[MPa]		[MPa]	-22,5	[MPa]	
A	-3,71	OK	-3,32	OK	-4,98	OK	-4,77	OK
B	-7,22	OK	-6,21	OK	-10,43	OK	-9,11	OK
C	-5,94	OK	-4,72	OK	-16,70	OK	-15,16	OK
D	-6,76	OK	-5,52	OK	-20,49	OK	-19,06	OK
E	-6,98	OK	-6,07	OK	-24,01	NO	-23,28	OK
F	-11,78	OK	-10,69	OK	-17,11	OK	-15,92	OK
G	-16,41	OK	-15,05	OK	-8,88	OK	-6,89	OK
H	-14,67	OK	-13,16	OK	-6,28	OK	-3,91	OK
I	-16,21	OK	-14,85	OK	-10,09	OK	-8,10	OK
J	-12,17	OK	-11,10	OK	-16,80	OK	-15,55	OK
K	-7,45	OK	-6,56	OK	-23,79	NO	-23,01	OK
L	-6,41	OK	-5,13	OK	-20,68	OK	-19,17	OK
M	-5,81	OK	-4,55	OK	-16,96	OK	-15,33	OK
N	-7,15	OK	-6,10	OK	-10,54	OK	-9,14	OK
O	-3,72	OK	-3,32	OK	-4,95	OK	-4,73	OK

Z tabulky je zřejmé, že normálové napětí na dolních vláknech v uvedení do provozu v řezu E, K překračuje limitní hodnotu -22,5 MPa. Také v průřezu E, K, na konci životnosti tuto limitní hodnotu překračuje. Bylo by vhodné tedy uvažovat s nelineárním

dotvarováním a tento stav nadále posoudit. V rámci diplomové práce se tímto posudkem dále nebudeme zabývat.

Dále byla posouzena častá kombinace, ve které je limitní hranice dekomprese ve všech řezech dle Tabulky 7.10N z normy ČSN 1992-2 [02].

Tabulka 28 - Posouzení časté kombinace při uvedení do provozu

Řez	Uvedení do provozu - $\sigma_h$			Uvedení do provozu - $\sigma_d$		
	min	max	0	min	max	0
	[MPa]	[MPa]		[MPa]	[MPa]	
A	-4,26	-3,44	OK	-5,60	-4,85	OK
B	-8,70	-6,55	OK	-11,99	-8,59	OK
C	-6,57	-4,45	OK	-18,04	-15,08	OK
D	-7,02	-4,90	OK	-21,75	-19,11	OK
E	-7,84	-5,50	OK	-25,73	-23,08	OK
F	-13,14	-11,05	OK	-18,72	-15,87	OK
G	-18,13	-15,55	OK	-11,07	-7,14	OK
H	-15,83	-12,70	OK	-9,72	-4,54	OK
I	-17,89	-15,41	OK	-12,44	-8,57	OK
J	-13,47	-11,40	OK	-18,57	-15,68	OK
K	-8,24	-5,96	OK	-25,64	-22,98	OK
L	-6,65	-4,43	OK	-21,96	-19,23	OK
M	-6,44	-4,24	OK	-18,34	-15,25	OK
N	-8,66	-6,45	OK	-12,14	-8,60	OK
O	-4,29	-3,45	OK	-5,59	-4,79	OK



Tabulka 29 - Posouzení časté kombinace na konci životnosti

Řez	Konec životnosti - $\sigma_h$			Konec životnosti - $\sigma_d$		
	min	max	0	min	max	0
	[MPa]	[MPa]		[MPa]	[MPa]	
A	-4,05	-3,24	OK	-5,18	-4,43	OK
B	-7,98	-5,83	OK	-11,23	-7,83	OK
C	-6,34	-4,22	OK	-17,58	-14,62	OK
D	-6,90	-4,78	OK	-21,55	-18,91	OK
E	-7,09	-4,75	OK	-25,83	-23,18	OK
F	-12,04	-9,95	OK	-18,37	-15,52	OK
G	-17,47	-14,89	OK	-9,10	-5,17	OK
H	-16,15	-13,02	OK	-6,49	-1,31	OK
I	-17,15	-14,67	OK	-10,45	-6,58	OK
J	-12,45	-10,38	OK	-18,02	-15,13	OK
K	-7,56	-5,28	OK	-25,57	-22,91	OK
L	-6,55	-4,33	OK	-21,74	-19,01	OK
M	-6,21	-4,01	OK	-17,86	-14,77	OK
N	-7,91	-5,70	OK	-11,38	-7,84	OK
O	-4,08	-3,24	OK	-5,17	-4,37	OK

Z předchozích dvou Tabulek 28 a 29 vychází po celé délce mostu dekomprese. Jako poslední bylo posouzeno normálové napětí při charakteristické kombinaci.

Tabulka 30 - Posouzení při charakteristické kombinaci při uvedení do provozu

Řez	Uvedení do provozu - $\sigma_h$				Uvedení do provozu - $\sigma_d$			
	min	$>-\sigma_{c,lim,kv}$	max	$<f_{ctm}$	min	$>-\sigma_{c,lim,kv}$	max	$<f_{ctm}$
	[MPa]	-30	[MPa]	4,1	[MPa]	-30	[MPa]	4,1
A	-4,66	OK	-3,32	OK	-5,88	OK	-4,51	OK
B	-9,55	OK	-6,00	OK	-13,09	OK	-7,12	OK
C	-7,09	OK	-3,71	OK	-19,26	OK	-14,42	OK
D	-7,62	OK	-3,80	OK	-23,26	OK	-18,46	OK
E	-8,32	OK	-3,78	OK	-27,67	OK	-22,68	OK
F	-13,66	OK	-10,04	OK	-20,33	OK	-15,33	OK
G	-19,44	OK	-15,08	OK	-11,80	OK	-5,07	OK
H	-17,63	OK	-12,17	OK	-10,60	OK	-1,37	OK
I	-19,03	OK	-14,96	OK	-13,09	OK	-6,75	OK
J	-13,98	OK	-10,41	OK	-20,18	OK	-15,16	OK
K	-8,71	OK	-4,25	OK	-27,62	OK	-22,58	OK
L	-7,26	OK	-3,30	OK	-23,50	OK	-18,55	OK
M	-6,96	OK	-3,47	OK	-19,61	OK	-14,55	OK
N	-9,53	OK	-5,88	OK	-13,29	OK	-7,15	OK
O	-4,72	OK	-3,32	OK	-5,89	OK	-4,45	OK

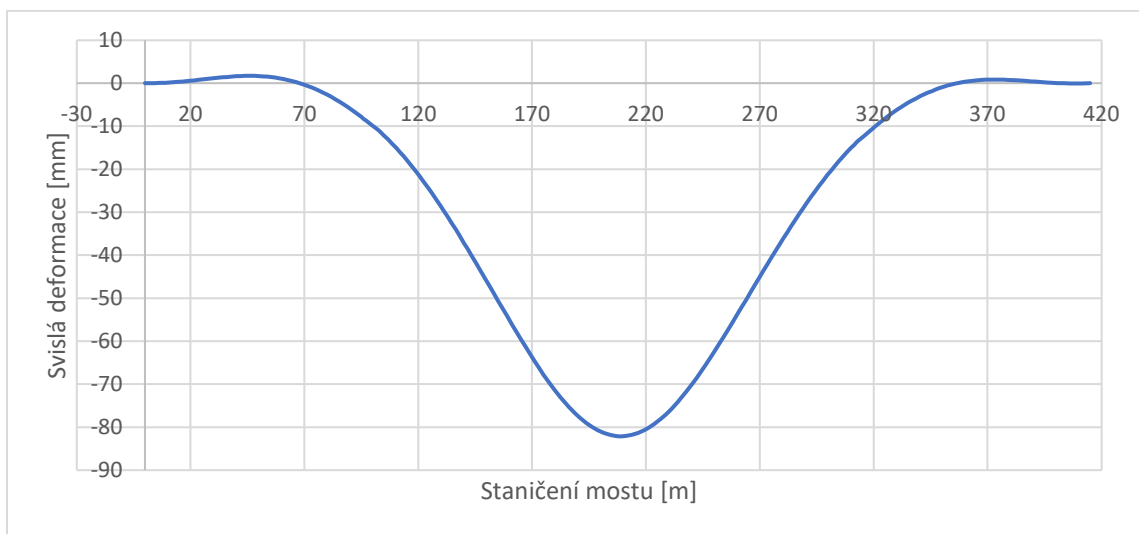
Tabulka 31 - Posouzení při charakteristické kombinaci na konci životnosti

Řez	Konec životosti - $\sigma_h$				Konec životnosti - $\sigma_d$			
	min	$>-\sigma_{c,lim,kv}$	max	$<f_{ctm}$	min	$>-\sigma_{c,lim,kv}$	max	$<f_{ctm}$
	[MPa]	-30	[MPa]	4,1	[MPa]	-30	[MPa]	4,1
A	-4,46	OK	-3,12	OK	-5,46	OK	-4,09	OK
B	-8,83	OK	-5,28	OK	-12,33	OK	-6,36	OK
C	-6,86	OK	-3,48	OK	-18,80	OK	-13,96	OK
D	-7,50	OK	-3,68	OK	-23,06	OK	-18,26	OK
E	-7,57	OK	-3,03	OK	-27,77	OK	-22,78	OK
F	-12,56	OK	-8,94	OK	-19,98	OK	-14,98	OK
G	-18,78	OK	-14,42	OK	-9,83	OK	-3,10	OK
H	-17,95	OK	-12,49	OK	-7,37	OK	1,86	OK
I	-18,29	OK	-14,22	OK	-11,10	OK	-4,76	OK
J	-12,96	OK	-9,39	OK	-19,63	OK	-14,61	OK
K	-8,03	OK	-3,57	OK	-27,55	OK	-22,51	OK
L	-7,16	OK	-3,20	OK	-23,28	OK	-18,33	OK
M	-6,73	OK	-3,24	OK	-19,13	OK	-14,07	OK
N	-8,78	OK	-5,13	OK	-12,53	OK	-6,39	OK
O	-4,51	OK	-3,11	OK	-5,47	OK	-4,03	OK

Z Tabulek 30 a 31 je vidět, že napětí ve všech řezech charakteristické kombinace je v limitních hodnotách.

### 6.3 Přetvoření – deformace

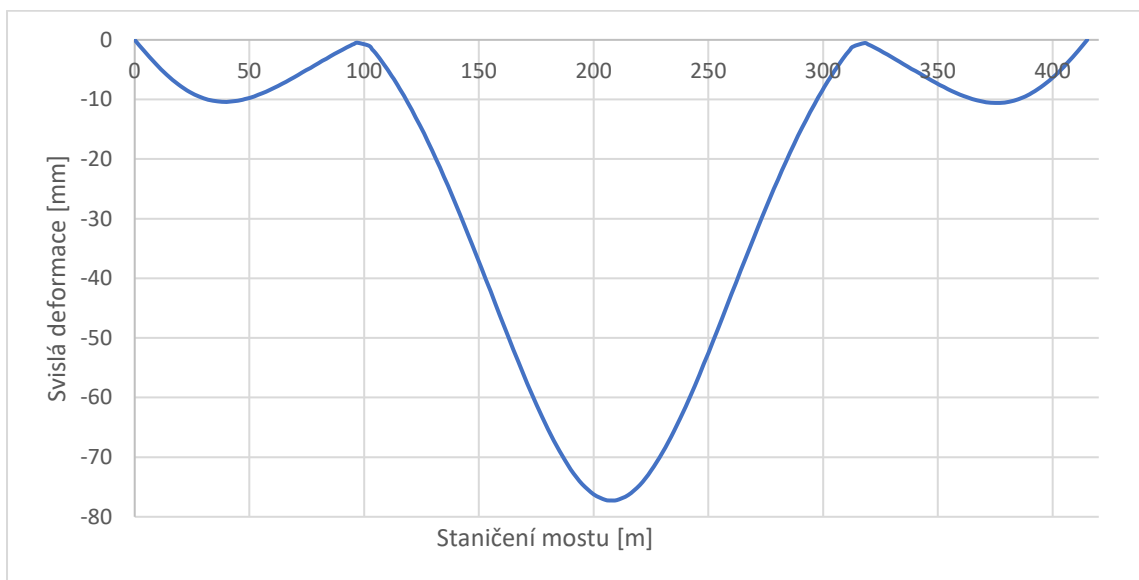
Protože mosty s letmou betonáží mají problémy s dlouhodobou deformací, byl stanoven svislý průhyb od dotvarování a smršťování betonu od doby v provozu po konec životnosti od vlastní tíhy konstrukce. Z následujícího grafu je vidět, že maximální deformace v hlavním poli je 82,06 mm. Světlé rozpětí hlavního pole je 205 m, a tedy průhyb je  $82,06/205 \cdot 1000 \approx 1/2498$  rozpětí. Z toho vyplývá, že dlouhodobý průhyb nebude v životnosti konstrukce problém. Tento průhyb by se měl redukovat nadvýšením konstrukce.



Obrázek 43 - Deformace od doby uvedení do provozu do konce životnosti

Dle normy ČSN 73 6214 musíme splnit podmínku průhybu od modelu LM1. Tuto podmínku posoudíme v hlavním poli. Limitní hodnota průhybu je stanovena na 1/600 rozpětí. Pro světlé rozpětí 205 m je tedy limitní hodnota  $205000/600 = 341,7$  mm. Z následujícího grafu je vidět, že maximální deformace od zatížení LM1 je 77,25 mm. Tato hodnota je menší než limitní hodnota, a tedy splňujeme mezní stav omezení deformací.

$$U_{z,LM1} = 75,25 \text{ mm} < U_{z,lim} = 341,7 \text{ mm} \rightarrow \text{Vyhovuje}$$



Obrázek 44 - Obálka záporných průhybů mostu od LM1

## 7 Posouzení MSU

V této diplomové práci uvažujeme, že staticky neurčité účinky předpětí se nemění v mezním stavu únosnosti.

### 7.1 Definitivní stav

Byly stanoveny vnitřní síly pro posouzení v mezním stavu únosnosti. Bylo uvažováno s vlastní tíhou, předpětím, dotvarováním a smršťováním v čase. Vnitřní síly od vlastní tíhy vynásobíme kombinačním koeficientem 1,35.

Tabulka 32 - Vnitřní síly od stálých zatížení

Vnitřní síly od stálých zatížení							
Řez	Vn. Síla	-		UP		KZ	
		G	1,35 × G	C-S	P	C-S	P
A	N [kN]	1341	1811	-4139	-78701	-4003	-73089
	Vz [kN]	-5181	-6995	58	4724	-27	3810
	My [kNm]	8915	12036	5724	-44514	4469	-38697
	Mx [kNm]	20	26	-19	-542	-55	-502
B	N [kN]	-1285	-1735	-5276	-188459	-350	-176970
	Vz [kN]	24325	32838	-87	-9755	-77	-9656
	My [kNm]	-281674	-380260	7552	187797	-3003	201982
	Mx [kNm]	24	32	-42	-515	-95	-478
C	N [kN]	-5546	-7486	-12705	-287904	-14922	-272946
	Vz [kN]	56398	76138	-480	-28261	-744	-26978
	My [kNm]	-1490096	-2011629	38569	966081	53306	958951
	Mx [kNm]	34	46	-100	-214	-255	-180
D	N [kN]	-18837	-25430	-18154	-448789	-27252	-426745
	Vz [kN]	91330	123295	-907	-43879	-1587	-41826
	My [kNm]	-3522141	-4754890	80313	2548952	134819	2474911
	Mx [kNm]	-61	-83	-7	-958	39	-927
E	N [kN]	-32724	-44177	-14599	-520173	-18333	-497806
	Vz [kN]	-106166	-143324	715	42109	906	39871
	My [kNm]	-4369427	-5898727	60714	3245163	107930	3120382
	Mx [kNm]	154	208	22	1654	-62	1592
F	N [kN]	-19760	-26676	-9750	-382720	-4291	-362743
	Vz [kN]	-67158	-90663	370	31452	140	29432
	My [kNm]	-1681653	-2270232	24872	1467095	37074	1419423
	Mx [kNm]	95	129	35	210	20	214

Vnitřní síly od stálých zatížení							
Řez	Vn. Síla	-		UP		KZ	
		G	1,35 × G	C-S	P	C-S	P
G	N [kN]	9281	12530	-4337	-281907	5498	-263245
	Vz [kN]	-27119	-36611	85	10721	-192	9939
	My [kNm]	67818	91555	2273	87899	12831	109230
	Mx [kNm]	96	130	-121	1867	-238	1747
H	N [kN]	14898	20112	-3035	-230518	4245	-213616
	Vz [kN]	-1229	-1660	-22	891	-141	821
	My [kNm]	457806	618037	-1836	-369804	19692	-323493
	Mx [kNm]	-4	-6	-16	126	-27	119
I	N [kN]	3742	5052	-4193	-297052	6522	-277598
	Vz [kN]	31083	41961	-164	-13514	-51	-12532
	My [kNm]	-45135	-60933	4446	166227	18363	184764
	Mx [kNm]	-115	-156	136	-2298	280	-2146
J	N [kN]	-23084	-31164	-9514	-381912	-3123	-361765
	Vz [kN]	66812	90197	-436	-31232	-375	-29216
	My [kNm]	-1662650	-2244577	29339	1463766	52644	1416143
	Mx [kNm]	-97	-131	-36	-486	1	-473
K	N [kN]	-38646	-52173	-14374	-520116	-16903	-497351
	Vz [kN]	105648	142625	-781	-41602	-1119	-39382
	My [kNm]	-4333351	-5850023	67335	3236487	129616	3111494
	Mx [kNm]	-156	-210	-30	-938	36	-918
L	N [kN]	-13728	-18532	-18159	-449542	-27576	-427611
	Vz [kN]	-91915	-124085	883	44173	1591	42107
	My [kNm]	-3561339	-4807808	78149	2553688	135522	2479865
	Mx [kNm]	97	131	27	913	-31	884
M	N [kN]	-2899	-3914	-12591	-290160	-14921	-275156
	Vz [kN]	-56838	-76731	450	22488	729	21662
	My [kNm]	-1511390	-2040376	36565	964517	52465	957739
	Mx [kNm]	0	1	124	141	280	108
N	N [kN]	-1572	-2122	-5052	-188799	29	-177472
	Vz [kN]	-24625	-33243	56	9903	52	9804
	My [kNm]	-286867	-387270	5926	188744	-4841	202362
	Mx [kNm]	1	1	75	410	136	376
O	N [kN]	1206	1629	-4174	-78695	-4078	-73090
	Vz [kN]	4902	6618	-82	-4628	13	-3725
	My [kNm]	9230	12461	5742	-44275	4593	-38420
	Mx [kNm]	2	2	54	419	103	383

Byly stanoveny obálky vnitřních sil od stálých zatížení.

Tabulka 33 - Obálka vnitřních sil od stálých zatížení

Obálka vnitřních sil od stálých zatížení							
Řez	Vn. Síla	-		UP		KZ	
		G (max)	G (min)	G,C-S,P(max)	G,C-S,P(min)	G,C-S,P(max)	G,C-S,P(min)
A	N [kN]	1811	1341	-81029	-81499	-75281	-75751
	Vz [kN]	-5181	-6995	-399	-2213	-1398	-3212
	My [kNm]	12036	8915	-26755	-29875	-22192	-25313
	Mx [kNm]	26	20	-535	-541	-531	-537
B	N [kN]	-1285	-1735	-195020	-195470	-178605	-179055
	Vz [kN]	32838	24325	22996	14483	23105	14592
	My [kNm]	-281674	-380260	-86326	-184912	-82695	-181281
	Mx [kNm]	32	24	-525	-534	-541	-549
C	N [kN]	-5546	-7486	-306154	-308095	-293414	-295355
	Vz [kN]	76138	56398	47397	27657	48416	28676
	My [kNm]	-1490096	-2011629	-485445	-1006979	-477838	-999372
	Mx [kNm]	46	34	-268	-280	-389	-400
D	N [kN]	-18837	-25430	-485780	-492373	-472834	-479427
	Vz [kN]	123295	91330	78509	46544	79882	47917
	My [kNm]	-3522141	-4754890	-892876	-2125625	-912411	-2145161
	Mx [kNm]	-61	-83	-1026	-1047	-949	-971
E	N [kN]	-32724	-44177	-567496	-578949	-548863	-560316
	Vz [kN]	-106166	-143324	-63342	-100500	-65389	-102547
	My [kNm]	-4369427	-5898727	-1063549	-2592849	-1141115	-2670414
	Mx [kNm]	208	154	1884	1830	1738	1684
F	N [kN]	-19760	-26676	-412230	-419146	-386794	-393710
	Vz [kN]	-67158	-90663	-35336	-58841	-37586	-61092
	My [kNm]	-1681653	-2270232	-189687	-778265	-225156	-813735
	Mx [kNm]	129	95	374	341	363	329
G	N [kN]	12530	9281	-273714	-276962	-245217	-248465
	Vz [kN]	-27119	-36611	-16314	-25805	-17372	-26864
	My [kNm]	91555	67818	181728	157991	213616	189879
	Mx [kNm]	130	96	1876	1842	1639	1606
H	N [kN]	20112	14898	-213440	-218654	-189259	-194474
	Vz [kN]	-1229	-1660	-360	-790	-550	-981
	My [kNm]	618037	457806	246398	86166	314237	154005
	Mx [kNm]	-4	-6	106	105	88	87
I	N [kN]	5052	3742	-296193	-297503	-266025	-267334
	Vz [kN]	41961	31083	28284	17405	29379	18500
	My [kNm]	-45135	-60933	125538	109740	157991	142194
	Mx [kNm]	-115	-156	-2277	-2317	-1981	-2021

Oálka vnitřních sil od stálých zatížení							
Řez	Vn. Síla	-		UP		KZ	
		G (max)	G (min)	G,C- S,P(max)	G,C- S,P(min)	G,C- S,P(max)	G,C- S,P(min)
J	N [kN]	-23084	-31164	-414510	-422589	-387972	-396052
	Vz [kN]	90197	66812	58529	35144	60605	37221
	My [kNm]	-1662650	-2244577	-169544	-751472	-193863	-775790
	Mx [kNm]	-97	-131	-619	-653	-569	-603
K	N [kN]	-38646	-52173	-573137	-586663	-552901	-566427
	Vz [kN]	142625	105648	100243	63266	102125	65148
	My [kNm]	-4333351	-5850023	-1029528	-2546201	-1092241	-2608913
	Mx [kNm]	-156	-210	-1124	-1178	-1037	-1092
L	N [kN]	-13728	-18532	-481429	-486234	-468914	-473718
	Vz [kN]	-91915	-124085	-46859	-79029	-48216	-80387
	My [kNm]	-3561339	-4807808	-929502	-2175971	-945953	-2192421
	Mx [kNm]	131	97	1072	1038	984	950
M	N [kN]	-2899	-3914	-305651	-306665	-292977	-293992
	Vz [kN]	-56838	-76731	-33900	-53793	-34446	-54339
	My [kNm]	-1511390	-2040376	-510307	-1039294	-501186	-1030172
	Mx [kNm]	1	0	265	265	388	388
N	N [kN]	-1572	-2122	-195423	-195973	-179015	-179565
	Vz [kN]	-24625	-33243	-14666	-23285	-14769	-23387
	My [kNm]	-286867	-387270	-92196	-192599	-89345	-189748
	Mx [kNm]	1	1	487	486	514	513
O	N [kN]	1629	1206	-81240	-81662	-75539	-75962
	Vz [kN]	6618	4902	1908	193	2906	1190
	My [kNm]	12461	9230	-26072	-29303	-21366	-24597
	Mx [kNm]	2	2	475	475	488	487

V následující tabulce byly stanoveny vnitřní síly od proměnné teploty. V třetím a čtvrtém sloupci jsou vnitřní síly od nerovnoměrné teploty. V pátém a šestém sloupci jsou vnitřní síly od rovnoměrné teploty. Poslední čtyři sloupce jsou maximální a minimální hodnoty z předchozích čtyř sloupců.

Tabulka 34 - Vnitřní síly od zatížení teplotou

Vnitřní síly od zatížení teplotou									
Řez	Vn. Síla	T nerov +	T nerov -	T rov +	T rov -	T nerov (max)	T nerov (min)	T rov (max)	T rov (min)
A	N [kN]	-4765	3135	172	-189	3135	-4765	172	-189
	Vz [kN]	-1713	1127	-877	964	1127	-1713	964	-877
	My [kNm]	6335	-4168	1402	-1542	6335	-4168	1402	-1542
	Mx [kNm]	0	0	2	-2	0	0	2	-2

Vnitřní síly od zatížení teplotou									
Řez	Vn. Síla	T nerov +	T nerov -	T rov +	T rov -	T nerov (max)	T nerov (min)	T rov (max)	T rov (min)
<b>B</b>	N [kN]	-1718	1130	2302	-2532	1130	-1718	2302	-2532
	Vz [kN]	-1765	1161	-777	854	1161	-1765	854	-777
	My [kNm]	55517	-36524	24877	-27364	55517	-36524	24877	-27364
	Mx [kNm]	0	0	1	-2	0	0	1	-2
<b>C</b>	N [kN]	-714	470	3505	-3856	470	-714	3505	-3856
	Vz [kN]	-1769	1164	-677	744	1164	-1769	744	-677
	My [kNm]	107175	-70510	46684	-51352	107175	-70510	46684	-51352
	Mx [kNm]	0	0	1	-1	0	0	1	-1
<b>D</b>	N [kN]	-1134	746	3891	-4280	746	-1134	3891	-4280
	Vz [kN]	-1815	1194	-607	668	1194	-1815	668	-607
	My [kNm]	160478	-105578	66987	-73686	160478	-105578	66987	-73686
	Mx [kNm]	0	0	1	-1	0	0	1	-1
<b>E</b>	N [kN]	-4492	2955	-6491	7140	2955	-4492	7140	-6491
	Vz [kN]	219	-144	282	-311	219	-144	282	-311
	My [kNm]	114046	-75030	3446	-3790	114046	-75030	3446	-3790
	Mx [kNm]	0	0	-1	2	0	0	2	-1
<b>F</b>	N [kN]	-1820	1197	-6711	7382	1197	-1820	7382	-6711
	Vz [kN]	65	-43	243	-267	65	-43	243	-267
	My [kNm]	98109	-64546	-6344	6979	98109	-64546	6979	-6344
	Mx [kNm]	0	0	-1	1	0	0	1	-1
<b>G</b>	N [kN]	1277	-840	-7097	7807	1277	-840	7807	-7097
	Vz [kN]	-35	23	175	-193	23	-35	175	-193
	My [kNm]	87211	-57376	-14894	16383	87211	-57376	16383	-14894
	Mx [kNm]	9	-6	-6	7	9	-6	7	-6
<b>H</b>	N [kN]	2511	-1652	-7257	7983	2511	-1652	7983	-7257
	Vz [kN]	-17	11	73	-80	11	-17	73	-80
	My [kNm]	84036	-55287	-18308	20138	84036	-55287	20138	-18308
	Mx [kNm]	4	-2	-2	2	4	-2	2	-2
<b>I</b>	N [kN]	1015	-667	-7335	8069	1015	-667	8069	-7335
	Vz [kN]	17	-11	-85	94	17	-11	94	-85
	My [kNm]	88491	-58218	-17069	18776	88491	-58218	18776	-17069
	Mx [kNm]	-9	6	7	-8	6	-9	7	-8
<b>J</b>	N [kN]	-1754	1154	-7160	7876	1154	-1754	7876	-7160
	Vz [kN]	-79	52	-153	168	52	-79	168	-153
	My [kNm]	98975	-65115	-12278	13506	98975	-65115	13506	-12278
	Mx [kNm]	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>K</b>	N [kN]	-4419	2907	-6985	7683	2907	-4419	7683	-6985
	Vz [kN]	-231	152	-199	219	152	-231	219	-199
	My [kNm]	115308	-75860	-5194	5713	115308	-75860	5713	-5194
	Mx [kNm]	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>L</b>	N [kN]	-1281	843	4347	-4782	843	-1281	4347	-4782
	Vz [kN]	1802	-1185	699	-769	1802	-1185	699	-769
	My [kNm]	159355	-104839	75666	-83233	159355	-104839	75666	-83233
	Mx [kNm]	0	0	-1	1	0	0	1	-1



Vnitřní síly od zatížení teplotou									
Řez	Vn. Síla	T nerov +	T nerov -	T rov +	T rov -	T nerov (max)	T nerov (min)	T rov (max)	T rov (min)
M	N [kN]	-848	558	3916	-4307	558	-848	3916	-4307
	Vz [kN]	1754	-1154	774	-851	1754	-1154	774	-851
	My [kNm]	106420	-70013	52749	-58024	106420	-70013	52749	-58024
	Mx [kNm]	0	0	-1	2	0	0	2	-1
N	N [kN]	-1820	1197	2563	-2819	1197	-1820	2563	-2819
	Vz [kN]	1747	-1150	883	-971	1747	-1150	883	-971
	My [kNm]	55188	-36308	28153	-30969	55188	-36308	28153	-30969
	Mx [kNm]	0	0	-1	2	0	0	2	-1
O	N [kN]	-4815	3168	166	-183	3168	-4815	166	-183
	Vz [kN]	1693	-1114	989	-1087	1693	-1114	989	-1087
	My [kNm]	6505	-4280	1700	-1870	6505	-4280	1700	-1870
	Mx [kNm]	0	0	-2	2	0	0	2	-2

Následuje Tabulka 35 s obálkou proměnných zatížení (od teploty – podle vzorce 6.1 a 6.2 a od dopravy) a s obálkou všech zatížení po uvedení do provozu a na konci životnosti mostu. Bylo uvažováno s kombinací 6.10a a součinitel  $\psi$  pro zatížení dopravou LM1 byl přímo zadán v programu Midas Civil.

Musíme ještě podotknout, že tyto obálky vnitřních sil jsou extrémní hodnoty, ale zároveň si neodpovídají. Pouze normálová síla, která je výhradně od předpětí, odpovídá jak k ohybovému momentu, tak k posouvací síle. Vnitřní síly od krouťícího momentu a posouvací síly si navzájem neodpovídají, a proto interakce nebyly tvořeny ve společném posudku, ale byly posouzeny pouze extrémy pro oba typy vnitřních sil.

Tabulka 35 - Obálka vnitřních sil od proměnných zatížení

Obálka vnitřních sil od proměnných zatížení									
Řez	Vn. Síla	Obálka prom. zat.				UP		KZ	
		T (max)	T (min)	LM1_ψ (max)	LM1_ψ (min)	Max	Min	Max	Min
A	N [kN]	3195	-4832	669	-214	-77250	-86136	-71502	-80388
	Vz [kN]	1809	-2161	1107	-3526	2723	-8918	1725	-9917
	My [kNm]	6825	-4707	5732	-1743	-12874	-36465	-8312	-31903
	Mx [kNm]	2	-2	14115	-14112	18522	-19594	18526	-19590
B	N [kN]	3149	-3820	4871	-2867	-185609	-202779	-169194	-186364
	Vz [kN]	1725	-2100	2218	-1457	27544	10625	27653	10734
	My [kNm]	66514	-54758	54415	-30922	46997	-275937	50628	-272306
	Mx [kNm]	2	-2	11823	-11819	15437	-16491	15421	-16507
C	N [kN]	3857	-4391	2343	-4392	-299519	-317976	-286779	-305236
	Vz [kN]	1617	-2006	3735	-436	53894	25263	54913	26282
	My [kNm]	127065	-104235	34490	-58062	-324525	-1179174	-316918	-1171567
	Mx [kNm]	1	-2	13355	-13351	17763	-18305	17642	-18426

<b>Obálka vnitřních sil od proměnných zatížení</b>									
Řez	Vn. Síla	Obálka prom. zat.				UP		KZ	
		T (max)	T (min)	LM1_ψ (max)	LM1_ψ (min)	Max	Min	Max	Min
D	N [kN]	4450	-5130	238	-6975	-481453	-506407	-468507	-493460
	Vz [kN]	1564	-2028	5158	-66	86880	44630	88253	46002
	My [kNm]	187346	-152869	5213	-113715	-717227	-2416722	-736763	-2436258
	Mx [kNm]	1	-1	16837	-16833	21705	-23773	21781	-23696
E	N [kN]	9356	-9860	881	-13399	-557886	-605912	-539253	-587279
	Vz [kN]	447	-419	144	-6690	-62745	-109908	-64792	-111955
	My [kNm]	115252	-76357	11083	-211788	-944861	-2947483	-1022427	-3025049
	Mx [kNm]	2	-2	24976	-24925	35603	-31821	35458	-31967
F	N [kN]	8280	-8076	1682	-7085	-402507	-435979	-377071	-410543
	Vz [kN]	292	-299	307	-5260	-34659	-66211	-36910	-68462
	My [kNm]	100552	-66766	24575	-79696	-66014	-945944	-101484	-981414
	Mx [kNm]	1	-1	20005	-19958	27383	-26603	27371	-26615
G	N [kN]	8765	-7728	5243	-895	-258748	-285126	-230251	-256629
	Vz [kN]	193	-219	973	-3425	-14826	-30627	-15885	-31686
	My [kNm]	92945	-62588	63501	-8246	351105	90530	382993	122418
	Mx [kNm]	14	-11	15435	-15426	22725	-18992	22489	-19228
H	N [kN]	9866	-8496	7590	-234	-194315	-226616	-170134	-202435
	Vz [kN]	81	-93	1933	-2091	2323	-3698	2133	-3888
	My [kNm]	91085	-61695	84352	-5406	442249	23343	510088	91182
	Mx [kNm]	5	-4	13653	-13648	18543	-18324	18525	-18342
I	N [kN]	8830	-7836	4800	-1283	-281767	-306287	-251599	-276119
	Vz [kN]	106	-93	3602	-872	33241	16143	34336	17238
	My [kNm]	95062	-64192	59273	-10572	291113	37696	323566	70149
	Mx [kNm]	12	-15	15743	-15752	18987	-23596	19283	-23300
J	N [kN]	8741	-8476	1686	-7093	-404367	-439793	-377829	-413255
	Vz [kN]	207	-212	5218	-310	65760	34535	67836	36611
	My [kNm]	103702	-69413	25182	-77717	-42216	-918861	-66534	-943179
	Mx [kNm]	0	0	19955	-20002	26320	-27656	26370	-27606
K	N [kN]	9864	-10299	835	-13488	-563132	-614141	-542896	-593906
	Vz [kN]	333	-372	6643	-138	109510	62744	111392	64626
	My [kNm]	117307	-77678	10630	-207978	-909601	-2896881	-972313	-2959594
	Mx [kNm]	0	0	24918	-24969	32516	-34886	32603	-34800
L	N [kN]	4979	-5743	230	-6917	-476637	-500741	-464121	-488225
	Vz [kN]	2051	-1658	66	-5199	-44924	-87540	-46281	-88898
	My [kNm]	195182	-161862	5223	-116871	-746786	-2479423	-763237	-2495873
	Mx [kNm]	2	-1	16847	-16851	23817	-21712	23729	-21800
M	N [kN]	4334	-4943	2413	-4516	-298492	-317210	-285818	-304536
	Vz [kN]	2089	-1717	440	-3770	-31425	-60428	-31971	-60974
	My [kNm]	132564	-110534	35192	-60578	-343490	-1220555	-334368	-1211433
	Mx [kNm]	2	-1	13373	-13377	18321	-17795	18444	-17672

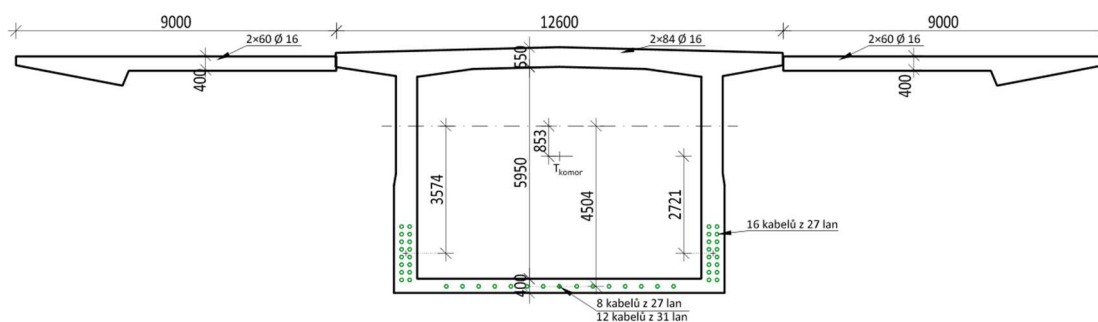
Obálka vnitřních sil od proměnných zatížení									
Řez	Vn. Síla	Obálka prom. zat.				UP		KZ	
		T (max)	T (min)	LM1_ψ (max)	LM1_ψ (min)	Max	Min	Max	Min
N	N [kN]	3461	-4184	4863	-2948	-185743	-203718	-169335	-187310
	Vz [kN]	2193	-1833	1463	-2255	-10717	-27978	-10820	-28081
	My [kNm]	69545	-58200	54982	-32325	44620	-288618	47471	-285766
	Mx [kNm]	2	-2	11833	-11837	16463	-15495	16491	-15468
O	N [kN]	3226	-4879	576	-191	-77559	-86312	-71858	-80611
	Vz [kN]	2258	-1923	3524	-1152	8699	-3092	9696	-2095
	My [kNm]	7100	-5080	6189	-1952	-11327	-36511	-6621	-31805
	Mx [kNm]	2	-2	14110	-14113	19526	-18579	19538	-18567

## 7.2 Interakce normálové síly a ohybového momentu

Bylo začato s posouzením normálové síly a ohybového momentu v řezech B, C, D, H. V ostatní řezech jsou hodnoty velmi podobné, a proto nebyly posuzovány. U posudku bylo uvažováno s „výchozím“ normálovým napětím od stálého zatížení na konci životnosti, který byl již stanoven v Tabulce č. 16. Dále bylo uvažováno, že betonářská výztuž bude s průměrem 16 mm a osové vzdálenosti 150 mm.

### PRŮŘEZ H

Počáteční normálové napětí pro posouzení bylo zjištěno z Tabulky č.16. Napětí pro horní vlákna jsou  $\sigma_h = -13,74$  MPa a pro dolní vlákna  $\sigma_d = -5,27$  MPa. Dále bylo stanoveno ještě napětí na konzolách  $\sigma_k = -5,92$  MPa. Napětí v předpínací výztuži na konci životnosti pro spojitě kabely jsou průměrně 1011,2 MPa a pro kladné kabely 1010 MPa.



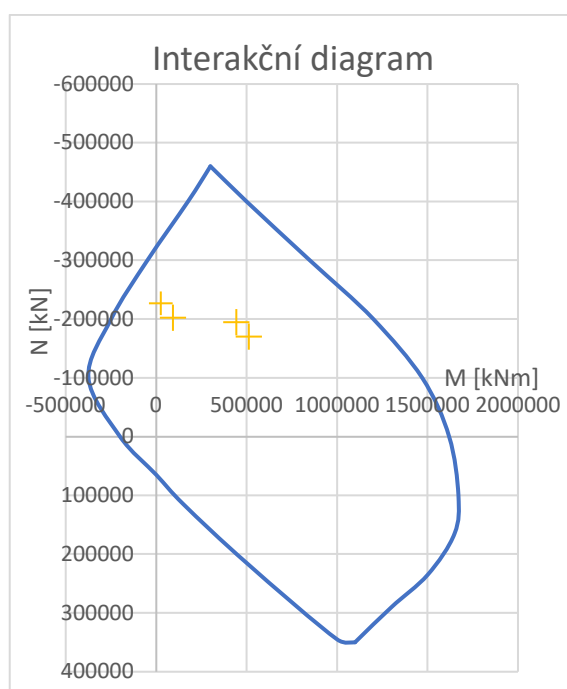
Obrázek 45 - Schéma řezu H

Vypočítáme si přetvoření na dolních vláknech, horních vláknech a na konzolách od počátečního přetvoření.

- $\varepsilon_c^h = \sigma_c^h / E_{cm} = -13,74 / 37000 = -0,371 \%$

- $\varepsilon_c^d = \sigma_c^d / E_{cm} = -5,3 / 37000 = -0,14 \text{ ‰}$
- $\varepsilon_c^k = \sigma_c^k / E_{cm} = -5,92 / 37000 = -0,16 \text{ ‰}$
- $\varepsilon_{pm,kz1} = \sigma_{com,kz1} / E_p = 1011,2 / 195000 = 5,186 \text{ ‰}$
- $\varepsilon_{pm,kz2} = \sigma_{com,kz2} / E_p = 1010 / 195000 = 5,178 \text{ ‰}$

Interakční diagram byl vytvořen v programu IDEA StatiCa, kam byl naimportován průřez s předpětím i počátečním napětím. Žluté značky v diagramu jsou hodnoty, které jsme si stanovili v tabulce 35. Hodnoty jsou při uvedení do provozu a na konci životnosti. Hodnoty nepřesahují v žádném místě hranici diagramu proto průřez z hlediska interakce normálové síly a ohybového momentu vyhovuje.



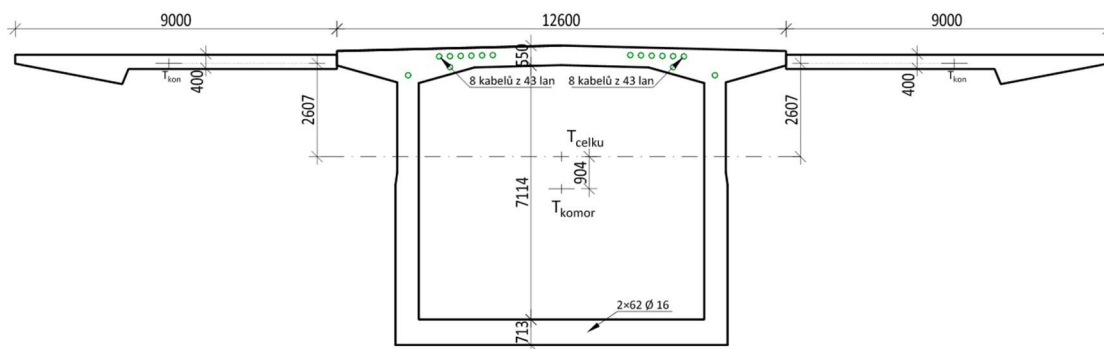
Obrázek 46 - Interakční diagram průřezu H

## PRŮŘEZ B

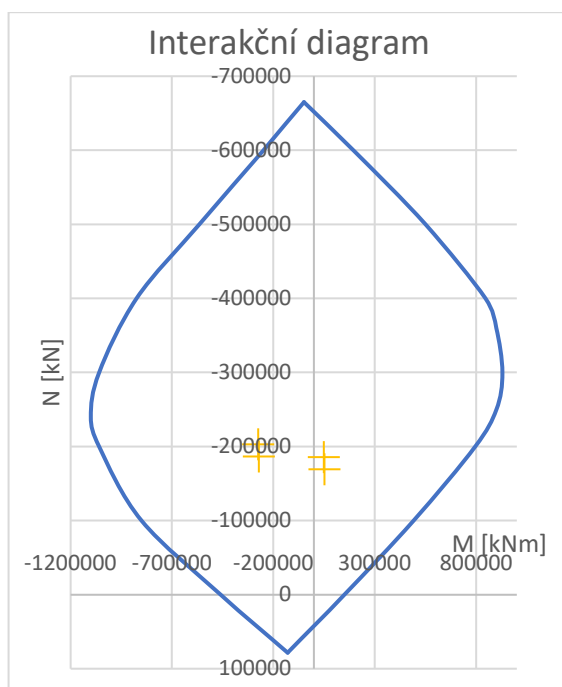
Bylo stanoveno výchozí normálové napětí pro průřez B.

- $\sigma_h = -6,64 \text{ MPa}$
- $\sigma_d = -9,82 \text{ MPa}$
- $\sigma_k = -0,1 \text{ MPa}$

Napětí v předpínací výztuži na konci životnosti jsou v rozmezí  $\sigma_p = 1008,5 \text{ MPa} - 1032 \text{ MPa}$ , budeme uvažovat ve výpočtu s napětím  $1015 \text{ MPa}$ .



Obrázek 47 - Schéma řezu B



Obrázek 48 - Interakční diagram průřezu B

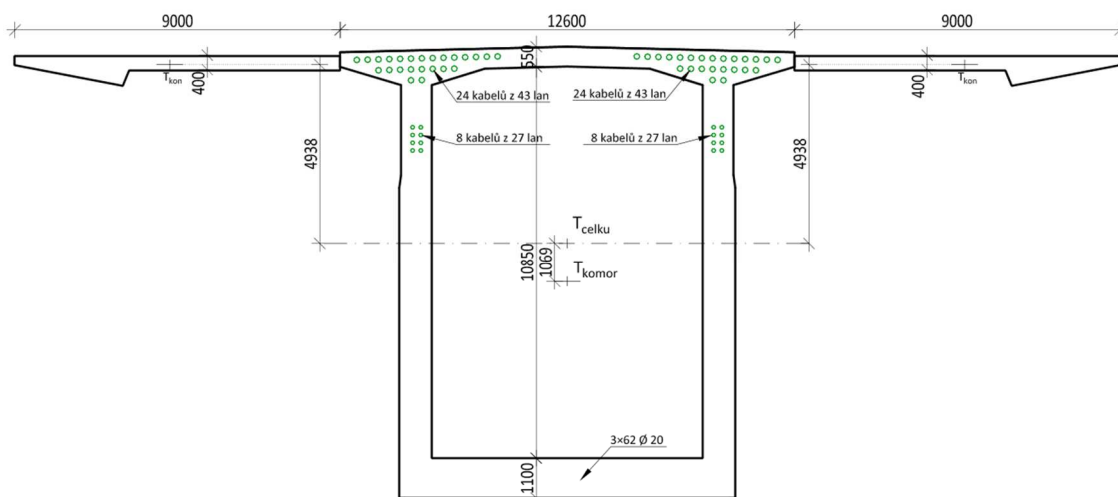
Z interakčního diagramu je vidět, že konstrukce v řezu B vyhovuje na interakci normálové síly a ohybového momentu.

### PRŮŘEZ D

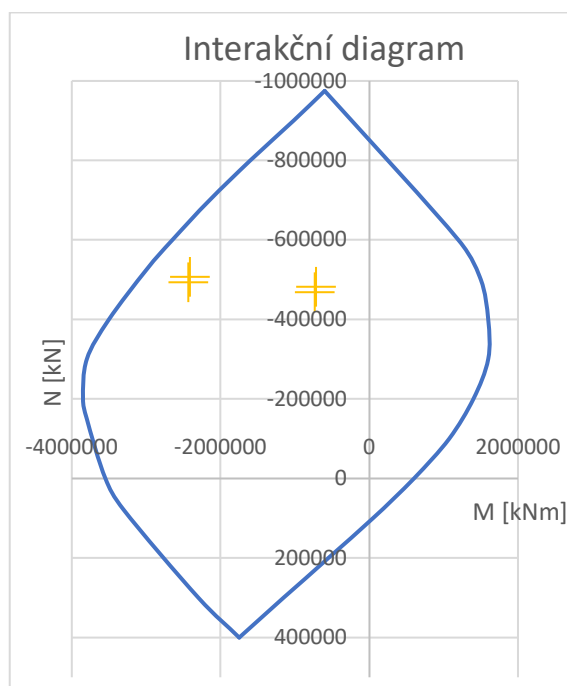
Bylo stanoveno výchozí normálové napětí pro průřez D.

- $\sigma_h = -6,06 \text{ MPa}$
- $\sigma_d = -19,84 \text{ MPa}$
- $\sigma_k = -2,2 \text{ MPa}$

Bylo stanoveno napětí v předpínací výztuži. Napětí na konzolových kabelech na konci životnosti je průměrně 1010 MPa. U průřezu bylo uvažováno, že dolní deska je vyztužena ve třech řadách betonářskou výztuží  $\phi 20$  po 150 mm.



Obrázek 49 - Schéma řezu D



Obrázek 50 - Interakční diagram průřezu D

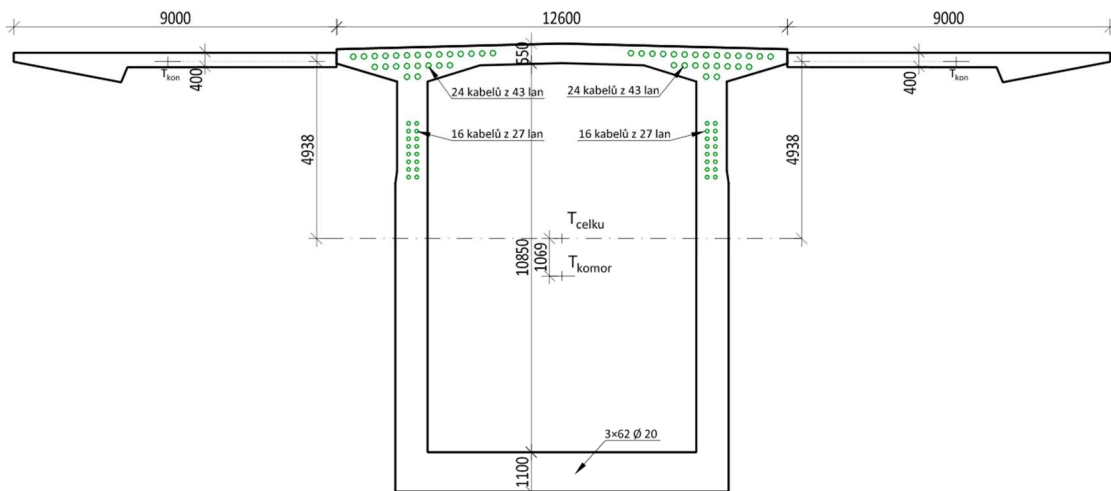
Opět z interakčního diagramu pro průřez D lze vidět, že konstrukce v průřezu D vyhovuje.

### PRŮŘEZ E

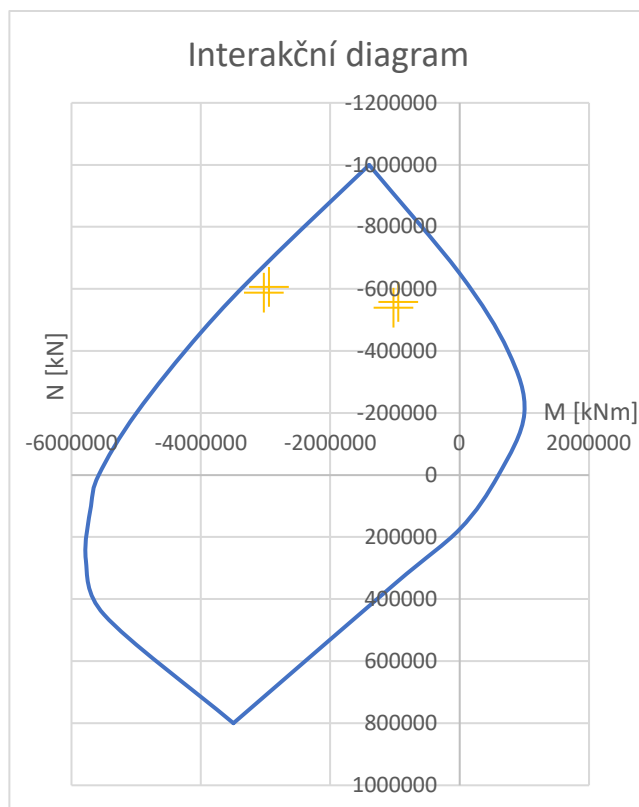
Opět bylo stanoveno výchozí normálové napětí pro průřez E.

- $\sigma_h = -6,44 \text{ MPa}$
- $\sigma_d = -23,72 \text{ MPa}$
- $\sigma_k = -1,8 \text{ MPa}$

Bylo uvažováno na dolní desce s třemi řadami výztuží  $\phi 20$  po 150 mm.



Obrázek 51 - Schéma řezu E



Obrázek 52 - Interakční diagram průřezu E

Na interakčním diagramu lze vidět, že posuzované hodnoty jsou už velmi blízko hranice únosnosti, avšak i tak konstrukce vyhovuje v řezu E na interakci normálové síly a ohybového momentu.

## 7.3 Smyk

Nejprve byla stanovena pro průřez posouvající síla od kroutícího momentu, která byla následně přičtena k posouvající síle na jednu stěnu komory. Byly k tomu využity následující vzorce:

$$V_{T_{Ed}} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \times z_{st} \quad (7.1)$$

$$V_{Ed,ST} = \frac{V_{Ed}}{2} + V_{T_{Ed}} \quad (7.2)$$

Posouzení bylo provedeno dle normy ČSN EN 1992-1-1 [01]. Musí být splněna následující podmínka.

$$V_{Ed,ST} \leq V_{Rd,max} \text{ a zároveň } V_{Ed,ST} \leq V_{Rd,s} \quad (7.3)$$

Byla stanovena únosnost tlačené diagonály dle následujících ho vzorce:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cW} \times b_w \times z \times f_{cd} \times v_1}{(\cot\theta + \tan\theta)} \quad (7.4)$$

Únosnost prvku se smykovou výztuží.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{yd} \times \cot\theta \quad (7.5)$$

### Vysvětlené symboly

- $A_k$  – plocha omezená střednicemi spojených stěn průřezu
- $z_{st}$  – délka střednice stěny
- $b_w$  – tloušťka stěny
- $z$  – rameno vnitřních sil
- $f_{ck}$  – charakteristická pevnost betonu
- $f_{cd}$  – návrhová pevnost betonu
- $f_{yd}$  – návrhová pevnost výztuže
- $\theta$  – úhel tlakových diagonál
- $A_{sw}$  – plocha smykové výztuže
- $s$  – vzdálenost trémíků



- $v_1$  – součinitel  $v_1 = (0,6 \times (1 - f_{ck}/250))$
- $\alpha_{cw}$  – součinitel zohledňující napětí v tlačném pasu, tento součinitel nabývá hodnot: 1,0 – pro nepředepjaté konstrukce,  
 $(1 + \sigma_{cp}/f_{cd})$  – pro  $0 < \sigma_{cp} < 0,25 \times f_{cd}$   
 $1,25$  – pro  $0,25 \times f_{cd} < \sigma_{cp} < 0,5 \times f_{cd}$   
 $2,5 \times (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$  – pro  $0,5 \times f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0 \times f_{cd}$   
 $\sigma_{cp}$  – průměrné normálové napětí na komoře

Právě byly vysvětleny všechny vzorce a symboly, které byly potřeba k následujícím posudkům. Posudky byly provedeny v řezech A, D, E a H. Byly posouzeny vnitřní síly na konci životnosti.

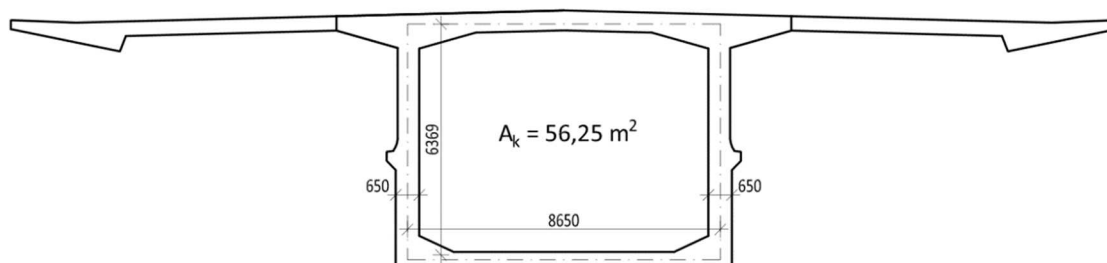
$$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_m = 0,9 \times 50 / 1,5 = 30 \text{ MPa}$$

$$v_1 = (0,6 \times (1 - 50/250)) = 0,48$$

$$\theta = 45^\circ \rightarrow \cotg(\theta) = 1 ; \tan(\theta) = 1$$

### PRŮŘEZ A



Obrázek 53 - Schéma průřezu A pro posouzení smyku

$$A_k = 56,25 \text{ m}^2$$

$$z_{st} = 6,37 \text{ m}$$

$$z = 6,05 \text{ m}$$

$$b_w = 0,65 - 2 \times 0,12/2 = 0,53 \text{ m}$$

$$\sigma_{cp} = 4,17 \text{ MPa} \rightarrow$$

$$\alpha_{cw} = 1,139$$

$$V_{Rd,max} = 26296 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 9917 \text{ kN}$$

$$T_{Ed} = 19\,590 \text{ kNm}$$

$$V_{T,Ed} = 1109,2 \text{ kN}$$

$$V_{ed,ST} = 6067,7 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 26296 \text{ kN} \quad V_{ed,ST} / V_{Rd,max} = 0,230$$

Návrh výztuže

$$\Phi_t = 25 \text{ mm}$$

$n = 2$  střížnost v jedné stěně

$$A_{sw} = 981 \text{ mm}^2$$

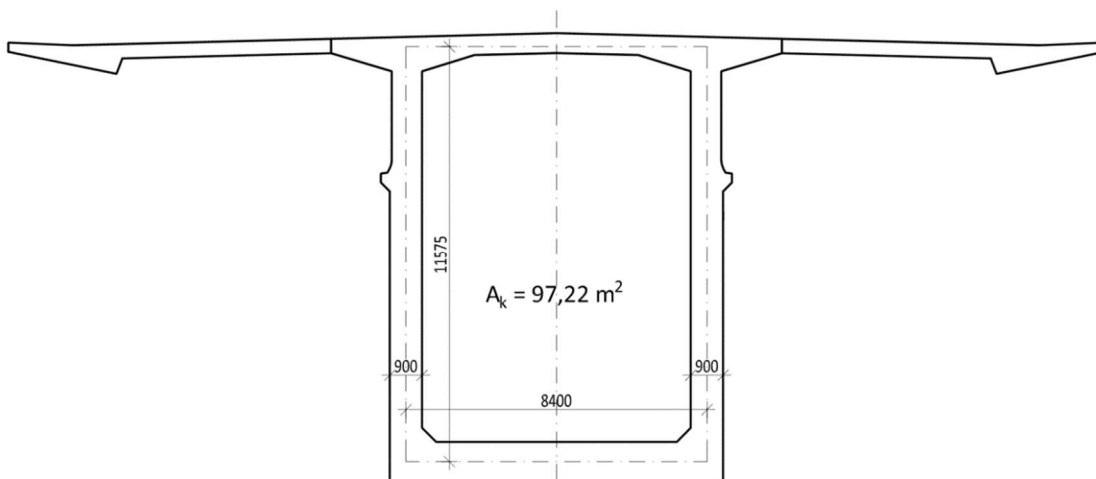
$$s = 150 \text{ mm}$$

$$f_{ywd} = 434,7 \text{ MPa}$$

$$V_{rd,s} = 17\,203 \text{ kN} > V_{ed,ST} = 6067,7 \text{ kN} \quad V_{ed,ST}/V_{rd,s} = 0,35 < 1$$

Konstrukce v průřezu A vychází na posudek MSU ve smyku.

### PRŮŘEZ D



Obrázek 54 - Schéma průřezu D pro posouzení smyku

$$A_k = 97,22 \text{ m}^2$$

$$z_{st} = 11,575 \text{ m}$$

$$z = 11,00 \text{ m}$$

$$b_w = 0,9 - 2 \times 0,12/2 = 0,78 \text{ m}$$

$$\sigma_{cp} = 12,95 \text{ MPa} \rightarrow$$

$$\alpha_{cw} = 1,25$$

$$V_{Rd,max} = 77\,193 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 88\,253 \text{ kN}$$

$$T_{Ed} = 23\,773 \text{ kNm}$$

$$V_{T,Ed} = 1415,2 \text{ kN}$$

$$V_{ed,ST} = 45\,542 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 77\,193 \text{ kN} \quad V_{ed,ST}/V_{Rd,max} = 0,589$$

Návrh výztuže

$$\Phi_t = 25 \text{ mm}$$

n = 4 střížnost v jedné stěně

$$A_{sw} = 1863 \text{ mm}^2$$

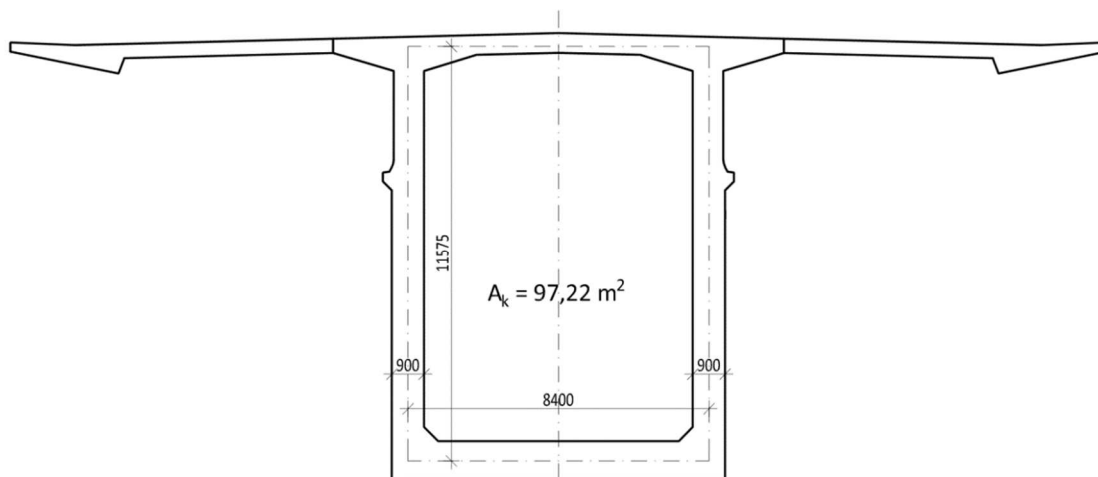
$$s = 150 \text{ mm}$$

$$f_{ywd} = 434,7 \text{ MPa}$$

$$V_{rd,s} = 62\,571 \text{ kN} > V_{ed,ST} = 45\,542 \text{ kN} \quad V_{ed,ST}/V_{rd,s} = 0,73 < 1$$

Konstrukce v průřezu D vychází na posudek MSU ve smyku.

## PRŮŘEZ E



Obrázek 55 - Schéma průřezu E pro posouzení smyku

$$A_k = 97,22 \text{ m}^2$$

$$z_{st} = 11,575 \text{ m}$$

$$z = 11,00 \text{ m}$$

$$b_w = 0,9 - 2 \times 0,12/2 = 0,78 \text{ m}$$

$$\sigma_{cp} = 15,08 \text{ MPa} \rightarrow$$

$$\alpha_{cw} = 1,25$$

$$V_{Rd,max} = 77\,193 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 111\,955 \text{ kN}$$

$$T_{Ed} = 35\,458 \text{ kNm}$$

$$V_{T,Ed} = 2110,8 \text{ kN}$$

$$V_{ed,ST} = 58\,088 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 77\,193 \text{ kN} \quad V_{ed,ST}/V_{Rd,max} = 0,753$$

Návrh výztuže

$$\Phi_t = 25 \text{ mm}$$

n = 4 střížnost v jedné stěně

$$A_{sw} = 1863 \text{ mm}^2$$

$$s = 150 \text{ mm}$$

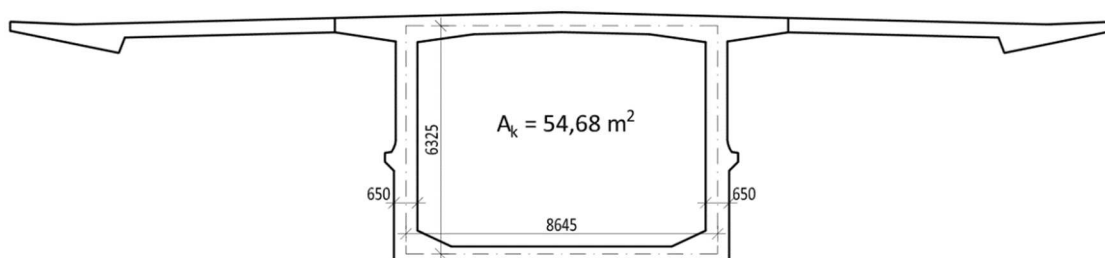
$$f_{ywd} = 434,7 \text{ MPa}$$

$$V_{rd,s} = 62\,571 \text{ kN} > V_{ed,ST} = 58\,088 \text{ kN} \quad V_{ed,ST}/V_{rd,s} = 0,92 < 1$$

Konstrukce v průřezu E vychází na posudek MSU ve smyku.

## PRŮŘEZ H

V tomto průřezu jsou skoro nulové posouvací síly, ale poměrně zajímavý kroutící moment, a proto byl posouzen i tento průřez.



Obrázek 56 – Schéma průřezu H pro posouzení smyku

$$A_k = 54,68 \text{ m}^2$$

$$z_{st} = 6,325 \text{ m}$$

$$z = 6,01 \text{ m}$$

$$b_w = 0,65 - 2 \times 0,12/2 = 0,53 \text{ m}$$

$$\sigma_{cp} = 9,515 \text{ MPa} \rightarrow$$

$$\alpha_{cw} = 1,25$$

$$V_{Rd,max} = 28\,662 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 3\,888 \text{ kN}$$

$$T_{Ed} = 18\,525 \text{ kNm}$$

$$V_{T_{Ed}} = 1071,4 \text{ kN}$$

$$V_{ed,ST} = 3\,015 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 28\,662 \text{ kN} \quad V_{ed,ST} / V_{Rd,max} = 0,105$$

Návrh výztuže

$$\Phi_t = 25 \text{ mm}$$

$n = 2$  střížnost v jedné stěně

$$A_{sw} = 982 \text{ mm}^2$$

$$s = 150 \text{ mm}$$

$$f_{ywd} = 434,7 \text{ MPa}$$

$$V_{rd,s} = 17\,096 \text{ kN} > V_{ed,ST} = 3\,015 \text{ kN} \quad V_{ed,ST} / V_{rd,s} = 0,18 < 1$$

Konstrukce v průřezu H vychází na posudek MSU ve smyku.

## 8 Posouzení pilířů

Byly posouzeny pilíře v definitivním stavu v programu IDEA StatiCa, který uvažuje s geometrickou imperfekcí a dle normy ČSN EN 1992-2 [02], a s účinky druhého řádu dle normy ČSN EN 1992-1-1 [01] podle metody jmenovité tuhosti. Pilíře P2 jsou kratší než pilíře P3. Pilíře P2a a P3b, které jsou na vnější straně k hlavnímu poli, mají menší normálovou sílu než pilíře P2b a P3a. Byly posouzeny všechny pilíře v hlavě a v patě pilíře. Nejprve byly stanoveny vnitřní síly z programu Midas Civil pro jednotlivé části průřezu (v hlavě pilíře a v patě pilíře). Bylo uvažováno se dvěma časy, a to při uvedení do provozu a na konci životnosti. Byly stanoveny vnitřní síly od stálých zatížení, dotvarování, smršťování a ostatních proměnných zatížení. Pomocí vzorců 6.1. a 6.2. byla z teploty rovnoměrné a nerovnoměrné vytvořena maximální a minimální hodnota. Bylo zkombinováno zatížení tak, aby vytvořilo maximální a minimální normálovou sílu a

k tomu odpovídající ohybový moment. A dále byla vytvořena kombinace s maximálním a minimálním ohybovým momentem a k tomu odpovídající normálovou silou. Všechny hodnoty byly posouzeny v interakčním diagramu.

## 8.1 PILÍŘ P3a

Délka pilíře P3a je 51 m. Bylo uvažováno, že pilíř je u základu dokonale vetknutý a spojení mezi pilířem a nosnou komorou nebude dokonale vetknut, a proto v rámci bezpečnosti bylo uvažováno se vzpěrnou délkou pilíře  $l_0 = 0,7 \times L = 0,7 \times 51 = 35,7$  m.

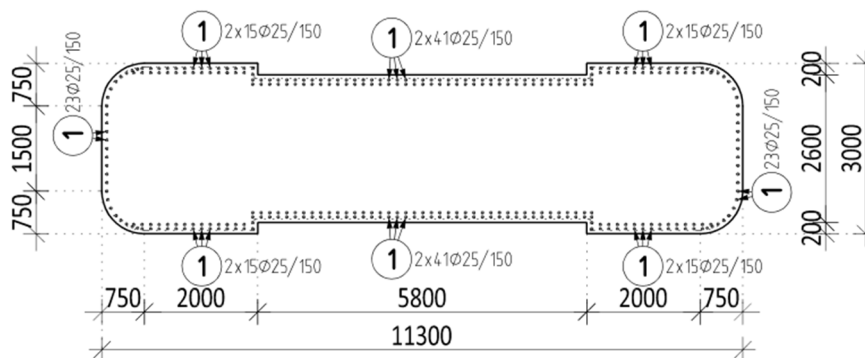
### Hlava pilíře

Tabulka 36 - Vnitřní síly v hlavě pilíře P3a

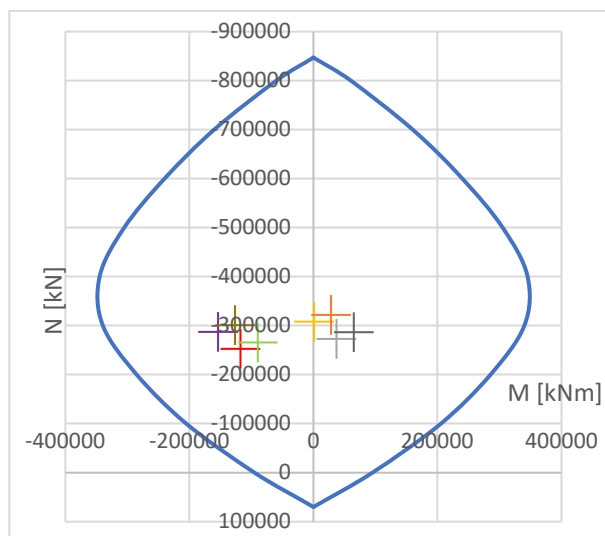
Vn. Síla	N[kN]	My[kNm]
<b>G</b>	-193507	-172488
<b>C_S-UP</b>	-7953	20377
<b>C_S-KZ</b>	-18452	61573
<b>Před-UP</b>	1369	160822
<b>Před-KZ</b>	-1655	147353
<b>LM1<math>\psi</math> Min</b>	-20987	-20677
<b>LM1<math>\psi</math> Max</b>	4972	6403
<b>T-ner+</b>	-5411	-8334
<b>T-ner-</b>	3560	5483
<b>T-rov+</b>	14198	-76980
<b>T-rov-</b>	-15618	84678
<b>Tmin1</b>	-442	-35278
<b>Tmin2</b>	-1906	35121
<b>Tmin3</b>	10140	-83231
<b>Tmin4</b>	-12948	88791

	N[kN]	My[kNm]
<b>UP-MaxN</b>	-251981	-117923
<b>UP-MinN</b>	-307803	339
<b>UP-MaxM</b>	-272759	36897
<b>UP-MinM</b>	-287025	-154481
<b>KZ-MaxN</b>	-265503	-90196
<b>KZ-MinN</b>	-321326	28065
<b>KZ-MaxM</b>	-286281	64623
<b>KZ-MinM</b>	-300547	-126755

Byly využity dvě řady betonářské výztuže  $\varnothing 25$  po 150 mm.



Obrázek 57 - Schéma započítané výztuže v hlavě pilíře P3a



Obrázek 58 - Interakční diagram – pilíř P3a – hlava

Pilíř P3a v hlavě na MSU posudek vyhovuje.

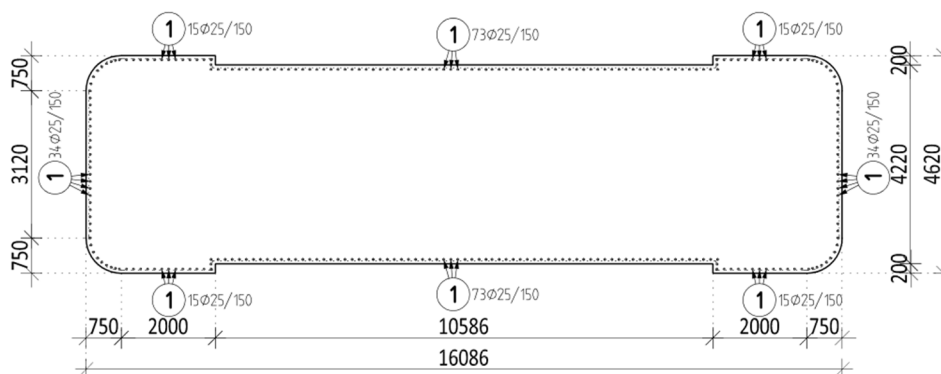
### Pata pilíře

Tabulka 37 - Vnitřní síly v patě pilíře P3a

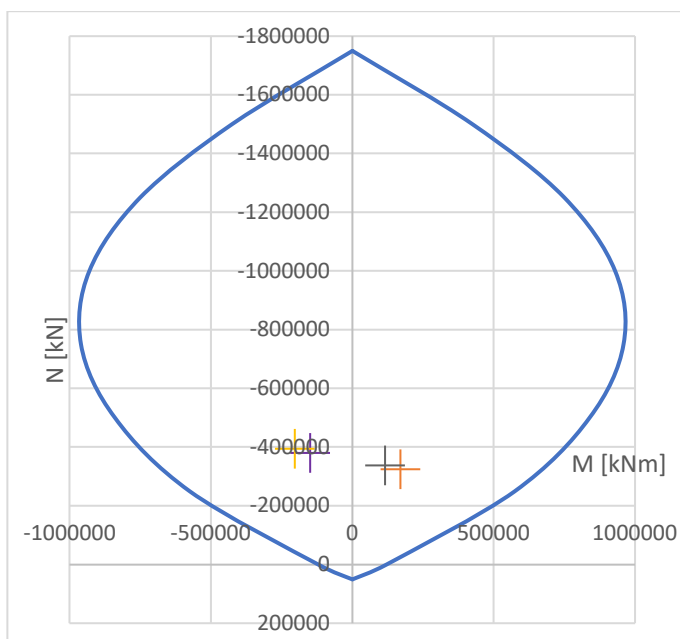
Vn, Síla	N[kN]	My[kNm]
<b>G</b>	-246958	217665
<b>C_S-UP</b>	-7953	-37115
<b>C_S-KZ</b>	-18452	-111545
<b>Před-UP</b>	1369	-251772
<b>Před-KZ</b>	-1655	-231876
<b>LM1<math>\psi</math> Min</b>	-20987	-7124
<b>LM1<math>\psi</math> Max</b>	4972	23860
<b>T-ner+</b>	-5411	9592
<b>T-ner-</b>	3560	-6311
<b>T-rov+</b>	14198	141277
<b>T-rov-</b>	-15618	-155405
<b>Tmin1</b>	-442	59039
<b>Tmin2</b>	-1906	-60702
<b>Tmin3</b>	10140	148471
<b>Tmin4</b>	-12948	-160138

	N[kN]	My[kNm]
<b>UP-MaxN</b>	-324140	170796
<b>UP-MinN</b>	-379963	-148781
<b>UP-MaxM</b>	-324140	170796
<b>UP-MinM</b>	-379963	-148781
<b>KZ-MaxN</b>	-337662	116262
<b>KZ-MinN</b>	-393485	-203315
<b>KZ-MaxM</b>	-337662	116262
<b>KZ-MinM</b>	-393485	-203315

Byla využita pouze jedna řada betonářské výztuže  $\varnothing 25$  po 150 mm. Z interakčního diagramu lze vidět, že pilíř P3a je zbytečně moc masivní. Pro podrobnější návrh by bylo vhodnější zmenšit průřez pilíře v patě a potom zkontrolovat všechny posudky.



Obrázek 59 - Schéma započítané výztuže v patě pilíře P3a



Obrázek 60 - Interakční diagram – pilíř P3a – pata

Pilíř P3a v patě na MSU posudek vyhovuje.

## 8.2 PÍLÍŘ P3b

Délka pilíře P3b je 51 m. Vzpěrná délka pilíře je 35,7 m.

### Hlava pilíře

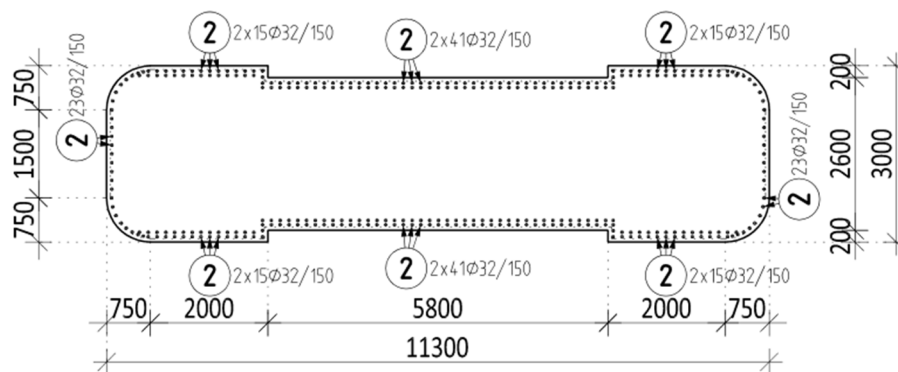
Tabulka 38 - Vnitřní síly v hlavě pilíře P3b

Vn, Síla	N[kN]	My[kNm]
G	-40710	-99718
C_S-UP	7963	20520
C_S-KZ	18767	61742
Před-UP	569	108725
Před-KZ	4032	97430

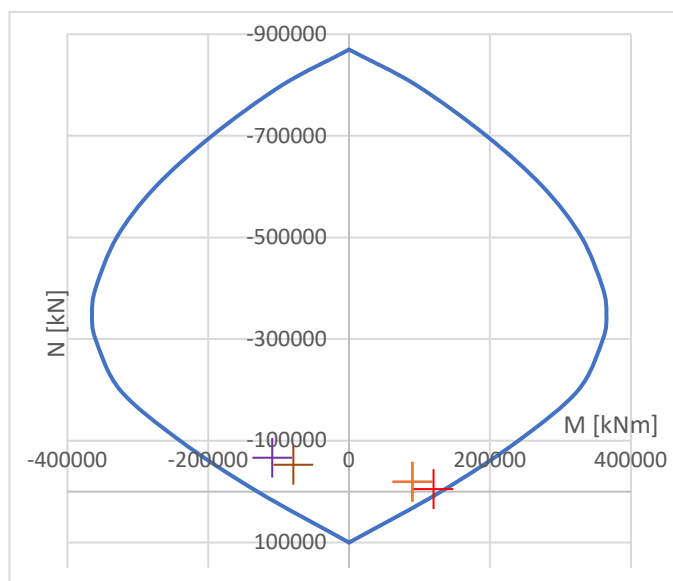
<b>LM1<math>\psi</math> Min</b>	-9526	-17970
<b>LM1<math>\psi</math> Max</b>	12615	6987
<b>T-ner+</b>	7168	-6793
<b>T-ner-</b>	-4716	4469
<b>T-rov+</b>	-13460	-83424
<b>T-rov-</b>	14806	91766
<b>Tmin1</b>	2457	-35992
<b>Tmin2</b>	466	36588
<b>Tmin3</b>	-8084	-88519
<b>Tmin4</b>	11269	95118

	<b>N[kN]</b>	<b>My[kNm]</b>
<b>UP-MaxN</b>	-19254	89665
<b>UP-MinN</b>	-66562	-109301
<b>UP-MaxM</b>	-19254	89665
<b>UP-MinM</b>	-66562	-109301
<b>KZ-MaxN</b>	-4987	119591
<b>KZ-MinN</b>	-52296	-79375
<b>KZ-MaxM</b>	-4987	119591
<b>KZ-MinM</b>	-52296	-79375

Kvůli kombinaci KZ-MaxM, kde je pouze normálová síla -4987 kN a velký ohybový moment 119 591 kNm, bylo nutné průřez vyztužit dvěma řadami betonářské výztuže  $\phi 32$  po 150 mm.



Obrázek 61 - Schéma započítané výztuže v hlavě pilíře P3b



Obrázek 62 - Interakční diagram – pilíř P3a – hlava

Pilíř P3b v hlavě na MSU posudek vyhovuje.



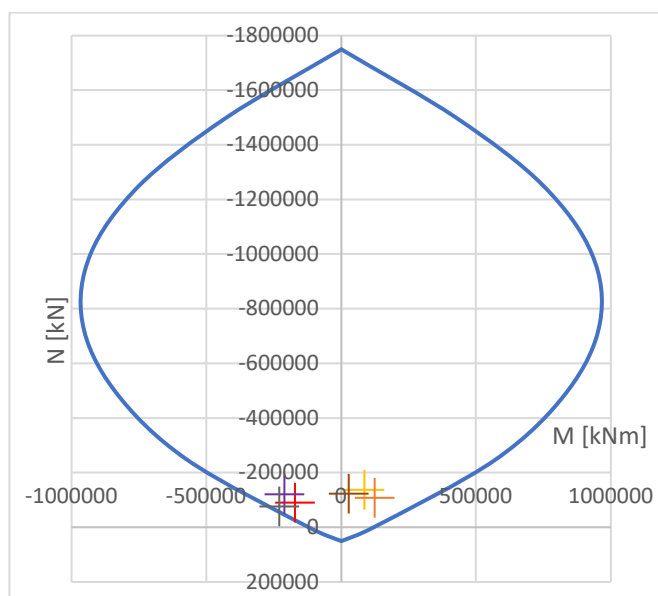
### Pata pilíře

Tabulka 39 - Vnitřní síly v patě pilíře P3b

Vn, Síla	N[kN]	My[kNm]
<b>G</b>	-94161	145509
<b>C_S-UP</b>	7963	-38735
<b>C_S-KZ</b>	18767	-114514
<b>Před-UP</b>	569	-204569
<b>Před-KZ</b>	4032	-186599
<b>LM1<math>\psi</math> Min</b>	-9526	-7433
<b>LM1<math>\psi</math> Max</b>	12615	21166
<b>T-ner+</b>	7168	8035
<b>T-ner-</b>	-4716	-5286
<b>T-rov+</b>	-13460	151877
<b>T-rov-</b>	14806	-167065
<b>Tmin1</b>	2457	61192
<b>Tmin2</b>	466	-63759
<b>Tmin3</b>	-8084	157903
<b>Tmin4</b>	11269	-171029

	N[kN]	My[kNm]
<b>UP-MaxN</b>	-91413	-172219
<b>UP-MinN</b>	-138722	85212
<b>UP-MaxM</b>	-108831	123820
<b>UP-MinM</b>	-121303	-210828
<b>KZ-MaxN</b>	-77147	-230028
<b>KZ-MinN</b>	-124455	27402
<b>KZ-MaxM</b>	-77147	-230028
<b>KZ-MinM</b>	-124455	27402

V patě pilíře P3b bylo uvažováno se stejnou betonářskou výztuží jako v patě pilíře P3a. Průřez pilíře v patě je velmi masivní, mohl by se průřez zredukovat a využít více množství betonářské výztuže.



Obrázek 63 - Interakční diagram – pilíř P3b – pata

Pilíř P3b v patě na MSU posudek vyhovuje.

## 8.3 PILÍŘ P2a

Délka pilíře P3b je 39,5 m. Vzpěrná délka pilíře je 27,7 m.

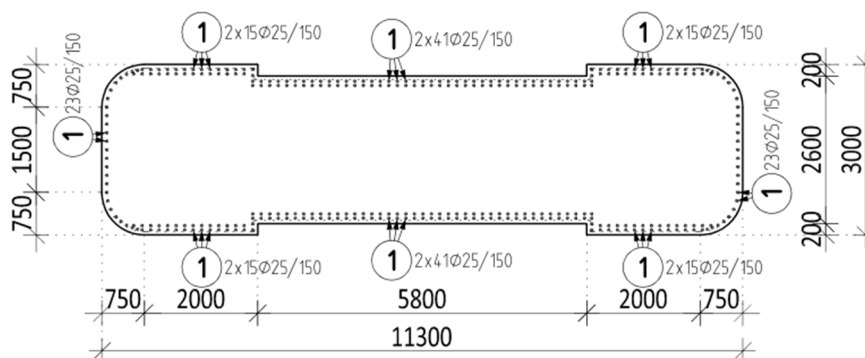
### Hlava pilíře

Tabulka 40 - Vnitřní síly v hlavě pilíře P2a

Vn. Síla	N[kN]	My[kNm]
G	-36772	75488
C_S-UP	8195	-17743
C_S-KZ	20302	-53268
Předpětí-UP	-3468	-85396
Předpětí-KZ	588	-75780
LM1 $\psi$ Min	-10209	-6419
LM1 $\psi$ Max	14195	15862
T-ner+	7855	5932
T-ner-	-5168	-3903
T-rov+	-13340	73338
T-rov-	14674	-80672
Tmin1	3186	31601
Tmin2	-32	-32138
Tmin3	-7448	77787
Tmin4	10798	-83599

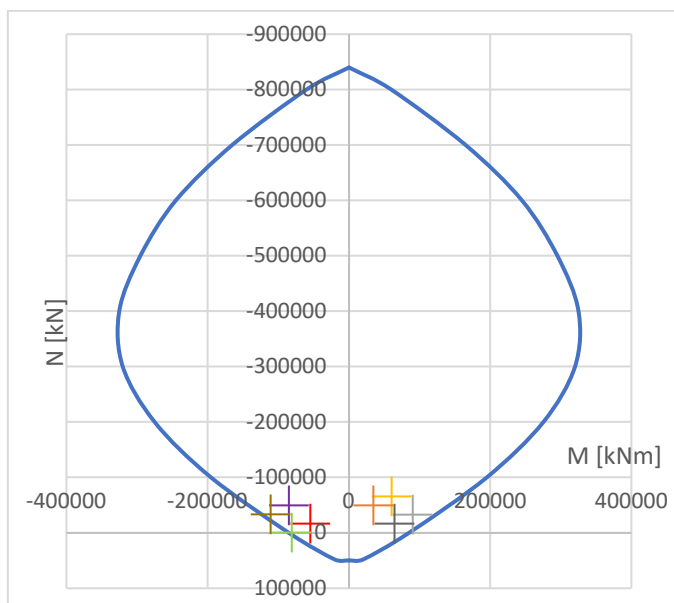
	N[kN]	My[kNm]
UP-MaxN	-16034	-55056
UP-MinN	-65401	60112
UP-MaxM	-32455	90192
UP-MinM	-48979	-85136
KZ-MaxN	128	-80964
KZ-MinN	-49239	34204
KZ-MaxM	-16293	64283
KZ-MinM	-32817	-111044

Nejhorší kombinace pro posouzení pilíře P2a je KZ-MaxN – kdy dochází k malému tahu a velkému ohybovému momentu. Byly využity dvě řady betonářské výztuže  $\varnothing 25$  po 150 mm.



Obrázek 64 - Schéma započítané výztuže v hlavě pilíře P2a

Z následujícího interakčního diagramu lze vidět, že všechny kombinace vyhovují.



Obrázek 65- Interakční diagram – pilíř P2a – hlava

Pilíř P2a v hlavě na MSU posudek vyhovuje.

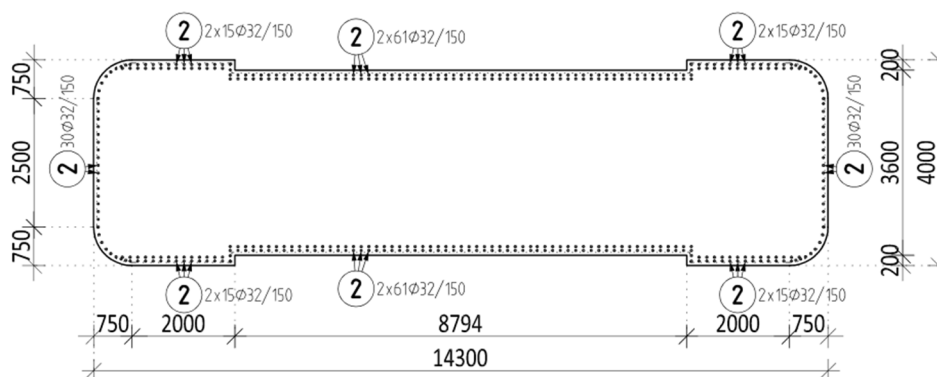
### Pata pilíře

Tabulka 41 - Vnitřní síly v patě pilíře P2a

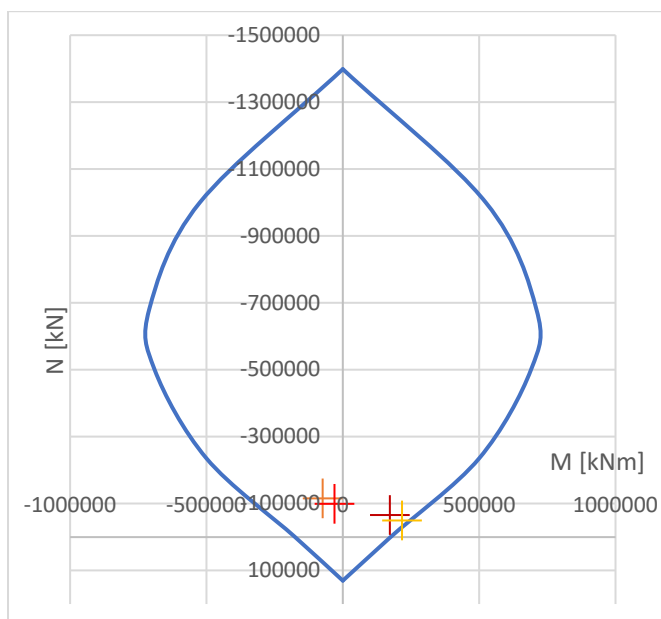
Vn. Síla	N[kN]	My[kNm]
<b>G</b>	-73434	-89539
<b>C_S-UP</b>	8195	28946
<b>C_S-KZ</b>	20302	85561
<b>Před-UP</b>	-3468	141426
<b>Před-KZ</b>	588	128926
<b>LM1<math>\psi</math> Min</b>	-10209	-13840
<b>LM1<math>\psi</math> Max</b>	14195	5243
<b>T-ner+</b>	7855	-5099
<b>T-ner-</b>	-5168	3355
<b>T-rov+</b>	-13340	-114177
<b>T-rov-</b>	14674	125595
<b>Tmin1</b>	3186	-45061
<b>Tmin2</b>	-32	47313
<b>Tmin3</b>	-7448	-118002
<b>Tmin4</b>	10798	128111

	N[kN]	My[kNm]
<b>UP-MaxN</b>	-65527	171872
<b>UP-MinN</b>	-114894	-75390
<b>UP-MaxM</b>	-65527	171872
<b>UP-MinM</b>	-114894	-75390
<b>KZ-MaxN</b>	-49365	215986
<b>KZ-MinN</b>	-98732	-31276
<b>KZ-MaxM</b>	-49365	215986
<b>KZ-MinM</b>	-98732	-31276

Nejhorší kombinace pro posouzení v patě pilíře P2a je kombinace KZ-MaxN. Byly využity 2 řady betonářské výztuže  $\varnothing 32$  po 150 mm.



Obrázek 66 - Schéma započítané výztuže v patě pilíře P2a



Obrázek 67 - Interakční diagram – pilíř P2a – pata

Pilíř P2a v patě na MSU posudek vyhovuje.

## 8.4 PILÍŘ P2b

Délka pilíře P3b je 39,5 m. Vzpěrná délka pilíře je 27,7 m.

### Hlava pilíře

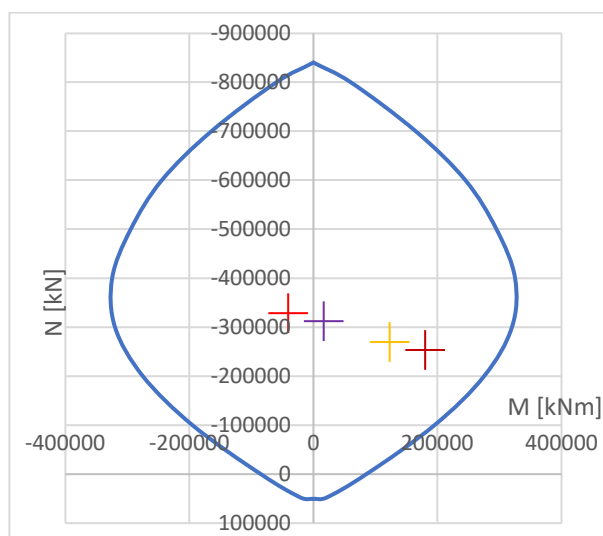
Tabulka 42 - Vnitřní síly v hlavě pilíře P2b

Vn. Síla	N[kN]	My[kNm]
<b>G</b>	-197761	164444
<b>C_S-UP</b>	-8353	17216
<b>C_S-KZ</b>	-20679	-52170
<b>Před-UP</b>	4464	-148529
<b>Před-KZ</b>	919	-136294
<b>LM1<math>\psi</math> Min</b>	-22453	-5647
<b>LM1<math>\psi</math> Max</b>	5609	19081
<b>T-ner+</b>	-6054	7790
<b>T-ner-</b>	3983	-5125
<b>T-rov+</b>	14609	64423
<b>T-rov-</b>	-16070	-70865
<b>Tmin1</b>	-941	30338
<b>Tmin2</b>	-1642	-29928
<b>Tmin3</b>	10069	70265
<b>Tmin4</b>	-13083	-74709

	N[kN]	My[kNm]
<b>UP-MaxN</b>	-254232	179684
<b>UP-MinN</b>	-312953	15824
<b>UP-MaxM</b>	-254232	179684
<b>UP-MinM</b>	-312953	15824
<b>KZ-MaxN</b>	-270103	122534
<b>KZ-MinN</b>	-328824	-41326
<b>KZ-MaxM</b>	-270103	122534
<b>KZ-MinM</b>	-328824	-41326

V hlavě pilíře P2b bylo uvažováno se stejnou betonářskou výztuží jako v hlavě pilíře P2a, tedy dvě řady  $\varnothing 25$  po 150 mm.



Obrázek 68 - Interakční diagram – pilíř P2b – hlava

Pilíř P2b v hlavě na MSU posudek vyhovuje

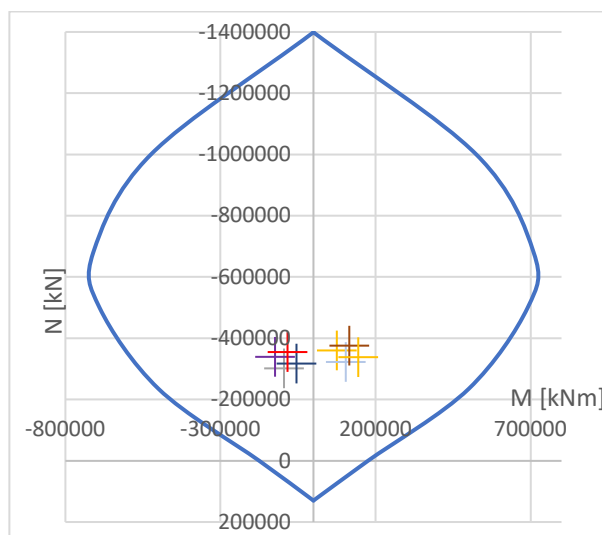
### Pata pilíře

Tabulka 43 - Vnitřní síly v patě pilíře P2b

Vn. Síla	N[kN]	My[kNm]
<b>G</b>	-233258	-165981
<b>C_S-UP</b>	-8353	26992
<b>C_S-KZ</b>	-20679	81431
<b>Před-UP</b>	4464	190669
<b>Před-KZ</b>	919	176184
<b>LM1<math>\psi</math> Min</b>	-22453	-16561
<b>LM1<math>\psi</math> Max</b>	5609	4877
<b>T-ner+</b>	-6054	-6720
<b>T-ner-</b>	3983	4421
<b>T-rov+</b>	14609	-101729
<b>T-rov-</b>	-16070	111902
<b>Tmin1</b>	-941	-42325
<b>Tmin2</b>	-1642	43587
<b>Tmin3</b>	10069	-106769
<b>Tmin4</b>	-13083	115218

	N[kN]	My[kNm]
<b>UP-MaxN</b>	-302154	-95919
<b>UP-MinN</b>	-360875	74927
<b>UP-MaxM</b>	-322990	103868
<b>UP-MinM</b>	-340039	-124861
<b>KZ-MaxN</b>	-318025	-55966
<b>KZ-MinN</b>	-376746	114881
<b>KZ-MaxM</b>	-338861	143822
<b>KZ-MinM</b>	-355909	-84907

V patě pilíře P2b byla uvažována stejná betonářská výztuž jako v patě pilíře P2a, tedy dvě řady  $\varnothing 32$  po 150 mm.

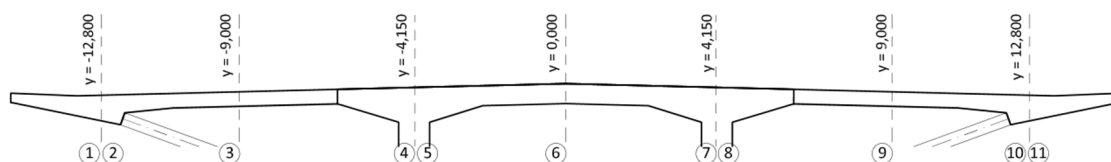


Obrázek 69 - Interakční diagram – pilíř P2b – pata

Z interakčního diagramu lze vidět, že betonářská výztuž je předdimenzovaná. Pro účel diplomové práce nebude dále návrh betonářské výztuže upraven a nechá se stejný jako u pilíře P2a. Pilíř P2b v hlavě a v patě na MSU posudek vyhovuje.

## 9 Příčné předpětí

Kvůli velké šířce nosné konstrukce 30,6 m a poměrně úzké komoře 9,3 m bylo nutné navrhnout příčné předpětí mostovky. Pro návrh příčného předpětí byla využita část deskostěnového modelu, která charakterizuje průřez uprostřed hlavního rozpětí mostu. V ostatních částech mostu se mění pouze šířka stěny komory, a to pro příčné předpětí nemá až tak velký vliv. Do výpočetního modelu byla vložena trajektorie předpětí přesně podle výkresové dokumentace. Předpínací kabely byly uvažovány s osovou vzdáleností 1 m a bylo uvažováno se střídavým předpínáním. Předpínací kabel byl navržen z 5 lan o průměru 15,7, které byly vedeny v ocelových plochých korugovaných trubkách. Nejprve bylo nutné stanovit průřezy, ve kterých se posuzovalo napětí.



Obrázek 70 - Schéma posuzovaných řezů

Díky integračním pásu, který uvažujeme v šíři 1 m byly zjištěny vnitřní síly od zatížení na desce. Pro zjednodušení návrhu bylo zanedbáno zatížení teplotou. Následně pomocí průřezových charakteristik a vzorců 9.1 a 9.2 byla spočtena napětí na horním a dolním líci desky. Předpětí bylo ve výpočetním modelu zadáno jako předpětí, a tedy bylo počítáno i s okamžitými ztrátami předpětí. Krátkodobé ztráty byly uvažovány 10% a pro dlouhodobé ztráty 20%. Následně z vnitřních sil od předpětí bylo spočteno normálové napětí. Hodnoty pro posouzení mezního stavu použitelnosti byly spočteny v uvedení do provozu a na konci životnosti mostu pro charakteristickou a kvazistálou kombinaci zatížení.

$$\sigma_h = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_h} \quad (9.1)$$

$$\sigma_d = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_d} \quad (9.2)$$

Tabulka 44 - Průřezové charakteristiky desky v místech řezů

Řez	Průřezové charakteristiky				
	b [m]	h [m]	A [m <sup>2</sup> ]	W <sub>h</sub> [m <sup>3</sup> ]	w <sub>d</sub> [m <sup>3</sup> ]
1	1	0,7	0,7	-0,082	0,082
2	1	0,7	0,7	-0,082	0,082
3	1	0,4	0,4	-0,027	0,027
4	1	0,95	0,95	-0,150	0,150
5	1	0,95	0,95	-0,150	0,150
6	1	0,55	0,55	-0,050	0,050
7	1	0,95	0,95	-0,150	0,150
8	1	0,95	0,95	-0,150	0,150
9	1	0,4	0,4	-0,027	0,027
10	1	0,7	0,7	-0,082	0,082
11	1	0,7	0,7	-0,082	0,082

Tabulka 45 - Vnitřní síly od zatížení

Řez	Vnitřní síly od zatížení									
	Vlastní tíha		Ostatní stálé		LM1 - spojitě		LM1 - TS		LM3	
	N[kN]	M[kNm]	N[kN]	M[kNm]	N[kN]	M[kNm]	N[kN]	M[kNm]	N[kN]	M[kNm]
1	0,0	-16,0	0,0	-27,0	0,0	-9,7	0,0	-15,7	0,0	-17,0
2	260,0	19,4	64,4	-22,3	87,3	-18,7	149,2	-22,7	48,7	-17,5
3	260,0	74,8	64,1	3,8	86,0	26,0	131,3	35,9	48,7	35,0
4	256,0	-172,0	63,7	-21,8	84,6	-62,8	89,7	-85,6	62,9	-106,5
5	126,0	-189,0	30,1	-48,0	47,5	-57,7	59,8	-53,3	55,0	-34,3
6	129,8	-61,3	31,1	-1,2	48,2	-35,0	57,4	-37,8	55,3	-18,1
7	126,0	-189,0	30,1	-48,0	47,5	-57,7	59,8	-53,3	55,0	-32,1
8	256,0	-172,0	63,7	-21,8	84,6	-62,8	89,7	-85,6	58,0	-96,8
9	260,0	74,8	64,1	3,8	86,0	26,0	131,3	35,9	58,5	38,6
10	260,0	19,4	64,4	-22,3	87,3	-18,7	149,2	-22,7	59,0	-17,2
11	0,0	-16,0	0,0	-27,0	0,0	-9,7	0,0	-15,7	0,0	-16,8

Tabulka 46 - Napětí od vnitřních sil

Řez	Napětí od vnitřních sil									
	Vlastní tíha		Ostatní stálé		LM1 - spojitě		LM1 - TS		LM3	
	σ <sub>h</sub> [MPa]	σ <sub>d</sub> [MPa]	σ <sub>h</sub> [MPa]	σ <sub>d</sub> [MPa]	σ <sub>h</sub> [MPa]	σ <sub>d</sub> [MPa]	σ <sub>h</sub> [MPa]	σ <sub>d</sub> [MPa]	σ <sub>h</sub> [MPa]	σ <sub>d</sub> [MPa]
1	0,196	-0,196	0,331	-0,331	0,119	-0,119	0,192	-0,192	0,208	-0,208
2	0,134	0,609	0,365	-0,181	0,354	-0,104	0,491	-0,065	0,284	-0,145
3	-2,155	3,455	0,018	0,303	-0,760	1,190	-1,018	1,675	-1,191	1,434
4	1,413	-0,874	0,212	-0,078	0,507	-0,328	0,664	-0,475	0,774	-0,642
5	1,389	-1,124	0,351	-0,287	0,434	-0,334	0,417	-0,291	0,286	-0,170
6	1,452	-0,980	0,080	0,033	0,782	-0,607	0,854	-0,645	0,460	-0,258
7	1,389	-1,124	0,351	-0,287	0,434	-0,334	0,417	-0,291	0,271	-0,156
8	1,413	-0,874	0,212	-0,078	0,507	-0,328	0,664	-0,475	0,705	-0,582
9	-2,155	3,455	0,018	0,303	-0,760	1,190	-1,018	1,675	-1,301	1,594
10	0,134	0,609	0,365	-0,181	0,354	-0,104	0,491	-0,065	0,295	-0,126
11	0,196	-0,196	0,331	-0,331	0,119	-0,119	0,192	-0,192	0,206	-0,206



Tabulka 47 - Vnitřní síly od předpětí po předepnutí

Řez	Předpětí - po předepnutí			
	Vnitřní síly		Napětí	
	N[kN]	M[kNm]	$\sigma_h$ [MPa]	$\sigma_d$ [MPa]
1	-890	28,7	-1,623	-0,920
2	-908	49,3	-1,901	-0,693
3	-933	-77,6	0,578	-5,243
4	-966	237,9	-2,598	0,565
5	-980	174,8	-2,194	0,131
6	-991	57,8	-2,948	-0,655
7	-980	174,8	-2,194	0,131
8	-966	237,9	-2,598	0,565
9	-933	-77,6	0,578	-5,243
10	-908	49,3	-1,901	-0,693
11	-890	28,7	-1,623	-0,920

Tabulka 48 - Vnitřní síly od předpětí v uvedení do provozu

Řez	Předpětí - v uvedení do provozu			
	Vnitřní síly		Napětí	
	N[kN]	M[kNm]	$\sigma_h$ [MPa]	$\sigma_d$ [MPa]
1	-801	25,83	-1,461	-0,828
2	-817,2	44,37	-1,711	-0,624
3	-839,7	-69,84	0,520	-4,718
4	-869,4	214,11	-2,339	0,508
5	-882	157,32	-1,974	0,117
6	-891,9	52,02	-2,653	-0,590
7	-882	157,32	-1,974	0,117
8	-869,4	214,11	-2,339	0,508
9	-839,7	-69,84	0,520	-4,718
10	-817,2	44,37	-1,711	-0,624
11	-801	25,83	-1,461	-0,828

Tabulka 49 - Vnitřní síly od předpětí na konci životnosti

Řez	Účinky předpětí - konec životnosti			
	Vnitřní síly		Napětí	
	N[kN]	M[kNm]	$\sigma_h$ [MPa]	$\sigma_d$ [MPa]
1	-712	22,96	-1,298	-0,736
2	-726,4	39,44	-1,521	-0,555
3	-746,4	-62,08	0,462	-4,194
4	-772,8	190,32	-2,079	0,452
5	-784	139,84	-1,755	0,104
6	-792,8	46,24	-2,359	-0,524
7	-784	139,84	-1,755	0,104
8	-772,8	190,32	-2,079	0,452
9	-746,4	-62,08	0,462	-4,194
10	-726,4	39,44	-1,521	-0,555
11	-712	22,96	-1,298	-0,736

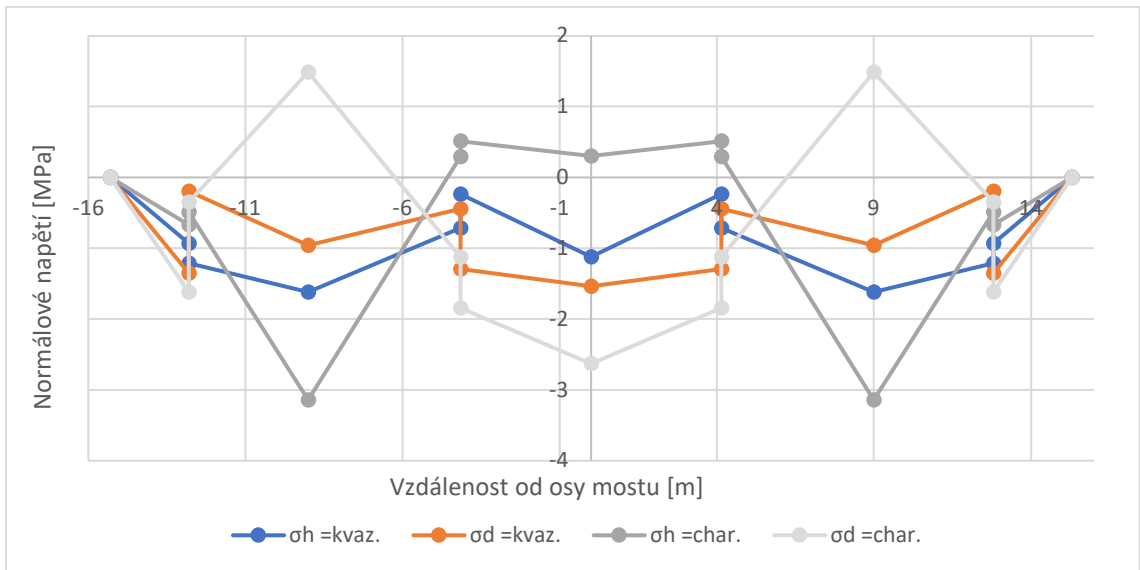
Tabulka 50 - Napětí v kombinacích v uvedení do provozu

Řez	Napětí v kombinacích v uvedení do provozu							
	Po předpětí		Kvazistálá		Char-gr1a		Char-gr5	
	$\sigma_h$ [MPa]	$\sigma_d$ [MPa]	$\sigma_h$ [MPa]	$\sigma_d$ [MPa]	$\sigma_h$ [MPa]	$\sigma_d$ [MPa]	$\sigma_h$ [MPa]	$\sigma_d$ [MPa]
1	-1,427	-1,116	-0,934	-1,355	-0,671	-1,617	-0,726	-1,563
2	-1,767	-0,084	-1,212	-0,196	-0,490	-0,349	-0,928	-0,341
3	-1,578	-1,788	-1,618	-0,960	-3,141	1,485	-2,808	0,474
4	-1,185	-0,309	-0,714	-0,444	0,291	-1,128	0,061	-1,085
5	-0,805	-0,993	-0,234	-1,294	0,512	-1,846	0,052	-1,464
6	-1,496	-1,635	-1,121	-1,537	0,301	-2,628	-0,662	-1,795
7	-0,805	-0,993	-0,234	-1,294	0,512	-1,846	0,037	-1,449
8	-1,185	-0,309	-0,714	-0,444	0,291	-1,128	-0,009	-1,026
9	-1,578	-1,788	-1,618	-0,960	-3,141	1,485	-2,919	0,633
10	-1,767	-0,084	-1,212	-0,196	-0,490	-0,349	-0,917	-0,323
11	-1,427	-1,116	-0,934	-1,355	-0,671	-1,617	-0,728	-1,560

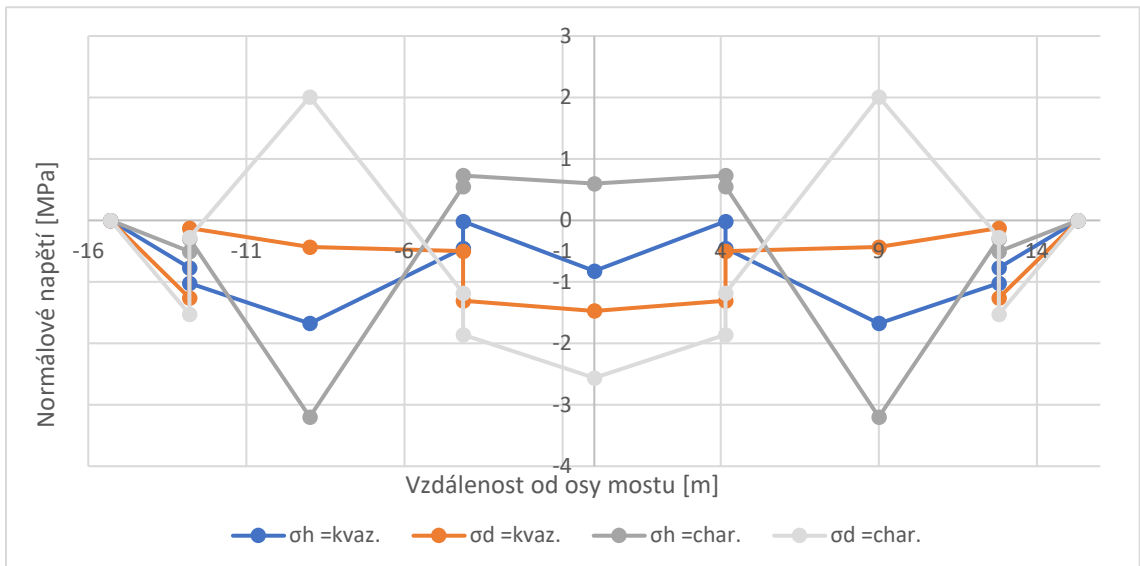
Tabulka 51 - Napětí v kombinacích na konci životnosti

Řez	Napětí v kombinacích na konci životnosti					
	Kvazistálá		Char-gr1a		Char-gr5	
	$\sigma_h$ [MPa]	$\sigma_d$ [MPa]	$\sigma_h$ [MPa]	$\sigma_d$ [MPa]	$\sigma_h$ [MPa]	$\sigma_d$ [MPa]
1	-0,772	-1,263	-0,509	-1,525	-0,564	-1,471
2	-1,022	-0,127	-0,300	-0,280	-0,738	-0,272
3	-1,675	-0,436	-3,199	2,010	-2,866	0,998
4	-0,454	-0,500	0,550	-1,185	0,320	-1,142
5	-0,015	-1,307	0,732	-1,859	0,271	-1,477
6	-0,826	-1,471	0,596	-2,562	-0,367	-1,730
7	-0,015	-1,307	0,732	-1,859	0,256	-1,462
8	-0,454	-0,500	0,550	-1,185	0,251	-1,083
9	-1,675	-0,436	-3,199	2,010	-2,977	1,158
10	-1,022	-0,127	-0,300	-0,280	-0,727	-0,253
11	-0,772	-1,263	-0,509	-1,525	-0,566	-1,468

Z Tabulek 50 a 51 je zřejmé, že při kvazistálé kombinaci v žádném z řezů nedojde k tahovému napětí. Dále normálové napětí při charakteristické kombinaci nepřekročí tahovou pevnost betonu, která je 4,1 MPa.



Obrázek 71 - Napětí na mostovce – v uvedení do provozu



Obrázek 72 - Napětí na mostovce na konci životnosti mostu

## Použitá literatura

### Normy

- [01] Český normalizační institut. ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí: část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby = Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.
- [02] Český normalizační institut. ČSN EN 1992-2 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí: část 2: Betonové mosty. Navrhování a konstrukční zásady = Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 2: Concrete bridges - Design and detailing rules.
- [03] Český normalizační institut. ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí: část 1-1: Obecná zatížení. Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb = Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings.
- [04] Český normalizační institut. ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí: část 2: Zatížení mostů dopravou = Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges.
- [05] Český normalizační institut. ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí: část 1-4: Obecná zatížení. Zatížení větrem = Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind loads.
- [06] Český normalizační institut. ČSN EN 1991-1-5 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí: část 1-5: Obecná zatížení. Zatížení teplotou = Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-5: General actions - Thermal Actions.
- [07] Český normalizační institut. ČSN EN 1991-1-6 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí: část 1-6: Obecná zatížení. Zatížení během provádění = Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-6: General actions - Actions during execution.

- [08] Český normalizační institut. *ČSN 73 6200 Mostní názvosloví = Bridges. Terminology.*
- [09] Český normalizační institut. *ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí = Eurocode: Basis of structural design.*

## Publikace

- [10] STRÁSKÝ, Jiří a Česká komora autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě. *Betonové mosty*. 1. vyd. Praha: Český svaz stavebních inženýrů, 2001. ISBN 808642605X
- [11] KUKAŇ, Vlastimil et al. *Betonové mosty: zatížitelnost : doplňkové skriptum*. Vyd. 1. Praha: Nakladatelství ČVUT, 2007. ISBN 8001036332.
- [12] SEČKÁŘ, Milan a Vysoké učení technické (Brno). Fakulta stavební. *Betonové mosty I*. 1. vyd. Brno: VUTIUM, 1998. ISBN 9788021413061
- [13] NAVRÁTIL, Jaroslav. *Předpjaté betonové konstrukce*. Vyd. 2. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2008. ISBN 9788072045617
- [14] ŠAFÁŘ, Roman a České vysoké učení technické v Praze. Stavební fakulta. *Betonové mosty 2: návrh předpjátého mostu podle Eurokódů : cvičení*. Vyd. 1. V Praze: České vysoké učení technické, 2009. ISBN 8001044335
- [15] FOGLEAR, Marek et al. *Betonové konstrukce 3: navrhování betonových konstrukcí na MSP, úvod do předpjátého betonu*. 1. vyd. Praha: České vysoké učení technické, 2011. ISBN 8001049434
- [16] MONDORF, P. E. *Concrete bridges*. New York: Taylor & Francis, 2006. ISBN 9780415393621

## Internetové zdroje

- [16] Brožury | VSL. *VSL* [online]. Copyright © VSL SYSTEMS [cit. 28.12.2020]. Dostupné z: <http://www.vsl.cz/brozury/>

## Seznam obrázků

Obrázek 1 - prutový výpočetní model .....	4
Obrázek 2 – Fáze 3 - Vybetonování zárodku na pilířích .....	9
Obrázek 3 – Fáze 4 - vybetonování první lamely .....	9
Obrázek 4 – Fáze 13 - vybetonování desáté lamely .....	9
Obrázek 5 -Fáze 23- Dosažení krajního pole.....	10
Obrázek 6 – Fáze 25 - Spojení vahadel .....	10
Obrázek 7 – Fáze 30- Postupná betonáž rozšiřujících konzol .....	10
Obrázek 8 – Fáze 44- Vybetonování všech rozšiřujících konzol .....	11
Obrázek 9 - Deskostěnový model .....	11
Obrázek 10 – Vývoj pevnosti betonu C45/55 v čase.....	13
Obrázek 11 – Vývoj pevnosti betonu C55/67 v čase.....	14
Obrázek 12 - Příčný řez – rozložení ostatní stálé zatížení.....	18
Obrázek 13 - Zatěžovací model LM1 [04] .....	19
Obrázek 14 - zatěžovací schéma LM3 - 1800/200 [04].....	20
Obrázek 15 - zatěžovací schéma LM3 - 3000/240 [04].....	21
Obrázek 16 - šířka nosné konstrukce .....	23
Obrázek 17 - Schéma zatížení vahadla čerstvým betonem a betonářským vozíkem .....	23
Obrázek 18 - Doporučené součinitele $\psi$ pro mosty pozemní komunikace [09] .....	27
Obrázek 19 - Charakteristiky průřezu u pilíře .....	29
Obrázek 20 - Excentricita spojitých kabelů uprostřed hlavního pole .....	32
Obrázek 21 - Excentricita kladných kabelů vůči těžišti .....	33
Obrázek 22 - Schéma vnějšího předpětí v krajním poli.....	34
Obrázek 23 - Schéma spojitého předpětí v hlavním poli.....	35
Obrázek 24 - Schéma vnějšího předpětí v hlavním poli.....	35
Obrázek 25 - Schéma kladných kabelů ve středním poli.....	35
Obrázek 26 - Schéma posuzovaných řezů .....	36
Obrázek 27 - Normálové napětí na horních vláknech vahadla č.2 .....	38
Obrázek 28 - Normálové napětí na dolních vláknech vahadla č.2 .....	38
Obrázek 29 - Normálové napětí na horních vláknech vahadla č.2 .....	39
Obrázek 30 - Normálové napětí na dolních vláknech vahadla č.2 .....	39
Obrázek 31 - Normálové napětí na horních vláknech při nerovnoměrné výstavbě vahadla .....	40
Obrázek 32 - Normálové napětí na dolních vláknech při nerovnoměrné výstavbě vahadla .....	40
Obrázek 33 - Napětí od předepnutí spojitých kabelů .....	41

Obrázek 34 - Napětí od posunu betonážního vozíku a následně po vybetonování konzoly1.....	41
Obrázek 35 - Napětí od posunu betonážního vozíku a následně po vybetonování konzoly2.....	42
Obrázek 36 - Napětí od posunu betonážního vozíku a následně po vybetonování konzoly3.....	42
Obrázek 37 - Napětí od posunu betonážního vozíku a následně po vybetonování konzoly4.....	42
Obrázek 38 - Napětí od posunu betonážního vozíku a následně po vybetonování konzoly5.....	43
Obrázek 39 - Napětí od posunu betonážního vozíku a následně po vybetonování konzoly6.....	43
Obrázek 40 - Napětí od posunu betonážního vozíku a následně po vybetonování konzoly7.....	43
Obrázek 41 - Napětí od posunu betonážního vozíku a následně po vybetonování konzoly8.....	44
Obrázek 42 - Napětí od odstranění betonážního vozíku a předeptnutí zbývajících kabelů spojitosti. ....	44
Obrázek 43 - Deformace od doby uvedení do provozu do konce životnosti.....	54
Obrázek 44 - Obálka záporných průhybů mostu od LM1 .....	54
Obrázek 45 - Schéma řezu H .....	62
Obrázek 46 - Interakční diagram průřezu H .....	63
Obrázek 47 - Schéma řezu B .....	64
Obrázek 48 - Interakční diagram průřezu B .....	64
Obrázek 49 - Schéma řezu D .....	65
Obrázek 50 - Interakční diagram průřezu D .....	65
Obrázek 51 - Schéma řezu E.....	66
Obrázek 52 - Interakční diagram průřezu E.....	66
Obrázek 53 - Schéma průřezu A pro posouzení smyku.....	68
Obrázek 54 - Schéma průřezu D pro posouzení smyku.....	69
Obrázek 55 - Schéma průřezu E pro posouzení smyku .....	70
Obrázek 56 – Schéma průřezu H pro posouzení smyku.....	71
Obrázek 57 - Schéma započítané výztuže v hlavě pilíře P3a .....	72
Obrázek 58 - Interakční diagram – pilíř P3a – hlava.....	73
Obrázek 59 - Schéma započítané výztuže v patě pilíře P3a .....	74
Obrázek 60 - Interakční diagram – pilíř P3a – pata.....	74
Obrázek 61 - Schéma započítané výztuže v hlavě pilíře P3b .....	75
Obrázek 62 - Interakční diagram – pilíř P3a – hlava.....	75

Obrázek 63 - Interakční diagram – pilíř P3b – pata.....	76
Obrázek 64 - Schéma započítané výztuže v hlavě pilíře P2a .....	77
Obrázek 65- Interakční diagram – pilíř P2a – hlava.....	78
Obrázek 66 - Schéma započítané výztuže v patě pilíře P2a .....	79
Obrázek 67 - Interakční diagram – pilíř P2a – pata.....	79
Obrázek 68 - Interakční diagram – pilíř P2b – hlava.....	80
Obrázek 69 - Interakční diagram – pilíř P2b – pata.....	81
Obrázek 70 - Schéma posuzovaných řezů .....	82
Obrázek 71 - Napětí na mostovce – v uvedení do provozu .....	86
Obrázek 72 - Napětí na mostovce na konci životnosti mostu.....	86

## Seznam tabulek

Tabulka 1 - Fáze výstavby .....	5
Tabulka 2 - Ostatní stálé zatížení.....	17
Tabulka 3 - Šířka zatěžovacích pruhů [04].....	19
Tabulka 4 - Charakteristické hodnoty [04].....	19
Tabulka 5 - Zatížení větrem na mostovku v definitivním stavu.....	22
Tabulka 6 - Zatížení větrem na pylon v definitivním stavu.....	22
Tabulka 7 - Zatížení vahadla čerstvým betonem a betonářským vozíkem.....	24
Tabulka 8 - Zatížení mostovky větrem během výstavby .....	25
Tabulka 9 - Zatížení větrem na pylon v montážním stavu .....	25
Tabulka 10 - Ohybové momenty pro návrh předpětí.....	28
Tabulka 11 - Nutný počet kabelů pro získání předpínací síly .....	29
Tabulka 12 - Stanovení hrany jádra průřezu.....	31
Tabulka 13 - Ohybové momenty pro návrh spojitých kabelů .....	31
Tabulka 14 - Nutný počet kabelů pro získání předpínací síly .....	32
Tabulka 15 - Nutný počet kabelů pro získání předpínací síly .....	34
Tabulka 16 - Napětí od stálého zatížení a předpětí.....	37
Tabulka 17 - Napětí od teploty .....	45
Tabulka 18 - Maximální a minimální hodnoty napětí od teploty .....	45
Tabulka 19 - Obálka napětí od teploty.....	46
Tabulka 20 - Doprava- LM1 - maximální a minimální hodnoty napětí .....	47
Tabulka 21 - Obálka napětí od proměnného zatížení kvazistálé kombinaci .....	47
Tabulka 22 – Max. a min. napětí od proměnného zatížení pro častou kombinaci .....	48
Tabulka 23 - Obálka napětí od proměnného zatížení pro častou kombinaci.....	48
Tabulka 24 – Max. a min. napětí od proměnného zatížení pro char. kombinaci.....	49
Tabulka 25 - Obálka napětí od proměnného zatížení pro char. kombinaci .....	49



Tabulka 26 - Posouzení kvazistálé kombinace při uvedení do provozu.....	50
Tabulka 27 - Posouzení kvazistálé kombinace na konci životnosti.....	50
Tabulka 28 - Posouzení časté kombinace při uvedení do provozu.....	51
Tabulka 29 - Posouzení časté kombinace na konci životnosti.....	52
Tabulka 30 - Posouzení při charakteristické kombinaci při uvedení do provozu.....	52
Tabulka 31 - Posouzení při charakteristické kombinaci na konci životnosti .....	53
Tabulka 32 - Vnitřní síly od stálých zatížení .....	55
Tabulka 33 - Obálka vnitřních sil od stálých zatížení .....	57
Tabulka 34 - Vnitřní síly od zatížení teplotou .....	58
Tabulka 35 - Obálka vnitřních sil od proměnných zatížení.....	60
Tabulka 36 - Vnitřní síly v hlavě pilíře P3a.....	72
Tabulka 37 - Vnitřní síly v patě pilíře P3a.....	73
Tabulka 38 - Vnitřní síly v hlavě pilíře P3b .....	74
Tabulka 39 - Vnitřní síly v patě pilíře P3b .....	76
Tabulka 40 - Vnitřní síly v hlavě pilíře P2a.....	77
Tabulka 41 - Vnitřní síly v patě pilíře P2a.....	78
Tabulka 42 - Vnitřní síly v hlavě pilíře P2b .....	80
Tabulka 43 - Vnitřní síly v patě pilíře P2b .....	81
Tabulka 44 - Průřezové charakteristiky desky v místech řezů .....	83
Tabulka 45 - Vnitřní síly od zatížení .....	83
Tabulka 46 - Napětí od vnitřních sil .....	83
Tabulka 47 - Vnitřní síly od předpětí po předepnutí .....	84
Tabulka 48 - Vnitřní síly od předpětí v uvedení do provozu.....	84
Tabulka 49 - Vnitřní síly od předpětí na konci životnosti .....	84
Tabulka 50 - Napětí v kombinacích v uvedení do provozu.....	85
Tabulka 51 - Napětí v kombinacích na konci životnosti .....	85



**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE**

---

**Fakulta stavební**

**Katedra betonových a zděných konstrukcí**

## **Návrh dálničního mostu přes Sázavu**

Design of the highway bridge over the Sazava River

Diplomová práce

**Část D) Výkresová dokumentace**

**Vypracoval: Bc. Miloš Kopecký**

Vedoucí diplomové práce: prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc., FEng.

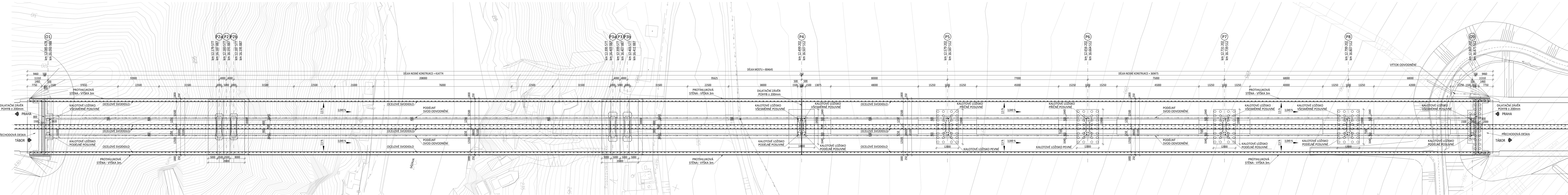
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Praha 2021

## Seznam výkresů

Č. Výkresu	Název	Měřítko
D.01	Půdorys	1:500
D.02	Podélný řez	1:500
D.03	Příčné řezy	1:50-1:100
D.04	Tvar opěry O1, pilíře P2, P3 a P4	1:200
D.05	Výkres předpětí – konzolové kabely vahadla	1:400/200
D.06	Výkres předpětí – vnější předpětí krajních polí	1:300/150
D.07	Výkres předpětí – vnější předpětí středního pole	1:300/150
D.08	Výkres předpětí – spojité kabely středního pole	1:300/150
D.09	Výkres předpětí – kladné kabely středního pole	1:200/100
D.10	Výkres příčného předpětí	1:100
D.11	Postup výstavby	1:2000

# PŮDORYS 1:500



## MATERIÁLY

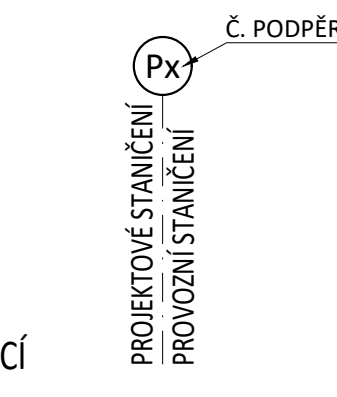
### BETÓN:

- NOSNÁ KONSTRUKCE: C50/60 - XC4, XF2, XD1
- ŘÍMSA: C35/45 - XD3, XF4, XC4
- ZÁKLADY PILÍŘŮ P2 A P3: C30/37 - XC2, XA1
- ZÁKLADY OPĚR: C25/30 - XC2, XA1
- DŘÍKY PILÍŘŮ P2 A P3: C45/55 - XC4, XD2, XF2
- DŘÍKY OSTATNÍCH PILÍŘŮ: C30/37 - XC4, XD2, XF2
- OPĚRY: C30/37 - XC4, XD2, XF2
- ÚLOŽNĚ PRAHY: C35/45 - XC4, XF4, XD3
- PŘECHODOVÉ DESKY: C25/30 - XC2, XF3
- PILOTY: C25/35 - XA1, XC2

**BETONÁŘSKÁ VÝTUŽ:**  
B500B

**PŘEDPÍNAČÍ VÝTUŽ:**  
Y1860 S7-15.7 S VELMI NÍZKOU RELAXACÍ

### ZNAČENÍ PODPĚRY

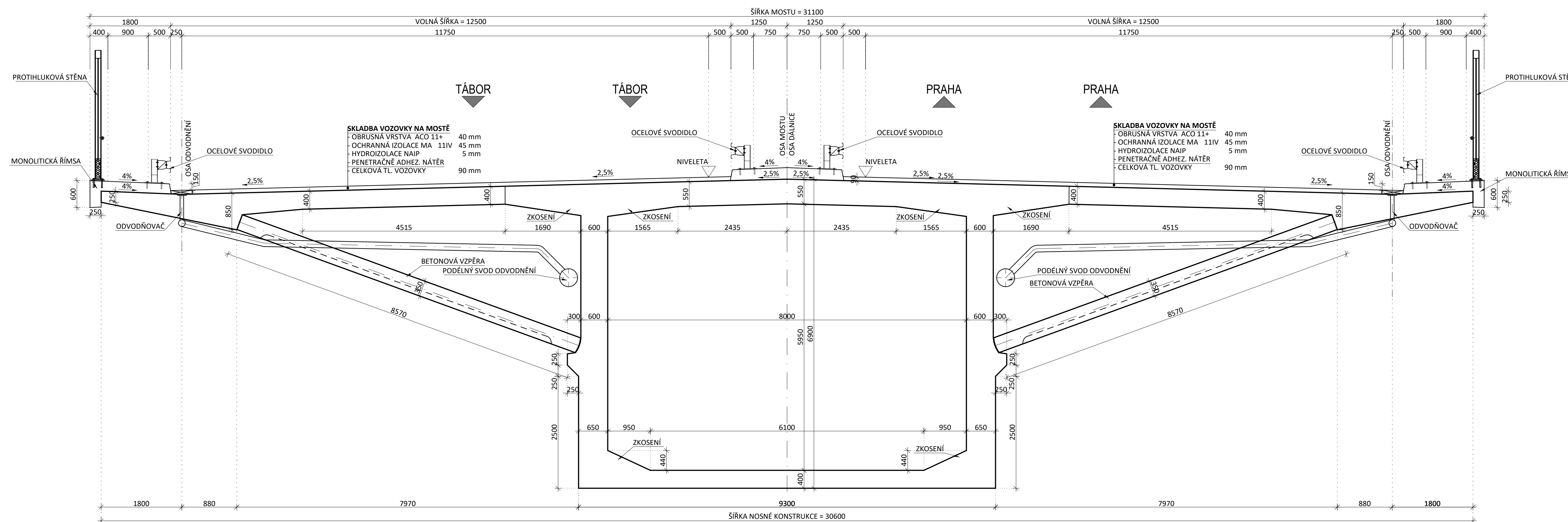


OBOR	KATEDRA	JMÉNO STUDENTA	
SI - STAVEBNÍ INŽENÝRSTVÍ	K-133	BC. MILOŠ KOPECKÝ	
ROČNÍK	VYUČUJÍCÍ		
2. ROČNÍK	PROF. ING. JAN L. VÍTEK, CSC, FENG		
AKCE :	NÁVRH DÁLNIČNÍHO MOSTU PŘES SÁZAVU		
OBSAH :	PŮDORYS		
FORMÁT	13xA4		
MĚŘÍTKO	1:500		
DATUM	01.01.2021		
Č. VYKR.	D.01		



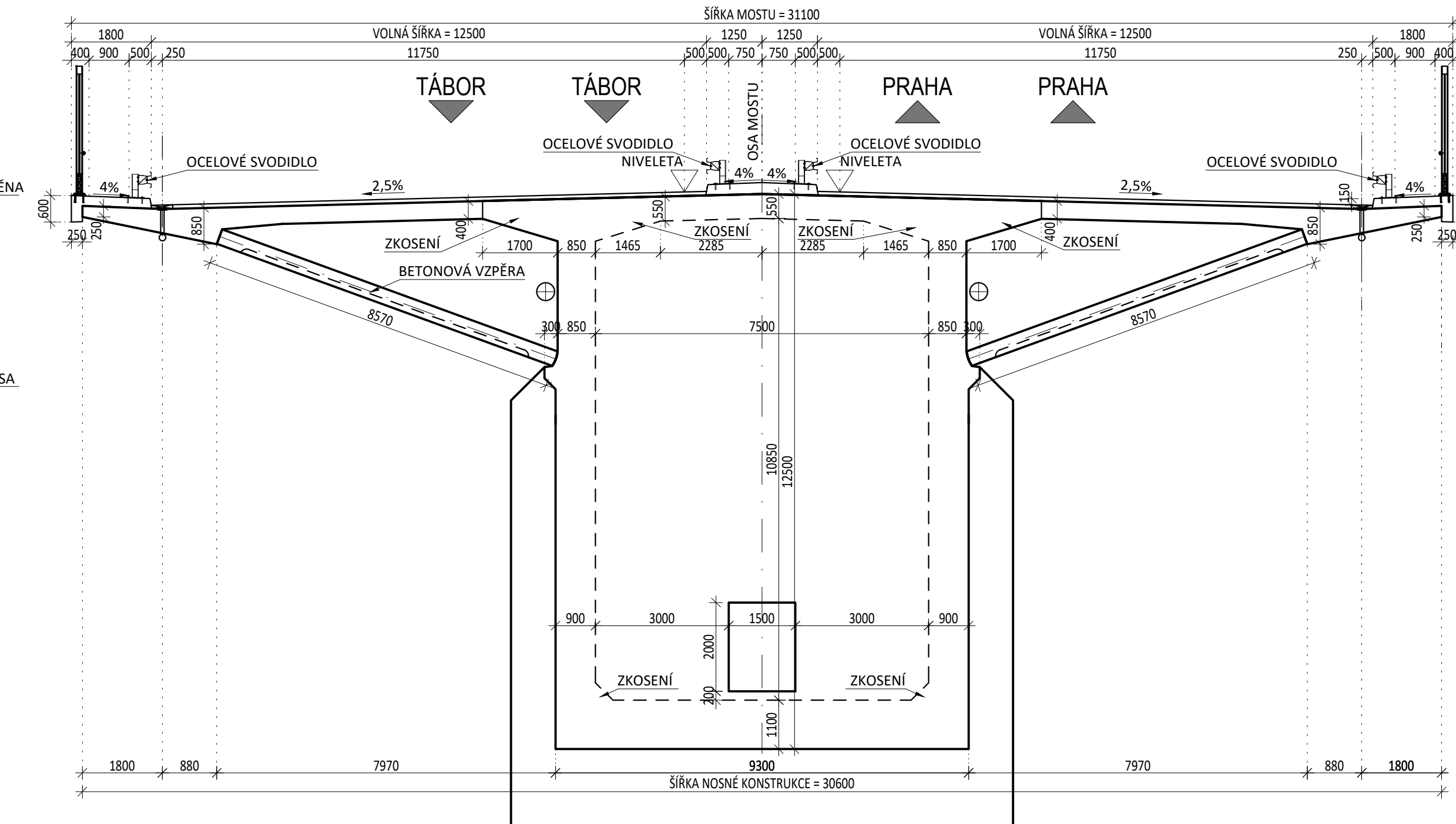
# VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ V HLAVNÍM POLI

M1:50



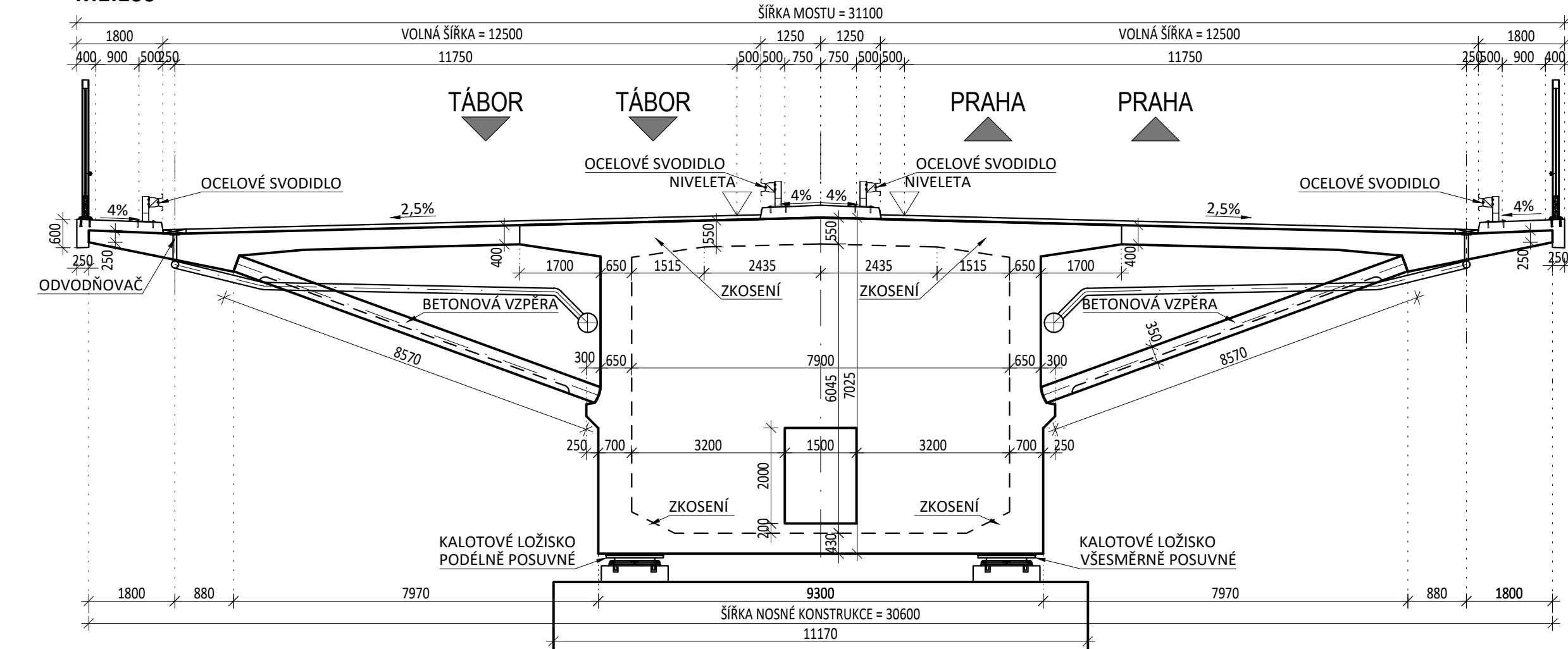
# PŘÍČNÝ ŘEZ U PILÍŘE P2

M1:100



# PŘÍČNÝ ŘEZ NAD PILÍŘEM P4

M1:100

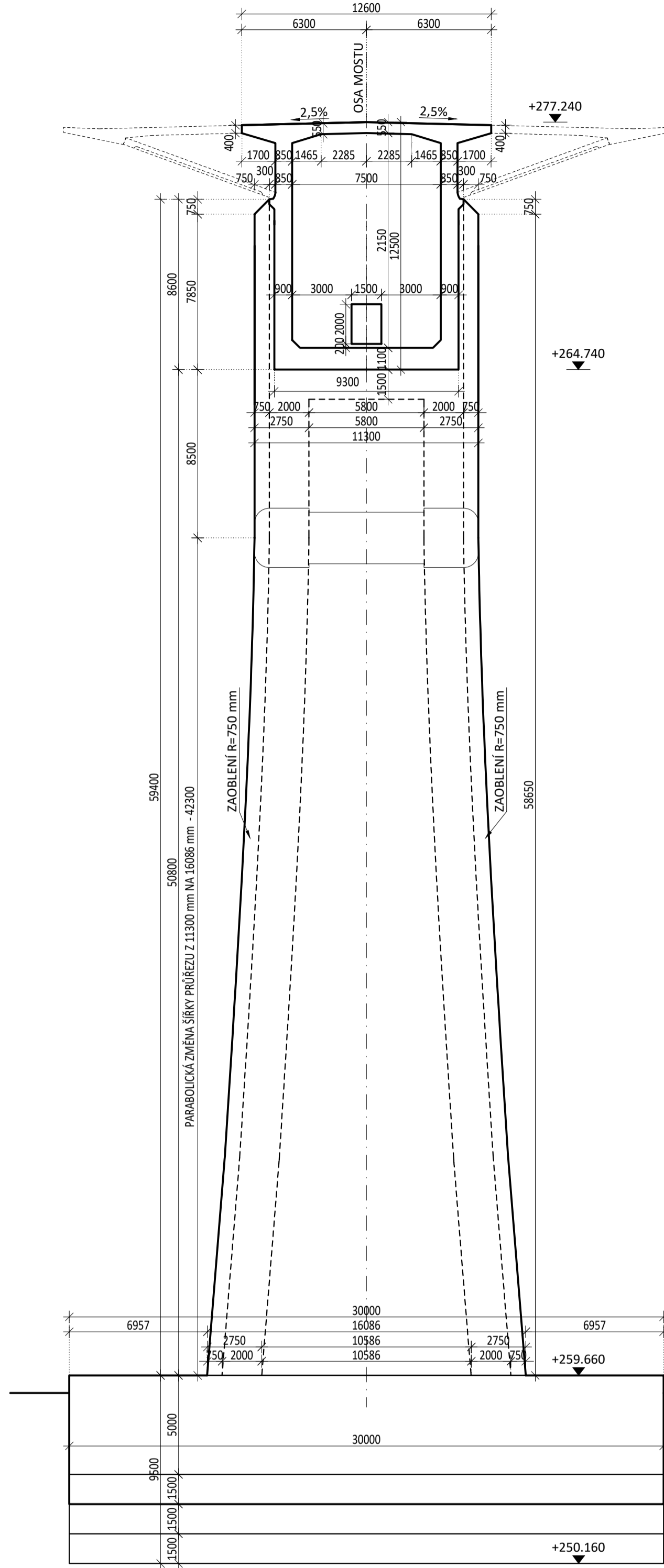


## MATERIÁLY

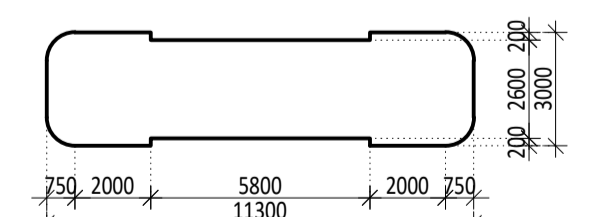
- BETON:**  
 NOSNÁ KONSTRUKCE: C50/60 - XC4, XF2, XD1  
 ŘÍMSA: C30/37 - XD3, XF4, XC4
- BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ:**  
 B500B
- PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ:**  
 Y1860 S7-15.7 S VELMI NÍZKOU RELAXACÍ

OBOR	KATEDRA	JMÉNO STUDENTA	
SI-STAVEBNÍ INŽENÝRSTVÍ	K-133	BC. MILOŠ KOPECKÝ	
ROČNÍK	VYUČUJÍCÍ		
2. ROČNÍK	PROF. ING. JAN L. VÍTEK, CSC., FENG.		
AKCE :			
NÁVRH DÁLNIČNÍHO MOSTU PŘES SÁZAVU			
OBSAH :			
PŘÍČNÉ ŘEZY			
FORMÁT	9xA4		
MĚŘÍTKO	1:50-1:100		
DATUM	01.01.2021		
Č. VÝKR.	D.03		

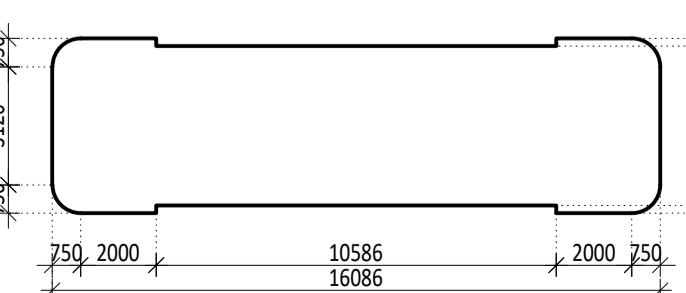
**PŘÍČNÝ ŘEZ PILÍŘEM P3b A ZÁRODKEM**  
M1:200



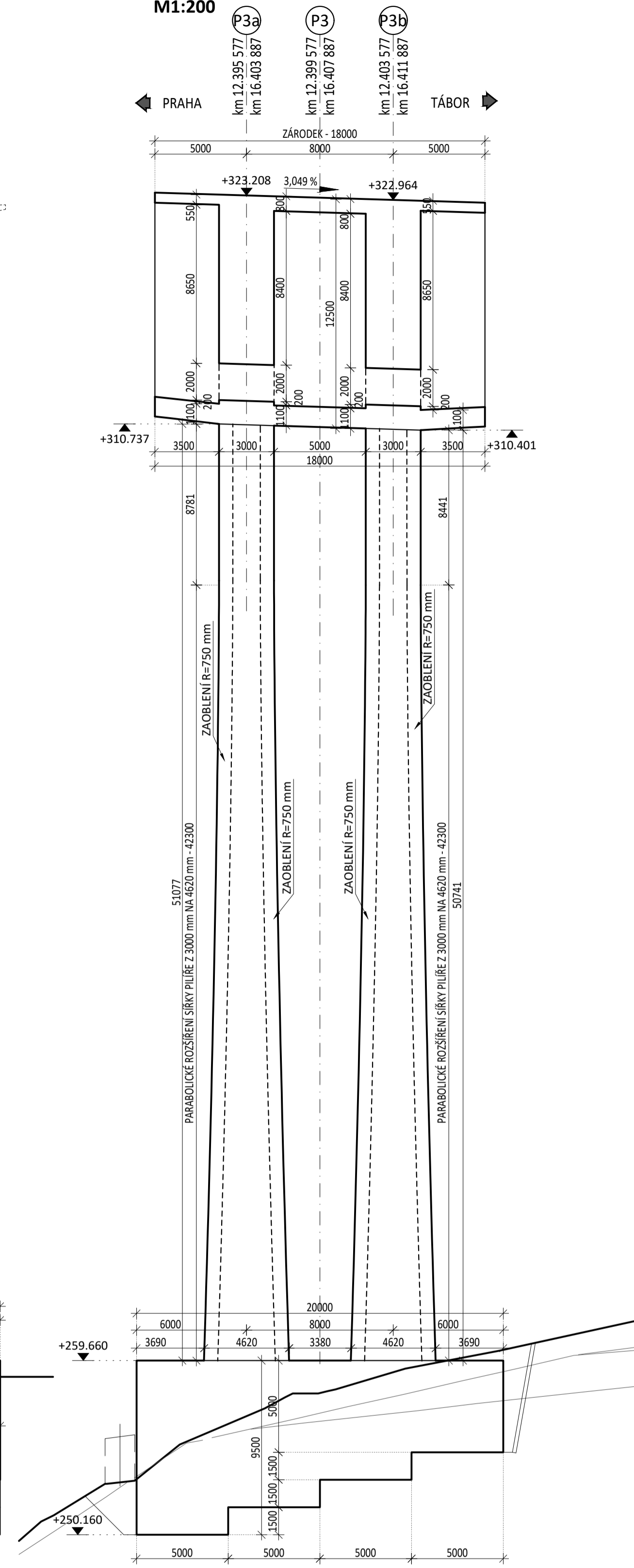
**PŘÍČNÝ ŘEZ PILÍŘEM P3b**  
M1:200 - U ZÁRODKU



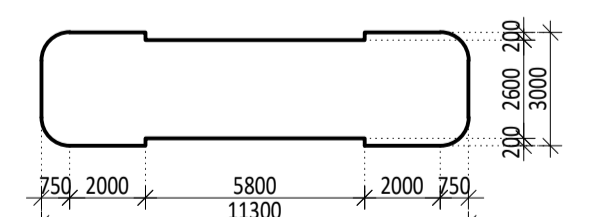
**PŘÍČNÝ ŘEZ PILÍŘEM P3b**  
M1:200 - U ZÁKLADU



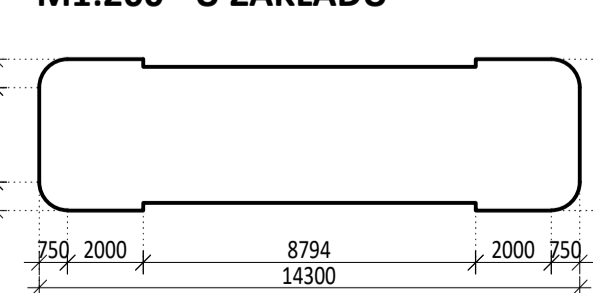
**PODÉLNÝ ŘEZ PILÍŘEM P3 A ZÁRODKEM**  
M1:200



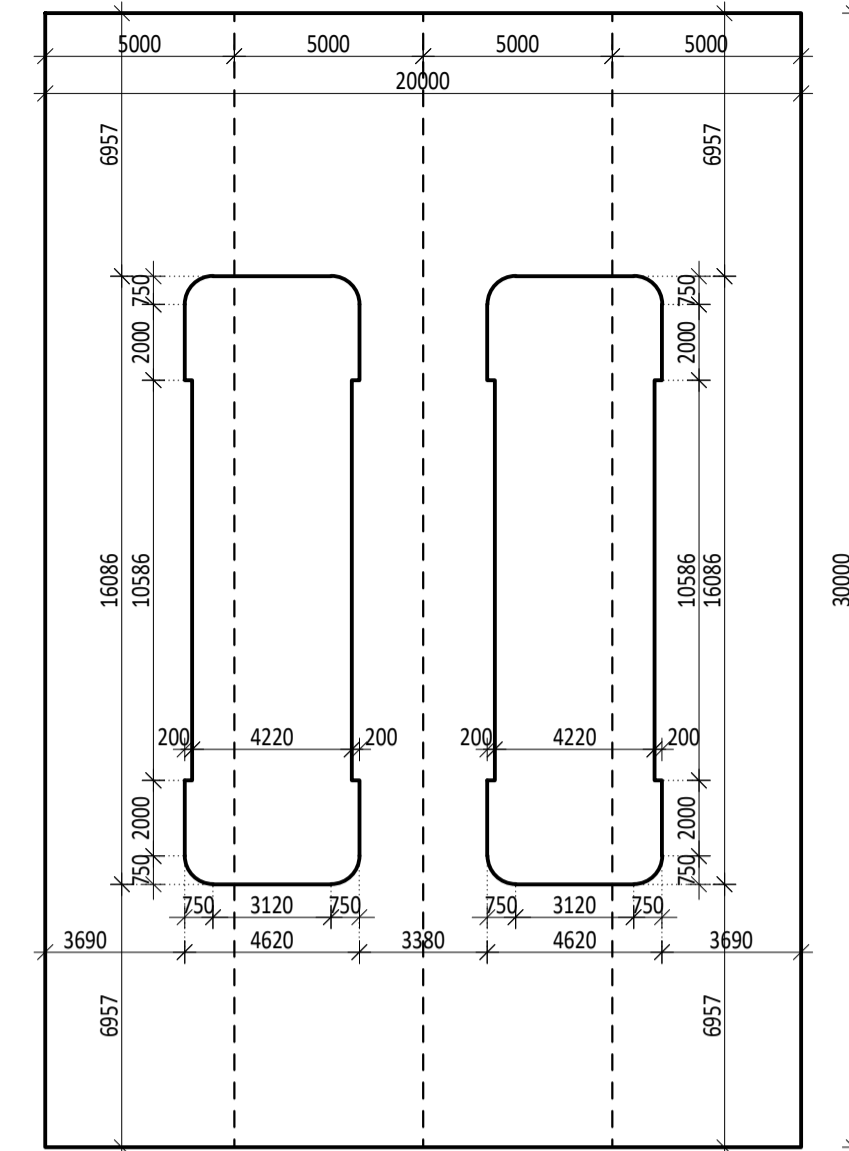
**PŘÍČNÝ ŘEZ PILÍŘEM P2b**  
M1:200 - U ZÁRODKU



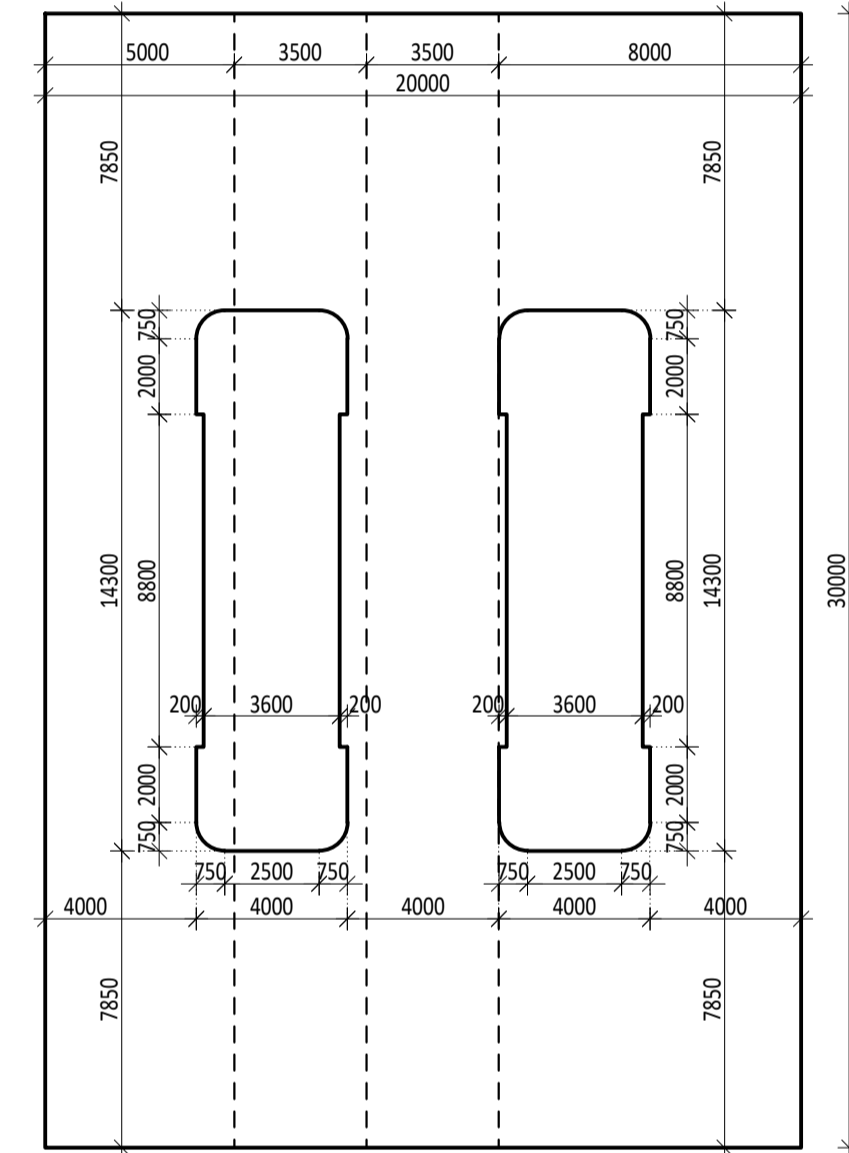
**PŘÍČNÝ ŘEZ PILÍŘEM P2b**  
M1:200 - U ZÁKLADU



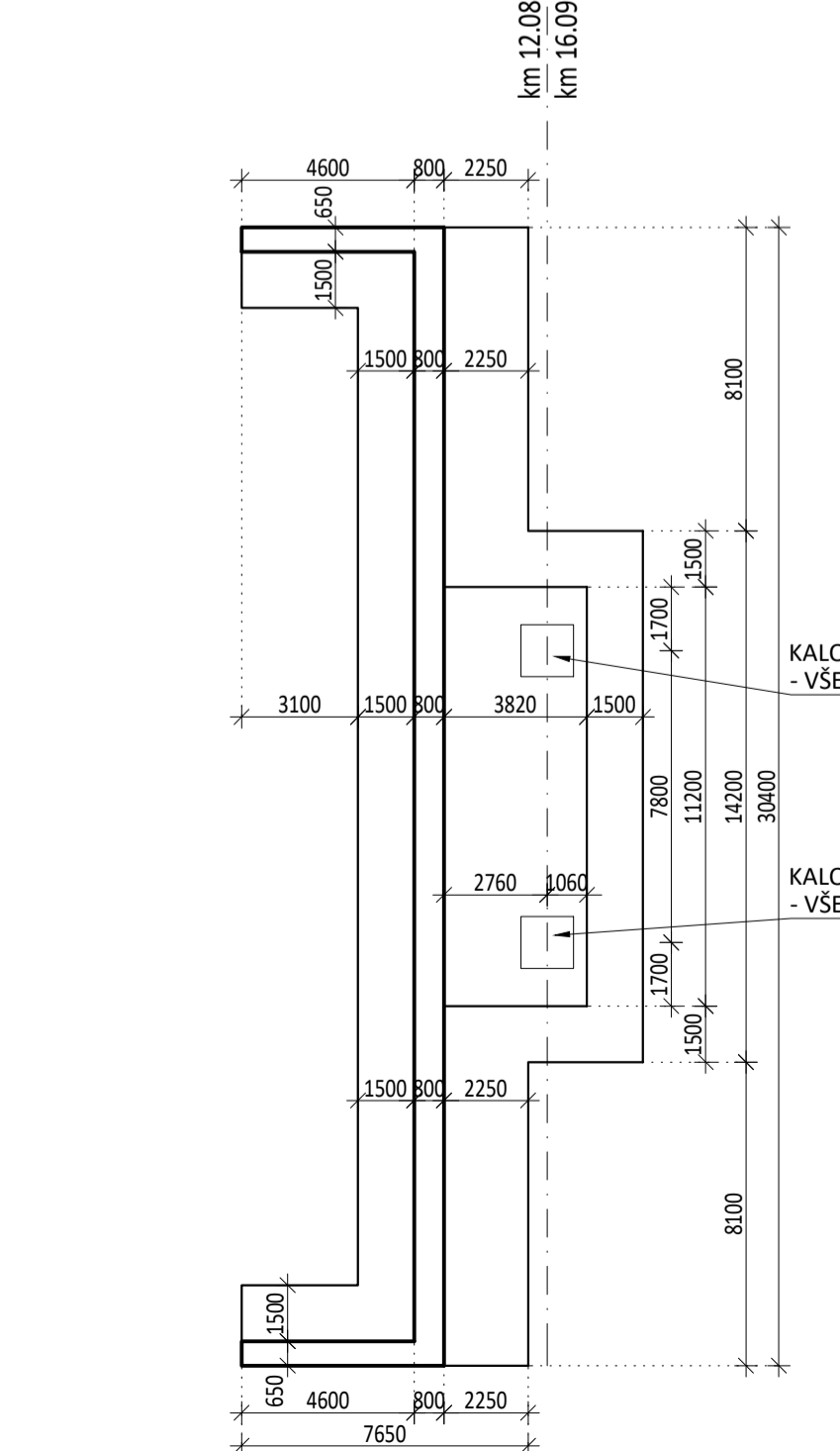
**PŮDORYS ZÁKLADU POD PILÍŘEM P3**  
M1:200



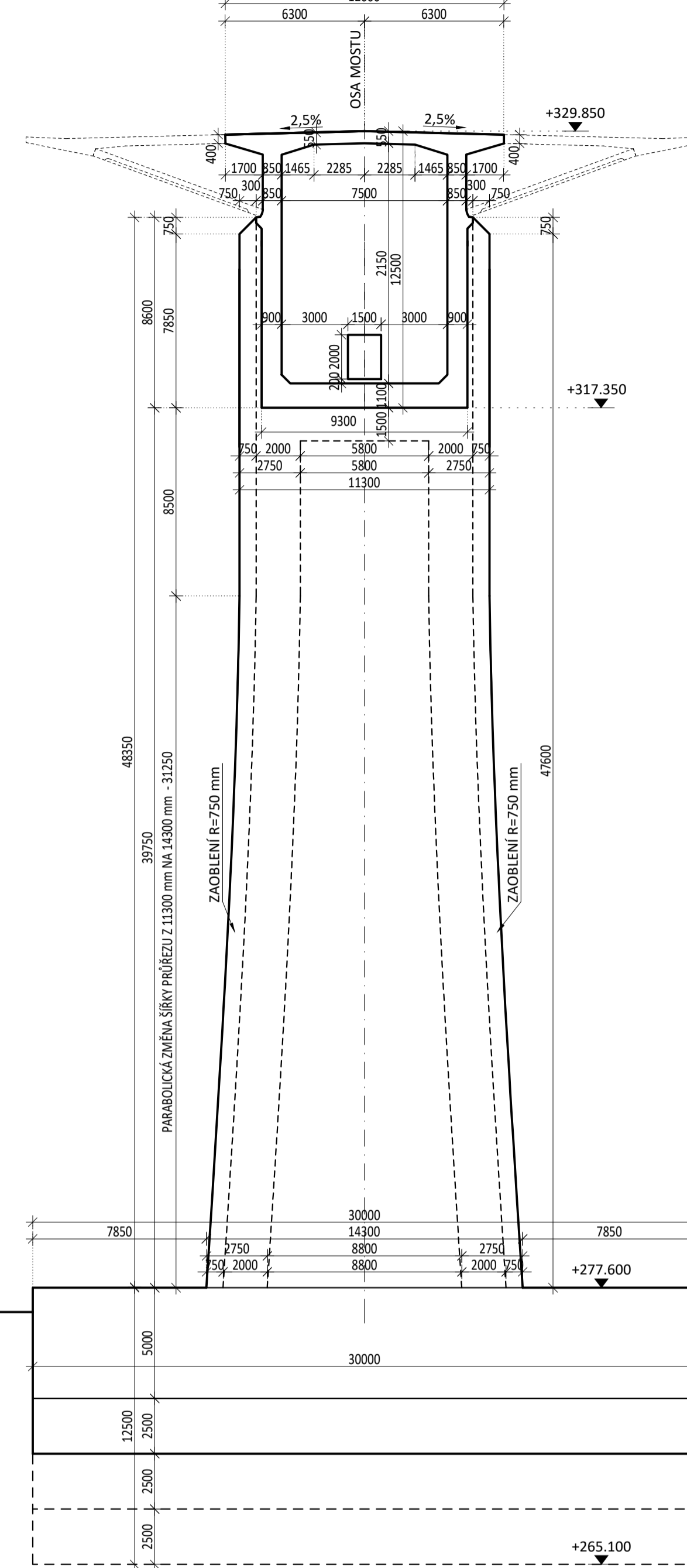
**PŮDORYS ZÁKLADU POD PILÍŘEM P2**  
M1:200



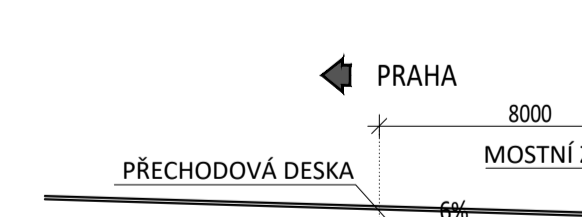
**PŮDORYS OPĚRY O1**  
M1:200



**PŘÍČNÝ ŘEZ PILÍŘEM P2a A ZÁRODKEM**  
M1:200



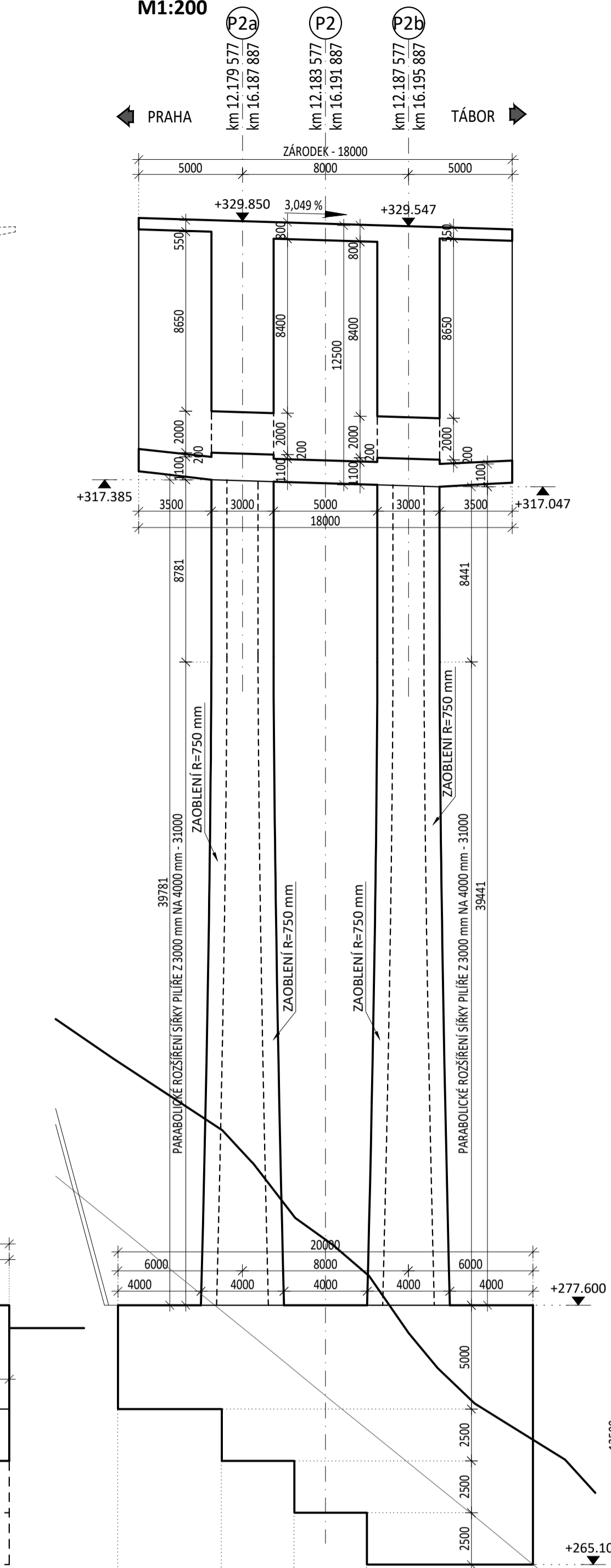
**PŘÍČNÝ ŘEZ OPĚROU O1**  
M1:200



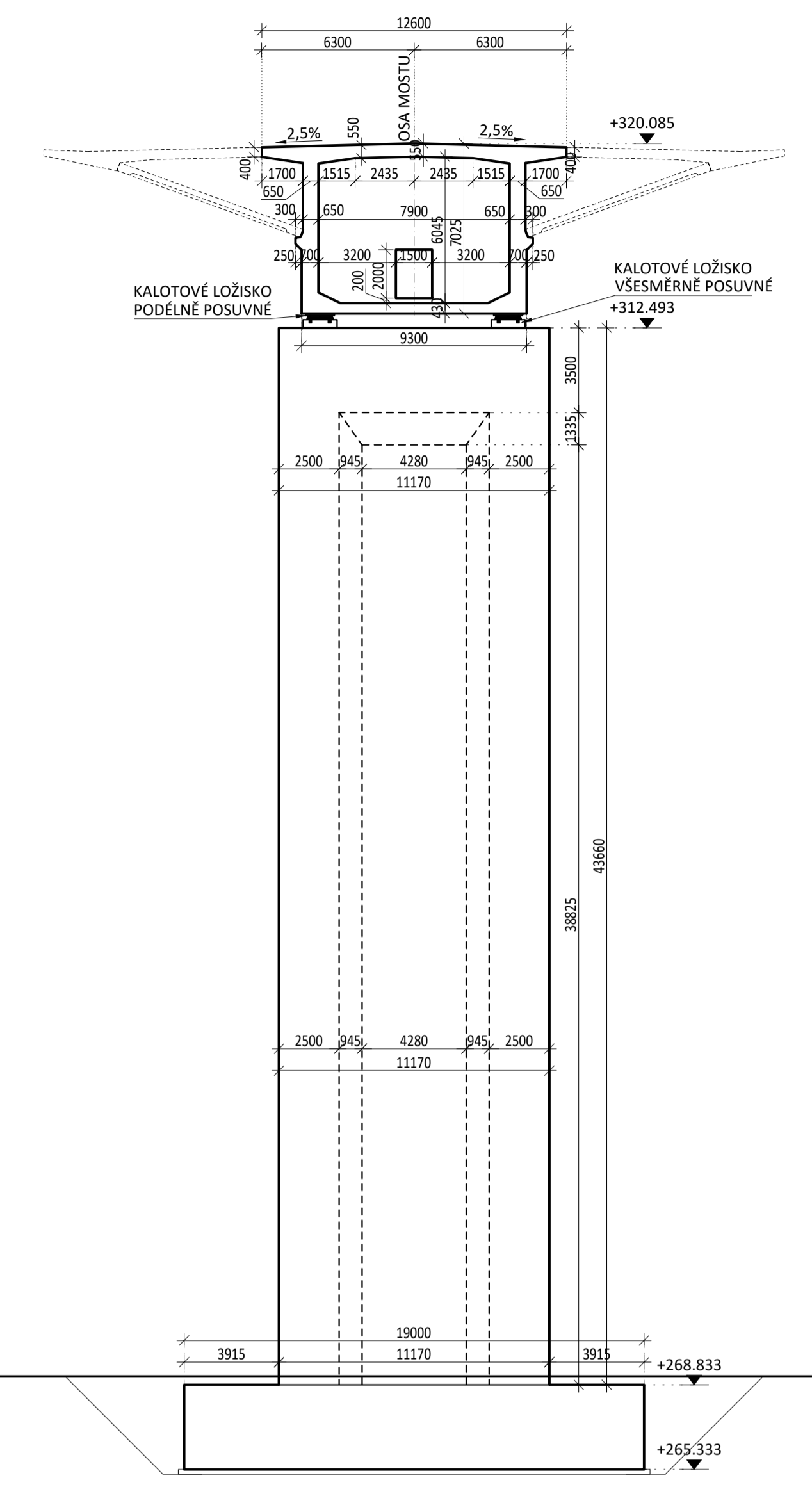
**PŘÍČNÝ ŘEZ OPĚROU O1**  
M1:200



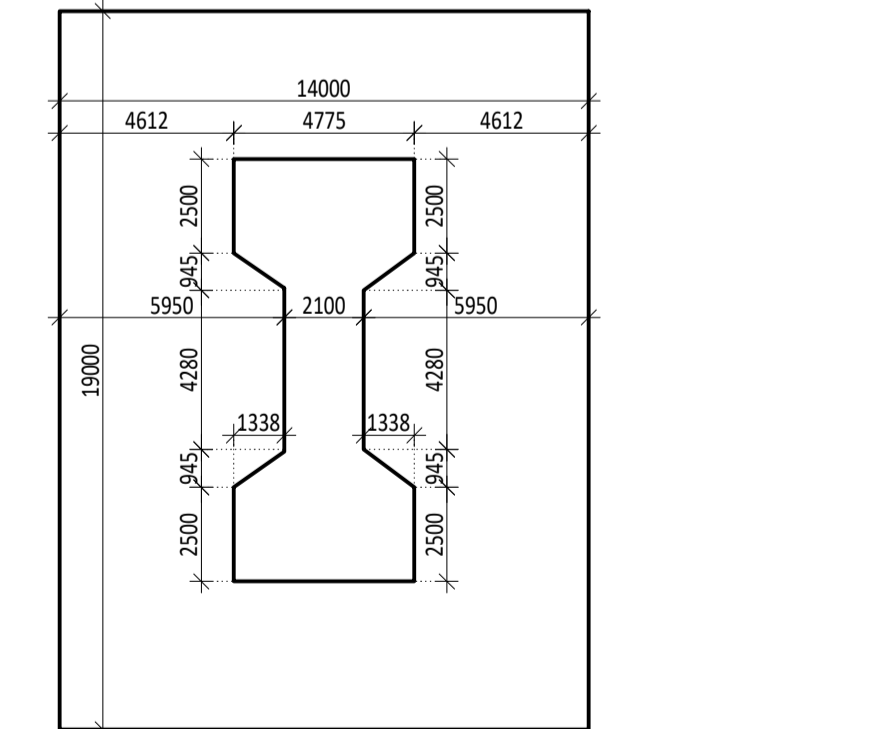
**PODÉLNÝ ŘEZ PILÍŘEM P2 A ZÁRODKEM**  
M1:200



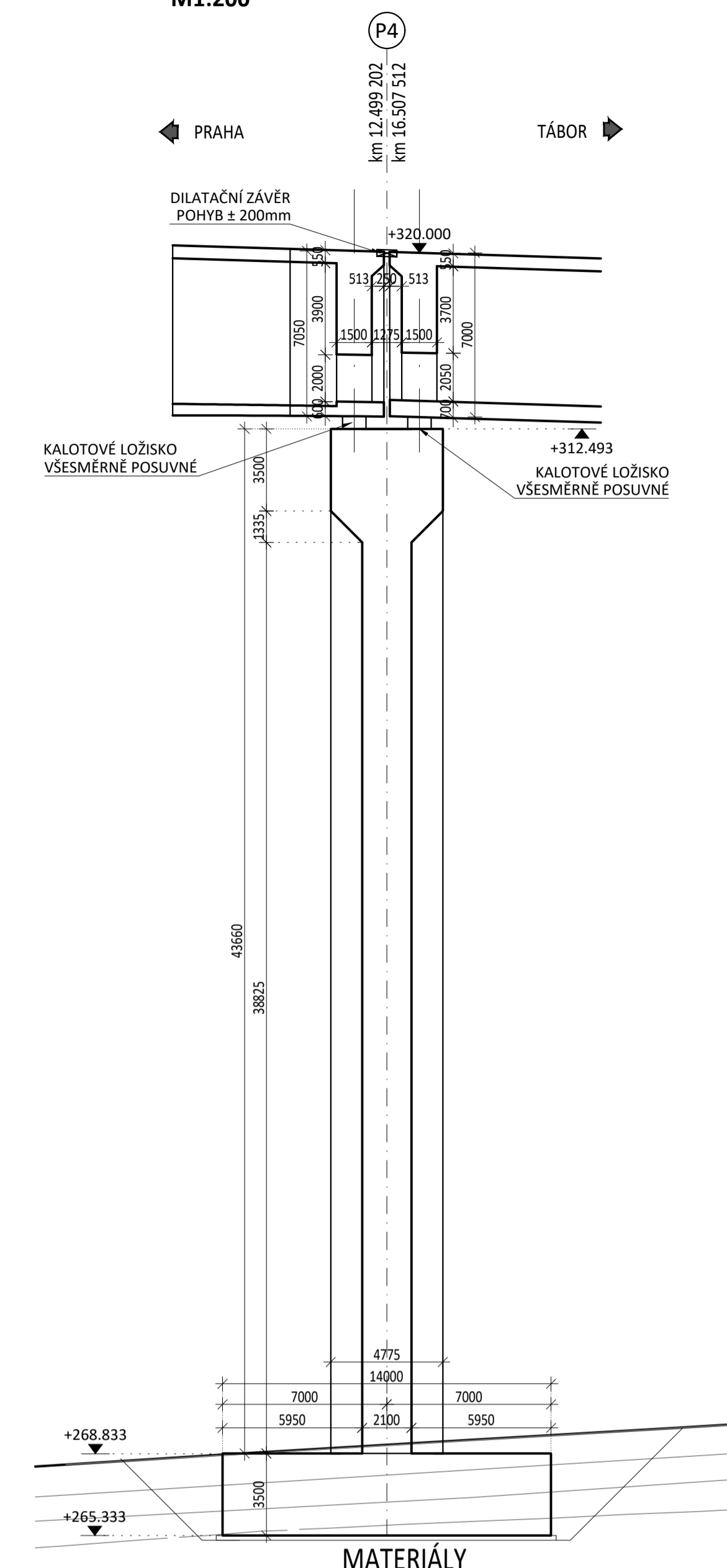
**PŘÍČNÝ ŘEZ PILÍŘEM P4**  
M1:200



**PŮDORYS ZÁKLADU POD PILÍŘEM P4**  
M1:200



**PODÉLNÝ ŘEZ PILÍŘEM P4**  
M1:200

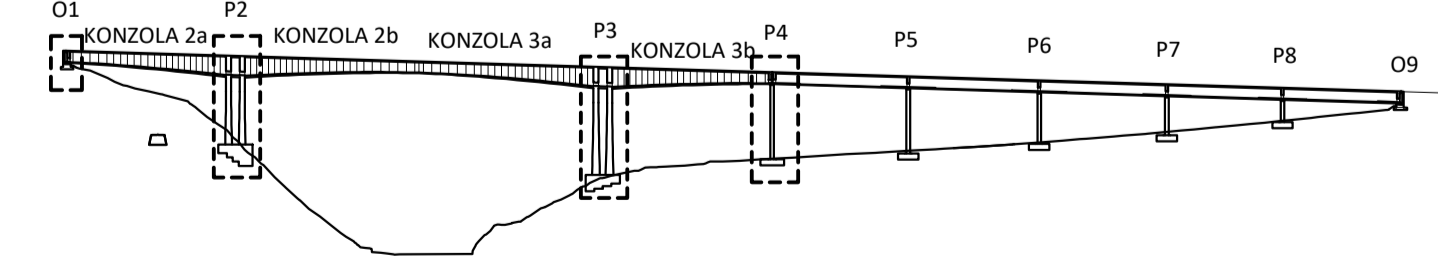


**MATERIÁLY**  
BETON:

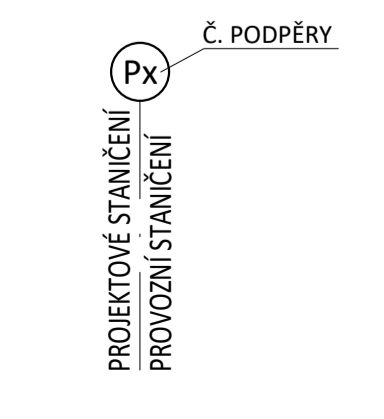
- NOSNÁ KONSTRUKCE: C50/60 - XC4, XF2, XD1
- ZÁKLADY PILÍŘŮ P2 A P3: C35/45 - XD3, XF4, XC4
- ZÁKLADY OSTATNÍCH PILÍŘŮ: C30/37 - XC2, XA1
- ZÁKLADY OPĚR: C25/30 - XC2, XA1
- DŘÍKY PILÍŘŮ P2 A P3: C45/55 - XC4, XD2, XF2
- DŘÍKY OSTATNÍCH PILÍŘŮ: C30/37 - XC4, XD2, XF2
- OPĚRY: C30/37 - XC4, XD2, XF2
- ÚLOŽNĚ PRAHY: C35/45 - XC4, XF4, XD3
- OPĚRY: C25/30 - XC2, XF3
- PILOTY: C25/35 - XA1, XC2

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ:  
B500B

PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ:  
Y1860 S7-15.7 S VELMI NÍZKOU RELAXACÍ

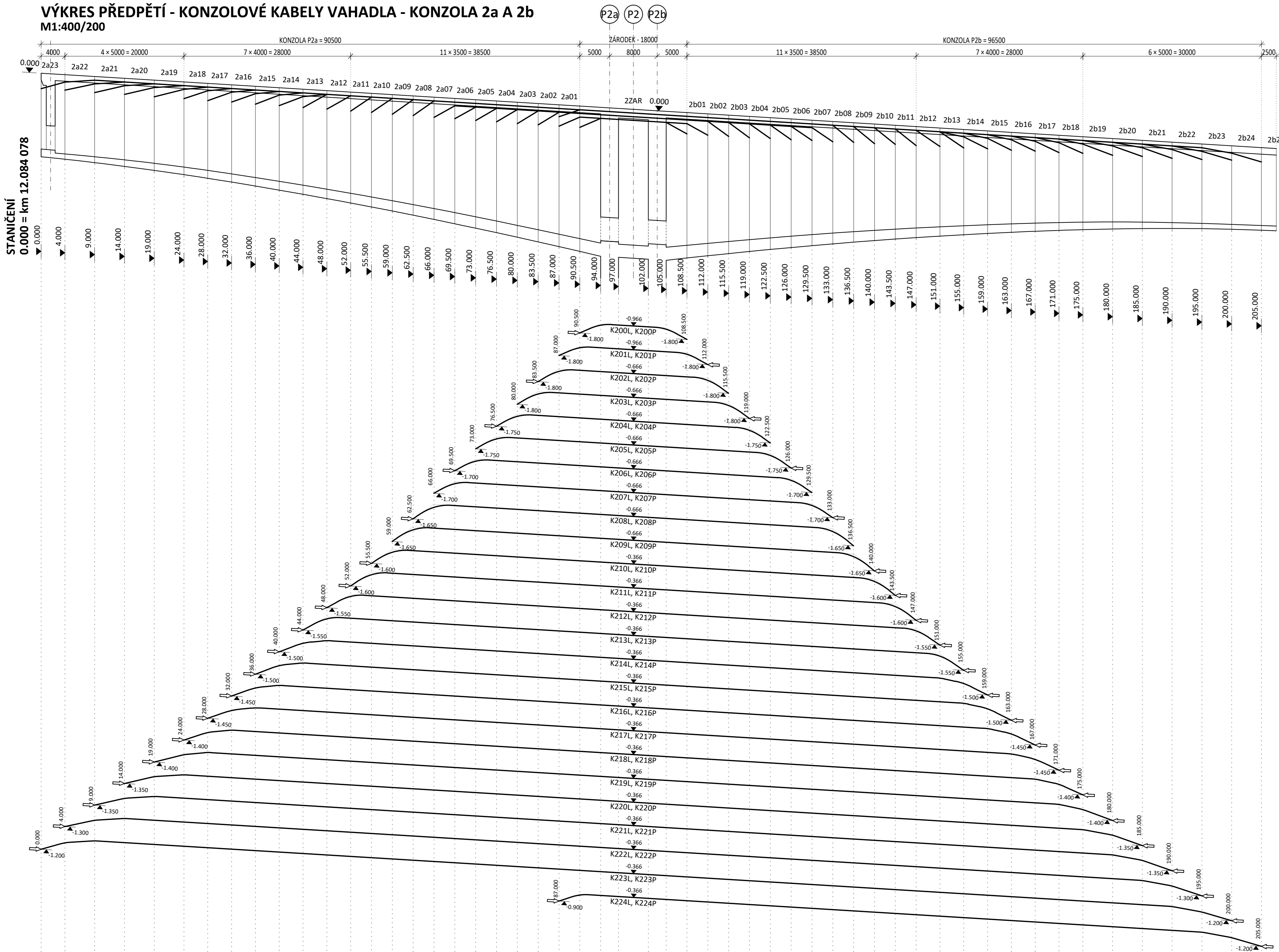


**ZNAČENÍ PODPĚRY**

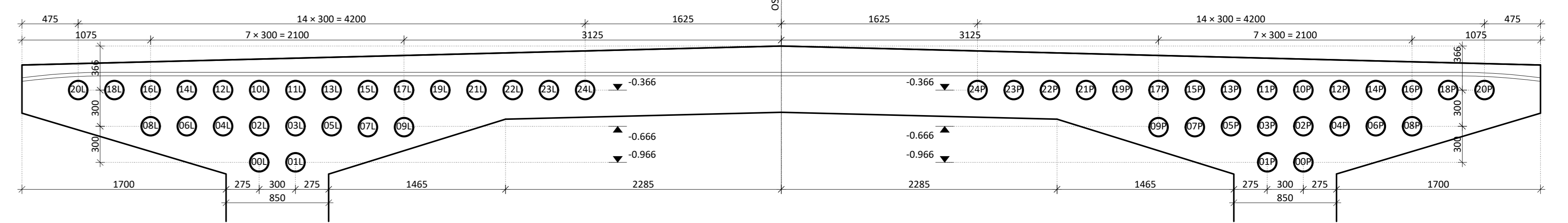


OBOR SI-STAVEBNÍ INŽENÝRSTVÍ	KATEDRA K-133	JMÉNO STUDENTA BC. MILOŠ KOPECKÝ	
ROČNÍK 2. ROČNÍK	VYUČUJÍCÍ PROF. ING. JAN L. VÍTEK, CSc., Ph.D.		
AKCE: NÁVRH DÁLNIČNÍHO MOSTU PŘES SÁZAVU			FORMÁT 12x44
OBSAH: TVAR OPĚRY O1, PILÍŘE P2, P3 a P4			MĚŘÍTKO 1:200
			DATUM 01.01.2021
			Č. VÝKR. D.04

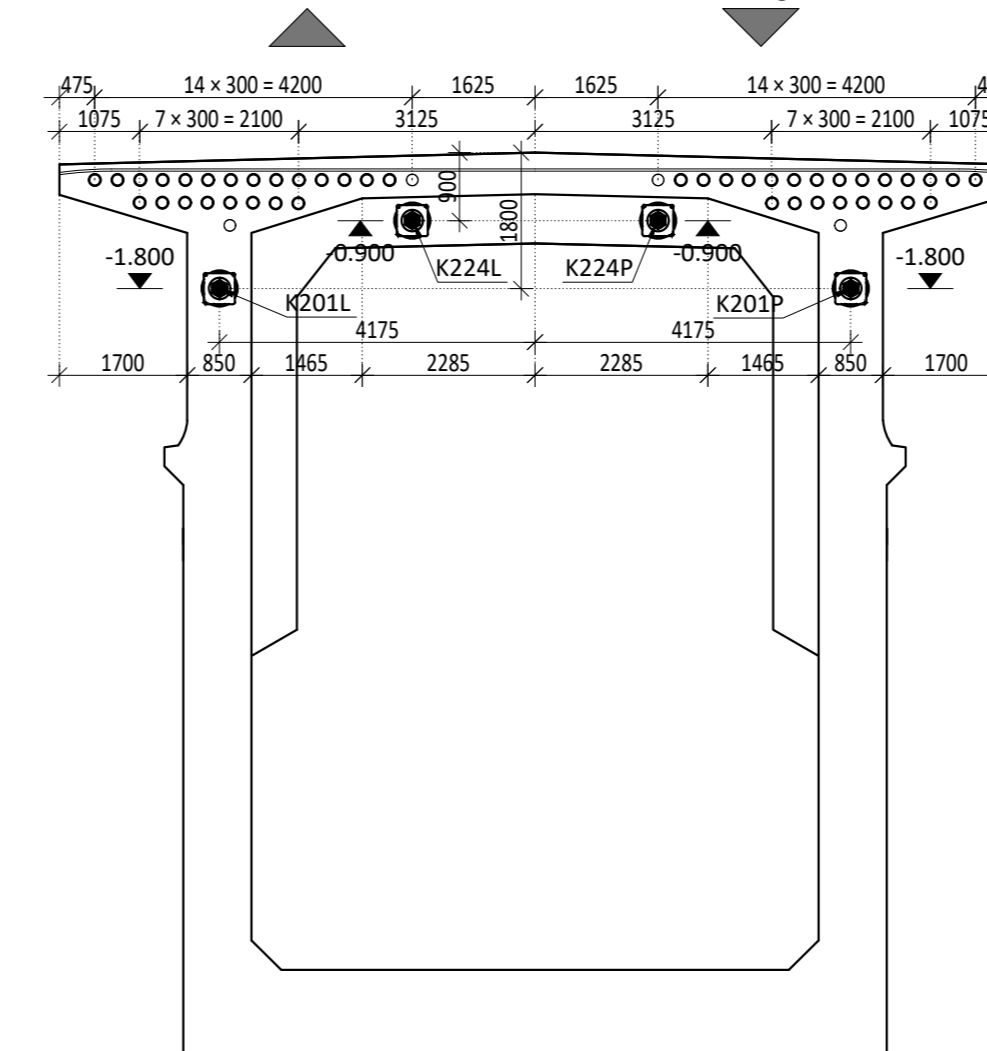
**VÝKRES PŘEDPĚTÍ - KONZOLOVÉ KABELY VAHADLA - KONZOLA 2a A 2b**  
M1:400/200



**ROZMÍSTĚNÍ KABELŮ VE VAHADLE**  
M1:25



**PŘÍČNÝ ŘEZ MEZI LAMELAMI 2A01 A 2A02**  
M1:100



**VÝKAZ PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE**

OZN.	OZN. VE VAHADLE	Ø LANA	POČET LAN V KABELU	POČET KABELŮ	HMOTNOST 1 KABELU [Kg/m]	DĚLKA S PŘESAHY	HMOTNOST CELKEM
K200L	00L	15,7	43	1	44,89	17,25	774,4
K200P	00P	15,7	43	1	44,89	17,25	774,4
K201L	01L	15,7	43	1	44,89	30,19	1355,3
K201P	01P	15,7	43	1	44,89	30,19	1355,3
K202L	02L	15,7	43	1	44,89	37,3	1674,5
K202P	02P	15,7	43	1	44,89	37,3	1674,5
K203L	03L	15,7	43	1	44,89	44,3	1988,7
K203P	03P	15,7	43	1	44,89	44,3	1988,7
K204L	04L	15,7	43	1	44,89	51,3	2303,0
K204P	04P	15,7	43	1	44,89	51,3	2303,0
K205L	05L	15,7	43	1	44,89	58,3	2617,2
K205P	05P	15,7	43	1	44,89	58,3	2617,2
K206L	06L	15,7	43	1	44,89	65,3	2931,4
K206P	06P	15,7	43	1	44,89	65,3	2931,4
K207L	07L	15,7	43	1	44,89	72,3	3245,7
K207P	07P	15,7	43	1	44,89	72,3	3245,7
K208L	08L	15,7	43	1	44,89	79,4	3564,4
K208P	08P	15,7	43	1	44,89	79,4	3564,4
K209L	09L	15,7	43	1	44,89	86,4	3878,7
K209P	09P	15,7	43	1	44,89	86,4	3878,7
K210L	10L	15,7	43	1	44,89	93,3	4188,4
K210P	10P	15,7	43	1	44,89	93,3	4188,4
K211L	11L	15,7	43	1	44,89	100,3	4502,7
K211P	11P	15,7	43	1	44,89	100,3	4502,7
K212L	12L	15,7	43	1	44,89	108,3	4861,8
K212P	12P	15,7	43	1	44,89	108,3	4861,8
K213L	13L	15,7	43	1	44,89	116,3	5220,9
K213P	13P	15,7	43	1	44,89	116,3	5220,9
K214L	14L	15,7	43	1	44,89	124,3	5580,1
K214P	14P	15,7	43	1	44,89	124,3	5580,1
K215L	15L	15,7	43	1	44,89	132,3	5939,2
K215P	15P	15,7	43	1	44,89	132,3	5939,2
K216L	16L	15,7	43	1	44,89	140,3	6298,3
K216P	16P	15,7	43	1	44,89	140,3	6298,3
K217L	17L	15,7	43	1	44,89	148,3	6657,5
K217P	17P	15,7	43	1	44,89	148,3	6657,5
K218L	18L	15,7	43	1	44,89	156,3	7016,6
K218P	18P	15,7	43	1	44,89	156,3	7016,6
K219L	19L	15,7	43	1	44,89	166,3	7465,5
K219P	19P	15,7	43	1	44,89	166,3	7465,5
K220L	20L	15,7	43	1	44,89	176,3	7914,5
K220P	20P	15,7	43	1	44,89	176,3	7914,5
K221L	21L	15,7	43	1	44,89	186,3	8363,4
K221P	21P	15,7	43	1	44,89	186,3	8363,4
K222L	22L	15,7	43	1	44,89	196,2	8807,8
K222P	22P	15,7	43	1	44,89	196,2	8807,8
K223L	23L	15,7	43	1	44,89	205,2	9211,8
K223P	23P	15,7	43	1	44,89	205,2	9211,8
K224L	24L	15,7	43	1	44,89	212,2	9530,7
K224P	24P	15,7	43	1	44,89	212,2	9530,7
<b>CELKOVÁ HMOTNOST</b>							<b>243785,1</b>

**POZNÁMKY:**

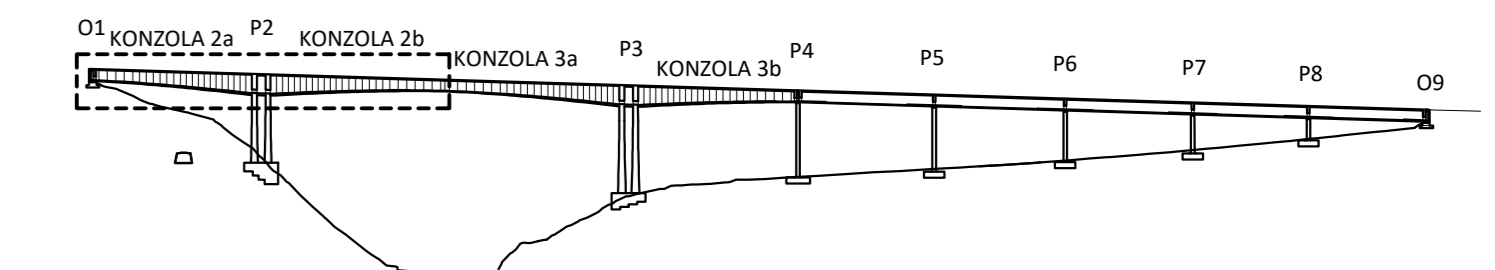
- 1) POLOMĚRY ZAKŘIVENÍ PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE R= 15,0 M
- 2) VÝŠKOVÉ KÓTY JSOU VZTAŽENÉ K HORNÍ HRANĚ BEDNĚNÍ
- 3) OZNAČENÍ KABELŮ: K---- KONZOLOVÉ KABELY  
-X--- ČÍSLO VAHADLA  
--XX- ČÍSLO DRUHU KABELŮ  
----X UMÍSTĚNÍ KABELU PO SMĚRU STANIČENÍ (L-P)
- 4) OZNAČENÍ KABELŮ V PŘÍČNÉM ŘEZU  
XX- ČÍSLO DRUHU KABELŮ  
---X UMÍSTĚNÍ KABELU PO SMĚRU STANIČENÍ (L-P)

**MATERIÁLY:**

- BETON:**  
NOSNÁ KONSTRUKCE: C50/60 - XC4, XF2, XD1  
DŘÍKY PILÍŘŮ P2 A P3: C45/55 - XC4, XD2, XF2

**BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ:**  
B500B

- PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ:**  
43 LANOVÉ KABELY Z OCELI Y1860 S7-15.7  
S VELMI NÍZKOU RELAXACÍ  
fpk = 1860 MPa  
NAPÍNAČÍ NAPĚTÍ 1450 MPa  
KABELOVÉ CHRÁNICÍKY: OCELOVÉ KORUGOVANÉ TRUBKY

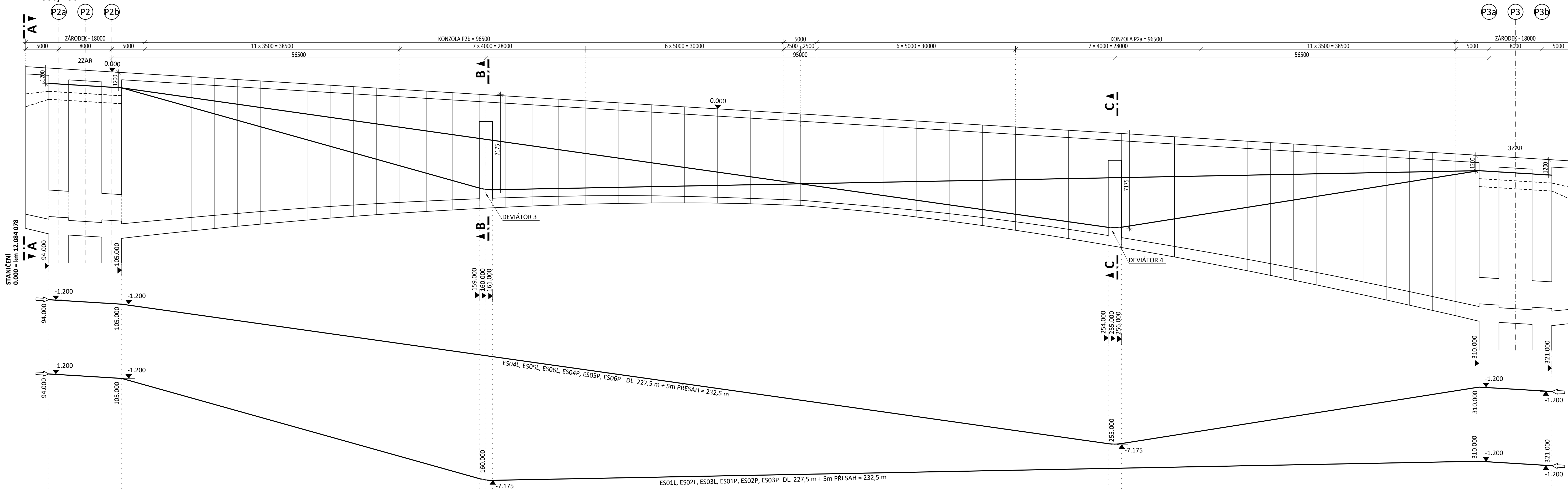


OBOR	KATEDRA	JMÉNO STUDENTA
SI- STAVEBNÍ INŽENÝRSTVÍ	K-133	BC. MILOŠ KOPECKÝ
ROČNÍK	VYUČUJÍCÍ	
2. ROČNÍK	PROF. ING. JAN L. VÍTEK, CSC., FENG	
AKCE:	NÁVRH DÁLNIČNÍHO MOSTU PŘES SÁZAVU	
OBSAH:	VÝKRES PŘEDPĚTÍ - KONZOLOVÉ KABELY VAHADLA	
FORMÁT	9x44	
MĚŘÍTKO	1:400/200	
DATUM	01.01.2021	
Č. VÝKR.	D.05	

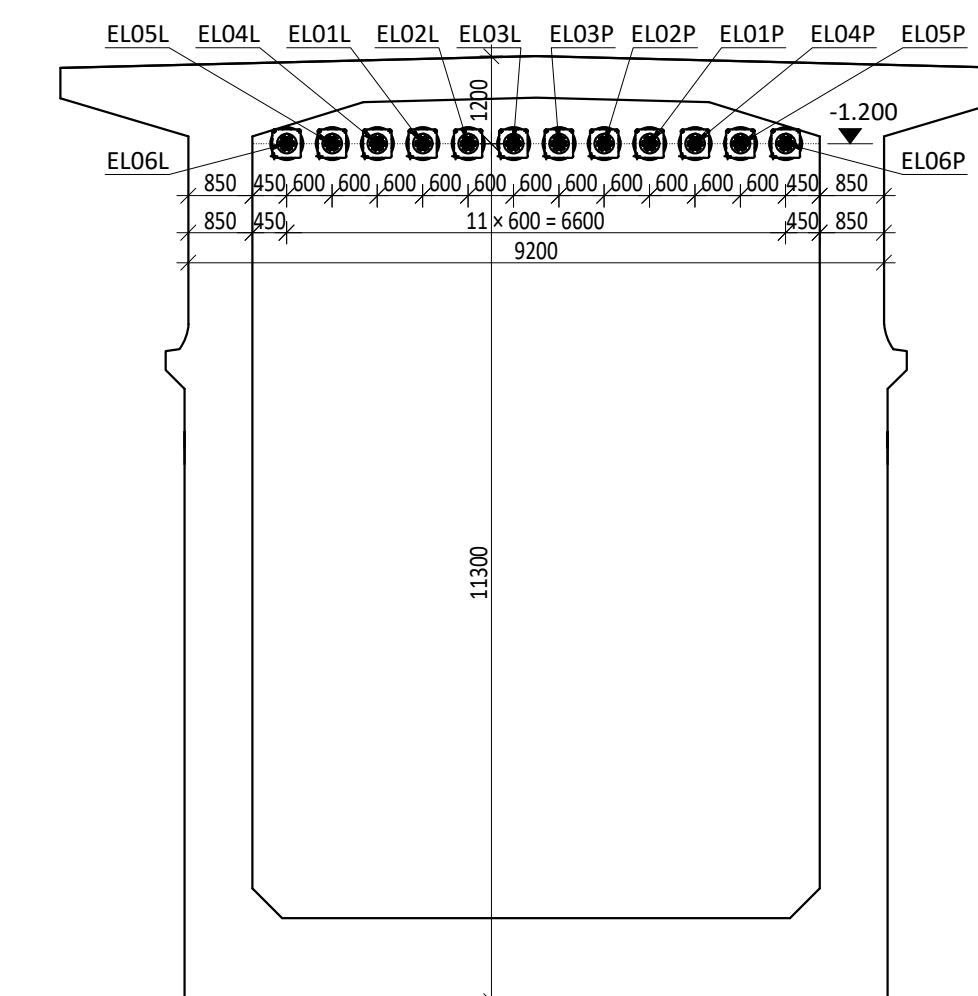




**VÝKRES PŘEDPĚTÍ - VNĚJŠÍ PŘEDPĚTÍ PROSTŘEDNÍHO POLE**  
M1:300/150



**POHLED A-A**  
M1:100



**MATERIÁLY:**

**BETON:**

NOSNÁ KONSTRUKCE: C50/60 - XC4, XF2, XD1  
DŘÍKY PILÍŘŮ P2 A P3: C45/55 - XC4, XD2, XF2

**BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ:**

B500B

**PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ:**

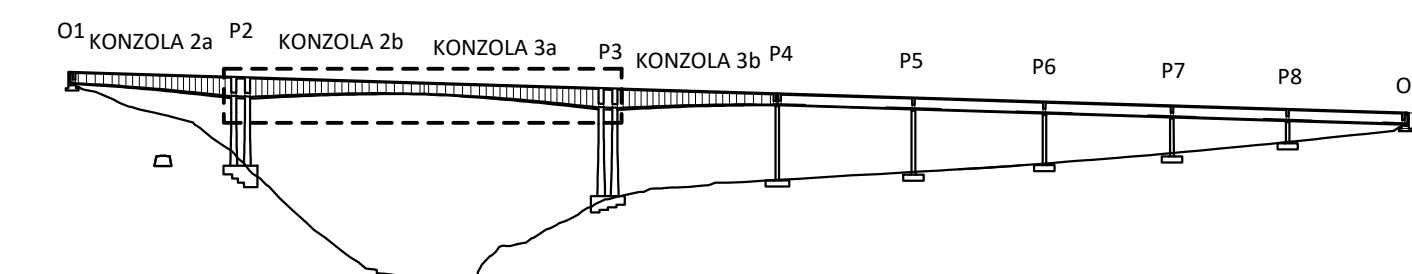
31 LANOVÉ KABELY Z OCELI Y1860 S7-15.7

S VELMI NÍZKOU RELAXACÍ

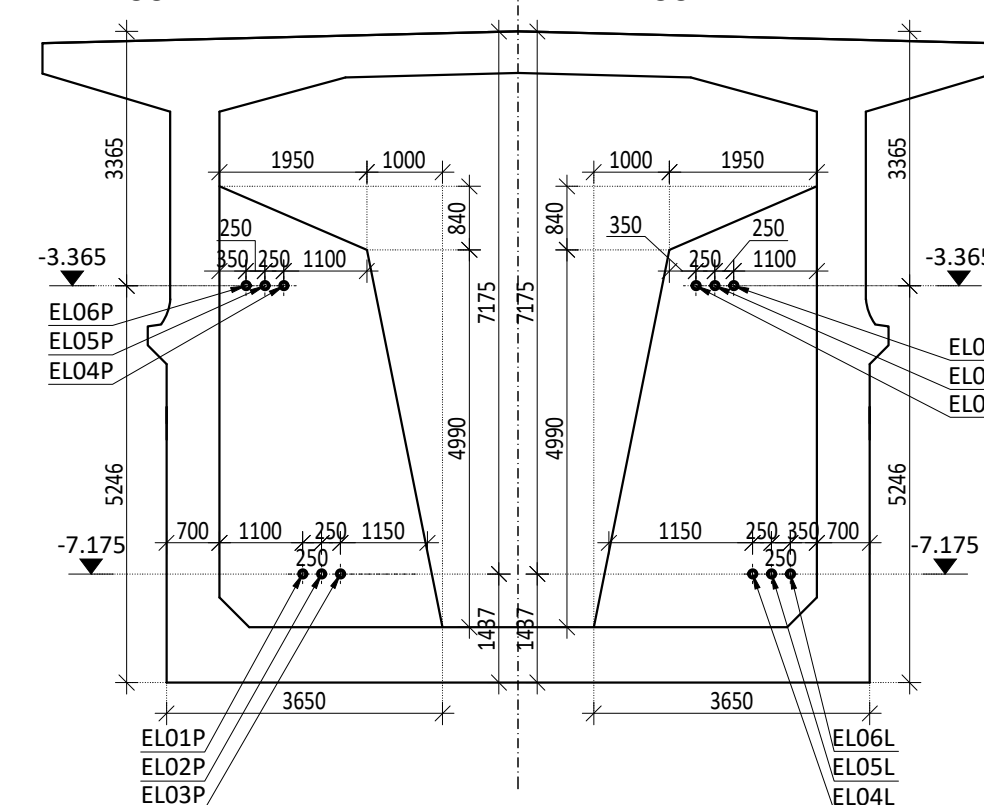
f<sub>pk</sub> = 1860 MPa

NAPÍNACÍ NAPĚTÍ 1450 MPa

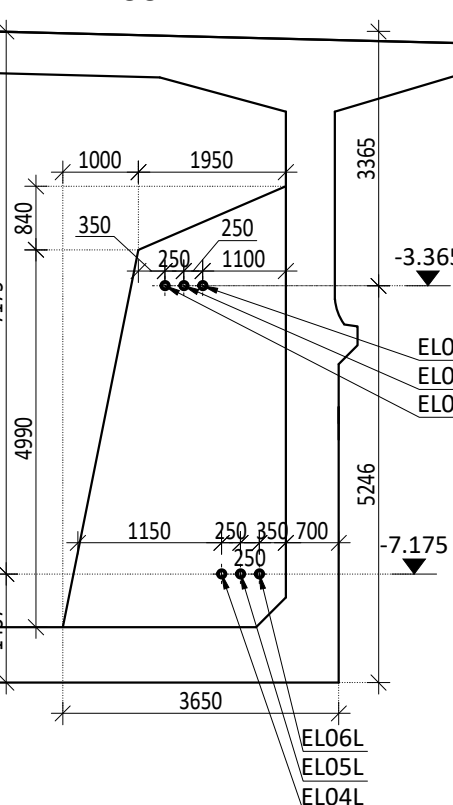
KABELOVÉ CHRÁNIČKY: OCELOVÉ KORUGOVANÉ TRUBKY



**ŘEZ B-B**  
M1:100



**ŘEZ C-C**  
M1:100



**VÝKAZ PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽE**

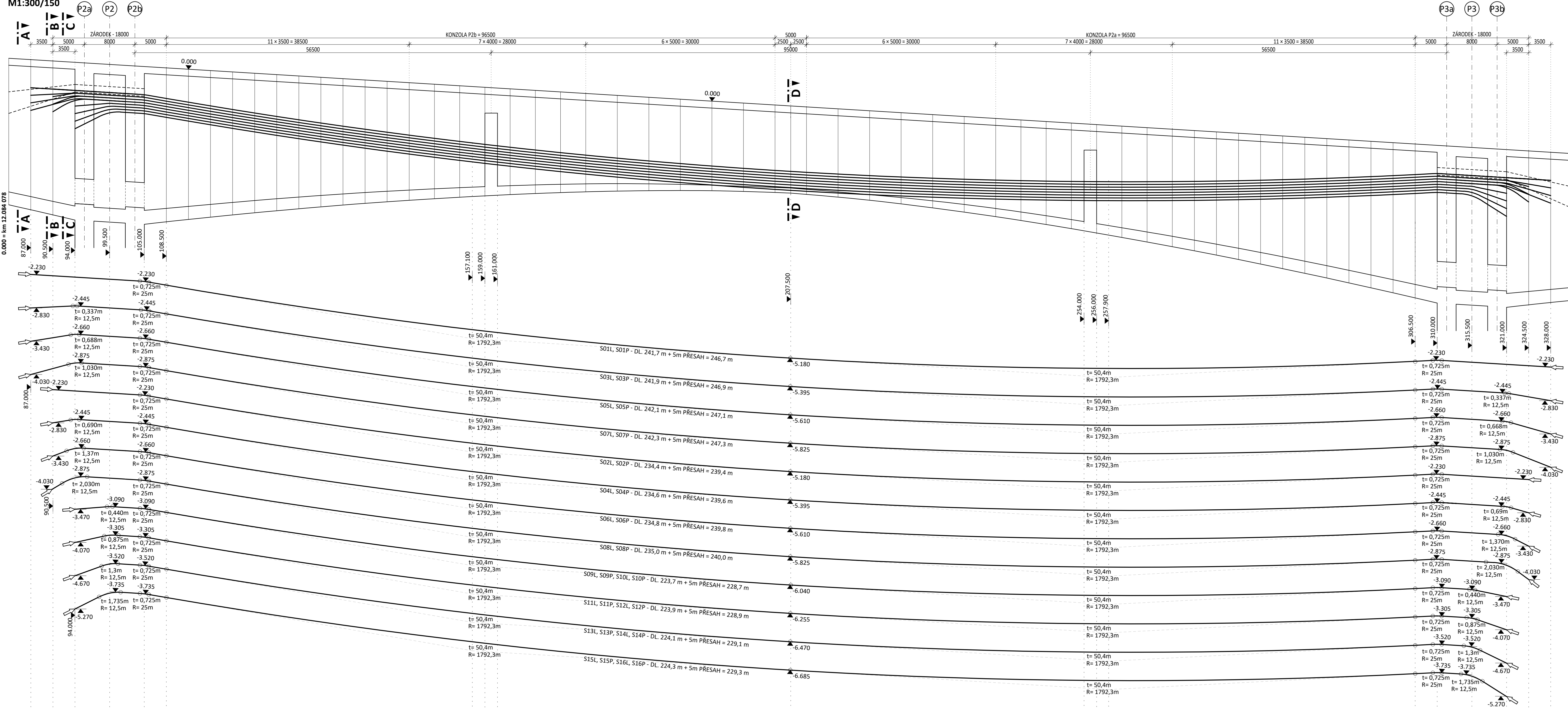
OZN.	Ø LANA	POČET LAN V KABELU	POČET KABELŮ	HMOTNOST 1 KABELU [Kg/m]	DĚLKA S PŘESAHY	HMOTNOST CELKEM
ES01L	15,7	31	1	32,36	232,5	7524,6
ES01P	15,7	31	1	32,36	232,5	7524,6
ES02L	15,7	31	1	32,36	232,5	7524,6
ES02P	15,7	31	1	32,36	232,5	7524,6
ES03L	15,7	31	1	32,36	232,5	7524,6
ES03P	15,7	31	1	32,36	232,5	7524,6
ES04L	15,7	31	1	32,36	232,5	7524,6
ES04P	15,7	31	1	32,36	232,5	7524,6
ES05L	15,7	31	1	32,36	232,5	7524,6
ES05P	15,7	31	1	32,36	232,5	7524,6
ES06L	15,7	31	1	32,36	232,5	7524,6
ES06P	15,7	31	1	32,36	232,5	7524,6
<b>CELKOVÁ HMOTNOST [Kg]</b>						<b>90295,6</b>

**POZNÁMKY:**

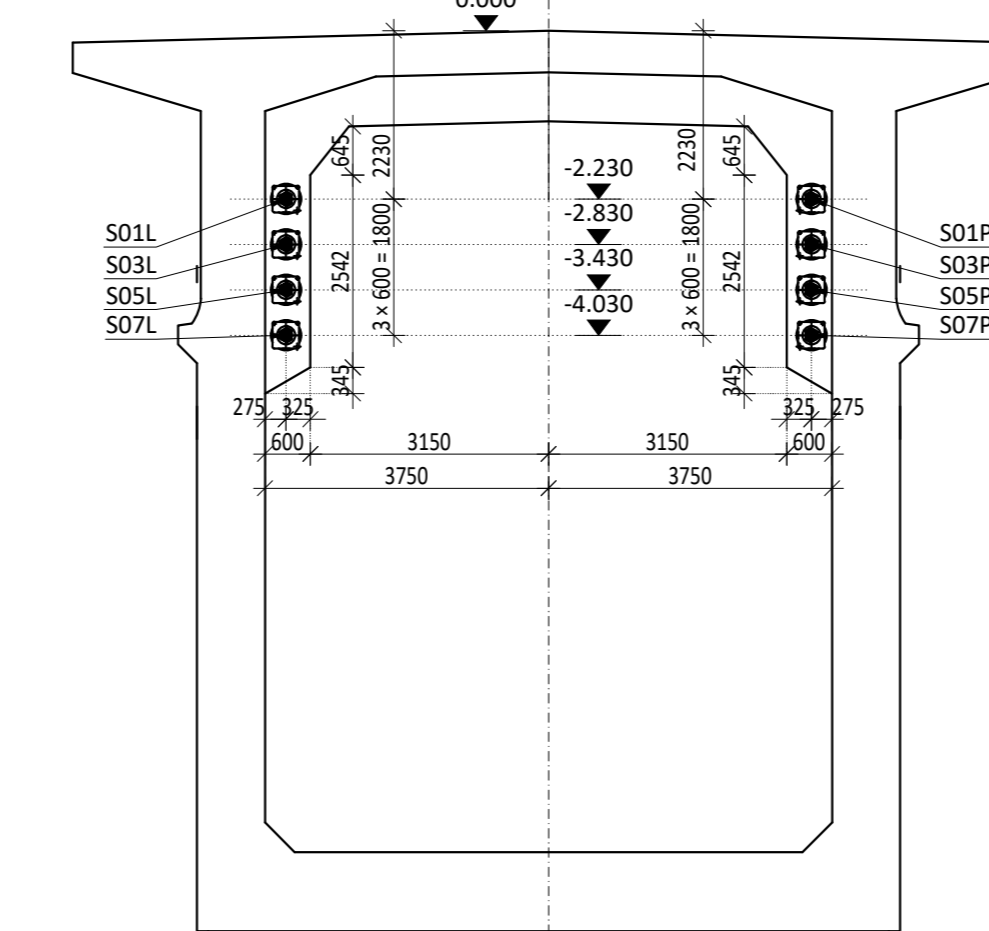
- 1) POLOMĚRY ZAKŘIVENÍ PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽE V DEVIÁTORU R= 7.5 M
- 2) VÝŠKOVÉ KÓTY JSOU VZTAŽENÉ K HORNÍ HRANĚ BEDNĚNÍ
- 3) V DEVIÁTORECH BUDOU UMÍSTĚNY OCELOVÉ TRUBKY, KTERÝM BUDOU VEDENY PLASTOVÉ CHRÁNIČKY
- 4) OZNAČENÍ KABELŮ: ES---- EXTERNÍ SPOJITÉ KABELY  
--XX- ČÍSLO DRUHU KABELŮ  
----X UMÍSTĚNÍ KABELU PO SMĚRU STANIČENÍ (L-P)

OBOR SI - STAVEBNÍ INŽENÝRSTVÍ	KATEDRA K-133	JMÉNO STUDENTA BC. MILOŠ KOPECKÝ	
ROČNÍK 2. ROČNÍK	VYUČUJÍCÍ PROF. ING. JAN L. VÍTEK, CSC., FENG.		
AKCE : NÁVRH DÁLNIČNÍHO MOSTU PŘES SÁZAVU			FORMÁT 8x4
OBSAH : VÝKRES PŘEDPĚTÍ - VNĚJŠÍ PŘEDPĚTÍ STŘEDNÍHO POLE			MĚŘÍTKO 1:300/150
			DATUM 01.01.2021
			Č. VÝKR. D.07

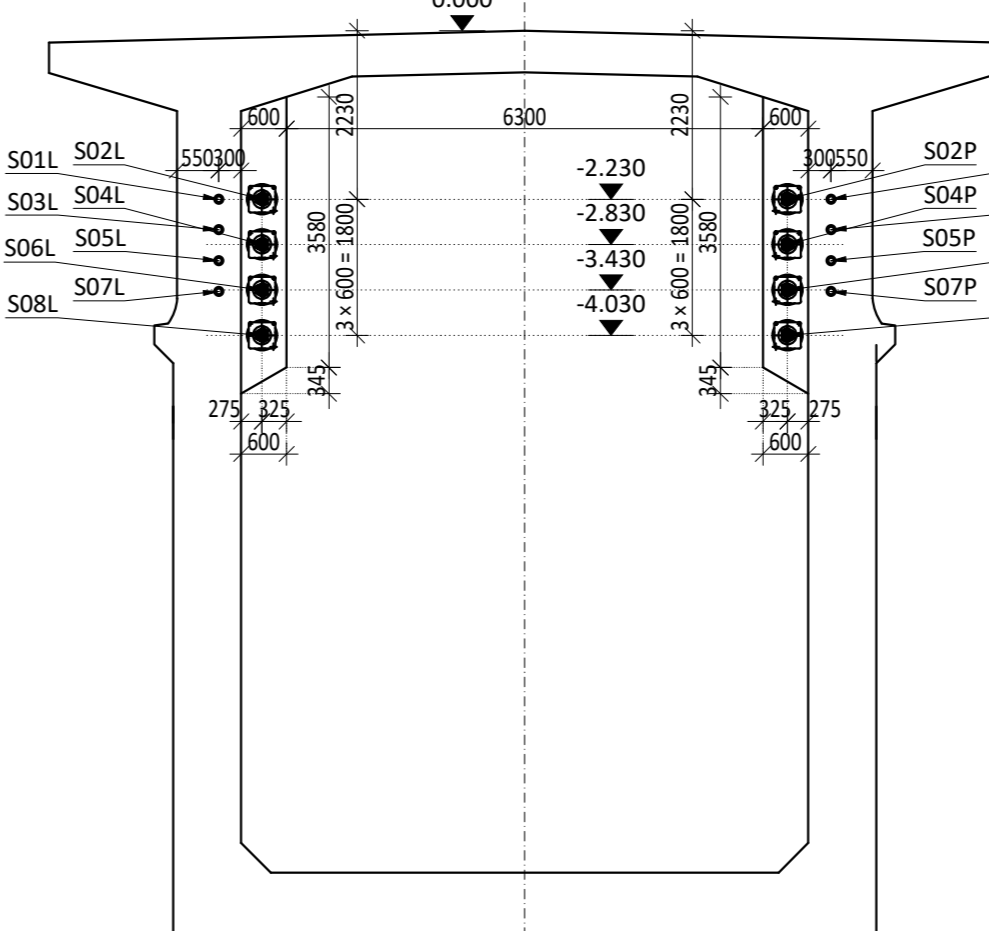
**VÝKRES PŘEDPĚTÍ - SPOJITÉ KABELY PROSTŘEDNÍHO POLE**  
M1:300/150



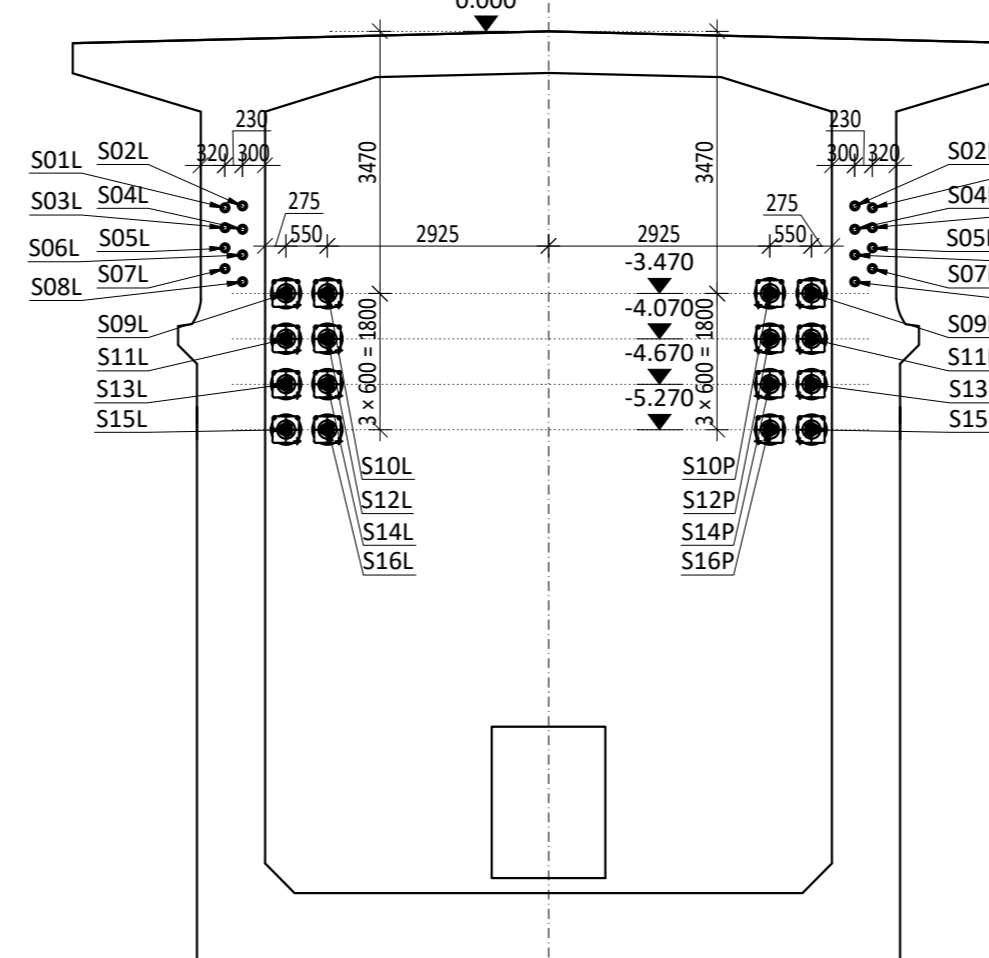
**ŘEZ A-A**  
M1:100



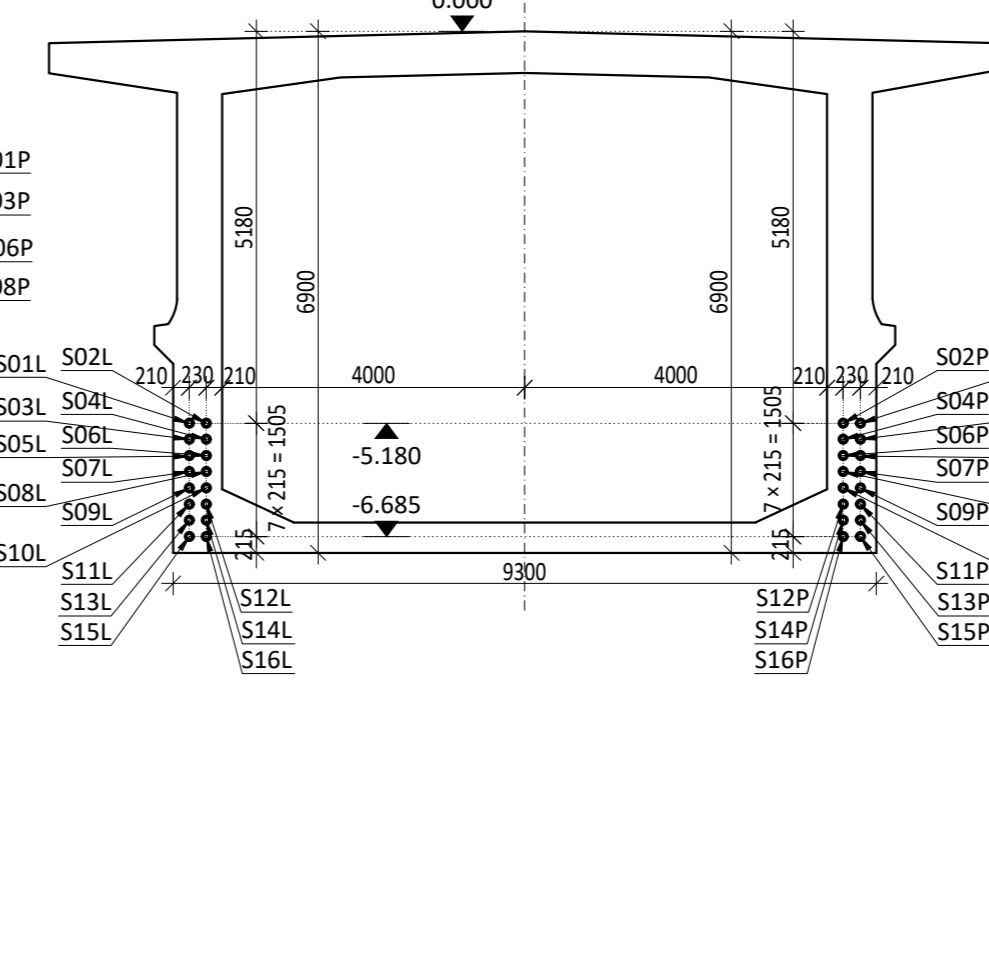
**ŘEZ B-B**  
M1:100



**ŘEZ C-C**  
M1:100



**ŘEZ D-D**  
M1:100



VÝKAZ PŘEDPÍNAČÍ VÝTUŽE						
OZN.	Ø LANA	POČET LAN V KABELU	POČET KABELŮ	HMOTNOST 1 KABELU [Kg/m]	DĚLKA S PŘESAHY	HMOTNOST CELKEM
S01L	15,7	27	1	28,19	246,7	6954,0
S01P	15,7	27	1	28,19	246,7	6954,0
S02L	15,7	27	1	28,19	239,4	6748,2
S02P	15,7	27	1	28,19	239,4	6748,2
S03L	15,7	27	1	28,19	246,9	6959,6
S03P	15,7	27	1	28,19	246,9	6959,6
S04L	15,7	27	1	28,19	239,6	6753,8
S04P	15,7	27	1	28,19	239,6	6753,8
S05L	15,7	27	1	28,19	247,1	6965,3
S05P	15,7	27	1	28,19	247,1	6965,3
S06L	15,7	27	1	28,19	239,8	6759,5
S06P	15,7	27	1	28,19	239,8	6759,5
S07L	15,7	27	1	28,19	247,3	6970,9
S07P	15,7	27	1	28,19	247,3	6970,9
S08L	15,7	27	1	28,19	240	6765,1
S08P	15,7	27	1	28,19	240	6765,1
S09L	15,7	27	1	28,19	228,7	6446,6
S09P	15,7	27	1	28,19	228,7	6446,6
S10L	15,7	27	1	28,19	228,7	6446,6
S10P	15,7	27	1	28,19	228,7	6446,6
S11L	15,7	27	1	28,19	228,9	6452,2
S11P	15,7	27	1	28,19	228,9	6452,2
S12L	15,7	27	1	28,19	228,9	6452,2
S12P	15,7	27	1	28,19	228,9	6452,2
S13L	15,7	27	1	28,19	229,1	6457,9
S13P	15,7	27	1	28,19	229,1	6457,9
S14L	15,7	27	1	28,19	229,1	6457,9
S14P	15,7	27	1	28,19	229,1	6457,9
S15L	15,7	27	1	28,19	229,3	6463,5
S15P	15,7	27	1	28,19	229,3	6463,5
S16L	15,7	27	1	28,19	229,3	6463,5
S16P	15,7	27	1	28,19	229,3	6463,5
<b>CELKOVÁ HMOTNOST [Kg]</b>						<b>213033,6</b>

**POZNÁMKY:**

- VÝŠKOVÉ KÓTY JSOU VZTAŽENÉ K HORNÍ HRANĚ BEDNĚNÍ
- OZNAČENÍ KABELŮ: S---- SPOJITÉ VNITŘNÍ KABELY  
--XX-- ČÍSLO DRUHU KABELŮ  
-----X UMÍSTĚNÍ KABELU PO SMĚRU STANIČENÍ (L-P)

**MATERIÁLY:**

**BETON:**

- NOSNÁ KONSTRUKCE: C50/60 - XC4, XF2, XD1
- DRÍKY PÍLÍŘŮ P2 A P3: C45/55 - XC4, XD2, XF2

**BETONÁŘSKÁ VÝTUŽ:**

B500B

**PŘEDPÍNAČÍ VÝTUŽ:**

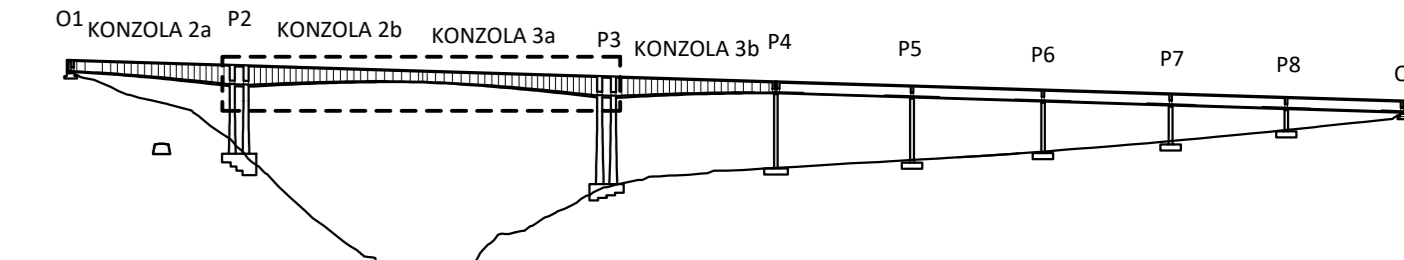
27 LANOVÉ KABELY Z OCELI Y1860 S7-15.7

S VELMI NÍZKOU RELAXACÍ

f<sub>pk</sub> = 1860 MPa

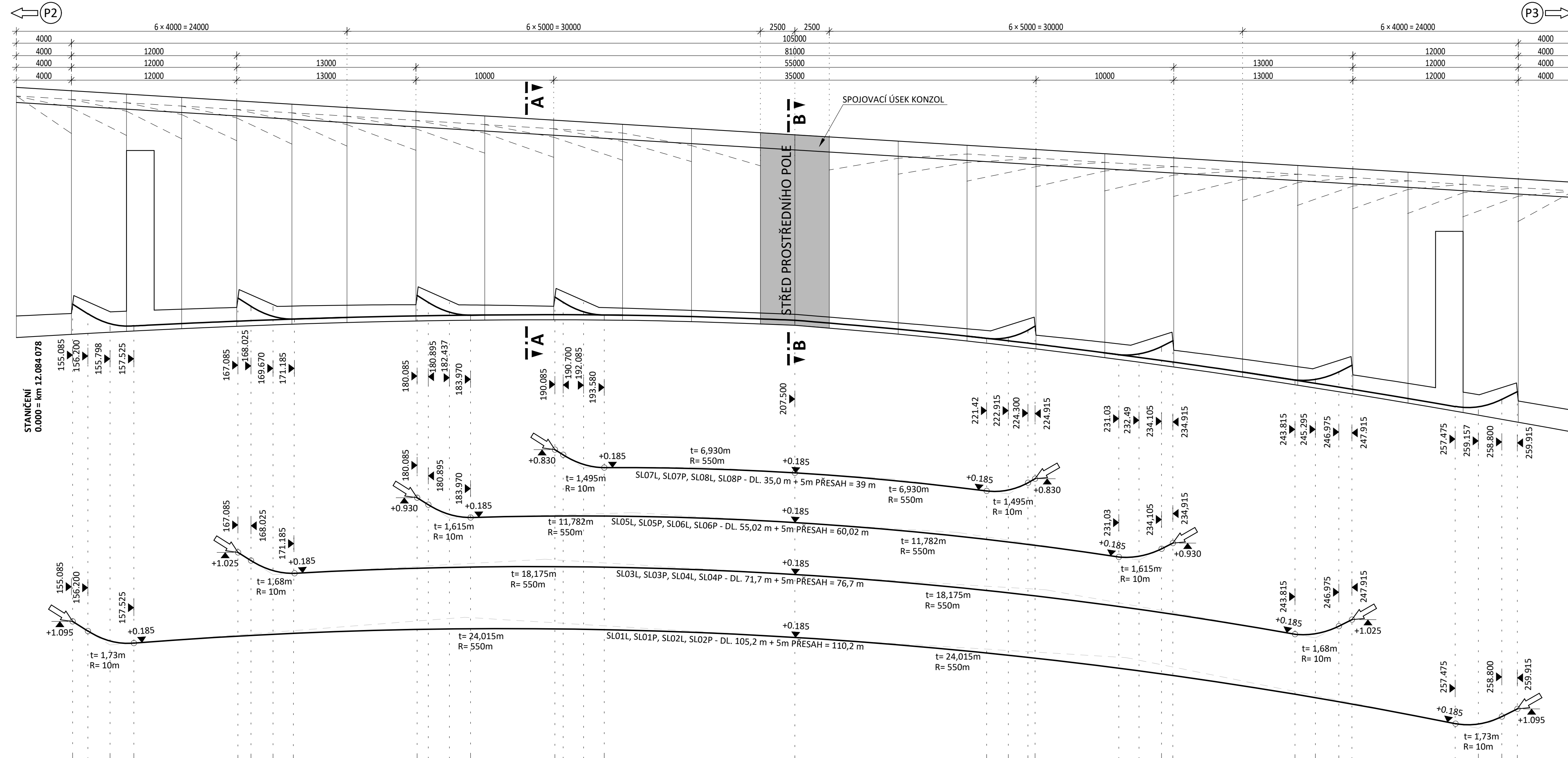
NAPÍNAČÍ NAPĚTÍ 1450 MPa

KABELOVÉ CHRÁNICÍKY: OCELOVÉ KORUGOVANÉ TRUBKY

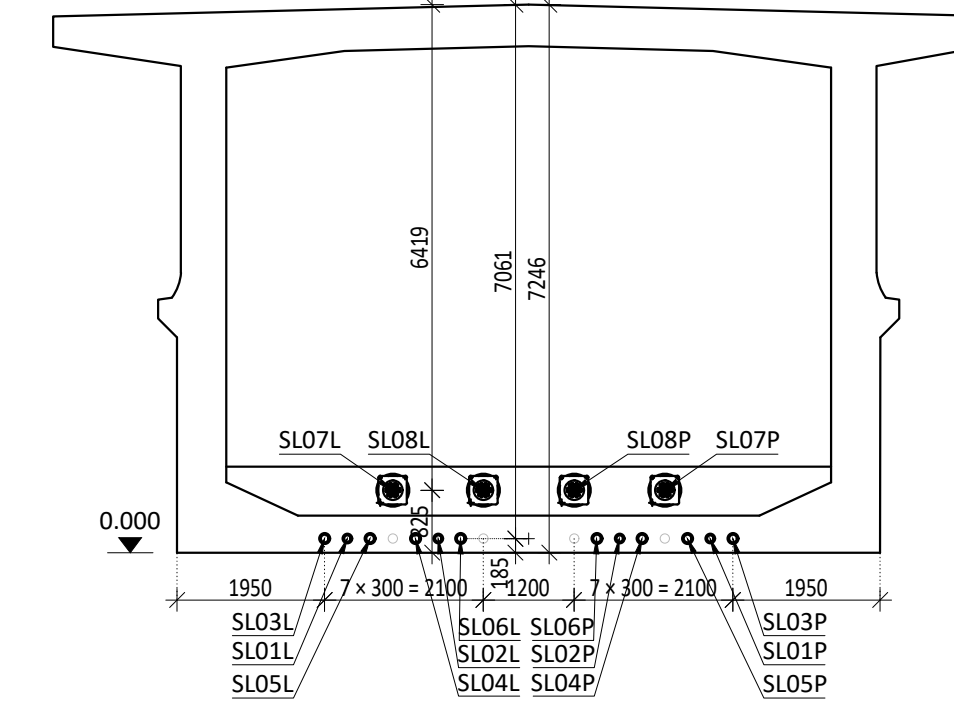


OBOR	KATEDRA	JMÉNO STUDENTA	
SI- STAVEBNÍ INŽENÝRSTVÍ	K-133	BC. MILOŠ KOPECKÝ	
ROČNÍK	VYUČUJÍCÍ		
2. ROČNÍK	PROF. ING. JAN L. VÍTEK, CSC., FENG		
AKCE :	NÁVRH DALŠNÍHO MŮSTKU PŘES SÁZAVU		
OBSAH :	FORMÁT	12x44	
	MĚŘÍTKO	1:300/150	
	DATUM	01.01.2021	
	Č. VÝKR.	D.08	
VÝKRES PŘEDPĚTÍ - SPOJITÉ KABELY STŘEDNÍHO POLE			

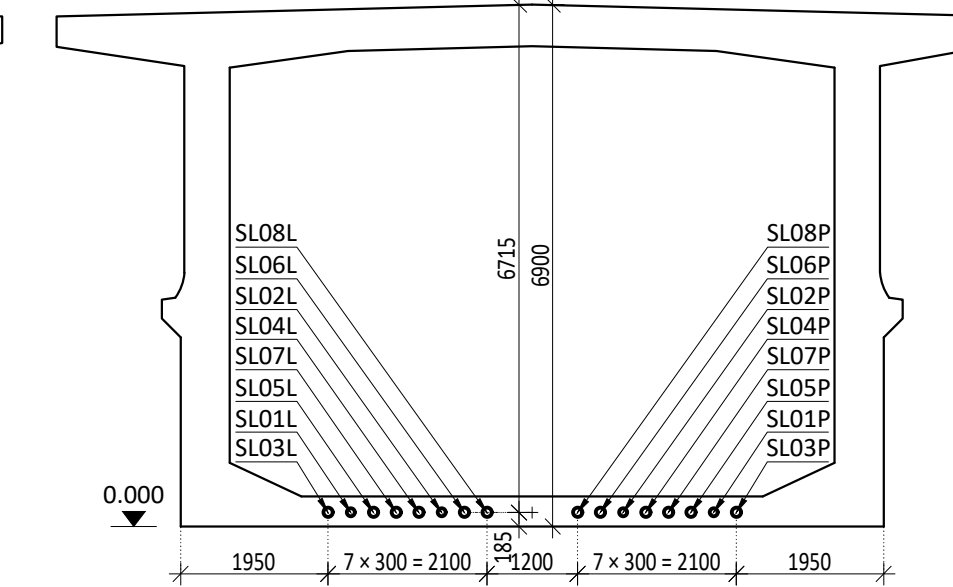
**VÝKRES PŘEDPĚTÍ - KLDNÉ KABELY STŘEDNÍHO POLE**  
M1:200/100



**ŘEZ A-A**  
M1:100



**ŘEZ B-B**  
M1:100



**POZNÁMKY:**

- 1) VÝŠKOVÉ KÓTY JSOU VZTAŽENÉ K DOLNÍ HRANĚ BEDNĚNÍ
- 2) OZNAČENÍ KABELŮ: SL---- SPOJITÉ KLDNÉ KABELY  
--XX- ČÍSLO DRUHU KABELŮ  
----X UMÍSTĚNÍ KABELU PO SMĚRU STANIČENÍ (L-P)

**MATERIÁLY:**

**BETON:**

NOSNÁ KONSTRUKCE: C50/60 - XC4, XF2, XD1

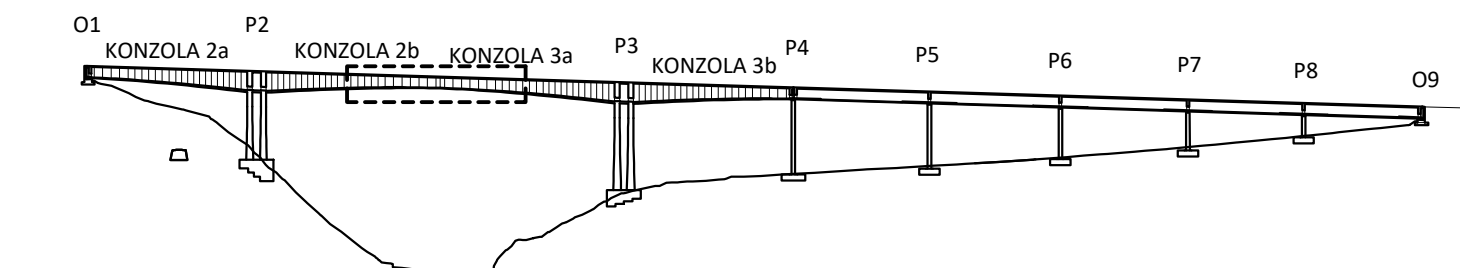
**BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ:**  
B500B

**PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ:**

- 31, 27 LANOVÉ KABELY Z OCELI Y1860 S7-15.7
- S VELMI NÍZKOU RELAXACÍ
- f<sub>pk</sub> = 1860 MPa
- NAPÍNACÍ NAPĚTÍ 1450 MPa
- KABELOVÉ CHRÁNIČKY: OCELOVÉ KORUGOVANÉ TRUBKY

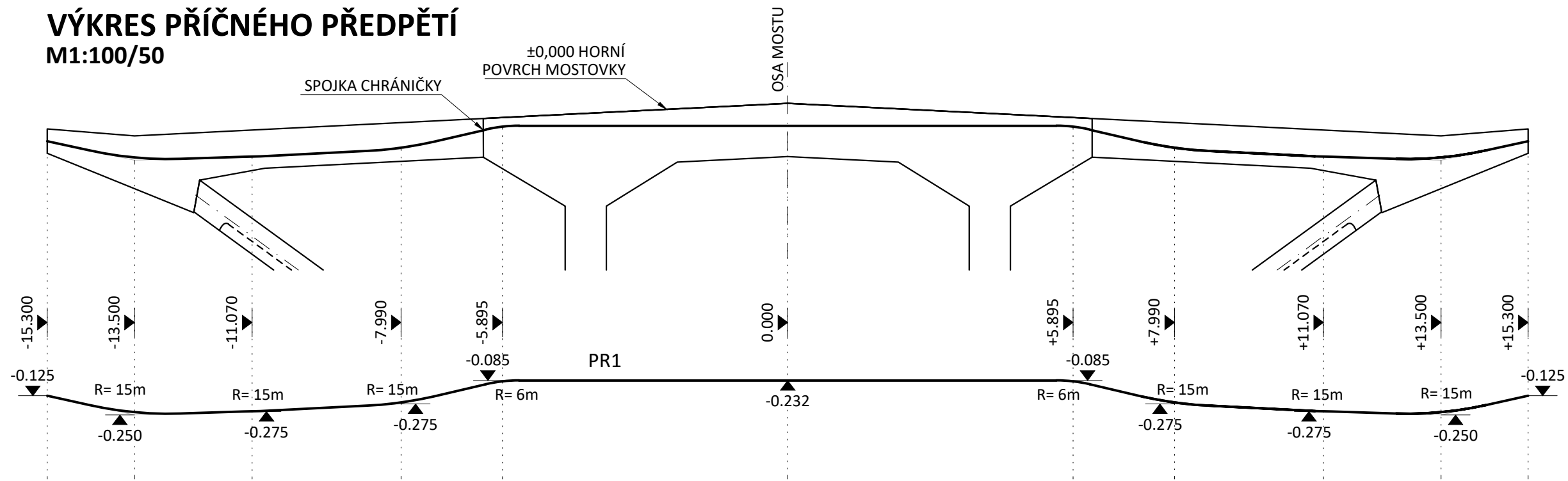
**VÝKAZ PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽE**

OZN.	Ø LANA	POČET LAN V KABELU	POČET KABELŮ	HMOTNOST 1 KABELU [Kg/m]	DĚLKA S PŘESAHY	HMOTNOST CELKEM
SL01L	15,7	27	1	28,19	110,2	3106,3
SL01P	15,7	27	1	28,19	110,2	3106,3
SL02L	15,7	27	1	28,19	110,2	3106,3
SL02P	15,7	27	1	28,19	110,2	3106,3
SL03L	15,7	31	1	32,36	76,7	2482,3
SL03P	15,7	31	1	32,36	76,7	2482,3
SL04L	15,7	31	1	32,36	76,7	2482,3
SL04P	15,7	31	1	32,36	76,7	2482,3
SL05L	15,7	31	1	32,36	60,02	1942,5
SL05P	15,7	31	1	32,36	60,02	1942,5
SL06L	15,7	31	1	32,36	60,02	1942,5
SL06P	15,7	31	1	32,36	60,02	1942,5
SL07L	15,7	31	1	32,36	39	1262,2
SL07P	15,7	31	1	32,36	39	1262,2
SL08L	15,7	31	1	32,36	39	1262,2
SL08P	15,7	31	1	32,36	39	1262,2
<b>CELKOVÁ HMOTNOST [Kg]</b>						<b>35173,3</b>



OBOR SI - STAVEBNÍ INŽENÝRSTVÍ	KATEDRA K-133	JMÉNO STUDENTA BC. MILOŠ KOPECKÝ	
ROČNÍK 2. ROČNÍK	VYUČUJÍCÍ PROF. ING. JAN L. VÍTEK, CSC., FENG		
AKCE : <b>NÁVRH DÁLNIČNÍHO MOSTU PŘES SÁZAVU</b>			FORMÁT 8xA4
OBSAH : <b>VÝKRES PŘEDPĚTÍ KLDNÉ KABELY STŘEDNÍHO POLE</b>			MĚŘÍTKO 1:200/100
			DATUM 01.01.2021
			Č. VYKR. <b>D.09</b>

# VÝKRES PŘÍČNÉHO PŘEDPĚTÍ M1:100/50



## POZNÁMKY:

1) VÝŠKOVÉ KÓTY JSOU VZTAŽENÉ K HORNÍ HRANĚ BEDNĚNÍ

## MATERIÁLY:

### BETON:

NOSNÁ KONSTRUKCE: C50/60 - XC4, XF2, XD1

### BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ:

B500B

### PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ:

5 LANOVÉ KABELY Z OCELI Y1860 S7-15.7

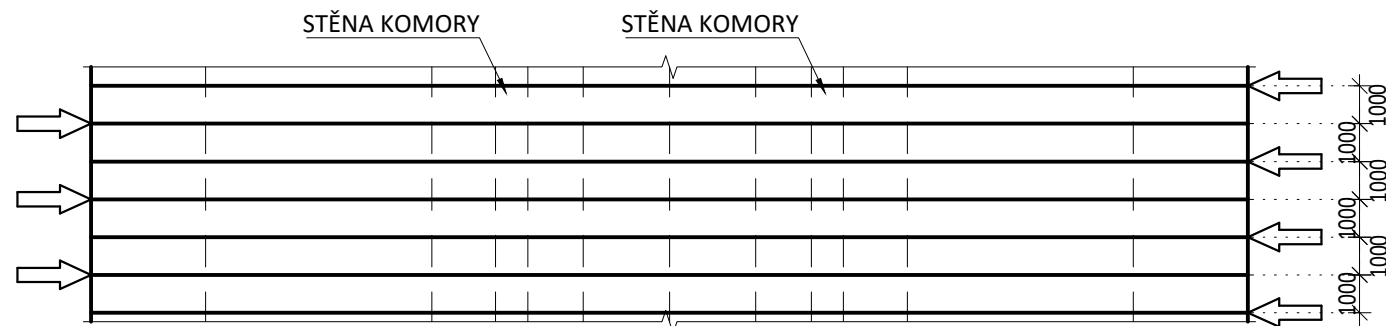
S VELMI NÍZKOU RELAXACÍ

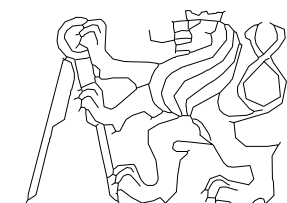
$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$

NAPÍNACÍ NAPĚTÍ 1450 MPa

KABELOVÉ CHRÁNIČKY: OCELOVÉ PLOCHÉ KORUGOVANÉ TRUBKY

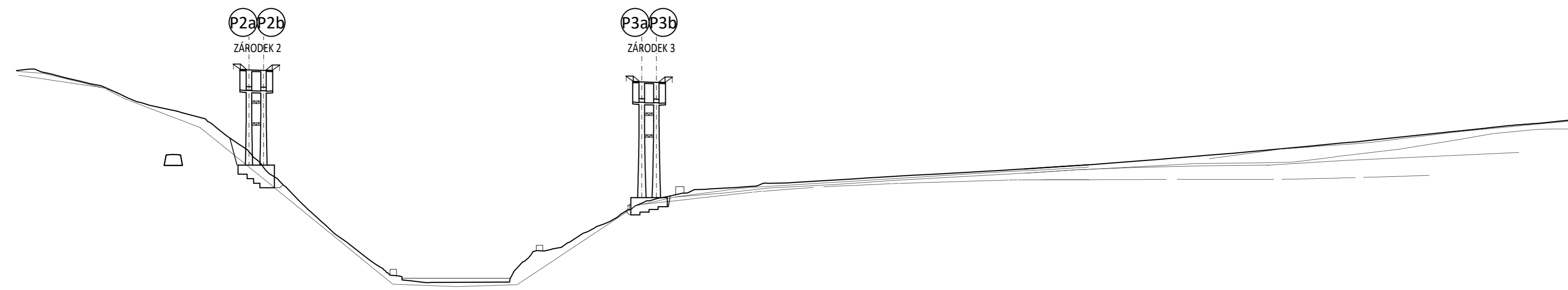
# PŮDORYS PŘÍČNÉHO PŘEDPĚTÍ M1:200 - ROZMÍSTĚNÍ NAPÍNÁNÍ KABELŮ



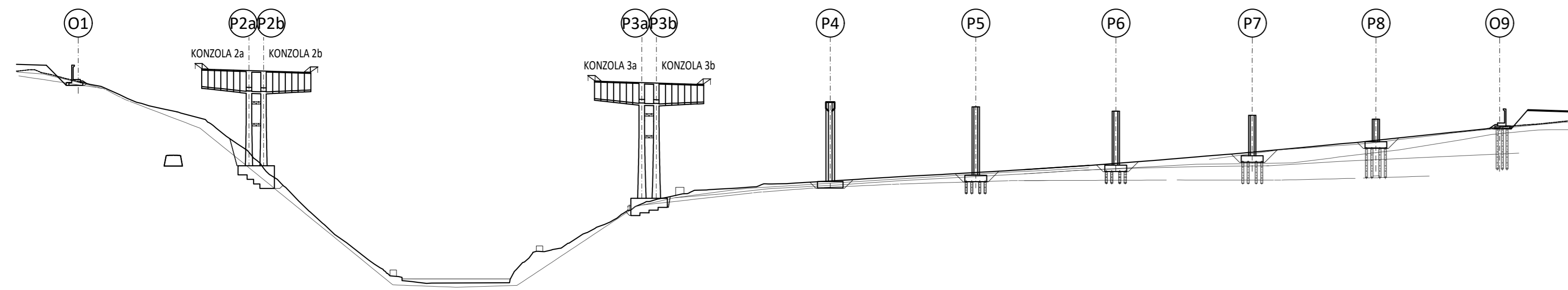
OBOR	KATEDRA	JMÉNO STUDENTA		
SI- STAVEBNÍ INŽENÝRSTVÍ	K-133	BC. MILOŠ KOPECKÝ		
ROČNÍK	VYUČUJÍCÍ			
2. ROČNÍK	PROF. ING. JAN L. VÍTEK, CSC., FENG			
AKCE :	NÁVRH DÁLNIČNÍHO MOSTU PŘES SÁZAVU		FORMÁT	2xA4
OBSAH :	VÝKRES PŘÍČNÉHO PŘEDPĚTÍ		MĚŘÍTKO	1:100
			DATUM	01.01.2021
			Č. VÝKR.	D.10

# POSTUP VÝSTAVBY 1:2000

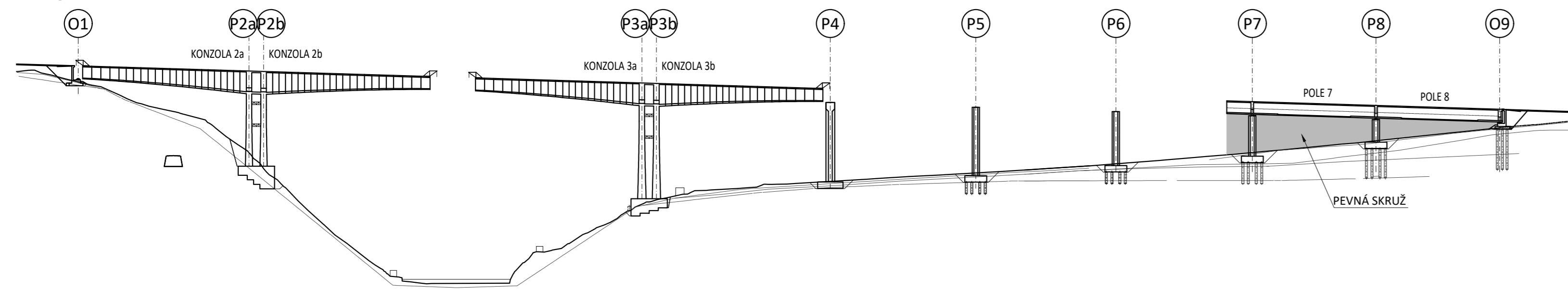
## FÁZE 1



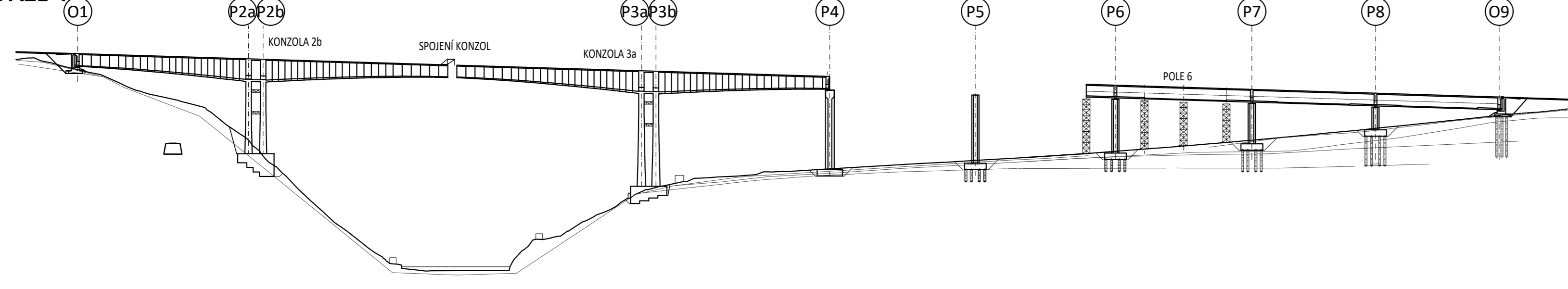
## FÁZE 2



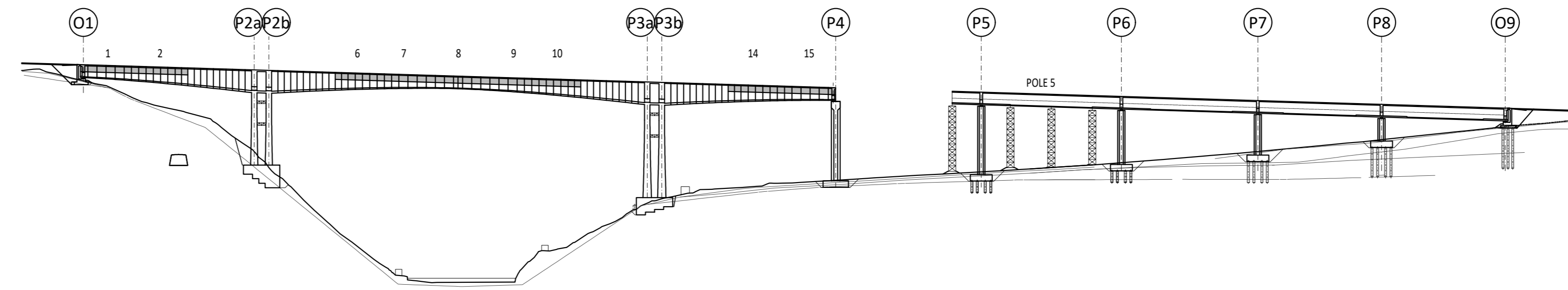
## FÁZE 3



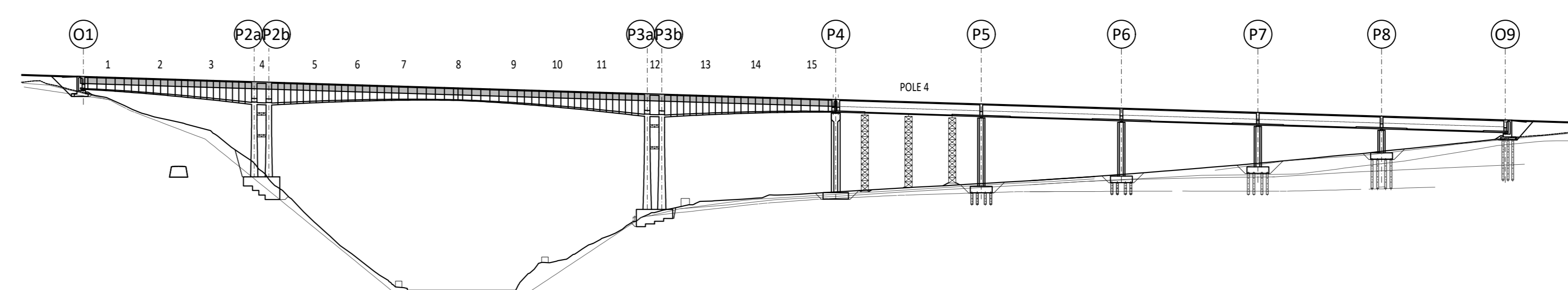
## FÁZE 4



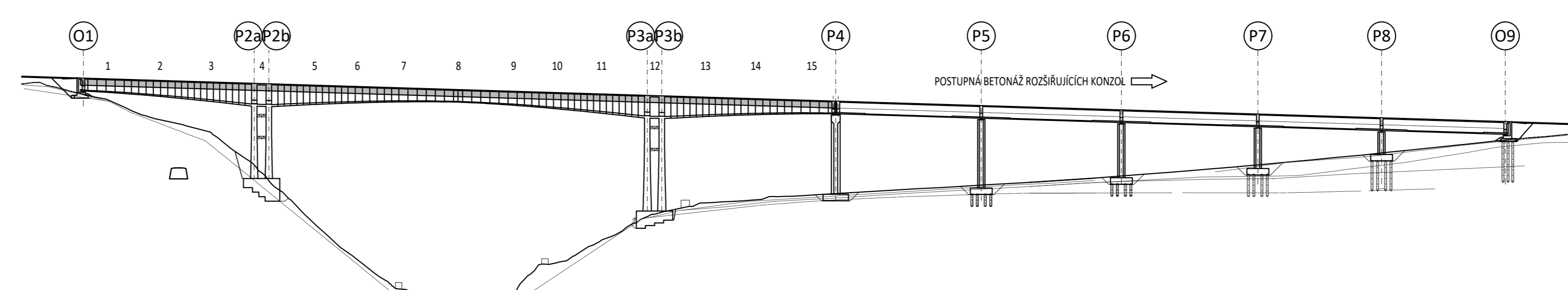
## FÁZE 5



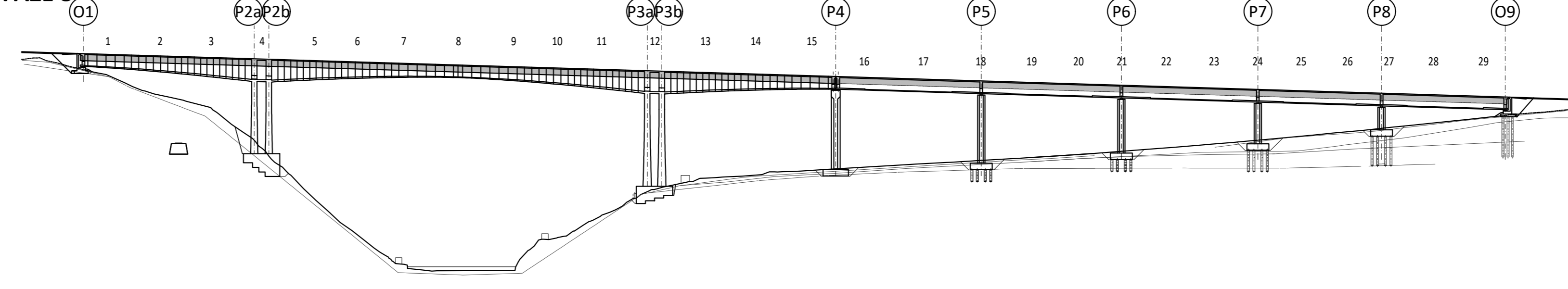
## FÁZE 6



## FÁZE 7



## FÁZE 8



### POZNÁMKY:

#### FÁZE 1

- 1) VÝSTAVBA ZÁKLADŮ POD PILÍŘI P2 A P3
- 2) POSTUPNÁ VÝSTAVBA PILÍŘŮ P2 A P3
- 3) ZTUŽENÍ PILÍŘŮ PRO VÝSTAVBU
- 4) VÝSTAVBA ZÁRODKŮ ZŽAR A 3ŽAR
- 5) PŘÍPRAVA BETONÁŽNÍCH VOZÍKŮ

#### FÁZE 2

- 1) POSTUPNÁ BETONÁŽ KONZOL 2a, 2b, 3a, 3b
- 2) VÝSTAVBA OSTATNÍCH ZÁKLADŮ POD PILÍŘI A OPĚRAMI
- 3) VÝSTAVBA PILÍŘŮ P4, P5, P6, P7, P8, A OPĚR O1, O9

#### FÁZE 3

- 1) VYBETONOVÁNÍ POSLEDNÍ LAMELY NA KONZOLI 2a A 3b
- 2) VYBETONOVÁNÍ POLE 7 A POLE 8 NA PEVNÉ SKRUŽI

#### FÁZE 4

- 1) SPOJENÍ KONZOL 2b A 3a
- 2) POSUN LEHKÉ SKRUŽE PO PROVIZORNÍCH PODPĚRÁCH PRO BETONÁŽ POLE 6

#### FÁZE 5

- 1) POSTUPNÁ BETONÁŽ ROZŠÍŘUJÍCÍCH KONZOL DVĚMA BETONÁŽNÍMI VOZÍKY SOUČASNĚ - ÚSEKY 1, 2, 6, 7, 8, 9, 10, 14, 15
- 2) POSUN LEHKÉ SKRUŽE PO PROVIZORNÍCH PODPĚRÁCH PRO BETONÁŽ POLE 5

#### FÁZE 6

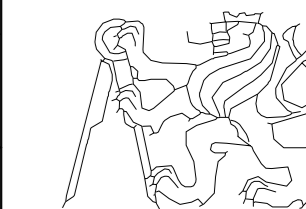
- 1) BETONÁŽ ROZŠÍŘUJÍCÍCH KONZOL - ÚSEKY 3, 4, 5, 11, 12, 13
- 2) POSUN LEHKÉ SKRUŽE PO PROVIZORNÍCH PODPĚRÁCH PRO BETONÁŽ POLE 4

#### FÁZE 7

- 1) BETONÁŽ ROZŠÍŘUJÍCÍCH KONZOL V POLI 4, 5, 6, 7, 8
- 2) ODSTRANĚNÍ PROVIZORNÍHO ZTUŽENÍ PILÍŘŮ P2 A P3

#### FÁZE 8

- 1) MOST JE DOPLNĚN MOSTNÍM SVRŠKEM A MOSTNÍM VYBAVENÍM
- 2) MOST JE SPUŠTĚN DO PROVOZU

OBOR	KATEDRA	JMÉNO STUDENTA	
SI - STAVEBNÍ INŽENÝRSTVÍ	K-133	BC. MILOŠ KOPECKÝ	
ROČNÍK	VYUČUJÍCÍ		
2. ROČNÍK	PROF. ING. JAN L. VÍTEK, CSC., FENG.		
AKCE :	NÁVRH DÁLNIČNÍHO MOSTU PŘES SÁZAVU		
OBSAH :	POSTUP VÝSTAVBY		
FORMÁT	9xA4		
MĚŘÍTKO	1:2000		
DATUM	01.01.2021		
Č. VÝKR.	D.11		