

# ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



## BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

**Návrh spojité dvoutrámové mostní konstrukce na obchvatu Náchoda**

Design of double T-beam bridge structure on Nachod bypass

**Zuzana Vávrová**

Studijní program:

Stavební inženýrství

Studijní obor:

Konstrukce a dopravní stavby

Vedoucí bakalářské práce:

doc. Ing. Lukáš Vráblík, PhD.

Praha 2018



## ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Vávrová Jméno: Zuzana Osobní číslo: 438521

Zadávací katedra: Katedra betonových konstrukcí

Studijní program: (B3651) Stavební inženýrství

Studijní obor: (3647R013) Konstrukce a dopravní stavby

### II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Návrh spojitě dvou trémové mostní konstrukce na obchvatu Náchoda

Název bakalářské práce anglicky: Design of double T-beam bridge structure on Nachod bypass

Pokyny pro vypracování:

- návrh konstrukčního řešení (délky polí, příčné řezy);
- návrh postupu výstavby, vliv na finální působení konstrukce;
- analýza zatížení konstrukce dle příslušných norem;
- statický výpočet konstrukce, návrh předpětí, návrh betonářské výztuže v základních průřezích konstrukce, posouzení konstrukce v rozhodujících průřezích;
- základní výkresová dokumentace, technická zpráva

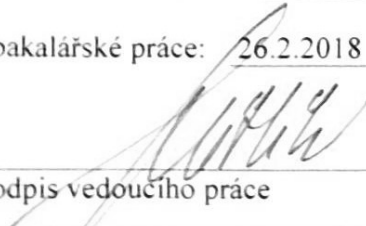
Seznam doporučené literatury:

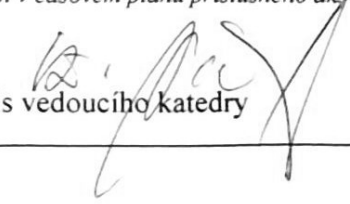
Jméno vedoucího bakalářské práce: Doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.

Datum zadání bakalářské práce: 26.2.2018

Termín odevzdání bakalářské práce: 27.5.2018

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

  
Podpis vedoucího práce

  
Podpis vedoucího katedry

### III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

28.2.2018

Datum převzetí zadání

Vávrová

Podpis studenta(ky)



## **Prohlášení autora**

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci vypracovala samostatně, s výjimkou poskytnutých konzultací. Veškeré podklady, které jsem při psaní práce použila, jsou řádně citovány a uvedené v seznamu použité literatury, dle Metodického pokynu č. 1/2009.

V Praze .....27.5.2018.....

.....Zuzana Vávrová.....

Zuzana Vávrová



## **Poděkování**

Ráda bych touto cestou poděkovala vedoucímu této bakalářské práce doc. Ing. Lukáši Vráblíkovi, PhD. za jeho cenné rady a konzultace, které mi během psaní práce poskytoval.



## **Abstrakt**

Tato bakalářská práce se zabývá statickým návrhem a posouzením konstrukce silničního mostu. Most se nachází na obchvatu Náchoda a jeho účelem je převést komunikaci nad biokoridorem. Jedná se o spojitou dvoutrámovou konstrukci. Práce se skládá ze tří částí a to z technické zprávy, statického výpočtu a výkresové dokumentace. Ve statickém výpočtu byla navržena a posouzena hlavní nosná konstrukce společně se spodní stavbou mostu a jeho uložení.

## **Klíčová slova**

Předpjatá konstrukce, dvoutrám, spojitý nosník

## **Abstract**

This bachelor thesis deals with a design and structural analysis of the construction of a bridge. The bridge is located on the Nachod bypass and its purpose is to sidetrack the communication above biocorridor. It is considered to be a double - beam construction. The thesis consists of three parts as follows: technical report, statical computations and project documentation. The load-bearing construction has been designed and checked in the statical computation part along with the base structure of the bridge and its embedment.

## **Keywords**

Pre-stressed construction, double - beam, continuous beam



## **Použitá literatura**

### **Knihy**

[1] ŠAFÁŘ, Roman. Betonové mosty 2 - cvičení: Návrh předpjatého mostu podle Eurokódů. V Praze: České vysoké učení technické, 2015. ISBN 9788001044339.

### **Normy a předpisy**

[2] ČSN EN 1990 ed. 2, Eurokód. Zásady navrhování konstrukcí. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.

[3] ČSN EN 1991-1-1, Eurokód 1. Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb. Praha: Český normalizační institut, 2004.

[4] ČSN EN 1991-1-4, Eurokód 1. Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem. Praha: Český normalizační institut, 2005.

[5] ČSN EN 1991-1-5, Eurokód 1. Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou. Praha: Český normalizační institut, 2005.

[6] ČSN EN 1991-1-6, Eurokód 1. Zatížení konstrukcí – Část 1-6: Obecná zatížení – Zatížení během provádění. Praha: Český normalizační institut, 2006.

[7] ČSN EN 1991-2 ed. 2, Eurokód 1. Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou. Praha: Český normalizační institut, 2015.

[8] ČSN EN 1992-1-1 ed 2, Eurokód 2. Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: Český normalizační institut, 2011.

[9] ČSN EN 1992-2, Eurokód 2. Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady. Praha: Český normalizační institut, 2007.

[10] ČSN EN 1998-1 ed. 2, Eurokód 8. Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení - Část 1 - Obecná pravidla, seizmická zatížení a pravidla pro pozemní stavby. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2013.

[11] ČSN EN 1998-2 ed. 2, Eurokód 8. Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení - Část 2 - Mosty. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2013.

[12] TNI 73 6270, Mostní ložiska. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2014.



## **Úvod**

Předmětem této bakalářské práce je statický návrh a posouzení spojitě konstrukce nového silničního mostu. Jedná se o spojitou dvoutrámovou konstrukci na obchvatu Náchoda. Most převádí komunikaci I/33 přes údolí s biokoridorem. Jedná se o silnici I. třídy kategorie S11,5/70.

Práce se skládá ze tří částí a to z technické zprávy, statického výpočtu a výkresové dokumentace.

Cílem této práce je návrh konstrukčního řešení a návrh postupu výstavby. Dále bude proveden statický výpočet dle příslušných norem s návrhem předpětí a betonářské výztuže.

Nosná konstrukce bude posouzena na mezní stav únosnosti a mezní stav použitelnosti v rozhodujících průřezech podle platných evropských norem.

# ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



## BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

**Návrh spojitě dvoutrámové mostní konstrukce na obchvatu Náchoda**

Design of double T-beam bridge structure on Nachod bypass

### **A. Technická zpráva**

**Zuzana Vávrová**





## **OBSAH**

<b>1.</b>	<b>IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE MOSTU .....</b>	<b>2</b>
<b>2.</b>	<b>ZÁKLADNÍ ÚDAJE O MOSTU.....</b>	<b>3</b>
<b>3.</b>	<b>ZDŮVODNĚNÍ MOSTU A JEHO UMÍSTĚNÍ.....</b>	<b>4</b>
3.1.	ÚČEL MOSTU .....	4
3.2.	ÚDAJE O KOMUNIKACI I/33 (SO 101).....	4
3.3.	ÚDAJE O PŘEMOSTŮVANÉ KOMUNIKACI SO 161 .....	4
3.4.	ÚZEMNÍ PODMÍNKY .....	4
3.5.	GEOTECHNICKÉ PODMÍNKY .....	4
<b>4.</b>	<b>TECHNICKÉ ŘEŠENÍ MOSTU.....</b>	<b>6</b>
4.1.	POPIS KONSTRUKCE MOSTU .....	6
4.1.1.	Konsolidační násypy .....	6
4.1.2.	Zakládání a zemní práce .....	6
4.1.3.	Spodní stavba.....	6
4.1.4.	Nosná konstrukce .....	7
4.1.5.	Uložení nosné konstrukce .....	7
4.2.	VYBAVENÍ MOSTU .....	8
4.2.1.	Vozovka a izolace.....	8
4.2.2.	Římsy .....	8
4.2.3.	Odvodnění .....	8
4.3.	MATERIÁLY .....	8
4.3.1.	Betony .....	9
4.3.2.	Betonářská výztuž.....	9
4.3.3.	Předpínací výztuž .....	9
<b>5.</b>	<b>VÝSTAVBA MOSTU.....</b>	<b>10</b>
5.1.	POSTUP A TECHNOLOGIE STAVBY MOSTU.....	10
<b>6.</b>	<b>PŘEHLED PROVEDENÝCH VÝPOČTŮ .....</b>	<b>11</b>



# 1. IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE MOSTU

<b>Název objektu</b>	<b>Most na I/33 přes biokoridor v km 1,036</b>	
<i>Obec</i>	Vysokov	
<i>Katastrální území</i>	Vysokov	
<i>Kraj</i>	Královéhradecký	
<i>Druh převáděné komunikace</i>	Silnice I. Třídy I/33	
<i>Kategorie komunikace</i>	S 11,5/70	
<i>Druh přemostované překážky</i>	Místní biokoridor a přeložky místních komunikací	
<i>Staničení mostu</i>	km 0,972 <sup>000</sup> – OP1 km 1,000 <sup>000</sup> – P2 km 1,036 <sup>000</sup> – P3 km 1,072 <sup>000</sup> – P4 km 1,120 <sup>000</sup> – OP5	
<i>Staničení přemostované překážky</i>	SO 161:	km 0,986 <sup>225</sup>
<i>Úhel křížení</i>	SO 161:	95,7211°
<i>Požadovaná podjezdná výška</i>	4,20+0,15 m	
<i>Volná výška pod mostem</i>	8,515 m	



## 2. ZÁKLADNÍ ÚDAJE O MOSTU

<i>Charakteristika mostu</i>	Trvalý, kolmý, přímo pojižděný mostní objekt na silnici I/33.  Spojitá desková konstrukce o 4 polích z předpjatého betonu, uložení na hrncových ložiscích. Opěry masivní, tížné, křídla rovnoběžná. Vnitřní podpěry tvoří vždy dvojice obdélníkových pilířů se zkosenými rohy. Založení mostu hlubinné na vrтанých pilotách.
<i>Délka přemostění</i>	126,60 m (v ose silnice I/33)
<i>Délka mostu</i>	142,56 m
<i>Délka nosné konstrukce</i>	129,50 m
<i>Rozpětí jednotlivých polí</i>	28,00 + 36,00 + 36,00 + 28,00 m (v ose komunikace I/33)
<i>Šikmost mostu</i>	$\alpha = 90^\circ$
<i>Volná šířka mostu</i>	11,50 m
<i>Šířka mezi zábradlími (svodidly)</i>	12,75 m
<i>Šířka průjezdního prostoru</i>	11,50 m
<i>Šířka průchozího prostoru</i>	0,75 m
<i>Šířka nosné konstrukce</i>	13,35 m
<i>Celková šířka mostu (včetně říms)</i>	13,85 m
<i>Výška mostu nad terénem</i>	21,55 m
<i>Stavební výška</i>	2,19 m
<i>Plocha nosné konstrukce mostu</i> <sup>1</sup>	$13,35 \times 129,50 = 1\,728,83 \text{ m}^2$
<i>Zatížení mostu</i>	dle ČSN EN 1991-2 ed. 2 v platném znění 11/2015: - <b>model LM1</b> pro skup. pozemních komunikací 1 (Tab. NA.1 ČSN EN 1991-2 ed. 2) - <b>model LM3</b> uvažována vozidla 1800/200 (Tab. NA.3 ČSN EN 1991-2 ed. 2)

<sup>1</sup> šířka nosné konstrukce × délka nosné konstrukce



## 3. ZDŮVODNĚNÍ MOSTU A JEHO UMÍSTĚNÍ

### 3.1. Účel mostu

Účelem mostu je převedení silnice I/33 přes údolí s biokoridorem. Most je navržen se šířkovým uspořádáním odpovídajícím kategorii S 11,5/70. Na mostě bude zřízen nouzový chodník šířky 0,75 m.

### 3.2. Údaje o komunikaci I/33 (SO 101)

*Šířkové uspořádání:* S11,5/70 v základním šířkovém uspořádání mezi svodidly:

$$2 \times 3,5 + 2 \times 0,25 + 2 \times 1,5 + 2 \times 0,5 = 11,5 \text{ m}$$

*Směrové poměry v místě mostu:* Most je veden v přímé, střešovité příčný sklon 2,50%

*Výškové poměry v místě mostu:* Podélný sklon stoupá ve sklonu 2,50%

### 3.3. Údaje o přemostované komunikaci SO 161

*Šířkové uspořádání* P4/30

*Směrové poměry v místě křížení* Komunikace je vedena, střešovité příčný sklon 2,50%

*Výškové poměry v místě křížení* Podélný sklon stoupá 0,8%

### 3.4. Územní podmínky

Most je situován v extravilánu na mírném svahu, do mělkého údolí, které přechází do výrazné erozní rokle. Cca 120 m vpravo od trasy I/33 se v erozní roklí objevuje drobný pramen z deluvio eluviálních sedimentů.

Silnice se v místě mostního objektu nachází na náspu, který v místě opěr dosahuje výšky 7,010 resp. 6,125.

### 3.5. Geotechnické podmínky

V místě mostního objektu byl v rámci DIGP proveden průzkumný vrt J5.

Geologická a hydrogeologická charakteristika základových podmínek byla definována takto:

kvartérní pokryv: představuje výplň deprese deluviálními a splachovými sedimenty v mocnosti 2,1m. Reprezentovaný písčitémi jíly třídy F4 CS.

předkvartérní podloží: tvoří sedimentární horniny permu reprezentované různorodými pískovci s drobnými štěrčky do 1cm. Pískovce jsou do hloubky 4m p. t. zcela zvětralé – R6/S5. Pod nimi se nacházejí pískovce vesměs silně zvětralé – R5, místy obsahují tvrdší desky - R5-R4. Mírně zvětralý pískovec je vymezen od hloubky 7,7m p.t. – R4.



---

podzemní voda Podzemní voda s ustálenou hladinou nebyla současným průzkumem zjištěna, nelze vyloučit její lokální výskyt.

Doporučeno založení hlubinné, na pilotách délky cca 8-9 m vetknutých do pískovců R4.



## 4. TECHNICKÉ ŘEŠENÍ MOSTU

### 4.1. Popis konstrukce mostu

Most je navržen jako spojitý předpjatý dvoutrámový most o 4 polích. Rozpětí polí je 28,0 + 36,0 + 36,0 + 28,0 m (v ose silnice I/33). Dvoutrám je podporován pilíři obdélníkového tvaru se zkosenými rohy. Příčný řez mostu tvoří předpjatá dvoutrámová konstrukce šířky 13,35 m s vyloženými konzolami. Trámy vysoké 2,0 m probíhají v osově vzdálenosti 6,3 m. Nosná konstrukce je na opěrách i pilířích uložena pomocí hrncových ložisek. Založení mostu je navrženo hlubinné na vrtaných pilotách.

#### 4.1.1. Konsolidační násypy

Pro výstavbu mostu je nezbytné zřídit konsolidační násypy v rozsahu obou opěr mostu. Potřebná doba konsolidace pro výstavbu mostu je stanovena odhadem na jeden rok. Materiál konsolidačního násypu je stejný jako materiál násypu silničního. Po vybudování mostu bude odtěžený materiál vrácen do násypu silničního tělesa. Sedání konsolidačního násypu bude měřeno a vyhodnocováno v pravidelných měsíčních intervalech.

Vlastní výstavba mostu proběhne po částečném odtěžení konsolidačních násypů.

#### 4.1.2. Zakládání a zemní práce

Opěry a pilíře budou s přihlédnutím k závěrům podrobného inženýrsko – geologického průzkumu založené hlubinně na velkopřůměrových pilotách Ø 900 mm.

Zemní práce u pilířů budou probíhat ve svahovaných stavebních jámách. Do zemních prací spadají i zpětné zásypy za rubem opěr. Přechodová oblast je navržena s přechodovými deskami.

Beton pilot je navržen třídy **C25/30 – XA2**. Betonářská ocel je použita **B500B**.

#### 4.1.3. Spodní stavba

**Opěry:** tvoří základové desky nasazené na pilotách, masivní dříky s úložnými prahy, závěrné zídky, rovnoběžná křídla a přechodové desky.

Základové desky tl. 1 m jsou navrženy z betonu **C25/30 – XA2, XC2, XF1**; dříky opěr a mostní křídla z betonu **C30/37 – XC2, XF2, XD1**; úložné prahy z betonu **C30/37 – XC2, XF4, XD1** a závěrné zídky z betonu **C30/37 – XC2, XF2, XD1**. Betonářská výztuž je z oceli **B500B**. Horní povrch úložného prahu je vyspádován ve sklonu 4% směrem k závěrné zídce, kde bude vytvořen půlkruhový žlábek otiskem PVC trubky s vnějším rozměrem min. Ø90 mm dle det. 204.03 - VL4/2015. Žlábek pro každou opěru je vyspádován střechovitě.

Pro uložení nosné konstrukce jsou na úložném prahu navrženy 2 podložiskové bloky. Přesné rozměry bloků závisí na konkrétním typu ložisek a budou určeny v RDS. Rozměry a tvary opěr jsou patrné z výkresových příloh. Dále je součástí opěr přechodová deska z betonu **C25/30 – XF3** délky 5,0 m a tl. 300 mm.

Prostor za rubem opěry je odvodněn děrovanou drenážní trubkou DN 150 mm ve sklonu min. 3% obetonovanou drenážním betonem (MCB-8) dle 204.01a



VL4/2015. Drenáž za opěrou je vyvedena ve svahových kuželech a zaústěna do příkopu dle 204.02 VL4/2015.

Rovnoběžná křídla tvoří stěny tl. 600 mm. U opěry OP1 jsou vetknuté do základové desky s navazujícími krátkými vyvěšenými trojúhelníkovými částmi. U opěry OP5 jsou křídla uložena na vlastní betonový základ výšky 1,0 m.

**Vnitřní podpěry - pilíře:** tvoří základová deska nasazená na pilotách a dvojice sloupových dříků.

Základové desky tl. 1,8 m jsou navrženy z betonu **C25/30 – XA2, XC2, XF1** dřívky obdélníkového průřezu, opatřené zkosenými hranami, budou z betonu **C30/37 – XF2, XD1**. Betonářská výztuž je z oceli **B500B**. Uložení nosné konstrukce je realizováno na dvojici hrncových ložisek. Rozměry a tvary pilířů jsou patrné z výkresových příloh.

Všechny zasypané plochy spodní stavby budou opatřeny nátěrem proti zemní vlhkosti 1 × ALP + 2 × ALN + 2 × ochranná geotextilie. Rub opěr a křídel bude izolován 1 × ALP + 2 × ALN krytým drenážním geokompozitem. Izolace je ukončena minimálně 300 mm pod těsnící vrstvou dle 204.01a VL4/2015. Horní povrch přechodové desky je izolován NAIP shodného typu jako na nosné konstrukci.

Na křídlech opěr u revizních schodišť bude trvalým způsobem (např. otiskem do betonu) vyznačen letopočet výstavby mostu.

#### **4.1.4. Nosná konstrukce**

Nosnou konstrukci mostu tvoří spojitá deska z předpjatého betonu s rozpětím 28,0 + 36,0 + 36,0 + 28,0 m s oboustrannými konzolami. Příčný řez mostu tvoří předpjatá dvoutrámová konstrukce šířky 13,35 m s vyloženými konzolami. Výška nosné konstrukce je 2,0 m. Sklon horního povrchu desky je střeovitý 2,5 %. Pod levou římsou je na horním povrchu desky ve vzdálenosti 0,25 m od obrubníku vytvořen protispád 6%. Pod pravou římsou je na horním povrchu desky ve vzdálenosti 0,25 m od obrubníku vytvořen protispád 4%. Obě spodní hrany trámů jsou 1,0 m široké. Konzoly mají vyložení 2,725 m po obou stranách. Koncové monolitické příčníky u opěr mají šířku 1,5 m a výšku cca 2,0 m.

Nosná konstrukce je navržena z betonu **C30/37 – XD1, XF4**. Nosná konstrukce je předepnuta dvanácti 19-ti lanovými kabely **Y1860S7 – 15,7 – A**. Veškerá betonářská výztuž je z oceli **B500B** dle ČSN 42 0139.

#### **4.1.5. Uložení nosné konstrukce**

Na opěrách i pilířích je nosná konstrukce uložena na dvojicích hrncových ložisek kotvených do nosné konstrukce i spodní stavby přes ložiskové bloky.



## 4.2. Vybavení mostu

### 4.2.1. Vozovka a izolace

Na mostě v místě komunikace je navržena vozovka dvouvrstvá celkové tl. 100 mm (vč. izolace) ve složení:

<i>obrusná vrstva</i>	<b>SMA 11 S</b> 40 mm
<i>ložná vrstva</i>	<b>ACL 16 +</b> (s modifikovaným pojivem) 50 mm
<i>izolace</i>	<b>NAIP</b> 10 mm

---

**CELKEM** konstrukce vozovky vč. izolace **100 mm**

### 4.2.2. Římsy

Římsy jsou navrženy monolitické železobetonové z betonu **C 30/37 – XD3, XF4** s výztuží z oceli **B500 B**. Levá římsa má šířku 0,8 m, pravá římsa má šířku 1,55 m a je na ní zřízen nouzový chodník. Horní povrch obou říms je ve sklonu 4% směrem k vozovce.

Do levé římsy je zakotveno ocelové zábradelní svodidlo s vodorovnou výplní pro úroveň zadržetí H2. Do pravé římsy je zakotveno ocelové svodidlo pro úroveň zadržetí H2 a mostní zábradlí výšky 1,1m.

### 4.2.3. Odvodnění

Most je odvodněn podélným a příčným střechovitým sklonem po povrchu vozovky podél obou říms, kde jsou vytvořeny odvodňovací proužky. Z odvodňovacího proužku je voda odváděna pomocí mostních odvodňovačů, resp. po povrchu podélným sklonem před opěru OP1. Odvodňovač bude vybaven lapačem splavenin. Osazení odvodňovače se provede dle VL4/2015, det. 504.02. Odvodňovač je napojen na ležatý svod odvodnění DN 200, který je dále veden svislým svodem podél líce opěry OP1 na úroveň lavičky. Voda je dále odvedena přes opevněný svah do příkopu u paty kužele. Na svislém svodu odvodnění bude osazen pryžový kompenzátor.

Odvodnění povrchu izolace je provedeno odvodňovacími trubičkami, dle 406.11 VL4/2015. Odvodňovací trubičky jsou umístěny mezi odvodňovači po cca 6,0 m. Trubičky jsou napojeny přímo do systému odvodnění mostu. Osazení odvodňovacích trubiček je dle VL4/2015, det. 406.11, napojení na podélný svod dle VL4/2015, det. 505.05.

Odvodnění násypu v přechodové oblasti mostu je zajištěno příčnou drenáží Ø150 mm umístěnou na rubu opěr.

## 4.3. Materiály





### **4.3.1. Betony**

Pro jednotlivé konstrukční části mostu byly stanoveny třídy betonů a stupně vlivu prostředí:

• Podkladní beton	C16/20	X0,XA2
• Piloty	C25/30	XA2
• Základy opěr a pilířů	C25/30	XA2, XC2, XF1
• Dřívky opěr, mostní křídla	C30/37	XC2, XF2, XD1
• Závěrné zídky	C30/37	XC2, XF2, XD1
• Dřívky pilířů	C30/37	XD1, XF2
• Nosná konstrukce	C30/37	XD1, XF2
• Římsy	C30/37	XD3, XF4
• Přechodové desky	C25/30	XF3
• Podkladní beton dlažeb	C20/25n	XF3

Pevnostní třídy odpovídají ČSN EN 1992-1-1.

### **4.3.2. Betonářská výztuž**

Navržená betonářská výztuž je z oceli **B500 B**.

### **4.3.3. Předpínací výztuž**

Navržená předpínací výztuž je z oceli Y1860S7 – 15,7 – A.



## **5. VÝSTAVBA MOSTU**

### **5.1. Postup a technologie stavby mostu**

Výstavba mostu se bude provádět v souladu s celkovou koordinací výstavby silnice I/33. Konstrukce bude betonovaná v jednom betonážním díle uložená na systému pevné skruže.

*Postup stavby mostu:*

- před započítím prací se předpokládá sejmutí ornice v místě objektu, které není součástí SO205
- vytyčení a ochrana případných inženýrských sítí v okolí
- zřízení konsolidačního násypu
- vrtání a betonáž pilot vnitřních podpěr
- vyhloubení základových jam pro založení pilířů mostu včetně odbourání hlav pilot a úprava základových spár
- betonáž základových bloků pilířů
- betonáž dřívků pilířů
- odtěžení konsolidačního násypu
- zřízení nezbytně nutné části násypového tělesa silnice I/33
- vrtání a betonáž pilot opěr
- betonáž základových bloků opěr
- betonáž dřívků opěr a osazení ložisek
- montáž skruže včetně přípravy bednění a výztuže nosné konstrukce
- betonáž nosné konstrukce
- předpínání nosné konstrukce
- betonáž závěrných zídek a křídel
- přechodové oblasti, betonáž přechodových desek
- osazení mostních závěrů
- provádění izolace mostovky
- betonáž říms, připevnění svodidel a dalšího příslušenství osazovaného do říms
- dokončovací práce, úprava terénu, revizní schodiště, zpevnění u opěr, ohumusování, osetí travním semenem apod.



---

## **6. PŘEHLED PROVEDENÝCH VÝPOČTŮ**

Pro ověření rozhodujících dimenzí a výpočet vnitřních sil na konstrukci mostu byly vytvořeny roštový 2D model konstrukce v programu MIDAS Civil 2016 v.1.1.

Návrh konstrukce byl proveden v rozhodujících průřezích na základě vyhodnocených vnitřních sil programem MIDAS a následným posouzením v programu IDEA StatiCa, případně za využití tabulkového procesoru MS EXCEL.

# ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



## BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

**Návrh spojitě dvoutrámové mostní konstrukce na obchvatu Náchoda**

Design of double T-beam bridge structure on Nachod bypass

### **B. Statický výpočet**

**Zuzana Vávrová**



## OBSAH

<b>1</b>	<b>ÚVOD</b> .....	<b>3</b>
1.1	ROZSAH A ÚČEL STATICKÉHO VÝPOČTU .....	3
1.2	METODIKA VÝPOČTU .....	3
1.3	POUŽITÉ PROGRAMOVÉ VYBAVENÍ.....	3
<b>2</b>	<b>NÁVRH KONSTRUKČNÍHO ŘEŠENÍ</b> .....	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>MATERIÁLY</b> .....	<b>7</b>
3.1	BETON .....	7
3.2	BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ .....	7
3.3	PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ .....	8
<b>4</b>	<b>VÝPOČET ZATÍŽENÍ</b> .....	<b>10</b>
4.1	SKUPINA ZATÍŽENÍ $G_0$ – STÁLÉ – VLASTNÍ TÍHA .....	10
4.2	SKUPINA ZATĚŽ. STAVŮ $G_1$ – OSTATNÍ STÁLÉ .....	10
4.3	SKUPINA ZATĚŽ. STAVŮ $W$ – ZATÍŽENÍ VĚTREM .....	10
4.4	SKUPINA ZATĚŽ. STAVŮ $T$ – ZATÍŽENÍ TEPLOTOU .....	13
4.5	SKUPINA ZATĚŽ. STAVŮ $MVL$ – SVISLÁ DOPRAVNÍ ZATÍŽENÍ .....	15
4.6	SKUPINA ZATĚŽ. STAVŮ $S$ – ÚČINKY NEROVNOMĚRNHO SEDÁNÍ OPĚR.....	17
4.7	SKUPINA ZATĚŽ. STAVŮ $B$ – ZATÍŽENÍ ROZJEZDOVÝMI A BRZDNÝMI SILAMI.....	17
4.8	SKUPINA ZATĚŽ. STAVŮ $EQ$ – ZATÍŽENÍ ZEMĚTŘESENÍM.....	18
<b>5</b>	<b>MODEL KONSTRUKCE</b> .....	<b>20</b>
5.1	POPIS MODELU .....	20
5.2	NÁHRADNÍ TUHOST PILÍŘŮ .....	21
5.3	FÁZE VÝSTAVBY.....	21
<b>6</b>	<b>POSOUZENÍ KONSTRUKCE V PODÉLNÉM SMĚRU</b> .....	<b>22</b>
6.1	NÁVRH PŘEDPĚTÍ.....	22
6.2	VNITŘNÍ SÍLY .....	23
6.3	KOMBINACE ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ.....	28
6.3.1	Kombinace pro $MSÚ$ .....	28
6.3.2	Kombinace pro $MSP$ .....	30
6.3.3	Seismická kombinace .....	30
6.4	MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI – OMEZENÍ NAPĚTÍ.....	31
6.4.1	Ověření stanovených požadavků na omezení napětí – v čase vnesení ostatního stálého zatížení .....	31
6.4.2	Ověření stanovených požadavků na omezení napětí – v čase uvedení do provozu.....	32
6.4.3	Ověření stanovených požadavků na omezení napětí – na konci životnosti...34	
6.5	MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI.....	35



---

6.5.1	Posouzení MSÚ v řezu A .....	35
6.5.2	Posouzení MSÚ v řezu B .....	36
6.5.3	Posouzení MSÚ v řezu C .....	37
6.5.4	Posouzení MSÚ v řezu D .....	38
<b>7</b>	<b>NÁVRH ULOŽENÍ MOSTU .....</b>	<b>40</b>
7.1	REAKCE OD NOSNÉ KONSTRUKCE .....	40
7.2	POSUNY LOŽISEK .....	44
<b>8</b>	<b>SPODNÍ STAVBA .....</b>	<b>45</b>
8.1	PILÍŘE .....	45
8.1.1	Pilíř s pevným ložiskem .....	45



---

# **1 ÚVOD**

## **1.1 ROZSAH A ÚČEL STATICKÉHO VÝPOČTU**

Tento statický výpočet je nedílnou součástí bakalářské práce. Cílem statického výpočtu je návrh a posouzení prvků nosného systému mostu.

## **1.2 METODIKA VÝPOČTU**

Statický výpočet byl proveden s ohledem na platný soubor norem ČSN a ČSN EN:

- dle metodiky mezních stavů

Ve statickém výpočtu jsou posuzovány tyto mezní stavy:

- mezní stavy únosnosti
- mezní stavy použitelnosti

## **1.3 POUŽITÉ PROGRAMOVÉ VYBAVENÍ**

Pro globální analýzu nosné konstrukce byl využit 3D roštový model v MKP software MIDAS CIVIL 2017 (v 2.1). Pro posouzení jednotlivých průřezů byly využity produkty IDEA StatiCa a posudky v tabulkovém procesoru MS Excel.



## **2 NÁVRH KONSTRUKČNÍHO ŘEŠENÍ**

Návrh geometrie nosné konstrukce v příčném směru byl proveden na základě empirických vzorců pro předpjatý nosník:

Výška konstrukce:  $h = \left(\frac{1}{18} \sim \frac{1}{22}\right) \cdot L = \left(\frac{1}{18} \sim \frac{1}{22}\right) \cdot 36 = 2,0 \sim 1,64 \text{ m} = 2,0 \text{ m}$

Tloušťka desky:  $d_0 = 300 \text{ mm}$

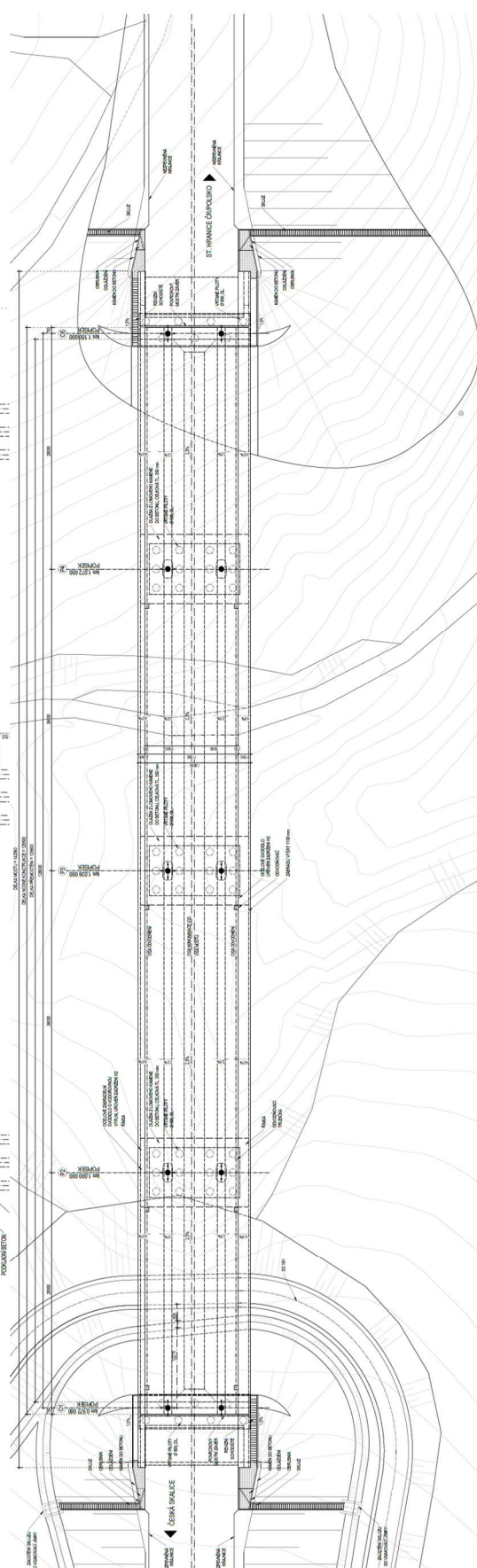
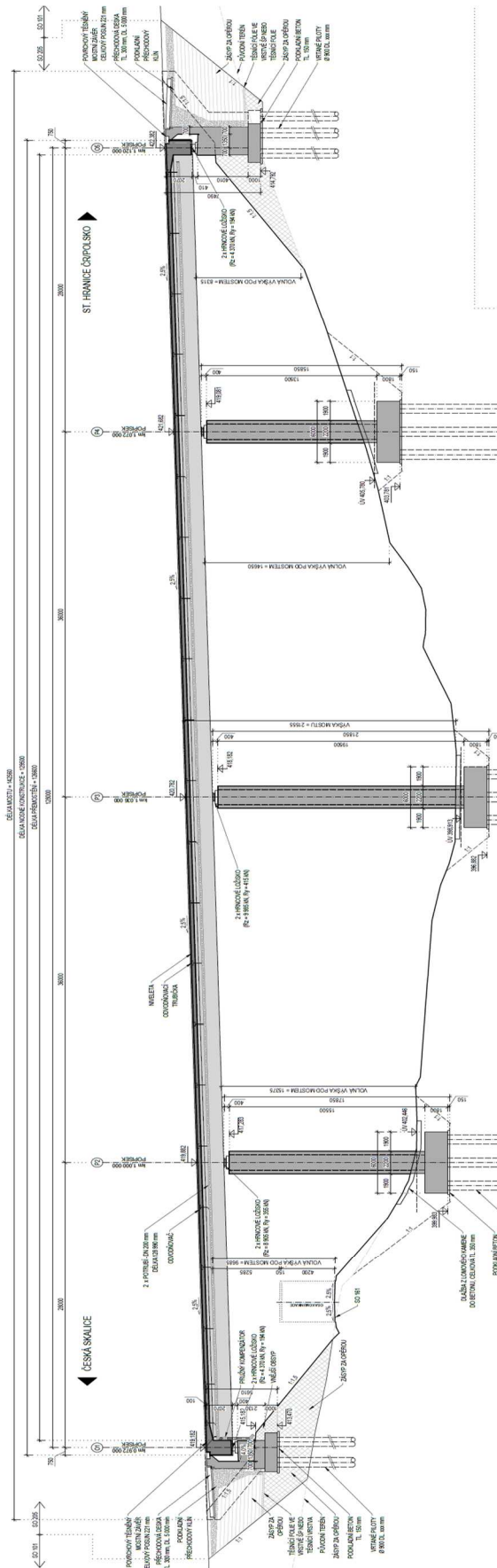
Spodní šířka trámu:  $b = 1\,000 \text{ mm}$

Tloušťka konzol:  $h_0 = 250 - 450 \text{ mm}$

Vyložení konzol:  $h_0 = 2\,725 \text{ mm}$

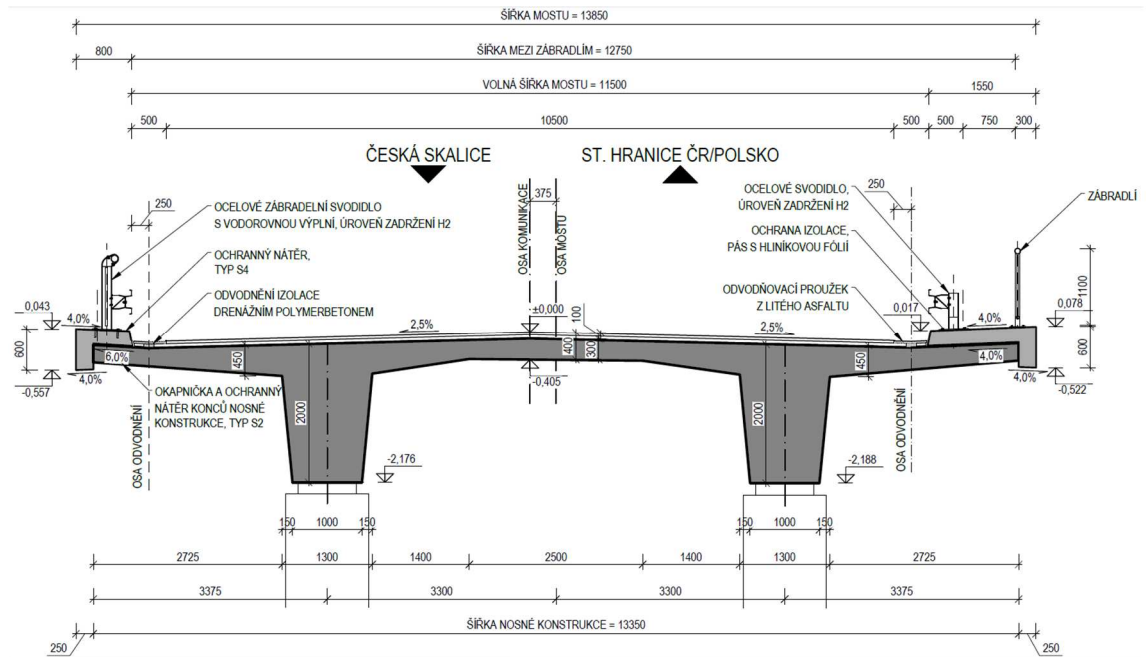
Spodní šířka trámu:  $b_0 = 1\,000 \text{ mm}$





Obrázek 1: Podélný řez konstrukce

Obrázek 2: Půdorys konstrukce



Obrázek 3: Příčný řez NK



## 3 MATERIÁLY

V následujícím souhrnu jsou uvedeny pouze materiály, které vstupují do jednotlivých posouzení. Doprovodné materiály (beton říms apod.) jsou vynechány.

### 3.1 BETON

Zatřídění betonu bylo provedeno v souladu s normou ČSN EN 1992-1-1 a TP18.

Tabulka 1: Použité betony

Konstrukční část stavby	Min. třída betonu	Stupeň vlivu prostředí
Dřívky pilířů	C30/37	XF2, XD1
Nosná konstrukce	C30/37	XF4, XD1

Tabulka 2: Materiálové vlastnosti betonu

Základní informace o materiálu			
<b>beton:</b>	<b>C30/37</b>		
<b>druh cementu:</b>	<b>CEM 42,5 R, CEM 52,5 N a CEM 52,5 R</b>		
válcová pevnost:	$f_{ck} =$	30,00	Mpa
krychelná pevnost:	$f_{ck, cube} =$	37,00	Mpa
průměrná válcová pevnost:	$f_{cm} =$	38,00	Mpa
průměrná tahová pevnost:	$f_{ctm} =$	2,90	Mpa
95% kvantil tahová pevnost:	$f_{ctk, 0,95} =$	3,80	Mpa
5% kvantil tahové pevnosti:	$f_{ctk, 0,05} =$	2,00	Mpa
exponent:	$n =$	2,00	-
modul pružnosti:	$E_{cm} =$	33,00	Gpa

### 3.2 BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ

Výztuž je navržena prutová z žebírkové oceli B 500B.

Tabulka 3: Materiálové vlastnosti betonářské výztuže

Základní informace o materiálu			
<b>ocel:</b>	<b>B500B</b>		
charakteristická mez kluzu:	$f_{yk} =$	500,00	MPa
návrhová mez kluzu:	$f_{yd} =$	434,78	MPa
návrhová hodnota modulu pružnosti:	$E_s =$	200,00	GPa



Tabulka 4: Krycí vrstva betonářské výztuže v NK

Výpočet krycí vrstvy – betonářská výztuž do nosné konstrukce			
Návrhová životnost:	100 let	Průměr prutu:	32 mm
Pevnostní třída:	C30/37	Deskové konstrukce:	NE
Zajištěná kontrola kvality výroby:	NE	Stupeň vlivu prostředí:	XF4, XD1
Třída konstrukce:		S6	

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

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

min. krycí vrstva z hlediska soudržnosti:	$c_{min,b} =$	32	mm
min. krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí:	$c_{min,dur} =$	45	mm
přídavná bezpečnostní složka:	$\Delta c_{dur,y} =$	0	mm
redukce min. krycí vrstvy při použití nerezové oceli:	$\Delta c_{dur,st} =$	0	mm
redukce min. krycí vrstvy při použ. přídavné ochrany:	$\Delta c_{dur,add} =$	0	mm
min. betonová krycí vrstva:	$c_{min} =$	45	mm
přídavek k min. krycí vrstvě:	$\Delta c_{dev} =$	10	mm

$$c_{nom} = 45 \text{ mm}$$

### 3.3 PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ

Podélné předpětí je navrženo z 19-ti lanových kabelů Y1860S7 – 15,7 – A s následujícími parametry:

Tabulka 5: Materiálové vlastnosti předpínací výztuže

Základní informace o materiálu			
ocel:	Y1860S7		
plocha jednoho lana:	$A_{pl} =$	150,00	mm <sup>2</sup>
char.pevnost předpínací oceli v tahu:	$f_{pk} =$	1860,00	MPa
charakteristická smluvní mez kluzu 0,1%:	$f_{p0,1k} =$	1636,80	GPa
návrhová hodnota napětí v předpínací oceli:	$f_{pd} =$	1617,39	MPa
návrhová hodnota modulu pružnosti:	$E_p =$	195,00	GPa



Tabulka 6: Krycí vrstva předpínací výztuže

Výpočet krycí vrstvy – předpínací výztuž			
Návrhová životnost:	100 let	Průměr kanálku:	100 mm
Pevnostní třída:	C30/37	Deskové konstrukce:	NE
Zajištěna kontrola kvality výroby:	NE	Stupeň vlivu prostředí:	XF4, XD1
Třída konstrukce:		S6	

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

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

min. krycí vrstva z hlediska soudržnosti:	$c_{min,b} = 80$	mm
min. krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí:	$c_{min,dur} = 55$	mm
přídavná bezpečnostní složka:	$\Delta c_{dur,y} = 0$	mm
redukce min. krycí vrstvy při použití nerezové oceli:	$\Delta c_{dur,st} = 0$	mm
redukce min. krycí vrstvy při použ. přídavné ochrany:	$\Delta c_{dur,add} = 0$	mm
min. betonová krycí vrstva:	$c_{min} = 80$	mm
přídavek k min. krycí vrstvě:	$\Delta c_{dev} = 10$	mm

$$c_{nom} = 90 \text{ mm}$$

Maximální napětí v předpínací výztuži:

$$\begin{aligned} \sigma_{p,max} &= \min \{0,8 \cdot f_{pk}; 0,9 \cdot f_{p0,1k}\} = \min \{0,8 \cdot 1860,00; 0,9 \cdot 1636,80\} \\ &= \min \{1488,00; 1473,12\} = 1473,12 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Pokud předpínací zařízení umožňuje měřit předpínací sílu s přesností  $\pm 5\%$  lze zvětšit maximální napětí ve výztuži na:

$$\sigma_{p,max} = 0,95 \cdot f_{p0,1k} = 0,95 \cdot 1636,80 = 1554,96 \text{ MPa}$$

Pro výpočet počátečního napětí v kabelech  $\sigma_{p,m,0}$  uvažujeme krátkodobé ztráty hodnotou 5% počáteční předpínací síly:

$$\sigma_{p,m,0} = 0,95 \cdot 1554,96 = 1475 \text{ MPa (po zaokrouhlení)}$$

Předpokládaný vnější průměr kanálku předpětí  $\varnothing = 100 \text{ mm}$ .



## 4 VÝPOČET ZATÍŽENÍ

### 4.1 SKUPINA ZATÍŽENÍ $G_0$ – STÁLÉ – VLASTNÍ TÍHA

Zatížení vlastní tíhou je automaticky generováno použitým programem MIDAS Civil. Pro ověření geometrické správnosti zadaného modelu je zde provedena kontrola zatížení. Hodnoty objemových hmotností jednotlivých materiálů (ocel, beton) bylo uvažováno dle ČSN EN 1991-1-1.

Tabulka 7: Kontrola generovaného stavu

Označ.	Popis	n	A	$\gamma$	q	L	Celkem Rz	
		[ks]	[m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m]	[m]	[kN]	
$G_0$	Dvoutrám	1,00	8,83	25,00	220,63	128,00	28240,00	
CELKEM MIDAS							28240,00	
POMĚR							1,00	OK

### 4.2 SKUPINA ZATĚŽ. STAVŮ $G_1$ – OSTATNÍ STÁLÉ

Uvažovaná zatížení jsou zadávána jejich náhradami (plošnými, liniiovými, bodovými), tak aby jejich působení odpovídalo co nejvíce skutečnosti. Hodnoty objemových hmotností jednotlivých materiálů bylo uvažováno dle ČSN EN 1991-1-1.

Tabulka 8: Plošná zatížení

Označ.	Popis	tl.	$\gamma$	q
		[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
$G_1$	Obrusná vrstva 40 mm	0,04	22,00	0,88
$G_1$	Ochrana vrstva 50 mm	0,05	24,00	1,20
$G_1$	Izolace 5 mm	0,01	24,00	0,24

Tabulka 9: Liniiová a bodová zatížení

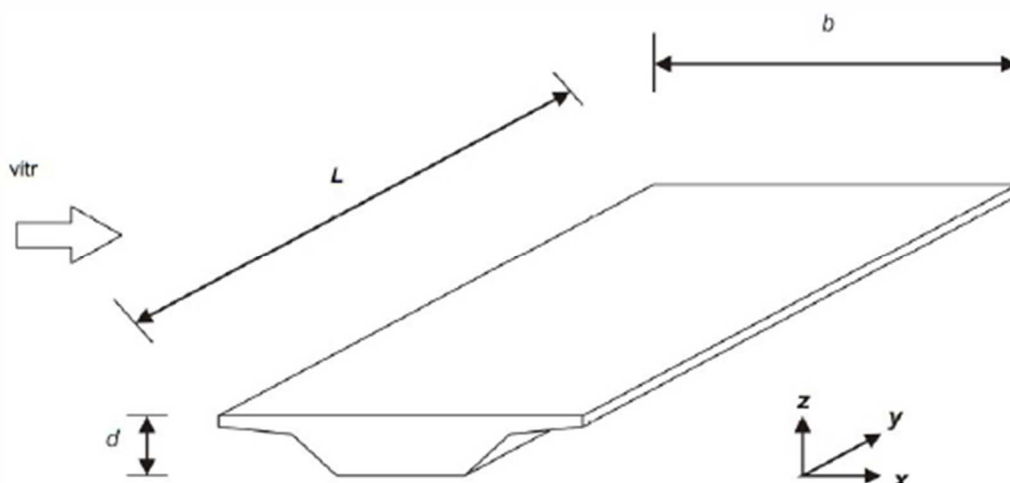
Označ.	Popis	A	$\gamma$	q
		[m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m]
$G_1$	Římsa levá	0,31	25,00	7,750
$G_1$	Římsa pravá	0,57	25,00	14,225
$G_1$	Svodidlo levé	-	-	1,500
$G_1$	Svodidlo pravé	-	-	1,500

### 4.3 SKUPINA ZATĚŽ. STAVŮ W – ZATÍŽENÍ VĚTREM

Zatížení větrem bylo uvažováno dle ČSN EN 1991-1-4, kapitola 8 Zatížení mostů větrem.

Působení větrem bylo zadáváno liniiově na nosnou konstrukci pro zohlednění účinků na spodní stavbu. Účinky na hlavní nosnou konstrukci jsou zanedbatelné.

V softwaru byly vytvořeny kombinace všech směrů zatížení podle toho, zda mohou současně nastat – kombinace  $W_{xz}$  a  $W_{yz}$ . Z obálky těchto dvou stavů byly následně importovány reakce na spodní stavbu pro dimenzování pilířů konstrukce.



Obrázek 4: Směry působícího zatížení větrem [4]

Tabulka 10: Výpočet zatížení větrem

Charakteristiky zatížení větrem			
<b>výchozí rychlost větru:</b>	$v_{b,0} =$	<b>25,00</b>	<b>m/s</b>
<b>kategorie terénu:</b>	<b>kat.</b>	<b>II</b>	- <i>dle přílohy A.1</i>
<b>posuzovaná výška:</b>	$z =$	<b>10,00</b>	<b>m</b>
součinitel směru větru:	$C_{dir} =$	1,00	- <i>pro ČR dle NA.2.6</i>
součinitel ročního období:	$C_{season} =$	1,00	- <i>pro ČR dle NA.2.7</i>
<b>základní rychlost větru:</b>	$v_b =$	<b>25,00</b>	<b>m/s</b>
součinitel terénu:	$k_r =$	0,19	-
minimální výška:	$z_{min} =$	2,00	m <i>pro kategorii terénu II</i>
parametr drsnosti terénu:	$z_0 =$	0,05	m
součinitel drsnosti terénu:	$C_r(z) =$	1,01	- <i>platí pro <math>z_{min} \leq z \leq z_{max}</math></i>
součinitel orografie:	$C_0 =$	1,00	- <i>pro ČR dle NA.2.13</i>
<b>střední rychlost větru:</b>	$v_m(z) =$	<b>25,17</b>	<b>m/s</b>
součinitel turbulence	$k_t =$	1,00	- <i>pro ČR dle NA.2.16</i>
intenzita turbulence:	$I_v(z) =$	<b>0,19</b>	- <i>platí pro <math>z_{min} \leq z \leq z_{max}</math></i>
měrná hmotnost vzduchu:	$\rho =$	1,25	kg/m <sup>3</sup> <i>pro ČR dle NA.2.18</i>
<b>maximální dynamický tlak:</b>	$q_{p(z)} =$	<b>918,86</b>	<b>Pa</b>
součinitel expozice:	$C_e =$	2,35	-

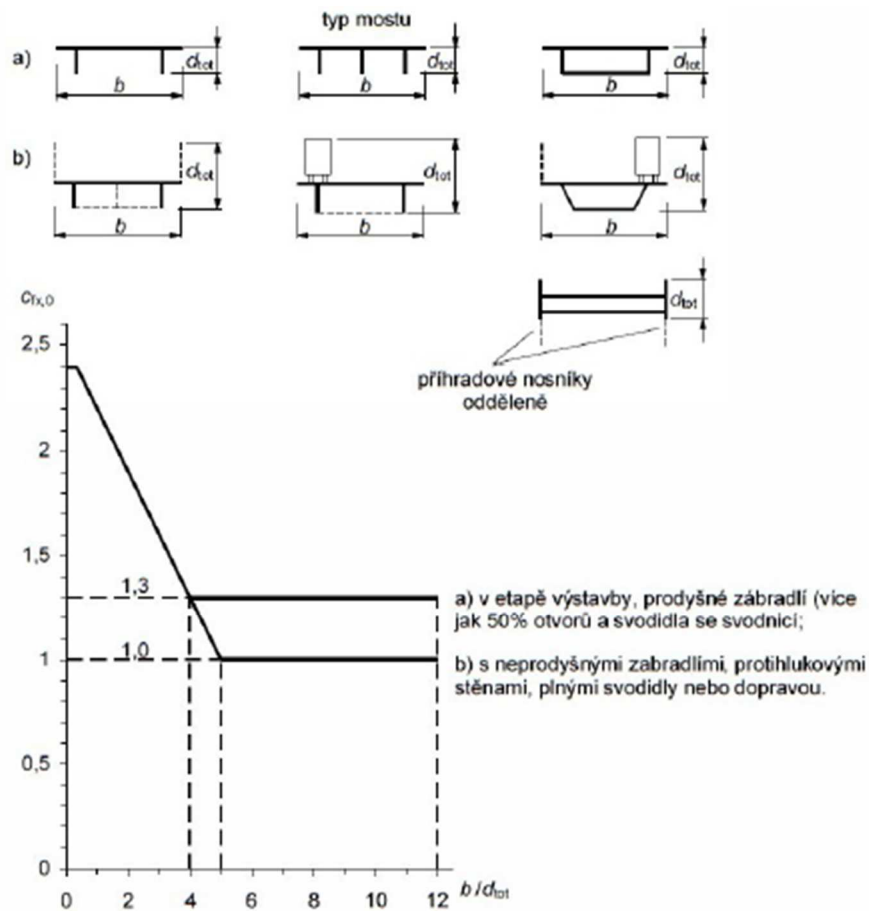


**Působení větru ve směru X**

**výška konstrukce:**  $d_{tot} = 4,00$  m  $NK = 2,0$  m,  $Doprava = 2,0$  m  
**šířka konstrukce:**  $b = 13,85$  m

souč. síly pro mosty - x  $C_{fx,0} = 1,45$  - *v etapě výstavby*  
 souč. zatížení větrem - x  $C = 3,41$  -  
 tlak větru ve směru - x  $q_{px} = 1332,35$  Pa

**liniové zatížení ve směru - x**  $f_{px} = 5,33$  kN/m



Obrázek 5: Součinitel síly pro mosty  $C_{fx,0}$ ,  $d_{tot}$  podle typu mostu [4]





**Působení větru ve směru Y**

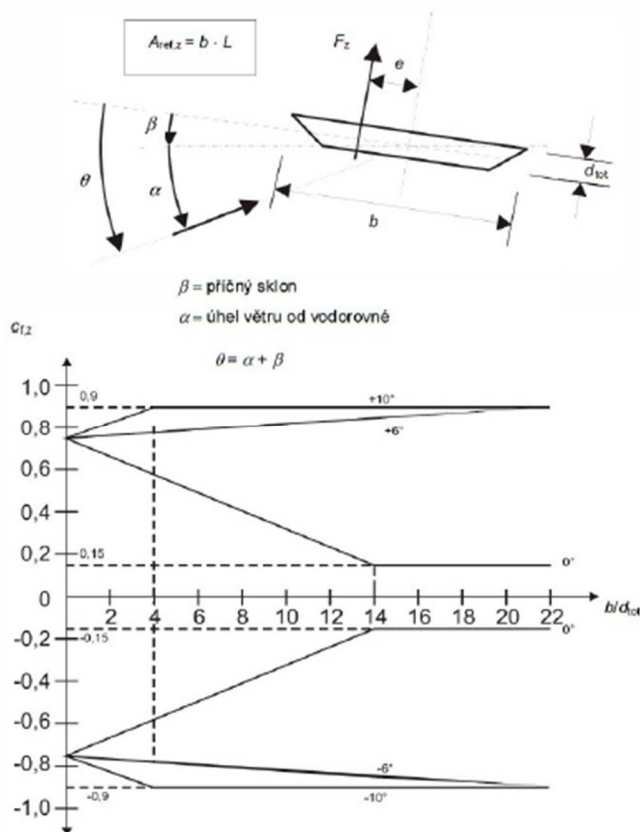
liniové zatížení ve směru - y  $q_{px} = 1,33 \text{ kN/m}$  25% účinku od směru "x"

**Působení větru ve směru Z**

výška konstrukce:  $d_{tot} = 2,00 \text{ m}$   $NK = 2,0 \text{ m}$   
 šířka konstrukce:  $b = 13,85 \text{ m}$   
 příčný sklon konstrukce:  $\beta = 0,00 \text{ }^\circ$   
 úhel větru od vodorovné:  $\alpha = 5,00 \text{ }^\circ$   
 úhel větru ke konstrukci:  $\theta = 5,00 \text{ }^\circ$

souč. síly pro mosty - z  $C_{f,z} = 0,78$  -  
 souč. zatížení větrem - z  $C = 1,83$  - pro záp.  $\theta$  je hodnota záp.  
 tlak větru ve směru - z  $q_{pz} = 716,71 \text{ Pa}$

liniové zatížení ve směru - z  $f_{pz} = 1433,43 \text{ kN/m}$



Obrázek 6: Součinitel síly  $c_{f,z}$  pro mosty s příčným náklonem [4]

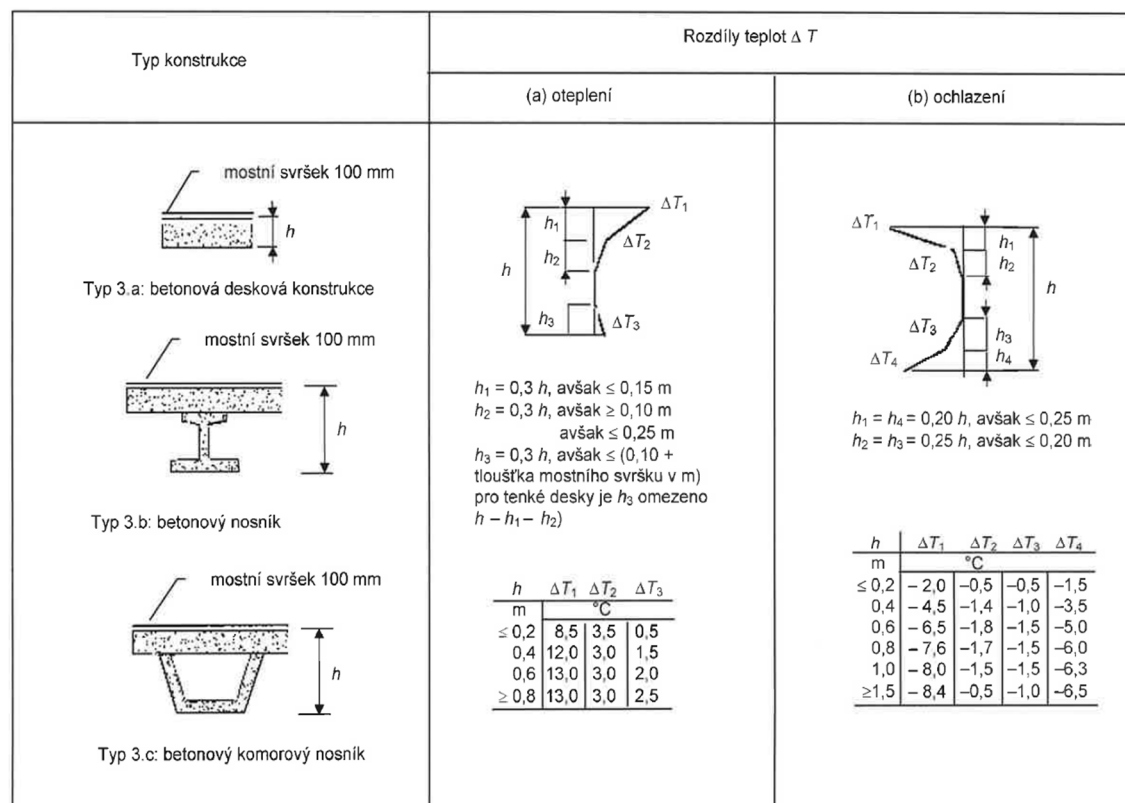
#### 4.4 SKUPINA ZATĚŽ. STAVŮ T – ZATÍŽENÍ TEPLOTOU

Zatížení teplotou bylo uvažováno dle ČSN EN 1991-1-5. Pro návrh NK byly uvažovány vlivy rovnoměrného oteplení, resp. ochlazení a nelineární průběh teploty dle tab. 6.2c v ČSN EN 1991-1-5. Teplota provádění  $T_o$  nosné konstrukce byla uvažována  $10^\circ\text{C}$  (dle NA 2.21).



Tabulka 11: Výpočet rovnoměrné teploty

Označ.	Popis	$T_0$	$T_{max}$	$T_{min}$	$T_{e,max}$	$T_{e,min}$	$\Delta T_{n,exp}$	$\Delta T_{n,con}$	Typ NK
		[°C]	[°C]	[°C]	[°C]	[°C]	[°C]	[°C]	
T	Rovnoměrná teplota	10,0	38,5	-30,5	40,0	-22,5	30,0	32,5	3.b



Obrázek 7: Nerovnoměrná teplota po výšce průřezu [5]

Tabulka 12: Geometrie průřezu

Geometrie průřezu			
Šířka 1:	<b><math>B_1 = 13,200</math> m</b>	Výška 1:	<b><math>H_1 = 0,300</math> m</b> <i>pro obdélník</i>
Šířka 2:	<b><math>B_2 = 4,580</math> m</b>	Výška 2:	<b><math>H_2 = 0,250</math> m</b> <i>pro tvarově obecné</i>
Šířka 3:	<b><math>B_3 = 1,020</math> m</b>	Výška 3:	<b><math>H_3 = 0,250</math> m</b> <i>průřezy</i>
Šířka 4:	<b><math>B_4 = 1,070</math> m</b>	Výška 4:	<b><math>H_4 = 0,200</math> m</b>
Výška svršku:	<b><math>H</math> svršek = 0,100 m</b>		<b><math>H = 2,000</math> m</b> <i>celková výška</i>

Tabulka 13: Rozložení teploty po průřezu

Rozložení teploty po průřezu			
Oteplení		Ochlazení	
Teplota 1:	<b><math>\Delta T_1 = 13^\circ\text{C}</math></b> $h_1 = 0,150$ m	Teplota 1:	<b><math>\Delta T_1 = -8,4^\circ\text{C}</math></b> $h_1 = 0,250$ m
Teplota 2:	<b><math>\Delta T_2 = 3^\circ\text{C}</math></b> $h_2 = 0,250$ m	Teplota 2:	<b><math>\Delta T_2 = -0,5^\circ\text{C}</math></b> $h_2 = 0,200$ m
Teplota 3:	<b><math>\Delta T_3 = 2,5^\circ\text{C}</math></b> $h_3 = 0,185$ m	Teplota 3:	<b><math>\Delta T_3 = -1,0^\circ\text{C}</math></b> $h_3 = 0,250$ m
		Teplota 4:	<b><math>\Delta T_4 = -6,5^\circ\text{C}</math></b> $h_4 = 0,200$ m



## 4.5 SKUPINA ZATĚŽ. STAVŮ MVL – SVISLÁ DOPRAVNÍ ZATÍŽENÍ

Konstrukce je navržena na zatížení dopravou dle evropské normy ČSN EN 1991-2 „Zatížení konstrukcí, Část 2: Zatížení dopravou“.

Uvažovaná zatěžovací schémata vycházejí ze zatřídění komunikace do skupiny 1 (podle NA.2.12):

zatěžování schéma **LM1** (dle ČSN EN 1991-2) klasifikovaného součiniteli  $\alpha$  (dle NA k ČSN EN 1991-2);

zatěžovací schéma **LM3 1800/200** (dle ČSN EN 1991-2) (dle NA k ČSN EN 1991-2).

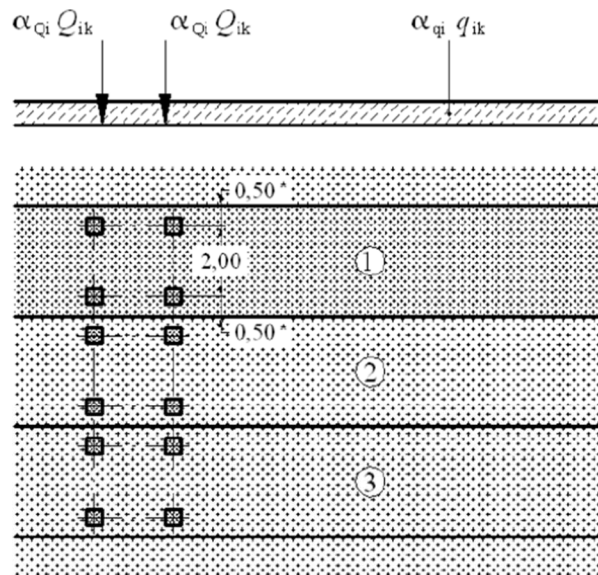
Pro vyhodnocení svislých pohyblivých zatížení od dopravy byl využit modul „moving load“ programu MIDAS Civil. Pro jednotlivé pruhy zatížení byla definována dráha, která kopíruje jejich směrové vedení. Pruhy jsou programem při výpočtu zaměnitelné pro dosažení extrémního zatěžovacího stavu pro konkrétní prvek konstrukce. Dynamické součinitele byly uvažovány dle ČSN EN 1991-2. Zatížení byla klasifikována součinitelem  $\alpha$  dle tabulky NA.1 pro skupinu 1.

### Parametry zatěžovacího schématu LM1:

Tabulka 14: Hodnoty regulačních součinitelů  $\alpha$  pro ČR [7]

Skupina pozemních komunikací	$\alpha_{01}$	$\alpha_{02}$	$\alpha_{03}$	$\alpha_{q1}$	$\alpha_{q2}$	$\alpha_{qi} (i > 2)$ a $\alpha_{qr}$
1	1	1	1	1	2,4	1,2
2	0,8	0,8	0,8	0,45 <sup>1)</sup>	1,6	1,6

<sup>1)</sup> Rovnoměrné zatížení v zatěžovacím pruhu 1 je  $0,45 \times 9,0 \text{ kN/m}^2 + 4 \text{ kN/m}^2$ .



**Legenda**

(1) pruh č. 1:  $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$ ;  $q_{1k} = 9,0 \text{ kN/m}^2$

(2) pruh č. 2:  $Q_{2k} = 200 \text{ kN}$ ;  $q_{2k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$

(3) pruh č. 3:  $Q_{3k} = 100 \text{ kN}$ ;  $q_{3k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Vzdálenost náprav dvojnápravy je 1,2 m

\* pro  $w_1 = 3,00 \text{ m}$

Obrázek 8: Rozmístění soupravy v jednotlivých pruzích [7]

**Parametry zatěžovacího schématu LM3:**

Tabulka 15: Parametry zvláštních vozidel pro silnice I. a II. třídy [7]

Celková tíha	1 800 kN
Označení	1800/200
Nápravy	$n = 9 \times 200 \text{ kN}$ , $e = 1,50 \text{ m}$
Umístění zatížení	Zvláštní vozidlo se pohybuje v ideální stopě v prostoru všech zatěžovacích pruhů podle čl. A.3 (2), přičemž se uvažuje možná odchylka od této polohy $\pm 0,50 \text{ m}$ .
Kombinace zatížení	Po celé délce mostu musí být vyloučena veškerá ostatní doprava.
Rychlost	Normální ( $\leq 70 \text{ km/hod}$ )
Dynamický součinitel	Ano, $\varphi = 1,25$
Poznámka	Jedná se o jediné vozidlo na mostě.

Do softwaru Midas Civil byly současně zadány kombinační součinitele  $\psi_0$  a  $\psi_1$  pro zjednodušení při vytváření kombinací a byly vytvořeny tři zatěžovací schémata:

- LM1 – časté hodnoty – jedná se o vozidlo LM1 sníženy kombinačními součiniteli  $\psi_{0,1} = \mathbf{0,4}$  (pro TS) a  $\psi_{0,1} = \mathbf{0,75}$  (UDL)
- LM1 – charakteristické hodnoty – vozidlo LM1 **bez kombinačních součinitelů**  $\psi_0$  a  $\psi_1$ , to znamená pro případ, kdy doprava působí jako hlavní zatížení



- LM3 – charakteristické hodnoty – pro vozidlo LM3 jsou kombinační součinitele  $\psi_0$  a  $\psi_1$  nulové

Z účinků na nosnou konstrukci od schémat LM1 (char. hodnoty) a LM3 byla následně vytvořena kombinace MVL. Obálka těchto stavů byla využita pro návrh a posouzení konstrukce.

#### 4.6 SKUPINA ZATĚŽ. STAVŮ S – ÚČINKY NEROVNOMĚRNHO SEDÁNÍ OPĚŘ

Nerovnoměrné sedání základu bylo uvažováno celkovou hodnotou 10 mm pro pilíře i opěry. Pro vyhodnocení byl využit modul „Settlement analysis“ programu MIDAS Civil.

#### 4.7 SKUPINA ZATĚŽ. STAVŮ B – ZATÍŽENÍ ROZJEZDOVÝMI A BRZDNÝMI SILAMI

Zatížení rozjezdovými a brzdnými silami je pro posudek hlavní nosné konstrukce zanedbáno. Zatížení bylo aplikováno na konstrukci pro zjištění vlivu na spodní stavbu. Byly uvažovány brzdné síly pro schémata zatížení LM1 a LM3 dle ČSN EN 1991- ed. 2.

Tabulka 16: Výpočet brzdných a rozjezdových sil pro LM1

Brzdná a rozjezdová síla pro zatěžovací schéma LM1			
délka nosné konstrukce:	L =	128,00	m
šířka jízdního pruhu:	w <sub>1</sub> =	3,00	m
nápravová síla (TS):	Q <sub>1k</sub> =	300,00	kN
rovnoměrné zatížení (UDL):	q <sub>1k</sub> =	9,00	kN/m <sup>2</sup>
klasifikační součinitel Q <sub>1</sub> :	α <sub>Q1</sub> =	1,00	-
klasifikační součinitel q <sub>1</sub> :	α <sub>q1</sub> =	1,00	-
<b>brzdná síla:</b>	<b>Q<sub>1k</sub> =</b>	<b>705,60</b>	<b>kN</b>
180 · α <sub>Q1</sub> (kN) ≤ Q <sub>1k</sub> ≤ 900 (kN)			<b>ANO</b>



Tabulka 17: Výpočet brzdných a rozjezdových sil pro LM3

Brzdná a rozjezdová síla pro zatěžovací schéma LM3			
délka nosné konstrukce:	$L =$	<b>128,00</b>	m
šířka jízdního pruhu:	$w_1 =$	3,00	m
tíha zvláštního vozidla:	$Q_{LM3} =$	1800,00	kN
rovnoměrné zatížení (UDL):	$q_{2k} =$	0,00	kN/m <sup>2</sup>
klasifikační součinitel $q_2$ :	$\alpha_{q2} =$	2,40	-
brzdná síla:	$Q_{lk} =$	1080	kN
$180 \cdot \alpha_{q1} \text{ (kN)} \leq Q_{lk} \leq 600 \text{ (kN)}$		<b>NE</b>	
brzdná síla:	$Q_{lk} =$	<b>600,00</b>	kN

#### 4.8 SKUPINA ZATĚŽ. STAVŮ EQ – ZATÍŽENÍ ZEMĚTŘESENÍM

S ohledem na umístění konstrukce je nutné zohlednit vliv zemětřesení (ČSN EN 1998-1 ed. 2 - Z1, NA.2.6). Zatížení od zemětřesení je uvažováno jako mimořádné a jeho vliv bude uvažován zejména reakcemi na spodní stavbu. Výpočet účinků seismicity je v souladu s ČSN EN 1998-1 a 1998-2 za využití spektra odezvy. Spektra jsou automaticky vyhodnocována v SW MIDAS Civil. Kombinace v různých směrech byla řešena metodou 1:0,3:0,3.



Tabulka 18: Zatížení seismicitou

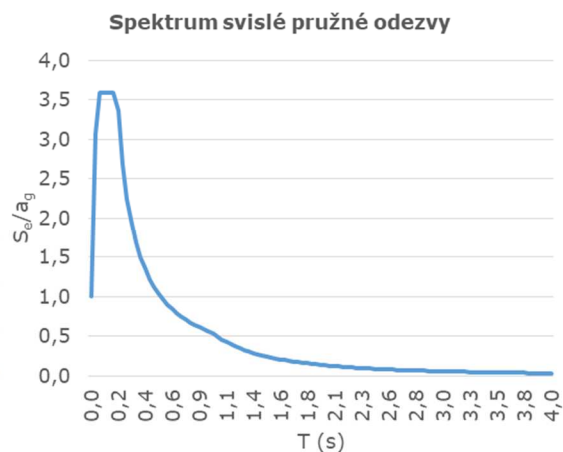
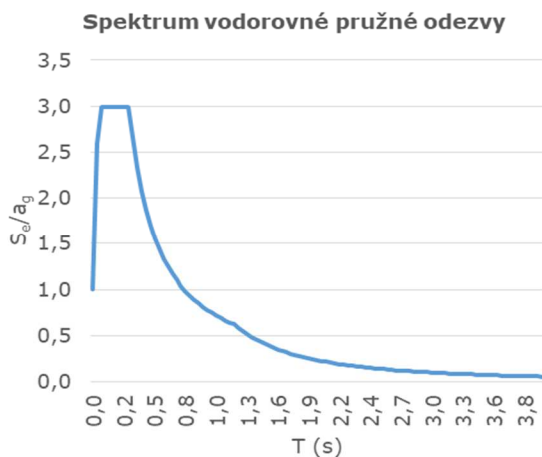
Oblast konstrukce			
Třída významu mostu:	III	Souč. významu mostu:	$\gamma_I = 1,3$ -
Seismická oblast:	okres Náchod	Ref. špičkové zrychlení A:	$a_{gR} = 0,06$ -
Specifikace základové půdy			
Typ základové půdy:	A	$V_{s,30}$ [m/s]	$N_{SPT}$ [úderů/30 cm]
		> 800	-
		$c_u$ [kPa]	-

Popis základové půdy: Skalní horninový masiv nebo geologická formace typu sklaních hornin při nadloží z měkčího materiálu v maximální mocnosti do 5m

Vlastnosti spektra pružné odezvy				
Tvar spektra pruž. odezvy:	Spektrum 2			
Návrhové zrychlení podloží:	$a_g = 0,078$	g [m/s <sup>2</sup> ]	$T_B$	$T_C$
Návrhové svislé zrychlení:	$a_{vg} = 0,035$	g [m/s <sup>2</sup> ]	$T_D$	
Poměrný viskózní útlum:	$\xi = 2,000$	%		
Oblast seismicity:	$a_g S = 0,078$	g [m/s <sup>2</sup> ]		
Korekční součinitel útlumu:	$\eta = 1,19$	-		

Směr	S	$T_B$	$T_C$	$T_D$
	[-]	[s]	[s]	[s]
Vodorovně	1,00	0,05	0,25	1,20
Svisle	-	0,05	0,15	1,00

**Malá seismicita → zjednodušená kritéria**





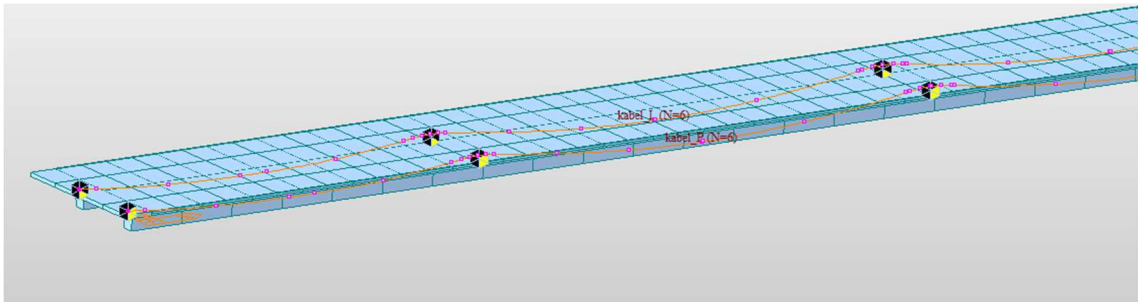
## 5 MODEL KONSTRUKCE

Výpočet vnitřních sil byl proveden na 3D roštovém modelu v MKP SW Civil 2017 (v 2.1). Vnitřní síly byly využity pro posouzení mezních stavů únosnosti v programu IDEA StatiCa – RCS (v. 7.0.18.40237). Mezní stavy použitelnosti byly posouzeny na základě vykreslení napětí v SW MIDAS Civil. Rozpětí modelu uvažováno v ose mostu 28,0 + 2 x 36,0 + 28,0 m, celková délka konstrukce 128 m.

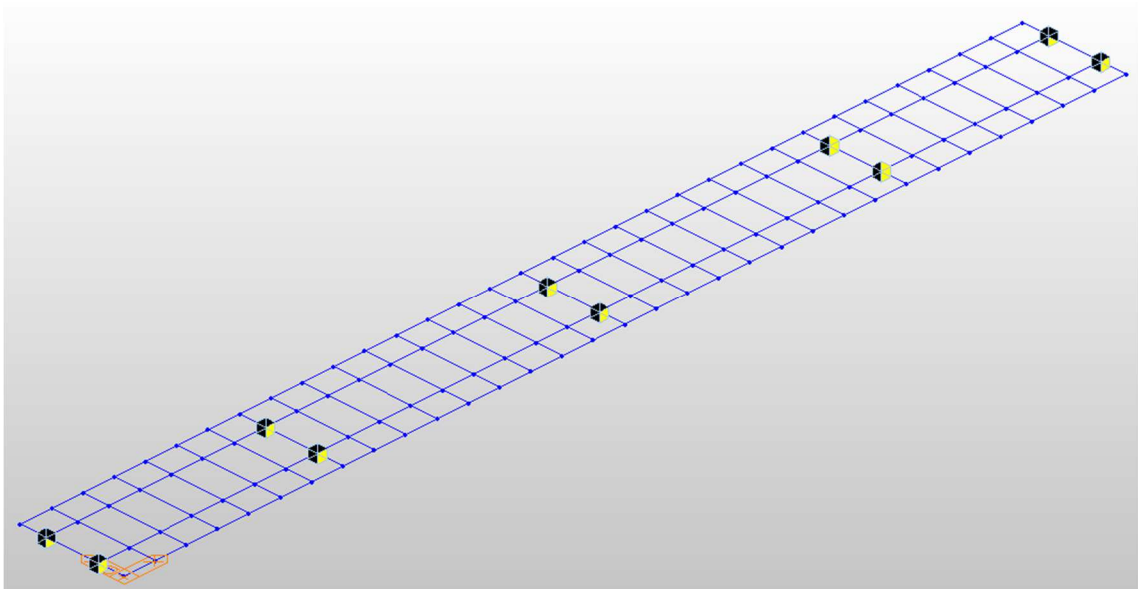
### 5.1 POPIS MODELU

Nosná konstrukce byla rozdělena na 2 prutové náhrady, které vystihují tvar trémové konstrukce. V příčném směru byly tyto elementy spojeny pruty o příslušné tloušťce desky.

Tento systém modelu umožňuje zohlednit nerovnoměrné roznášení zatížení na konstrukci.

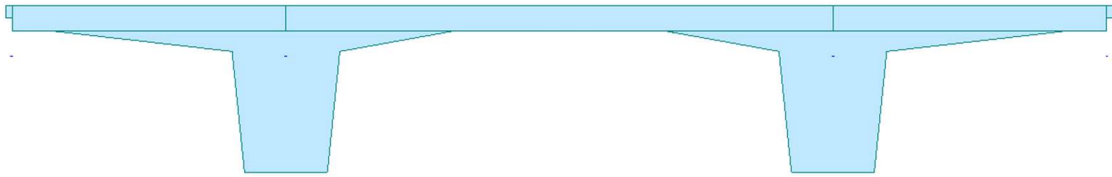


Obrázek 9: Model konstrukce – render – axonometrie prvních dvou polí



Obrázek 10: Model konstrukce – prvky – axonometrie celé konstrukce





Obrázek 11: Model konstrukce v příčném směru

## 5.2 NÁHRADNÍ TUHOST PILÍŘŮ

Model byl uložen na systém pružných podpor, které simulují ložiskové uložení na pilířích. Náhradní tuhost pilířů  $k$  byla zjištěna ze zatížení modelu pilíře o příslušné výšce silou  $F = 1$  kN. Na základě deformace, kterou síla vyvodila, bylo možné vypočítat náhradní tuhost pilířů ze vzorce:

$$k = \frac{F}{u} \text{ [kN/m]}$$

## 5.3 FÁZE VÝSTAVBY

Pro zohlednění vlivu reologických jevů byly do modelu zaneseny fáze výstavby. Betonáž nosné konstrukce se předpokládá najednou. Zatížení jsou vnesena vždy na začátku fáze.

Tabulka 19: Fáze výstavby

Fáze	Trvání [den]	Konečný čas [den]
Betonáž a ošetřování	7	7
Předpínání	0	7
Provádění říms	11	18
Provádění vozovky	35	53
Uvedení do provozu	0	53
Provoz do 100 let	36447	36500
Konec životnosti	0	36500



## 6 POSOUZENÍ KONSTRUKCE V PODÉLNÉM SMĚRU

### 6.1 NÁVRH PŘEDPĚTÍ

Prvotní návrh předpětí byl proveden metodou vyrovnání zatížení, tak aby se zatížení od kabelů rovnalo přibližně 90% působení zatížení od vlastní tíhy a ostatního stálého zatížení. Počet kusů předpínacích kabelů se přibližně vypočítá následujícím způsobem:

ohybový moment od předpětí uprostřed rozpětí prostého nosníku se vypočítá jako:

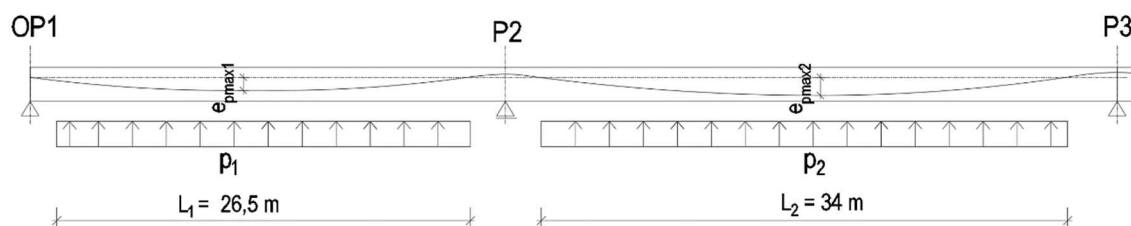
$$M_p = N_p \cdot e_p$$

pro ohybový moment od předpětí také platí:

$$M_p = \frac{1}{8} \cdot p \cdot L^2$$

z toho vyplývá, že:

$$p = \frac{8 \cdot N_p \cdot e_p}{L^2}$$



$$p_1 = p_2 = 0,9 \cdot (g + g_o)$$

$$p_1 = \frac{8 \cdot N_p \cdot e_{p1 \max}}{L_1^2}$$

$$p_2 = \frac{8 \cdot N_p \cdot e_{p2 \max}}{L_2^2}$$

$$0,9 \cdot (g + g_o) = 245,574 \text{ kN/m'}$$

$$245,574 = \frac{8 \cdot N_p \cdot e_{p1 \max}}{L_2^2}$$

při předpokladu že  $e_{p1 \max} = 1,4 \text{ m}$  se normálová síla od předpětí vypočítá jako:

$$N_p = \frac{245,574 \cdot 34^2}{8 \cdot 1,0} = 35 \, 485,44 \text{ kN}$$

při návrhu 19-ti lanových kabelů s plochou  $A_p = 150 \text{ mm}^2$ , maximálním napětí v předpínací výztuži  $\sigma_{p,\max} = 1475 \text{ Mpa}$  a ztrátách na konci životnosti 25 % se nutný počet lan v průřezu vypočítá jako:



$$N_p = n \cdot 19 \cdot A_p \cdot \sigma_{p,max}$$

$$n = \frac{N_p}{19 \cdot A_p \cdot \sigma_{p,max}} = \frac{35\,485,44}{19 \cdot 150 \cdot 10^{-6} \cdot 1475 \cdot 10^3 \cdot 0,75} = 11,26 \text{ ks}$$

Do každého trámu nosné konstrukce je navrženo **6 ks 19-ti lanových kabelů** Y1860-15,7-A.

Vedení kabelů je definováno kružnicemi, minimální poloměr zakřivení oblouku  $R_{min} \geq 100 \cdot \varnothing = 100 \cdot 100 = 10\,000 \text{ mm} = 10 \text{ m}$  (kde  $\varnothing$  je vnitřní poloměr kanálku). Polygon je pro účely statického výpočtu tabelizován. Směr x je uvažován v podélném směru konstrukce, y v příčném směru a svislá pořadnice je uvažována od horního povrchu nosné konstrukce.

Tabulka 20: Geometrie kabelu předpětí

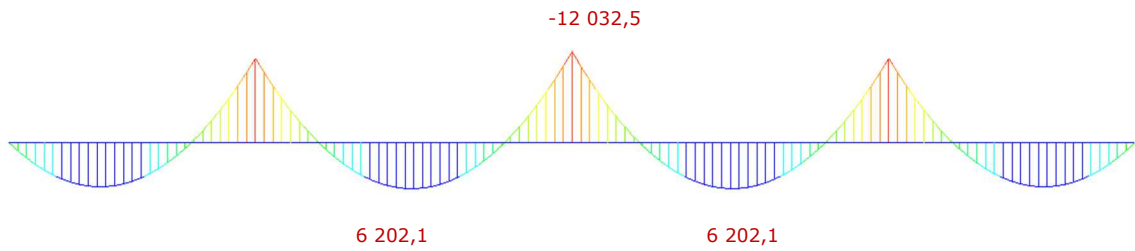
lom polygonu	směr x	směr y	směr z	poloměr R
	[m]	[m]	[m]	[m]
1	0,000	0,000	-0,605	0,000
2	7,100	0,000	-1,350	110,000
3	20,400	0,000	-1,350	80,000
4	27,280	0,000	-0,400	10,000
5	28,580	0,000	-0,400	10,000
6	40,000	0,000	-1,800	95,000
7	54,000	0,000	-1,800	100,000
8	63,150	0,000	-0,300	10,000
9	64,000	0,000	-0,300	0,000
10	64,850	0,000	-0,300	10,000
11	74,000	0,000	-1,800	100,000
12	88,000	0,000	-1,800	95,000
13	99,420	0,000	-0,400	10,000
14	100,720	0,000	-0,400	10,000
15	107,600	0,000	-1,350	80,000
16	120,900	0,000	-1,350	110,000
17	128,000	0,000	-0,605	0,000

## 6.2 VNITŘNÍ SÍLY

Vnitřní síly jsou uvedeny pro náhradní prut v ose uložení nosné konstrukce.

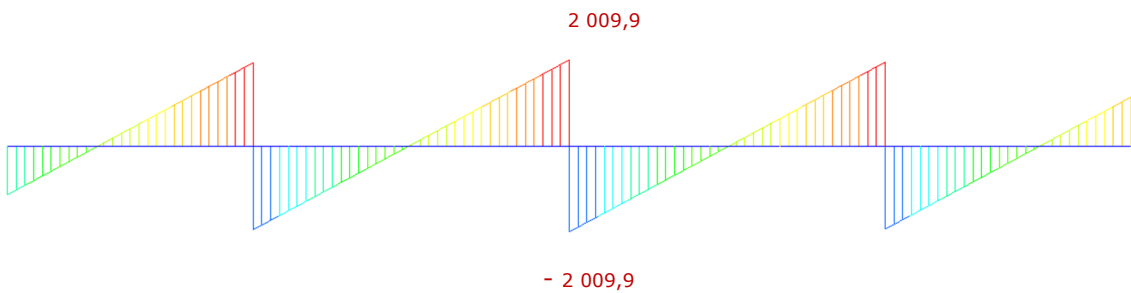


**Vlastní tíha –  $G_0$  –  $M_y$  [kNm]**



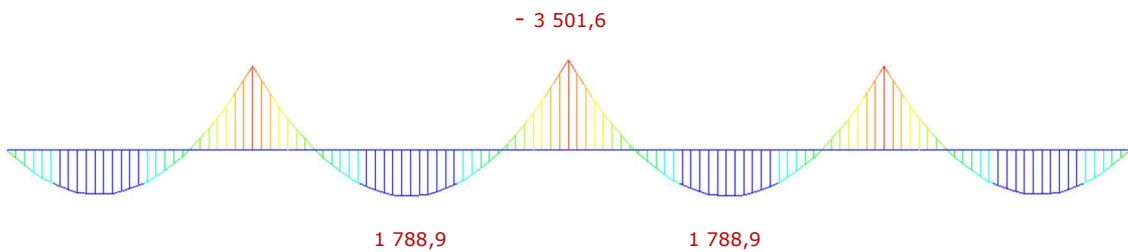
Obrázek 12: Moment od vlastní tíhy

**Vlastní tíha –  $G_0$  –  $V_z$  [kN]**



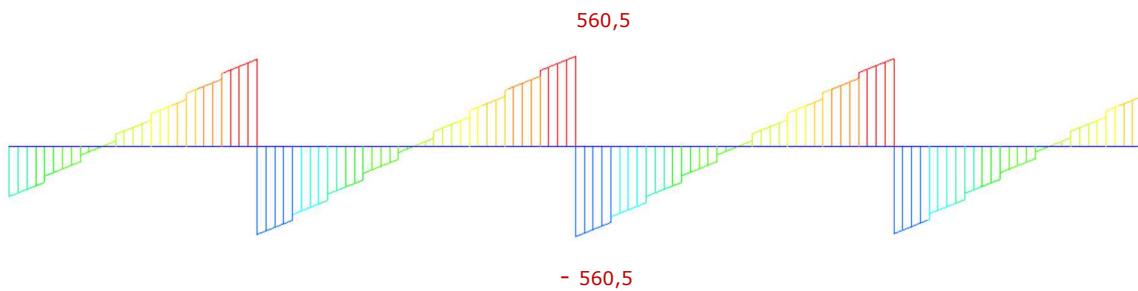
Obrázek 13: Posouvající síla od vlastní tíhy

**Ostatní stálé, pravý trám –  $G_1$  –  $M_y$  [kNm]**



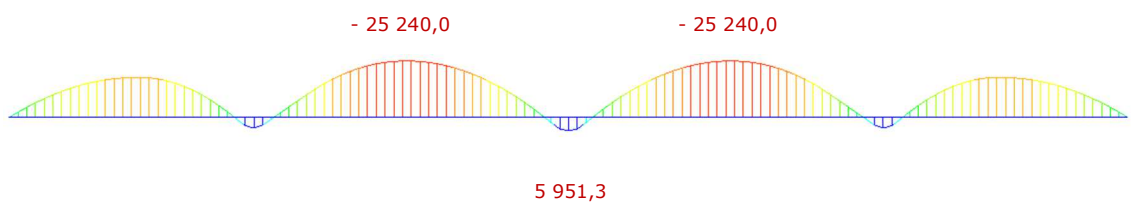
Obrázek 14: Moment od ostatního stálého zatížení

**Ostatní stálé, pravý trám –  $G_1$  –  $V_z$  [kN]**



Obrázek 15: Posouvající síla od ostatního stálého zatížení

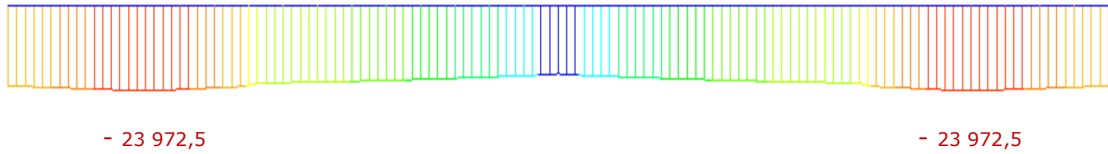
**Předpětí – primární účinek (při vnesení předpětí) –  $P$  –  $M_y$  [kNm]**





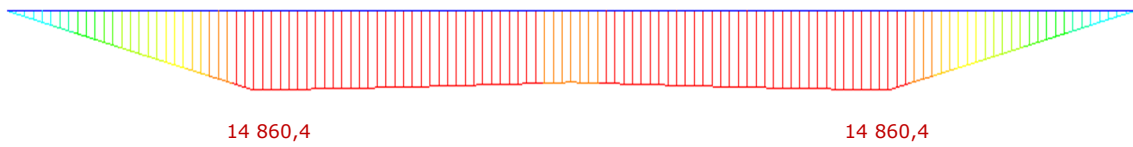
Obrázek 16: Moment od primárního účinku předpětí

**Předpětí – primární účinek (při vnesení předpětí) – P – N<sub>x</sub> [kN]**



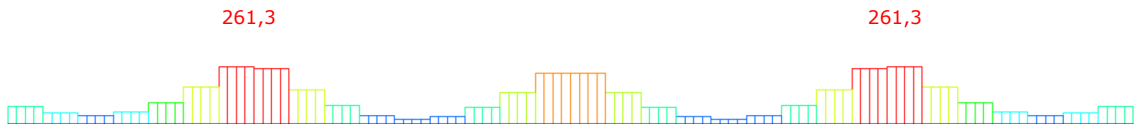
Obrázek 17: Normálová síla od primárního účinku předpětí

**Předpětí – sekundární účinek (při vnesení předpětí) – P – M<sub>y</sub> [kNm]**



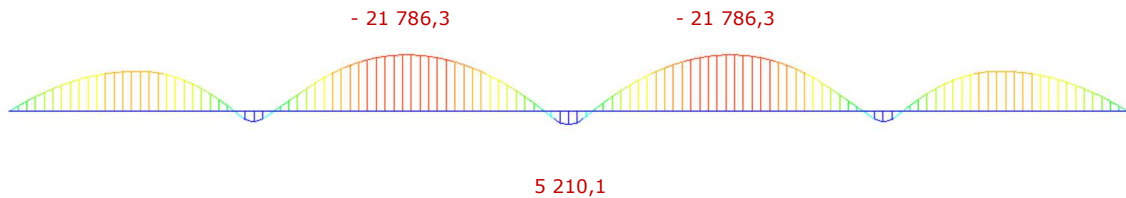
Obrázek 18: Moment od sekundárního účinku předpětí

**Předpětí – sekundární účinek (při vnesení předpětí) – P – N<sub>x</sub> [kN]**



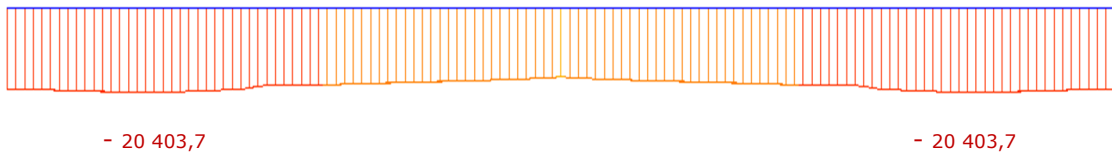
Obrázek 19: Normálová síla od sekundárního účinku předpětí

**Předpětí – primární účinek (na konci životnosti) – P – M<sub>y</sub> [kNm]**



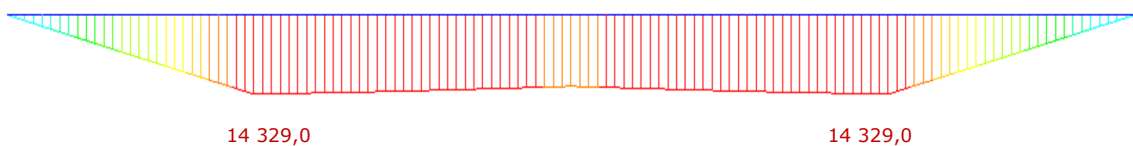
Obrázek 20: Moment od primárního účinku předpětí

**Předpětí – primární účinek (na konci životnosti) – P – N<sub>x</sub> [kN]**



Obrázek 21: Normálová síla od primárního účinku předpětí

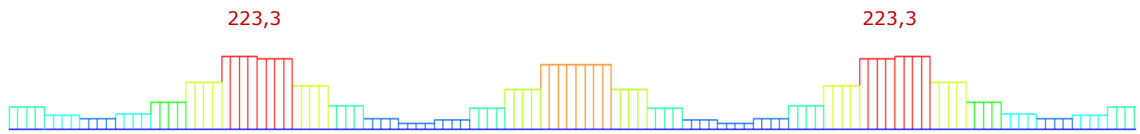
**Předpětí – sekundární účinek (na konci životnosti) – P – M<sub>y</sub> [kNm]**



Obrázek 22: Moment od sekundárního účinku předpětí

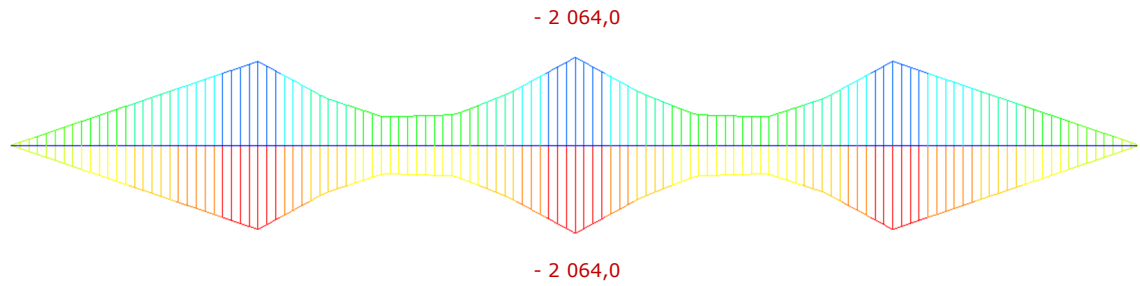


**Předpětí – sekundární účinek (na konci životnosti) – P – N<sub>x</sub> [kN]**



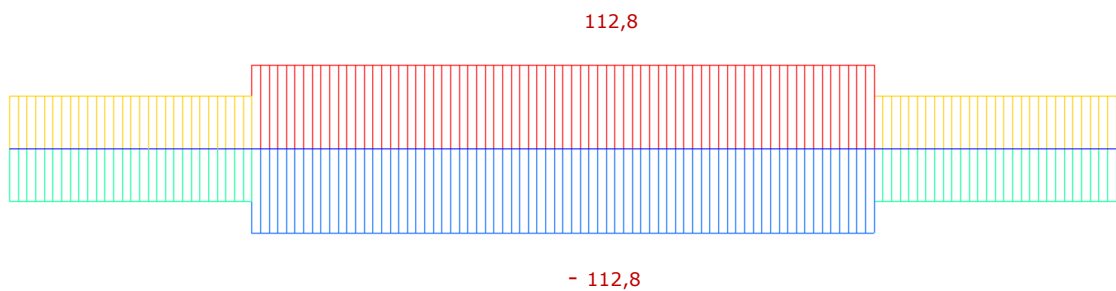
Obrázek 23: Normálová síla od sekundárního účinku předpětí

**Nerovnoměrné sedání (obálka) – S – M<sub>y</sub> [kNm]**



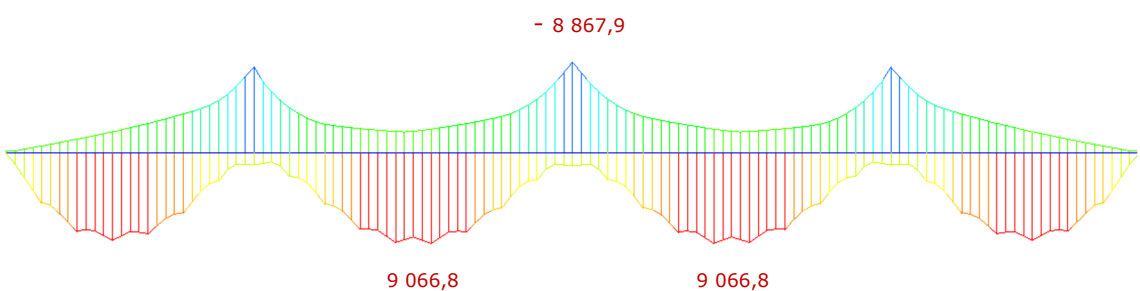
Obrázek 24: Moment od nerovnoměrného sedání

**Nerovnoměrné sedání (obálka) – S – V<sub>z</sub> [kN]**



Obrázek 25: Posouvající síla od nerovnoměrného sedání

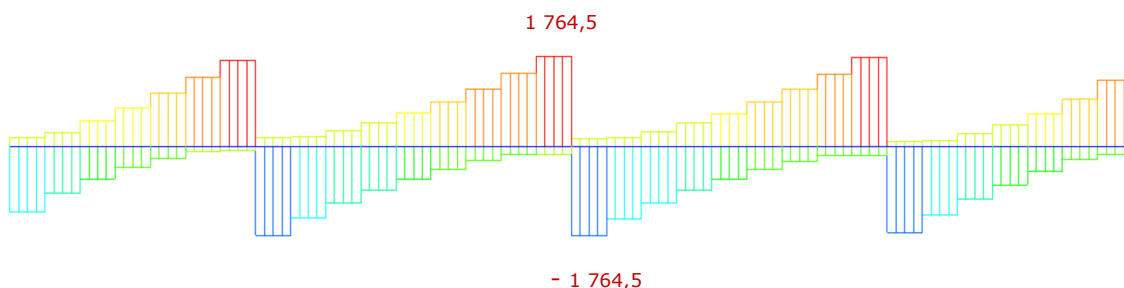
**Svislé dopravní zatížení (obálka LM1/LM3), levý trám – MVL – M<sub>y</sub> [kNm]**



Obrázek 26: Moment od zatížení dopravou



**Svislé dopravní zatížení (obálka LM1/LM3), levý trám – MVL –  $V_z$  [kN]**



Obrázek 27: Posouvající síla od zatížení dopravou

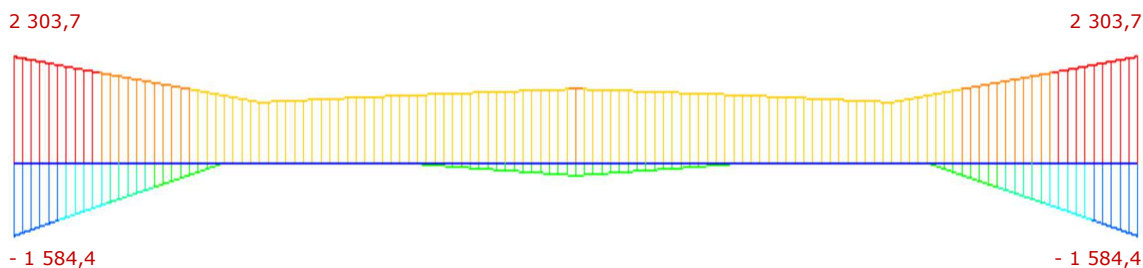
**Rovnoměrná teplota – T**

Účinky rovnoměrné teploty na nosnou konstrukci jsou zanedbatelné. Účinek bude zahrnut pouze do posouzení spodní stavby.

**Nerovnoměrná teplota – T**

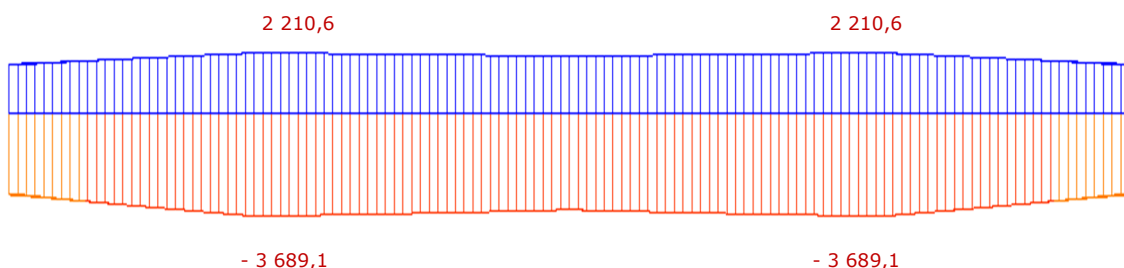
Účinky nerovnoměrné teploty jsou uvedeny v napětích s ohledem na nutnost zohlednit primární i sekundární účinky tohoto typu zatížení. V rámci posouzení MSÚ nebudou účinky teploty uvažovány (pozn. 3 tab. A2.1 ČSN EN 1990). Pro posouzení mezních stavů použitelnosti budou zohledněna hranová napětí.

**Teplota (obálka) – T – dolní vlákna [kPa]**



Obrázek 28: Napětí v dolních vláknech od nerovnoměrné teploty

**Teplota (obálka) – T – horní vlákna [kPa]**



Obrázek 29: Napětí v horních vláknech od nerovnoměrné teploty



## 6.3 KOMBINACE ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ

Kombinace byly vytvořeny dle ČSN EN 1990 s použitím následujících součinitelů:

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))	0	–	0
	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	$Q_{s,k}$ (během provádění)	0,8	–	–	
Staveništní zatížení	$Q_c$	1,0	–	1,0	

Obrázek 30: Doporučené hodnoty součinitelů  $\psi$  [2]

Vlivem relaxace výztuže dochází úbytku tahových napětí od nerovnoměrného sedání podpor. Proto byly ve výpočtu uvažovány koeficienty redukce napětí od sedání  $\kappa$  s ohledem na postup výstavby následujícími hodnotami:

- Vnesení ostatního stálého zatížení  $\kappa = 0,90$
- Uvedení do provozu  $\kappa = 0,65$
- Konec životnosti  $\kappa = 0,15$

V kombinacích nebylo společně uvažováno zatížení teplotou s větrem a zatížení větrem se zatížením od brzdých sil (ČSN EN 1990, A2.2.2).

### 6.3.1 Kombinace pro MSÚ

Pro MSÚ byly vytvořeny kombinace 6.10a a 6.10b, na nejnepříznivější kombinaci byl následně proveden návrh a posouzení betonářské výztuže. Kombinace a použité součinitele jsou zobrazeny v následující tabulce:





Tabulka 21: Návrhové hodnoty zatížení STR/GEO [2]

Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Předpětí	Hlavní proměnné zatížení (*)	Vedlejší proměnná zatížení (*)	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní
(Výraz (6.10))	$\gamma_{G, sup} G_{k, sup}$	$\gamma_{G, inf} G_{k, inf}$	$\gamma_{FP}$	$\gamma_{0,1} Q_{k,1}$	Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní
(Výraz (6.10a))	$\gamma_{G, sup} G_{k, sup}$	$\gamma_{G, inf} G_{k, inf}$	$\gamma_{FP}$		$\gamma_{0,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	
(Výraz (6.10b))	$\xi \gamma_{G, sup} G_{k, sup}$	$\gamma_{G, inf} G_{k, inf}$	$\gamma_{FP}$			$\gamma_{0,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$

(\*) Proměnná zatížení jsou ta, která jsou uvedena v tabulkách A2.1 až A2.3.  
 POZNÁMKA 1. Volba mezi (6.10), nebo (6.10a) a (6.10b) je uvedena v národní příloze. V případě použití (6.10a) a (6.10b) může národní příloha upravit (6.10a) tak, že zahrnuje pouze stálá zatížení. NP27)  
 POZNÁMKA 2. Hodnoty součinitelů  $\gamma$  a  $\xi$  lze stanovit v národní příloze. Při použití výrazů (6.10), nebo (6.10a) a (6.10b) jsou doporučené hodnoty součinitelů  $\gamma$  a  $\xi$  následující. NP20)  
 $\gamma_{G, sup} = 1,35$  1)  
 $\gamma_{G, inf} = 1,00$   
 $\gamma_0 = 1,35$ , pokud Q reprezentuje nepříznivě působící zatížení od silniční dopravy nebo od chodců; (0 pro příznivá);  
 $\gamma_0 = 1,45$ , pokud Q reprezentuje nepříznivě působící zatížení od železniční dopravy, pro sestavy zatížení 11 až 31 (s výjimkou 16, 17, 26<sup>3)</sup> a 27<sup>3)</sup>), model zatížení 71, SW/0 a HSLM a skutečné vlaky, pokud se uvažují jako jednotlivá hlavní zatížení dopravou; (0 pro příznivá);  
 $\gamma_0 = 1,20$ , pokud Q reprezentuje nepříznivě působící zatížení od železniční dopravy, pro sestavy zatížení 16 a 17 a SW/2; (0 pro příznivá);  
 $\gamma_0 = 1,50$  pro ostatní zatížení dopravou a pro další proměnná zatížení, 2)  
 $\xi = 0,85$  (takže  $\xi \gamma_{G, sup} = 0,85 \times 1,35 \equiv 1,15$ ).  
 $\gamma_{set} = 1,20$  v případě pružné lineární analýzy a  $\gamma_{set} = 1,35$  v případě nelineární analýzy, pro návrhové situace, kdy nerovnoměrné sedání může mít nepříznivé účinky. Pro návrhové situace, kdy zatížení způsobená nerovnoměrným sedáním mohou mít příznivé účinky, se tato zatížení neuvazují.  
 Viz také EN 1991 až EN 1999 pro hodnoty  $\gamma$ , které se použijí pro vynucená přeťvoření.  
 $\gamma_{FP}$  = doporučené hodnoty definované v příslušných Eurokódech pro navrhování.



Součinitel  $\gamma_P$  byl uvažován 1,0.

### 6.3.2 Kombinace pro MSP

Pro MSP byly vytvořeny kombinace kvazistálá, charakteristická a častá. Předpětí bylo do výpočtu uvažováno se součiniteli  $r_{sup}$  a  $r_{inf} = 1,0$ , protože budou prováděna příslušná měření (dle ČSN EN 1992-1-1).

kvazistálá kombinace:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \psi_{2,i} Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i \geq 1$$

v níž kombinaci zatížení v závorkách { } (nazývanou kvazistálá kombinace) lze vyjádřit výrazem:

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

charakteristická kombinace:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; Q_{k,1}; \psi_{0,i} Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i > 1$$

v níž kombinaci zatížení v závorkách { } (nazývanou charakteristická kombinace) lze vyjádřit výrazem:

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

častá kombinace:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \psi_{1,1} Q_{k,1}; \psi_{2,i} Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i > 1$$

v níž kombinaci zatížení v závorkách { } (nazývanou častá kombinace) lze vyjádřit výrazem:

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

Obrázek 31: přehled kombinací pro MSP [2]

### 6.3.3 Seizmická kombinace

Tato kombinace byla vytvořena pro posouzení spodní stavby na seizmicitu. Kombinace byla vytvořena následně:

Tabulka 22: Návrhové hodnoty zatížení v mimořádných a seizmických kombinacích zatížení [2]

Návrhová situace	Stálá zatížení		Předpětí	Mimořádná nebo seizmická situace	Vedlejší proměnná zatížení (**)	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní
Mimořádná (*) (Výraz 6.11a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$P$	$A_d$	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$ nebo $\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Seizmická (***) (Výraz 6.12a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$P$	$A_{Ed} = \gamma_1 A_{Ek}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	

(\*) Pro mimořádné návrhové situace lze nejúčinnější proměnné zatížení uvažovat častou hodnotou, nebo, jako v případě seizmické návrhové situace, kvazistálou hodnotou. V závislosti na uvažované mimořádné návrhové situaci jsou hodnoty uvedeny v národní příloze. NP29)

(\*\*) Proměnná zatížení jsou uvedena v tabulkách A2.1 až A2.3.

(\*\*\*) Zvláštní seizmické návrhové situace mohou být specifikovány v národní příloze nebo pro konkrétní projekt. U železničních mostů lze zatížit pouze jednu kolej a model zatížení SW/2 se může zanedbat.

POZNÁMKA Návrhové hodnoty zatížení v této tabulce A2.5 lze změnit v národní příloze. Pro všechna zatížení jiná než seizmická se doporučuje hodnota  $\gamma = 1,0$ . NP30)



## 6.4 MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI – OMEZENÍ NAPĚTÍ

S ohledem na ČSN EN 1992-1-1 A ČSN EN 1922-2 je nutno uvažovat omezení napětí v materiálech:

- Betonu v tlaku:

$$\sigma_{cc} = k_1 \cdot f_{ck} = 0,6 f_{ck} = 18 \text{ MPa} \quad \text{charakteristická kombinace}$$

$$\sigma_{cc} = k_2 \cdot f_{ck} = 0,45 f_{ck} = 13,5 \text{ MPa} \quad \text{kvazistálá kombinace}$$

- Betonářská výztuž v tahu:

$$\sigma_s = k_3 \cdot f_{yk} = 0,8 f_{yk} = 400 \text{ MPa} \quad \text{charakteristická kombinace}$$

- Předpínací výztuž:

$$\sigma_p = k_5 \cdot f_{pk} = 0,75 f_{pk} = 1395 \text{ MPa} \quad \text{charakteristická kombinace}$$

- Platí pro beton starší než 28 dní

Pro posuzovanou nosnou konstrukci byly vybrány následující průřezy:

- Řez A - 10 m – v místě maximálního momentu v 1. poli
- Řez B - 28 m – v místě 1. vnitřní podpory P2
- Řez C - 46 m – v místě maximálního momentu v 2. poli
- Řez D - 64 m – v místě střední podpory P3

### a časy posouzení:

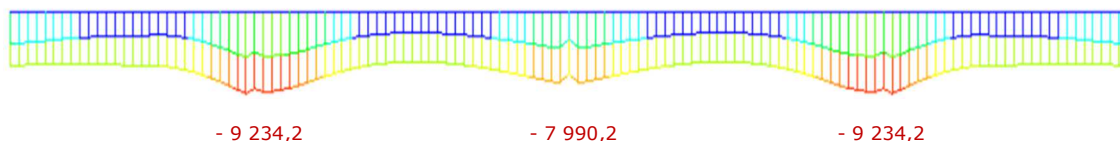
- V čase vnesení ostatního stálého zatížení
  - Ověření lineárního dotvarování – předpoklad působení pouze vlastní tíhy betonu, předpínací síly a ostatního stálého zatížení
  - Ověření dekomprese pro kvazistálou kombinaci
  - Ověření tahového napětí hodnotou  $f_{ctk0,05}$  pro kvazistálou kombinaci
- V čase uvedení do provozu
  - Ověření dekomprese pro častou kombinaci
  - Ověření tahového napětí hodnotou  $f_{ctk0,05}$  pro častou kombinaci
  - Ověření omezení napětí pro charakteristickou kombinaci
- Na konci životnosti
  - Ověření dekomprese pro častou kombinaci
  - Ověření tahového napětí hodnotou  $f_{ctk0,05}$  pro častou kombinaci
  - Ověření omezení napětí pro charakteristickou kombinaci

### 6.4.1 Ověření stanovených požadavků na omezení napětí – v čase vnesení ostatního stálého zatížení

Posouzení lineárního dotvarování bylo provedeno v čase při vnesení ostatního stálého zatížení do konstrukce ( $t = 53$  dní).



**Kvazistálá kombinace – horní vlákna [kPa]**



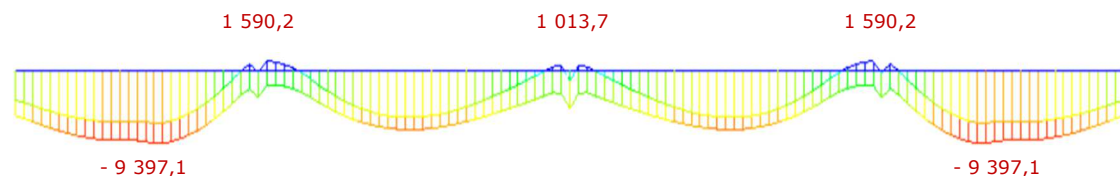
Obrázek 32: Napětí v horních vláknech při vnesení ostatního stálého zatížení

**Posouzení omezení napětí:**

$\sigma_{cc} = -9,23 \text{ MPa} \leq -13,50 \text{ MPa}$

$\sigma_{ct} = 0 \text{ MPa} \leq 2,0 \text{ MPa}$

**Kvazistálá kombinace – spodní vlákna [kPa]**



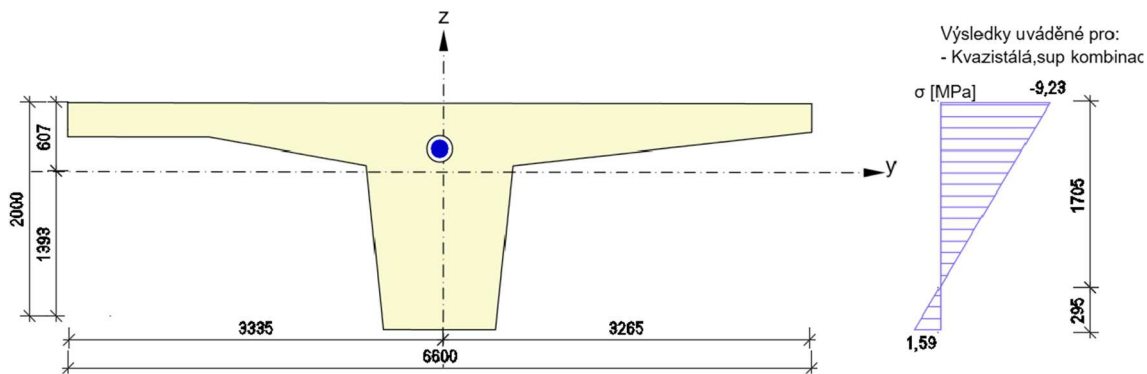
Obrázek 33: Napětí ve spodních vláknech při vnesení ostatního stálého zatížení

**Posouzení omezení napětí:**

$\sigma_{cc} = -9,40 \text{ MPa} \leq -13,50 \text{ MPa}$

$\sigma_{ct} = 1,59 \text{ MPa} \leq 2,00 \text{ MPa}$

Požadavek na omezení napětí pro možnost uvažování lineárního dotvarování je splněn. V žádném řezu nosné konstrukce nedochází k překročení mezního tlakového napětí. Tahová napětí nepřevyšují vypočtený 5% kvantil tahové pevnosti  $f_{ctk,0,05} = 2,0 \text{ MPa}$  a je možné předpokládat, že v rámci vnesení ostatního stálého zatížení do konstrukce nebudou vznikat trhliny.

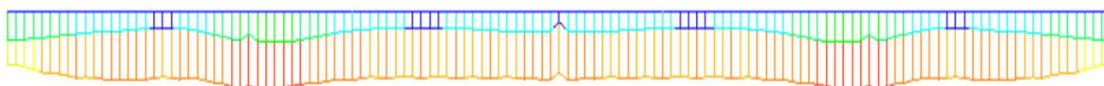


Obrázek 34: Ověření dekomprese v kvazistálé kombinaci v řezu B

Obrázek 34 znázorňuje napětí v místě podpory P2 a P4. Z vykreslení napětí je zřejmé, že v místě předpínacích kabelů nedojde k tahovému napětí. V jiném místě konstrukce k tahovému napětí nedojde proto je posudek dekomprese splněn.

**6.4.2 Ověření stanovených požadavků na omezení napětí – v čase uvedení do provozu**

**Častá kombinace – horní vlákna [kPa]**





- 9 401,5

- 8 133,6

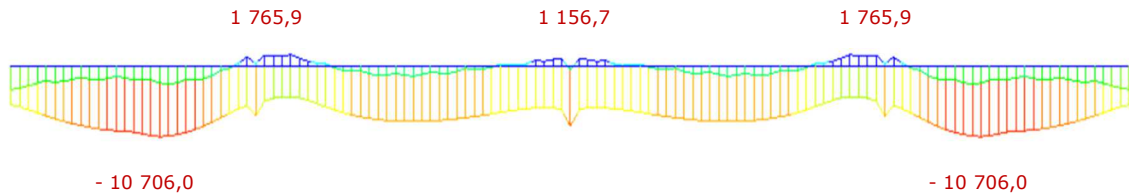
- 9 401,5

Obrázek 35: Napětí v horních vláknech při uvedení do provozu, častá kombinace

Posouzení omezení napětí:

$$\sigma_{ct} = 0 \text{ MPa} \leq 2,0 \text{ MPa}$$

**Častá kombinace – spodní vlákna [kPa]**

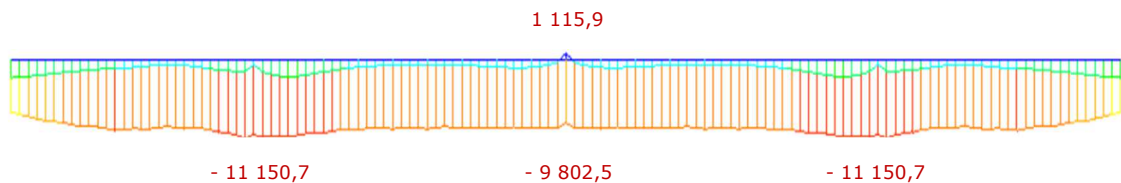


Obrázek 36: Napětí ve spodních vláknech při uvedení do provozu, častá kombinace

Posouzení omezení napětí:

$$\sigma_{ct} = 1,77 \text{ MPa} \leq 2,00 \text{ MPa}$$

**Charakteristická kombinace – horní vlákna [kPa]**

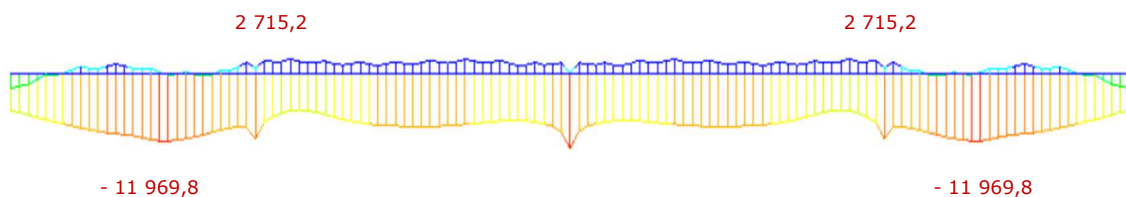


Obrázek 37: Napětí v horních vláknech při uvedení do provozu, char. kombinace

Posouzení omezení napětí:

$$\sigma_{cc} = - 11,15 \text{ MPa} \leq - 18,00 \text{ MPa}$$

**Charakteristická kombinace – spodní vlákna [kPa]**



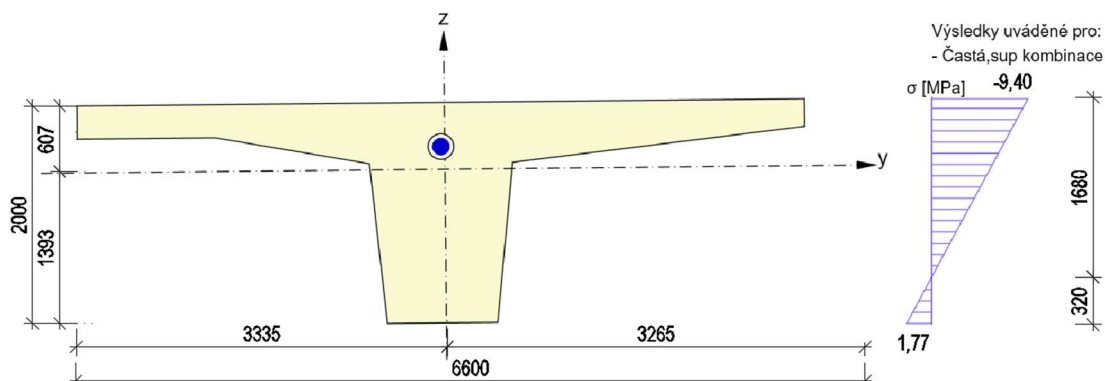
Obrázek 38: Napětí ve spodních vláknech při uvedení do provozu, char. kombinace

Posouzení omezení napětí:

$$\sigma_{cc} = - 11,97 \text{ MPa} \leq - 18,00 \text{ MPa}$$

V žádném řezu nosné konstrukce nedochází k překročení mezního tlakového napětí. Tahová napětí v časté kombinaci nepřevyšují vypočtený 5% kvantil tahové pevnosti  $f_{ctk,0,05} = 2,0 \text{ MPa}$  a je možné předpokládat, že v rámci uvedení do provozu nebudou vznikat trhliny.



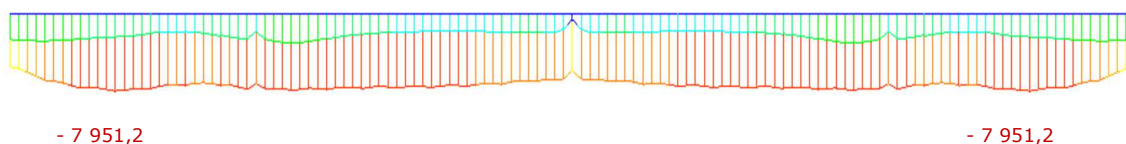


Obrázek 39: Ověření dekomprese v časté kombinaci UP v řezu B

Dle obrázků 35, 36 a 39 je posudek dekomprese splněn.

### 6.4.3 Ověření stanovených požadavků na omezení napětí – na konci životnosti

#### Častá kombinace – horní vlákna [kPa]

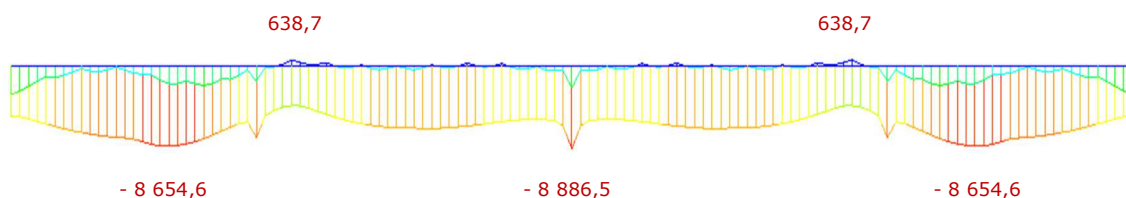


Obrázek 40: Napětí v horních vláknech na konci životnosti, častá kombinace

#### Posouzení omezení napětí:

$$\sigma_{ct} = 0 \text{ MPa} \leq 2,0 \text{ MPa}$$

#### Častá kombinace – spodní vlákna [kPa]

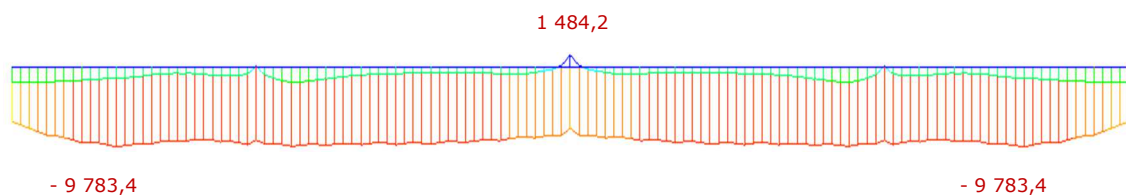


Obrázek 41: Napětí ve spodních vláknech na konci životnosti, častá kombinace

#### Posouzení omezení napětí:

$$\sigma_{ct} = 0,64 \text{ MPa} \leq 2,00 \text{ MPa}$$

#### Charakteristická kombinace – horní vlákna [kPa]



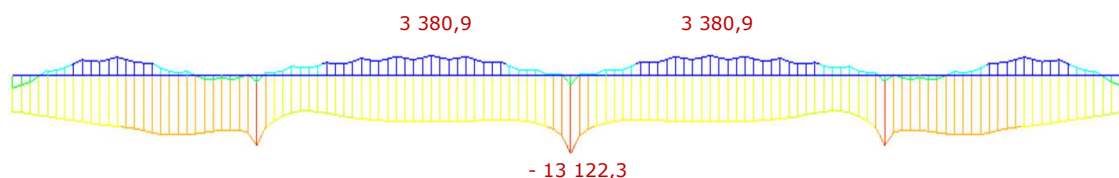
Obrázek 42: Napětí v horních vláknech na konci životnosti, char. kombinace

#### Posouzení omezení napětí:

$$\sigma_{cc} = -9,78 \text{ MPa} \leq -18,00 \text{ MPa}$$



## Charakteristická kombinace – spodní vlákna [kPa]



Obrázek 43: Napětí ve spodních vláknech při uvedení do provozu, char. kombinace

### Posouzení omezení napětí:

$$\sigma_{cc} = - 13,12 \text{ MPa} \leq - 18,00 \text{ MPa}$$

V žádném řezu nosné konstrukce nedochází k překročení mezního tlakového napětí. Tahová napětí v časté kombinaci nepřevyšují vypočtený 5% kvantil tahové pevnosti  $f_{ctk,0,05} = 2,0 \text{ MPa}$  a je možné předpokládat, že v rámci uvedení do provozu nebudou vznikat trhliny.

Omezení napětí v betonu vyhovuje z hlediska mezních stavů použitelnosti dle ČSN EN 1992-1-1 kap. 7.2.

## 6.5 MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI

Návrh a posouzení betonářské výztuže bylo provedeno na základě nejméně příznivé kombinaci vytvořené v softwaru IDEA StatiCa, kam byla importována konstrukce ze softwaru MIDAS Civil, včetně vnitřních sil.

Únosnost průřezů je stanovena na základě metody mezních přetvoření. Na základě vyhodnocení napjatostních stavů v jednotlivých fázích vyhověly všechny průřezy.

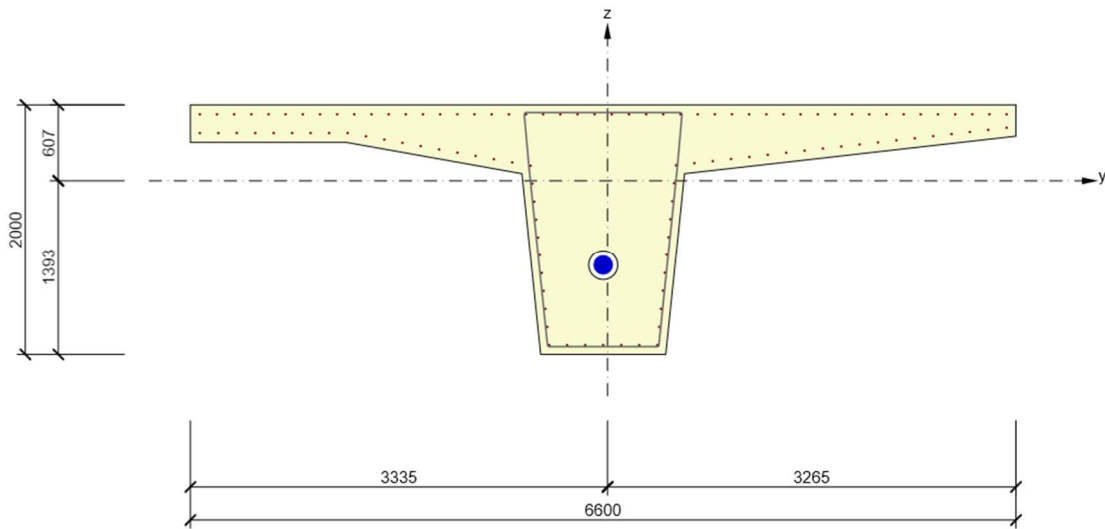
### 6.5.1 Posouzení MSÚ v řezu A

Pro řez A – v místě maximálního momentu v 1. poli bylo navrženo následující vyztužení betonářskou výztuží:

- Podélná výztuž podél průřezu Ø 12 à 150 mm
- Smyková výztuž trámu vnější (2 stříhy) Ø 14 à 300 mm



Vyztužený průřez: 1.pole



Obrázek 44: Vyztužení průřezu A

Tabulka 23: Posouzení MSÚ v průřezu A

Rozhodující typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	-21946,9	5427,7	1306,0			96,3	OK
Typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	785,9	23749,2	2590,2			75,1	OK
Smyk	-21782,5			708,1	1124,2	26,6	OK
Omezení napětí	-21946,9	5427,7	1306,0			96,3	OK
Šířka trhliny	-22145,0	2251,4	725,8			0,8	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

### 6.5.2 Posouzení MSÚ v řezu B

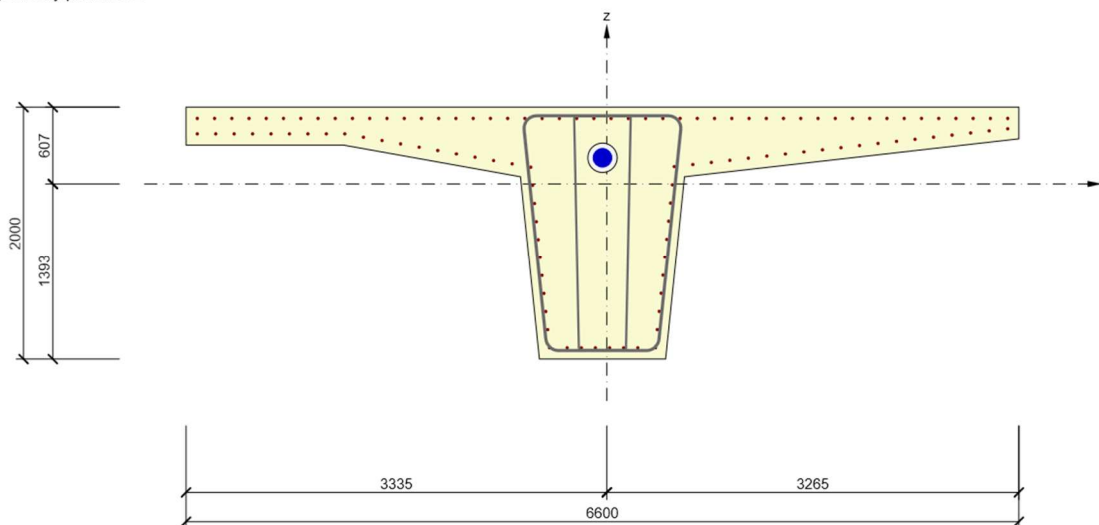
Pro řez B – v místě 1. vnitřní podpory P2 bylo navrženo následující vyztužení betonářskou výztuží:

- Podélná výztuž podél průřezu Ø 20 à 150 mm
- Smyková výztuž trámu vnější (2 stříhy) Ø 25 à 150 mm
- Smyková výztuž trámu vnitřní (2 stříhy) Ø 18 à 150 mm





Vyztužený průřez: P2



Obrázek 45: Vyztužení průřezu B

Tabulka 24: Posouzení MSÚ v průřezu B

Rozhodující typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	-19027,8			4947,2	-1655,0	97,0	OK
Typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	372,3	-15382,1	-480,5			51,8	OK
Smyk	-19027,8			4947,2	-1655,0	97,0	OK
Omezení napětí	-18546,7	4009,8	875,0			81,2	OK
Šířka trhliny	-18595,5	3579,9	576,0			1,3	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

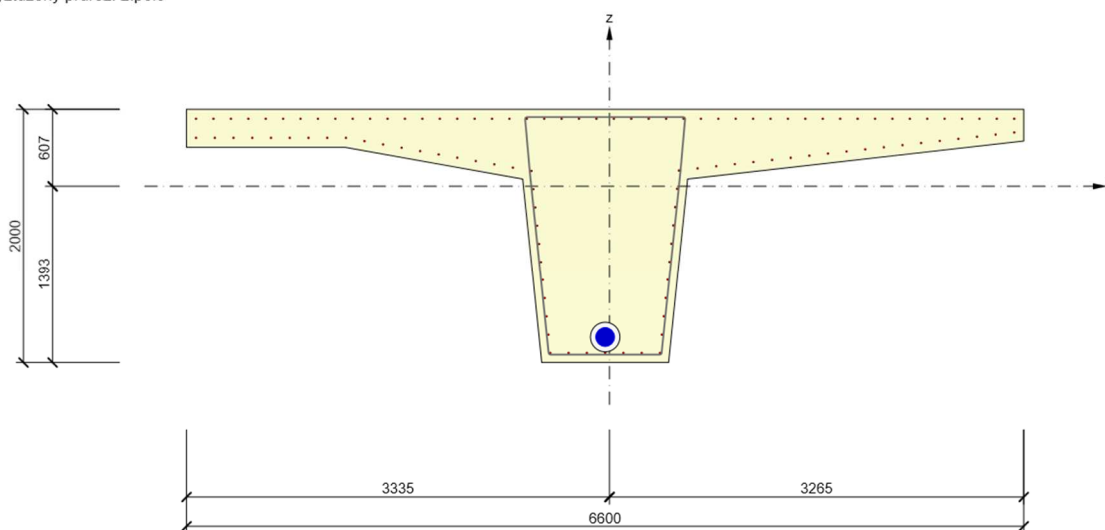
### 6.5.3 Posouzení MSÚ v řezu C

Pro řez C – v místě maximálního momentu v 2. poli bylo navrženo následující vyztužení betonářskou výztuží:

- Podélná výztuž podél průřezu  $\varnothing 12$  à 150 mm
- Smyková výztuž trámu vnější (2 stříhy)  $\varnothing 14$  à 300 mm



Vyztužený průřez: 2.pole



Obrázek 46: Vyztužení průřezu C

Tabulka 25: Posouzení MSÚ v průřezu C

Rozhodující typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	-19579,7	6431,2	1338,9			87,8	OK
Typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	762,2	35100,1	2514,3			75,9	OK
Smyk	-19411,0			962,7	1387,0	36,5	OK
Omezení napětí	-19579,7	6431,2	1338,9			87,8	OK
Šířka trhliny	-19780,5	2777,2	742,9			1,2	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

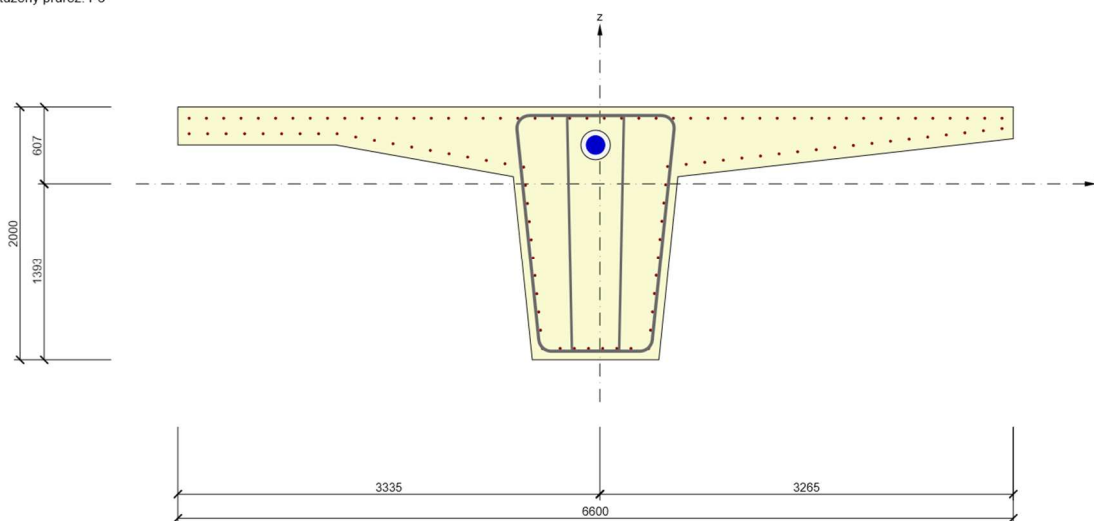
### 6.5.4 Posouzení MSÚ v řezu D

Pro řez D – v místě střední podpory P3 bylo navrženo následující vyztužení betonářskou výztuží:

- Podélná výztuž podél průřezu  $\varnothing 18$  à 150 mm
- Smyková výztuž trámu vnější (2 stříhy)  $\varnothing 25$  à 150 mm
- Smyková výztuž trámu vnitřní (2 stříhy)  $\varnothing 20$  à 150 mm



Vyztužený průřez: P3



Obrázek 47: Vyztužení průřezu D

Tabulka 26: Posouzení MSÚ v průřezu D

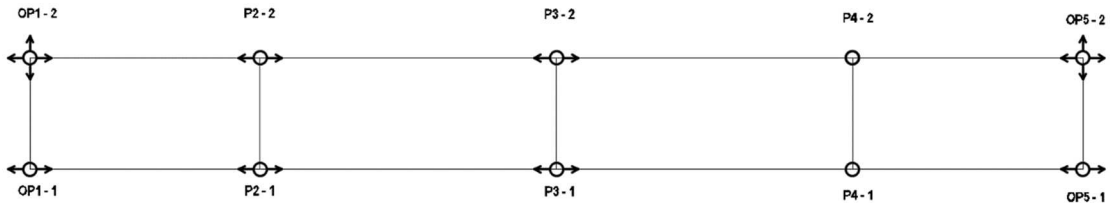
Rozhodující typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	-18731,6			5326,1	-1615,2	97,1	OK
Typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-125,3	-17239,8	-602,9			55,6	OK
Smyk	-18731,6			5326,1	-1615,2	97,1	OK
Omezení napětí	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %



## 7 NÁVRH ULOŽENÍ MOSTU

Nosná konstrukce je uložena na dvojicích hrncových ložisek. Návrh ložisek byl proveden dle TNI 73 6270 na základě mezního stavu únosnosti dle příslušných sil a posunů, které na ložisko působí.



Obrázek 48: Schéma rozmístění ložisek

### 7.1 REAKCE OD NOSNÉ KONSTRUKCE

Návrhové hodnoty silových účinků jsou založeny na kombinacích v souladu s ČSN EN 1990. Síly vypočtené na základě jednotlivých zatěžovacích stavů byly zvýšeny dílčími součiniteli zatížení v souladu s Eurokódy. Výpočet třecích sil a reakcí od třecích sil byl proveden dle TNI 73 6270 – Mostní ložiska.

HODNOTY REAKCÍ OD PŮSOBÍCÍHO ZATÍŽENÍ NA LOŽISKA													
Zatěžovací stav		OP1 - 1		P2 - 1		P3 - 1		P4 - 1			OP5 - 1		
		Fy	Fz	Fy	Fz	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fy	Fz	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
G <sub>0</sub>	Vlastní tíha		-0,2	1144,4	-0,3	3905,8	-0,3	4019,6	0,0	-0,3	3905,8	-0,2	1144,4
G <sub>1</sub>	Ostatní stálé		-1,7	344,0	-2,0	1160,0	-2,1	1194,8	0,0	-2,0	1160,0	-1,7	344,0
S	Sedání - max (obálka)		0,0	70,9	0,0	183,6	0,0	225,5	0,0	0,0	183,6	0,0	70,9
	Sedání - min (obálka)		0,0	-70,9	0,0	-183,6	0,0	-225,5	0,0	0,0	-183,6	0,0	-70,9
T	Teplota - max (obálka)		0,0	68,2	0,0	44,6	0,0	31,0	0,0	0,0	44,6	0,0	68,2
	Teplota - min (obálka)		0,0	-36,4	0,0	-83,7	0,0	-16,5	0,0	0,0	-83,7	0,0	-36,4
W	Větr - max (obálka)		84,1	51,1	85,5	179,5	86,3	185,3	170,2	85,5	179,5	84,1	51,1
	Větr - min (obálka)		-84,1	-51,1	-85,5	-179,5	-86,3	-185,3	-170,2	-85,5	-179,5	-84,1	-51,1
FR	Tření v ložiskách - char MVL		124,2	-	0,0	-	0,0	-	411,1	0,0	-	124,2	-
	Tření v ložiskách - freq MVL		99,0	-	0,0	-	0,0	-	317,1	0,0	-	99,0	-
	Tření v ložiskách - kvazi		58,8	-	0,0	-	0,0	-	263,9	0,0	-	58,8	-
BR	Brzdění síly - tam		0,0	0,0	0,0	-0,1	0,0	0,1	-352,8	0,0	0,1	0,0	-0,1
	Brzdění síly - zpět		0,0	0,0	0,0	0,1	0,0	-0,1	352,8	0,0	-0,1	0,0	0,1
MVL	Char. hodnoty - max (obálka)		2,6	1432,5	2,4	2515,9	2,6	2593,5	0,5	2,4	2515,9	2,6	1432,5
	Char. hodnoty - min (obálka)		-2,3	-239,6	-2,0	-400,7	-2,1	-415,8	-0,5	-2,0	-400,7	-2,3	-239,6
	Časté hodnoty - max		1,3	558,7	1,3	891,4	1,4	914,6	0,2	1,3	891,4	1,3	558,7
	Časté hodnoty - min		-1,2	-131,5	-1,0	-204,3	-1,0	-207,1	-0,2	-1,0	-204,3	-1,2	-131,5
Kombinace	MSÚ 6.10a	MAX	74,9	2905,3	76,4	8451,6	76,3	8745,4	666,9	75,6	8451,6	74,9	2905,3
		MIN	-79,2	1169,2	-81,4	4380,6	-81,5	4463,7	-666,8	-80,6	4380,7	-79,2	1169,2
	MSÚ 6.10b	MAX	148,1	3760,2	128,0	9558,3	128,1	9881,6	952,3	127,4	9558,1	148,1	3760,2
		MIN	-152,6	810,6	-132,2	3416,2	-133,8	6109,2	-952,2	-131,6	3416,3	-152,6	810,6
	Char.	MAX	98,4	3022,5	84,5	7873,0	85,3	8144,6	670,2	84,5	7873,0	98,4	3022,5
		MIN	-102,1	1147,3	-88,8	4373,8	-89,8	4462,0	-670,1	-88,8	4373,8	-102,1	1147,3
	Kvazi	MAX	27,5	1593,4	-2,3	5271,7	-2,4	5455,4	132,0	-2,3	5271,7	27,5	1593,4
		MIN	-31,3	1399,4	-2,3	4840,3	-2,4	4980,7	-131,9	-2,3	4840,3	-31,3	1399,4

PRAVÁ LOŽISKA (ve směru staničení)

Tabulka 27: Hodnoty reakcí působících na pravá ložiska



HODNOTY REAKCÍ OD PŮSOBÍCÍHO ZATÍŽENÍ NA LOŽISKA													
Zatěžovací stav		OP1 - 2		P2 - 2		P3 - 2		P4 - 2			OP5 - 2		
		Fy	Fz	Fy	Fz	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fy	Fz	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
G <sub>0</sub>	Vlastní tíha		0,0	1144,5	0,4	3905,5	0,4	4019,8	0,0	0,4	3905,5	0,0	1144,5
G <sub>1</sub>	Ostatní stálé		0,0	254,5	3,2	882,2	3,2	907,0	0,0	3,2	882,2	0,0	254,5
S	Sedání - max (obálka)		0,0	70,8	0,0	183,4	0,0	225,2	0,0	0,0	183,4	0,0	70,8
	Sedání - min (obálka)		0,0	-70,8	0,0	-183,4	0,0	-225,2	0,0	0,0	-183,4	0,0	-70,8
T	Teplota - max (obálka)		0,0	68,2	0,0	44,6	0,0	30,9	0,0	0,0	44,6	0,0	68,2
	Teplota - min (obálka)		0,0	-36,3	0,0	-83,6	0,0	-16,5	0,0	0,0	-83,6	0,0	-36,3
W	Větr - max (obálka)		0,0	51,2	85,2	179,5	86,0	185,2	170,2	85,2	179,5	0,0	51,2
	Větr - min (obálka)		0,0	-51,2	-85,2	-179,5	-86,0	-185,2	-170,2	-85,2	-179,5	0,0	-51,2
FR	Tření v ložiskách - char MVL		119,7	-	0,0	-	0,0	-	421,0	0,0	-	119,7	-
	Tření v ložiskách - freq MVL		84,7	-	0,0	-	0,0	-	342,5	0,0	-	84,7	-
	Tření v ložiskách - kvazi		62,4	-	0,0	-	0,0	-	249,8	0,0	-	62,4	-
BR	Brzdné síly - tam		0,0	0,0	0,0	-0,1	0,0	0,0	-352,8	0,0	0,1	0,0	-0,1
	Brzdné síly - zpět		0,0	0,0	0,0	0,1	0,0	0,0	352,8	0,0	-0,1	0,0	0,1
MVL	Char. hodnoty - max (obálka)		0,0	1636,2	3,4	2940,9	3,2	3029,7	0,5	3,4	2940,9	0,0	1636,2
	Char. hodnoty - min (obálka)		0,0	-175,0	-3,8	-229,9	-3,6	-241,7	-0,5	-3,8	-229,9	0,0	-175,0
	Časté hodnoty - max		0,0	1004,5	1,6	1539,2	1,5	1574,0	0,2	1,6	1539,2	0,0	1004,5
	Časté hodnoty - min		0,0	-97,2	-1,9	-120,6	-1,8	-124,2	-0,2	-1,9	-120,6	0,0	-97,2
Kombinace	MSÚ 6.10a	MAX	50,8	3386,3	83,8	8950,4	84,3	9246,9	682,0	83,8	8950,4	50,8	3386,3
		MIN	-50,8	1126,1	-75,7	4215,8	-76,2	4288,4	-682,1	-75,7	4215,9	-50,8	1126,1
	MSÚ 6.10b	MAX	127,1	3932,5	134,2	9812,6	134,6	10140,1	990,3	134,2	9812,5	127,1	3932,5
		MIN	-127,1	821,9	-127,4	3410,6	-125,9	5956,4	-990,3	-127,4	3410,8	-127,1	821,9
	Char.	MAX	84,7	3136,7	90,5	8019,6	91,1	8293,0	695,5	90,5	8019,6	84,7	3136,7
		MIN	-84,7	1122,5	-83,5	4266,8	-84,2	4348,8	-695,5	-83,6	4266,8	-84,7	1122,5
	Kvazi	MAX	31,2	1503,8	3,6	4993,4	3,6	5167,5	124,9	3,6	4993,4	31,2	1503,8
		MIN	-31,2	1310,0	3,6	4562,5	3,6	4693,4	-125,0	3,6	4562,5	-31,2	1310,0

Tabulka 28: Hodnoty reakcí působících na levá ložiska





Tabulka 29: Seizmická komb. levá ložiska

HODNOTY REAKCÍ OD PŮSOBÍCIHO ZATÍŽENÍ NA LOŽISKA													
LEVÁ LOŽISKA (ve směru staničení)	Zatěžovací stav		OP1 - 1		P2 - 1		P3 - 1		P4 - 1			OP5 - 1	
			Fy	Fz	Fy	Fz	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fy	Fz
			[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
G <sub>0</sub>	Vlastní tíha		0,0	1144,5	0,4	3905,5	0,4	4019,8	0,0	0,4	3905,5	0,0	1144,5
G <sub>1</sub>	Ostatní stálé		0,0	254,5	3,2	882,2	3,2	907,0	0,0	3,2	882,2	0,0	254,5
P	Předpětí		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
CS	Smršťování a dotvarování		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
S	Sedání - max (obálka)		0,0	70,8	0,0	183,4	0,0	225,2	0,0	0,0	183,4	0,0	70,8
	Sedání - min (obálka)		0,0	-70,8	0,0	-183,4	0,0	-225,2	0,0	0,0	-183,4	0,0	-70,8
T	Teplota - max (obálka)		0,0	68,2	0,0	44,6	0,0	30,9	0,0	0,0	44,6	0,0	68,2
	Teplota - min (obálka)		0,0	-36,3	0,0	-83,6	0,0	-16,5	0,0	0,0	-83,6	0,0	-36,3
EQ	Zatížení zemětřesením		0,0	1,4	64,2	0,9	64,8	1,0	0,4	64,3	0,9	0,0	1,4
Kombinace	Seizmická	MAX	61,1	1505,2	67,8	4994,3	68,4	5168,6	0,4	67,9	4994,3	0,0	1505,2
		MIN	0,0	1311,4	67,8	4563,4	68,4	4694,5	0,4	67,9	4563,4	0,0	1311,4

Tabulka 30: Seizmická komb. pravá ložiska

HODNOTY REAKCÍ OD PŮSOBÍCIHO ZATÍŽENÍ NA LOŽISKA													
PRAVÁ LOŽISKA (ve směru staničení)	Zatěžovací stav		OP1 - 1		P2 - 1		P3 - 1		P4 - 1			OP5 - 1	
			Fy	Fz	Fy	Fz	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fy	Fz
			[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
G <sub>0</sub>	Vlastní tíha		-0,2	1144,4	-0,3	3905,8	-0,3	4019,6	0,0	-0,3	3905,8	-0,2	1144,4
G <sub>1</sub>	Ostatní stálé		-1,7	344,0	-2,0	1160,0	-2,1	1194,8	0,0	-2,0	1160,0	-1,7	344,0
S	Sedání - max (obálka)		0,0	70,9	0,0	183,6	0,0	225,5	0,0	0,0	183,6	0,0	70,9
	Sedání - min (obálka)		0,0	-70,9	0,0	-183,6	0,0	-225,5	0,0	0,0	-183,6	0,0	-70,9
T	Teplota - max (obálka)		0,0	68,2	0,0	44,6	0,0	31,0	0,0	0,0	44,6	0,0	68,2
	Teplota - min (obálka)		0,0	-36,4	0,0	-83,7	0,0	-16,5	0,0	0,0	-83,7	0,0	-36,4
EQ	Zatížení zemětřesením		63,1	1,4	64,1	0,9	64,8	1,0	0,4	64,2	0,9	63,2	1,4
Kombinace	Seizmická	MAX	61,1	1594,8	61,9	5272,6	62,4	5456,5	0,5	61,9	5272,6	61,3	1594,8
		MIN	61,1	1400,7	61,8	4841,2	62,4	4981,8	0,4	61,9	4841,2	61,3	1400,8



## 7.2 POSUNY LOŽISEK

Návrhové hodnoty posunů jsou založeny na charakteristických kombinacích v souladu s ČSN EN 1990, ale s doplněnými součiniteli zatížení pro mezní stav únosnosti a mezní stav použitelnosti.

Obrázek 26: Přehled uvažovaných dílčích součinitelů zatížení pro výpočet posunů ložisek [12]

Účinek	Součinitel v MSÚ	Součinitel v MSP
Předpětí	1,0	1,0
Smršťováním	1,6	1,6
Dotvarování	1,35	1,35
Teplota	1,5	1,0
Brzdné síly	1,35	1,0

Tabulka 31: Hodnoty posunů od působícího zatížení na pravá ložiska

HODNOTY POSUNŮ OD PŮSOBÍCÍHO ZATÍŽENÍ NA LOŽISKA							
PRAVÁ LOŽISKA (ve směru staničení)	Zatěžovací stav		OP1 - 1	P2 - 1	P3 - 1	P4 - 1	OP5 - 1
			dx	dx	dx	dx	dx
			[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
C	Dotvarování		25,2	17,5	8,8	0,0	-7,6
S	Smršťování		36,1	26,0	13,0	0,0	-10,1
T -	Tcon (ochlazení)		61,4	44,2	11,7	0,0	-17,2
T +	Texp (oteplení)		-40,0	-28,8	-14,4	0,0	11,2
BR	Rozjezd/Brždění (+/-)		19,5	19,5	19,5	19,4	19,4
<b>MAX POSUNY</b>			204,9	152,7	73,0	26,2	39,6
<b>MIN POSUNY</b>			-60,0	-43,2	-21,6	0,0	-52,3

Tabulka 32: Hodnoty posunů od působícího zatížení na levá ložiska

HODNOTY POSUNŮ OD PŮSOBÍCÍHO ZATÍŽENÍ NA LOŽISKA							
LEVÁ LOŽISKA (ve směru staničení)	Zatěžovací stav		OP1 - 2	P2 - 2	P3 - 2	P4 - 2	OP5 - 2
			dx	dx	dx	dx	dx
			[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
C	Dotvarování		25,1	17,5	8,8	0,0	-7,6
S	Smršťování		36,1	26,0	13,0	0,0	-10,1
T -	Tcon (ochlazení)		61,4	44,2	11,7	0,0	-17,2
T +	Texp (oteplení)		-40,0	-28,8	-10,8	0,0	11,2
BR	Rozjezd/Brždění (+/-)		19,5	19,5	19,5	19,4	19,4
<b>MAX POSUNY</b>			204,9	152,6	73,0	26,2	39,6
<b>MIN POSUNY</b>			-60,0	-43,2	-16,2	0,0	-52,2





## 8 SPODNÍ STAVBA

### 8.1 PILÍŘE

Pilíře byly navrženy a posouzeny s ohledem na reakce v ložiskách společně s vodorovnými silami od tření. V rámci posouzení byla uvažována i mimořádná kombinace zatížení s vlivem zemětřesení. Tvar pilířů je navržen jako obdélníkový o rozměrech 1,2 x 2,20 m se zkosením 350/250 mm, pilíře jsou zakončeny nasazenou hlavicí pro osazení lisů pro výměru ložisek (viz VL 4 - 304.05).

Tabulka 33: Krycí vrstva betonářské výztuže pilířů

Výpočet krycí vrstvy – betonářská výztuž			
Návrhová životnost:	100 let	Průměr prutu:	32 mm
Pevnostní třída:	C30/37	Deskové konstrukce:	NE
Zajištěná kontrola kvality výroby:	NE	Stupeň vlivu prostředí:	XF2, XD1
Třída konstrukce:		S6	

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

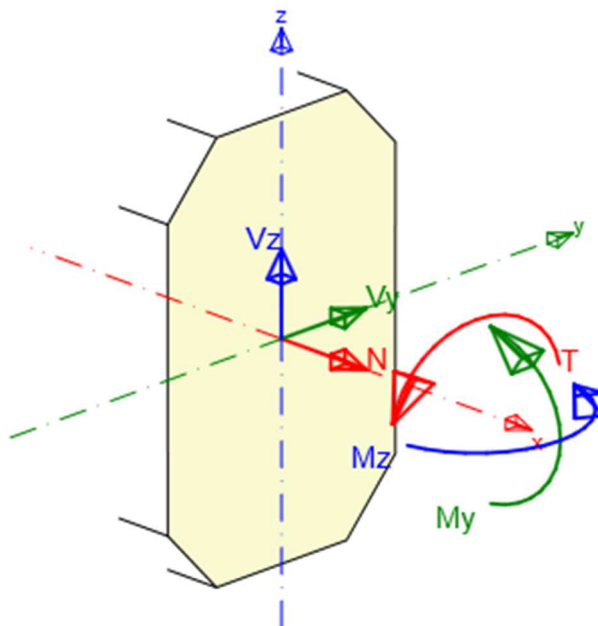
$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{mm}\}$$

min. krycí vrstva z hlediska soudržnosti:	$c_{min,b} = 32$	mm
min. krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí:	$c_{min,dur} = 45$	mm
přídavná bezpečnostní složka:	$\Delta c_{dur,y} = 0$	mm
redukce min. krycí vrstvy při použití nerezové oceli:	$\Delta c_{dur,st} = 0$	mm
redukce min. krycí vrstvy při použ. přídavné ochrany:	$\Delta c_{dur,add} = 0$	mm
min. betonová krycí vrstva:	$c_{min} = 45$	mm
přídavek k min. krycí vrstvě:	$\Delta c_{dev} = 10$	mm

$$c_{nom} = 55 \text{ mm}$$

#### 8.1.1 Pilíř s pevným ložiskem

Posouzení pilířů proběhla v programu IDEA StatiCa s vyhledáním nejhorších extrémů v konstrukci. V rámci posouzení byly zohledněny účinky druhého řádu.



Obrázek 49: Uvažovaný souřadný systém na pilíři

Tabulka 34: Výpočet působícího zatížení na pilíř P4-2

VÝPOČET PŮSOBÍCÍHO ZATÍŽENÍ NA PILÍŘ P4 - 2										
Typ zatížení	F <sub>x</sub> [kN]	F <sub>y</sub> [kN]	F <sub>z</sub> [kN]	Výška konstrukce [m]	N <sub>x</sub> [kN]	V <sub>y</sub> [kN]	V <sub>z</sub> [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>z</sub> [kNm]
MSÚ	990,3	134,2	9812,5	13,5	9812,5	134,2	990,3	0,0	13368,6	1812,1
Seism. char.	0,4	67,9	4994,3		4994,3	67,9	0,4	0,0	5,0	916,5
	695,5	134,2	8019,6		8019,6	0,0	0,0	0,0	9388,9	1812,1
kvazi	125,0	3,6	4993,4		4993,4	0,0	0,0	0,0	1686,9	49,0

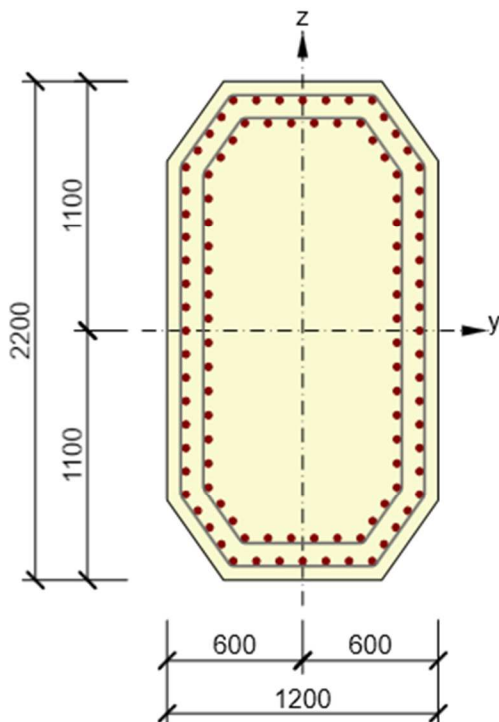
Obrázek 50: Schéma vyztužení pilíře s pevným ložiskem v patě

Pro pilíř s pevným ložiskem bylo navrženo následující vyztužení betonářskou výztuží:

- Podélná výztuž podél průřezu vnější  $\varnothing$  32 à 110 mm
- Podélná výztuž podél průřezu vnitřní  $\varnothing$  32 à 110 mm
- Smyková výztuž vnější (2 střihy)  $\varnothing$  12 à 200 mm
- Smyková výztuž vnitřní (2 střihy)  $\varnothing$  12 à 200 mm



Vyztužený průřez: R 1



Beton: C30/37  
 Stáří: 28,0 d  
 Výztuž: (B 500B)  
 7 $\phi$ 32 (5630mm<sup>2</sup>), z = 1017 mm  
 2 $\phi$ 32 (1608mm<sup>2</sup>), z = 944 mm  
 6 $\phi$ 32 (4825mm<sup>2</sup>), z = 917 mm  
 2 $\phi$ 32 (1608mm<sup>2</sup>), z = 870 mm  
 2 $\phi$ 32 (1608mm<sup>2</sup>), z = 842 mm  
 2 $\phi$ 32 (1608mm<sup>2</sup>), z = 797 mm  
 2 $\phi$ 32 (1608mm<sup>2</sup>), z = 767 mm  
 2 $\phi$ 32 (1608mm<sup>2</sup>), z = 723 mm  
 2 $\phi$ 32 (1608mm<sup>2</sup>), z = 691 mm  
 2 $\phi$ 32 (1608mm<sup>2</sup>), z = 620 mm  
 2 $\phi$ 32 (1608mm<sup>2</sup>), z = 585 mm  
 2 $\phi$ 32 (1608mm<sup>2</sup>), z = 517 mm  
 2 $\phi$ 32 (1608mm<sup>2</sup>), z = 479 mm  
 2 $\phi$ 32 (1608mm<sup>2</sup>), z = 413 mm  
 2 $\phi$ 32 (1608mm<sup>2</sup>), z = 372 mm  
 2 $\phi$ 32 (1608mm<sup>2</sup>), z = 310 mm  
 2 $\phi$ 32 (1608mm<sup>2</sup>), z = 266 mm  
 2 $\phi$ 32 (1608mm<sup>2</sup>), z = 207 mm  
 2 $\phi$ 32 (1608mm<sup>2</sup>), z = 160 mm  
 2 $\phi$ 32 (1608mm<sup>2</sup>), z = 103 mm  
 2 $\phi$ 32 (1608mm<sup>2</sup>), z = 53 mm

Třmínky:  
 $\phi$ 12 - 200 mm  
 $\phi$ 12 - 200 mm

Tabulka 35: Posouzení průřezu – MSÚ, MSP

Rozhodující typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	-8020,0	9389,0	1813,0			99,7	OK
Typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-9813,0	13807,6	5366,6			55,7	OK
Smyk	-9813,0			1000,2	0,0	37,5	OK
Omezení napětí	-8020,0	9389,0	1813,0			99,7	OK
Šířka trhliny	-4994,0	1687,0	50,0			0,0	OK

Tabulka 36: Posouzení průřezu – Seismická kombinace

Rozhodující typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-4995,0	17,4	3187,2			14,9	OK
Typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-4995,0	17,4	3187,2			14,9	OK
Smyk	-4995,0			68,0	0,0	2,9	OK



## **SEZNAM OBRÁZKŮ**

Obrázek 1: Podélný řez konstrukce .....	5
Obrázek 2: Půdorys konstrukce .....	5
Obrázek 3: Příčný řez NK.....	6
Obrázek 4: Směry působícího zatížení větrem [4].....	11
Obrázek 5: Součinitel síly pro mosty $C_{f_x,0}$ , dtot podle typu mostu [4] .....	12
Obrázek 6: Součinitel síly $c_{f,z}$ pro mosty s příčným náklonem [4].....	13
Obrázek 7: Nerovnoměrná teplota po výšce průřezu [5].....	14
Obrázek 8: Rozmístění soupravy v jednotlivých pružích [7].....	16
Obrázek 9: Model konstrukce – render – axonometrie prvních dvou polí.....	20
Obrázek 10: Model konstrukce – prvky – axonometrie celé konstrukce.....	20
Obrázek 11: Model konstrukce v příčném směru.....	21
Obrázek 12: Moment od vlastní tíhy.....	24
Obrázek 13: Posouvající síla od vlastní tíhy.....	24
Obrázek 14: Moment od ostatního stálého zatížení .....	24
Obrázek 15: Posouvající síla od ostatního stálého zatížení.....	24
Obrázek 16: Moment od primárního účinku předpětí .....	25
Obrázek 17: Normálová síla od primárního účinku předpětí.....	25
Obrázek 18: Moment od sekundárního účinku předpětí.....	25
Obrázek 19: Normálová síla od sekundárního účinku předpětí .....	25
Obrázek 20: Moment od primárního účinku předpětí .....	25
Obrázek 21: Normálová síla od primárního účinku předpětí.....	25
Obrázek 22: Moment od sekundárního účinku předpětí.....	25
Obrázek 23: Normálová síla od sekundárního účinku předpětí .....	26
Obrázek 24: Moment od nerovnoměrného sedání .....	26
Obrázek 25: Posouvající síla od nerovnoměrného sedání .....	26
Obrázek 26: Moment od zatížení dopravou .....	26
Obrázek 27: Posouvající síla od zatížení dopravou .....	27
Obrázek 28: Napětí v dolních vláknech od nerovnoměrné teploty .....	27
Obrázek 29: Napětí v horních vláknech od nerovnoměrné teploty .....	27
Obrázek 30: Doporučené hodnoty součinitelů $\psi$ [2] .....	28
Obrázek 31: přehled kombinací pro MSP [2] .....	30
Obrázek 32: Napětí v horních vláknech při vnesení ostatního stálého zatížení .....	32
Obrázek 33: Napětí ve spodních vláknech při vnesení ostatního stálého zatížení.....	32
Obrázek 34: Ověření dekomprese v kvazistálé kombinaci v řezu B.....	32



---

Obrázek 35: Napětí v horních vláknech při uvedení do provozu, častá kombinace .....	33
Obrázek 36: Napětí ve spodních vláknech při uvedení do provozu, častá kombinace .....	33
Obrázek 37: Napětí v horních vláknech při uvedení do provozu, char. kombinace .....	33
Obrázek 38: Napětí ve spodních vláknech při uvedení do provozu, char. kombinace.....	33
Obrázek 39: Ověření dekomprese v časté kombinaci UP v řezu B .....	34
Obrázek 40: Napětí v horních vláknech na konci životnosti, častá kombinace .....	34
Obrázek 41: Napětí ve spodních vláknech na konci životnosti, častá kombinace .....	34
Obrázek 42: Napětí v horních vláknech na konci životnosti, char. kombinace .....	34
Obrázek 43: Napětí ve spodních vláknech při uvedení do provozu, char. kombinace.....	35
Obrázek 45: Vyztužení průřezu A.....	36
Obrázek 46: Vyztužení průřezu B.....	37
Obrázek 47: Vyztužení průřezu C.....	38
Obrázek 48: Vyztužení průřezu D .....	39
Obrázek 49: Schéma rozmístění ložisek.....	40
Obrázek 50: Uvažovaný souřadný systém na pilíři .....	46
Obrázek 51: Schéma vyztužení pilíře s pevným ložiskem v patě .....	46



## **SEZNAM TABULEK**

Tabulka 1: Použité betony .....	7
Tabulka 2: Materiálové vlastnosti betonu .....	7
Tabulka 3: Materiálové vlastnosti betonářské výztuže .....	7
Tabulka 4: Materiálové vlastnosti předpínací výztuže .....	8
Tabulka 5: Krycí vrstva předpínací výztuže .....	9
Tabulka 6: Kontrola generovaného stavu .....	10
Tabulka 7: Plošná zatížení .....	10
Tabulka 8: Liniová a bodová zatížení .....	10
Tabulka 9: Výpočet zatížení větrem .....	11
Tabulka 10: Výpočet rovnoměrné teploty .....	14
Tabulka 11: Geometrie průřezu .....	14
Tabulka 12: Rozložení teploty po průřezu .....	14
Tabulka 13: Hodnoty regulačních součinitelů $\alpha$ pro ČR [7] .....	15
Tabulka 14: Parametry zvláštních vozidel pro silnice I. a II. třídy [7] .....	16
Tabulka 15: Výpočet brzdných a rozjezdových sil pro LM1 .....	17
Tabulka 16: Výpočet brzdných a rozjezdových sil pro LM3 .....	18
Tabulka 17: Zatížení seismicitou .....	19
Tabulka 18: Fáze výstavby .....	21
Tabulka 19: Geometrie kabelu předpětí .....	23
Tabulka 20: Návrhové hodnoty zatížení STR/GEO [2] .....	29
Tabulka 21: Návrhové hodnoty zatížení v mimořádných a seismických kombinacích zatížení [2] .....	30
Tabulka 22: Posouzení MSÚ v průřezu A .....	36
Tabulka 23: Posouzení MSÚ v průřezu B .....	37
Tabulka 24: Posouzení MSÚ v průřezu C .....	38
Tabulka 25: Posouzení MSÚ v průřezu D .....	39
Tabulka 26: Hodnoty reakcí působících na pravá ložiska .....	41
Tabulka 27: Hodnoty reakcí působících na levá ložiska .....	42
Tabulka 28: Seismická komb. levá ložiska .....	43
Tabulka 29: Seismická komb. pravá ložiska .....	43
Tabulka 30: Hodnoty posunů od působícího zatížení na pravá ložiska .....	44
Tabulka 31: Hodnoty posunů od působícího zatížení na levá ložiska .....	44
Tabulka 32: Krycí vrstva betonářské výztuže pilířů .....	45
Tabulka 33: Výpočet působícího zatížení na pilíř P4-2 .....	46
Tabulka 34: Posouzení průřezu – MSÚ, MSP .....	47



---

Tabulka 35: Posouzení průřezu – Seizmická kombinace .....47

# ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



## BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

**Návrh spojitě dvoutrámové mostní konstrukce na obchvatu Náchoda**

Design of double T-beam bridge structure on Nachod bypass

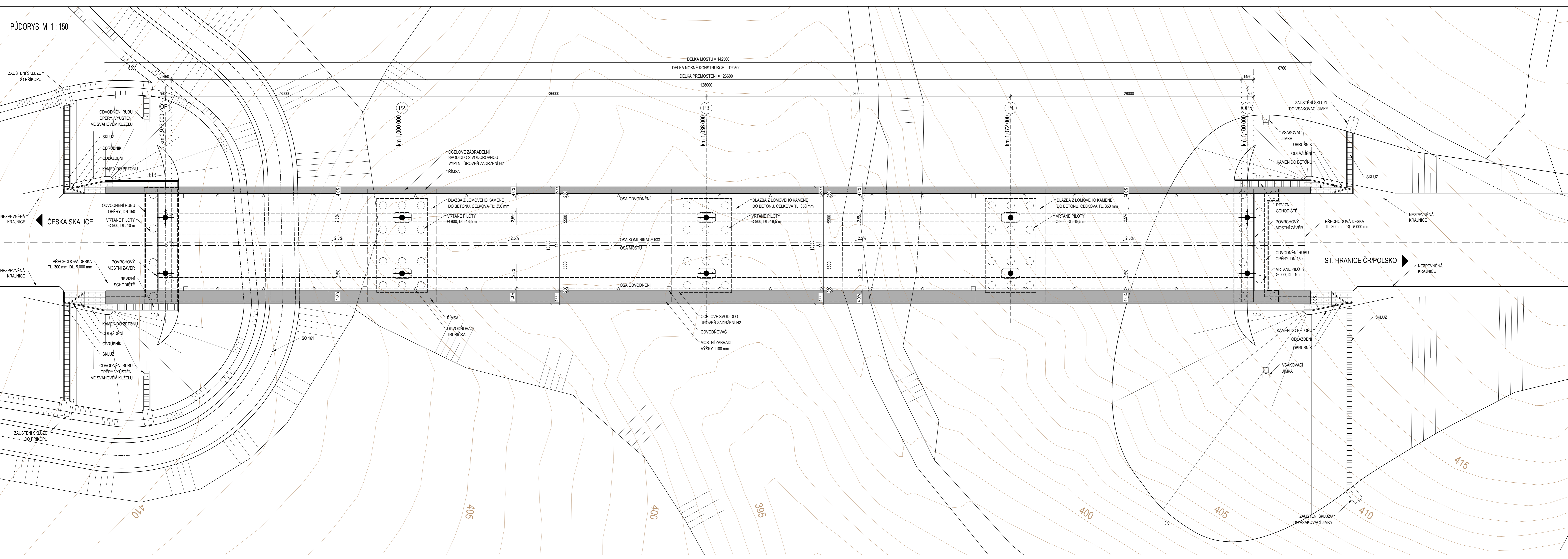
### **C. Výkresová dokumentace**

**Zuzana Vávrová**



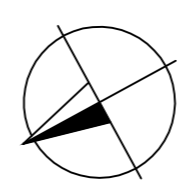
Č.PŘÍLOHY	NÁZEV PŘÍLOHY	MĚŘÍTKO
C.1	Půdorys	1:150
C.2	Podélný řez, vzorový příčný řez	1:150/50
C.3.1	Příčné řezy v ose pilířů	1:100
C.3.2	Příčné řezy v ose opěr	1:100
C.4	Schéma vedení předpínací výztuže	1:250/100





LEGENDA K LOŽISKŮM:

- VŠESMĚRNĚ PNUTÉ HRANICOVÉ LOŽISKO
- JEDNOSMĚRNĚ PNUTÉ HRANICOVÉ LOŽISKO
- PEVNÉ HRANICOVÉ LOŽISKO



POZNÁMKY:

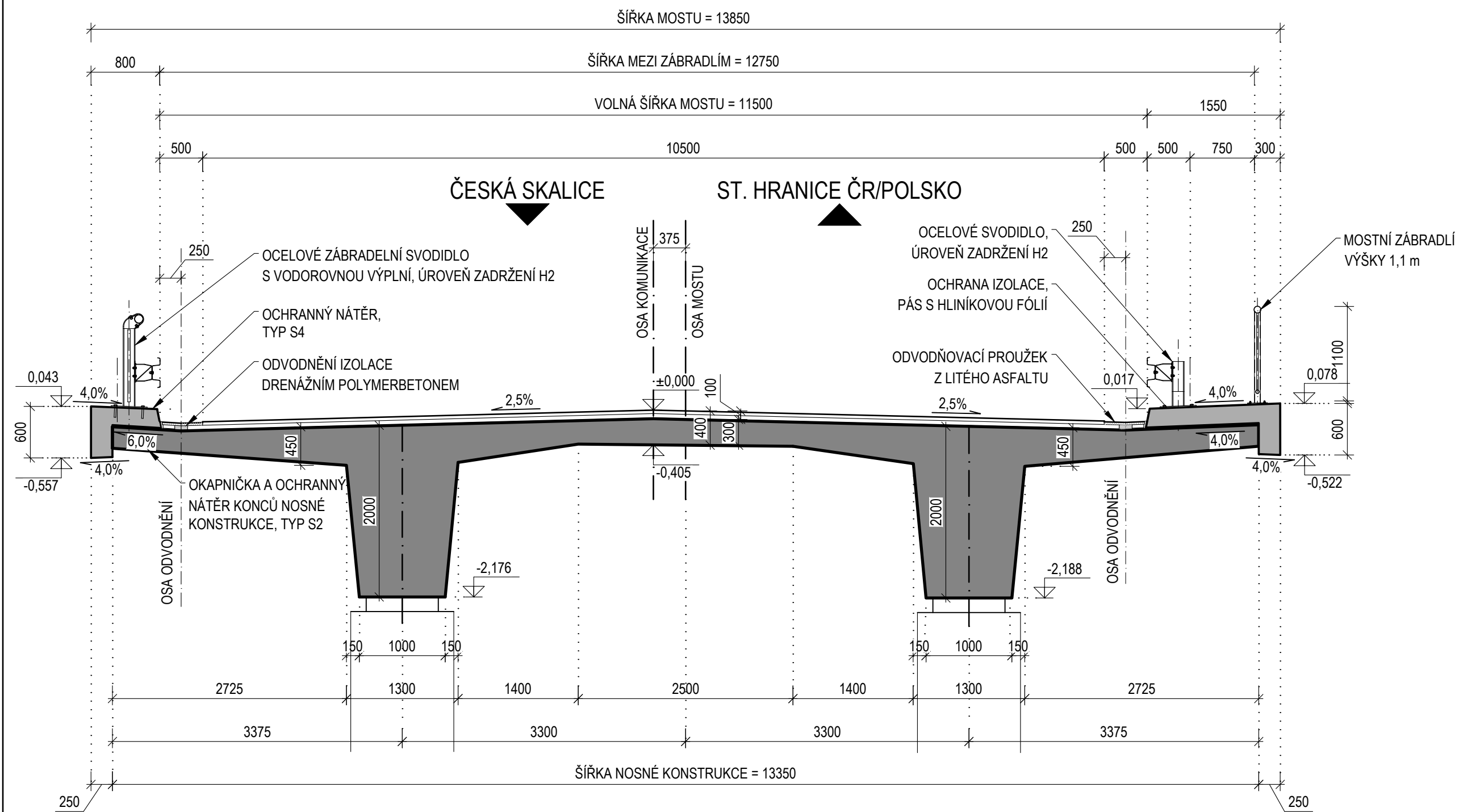
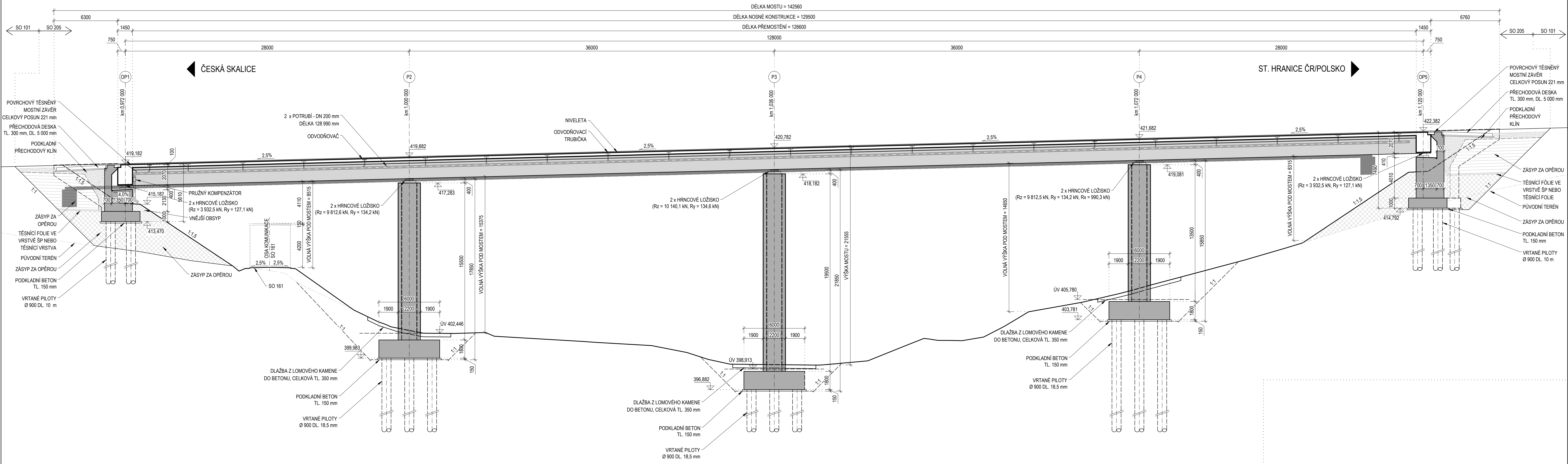
1. POKUD NENÍ UVEDENO JINAK JE ZKOSENI HRAN 15/15
2. ZASYPANÉ ČÁSTI SE OPATŘÍ OCHRANNÝM NÁTĚREM ALP-2xALN
3. VŠECHNY PRACOVNÍ SPÁRY BUDOU ZDRSNĚNY HRÁBĚMI
4. NIVELAČNÍ ZNAČKY ČEPOVÉ, HŘEBOVÉ A ODRAZNÉ TERČÍKY NA NK BUDOU PŘIDĚLÁNY PO ODLEDNĚNÍ JEDNOTLIVÝCH ČÁSTÍ
5. VEŠKERÉ DETAILY JSOU URČENY DLE VZOROVÝCH LISTŮ POZEMNÍCH KOMUNIKACÍ VL4 (květen 2015)

BETONY:

- PODKLADNÍ BETON (OPĚRY, PILÍŘE) C16/20 - XA2, X0
- PILÓTY C25/30 - XA2
- ZÁKLADY OPĚR A PILÍŘŮ C25/30 - XA2, XC2, XF1
- DRÁKY OPĚR, MOSTNÍ KRÍDLA C30/37 - XC2, XF2, XD1
- ÚLOŽNÉ PRAHY C30/37 - XC2, XF4, XD1
- ZÁVĚRNÉ ZIDKY C30/37 - XC2, XF2, XD1
- DRÁKY PILÍŘŮ C30/37 - XF2, XD1
- PŘECHODOVÉ DESKY C25/30 - XF3
- NOSNÁ KONSTRUKCE C30/37 - XD1, XF2
- ŘÍMSY C30/37 - XF4, XD3
- PODKLADNÍ BETON DLAŽEB C20/25n - XF3

České vysoké učení technické v Praze <b>FAKULTA STAVEBNÍ</b>		Thákurova 7/2077 166 29 Praha 6 Dejvice	
Zpracovatel:	Vedoucí práce:	Obor:	Školní rok:
Věrovská Zuzana	Doc. Ing. Lukáš Vrátilík, Ph.D.	Konstrukce a dopravní stavby	2017/2018
Název:	Ročník:		Čtvrtý
BAKALÁŘSKÁ PRÁCE	17. 5. 2018		
K133 - KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ	Měřítko:		1:150
Příloha:	Formát:		12 x A4
PŮDORYS	Č. přílohy:		C. 1





**POZNÁMKY:**

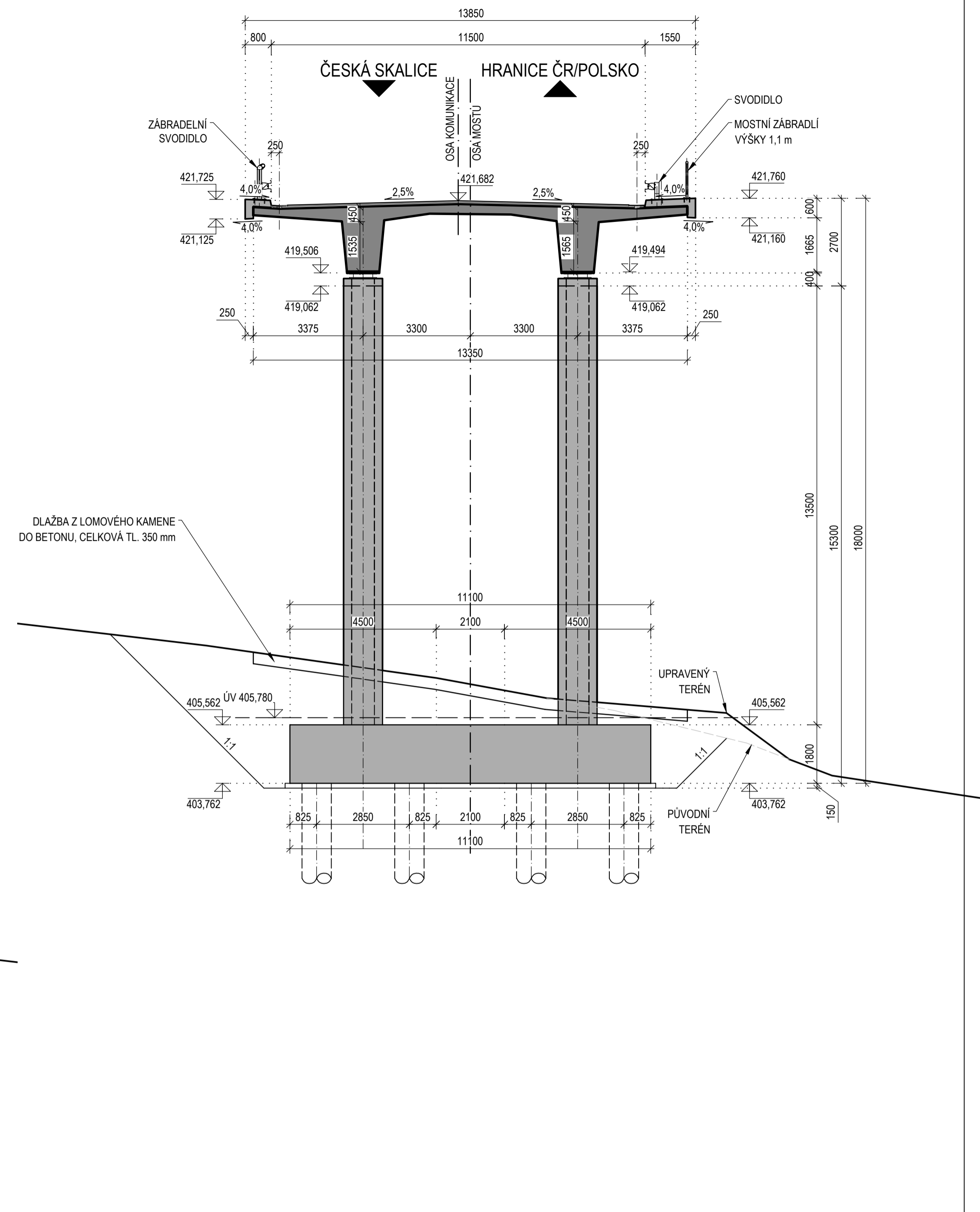
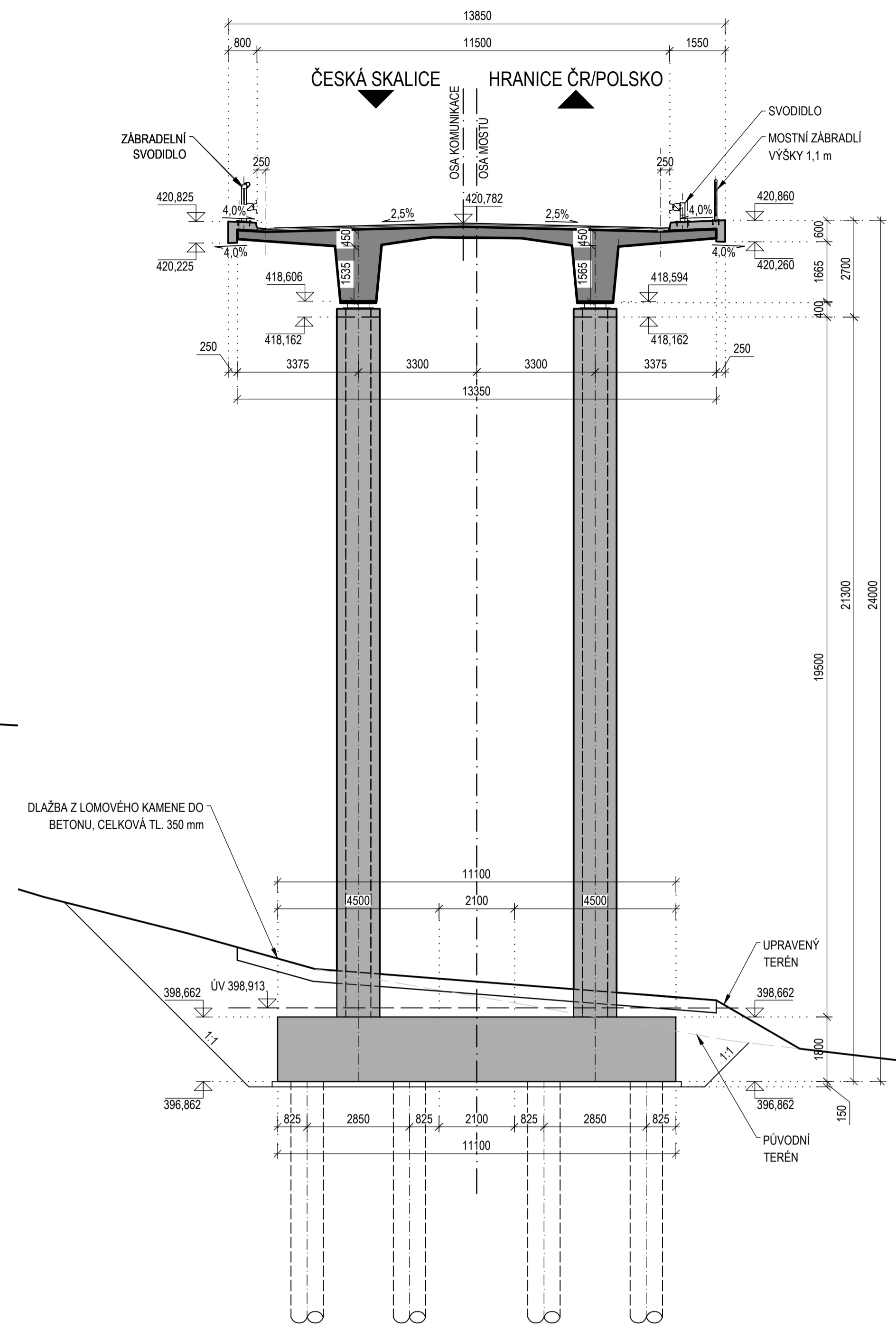
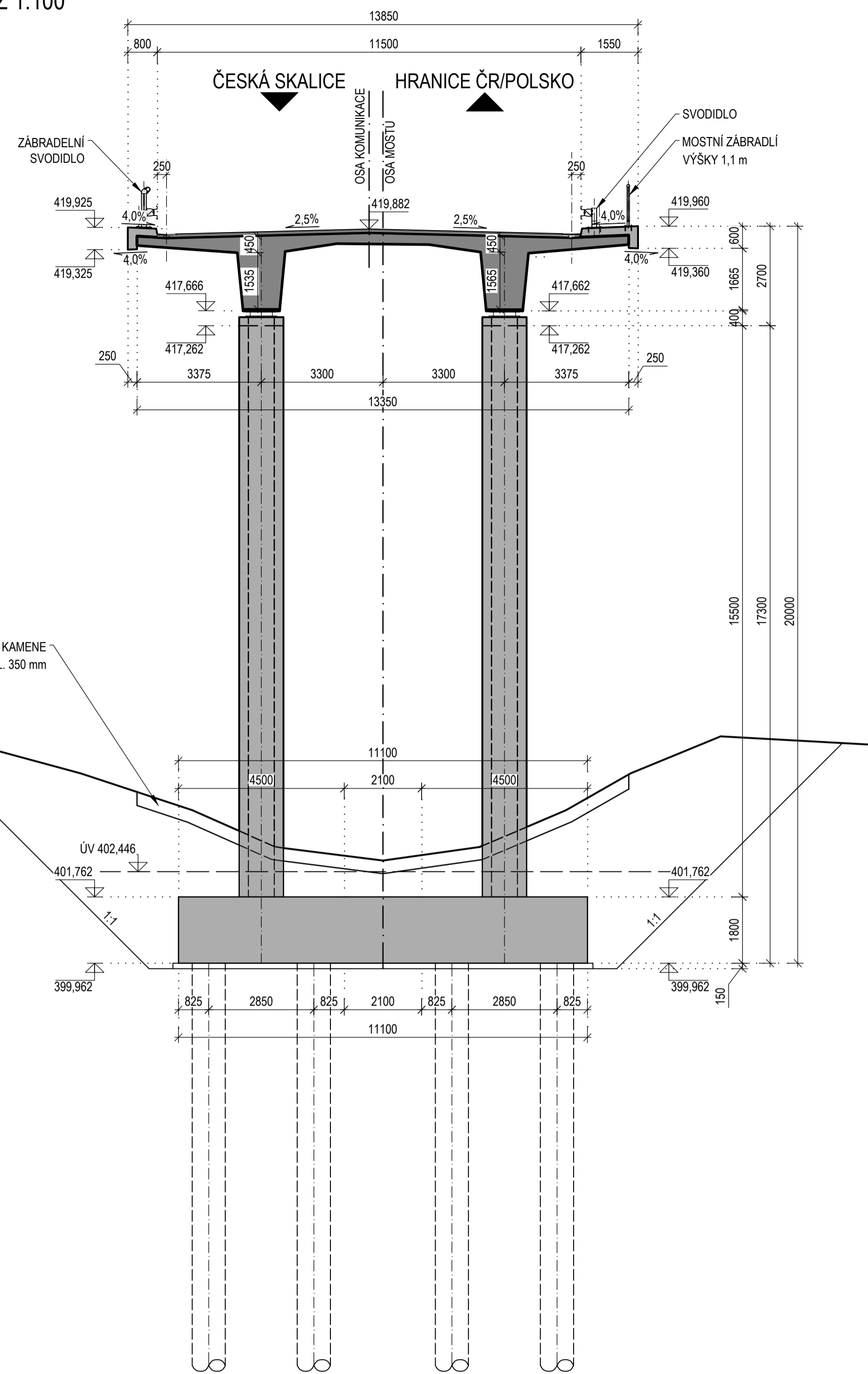
1. POKUD NENÍ UVEDENO JINAK JE ZKOŠENÍ HRAN 15/15
2. ZASYPANÉ ČÁSTI SE OPATŘÍ OCHRANNÝM NÁTĚREM ALP-2xALN
3. VŠECHNY PRACOVNÍ SPÁRY BUDOU ZDRSNĚNÝ HRÁBĚMI
4. NIVELAČNÍ ZNAČKY ČEPOVÉ, HŘEBOVÉ A ODRAZNÉ TERČIKY NA NK BUDOU PŘÍDĚLÁNY PO ODBEDNĚNÍ JEDNOTLIVÝCH ČÁSTÍ
5. VEŠKERÉ DETAILY JSOU URČENY DLE VZOROVÝCH LISTŮ POZEMNÍCH KOMUNIKACÍ VL4 (květen 2015)

**BETONY:**

- PODKLADNÍ BETON (OPĚRY, PILÍŘE) C16/20 - XA2, X0
- PILOTY C25/30 - XA2
- ZÁKLADY OPĚR A PILÍŘŮ C25/30 - XA2, XC2, XF1
- ÚLOŽNÉ PRAHY C30/37 - XC2, XF2, XD1
- ZÁVĚRNÉ ZÍDKY C30/37 - XC2, XF2, XD1
- DŘÍKY PILÍŘŮ C30/37 - XF2, XD1
- PŘECHODOVÉ DESKY C25/30 - XF3
- NOSNÁ KONSTRUKCE C30/37 - XD1, XF2
- ŘÍMSY C30/37 - XF4, XD3
- PODKLADNÍ BETON DLAŽEB C20/25n - XF3

<p>České vysoké učení technické v Praze <b>FAKULTA STAVEBNÍ</b></p>		Thákurova 7/2077 166 29 Praha 6 Dejvice	
		Zpracovala:	Vedoucí práce:
Vávřová Zuzana	Doc. Ing. Lukáš Vráblik, PhD.	Konstrukce a dopravní stavby	2017/2018
Název:	Ročník:	Čtvrtý	
BAKALÁŘSKÁ PRÁCE	Datum:	17. 5. 2018	
K133 - KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ	Měřítko:	1:150/50	
Příloha:	Formát:	10 x A4	
PODÉLNÝ ŘEZ, VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ	Č. přílohy:	C. 2	

PŘÍČNÝ ŘEZ 1:100




POZNÁMKY:

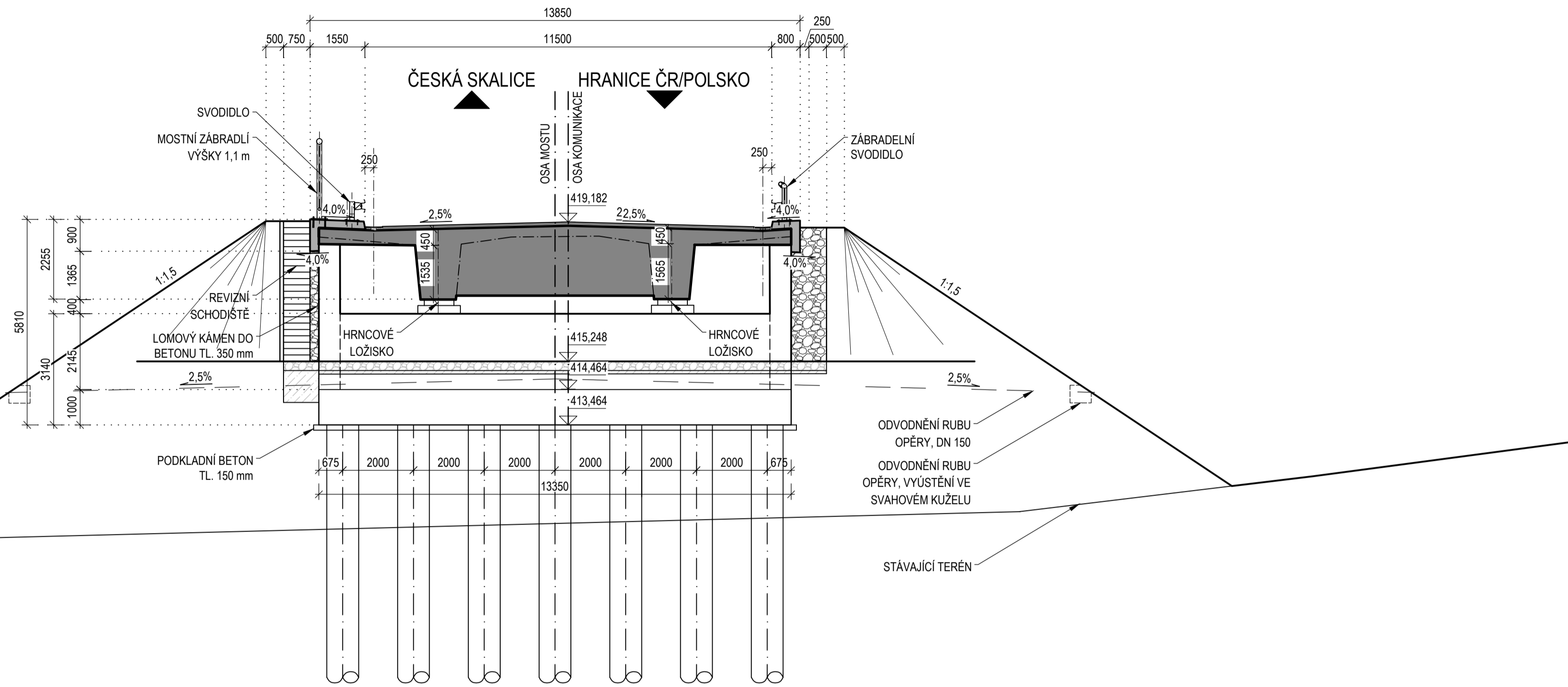
1. POKUD NENÍ UVEDENO JINAK JE ZKOSENÍ HRAN 15/15
2. ZASYPANÉ ČÁSTI SE OPATŘÍ OCHRANNÝM NÁTĚREM ALP+2xALN
3. VŠECHNY PRACOVNÍ SPÁRY BUDOU ZDRSNĚNY HRÁBĚMI
4. NIVELAČNÍ ZNAČKY ČEPOVÉ, HŘBOVÉ A ODRAZNÉ TERCÍKY NA NK BUDOU PŘIDĚLÁNY PO ODBEDNĚNÍ JEDNOTLIVÝCH ČÁSTÍ
5. VEŠKERÉ DETAILS JSOU URČENY DLE VZOROVÝCH LISTŮ POZEMNÍCH KOMUNIKACÍ VL4 (květen 2015)

BETONY:

- PODKLADNÍ BETON (OPĚRY, PILÍŘE) C16/20 - XA2, X0  
 PILOTY C25/30 - XA2  
 ZÁKLADY OPĚR A PILÍŘŮ C25/30 - XA2, XC2, XF1  
 DŘÍKY OPĚR, MOSTNÍ KŘÍDLA C30/37 - XC2, XF2, XD1  
 ÚLOŽNÉ PRAHY C30/37 - XC2, XF4, XD1  
 ZÁVĚRNÉ ŽIDKY C30/37 - XC2, XF2, XD1  
 DŘÍKY PILÍŘŮ C30/37 - XF2, XD1  
 PŘECHODOVÉ DESKY C25/30 - XF3  
 NOSNÁ KONSTRUKCE C30/37 - XD1, XF2  
 ŘÍMSY C30/37 - XF4, XD3  
 PODKLADNÍ BETON DLAŽEB C20/25n - XF3

 České vysoké učení technické v Praze <b>FAKULTA STAVEBNÍ</b>		Thákurova 7/2077 166 29 Praha 6 Dejvice	
Zpracovala:	Vedoucí práce:	Obor:	Školní rok:
Vávrová Zuzana	Doc. Ing. Lukáš Vráblik, PhD.	Konstrukce a dopravní stavby	2017/2018
Název:	Ročník:	Čtvrtý	
BAKALÁŘSKÁ PRÁCE	Datum:	17. 5. 2018	
K133 - KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ	Měřítko:	1:100	
Příloha:	Formát:	10 x A4	
PŘÍČNÉ ŘEZY V OSE PILÍŘŮ	Č. přílohy:	C. 3.1	

PŘÍČNÝ ŘEZ OPĚROU OP1  
M 1:100



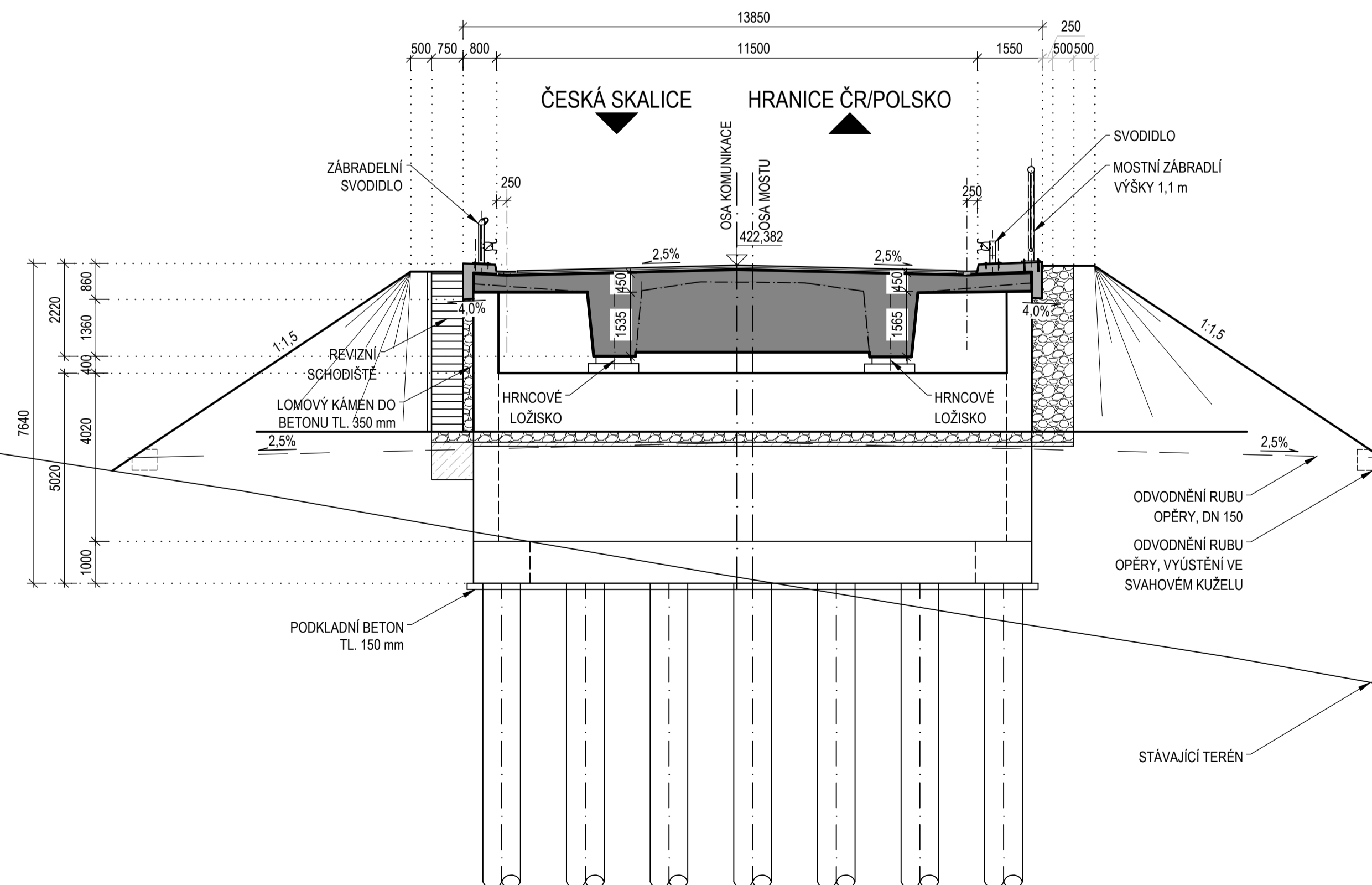
POZNÁMKY:


1. POKUD NENÍ UVEDENO JINAK JE ZKOSENÍ HRAN 15/15
2. ZASYPANÉ ČÁSTI SE OPATŘÍ OCHRANNÝM NÁTĚREM ALP+2xALN
3. VŠECHNY PRACOVNÍ SPÁRY BUDOU ZDRSNĚNY HRÁBĚMI
4. NIVELAČNÍ ZNAČKY ČEPOVÉ, HŘBOVÉ A ODRAZNÉ TERČÍKY NA NK BUDOU PŘIDĚLÁNY PO ODBEDNĚNÍ JEDNOTLIVÝCH ČÁSTÍ
5. VEŠKERÉ DETAILS JSOU URČENY DLE VZOROVÝCH LISTŮ POZEMNÍCH KOMUNIKACÍ VL4 (květen 2015)

BETONY:

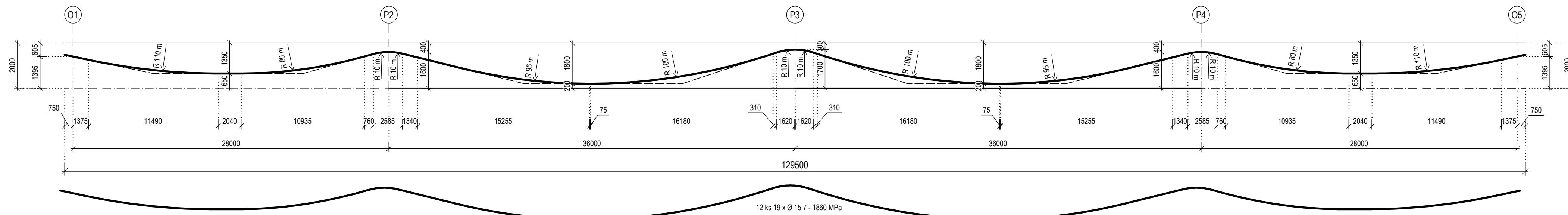
PODKLADNÍ BETON (OPĚRY, PILÍŘE)	C16/20 - XA2, X0
PILOTY	C25/30 - XA2
ZÁKLADY OPĚR A PILÍŘŮ	C25/30 - XA2, XC2, XF1
DŘÍKY OPĚR, MOSTNÍ KŘÍDLA	C30/37 - XC2, XF2, XD1
ÚLOŽNÉ PRAHY	C30/37 - XC2, XF4, XD1
ZÁVĚRNÉ ZÍDKY	C30/37 - XC2, XF2, XD1
DŘÍKY PILÍŘŮ	C30/37 - XF2, XD1
PŘECHODOVÉ DESKY	C25/30 - XF3
NOSNÁ KONSTRUKCE	C30/37 - XD1, XF2
ŘÍMSY	C30/37 - XF4, XD3
PODKLADNÍ BETON DLAŽEB	C20/25n - XF3

PŘÍČNÝ ŘEZ OPĚROU OP5  
M 1:100

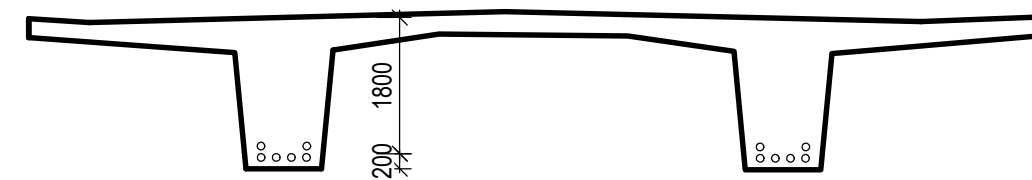


 České vysoké učení technické v Praze <b>FAKULTA STAVEBNÍ</b>		Thákurova 7/2077 166 29 Praha 6 Dejvice	
Zpracovala:	Vedoucí práce:	Obor:	Školní rok:
Vávrová Zuzana	Doc. Ing. Lukáš Vráblik, Ph.D.	Konstrukce a dopravní stavby	2017/2018
Název:	Ročník:	Čtvrtý	
BAKALÁŘSKÁ PRÁCE	17.5.2018	Měřítko:	1:100
K133 - KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ	Formát:	8 x A4	
Příloha:	Č. přílohy:	C. 3.2	
PŘÍČNÉ ŘEZY V OSE OPĚR			

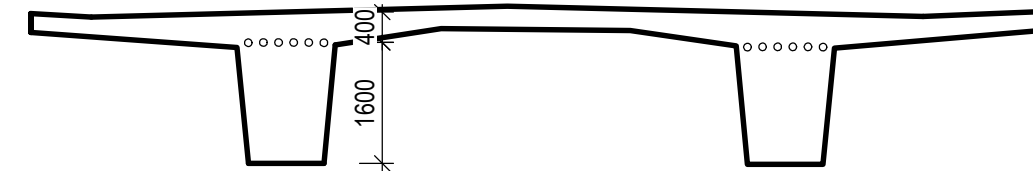
# SCHÉMA VEDENÍ PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽE M 1:250



## PŘÍČNÝ ŘEZ V 2. POLI M 1:100



## PŘÍČNÝ ŘEZ NAD PODPOROU P2 M 1:100




## VÝKAZ PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽE

ČISTÁ DÉLKA KABELU	128,43	[m]
DÉLKA PŘESAHŮ	1,51	[m]
DÉLKA KABELU CELKEM	129,94	[m]
POČET KABELŮ	12,00	[ks]
DÉLKA KABELŮ CELKEM	1559,26	[m]
HMOTNOST NA 1 m KABELU	1,18	[kg/m]
HMOTNOST KABELŮ CELKEM	1836,02	[kg]

## PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ

KABELY: 19 LAN Ø 15,7/1860 MPa  
 KABELOVÉ KANÁLKY: OCELOVÉ KANÁLKY 90/100 mm  
 KOTVY: 19 LAN Ø 15,7/1860 MPa  
 KOTEVNÍ NAPĚTÍ: 1475 MPa  
 DOBA PODRŽENÍ PŘI NAPÍNÁNÍ: 5 min  
 NAPÍNÁNÍ OBOUSTRANNÉ

 České vysoké učení technické v Praze <b>FAKULTA STAVEBNÍ</b>		Thákurova 7/2077 166 29 Praha 6 Dejvice			
		Zpracovala:	Vedoucí práce:	Obor:	Školní rok:
Vávrová Zuzana Vávrová!		Doc. Ing. Lukáš Vráblík, PhD.		Konstrukce a dopravní stavby	2017/2018
Název: <b>BAKALÁŘSKÁ PRÁCE</b> K133 - KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ			Ročník:	Čtvrtý	
			Datum:	17. 5. 2018	
			Měřítko:	1:250/100	
			Formát:	10 x A4	
Příloha: <b>SCHÉMA VEDENÍ PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽE</b>			Č. přílohy:	C. 4	