

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program: Stavební inženýrství Specializace: Konstrukce a dopravní stavby



Bakalářská práce

Návrh mostní konstrukce na obchvatu
Náchoda

Design of the bridge structure on the
Náchod bypass

Autor práce: Barabanova Mariia

Vedoucí práce: doc. Ing. Vráblík Lukáš, Ph.D., FEng.

Rok zpracování: 2024



ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: **Barabanova** Jméno: **Mariia** Osobní číslo: **501632**
Fakulta/ústav: **Fakulta stavební**
Zadávající katedra/ústav: **Katedra betonových a zděných konstrukcí**
Studijní program: **Stavební inženýrství**
Specializace: **Konstrukce a dopravní stavby**

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce:

Návrh mostní konstrukce na obchvatu Náchoda

Název bakalářské práce anglicky:

Design of the bridge structure on the Náchod bypass

Pokyny pro vypracování:

Návrh konstrukčního řešení trámové mostní konstrukce na silnici I. třídy. Základní statické posouzení konstrukce. Návrh postupu výstavby.

Seznam doporučené literatury:

Jméno a pracoviště vedoucí(ho) bakalářské práce:

doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D. katedra betonových a zděných konstrukcí FSv

Jméno a pracoviště druhé(ho) vedoucí(ho) nebo konzultanta(ky) bakalářské práce:

Datum zadání bakalářské práce: **29.02.2024** Termín odevzdání bakalářské práce: **20.05.2024**

Platnost zadání bakalářské práce: _____

doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.
podpis vedoucí(ho) práce

doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.
podpis vedoucí(ho) ústavu/katedry

prof. Ing. Jiří Máca, CSc.
podpis děkana(ky)

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Studentka bere na vědomí, že je povinna vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je třeba uvést v bakalářské práci.

Datum převzetí zadání

Podpis studentky



Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem předloženou práci vypracovala samostatně, pouze za pomoci vedoucího práce doc. Ing. Vráblík Lukáš, Ph.D., FEng. Zároveň jsem uvedla veškeré zdroje použitých obrázků, tabulek, literatury a jiných informací.

Nemám závažný důvod proti zpřístupnění této závěrečné práce v souladu se zákonem č. 121/2000 Sb., o právu autorském, o právech souvisejících s právem autorským a o změně některých zákonů (autorský zákon) v platném znění.

V Praze dne: 25. 04. 2024

Podpis:

Barabanova Mariia



Poděkování

Chtěla bych poděkovat Ing. Lukáši Vráblíkovi, Ph.D., FEng za vedení mé práce a strávený čas při konzultacích. Dále dekuji Ing. Adamu Froňkovi za navedení správným směrem a veškerou pomoc.



Abstrakt

Práce je zaměřena na návrh a posouzení trémové mostní konstrukce. Nosná konstrukce je dvoutrémová dodatečně předpjatá monolitická, z technologických důvodů jen s koncovými příčnicí nad opěrami. Nachází se v Královéhradském kraji, obci Vysokov.

Teoretická část zahrnuje popis trémových mostů a jejich rozdělení z hlediska tvarů nosné konstrukce, délky rozpětí a statického působení.

Praktická část zahrnuje základní statický výpočet, provedení návrhu předpětí a posouzení konstrukce podle Eurokódů. Na základě vybraného konstrukčního řešení byla vybrána technologie výstavby a byl navržen postup výstavby včetně etap.

Klíčová slova

Most, trémový most, dodatečně předpjatý beton, spojitý nosník, pevná skruž, monolitická konstrukce



Abstract

The work focuses on the design and assessment of a beam bridge structure. The load-bearing structure is a two-beam, post-tensioned, monolithic construction, with end diaphragms only above the supports due to technological reasons. It is located in the Hradec Králové Region, in the village of Vysokov.

The theoretical part includes a description of beam bridges and their classification in terms of the shapes of the load-bearing structure, span lengths, and static behavior.

The practical part includes a basic static calculation, the design of prestressing, and the assessment of the structure according to Eurocodes. Based on the chosen structural solution, the construction technology was selected, and the construction process, including the stages, was designed.

Key words

Bridge, girder construction, post-tensioned concrete, continuous beam, solid falsework, monolithic construction



Obsah

I. Úvod	9
II. Teoretická část	10
1. Rešerše trémových mostů	10
1.1 Specifikace předpjatých trémových mostů	10
1.2 Rozdělení	11
III. Komentovaná praktická část	13
3. Územní podmínky a základní údaje	13
3.1 Charakter překážky a převáděné komunikace	13
3.2 Geotechnické podmínky	14
4. Technické řešení mostu	15
4.1 Schéma	15
4.1.1 Schéma v příčném směru	15
4.1.2 Schéma v podélném směru	17
4.1.3 Prutový model konstrukce	18
4.2 Průřezové charakteristiky	18
5. Materialy	19
5.1 Beton	19
5.2 Předpínací výztuž	23
5.3 Betonářská výztuž	24
6. Zatížení a kombinace	24
6.1 Stálé zatížení	24



6.1.1	Vlastní tíha	24
6.1.2	Ostatní stálé	24
6.2	Proměnné zatížení	25
6.2.1	Zatížení dopravou.....	25
6.2.2	Zatížení teplotou	26
6.3	Kombinace.....	27
6.3.1	Mezní stav únosnosti	27
6.3.1	Mezní stav použitelnosti	29
7.	Návrh předpětí.....	32
8.	Posouzení konstrukce MSÚ.....	37
8.1	Posouzení NK pro kombinace ohyb M + normálová síla N	38
8.2	Posouzení smyku	42
9.	Posouzení konstrukce MSP.....	44
9.1	Mezní stav omezení napětí	44
9.2	Mezní stav omezení trhlin.....	49
9.3	Mezní stav omezení průhybů	50
9.	Výstavba.....	52
10.	Závěr.....	54
	Reference.....	56
	Seznam obrazku.....	57
	Seznam tabulek	59



I. Úvod

Tato bakalářská práce se zabývá alternativním návrhem mostu na I/33 přes biokoridor v km 1,036, který se nachází v katastrálním území Vysokov, město Náchod. Podklad práce byl poskytnut vedoucím projektové dokumentace pro vydání stavebního povolení objektu SO 205 a numerický model, který byl zpracován v rámci semestrálního projektu 133YKPJ.

Hlavním motivem pro výběr tohoto tématu bylo zkoumání chování předpjatých trémových konstrukcí, které neztrácejí popularitu a běžně se dělají v České republice.

První část bakalářské práce obsahuje přehled informací k návrhu mostů a poznatky k rozdělení trémových mostů podle různých klasifikací. Má za cíl zdůvodnit výběr konkrétního konstrukčního řešení a ukázat podle čeho se rozhodovalo. Informace byly převzaty převážně z odborných publikací.

V praktické části se zjištěné poznatky využily při návrhu optimálního konstrukčního řešení a následně na vytvoření výpočetního modelu. Byly použity výpočetní programy, které pracují s metodou konečných prvků. Lineární analýza byla provedena v softwaru SCIA Engineer. Základní statické posouzení konstrukce bylo provedeno říčním výpočtem, případně pomocí programu Excel. Postup a ověření dopočtených hodnot je podle Eurokódů. Na konci druhé části bakalářské práce je uveden a zdůvodněn výběr technologie výstavby s následujícími výkresy provedených etap.



II. Teoretická část

1. Rešerše trémových mostů

1.1 Specifikace předpjatých trémových mostů

Základní zásada navrhování mostů je maximální přizpůsobení trasy převáděné komunikace návrhu mostu. Návrh avšak musí splňovat několik důležitých kritérií, podle kterých pak zvolí konkrétní přemostění. V návaznosti na různé specifika přemostění vhodnými musí být:

- Statická schéma
- Konstrukční řešení
- Materiál
- Tvar

Výše zmíněná kritéria jsou především bezpečnost a spolehlivost návrhu, trvanlivost a udržitelnost, hospodárnost a robustnost řešení vůči okolnostem. Volba konstrukce a rozpětí zaleží na výšce nad terénem, což obsahuje poměr výšky oproti rozpětí a měřítko konstrukce vůči okolí.

Schéma	Průřez	č.	SILNIČNÍ MOSTY						ŽELEZNIČNÍ MOSTY		
			ŽB				PB		I [m]	ŽB I/d	PB I/d
			I [m]	I/d ₀	I/d _s	min I/d _s	I [m]	I/d ₀			
Stálý průřez $d_s = d_0$ 		11	8~25	25~35		35	15~20 20~35	30~40 25~30	15~30	12~18	20~30
				17~25			20~90	20~30	20~50		18~25
			20~40	14~25		25	20~60				
				13~20			18~22	10~30	10~15	15~18	

Obrázek 1: Rozdělení podle statického tvaru průřezu

Extravilán řešenou v dané práci mostní konstrukce vypadá jako mírný svah v mělkém údolí, které přechází do výrazné erozní rokle a délka přemostění je 126,6m. S ohledem na toto a na požadavky uvedené v předchozím odstavci, kritéria výběru charakteru nosné konstrukce připadají na trémový most. V dalších kapitolách budou podrobně popsány trémové konstrukce a výběr materiálu (hmotné podstaty nosné



Podle statického působení trámy mohou být navřené jako *prosté nosníky*, totiž nejjednodušší základní prvek. Je podepřen na koncích dvěma podporami, jedna je posuvná, druhá je pevná. Jako *spojitý nosník*, který má dvě nebo více polí a je obdobný ve způsobu uložení na podpory prostým nosníkům. Statický je neurčitý o počet vnitřních podpor. Dále působí trámy jako *nosníky s vloženými klouby*, *vetknuté nosníky* nebo jako *rámy* (se šikými nebo svislými stojkami).

Podle konstrukčního uspořádání příčného řezu trémové mosty se dělí na žebrové a komorové. Žebrové mají nejčastěji tvar T nebo I, s poměrem šířky k výšce 1:3 až 1:7 (b:h), pro dosažení snížení hmotnosti konstrukce šířka se volí co nejmenší. Avšak v případě této práce, což je dvoutrémová konstrukce, je typický poměr 1:1, široké a nízké trámy.

	<p>Předpjaté trámy, mostovka železobetonová nebo příčně předpjatá. Starší koncepce obvykle ztužidla nad všemi podporami nebo jen nad opěrami</p>
	<p>Dtto 5. Novější koncepce, konstantní šířka trémů, nižší ale širší trámy</p>

Obrázek 2: Typické příčné řezy předpjatých žebrových mostů (výstřižek z [2])

Komorové nosníky se navrhují na rozpětí od 40 do 300 m a při větším rozpětí se většinou kolem pilířů navrhují náběhy v podélném směru. Rozměry vnitřní komory musí odpovídat bezpečnostním požadavkům. U podpor se většinou zesilují stěny a dolní deska kvůli statickým důvodům. Díky použití volných předpínacích kabelů je možné podstatně snížit hmotnost konstrukce nahrazením plné stěny příhradovou, nebo zeslabením stěny. Detaily však bývají složité.



	<p>Nejčastěji používaný příčný řez mostů PK, výška cca 1/20 rozpětí. Časté je zesílení stěn a dolní desky nad pilíři. Od 60m se navrhuje výškové náběhy</p>
<p>a) </p> <p>b) </p> <p>c) </p>	<p>Pro široké mosty a), b) „kompaktní průřez“ c) dvě komorové konstrukce (např. spojené dobetonovanou částí desky)</p>

Obrázek 3: Některé příklady příčných řezů předpjatých komorových mostů (výstřižek [2])

I když trémové konstrukce v porovnání s deskovými jsou pracnější z výrobního hlediska, mají méně rovnoměrné rozložení zatížení v příčném směru. Mají taky své výhody, první je přednost při dosažení konstrukčního rozpětí, při němž se výrazněji uplatňuje vliv vlastní tíhy v poměru k pohyblivému zatížení. Další je jednoduchost a jasné statické působení, velká tuhost v kroucení a relativně malá průřezová plocha. [2]

III. Komentovaná praktická část

3. Územní podmínky a základní údaje

Charakteristika území značně ovlivňuje výběr technologie výstavby, a proto považují za důležité seznámit se s oblastí výstavby mostu.

3.1 Charakter překážky a převáděné komunikace

Most má délky 142,6 m, ze kterých 128,60 m je přemostění. Dále jsou uvedeny strukturovaně základní údaje: [3]

<i>Délka přemostění</i>	128,60 m
<i>Délka mostu</i>	142,60 m
<i>Délka nosné konstrukce</i>	131,00 m
<i>Rozpětí jednotlivých polí</i>	28,3 + 2 x 36,0 + 28,3 m



<i>Šikmost mostu</i>	kolmý
<i>Volná šířka mostu</i>	11,50 m
<i>Šířka průjezdního prostoru</i>	11,50 m
<i>Šířka průchozího prostoru</i>	Oboustranné revizní chodníky 2 x 0,75 m
<i>Šířka mostu</i>	14,60 m
<i>Šířka nosné konstrukce</i>	14,00 m
<i>Výška mostu nad terénem</i>	6,00 m
<i>Stavební výška</i>	2,19 m
<i>Plocha nosné konstrukce</i>	1 813,00 m ² (odečteno graficky)
<i>Plocha mostu</i>	2 081,23 m ² (odečteno graficky)
<i>Zatížení mostu</i>	Skupina zatížení 1 podle ČSN EN 1991-2

Most se nachází v Královohradeckém kraji, v katastrálním území Vysokov. Terén je zvlněný a směrem na severovýchod dochází k pozvolnému stoupání. Silnice se v místě mostního objektu nachází na násypu, který v místě opěr dosahuje výšky 8,48 resp. 7,34 m.

Převáděná komunikace má šířkové uspořádání S 11,5/70 a kříží se s biokoridorem ve výšce nivelety 420,782 m. n. m. Komunikace se v místě křížení nachází v přímé. Příčný sklon vozovky je střechovitý. Co se týče výškových poměrů v místě mostu, komunikace stoupá v konstantním sklonu 2,50 %.

3.2 Geotechnické podmínky

V místě mostního objektu byl proveden korozní průzkum, z jehož důsledku byl mostní objekt začleněn do 3. stupně základních ochranných opatření dle TP 124. [3]Jedná se o nejčastější stupeň, při kterém se navrhuje primární a sekundární ochrana. Navrhují se i konstrukční ochranná opatření, omezující vliv bludných proudů, ale bez požadavku na provaření výztuže a její vyvedení pro měření vlivu



bludných proudů. [4]

Geologická stavba a hydrogeologické poměry jsou vcelku komplexní.

S ohledem na nejhlubší měření v jedné ze sond hladina podzemní vody (HPV) se ustálila v hloubce 0,0 – 6,25 m pod úrovní terénu. Její chemická agresivita spadá pod XA1, což znamená slabě agresivní prostředí dle ČSN EN 206+A1. Agresivita pevného prostředí je XA2 a je střední agresivní (také dle ČSN EN 206+A1). Podzemní voda je vázána zejména na průlinově silně propustné a silně až zcela zvětralé pískovce. Hladina podzemní vody je mírně napjatá a v podmáčeném terénu vystupuje až na povrch. [3]

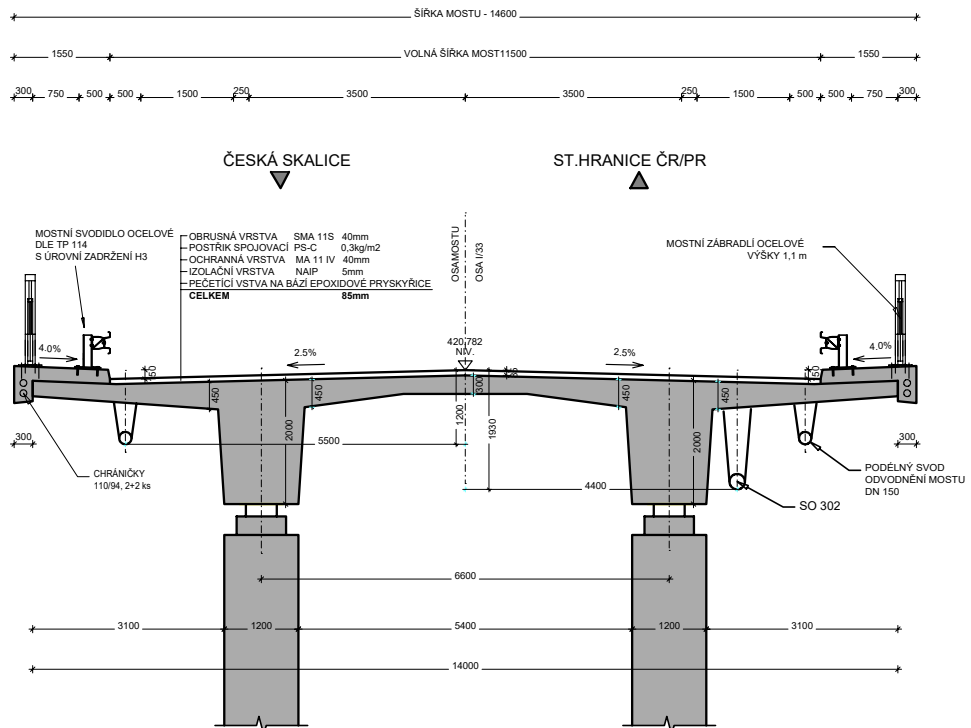
4. Technické řešení mostu

Mostní objekt tvoří spojitá předpjatá konstrukce o 4 polích s rozpětími polí 28,3m, 36m, 36m a 28,3m s kolmým uspořádáním opěr. Je tvořen monolitickými dvoutrámy výšky 2m a to je stejně jak v poli, tak nad podporou. Nosná konstrukce je podepřena dvěma ložisky na vnitřních podpěrách a na opěrách, v příčném sklonu má sklon 2,5% pro zajištění odtoku vody do odvodňovacího žlabu.

Konstrukce byla modelována jako prutový prvek, který umožňuje použití časově závislé analýzy konstrukce.

4.1 Schéma

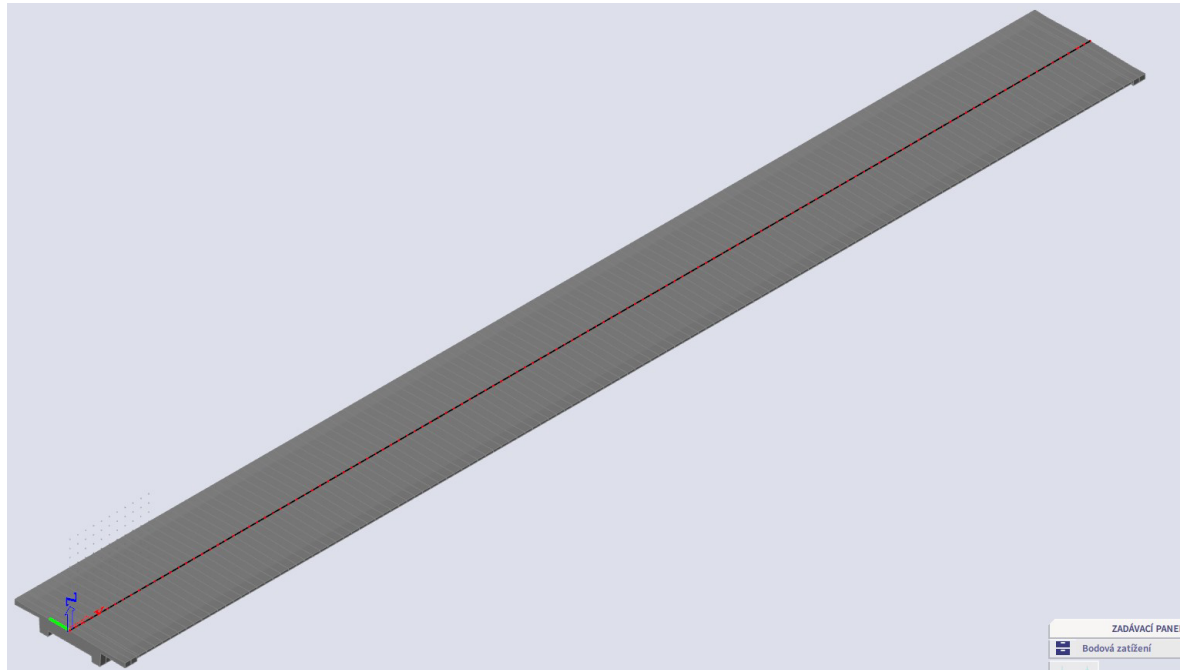
4.1.1 Schéma v příčném směru



Obrázek 4: Schéma konstrukce v příčném směru, nad pilířem



4.1.3 Prutový model konstrukce

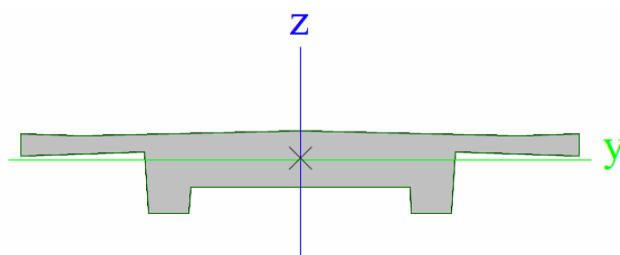


Obrázek 6: Prutový model konstrukce

4.2 Průřezové charakteristiky

Průřezové charakteristiky byly vypočteny softwarem SCIA Engineer 24.0. První průřez se používá pouze v místě opěr O1 a O5, podrobný výkres tvaru se nachází v příloze, dole bude uvedena jen schéma pro pochopení tvaru.

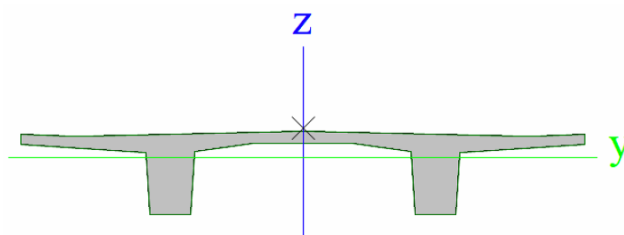
- Plocha průřezu $A_c = 15,114 \text{ m}^2$
- Moment setrvačnosti $I_y = 3,666 \text{ m}^4$
- Vzdálenost těžiště k hornímu povrchu $Z_h = -0,753 \text{ m}$
- Vzdálenost těžiště k dolnímu povrchu $Z_d = 1,330 \text{ m}$
- Průřezový modul u horního povrchu $W_h = I_y/z_h = 3,66/-0,753 = -4,869 \text{ m}^3$
- Průřezový modul u dolního povrchu $W_d = I_y/z_d = 3,66/1,330 = 2,756 \text{ m}^3$



Obrázek 7: Příčný řez v softwaru SCIA Engineer 24.0, průřez nad opěrou

Druhý průřez tvoří větší část výpočetního modelu a má následující vlastnosti:

- Plocha průřezu $A_c = 8,259 \text{ m}^2$
- Moment setrvačnosti $I_y = 2,859 \text{ m}^4$
- Vzdálenost těžiště k hornímu povrchu $Z_h = -0,681 \text{ m}$
- Vzdálenost těžiště k dolnímu povrchu $Z_d = 1,402 \text{ m}$
- Průřezový modul u horního povrchu $W_h = I_y/z_h = 2,859/-0,681 = -4,198 \text{ m}^3$
- Průřezový modul u dolního povrchu $W_d = I_y/z_d = 2,859/1,402 = 2,039 \text{ m}^3$



Obrázek 8: Příčný řez v softwaru SCIA Engineer 24.0, průřez nad pilířem

5.Materialy

5.1 Beton

Nosná konstrukce je navržena z betonu C35/45 – XF2 + XD1. Podle [5] a [6] má následující vlastnosti pro stáří 28 dní a vyšší:

- Charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku ve stáří 28 dní
 $f_{ck,cyl} = 35 \text{ MPa}$
- charakteristická krychelná pevnost betonu v tlaku ve stáří 28 dní



$$f_{ck,cube} = 45 \text{ MPa}$$

- průměrná hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku $f_{cm} = 43 \text{ MPa}$
počítá se podle vzorečku $= f_{ck,cyl} + 8$
- dílčí součinitel spolehlivosti betonu pro mezní stavy únosnosti kromě únavy $\gamma_c = 1,5$ (platí pro trvalé a dočasné návrhové situace, pro mimořádné návrhové situace platí hodnota $\gamma_c = 1,2$)
- návrhová pevnost betonu v tlaku $f_{cd} = 21 \text{ MPa}$, počítá se podle vzorečku $= \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$, první uvedený součinitel α_{cc} zohledňuje dlouhodobé účinky na pevnost v tlaku a nepříznivé účinky ze způsobu zatěžování a má hodnotu 0,9 (při výpočtu v programu SCIA 2024)
- dolní hodnota charakteristické pevnosti v dostředném tahu $f_{ctk;0,05} = 2,25 \text{ MPa}$, počítá se podle vzorečku $= 0,7 \cdot f_{ctm}$, což je průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu $f_{ctm} = 3,21 \text{ MPa}$
- horní hodnota charakteristické pevnosti v dostředném tahu $f_{ctk;0,95} = 4,17 \text{ MPa}$, počítá se podle vzorečku $= 1,3 \cdot f_{ctm}$
- sečnový modul pružnosti $E_{cm} = 34,1 \text{ GPa}$, počítá se podle vzorečku $= 22 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3}$
- tečnový modul pružnosti obyčejného betonu při napětí $\sigma_c = 0$ a ve stáří 28 dní
 $E_c = 1,05 \cdot E_{cm} = 1,05 \cdot 34,1 = 35,805 \text{ GPa}$
- mezní poměrné stlačení betonu $\epsilon_{cu2} = \epsilon_{cu3} = 3,50 \text{ ‰}$
- poměrné stlačení betonu na hranici mezi pružnou a plastickou větví pracovního diagramu $\epsilon_{c2} = 2,00 \text{ ‰}$; $\epsilon_{c3} = 1,75 \text{ ‰}$
- Poissonův součinitel $\nu = 0,2$ pro neporušený beton bez trhlin a $\nu = 0,0$ pro beton s trhlinami
- součinitel teplotní délkové roztažnosti $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$

Je předpokládáno vnesení předpětí 7 dní po betonáži a je nutné stanovit

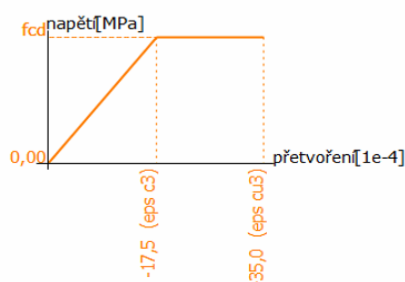


vlastnosti v čase vnesení předpětí $t = 7$ dní:

Pevnost betonu v tlaku:

- Průměrná hodnota pevnosti betonu v tlaku $f_{cm}(t=7) = \beta_{cc}(t=7) \cdot f_{ck}$
 $f_{cm} = 0,819 \cdot 43 = 35,217 \text{ MPa}$
- Charakteristická pevnost betonu v tlaku $f_{ck}(t=7) = f_{ck} - 8 = 35,217 - 8 = 27,205 \text{ MPa}$
- Hodnota popisující vývoj pevnosti betonu v čase $\beta_{cc}(t=7) = \exp\{s \cdot |1 - \sqrt{(28/t)}|\} = \exp\{0,2 \cdot |1 - \sqrt{(28/7)}|\} = 0,819$, kde $s = 0,2$ (při používání cementu CEM 52,5R)

Bilineární pracovní diagram - Beton: C35/45(EN1992-2)

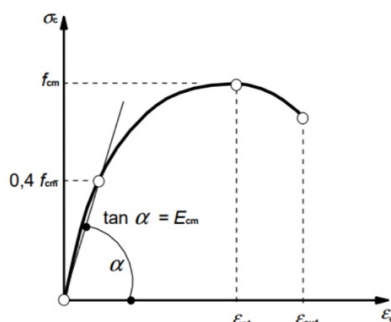


Obrázek 9: Bilineární pracovní diagram betonu C35/45 podle ČSN EN 1992-2 v softwaru SCIA Engineer

Pevnost betonu v tahu:

- Průměrná hodnota pevnosti betonu v tahu $f_{ctm}(t=7) = (\beta_{cc}(t=7))^{\alpha} \cdot f_{ctk}$
 $f_{ctm} = 0,819^1 \cdot 3,21 = 2,629 \text{ MPa}$, kde $\alpha = 1$ pro $t < 28$ dní

Pružné deformace betonu závisí především na jeho složení, zejména na kamenivu. Většinou se považují hodnoty uvedené v ČSN EN 1992-1-1, ale v případě citlivější konstrukce na odchylky od směrných hodnot musí být provedeno posouzení zvlášť.



Obrázek 10: Schéma pracovního diagramu pro analýzu konstrukce (použití $0,4 f_{cm}$ pro definici E_{cm} je přibližné)

Dotvarování a smršťování betonu jsou časově závislé vlastnosti, které závisí na okolní vlhkosti, na rozměrech prvků a na složení betonu. Poměrné smršťování se skládá ze dvou částí – ze smršťování vysycháním (ϵ_{cd}) a z autogenního smršťování (ϵ_{ca}). První část je funkce migrace vody ztvrdlým betonem a vyvíjí se pomalu. Druhá část začíná v procesu tvrdnutí betonu v důsledku chemických reakcí, způsobených rozdílným objemem hydratovaného cementového gelu a součtem původního objemu cementu a vody. Primárně vzniká v počátečních dnech po vybetonování. *Celkové poměrné smršťování* je:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

Základní poměrné přetvoření od smršťování vysycháním:

$$\epsilon_{cd,0} = 0,85 * [(220 + 110 * \alpha_{ds1}) * \exp(-\alpha_{ds2} * f_{cm} / f_{cm0}) * 10 - 6 * \beta_{RH} = 0,85 * [(220 + 110 * 6) * \exp(-0,11 * 35,217 / 10) * 10^{-6} * 1,508 = 7,657 * 10^{-4} \text{ mm}, \text{ kde } \alpha_{ds1} \text{ a } \alpha_{ds2} \text{ jsou součinitele závislé na druhu cementu (R)}$$

$$\beta_{RH} = 1,55 * [1 - (RH / RH_0)^3] = 1,55 * [1 - (30 / 100)^3] = 1,508, \text{ kde RH je relativní vlhkost okolního prostředí a uvedená výše hodnota je odhad.}$$

Poměrné autogenní smršťování:

$$\epsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) * \epsilon_{ca}(\infty) \text{ a v čase 0 se rovna nule. Dál se počítá s ohledem na počet dnů ve vztahu } \beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 * \sqrt{t}), \text{ hodnota } \epsilon_{ca}(\infty) \text{ je konstantní a počítá se } 2,5 * (f_{ck} - 10) * 10^{-6} = 2,5 * (35 - 10) * 10^{-6} = 6,35 * 10^{-5} \text{ mm}$$

Dotvarování betonu závisí navíc na stáří betonu v době vnesení zatížení a na velikosti zatížení a době trvání jeho působení. Výpočet zaleží na čase, a proto



nebude uveden výpočet. Dole se nachází obrázek, který přehledně ukazuje závislost napětí x deformace v zajímavých bodech. [7]

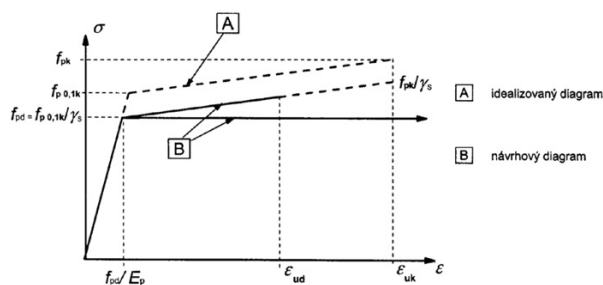


Obrázek 11: Dotvarování betonu

5.2 Předpínací výztuž

Pro podélné předpětí nosné konstrukce jsou navržena stabilizovací a předpínací lana **Y1860S7-15,7-A**. Kabely mají následující vlastností, část z nich je spočítaná pomocí dílčích součinitelů stanovených podle [5] a [6]:

- Plocha jednoho lana $A_{p1} = 150 \text{ mm}^2$
- Charakteristická pevnost v tahu $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$
- Charakteristická smluvní mez kluzu $f_{p0,1k} = 0,88 \cdot f_{pk} = 0,88 \cdot 1860 = 1636,8 \text{ MPa}$
- Návrhová mez kluzu $f_{pd} = f_{p0,1k} / \gamma_s = 1636,8 / 1,15 = 1423,3 \text{ MPa}$, kde γ_s je dílčí součinitel přepínací výztuže, který platí pro trvalé a dočasné situace
- Návrhová hodnota modulu pružnosti $E_p = 195 \text{ GPa}$



Obrázek 12: Schéma pracovních diagramů pro předpínací ocel podle ČSN EN 1992-1 [6]

5.3 Betonářská výztuž

Je navržena výztuž B500B, první B znamená betonářská výztuž, 500 = f_{yk} a označuje charakteristickou mez kluzu, další B je třída tažnosti (duktility). Následující vlastnosti jsou uvedené pomocí [5] a [6]:

- Návrhová mez kluzu $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 434,78 \text{ MPa}$
- Návrhová hodnota modulu pružnosti $E_s = 200 \text{ GPa}$

6. Zatížení a kombinace

6.1 Stálé zatížení

6.1.1 Vlastní tíha

Vlastní tíha je spočítaná programem SCIA 2024 a nebyla zadána ručně. Nicméně se obvykle uvažuje hodnota 24 kN/m^3 , tato hodnota se zvětší o 1 kN/m^3 pro betonářskou výztuž a o 1 kN/m^3 pro předpínací výztuž. Dohromady objemová tíha je 26 kN/m^3 .

6.1.2 Ostatní stálé

Ostatní stálé zatížení zahrnuje tíhu ostatních částí mostu, stanovuje se na základě jejich nominálního objemu a charakteristické tíhy. Pro náhlednost je představená tabulka výpočtu a aplikace spočítaného zatížení na část konstrukce (začátek). Uvedené hodnoty liniového zatížení zábradlí a svodidel jsou přibližné.



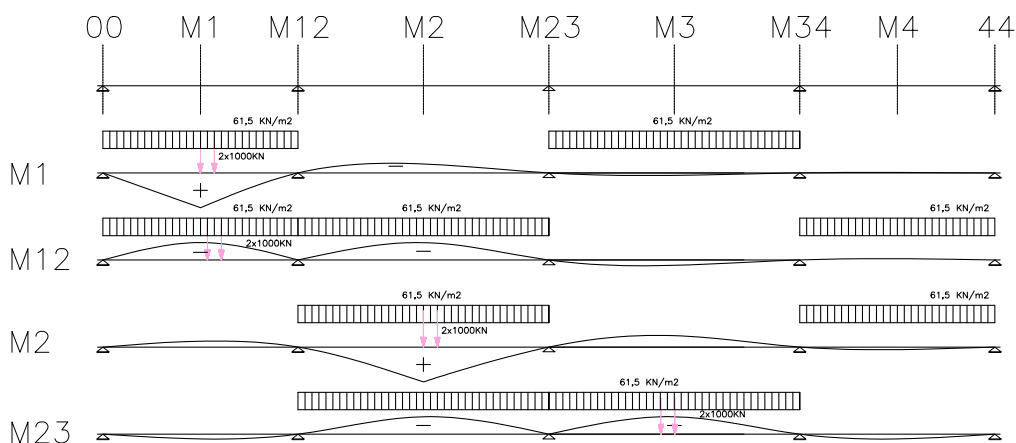
Tabulka 2: Výpočet zatížení v programu Excel

OSTATNÍ STÁLÉ					
zatížení	plocha [m ²]	objem hm. [kN/m ³]	liniové zat. [kN/m]	počet [ks]	liniové zat. [kN/m]
vozovka	0,638	25	15,938	1	15,938
římsa	0,479	25	11,964	2	23,929
zábradlí	-	-	0,5	2	1
svodidlo	-	-	0,75	2	1,5
celkem					42,366

6.2 Proměnné zatížení

6.2.1 Zatížení dopravou

Pro aplikace zatížení, vozovka byla rozdělená na 2 zatěžovací pruhy o šířce po 3 m a zbývající plochu šířky 5,5 m. Výpočet byl proveden podle modelu LM1 a příčkových čar. Model se skládá ze soustředěného zatížení od dvounápravy (Tandem systém) a rovnoměrného zatížení (Uniformly distributed load). V dané práci budou uvažované jen přitěžující účinky, opačné jsou zanedbané.

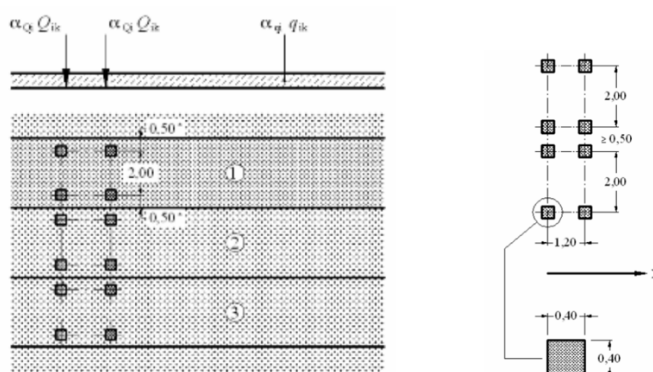


Obrázek 13: Průběh příčkových čar v průřezech



Model LM1						
	Plošné zat. UDL [kN/m ²]	š pruhu w [m]	liniové zat. UDL [kN/m]	zat. TS [ks]	zat. TS [kN]	celk. zat. TS [kN]
Pruh č. 1	9	3	27	2	300	600
Pruh č. 2	6	3	18	2	200	400
zb. plocha	3	5,5	16,5	0	0	0
CELKEM ZATÍŽENÍ LM1			61,5			1000

Tabulka 3: Výpočet zatížení LM1 v programu Excel



Obrázek 14: Schéma zatížení LM1 [9]

Na chodnicích se zpravidla počítá se spojitým rovnoměrným zatížením 5 kN/m². Ve výpočtech kombinace zatížení není uvedeno a se tedy neuvažuje. Ve více podrobném posouzení by bylo 7,5 kN/m.

Zatížení chodníku

$b_{\text{chodník}}$	=	0,75	
$q_{\text{chodník}}$	=	5	kN/m ²
$q_{\text{chodník}}$	=	7,5	kN/m

Tabulka 4: Tabulka zatížení chodníku

6.2.2 Zatížení teplotou

Pro účely bakalářské práce bude zaprvé využita rovnoměrná složka teploty. Tato složka má vliv na návrh mostního vybavení, zejména pro stanovení posunů

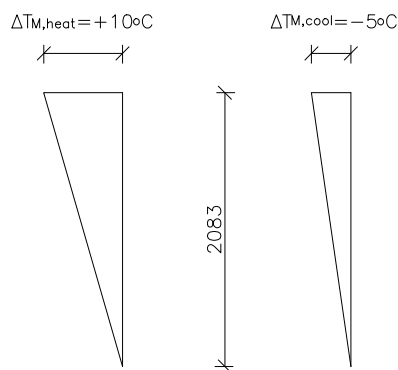


v ložiscích a mostních závěrech. Teploty vycházející z teplotní mapy a stanovené rovnoměrné teploty (podle normy ČSN EN 1991-5) budou uvedené a použité při výpočtu v programu SCIA. Nicméně spodní stavba v dané práci řešená nebude. Tepelná oblast je vedle města Náchod.

$$T_{e,max} = T_{max} + 1,5^{\circ}\text{C} = 38 + 1,5 = 39,5^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,min} = T_{min} + 1,5^{\circ}\text{C} = -32 + 8 = -24^{\circ}\text{C}$$

Dále bude využita nerovnoměrná složka teplotního zatížení, která způsobuje natočení průřezu nebo jeho nerovnoměrné přetvoření po výšce průřezu. S ohledem na Bernoulli – Navierovu hypotézu (předpoklad o chování konstrukce) se předpokládá, že průřez zůstává i po deformaci od teploty rovinný a kolmý ke střednici prutu. Pomocí aplikace zjednodušeného postupu lineární průběhy teploty po výšce průřezu se rozdělují na ohřátí a ochlazení. První má horní deltu 10°C a míří k 0°C . Označuje se $\Delta T_{M,heat} = +10^{\circ}\text{C}$. Opačný jev také míří k 0°C ale od spodní delty -5°C . Označuje se $\Delta T_{M,cool} = -5^{\circ}\text{C}$.



Obrázek 15: Uvažovaný průběh teploty po výšce průřezu

6.3 Kombinace

Výpočty byly provedeny v programu Excel, použité vzorce s podrobným popisem použitých symbolů budou uvedené níže.

6.3.1 Mezní stav únosnosti

V rámci této práce návrh na mezní stav únosnosti bude proveden pomocí



posudku stavů STR, což označuje, že rozhoduje pevnost konstrukčních materiálů musí ověřit podmínka:

$E_d \leq R_d$, kde E_d je návrhová hodnota účinku zatížení, R_d je návrhová hodnota příslušné únosnosti.

Existují tři kombinace zatížení pro trvalé a dočasné návrhové situace, ale s ohledem na použití daných výrazů v České republice budou uvedený jen dvě z nich.

Kombinace 6.10a:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma G, j G k, j'' + \gamma Q, 1 \psi 0, 1 Q k, 1'' + \sum_{j > 1} \gamma Q, i \psi 0, i Q k, i$$

Zatížení		M _{1,k} [MNm]	M _{12,k} [MNm]	M _{2,k} [MNm]	M _{23,k} [MNm]	V _{0,k} [MN]	V _{12L,k} [MN]	V _{12P,k} [MN]	V _{23L,k} [MN]	V _{23P,k} [MN]
		max	max	max	max					
SW		11,03	-20,93	11,18	-22,35	2,27	-3,60	3,61	-3,685	3,685
	γ	1,35	1,00	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
	ξ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	suma	14,89185	-20,926	15,09705	-30,16575	3,06288	-4,8573	4,869045	-4,97475	4,97475
Gost		2,38	-4,45	2,34	-4,74	0,45	-0,76	0,77	-0,782	0,782
	γ	1,35	1,00	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
	ξ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	suma	3,2184	-4,445	3,1617	-6,40035	0,6102	-1,0314	1,033803	-1,0557	1,0557
LM1	TS	5,65	-2,53	5,86	-2,96	0,97	-0,72	0,09	-0,105	0,705
	γ	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
	ψ	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
	UDL	5,29	-7,50	5,97	-8,13	0,81	-1,13	1,24	-1,248	1,248
	γ	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
	ψ	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
	suma	8,5762125	-6,617835	9,1525275	-7,39233	1,4144625	-1,339227	0,7610625	-0,7802325	1,3877325
TEPLOTA		3,16	5,85	4,98	4,10	0,21	0,21	-0,05	-0,048	0,048
	γ	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
	ψ	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
	ksur	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	1,00	0,70	0,70	0,70
	suma	1,99143	3,68361	3,13488	2,58552	0,12978	0,1854	-0,03024	-0,03024	0,03024
CELKEM		28,68	-28,31	30,55	-41,37	5,22	-7,04	6,63	-6,84	7,45

Tabulka 5: Výpočet kombinace 6.10a v programu Excel



Kombinace 6.10b:

$$\sum_{j \geq 1} \zeta \gamma G, j G k, j" + " \gamma Q, 1 Q k, 1" + " \sum_{j > 1} \gamma Q, i \psi 0, i Q k, i$$

Zatížení		M _{1,k} [MNm]	M _{12,k} [MNm]	M _{2,k} [MNm]	M _{23,k} [MNm]	V _{0,k} [MN]	V _{12L,k} [MN]	V _{12P,k} [MN]	V _{23L,k} [MN]	V _{23P,k} [MN]
		max	max	max	max					
SW		11,031	-20,926	11,183	-22,345	2,269	-3,598	3,607	-3,685	3,685
	γ	1,35	1,00	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
	ξ	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85
	suma	12,6580725	-17,7871	12,8324925	-25,6408875	2,603448	-4,128705	4,13868825	-4,2285375	4,2285375
Gost		2,384	-4,445	2,342	-4,741	0,452	-0,764	0,766	-0,782	0,782
	γ	1,35	1,00	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
	ξ	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85
	suma	2,73564	-3,77825	2,687445	-5,4402975	0,51867	-0,87669	0,87873255	-0,897345	0,897345
LM1	TS	5,649	-2,534	5,855	-2,964	0,965	-0,718	0,089	-0,105	0,705
	γ	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
	ψ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	UDL	5,290	-7,504	5,971	-8,132	0,810	-1,134	1,243	-1,248	1,248
	γ	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
	ψ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	suma	14,76765	-13,5513	15,9651	-14,9796	2,39625	-2,49993	1,797525	-1,82655	2,63655
TEPLOTA		3,161	5,847	4,976	4,104	0,206	0,206	-0,048	-0,048	0,048
	γ	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
	ψ	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
	ksur	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	1,00	0,70	0,70	0,70
	suma	1,99143	3,68361	3,13488	2,58552	0,12978	0,1854	-0,03024	-0,03024	0,03024
CELKEM		32,1527925	-31,43304	34,6199175	-43,475265	5,648148	-7,319925	6,7847058	-6,9826725	7,7926725

Tabulka 6: Výpočet kombinace 6.10b v programu Excel

- $\gamma_{G,j}$ je dílčí součinitel stálého zatížení
- $G_{k,j}$ je charakteristická hodnota stálého zatížení
- $\gamma_{Q,1}$ je dílčí součinitel hlavního proměnného zatížení
- $Q_{k,1}$ je charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení
- $\gamma_{Q,i}$ je dílčí součinitel vedlejšího proměnného zatížení
- $Q_{k,i}$ je charakteristická hodnota vedlejšího proměnného zatížení
- Ψ_0 je součinitel pro kombinační hodnotu proměnného zatížení
- Ψ_1 je součinitel pro častou hodnotu proměnného zatížení
- Ψ_2 je součinitel pro kvazistálou hodnotu proměnného zatížení
- Z je redukční součinitel pro nepříznivá stálá zatížení

6.3.1 Mezní stav použitelnosti

Při ověření konstrukce v MSP se musí ověřit podmínka:

$E_d \leq C_d$, kde E_d je návrhová hodnota účinku zatížení (bude stanovena v kritériu použitelnosti), C_d je návrhová hodnota příslušného kritéria použitelnosti.



Existují čtyři kombinace zatížení, ale budou sestaveny jen tři kombinace příslušné jednotlivým posudkům.

Charakteristická kombinace (pro nevratné mezní stavy):

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

Charakteristická kombinace (t)								
Zatížení		M _{1,k} [MNm]	M _{12,k} [MNm]	M _{2,k} [MNm]	M _{23,k} [MNm]	V _{0,k} [MN]	V _{12L,k} [MN]	V _{12P,k} [MN]
		max	max	max	max			
SW		11,03	-20,93	11,18	-22,35	2,27	-3,60	3,61
Gost		2,38	-4,45	2,34	-4,74	0,45	-0,76	0,77
TEPLOTA		3,16	5,85	4,98	4,10	0,21	0,21	-0,05
	ksur	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	1,00	0,70
suma		2,21	4,09	3,48	2,87	0,14	0,21	-0,03
CELKEM		15,63	-21,28	17,01	-24,21	2,87	-4,16	4,34

Charakteristická kombinace (gr1a)								
Zatížení		M _{1,k} [MNm]	M _{12,k} [MNm]	M _{2,k} [MNm]	M _{23,k} [MNm]	V _{0,k} [MN]	V _{12L,k} [MN]	V _{12P,k} [MN]
		max	max	max	max			
SW		11,03	-20,93	11,18	-22,35	2,27	-3,60	3,61
Gost		2,38	-4,45	2,34	-4,74	0,45	-0,76	0,77
LM1	TS	5,65	-2,53	5,86	-2,96	0,97	-0,72	0,09
	UDL	5,29	-7,50	5,97	-8,13	0,81	-1,13	1,24
suma		24,35	-35,41	25,35	-38,18	4,50	-6,21	5,70
TEPLOTA		3,16	5,85	4,98	4,10	0,21	0,21	-0,05
	ψ	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
	ksur	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	1,00	0,70
suma		1,32762	2,45574	2,08992	1,72368	0,08652	0,1236	-0,02016
CELKEM		25,68	-32,95	27,44	-36,46	4,58	-6,09	5,68

Tabulka 7: Výpočet charakteristické kombinace v programu Excel

Častá kombinace (pro vratné mezní stavy):

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



Častá kombinace (gr1a)								
Zatížení		M _{1,k} [MNm]	M _{12,k} [MNm]	M _{2,k} [MNm]	M _{23,k} [MNm]	V _{0,k} [MN]	V _{12L,k} [MN]	V _{12P,k} [MN]
		max	max	max	max			
SW		11,031	-20,926	11,183	-22,345	2,269	-3,598	3,607
Gost		2,384	-4,445	2,342	-4,741	0,452	-0,764	0,766
LM1	TS	5,649	-2,534	5,855	-2,964	0,965	-0,718	0,089
	ψ	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
	UDL	5,290	-7,504	5,971	-8,132	0,810	-1,134	1,243
	ψ	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
suma		19,76775	-30,2731	20,30465	-32,5618	3,76855	-5,35402	4,93623
TEPLOTA		3,161	5,847	4,976	4,104	0,206	0,206	-0,048
	ψ	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
	ksur	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	1,00	0,70
suma		1,10635	2,04645	1,7416	1,4364	0,0721	0,103	-0,0168
CELKEM		20,874	-28,227	22,046	-31,125	3,841	-5,251	4,919

Častá kombinace (t)								
Zatížení		M _{1,k} [MNm]	M _{12,k} [MNm]	M _{2,k} [MNm]	M _{23,k} [MNm]	V _{0,k} [MN]	V _{12L,k} [MN]	V _{12P,k} [MN]
		max	max	max	max			
SW		11,03	-20,93	11,18	-22,35	2,27	-3,60	3,61
Gost		2,38	-4,45	2,34	-4,74	0,45	-0,76	0,77
TEPLOTA		3,16	5,85	4,98	4,10	0,21	0,21	-0,05
	ψ	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
	ksur	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	1,00	0,70
suma		1,32762	2,45574	2,08992	1,72368	0,08652	0,1236	-0,02016
CELKEM		14,74	-22,92	15,61	-25,36	2,81	-4,24	4,35

Tabulka 8: Výpočet časté kombinace v programu Excel

Kvazistálá kombinace (pro dlouhodobé účinky):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,inf} q_{Q,k,1} + \sum_{j > 1} \psi_{1,i} Q_{k,i}$$

Kvazistálá kombinace								
Zatížení		M _{1,k} [MNm]	M _{12,k} [MNm]	M _{2,k} [MNm]	M _{23,k} [MNm]	V _{0,k} [MN]	V _{12L,k} [MN]	V _{12P,k} [MN]
		max	max	max	max			
SW		11,03	-20,93	11,18	-22,35	2,27	-3,60	3,61
Gost		2,38	-4,45	2,34	-4,74	0,45	-0,76	0,77
TEPLOTA		3,16	5,85	4,98	4,10	0,21	0,21	-0,05
	ψ	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
	ksur	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	1,00	0,70
suma		1,11	2,05	1,74	1,44	0,07	0,10	-0,02
CELKEM		14,52	-23,32	15,27	-25,65	2,79	-4,26	4,36

Tabulka 9: Výpočet kvazistálé kombinace v programu Excel

V této práci veškeré kombinace budou *spočítané bez předpětí*, nicméně při posouzení konstrukce na ohyb a smyk účinky budou zohledněny. Souhrn provedených výpočtů:



Zatížení	$M_{1,k}$ [MNm]	$M_{12,k}$ [MNm]	$M_{2,k}$ [MNm]	$M_{23,k}$ [MNm]	$V_{0,k}$ [MN]	$V_{12L,k}$ [MN]	$V_{12P,k}$ [MN]
	max	max	max	max			
6.10a - gr1a	28,68	-28,31	30,55	-41,37	5,22	-7,04	6,63
6.10b - gr1a	32,15	-31,43	34,62	-43,48	5,65	-7,32	6,78
Extrém	32,15	-31,43	34,62	-43,48	5,65	-7,32	6,78
Charakteristická - gr1a	25,68	-32,95	27,44	-36,46	4,58	-6,09	5,68
Charakteristická - T	15,63	-21,28	17,01	-24,21	2,87	-4,16	4,34
Extrém	25,68	-32,95	27,44	-36,46	4,58	-6,09	5,68
Častá - gr1a	20,87	-28,23	22,05	-31,13	3,84	-5,25	4,92
Častá - T	14,74	-22,92	15,61	-25,36	2,81	-4,24	4,35
Extrém	20,87	-28,23	22,05	-31,13	3,84	-5,25	4,92
Kvazistálá	14,52	-23,32	15,27	-25,65	2,79	-4,26	4,36

Tabulka 10: Veškeré spočítané kombinace v programu Excel

7. Návrh předpětí

Při návrhu předpětí za běžných okolností dle normy ČSN EN 1991-2 ed.2 (73 6203) musí být splněny požadavky vyplývající z mezního stavu použitelnosti. Spočívají v dodržení doporučené hodnoty šířky trhliny w_{max} , která je stanovena jako dekomprese při působení časté kombinace zatížení. Dekomprese znamená, že v průřezu nesmí vzniknout tah, ale může být vyčerpaná tlaková rezerva, totiž v nejméně tlačeném/v nejvíce taženém vláknu průřezu se bude uvažovat maximální napětí $\sigma_c = 0$ MPa.

$$M_{1,max,část} = 20,87 \text{ MNm}$$

$$M_{12,min,část} = -28,23 \text{ MNm}$$

$$M_{2,max,část} = 22,05 \text{ MNm}$$

$$M_{23,min,část} = -31,13 \text{ MNm}$$

Je nutné dopočítat (odhadnout) staticky neurčitý moment od předpětí z nejmenší hodnoty ohybových momentů uvedených výše.

$$\Delta M_p = cca(0,10 \div 0,15) * M_{23,min,část} = (0,10 \div 0,15) * 31,13 = 3,11 \div 4,67 \text{ MNm}$$

$$\text{Předpoklad } \Delta M_p = +4,170 \text{ MNm}$$

Upravené hodnoty v jednotlivých průřezích jsou uvedeny v tabulce níže.



hodnota/pr ůřez	M_{01}	M_{12}	M_{02}	M_{23}
	[MNm]	[MNm]	[MNm]	[MNm]
$M_{\text{čast.komb}}$	20,87	-28,23	22,05	-31,13
$0.10 \cdot M_i$	2,09	2,82	2,21	-3,11
$0.15 \cdot M_i$	3,13	4,23	3,31	-4,67
ΔM_p	2,5	3,5	3	4,17
$M_{\text{č}+\Delta p}$	23,37	-24,73	25,05	-26,96

Tabulka 11: Vypočtené hodnoty momentu pro předběžný návrh

Dále musí být stanovené excentricity výztuže. Pomocí odhadu excentricity e_p bude dopočítaná potřebná předpínací síla N_p . Předpokládáme:

- 19ti lanový systém a průměr kanálků 100 mm
- Krytí kanálků $c = 90$ mm
- Svislé i vodorovné světlé mezery mezi kanálky budou 200 mm

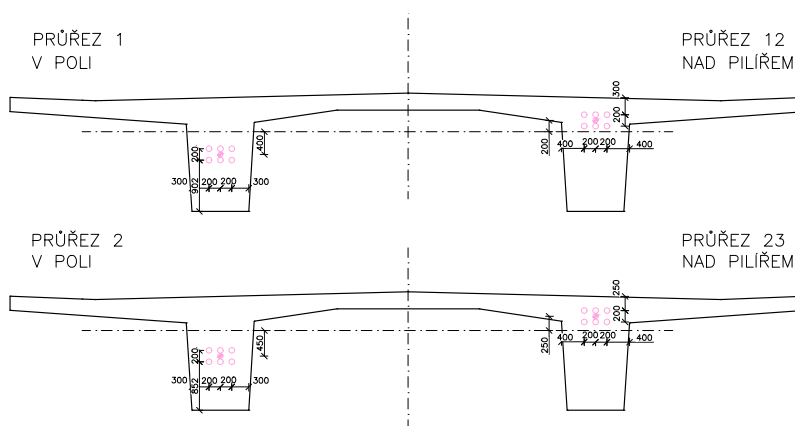
Výpočet excentricity:

$$e_{p,1} = 0,4 \text{ m}$$

$$e_{p,12} = -0,2 \text{ m}$$

$$e_{p,2} = 0,4 \text{ m}$$

$$e_{p,23} = -0,25 \text{ m}$$



Obrázek 16: Schéma rozmístění předpětí v průřezech

Nutná předpínací síla se liší v dolních vláknech průřezu 1 a 2 a v horních vláknech v průřezu 12 a 23, ale stanovuje se stejně z následujících vztahu pro



výpočet normálového napětí.

$$\text{V poli (průřezy 1): } \sigma_{c,k,\check{c}ást}^d = \frac{Np}{Ac} + \frac{M\check{c}ast}{Wd} - \frac{Mp}{Wd} = \frac{Np}{Ac} + \frac{M\check{c}ast}{Wd} - \frac{Np*ep}{Wd} = \frac{Np}{8,259} + \frac{23,37}{2,039} - \frac{Np*0,4}{2,039} = 0,0 \text{ MPa} \Rightarrow N_{p1} = -36,127 \text{ MN}$$

$$\text{V poli (průřezy 2): } \sigma_{c,k,\check{c}ást}^d = \frac{Np}{Ac} + \frac{M\check{c}ast}{Wd} - \frac{Mp}{Wd} = \frac{Np}{Ac} + \frac{M\check{c}ast}{Wd} - \frac{Np*ep}{Wd} = \frac{Np}{8,259} + \frac{25,05}{2,039} - \frac{Np*0,45}{2,039} = 0,0 \text{ MPa} \Rightarrow N_{p2} = -35,945 \text{ MN}$$

$$\text{Nad pilířem (průřezy 12): } \sigma_{c,k,\check{c}ást}^h = \frac{Np}{Ac} + \frac{M\check{c}ast}{Wh} - \frac{Mp}{Wh} = \frac{Np}{Ac} + \frac{M\check{c}ast}{Wh} - \frac{Np*ep}{Wh} = \frac{Np}{8,259} + \frac{-24,73}{4,198} - \frac{Np*-0,2}{4,198} = 0,0 \text{ MPa} \Rightarrow N_{p12} = -34,915 \text{ MN}$$

$$\text{Nad pilířem (průřezy 23): } \sigma_{c,k,\check{c}ást}^h = \frac{Np}{Ac} + \frac{M\check{c}ast}{Wh} - \frac{Mp}{Wh} = \frac{Np}{Ac} + \frac{M\check{c}ast}{Wh} - \frac{Np*ep}{Wh} = \frac{Np}{8,259} + \frac{-26,96}{4,198} - \frac{Np*-0,25}{4,198} = 0,0 \text{ MPa} \Rightarrow N_{p23} = -35,554 \text{ MN}$$

Maximální přípustné napětí v předpínací výztuži:

$$\sigma_{p,max} = \min(0,8*f_{pk}; 0,9*f_{p,0,1,k}) = \min(0,8*1860; 0,9*1637) = 1473,3 \text{ MPa}$$

Musí být provedeno zajištění na konci živostnosti (po všech ztrátách předpětí) v čase $t = 100$ let a za předpokladu dlouhodobých ztrát ve výši 25%:

$$\sigma_{p(100)} = 75\% * \sigma_{p,max} = 75\% * 1473,3 = 1104,975 \text{ MPa}$$

Nutná plocha předpínací výztuže bude:

$$A_{p,req,1} = N_{p,1} * 10^{-6} / \sigma_{p(100)} = 36,127 / 1104,975 = 32695 \text{ mm}^2$$

$$A_{p,req,12} = N_{p,12} * 10^{-6} / \sigma_{p(100)} = 34,915 / 1104,975 = 31598 \text{ mm}^2$$

$$A_{p,req,2} = N_{p,2} * 10^{-6} / \sigma_{p(100)} = 35,945 / 1104,975 = 32531 \text{ mm}^2$$

$$A_{p,req,23} = N_{p,23} * 10^{-6} / \sigma_{p(100)} = 35,553 / 1104,975 = 32176 \text{ mm}^2$$

Nutný počet lan $n_{p,req}$ v průřezech se zjistí vydělením získaných hodnot ploch průřezovou plochou jednoho lana 150 mm^2 .

Pro názornost bude uvedena tabulka-souhrn spočtených hodnot pro každý



průřez.

	1	12	2	23
e_p [m]	0,4	0,2	0,45	0,25
$A_{c,l}$ [m ²]	8,259	8,259	8,259	8,259
$W_{j,l}$ [m ³]	2,039	4,198	2,039	4,198
$M_{\zeta+\Delta p}$ [Mnm]	23,37	-24,73	25,05	-26,96
$N_{p,l}$ [MN]	36,1271347	-34,914881	35,9458175	-35,553493
σ_{p100} [MPa]	1104,975	1104,975	1104,975	1104,975
$A_{p,req,l}$ [mm ²]	32695	31598	32531	32176
$A_{p,lano}$ [mm ²]	150	150	150	150
$n_{p,req,l}$ [ks]	217,966667	210,653333	216,873333	214,506667

Tabulka 12: Tabulka konečných hodnot pro každý průřez

Průřez	Nutný počet kabelů			
	12 lan	15 lan	19 lan	22 lan
1	19	15	12	10
12	18	15	12	10
2	19	15	12	10
23	18	15	12	10

Tabulka 13: Tabulka různých variant počtů kabelů s barevně označeným výběrem

Následující výpočty jsou zaměřené na stanovení maximální předpínací síly s ohledem na ztráty v různých fázích, hodnoty ztrát budou zjednodušené jako konstantní po délce celého kabelu.

- V době vnesení napětí (předpětí) 5%, ztráty jsou okamžité
- V době uvedení do provozu 15%, ztráty jsou krátkodobé a zejména tření, pokluz a postupné napínání
- V době na konci životnosti 25%, ztráty jsou dlouhodobé a zejména dotvarování výztuže, dotvarování a smršťování betonu

V průběžných zvedaných kabelech:

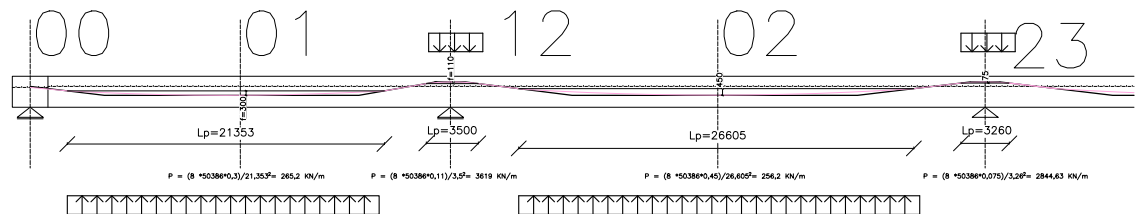
$$P_{\max,k} = A_p \cdot \sigma_{p,\max} = (19 \cdot 12) \cdot 150 \cdot 10^{-6} \cdot 1473,3 = 50,386 \text{ MN}$$

Návrh geometrie v průřezích viz. Příloha 1(Výkresy).



Výpočet potřebných vnitřních sil bude proveden v softwaru SCIA, ale je nutné dopočítat spojitě zatížení:

$$p = 8 * P_{\max} * f / L_p^2$$



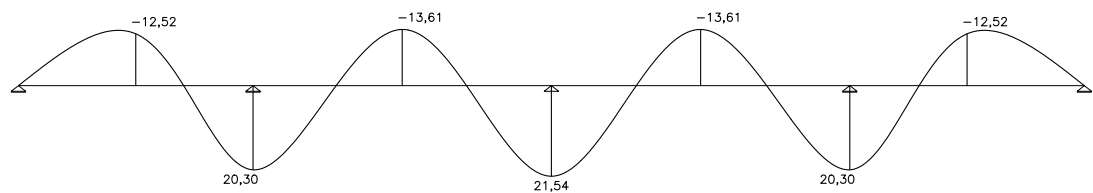
Obrázek 17: Schéma rozložení zatížení pro výpočet vnitřních sil

$$M_{p,1,m,0} = -12,52 \text{ MNm}$$

$$M_{p,12,m,0} = 20,3 \text{ MNm}$$

$$M_{p,2,m,0} = -13,61 \text{ MNm}$$

$$M_{p,23,m,0} = 21,54 \text{ MNm}$$



Obrázek 18: Celkový ohybový moment od předpětí – střední počáteční hodnota předpínací síly [MNm]

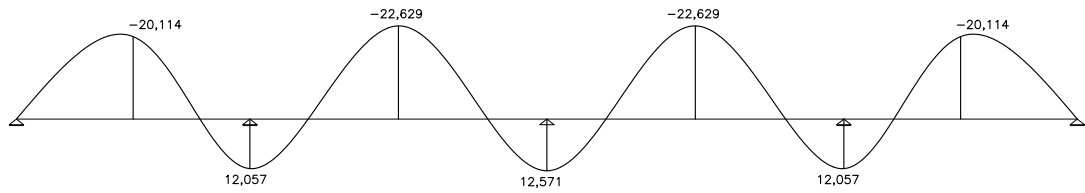
Primární účinky od předpětí budou stanovené z přímého výpočtu:

$$M_{p0,1,m,0} = -50,287 * 0,4 = -20,114 \text{ MNm}$$

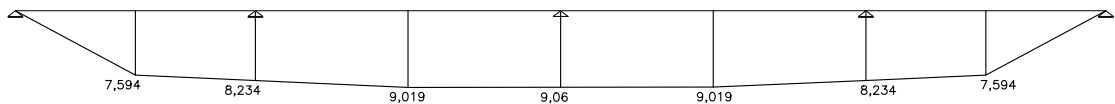
$$M_{p0,12,m,0} = -50,287 * -0,2 = 12,057 \text{ MNm}$$

$$M_{p0,2,m,0} = -50,287 * 0,45 = -22,629 \text{ MNm}$$

$$M_{p0,23,m,0} = -50,287 * -0,25 = 12,571 \text{ MNm}$$



Obrázek 19: Statický určitý ohybový moment od předpětí – střední počáteční hodnota předpínací síly [MNm]

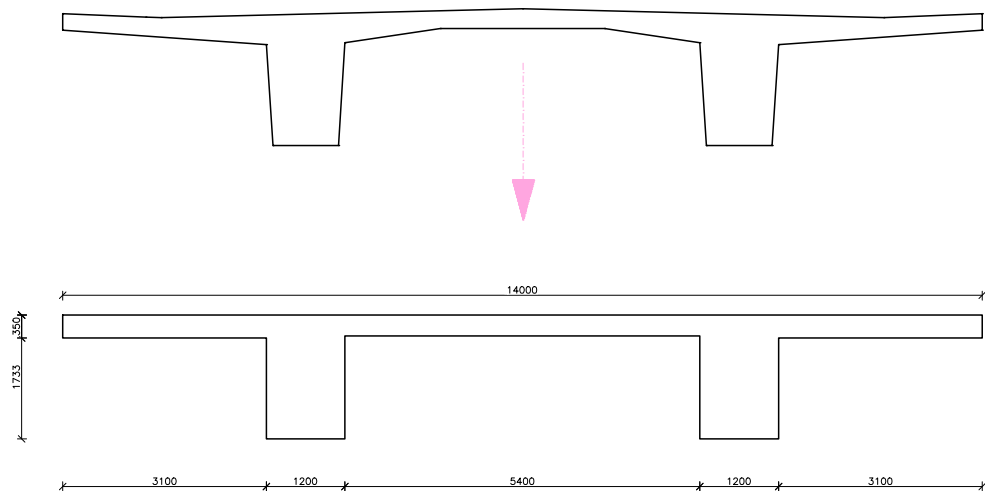


Obrázek 20: Statický neurčitý ohybový moment od předpětí – střední počáteční hodnota předpínací síly [MNm]

8. Posouzení konstrukce MSÚ

V rámci bakalářské práce bude provedeno posouzení v mezním stavu únosnosti, a tedy posudek únosnosti průřezu v ohybu (se zároveň působícím normálovým namáháním od předpětí) a posudek průřezu proti smykovému namáhání v blízkosti podpory.

Pro posouzení MSÚ se uvažuje zjednodušení tvaru průřezu na obdélníky podle obrázku níže. Tloušťka desky je navržena s ohledem na zachování stejné plochy při stejné šířce. ($Hh = Ad/Bh = 4853656/14000 = 350$ mm se zaokrouhlením).



Obrázek 21: Zjednodušený průřez

8.1 Posouzení NK pro kombinace ohyb M + normálová síla N

Posouzení únosnosti průřezu v poli bude provedeno pro nejvíce namáhané pole 2, kde dochází k většímu ohybovému namáhání od maxima z kombinací 6.10a a 6.10b. Předpínací výztuž a její účinky z hlediska působení v posuzovaném průřezu budou rozdělené na dvě skupiny:

- První skupina obsahuje staticky určité účinky soudržné předpínací výztuže, které mají přímý vliv na únosnost tohoto průřezu (primární moment)
- Druhá skupina obsahuje veškeré ostatní účinky předpětí, tzn. staticky neurčité účinky průběžných kabelů (sekundární moment)

Z hlediska mezního stavu únosnosti v ohybu musí konstrukce splnit podmínku:

$$M_{Rd} \geq M_{Ed},$$

Kde M_{Rd} je návrhová hodnota momentu únosnosti posuzovaného průřezu, M_{Ed} je návrhová hodnota účinků zatížení (ohybových momentů), působících na posuzovaný průřez.



Jako první bude proveden výpočet napětí od staticky určitých účinků průběžných zvedaných kabelů (první skupina):

Statický určitý moment z přímého výpočtu:

$$M_{p0,2,m,0} = -P_{\max} * e_p = -50,386 * 0,45 = -22,674 \text{ MNm}$$

$$M_{p0,m,kz} = -0,75 * 22,674 = -17,005 \text{ MNm}$$

Normálová síla na konci životnosti:

$$N_{p,m,kz} = -0,75 * 50,386 = 37,789 \text{ MN}$$

„Výchozí“ napětí v horních vláknech betonového průřezu:

$$\sigma_c^h = \frac{N_{p,m,kz}}{A_c} + \frac{M_{p0,m,kz}}{W_h} = -\frac{37,789}{8,259} + \frac{-17,005}{-4,869} = -1,082 \text{ MPa}$$

„Výchozí“ napětí v dolních vláknech betonového průřezu:

$$\sigma_c^d = \frac{N_{p,m,kz}}{A_c} + \frac{M_{p0,m,kz}}{W_d} = -\frac{37,789}{8,259} + \frac{-17,005}{2,039} = -12,915 \text{ MPa}$$

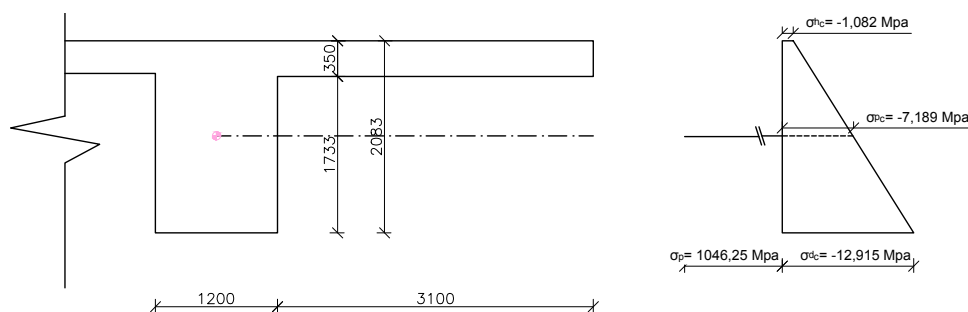
Výpočet „výchozího“ napětí v blízkosti předpínací výztuže se stanoví pomocí podobnosti trojúhelníků:

$$\sigma_c^p = \sigma_c^d - \frac{\sigma_c^d - \sigma_c^h}{h} * z_d = -12,915 - \frac{-12,915 - (-1,082)}{2,083} * 0,852 = -7,189 \text{ MPa},$$

kde z_d je vzdálenost těžiště předpínací výztuže k dolním vláknům průřezu a h je výška průřezu

„Výchozí“ napětí v předpínací výztuži:

$$\sigma_{p,m,kz} = 0,75 * \sigma_{p,m,0} = 0,75 * 1395 = 1046,25 \text{ MPa}$$

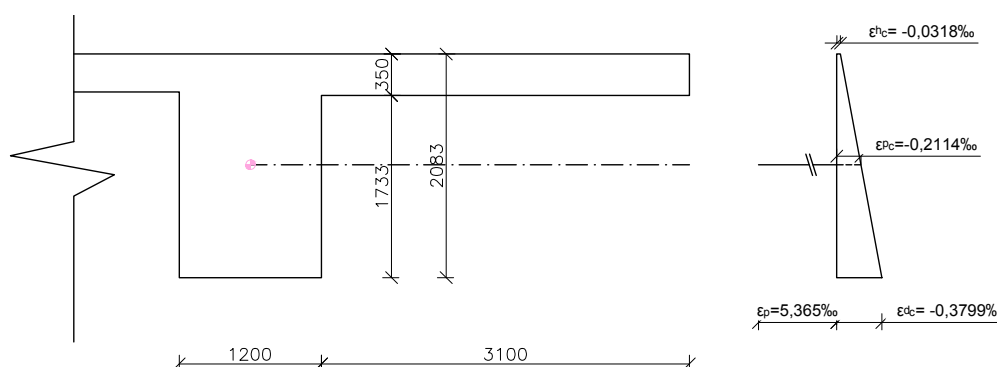


Obrázek 22: „Výchozí“ napětí soudržných kabelů procházejících průřezem



Dalším krokem je stanovení poměrného přetvoření pomocí Hookova zákona:

- Horní vlákna betonového průřezu
 $\varepsilon_c^h = \sigma_c^h / E_{cm} = -1,082 / 34000 * 10^3 = -0,0318 \text{ ‰}$
- Dolní vlákna betonového průřezu
 $\varepsilon_c^d = -\sigma_c^d / E_{cm} = -12,915 / 34000 * 10^3 = -0,3799 \text{ ‰}$
- Beton v úrovni předpínací výztuže
 $\varepsilon_c^p = -\sigma_c^p / E_{cm} = -7,189 / 34000 * 10^3 = -0,2114 \text{ ‰}$
- Předpínací výztuže
 $\varepsilon_p = -\sigma_{pm,kz} / E_p = 1046,25 / 195000 * 10^3 = +5,365 \text{ ‰}$



Obrázek 23: „Výchozí“ poměrná přetvoření od soudržných kabelů procházejících průřezem

Stanovení mezní únosnosti průřezu za předpokladu plného zplastizování (betonu a výztuže):

$$N_{cd} = N_{pd},$$

Kde síla v předpínací výztuže $N_{pd} = A_p * f_{pd} = (12 * 19 * 0,000150) * 1423,3 = 48,677 \text{ MN}$

První předpoklad, že napětí působí pouze v desce:

$$b * x_u * \eta * f_{cd} = N_{pd}$$

$x = N_{pd} / (b_{desky} * 0,8 * \eta * f_{cd}) = 48,677 / (14 * 0,8 * 1 * 21) = 0,209 \text{ m}$, tlačená oblast se nachází v desce

$$x_u = 0,8 * x = 0,166 \text{ m}$$

Kontrola síly v betonu:



$$N_{cd} = b \cdot x_u \cdot \eta \cdot f_{cd} = 14 \cdot 0,166 \cdot 1 \cdot 21 = 48,677 \text{ MN}$$

Rameno vnitřních síl:

$$z = h - x_u / 2 = 2,083 - 0,166 / 2 = 2 \text{ m}$$

Posouzení únosnosti:

$$M_{Rd} = N_{cd} \cdot z \geq M_{Ed} + \gamma_{p,fav} \cdot \Delta M_{p,zvedané,kz}$$

$$48,677 \cdot 2 = 97,354 \text{ MNm} \geq 41,384 \text{ MNm} = 34,62 + 0,75 \cdot 9,019$$

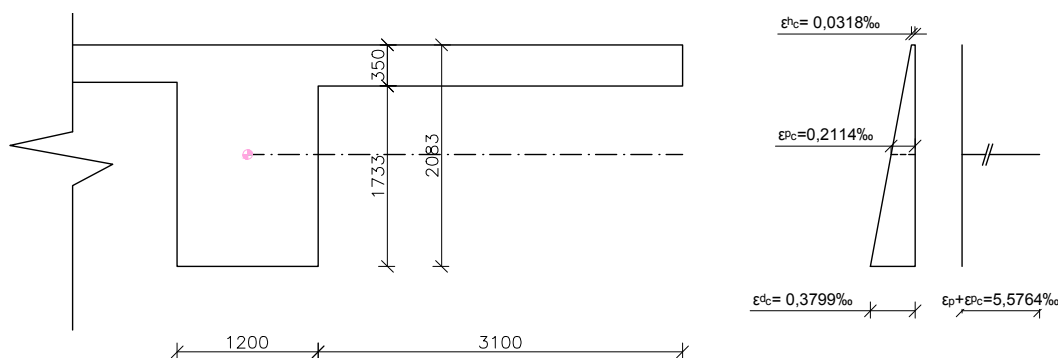
Zatížení	M2, k [MNm]
	max
6.10a - gr1a	30,55
6.10b - gr1a	34,62
Extrém	34,62

Tabulka 14: Extrém momentu v poli při posouzení MSU

Hodnota 0,75 reprezentuje úbytek napětí vlivem ztrát předpětí v čase na konci životnosti. Průřez vyhoví.

Ověření skutečného zplastizování proběhne přitížením průřezu tak, aby dosáhl své meze únosnosti. První krok je přitížení a výsledkem bude „pružné odlehčení“, které slouží ke kontrole průběhu poměrného přetvoření po výšce průřezu.

$$\epsilon_{p,z} = \epsilon_p + \epsilon^p_c = +5,365 + 0,2114 = 5,5764 \text{ ‰}$$



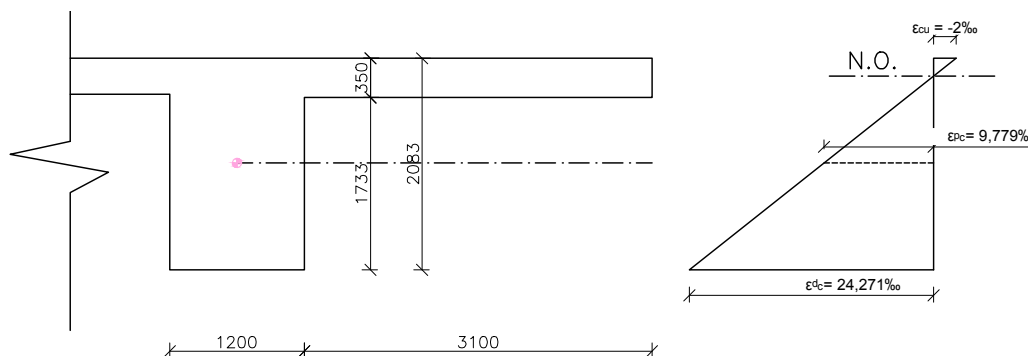
Obrázek 24: První krok přitížení, který vede k „pružnému odlehčení“ + pružné odlehčení

Další krok je provedení přitížení tak, aby v krajních tlačných vláknech betonu bylo dosaženo poměrného přetvoření $\epsilon_{cu} = -2 \text{ ‰}$ (hodnota závisí na použitém pracovním diagramu, používá se rektangulární) a aby poloha neutrální



osy odpovídala výše stanovené hodnoty x_u .

$$\Delta \varepsilon_p = \varepsilon_{cu} / x * (h - x - z_d) = 2/0,209 * 1,022 = 9,779 \text{ ‰}$$



Obrázek 25: Druhý krok přetížení, který vede k dosažení meze únosnosti

Celkové poměrné přetvoření v předpínací výztuže se rovna:

$$\Sigma \varepsilon_p = \varepsilon_{p,z} + \Delta \varepsilon_p \geq f_{pd} / E_p = 1423,3 / 195000 = 7,299 \text{ ‰}$$

$15,356 \text{ ‰} \geq 7,299 \text{ ‰} \Rightarrow$ předpínací výztuž je skutečně zplastizovaná.

8.2 Posouzení smyku

Lze provést posouzení smykových účinků dvěma přístupy, které se liší uvažováním ohybových trhlin. Pro stav únosnosti konstrukce lze předpokládat vznik ohybových trhlin, a proto bude provedeno posouzení prvku s ohybovými trhlinami. Pro omezení rozsahu se vybere největší posouvající síla, což je v řezu 23P, kde je návrhová hodnota na konci životnosti včetně předpětí je $V_{23P,d} = MN$

Bude také uvažovaná smyková výztuž kvůli riziku nepředvídatelné poruchy a konstrukčního hlediska. Tím pádem následující postup je obecný postup pro prvky vyžadující návrh smykové výztuže.

Smyková únosnost V_{Rd} je menší z hodnot dle následujících vztahů:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{ywd} * \cot \theta, \text{ a}$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} * b_w * z * v_1 * f_{cd} * \frac{\cot \theta}{1 + \cot \theta^2}, \text{ kde}$$



- A_{sw} je průřezová plocha smykové výztuže, návrh je čtyřstřížné třmínky $\varnothing 32$ mm po 150 mm, $A_{sw} = 4 * 0,0008038 = 0,003215 \text{ m}^2$
- s je osová vzdálenost třmínků, $s = 0,150 \text{ m}$
- f_{ywd} je návrhová mez kluzu smykové výztuže, $f_{ywd} = 500/1,15 = 434,783 \text{ MPa}$
- z je rameno vnitřních sil, běžně se používá přibližní zjednodušená hodnota $0,9*d = 0,9 * 2,023 = 1,875 \text{ mm}$
- θ je úhel mezi betonovými tlakovými diagonálami a osou nosníku kolmo na posouvající sílu, bude zvolen nejoptimálnější $\theta = 45^\circ$ (mezí hodnoty jsou $1 \leq \cot\theta \leq 2,5$)
- α_{cw} je součinitel zohledňující stav napětí v tlačeném pásu, který se stanoví na základě průměrného napětí v tlaku σ_{cp} (pro výpočet bude zanedbán vliv betonářské výztuže)

$$0 < \sigma_{cp} = \frac{Np_{23}}{A_{c,23}} = \frac{35,553}{8,259} = 4,305 \text{ MPa} < 0,25 * f_{cd} = 5,25 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cw} = 1 + \sigma_{cp} / f_{cd} = 1,21$$

- b_w je šířka části průřezu vzdorující smykovým účinkům, $b_w = 1200 \text{ mm}$
- v_1 je redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem,

$$v = 0,6 * \left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] = 0,6 * \left[1 - \frac{35}{250}\right] = 0,516$$

$$V_{Rd,s} = \frac{0,003215}{0,150} * 1,875 * 434,783 * \cot 45 = 17,473 \text{ MN}$$

$$V_{Rd,max} = 1,21 * 1,2 * 1,875 * 0,516 * 21 / (\cot 45 + \tan 45) = 14,751 \text{ MN}$$

Zatížení	$V_{23L,k}$ [MN]	$V_{23P,k}$ [MN]
6.10a - gr1a	-6,84	7,45
6.10b - gr1a	-6,98	7,79
Extrém	-6,98	7,79

Tabulka 15: čtené nutné pro výpočet kombinací zatížení a jejich extrémů

Posouzení bude provedeno bez účinku předpětí a proto:

$$V_{Ed,celk,L} = V_{Ed,6.10,L} = -6,98 \text{ MN}$$



$$V_{Ed,celk,P} = V_{Ed,6.10,P} = 7,79 \text{ MN}$$

Shrnutí posudku únosnosti průřezu 23 na smykové účinky je následující:

$$V_{Rd,max} = 14,751 \text{ MN} \geq V_{Ed} = 7,79 \text{ MN}$$

$$V_{Rd,s} = 17,473 \text{ MN} \geq V_{Ed} = 7,79 \text{ MN}$$

Konstrukce vyhoví jak z hlediska návrhu smykové výztuže, tak i z hlediska rozdrčení tlačných betonových diagonál.

9. Posouzení konstrukce MSP

Posouzení v mezním stavu použitelnost s ohledem na rozsah dané prací bude uvedeno na omezení napětí, omezení trhlin a omezení průhybů.

9.1 Mezní stav omezení napětí

Posudek bude proveden v časech:

- Vnesení předpětí
- Před uvedením do provozu
- Po uvedení do provozu
- Na konci životnosti

Posudek bude proveden pro následující kombinace:

- Charakteristická
- Kvazistálá

Napětí v betonu:

V provozním stavu je nutné omezit tlakové napětí tak, aby se zabránilo vzniku podélných trhlin, rozvoji mikrotrhlin nebo nadměrnému dotvarování.

Tlakové napětí betonu při *charakteristické kombinaci* zatížení musí být omezeno na hodnotu:

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



Tlakové napětí v betonu *při kvazistalé kombinaci* za předpokladu lineárního dotvarování se rovna:

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

Napětí v době napínání nebo vnesení předpětí má být omezeno na hodnotu:

$$\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck(t)} = 0,6 \cdot 27,205 = 16,323 \text{ MPa (tlak)}$$

Současně nemá být pevnost betonu při předpínání menší, než je minimální hodnota podle evropského technického schválení použitého předpínacího systému:

$$f_{cm(t)min} = 34 \text{ MPa (sytém výrobce Freyssinet)}$$

$$f_{ck(t)min} = 34 - 8 = 26 \text{ MPa}$$

Při posouzení rozhoduje hodnota $f_{ck(t)}$.

Tahové napětí v betonářské výztuži je také nutné omezit. Předpoklad je nevzniknutí nepříjemných trhlin a deformací, pokud při charakteristické kombinace tahové napětí nepřekročí hodnotu $0,8 \cdot f_{yk} = 0,8 \cdot 500 = 400 \text{ MPa}$.

ŘEZ	Vnesení předpětí			Uvedení do provozu			Konec životnosti		
	Ztráty [%]	$M_{p,max}$ [MNm]	$N_{p,max}$ [MN]	Ztráty [%]	$M_{p,max}$ [MNm]	$N_{p,max}$ [MN]	Ztráty [%]	$M_{p,max}$ [MNm]	$N_{p,max}$ [MN]
1	5,00	-11,89	47,87	15,00	-10,64	42,83	25,00	-9,39	37,79
12	5,00	19,29	47,87	15,00	17,26	42,83	25,00	15,23	37,79
2	5,00	-12,93	47,87	15,00	-11,57	42,83	25,00	-10,21	37,79
23	5,00	20,46	47,87	15,00	18,31	42,83	25,00	16,16	37,79

Tabulka 16: Celkový ohybový moment a normálová síla v posuzovaných časových etapách

Výpočet bude rozdělen a proveden podle působících zatížení, na konci každého bude uvedena tabulka s ověřením omezení napětí v programu Excel.

STALÉ ZATÍŽENÍ:

Posouzení normálových napětí – čas vnesení předpětí:

V této etapě figuruje působení vlastní tíhy g_0 a předpětí.



Zatížení		M _{1,k} [MNm]	M _{12,k} [MNm]	M _{2,k} [MNm]	M _{23,k} [MNm]
		max	max	max	max
SW		11,031	-20,926	11,183	-22,345

Tabulka 17: Momenty od vlastní tíhy

Vztahy bez znamének, které však budou započtené při výpočtu:

$$\sigma_{c,i,tr}^h = \left| \frac{N_{p,tr}}{A_c} + \frac{M_{g0}}{W_h} + \frac{M_{p,tr}}{W_h} \right| < |16,323| \quad \sigma_{c,i,tr}^d = \left| \frac{N_{p,tr}}{A_c} + \frac{M_{g0}}{W_d} + \frac{M_{p,tr}}{W_d} \right| < |16,323|$$

Výpočet normálových napětí – čas uvedení do provozu a čas na konci životnosti:

V této etapě figuruje působení vlastní tíhy g_0 , ostatního stálého zatížení a předpětí. Posouzení není normou požadováno.

Vztahy bez znamének:

$$\sigma_{c,i,up,g}^h = \frac{N_{p,up}}{A_c} + \frac{M_g}{W_h} + \frac{M_{p,up}}{W_h} \quad \sigma_{c,i,up,g}^d = \frac{N_{p,up}}{A_c} + \frac{M_g}{W_d} + \frac{M_{p,up}}{W_d}$$

$$\sigma_{c,i,kz,g}^h = \frac{N_{p,kz}}{A_c} + \frac{M_g}{W_h} + \frac{M_{p,kz}}{W_h} \quad \sigma_{c,i,kz,g}^d = \frac{N_{p,kz}}{A_c} + \frac{M_g}{W_d} + \frac{M_{p,kz}}{W_d}$$

Zatížení	M1,k [MNm]	M12,k [MNm]	M2,k [MNm]	M23,k [MNm]
	max	max	max	max
SW	11,03	-20,93	11,18	-22,35
Gost	2,38	-4,45	2,34	-4,74
suma	13,42	-25,37	13,53	-27,09

Tabulka 18: Momenty od vlastní tíhy ostatního stálého zatížení

Posouzení normálových napětí:



	Zatížení	ČAS	VLAKNÁ	Ac	Wi	Np	Mp	M	σ	olim	stav	
				[m2]	[m3]	[MN]	[MN]	[MN]	[MPa]	[MPa]		
1	stalé	VP	h	8,259	-4,198	-47,868	-11,89	11,031	-5,591	16,323	VYHOVUJE	
			d		2,039				-6,217		VYHOVUJE	
		UP	h	8,259	-4,198	-42,83	-10,64	13,42	-5,848			
			d		2,039				-3,822			
		KZ	h	8,259	-4,198	-37,79	-9,39	13,42	-5,536			
			d		2,039				-2,599			
12	stalé	VP	h	8,259	-4,198	-47,868	19,29	-20,926	-5,406	16,323	VYHOVUJE	
			d		2,039				-6,598		VYHOVUJE	
		UP	h	8,259	-4,198	-42,83	17,26	-25,37	-3,254			
			d		2,039				-9,163			
		KZ	h	8,259	-4,198	-37,79	15,23	-25,37	-2,16			
			d		2,039				-9,549			
2	stalé	VP	h	8,259	-4,198	-47,868	-12,93	11,183	-5,38	16,323	VYHOVUJE	
			d		2,039				-6,653		VYHOVUJE	
		UP	h	8,259	-4,198	-42,83	-11,57	13,53	-5,653			
			d		2,039				-4,225			
		KZ	h	8,259	-4,198	-37,79	-10,21	13,53	-5,366			
			d		2,039				-2,947			
23	stalé	VP	h	8,259	-4,198	-47,868	20,46	-22,345	-5,347	16,323	VYHOVUJE	
			d		2,039				-6,72		VYHOVUJE	
		UP	h	8,259	-4,198	-42,83	18,31	-27,09	-3,094			
			d		2,039				-9,492			
		KZ	h	8,259	-4,198	-37,79	16,16	-27,09	-1,972			
			d		2,039				-9,936			

Tabulka 19: Omezení napětí MSP, stálé zatížení

Konstrukce vyhoví ve všech posuzovaných průřezích.

KVAZISTÁLÁ KOMBINACE ZATÍŽENÍ:

Posouzení normálových napětí – čas uvedení do provozu a čas na konci životnosti:

Vztahy bez znamének:

$$\sigma_{c,i,up,kv,max}^h = \frac{N_{p,up}}{A_c} + \frac{M_{kv,max}}{W_h} + \frac{M_{p,up}}{W_h} \quad \sigma_{c,i,up,kv,max}^d = \frac{N_{p,up}}{A_c} + \frac{M_{kv,max}}{W_d} + \frac{M_{p,up}}{W_d}$$

$$\sigma_{c,i,kz,kv,max}^h = \frac{N_{p,kz}}{A_c} + \frac{M_{kv,max}}{W_h} + \frac{M_{p,kz}}{W_h} \quad \sigma_{c,i,kz,kv,max}^d = \frac{N_{p,kz}}{A_c} + \frac{M_{kv,max}}{W_d} + \frac{M_{p,kz}}{W_d}$$

Musí být splněná nerovnost $|\sigma| < |15,75|$



	Zatížení	ČAS	VLAKNÁ	Ac	Wi	Np	Mp	M	σ	σ _{lim}	stav
				[m2]	[m3]	[MN]	[MN]	[MN]	[MPa]	[MPa]	
1	kvazistalá kombinace	UP	h	8,259	-4,198	-42,83	-10,64	14,52	-6,11	15,75	WHOVOUJE
			d		2,039				-3,283		WHOVOUJE
		KZ	h	8,259	-4,198	-37,79	-9,39	14,52	-5,798	15,75	WHOVOUJE
			d		2,039				-2,06		WHOVOUJE
12	kvazistalá kombinace	UP	h	8,259	-4,198	-42,83	17,26	-23,32	-3,742	15,75	WHOVOUJE
			d		2,039				-8,158		WHOVOUJE
		KZ	h	8,259	-4,198	-37,79	15,23	-23,32	-2,649	15,75	WHOVOUJE
			d		2,039				-8,543		WHOVOUJE
2	kvazistalá kombinace	UP	h	8,259	-4,198	-42,83	-11,57	15,27	-6,067	15,75	WHOVOUJE
			d		2,039				-3,371		WHOVOUJE
		KZ	h	8,259	-4,198	-37,79	-10,21	15,27	-5,781	15,75	WHOVOUJE
			d		2,039				-2,094		WHOVOUJE
23	kvazistalá kombinace	UP	h	8,259	-4,198	-42,83	18,31	-25,65	-3,437	15,75	WHOVOUJE
			d		2,039				-8,786		WHOVOUJE
		KZ	h	8,259	-4,198	-37,79	16,16	-25,65	-2,315	15,75	WHOVOUJE
			d		2,039				-9,23		WHOVOUJE

Tabulka 20: mezení napětí MSP, kvazistalá kombinace

Konstrukce vyhoví ve všech posuzovaných průřezích.

CHARAKTERISTICKÁ KOMBINACE ZATÍŽENÍ:

Posouzení normálových napětí – čas uvedení do provozu a čas na konci životnosti:

Vztahy včetně znamének:

$$\sigma_{c,i,up,char,max}^h = \frac{N_{p,up}}{A_c} + \frac{M_{char,max}}{W_h} + \frac{M_{p,up}}{W_h} \quad \sigma_{c,i,up,char,max}^d = \frac{N_{p,up}}{A_c} + \frac{M_{char,max}}{W_d} + \frac{M_{p,up}}{W_d}$$

$$\sigma_{c,i,kz,char,max}^h = \frac{N_{p,kz}}{A_c} + \frac{M_{char,max}}{W_h} + \frac{M_{p,kz}}{W_h} \quad \sigma_{c,i,kz,char,max}^d = \frac{N_{p,kz}}{A_c} + \frac{M_{char,max}}{W_d} + \frac{M_{p,kz}}{W_d}$$

Musí být splněná nerovnost $|\sigma| < |16,323|$



	Zatížení	ČAS	VLAKNÁ	Ac	Wi	Np	Mp	M	σ	σ_{lim}	stav
				[m2]	[m3]	[MN]	[MN]	[MN]	[MPa]	[MPa]	
1	charakteristická kombinace	UP	h	8,259	-4,198	-42,83	-10,64	25,68	-8,769	16,323	VYHOVUJE
			d		2,039				2,1903		16,323
		KZ	h	8,259	-4,198	-37,79	-9,39	25,68	-8,456	16,323	VYHOVUJE
			d		2,039				3,4136		16,323
12	charakteristická kombinace	UP	h	8,259	-4,198	-42,83	17,26	-32,95	-1,448	16,323	VYHOVUJE
			d		2,039				-12,88		16,323
		KZ	h	8,259	-4,198	-37,79	15,23	-32,95	-0,355	16,323	VYHOVUJE
			d		2,039				-13,27		16,323
2	charakteristická kombinace	UP	h	8,259	-4,198	-42,83	-11,57	27,44	-8,966	16,323	VYHOVUJE
			d		2,039				2,5974		16,323
		KZ	h	8,259	-4,198	-37,79	-10,21	27,44	-8,68	16,323	VYHOVUJE
			d		2,039				3,8746		16,323
23	charakteristická kombinace	UP	h	8,259	-4,198	-42,83	18,31	-36,46	-0,862	16,323	VYHOVUJE
			d		2,039				-14,09		16,323
		KZ	h	8,259	-4,198	-37,79	16,16	-36,46	0,26	16,323	VYHOVUJE
			d		2,039				-14,53		16,323

Tabulka 21: Omezení napětí MSP, charakteristická kombinace

Konstrukce vyhoví ve všech posuzovaných průřezích.

9.2 Mezní stav omezení trhlin

Vzniku nadměrných ohybových trhlin na konstrukci by mělo být zabráněno za předpokladu, že je splněn požadavek dekomprese při časté kombinaci zatížení. Podle uvedené níže tabulky nesmí napětí v betonu dosáhnout kladných hodnot pro splnění podmínky dekomprese. Co se týče vzniku trhlin, hodnota napětí v betonu tím pádem nesmí překročit hodnotu 0 MPa.

Stupeň vlivu prostředí	Železobetonové prvky a prvky předpjaté nesoudržnou výztuží	Prvky předpjaté soudržnou výztuží
	Kvazi-stálá kombinace zatížení	Častá kombinace zatížení
X0, XC1	0,4 ¹⁾	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²⁾
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Dekomprese
¹⁾ Pro stupně vlivu prostředí X0, XC1 nemá šířka trhliny vliv na trvanlivost a uvedená hodnota má zajistit přijatelný vzhled. Pokud nejsou kladeny požadavky na vzhled, lze uvedenou hodnotu zvětšit. ²⁾ Pro tyto stupně vlivu prostředí má být kromě toho posouzena dekomprese při kvazi-stálé kombinaci zatížení.		

Tabulka 22: Doporučené hodnoty w_{max} (mm) [6]

ČASTÁ KOMBINACE ZATÍŽENÍ:

Posouzení normálových napětí – čas uvedení do provozu a čas na konci životnosti:



Vztahy včetně znamének:

$$\sigma_{c,i,up,čast,max}^h = \frac{N_{p,up}}{A_c} + \frac{M_{čast,max}}{W_h} + \frac{M_{p,up}}{W_h} \quad \sigma_{c,i,up,čast,max}^d = \frac{N_{p,up}}{A_c} + \frac{M_{čast,max}}{W_d} + \frac{M_{p,up}}{W_d}$$

$$\sigma_{c,i,kz,čast,max}^h = \frac{N_{p,kz}}{A_c} + \frac{M_{čast,max}}{W_h} + \frac{M_{p,kz}}{W_h} \quad \sigma_{c,i,kz,čast,max}^d = \frac{N_{p,kz}}{A_c} + \frac{M_{čast,max}}{W_d} + \frac{M_{p,kz}}{W_d}$$

	Zatížení	ČAS	VLAKNÁ	Ac	Wi	Np	Mp	M	σ	olim	stav
				[m2]	[m3]	[MN]	[MN]	[MN]	[MPa]	[MPa]	
1	častá kombinace	UP	h	8,259	-4,198	-42,83	-10,64	20,87	-7,6227	0	YHOVUJE
			d		2,039				-0,1687	0	YHOVUJE
		KZ	h	8,259	-4,198	-37,79	-9,39	20,87	-7,3103	0	YHOVUJE
			d		2,039				1,0546	0	NEVHOVUJE
12	častá kombinace	UP	h	8,259	-4,198	-42,83	17,26	-28,23	-2,5727	0	YHOVUJE
			d		2,039				-10,566	0	YHOVUJE
		KZ	h	8,259	-4,198	-37,79	15,23	-28,23	-1,4789	0	YHOVUJE
			d		2,039				-10,951	0	YHOVUJE
2	častá kombinace	UP	h	8,259	-4,198	-42,83	-11,54	22,05	-7,6894	0	YHOVUJE
			d		2,039				-0,0314	0	YHOVUJE
		KZ	h	8,259	-4,198	-37,79	-10,18	22,05	-7,4032	0	YHOVUJE
			d		2,039				1,24587	0	NEVHOVUJE
23	častá kombinace	UP	h	8,259	-4,198	-42,83	18,57	-31,13	-2,194	0	YHOVUJE
			d		2,039				-11,346	0	YHOVUJE
		KZ	h	8,259	-4,198	-37,79	16,39	-31,13	-1,0644	0	YHOVUJE
			d		2,039				-11,805	0	YHOVUJE

Tabulka 23: Omezení trhlin MSP, častá

Požadavek dekomprese na konci životnosti není u dolních vláken (vznikají tahová napětí) při časté kombinace splněn u průřezů 1 a 2. Norma však požaduje splnění dekomprese při kvazistálé kombinaci, kde je vše splněno.

9.3 Mezní stav omezení průhybů

Na konstrukce je nadále nutné ověřit hodnoty průhybů podle [8]. Limitní hodnota přípustného průhybu pro konstrukce z předpjatého betonu je $L/600$, kde L je znázorňuje rozpětí pole. Další předpoklad je posouzení účinků LM1 (statických a dynamických).

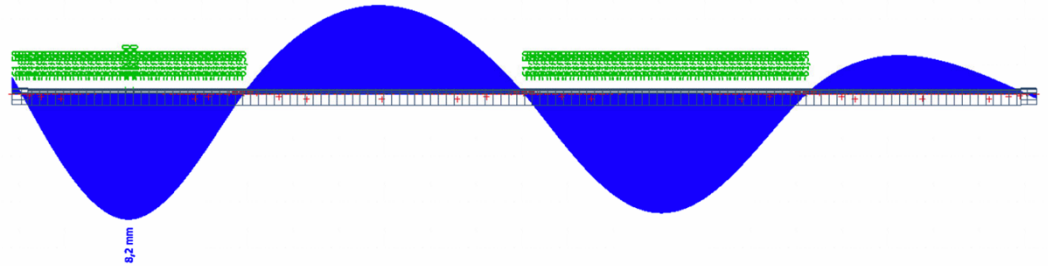
Posouzení průhybu – krajní pole:

$$\delta_1 = 8,2 \text{ mm} < \delta_{lim} = 28300/600 = 47,2 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$



10. 1D deformace; U_{total}

Hodnoty: U_{total}
 Lineární výpočet
 Zatěžovací stav: LM-1 M1
 Souřadný systém: Globální
 Extrém 1D: Globální
 Výběr: Vše



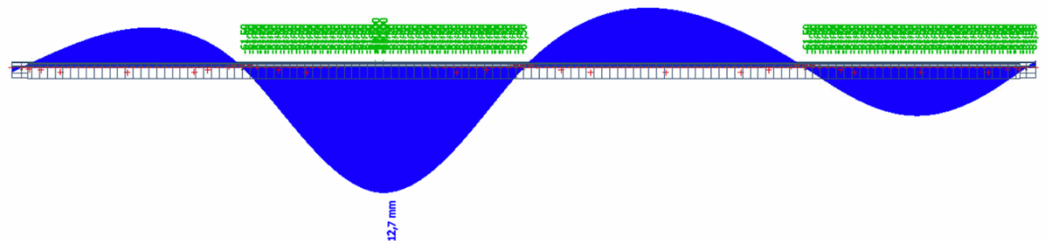
Obrázek 26: Průhyb od LM1 s uspořádaným zatížením

Posouzení průhybu – střední pole:

$$\delta_1 = 12,7 \text{ mm} < \delta_{lim} = 36000/600 = 60 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhoví}$$

11. 1D deformace; U_{total}

Hodnoty: U_{total}
 Lineární výpočet
 Zatěžovací stav: LM-3 M2
 Souřadný systém: Globální
 Extrém 1D: Globální
 Výběr: Vše



Obrázek 27: Průhyb od LM1 s uspořádaným zatížením



9. Výstavba

Posouzená výše mostní konstrukce monolitická (betonovaná přímo na místě určení) a to je kvůli velkým výhodám:

- Trvanlivost – jde o kompaktní konstrukce s minimálním vystaveným agresivitě okolního prostředí povrchem a prakticky beze spár
- Hospodárnost

Zvolená technologie výstavby je betonování konstrukce na pevné skruži. Mezi dočasné konstrukce pro monolitické betonování patří:

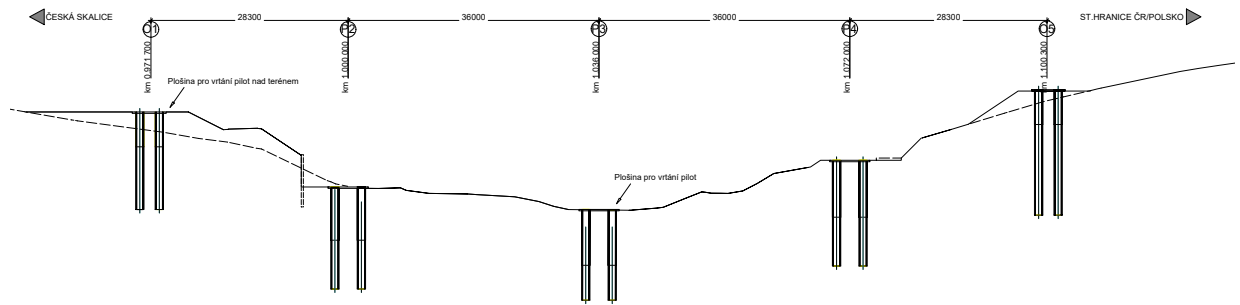
- Bednění – konstrukce, do které se přímo ukládá čerstvý beton a vymezující tvar betonovaných konstrukcí
- Skruž – podpůrná konstrukce přenášející tíhu betonové konstrukce a bednění do mostních podpěr nebo základů

Bednění z hlediska počtu opakování jeho použití je jednorázové. Podle povrchové úpravy je hladké, protože je levnější a jednodušší i když ne velmi estetický.

Výhodou pevné skruže jsou nízké pořizovací náklady a nejrychlejší postavení pro konstrukce menšího rozsahu, jako například tady zkoumaný most o 4 polích.

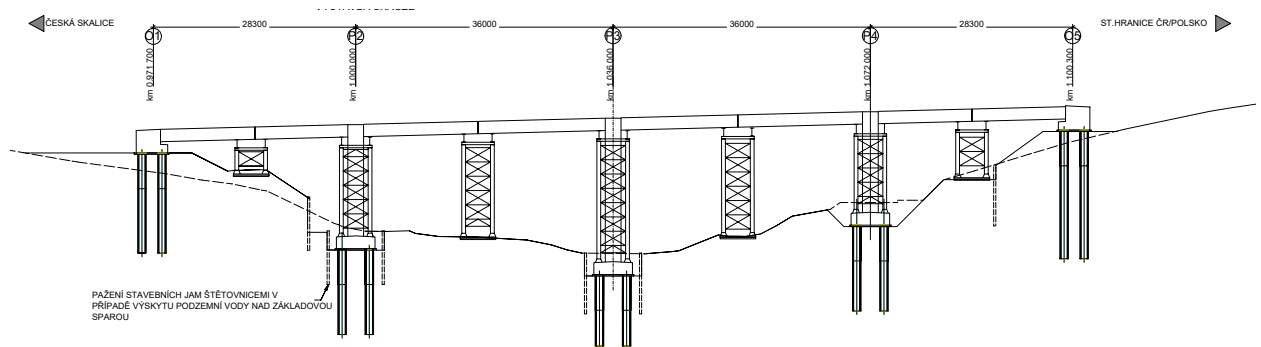
Pevná skruž je zřízena z ocelových válcovaných nosníků IP 1000 a z ocelových stojek PIŽMO, které mají značnou únosnost. Dále budou uvedené etapy s popisem prováděných procesů. [9] [3]

Etapa 1 – Zakládání: Srovnání terénu v místě plošin pro vrtání pilot a provedení pilotového zakládání, zřízení násypů



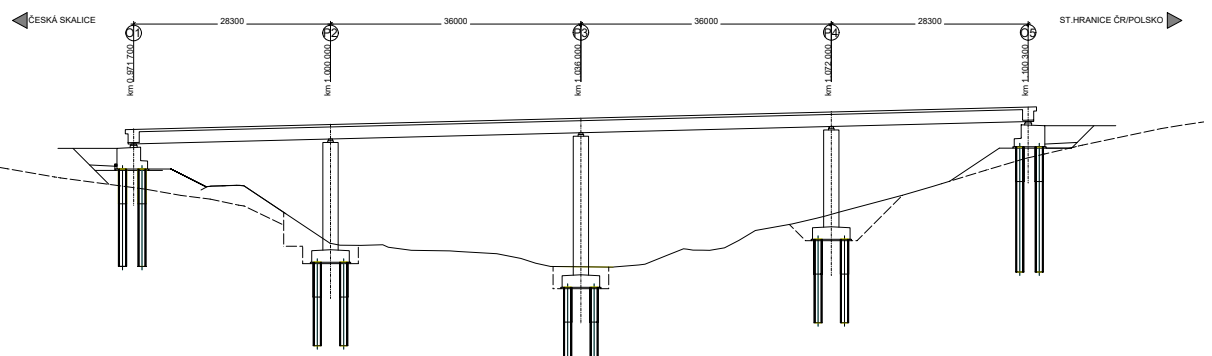
Obrázek 28: Výstavba mostu, etapa 1

Etapa 2 – Spodní stavba: Provedení výkopů pro výstavbu pilířů, výstavba spodní stavby vyjma závěrných zídek opěr, výstavba provozních podpěr pro skruž včetně souvisejících zemních prací a výstavba skruže



Obrázek 29: Výstavba mostu, etapa 2

Etapa 3 – Nosná konstrukce: Částečný zásyp opěr, betonáž nosné konstrukce, předepnutí nosné konstrukce, demontáž skruže a zásyp základů pilířů.

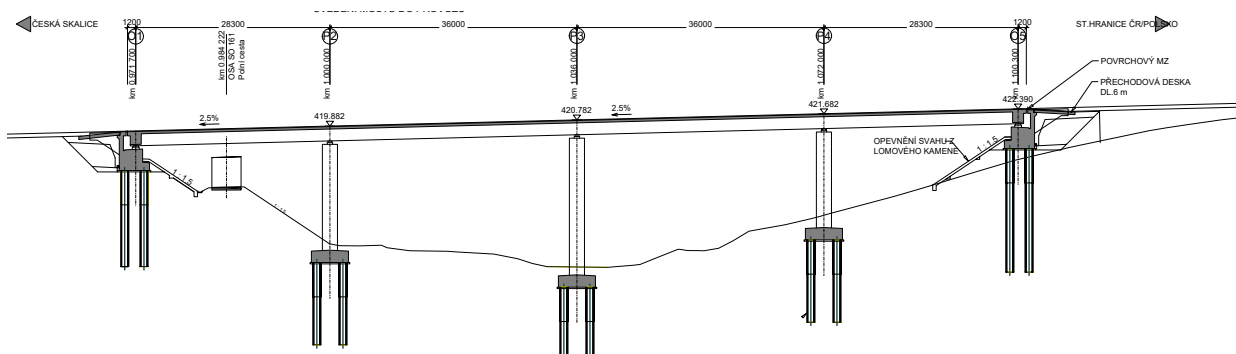


Obrázek 30: Výstavba mostu, etapa 3

Etapa 4 – Nosná konstrukce: Dokončení opěr (závěrní zídky) a zásypů za opěrami, betonáž říms, osazení mostních závěrů, pokládka vozovky, výstavba polní cesty,



osazení mostních vybavení, provedení uprav kolem mostu a uvedení mostu do provozu.



Obrázek 31: Výstavba mostu, etapa 4

10. Závěr

Cílem bakalářské práce byl návrh konstrukčního řešení trémové mostní konstrukce a její základní statické posouzení. Ve finále konstrukce byla navržena a vyhověla ve všech rozhodujících mezních stavech použitelnosti a únosnosti. Cílem zároveň byl návrh postupu výstavby, který byl proveden s ohledem na výběr technologie.

V práci se objevilo několik nedostatků a zjednodušení. Byly zanedbané účinky od zatížení větrem a sněhem. Do modelu nebyl zahrnut příčný a podélný sklon.

Pro navrhnutou konstrukci bylo stanoveno stálé a proměnné zatížení od dopravy a teploty, poklesy podpor nebyly započítané. V již vytvořeném globálním výpočetním modelu v softwaru SCIA Engineer byla provedena lineární analýza. Provedená kontrola jednotlivých částí potvrdila správnost návrhu a výpočtu s ohledem na neplný MSÚ, nebylo tam provedeno posouzení na křehký lom. Kontrola na MSP také vyhověla podle českých norem.

Návrh předpětí a vyhodnocení jeho účinků v čase proběhlo ručně, bez vkladení kabelů do konstrukce v softwaru SCIA Engineer, na což by bylo soustředění při vylepšování návrhu.



Při podrobném návrhu v praxi by byl proveden návrh a posudek založení, spodní stavby, ložisek a závěru, avšak toto není podstatou dané práce.



Reference

- [1] DRAHORÁD, Michal, Ing., Ph.D. *Betonové mosty 1: Přednášky MsTeams*. -. zimní semestr, 2023.
- [2] POKORNÝ, doc.Ing.Jiří, CSc a Ing. Vladimír SUCHÁNEK. *Betonové mosty II* [online]. 2012, 150 [cit. 2024-05-18]. Dostupné z: https://vladimirsuchanek.upce.cz/files/Betonove_mosty_2.pdf
- [3] Technická zprava I/33 Náchod, Obchvat: Projektová dokumentace pro vydání stavebního povolení SO 205. In: *Vypracovala Bc. Zuzana Vávrová, ARFY CZ s.r.o.*. Duben, 2019.
- [4] *Technické podmínky TP 124: Základní ochranná opatření pro omezení vlivu bludných proudů na mostní objekty a ostatní betonové konstrukce pozemních komunikací*. In: . Prosinec 2008, s. 120.
- [5] ČSN EN 1992-1-1 (73 1201): *Eurokod 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. In: . -.
- [6] ČSN EN 1992-2 (73 6208): *Eurokod 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady*. In: . -.
- [7] ŠAFÁŘ, Roman. *Betonové mosty 2 - cvičení: návrh předpjatého mostu podle Eurokódů*. V Praze: České vysoké učení technické, 2015. ISBN 978-80-01-05690-5.
- [8] ČSN 73 6214: *Navrhování betonových mostních konstrukcí*. In: . 01/2014n. I.
- [9] HRDOUŠEK, Vladislav. *Betonové mosty 2*. Praha: Česká technika - nakladatelství ČVUT, 2005. ISBN 80-01-03321-X.



Seznam obrázků

Obrázek 1: Rozdělení podle statického tvaru průřezu	10
Obrázek 2: Typické příčné řezy předpjatých žebrových mostů (výstřižek z [2])	12
Obrázek 3: Některé příklady příčných řezů předpjatých komorových mostů (výstřižek [2]).....	13
Obrázek 4: Schéma konstrukce v příčném směru, nad pilířem.....	16
Obrázek 5: Schéma konstrukce v podélném směru.....	17
Obrázek 6: Prutový model konstrukce	18
Obrázek 7: Příčný řez v softwaru SCIA Engineer 24.0, průřez nad opěrou	19
Obrázek 8: Příčný řez v softwaru SCIA Engineer 24.0, průřez nad pilířem	19
Obrázek 9: Bilineární pracovní diagram betonu C35/45 podle ČSN EN 1992- 2 v softwaru SCIA Engineer	21
Obrázek 10: Schéma pracovního diagramu pro analýzu konstrukce (použití 0,4 fcm pro definici Ecm je přibližné)	22
Obrázek 11: Dotvarování betonu	23
Obrázek 12: Schéma pracovních diagramů pro předpínací ocel podle ČSN EN 1992-1 [6].....	24
Obrázek 13: Průběh příčinkových čar v průřezech	25
Obrázek 14: Schéma zatížení LM1 [9]	26
Obrázek 15: Uvažovaný průběh teploty po výšce průřezu.....	27
Obrázek 16: Schéma rozmístění předpětí v průřezech.....	33
Obrázek 17: Schéma rozložení zatížení pro výpočet vnitřních sil.....	36
Obrázek 18: Celkový ohybový moment od předpětí – střední počáteční hodnota předpínací síly [MNm].....	36
Obrázek 19: Statický určitý ohybový moment od předpětí – střední počáteční hodnota předpínací síly [MNm].....	37
Obrázek 20: Statický neurčitý ohybový moment od předpětí – střední počáteční hodnota předpínací síly [MNm]	37
Obrázek 21: Zjednodušený průřez.....	38



Obrázek 22: „Výchozí“ napětí soudržných kabelů procházejících průřezem	39
Obrázek 23: „Výchozí“ poměrná přetvoření od soudržných kabelů procházejících průřezem.....	40
Obrázek 24: První krok přetížení, který vede k „pružnému odlehčení“ + pružné odlehčení	41
Obrázek 25: Druhý krok přetížení, který vede k dosažení meze únosnosti	42
Obrázek 26: Průhyb od LM1 s uspořádaným zatížením	51
Obrázek 27: Průhyb od LM1 s uspořádaným zatížením	51
Obrázek 28: Výstavba mostu, etapa 1	53
Obrázek 29: Výstavba mostu, etapa 2	53
Obrázek 30: Výstavba mostu, etapa 3	53
Obrázek 31: Výstavba mostu, etapa 4	54

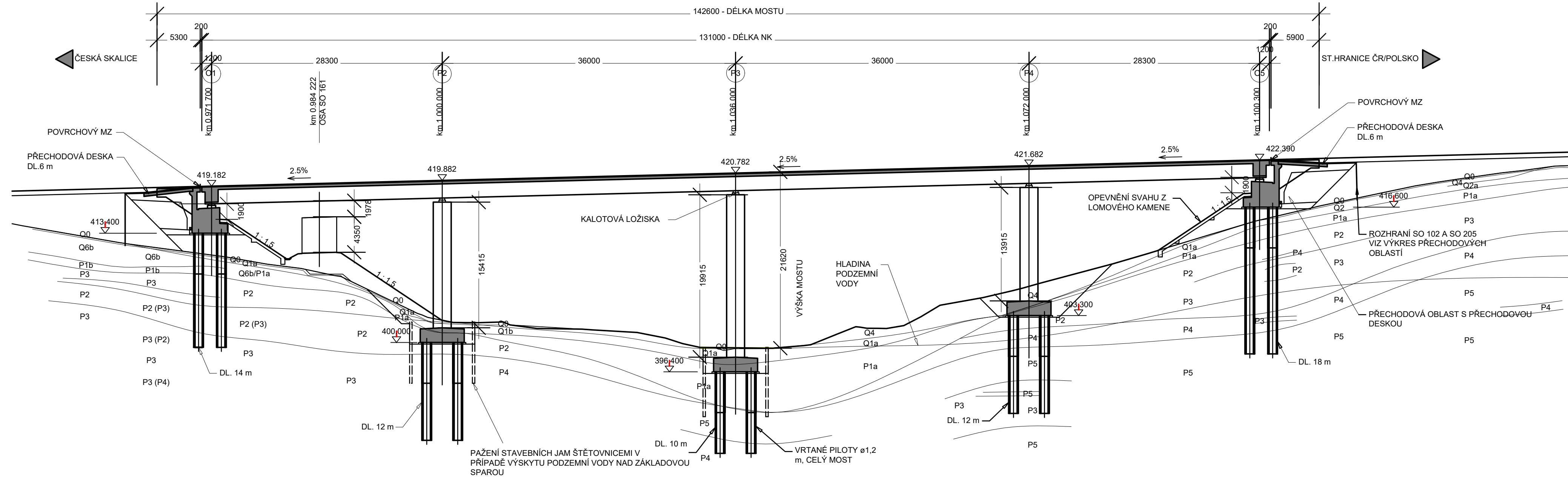


Seznam tabulek

Tabulka 1: Rozpětí trémových mostů.....	11
Tabulka 2: Výpočet zatížení v programu Excel.....	25
Tabulka 3: Výpočet zatížení LM1 v programu Excel.....	26
Tabulka 4: Tabulka zatížení chodníku.....	26
Tabulka 5: Výpočet kombinace 6.10a v programu Excel.....	28
Tabulka 6: Výpočet kombinace 6.10b v programu Excel.....	29
Tabulka 7: Výpočet charakteristické kombinace v programu Excel.....	30
Tabulka 8: Výpočet časté kombinace v programu Excel.....	31
Tabulka 9: Výpočet kvazistálé kombinace v programu Excel.....	31
Tabulka 10: Veškeré spočítané kombinace v programu Excel.....	32
Tabulka 11: Vypočtené hodnoty momentu pro předběžný návrh.....	33
Tabulka 12: Tabulka konečných hodnot pro každý průřez.....	35
Tabulka 13: Tabulka různých variant počtů kabelů s barevně označeným výběrem.....	35
Tabulka 14: Extrém momentu v poli při posouzení MSU.....	41
Tabulka 15: čtené nutné pro výpočet kombinaci zatížení a jejich extrémů.....	43
Tabulka 16: Celkový ohybový moment a normálová síla v posuzovaných časových etapách.....	45
Tabulka 17: Momenty od vlastní tíhy.....	46
Tabulka 18: Momenty od vlastní tíhy ostatního stálého zatížení.....	46
Tabulka 19: Omezení napětí MSP, stálé zatížení.....	47
Tabulka 20: mezení napětí MSP, kvazistálá kombinace.....	48
Tabulka 21: Omezení napětí MSP, charakteristická kombinace.....	49
Tabulka 22: Doporučené hodnoty w_{max} (mm) [6].....	49
Tabulka 23: Omezení trhlin MSP, častá.....	50

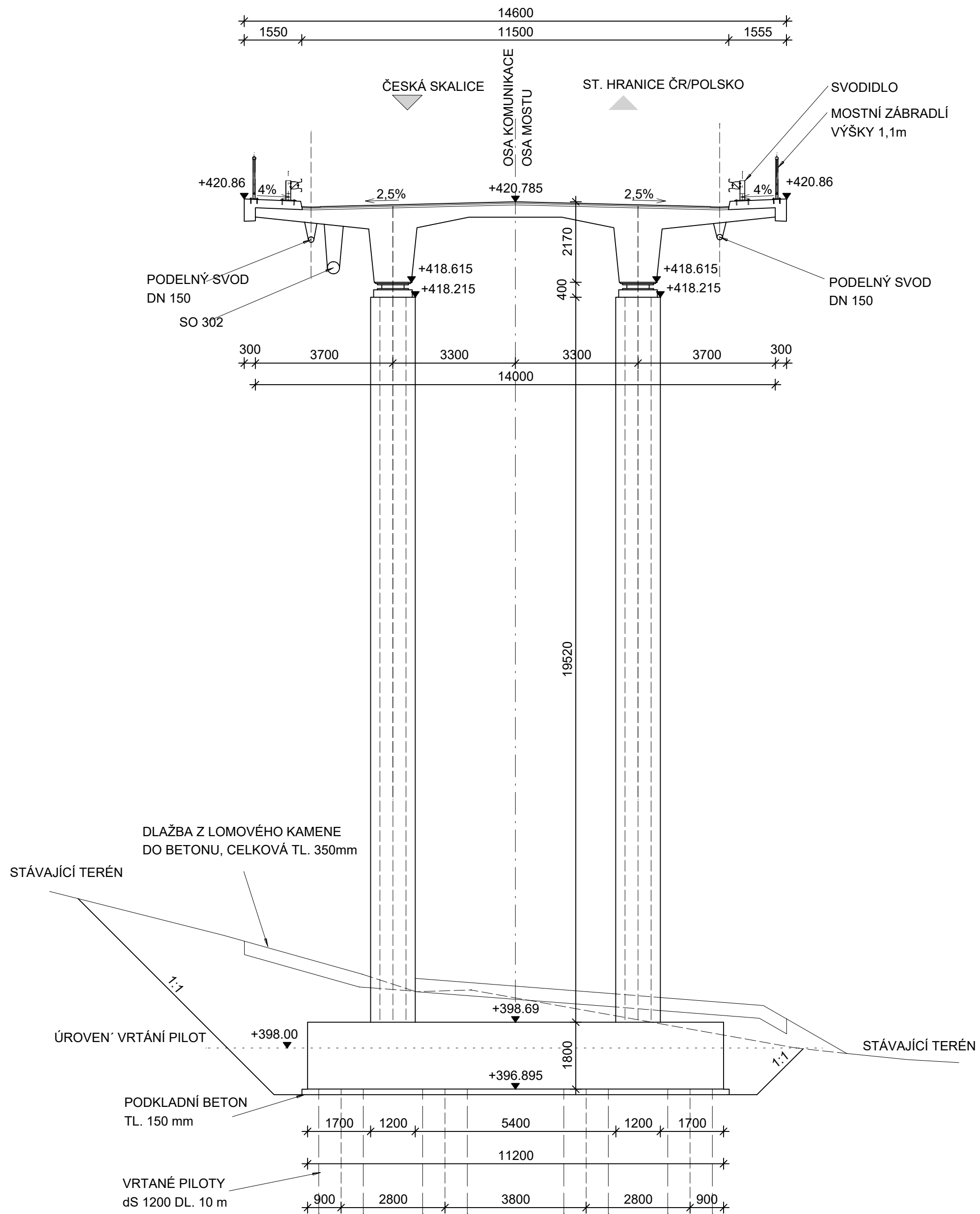


PODÉLNÝ ŘEZ 1 : 350



VYPRACOVAL: Maria Barabanova	FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT V PRAZE	
VEDOUCÍ: doc. Ing. Lukáš Vrablík, Ph.D., FEng	SEMESTR:	
NÁZEV PŘEDMĚTU: Bakalářská práce	PARALELKA:	
KATEDRA: 135 - Katedra betonových a zděných konstrukcí	DATUM: 19.05.24	
ČÍSLO VÝKRESU: 1	MĚŘÍTKO: 1:350	
ČÍSLO VÝKRESU: 1	FORMÁT:	
OBŠAH VÝKRESU: výkres tvaru podélného řezu	Č. ÚLOHY: 1	Č. VÝKRESU: 1

PŘÍČNÝ ŘEZ PILÍŘEM P3
M 1:100

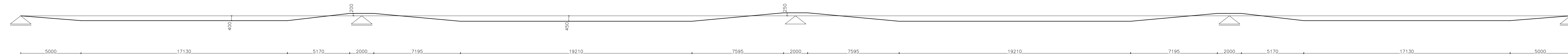


SPECIFIKACE MATERIÁLU

KONSTRUKČNÍ PRVEK	MATERIÁL
PODKLADNÍ BETON	C12/15-X0
VRTANÉ VELKOPRŮMĚROVÉ PILOTY	C25/30-XA2
ÚLOŽNÉ PRAHY	C30/37-XF4+XD3
KŘÍDLA, DŘÍKY OPĚR	C30/37-XF4+XD3
ZÁKLADY OPĚR A PODPĚR	C25/30-XF3
PILÍŘE	C35/45-XF2+XD1
PŘECHODOVÉ DESKY	C25/30-XF2
LOŽISKOVÉ BLOKY	C35/45-XF4+XD3
NOSNÁ KONSTRUKCE	C35/45-XF2+XD1
ŘÍMSY	C30/37-XF4+XD3
BETON POD DLAŽBU Z LOM.KAMENEC	C25/25n-XF3
BETON POD SKLUZY	C25/25n-XF3
ZPEVNĚNÝ PRÁH	C25/25n-XF3
SCHODIŠTOVÉ STUPNĚ	C30/37n-XF4+XD3

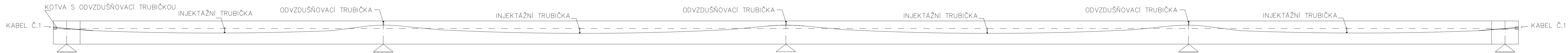
VYPRACOVAL: Mariia Barabanova	FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT V PRAZE
VEDOUČI: doc. Ing. Lukáš Vrablík, Ph.D., FEng	SEMESTR: PADALEKKA:
NÁZEV PŘEDMĚTU: Bakalářská práce	DATUM: 19.05.24
KATEDRA: 135 - Katedra betonových a zděných konstrukcí ČVUT v Praze, Fakulta stavební	MĚŘITKO: 1:100
OBSAH VÝKRESU: Výkres tvaru příčného řezu, pilíř	FORMÁT:
	Č. ÚLOHY: 1
	Č. VÝKRESU: 2

TEČNOVÝ POLYGON, KABEL 1, M 1:150



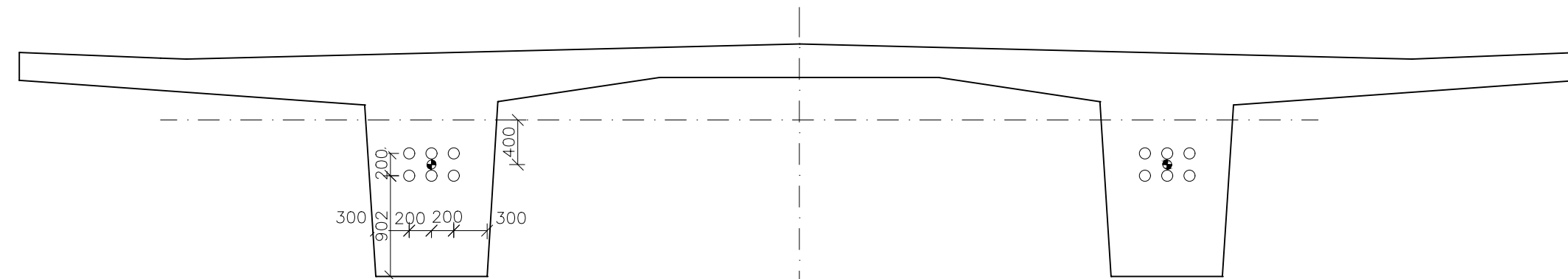
IDEÁLNÍ PRŮBĚŽNÝ KABEL 12X19X Y1860S7-15,7 => 50,387[MN]

TVAR KABELŮ, M 1:150

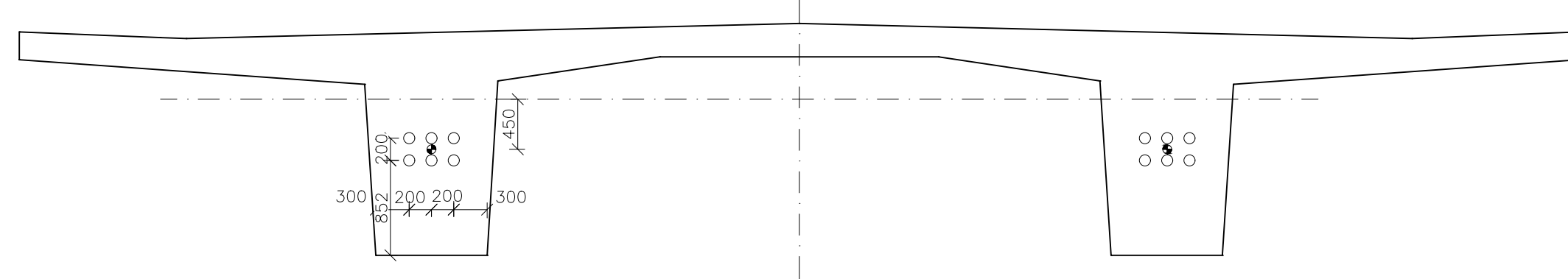


PŘÍČNÉ ŘEZY, M 1:50

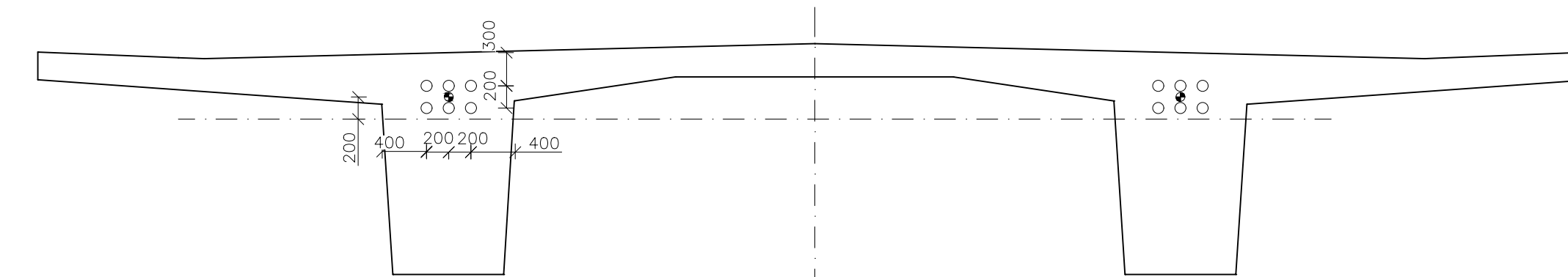
PRŮŘEZ 01



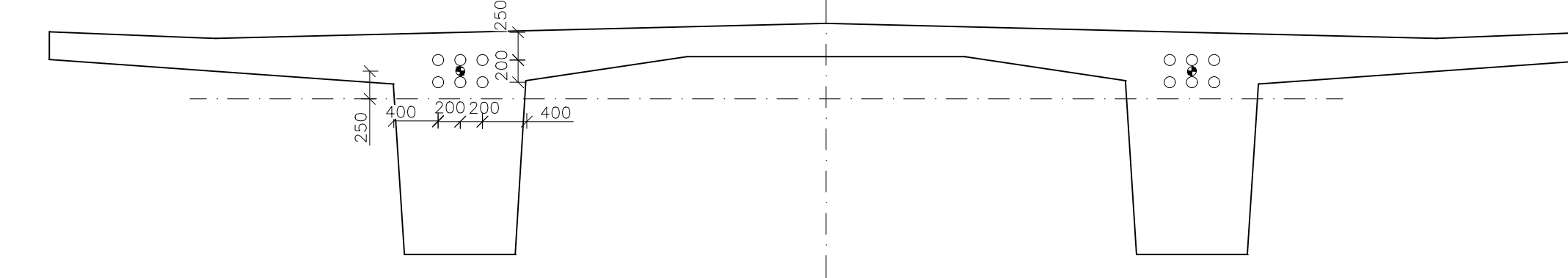
PRŮŘEZ 02



PRŮŘEZ 12



PRŮŘEZ 23



LEGENDA:

KOTVA PŘEDPĚTÍ 220 Y1860S7-15,7-A
MÍSTO NAPÍNÁNÍ
MÍSTO OSAZENÍ ODVZDUŠŇOVACÍCH TRUBIČEK
MÍSTO INJEKTÁŽE

MATERIÁL:

PEVNOSTNÍ TRÍDY DLE ČSN EN 1992-1-1
PODROBNÁ SPECIFIKACE MATERIÁLŮ JE UVEDENA V PŘÍLOZE 001 - TECHNICKÁ ZPRÁVA
STUPNĚ VLVIVU PROSTŘEDÍ DLE TKP 18 A ČSN EN 206
NOSNÁ KONSTRUKCE C35/45 - XF2, XD1
BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ B500B
PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ Y1860S7 - 15,7 - A

KRYTÍ PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE:

MINIMÁLNÍ KRYTÍ C_{min} - 80 mm
NOMINÁLNÍ KRYTÍ C_{nom} - 90 mm

KRYTÍ BETONÁŘSKÉ VÝZTUŽE:

MINIMÁLNÍ KRYTÍ C_{min} - 60 mm
NOMINÁLNÍ KRYTÍ C_{nom} - 70 mm

POZNÁMKY:

- V POLI V NEJNIŽŠÍM MÍSTĚ KABELŮ BUDOU UMÍSTĚNY INJEKTÁŽNÍ OBJÍMKY A TRUBKY S VYVEDENÍM NAD NOSNOU KONSTRUKCI
- VŠECHNY KABELY JSOU NAD PILÍŘI OPATŘENY ODVZDUŠŇOVACÍMI TRUBKAMI VYVEDENÝM NAD POUZDŘÍM NOSNÉ KONSTRUKCE
- ODSKRUŽENÍ NOSNÉ KONSTRUKCE JE MOŽNÉ AŽ PO NAPNUTÍ VŠECH KABELŮ
- PODROBNÉ VYTČENÍ KABELŮ (VYTČOVACÍ MŘÍŽKY) BUDOU SOUČÁSTÍ DOKUMENTACE ZHOTOVITELE
- SMĚROVÉ VEDENÍ KABELŮ SE PŘEDPOKLÁDÁ POMOCÍ VODOROVNĚ BETONÁŘSKÉ VÝZTUŽI VÁZANÉ NA SMYKOVÉ SPONY
- OKA PRO UCHYCENÍ KABELŮ BUDOU PŘEVEDENA Z BETONÁŘSKÉ VÝZTUŽE Ø12
- S OHLEDEM NA VÝSLEDKY KOROZÍHO PRŮZKUMU NENÍ NUTNÉ POUŽÍT SYSTÉM PŘDPĚTÍ V ELEKTROIZOLAČNÍ ÚPRAVĚ

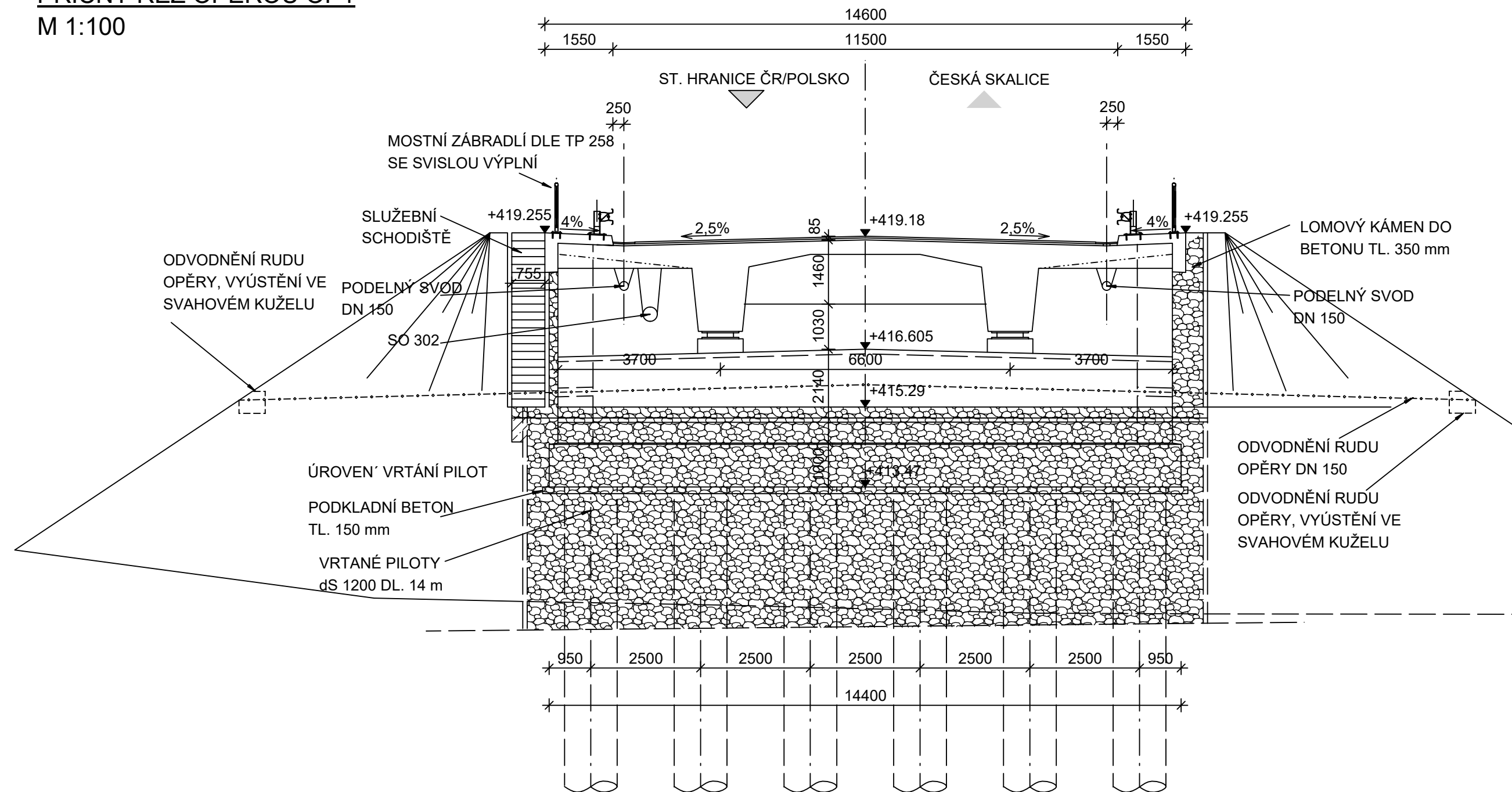
PŘEDPÍNAČÍ PŘEDPIS:

1. VŠECHNY KABELY SE NAPÍNAJÍ NA NAPĚTÍ 1425 MPa (4061 kN), PODRŽÍ SE MINIMÁLNĚ 5 MINUT A ZAKOTVÍ SE PŘI SHODNÉM NAPĚTÍ
2. KABELY SE NAPNOU NA 25% KOTEVNÍHO NAPĚTÍ, ODEČTE SE PROTAŽENÍ, NAPNOU SE NA 100% A ODEČTE SE PROTAŽENÍ
3. PO UKONČENÍ NAPÍNÁNÍ BUDOU VŠECHNY KABELY TLAKOVĚ ZAINJEKTOVÁNY CEMENTOVOU MALTOU DLE TP PŘÍSLUŠNÉHO PŘEDPISU
4. V PŘÍPADĚ, ŽE SE PŘI KONTROLNÍCH ZKOUŠKÁCH ZJISTÍ JINÁ SKUTEČNÁ PLOCHA LANA NEŽ JMENOVITÁ, PŘEDPÍNAČÍ NAPĚTÍ SE UPRAVÍ PODLE PŘEDPISANÉ HODNOTY PŘEDPÍNAČÍ SILY

VYPRACOVAL: Maria Barabanova	FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT V PRAZE	
VEDOUČÍ: doc. Ing. Lukáš Vrablík, Ph.D., FEng	SEMESTR: PARALELKA: DATUM: 19.05.24	
NÁZEV PŘEDMĚTU: Bakalářská práce	KATEDRA: K135 – Katedra betonových a zděných konstrukcí ČVUT v Praze, Fakulta stavební	
KATEDRA: K135 – Katedra betonových a zděných konstrukcí ČVUT v Praze, Fakulta stavební	MĚRÍTKO: 5XA4	Č. VÝKRESU: 3
OBSAH VÝKRESU: Výkres předpínání	Č. OLOHY: 1	

PŘÍČNÝ ŘEZ OPĚROU OP1

M 1:100



SPECIFIKACE MATERIÁLU

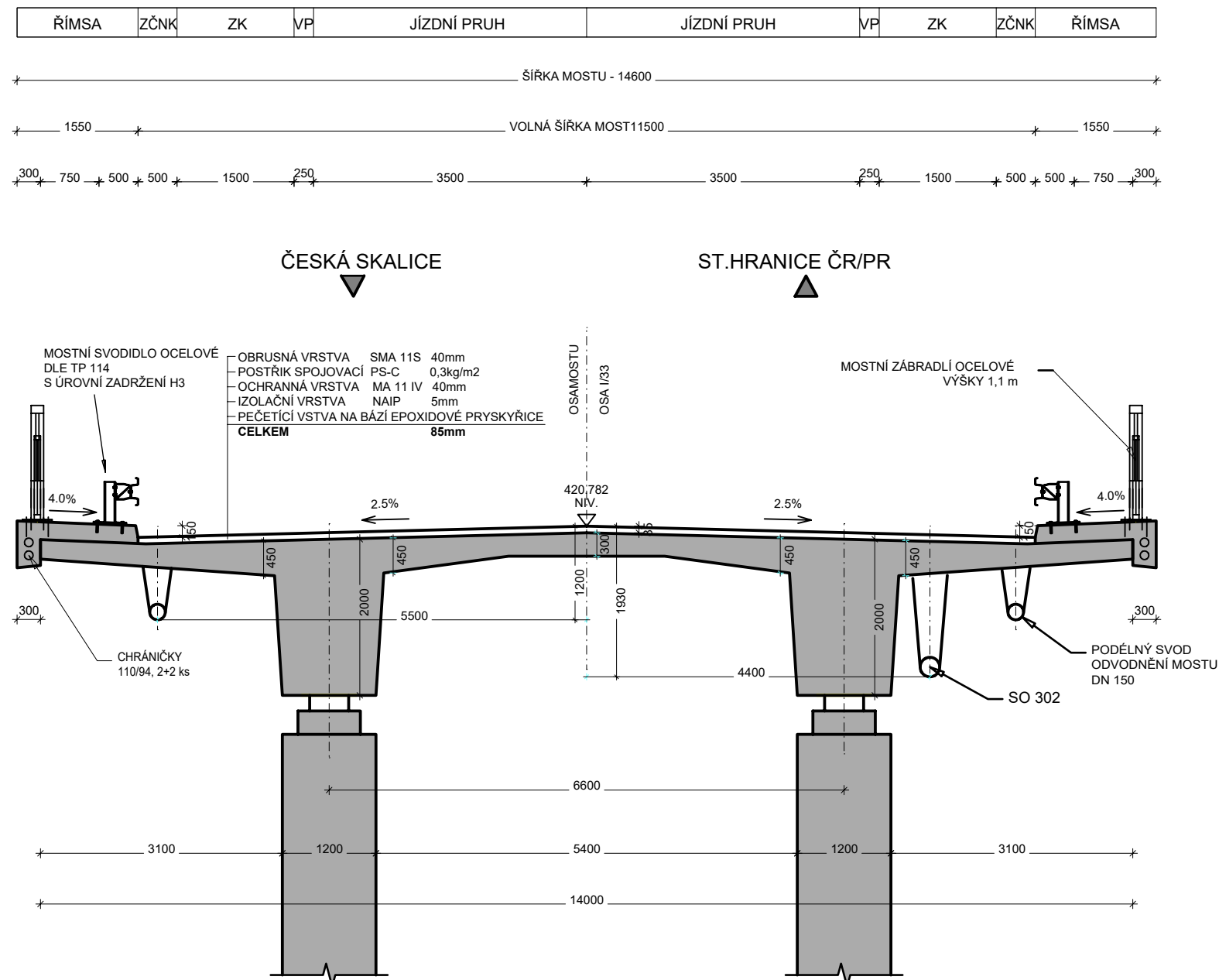
KONSTRUKČNÍ PRVEK	MATERIÁL
PODKLADNÍ BETON	C12/15-X0
VRTANÉ VELKOPRŮMĚROVÉ PILOTY	C25/30-XA2
ÚLOŽNÉ PRAHY	C30/37-XF4+XD3
KŘÍDLA, DŘÍKY OPĚR	C30/37-XF4+XD3
ZÁKLADY OPĚR A PODPĚR	C25/30-XF3
PILÍŘE	C35/45-XF2+XD1
PŘECHODOVÉ DESKY	C25/30-XF2
LOŽISKOVÉ BLOKY	C35/45-XF4+XD3
NOSNÁ KONSTRUKCE	C35/45-XF2+XD1
ŘÍMSY	C30/37-XF4+XD3
BETON POD DLAŽBU Z LOM.KAMENE	C25/25n-XF3
BETON POD SKLUZY	C25/25n-XF3
ZPEVNĚNÝ PRÁH	C25/25n-XF3
SCHODIŠTOVÉ STUPNĚ	C30/37n-XF4+XD3

VYPRACOVAL: Mariia Barabanova	FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT V PRAZE	
VEDOUCÍ: doc. Ing. Lukáš Vrablík, Ph.D., FEEng	SEMESTR:	
NÁZEV PŘEDMĚTU: Bakalářská práce	PARALELKA:	
KATEDRA: 135 – Katedra betonových a zděných konstrukcí ČVUT v Praze, Fakulta stavební	DATUM: 19.05.24	
OBSAH VÝKRESU: Výkres tvaru příčného řezu, opěra	MĚŘITKO: 1:100	
	FORMÁT:	
	Č. ÚLOH: 1	Č. VÝKRESU: 4

VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ 1 : 75

ŘEZ V POLI / NAD PODPĚROU, POHLED VE SMĚRU STANIČENÍ

S 11,5/70



VYPRACOVAL: Mariia Barabanova	FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT V PRAZE	
VEDOUCÍ: doc. Ing. Lukáš Vrblík, Ph.D., FEng	SEMESTR:	
NÁZEV PŘEDMĚTU: Bakalářská práce	PARALELKA:	
KATEDRA: K135 – Katedra betonových a zděných konstrukcí ČVUT v Praze, Fakulta stavební	DATUM: 19.05.24	
	MĚŘITKO: 1:75	
	FORMÁT:	
OBSAH VÝKRESU: Výkres tvaru vzorového příčného řezu	Č. ÚLOHY: 1	Č. VÝKRESU: 5