



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí

Silniční most přes údolí řeky Střely

Road Bridge over the Střela River Valley

Diplomová práce

Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

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

Bc. Tomáš Vízner

Praha 2024

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: **Vízner** Jméno: **Tomáš** Osobní číslo: **482447**
Fakulta/ústav: **Fakulta stavební**
Zadávací katedra/ústav: **Katedra betonových a zděných konstrukcí**
Studijní program: **Stavební inženýrství**
Studijní obor: **Konstrukce a dopravní stavby**

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce:

Silniční most přes údolí řeky Střely

Název diplomové práce anglicky:

Road Bridge over the Střela River Valley

Pokyny pro vypracování:

Součástí práce:

Varianty návrhu, Koncepční návrh zvolené varianty, Statický návrh, Postup výstavby

Seznam doporučené literatury:

Evropské normy, Bulletinů fib týkající se koncepčního návrhu a předpínací výztuže. Bull. 9, Bull. 97, Bull. 110
Historie předpjatého betonu, Vítek, J.

Jméno a pracoviště vedoucí(ho) diplomové práce:

prof. Ing. Jan Vítek, CSc. katedra betonových a zděných konstrukcí FSV

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

Datum zadání diplomové práce: **21.02.2024**

Termín odevzdání diplomové práce: **20.05.2024**

Platnost zadání diplomové práce: _____

prof. Ing. Jan Vítek, CSc.
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

Diplomant bere na vědomí, že je povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je třeba uvést v diplomové práci.

21. 2. 2024

Datum převzetí zadání

Podpis studenta

Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem předloženou práci vypracoval samostatně a že jsem uvedl veškeré použité informační zdroje v souladu s Metodickým pokynem o etické přípravě vysokoškolských závěrečných pracích.

V Litoměřicích dne 20. 5. 2024

.....

Tomáš Vízner

Poděkování

Tímto bych rád poděkoval panu prof. Ing. Jan L. Vítkovi, CSc., FEng. za odborné vedení mé diplomové práce a za čas strávený konzultacemi.

Abstrakt

Cílem této diplomové práce bylo provést koncepční návrh silničního mostu přes údolí řeky Střely, posoudit hlavní nosné prvky konstrukce, vypracovat základní výkresovou dokumentaci a postup výstavby. Byl navržen most o šesti polích s rozpětími 44 m; 56 m; 58 m; 72 m; 126 m a 80 m. Hlavní nosnou konstrukci tvoří rámová konstrukce s proměnnou výškou nosné konstrukce v oblasti hlavního pole. Příčný řez je komorový se svislými stěnami a konzolami. Konstrukce je v podélném směru předepnuta soudržnými kabely. Mostovka je propojena se spodní stavbou posuvnými ložisky, vrubovým kloubem a dvěma rámovými stojkami, které umožňují vodorovnou dilataci konstrukce a zároveň zachycují podélné síly. Pro hlavní pole přes hluboké údolí byla navržena výstavba pomocí letmé betonáže, pro zbytek konstrukce byla navržena výstavba na pevné skruži.

Klíčová slova

Silniční most, letmá betonáž, předpjatý beton, vrubový kloub, komorový průřez

Abstract

The main object of this master thesis was to design a road bridge over the Střela river valley, to assess the main load-bearing elements of the structure, to make a basic drawing documentation and to propose construction process. A concrete six span bridge was designed with spans of 44 m; 56 m; 58 m; 72 m; 126 m and 80 m. The main load-bearing system of the bridge consists of a frame structure with the variable height of the superstructure in the main span area. The box girder cross section has vertical walls and cantilevers. The structure is prestressed by in the longitudinal direction by cohesive cables. The bridge deck is connected to the substructure by sliding bearings, concrete hinge and two frame piers which allow horizontal deformation of the structure and resist against longitudinal forces. The balanced cantilever construction method was used for the main span across the deep valley and for the rest of the structure was used cast-in-situ on the fixed scaffolding.

Key words

Road bridge, balanced cantilever method, prestressed concrete, concrete hinge, box girder

Součásti diplomové práce:

Část A: Rešerše a variantní řešení

Část B: Technická zpráva

Část C: Statický výpočet

Část D: Výkresová dokumentace

001 – Vzorový příčný řez

002 – Podélný řez, Půdorys

003 – Přehledný výkres předpětí celého mostu

004 – Výkres tvaru pilíře, schématický výkres výztuže

005 – Schématický výkres výztuže v příčném řezu

006.1 – Postup výstavby

006.2 – Postup výstavby

006.3 – Postup výstavby

006.4 – Postup výstavby



Diplomová práce je rozdělena do čtyř částí. Část A se věnuje návrhu jednotlivých variant přemostění s předběžným zjednodušeným posudkem. Vybraná varianta je dále podrobně rozpracována v dalších částech diplomové práce.



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí

Silniční most přes údolí řeky Střely

Road Bridge over the Střela River Valley

Diplomová práce

Část A: Rešerše a variantní řešení

Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

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

Bc. Tomáš Vízner

Praha 2024



Obsah

1. Základní charakteristika objektu	5
1.1. Lokalita objektu	5
1.2. Geotechnické podmínky.....	5
2. Zatížení pro předběžné posouzení variant	6
3. Varianta 1: Letmobetovaná komorová konstrukce.....	9
3.1. Rešeršní část.....	9
3.2. Předběžný návrh konstrukce	14
3.2.1. Technické řešení mostu.....	14
3.2.2. Předběžné posouzení konstrukce	15
4. Varianta 2: Obloukový most s horní mostovkou.....	26
4.1. Rešeršní část.....	26
4.2. Předběžný návrh konstrukce	29
4.2.1. Technické řešení mostu.....	29
4.2.2. Předběžné posouzení konstrukce	31
5. Varianta 3: Trámová konstrukce betonovaná na výsuvné skruži.....	40
5.1. Rešeršní část.....	40
5.2. Předběžný návrh konstrukce	42
5.2.1. Technické řešení mostu.....	42
5.2.2. Předběžné posouzení konstrukce	43
6. Varianta 4: Vysouvaná ocelobetonová spřažená konstrukce	49
6.1. Rešeršní část.....	49
6.2. Předběžný návrh konstrukce	49
6.2.1. Technické řešení mostu.....	49
6.2.2. Předběžné posouzení konstrukce	50



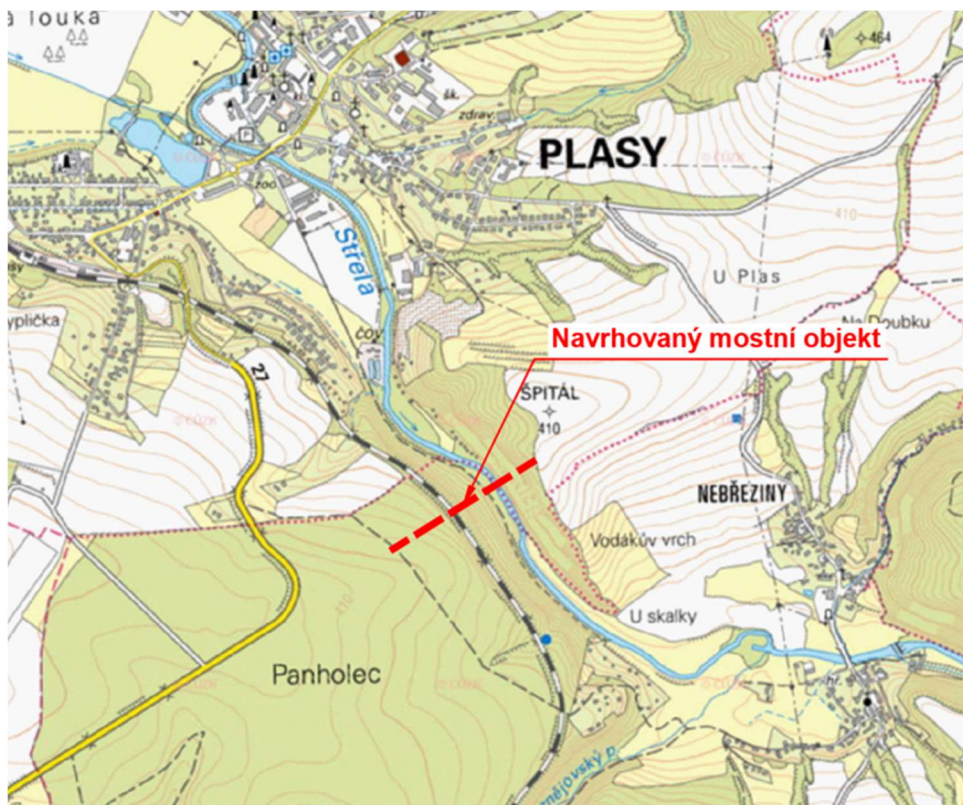
7. Závěr.....	57
8. Použitá literatura.....	58



1. Základní charakteristika objektu

1.1. Lokalita objektu

Navrhovaný most se nachází v Plzeňském kraji na navrhovaném obchvatu města Plasy. Most překračuje rozsáhlé údolí řeky Střely, kde přemostňuje polní a lesní cesty a železniční trať. Na pravém (plzeňském) břehu řeky je pozvolně svažité terén, na levé (žatecké) straně je prudký svah. Most převádí směrově nerozdělenou silnici I/27 kategorie S 9,5. Komunikace má 2 jízdní pruhy a 2 chodníky.



Obrázek 1.1 Lokalita objektu

1.2. Geotechnické podmínky

Pro předběžný návrh založení byl použit podklad z podrobného geotechnického průzkumu.

Pod vrstvou lesního nánosů mocnosti 0,1 - 0,4 m se nachází zeminy charakteru šterkovitých písčitých a prachovitých jílu F2 CG mocnosti 0,0 – 1,9 m, přecházející místy až v jílovité šterky G5. Pod touto vrstvou se nachází vrstva horniny typu R4.



Způsob založení se doporučuje plošně, pokud horniny v úrovni základové spáry vyhoví na požadovanou únosnost.

2. Zatížení pro předběžné posouzení variant

Vlastní tíha

Zatížení vlastní tíhou je spočítáno automaticky pomocí softwaru SCIA Engineer 22.0.

Ostatní stálé

Ostatní stálé zatížení			
Popis	γ [kN/m ³]	A [m ²]	f [kN/m]
Levá římsa - chodník	25,00	0,72	18,00
Pravá římsa - chodník	25,00	1,03	25,75
Vozovka (+ 50 mm)	24,00	1,75	42,10
Svodidlo 2x	-	-	3,00
Zábradlí 2x	-	-	2,00
Celkem ostatní stálé	-	-	90,85

Tabulka 2.1 Ostatní stálé zatížení



Zatížení dopravou LM1

Typ zatížení	Pruh	Zatížení Q_{ik} [kN] / q_{ik} [kN/m ²]	Regulační součinitel $\alpha_{O_i} / \alpha_{o_i}$	Výsledná hodnota [kN] [kN/m ²]	Šířka pruhu [m]	CELKEM TS/UDL [kN][kN/m]
Dvojnáprava (TS)	1	300	1,0	300	-	600
	2	200	1,0	200		
	Zb. plocha	100	1,0	100		
Rovnoměrné (UDL)	1	9	1,0	9	3	27
	2	2,5	2,4	6	3	18
	3	2,5	1,2	3	3	9
	Zb. plocha	2,5	1,2	3	0,5	1,5
Chodník	n x 3	2,5	1,2	3	4,5	13,5

Tabulka 2.2 Zatížení dopravou

[1]



Zatížení rovnoměrnou složkou teploty

Zatížení rovnoměrnou složkou teploty dle ČSN 1991-1-5	
Typ nosné konstrukce	Typ III
Součinitel teplotní roztažnosti	$\alpha_T = 0,000012$
Maximální teplota vzduchu ve stínu (dle teplotní mapy)	$T_{max} = 39,0 \text{ } ^\circ\text{C}$
Minimální teplota vzduchu ve stínu (dle teplotní mapy)	$T_{min} = -30,0 \text{ } ^\circ\text{C}$
Maximální rovnoměrná složka teploty mostu	$T_{e,max} = 40,5 \text{ } ^\circ\text{C}$
Minimální rovnoměrná složka teploty mostu	$T_{e,min} = -22,0 \text{ } ^\circ\text{C}$
Výchozí teplota	$T_o = 10,0 \text{ } ^\circ\text{C}$
Maximální rozsah rovnoměrné složky teploty při výpočtu prodloužení	$T_{n,exp} = 30,5 \text{ } ^\circ\text{C}$
Maximální rozsah rovnoměrné složky teploty při výpočtu zkrácení	$T_{n,noc} = -32,0 \text{ } ^\circ\text{C}$
Přetvoření od maximální teploty	$\epsilon_{T,max} = 0,00037$
Přetvoření od minimální teploty	$\epsilon_{T,min} = -0,00038$

Tabulka 2.3 Zatížení teplotou

[2]

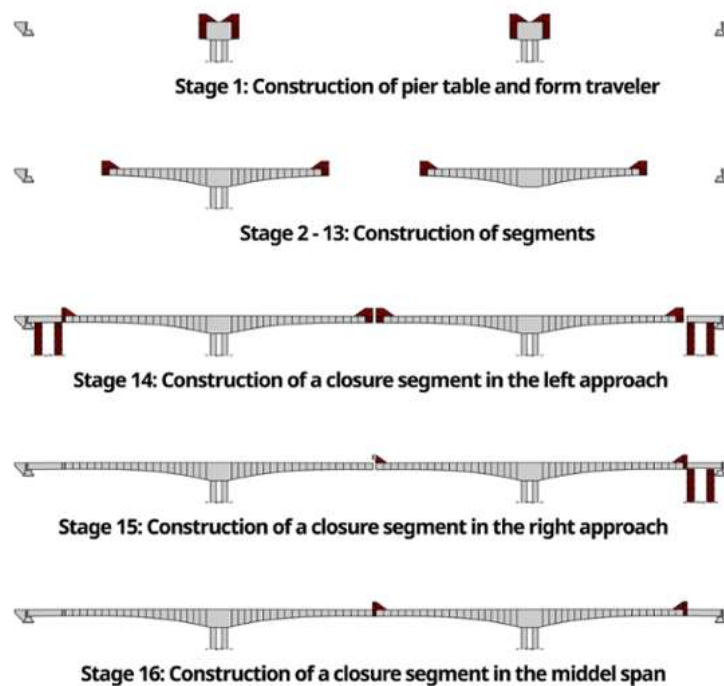
3. Varianta 1: Letmobetonovaná komorová konstrukce

3.1. Rešeršní část

Letmobetonované konstrukce

Technologie letmé betonáže „*Free Cantilever method*“ se považuje za jednu z nejhospodárnějších způsobů výstavby mostů velkých rozpětí s nepřístupným terénem pod mostem. Optimální rozpětí je 60 – 150 m, běžně lze stavět konstrukce i s větším rozpětím 150 – 200 m a limitem je dnes přibližně 300 m. Vhodné konstrukce pro letnou betonáž jsou rámové konstrukce, spojitě nosníky nebo oblouky. [3]

Základním principem letmé betonáže je postupná betonáž jednotlivých lamel od zárodku, který je zhotoven na pilíři, symetricky na obě strany, tak aby vzniklé vahadlo bylo v rovnováze. Pro betonáž se používá betonážní vozík, který je vždy přikotven k již dříve vybetonované lameli. Pokud nedochází k výstavbě typu vahadlo například při betonáži oblouku, jednotlivé lamely je třeba kotvit např. lanovým systémem.



Obrázek 3.1 Schéma letmé betonáže



Vahadlový systém je nejčastější postup výstavby letmobetovaných konstrukcí. Vhodné je tak použití proměnného komorového průřezu, kde uprostřed rozpětí je výška komory přibližně 1/40 rozpětí a u pilíře dosahuje komora výšky až 1/15 rozpětí.



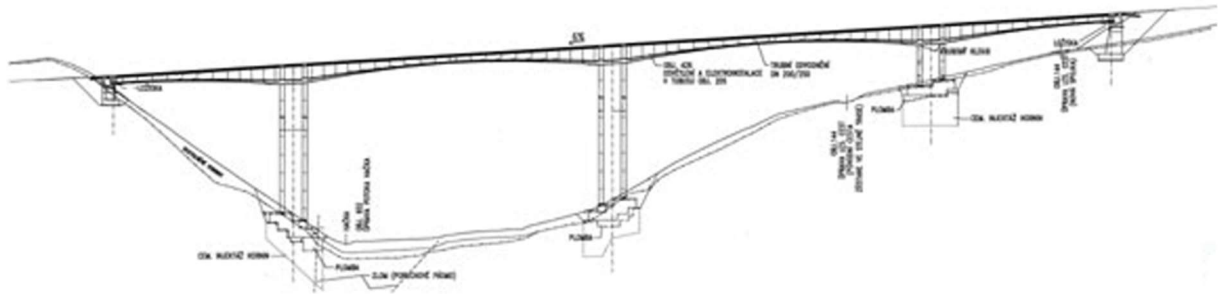
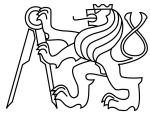
Obrázek 3.2 Zárodek s betonážním vozíkem

Důležitým aspektem této metody je systém předpínání. Jednotlivé lamely jsou po zatvrdnutí předepnuty konzolovými kabely. Pro přenos ostatního stálého zatížení a užitečného zatížení se navrhují průběžné kabely spojitosti. Vhodným návrhem předpětí se též eliminují účinky dotvarování betonu na dlouhodobý nárůst průhybů. Do spodní desky komory lze uprostřed rozpětí umístit také takzvané kladné kabely, které jsou však obvykle vhodné jen z hlediska omezení napětí u velkých rozpětí.

Během výstavby je nutné podrobné sledování deformací na jednotlivých vahadlech. Deformace vznikají vlivem pružných deformací konstrukce od zatížení, poklesem podpor, změnou teploty a dotvarováním betonu. Při výstavbě každé lamely je určena míra nadvýšení tak, aby finální konstrukce byla ve správné poloze dle projektu.

Most přes údolí Hačky u Chomutova

Jedná se o letmobetovaný most o čtyřech polích s rozpětími 60 + 106 + 106 + 60 m, tvořený třemi betonovanými vahadly. Most se nachází ve směrovém oblouku $R = 500$ m s podélným konstantním sklonem 6 %.



Obrázek 3.3 Podélný profil mostu přes údolí Hačky

Most byl vystavěn jako jedna široká konstrukce pro čtyřproudovou silnici se šířkou komory 10 m. Konzoly mají délku 5,9 m a jsou navrženy jako částečně předpjaté. Výška nosné konstrukce se mění od 6,25 m nad pilíři po 2,65 m v polích a nad opěrami. Nosná konstrukce je z betonu C35/45 a délka jednotlivých lamel 3,9 – 5,0 m, které byly betonovány na vozíku. Uzavírací lamely mezi vahadly se betonovaly taktéž na vozíku, před jejich betonáží byla vahadla navzájem fixována pomocí ocelových nosníků, kterých se využilo i pro výškovou rektifikaci vahadel před zmonolitněním. [4]



Obrázek 3.4 Dobetonování mezilehlé spáry

Most generála Chábery v Litoměřicích přes řeku Labe

Most délky 600 m, kde hlavní letmobetonované pole má rozpětí 151 m. Jedná se tak o největší rozpětí vystavěné metodou letmé betonáže v České republice. V místě hlavního pole je navržen komorový průřez s náběhy nad pilíři. Tato konstrukce je koncipována jako spojitý



nosník uložený na ložiskách. Návrh poddajných pilířů a tedy rámového spojení komplikovala malá výška mostu nad terénem.



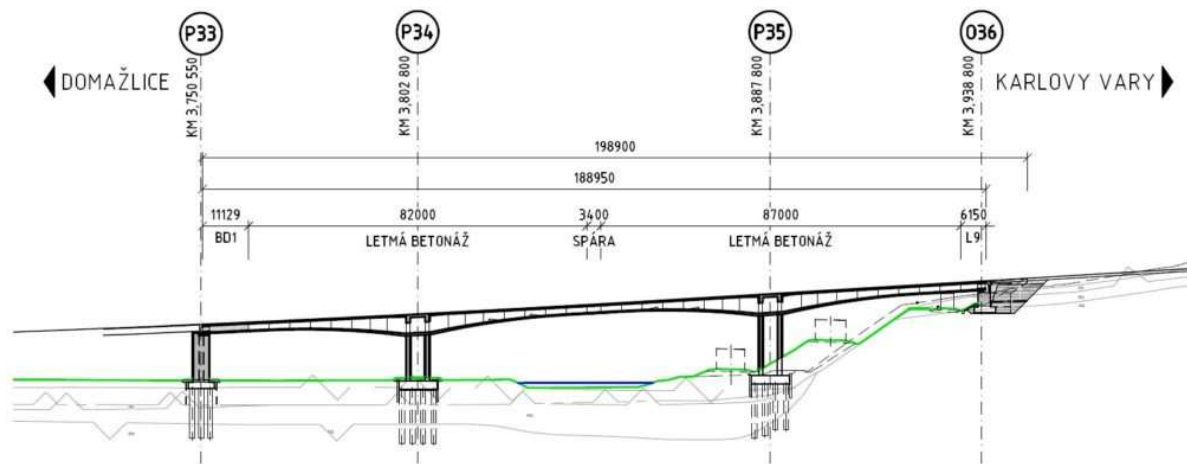
Obrázek 3.5 Most generála Chábery v Litoměřicích

Na mostě se z důvodu dotvarování vyskytují velké okem viditelné deformace. Tyto deformace byly pravděpodobně způsobeny nesprávným stanovením nadvýšení při výstavbě. Podobné statické uložení se vyskytuje například u mostu na dálnici D8 přes řeku Ohři. Na tomto mostě je však projektovaná geometrie podstatně lépe dodržena.



Most přes řeku Mži na městském okruhu Plzně

Součástí estakády o délce 510 m je i letmobetnovaná část s rozpětími 52,5 + 85,4 + 51,1 m a komorovým průřezem s proměnnou výškou od 2,1 do 5 m.



Obrázek 3.6 Podélný profil mostu přes Mži

Při výstavbě byla tato část rozdělena na dvě vahadla. Za použití dvou betonážních vozíků byla vahadla postavena postupně. [5]



Obrázek 3.7 Zárodek s betonážním vozíkem

3.2. Předběžný návrh konstrukce

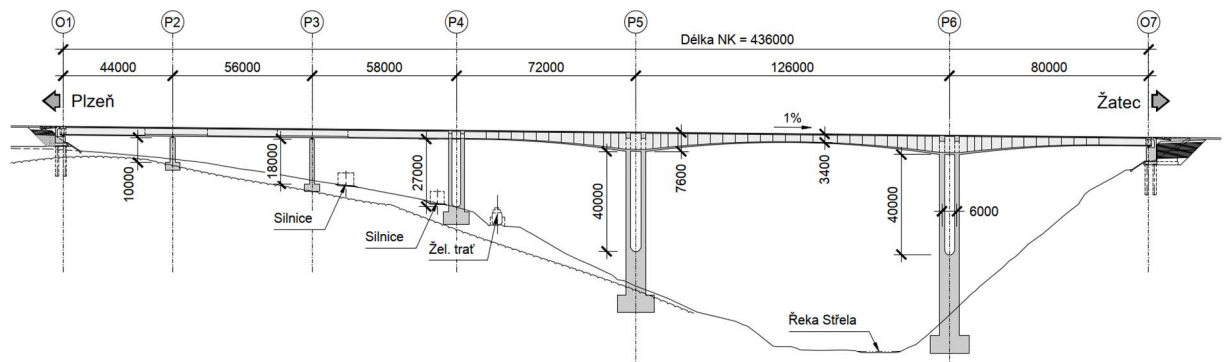
3.2.1. Technické řešení mostu

Hlavní nosnou konstrukci tvoří předpjatý betonový spojitý komorový most. Nejdelší pole přes údolí řeky Střely je navrženo jako letmobetovaná konstrukce s délkou rozpětí pole $L = 126 \text{ m}$. Komora je navržena proměnné výšky s náběhy $h = 3,4 \text{ m}$ v poli a $h = 7,6 \text{ m}$ nad podporou. Výstavba zbylé části mostu je předpokládána na výsuvné skruži s konstantní výškou komorového průřezu $h = 3,4 \text{ m}$.

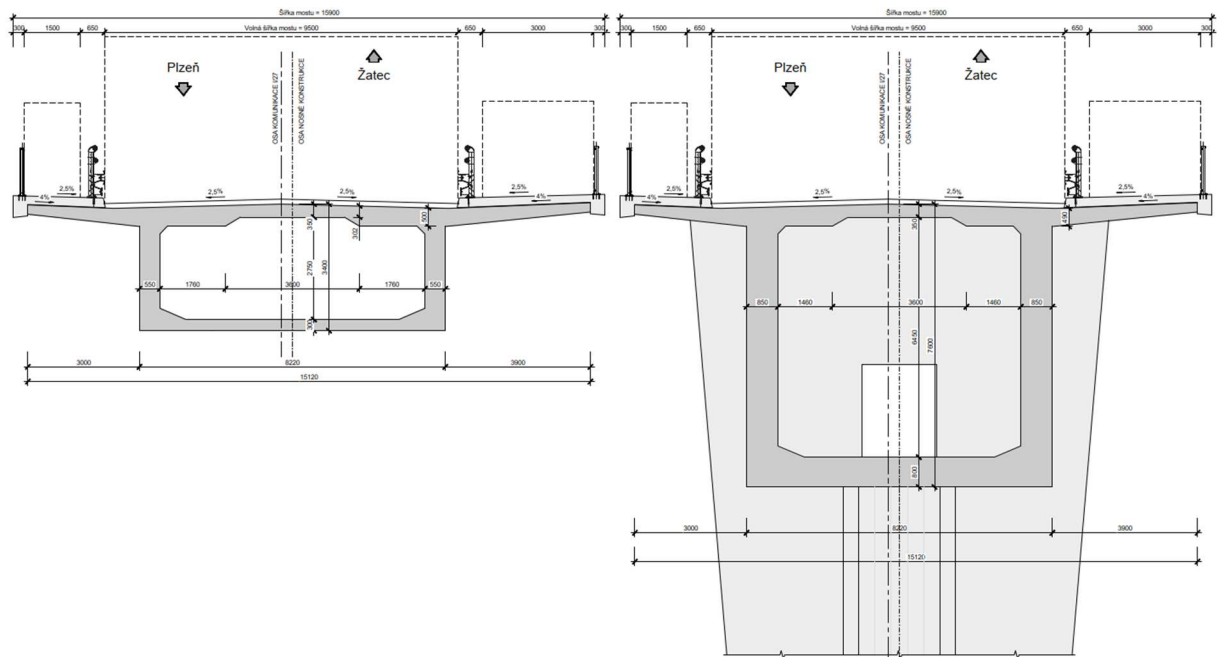
Příčné uspořádání na mostě je stejné pro všechny varianty. Komora má šířku $b = 8,22 \text{ m}$. Nad podporou je průřez masivnější než v poli z důvodu velkého smykového a ohybového namáhání konstrukce a také to respektuje typ výstavby letmé betonáže a velkého konzolového namáhání před propojením vahadel.

Pilíře P4, P5 a P6 jsou tvořeny dvojicí štíhlých stěn a jsou rámově spojeny s nosnou konstrukcí mostu. Toto uspořádání umožňuje vodorovný posun mostu s ohledem např. na teplotní namáhání a zároveň omezuje možnost natáčení podporových průřezů nosné konstrukce. Protože pilíře jsou poměrně vysoké, jsou štíhlé stěny v určité výšce od paty pilíře propojeny příčnou ztužující stěnou. Výškou propojení lze zajistit optimální ohybovou tuhost pilířů.

Na ostatních pilířích je konstrukce podepřena na ložiskách, protože nutné vodorovné posuny nosné konstrukce by již nebylo možné zajistit pouze ohybem pilířů. Na opěrách jsou též instalována ložiska.



Obrázek 3.8 Podélný řez varianty 1



Obrázek 3.9 Příčné řezy varianty 1

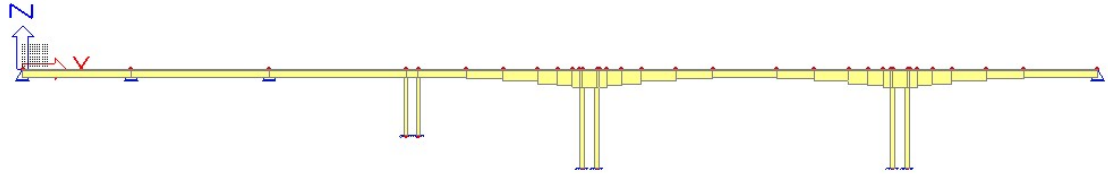
3.2.2. Předběžné posouzení konstrukce

Předběžný posudek této varianty spočívá v ověření normálových napětí v betonu dle ČSN EN 1992-1-1 [6] a ČSN 1992-2 [7] vznikajících v definitivním stavu konstrukce od vlastní tíhy, ostatního stálého zatížení, zatížení od teploty a zatížení dopravou (LM1). Konstrukce je posuzována ve dvou nejvíce namáhaných řezech nad podporou a ve středu rozpětí pole při charakteristické kombinaci výše uvedených zatížení. Kritérium pro ověření maximální napjatosti tláčeného betonu při charakteristické kombinaci je dle ČSN 1992-1-1 [6] uvažováno jako $0,6 \cdot f_{ck}$. Posudek je proveden v časech vnesení předpětí, aplikování ostatního stálého zatížení, uvedení do provozu a na konci životnosti. Ztráty předpětí jsou uvažovány zjednodušeně 5, 15 a 25 %. Při posouzení není ideální průřez, ale pouze betonový průřez, což je další zjednodušení předběžného výpočtu.

Průběh předpětí není navržen. Pro průřezy v poli a nad podporou je odhadnuta excentricita předpínací výztuže, jsou vypočteny požadované plochy průřezu předpínací výztuže a na základě toho je určen primární moment od předpětí. Sekundární momenty od předpětí nejsou v předběžném výpočtu uvažovány ani u jedné z variant.

Průběhy vnitřních sil

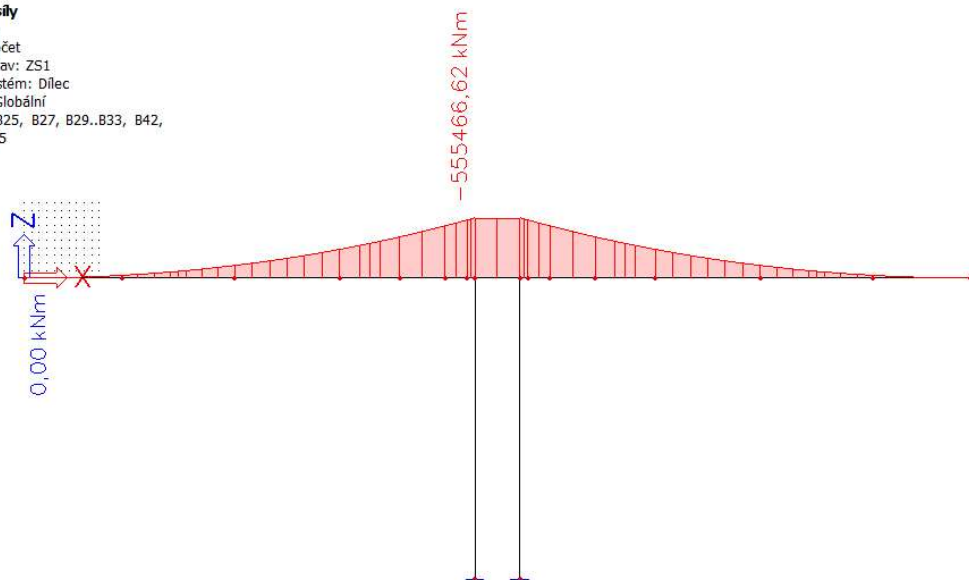
Níže je zobrazen průběh ohybového momentu M_y od vlastní tíhy pro ověření správného předpokladu rozdělení polí a obálka vnitřních sil kombinace 6.10 pro ověření pilířů. Vnitřní síly jsou vyšetřovány na prutovém modelu pomocí softwaru SCIA Engineer 22.



Obrázek 3.10 Renderovaný model varianty 1

1D vnitřní síly

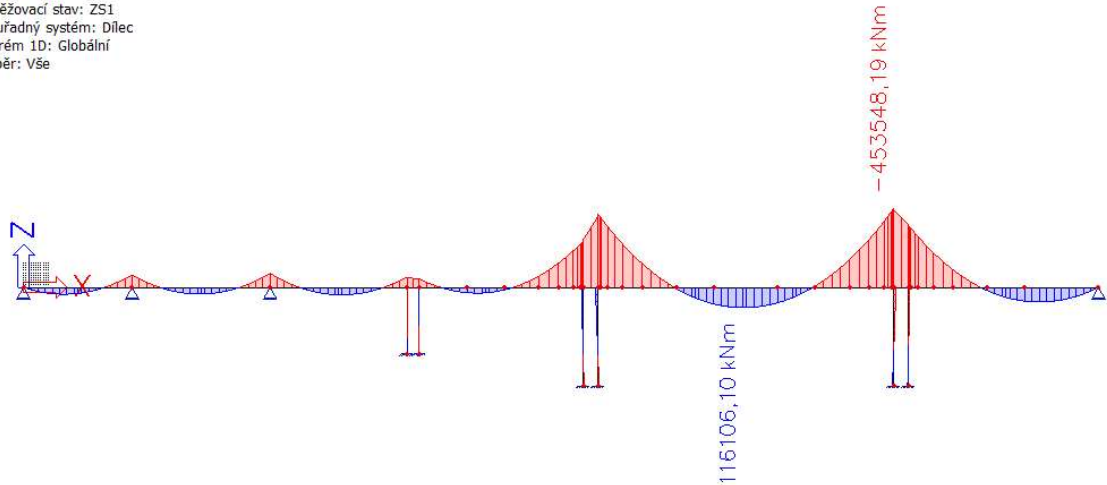
Hodnoty: M_y
Lineární výpočet
Zatěžovací stav: ZS1
Souřadný systém: Dílec
Extrém 1D: Globální
Výběr: B21..B25, B27, B29..B33, B42,
B44, B43, B45



Obrázek 3.11 Průběh ohybového momentu od vlastní tíhy na vahadle

1D vnitřní síly

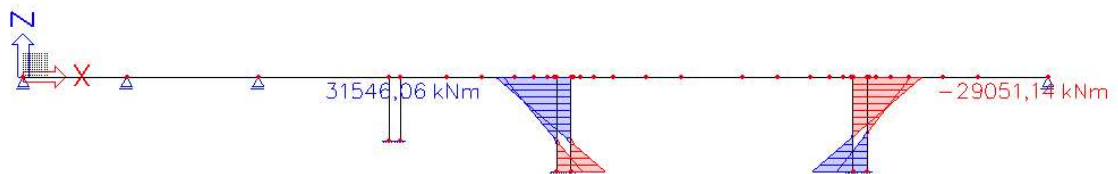
Hodnoty: **M_y**
Lineární výpočet
Zatěžovací stav: ZS1
Souřadný systém: Dřelec
Extrém 1D: Globální
Výběr: Vše



Obrázek 3.12 Průběh ohybového momentu od vlastní tíhy

1D vnitřní síly

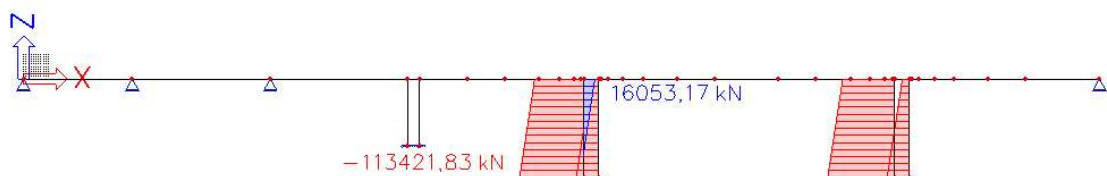
Hodnoty: **M_y**
Lineární výpočet
Kombinace: KZ1
Souřadný systém: Dřelec
Extrém 1D: Globální
Výběr: Vše
Filtr: Průřez = Pylon_1 - Obdélník
(2000; 8220)



Obrázek 3.13 Průběh ohybového momentu od vlastní tíhy na pilířích

1D vnitřní síly

Hodnoty: **N**
Lineární výpočet
Kombinace: KZ1
Souřadný systém: Dřelec
Extrém 1D: Globální
Výběr: Vše
Filtr: Průřez = Pylon_1 - Obdélník
(2000; 8220)



Obrázek 3.14 Průběh normálové síly od vlastní tíhy na pilířích



V tabulce jsou zobrazeny hodnoty vnitřních sil ve vyšetřovaných řezech od veškerého zatížení.

	SR		PODPORA	
	N	M_y	N	M_y
	[MN]	[MNm]	[MN]	[MNm]
Vlastní tíha	-0,87	116,11	0,00	-550,00
Ostatní stálé	-0,26	35,17	-0,26	-132,66
Doprava-TS	-0,10	13,87	-0,10	-22,14
Doprava-UDL	-0,16	21,49	-0,16	-81,04
Chodci	-0,04	5,23	-0,04	-19,71
Rovn. T+	-1,98	-2,60	-1,99	-7,13
Rovn. T-	2,07	2,60	2,07	3,88

Tabulka 3.1 Souhrn vnitřních sil na konstrukci



Kombinace

- Charakteristická kombinace – mostovka

NÁVRHOVÝ MOMENT - SR								
[MNm]		Předpětí	Stálé	LM1-TS	LM1-UDL	Chodci	T+	T-
Součinitel zatížení	γ_f	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Součinitel kombinace	ψ_0	-	-	0,75	0,40	0,40	0,60	0,60
Zatížení	M_F	-	151,3	13,9	21,5	5,2	-2,6	2,6
Kombinace	Char.	-	151,3	10,4	8,6	2,1	-1,6	1,6
Návrhový moment	MEd	173,9						

NÁVRHOVÁ NORMÁLOVÁ SÍLA - SR								
[MN]		Předpětí	Stálé	LM1-TS	LM1-UDL	Chodci	T+	T-
Součinitel zatížení	γ_f	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Součinitel kombinace	ψ_0	-	-	0,75	0,40	0,40	0,60	0,60
Zatížení	N_F	-	-1,1	-0,1	-0,2	0,0	-2,0	2,1
Kombinace	Char.	-	-1,1	-0,1	-0,1	0,0	-1,2	1,2

NÁVRHOVÝ MOMENT - PODPORA								
[MNm]		Předpětí	Stálé	LM1-TS	LM1-UDL	Chodci	T+	T-
Součinitel zatížení	γ_f	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Součinitel kombinace	ψ_0	-	-	0,75	0,40	0,40	0,60	0,60
Zatížení	M_F	-	-682,7	-22,1	-81,0	-19,7	-7,1	3,9
Kombinace	Char.	-	-682,7	-16,6	-32,4	-7,9	-4,3	2,3
Návrhový moment	MEd	-743,8						

NÁVRHOVÁ NORMÁLOVÁ SÍLA - PODPORA								
[MN]		Předpětí	Stálé	LM1-TS	LM1-UDL	Chodci	T+	T-
Součinitel zatížení	γ_f	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Součinitel kombinace	ψ_0	-	-	0,75	0,40	0,40	0,60	0,60
Zatížení	N_F	-	-0,3	-0,1	-0,2	0,0	-2,0	2,1
Kombinace	Char.	-	-0,3	-0,1	-0,1	0,0	-1,2	1,2

Tabulka 3.2 Charakteristická kombinace vnitřních sil mostovka

- Kombinace 6.10 – pilíř

MSÚ 6.10		N	M
		[MN]	[MNm]
1	Nmax	16,053	22,39
2	Mmax	-91,649	31,55
3	Nmin	-113,421	-14,45
4	Mmin	-74,325	-29,05

Tabulka 3.3 Kombinace 6.10 vnitřních sil pilíř



Průřez ve středu rozpětí

Působení stálého zatížení na tento průřez je závislé na dotvarování betonu a následné redistribuci vnitřních sil. Je uvažováno, že při vnesení předpětí nepůsobí na průřez žádná část vlastní tíhy. Při aplikování ostatního stálého zatížení je uvažováno 5 % a na konci životnosti 25 % zatížení od vlastní tíhy.

Vstupní údaje - střed rozpětí

PRŮŘEZOVÉ CHAR.	
$A_c =$	11,680 m ²
$e_h =$	1,324 m
$e_d =$	2,076 m
$I_y =$	18,897 m ⁴
$W_h =$	14,277 m ³
$W_d =$	9,101 m ³

PŘEDPĚTÍ	
$a =$	150 mm ²
$n =$	304 ks
$A =$	45600 mm ²
$\sigma_{p,max} =$	1473,12 MPa
$N_p =$	-67174,3 kN
$e_p =$	1,536 m

ÚČINKY ZATÍŽENÍ		
Zatížení	ΔN [kN]	ΔM [kNm]
Vlastní tíha	-0,87	116,11
Ostatní stálé	-0,26	35,17
Rovn. T+	-1,20	-1,60
Rovn. T-	1,20	1,60
LM1 + chodci (char.)	-0,20	21,10

ÚČINKY PŘEDPĚTÍ			
Fáze výstavby	čas [dny]	ΔN [MN]	ΔM [MNm]
VP	200	-63,8	-98,0
G0	200	6,7	10,3
UP	200	0,0	0,0
KŽ	36500	6,7	10,3

MEZE ODOLNOSTI MATERIÁLU						
	f_{ctm}	$f_{ctk0,05}$	f_{ck}	f_{cd}	$0,6f_{ck}$	$0,6f_{ck(S)}$
Mostovka	3,8	2,7	45	30	27	21,23

Tabulka 3.4 Vstupní údaje varianta 1 - SR

Excentricita předpínací výztuže je odhadnuta.

Návrh: Y1860S7-15,7 16 x 19 lan, beton C45/55

(16 průběžných kabelů)

Průběžné kabely napomáhají ke snížení deformací uprostřed pole vznikajících kvůli dotvarování betonu, protože svým tvarem vyrovnávají zatížení od působení vlastní tíhy.



Výpočet a posouzení normálových napětí						
Vnesení předpětí - VP						
Změna stálého zatížení	$N_{Ek,g} = -63,8$ MN					
	$M_{Ek,g} = -98,0$ MNm					
Proměnné zatížení	$N_{Ek,q} = 0,0$ kN	-1,2				
	$M_{Ek,q} = 0,0$ kNm	-1,6				
Kombinace		Stálé	Char.			
Napětí v průřezu	σ_h	1,40	1,41	MPa		
	σ_d	-16,24	-16,52	MPa		
Ostatní stálé - G0						
Změna stálého zatížení	$N_{Ek,g} = 6,4$ MN					
	$M_{Ek,g} = 51,3$ MNm					
Proměnné zatížení	$N_{Ek,q} = 0,0$ kN	1,2				
	$M_{Ek,q} = 0,0$ kNm	1,6				
Kombinace		Stálé	Char.			
Napětí v průřezu	σ_h	-1,64	-1,65	MPa		
	σ_d	-10,05	-9,77	MPa		
Uvedení do provozu - UP						
Změna stálého zatížení	$N_{Ek,g} = 0,0$ MN					
	$M_{Ek,g} = 0,0$ MNm					
Proměnné zatížení	$N_{Ek,q} = 0,0$ kN	1,0				
	$M_{Ek,q} = 0,0$ kNm	22,7				
Kombinace		Stálé	Char.			
Napětí v průřezu	σ_h	-1,64	-3,14	MPa		
	σ_d	-10,05	-8,38	MPa		
Konec životnosti - KZ						
Změna stálého zatížení	$N_{Ek,g} = 6,5$ MN					
	$M_{Ek,g} = 39,3$ MNm					
Proměnné zatížení	$N_{Ek,q} = 0,0$ kN	1,0				
	$M_{Ek,q} = 0,0$ kNm	22,7				
Kombinace		Stálé	Char.			
Napětí v průřezu	σ_h	-3,84	-5,34	MPa		
	σ_d	-5,17	-2,59	MPa		

Tabulka 3.5 Posouzení konstrukce v MSP - SR

Normálová napětí v horních i dolních vláknech vyhovuje výše zmíněným požadavkům.

VYHOVUJE



Průřez nad podporou

V čase vnesení předpětí je na průřez aplikováno 100 % zatížení vlastní tíhou, které vznikne na konstrukci vahadla. V čase aplikování ostatního stálého zatížení a na konci životnosti je zatížení vlastní tíhou zmenšeno o přírůstek ve středu rozpětí.

Vstupní údaje - podpora

PRŮŘEZOVÉ CHAR.	
$A_c =$	23,585 m ²
$e_h =$	3,794 m
$e_d =$	3,806 m
$I_y =$	189,086 m ⁴
$W_h =$	49,834 m ³
$W_d =$	49,685 m ³

PŘEDPĚTÍ	
$a =$	150 mm ²
$n =$	836 ks
$A =$	125400 mm ²
$\sigma_{p,max} =$	1473,12 MPa
$N_p =$	-184729,2 kN
$e_p =$	-3,494 m

ÚČINKY ZATÍŽENÍ		
Zatížení	ΔN	ΔM
	[kN]	[kNm]
Vlastní tíha	0,00	-550,00
Ostatní stálé	-0,26	-132,66
Rovn. T+	-1,19	-4,28
Rovn. T-	1,24	2,33
LM1 + chodci (char.)	-0,15	-56,91

ÚČINKY PŘEDPĚTÍ			
Fáze výstavby	čas	ΔN	ΔM
	[dny]	[MN]	[MNm]
VP	200	-175,5	613,2
G0	200	18,5	-64,5
UP	200	0,0	0,0
KŽ	36500	18,5	-64,5

MEZE ODOLNOSTI MATERIÁLU						
	f_{ctm}	$f_{ctk0,05}$	f_{ck}	f_{cd}	$0,6f_{ck}$	$0,6f_{ck(s)}$
Mostovka	3,8	2,7	45	30	27	21,23

Tabulka 3.6 Vstupní údaje varianty 1 - podpora

Excentricita předpínací výztuže je odhadnuta.

Návrh: Y1860S7-15,7 16 x 19 lan + 28 x 19 lan, beton C45/55

(16 průběžných kabelů; 28 vahadlových kabelů)



Výpočet a posouzení normálových napětí					
Vnesení předpětí - VP					
Změna stálého zatížení	$N_{EK,g} =$	-175,5 MN			
	$M_{EK,g} =$	63,2 MNm			
Proměnné zatížení	$N_{EK,q} =$	0,0	-1,2 kN		
	$M_{EK,q} =$	0,0	-4,3 kNm		
Kombinace		Stálé	Char.		
Napětí v průřezu	σ_h	-8,71	-8,67	MPa	
	σ_d	-6,17	-6,31	MPa	
Ostatní stálé - G0					
Změna stálého zatížení	$N_{EK,g} =$	18,2 MN			
	$M_{EK,g} =$	-191,4 MNm			
Proměnné zatížení	$N_{EK,q} =$	0,0	1,2 kN		
	$M_{EK,q} =$	0,0	2,3 kNm		
Kombinace		Stálé	Char.		
Napětí v průřezu	σ_h	-4,10	-4,09	MPa	
	σ_d	-9,25	-9,15	MPa	
Uvedení do provozu - UP					
Změna stálého zatížení	$N_{EK,g} =$	0,0 MN			
	$M_{EK,g} =$	0,0 MNm			
Proměnné zatížení	$N_{EK,q} =$	0,0	1,1 kN		
	$M_{EK,q} =$	0,0	-54,6 kNm		
Kombinace		Stálé	Char.		
Napětí v průřezu	σ_h	-4,10	-2,96	MPa	
	σ_d	-9,25	-10,30	MPa	
Konec životnosti - KZ					
Změna stálého zatížení	$N_{EK,g} =$	18,5 MN			
	$M_{EK,g} =$	-35,5 MNm			
Proměnné zatížení	$N_{EK,q} =$	0,0	1,1 kN		
	$M_{EK,q} =$	0,0	-54,6 kNm		
Kombinace		Stálé	Char.		
Napětí v průřezu	σ_h	-4,03	-1,46	MPa	
	σ_d	-9,18	-10,23	MPa	

Tabulka 3.7 Posouzení konstrukce v MSP - podpora

Normálová napětí v horních i dolních vláknech vyhovuje výše zmíněným požadavkům.

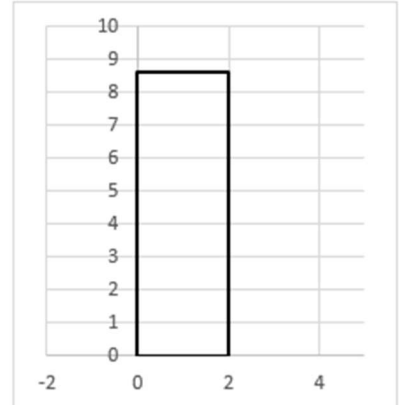
VYHOVUJE



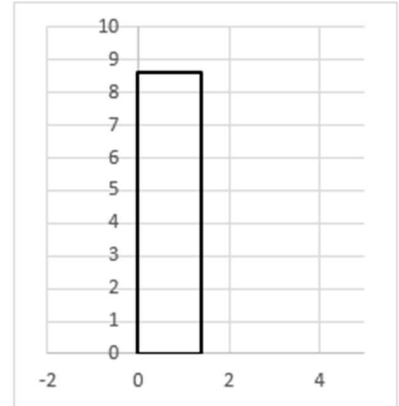
Pilíř

Rozměry pilířů jsou navrženy na štíhlost prvku cca $\lambda = 70$.

Výpočet štíhlosti pilířů P6 a P7	
Geometrie	
Výška průřezu	$h = 8620 \text{ mm}$
Šířka průřezu	$b = 2000 \text{ mm}$
Plocha průřezu	$A = 17240000 \text{ mm}^2$
Délka pilíře	$L_p = 40000 \text{ mm}$
Moment setrvačnosti kolem osy y	$I_y = 1,07\text{E}+14 \text{ mm}^4$
Moment setrvačnosti kolem osy z	$I_z = 5,75\text{E}+12 \text{ mm}^4$
Výpočet štíhlosti	
Součinitel kritické délky	$\beta = 1 -$
Kritická délka	$L_{cr} = 40000 \text{ mm}$
Štíhlost	$\lambda = 69,28 -$



Výpočet štíhlosti pilíře P5	
Geometrie	
Výška průřezu	$h = 8620 \text{ mm}$
Šířka průřezu	$b = 1400 \text{ mm}$
Plocha průřezu	$A = 12068000 \text{ mm}^2$
Délka pilíře	$L_p = 27000 \text{ mm}$
Moment setrvačnosti kolem osy y	$I_y = 7,47\text{E}+13 \text{ mm}^4$
Moment setrvačnosti kolem osy z	$I_z = 1,97\text{E}+12 \text{ mm}^4$
Výpočet štíhlosti	
Součinitel kritické délky	$\beta = 1 -$
Kritická délka	$L_{cr} = 27000 \text{ mm}$
Štíhlost	$\lambda = 66,81 -$

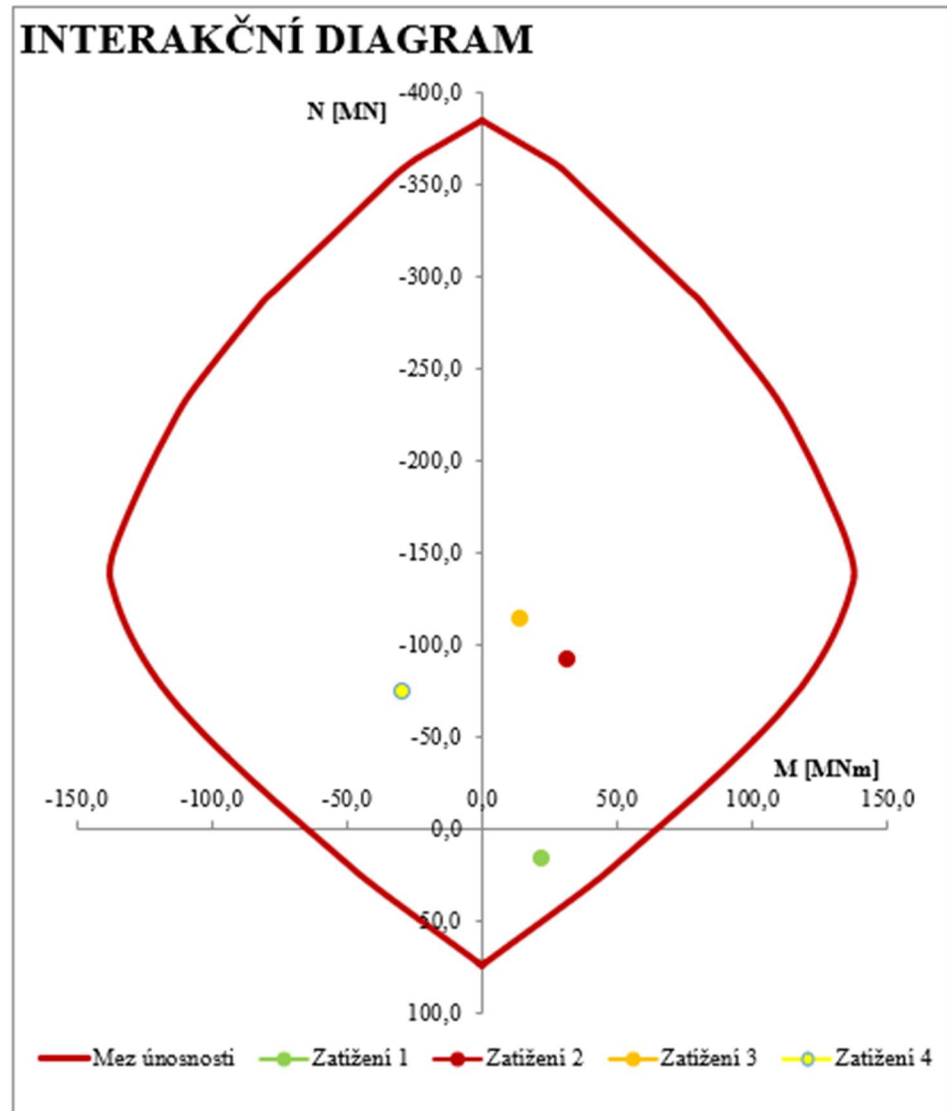


Tabulka 3.8 Výpočet štíhlosti pilířů

Posudek je proveden na nejmíc namáhaný pilíř P6. Limitní štíhlost tohoto pilíře je cca $\lambda = 40,86$.

Návrh: 100 x ø32 u obou povrchů rozděleno do dvou řad, beton C30/37

$h = 8,62 \text{ m}$; $b = 2,00 \text{ m}$



Obrázek 3.15 Interakční diagram pro pilíř

Při předběžném posouzení účinek druhého řádu nebyl uvažován, ale z interakčního diagramu je zřejmé, že pilíř při tlakovém zatížení vyhoví s velikou rezervou, tudíž se dá předpokládat, že při podrobnějším posouzení vyhoví také.

VYHOVUJE

4. Varianta 2: Obloukový most s horní mostovkou

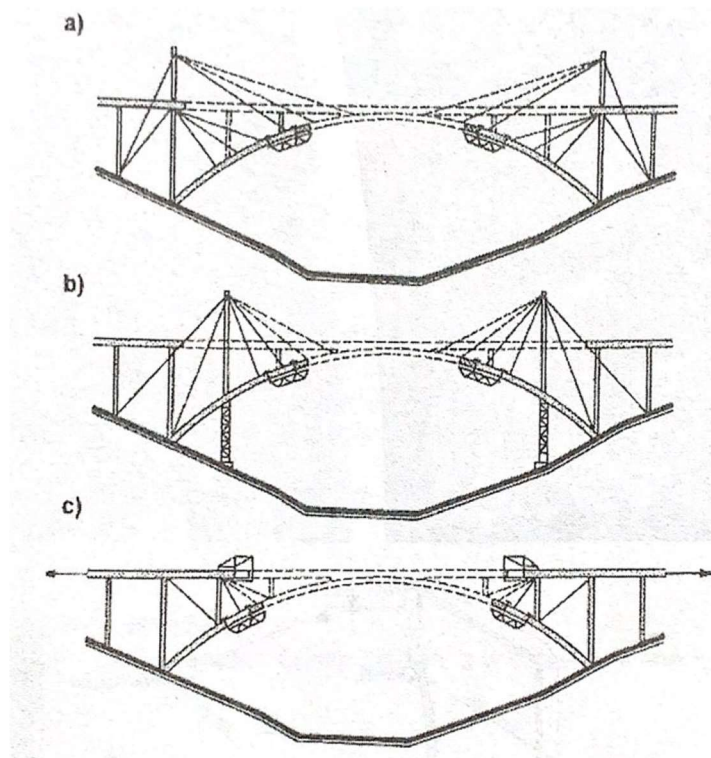
4.1. Rešeršní část

Obloukové mosty s horní mostovkou

Obloukové mosty s horní mostovkou se používají především pro překlenutí hlubokých údolí s rozpětími od 30 až do 400 m. Podle šířky mostu a vzdálenosti podpěr může být mostovka desková nebo trámová. Podpory mostovky jsou buď odděleny od mostovky klouby (např. vrubovými) nebo jsou s mostovkou spojeny rámově. [8]

Průřezy betonových oblouků jsou deskové, žebrové nebo komorové. Z architektonických důvodů může být průřez i jiného tvaru. U vetknutí oblouku do základové patky bývá průřez oblouk širší a vyšší, než uprostřed rozpětí z důvodu většího namáhání.

Výstavba oblouků probíhá u menších konstrukcích na pevných skružích. U velkých oblouků probíhá výstavba letmou betonáží, protože je tato metoda snazší, než výstavba samotné skruže. [9]



Obrázek 4.1 Schéma letmé betonáže oblouku



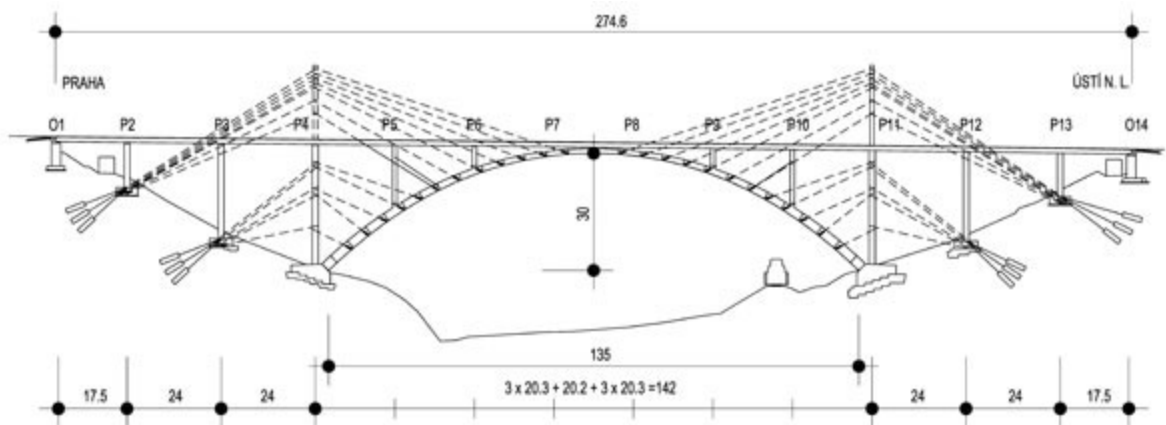
Most přes Opárenské údolí

Most leží na dálnici D8. Má dvě na sobě nezávislé samostatné konstrukce s délkou 275 m. Rozpětí betonových oblouků je 135 m a vzepětí 30 m, $f/L = 1/4,5$. Z důvodu nemožnosti zásahu do krajiny pod mostem byla zvolena výstavba oblouků pomocí letmé betonáže a výstavba horní mostovky na posuvné skruži. Mostovka je v půdorysném oblouku, avšak oblouk je přímý.

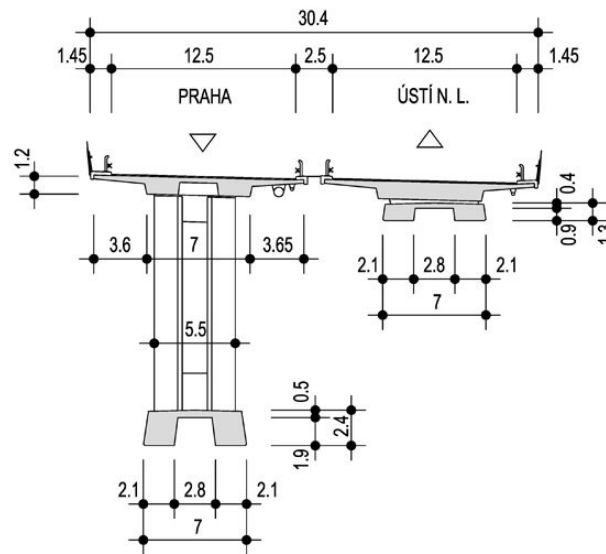
Most je celý založen plošně. Patky oblouku se zazubenou základovou spárou jsou založeny v úrovni 5-6 m pod terénem a tím umožňují zachycení vodorovných sil.

Oblouk je železobetonový s průřezem se dvěma žebry spojenými tenkou deskou. Šířka oblouku je konstantní 7 m.

Mostovka je předpjatá s dvoutrámovým průřezem s vyložení konzol 3,9 m a rozpětí mostovky se pohybuje v rozmezí 17,5 až 24 m. Propojení pilířů s mostovkou je řešeno pomocí vrubových kloubů a ve střední části je mostovka tuze propojena s obloukem.



Obrázek 4.2 Schéma letmé betonáže mostu v Opárně



Obrázek 4.3 Příčný řez mostu přes Opárenské údolí

Jak již bylo zmíněno výstavba oblouku probíhala formou letmé betonáže postupným vyvšování jednotlivých lamel, kromě prvních dvou lamel, které byly betonovány na pevné skruži. Bylo nutné použití dočasných pylonů. Při betonáži byla velmi pečlivě sledována geometrie oblouku a v průběhu výstavby bylo nutné nadvyšování konstrukce a rektifikace sil v závěsech. Po dokončení každé letmobetonované části oblouku došlo ke zmonolitnění dobetonováním uzavírací spáry. Závěsy v krajních částech oblouku bylo nutné nechat až do dobetonování mostovky, aby zajistily stabilitu oblouku.



Obrázek 4.4 Letmá betonáž oblouku mostu přes Opárenské údolí



Pro betonáž mostovky byla zvolena varianta horní skruže s ocelovou stoličkou instalovanou na pilíři a pomocí předpínacích tyčí připnutou do hlavy pilíře. Po vybetonování konstrukce byla stolička demontována a vzniklé otvory zabetonovány. Hlavní výhodou tohoto postupu je možnost dojet se skruží až do polohy nad střed oblouku a tak zabetonovat celou desku mostu pomocí jednoho zařízení. [10]



Obrázek 4.5 Pohled na posuvnou skruž

4.2. Předběžný návrh konstrukce

4.2.1. Technické řešení mostu

U varianty číslo 2 je hlavní konstrukce navržena jako spojitý předpjatý betonový dvoutrámový most. Přes hluboké údolí je most podepřen betonovým dvoutrámovým obloukem, který má rozpětí $L = 180 \text{ m}$ a teoretické vzepětí $f = 44,374 \text{ m}$. Poměr mezi vzepětím a rozpětím oblouku vychází $f/L = 44,374/180 = \text{cca } 1/4,06$. Oblouk a mostovka jsou navzájem propojeny betonovými stojkami. Ve střední části oblouku je mostovka do oblouku vetknuta. Nosná konstrukce je mimo oblouk uložena na pilířích a na opěrách na ložiskách. U pilířů umístěných nad obloukem je nosná konstrukce s pilířem propojena vrubovým kloubem.

Rozpětí polí mimo oblouk jsou navrženy délky $L = 42,0 \text{ m}$, kde krajní pole na obou stranách mostu mají rozpětí $0,8 \cdot L = 33,6 \text{ m}$. Tento poměr rozpětí je příhodný pro rovnoměrné rozdělení ohybových momentů. Rozpětí polí nad obloukem jsou $23,75 \text{ m}$ z důvodu menšího

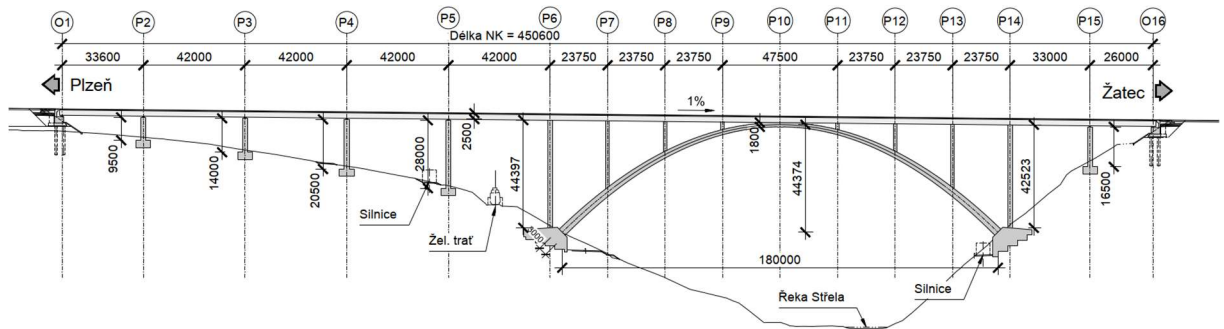


lokálního namáhání konstrukce oblouku. Konstrukční výška je navržena jako konstantní $h = 2,5$ m po celé délce mostu.

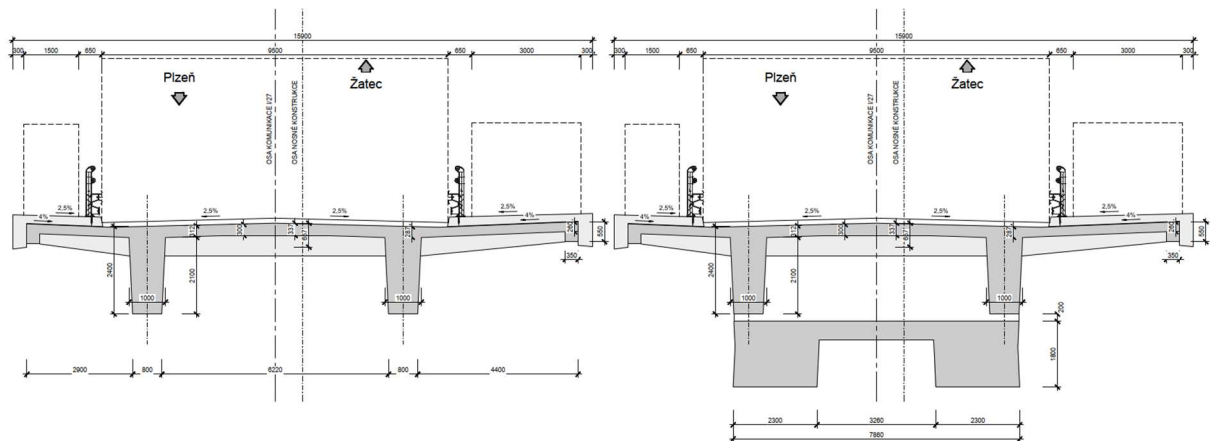
Příčný řez mostu je tvořen komunikací S 9,5 s chodníky na obou stranách šířek 1,5 a 3 m. Chodníky jsou umístěny na monolitických konzolách, které jsou podepřeny po 3 m monolitickými příčníky. Celková šířka mostu je 15,9 m.

Příčný řez oblouku je tvořen dvěma trámy propojenými horní deskou. Výšky průřezu oblouku je proměnná. Výška ve vrcholové části je 1,8 m a výška v patě oblouku jsou 3 m. V příčném směru se průřez oblouku rozšiřuje od vrcholové části směrem k patám, kvůli zajištění prostorové stability.

Výstavba mostovky je předpokládána na výsuvné skruži a oblouk letmou betonáží.



Obrázek 4.6 Podélný řez varianty 2



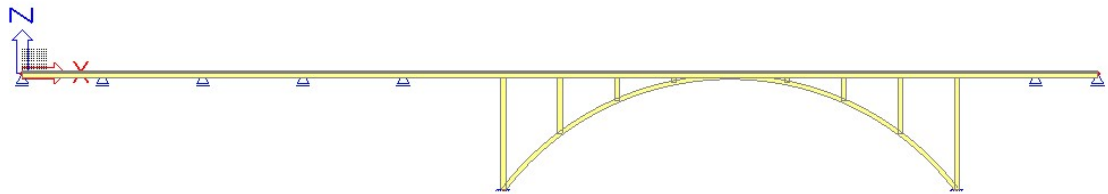
Obrázek 4.7 Příčný řez varianty 2

4.2.2. Předběžné posouzení konstrukce

Předběžný posudek této varianty spočívá v ověření napětí vznikajících v definitivním stavu konstrukce od vlastní tíhy, ostatního stálého zatížení, zatížení od teploty a zatížení LM1. Konstrukce je posuzována ve dvou nejvíce namáhaných řezech nad podporou a ve středu rozpětí pole při charakteristické kombinaci výše uvedených zatížení. Posudek je proveden v časech vnesení předpětí, aplikování ostatního stálého zatížení, uvedení do provozu a na konci životnosti. Ztráty předpětí jsou uvažovány zjednodušeně 5, 15 a 25 %. Oblouk je posouzen na únosnost pomocí interakčního diagramu na kombinaci zatížení 6.10.

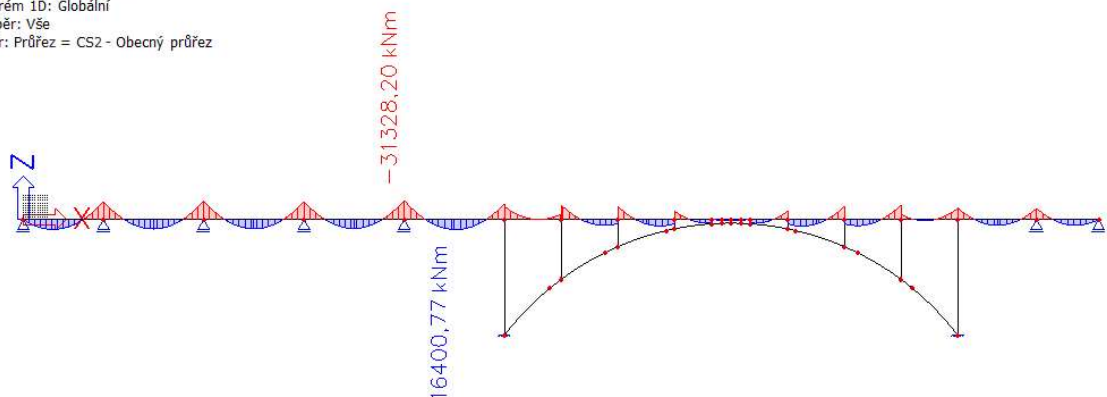
Průběhy vnitřních sil

Zobrazen je opět pouze průběh ohybového momentu M_y od vlastní tíhy a obálka vnitřních sil kombinace 6.10 pro posouzení oblouku. Vnitřní síly jsou vyšetřovány na prutovém modelu pomocí softwaru SCIA Engineer 22.

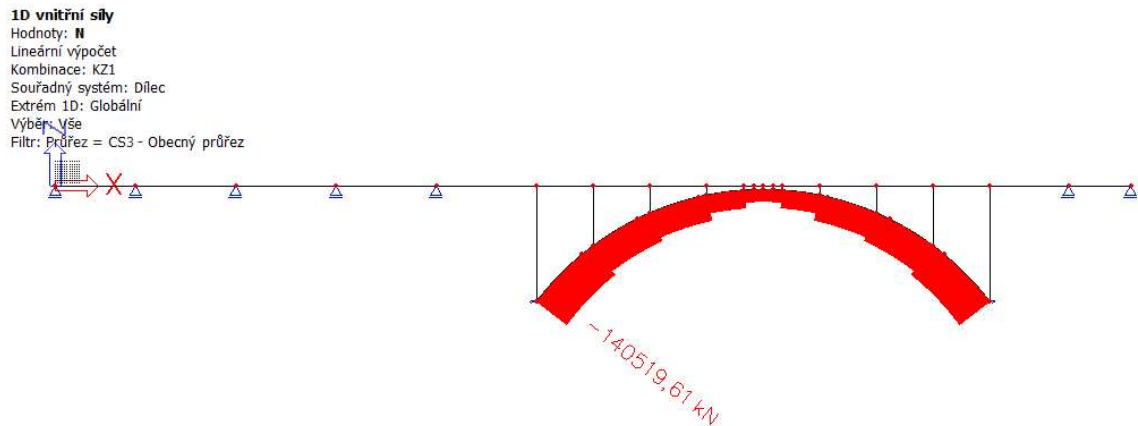


Obrázek 4.8 Rendrovaný model varianty 2

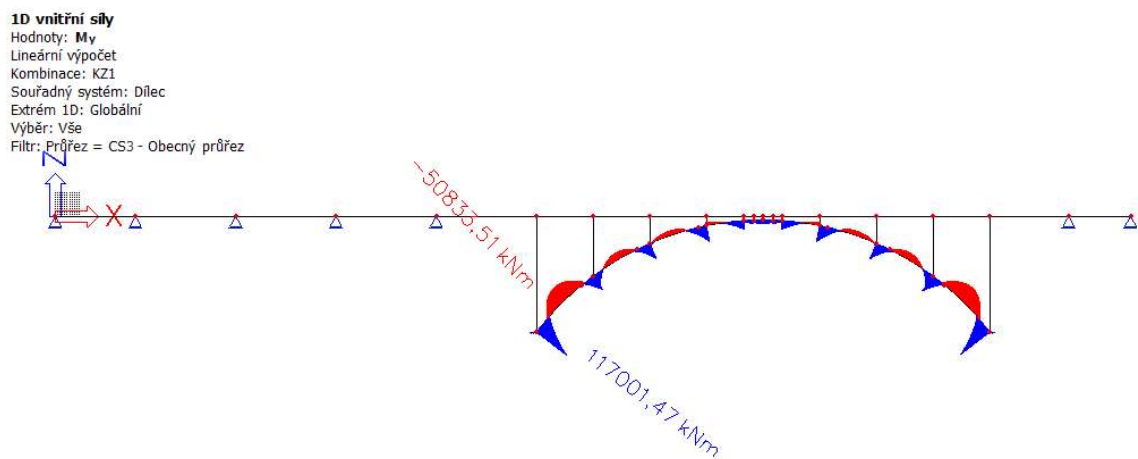
1D vnitřní síly
Hodnoty: M_y
Lineární výpočet
Zatěžovací stav: ZS1
Souřadný systém: Dílec
Extrém 1D: Globální
Výběr: Vše
Filtr: Průřez = CS2 - Obecný průřez



Obrázek 4.9 Průběh ohybového momentu na mostovce od vlastní tíhy



Obrázek 4.10 Průběh normálové síly na oblouku od vlastní tíhy



Obrázek 4.11 Průběh ohybového momentu na oblouku od vlastní tíhy

Při podrobnějším výpočtu by bylo vhodné upravit geometrii oblouku, aby došlo k menšímu namáhání od ohybových momentů.

V tabulce jsou zobrazeny hodnoty vnitřních sil ve vyšetřovaných řezech od veškerého zatížení.



	SR		PODPORA	
	N	M_y	N	M_y
	[MN]	[MNm]	[MN]	[MNm]
Vlastní tíha	0,00	16,40	0,00	-31,30
Ostatní stálé	0,00	8,44	0,00	-14,60
Doprava-TS	0,00	7,76	0,00	-3,70
Doprava-UDL	0,00	6,40	0,00	-11,10
Chodci	0,00	1,26	0,00	-2,17
Rovn. T+	0,00	2,20	0,00	1,33
Rovn. T-	0,00	-2,20	0,00	-1,40

Tabulka 4.1 Souhrn vnitřních sil v mostovce



Kombinace

- Charakteristická kombinace – mostovka

NÁVRHOVÝ MOMENT - SR								
[MNm]		Předpětí	Stálé	LM1-TS	LM1-UDL	Chodci	T+	T-
Součinitel zatížení	γ_f	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Součinitel kombinace	ψ_0	-	-	0,75	0,40	0,40	0,60	0,60
Zatížení	M_F	-	24,8	8,4	6,4	1,3	2,2	-2,2
Kombinace	Char.	-	24,8	6,3	2,6	0,5	1,3	-1,3
Návrhový moment	MEd	35,6						

NÁVRHOVÝ MOMENT - PODPORA								
[MNm]		Předpětí	Stálé	LM1-TS	LM1-UDL	Chodci	T+	T-
Součinitel zatížení	γ_f	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Součinitel kombinace	ψ_0	-	-	0,75	0,40	0,40	0,60	0,60
Zatížení	M_F	-	-45,9	-3,7	-11,1	-2,2	1,3	-1,4
Kombinace	Char.	-	-45,9	-2,8	-4,4	-0,9	0,8	-0,8
Návrhový moment	MEd	-54,8						

Tabulka 4.2 Charakteristická kombinace vnitřních sil mostovka

- Kombinace 6.10 – oblouk

MSÚ 6.10		N	M
		[MN]	[MNm]
1	Nmax	-30,1	11,33
2	Mmax	-140,52	117,00
3	Nmin	-140,52	117,00
4	Mmin	-50,83	-136,94

Tabulka 4.3 Kombinace 6.10 vnitřních sil oblouk



Průřez ve středu rozpětí

Jedná se o nejvíce namáhaný průřez v poli v rámci mostovky.

Vstupní údaje - střed rozpětí

PRŮŘEZOVÉ CHAR.	
$A_c =$	8,336 m ²
$e_h =$	0,757 m
$e_d =$	1,743 m
$I_y =$	4,360 m ⁴
$W_h =$	5,760 m ³
$W_d =$	2,501 m ³

PŘEDPĚTÍ	
$a =$	150 mm ²
$n =$	152 ks
$A =$	22800 mm ²
$\sigma_{p,max} =$	1473,12 MPa
$N_p =$	-33587,1 kN
$e_p =$	1,443 m

ÚČINKY ZATÍŽENÍ		
Zatížení	ΔN	ΔM
	[kN]	[kNm]
Vlastní tíha	0,00	16,40
Ostatní stálé	0,00	8,44
Rovn. T+	0,00	1,32
Rovn. T-	0,00	-1,32
LM1 + chodci (char.)	0,00	9,39

ÚČINKY PŘEDPĚTÍ			
Fáze výstavby	čas	ΔN	ΔM
	[dny]	[MN]	[MNm]
VP	200	-31,9	-46,0
G0	200	3,4	4,8
UP	200	0,0	0,0
KŽ	36500	3,4	4,8

MEZE ODOLNOSTI MATERIÁLU						
	f_{ctm}	$f_{ctk0,05}$	f_{ck}	f_{cd}	$0,6f_{ck}$	$0,6f_{ck(S)}$
Mostovka	3,8	2,7	45	30	27	21,23

Tabulka 4.4 Vstupní údaje varianty 2 - SR

Návrh: Y1860S7-15,7 8 x 19 lan, beton C45/55



Výpočet a posouzení normálových napětí					
Vnesení předpětí - VP					
Změna stálého zatížení	$N_{EK,g} =$	-31,9 MN			
	$M_{EK,g} =$	-29,6 MNm			
Proměnné zatížení	$N_{EK,q} =$	0,0	0,0	kN	
	$M_{EK,q} =$	0,0	1,3	kNm	
Kombinace		Stálé	Char.		
Napětí v průřezu	σ_h	1,32	1,09	MPa	
	σ_d	-15,68	-15,15	MPa	
Ostatní stálé - G0					
Změna stálého zatížení	$N_{EK,g} =$	3,4 MN			
	$M_{EK,g} =$	13,3 MNm			
Proměnné zatížení	$N_{EK,q} =$	0,0	0,0	kN	
	$M_{EK,q} =$	0,0	1,3	kNm	
Kombinace		Stálé	Char.		
Napětí v průřezu	σ_h	-0,58	-0,81	MPa	
	σ_d	-9,96	-9,44	MPa	
Uvedení do provozu - UP					
Změna stálého zatížení	$N_{EK,g} =$	0,0 MN			
	$M_{EK,g} =$	0,0 MNm			
Proměnné zatížení	$N_{EK,q} =$	0,0	0,0	kN	
	$M_{EK,q} =$	0,0	10,7	kNm	
Kombinace		Stálé	Char.		
Napětí v průřezu	σ_h	-0,58	-2,45	MPa	
	σ_d	-9,96	-5,68	MPa	
Konec životnosti - KZ					
Změna stálého zatížení	$N_{EK,g} =$	3,4 MN			
	$M_{EK,g} =$	4,8 MNm			
Proměnné zatížení	$N_{EK,q} =$	0,0	0,0	kN	
	$M_{EK,q} =$	0,0	10,7	kNm	
Kombinace		Stálé	Char.		
Napětí v průřezu	σ_h	-1,02	-2,88	MPa	
	σ_d	-7,62	-3,34	MPa	

Tabulka 4.5 Posouzení mostovky v MSP - SR

Tahy vzniklé v horních vláknech při vnesení předpětí jsou menší, než tahová pevnost betonu a navíc v dalších fázích v horních vláknech vznikají tlaková normálová napětí.

VYHOVUJE



Průřez nad podporou

Vstupní údaje - podpora						
PRŮŘEZOVÉ CHAR.			PŘEDPĚTÍ			
$A_c =$	8,336	m^2	$a =$	150	mm^2	
$e_h =$	0,757	m	$n =$	304	ks	
$e_d =$	1,743	m	$A =$	45600	mm^2	
$I_y =$	4,360	m^4	$\sigma_{p,max} =$	1473,12	MPa	
$W_h =$	5,760	m^3	$N_p =$	-67174,3	kN	
$W_d =$	2,501	m^3	$e_p =$	-0,457	m	
ÚČINKY ZATÍŽENÍ			ÚČINKY PŘEDPĚTÍ			
Zatížení	ΔN	ΔM	Fáze výstavby	čas	ΔN	ΔM
	[kN]	[kNm]		[dny]	[MN]	[MNm]
Vlastní tíha	0,00	-31,30	VP	200	-63,8	29,2
Ostatní stálé	0,00	-14,60	G0	200	6,7	-3,1
Rovn. T+	0,00	0,80	UP	200	0,0	0,0
Rovn. T-	0,00	-0,84	KŽ	36500	6,7	-3,1
LM1 + chodci (char.)	0,00	-8,08				
MEZE ODOLNOSTI MATERIÁLU						
	f_{ctm}	$f_{ctk0,05}$	f_{ck}	f_{cd}	$0,6f_{ck}$	$0,6f_{ck(5)}$
Mostovka	3,8	2,7	45	30	27	21,23

Tabulka 4.6 Vstupní údaje varianty 2 - podpora

Návrh: Y1860S7-15,7 8 x 19 lan + 8 x 19 lan, beton C45/55
(8 průběžných kabelů; 8 příložek)



Výpočet a posouzení normálových napětí						
Vnesení předpětí - VP						
Změna stálého zatížení	$N_{EK,g} =$	-63,8 MN				
	$M_{EK,g} =$	-2,1 MNm				
Proměnné zatížení	$N_{EK,q} =$	0,0	0,0			kN
	$M_{EK,q} =$	0,0	0,8			kNm
Kombinace		Stálé	Char.			
Napětí v průřezu	σ_h	-7,28	-7,42	MPa		
	σ_d	-8,51	-8,19	MPa		
Ostatní stálé - G0						
Změna stálého zatížení	$N_{EK,g} =$	6,7 MN				
	$M_{EK,g} =$	-17,7 MNm				
Proměnné zatížení	$N_{EK,q} =$	0,0	0,0			kN
	$M_{EK,q} =$	0,0	-0,8			kNm
Kombinace		Stálé	Char.			
Napětí v průřezu	σ_h	-3,41	-3,26	MPa		
	σ_d	-14,77	-15,10	MPa		
Uvedení do provozu - UP						
Změna stálého zatížení	$N_{EK,g} =$	0,0 MN				
	$M_{EK,g} =$	0,0 MNm				
Proměnné zatížení	$N_{EK,q} =$	0,0	0,0			kN
	$M_{EK,q} =$	0,0	-8,9			kNm
Kombinace		Stálé	Char.			
Napětí v průřezu	σ_h	-3,41	-1,86	MPa		
	σ_d	-14,77	-16,32	MPa		
Konec životnosti - KZ						
Změna stálého zatížení	$N_{EK,g} =$	6,7 MN				
	$M_{EK,g} =$	-3,1 MNm				
Proměnné zatížení	$N_{EK,q} =$	0,0	0,0			kN
	$M_{EK,q} =$	0,0	-8,9			kNm
Kombinace		Stálé	Char.			
Napětí v průřezu	σ_h	-3,14	-0,52	MPa		
	σ_d	-15,19	-18,76	MPa		

Tabulka 4.7 Posouzení mostovky v MSP - podpora

Normálová napětí v horních i dolních vláknech vyhovuje výše zmíněným požadavkům.

VYHOVUJE

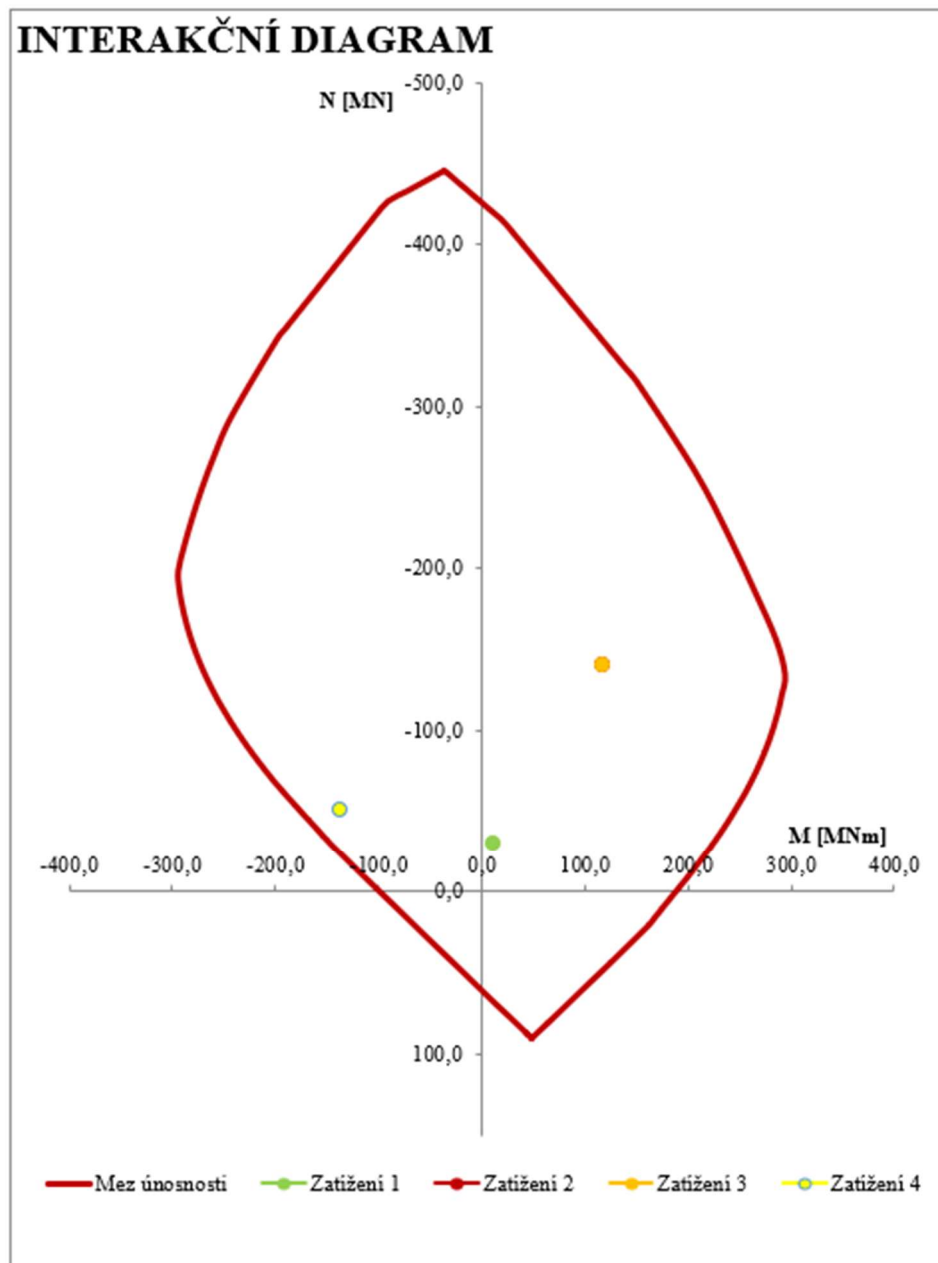
Oblouk

Posudek je proveden na nejvíce namáhaném průřezu oblouku, který se nachází v místě vetknutí do základové patky.

Návrh: 160x \varnothing 32 ve dvou řadách u horního povrchu

40x \varnothing 32 ve dvou řadách u spodního povrchu obou trámů

$h = 3,50$ m; $b = 5,40$ m



Obrázek 4.12 Interakční diagram pro oblouk

Dle interakčního diagramu oblouk na dané zatížení vyhoví.

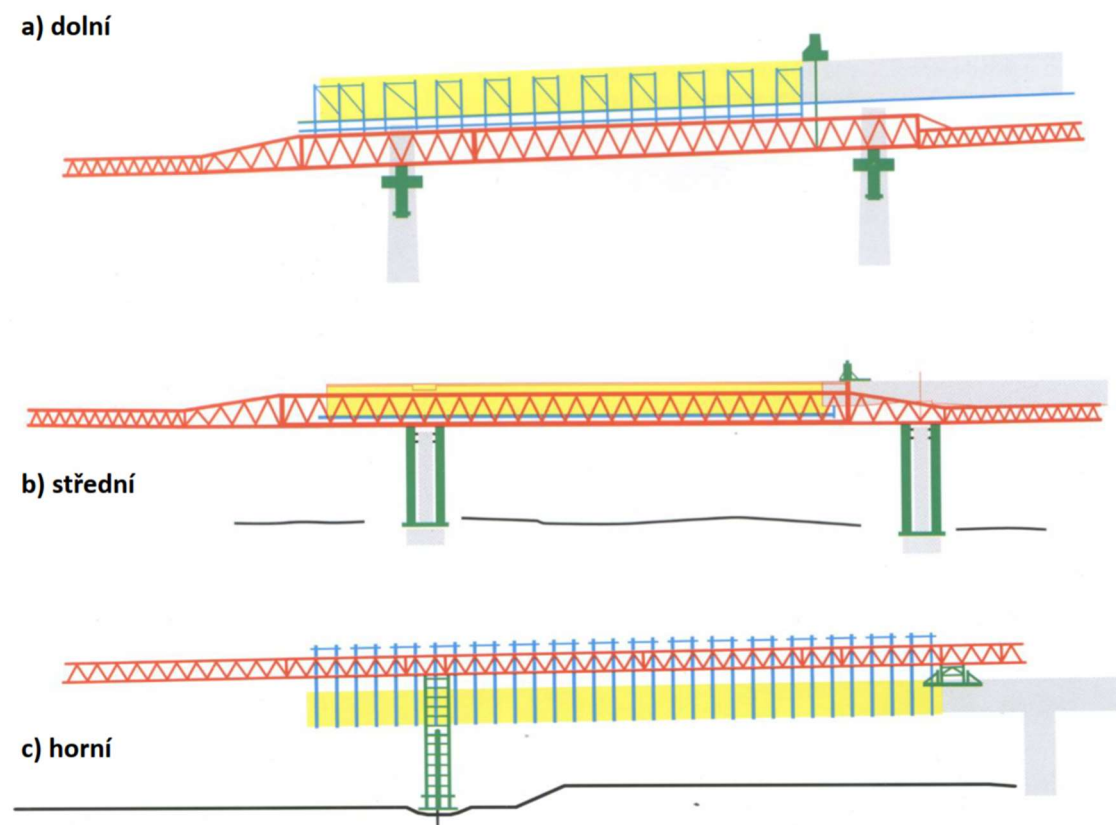
VYHOVUJE

5. Varianta 3: Trámová konstrukce betonovaná na výsuvné skruži

5.1. Rešeršní část

Trámové mosty betonované na výsuvné skruži jsou vhodné a ekonomické pro dlouhé estakády. Typické rozpětí pro tyto typy konstrukcí je 35-45 m, avšak při speciálním typu výsuvné skruže (s rektifikací) je možné překlenout rozpětí až 90 m. Výhodou zajisté je, že při stálém průřezu se u dlouhých estakád opakuje stále stejný průběh betonáže. Obvyklé průřezy betonované na výsuvné skruži jsou jednotrámy, dvoutrámy a komory. Další výhodou je rychlost výstavby, která se pohybuje 7-10 dní pro jedno pole. Konstrukce lze vybetonovat téměř v jakémkoliv tvaru beze spár (resp. s vyztuženými pracovními spárami), což zajišťuje dostatečnou trvanlivost. Nevýhodou je vysoká pracnost na staveništi.

Na obrázku jsou ukázány schematicky jednotlivé typy skruží.



Obrázek 5.1 Typy posuvných skruží



Pracovní spáry jsou umístěny v 1/4-1/5 rozpětí. Přes pracovní spáru je vedena betonářská výztuž a předpínací kabely, kde max 50 % kabelů může být spojováno. [11]

Most přes Sázavu ve Hvězdonicích

Nosnou konstrukci mostu tvoří spojitý dvoutrámový nosník z předpjatého betonu s rozpětím 42+7x54+42 m. Konstrukce je bez mezilehlých příčníků. Výstavba probíhala postupně po polích na výsuvné spodní skruži. Estakádu tvoří dva nezávislé mosty každý pro jeden směr dálnice. Šířka jednoho mostu je 13,7 m a délka celého mostu 463,1 m.



Obrázek 5.2 Most přes Sázavu ve Hvězdonicích



Most Knínice

Jedná se o 26ti polový spojitý monolitický jednotrámový most s parabolickými náběhy z dodatečně předpjatého betonu. Celková délka mostu je 1100 m s rozpětím typického pole 42 m. Šířka mostu je 14,8 m. Pro každý směr dálnice je vystaven jeden nezávislý most.



Obrázek 5.3 Posuvná spodní skruž Knínice

Výstavba probíhala pomocí posuvné spodní skruže.

5.2. Předběžný návrh konstrukce

5.2.1. Technické řešení mostu

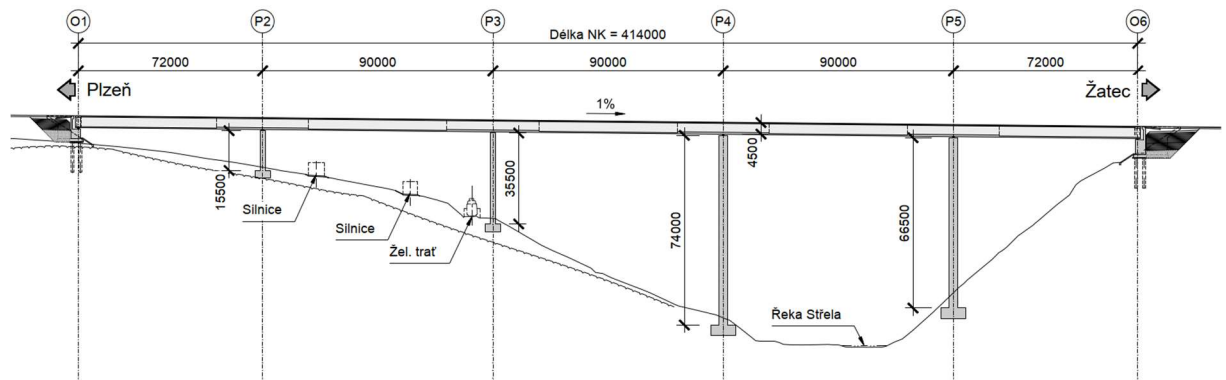
Hlavní nosnou konstrukci tvoří komorová spojitá předpjatá betonová mostovka s konstantní výškou průřezu $h = 4,5 \text{ m}$ po celé délce mostu. Most je celkem o 5 polích. Tři vnitřní pole mají rozpětí $L = 90 \text{ m}$ a zbylá dvě krajní pole délku $L = 72 \text{ m}$. Poměr délek krajních polí ku vnitřním je $0,8 \cdot L$, což respektuje vhodné rozdělení vnitřních sil vznikajících na mostovce.

Příčný řez tvoří betonová předpjatá komora šířky $b = 8,22 \text{ m}$. Nadpodporový průřez je oproti průřezu v poli masivnější z důvodu velkého smykového namáhání konstrukce. Délky konzol jsou rozdílné 3,9 a 3 m, což bude způsobovat nesymetrické namáhání konstrukce a vznik kroutících momentů. Snahou ale bylo, aby ohyb konzol od zatížení dopravou byl minimalizován a aby konzoly přenášely zejména zatížení z chodníků. Zatížení od dopravy v příčném směru je přenášeno převážně komorou.

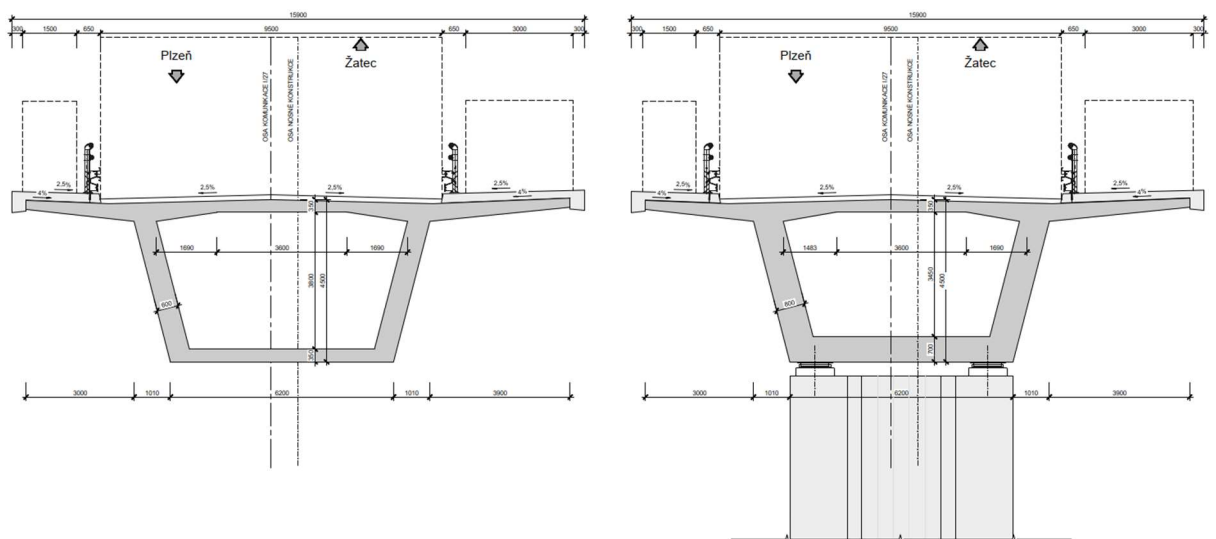
Mostovka je na pilířích a na opěrách uložena na ložiskách.



Výstavba je uvažována na výsuvné rektifikovatelné spodní skruži, která umožňuje překlenout rozpětí až 90 m.



Obrázek 5.4 Podélný řez varianty 3



Obrázek 5.5 Příčné řezy varianty 3

5.2.2. Předběžné posouzení konstrukce

Průběhy vnitřních sil

Při vyšetřování vnitřních sil byl použit prutový model s respektováním tuhostí odlišných průřezů konstrukce.

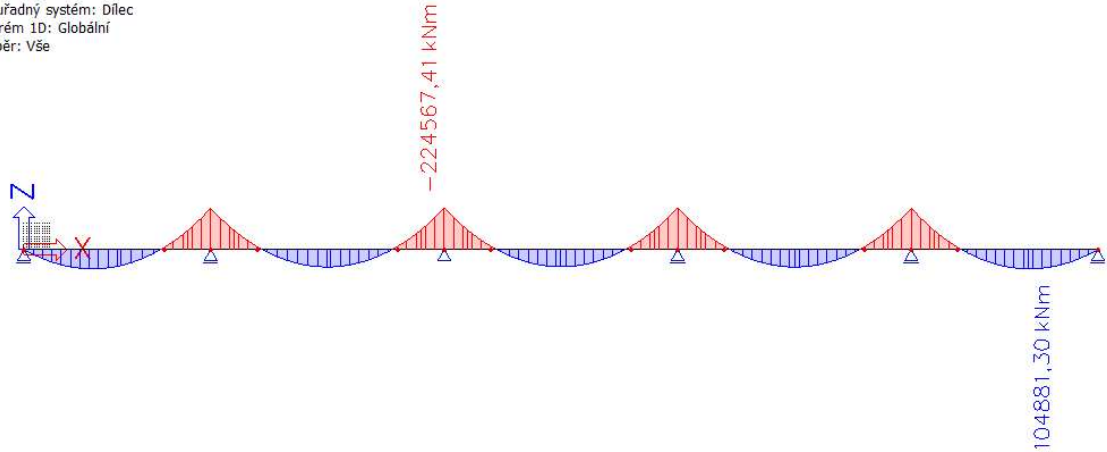


Obrázek 5.6 Renderovaný model varianty 3



1D vnitřní síly

Hodnoty: M_y
Lineární výpočet
Zatěžovací stav: ZS1
Souřadný systém: Dílec
Extrém 1D: Globální
Výběr: Vše



Obrázek 5.7 Průběh ohybových momentů od vlastní tíhy

	SR		PODPORA	
	N	M_y	N	M_y
	[MN]	[MNm]	[MN]	[MNm]
Vlastní tíha	0,00	104,88	0,00	-224,57
Ostatní stálé	0,00	31,35	0,00	-64,20
Doprava-TS	0,00	13,87	0,00	-9,20
Doprava-UDL	0,00	19,15	0,00	-39,22
Chodci	0,00	4,66	0,00	-9,54
Rovn. T+	0,00	0,00	0,00	0,00
Rovn. T-	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabulka 5.1 Souhrn vnitřních sil

Kombinace

- Charakteristická kombinace – mostovka

NÁVRHOVÝ MOMENT - SR								
[MNm]		Předpětí	Stálé	LM1-TS	LM1-UDL	Chodci	T+	T-
Součinitel zatížení	γ_f	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Součinitel kombinace	ψ_0	-	-	0,75	0,40	0,40	0,60	0,60
Zatížení	M_F	-	136,2	13,9	19,2	4,7	0,0	0,0
Kombinace	Char.	-	136,2	10,4	7,7	1,9	0,0	0,0
Návrhový moment	MEd	156,2						



NÁVRHOVÝ MOMENT - PODPORA								
[MNm]		Předpětí	Stálé	LM1-TS	LM1-UDL	Chodci	T+	T-
Součinitel zatížení	γ_f	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Součinitel kombinace	ψ_0	-	-	0,75	0,40	0,40	0,60	0,60
Zatížení	M_F	-	-288,8	-9,2	-39,2	-9,5	0,0	0,0
Kombinace	Char.	-	-288,8	-6,9	-15,7	-3,8	0,0	0,0
Návrhový moment	MEd	-315,2						

Tabulka 5.2 Charakteristická kombinace vnitřních sil mostovka

Průřez ve středu rozpětí

Vstupní údaje - střed rozpětí						
PRŮŘEZOVÉ CHAR.			PŘEDPĚTÍ			
$A_c =$	12,300 m ²		$a =$	150 mm ²		
$e_h =$	1,741 m		$n =$	380 ks		
$e_d =$	2,759 m		$A =$	57000 mm ²		
$I_y =$	33,697 m ⁴		$\sigma_{p,max} =$	1473,12 MPa		
$W_h =$	19,355 m ³		$N_p =$	-83967,8 kN		
$W_d =$	12,214 m ³		$e_p =$	2,219 m		
ÚČINKY ZATÍŽENÍ			ÚČINKY PŘEDPĚTÍ			
Zatížení	ΔN	ΔM	Fáze výstavby	čas	ΔN	ΔM
	[kN]	[kNm]		[dny]	[MN]	[MNm]
Vlastní tíha	0,00	104,88	VP	200	-79,8	-177,0
Ostatní stálé	0,00	31,35	G0	200	8,4	18,6
Rovn. T+	0,00	0,00	UP	200	0,0	0,0
Rovn. T-	0,00	0,00	KŽ	36500	8,4	18,6
LM1 + chodci (char.)	0,00	19,92				
MEZE ODOLNOSTI MATERIÁLU						
	f_{ctm}	$f_{ctk0,05}$	f_{ck}	f_{cd}	$0,6f_{ck}$	$0,6f_{ck(5)}$
Mostovka	3,8	2,7	45	30	27	21,23

Tabulka 5.3 Vstupní údaje varianty 3 - SR

Návrh: Y1860S7-15,7 16 x 19 lan, beton C45/55
(16 průběžných kabelů)



Výpočet a posouzení normálových napětí						
Vnesení předpětí - VP						
Změna stálého zatížení	$N_{Ek,g} =$	-79,8 MN				
	$M_{Ek,g} =$	-72,1 MNm				
Proměnné zatížení	$N_{Ek,q} =$	0,0	0,0			kN
	$M_{Ek,q} =$	0,0	0,0			kNm
Kombinace		Stálé	Char.			
Napětí v průřezu	σ_h	-2,76	-2,76	MPa		
	σ_d	-12,39	-12,39	MPa		
Ostatní stálé - G0						
Změna stálého zatížení	$N_{Ek,g} =$	8,4 MN				
	$M_{Ek,g} =$	50,0 MNm				
Proměnné zatížení	$N_{Ek,q} =$	0,0	0,0			kN
	$M_{Ek,q} =$	0,0	0,0			kNm
Kombinace		Stálé	Char.			
Napětí v průřezu	σ_h	-4,66	-4,66	MPa		
	σ_d	-7,62	-7,62	MPa		
Uvedení do provozu - UP						
Změna stálého zatížení	$N_{Ek,g} =$	0,0 MN				
	$M_{Ek,g} =$	0,0 MNm				
Proměnné zatížení	$N_{Ek,q} =$	0,0	0,0			kN
	$M_{Ek,q} =$	0,0	19,9			kNm
Kombinace		Stálé	Char.			
Napětí v průřezu	σ_h	-4,66	-5,69	MPa		
	σ_d	-7,62	-5,98	MPa		
Konec životnosti - KZ						
Změna stálého zatížení	$N_{Ek,g} =$	8,4 MN				
	$M_{Ek,g} =$	18,6 MNm				
Proměnné zatížení	$N_{Ek,q} =$	0,0	0,0			kN
	$M_{Ek,q} =$	0,0	19,9			kNm
Kombinace		Stálé	Char.			
Napětí v průřezu	σ_h	-4,94	-5,97	MPa		
	σ_d	-5,41	-3,78	MPa		

Tabulka 5.4 Posouzení mostovky v MSP - SR

Normálová napětí v horních i dolních vláknech vyhovuje výše zmíněným požadavkům.

VYHOVUJE



Průřez nad podporou

Vstupní údaje - podpora						
PRŮŘEZOVÉ CHAR.			PŘEDPĚTÍ			
$A_c =$	15,510	m^2	$a =$	150	mm^2	
$e_h =$	2,040	m	$n =$	512	ks	
$e_d =$	2,460	m	$A =$	76800	mm^2	
$I_y =$	42,910	m^4	$\sigma_{p,max} =$	1473,12	MPa	
$W_h =$	21,034	m^3	$N_p =$	-113135,6	kN	
$W_d =$	17,443	m^3	$e_p =$	-1,740	m	
ÚČINKY ZATÍŽENÍ			ÚČINKY PŘEDPĚTÍ			
Zatížení	ΔN	ΔM	Fáze výstavby	čas	ΔN	ΔM
	[kN]	[kNm]		[dny]	[MN]	[MNm]
Vlastní tíha	0,00	-224,57	VP	200	-107,5	187,0
Ostatní stálé	0,00	-64,20	G0	200	11,3	-19,7
Rovn. T+	0,00	0,00	UP	200	0,0	0,0
Rovn. T-	0,00	0,00	KŽ	36500	11,3	-19,7
LM1 + chodci (char.)	0,00	-26,40				
MEZE ODOLNOSTI MATERIÁLU						
	f_{ctm}	$f_{ctk0,05}$	f_{ck}	f_{cd}	$0,6f_{ck}$	$0,6f_{ck(S)}$
Mostovka	3,8	2,7	45	30	27	21,23

Tabulka 5.5 Vstupní údaje varianty 3 - podpora

Návrh: Y1860S7-15,7 20 x 19 lan + 6 x 22 lan, beton C45/55
(20 průběžných kabelů; 6 příložek nad podporou)



Výpočet a posouzení normálových napětí					
Vnesení předpětí - VP					
Změna stálého zatížení	$N_{EK,g} =$	-107,5 MN			
	$M_{EK,g} =$	-37,6 MNm			
Proměnné zatížení	$N_{EK,q} =$	0,0	0,0 kN		
	$M_{EK,q} =$	0,0	0,0 kNm		
Kombinace		Stálé	Char.		
Napětí v průřezu	σ_h	-5,14	-5,14	MPa	
	σ_d	-9,08	-9,08	MPa	
Ostatní stálé - G0					
Změna stálého zatížení	$N_{EK,g} =$	11,3 MN			
	$M_{EK,g} =$	-83,9 MNm			
Proměnné zatížení	$N_{EK,q} =$	0,0	0,0 kN		
	$M_{EK,q} =$	0,0	0,0 kNm		
Kombinace		Stálé	Char.		
Napětí v průřezu	σ_h	-0,43	-0,43	MPa	
	σ_d	-13,16	-13,16	MPa	
Uvedení do provozu - UP					
Změna stálého zatížení	$N_{EK,g} =$	0,0 MN			
	$M_{EK,g} =$	0,0 MNm			
Proměnné zatížení	$N_{EK,q} =$	0,0	0,0 kN		
	$M_{EK,q} =$	0,0	-26,4 kNm		
Kombinace		Stálé	Char.		
Napětí v průřezu	σ_h	-0,43	0,83	MPa	
	σ_d	-13,16	-14,68	MPa	
Konec životnosti - KZ					
Změna stálého zatížení	$N_{EK,g} =$	11,3 MN			
	$M_{EK,g} =$	-19,7 MNm			
Proměnné zatížení	$N_{EK,q} =$	0,0	0,0 kN		
	$M_{EK,q} =$	0,0	-26,4 kNm		
Kombinace		Stálé	Char.		
Napětí v průřezu	σ_h	-0,63	2,49	MPa	
	σ_d	-13,56	-15,08	MPa	

Tabulka 5.6 Posouzení mostovky v MSP - podpora

Normálová napětí v horních i dolních vláknech vyhovuje výše zmíněným požadavkům.

VYHOVUJE



6. Varianta 4: Vysouvaná ocelobetonová spřažená konstrukce

6.1. Rešeršní část

Most Europabrücke na dálnici A13 u Innsbrucku

Dálniční most o 6ti polích přes hluboké údolí tvoří ocelová komora s proměnným průřezem s ortotropní mostovkou. Rozpětí jednotlivých polí jsou 81 + 108 + 198 + 108 + 81 + 81 m. Výška průřezu uprostřed rozpětí hlavního pole je 7,7 m.



Obrázek 6.1 Most Europabrücke u Innsbrucku

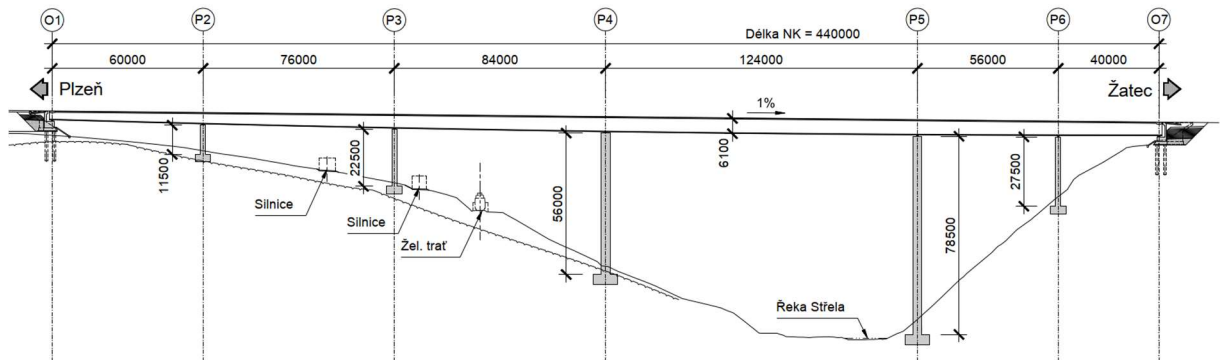
6.2. Předběžný návrh konstrukce

6.2.1. Technické řešení mostu

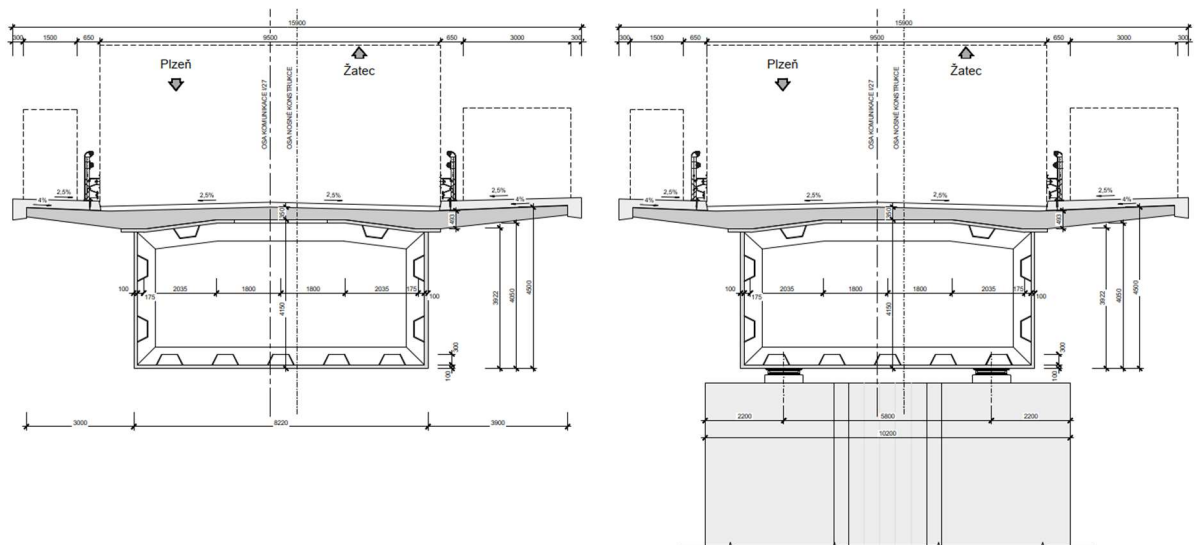
Poslední varianta je navržena jako spojitá ocelobetonová spřažená konstrukce. Rozpětí hlavního pole má délku $L = 124$ m. Podélný sklon motu je 1 %.

Příčný řez tvoří ocelová komora se svislými stěnami, která je vyztužena ocelovými podélníky a ocelovými příčnými plechy. Výška průřezu komory je proměnná a nejvyšší hodnoty $h = 6,2$ m nabývá uprostřed rozpětí hlavního pole. Nejmenší výška průřezu je $h = 3,4$ m. Spodní hrana průřezu se mění podle křivky kružnice. Tloušťka stěny komory je navržena $t = 100$ mm. Tloušťka spřažené betonové desky je $t_d = 350$ mm.

Při výstavbě je navržen postupný výsuv ocelové komory s dočasným ztužením horního povrchu komory. Při vysunutí konstrukce přes celou délku mostu dojde k dobetonování desky.



Obrázek 6.2 Podélný řez varianty 4



Obrázek 6.3 Příčné řezy varianty 4

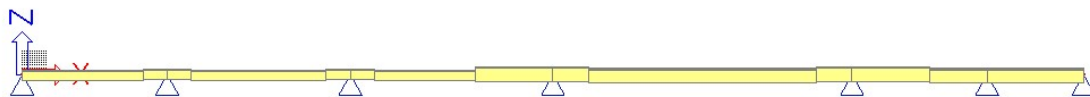
6.2.2. Předběžné posouzení konstrukce

U ocelového průřezu není v této fázi předběžného výpočtu uvažováno boulení ocelových stěn průřezu. Předpokládá se, že navržená tloušťka stěny ve spolupůsobení s ocelovými výztuhami stěny komory na boulení vyhoví.



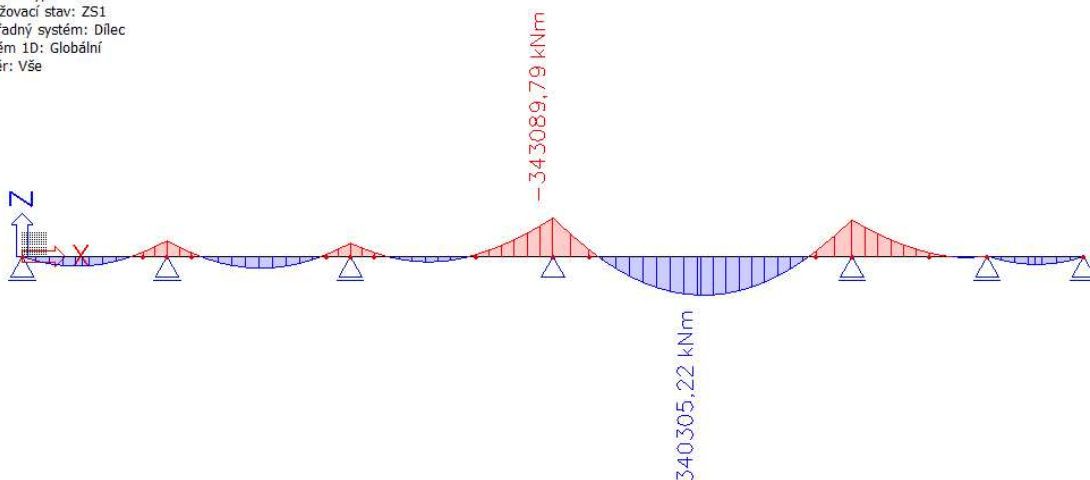
Průběhy vnitřních sil

Při vyšetřování vnitřních sil byl použit prutový model s respektováním reálných tuhostí odlišných průřezů konstrukce. V tomto modelu v nadpodporových průřezích zjednodušeně není uvažována tuhost betonové desky, ale pouze jen betonářská výztuž, z důvody zmenšení tuhosti kvůli vzniku trhlin v oblastech namáhání tahem.



Obrázek 6.4 Renderovaný model varianty 4

1D vnitřní síly
Hodnoty: M_y
Lineární výpočet
Zatěžovací stav: ZS1
Souřadný systém: Dílec
Extrém 1D: Globální
Výběr: Vše



Obrázek 6.5 Průběh ohybového momentu od vlastní tíhy

	SR		PODPORA	
	N	M_y	N	M_y
	[MN]	[MNm]	[MN]	[MNm]
Vlastní tíha	0,00	340,30	0,00	-343,10
Ostatní stálé	0,00	88,30	0,00	-99,10
Doprava-TS	0,00	24,80	0,00	-13,60
Doprava-UDL	0,00	51,60	0,00	-57,90
Chodci	0,00	12,50	0,00	-14,10
Rovn. T+	0,00	0,00	0,00	0,00
Rovn. T-	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabulka 6.1 Souhrn vnitřních sil



Kombinace

- Charakteristická kombinace – mostovka

NÁVRHOVÝ MOMENT - SR								
[MNm]		Předpětí	Stálé	LM1-TS	LM1-UDL	Chodci	T+	T-
Součinitel zatížení	γ_f	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Součinitel kombinace	ψ_0	-	-	0,75	0,40	0,40	0,60	0,60
Zatížení	M_F	-	428,6	24,8	51,6	12,5	0,0	0,0
Kombinace	Char.	-	428,6	18,6	20,6	5,0	0,0	0,0
Návrhový moment	MEd	472,8						

NÁVRHOVÝ MOMENT - PODPORA								
[MNm]		Předpětí	Stálé	LM1-TS	LM1-UDL	Chodci	T+	T-
Součinitel zatížení	γ_f	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Součinitel kombinace	ψ_0	-	-	0,75	0,40	0,40	0,60	0,60
Zatížení	M_F	-	-442,2	-13,6	-57,9	-14,1	0,0	0,0
Kombinace	Char.	-	-442,2	-10,2	-23,2	-5,6	0,0	0,0
Návrhový moment	MEd	-481,2						

Tabulka 6.2 Charakteristická kombinace vnitřních sil

Průřez ve středu rozpětí

Při určení průřezových charakteristik byl uvažován ideální průřez, kde beton byl pomocí pracovního součinitele $n = \frac{E_c}{E_s}$ přepočítán na ocel. Napětí v průřezu se vypočítalo pomocí průřezových charakteristik ideálního průřezu a pro horní betonová vlákna se napětí vydělilo pracovním součinitelem n . Tím se získalo napětí v betonu.



Vstupní údaje - střed rozpětí

PRŮŘEZOVÉ CHAR.	
$A_c =$	3,980 m ²
$I_y =$	32,187 m ⁴
$e_{h,c} =$	2,611 m
$e_{d,c} =$	2,261 m
$e_{h,s} =$	2,261 m
$e_{d,s} =$	3,590 m

PŘEDPĚTÍ	
$a =$	150 mm ²
$n =$	0 ks
$A =$	0 mm ²
$\sigma_{p,max} =$	1473,12 MPa
$N_p =$	0,0 kN
$e_p =$	0,000 m

ÚČINKY ZATÍŽENÍ		
Zatížení	ΔN	ΔM
	[kN]	[kNm]
Vlastní tíha	0,00	340,30
Ostatní stálé	0,00	88,30
Rovn. T+	0,00	0,00
Rovn. T-	0,00	0,00
LM1 + chodci (char.)	0,00	44,24

ÚČINKY PŘEDPĚTÍ			
Fáze výstavby	čas	ΔN	ΔM
	[dny]	[MN]	[MNm]
VP	200	0,0	0,0
G0	200	0,0	0,0
UP	200	0,0	0,0
KŽ	36500	0,0	0,0

MEZE ODOLNOSTI MATERIÁLU [MPa]; [GPa]							
Deska	f_{ctm}	$f_{ctk0,05}$	f_{ck}	f_{cd}	$0,6f_{ck}$	$0,6f_{ck(s)}$	E_{cm}
		3,8	2,7	45	30	27	21,23
Komora	f_y	E_{cm}	n				
	355	210	5,83				

Tabulka 6.3 Vstupní údaje varianty 4 - SR

Návrh: Ocelová komora S355, beton C45/55



Výpočet a posouzení normálových napětí						
Vnesení předpětí - VP						
Změna stálého zatížení	$N_{Ek,g} =$	0,0 MN				
	$M_{Ek,g} =$	340,3 MNm				
Proměnné zatížení	$N_{Ek,q} =$	0,0	0,0			kN
	$M_{Ek,q} =$	0,0	0,0			kNm
Kombinace		Stálé	Char.			
Napětí v průřezu	$\sigma_{h,c}$	-4,73	-4,73	MPa		
	$\sigma_{d,c}$	-4,10	-4,10			
	$\sigma_{h,s}$	-23,90	-23,90	MPa		
	$\sigma_{d,s}$	37,95	37,95			
Ostatní stálé - G0						
Změna stálého zatížení	$N_{Ek,g} =$	0,0 MN				
	$M_{Ek,g} =$	88,3 MNm				
Proměnné zatížení	$N_{Ek,q} =$	0,0	0,0			kN
	$M_{Ek,q} =$	0,0	0,0			kNm
Kombinace		Stálé	Char.			
Napětí v průřezu	$\sigma_{h,c}$	-2,04	-2,04	MPa		
	$\sigma_{d,c}$	-1,77	-1,77			
	$\sigma_{h,s}$	-30,11	-30,11	MPa		
	$\sigma_{d,s}$	47,80	47,80			
Uvedení do provozu - UP						
Změna stálého zatížení	$N_{Ek,g} =$	0,0 MN				
	$M_{Ek,g} =$	0,0 MNm				
Proměnné zatížení	$N_{Ek,q} =$	0,0	0,0			kN
	$M_{Ek,q} =$	0,0	44,2			kNm
Kombinace		Stálé	Char.			
Napětí v průřezu	$\sigma_{h,c}$	-0,35	-0,96	MPa		
	$\sigma_{d,c}$	-0,30	-0,84			
	$\sigma_{h,s}$	-30,11	-33,22	MPa		
	$\sigma_{d,s}$	47,80	52,73			
Konec životnosti - KZ						
Změna stálého zatížení	$N_{Ek,g} =$	0,0 MN				
	$M_{Ek,g} =$	0,0 MNm				
Proměnné zatížení	$N_{Ek,q} =$	0,0	0,0			kN
	$M_{Ek,q} =$	0,0	44,2			kNm
Kombinace		Stálé	Char.			
Napětí v průřezu	$\sigma_{h,c}$	-0,06	-0,68	MPa		
	$\sigma_{d,c}$	-0,05	-0,58			
	$\sigma_{h,s}$	-30,11	-33,22	MPa		
	$\sigma_{d,s}$	47,80	52,73			

Tabulka 6.4 Posouzení mostovky v MSP - SR

Normálová napětí v horních i dolních vláknech vyhovuje výše zmíněným požadavkům.

VYHOVUJE



Průřez nad podporou

Při určení průřezových charakteristik byl uvažován ideální průřez, kde beton byl pomocí pracovního součinitele $n = \frac{E_c}{E_s}$ přepočítán na ocel. V nadpodporovém průřezu není ve výpočtu zahrnut tažený beton a při určení napětí se uvažuje jen ocelová komora a betonářská výztuž.

Vstupní údaje - podpora

PRŮŘEZOVÉ CHAR.	
$A_c =$	3,000 m ²
$e_h =$	3,410 m
$e_d =$	2,790 m
$I_y =$	17,117 m ⁴
$W_h =$	5,020 m ³
$W_d =$	6,135 m ³

PŘEDPĚTÍ	
$a =$	150 mm ²
$n =$	0 ks
$A =$	0 mm ²
$\sigma_{p,max} =$	1473,12 MPa
$N_p =$	0,0 kN
$e_p =$	0,000 m

ÚČINKY ZATÍŽENÍ		
Zatížení	ΔN	ΔM
	[kN]	[kNm]
Vlastní tíha	0,00	-343,10
Ostatní stálé	0,00	-99,10
Rovn. T+	0,00	0,00
Rovn. T-	0,00	0,00
LM1 + chodci (char.)	0,00	-39,00

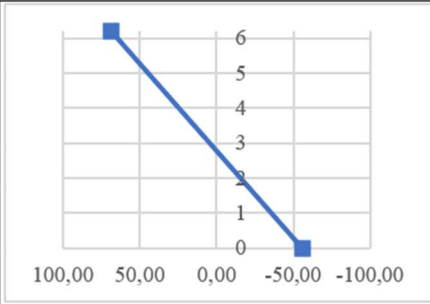
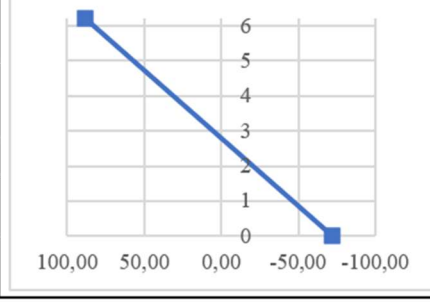
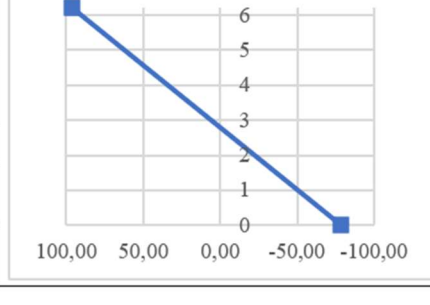
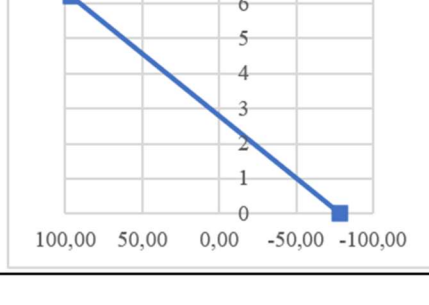
ÚČINKY PŘEDPĚTÍ			
Fáze výstavby	čas	ΔN	ΔM
	[dny]	[MN]	[MNm]
VP	200	0,0	0,0
G0	200	0,0	0,0
UP	200	0,0	0,0
KŽ	36500	0,0	0,0

MEZE ODOLNOSTI MATERIÁLU						
Deska	f_{ctm}	$f_{ctk0,05}$	f_{ck}	f_{cd}	$0,6f_{ck}$	$0,6f_{ck(5)}$
	3,8	2,7	45	30	27	21,23
Komora	f_y					
	355					

Tabulka 6.5 Vstupní údaje varianty 4 - podpora

Návrh: Ocelová komora S355, beton C45/55



Výpočet a posouzení normálových napětí					
Vnesení předpětí - VP					
Změna stálého zatížení	$N_{Ek,g} =$	0,0 MN			
	$M_{Ek,g} =$	-343,1 MNm			
Proměnné zatížení	$N_{Ek,q} =$	0,0	0,0	kN	
	$M_{Ek,q} =$	0,0	0,0	kNm	
Kombinace		Stálé	Char.		
Napětí v průřezu	σ_h	68,35	68,35	MPa	
	σ_d	-55,92	-55,92	MPa	
Ostatní stálé - G0					
Změna stálého zatížení	$N_{Ek,g} =$	0,0 MN			
	$M_{Ek,g} =$	-99,1 MNm			
Proměnné zatížení	$N_{Ek,q} =$	0,0	0,0	kN	
	$M_{Ek,q} =$	0,0	0,0	kNm	
Kombinace		Stálé	Char.		
Napětí v průřezu	σ_h	88,09	88,09	MPa	
	σ_d	-72,08	-72,08	MPa	
Uvedení do provozu - UP					
Změna stálého zatížení	$N_{Ek,g} =$	0,0 MN			
	$M_{Ek,g} =$	0,0 MNm			
Proměnné zatížení	$N_{Ek,q} =$	0,0	0,0	kN	
	$M_{Ek,q} =$	0,0	-39,0	kNm	
Kombinace		Stálé	Char.		
Napětí v průřezu	σ_h	88,09	95,86	MPa	
	σ_d	-72,08	-78,43	MPa	
Konec životnosti - KZ					
Změna stálého zatížení	$N_{Ek,g} =$	0,0 MN			
	$M_{Ek,g} =$	0,0 MNm			
Proměnné zatížení	$N_{Ek,q} =$	0,0	0,0	kN	
	$M_{Ek,q} =$	0,0	-39,0	kNm	
Kombinace		Stálé	Char.		
Napětí v průřezu	σ_h	88,09	95,86	MPa	
	σ_d	-72,08	-78,43	MPa	

Tabulka 6.6 Posouzení mostovky v MSP - podpora

Normálová napětí v horních i dolních vláknech vyhovuje výše zmíněným požadavkům.

VYHOVUJE



7. Závěr

Předběžným posouzením v mezním stavu použitelnosti se potvrdilo, že všechny čtyři varianty by bylo možné po podrobnějším přepočtu a návrhu realizovat.

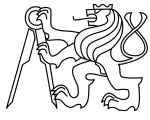
Z estetického hlediska nejlépe do hlubokého údolí zapadají varianty 2 obloukový most a varianta 1 rám s náběhy.

U variant 1 a 2 ve finálním stavu nejsou použita pevná ložiska, protože pevný bod, od kterého se odehrávají deformace, je u varianty 2 oblouk a u varianty 1 rámové stojky. Dvojice štíhlých rámových stojek vhodně reaguje na vodorovné zatížení v ose mostu a přitom neumožňují natočení konstrukce. Navíc jsou také díky chybějícím ložiskům sníženy nároky na údržbu konstrukce.

Varianta 4 operuje s proměnným průřezem po celé délce mostu. Nevýhodou je, že nejdelší pole se nachází blízko opěry O2, tudíž zde má průřez zbytečně velkou konstrukční výšku.

Dalším kritériem pro výběr vhodné konstrukce je náročnost výstavby. Zde je nepochybně velká nevýhoda varianty 2, kdy pro oblouk by se musela použít metoda letmé betonáže s výstavbou dočasných pylonů, pro zavěšení kotevních lan. Naopak varianta 3 se jeví jako na výstavbu nejjednodušší, protože všechna pole mají stejnou nebo podobnou délku a je tedy možné použít výstavbu pomocí výsuvné skruže pro celý most. Ostatní varianty kombinují více typů výstavby. U ocelobetonové spřažené konstrukce může být problém se ztužením konstrukce během výsuvu a také s namáháním komory při přejezdu nad podporou. U varianty 1 vahadlové konstrukce by bylo důležité načasování letmé betonáže a betonáže na výsuvné skruži, aby nedocházelo k velkým časovým prodlevám v rámci stavby.

Na základě veškerých výše uvedených kritérií byla jako nejvhodnější vybrána varianta 1, která se jeví jako velmi elegantní konstrukce a dobře zapadá do dané krajiny. Svými rozpětími polí se vhodně vyhýbá veškerým překážkám a při výstavbě není nutný značný zásah do krajiny pod mostem. Dalším důvodem jistě může být, že v České republice bylo podobných konstrukcí vystavěno mnoho a dá se tedy předpokládat, že jsou zde s výstavbou bohaté zkušenosti. Z hlediska napjatosti v mezním stavu použitelnosti splňuje všechna kritéria s velkou rezervou.



8. Použitá literatura

- [1] ČSN EN 1991-2 *Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou.*
- [2] ČSN EN 1991-1-5 *Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou.*
- [3] ŠAFÁŘ, Roman. *Betonové mosty 2.* České vysoké učení technické. Fakulta stavební, 2014. ISBN 978-80-01-05543-4.
- [4] SOUČEK, Petr. Letmo betonovaný Most přes údolí Hačky na silnici I/7 u Chomutova. *Stavebnictví.* 2008, roč. 2008, č. 6, s. 11.
- [5] MATOUŠEK, Ondřej; KOHOUTEK, Štěpán a KOUKOLÍK, Petr. VÝSTAVBA LETMO BETONOVANÉ KONSTRUKCE PŘES ŘEKU MŽI NA MĚSTSKÉM OKRUHU PLZNĚ. *EBETON.* 2021, roč. 2021, č. 3, s. 3.
- [6] ČSN EN 1992-1-1: *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.* 2019.
- [7] ČSN EN 1992-2 (736208) *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady.* 05/2007. 2007.
- [8] MALERBA, Giorgio. *Bridge Theory and Design.*
- [9] HRDOUŠEK, Vladislav. *Betonové mosty 2.* Česká technika - nakladatelství ČVUT, 2005.
- [10] KALNÝ, Milan; KVASNIČKA, Václav a VÍTEK, Jan L. Obloukový most přes Oparenské údolí a komplikace před jeho dokončením. *Stavebnictví.* 2010, roč. 2010, č. 9, s. 19.
- [11] VÍTEK, Jan L. *Přednášky Betonové mosty 2.*



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí

Silniční most přes údolí řeky Střely

Road Bridge over the Střela River Valley

Diplomová práce

Část B: Technická zpráva

Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

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

Bc. Tomáš Vízner

Praha 2024



Obsah

1. Základní charakteristika objektu	5
1.1. Základní údaje o mostu	5
1.2. Územní podmínky	5
1.3. Geotechnické podmínky	6
2. Technické řešení mostu	7
2.1. Popis konstrukce mostu	7
2.2. Požadavky na materiály	7
2.2.1. Beton	7
2.2.2. Betonářská výztuž	7
2.2.3. Předpínací výztuž	7
2.3. Založení	8
2.3.1. Podkladní beton	8
2.3.2. Vrtané piloty	8
2.3.3. Plošné základy	8
2.4. Spodní stavba	8
2.4.1. Opěry	8
2.4.2. Pilíře P2 a P3	8
2.4.3. Pilíř P4	9
2.4.4. Pilíře P5 a P6	9
2.5. Nosná konstrukce	9
2.6. Ložiska	9
2.7. Mostní svršek a odvodnění	10
3. Zatížení	11
4. Kombinace zatížení	12



5. Předpětí.....	14
6. Posouzení konstrukce	15
6.1. Posouzení návrhu v mezním stavu použitelnosti.....	15
6.2. Posouzení návrhu v mezním stavu únosnosti	15
7. Technologie výstavby.....	16
8. Závěr.....	18



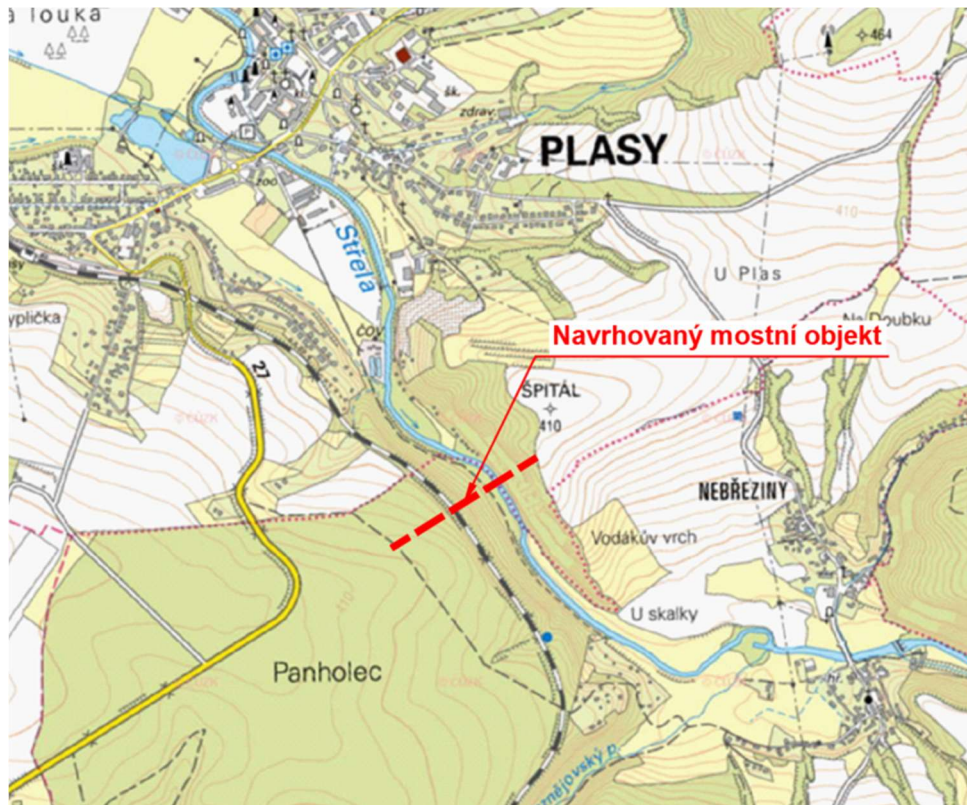
1. Základní charakteristika objektu

1.1. Základní údaje o mostu

Charakteristika mostu:	Trvalý betonový silniční most o šesti polích, kde hlavní nosnou konstrukci tvoří předpjatá komorová mostovka s náběhy v hlavním poli.
Délka přemostění:	434,400 m
Délka mostu:	461,845 m
Délka nosné konstrukce:	438,300 m
Rozpětí polí mostovky:	44,0 + 56,0 + 58,0 + 72,0 + 126,0 + 80,0 m
Šikmost mostu:	most je kolmý
Volná šířka mostu:	9,500 m
Šířka mostu:	15,900 m
Šířka nosné konstrukce:	15,120 m
Maximální výška mostu nad terénem:	82,675 m

1.2. Územní podmínky

Navrhovaný most se nachází v Plzeňském kraji na navrhovaném obchvatu města Plasy. Most překračuje rozsáhlé údolí řeky Střely, kde přemostňuje polní a lesní cesty a železniční trať. Na pravém (plzeňském) břehu řeky je pozvolně svažité terén, na levé (žatecké) straně je prudký svah. Most převádí směrově nerozdělenou silnici I/27 kategorie S 9,5. Komunikace má 2 jízdní pruhy a 2 chodníky.



1.3. Geotechnické podmínky

Pro návrh založení byl použit podklad z podrobného geotechnického průzkumu.

Pod vrstvou lesního nánosů mocnosti 0,1 - 0,4 m se nachází zeminy charakteru šterkovitých písčitých a prachovitých jílu F2 CG mocnosti 0,0 – 1,9 m, přecházející místy až v jílovité šterky G5. Pod touto vrstvou se nachází vrstva horniny typu R4 a R3.



2. Technické řešení mostu

2.1. Popis konstrukce mostu

Silniční most převádějící komunikaci kategorie S 9,5 m je navržen jako přímý. Hlavní nosnou konstrukci tvoří rámová konstrukce s proměnnou výškou nosné konstrukce v oblasti hlavního pole. Příčný řez je komorový se svislými stěnami a konzolami. Konstrukce je v podélném směru předepnuta soudržnými kabely. Mostovka je propojena se spodní stavbou posuvnými ložisky, vrubovým kloubem a dvěma rámovými stojkami, které umožňují vodorovnou dilataci konstrukce a zároveň zachycují podélné síly.

Povrch nosné konstrukce je ve střechovitém příčném sklonu 2,5 %. Podélný sklon mostu je 1 % po celé délce je konstantní.

Založení mostu je plošné pomocí masivních základových bloků.

2.2. Požadavky na materiály

Materiálové charakteristiky jsou specifikovány v příloze C: Statický výpočet.

2.2.1. Beton

PODKLADNÍ BETON	C12/15 – X0
ZÁKLADY	C20/25 – XF2, XC2, XA2
PILOTY	C30/37 – XA2
PILÍŘE, OPĚRY A KŘÍDLA	C30/37 – XF2, XD1, XC4, XA2
NOSNÁ KONSTRUKCE	C45/55 – XF2, XD1, XC4

Beton musí splňovat požadavky dle ČSN EN 206 + A2[1] a ČSN P 73 2404[2].

2.2.2. Betonářská výztuž

Výztuž spodní stavby, nosné konstrukce i říms je navržena z oceli B500B dle ČSN EN 10080 [3].

2.2.3. Předpínací výztuž

Nosná konstrukce je předepnuta v podélném směru. V diplomové práci jsou uvažovány kabely z lan Y1860S7 – 15,7.

Předpínací výztuž musí vyhovovat ČSN EN 10138 [4], popř. evropskému technickému schválení.



2.3. Založení

2.3.1. Podkladní beton

Rozměry podkladního betonu pod základy budou provedeny tak, aby přesahovaly půdorysný průmět základu na všech stranách o 0,30 m. Podkladní beton bude proveden v tloušťce 0,20 m.

2.3.2. Vrtané piloty

V místech opěr je konstrukce založena na velkopřůměrových hlubinných pilotách. Piloty budou prováděny pod ochranou ocelové výpažnice. Vrtání všech pilot bude prováděno z úrovně vrtné plošiny na úrovni odhumusovaného terénu s využitím hluchého vrtání. Horní část pilot (300-500 mm) bude po odtěžení odbourána tak, aby nad horní povrch podkladního betonu vystupovalo minimálně 300 mm zdravého betonu.

Výztuž pilot bude vystupovat do základových bloků.

2.3.3. Plošné základy

Základy svazují pilotové skupiny jednotlivých opěr, piloty jsou do základu vetknuty.

Plošné založení je navrženo u pilířů P2, P3, P4, P5 a P6 z důvodu vysoce únosného skalního podloží typu R3.

Základy jsou monolitické železobetonové. Základy budou betonovány na vrstvu podkladního betonu.

Horní povrch základů je proveden ve spádu 6 %.

2.4. Spodní stavba

2.4.1. Opěry

Konstrukci monolitických železobetonových opěr tvoří dřík s úložným prahem, závěrná zídka křídla a přechodová deska.

Křídla jsou tvořena monolitickými železobetonovými rovnoběžnými křídly.

Horní plocha úložného prahu je v příčném směru vodorovná a v podélném směru je vyspádovaná sklonem 4 % k závěrné zídce.

2.4.2. Pilíře P2 a P3

Pilíře jsou monolitické železobetonové a v patě jsou vetknuty do plošného základu. Průřez pilířů je obdélníkový s rozměry 2,0 x 8,22 m a hrany pilířů jsou zkoseny 500x250 mm.



2.4.3. Pilíř P4

Pilíř je monolitický železobetonový a v patě je vetknut do plošného základu. Průřez pilíře je obdélníkový s rozměry 2,0 x 8,22 m a jeho hrany jsou zkoseny 500x250 mm. Hlava pilíře je propojena s nosnou konstrukcí pomocí vrubového kloubu.

2.4.4. Pilíře P5 a P6

Jedná se o vahadlové pilíře, které jsou monolitické železobetonové. V hlavě jsou pilíře vetknuty do nosné konstrukce. Oba pilíře tvoří v horní části dlouhé 40 m průřez dvě rámové obdélníkové stojky s rozměry 1,90 x 8,22 m. Dole jsou propojeny příčnou ztužující stěnou a tvoří tak masivní průřez dříku, který je v patě pilíře vetknut do plošných základů. Všechny hrany rámových stojek i spodní části pilíře jsou zkoseny 500x250 mm.

2.5. Nosná konstrukce

Jedná se o šestipolový trámový most komorového průřezu z předpjatého železobetonu. Nejdelsí pole přes údolí řeky Střely je navrženo jako letmobetonovaná konstrukce s délkou rozpětí pole $L = 126$ m. Komora je navržena proměnné výšky s náběhy $h = 3,15$ m v poli a $h = 6,3$ m nad podporou. Pole sousedící s hlavním polem mají též náběhy u vahadlových pilířů č. 5 a 6 a jsou betonována též letmo. Výstavba zbylé části mostu je předpokládána na pevné skruži s konstantní výškou komorového průřezu $h = 3,15$ m.

V příčném řezu tvoří konstrukci mostu komorový průřez s proměnnou tloušťkou stěn a spodní desky. Stěny mají v místě propojení s horní deskou náběhy pro možné vedení a kotvení vahadlových kabelů. Šířka komory je 8,22 m. Do komory jsou vetknuty konzoly, které podpírají převáděné chodníky. Délka levé konzoly je 3,0 m a délka pravé konzoly je 3,9 m.

V polích 1, 2 a 3 bude konstrukce předpínána po jednotlivých takttech na maximální délku dvou taktů. Ve spárách bude spojována vždy maximálně polovina kabelů. V polích 4, 5 a 6, které jsou stavěny metodou letmé betonáže jsou jednotlivé lamely předepnuty po výstavbě každé lamely vahadlovými kabely. Pak budou předepnuty kabely spojitosti, popř. kabely ve středním poli.

2.6. Ložiska

Nosná konstrukce je (mimo rámové pilíře a vrubový kloub) uložena na kalotová ložiska kotvená do spodní stavby a i do nosné konstrukce. Ložiska jsou na spodní stavbě uložena na ložiskové bloky.



Na krajních opěrách a pilířích je vždy jedno ložisko všesměrné a jedno posuvné ve směru staničení.

2.7. Mostní svršek a odvodnění

Na mostu jsou navrženy betonové římsy kotvené do nosné konstrukce.

Po celé šířce horního povrchu nosné konstrukce je navržena celoplošná izolace NAIP. Na izolaci je navrženo vozovkové souvrství tloušťky 135 mm.

Mostovka bude odvodněna podélným svodem vyústěným na opěře O7. Do podélného svodu budou vyústěny odvodňovače umístěné na obou krajích komunikace prostupy v nosné konstrukci.



3. Zatížení

Zatížení je podrobně rozebráno ve statickém výpočtu. Zde je zobrazena pouze tabulka shrnující veškeré uvážené působící zatížení na konstrukci.

Souhrn zatížovacích stavů aplikovaných ve výpočetním modelu			
	Název	Typ	Popis
1	Vl_tíha	Dead Load (D)	Vlastní tíha
2	Předpeti	Prestress (PS)	Předpětí
3	Montazni_zatizeni	Construction Stage Load (CS)	Staveništní zatížení
4	G-vozik	Construction Stage Load (CS)	Vlastní tíha bet. vozíku
5	G0-cerstvy_beton	Construction Stage Load (CS)	Čerstvý beton lamel
6	Ost_stale	Dead Load of Wearing Surfaces and Utilities (DW)	Ostatní stálé
7	Settl_1	Settlement Load Case	Sednutí jedné libovolné podpory
8	Settl_2	Settlement Load Case	Sednutí dvou libovolných podpory
9	Nulova	User Defined Load (USER)	Prázdný zatěžovací stav
10	rovnT+	Temperature (T)	Rovnoměrná T - oteplení
11	rovnT-	Temperature (T)	Rovnoměrná T - ochlazení
12	nerovnT+	Temperature (T)	Nerovnoměrná T - oteplení
13	nerovnT-	Temperature (T)	Nerovnoměrná T - ochlazení
14	vitř_mont	Wind Load on Structure (W)	Vitř během výstavby
15	vitř_final	Wind Load on Structure (W)	Vitř během provozu
16	Brzd-LM1	Longitudinal Force from Live Load (BK)	Brzdná síla LM1
17	Brzd-LM3	Longitudinal Force from Live Load (BK)	Brzdná síla LM3
18	LM1	Moving Load Case	Pohyblivé zatížení dopravou LM1
19	LM1-psi	Moving Load Case	Pohyblivé zatížení dopravou LM1-psi
20	LM3	Moving Load Case	Pohyblivé zatížení dopravou LM3



4. Kombinace zatížení

Hodnoty součinitelů ψ jsou uvažovány podle ČSN EN 1990, A2.2.6, tabulka A2.2 [4]. Ostatní součinitele jsou uvažovány dle stejné normy tabulky A2.4.

Vztahy pro kombinace zatížení jsou uvedeny v následujících kombinačních pravidlech. Pro mezní stav únosnosti (MSÚ) je uvažován vztah 6.10a a 6.10b. Pro mezní stav použitelnosti (MSP) je uvažován vztah pro charakteristickou kombinaci 6.14b, vztah pro častou kombinaci 6.15b a vztah pro kvazistálou kombinaci 6.16b.

Kombinace jsou podrobněji popsány v příloze C: Statický výpočet.



	Název	Typ	Obsah kombinace (kombinační součinitel)
1	Nulova	Add	Nulova (1.000)
2	Stale-1	Add	Dead Load (1.000) + Creep Secondary (1.000) + Shrinkage Secondary (1.000)
3	Stale-1_35	Add	Dead Load (1.350) + Creep Secondary (1.350) + Shrinkage Secondary (1.350)
4	Stale-610a	Envelope	Stale-1 (1.000) + Stale-1_35 (1.000)
5	Stale-610b	Envelope	Stale-1 (1.000) + Stale-1_35 (0.850)
6	Sedani	Envelope	Settl_1 (1.000) + Settl_2 (1.000) + Nulova (1.000)
7	Predpeti	Add	Tendon Primary (1.000) + Tendon Secondary (1.000)
8	rovnT++	Add	rovnT+ (1.000) + nerovnT+ (0.750)
9	rovnT+-	Add	rovnT+ (1.000) + nerovnT- (0.750)
10	rovnT-+	Add	rovnT- (1.000) + nerovnT+ (0.750)
11	rovnT--	Add	rovnT- (1.000) + nerovnT- (0.750)
12	nerovnT++	Add	nerovnT+ (1.000) + rovnT+ (0.350)
13	nerovnT+-	Add	nerovnT+ (1.000) + rovnT- (0.350)
14	nerovnT-+	Add	nerovnT- (1.000) + rovnT+ (0.350)
15	nerovnT--	Add	nerovnT- (1.000) + rovnT- (0.350)
16	Teplota	Envelope	rovnT++ (1.000) + rovnT+- (1.000) + rovnT-+ (1.000) + rovnT-- (1.000) + nerovnT++ (1.000) + nerovnT+- (1.000) + nerovnT-+ (1.000) + nerovnT-- (1.000)
17	gr2	Add	LM1-psi (1.000) + Brzd-LM1 (1.000)
18	gr5	Add	LM3 (1.000) + Brzd-LM3 (1.000)
19	Doprava-psi	Envelope	LM1-psi (1.000) + Nulova (1.000)
20	Doprava	Envelope	LM1 (1.000) + Nulova (1.000) + gr2 (1.000)
21	MSP-char-dopr	Add	Stale-1 (1.000) + Predpeti (1.000) + Teplota (0.600) + Sedani (1.000) + Doprava (1.000)
22	MSP-cas-dopr	Add	Stale-1 (1.000) + Doprava-psi (1.000) + Teplota (0.500) + Sedani (1.000) + Predpeti (1.000)
23	MSP-char-tep	Add	Stale-1 (1.000) + Teplota (1.000) + Predpeti (1.000) + Doprava-psi (1.000) + Sedani (1.000)
24	MSP-cas-tep	Add	Stale-1 (1.000) + Teplota (0.600) + Predpeti (1.000) + Sedani (1.000)
25	MSP-char-dopr-vitr	Add	Stale-1 (1.000) + Doprava (1.000) + vitr_final (0.600) + Sedani (1.000) + Predpeti (1.000)
26	MSP-char-vitr	Add	Stale-1 (1.000) + vitr_final (1.000) + Sedani (1.000) + Predpeti (1.000) + Doprava-psi (1.000)
27	MSP-cas-vitr	Add	Stale-1 (1.000) + vitr_final (0.200) + Sedani (1.000) + Predpeti (1.000)
28	610a-dopr	Add	Stale-610a (1.000) + Predpeti (1.000) + Sedani (1.200) + Doprava-psi (1.350) + Teplota (0.900)
29	610b-dopr	Add	Stale-610b (1.000) + Predpeti (1.000) + Sedani (1.200) + Doprava (1.350) + Teplota (0.900)
30	MSP-char	Envelope	MSP-char-dopr (1.000) + MSP-char-tep (1.000) + MSP-char-dopr-vitr (1.000) + MSP-char-vitr (1.000)
31	MSP-cas	Envelope	MSP-cas-dopr (1.000) + MSP-cas-tep (1.000) + MSP-cas-vitr (1.000)
32	MSP-kvaz	Envelope	Stale-1 (1.000) + Predpeti (1.000) + Teplota (0.500)
33	MSU	Envelope	610a-dopr (1.000) + 610b-dopr (1.000)



5. Předpětí

Pro předpětí byla vypracována jedna varianta průběhu předpínacích kabelů respektující průběh vnitřních sil na mostě s ohledem na postup výstavby.

Kabely jsou rozděleny do čtyř skupin. Vahadlové kabely jsou navrženy v části konstrukce stavěné metodou letmé betonáže. Spojkované a průběžné kabely předepínají konstrukci, která je postupně stavěna na pevné skruži. Poslední skupinou jsou zvedané kabely spojitosti. Tyto kabely propojují jednotlivá pole, u kterých došlo až k následnému dobetonování spáry mezi jednotlivými částmi polí a zároveň pomáhají redukovat dlouhodobé účinky stálého zatížení. V hlavním poli jsou navrženy předpínací kabely ve spodní desce, které jsou předpínány také až po zabetonování spáry mezi vahadly.



6. Posouzení konstrukce

6.1. Posouzení návrhu v mezním stavu použitelnosti

Konstrukce byla z hlediska mezního stavu použitelnosti v podélném směru posouzena na:

- Omezení napětí
- Ověření dekomprese
- Omezení trhlin
- Ověření hlavních napětí
- Ověření průhybu

Konstrukce na všechna kritéria vyhoví. Podrobné posouzení je uvedeno ve statickém výpočtu.

6.2. Posouzení návrhu v mezním stavu únosnosti

Podélný směr

Bylo provedeno posouzení nejvíce namáhaného průřezu v poli a nad podporou na konci životnosti konstrukce. Ve statickém výpočtu je podrobné posouzení konstrukce na:

- Ohyb + tlak v NK a SS
- Křehký lom
- Smyková únosnost
- Únosnost v kroucení
- Interakce V+T

Příčný směr

V příčném směru bylo provedeno posouzení ohybové únosnosti horní desky a vetknutí konzol do komorového průřezu.

- Ohyb



7. Technologie výstavby

1. *Fáze*

V první fázi výstavby dojde k úpravě terénu staveniště a zřízení přístupových cest na staveniště. Dále budou zhotoveny plošiny pro hluché vrtání v místech opěr.

2. *Fáze*

Dále dojde k hluchému vrtání pilot z vrtné plošiny v úrovni odhumusovaného terénu, provedení výkopu do úrovně podkladního betonu a následnému odbourání hlav pilot, tak aby nad horní povrch podkladního betonu vystupovalo minimálně 300 mm zdravého betonu.

V této fázi dojde také k vybudování výkopů pro plošné základy pod pilíři.

3. *Fáze*

Ve třetí fázi budou vybetonovány základy pilířů a dále dojde k postupné výstavbě dříků pilířů a opěr po betonážních taktech.

4. *Fáze*

Výstavba nosné konstrukce započne zhotovením pole 1 na pevné skruži. Po zatvrdnutí betonu (7 dní) bude předepnuta první skupina předpjatých (později spojovaných) kabelů. Poté dojde k zainjektování kanálků pro předpínací výztuž cementovou směsí. Na opěře O1 bude zhotoveno dočasné pevné ložisko.

5. *Fáze*

V další fázi bude zhotoveno pole 2 na pevné skruži a následně předepnuta další skupina spojovaných předpínacích kabelů. Poté dojde k zainjektování kanálků pro předpínací výztuž cementovou směsí.

6. *Fáze*

V šesté fázi započne výstavba vahadel vybetonováním a předepnutím zárodků na pilířích 5 a 6.

7. *Fáze A - L*

V další fázi bude přestavěn betonážní vozík do pozice lamely 1, betonáž lamely 1 a po 3 dnech stáří betonu dojde k předepnutí lamely. Celkový proces výstavby jedné lamely trvá 7 dní. Po sedmi dnech se celá fáze opakuje výstavbou následující lamely až do lamely číslo 13.



8. Fáze

Po zhotovení obou vahadel bude vybetonována spára v hlavním poli číslo 5. Po zatvrdnutí betonu budou napnuty zvedané kabely pro hlavní pole a kabely v dolní desce uprostřed rozpětí hlavního pole.

9. Fáze

V další fázi bude vybetonováno pole 3 s převislým koncem do pole 4, kde dojde k propojení s vahadlem. Předpínací spojované kabely budou následně předepnuty a zakotveny. Bednění pro pole 3 a část pole 4 bude pevně ukotveno na zhotovené vahadlo a už zhotovené pole 2. V tomto okamžiku dojde k uvolnění dočasného pevného ložiska na opěře O1 a bude nahrazeno ložiskem posuvným. Nad pilířem P4 bude během betonáže zhotoven vrubový kloub. Budou předepnuty zvedané kabely pro pole 4.

10. Fáze

V desáté fázi bude dokončena výstavba nosné konstrukce vybetonováním posledního pole 6. Bednění pro pole 6 bude pevně ukotveno k vahadlu. Po zatvrdnutí betonu dojde k předepnutí zvedaných kabelů pro pole 6 a zakotvení do koncového příčnicku O7.

11. Fáze

Budou zhotoveny přechodové oblasti za opěrami a vybetonování závěrných zídek.

12. Fáze

Dále bude provedena celoplošná izolace NAIP, betonáž říms a instalace mostního vybavení. Budou osazeny mostní závěry. Budou dokončeny terénní úpravy pod mostem. Na závěr bude položeno asfaltové souvrství konstrukce silnice.



8. Závěr

Zadání, kterým byl koncepční návrh silničního mostu s výstavbou letmé betonáže, bylo splněno.

V této diplomové práci byl navržen komorový průřez, který by se při větší časové dotaci dal jistě více zoptimalizovat, čímž by se snížilo namáhání od vlastní tíhy a dalo by se posoudit, zda by tak byl možný návrh předpínacích vahadlových kabelů s 19 lany.

Při posouzení bylo použito několika zjednodušení, například vynechání součinitelů r_{sup} a r_{inf} pro předpětí, což by bylo nutné v podrobném návrhu zapracovat, avšak výsledky by to zásadně neovlivnilo. Dále pro posudek v mezním stavu únosnosti byly vybrány pouze čtyři reprezentativní průřezy. Bylo by dobré posoudit i průřezy zbývající, výpočet by ale vypadal obdobně.

Závěrem lze konstatovat, že návrh je realizovatelný a bylo by možné jej v realizační dokumentaci dále rozpracovat.



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí

Silniční most přes údolí řeky Střely

Road Bridge over the Střela River Valley

Diplomová práce

Část C: Statický výpočet

Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

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

Bc. Tomáš Vízner

Praha 2024



Obsah

1. Materiálové charakteristiky	7
1.1. Beton	7
1.2. Betonářská výztuž	9
1.2.1. Materiálové charakteristiky betonářské výztuže	9
1.2.2. Krycí vrstva betonářské výztuže	9
1.3. Předpínací výztuž	9
1.3.1. Materiálové charakteristiky předpínací výztuže	9
1.3.2. Krycí vrstva předpínací výztuže	10
2. Průřezové charakteristiky	10
2.1. Plný průřez	10
2.2. Smykové ochabnutí	11
3. Výpočetní model	14
3.1. Fáze výstavby	14
4. Zatížení	16
4.1. Stálá zatížení	16
4.1.1. Vlastní tíha	16
4.1.2. Ostatní stálé	16
4.1.3. Předpětí	16
4.1.4. Smršťování a dotvarování	16
4.1.5. Sedání	18
4.2. Proměnná zatížení	19
4.2.1. Zatížení teplotou	19
4.2.2. Zatížení větrem	22
4.2.3. Staveništní zatížení	24



4.2.4.	Doprava.....	25
5.	Vnitřní síly.....	30
5.1.	Vlastní tíha.....	30
5.2.	Ostatní stálé.....	31
5.3.	Dotvarování	32
5.4.	Sedání.....	33
5.5.	Teplota	34
5.5.1.	Rovnoměrná složka teploty	34
5.5.2.	Svislá složka teploty s nelineárními účinky.....	34
5.6.	Vítr.....	35
5.7.	Doprava.....	35
5.8.	Souhrn zatěžovacích stavů.....	37
6.	Kombinace zatížení	38
7.	Předpětí.....	43
7.1.	Letmobetonovaná část konstrukce.....	43
7.2.	Část konstrukce betonovaná na pevné skruži	45
7.3.	Ztráty předpětí.....	45
7.4.	Konstrukční zásady	46
8.	Posouzení nosné konstrukce v podélném směru	47
8.1.	Posouzení v mezním stavu použitelnosti	47
8.1.1.	Omezení napětí	47
8.1.2.	Posouzení normálových napětí během výstavby	48
8.1.3.	Posouzení normálových napětí v provozních stádiích.....	53
8.1.4.	Ověření dekomprese	58
8.1.5.	Omezení trhlin	58
8.1.6.	Ověření hlavních napětí.....	59



8.1.7.	Posouzení svislých deformací v provozních stádiích	62
8.2.	Posouzení v mezním stavu únosnosti	63
8.2.1.	Ohybová únosnost	63
8.2.2.	Křehký lom	78
8.2.3.	Smyková únosnost	79
8.2.4.	Únosnost v kroucení	83
9.	Posouzení nosné konstrukce v příčném směru	85
9.1.	Posouzení v mezním stavu únosnosti	85
9.2.	Smykové ochabnutí	87
10.	Posouzení spodní stavby v mezním stavu únosnosti	89
10.1.	Analýza účinku II. řádu	89
10.1.1.	Ověření štíhlosti	89
10.1.2.	Metoda založená na jmenovité tuhosti	91
10.2.	Posouzení pomocí interakčního diagramu	93
11.	Varianta bez vrubového kloubu s posuvným ložiskem	94
12.	Posouzení založení	97
12.1.	Geologický profil	97
12.1.1.	Parametry zeminy	98
12.2.	Zatížení	98
12.3.	Posouzení svislé únosnosti	99
12.4.	Posouzení sednutí a natočení základu	100
13.	Použité programy	101
14.	Použitá literatura	101



České vysoké učení technické v Praze
Fakulta stavební
Katedra betonových konstrukcí

Diplomová práce
Část C: Statický výpočet
Bc. Tomáš Vízner



1. Materiálové charakteristiky

1.1. Beton

Nosná konstrukce je navržena z betonu třídy C45/55, spodní stavba z betonu třídy C30/37. Statický výpočet mostu, včetně postupu výstavby a s respektováním reologických vlastností betonu byl proveden pomocí softwaru Midas Civil.

Spodní stavba

Materiálové charakteristiky (dle ČSN EN 206 (732403)) Beton	
Beton	C30/37
Cement	CEM I, N
Charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku	$f_{ck} = 30.00$ MPa
Charakteristická krychelná pevnost betonu v tlaku	$f_{ck, cube} = 37.00$ MPa
Dílčí součinitel betonu	$\gamma_c = 1.50$ -
Součinitel dlouhodobých účinků a vlivu zatížení	$\alpha_c = 0.90$ -
Návrhová pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} = 18.00$ MPa
Průměrná válcová pevnost betonu v tlaku	$f_{cm} = 38.00$ MPa
Průměrná tahová pevnost betonu	$f_{ctm} = 2.90$ MPa
5% kvantil pevnosti betonu v tahu	$f_{ctk,0,05} = 2.00$ MPa
95% kvantil pevnosti betonu v tahu	$f_{ctk,0,95} = 3.80$ MPa
Modul pružnosti	$E_{cm} = 33.00$ MPa

Obrázek 1.1 Materiálové charakteristiky beton – SS [1]



Nosná konstrukce

Pro časově závislé charakteristiky byl zvolen čas $t = 3$ dny, ve kterém dochází k předpínání jednotlivých lamel konstrukce.

Materiálové charakteristiky (dle ČSN EN 206 (732403)) Beton	
Beton	C45/55
Cement	CEM I, R
Charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku	$f_{ck} = 45.00$ MPa
Charakteristická krychelná pevnost betonu v tlaku	$f_{ck, cube} = 55.00$ MPa
Dílčí součinitel betonu	$\gamma_c = 1.50$ -
Součinitel dlouhodobých účinků a vlivu zatížení	$\alpha_c = 0.90$ -
Návrhová pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} = 27.00$ MPa
Průměrná válcová pevnost betonu v tlaku	$f_{cm} = 53.00$ MPa
Průměrná tahová pevnost betonu	$f_{ctm} = 3.80$ MPa
5% kvantil pevnosti betonu v tahu	$f_{ctk,0.05} = 2.70$ MPa
95% kvantil pevnosti betonu v tahu	$f_{ctk,0.95} = 4.90$ MPa
Modul pružnosti	$E_{cm} = 36.00$ MPa
Časově závislé charakteristiky	
Řešený čas	$t = 3.00$ dny
Koeficient druhu cementu	$s = 0.25$ -
Součinitel stáří betonu	$\beta_{cc}(t) = 0.60$ -
Průměrná pevnost betonu v čase t	$f_{cm}(t) = 31.71$ MPa
Charakteristická pevnost betonu v čase t	$f_{ck}(t) = 23.71$ MPa
Průměrná tahová pevnost betonu v čase t	$f_{ctm}(t) = 2.27$ MPa

The graph plots the age coefficient of concrete, $\beta_{cc}(t)$, on the y-axis (ranging from 0.00 to 1.00) against time in days, t , on the x-axis (ranging from 0 to 28). A smooth curve starts at the origin (0,0) and asymptotically approaches 1.00. A red dot is placed on the curve at $t = 3$ days, corresponding to a $\beta_{cc}(t)$ value of 0.60.

Obrázek 1.2 Materiálové charakteristiky beton – NK [1]



1.2. Betonářská výztuž

1.2.1. Materiálové charakteristiky betonářské výztuže

Materiál betonářské výztuže je navržen z oceli třídy B500B.

Materiálové charakteristiky (dle ČSN 42 0139) Betonářská výztuž	
Typ betonářské výztuže	B500B
Charakteristická mez kluzu	$f_{yk} = 500.00$ MPa
Dílčí součinitel oceli	$\gamma_s = 1.15$ -
Návrhová mez kluzu	$f_{cd} = 434.78$ MPa

Obrázek 1.3 Materiálové charakteristiky betonářská výztuž [2]

1.2.2. Krycí vrstva betonářské výztuže

Krycí betonářské výztuže je navrženo dle ČSN EN 1992-1-1 [3].

Část konstrukce	Třída betonu	Stupeň vlivu prostředí	Třída konstrukce	$c_{min,b}$ [mm]	$c_{min,dur}$ [mm]	$\Delta c_{dur,y}$ [mm]	$\Delta c_{dur,add}$ [mm]	$\Delta c_{dur,st}$ [mm]	c_{min} [mm]	Δc_{dev} [mm]	c_{nom} [mm]
Nosná konstrukce	C45/55	XD3	S6	32	45	0	0	0	45	10	55
Spodní stavba	C30/37	XD2	S6	32	50	0	0	0	50	10	60

Obrázek 1.4 Krycí vrstva betonu

1.3. Předpínací výztuž

1.3.1. Materiálové charakteristiky předpínací výztuže

Materiál předpínací výztuže je navržen z oceli třídy Y1860S7-15,7. V tabulce jsou zobrazena skutečná napětí v předpínací výztuži, kterými jsou jednotlivé kabely předepínány.

Materiálové charakteristiky (dle ČSN EN 1992-1-1) Předpínací výztuž	
Typ předpínací výztuže	Y1860S7-15,7
Plocha 1 předpínacího lana	$A_{pl} = 150.00$ mm ²
Modul pružnosti	$E_p = 195$ GPa
Charakteristická pevnost	$f_{pk} = 1860$ MPa
Charakteristická smluvní mez kluzu	$f_{p0,1k} = 1640$ MPa
Dílčí součinitel oceli	$\gamma_s = 1.15$ -
Návrhová pevnost	$f_{pd} = 1426$ MPa
Maximální napětí v předpínací výztuži	$\sigma_{p,max} = \min(0,8 \cdot f_{pk}; 0,9 \cdot f_{p0,1k})$ $\sigma_{p,max} = 1476$ MPa
Maximální napětí po zakotvení	$\sigma_{p,m0} = \min(0,75 \cdot f_{pk}; 0,85 \cdot f_{p0,1k})$ $\sigma_{p,m0} = 1394$ MPa
Maximální skutečné napětí ve vahadlových kabelech	$\sigma_{p,max,vah} = 1416$ MPa
Maximální skutečné napětí ve zvedaných kabelech	$\sigma_{p,max,zved} = 1440$ MPa
Maximální skutečné napětí ve spojovaných kabelech	$\sigma_{p,max,vah} = 1440$ MPa

Obrázek 1.5 Materiálové charakteristiky předpínací výztuž



1.3.2. Krycí vrstva předpínací výztuže

Krytí předpínací výztuže je navrženo dle ČSN EN 1992-1-1 [3].

Část konstrukce	Třída betonu	Stupeň vlivu prostředí	Třída konstrukce	$c_{\min,b}$ [mm]	$c_{\min,dur}$ [mm]	$\Delta c_{dur,\gamma}$ [mm]	$\Delta c_{dur,add}$ [mm]	$\Delta c_{dur,st}$ [mm]	c_{\min} [mm]	Δc_{dev} [mm]	c_{nom} [mm]
Nosná konstrukce	C45/55	XD3	S6	80	55	0	0	0	80	10	90

2. Průřezové charakteristiky

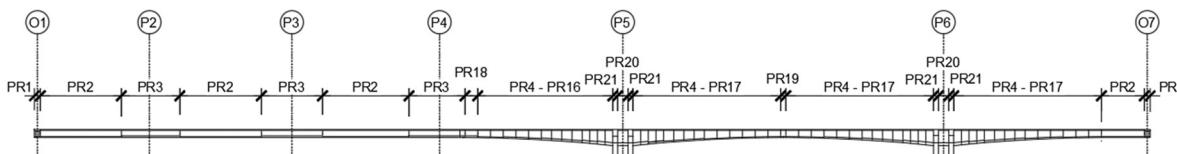
2.1. Plný průřez

V tabulce jsou vyčísleny průřezové charakteristiky průřezů nosné konstrukce, se kterými je uvažováno ve výpočtu. U průřezů rozdělených na průřezy .1 a .2 dochází ke skokové změně tloušťky stěn a dolní desky.

NOSNÁ KONSTRUKCE					
Průřez		Výška h	Poloha těžiště e_h	Plocha A	Mom. setrvač. I_y
		[m]	[m]	[m ²]	[m ⁴]
1	PR_1	3.15	1.43	23.74	22.64
2	PR_2	3.15	1.29	11.47	16.29
3	PR_3	3.15	1.49	15.04	20.16
4	PR_4	6.30	3.35	23.08	125.67
5	PR_5	6.00	3.19	22.57	111.28
6	PR_6.1	5.70	3.03	22.06	97.88
7	PR_6.2	5.70	2.84	18.45	88.06
8	PR_7	5.41	2.69	18.04	77.68
9	PR_8.1	5.12	2.54	17.64	67.91
10	PR_8.2	5.12	2.38	15.47	61.48
11	PR_9	4.84	2.24	15.13	53.70
12	PR_10	4.57	2.12	14.81	46.75
13	PR_11	4.30	1.99	14.48	40.34
14	PR_12.1	4.04	1.87	14.17	34.66
15	PR_12.2	4.04	1.67	12.45	29.88
16	PR_13	3.80	1.57	12.19	25.76
17	PR_14	3.57	1.47	11.93	22.13
18	PR_15	3.40	1.40	11.75	19.64
19	PR_16	3.27	1.34	11.60	17.86
20	PR_17	3.20	1.32	11.53	16.93
21	PR_18	3.20	1.53	14.87	20.68
22	PR_19	3.15	1.29	11.47	16.29
23	PR_20	6.30	3.35	23.08	125.67
24	PR_21	6.30	2.95	48.77	180.26

Obrázek 2.1 Průřezové charakteristiky

Na obrázku je přehledně zobrazen výskyt jednotlivých průřezů na konstrukci.



Obrázek 2.2 Přehled průřezů na konstrukci

2.2. Smykové ochabnutí

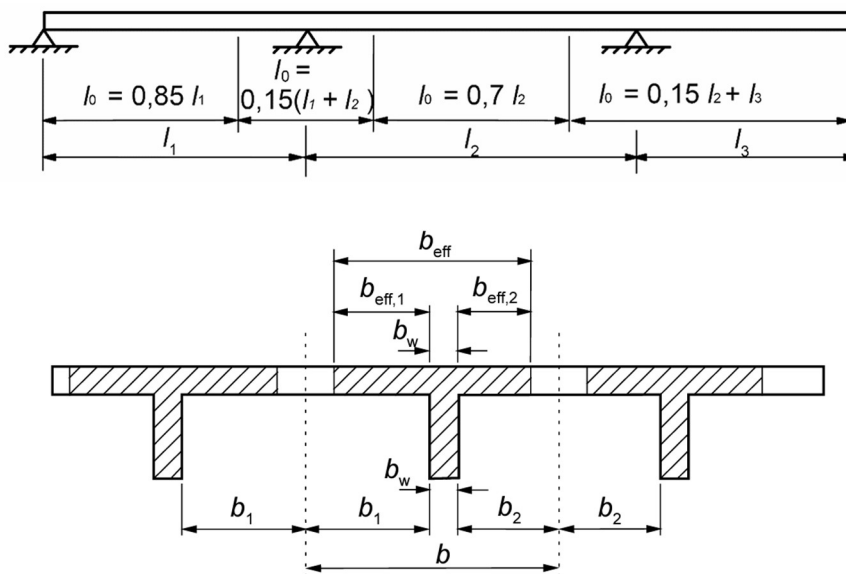
Vliv smykové ochabnutí na normálové napětí je uvažován pouze pro stálá zatížení a pro zatížení dopravou. Smykové ochabnutí vzniká v průřezech, které jsou významně namáhány smykem. Z důvodu smykového ochabnutí je napětí od výše zmíněných zatížení v nadpodporových částech konstrukce konzervativně navýšeno až o 20 % pomocí součinitele κ . Nadpodporové průřezy, které jsou ovlivněny smykovým ochabnutím byly určeny pomocí spočtení a porovnání spolupůsobících šířek desky průřezu dle normového postupu ČSN EN 1992-1-1 [3].

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b$$

kde:

$$b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0$$

$$b_{eff,i} \leq b_i$$



Obrázek 2.3 Efektivní šířka průřezu



Jedná se o průřezy nad podporami P2, P3 a P4. U zbylých průřezů je poměr délek sousedních polí ku šířce nosné konstrukce dostačující, aby mohl být uvážen celý průřez.

Průřezy ovlivněny spolupůsobící šířkou jsou zobrazeny v tabulkách.

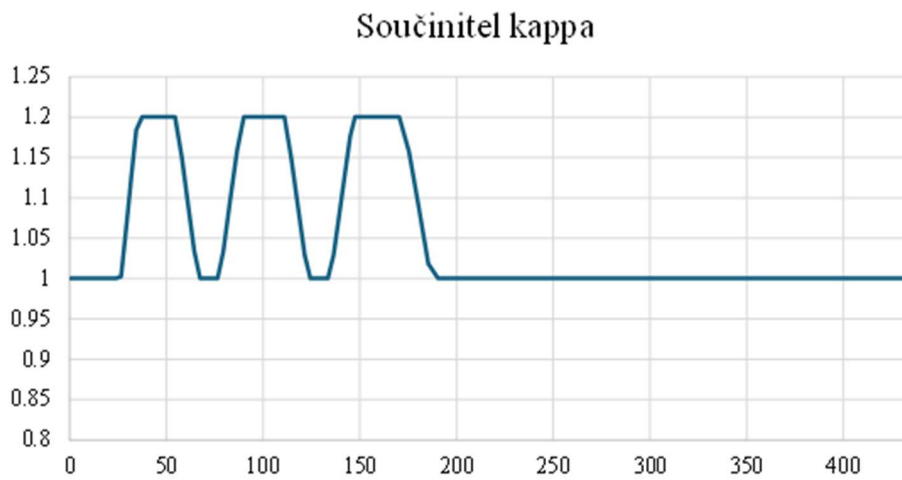
Spolupůsobící šířka pro nadpodporový průřez P2	
Průřez	PR_3
Rozpětí pole 1	$l_1 = 44$ m
Rozpětí pole 2	$l_2 = 56$ m
Vzdálenost l_0	$l_0 = 15$ m
Šířka b_1 - horní deska	$b_1 = 3.26$ m
Šířka b_2 - levá konzola	$b_2 = 3.00$ m
Šířka b_3 - pravá konzola	$b_3 = 3.90$ m
Šířka b_4 - dolní deska	$b_4 = 3.26$ m
Spolupůsobící šířka $b_{eff,1}$	$b_{eff,1} = 2.15$ m
Spolupůsobící šířka $b_{eff,2}$	$b_{eff,2} = 2.10$ m
Spolupůsobící šířka $b_{eff,3}$	$b_{eff,3} = 2.28$ m
Spolupůsobící šířka $b_{eff,4}$	$b_{eff,4} = 2.15$ m

Spolupůsobící šířka pro nadpodporový průřez P3	
Průřez	PR_3
Rozpětí pole 1	$l_1 = 56$ m
Rozpětí pole 2	$l_2 = 58$ m
Vzdálenost l_0	$l_0 = 17$ m
Šířka b_1 - horní deska	$b_1 = 3.26$ m
Šířka b_2 - levá konzola	$b_2 = 3.00$ m
Šířka b_3 - pravá konzola	$b_3 = 3.90$ m
Šířka b_4 - dolní deska	$b_4 = 3.26$ m
Spolupůsobící šířka $b_{eff,1}$	$b_{eff,1} = 2.36$ m
Spolupůsobící šířka $b_{eff,2}$	$b_{eff,2} = 2.31$ m
Spolupůsobící šířka $b_{eff,3}$	$b_{eff,3} = 2.49$ m
Spolupůsobící šířka $b_{eff,4}$	$b_{eff,4} = 2.36$ m

Spolupůsobící šířka pro nadpodporový průřez P4	
Průřez	PR_3
Rozpětí pole 1	$l_1 = 58$ m
Rozpětí pole 2	$l_2 = 72$ m
Vzdálenost l_0	$l_0 = 20$ m
Šířka b_1 - horní deska	$b_1 = 3.26$ m
Šířka b_2 - levá konzola	$b_2 = 3.00$ m
Šířka b_3 - pravá konzola	$b_3 = 3.90$ m
Šířka b_4 - dolní deska	$b_4 = 3.26$ m
Spolupůsobící šířka $b_{eff,1}$	$b_{eff,1} = 2.60$ m
Spolupůsobící šířka $b_{eff,2}$	$b_{eff,2} = 2.55$ m
Spolupůsobící šířka $b_{eff,3}$	$b_{eff,3} = 2.73$ m
Spolupůsobící šířka $b_{eff,4}$	$b_{eff,4} = 2.60$ m

Obrázek 2.4 Výpočet efektivních šířek nadpodporových průřezů

Rozdělení součinitele κ po konstrukci je schematicky zobrazeno na obrázku č. 2.5.

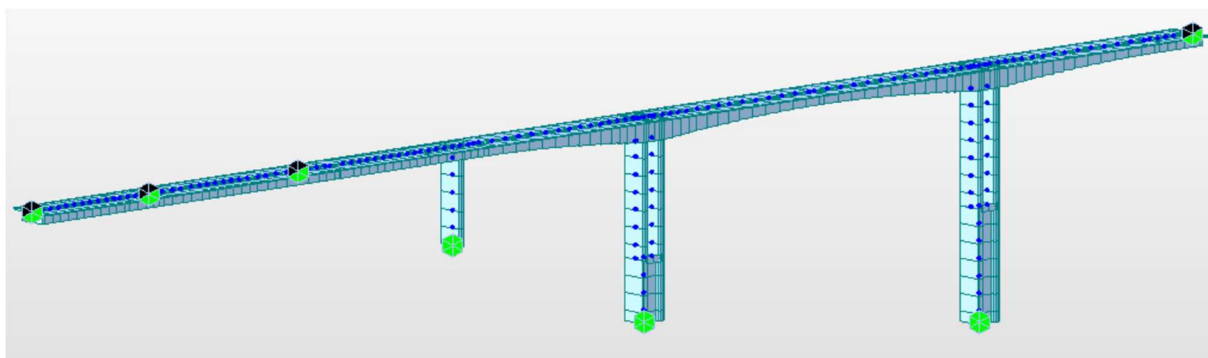


Obrázek 2.5 Rozdělení součinitele kappa po konstrukci

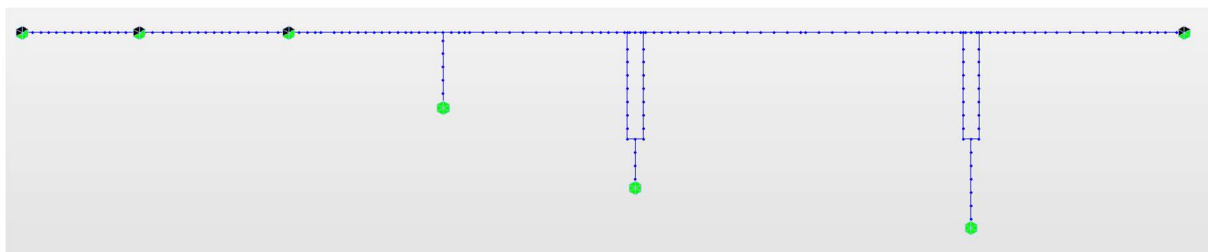
Přesnější metodou pro vyšetření smykového ochabnutí a zjištění přesného rozdělení normálového napětí na průřezu, je vytvoření deskostěnového modelu pro výsek konstrukce.

To bylo provedeno a ověřeno v kapitole 9.1. Zjištěné výsledky nejsou zohledněny v posouzení MSP, avšak zvýšení normálového napětí o 20 % se ukázalo jako velmi přesné.

3. Výpočetní model



Obrázek 3.1 Renderovaný výpočetní model MIDAS Civil



Obrázek 3.2 Výpočetní model MIDAS Civil

Konstrukce byla modelována pomocí softwaru Midas Civil. Pro výpočet vnitřních sil byl vytvořen prutový model zohledňující změnu průřezů po délce konstrukce.

Podpory v místech posuvných ložisek O1, P2, P3 a O7 jsou modelovány jako posuvné klouby. V místě napojení konstrukce na pilíř s vrubovým kloubek je použit prvek s vysoce tuhým materiálem zakončený pevným kloubem s umožněným směrem otáčení kolem osy y. Rámové stojky jsou s konstrukcí propojeny také prvkem s vysoce tuhým materiálem.

Podpory v místech založení pilíře s vrubovým kloubem P4 a rámových stojek P5 a P6 jsou modelovány jako vetknutí, protože u takto vysokých prvků založených na skalním podloží by modelování pružného podloží nemělo významný vliv na průběh vnitřních sil na konstrukci.

3.1. Fáze výstavby

Pro výpočet vnitřních sil od stálého (dlouhodobého) zatížení je použit model s uvažováním průběhu výstavby pomocí vkládání jednotlivých fází výstavby. Všechny fáze s délkou trvání zanesené do výpočetního modelu jsou zobrazeny v tabulce č. 3.1.



Číslo	Fáze	Čas [dny]	Celkem [dny]
1	Výstavba pilířů a rámových stojek	120	120
2	Pole 1	35	155
3	Pole 2	35	190
4	Zárodek	7	197
5	Lamela 1	7	204
6	Lamela 2	7	211
7	Lamela 3	7	218
8	Lamela 4	7	225
9	Lamela 5	7	232
10	Lamela 6	7	239
11	Lamela 7	7	246
12	Lamela 8	7	253
13	Lamela 9	7	260
14	Lamela 10	7	267
15	Lamela 11	7	274
16	Lamela 12	7	281
17	Lamela 13	7	288
18	Dokončení pole 5	14	302
19	Dokončení pole 6	14	316
20	Pole 3	14	330
21	Ostatní stálé	90	420
22	Uvedení do provozu	2	422
23	Konec životnosti	36078	36500

Tabulka 3.1 Přehled fází výstavby použitých ve výpočetním modelu

Každá fáze je rozdělena na několik mezifází. Pro Pole 1 a Pole 2 jsou fáze rozděleny na betonáž a předepnutí předpínacích kabelů.

U lamel jedna fáze obsahuje dočasné zatížení a následné odtížení od betonážního vozíku a čerstvého betonu osamělou silou a osamělým momentem a předepnutí předpínacími kabely lamely.

Ve fázi Pole 3 je vyměněno pevné ložisko na opěře O1 za ložisko posuvné.

Pro vyšetření napětí v průběhu výstavby na vahadlech je použit model staticky určité konstrukce konzoly. Výpočet je proveden v MS Excel. Na tomto modelu nejsou uváženy časově závislé charakteristiky betonu. Ty v této fázi ovlivňují pouze deformace vahadel.



4. Zatížení

4.1. Stálá zatížení

4.1.1. Vlastní tíha

Vlastní tíha celé konstrukce je vypočtená automaticky pomocí softwaru Midas Civil s uvažováním tíhového zrychlení $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ a objemové tíhy betonu $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.

Při analýze vahadla při letné betonáži byla objemová tíha pro čerstvý beton (včetně výztuže) uvažována $\gamma = 27 \text{ kN/m}^3$ a pro zatvrdlý beton $\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$.

4.1.2. Ostatní stálé

Ostatní stálá zatížení jsou vyčíslena v tabulce.

Ostatní stálé zatížení			
Popis	γ	A	f
	[kN/m ³]	[m ²]	[kN/m]
Levá římsa - chodník	25.00	0.72	18.00
Pravá římsa - chodník	25.00	1.03	25.75
Vozovka (+ 50 mm)	24.00	1.75	42.10
Svodidlo 2x	-	-	3.00
Zábradlí 2x	-	-	2.00
Celkem ostatní stálé	-	-	90.85

Obrázek 4.1 Ostatní stálé zatížení

4.1.3. Předpětí

U předpětí nejsou uvažovány koeficienty $k_{inf} = 0,9$ a $k_{sup} = 1,1$ a uvažuje se tedy pouze součinitel 1,0. Počítá se s tím, že během napínání budou probíhat příslušná měření.

Kabely jsou zadány do programu Midas Civil svou navrženou geometrií.

Návrh předpětí je proveden v kapitole 7.

4.1.4. Smršťování a dotvarování

Pro celou konstrukci je smršťování i dotvarování spočteno pro dva reprezentativní průřezy nad podporou a v poli a následně použito na celou konstrukci průměrnou hodnotou.

Ve výpočetním modelu není zohledněno diferenční smršťování mezi deskou a zbytkem průřezu pomocí fázovaného průřezu.

Smršťování počítá Midas Civil automaticky dle ČSN EN 1992-2 [4] zadáním náhradní výšky průřezu h_0 , relativní vlhkosti, která je uvažována 70 % a třídy cementu a charakteristické pevnosti betonu.



Nad podporou: $A_c = 14,78 \text{ m}^2$	V poli: $A_c = 11,47 \text{ m}^2$
$u = 33,23 \text{ m}$	$u = 35,02 \text{ m}$
$h_0 = 0,890 \text{ m}$	$h_0 = 0,655 \text{ m}$

Vysychající obvod u je uvažován jako obvod vnitřní i vnější části průřezu, kde u horního povrchu v místě vozovky a říms je uvažováno pouze 70 % délky. Je to z důvodu, že tato část konstrukce je vystavena prvotnímu vysychání, kdy je smršťování nejintenzivnější, ale ve zbytku životnosti je zakryta izolací.

Na níže uvedených obrázcích je zobrazeno zadání časově závislého materiálu do programu Midas Civil pro průřez v poli. Dále je vykreslen průběh součinitele dotvarování při začátku zatěžování $t_0 = 3$ dny.

Add/Modify Time Dependent Material (Creep / Shrinkage)

Name : C45/55(t)_pole Code : European

European

Characteristic compressive cylinder strength of concrete at the age of 28 days (fck) : 45000 kN/m²

Relative Humidity of ambient environment (40 - 99) : 70 %

Notional size of member : 0.65 m
 $h = 2 * A_c / u$ (A_c : Section Area, u : Perimeter in contact with atmosphere)

Type of cement

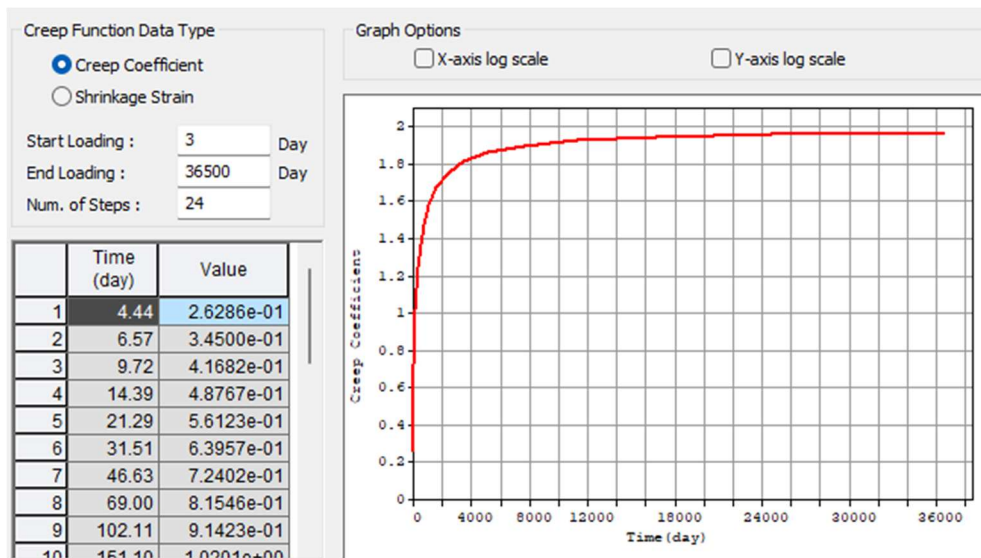
Class S Class N Class R

Type of code

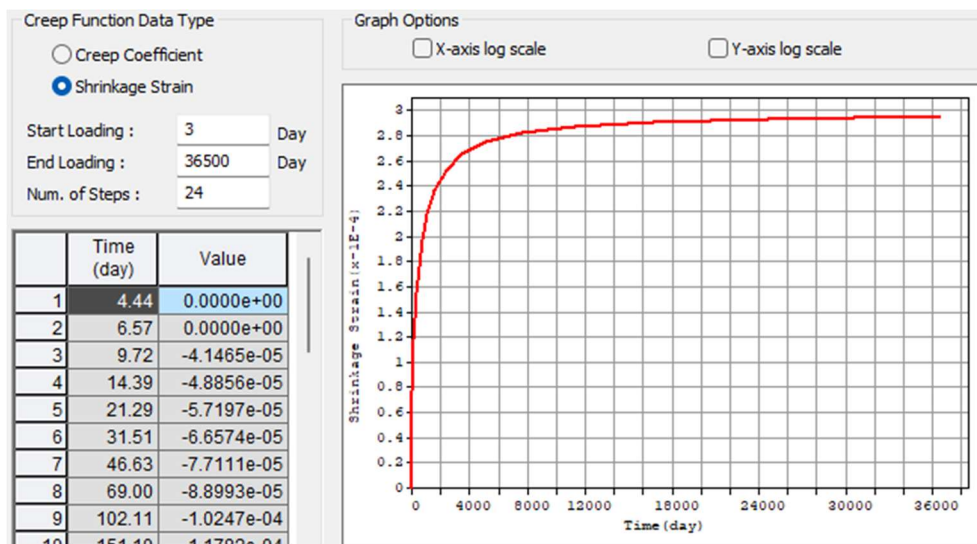
EN 1992-1 (General Structure) EN 1992-2 (Concrete Bridge) Use of silica-fume

Age of concrete at the beginning of shrinkage : 7 day

Obrázek 4.2 Časově závislý materiál



Obrázek 4.3 Průběh součinitele dotvarování



Obrázek 4.4 Průběh součinitele dotvarování

4.1.5. Sedání

Zatížení sedáním podpor je do softwaru zadáno pomocí funkcionality Settlement. Pro výpočet byly určeny dva typy zatěžovacích stavů. První stav obsahuje pokles pouze jedné podpory. Druhý stav obsahuje dvou libovolných podpor zároveň.

Uvažovaná hodnota sednutí podpory je $w = -0,005$ m.



4.2. Proměnná zatížení

4.2.1. Zatížení teplotou

Zatížení teplotou je spočteno dle normy ČSN EN 1991-1-5 [5]. Ve výpočtu je uvažena rovnoměrná složka teploty a svislá složka teploty s nelineárními účinky (postup 2).

Tyto dvě složky teploty jsou při současném působení dále kombinovány dle vztahů z normy ČSN EN 1991-1-5 [5]:

$$\Delta T_{M,heat}(\text{nebo } \Delta T_{M,cool}) + \omega_M \Delta T_{N,exp}(\text{nebo } \Delta T_{N,con})$$
$$\omega_M \Delta T_{M,heat}(\text{nebo } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp}(\text{nebo } \Delta T_{N,con})$$

kde:

$$\omega_M = 0,35; \omega_M = 0,75$$



4.2.1.1. Zatížení rovnoměrnou složkou teploty

Zatížení rovnoměrnou složkou teploty dle ČSN 1991-1-5	
Typ nosné konstrukce	Typ III
Součinitel teplotní roztažnosti	$\alpha_T = 0.00001$
Maximální teplota vzduchu ve stínu (dle teplotní mapy)	$T_{max} = 38.5 \text{ °C}$
Minimální teplota vzduchu ve stínu (dle teplotní mapy)	$T_{min} = -32.0 \text{ °C}$
Maximální rovnoměrná složka teploty mostu	$T_{e,max} = 40.0 \text{ °C}$
Minimální rovnoměrná složka teploty mostu	$T_{e,min} = -24.0 \text{ °C}$
Výchozí teplota	$T_o = 10.0 \text{ °C}$
Maximální rozsah rovnoměrné složky teploty při výpočtu prodloužení	$T_{n,exp} = 30.0 \text{ °C}$
Maximální rozsah rovnoměrné složky teploty při výpočtu zkrácení	$T_{n,noc} = -34.0 \text{ °C}$
Přetvoření od maximální teploty	$\varepsilon_{T,max} = 0.0003$
Přetvoření od minimální teploty	$\varepsilon_{T,min} = -0.00034$

$T_{min} = 32.1 \text{ °C}$
 $T_{max} = 40.0 \text{ °C}$
průměrná hodnota $T_T = 37.4 \text{ °C}$

$T_{min} = -35.2 \text{ °C}$
 $T_{max} = -28.1 \text{ °C}$
průměrná hodnota $T_T = -31.3 \text{ °C}$

Legend for summer map:
32,1 až 34 °C
34,1 až 36 °C
36,1 až 38 °C
38,1 až 40 °C

Legend for winter map:
-28,1 až -30 °C
-30,1 až -32 °C
-32,1 až -34 °C
-34,1 až -36 °C

Obrázek 4.5 Výpočet rovnoměrné složky teploty

4.2.1.2. Zatížení svislou složkou teploty s nelineárními účinky

Zatížení nelineární nerovnoměrnou složkou teploty dle ČSN 1991-1-5 (postup 2)									
Typ mostního svršku	vozovka								
Tloušťka mostního svršku	$h_{\text{voz}} = 0.135$ m								
Výška nosné konstrukce	$H = 6.30$ m								
Typ konstrukce 3c	Otepleni								
<p>Typ 3.a: betonová desková konstrukce</p>	<table border="1"> <tr><td>$h_1 = 0.15$ m</td></tr> <tr><td>$h_2 = 0.25$ m</td></tr> <tr><td>$h_3 = 0.24$ m</td></tr> <tr><td>$\Delta T_1 = 11.1$ °C</td></tr> <tr><td>$\Delta T_2 = 2.7$ °C</td></tr> <tr><td>$\Delta T_3 = 2.2$ °C</td></tr> </table> <p> $h_1 = 0,3 h$, avšak $\leq 0,15$ m $h_2 = 0,3 h$, avšak $\geq 0,10$ m avšak $\leq 0,25$ m $h_3 = 0,3 h$, avšak $\leq (0,10 + \text{tloušťka mostního svršku v m})$ pro tenké desky je h_3 omezeno $h - h_1 - h_2$ </p>	$h_1 = 0.15$ m	$h_2 = 0.25$ m	$h_3 = 0.24$ m	$\Delta T_1 = 11.1$ °C	$\Delta T_2 = 2.7$ °C	$\Delta T_3 = 2.2$ °C		
$h_1 = 0.15$ m									
$h_2 = 0.25$ m									
$h_3 = 0.24$ m									
$\Delta T_1 = 11.1$ °C									
$\Delta T_2 = 2.7$ °C									
$\Delta T_3 = 2.2$ °C									
<p>Typ 3.b: betonový nosník</p>	<th>Ochlazení</th>	Ochlazení							
<p>Typ 3.c: betonový komorový nosník</p>		<table border="1"> <tr><td>$h_1 = 0.25$ m</td></tr> <tr><td>$h_2 = 0.20$ m</td></tr> <tr><td>$h_3 = 0.20$ m</td></tr> <tr><td>$h_4 = 0.25$ m</td></tr> <tr><td>$\Delta T_1 = -7.1$ °C</td></tr> <tr><td>$\Delta T_2 = -0.4$ °C</td></tr> <tr><td>$\Delta T_3 = -1.1$ °C</td></tr> <tr><td>$\Delta T_4 = -6.3$ °C</td></tr> </table> <p> $h_1 = h_4 = 0,20 h$, avšak $\leq 0,25$ m $h_2 = h_3 = 0,25 h$, avšak $\leq 0,20$ m </p>	$h_1 = 0.25$ m	$h_2 = 0.20$ m	$h_3 = 0.20$ m	$h_4 = 0.25$ m	$\Delta T_1 = -7.1$ °C	$\Delta T_2 = -0.4$ °C	$\Delta T_3 = -1.1$ °C
$h_1 = 0.25$ m									
$h_2 = 0.20$ m									
$h_3 = 0.20$ m									
$h_4 = 0.25$ m									
$\Delta T_1 = -7.1$ °C									
$\Delta T_2 = -0.4$ °C									
$\Delta T_3 = -1.1$ °C									
$\Delta T_4 = -6.3$ °C									
<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>(a) Otepleni</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>(a) Ochlazení</p> </div> </div>									

Obrázek 4.6 Výpočet zatížení nelineární nerovnoměrnou složkou teploty



4.2.2. Zatížení větrem

Zatížení větrem bylo provedeno dle ČSN EN 1991-1-4 [6].

Byla spočtena pouze složka větru působící kolmo na podélnou osu konstrukce mostu. Dále bylo vypočteno pouze zatížení působící na nejvyšší a nejnižší průřez s uvážením vozidel na mostu a následně rozděleno po celé konstrukci.

Během výstavby byly vypočteny účinky větru bez uvážení vozidel na mostě.

Rámová stojka	
Výška pylonu	$l = 40.00 \text{ m}$
Rozměry piliře - šířka	$b = 1.95 \text{ m}$
Rozměry piliře - půdorysná délka	$d = 8.22 \text{ m}$
Poměr šířky a půdorysné délky piliře	$d/b = 4.22 \text{ -}$
Efektivní štiřlost	$\lambda = 21.79 \text{ -}$
Součinitel koncového efektu	$\psi_\lambda = 0.78 \text{ -}$
Součinitel síly pro pylon	$c_f = 0.94 \text{ -}$
	$c_{f,0} = 1.20 \text{ -}$
Součinitel expozice	$c_e = 3.40 \text{ -}$
Součinitel zatížení větrem pro mostovku	$C = 3.18 \text{ -}$
Hustota větru	$\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$
Spojité boční zatížení od větru	$f_w = 2.42 \text{ kN/m}$

Pata piliře P6	
Výška pylonu	$l = 34.00 \text{ m}$
Rozměry piliře - šířka	$b = 7.90 \text{ m}$
Rozměry piliře - půdorysná délka	$d = 8.22 \text{ m}$
Poměr šířky a půdorysné délky piliře	$d/b = 1.04 \text{ -}$
Efektivní štiřlost	$\lambda = 5.00 \text{ -}$
Součinitel koncového efektu	$\psi_\lambda = 0.66 \text{ -}$
Součinitel síly pro pylon	$c_f = 1.39 \text{ -}$
	$c_{f,0} = 2.10 \text{ -}$
Součinitel expozice	$c_e = 2.60 \text{ -}$
Součinitel zatížení větrem pro mostovku	$C = 3.60 \text{ -}$
Hustota větru	$\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$
Spojité boční zatížení od větru	$f_w = 11.12 \text{ kN/m}$

Zatížení větrem dle ČSN EN 1991-1-4 - Pole montáž	
Šířka NK	$b = 15.90 \text{ m}$
Výška NK + vozidlo + zábradlí	$d_{\text{tot}} = 3.15 \text{ m}$
b/d_{tot}	$b/d_{\text{tot}} = 5.05 \text{ -}$
Součinitel sil pro mosty - směr x	$c_{f,x,0} = 1.30 \text{ -}$
Součinitel zatížení větrem	$C = 4.69 \text{ -}$
Liniové zatížení větrem - směr x	$f_{w,x} = 5.77 \text{ kN/m}$

Obrázek 4.7 Výpočet zatížení větrem na piliře a montážní zatížení větrem



Zatížení větrem dle ČSN EN 1991-1-4 - Pole provoz	
Kategorie terénu	Typ II
Součinitel směru větru	$c_{dir} = 1$ -
Součinitel ročního období	$c_{season} = 1.0$ -
Základní rychlost větru	$v_b = 25.0$ m/s
Posuzovaná výška	$z = 60.0$ m
Parametr drsnosti terénu	$z_0 = 0.05$ m
Minimální výška	$z_{min} = 2.0$ m
Součinitel terénu	$k_t = 0.19$ -
Součinitel drsnosti terénu	$c_r(z) = 1.3$ -
Součinitel orografie	$c_o(z) = 1$ -
Střední rychlost větru	$v_m(z) = 33.68$ m/s
Součinitel turbulence	$k_l = 1.00$ -
Směrodatná odchylka turbulence	$\sigma_v = 4.75$ m/s
Intenzita turbulence	$I_v(z) = 0.14$ -
Měrná hmotnost vzduchu	$\rho = 1.25$ kg/m ³
Maximální dynamický tlak	$q_p(z) = 1408.74$ Pa
Součinitel expozice	$c_e(z) = 3.61$ -
Šířka NK	$b = 15.90$ m
Výška NK + vozidlo + zábradlí	$d_{tot} = 5.65$ m
b/d_{tot}	$b/d_{tot} = 2.81$ -
Součinitel sil pro mosty - směr x	$c_{fx,0} = 1.80$ -
Součinitel zatížení větrem	$C = 6.49$ -
Liniové zatížení větrem - směr x	$f_{w,x} = 14.33$ kN/m

Obrázek 4.8 Výpočet zatížení větrem na NK během provozu



Zatížení větrem dle ČSN EN 1991-1-4 - Zárodek provoz	
Šířka NK	$b = 15.90 \text{ m}$
Výška NK + vozidlo + zábradlí	$d_{\text{tot}} = 8.80 \text{ m}$
b/d_{tot}	$b/d_{\text{tot}} = 1.81 \text{ -}$
Součinitel sil pro mosty - směr x	$c_{\text{ex},0} = 2.10 \text{ -}$
Součinitel zatížení větrem	$C = 7.57 \text{ -}$
Liniové zatížení větrem - směr x	$f_{w,x} = 26.03 \text{ kN/m}$

Obrázek 4.9 Výpočet zatížení větrem na zárodek

4.2.3. Staveništní zatížení

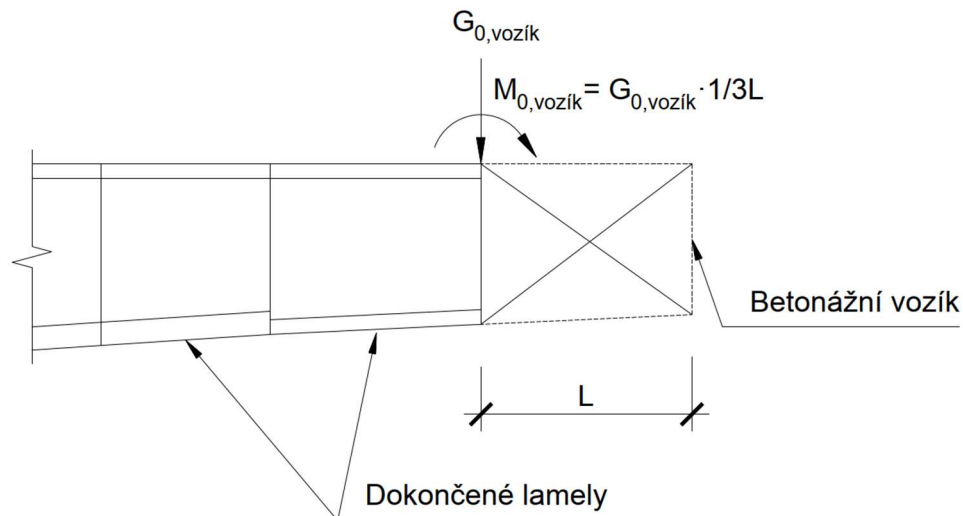
Staveništní zatížení je uvažováno během výstavby hodnotou 1 kN/m^2 .

Zatížení betonážním vozíkem

Vlastní tíha betonážního vozíku je do výpočtu zahrnuta hodnotou $G_{0, \text{vozík}} = 800 \text{ kN}$.

Upevnění vozíku na lamelu je uspořádáno tak, že vyvozuje ohybový moment $G_{0, \text{vozík}} \cdot 1/3L$, kde L je délka nově betonované lamely.

Zatížení vozíkem je schematicky zobrazeno na obrázku.



Obrázek 4.10 Schéma zatížení betonážním vozíkem

Hodnota ohybového zatížení čerstvým betonem lamely na již zhotovenou lamelu respektuje lineární podélnou (náběhovanou) změnu průřezu lamely. Jednotlivá zatížení vozíkem a čerstvým betonem v uzlu během výstavby letnou betonáží jsou zobrazeny v tabulce níže. Tato zatížení byla zanesena do výpočetního modelu při použití fází výstavby.



Prvek	Zatížení	F _x	M _y	G	L
		[kN]	[kNm]	[t]	[m]
Zárodek	G_vozik-zarodek	800	800	80	3
	G0_L1	1740	2701	174	3
L1	G_vozik-L1	800	800	80	3
	G0_L2	1423	2209	142.3	3
L2	G_vozik-L2	800	800	80	3
	G0_L3	1392	2159	139.2	3
L3	G_vozik-L3	800	1067	80	4
	G0_L4	1591	3292	159.1	4
L4	G_vozik-L4	800	1067	80	4
	G0_L5	1557	3221	155.7	4
L5	G_vozik-L5	800	1067	80	4
	G0_L6	1523	3151	152.3	4
L6	G_vozik-L6	800	1067	80	4
	G0_L7	1490	3083	149	4
L7	G_vozik-L7	800	1333	80	5
	G0_L8	1601	4143	160.1	5
L8	G_vozik-L8	800	1333	80	5
	G0_L9	1568	4056	156.8	5
L9	G_vozik-L9	800	1333	80	5
	G0_L10	1539	3985	153.9	5
L10	G_vozik-L10	800	1333	80	5
	G0_L11	1518	3932	151.8	5
L11	G_vozik-L11	800	1333	80	5
	G0_L12	1503	3899	150.3	5
L12	G_vozik-L12	800	1333	80	5
	G0_L13-1	1514	3928	151.4	5
	G0_L13-2	1727	4681	172.7	5

Tabulka 4.1 Zatížení od bet. vozíku a čerstvého betonu

4.2.4. Doprava

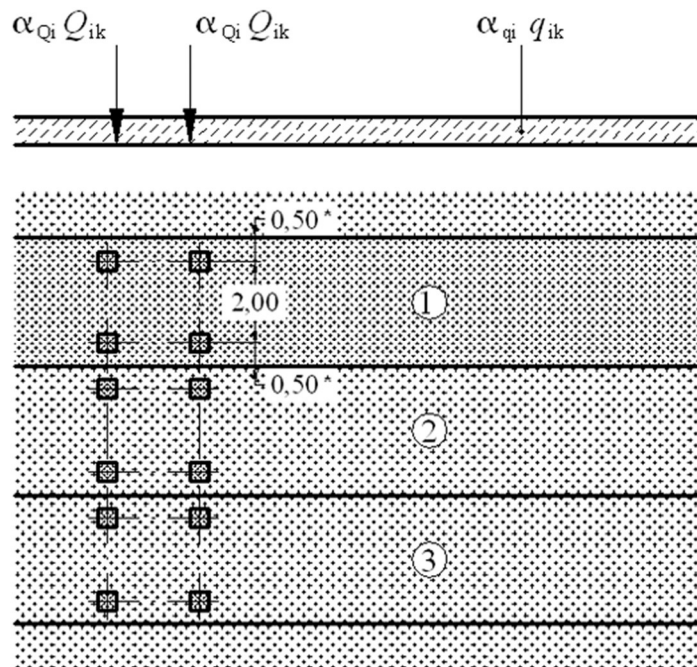
Zatížení dopravou je uvažováno dle ČSN EN 1991-2 [7].

Jako zatížení dopravou byly určeny modely LM1 a LM3, které jsou následně kombinovány v sestavách zatížení dopravou gr1a, gr2 a gr5 s brzdými silami a svislým rovnoměrným zatížením od chodců.

Pro posouzení konstrukce v příčném směru byl použit model zatížení LM2.

LM1

Zatížení je rozděleno do jízdních pruhů. Na obrázku je schematicky zobrazen model zatížení LM1.



Obrázek 4.11 Schéma zatížení LM1

V tabulce jsou zobrazeny hodnoty jednotlivých součinitelů a zatížení.

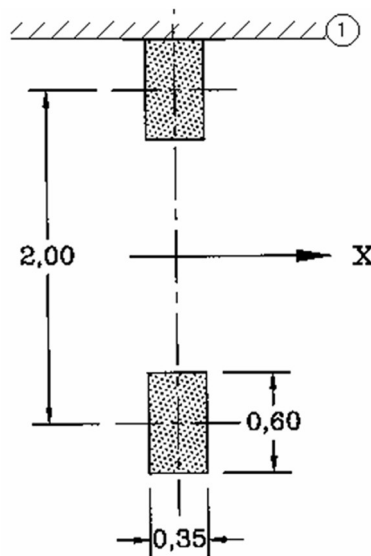
Typ zatížení	Pruh	Zatížení Q_{ik} [kN] / q_{ik} [kN/m ²]	Regulační součinitel α_{Qi} / α_{qi}	Výsledná hodnota [kN] / [kN/m ²]	Šířka pruhu [m]	CELKEM TS/UDL [kN][kN/m]
Dvojnáprava (TS)	1	300	1.0	300	-	500
	2	200	1.0	200		
	Zb. plocha	0	1.0	0		
Rovnoměrné (UDL)	1	9	1.0	9	3	27
	2	2.5	2.4	6	3	18
	Zb. plocha	2.5	1.2	3	1.5	4.5
Chodník	n x 3	2.5	1.2	3	1.5	4.5
					3	9

Tabulka 4.2 Souhrn hodnot zatížení modelem LM1

Jednotlivé jízdní pruhy jsou modelovány s reálnou excentricitou, tak aby na konstrukci vyvolaly co největší kroutící účinky.

LM2

Model zatížení LM2 je tvořen jednou nápravovou silou o velikosti 640 kN a je použit při posouzení konstrukce v příčném směru.



Obrázek 4.12 Schéma zatížení modelem LM2

LM3

Tento model zatížení definuje zatížení zvláštním vozidlem.

Pro silnice I. a II. Třídy se má uvažovat vozidlo s nápravami 9 x 200 kN s označením 1800/200, které se pohybuje v ideální stopě v prostoru všech zatěžovacích pruhů a ostatní doprava je vyloučena.

Brzdné a rozjezdové síly musí být pro toto zvláštní vozidlo uváženy.

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 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.

Obrázek 4.13 Vůz modelu LM3



Brzdné a rozjezdové síly

U obou modelů nesplňují brzdné a rozjezdové síly horní omezující podmínku, proto jsou uvažovány nejvyšší možnou hodnotou 900 kN a 600 kN. Na konstrukci jsou umístěny tak, aby vyvolaly co největší ohybový účinek na pilíře v ose prutového modelu.

Brzdná síla pro LM1	
Délka nosné konstrukce	$L = 438.30 \text{ m}$
Šířka jízdního pruhu	$w_i = 3.00 \text{ m}$
Nápravová síla (TS)	$Q_1 = 300 \text{ kN}$
Klasifikační součinitel Q_1	$\alpha_{Q1} = 1.00 \text{ -}$
Rovnoměrné zatížení (UDL)	$q_1 = 9 \text{ kN/m}^2$
Klasifikační součinitel q_1	$\alpha_{q1} = 1.00 \text{ -}$
$180 * \alpha_{q1} \text{ (kN)} < Q_{ik} < 900 \text{ (kN)}$	Nesplněno
Podélná brzdná síla	$Q_{ik} = 900.0 \text{ kN}$

Brzdná síla pro LM3 1800/200	
Délka nosné konstrukce	$L = 438.30 \text{ m}$
Šířka jízdního pruhu	$w_i = 3.00 \text{ m}$
Tíha zvláštního vozidla	$Q_{LM3} = 1800 \text{ kN}$
Klasifikační součinitel q_1	$\alpha_{Q1} = 1.00 \text{ -}$
Rovnoměrné zatížení (UDL)	$q_{2K} = 2.5 \text{ kN/m}^2$
Klasifikační součinitel q_2	$\alpha_{q2} = 2.40 \text{ -}$
Podélná brzdná síla	$Q_{ik} = 1868.94 \text{ kN}$
$180 * \alpha_{q1} \text{ (kN)} < Q_{ik} < 600 \text{ (kN)}$	Nesplněno
Podélná brzdná síla	$Q_{ik} = 600.0 \text{ kN}$

Obrázek 4.14 Výpočet brzdné síly pro modely LM1 a LM3

Odstředivé a příčné síly

S odstředivými a příčnými silami není ve výpočtu počítáno, protože most je navržen jako přímý.

Rovnoměrné zatížení

Pro chodníky a cyklistické pruhy je definováno rovnoměrné zatížení $q_{fk} = 3 \text{ kN/m}^2$.

Sestavy zatížení dopravou

Současné působení zatěžovacích stavů a zatížení se má uvažovat pomocí sestav zatížení definovaných v tabulce dle ČSN EN 1991-2 [7]. Každá z těchto sestav, které se vzájemně vylučují se mají kombinovat charakteristickou hodnotou s dalšími zatíženími jinými než od dopravy.

Jak již bylo zmíněno pro návrh konstrukce byly použity sestavy zatížení gr1a, gr2 a gr5.



V sestavě gr1a je uvažováno s charakteristickými hodnotami zatížení modelu LM1 a kombinační hodnotou rovnoměrného zatížení od chodců.

V sestavě gr2 jsou zahrnuty účinky zatížení modelu LM1, přenásobené součinitelem ψ (viz. kapitola Kombinace zatížení) a brzdné a rozjezdové síly modelu LM1.

V sestavě gr5 jsou zahrnuty účinky zatížení modelu LM3 zároveň s brzdnými a rozjezdovými silami modelu LM3.

Typ zatížení		VOZOVKA					CHODNÍKY A CYKLISTICKÉ PRUHY	
		Svislé síly			Vodorovné síly		Pouze svislé zatížení	
Odkaz		4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2	5.3.2.1
Zatěžovací systém		LM1 (dvojnáprava a rovnoměrné zatížení)	LM2 (jednotlivá náprava)	LM3 (zvláštní vozidla)	LM4 (zatížení davem lidí)	brzdné a rozjezdové síly ^a	odstředivé síly a příčné síly ^a	rovnoměrné zatížení
Sestavy zatížení	gr1a	charakteristické hodnoty				NP21)	NP21)	kombinační hodnota ^b
	gr1b		charakteristická hodnota					
	gr2	časté hodnoty				charakteristická hodnota	charakteristická hodnota	
	gr3 ^d							charakteristická hodnota ^c
	gr4				charakteristická hodnota			charakteristická hodnota
	gr5	viz příloha A ^{NP16)}		charakteristická hodnota ^{NP16)}		NP18)	NP20)	
Hlavní složka zatížení (označená jako složka příslušející k sestavě)								
^a Lze definovat v národní příloze (pro uvedené případy). ^b Lze definovat v národní příloze. Doporučená hodnota je 3 kN/m ² . NP21) ^c Viz 5.3.2.1(2). Pokud je účinek od zatížení pouze jednoho chodníku nepříznivější než při zatížení obou dvou, má se uvažovat zatížení pouze na jednom chodníku. ^d Tato sestava nemá praktický význam, pokud se uvažuje sestava gr4.								

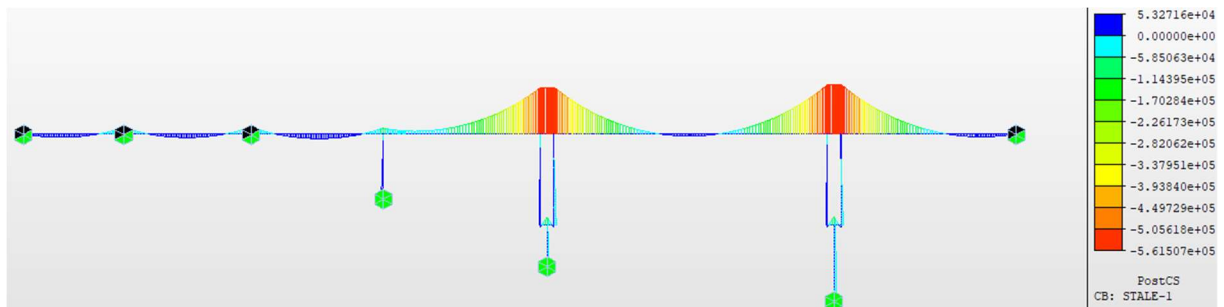
Obrázek 4.15 Sestavy zatížení

5. Vnitřní síly

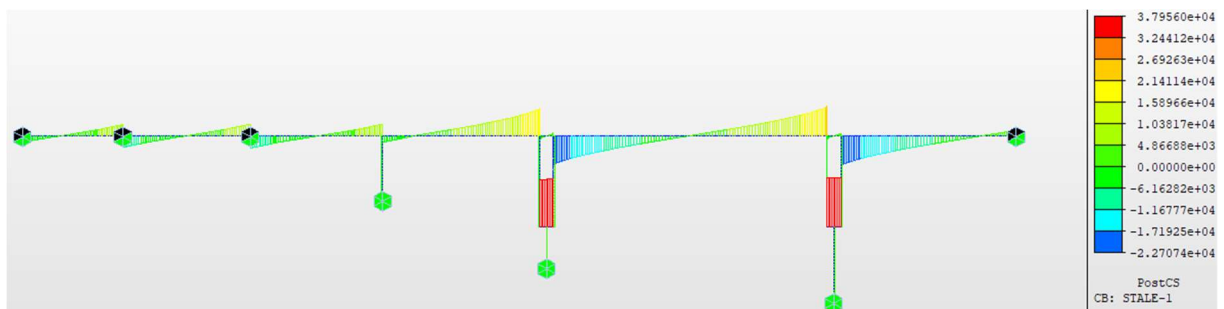
Průběh vnitřních sil byl vyšetřován v softwaru Midas Civil. Model byl vytvořen pomocí fází výstavby, což zásadně ovlivnilo především průběh vnitřních sil od vlastní tíhy konstrukce, u které se projevily vliv časově závislého chování betonu.

5.1. Vlastní tíha

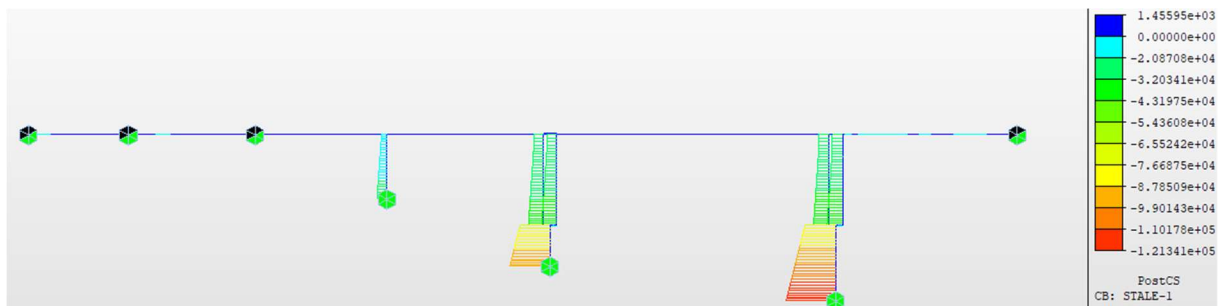
Pro vlastní tíhu jsou zobrazeny vnitřní síly s vlivem výstavby na konci životnosti konstrukce. Dále je ukázán průběh ohybového momentu před spojením vahadel, těsně po spojení vahadel a také průběh ohybového momentu bez uvážení vlivu výstavby. Je možné pozorovat, že těsně po spojení vahadel vzniká uprostřed rozpětí minimální ohybový moment, který díky dotvarování a redistribuci vnitřních sil v průběhu času vzroste.



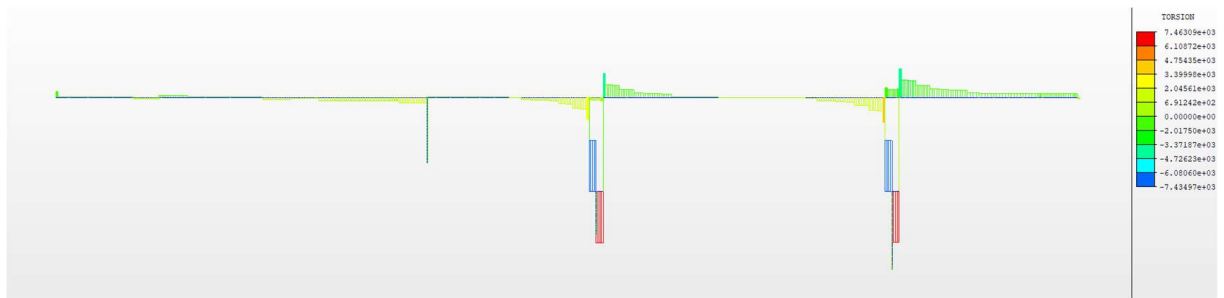
Obrázek 5.1 Průběh ohybového momentu M_y od vlastní tíhy se zohledněním postupu výstavby na konci životnosti



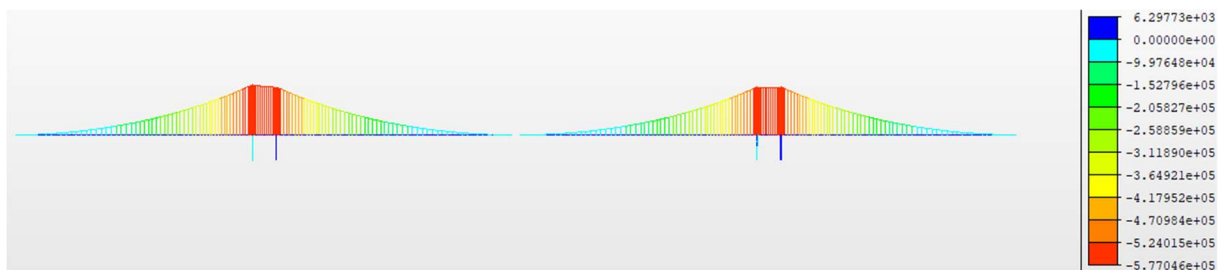
Obrázek 5.2 Průběh posouvající síly V_z od vlastní tíhy se zohledněním postupu výstavby



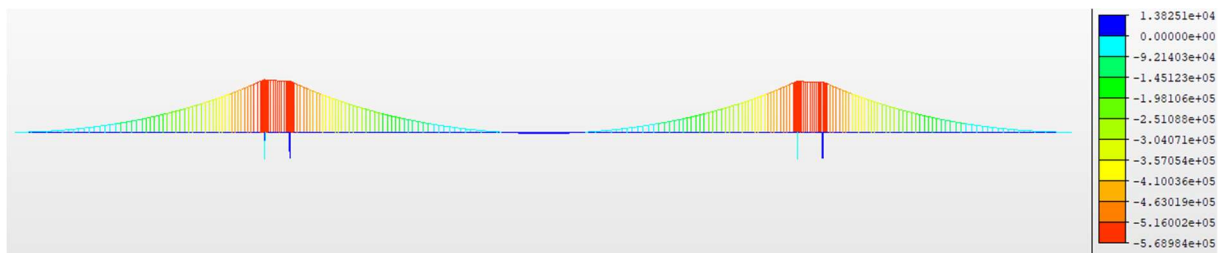
Obrázek 5.3 Průběh normálové síly N od vlastní tíhy se zohledněním postupu výstavby



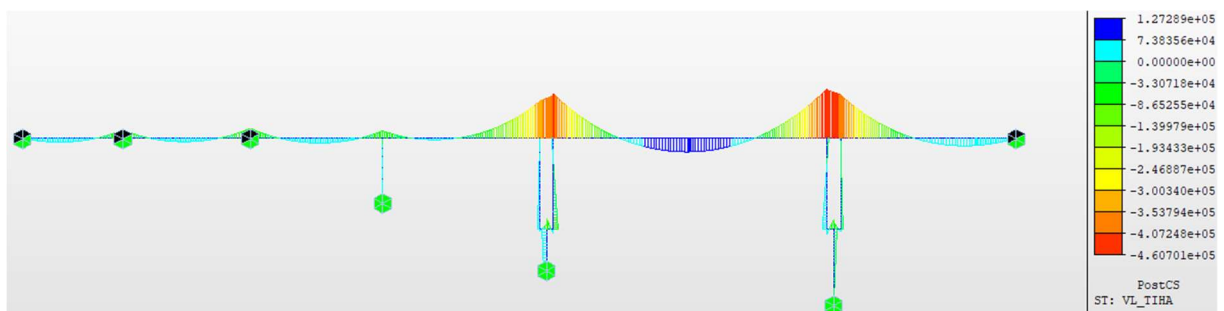
Obrázek 5.4 Průběh kroucího momentu M_x od vlastní tíhy se zohledněním postupu výstavby



Obrázek 5.5 Průběh ohybového momentu M_y od vlastní tíhy na vahadlech



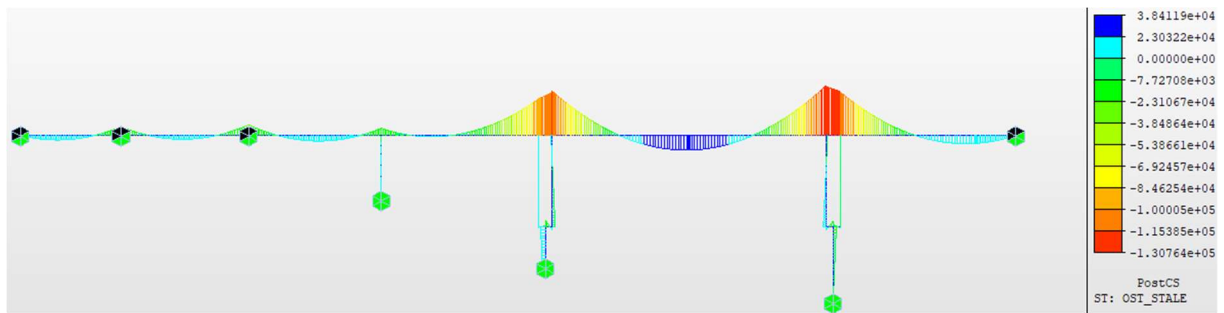
Obrázek 5.6 Průběh ohybového momentu M_y od vlastní tíhy po spojení vahadel



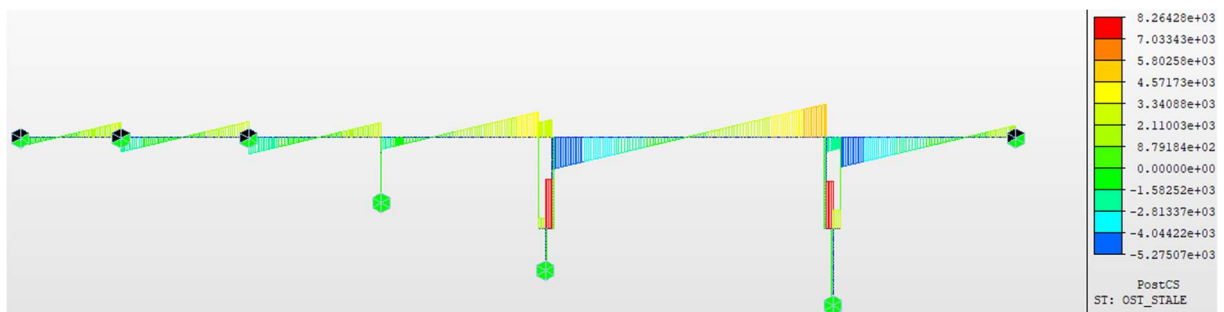
Obrázek 5.7 Průběh ohybového momentu M_y od vlastní tíhy bez zohlednění postupu výstavby

5.2. Ostatní stálé

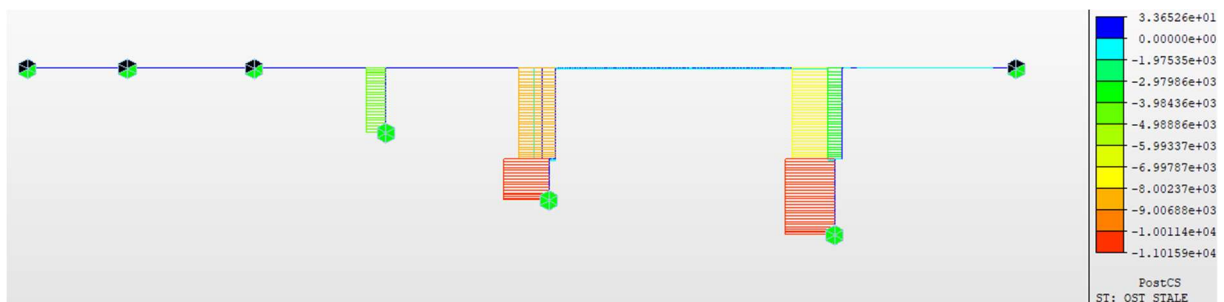
Ostatní stálé zatížení je aplikováno na již dokončenou konstrukci. Vnitřní síly jsou tudíž vykresleny bez uvažování postupu výstavby. Ostatní stálé zatížení však účinek na redistribuci vnitřních sil má a ve výpočtu je s ním počítáno.



Obrázek 5.8 Průběh ohybového momentu M_y od ostatního stálého zatížení



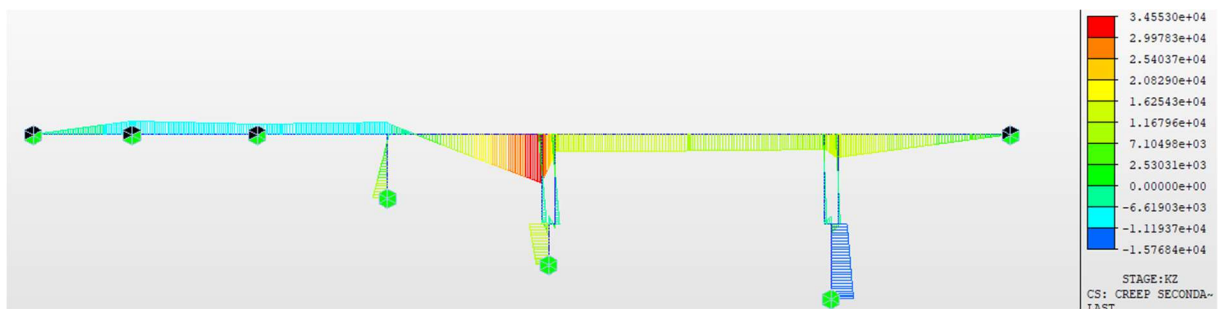
Obrázek 5.9 Průběh posouvající síly V_z od ostatního stálého zatížení



Obrázek 5.10 Průběh normálové síly N od ostatního stálého zatížení

5.3. Dotvarování

Tento zatěžovací stav je již započítán ve vlastní tíze. Na obrázku je zobrazen průběh ohybového momentu (redistribuce vnitřních sil) na konstrukci na konci životnosti.



Obrázek 5.11 Změna průběhu ohybového momentu M_y od dotvarování

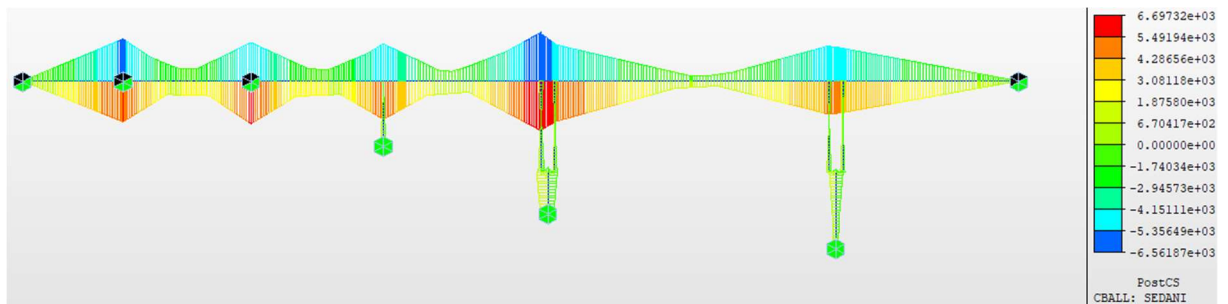
Kladný moment nad pilířem P5 není patrný jako změna na průbězích momentu od vlastní tíhy zobrazených dříve. Je to tím, že jeho hodnota je oproti hodnotě celkového momentu od vlastní tíhy velmi malá.

V daném průběhu ohybového momentu od dotvarování má vliv veškeré dlouhodobě působící zatížení, které je v tomto případě vlastní tíha, ostatní stálé a předpětí.

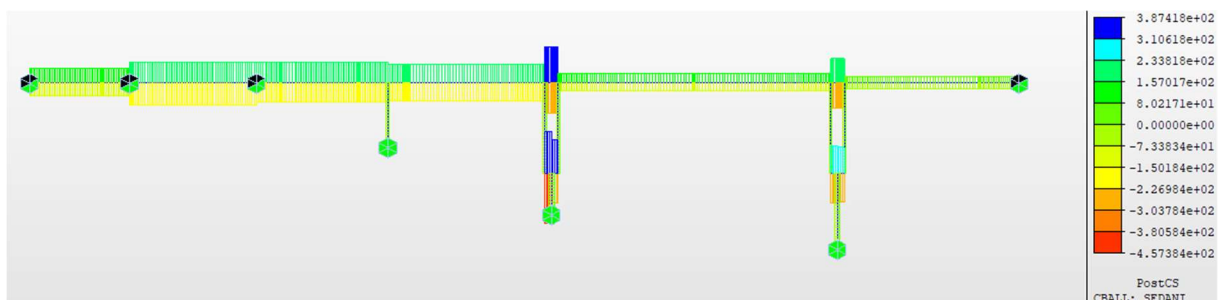
Například ohybový moment v hlavním poli se kvůli dotvarování a jeho vlivu na redistribuci vnitřních sil zvětšil od dobetonování spáry a koncem životnosti o 11,7 MNm. Ohybový moment od stálého zatížení s vlivem dotvarování je 59,1 MNm. To znamená, že dotvarování způsobilo zvětšení ohybového momentu o necelých 20 %.

5.4. Sedání

Na obrázku je zobrazeno obálka sedání pro jednu libovolnou podporu nebo dvě libovolné podpory zároveň.



Obrázek 5.12 Obálka ohybového momentu M_y od sedání



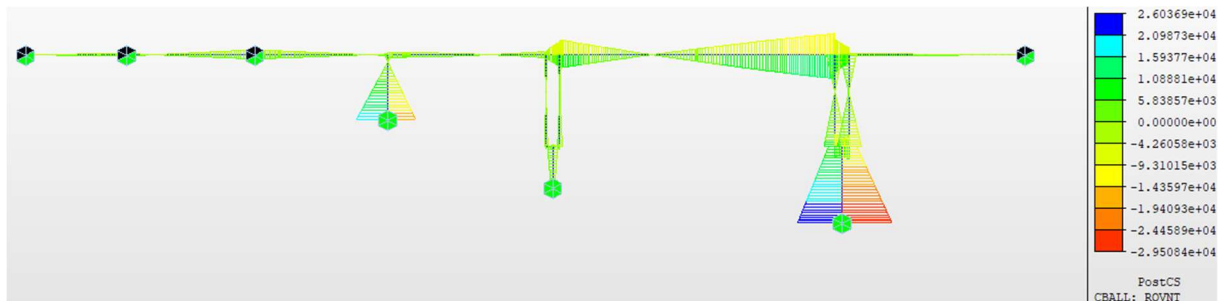
Obrázek 5.13 Obálka posouvající síly V_z od sedání



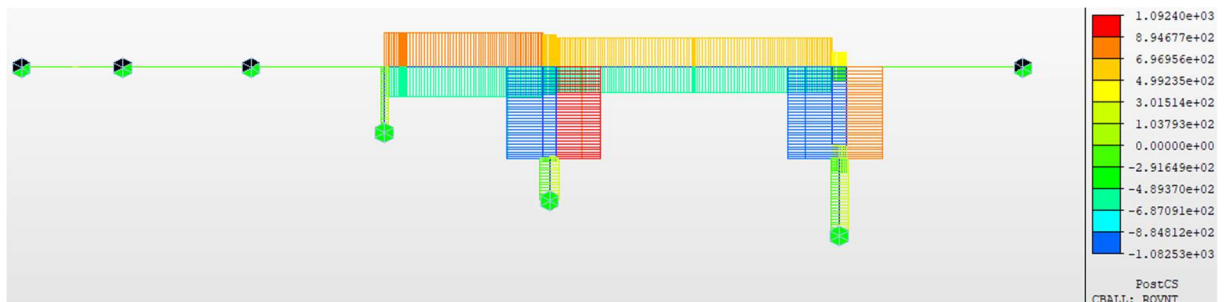
Obrázek 5.14 Obálka normálové síly N od sedání

5.5. Teplota

5.5.1. Rovnoměrná složka teploty

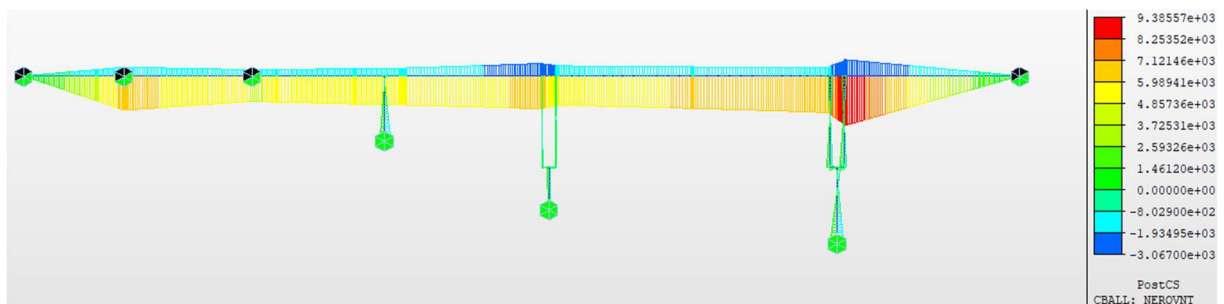


Obrázek 5.15 Obálka ohybového momentu M_y od rovnoměrné složky teploty

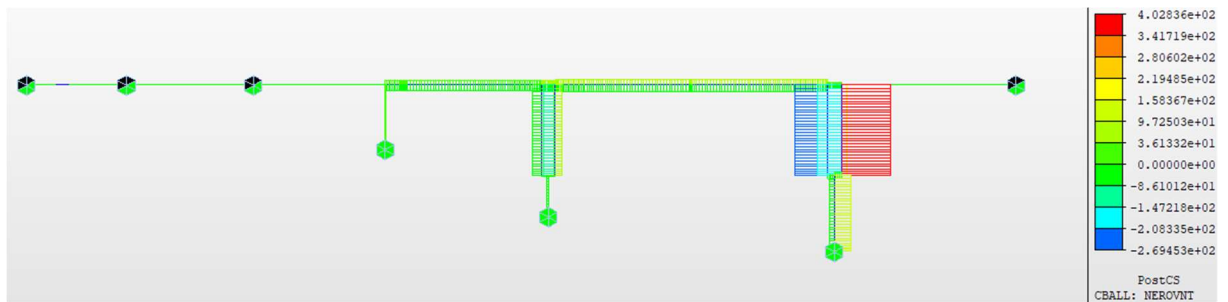


Obrázek 5.16 Obálka ohybnormálové síly N od rovnoměrné složky teploty

5.5.2. Svislá složka teploty s nelineárními účinky

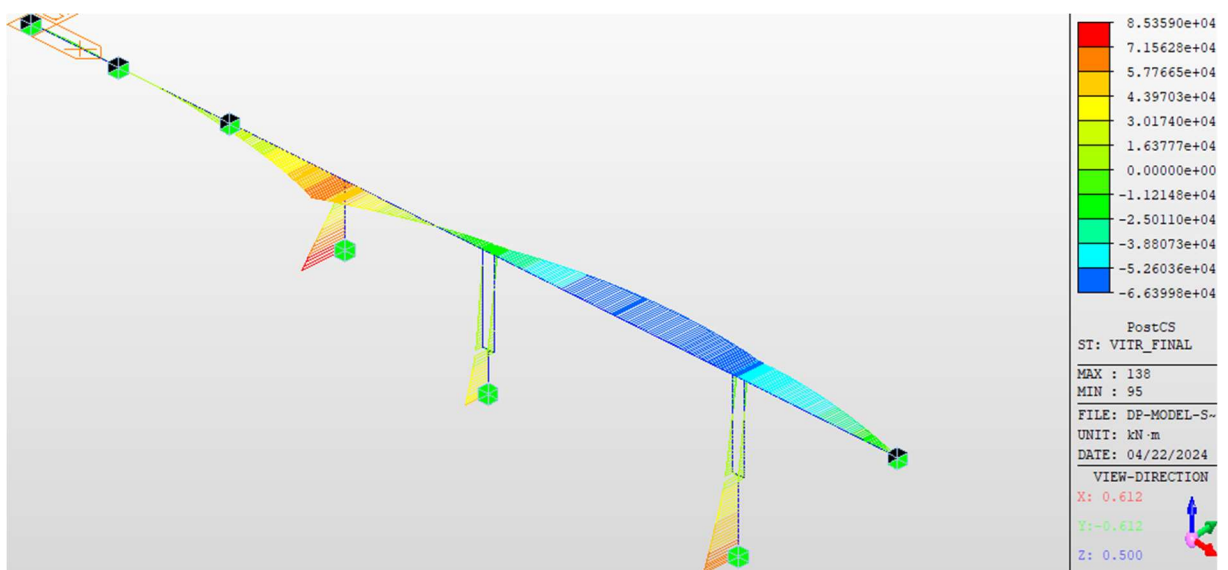


Obrázek 5.17 Obálka ohybového momentu M_y od nerovnoměrné složky teploty

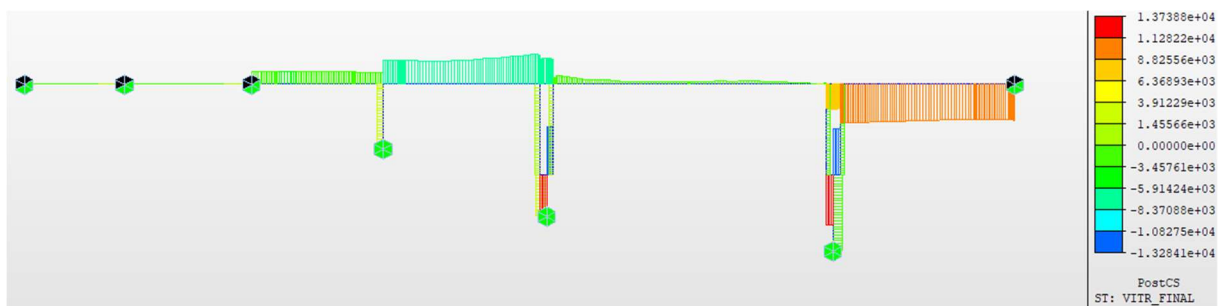


Obrázek 5.18 Obálka normálové síly N od nerovnoměrné složky teploty

5.6. Větr



Obrázek 5.19 Obálka ohybového momentu M_z od zatížení větrem

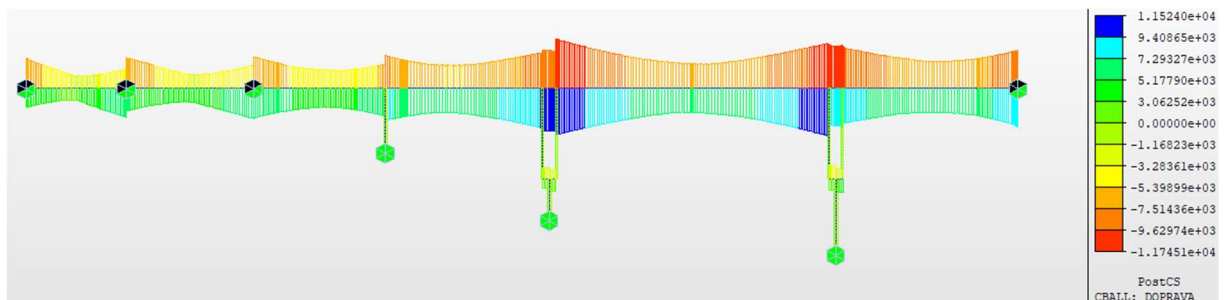


Obrázek 5.20 Obálka kroučícího momentu M_x od zatížení větrem

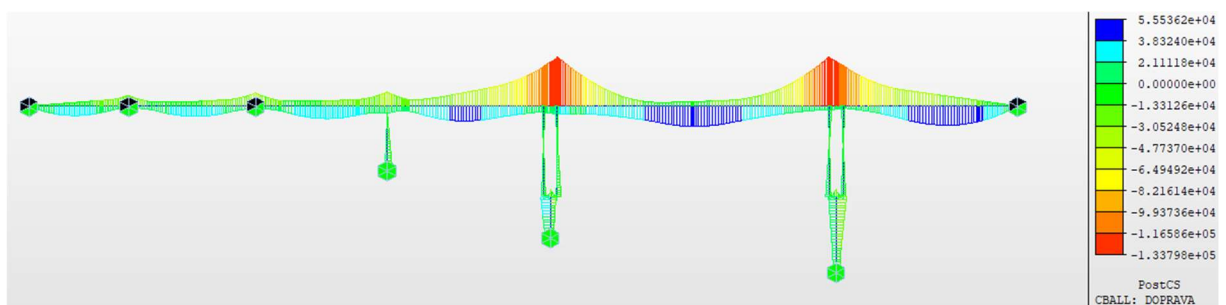
5.7. Doprava

Nejvíce dominantní sestava zatížení pro návrh konstrukce v podélném směru je sestava gr1a. Na kroučící moment má největší vliv sestava zatížení gr5. I přes to, že sestava gr1a neuvažuje brzděné a rozjezdové síly, má nejvýznamnější vliv na ohybové namáhání pilířů.

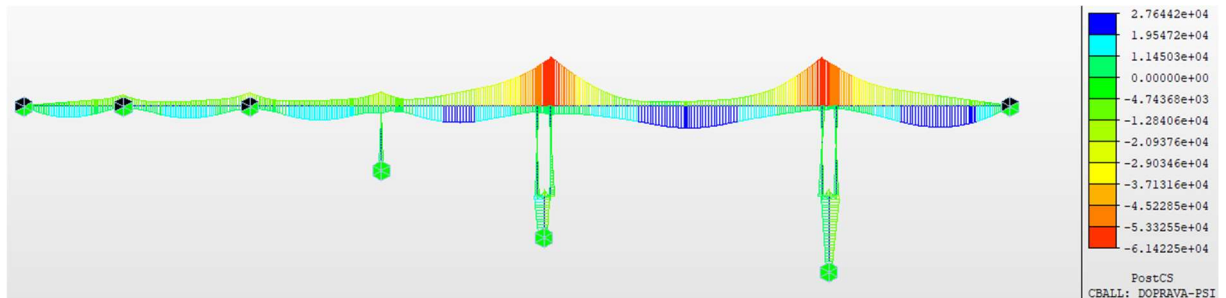
Na obrázcích vnitřních sil jsou zobrazeny obálky všech sestav zatížení. U časté kombinace zatížení dopravou vstupuje pouze sestava gr2.



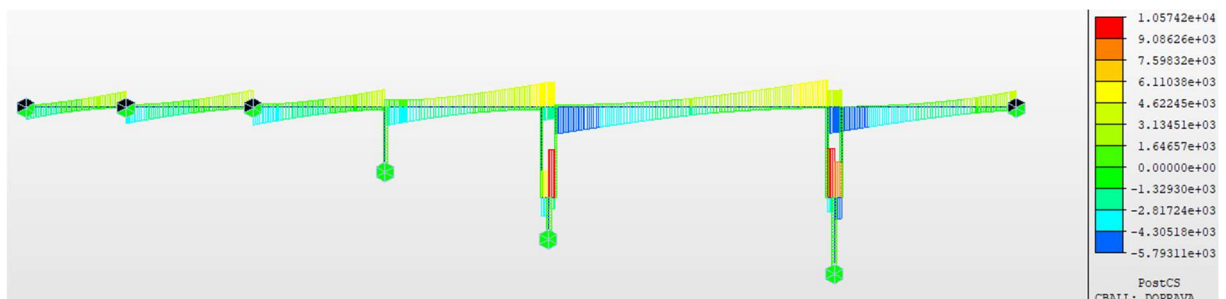
Obrázek 5.21 Obálka krouťicího momentu M_x od zatížení dopravou



Obrázek 5.22 Obálka ohybového momentu M_y od zatížení dopravou



Obrázek 5.23 Obálka ohybového momentu M_y od zatížení dopravou s uvážením součinitele ψ dle ČSN EN 1990



Obrázek 5.24 Obálka ohybového momentu M_y od zatížení dopravou



5.8. Souhrn zatěžovacích stavů

Souhrn zatěžovacích stavů aplikovaných ve výpočetním modelu			
	Název	Typ	Popis
1	Vl_tiha	Dead Load (D)	Vlastní tíha
2	Predpeti	Prestress (PS)	Předpětí
3	Montazni_zatizeni	Construction Stage Load (CS)	Staveništní zatížení
4	G-vozik	Construction Stage Load (CS)	Vlastní tíha bet. vozíku
5	G0-cerstvy_beton	Construction Stage Load (CS)	Čerstvý beton lamel
6	Ost_stale	Dead Load of Wearing Surfaces and Utilities (DW)	Ostatní stálé
7	Settl_1	Settlement Load Case	Sednutí jedné libovolné podpory
8	Settl_2	Settlement Load Case	Sednutí dvou libovolných podpory
9	Nulova	User Defined Load (USER)	Prázdný zatěžovací stav
10	rovnT+	Temperature (T)	Rovnoměrná T - oteplení
11	rovnT-	Temperature (T)	Rovnoměrná T - ochlazení
12	nerovnt+	Temperature (T)	Nerovnoměrná T - oteplení
13	nerovnt-	Temperature (T)	Nerovnoměrná T - ochlazení
14	vitř_mont	Wind Load on Structure (W)	Vítr během výstavby
15	vitř_final	Wind Load on Structure (W)	Vítr během provozu
16	Brzd-LM1	Longitudinal Force from Live Load (BK)	Brzdná síla LM1
17	Brzd-LM3	Longitudinal Force from Live Load (BK)	Brzdná síla LM3
18	LM1	Moving Load Case	Pohyblivé zatížení dopravou LM1
19	LM1-psi	Moving Load Case	Pohyblivé zatížení dopravou LM1 -psi
20	LM3	Moving Load Case	Pohyblivé zatížení dopravou LM3

Obrázek 5.25 Souhrn zatěžovacích stavů



6. Kombinace zatížení

Kombinace zatížení jsou provedeny dle ČSN EN 1990.

Hodnoty součinitelů ψ jsou uvažovány podle ČSN EN 1990, A2.2.6, tabulka A2.1.

Ostatní součinitele jsou uvažovány dle stejné normy tabulky A2.4 [8].

Zatížení	Značka	ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Zatížení dopravou (viz EN 1991-2, Tabulka 4.4)	gr1a (LM1+ zatížení chodci nebo cyklisty) ¹⁾	TS (dvojnápravy)	0,75	0,75	0
		UDL (rovnoměrné zatížení)	0,40	0,40	0
		Zatížení chodci + zatížení cyklisty ²⁾	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 ³⁾	0,6	0,5	
Zatížení sněhem	$Q_{Sn,k}$ (během provádění)	0,8	–	–	
Staveništní zatížení	Q_c	1,0	–	1,0	

Obrázek 6.1 Kombinační součinitelé pro proměnné zatížení

Vztahy pro kombinace zatížení jsou uvedeny v následujících kombinačních pravidlech. Pro mezní stav únosnosti (MSÚ) je uvažován vztah 6.10a a 6.10b. Pro mezní stav použitelnosti (MSP) je uvažován vztah pro charakteristickou kombinaci 6.14b, vztah pro častou kombinaci 6.15b a vztah pro kvazistálou kombinaci 6.16b. Sčítají se účinky zatížení.

Kombinace zatížení pro MSÚ (6.10a)

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

kde: $G_{k,j}$ charakteristická hodnota j -tého stálého zatížení

P reprezentativní hodnota zatížení předpětí

$Q_{k,1}$ charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení

$Q_{k,i}$ charakteristická hodnota vedlejšího i -tého proměnného zatížení

$\gamma_{G,j}$ dílčí součinitel j -tého stálého zatížení

γ_P dílčí součinitel zatížení od předpětí

$\gamma_{Q,1}$ dílčí součinitel hlavního proměnného zatížení

$\gamma_{Q,i}$ dílčí součinitel vedlejšího i -tého proměnného zatížení



$\psi_{0,1}$ součinitel pro kombinační hodnotu hlavního proměnného zatížení

$\psi_{0,i}$ součinitel pro kombinační hodnotu vedlejšího i -tého proměnného zatížení

Kombinace zatížení pro MSÚ (6.10b)

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

kde: $G_{k,j}$ charakteristická hodnota j -tého stálého zatížení

P reprezentativní hodnota zatížení předpětí

$Q_{k,1}$ charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení

$Q_{k,i}$ charakteristická hodnota vedlejšího i -tého proměnného zatížení

$\gamma_{G,j}$ dílčí součinitel j -tého stálého zatížení

γ_P dílčí součinitel zatížení od předpětí

$\gamma_{Q,1}$ dílčí součinitel hlavního proměnného zatížení

$\gamma_{Q,i}$ dílčí součinitel vedlejšího i -tého proměnného zatížení

ξ_i redukční součinitel pro nepříznivá stálá zatížení G

$\psi_{0,i}$ součinitel pro kombinační hodnotu vedlejšího i -tého proměnného zatížení

Kombinace zatížení pro MSP (6.14b) – charakteristická kombinace

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

Kde: $G_{k,j}$ charakteristická hodnota j -tého stálého zatížení

P reprezentativní hodnota zatížení předpětí

$Q_{k,1}$ charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení

$Q_{k,i}$ charakteristická hodnota vedlejšího i -tého proměnného zatížení

$\psi_{0,i}$ součinitel pro kombinační hodnotu vedlejšího i -tého proměnného zatížení

Kombinace zatížení pro MSP (6.15b) – častá kombinace

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

Kde: $G_{k,j}$ charakteristická hodnota j -tého stálého zatížení

P reprezentativní hodnota zatížení předpětí



$Q_{k,1}$ *charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení*

$Q_{k,i}$ *charakteristická hodnota vedlejšího i-tého proměnného zatížení*

$\psi_{1,1}$ *součinitel pro kombinační hodnotu hlavního proměnného zatížení*

$\psi_{2,i}$ *součinitel pro kombinační hodnotu vedlejšího i-tého proměnného zatížení*

Kombinace zatížení pro MSP (6.16b) – kvazistálá kombinace

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

kde: $G_{k,j}$ *charakteristická hodnota j-tého stálého zatížení*

P *reprezentativní hodnota zatížení předpětí*

$Q_{k,i}$ *charakteristická hodnota vedlejšího i-tého proměnného zatížení*

$\psi_{2,i}$ *součinitel pro kombinační hodnotu vedlejšího i-tého proměnného zatížení*

Jako dominantní zatížení lze uvažovat proměnné zatížení dopravou, zatížení teplotou a zatížení větrem. Teplotní účinky oteplení a ochlazení se navzájem vylučují, takže nemohou být spolu kombinovány. Dále se nemusí dle ČSN EN 1990/A2.2.3(2) uvažovat společné působení zatížení větrem a teplotou. Zatížení sněhem se se sestavami zatížení gr2 a modelem zatížení LM1 dle ČSN EN 1990/A2.2.2 (4) nekombinuje. Kombinační součinitele jsou převzaty z ČSN EN 1990/A2, tabulka A2.1 – Doporučené hodnoty součinitelů ψ pro mosty pozemních komunikací. Součinitele zatížení jsou stanoveny dle stejné normy, tabulka A2.4(B) – Návrhové hodnoty zatížení (STR/GEO) (Soubor B) [8]. Z těchto předpokladů plynou tyto kombinace:



	Název	Typ	Obsah kombinace (kombinační součinitel)
1	Nulova	Add	Nulova (1.000)
2	Stale-1	Add	Dead Load (1.000) + Creep Secondary (1.000) + Shrinkage Secondary (1.000)
3	Stale-1_35	Add	Dead Load (1.350) + Creep Secondary (1.350) + Shrinkage Secondary (1.350)
4	Stale-610a	Envelope	Stale-1 (1.000) + Stale-1_35 (1.000)
5	Stale-610b	Envelope	Stale-1 (1.000) + Stale-1_35 (0.850)
6	Sedani	Envelope	Settl_1 (1.000) + Settl_2 (1.000) + Nulova (1.000)
7	Predpeti	Add	Tendon Primary (1.000) + Tendon Secondary (1.000)
8	rovnT++	Add	rovnT+ (1.000) + nerovnT+ (0.750)
9	rovnT+-	Add	rovnT+ (1.000) + nerovnT- (0.750)
10	rovnT-+	Add	rovnT- (1.000) + nerovnT+ (0.750)
11	rovnT--	Add	rovnT- (1.000) + nerovnT- (0.750)
12	nerovnT++	Add	nerovnT+ (1.000) + rovnT+ (0.350)
13	nerovnT+-	Add	nerovnT+ (1.000) + rovnT- (0.350)
14	nerovnT-+	Add	nerovnT- (1.000) + rovnT+ (0.350)
15	nerovnT--	Add	nerovnT- (1.000) + rovnT- (0.350)
16	Teplota	Envelope	rovnT++ (1.000) + rovnT+- (1.000) + rovnT-+ (1.000) + rovnT-- (1.000) + nerovnT++ (1.000) + nerovnT+- (1.000) + nerovnT-+ (1.000) + nerovnT-- (1.000)
17	gr2	Add	LM1-psi (1.000) + Brzd-LM1 (1.000)
18	gr5	Add	LM3 (1.000) + Brzd-LM3 (1.000)
19	Doprava-psi	Envelope	LM1-psi (1.000) + Nulova (1.000)
20	Doprava	Envelope	LM1 (1.000) + Nulova (1.000) + gr2 (1.000)
21	MSP-char-dopr	Add	Stale-1 (1.000) + Predpeti (1.000) + Teplota (0.600) + Sedani (1.000) + Doprava (1.000)
22	MSP-cas-dopr	Add	Stale-1 (1.000) + Doprava-psi (1.000) + Teplota (0.500) + Sedani (1.000) + Predpeti (1.000)
23	MSP-char-tep	Add	Stale-1 (1.000) + Teplota (1.000) + Predpeti (1.000) + Doprava-psi (1.000) + Sedani (1.000)
24	MSP-cas-tep	Add	Stale-1 (1.000) + Teplota (0.600) + Predpeti (1.000) + Sedani (1.000)
25	MSP-char-dopr-vitr	Add	Stale-1 (1.000) + Doprava (1.000) + vitr_final (0.600) + Sedani (1.000) + Predpeti (1.000)
26	MSP-char-vitr	Add	Stale-1 (1.000) + vitr_final (1.000) + Sedani (1.000) + Predpeti (1.000) + Doprava-psi (1.000)
27	MSP-cas-vitr	Add	Stale-1 (1.000) + vitr_final (0.200) + Sedani (1.000) + Predpeti (1.000)
28	610a-dopr	Add	Stale-610a (1.000) + Predpeti (1.000) + Sedani (1.200) + Doprava-psi (1.350) + Teplota (0.900)
29	610b-dopr	Add	Stale-610b (1.000) + Predpeti (1.000) + Sedani (1.200) + Doprava (1.350) + Teplota (0.900)
30	MSP-char	Envelope	MSP-char-dopr (1.000) + MSP-char-tep (1.000) + MSP-char-dopr-vitr (1.000) + MSP-char-vitr (1.000)
31	MSP-cas	Envelope	MSP-cas-dopr (1.000) + MSP-cas-tep (1.000) + MSP-cas-vitr (1.000)
32	MSP-kvaz	Envelope	Stale-1 (1.000) + Predpeti (1.000) + Teplota (0.500)
33	MSU	Envelope	610a-dopr (1.000) + 610b-dopr (1.000)

Tabulka 6.1 Kombinace



V tabulce jsou zobrazeny kombinace tak, jak jsou zadány do programu Midas Civil. Typ Envelope tvoří obálku ze zadaného zatížení, typ Add sčítá účinky jednotlivých zatížení.

Zatěžovací stav ostatní stálé zatížení není v kombinaci pro stálé zatížení zanesen, protože je součástí zatěžovacího stavu Dead Load.

Nulový zatěžovací stav slouží pro kombinace se zatíženími, které se na mostu nemusí vyskytnout vůbec.

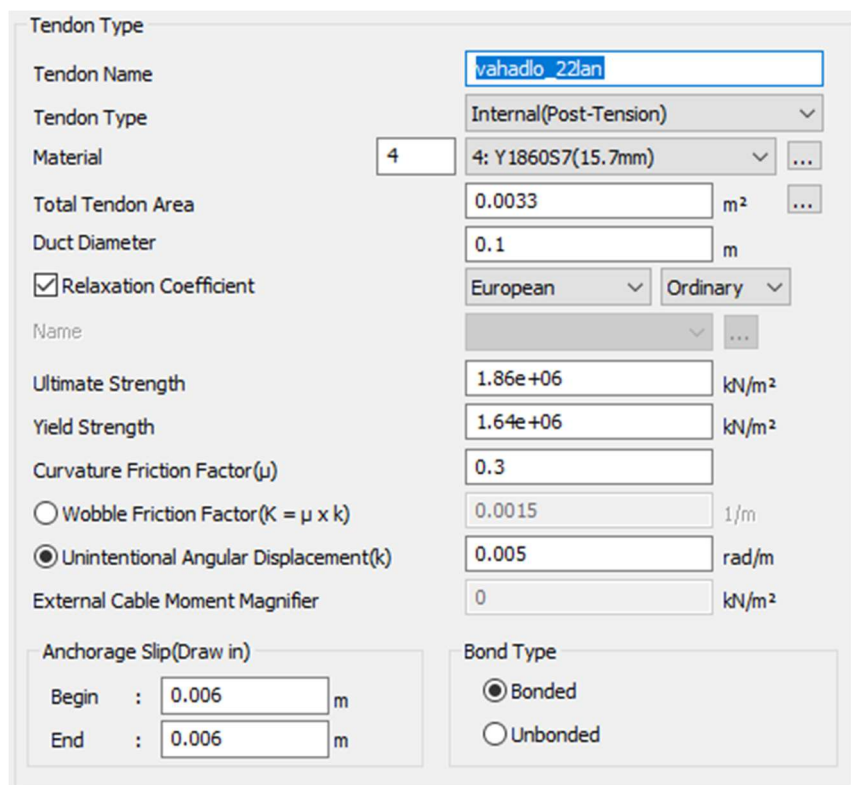
7. Předpětí

Pro celou konstrukci je navržena předpínací výztuž z materiálu Y1860S7-15,7 tvořená soudržnými kabely s 22 lany.

Průběh předpínacích kabelů respektuje průběh vnitřních sil na konstrukci, tak aby v charakteristické kombinaci zatížení napětí v betonu nepřesahovala tahovou pevnost betonu a v časté kombinaci, aby nevznikala žádná tahová napětí.

Přesný průběh předpínacích kabelů je přehledně zobrazen na výkresu předpětí.

V diplomové práci jsou navrženy kabely od firmy Freyssinet, všechny nutné parametry pro výpočet jsou převzaty od výrobce.



Property	Value	Unit
Tendon Name	vahadlo_22lan	
Tendon Type	Internal(Post-Tension)	
Material	4: Y1860S7(15.7mm)	
Total Tendon Area	0.0033	m ²
Duct Diameter	0.1	m
Relaxation Coefficient	European	Ordinary
Ultimate Strength	1.86e+06	kN/m ²
Yield Strength	1.64e+06	kN/m ²
Curvature Friction Factor (μ)	0.3	
Wobble Friction Factor ($K = \mu \times k$)	0.0015	1/m
Unintentional Angular Displacement (k)	0.005	rad/m
External Cable Moment Magnifier	0	kN/m ²
Anchorage Slip (Draw in)	Begin: 0.006, End: 0.006	m
Bond Type	Bonded	

Obrázek 7.1 Parametry předpínací výztuže

7.1. Letmobetovaná část konstrukce

Pro letmobetovanou část konstrukce byla snaha navrhnout pro každou lamelu 2 předpínací kabely. V konstrukci však na konci životnosti nebyly splněny podmínky o omezení tahových napětí, proto pro předepnutí lamel 8, 9 a 13 byly navrženy 4 předpínací kabely.

Přehled kabelů navržených v lamelách s předpínacím napětím a excentricitou kabelů k horním vláknům je přehledně zobrazen v tabulce níže.



Množství předpětí Předpětí zárodku		Počet kabelů	Počet lan v kabelu	Napínací napětí	e_h
Předpětí zárodku	Levá část	2	22	1416	0.3
	Pravá část	2			
Předpětí lamely 1	Levá část	2	22	1416	0.3
	Pravá část	2			
Předpětí lamely 2	Levá část	2	22	1416	0.43
	Pravá část	2			
Předpětí lamely 3	Levá část	2	22	1416	0.43
	Pravá část	2			
Předpětí lamely 4	Levá část	2	22	1416	0.23
	Pravá část	2			
Předpětí lamely 5	Levá část	2	22	1416	0.23
	Pravá část	2			
Předpětí lamely 6	Levá část	2	22	1416	0.23
	Pravá část	2			
Předpětí lamely 7	Levá část	2	22	1416	0.22
	Pravá část	2			
Předpětí lamely 8	Levá část	4	22	1416	0.22
	Pravá část	4			
Předpětí lamely 9	Levá část	4	22	1416	0.23
	Pravá část	4			
Předpětí lamely 10	Levá část	2	22	1416	0.21
	Pravá část	2			
Předpětí lamely 11	Levá část	2	22	1416	0.23
	Pravá část	2			
Předpětí lamely 12	Levá část	2	22	1416	0.21
	Pravá část	2			
Předpětí lamely 13	Levá část	4	22	1416	0.22
	Pravá část	4			

Tabulka 7.1 Přehled předpínacích kabelů ve vahadlech

Kabely jsou navrženy vždy přes celé vahadlo a kotveny vždy do čela příslušné lamely, tudíž je navrženo napínání z obou stran současně. U vahadlových kabelů je v místě kotvení vždy snížena excentricita. Je to z důvodu pozitivního působení proti posouvající síle a také snaha o kotvení ve stěnách průřezu pro lepší roznos předpínací síly.

Přes letmobetovaná pole je dále navrženo vždy 8 kusů zvedaných kabelů. Tyto kabely působí především proti zatížením vnesených po dokončení celé konstrukce a také zvyšují moment únosnosti ve středu rozpětí polí. Kabely jsou kotveny do masivních příčníků nad pilíři. Pozitivně také působí proti dlouhodobým účinkům zatížení.

V hlavním poli bylo nutné v dolní desce navrhnout 12 kusů kabelů, aby byla pokryta tahová napětí vznikající v dolních vláknech průřezu.

7.2. Část konstrukce betonovaná na pevné skruži

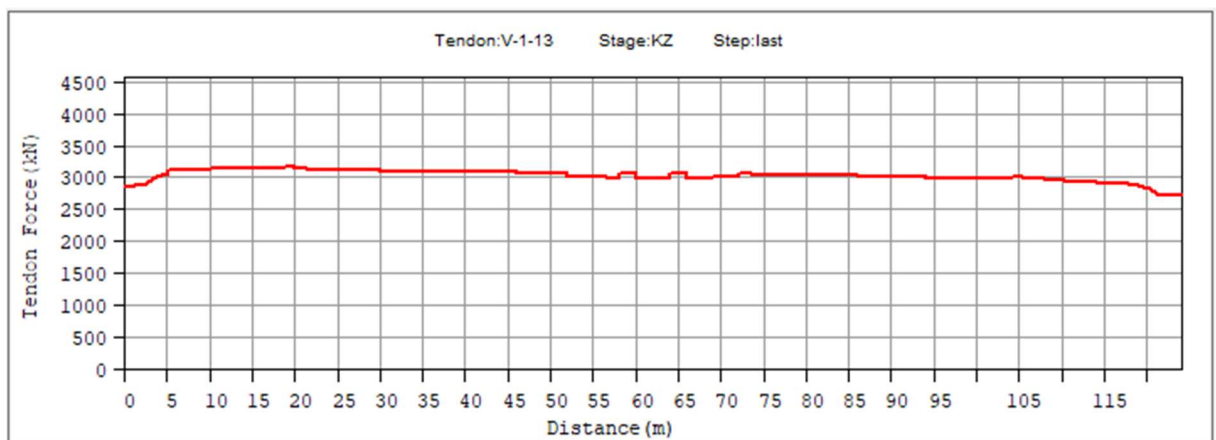
Pro tuto část konstrukce je navrženo 16 kabelů o 22 lanech. V místech kotvení je vždy polovina kabelů spojkována a polovina kabelů průběžná. Kabely v poli 3 jsou protaženy přes spáru mezi vahadlem a polem 3 a kotveny postupně do lamel vahadla. Toto opatření bylo nutné, aby přes spáru byla protažena předpínací výztuž a bylo tak zamezeno tahovým napětím.

7.3. Ztráty předpětí

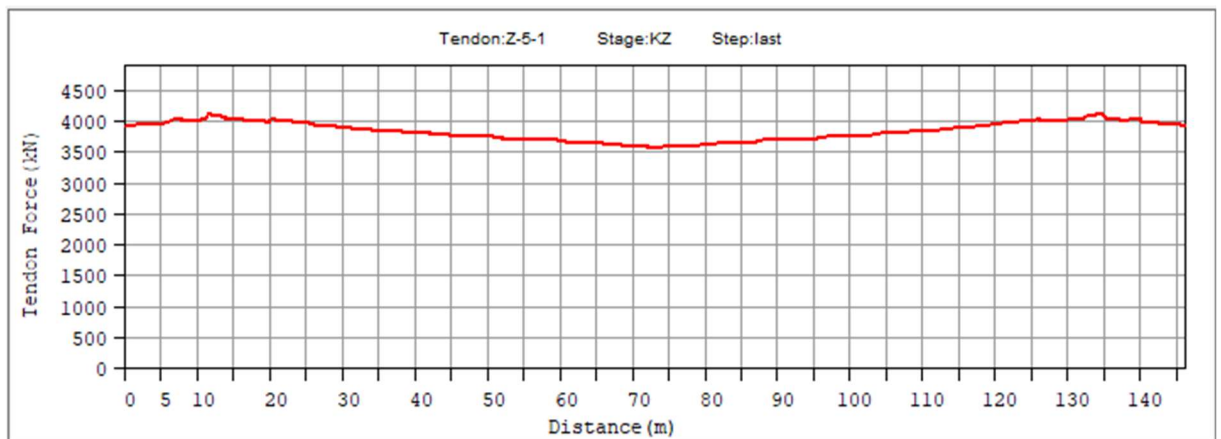
Krátkodobé i dlouhodobé ztráty předpětím jsou počítány časově závislou analýzou softwarem Midas Civil a automaticky zavedeny do výpočtu.

Vstupní parametry pro výpočet krátkodobých ztrát předpětí jako pokluz v kotvě a tření byly do výpočtu zadány ručně ve vlastnostech předpínací výztuže. Pro dlouhodobé ztráty bylo nutné zavedení časově závislého materiálu.

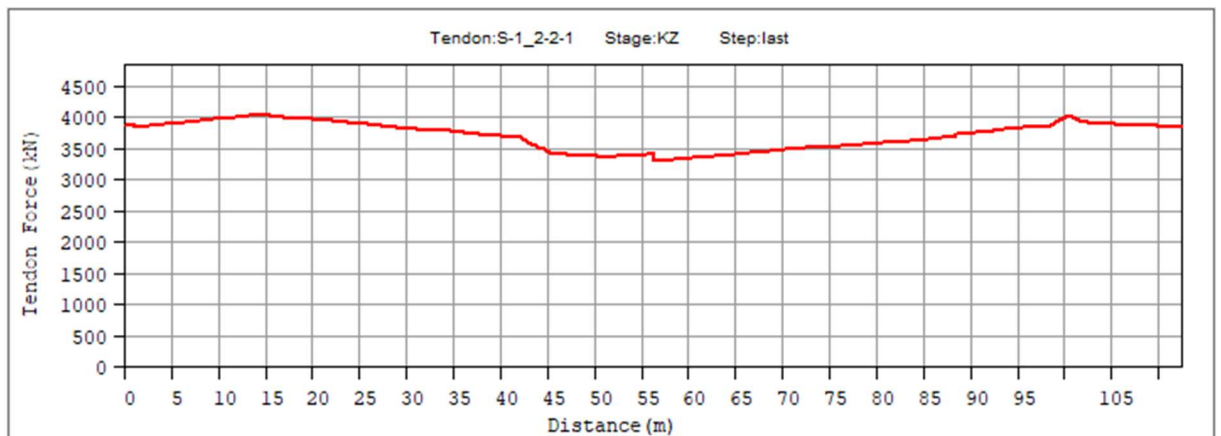
Byly vybrány reprezentativní kabely, na kterých je ukázán průběh normálové síly v kabelu na konci životnosti.



Obrázek 7.2 Průběh normálové síly v předpínacích kabelech V-1-13



Obrázek 7.3 Průběh normálové síly v předpínacích kabelech Z-5-1



Obrázek 7.4 Průběh normálové síly v předpínacích kabelech S-1_2-2-1

7.4. Konstrukční zásady

Minimální světlá vzdálenost mezi kabely je průměr kabelového kanálku tedy 100 mm.

Vzdálenost mezi jednotlivými kotvami musí být minimálně 510 mm a vzdálenost kotev od povrchu konstrukce minimálně 340 mm.



8. Posouzení nosné konstrukce v podélném směru

8.1. Posouzení v mezním stavu použitelnosti

8.1.1. Omezení napětí

Napětí v betonu

Tlakové napětí v betonu je nutné omezit tak, aby se zabránilo vzniku podélných trhlin, rozvoji mikrotrhlin nebo nadměrnému dotvarování.

Podélné trhliny mohou vznikat, když úroveň napětí betonu překročí určitou kritickou hodnotu. Pro výpočet se má tlakové napětí v betonu při charakteristické kombinaci zatížení omezit na hodnotu $0,6 \cdot f_{ck}$ a při stáří betonu $t < 28$ dní na hodnotu $0,6 \cdot f_{ck}(t)$. Pro posouzení navrhované konstrukce se uvažují následující hodnoty:

$$\begin{aligned}\sigma_c &\leq 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 45 = 27,00 \text{ MPa} \\ \sigma_c &\leq 0,6 \cdot f_{ck}(3) = 0,6 \cdot 27,138 = 16,283 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Aby byla splněna podmínka dekomprese, nesmí v konstrukci vznikat tahová napětí při časté kombinaci.

$$\sigma_c \leq 0 \text{ Mpa}$$

Další omezení se vztahuje ke kvazistálé kombinaci, a to aby bylo možné počítat s lineárním dotvarováním, normálové napětí v betonu při kvazistálé kombinaci musí být omezenou hodnotou $0,45 \cdot f_{ck}$ a při stáří betonu $t < 28$ dní hodnotou $0,45 \cdot f_{ck}(t)$. Pro posouzení navrhované konstrukce se uvažují následující hodnoty:

$$\begin{aligned}\sigma_c &\leq 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 45 = 20,25 \text{ MPa} \\ \sigma_c &\leq 0,45 \cdot f_{ck}(3) = 0,45 \cdot 27,138 = 12,212 \text{ MPa}\end{aligned}$$

V charakteristické kombinaci zatížení jsou připuštěna tahová napětí, která však nesmí překročit pevnost betonu v tahu.

$$\begin{aligned}\sigma_c &\geq f_{ctm} = 3,80 \text{ MPa} \\ \sigma_c &\geq f_{ctm}(3) = 2,519 \text{ MPa}\end{aligned}$$



Napětí v betonářské výztuži

Napětí v betonářské výztuži se omezuje tak, aby se zabránilo vzniku nepružných poměrných přetvoření a nepříjemných deformací. Napětí proto nesmí při charakteristické kombinaci zatížení překročit následující hodnotu:

$$\sigma_s \leq 0,80 \cdot f_{yk} = 0,80 \cdot 500 = 400,00 \text{ MPa}$$

8.1.2. Posouzení normálových napětí během výstavby

Pro letmobetovanou část jsou limity pro omezení napětí stanoveny v Tabulce 8.1. Pro časově závislou pevnost betonu byl stanoven čas 3 dny, kdy dochází k předepínání lamel.

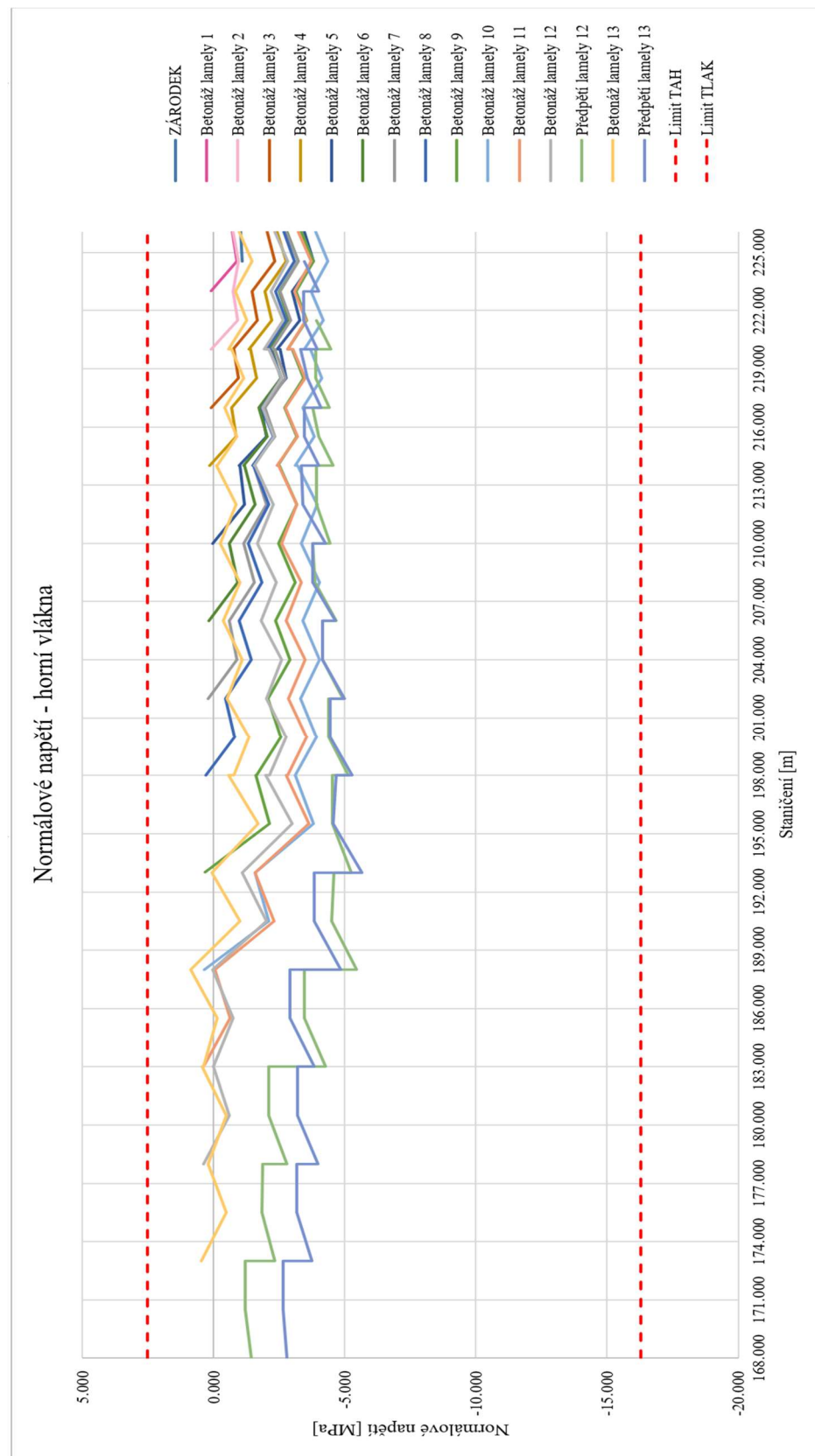
Normálové napětí je spočteno ručně pomocí programu MS Excel dle níže popsanych vzorců.

$$\sigma_{c,i,0}^h = \frac{N_{p,0}}{A_c} + \frac{M_{f,i}}{W_h} + \frac{M_{p,0}}{W_h}$$
$$\sigma_{c,i,0}^d = \frac{N_{p,0}}{A_c} + \frac{M_{f,i}}{W_d} + \frac{M_{p,0}}{W_d}$$

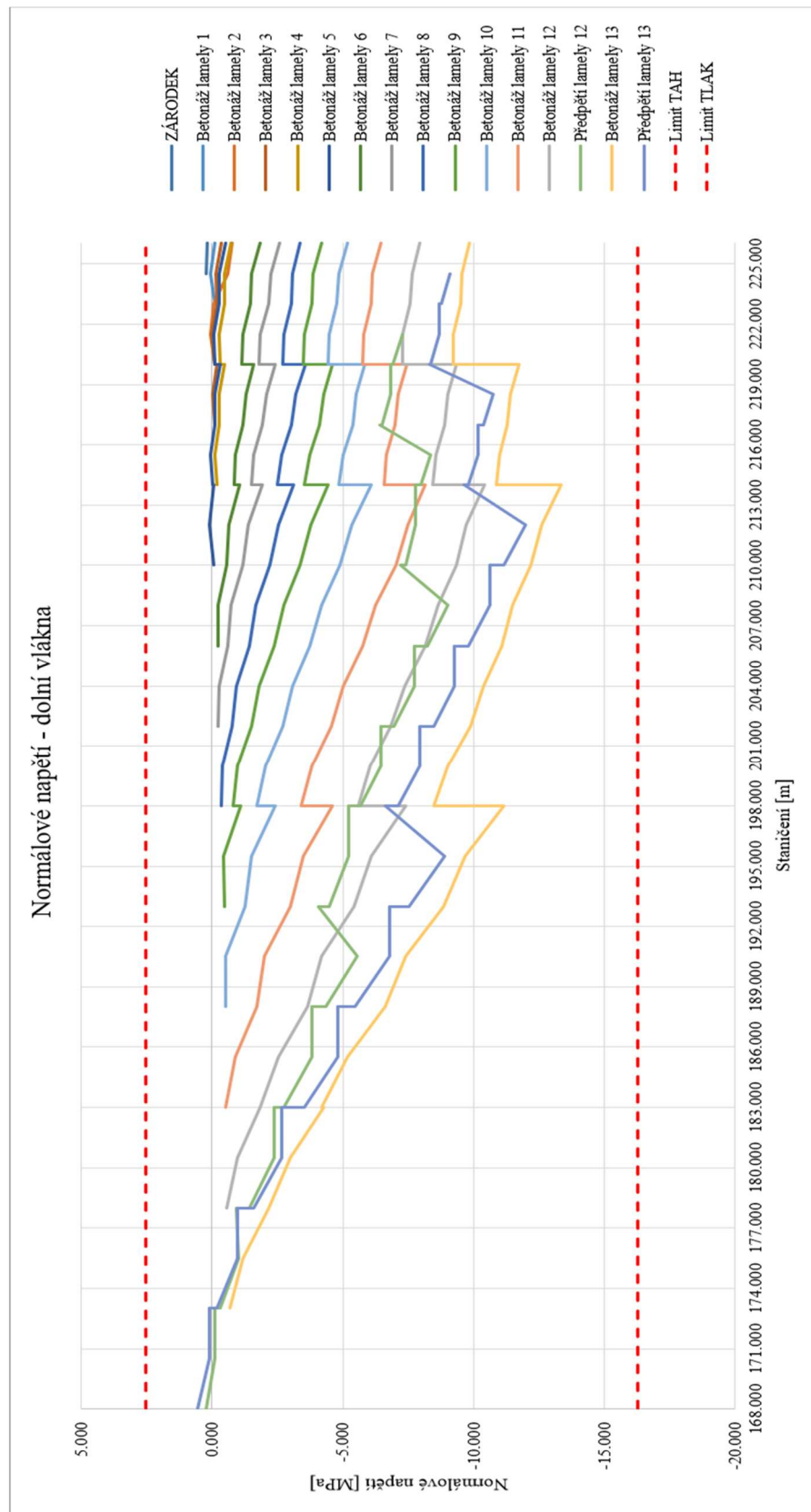
kde:	$N_{p,0}$	<i>Normálová síla od předpětí</i>
	A_c	<i>Plocha průřezu mostovky</i>
	$M_{p,0}$	<i>Moment od předpětí</i>
	$M_{f,i}$	<i>Moment v i-tém průřezu od zatížení</i>
	W_h	<i>Průřezový modul horních vláken</i>
	W_d	<i>Průřezový modul dolních vláken</i>

Do výpočtu vstupují vnitřní síly, které byly taktéž pomocí programu MS Excel spočtené na staticky určeném modelu konzoly.

Na grafech jsou zobrazené hodnoty normálového napětí pro dolní a horní vlákna vždy v časech betonáže jednotlivých lamel a předpínání jednotlivých lamel. Pro přehlednost jsou zobrazeny pouze relevantní stavy, při kterých dochází k největšímu namáhání. Jedná se především o betonáže lamel, kde působí zatížení čerstvého betonu bez předpětí právě betonované lamely.



Obrázek 8.1 Průběh normálových napětí na vahadlech během letmé betonáže horní vlákna



Obrázek 8.2 Průběh normálových napětí na vahadlech během letmé betonáže dolní vlákna



Velké skoky v normálových napětích patrné z grafu pro spodní vlákna jsou způsobeny změnou tloušťky stěn a desky průřezu lamely.

Průběh normálového napětí je zobrazen pouze na jedné polovině vahadla, napětí na druhé polovině je identické.

Množství výztuže		Limity napětí	
Celkem kabelů	68 ks	Tlak	-16.283 MPa
Celkem lan	1496 ks	Tah	2.519 MPa

Vlastnosti betonu				
Beton	f_{ck}	f_{cm}	f_{ctm}	
C45/55	45	53	3.8	MPa
s	0.2	Redukce pevnosti betonu		
α	1.000	V tlaku	0.6	$f_{ck(t)}$
t (dní)	3	V tahu	1	$f_{ctm(t)}$
$f_{cm(t)}$	35.138	$\beta_{cc(t)}$	0.663	
$f_{ck(t)}$	27.138 MPa			
$f_{ctm(t)}$	2.519 MPa			
red. $f_{ck(t)}$	16.283 MPa			
red. $f_{ctm(t)}$	2.519 MPa			

Tabulka 8.1 Limity napětí v betonu při letmé betonáži

Hodnoty normálových napětí jsou spočteny pro charakteristickou kombinaci zatížení (působení stálého zatížení, předpětí a staveništního zatížení). Tahy v konstrukci, které vznikají během výstavby jsou připuštěny, protože po dokončení celé konstrukce tyto tahy vymizí viz. Posouzení normálových napětí v provozních stádiích a dále je namáhání pouze tlakové.

Posouzení maximálního tahového napětí při charakteristické kombinaci zatížení:

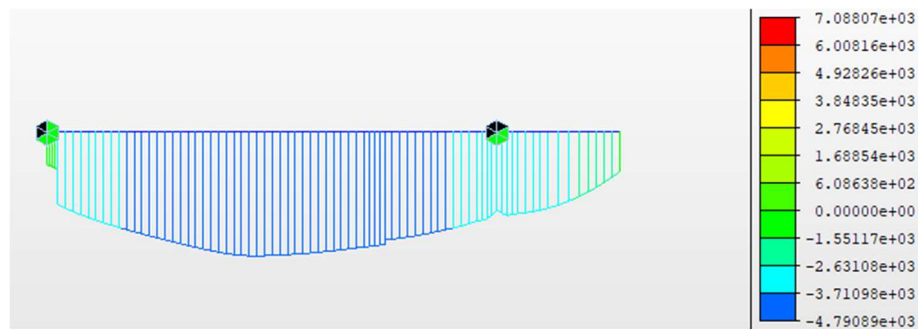
$$\sigma_{x+} = 0,877 \text{ MPa} < 2,519 \text{ MPa}$$

Posouzení maximálního tlakového napětí při charakteristické kombinaci zatížení:

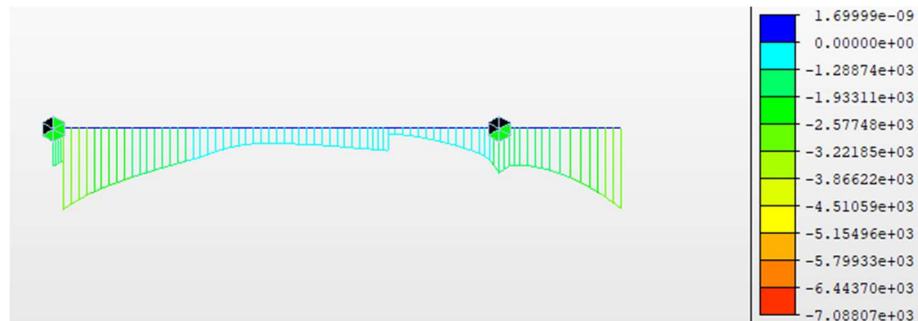
$$\sigma_{x-} = -13,341 \text{ MPa} > -16,283 \text{ MPa}$$

VYHOVUJE

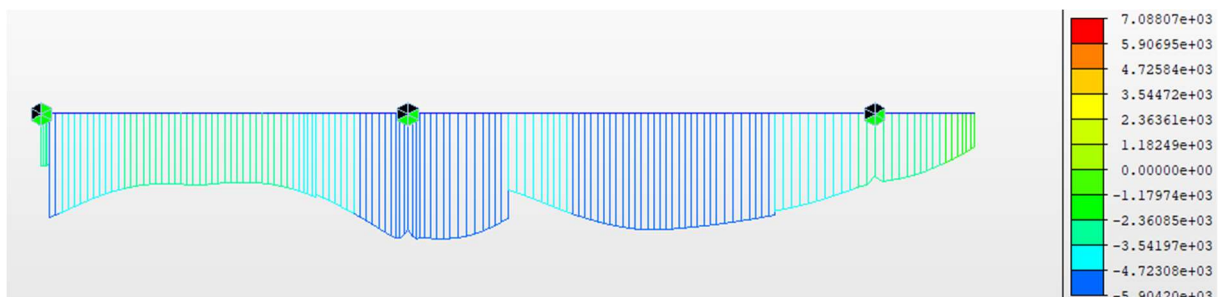
Pro část konstrukce betonované na pevné skruži jsou posouzena pouze napětí v kvazistálé kombinaci zatížení.



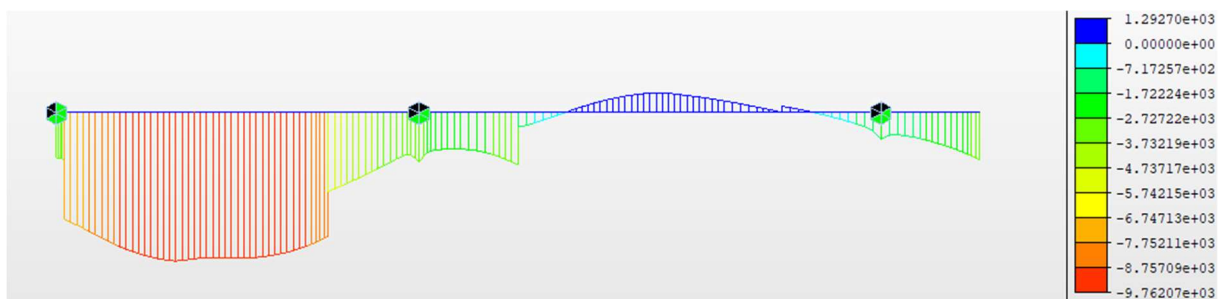
Obrázek 8.3 Normálové napětí po předepnutí kabelů v poli 1 - horní vlákna



Obrázek 8.4 Normálové napětí po předepnutí kabelů v poli 1 - dolní vlákna



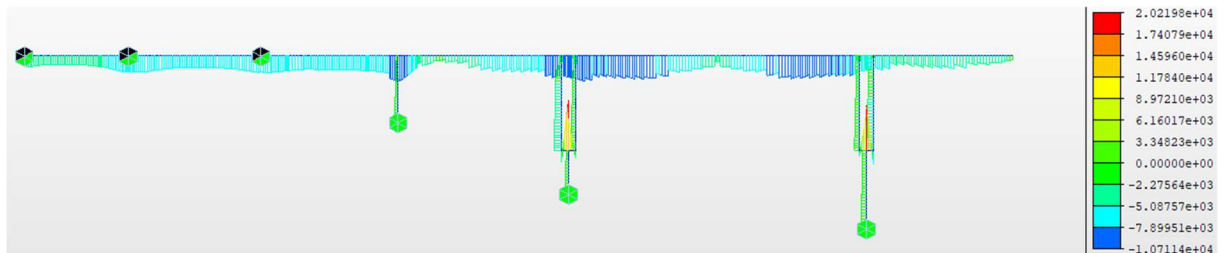
Obrázek 8.5 Normálové napětí po předepnutí kabelů v poli 2 - horní vlákna



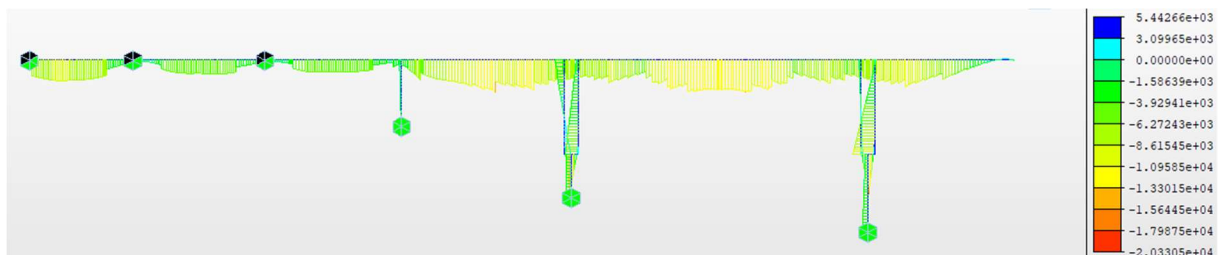
Obrázek 8.6 Normálové napětí po předepnutí kabelů v poli 2 - dolní vlákna

V dolních vláknech v poli 2 vznikají tahová napětí 1,29 MPa, která nepřesahují tahovou pevnost betonu. K tahovým napětím dochází z důvodu, že polovina kabelů, které jsou

navrženy pro pole 2 dosud nejsou napnuta a napnou se až po vybetonování pole 3. V dalších stavebních i provozních fázích jsou napětí v tomto místě tlaková.



Obrázek 8.7 Normálové napětí po předeptnutí kabelů v poli 3 - horní vlákna



Obrázek 8.8 Normálové napětí po předeptnutí kabelů v poli 3 - dolní vlákna

VYHOVUJE

8.1.3. Posouzení normálových napětí v provozních stádiích

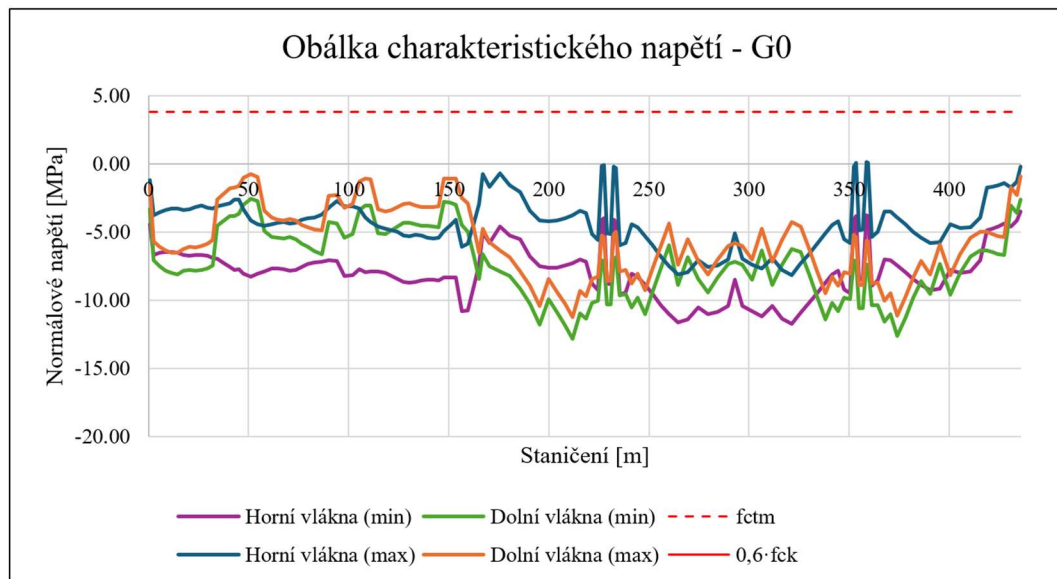
Průběh normálového napětí po konstrukci u horních a spodních vláken byl vypočítán na plném průřezu programem Midas Civil. Výsledky byly ručně v programu MS Excel navýšeny o vliv smykového ochabnutí.

Posudky jsou provedeny v časech před uvedením do provozu, po uvedení do provozu a na konci životnosti konstrukce pro charakteristickou, častou a kvazistálou kombinaci.

Výsledky jsou vyneseny do grafů.

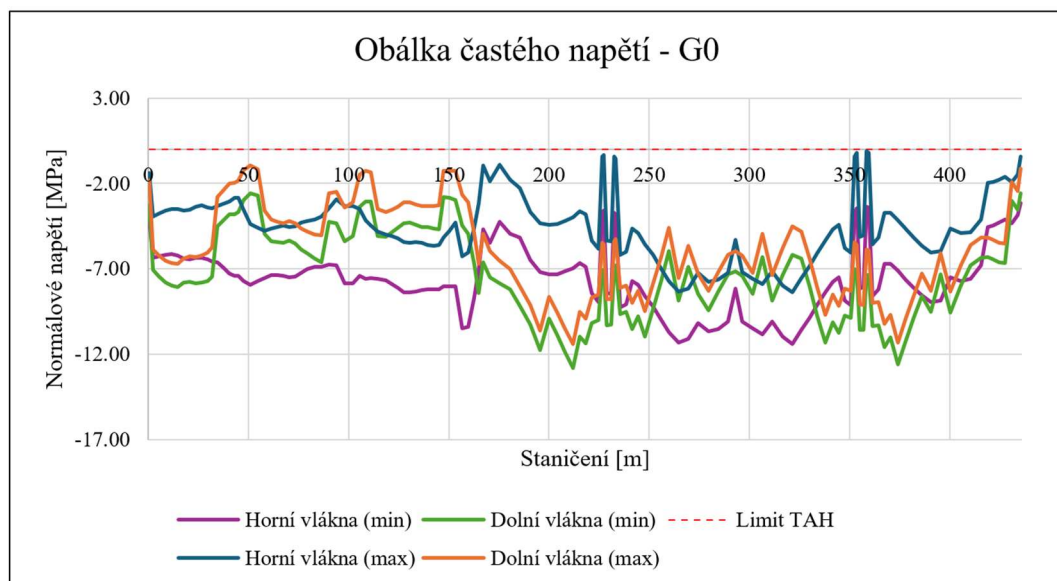
Před uvedením do provozu

- Charakteristická kombinace zatížení



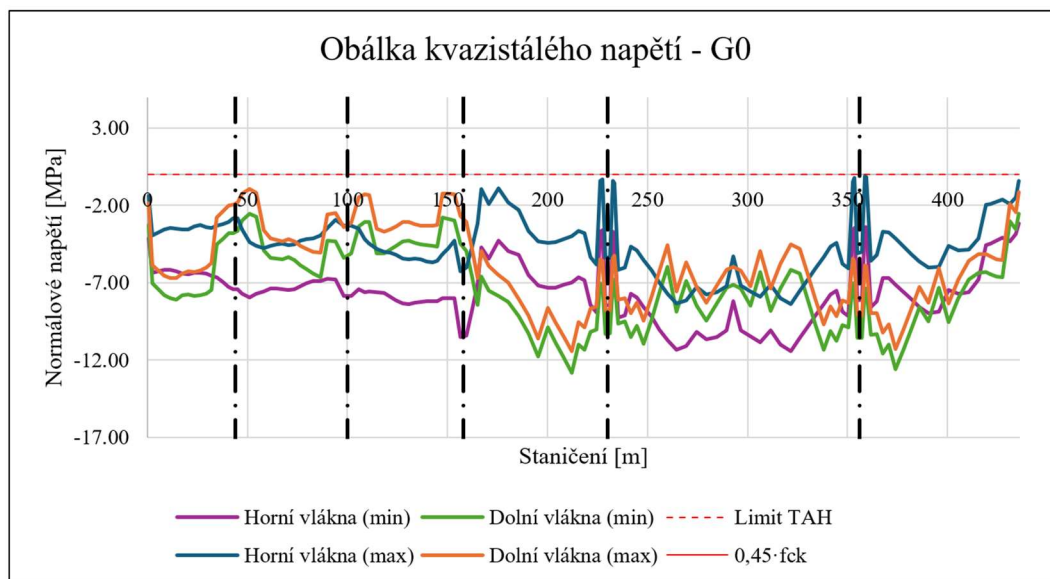
Obrázek 8.9 Obálka normálového napětí v charakteristické kombinaci – G0

- Častá kombinace zatížení



Obrázek 8.10 Obálka normálového napětí v časté kombinaci – G0

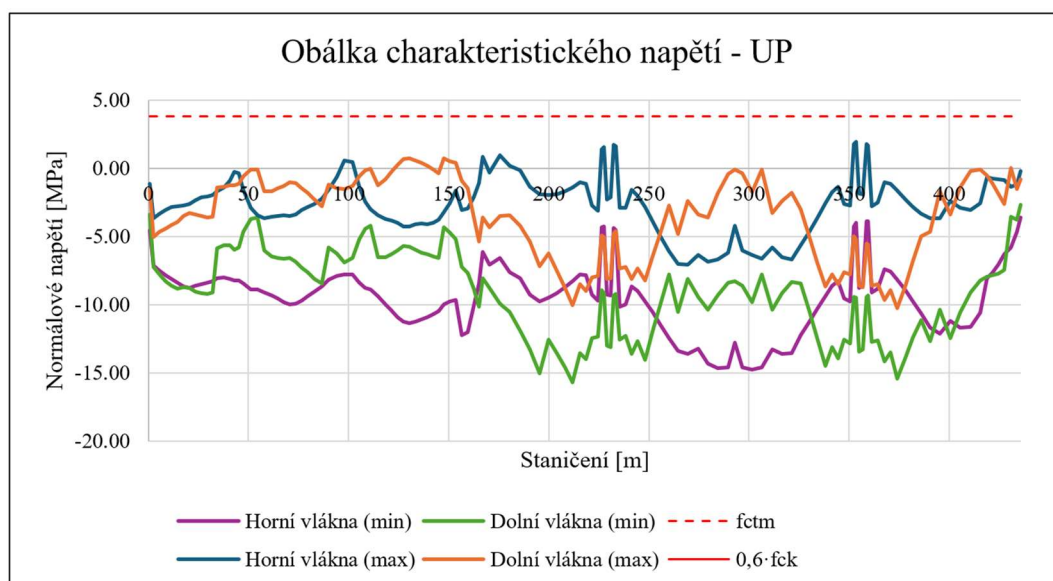
- Kvazistálá kombinace zatížení



Obrázek 8.11 Obálka normálového napětí v kvazistálé kombinaci – G0

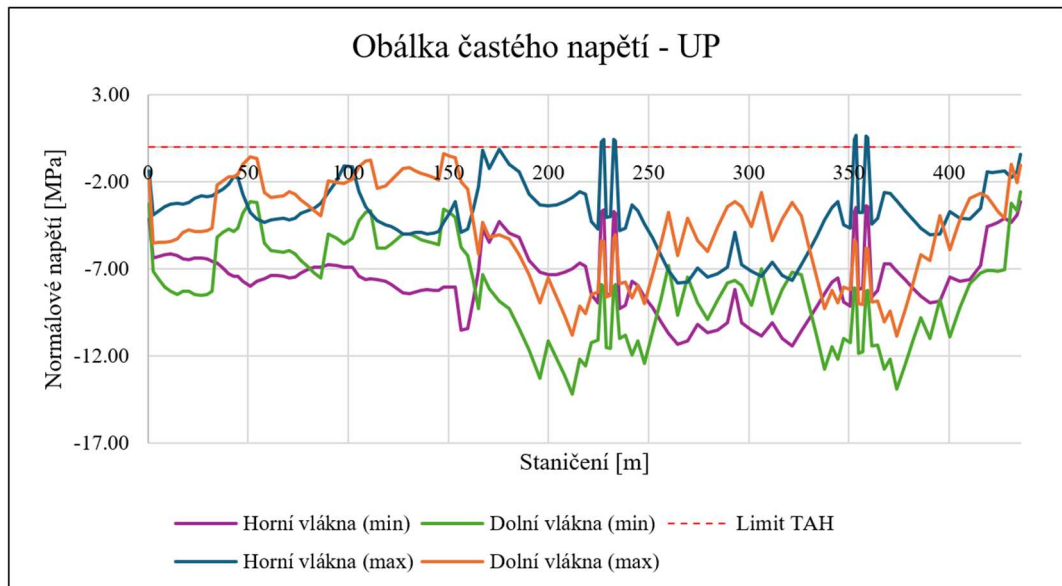
Uvedení do provozu

- Charakteristická kombinace zatížení



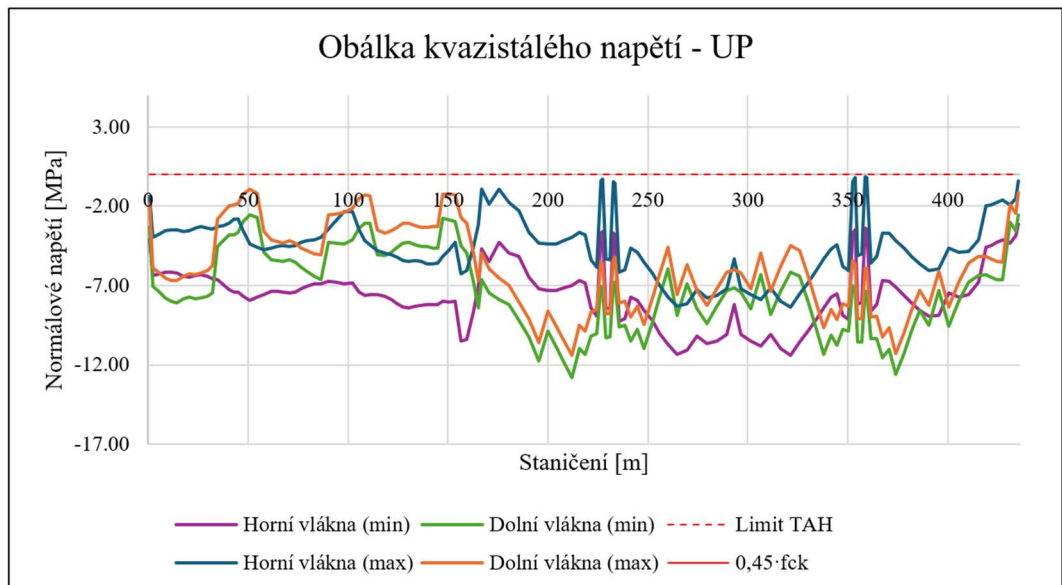
Obrázek 8.12 Obálka normálového napětí v charakteristické kombinaci – UP

- Častá kombinace zatížení



Obrázek 8.13 Obálka normálového napětí v časté kombinaci – UP

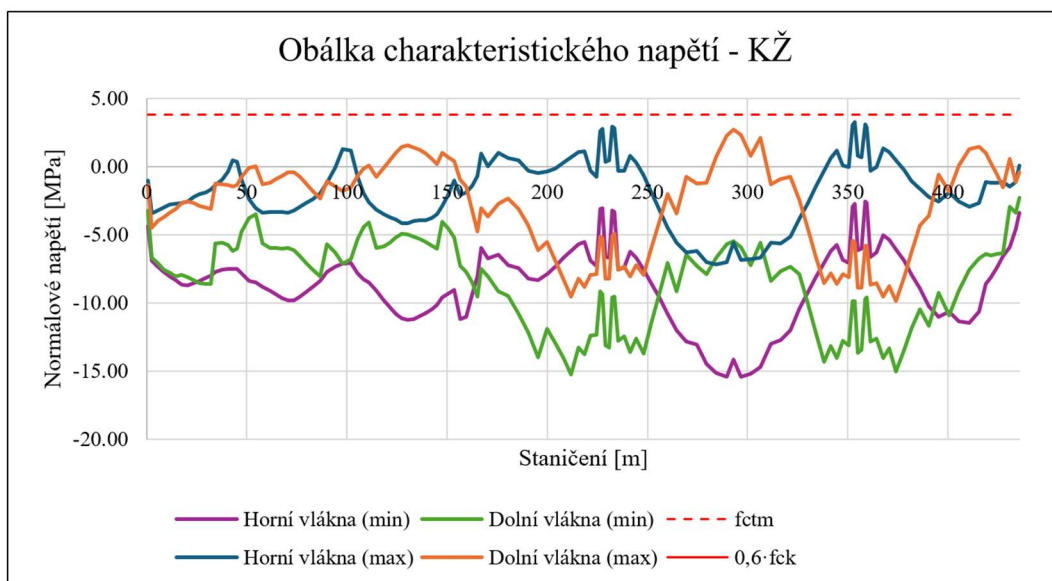
- Kvazistálá kombinace zatížení



Obrázek 8.14 Obálka normálového napětí v kvazistálé kombinaci – UP

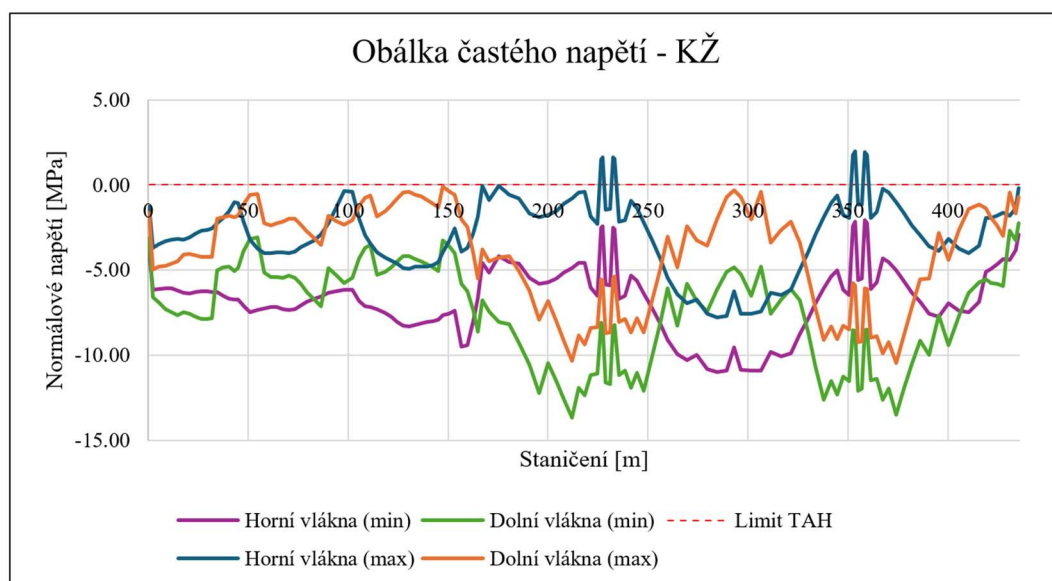
Konec životnosti

- Charakteristická kombinace zatížení



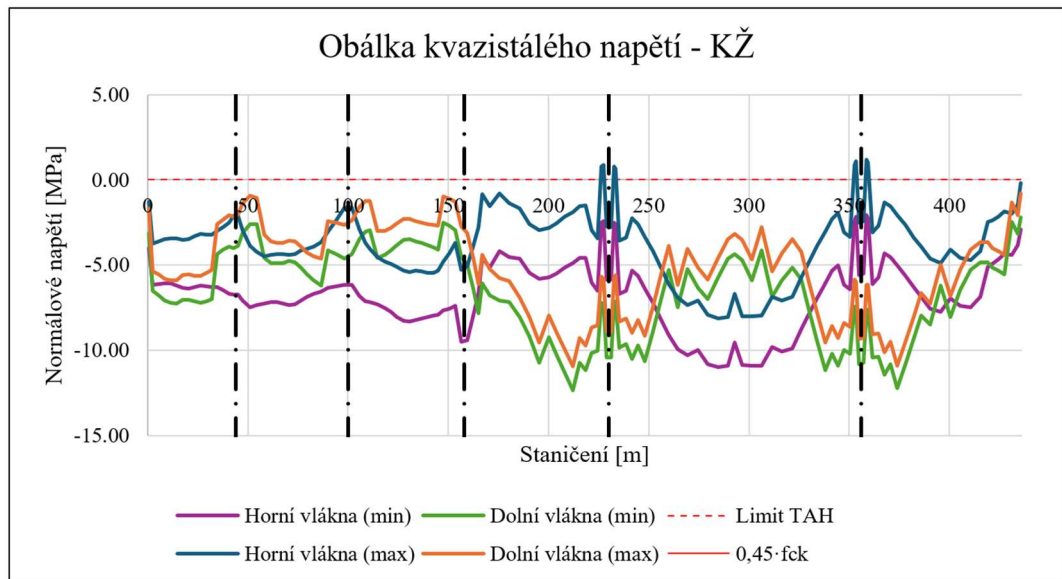
Obrázek 8.15 Obálka normálového napětí v charakteristické kombinaci – KZ

- Častá kombinace zatížení



Obrázek 8.16 Obálka normálového napětí v časté kombinaci – KZ

- Kvazistálá kombinace zatížení



Obrázek 8.17 Obálka normálového napětí v kvazistálé kombinaci – KZ

Dle průběhů normálového napětí, konstrukce na dané požadavky omezení napětí vyhoví.

VYHOVUJE

8.1.4. Ověření dekomprese

Jelikož v časté kombinaci nevznikají na konstrukci v krajních vláknech tahová napětí, požadavek na dekompresi je splněn [4].

V místě vetknutí rámového pilíře do nosné konstrukce vznikají špičky od ohybového momentu, které by se daly případně redukovat k lici podpory. Tento jev, který se projeví ve vysokém tahovém napětí není reálný, proto se uvažuje, že konstrukce v daném místě vyhoví.

8.1.5. Omezení trhlin

Jelikož je splněn požadavek na dekompresi při časté kombinaci zatížení ve všech průřezích, vzniku trhlin na konstrukci je zabráněno a není nutné navrhovat dodatečnou výztuž pro omezení trhlin [4].



8.1.6. Ověření hlavních napětí

Ověření hlavních napětí v předpjatých prvcích se provádí pro omezení vzniku smykových trhlin. Pro zjednodušení bude zanedbán vliv betonářské výztuže a zároveň budou ověřeny velikosti hlavních napětí, tzn. vypočtené tahové hodnoty hlavního napětí budou porovnány s hodnotou $f_{ctb,min}$ stanovenou dle následujícího vztahu:

$$f_{ctb,min} = \left(1 - 0,8 \frac{\sigma_3}{f_{ck}}\right) \cdot f_{ctk,0,05} = \left(1 - 0,8 \frac{27}{45}\right) \cdot 2,5 = 1,404 \text{ MPa}$$

kde: σ_3 *větší hlavní napětí v tlaku, dosazené kladnou hodnotou, $\sigma_3 = 0,6 \cdot f_{ck}$*
 $f_{ctk,0,05}$ *pevnost betonu v tahu dolní kvantil*
 $f_{ctb,min}$ *pevnost v betonu v tahu před vznikem trhlin při dvouosé napjatosti*

Za předpokladu, kdy vypočtené hodnoty σ_1 (tahové hodnoty hlavního napětí) budou menší než hodnota $f_{ctb,min}$, konstrukce vyhoví. V takovém případě se trhliny vlivem hlavních napětí nebudou rozvíjet a dostatečným řešením bude návrh výztuže dle konstrukčních zásad (a dle minimální požadované plochy dle článku 7.3.2 normy ČSN EN 1992-2 [4]).

$$\sigma_1 < f_{ctb,min} = 1,404 \text{ MPa}$$

Posouzení hlavního napětí bylo provedeno pro průřezy nad podporou P3 v části betonované na pevné skruži a nad podporou P5 v části letmobetónované. Tyto nadpodporové průřezy byly vybrány z důvodu působení největšího smykového namáhání.

Napětí v hlavním tahu lze stanovit dle následujícího zjednodušeného vztahu. Uvažuje se jen napětí v normálovém směru.

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_n}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_n}{2}\right)^2 + \tau_z^2}$$

kde: $\sigma_{1,2}$ *napětí v hlavním tahu*
 σ_n *normálové napětí*
 τ_z *smykové napětí od posouvající síly*



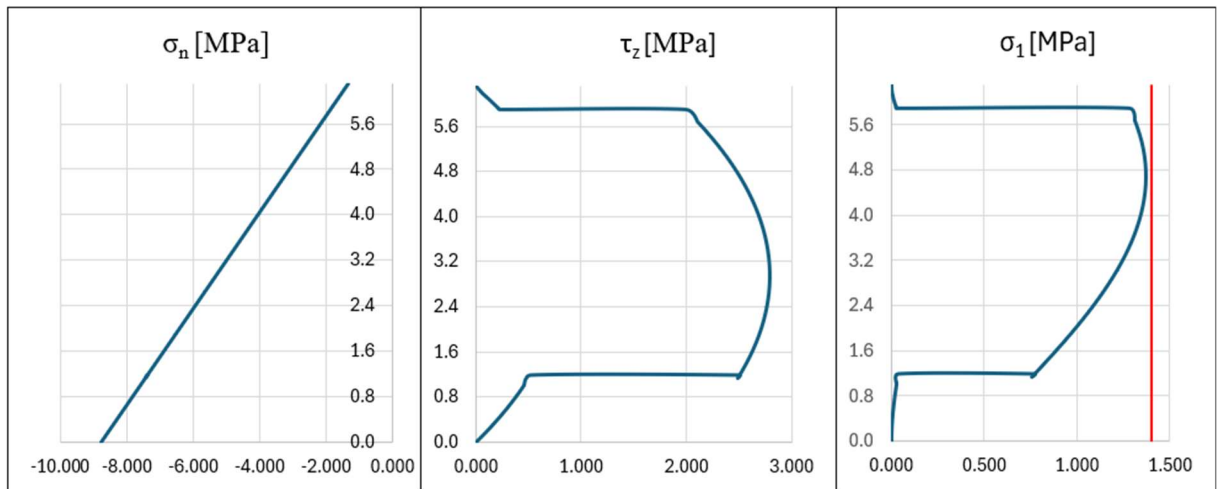
Normálové napětí je již stanoveno pro jednotlivé průřezu v kapitole 8.1.3. Smykové napětí se stanoví podle následujícího vztahu.

$$\tau_z = \frac{V_{z,i} \cdot S_z}{b_w \cdot I_y}$$

kde: τ_z *smykové napětí*
 V_z *posouvající síla v i-tého průřezu*
 S_z *statický moment části průřezu nad posuzovanými vlákny k těžišťové ose*
 b_w *šířka průřezu v místě hledaného napětí*
 I_y *moment setrvačnosti celého průřezu*

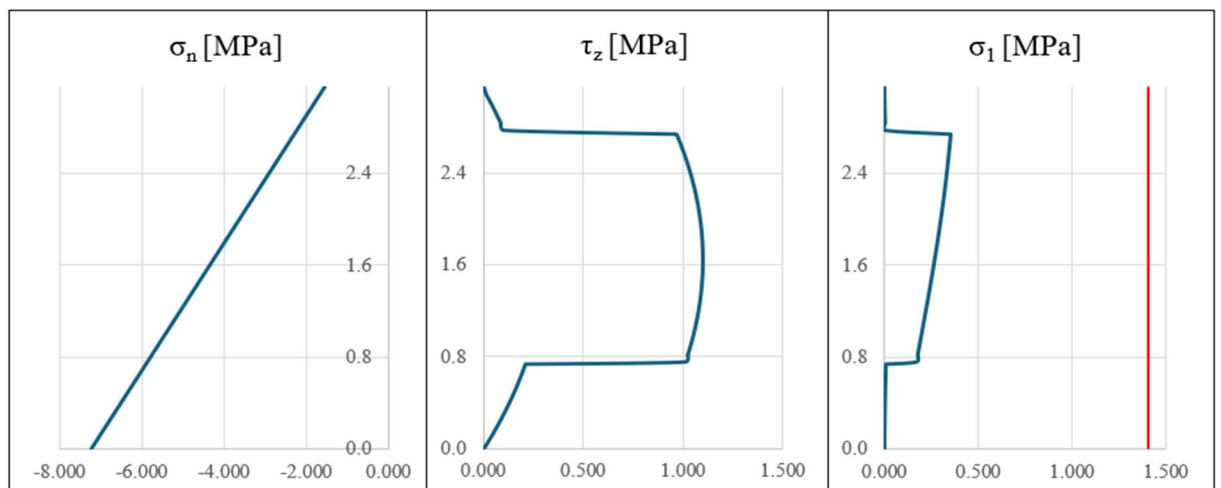
Hlavní tahová napětí jsou vykreslena po celé výšce průřezu.

Průřez nad podporou P5



Obrázek 8.18 Průběh hlavního tahového napětí na průřezu nad podporou P5

Průřez nad podporou P3



Obrázek 8.19 Průběh hlavního tahového napětí na průřezu nad podporou P3

Dle výše zobrazených průběhů hlavního tahového napětí je zřejmé, že tahové hlavní napětí je v obou průřezích menší než hodnota $f_{ctb,min}$. Z tohoto důvodu postačí navrhnout smykovou výztuž jen dle konstrukčních zásad.

**vznik smykových trhlin se NEPŘEDPOKLÁDÁ
VYHOVUJE**



8.1.7. Posouzení svislých deformací v provozních stádiích

Z hlediska svislých deformací byl posouzen svislý dlouhodobý průhyb od stálého zatížení, kde byly od sebe odečteny deformace ve středu hlavního pole 5 v časech před uvedením do provozu a na konci životnosti konstrukce. Na konstrukci bude provedeno nadvýšení, kterým se vyrovná průhyb od stálých zatížení.

$$w < \frac{L}{250} = \frac{126}{250} = 0,50 \text{ m}$$

$$0,053 \text{ m} < 0,50 \text{ m}$$

VYHOVUJE

Dále byl posouzen krátkodobý průhyb od zatížení dopravou.

$$w < \frac{L}{600} = \frac{126}{600} = 0,21 \text{ m}$$

$$0,076 \text{ m} < 0,21 \text{ m}$$

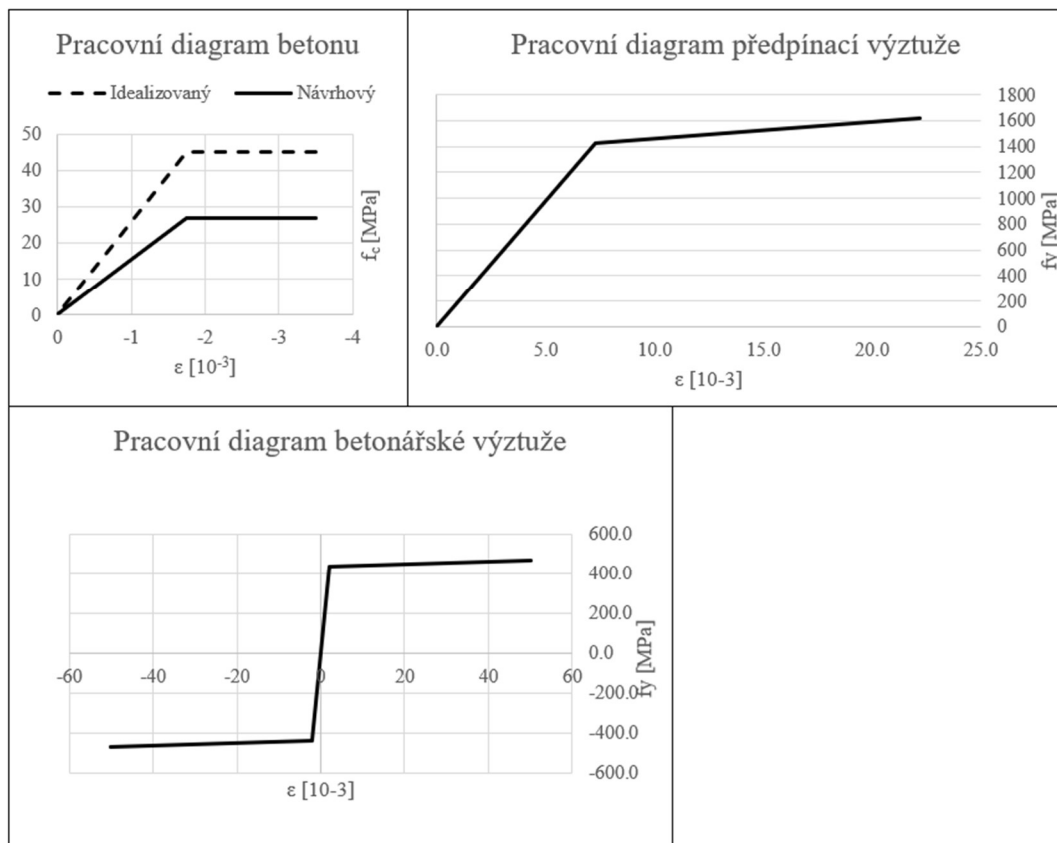
VYHOVUJE

8.2. Posouzení v mezním stavu únosnosti

Konstrukce byla v mezním stavu únosnosti posouzena ve čtyřech průřezech. Průřezy nad podporou P3 a P5 a průřezy v poli 3 a v poli 5. posudky byly udělány pouze v době konce životnosti, protože v předpínacích kabelech je menší napětí z důvodu dlouhodobých ztrát. Také kvůli dotvarování je na konci životnosti navýšen ohybový moment v poli. Moment nad podporou je také snížen přibližně o stejnou hodnotu, o kterou je v poli navýšen, avšak nad podporou tato redistribuce v porovnání s velikostí záporného momentu nad podporou nemá zásadní vliv.

8.2.1. Ohybová únosnost

Moment únosnosti je stanoven podle teorie mezních přetvoření se zahrnutím počáteční napjatosti v betonovém průřezu a v předpínací výztuži. Návrhové pracovní diagramy jednotlivých materiálů se uvažují dle ČSN EN 1992-1-1 [3] a ČSN EN 1992-2 [4] a jsou zobrazeny na obrázku č. 8.14.



Obrázek 8.20 Pracovní diagramy materiálů

Počáteční přetvoření betonu se vypočte dle Hookova zákona, do kterého vstupuje počáteční napětí v betonu převzaté z MSP s charakteristickými hodnotami stálého zatížení a



zatížení předpětím a modul pružnosti betonu na mezi únosnosti. Dále se stanoví přírůstek přetvoření $\Delta\varepsilon_u$ v rozhodujících vláknech, kdy dochází ke dvěma variantám přetvoření – drcení betonu nebo přetržení předpínací výztuže. Mezní hodnoty přetvoření pro jednotlivé materiály jsou zobrazeny v tabulkách níže.

Beton			Předpínací výztuž			Y1860
			Charakteristika materiálu			
Charakteristika materiálu			f_{pk}	=	1860	MPa
Tlak			$f_{p0.1k}$	=	1636.8	MPa
f_{ck}	=	45	γ_p	=	1.15	-
γ_c	=	1.5	E_p	=	195	GPa
α_{cc}	=	0.9	f_{pd}	=	1617.39	MPa
f_{cd}	=	27	$f_{p0.1d}$	=	1423.3	MPa
$\varepsilon_{cc,3}$	=	-1.75	ε_{ud}	=	20.0	$\cdot 10^{-3}$
$\varepsilon_{cc,u}$	=	-3.50	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$	=	0.9	-
			ε_{uk}	=	22.2	$\cdot 10^{-3}$
			$\sigma_{ud,c}$	=	1588.5	MPa

Obrázek 8.21 Materiálové char. Beton Obrázek 8.22 Materiálové char. předp. výztuž

Betonářská výztuž		
Charakteristika materiálu		
$f_{yk,c}$	=	-500 MPa
$f_{yk,t}$	=	500 MPa
γ_s	=	1.15 -
$f_{yd,c}$	=	-434.8 MPa
$f_{yd,t}$	=	434.8 MPa
E_s	=	200 GPa
$\varepsilon_{uk,c}$	=	-50 $\cdot 10^{-3}$
$\varepsilon_{uk,t}$	=	50 $\cdot 10^{-3}$
$\varepsilon_{uk,c}/\varepsilon_{ud,c}$	=	0.9 -
$\varepsilon_{uk,t}/\varepsilon_{ud,t}$	=	0.9 -
$k = f_c/f_{y,c}$	=	1.08 -
$k = f_t/f_{y,t}$	=	1.08 -
$\varepsilon_{ud,c}$	=	-45.0 $\cdot 10^{-3}$
$\varepsilon_{ud,t}$	=	45.0 $\cdot 10^{-3}$
$\sigma_{ud,c}$	=	-469.6 MPa
$\sigma_{ud,t}$	=	469.6 MPa

Obrázek 8.23 Materiálové char. beton. výztuž



Dále se stanoví poloha neutrální osy iterativním postupem tak, aby platila rovnováha sil v průřezu [9].

$$\int \sigma_c dA + \sum F_{pu} + \sum F_{su} = 0$$

Z průběhů napětí po průřezu se nakonec stanoví moment únosnosti M_{Rd}

$$M_{Rd} = \int \sigma_c \cdot z_c dA + \sum F_{pu} \cdot z_{p,i} + \sum F_{su} \cdot z_{s,i}$$

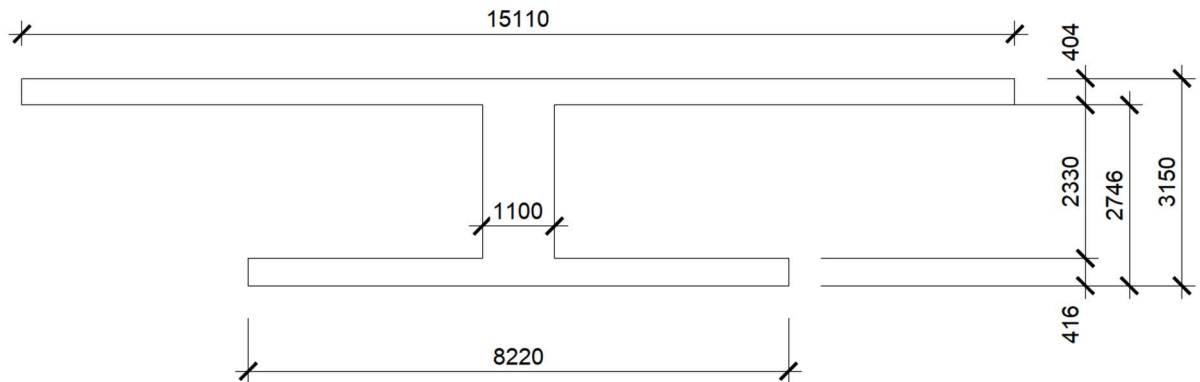
kde:

$z_c, z_{p,i}, z_{s,i}$ ramena sil jednotlivých částí průřezu

Betonový průřez byl zjednodušen na průřez tvaru I, kde byla zachována šířka a plocha horní desky (pásnice), šířka a plocha dolní desky (pásnice), stojina průřezu I má šířku dvou stěn komorového průřezu. Byla zachována celková výška průřezu.

Průřez v poli 5

Zjednodušený průřez je zobrazen na obrázku.



Obrázek 8.24 Zjednodušený průřez pole 5

Geometrie průřezu a počáteční deformace				
z	b	$\sigma_{\text{poč}}$	$\epsilon_{\text{poč,kvaz}}$	$E_{\text{poč}}$
[m]	[m]	[MPa]	$[\cdot 10^{-3}]$	[MPa]
3.150	15.11	-6.66	-0.432	15428.6
2.746	15.11	-6.22	-0.403	15428.6
2.746	1.10	-6.22	-0.403	15428.6
0.416	1.10	-3.66	-0.237	15428.6
0.416	8.22	-3.66	-0.237	15428.6
0.000	8.22	-3.20	-0.207	15428.6

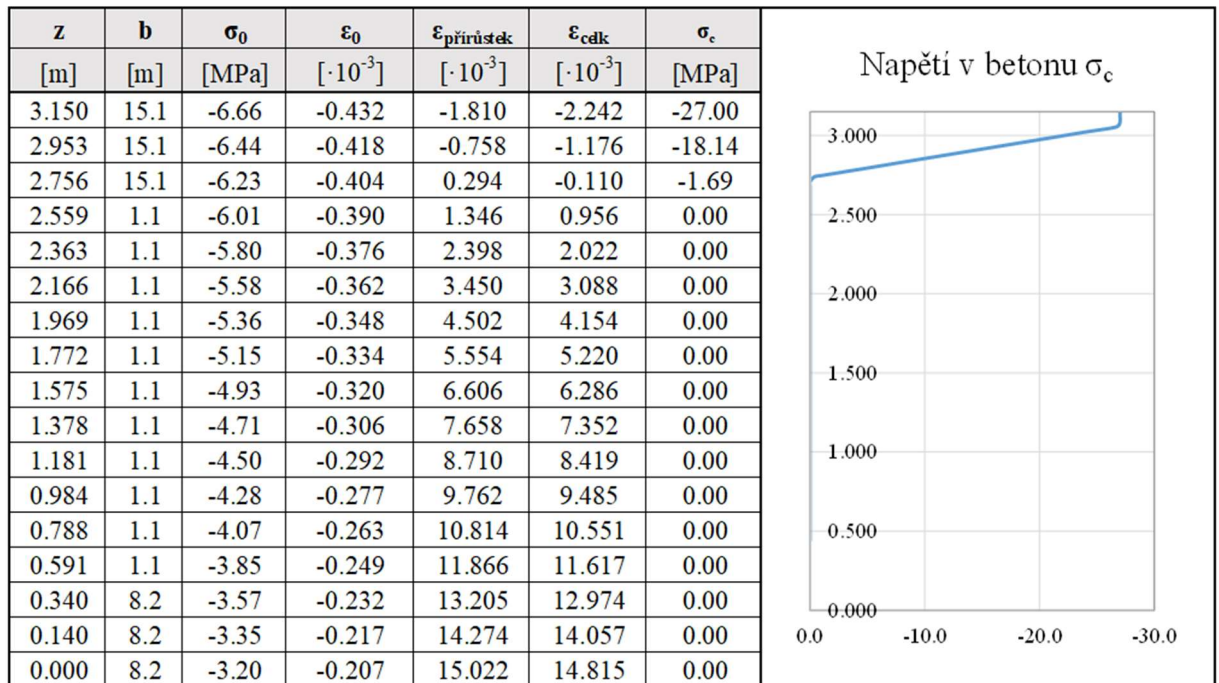
Geometrie výztuže a počáteční deformace				
Řada	z	A_p	$\sigma_{\text{poč}}$	$\epsilon_{\text{poč}}$
	[m]	$[\text{mm}^2]$	[MPa]	$[\cdot 10^{-3}]$
1	0.140	52800	1117	5.726
2	0.340	13200	1079	5.534

Obrázek 8.25 Geometrie průřezu a předpínací výztuže a počáteční deformace pole 5



V tabulkách níže jsou zobrazena napětí v jednotlivých materiálech.

Podmínka pro přetvoření v betonu byla stanovena tak, aby nedocházelo k přetržení předpínací výztuže.



Obrázek 8.26 Napětí v betonu v mezním stavu únosnosti pole 5

Napětí a síly v předpínací výztuži:

Řada	e_p	$\epsilon_{p, \text{celk}}$	σ_p	F_p	z
	[m]	$[\cdot 10^{-3}]$	[MPa]	[kN]	[m]
1	1.716	19.783	1561.486	82446.45	2.841
2	1.516	18.508	1547.375	20425.35	2.641

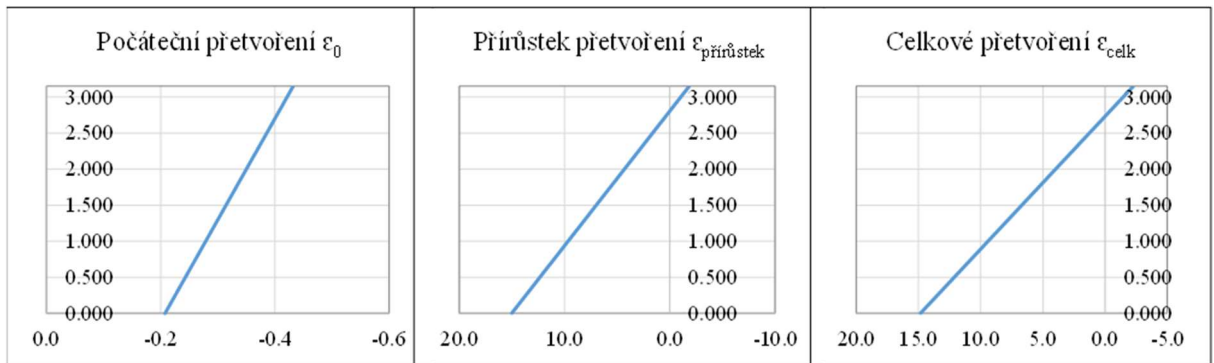
Tabulka 8.2 Napětí a síly v předpínací výztuži v mezním stavu únosnosti pole 5

$$F_{pu} + F_c = 102871,8 - 102871,8 = 0,0 \text{ kN}$$

Silová podmínka rovnováhy v průřezu je **SPLNĚNA**.



Dále jsou zobrazena přetvoření po výšce průřezu.



Obrázek 8.27 Přetvoření po výšce průřezu v mezním stavu únosnosti pole 5

$$\varepsilon_{p,celk} = 19,783 \cdot 10^{-3} < \varepsilon_{ud} = 20,0 \cdot 10^{-3}$$

Nedochází k přetržení nejvíce namáhané předpínací výztuže.

V průřezu v poli 5 rozhoduje – **přetržení předpínací výztuže.**

Přírůstek přetvoření v předpínací výztuži $\Delta\varepsilon_p = 14,274 \cdot 10^{-3}$

Poloha neutrální osy od dolních vláken $z_{N.O.} = 2,811 \text{ m}$

Přetvoření na horních vláknech desky $\Delta\varepsilon_c = -2,242$

Tlačená oblast:

$$x = 0,339 \text{ m}$$

Moment únosnosti:

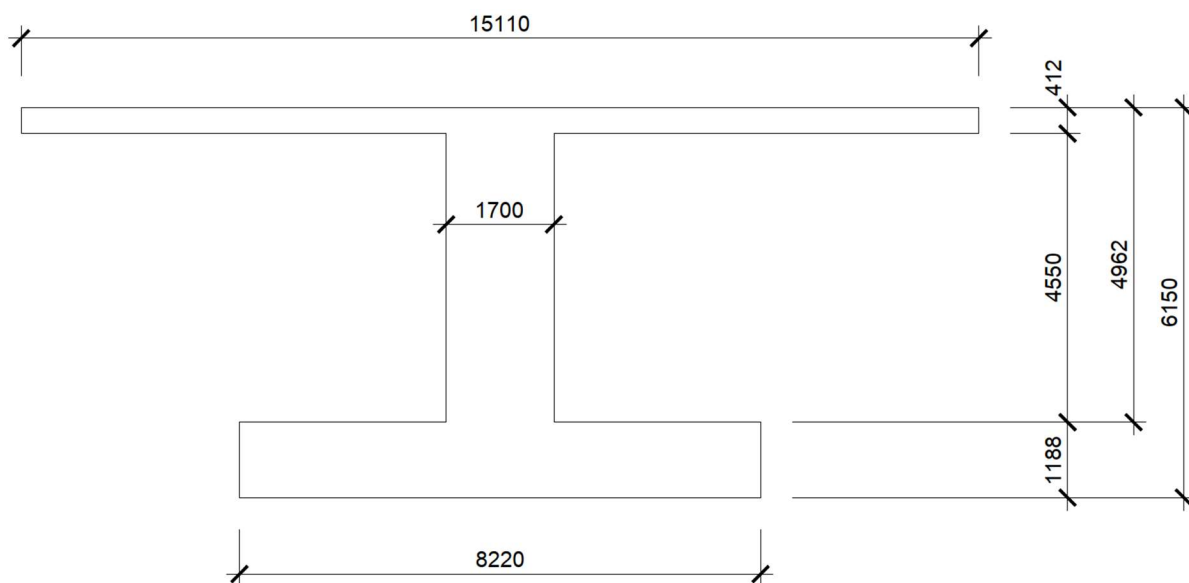
$$M_{Rd} = 288,13 \text{ MNm} > M_{Ed} = 112,77 \text{ MNm}$$

Využití 39 %

VYHOVUJE

Průřez nad podporou P5

Zjednodušený průřez je zobrazen na obrázku.



Obrázek 8.28 Zjednodušený průřez podpora P5

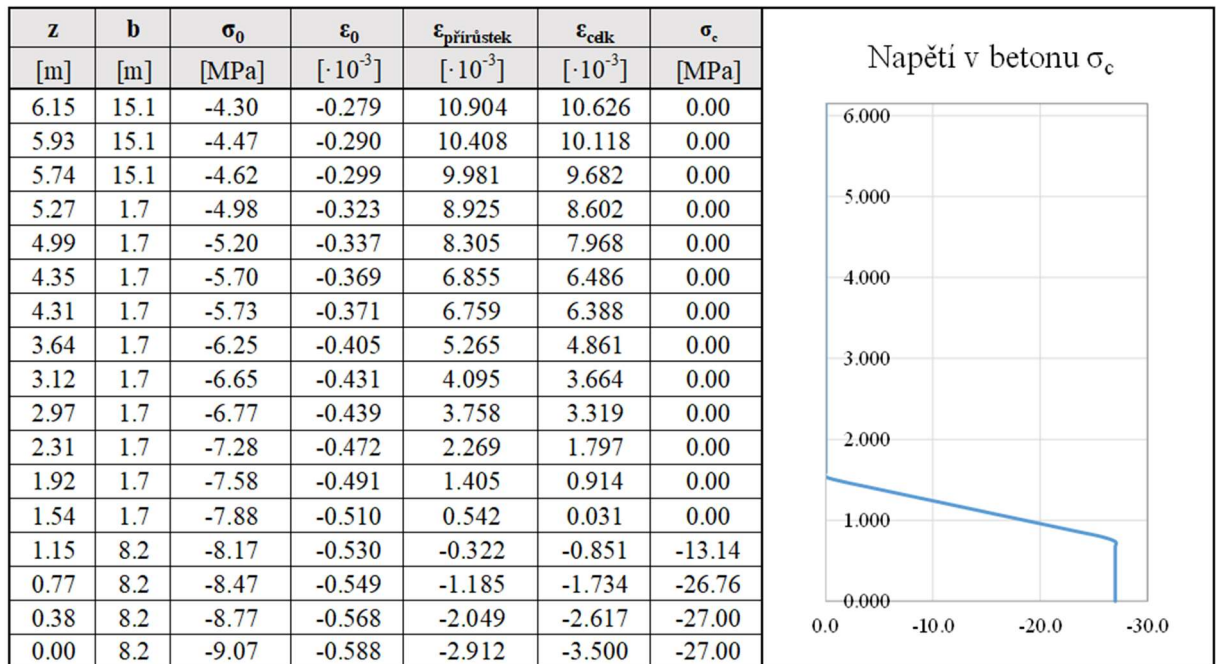
Geometrie průřezu a počáteční deformace				
z	b	$\sigma_{\text{poč}}$	$\varepsilon_{\text{poč, kvaz}}$	$E_{\text{poč}}$
[m]	[m]	[MPa]	$[\cdot 10^{-3}]$	[MPa]
6.150	15.11	-4.30	-0.279	15428.6
5.738	15.11	-4.62	-0.299	15428.6
5.738	1.70	-4.62	-0.299	15428.6
1.188	1.70	-8.15	-0.528	15428.6
1.188	8.22	-8.15	-0.528	15428.6
0.000	8.22	-9.07	-0.588	15428.6

Geometrie výztuže a počáteční deformace				
Řada	z	A_p	$\sigma_{\text{poč}}$	$\varepsilon_{\text{poč}}$
	[m]	$[\text{mm}^2]$	[MPa]	$[\cdot 10^{-3}]$
1	2.969	6600	1186	6.083
2	3.640	6600	1187	6.089
3	4.305	6600	1190	6.102
4	4.348	6600	1186	6.084
5	4.993	13200	1223	6.271
6	5.269	13200	1219	6.252
7	5.739	19800	918	4.707
8	5.929	92400	937	4.804

Obrázek 8.29 Geometrie průřezu a předpínací výztuže a počáteční deformace podpora P5



V tabulkách níže jsou zobrazena napětí a přetvoření v jednotlivých materiálech.



Obrázek 8.30 Napětí v betonu v mezním stavu únosnosti P5

Napětí a síly v předpínací výztuži:

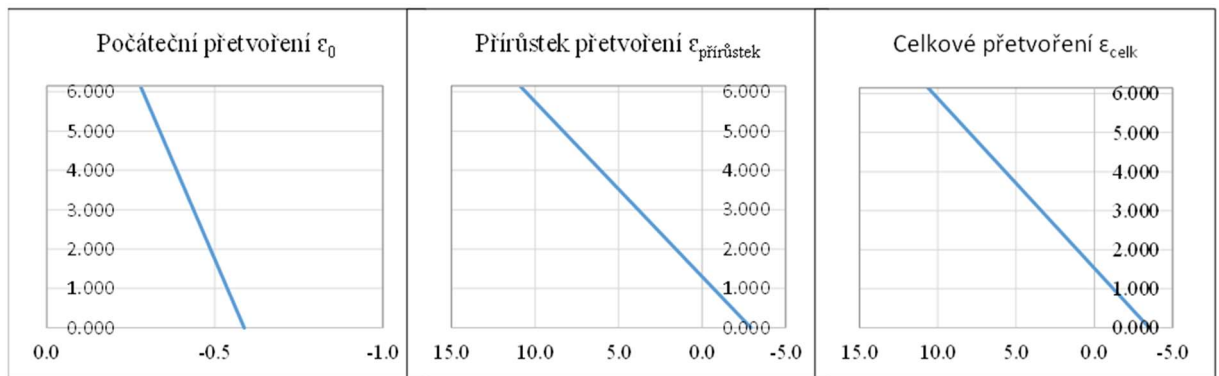
Řada	e_p	$\epsilon_{p,cdk}$	σ_p	F_p	z
	[m]	$[\cdot 10^{-3}]$	[MPa]	[kN]	
1	-0.091	16.202	1521.846	10044.19	2.32
2	-0.762	15.771	1517.083	10012.75	2.99
3	-1.427	14.704	1505.267	9934.76	3.66
4	-1.470	14.053	1498.062	9887.21	3.70
5	-2.115	12.757	1483.714	19585.03	4.34
6	-2.391	12.640	1482.419	19567.93	4.62
7	-2.861	9.567	1448.411	28678.53	5.09
8	-3.051	8.468	1436.24	132708.56	5.28

Tabulka 8.3 Napětí a síly v předpínací výztuži v mezním stavu únosnosti P5

$$F_{pu} + F_c = 240419,0 - 240419,0 = 0,0 \text{ kN}$$

Silová podmínka rovnováhy v průřezu je **SPLNĚNA**.

Dále jsou zobrazena přetvoření po výšce průřezu.



Obrázek 8.31 Přetvoření po výšce průřezu v mezním stavu únosnosti P5

$$\varepsilon_{p,celk} = 16,202 \cdot 10^{-3} < \varepsilon_{ud} = 20,0 \cdot 10^{-3}$$

Nedochází k přetržení nejvíce namáhané předpínací výztuže.

V průřezu nad podporou P5 rozhoduje – **drcení betonu**.

Přírůstek přetvoření v dolních vláknech betonu $\Delta\varepsilon_c = -2,912 \cdot 10^{-3}$

Poloha neutrální osy od dolních vláken $z_{N.O.} = 1,296 \text{ m}$

Přetvoření na horních vláknech desky $\Delta\varepsilon_c = 0,011$

Tlačená oblast:

$$x = 1,296 \text{ m}$$

Moment únosnosti:

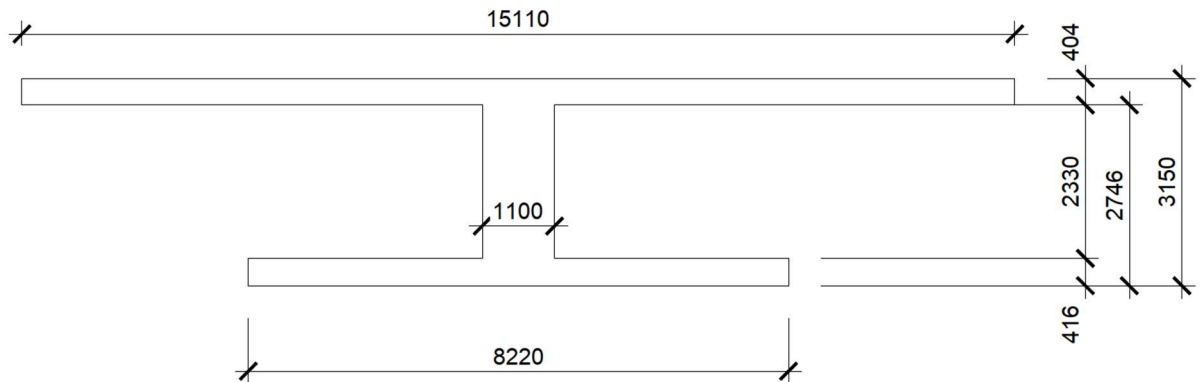
$$M_{Rd} = 1148,5 \text{ MNm} > M_{Ed} = 460,54 \text{ MNm}$$

Využití 40 %

VYHOVUJE

Průřez v poli 3

Zjednodušený průřez je zobrazen na obrázku.



Obrázek 8.32 Zjednodušený průřez pole 3

Geometrie průřezu a počáteční deformace				
z	b	$\sigma_{\text{poč}}$	$\epsilon_{\text{poč, kvaz}}$	$E_{\text{poč}}$
[m]	[m]	[MPa]	$[\cdot 10^{-3}]$	[MPa]
3.150	15.11	-5.41	-0.351	15428.6
2.746	15.11	-5.02	-0.325	15428.6
2.746	1.10	-5.02	-0.325	15428.6
0.416	1.10	-2.75	-0.178	15428.6
0.416	8.22	-2.75	-0.178	15428.6
0.000	8.22	-2.34	-0.152	15428.6

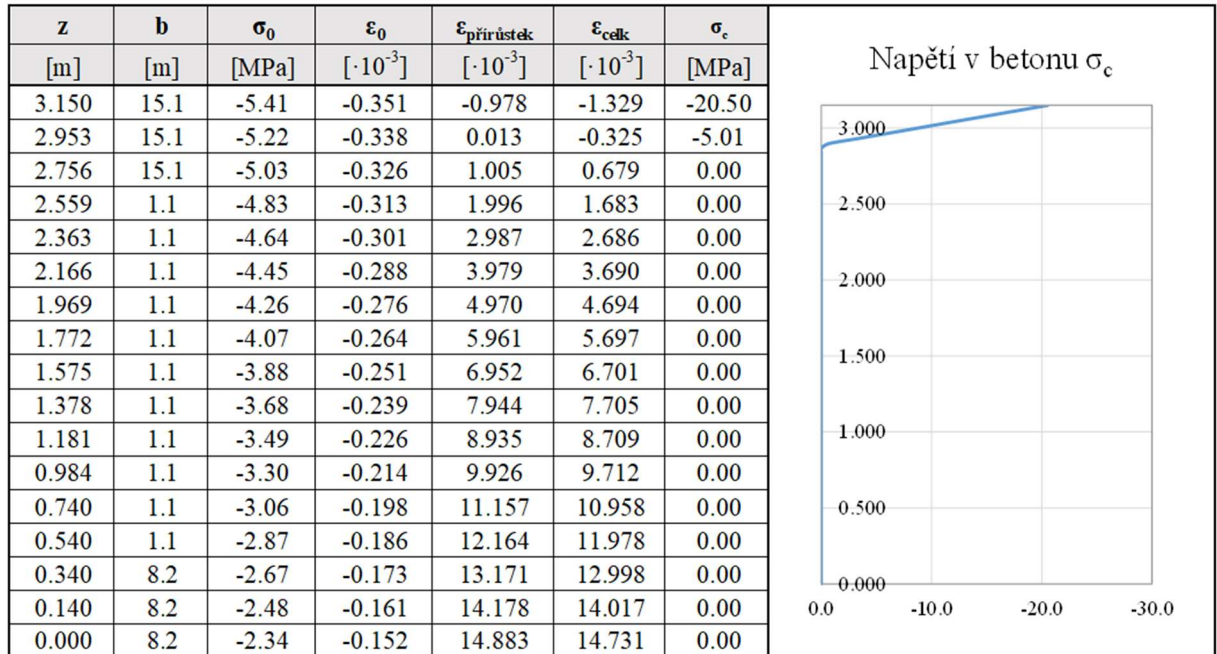
Geometrie výztuže a počáteční deformace				
Řada	z	A_p	$\sigma_{\text{poč}}$	$\epsilon_{\text{poč}}$
	[m]	$[\text{mm}^2]$	[MPa]	$[\cdot 10^{-3}]$
1	0.740	13200	1106	5.672
2	0.540	13200	1137	5.830
3	0.340	13200	1140	5.848
4	0.140	13200	1135	5.822

Obrázek 8.33 Geometrie průřezu a předpínací výztuže a počáteční deformace pole 3



V tabulkách níže jsou zobrazena napětí v jednotlivých materiálech.

Podmínka pro přetvoření v betonu byla stanovena tak, aby nedocházelo k přetržení předpínací výztuže.



Obrázek 8.34 Napětí v betonu v mezním stavu únosnosti pole 3

Napětí a síly v předpínací výztuži:

Řada	e_p	$\epsilon_{p,\text{celk}}$	σ_p	F_p	z
	[m]	$[\cdot 10^{-3}]$	[MPa]	[kN]	
1	1.116	16.631	1526.596	20151.07	2.313
2	1.316	17.808	1539.626	20323.06	2.513
3	1.516	18.846	1551.119	20474.77	2.713
4	1.716	19.839	1562.115	20619.92	2.913

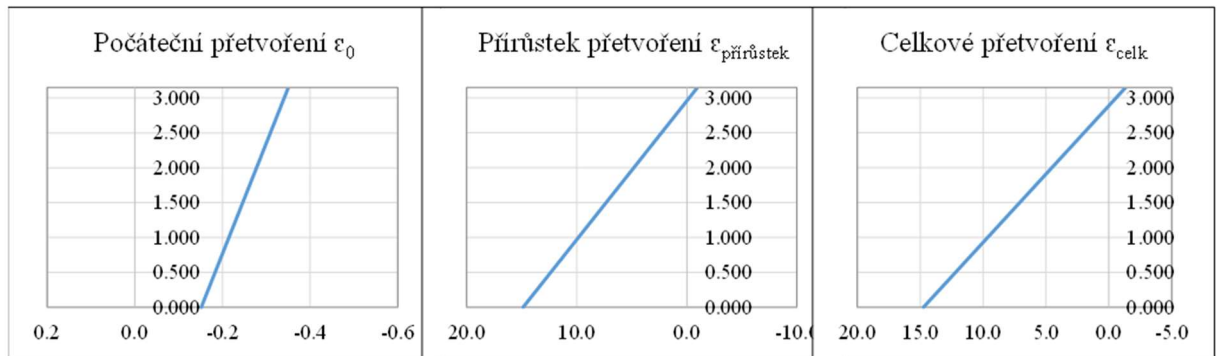
Tabulka 8.4 Napětí a síly v předpínací výztuži v mezním stavu únosnosti pole 3

$$F_{pu} + F_c = 40474,1 - 40474,1 = 0,0 \text{ kN}$$

Silová podmínka rovnováhy v průřezu je **SPLNĚNA**.



Dále jsou zobrazena přetvoření po výšce průřezu.



Obrázek 8.35 Přetvoření po výšce průřezu v mezním stavu únosnosti pole 3

$$\varepsilon_{p,celk} = 19,839 \cdot 10^{-3} < \varepsilon_{ud} = 20,0 \cdot 10^{-3}$$

Nedochází k přetržení nejvíce namáhané předpínací výztuže.

V průřezu v poli 5 rozhoduje – **přetržení předpínací výztuže.**

Přírůstek přetvoření v předpínací výztuži $\Delta\varepsilon_p = 14,178 \cdot 10^{-3}$

Poloha neutrální osy od dolních vláken $z_{N.O.} = 2,956 \text{ m}$

Přetvoření na horních vláknech desky $\Delta\varepsilon_c = -1,329$

Tlačená oblast:

$$x = 0,194 \text{ m}$$

Moment únosnosti:

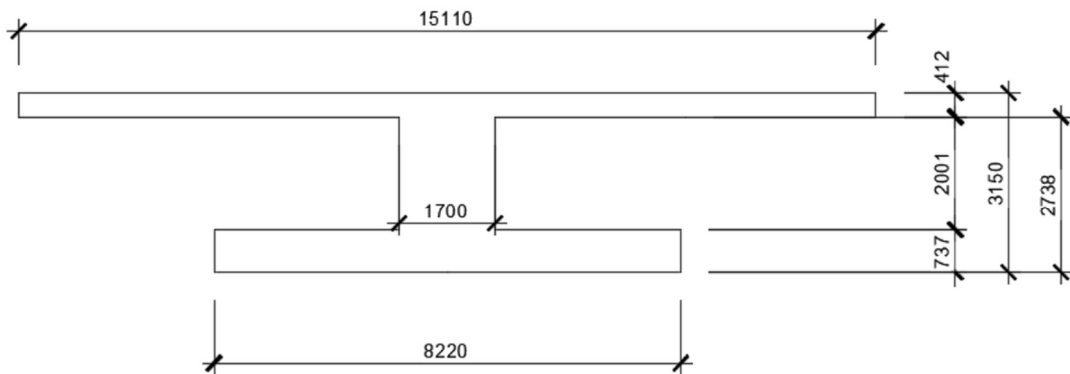
$$M_{Rd} = 97,68 \text{ MNm} > M_{Ed} = 81,02 \text{ MNm}$$

Využití 83 %

VYHOVUJE

Průřez nad podporou P3

Zjednodušený průřez je zobrazen na obrázku.



Obrázek 8.36 Zjednodušený průřez podpora P3

Geometrie průřezu a počáteční deformace				
z	b	$\sigma_{\text{poč}}$	$\epsilon_{\text{poč, kvaz}}$	$E_{\text{poč}}$
[m]	[m]	[MPa]	$[\cdot 10^{-3}]$	[MPa]
3.150	15.11	-2.81	-0.182	15428.6
2.738	15.11	-2.92	-0.189	15428.6
2.738	1.70	-2.92	-0.189	15428.6
0.737	1.70	-3.42	-0.222	15428.6
0.737	8.22	-3.42	-0.222	15428.6
0.000	8.22	-3.61	-0.234	15428.6

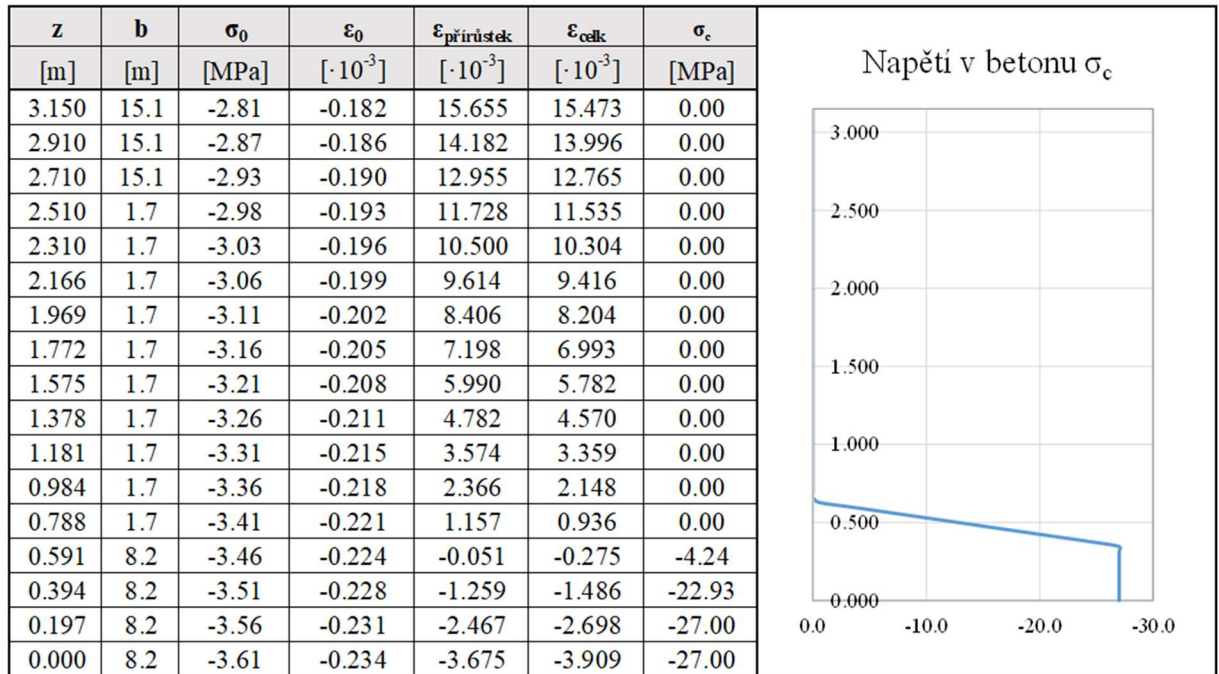
Geometrie výztuže a počáteční deformace				
Řada	z	A_p	$\sigma_{\text{poč}}$	$\epsilon_{\text{poč}}$
	[m]	$[\text{mm}^2]$	[MPa]	$[\cdot 10^{-3}]$
1	2.910	13200	1134	5.818
2	2.710	13200	1159	5.943
3	2.510	13200	1154	5.917
4	2.310	13200	1132	5.805

Obrázek 8.37 Geometrie průřezu a předpínací výztuže a počáteční deformace P3



V tabulkách níže jsou zobrazena napětí v jednotlivých materiálech.

Podmínka pro přetvoření v betonu byla stanovena tak, aby nedocházelo k přetržení předpínací výztuže.



Obrázek 8.38 Napětí v betonu v mezním stavu únosnosti P3

Napětí a síly v předpínací výztuži:

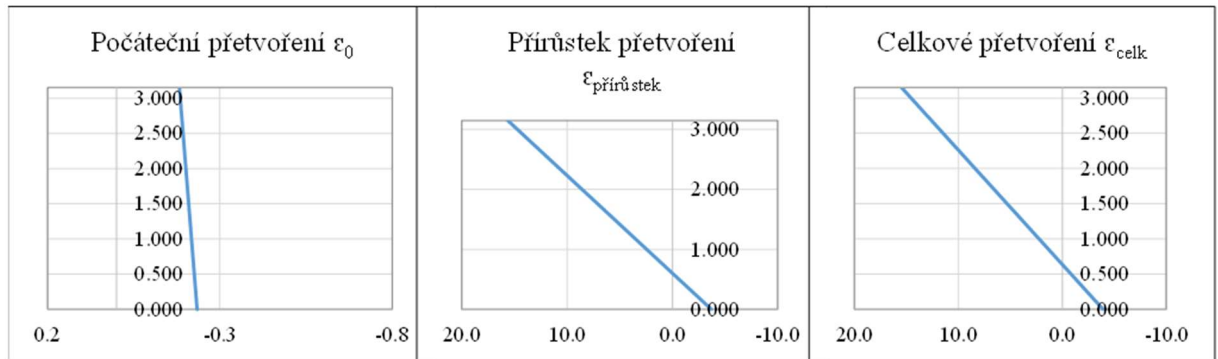
Řada	e_p	$\epsilon_{p, \text{celk}}$	σ_p	F_p	z
	[m]	$[\cdot 10^{-3}]$	[MPa]	[kN]	[m]
1	-1.263	19.814	1561.83	20616.15	2.611
2	-1.063	18.708	1549.595	20454.66	2.411
3	-0.863	17.452	1535.686	20271.06	2.211
4	-0.663	16.109	1520.821	20074.84	2.011

Tabulka 8.5 Napětí a síly v předpínací výztuži v mezním stavu únosnosti P3

$$F_{pu} + F_c = 81416,7 - 81416,7 = 0,0 \text{ kN}$$

Silová podmínka rovnováhy v průřezu je **SPLNĚNA**.

Dále jsou zobrazena přetvoření po výšce průřezu.



Obrázek 8.39 Přetvoření po výšce průřezu v mezním stavu únosnosti P3

$$\varepsilon_{p,celk} = 19,814 \cdot 10^{-3} < \varepsilon_{ud} = 20,0 \cdot 10^{-3}$$

Nedochází k přetržení nejvíce namáhané předpínací výztuže.

V průřezu v poli 5 rozhoduje – **přetržení předpínací výztuže.**

Přírůstek přetvoření v předpínací výztuži $\Delta\varepsilon_p = 14,182 \cdot 10^{-3}$

Poloha neutrální osy od dolních vláken $z_{N.O.} = 0,599 \text{ m}$

Přetvoření na horních vláknech desky $\Delta\varepsilon_c = 0,015$

Tlačená oblast:

$$x = 0,599 \text{ m}$$

Moment únosnosti:

$$M_{Rd} = 188,30 \text{ MNm} > M_{Ed} = 84,43 \text{ MNm}$$

Využití 45 %

VYHOVUJE



8.2.2. Křehký lom

Postup návrhu a posouzení je převzatý ze skript [10], kdy se navrhne minimální plocha betonářské výztuže pro přenesení tahů, které by vznikly nekontrolovaným snížením předpínací síly. Předpokládá se, že v takto taženém betonu náhle vzniknou trhliny, což následně způsobí pokles maximálního ohybového momentu, který může být průřezem přenesen. Vznik trhlin nastane, když v dolních vláknech betonového průřezu bude hodnota tahového napětí $f_{ctm} = 3,80$ MPa.

Průřez v poli 5

Křehký lom - pole 5		
Charakteristická pevnost betonu v tahu	f_{ctm}	= 3.80 MPa
Charakteristická pevnost betonu v tlaku	f_{ck}	= 45.00 MPa
Moment setrvačnosti pčůřezu	I	= 16.29 m ⁴
Vzdálenost od těžišti průřezu k taženým vláknům	e_T	= 1.86 m
Výška průřezu	h	= 3.15 m
Ohybový moment při vzniku trhlin	M_{rep}	= 33.36 MNm
Charakteristická mez kluzu bet. výztuže	f_{yk}	= 500.00 MPa
Navržený profil bet. výztuže na křehký lom	\emptyset	= 20 mm
Navržený počet kusů bet. výztuže na křehký lom	n	= 100 ks
Navržená plocha bet. výztuže	A_s	= 31415.93 mm ²
Tahová síla v bet. výztuži	N_s	= 15.71 MN
Šířka tlačené oblasti betonu	b	= 15.22 m
Tlačená oblast betonu	x_u	= 0.02 m
Tloušťka tlačené desky	t_d	= 0.32 m
Vzdálenost těžiště bet. výztuže od líce průřezu	t_s	= 0.16 m
Rameno vnitřních sil v MSÚ vztaženo k bet. výztuži	z_s	= 2.98 m
Minimální plocha bet. Výztuže pro zamezení křehkého lomu	$A_{s,min}$	= 22400.38 mm ²
Využití		71%

Tabulka 8.6 Křehký lom pole 5



Průřez nad podporou P5

Křehký lom - podpora P5		
Charakteristická pevnost betonu v tahu	f_{ctm}	= 3.80 MPa
Charakteristická pevnost betonu v tlaku	f_{ck}	= 45.00 MPa
Moment setrvačnosti průřezu	I	= 125.67 m ⁴
Vzdálenost od těžišti průřezu k taženým vláknům	e_T	= 3.20 m
Výška průřezu	h	= 6.15 m
Ohybový moment při vzniku trhlin	M_{rep}	= 149.14 MNm
Charakteristická mez kluzu bet. výztuže	f_{yk}	= 500.00 MPa
Navržený profil bet. výztuže na křehký lom	\emptyset	= 20 mm
Navržený počet kusů bet. výztuže na křehký lom	n	= 200 ks
Navržená plocha bet. výztuže	A_s	= 62831.85 mm ²
Tahová síla v bet. výztuži	N_s	= 31.42 MN
Šířka tlačené oblasti betonu	b	= 8.22 m
Tlačená oblast betonu	x_u	= 0.08 m
Tloušťka tlačené desky	t_d	= 1.10 m
Vzdálenost těžiště bet. výztuže od lince průřezu	t_s	= 0.55 m
Rameno vnitřních sil v MSÚ vztaheno k bet. výztuži	Z_s	= 5.56 m
Minimální plocha bet. výztuže pro zamezení křehkého lomu	$A_{s,min}$	= 53670.82 mm ²
Využití		85%

Tabulka 8.7 Křehký lom P5

VYHOVUJE

8.2.3. Smyková únosnost

Posudek smykové únosnosti je proveden dle ČSN EN 1992-2 [4].

V prvním kroku je stanovena únosnost prvku $V_{Rd,c}$ nevyžadujícího smykovou výztuž s minimem $V_{Rd,c,min}$.

Dále je vypočtena únosnost tlačené diagonály $V_{Rd,max}$ průřezu, která rozhoduje o maximální smykové únosnosti průřezu.

Pokud prvek nevyhoví na návrh bez smykové výztuže, ověří se únosnost navržené smykové výztuže $V_{Rd,s}$ dle stejné normy ČSN EN 1992-2 [4]. Hodnoty $\cot\theta$ se musí shodovat s hodnotou při výpočtu únosnosti tlačené diagonály.



Průřez nad podporou P5

V tabulkách jsou uvedeny parametry vstupující do výpočtu smykové únosnosti průřezu včetně materiálových vlastností.

Rozměry:		Ocel:		Beton:	
h =	5.850 m	f _{ywk} =	500.0 MPa	f _{ck} =	45.0 MPa
b _w =	1.700 m	γ _s =	1.15 -	γ _c =	1.5 -
A _c =	22.31 m ²	f _{ywd} =	434.8 MPa	α _{cc} =	0.9 -
Výztuž:				f _{cd} =	27.0 MPa
<i>Ohybová</i>		<i>Smyková</i>		cotgΦ =	1.25 -
Ø =	20 mm	Ø =	22 mm		
n =	200 ks	A _{sw,1} =	380.133 mm ²		
c =	0.055 m	s =	100 mm		
d =	5.64 m	střížnost	4 -		
z =	5.26 m				
<i>Předpínací</i>					
Ap =	92400 mm ²				
d =	5.55 m				
z =	5.26 m				

Tabulka 8.8 Parametry vstupující do výpočtu smykové únosnosti P5

Návrhové hodnoty zatížení:

N_{Ed} = 160,7 MN Normálová síla od předpětí v konstrukci

V_{Ed} = 34,2 MN Návrhová smyková síla

Únosnost ve smyku bez smykové výztuže

součinitel tlač. prvk	k =	1.19 -	V _{Rd,c} =	16 MN
součinitel tlač. prvk	k ₁ =	0.15 -	V _{Rd,c,min} =	13.3 MN
stup. vyztužení ohyb. v.	ρ =	0.01635 -		
prům. napětí od předpětí	σ _{cp} =	7.21 MPa		
redukční součinitel betonu	v _{min} =	0.30 -		
	V _{Rd,c} =	16.1 MN	<	V _{Ed} = 34.2 MN
				<u>Nutná smyková výztuž</u>

Únosnost tlač. diagonály

redukční součinitel betonu	v ₁ =	0.49 -		
prům. napětí od předpětí	σ _{cp} =	7.21 MPa		
součinitel napětí v tl. pásu	α _{cw} =	1.25 -	V _{Rd,max} =	72.4 MN
	V _{Rd,max} =	72.4 MN	>	V _{Ed} = 34.2 MN
				<u>Vyhovuje</u>

Únosnost smykové výztuže

plocha smykové výztuže	A _{sw} =	1520.5 mm ²		
stup. vyztužení smyk. v.	ρ _{w,s} =	0.00894 -	V _{Rd,s} =	43.4 MN
min. stup. vyztužení	ρ _{min} =	0.00107 -		
	ρ _{w,s} =	0.00894 -	>	ρ _{min} = 0.0011 -
				<u>Vyhovuje</u>
	V _{Rd,s} =	43.4 MN	>	V _{Ed} = 34.2 MN
				<u>Vyhovuje</u>

Návrh: třmeny Ø22 po 100 mm

VYHOVUJE



Průřez nad podporou P3

V tabulkách jsou uvedeny parametry vstupující do výpočtu smykové únosnosti průřezu včetně materiálových vlastností.

Rozměry:		Ocel:		Beton:	
h =	3.150 m	$f_{yk} =$	500.0 MPa	$f_{ck} =$	45.0 MPa
$b_w =$	1.700 m	$\gamma_s =$	1.15 -	$\gamma_c =$	1.5 -
$A_c =$	14.789 m ²	$f_{ywd} =$	434.8 MPa	$\alpha_{cc} =$	0.9 -
Výztuž:				$f_{cd} =$	27.0 MPa
<i>Ohybová</i>		<i>Smyková</i>		$\cotg\Phi =$	1.25 -
$\emptyset =$	20 mm	$\emptyset =$	16 mm		
n =	200 ks	$A_{sw,1} =$	201.062 mm ²		
c =	0.055 m	s =	150 mm		
d =	2.94 m	střížnost	4 -		
z =	2.88 m				
<i>Předpínací</i>					
$A_p =$	52800 mm ²				
d =	5.55 m				
z =	2.88 m				

Tabulka 8.9 Parametry vstupující do výpočtu smykové únosnosti P3

Návrhové hodnoty zatížení:

$N_{Ed} = 59,3$ MN Normálová síla od předpětí v konstrukci

$V_{Ed} = 6,6$ MN Návrhová smyková síla

Únosnost ve smyku bez smykové výztuže

součinitel tlačného prvku	$k =$	1.26 -	$V_{Rd,c} =$	6 MN
součinitel tlačného prvku	$k_1 =$	0.15 -	$V_{Rd,c,min} =$	4.7 MN
stupěň vyztužení ohyb. v.	$\rho =$	0.01647 -		
prům. napětí od předpětí	$\sigma_{cp} =$	4.01 MPa		
redukční součinitel betonu	$v_{min} =$	0.33 -		
	$V_{Rd,c} =$	6.2 MN	<	$V_{Ed} =$ 6.6 MN
				<u>Nutná smyková výztuž</u>

Únosnost tlačné diagonály

redukční součinitel betonu	$v_1 =$	0.49 -		
prům. napětí od předpětí	$\sigma_{cp} =$	4.01 MPa		
součinitel napětí v tl. pásu	$\alpha_{cw} =$	1.15 -	$V_{Rd,max} =$	36.4 MN
	$V_{Rd,max} =$	36.4 MN	>	$V_{Ed} =$ 6.6 MN
				<u>Vyhovuje</u>

Únosnost smykové výztuže

plocha smykové výztuže	$A_{sw} =$	804.2 mm ²		
stupěň vyztužení smyk. v.	$\rho_{w,s} =$	0.00315 -	$V_{Rd,s} =$	8.4 MN
min. stupěň vyztužení	$\rho_{min} =$	0.00107 -		
	$\rho_{w,s} =$	0.00315 -	>	$\rho_{min} =$ 0.0011 -
				<u>Vyhovuje</u>
	$V_{Rd,s} =$	8.4 MN	>	$V_{Ed} =$ 6.6 MN
				<u>Vyhovuje</u>

Návrh: třmeny Ø16 po 150 mm

VYHOVUJE



Průřez v poli P5

V tabulkách jsou uvedeny parametry vstupující do výpočtu smykové únosnosti průřezu včetně materiálových vlastností.

Rozměry:		Ocel:		Beton:	
h =	3.150 m	$f_{ywk} =$	500.0 MPa	$f_{ck} =$	45.0 MPa
$b_w =$	1.100 m	$\gamma_s =$	1.15 -	$\gamma_c =$	1.5 -
$A_c =$	11.4712 m ²	$f_{ywd} =$	434.8 MPa	$\alpha_{cc} =$	0.9 -
Výztuž:				$f_{cd} =$	27.0 MPa
<i>Ohybová</i>		<i>Smyková</i>		$\cotg\Phi =$	1.25 -
$\emptyset =$	20 mm	$\emptyset =$	16 mm		
n =	100 ks	$A_{sw,1} =$	201.062 mm ²		
c =	0.055 m	s =	200 mm		
d =	2.98 m	střížnost	4 -		
z =	3.04 m				
<i>Předpinací</i>					
$A_p =$	66000 mm ²				
d =	3.00 m				
z =	3.04 m				

Tabulka 8.10 Parametry vstupující do výpočtu smykové únosnosti P5

Návrhové hodnoty zatížení:

$N_{Ed} = 72,4$ MN Normálová síla od předpětí v konstrukci

$V_{Ed} = 3,1$ MN Návrhová smyková síla

Únosnost ve smyku bez smykové výztuže

součinitel tlačeního prvku	$k =$	1.26 -	$V_{Rd,c} =$	5.6 MN
součinitel tlačeního prvku	$k_1 =$	0.15 -	$V_{Rd,c,min} =$	4.2 MN
stupěň vyztužení ohyb. v.	$\rho =$	0.02958 -		
prům. napětí od předpětí	$\sigma_{cp} =$	6.31 MPa		
redukční součinitel betonu	$v_{min} =$	0.33 -		
	$V_{Rd,c} =$	5.6 MN	>	$V_{Ed} = 3.1$ MN
				Není nutná smyková výztuž

Únosnost tlačené diagonály

redukční součinitel betonu	$v_1 =$	0.49 -		
prům. napětí od předpětí	$\sigma_{cp} =$	6.31 MPa		
součinitel napětí v tl. pásu	$\alpha_{cw} =$	1.23 -	$V_{Rd,max} =$	26.7 MN
	$V_{Rd,max} =$	26.7 MN	>	$V_{Ed} = 3.1$ MN
				Vyhovuje

Únosnost smykové výztuže

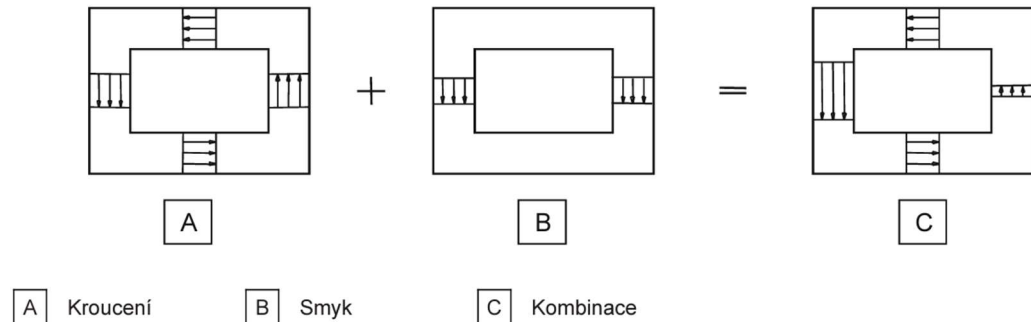
plocha smykové výztuže	$A_{sw} =$	804.2 mm ²	$V_{Rd,s} =$	6.6 MN
stupěň vyztužení smyk. v.	$\rho_{w,s} =$	0.00366 -		
min. stupěň vyztužení	$\rho_{min} =$	0.00107 -		
	$\rho_{w,s} =$	0.00366 -	>	$\rho_{min} = 0.0011$ -
				Není nutná smyková výztuž
	$V_{Rd,s} =$	6.6 MN	>	$V_{Ed} = 3.1$ MN
				Není nutná smyková výztuž

Návrh: třmeny Ø16 po 200 mm

VYHOVUJE

8.2.4. Únosnost v kroucení

Podle normy ČSN EN 1992-2 [4] lze účinky kroucení a smyku počítat za předpokladu uvážení stejného sklonu θ tlakových diagonál. U komorového průřezu má být každá stěna posouzena zvlášť pro kombinaci smykových sil vznikajících ze smyku a kroucení.



Obrázek 8.40 Interakce posouvající síly od $V+T$

Příspěvek smykové síly od kroucení je vyjádřen ze vzorců pro smykové napětí od prostého kroucení a pro smykovou sílu ve stěně i vyvozené kroucením $V_{i,t}$.

$$\tau_i \cdot t_i = \frac{T_{sd}}{2A_k}$$

kde T_{sd} je návrhová hodnota krouticího momentu od zatížení

A_k je plocha uzavřená střednicemi stěn průřezu včetně otvoru

t_i je tloušťka stěny i

$$V_{i,t} = \tau_i \cdot t_i \cdot z_i$$

kde z_i je délka i -té střednice

Průřez	T_{Ed}	z_i	A_k	$V_{Ed,T}$	$V_{Ed,V}$	\emptyset	s	n	$V_{Rd,s}$	ΣV_{Ed}	Využití	Posudek
	[MNm]	[m]	[m ²]	[MN]	[MN]	[mm]	[mm]	[ks]	[MN]	[MN]		
P5	15.58	4.85	37.15	1.02	34.20	22	100	4	43.40	35.22	81%	OK
P3	11.30	2.38	18.89	0.71	6.60	16	150	4	8.40	7.31	87%	OK
Pole 5	8.04	2.54	20.84	0.49	3.10	16	200	4	6.60	3.59	54%	OK

Tabulka 8.11 Posouzení smykové únosnosti interakce $V+T$

Navržená výztuž vyhoví na účinky kroucení a smyku.

VYHOVUJE

Maximální únosnost průřezu namáhaného kroucením a smykem je omezena únosností betonových diagonál. Dle ČSN EN 1992-2 [4] pro komorové průřezy platí, že mezní stav únosnosti pro beton má být prokázán porovnáním s návrhovou únosností ve smyku $V_{Rd,max}$. Musí tedy platit podmínka:

$$V_{Ed,V} + V_{Ed,T} \leq V_{Rd,max}$$



Průřez	$V_{Ed,V}$	$V_{Ed,T}$	ΣV_{Ed}	$V_{Rd,max}$	Využití	Posudek
	[MN]	[MN]	[MN]	[MN]		
P5	34.20	1.02	35.22	76.4	46%	OK
P3	6.6	0.71	7.31	36.4	20%	OK
Pole 5	3.1	0.49	3.59	26.7	13%	OK

Tabulka 8.12 Posouzení tlačené diagonály interakce $V+T$

Dále musí být navržena požadovaná plocha podélné výztuže podle vzorce z ČSN EN 1992-2 dle vztahu 6.28 [4].

Průřez	T_{Ed}	u_k	f_{yd}	A_k	$\cot\theta$	A_{sl}	\emptyset	n	$A_{s,prov}$	Využití	Posudek
	[MNm]	[m]	[MPa]	[m ²]	[-]	[mm ²]	[mm]	[ks]	[mm ²]		
P5	15.58	24.46	434.80	37.15	1.25	14745	20	120	37699	39%	OK
P3	11.30	19.51	434.80	18.89	1.25	16782	16	150	30159	56%	OK
Pole 5	8.04	20.43	434.80	20.84	1.25	11330	16	150	30159	38%	OK

Tabulka 8.13 Posouzení navržené podélné výztuže na účinky kroucení

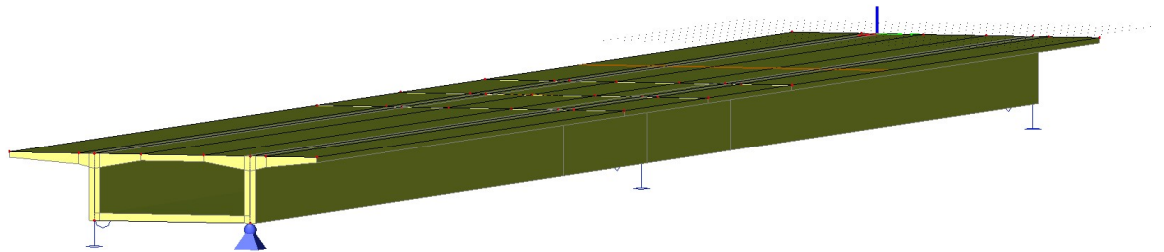
Dle výše uvedených výpočtů konstrukce vyhoví na účinky smyku a kroucení.

VYHOVUJE

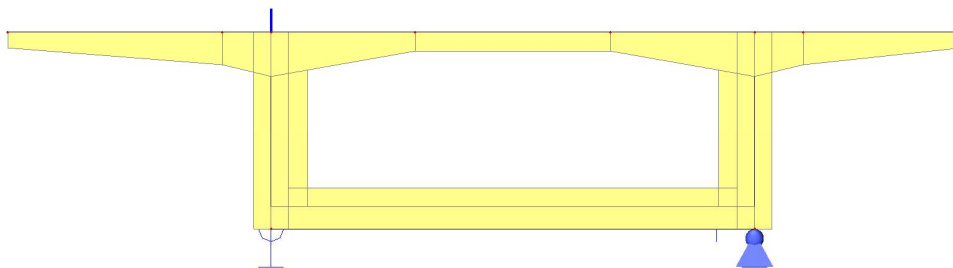
9. Posouzení nosné konstrukce v příčném směru

Pro posouzení konstrukce v příčném směru byl vytvořen deskostěnový model výseku konstrukce. Jedná se o spojitý nosník a dvou polích se stejnými rozpětími $L = 56$ m.

V příčném řezu se jedná o dva průřezy o průřez v poli PR_2 a průřez nad podporou PR_3. Oba průřezy jsou totožné s průřezy použitými u prutového modelu pro posouzení podélného směru. Nadpodporový průřez zasahuje na každou stranu od střední podpory délkou 12 m.



Obrázek 9.1 Deskostěnový model výseku konstrukce



Obrázek 9.2 Příčný řez deskostěnovým modelem

9.1. Posouzení v mezním stavu únosnosti

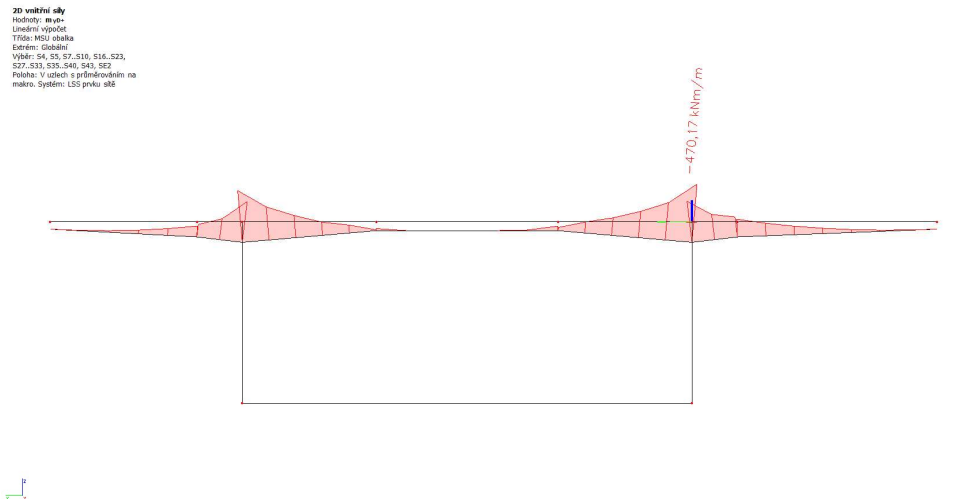
Deskostěnový model byl zatížen vlastní tíhou, ostatním stálým zatížením, rovnoměrným zatížením chodců a cyklistů a modelem zatížení LM1 a LM2. Modely zatížení



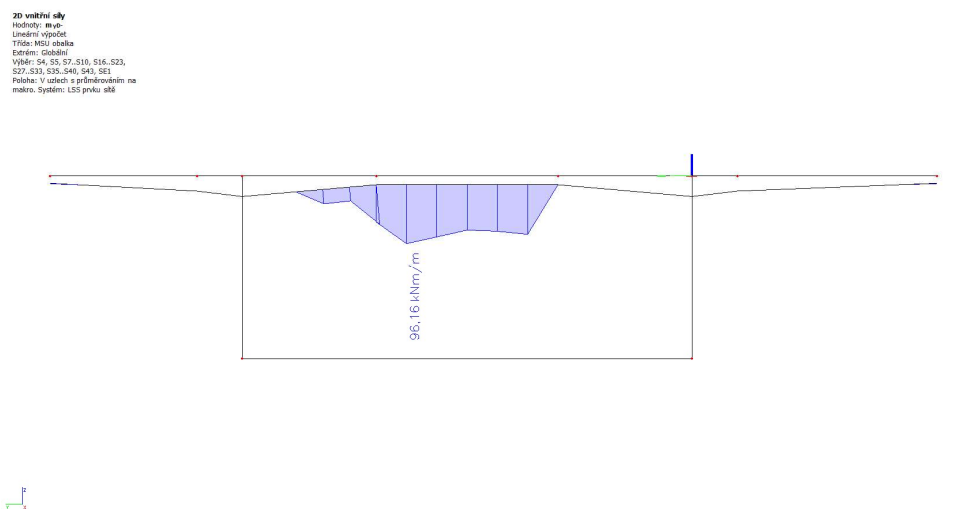
LM1 a LM2 byly umístěny do míst na konstrukci tak, aby vyvolaly co největší ohybové namáhání pro průřez uprostřed horní desky a pro průřez vetknutí desky a konzoly nad stěnou.

Jako rozhodující se pro oba průřezy ukázal model zatížení LM1.

Průběhy ohybových momentů jsou zobrazeny na obrázku č. 9.3 a č. 9.4.



Obrázek 9.3 Průběh obálky ohybového momentu M_y v příčném směru horní vlákna



Obrázek 9.4 Průběh ohybového momentu M_y v příčném směru dolní vlákna

Posouzení ohybové únosnosti průřezů na 1 m šířky jsou zobrazeny v tabulce. Horní výztuž je navržena v průřezích nad stěnou a dolní výztuž je navržena u dolního líce horní desky.



Povrch	M_{Ed}	σ_s	d_d	z	$A_{s,req}$	n	$A_{s,prov}$	x
	[kNm/m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[ks]	[mm ²]	[mm]
Horní	470.17	20	534	480.6	2248.961	8	2513.274	45.55
Dolní	96.16	16	233	209.7	1054.161	8	1608.495	29.15
		ξ	z	M_{Rd}	$M_{Rd} \geq M_{Ed}$	$\xi \leq 0,45$	Využití	
		-	[mm]	[kNm]				
		0.085	515.78	563.89	OK	OK	91%	
		0.125	221.34	154.87	OK	OK	43%	

Tabulka 9.1 Návrh a posouzení výztuže v příčném směru

Návrh: horní povrch 8x Ø20 (po 125 mm)

Návrh: dolní povrch 8x Ø16 (po 125 mm)

VYHOVUJE

9.2. Smykové ochabnutí

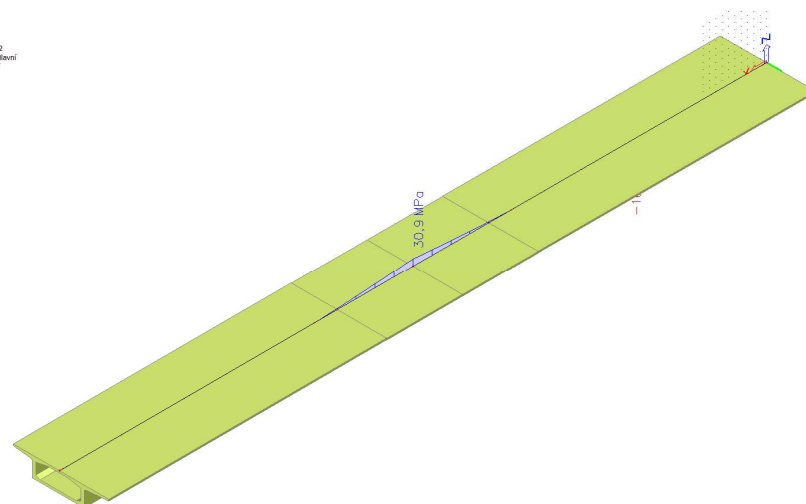
Dále bylo na deskostěnovém modelu podrobněji prozkoumáno smykové ochabnutí.

K deskostěnovému modelu byl vytvořen identický prutový model se stejnými rozpětími, průřezy i rozložením podpor.

Prutový model byl zatížen spojitým rovnoměrným zatížením 1000 kN/m, deskostěnový model byl zatížen stejným zatížením aplikovaným na plochu. Při šířce horní desky 15,12 m tedy 66,14 kN/m².

Na obrázku je zobrazen průběh normálového napětí na horních vláknech prutového modelu.

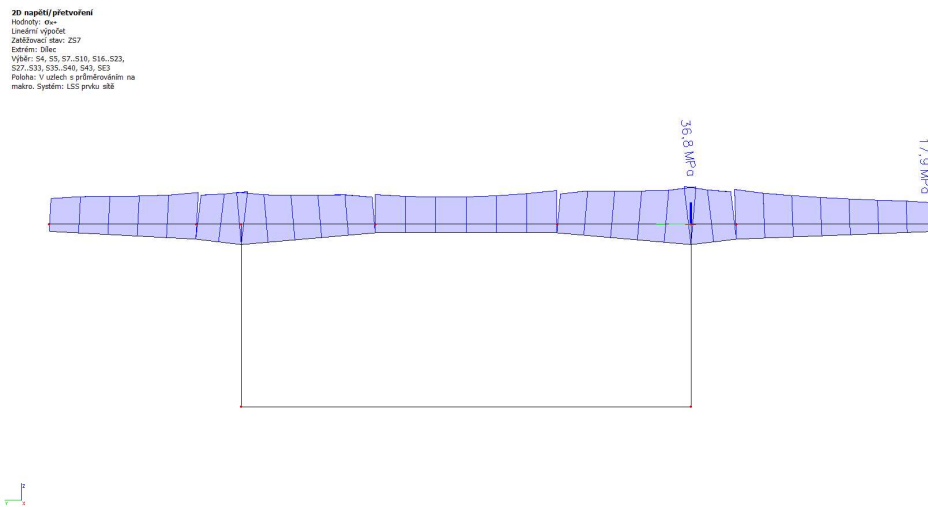
ID napětí
Hodnoty: σ_x
Lineární výpočet
Zatížení: 1000 kN/m
Souřadný systém: Hraní
Definice: 10: Globální
Výběr: Vše
Vidění: Vrchol



Obrázek 9.5 Průběh normálového napětí na prutovém modelu

Na nadpodporový průřez působí normálové napětí s hodnotou $\sigma_x = 30,9$ MPa. Na prutovém modelu se jedná o průměrnou hodnotu bez vlivu smykového ochabnutí.

Na dalším obrázku je zobrazen průběh normálového napětí po šířce nadpodporového průřezu.



Obrázek 9.6 Průběh normálového napětí na deskostěnovém modelu v nadpodporovém průřezu

Maximální hodnota normálového napětí je dle předpokladu nad stěnou průřezu a to s hodnotou $\sigma_x = 36,8$ MPa.

Tímto pokusem na deskostěnovém modelu bylo zjištěno, že vlivem smykového ochabnutí je normálové napětí navýšeno oproti průměrné hodnotě zjištěné na prutovém modelu o 19 %. Předpoklad, který byl uveden v kapitole 2.2, tedy navýšení normálového napětí v nadpodporových průřezích o 20 % byl správný a na straně bezpečné.

10. Posouzení spodní stavby v mezním stavu

únosnosti

V mezním stavu únosnosti jsou posouzeny pouze rámové štíhlé pilíře P6 pomocí interakčního diagramu. Pilíř P4 je masivnější než rámové stojky u pilíře P6 a působící vnitřní síly na pilíř P4 jsou značně menší než působící síly na rámové stojky pilíře P6.

Dřík pilíře, do kterého jsou vetknuty subtilní rámové stojky je oproti štíhlým rámovým stojkám velmi masivní. Podle působících vnitřních sil na dřík pilíře je jasné, že pokud vyhoví na působení M+N štíhlé rámové stojky, vyhoví i dřík.

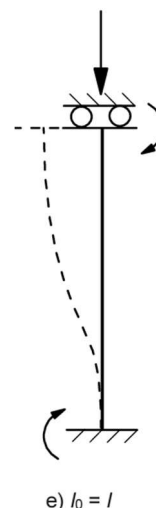
10.1. Analýza účinku II. řádu

Účinky II. řádu jsou stanoveny pouze na směr kolmý k ose y, kde mají pilíře několikanásobně menší tuhost než ve směru kolmém k ose z.

10.1.1. Ověření štíhlosti

Štíhlost jednotlivých prvků byla spočtena dle ČSN EN 1992-1-1[3].

V patě je rámová stojka vetknuta do masivního dříku a v hlavě je vetknuta do nosné konstrukce, která dilatuje podle vnějšího zatížení. Vzpěrnostní součinitel pro rámové stojky byl určen jako $\beta = 1$, kde statický model odpovídá vetknutí v patě pilíře a posuvnému vetknutí v hlavě pilíře.

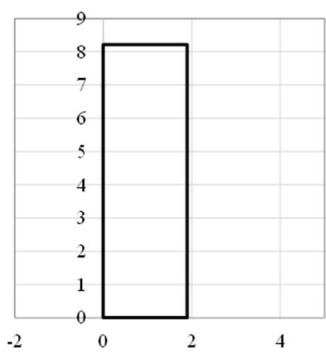


Obrázek 10.1 Statické schéma pilíře pro analýzu účinků II. řádu

Štíhlost a limitní štíhlost tlačeného prvku P5 je vypočtena v tabulce, tyto hodnoty jsou shodné s hodnotami pro pilíř P6.



Výpočet štíhlosti tlačného prvku P5	
Geometrie	
Výška průřezu	$h = 8220 \text{ mm}$
Šířka průřezu	$b = 1900 \text{ mm}$
Plocha průřezu	$A = 15618000 \text{ mm}^2$
Délka pilíře	$L_p = 40000 \text{ mm}$
Moment setrvačnosti kolem osy y	$I_y = 8.79\text{E}+13 \text{ mm}^4$
Moment setrvačnosti kolem osy z	$I_z = 4.7\text{E}+12 \text{ mm}^4$
Výpočet štíhlosti	
Součinitel kritické délky	$\beta = 1 -$
Kritická délka	$L_{cr} = 40000 \text{ mm}$
Štíhlost	$\lambda = 72.93 -$
Limitní štíhlost	
Součinitel A	$A = 0.88 -$
Účinný součinitel dotvarování	$\varphi_{ef} = 0.67 -$
Součinitel B	$B = 1.24 -$
Mechanický stupeň vyztužení	$\omega = 0.27 -$
Součinitel C	$C = 0.70 -$
Poměrná normálová síla	$n = 0.20 -$
Limitní štíhlost	$\lambda_{lim} = 6.90 -$



Tabulka 10.1 Výpočet štíhlosti tlačného prvku P5

Kritérium pro limitní štíhlost není splněno, proto je nutné při posouzení počítat s účinky II. řádu. Pro výpočet účinků II. řádu byla použita metoda založená na jmenovité tuhosti.



10.1.2. Metoda založená na jmenovité tuhosti

Výpočet byl proveden podle normy ČSN EN 1992-1-1 [3]. V tabulce je zobrazen vzorový výpočet pro kombinaci, při které vzniká namáhání konstrukce maximálním záporným ohybovým momentem na rámové stojce pilíře P6.

Metoda jmenovité tuhosti	
Délka posuzovaného štíhlého prvku	$L = 40$ m
Štíhlost prvku	$\lambda = 72.93$ -
Vzpěrnostní součinitel	$\beta = 1$ -
Střední hodnota modulu pružnosti betonu	$E_{cm} = 33$ GPa
Součinitel pro určení návrhové hodnoty modulu pružnosti betonu	$\gamma_{CE} = 1.2$ -
Návrhová hodnota modulu pružnosti betonu	$E_{cd} = 27.50$ GPa
Moment setrvačnosti betonového průřezu	$I_c = 4.54$ m ⁴
Plocha betonového průřezu	$A_c = 15.36$ m ²
Obvod průřezu vystavený vysychání	$u = 19.47$ m
Charakteristická pevnost betonu	$f_{ck} = 30.00$ MPa
Návrhový součinitel pro beton	$\gamma_c = 1.50$ -
Redukční součinitel	$\alpha_{cc} = 0.90$ -
Návrhová pevnost betonu	$f_{cd} = 18.00$ -
Součinitel závisící na pevnostní třídě betonu	$k_1 = 1.22$ -
Součinitel závisící na normálové síle a štíhlosti	$k_2 = 0.10$ -
Ohybový moment I. řádu od kvazistále kombinace (MSP)	$M_{0Egp} = 21382.00$ kNm
Ohybový moment I. řádu od návrhové kombinace (MSÚ)	$M_{0Ed} = 52641.32$ kNm
Náhradní výška průřezu	$h_0 = 1577.81$ mm
Čas vnesení zatížení	$t_0 = 10.00$ dní
Typ betonu a cementu	C30/37, N
Konečný součinitel dotvarování	$\varphi_{(\infty, t_0)} = 1.65$ -
Účinný součinitel dotvarování	$\varphi_{ef} = 0.67$ -
Součinitel zohledňující účinky trhlin a dotvarování	$K_c = 0.07$ -
Plocha výztuže	$A_s = 0.19$ m ²
Geometrický stupeň vyztužení	$\rho = 0.01$ -
Návrhová hodnota modulu pružnosti výztuže	$E_s = 200.00$ GPa
Moment setrvačnosti výztuže vztažený k těžišti bet. průřezu	$I_s = 0.13$ m ⁴
Součinitel zohledňující příspěvek výztuže	$K_s = 1.00$ -
Jmenovitá tuhost a vzpěrné břemeno	
Jmenovitá tuhost štíhlých tlačených prvků	$EI = 34930.66$ MNm ²
Vzpěrné břemeno	$N_B = 215.47$ MN
Návrhové vnitřní síly I. řádu	
Návrhová normálová síla I. řád	$N_{Ed, I} = -62451.62$ kN
Návrhový ohybový moment I. řád	$M_{Ed, I} = 52641.32$ kNm
Návrhové vnitřní síly s vlivem II. řádu	
Součinitel závislý na průběhu momentu I. řádu	$c_0 = -$ -
Součinitel závislý na průběhu momentu I. řádu	$\beta = 1.00$ -
Návrhový moment s účinkem II. řádu	$M_{Ed} = 74125.92$ kNm
Návrhová normálová síla	$N_{Ed} = -62451.62$ kN
Poměr momentu I. řádu	$M_{Ed, I} / M_{Ed} = 71.02$ %

Tabulka 10.2 Metoda jmenovité tuhosti



Návrhové hodnoty pro všechny zbylé relevantní kombinace zatížení jsou zobrazeny v tabulce. Jedná se o návrhové hodnoty, které se vyskytují na více zatíženém pilíři P6.

Návrhové vnitřní síly s vlivem II. řádu		
Kombinace	N_{Ed}	M_{Ed}
	[MN]	[MNm]
maxM	-36.03	50.05
minM	-62.45	-74.13
maxN	-65.51	14.86
minN	-23.43	7.20

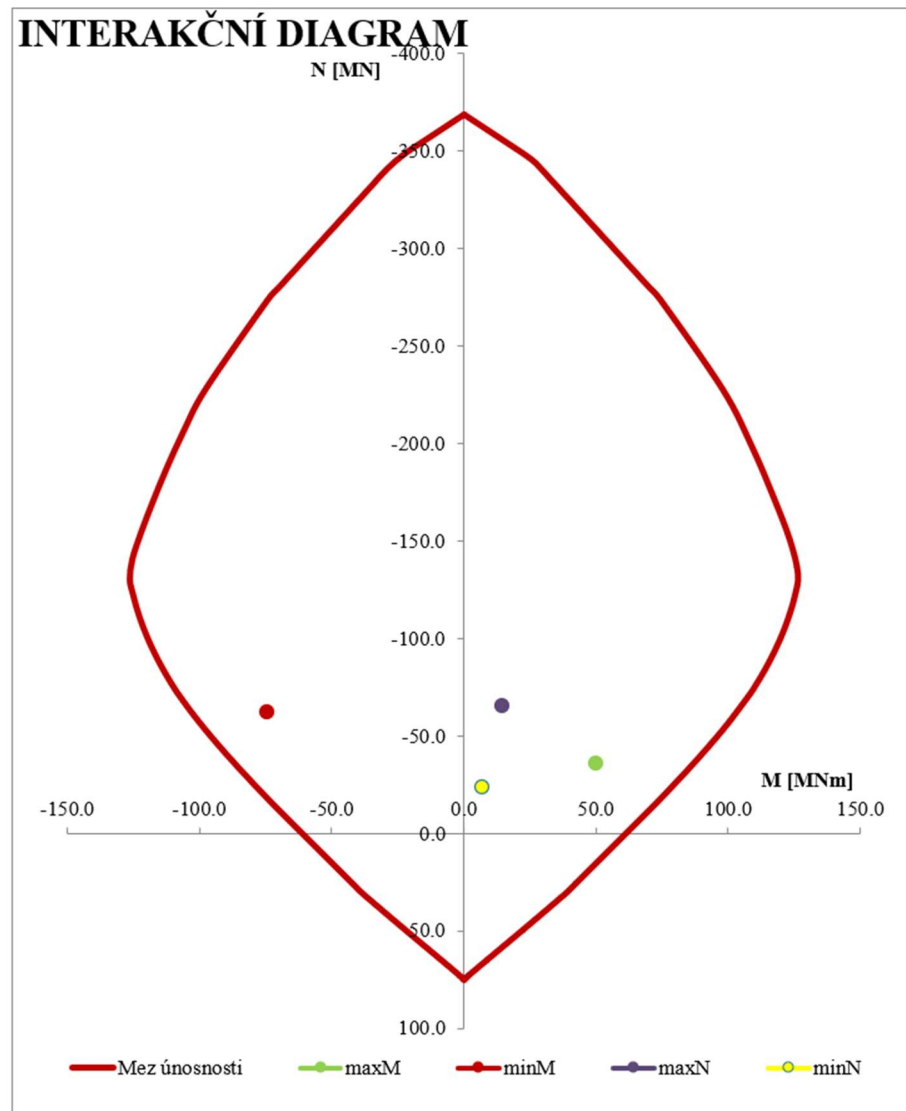
Tabulka 10.3 Návrhové vnitřní síly pro spodní stavbu (pilíř P6) s účinky II. řádu

10.2. Posouzení pomocí interakčního diagramu

Posouzení rámových stojek, které jsou namáhány kombinací M+N bylo posouzeno pomocí interakčního diagramu.

Návrh: 100 x \varnothing 32 u obou povrchů rozděleno do dvou řad, beton C30/37

h = 8,22 m; b = 1,90 m

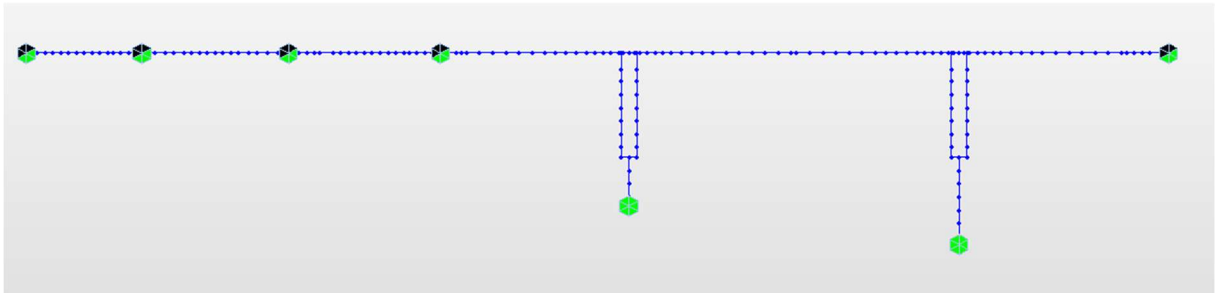


Obrázek 10.2 Posouzení rámové stojky P5 pomocí interakčního diagramu

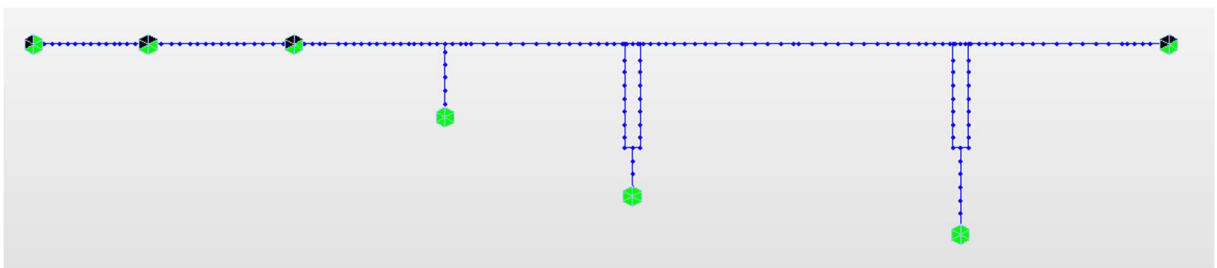
VYHOVUJE

11. Varianta bez vrubového kloubu s posuvným ložiskem

V rámci diplomové práce byla posouzena varianta letmé betonáže s užitím posuvného ložiska na pilíři P4 namísto vrubového kloubu.



Obrázek 11.1 Prutový model varianta s posuvným ložiskem

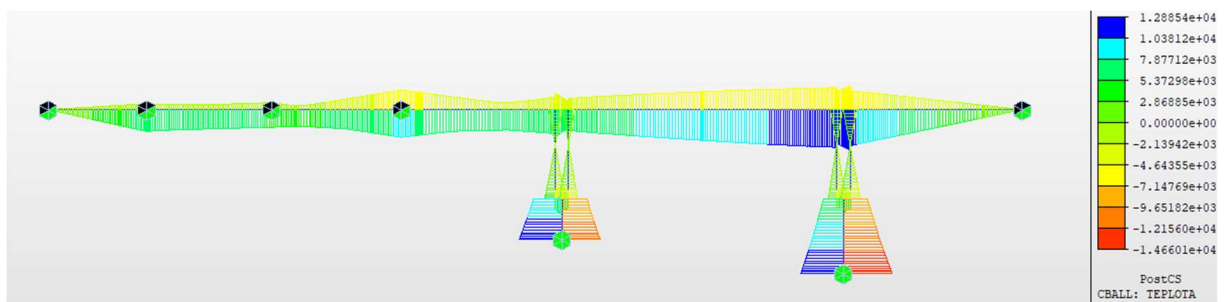


Obrázek 11.2 Prutový model varianta s vrubovým kloubem

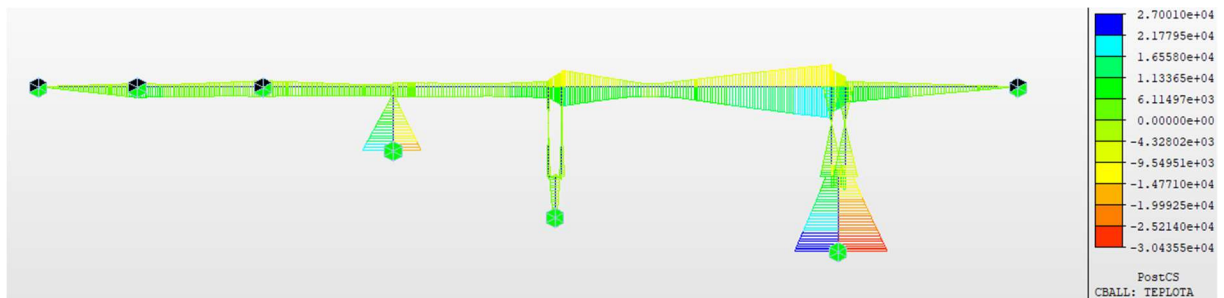
Konstrukce se tak stane měkkčí při namáhání v podélném směru konstrukce x. Nahrazením vrubového kloubu posuvným ložiskem, dojde k posunu teoretického pevného bodu směrem k pilíři P6.

Bylo zkoumáno především ohybové namáhání pilířů od teploty, od brzdných sil a vodorovný posun v závěrech na opěrách O1 a O7.

Na obrázcích je zobrazena obálka průběhu ohybového momentu při zatížení rovnoměrnou a nerovnoměrnou teplotou.



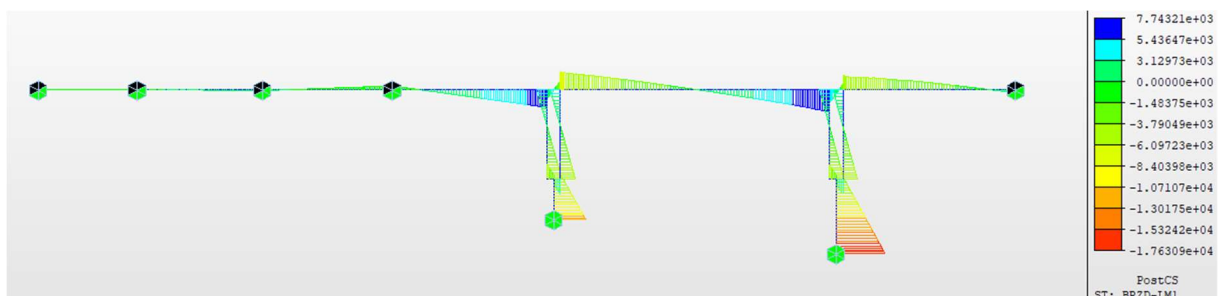
Obrázek 11.3 Obálka ohybového momentu M_y od zatížení teplotou varianta posuv. ložisko



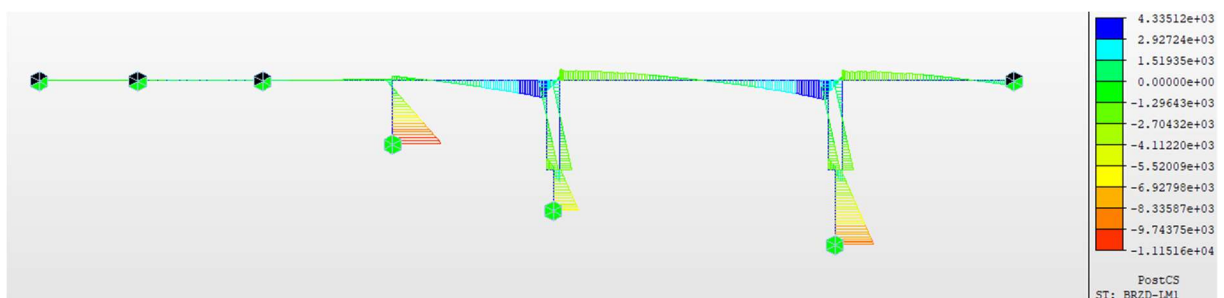
Obrázek 11.4 Obálka ohybového momentu M_y od zatížení teplotou varianta vrubový kloub

Z průběhů ohybového momentu je patrné, že ve variantě s posuvným ložiskem dochází k rovnoměrnému namáhání pilířů P5 a P6. V namáhání při kombinaci v mezním stavu únosnosti, na které je posouzen pilíř P5 a P6, se zmenší návrhový záporný ohybový moment prvního řádu (minM) z hodnoty $M_{y,P6,vrub} = -52,64$ MNm na hodnotu $M_{y,P6,posuv} = -46,75$ MNm. To znamená, že návrhový záporný ohybový moment je ve variantě s vrubovým kloubem v absolutní hodnotě vyšší přibližně o 13 %. To vede k většímu vyztužení pilíře P6.

Ohybové namáhání od brzdných sil je zobrazena na obrázcích níže.



Obrázek 11.5 Průběh ohybového momentu M_y od zatížení brzdnými silami varianta posuv. ložisko



Obrázek 11.6 Průběh ohybového momentu M_y od zatížení brzdnými silami varianta vrub. kloub

Díky vrubovému kloubu je celá konstrukce tužší. To má vliv i na ohybové zatížení pilířů brzdnými silami, kde ve variantě s vrubovým kloubem je namáhání rámových stojek ohybovým momentem přibližně o polovinu menší než s posuvným ložiskem. V globálním měřítku však příčinek brzdných sil na návrhový ohybový moment nemá tak zásadní vliv. Ve



variantě s vrubovým kloubem tvoří pouze přibližně 5 % z jeho celkové hodnoty, respektive 10 % ve variantě s posuvným ložiskem.

Pro vyšetření rozdílu ve vodorovných posunech při charakteristické kombinaci, kde vystupuje teplota jako dominantní proměnné zatížení, jsou výsledky vyčísleny v tabulce.

Vrubový kloub			Posuvné ložisko		
	u_x [mm]			u_x [mm]	
	max	min		max	min
O1	94	-64	O1	125	-86
O7	74	-74	O7	52	-55

Tabulka 11.1 Vodorovné deformace u_x na opěrách O1 a O7 pro obě varianty

Hodnoty obou variant jsou v rozmezí realizovatelnosti a je možné pro obě varianty navrhnout mostní závěr.

Tato studie ukázala, že by bylo možné realizovat obě dvě varianty. Velkou předností varianty s vrubovým kloubem je nutnost výměny ložiska na pilíři P4 a celá konstrukce je tak méně náročná na údržbu. Dále je určitě výhodou větší tuhost konstrukce ve vodorovném směru a tím menší posuny v závěrech na opěrách. Ve variantě s posuvným kloubem je určitě výhodou srovnatelné namáhání obou pilířů P5 a P6 a tím i nižší vyztužení (návrhový moment druhého řádu je pro variantu s vrubovým kloubem přibližně o 12 % vyšší).

12. Posouzení založení

Posudek založení byl proveden na plošný základ pod pilířem P6, který je zatížen největšími reakcemi.

Posouzení bylo provedeno pomocí programu GEO5 s použitím normového přístupu dle ČSN EN 1997 [11].

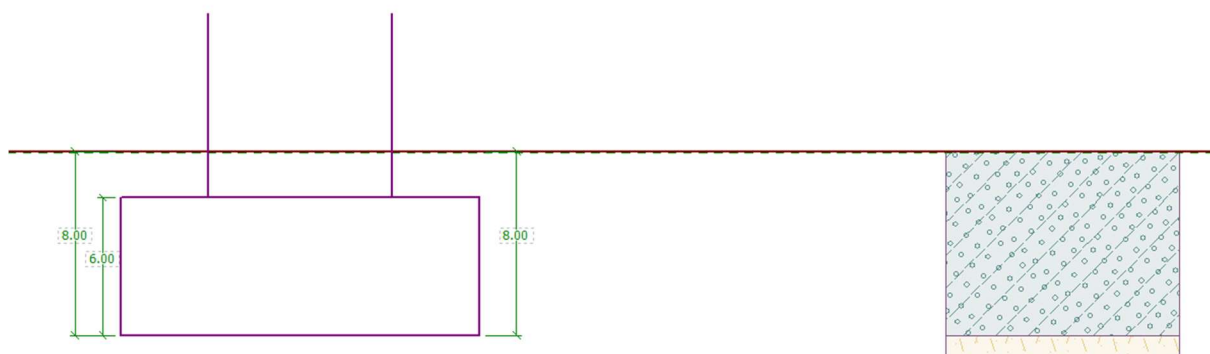
Materiál základu vstupujících do výpočtu je beton C20/25 vyztužen minimální plochou výztuže oceli B500B. Objemová tíha materiálu základové patky je ve výpočtu uvažována jako 25 kg/m^3 .

12.1. Geologický profil

Pilíř P6 je umístěn do svahu údolí řeky Střely, kde jsou již od povrchu zastiženy skalní horniny typu R3.

Geologický profil a parametry zemin byly převzaty z podrobného GTP. Podzemní voda dle GTP nebyla zastižena. Zásyp výkopu pro základovou patku je zhotoven z hlinitého štěrku G4.

Geologický profil vystihuje obrázek 12.1.



Obrázek 12.1 Geologický profil a schéma založení základové patky

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	8.00	Třída G4	
2	-	Horniny R3	



12.1.1. Parametry zeminy

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	ϕ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída G4		32.50	4.00	19.00	9.00	
2	Horniny R3		40.00	5.00	21.50	15.00	

Parametry zemín:

Třída G4

Objemová tíha:	γ	=	19,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření:	ϕ_{ef}	=	32,50 °
Soudržnost zeminy:	c_{ef}	=	4,00 kPa
Poissonovo číslo:	ν	=	0,30
Edometrický modul:	E_{oed}	=	94,50 MPa
Obj. tíha sat. zeminy:	γ_{sat}	=	19,00 kN/m ³
Typ zeminy:		=	soudržná

Horniny typu R3

Objemová tíha:	γ	=	21,50 kN/m ³
Úhel vnitřního tření:	ϕ_{ef}	=	40,00 °
Soudržnost zeminy:	c_{ef}	=	5,00 kPa
Poissonovo číslo:	ν	=	0,15
Modul přetvárnosti:	E_{def}	=	900,00 MPa

12.2. Zatížení

Návrhové i užité zatížení bylo určeno z výpočetního modelu jako nejnepříznivější kombinace zatížení.

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		Zatížení č. 1 (minN)	Návrhové	184000.00	0.00	-21535.00	55.00	0.00
2	Ano		Zatížení č. 1 (minN) - char	Užitné	142000.00	0.00	-18000.00	8.00	0.00
3	Ano		Zatížení č. 2 (maxM)	Návrhové	154000.00	0.00	-83000.00	1241.00	0.00
4	Ano		Zatížení č. 2 (maxM) - char	Užitné	134000.00	0.00	-68000.00	1055.00	0.00



12.3. Posouzení svislé únosnosti

Posouzení čís. 1

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e_x [m]	e_y [m]	σ [kPa]	R_d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
Zatížení č. 1 (minN)	Ano	0.10	0.00	1345.42	16986.82	7.92	Ano
Zatížení č. 1 (minN)	Ne	0.10	0.00	1406.13	16986.32	8.28	Ano
Zatížení č. 2 (maxM)	Ano	0.50	0.00	1217.12	16864.21	7.22	Ano
Zatížení č. 2 (maxM)	Ne	0.47	0.00	1277.58	16869.56	7.57	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 32284.98$ kN

Spočtená tíha nadloží $Z = 5058.29$ kN

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1 (minN))

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 19.43$ m

Dosah smykové plochy $l_{sp} = 63.96$ m

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 16986.32$ kPa

Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 1406.13$ kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0.032 < 0.333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0.000 < 0.333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0.032 < 0.333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 3. (Zatížení č. 2 (maxM))

Zemní odpor: klidový

Výpočtová velikost zemního odporu $S_{pd} = 2695.41$ kN

Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 141703.58$ kN

Extrémní horizontální síla $H = 1241.00$ kN

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

VYHOVUJE



12.4. Posouzení sednutí a natočení základu

Posouzení čís. 1

Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnejpříznivějších zatěžovacích stavů.

Výpočet proveden s uvažováním koeficientu κ_1 (vliv hloubky založení).

Napětí v základové spáře uvažováno od upraveného terénu.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 23914.80$ kN

Spočtená tíha nadloží $Z = 3746.88$ kN

Sednutí středu hrany x - 1 = 5.7 mm

Sednutí středu hrany x - 2 = 5.7 mm

Sednutí středu hrany y - 1 = 5.2 mm

Sednutí středu hrany y - 2 = 5.0 mm

Sednutí středu základu = 8.6 mm

Sednutí charakterist. bodu = 6.1 mm

(1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 900.00$ MPa

Základ je ve směru délky tuhý ($k=1.90$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($k=6.74$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0.029 < 0.333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0.000 < 0.333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0.029 < 0.333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = 6.1 mm

Hloubka deformační zóny = 24.94 m

Natočení ve směru x = 0.064 (tan*1000); (3.7E-03 °)

Natočení ve směru y = 0.000 (tan*1000); (5.0E-18 °)

Vypočtené sednutí základové patky je 6,1 mm. Sednutí z velké části proběhne dříve než se konstrukce propojí a stane se staticky neurčitá, tudíž vliv na namáhání konstrukce bude minimální.

Konstrukce je schopna zatížení vyvolané daným sednutím podpor přenést.

VYHOVUJE

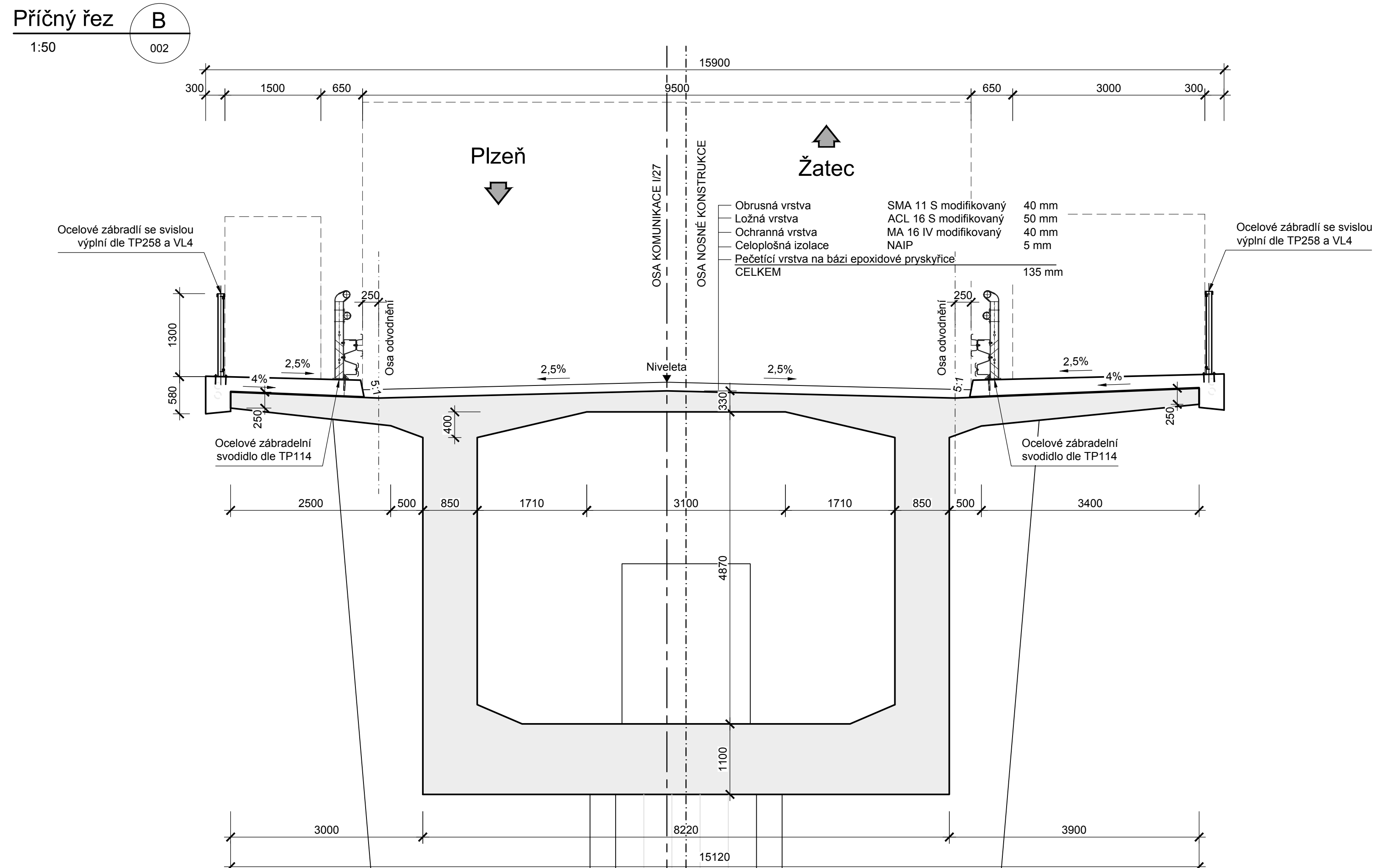
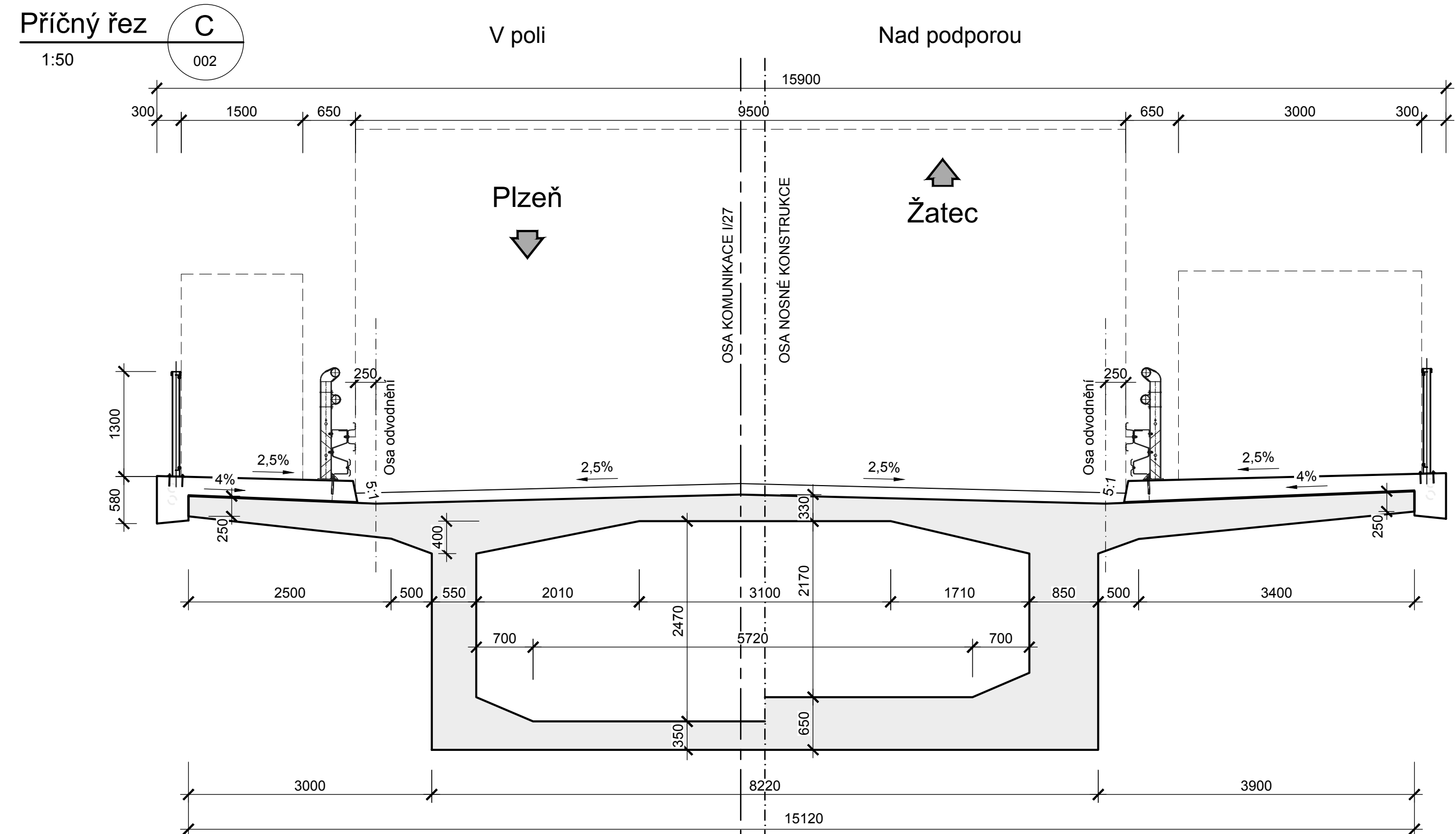


13. Použité programy

Midas Civil, Scia Engineer 20, MS Excel, GEO 5

14. Použitá literatura

- [1] ČSN EN 206-1: *Beton - Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda*. 2001.
- [2] ČSN 42 0139: *Ocel pro výztuž do betonu - Svařitelná betonářská ocel žebírková a hladká*. 2011.
- [3] ČSN EN 1992-1-1: *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. 2019.
- [4] ČSN EN 1992-2 (736208) *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady*. 05/2007. 2007.
- [5] ČSN EN 1991-1-5 *Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou*.
- [6] ČSN EN 1991-1-4 *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem*. 2020.
- [7] ČSN EN 1991-2 *Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou*.
- [8] ČSN EN 1990: *Zásady zatížení konstrukcí*. 2004.
- [9] DRAHORÁD, Michal a Lukáš BOHÁČEK. *Betonové konstrukce 3K*. Praha, 2016.
- [10] HRDOUŠEK, Vladislav. *Betonové mosty 2*. Česká technika - nakladatelství ČVUT, 2005.
- [11] ČSN EN 1997-1: *Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla*.



Beton

Pevnostní třídy dle ČSN EN 206 + A2
Dále platí doplňující ČSN P 2404

Opěry, pilíře a křídla C30/37 - XF2, XD1, XC4, XA2

Nosná konstrukce C45/55 - XF2, XD1, XC4

Ocel

Betonářská výztuž B500B
Předpínací výztuž Y1860S7-15,7-A

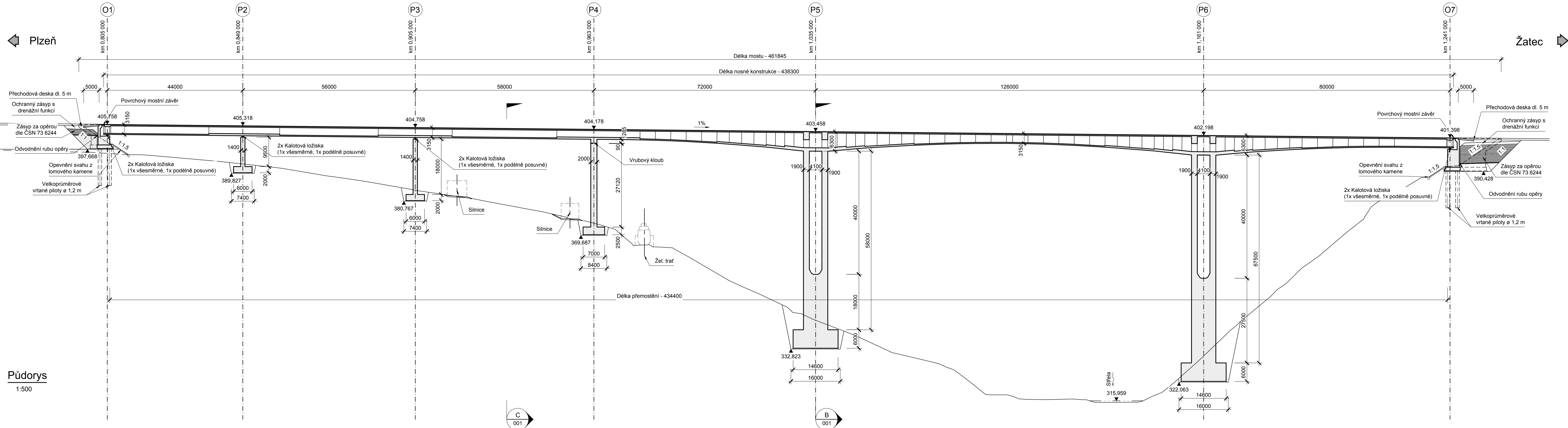
Poznámky

- Pokud není uvedeno jinak, zkosení hran 15/15 mm
- Detaily budou provedeny dle vzorových listů VL4

Zpracoval: Bc. Tomáš Vizner	Vyučující: prof. Ing. Jan L. Vitek, CSc., FEng.	Ročník: 2. roč. - K	
Předmět: 133DPM - Diplomová práce		Katedra: 133	
Projekt: Silniční most přes údolí řeky Sřelky			
Výkres: Vzorový příčný řez	Číslo výkresu: 1	Formát: 5x A4	Měřítka: 1:50
		Datum: 20. 5. 2024	

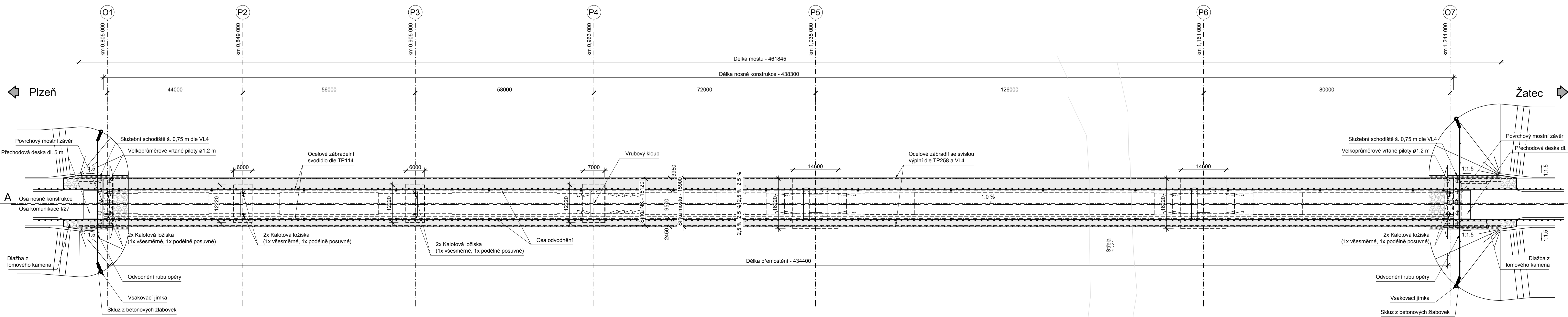
Podélný řez A

1:500



Půdorys

1:500



Beton

Pevnostní třídy dle ČSN EN 206 + A2
Dále platí doplňující ČSN P 2404

Podkladní beton	C12/15 - X0
Piloty	C30/37 - XA2
Základy pilířů	C20/25 - XF2, XC2, XA2
Opěry, pilíře a křídla	C30/37 - XF2, XD1, XC4, XA2
Nosná konstrukce	C45/55 - XF2, XD1, XC4

Ocel

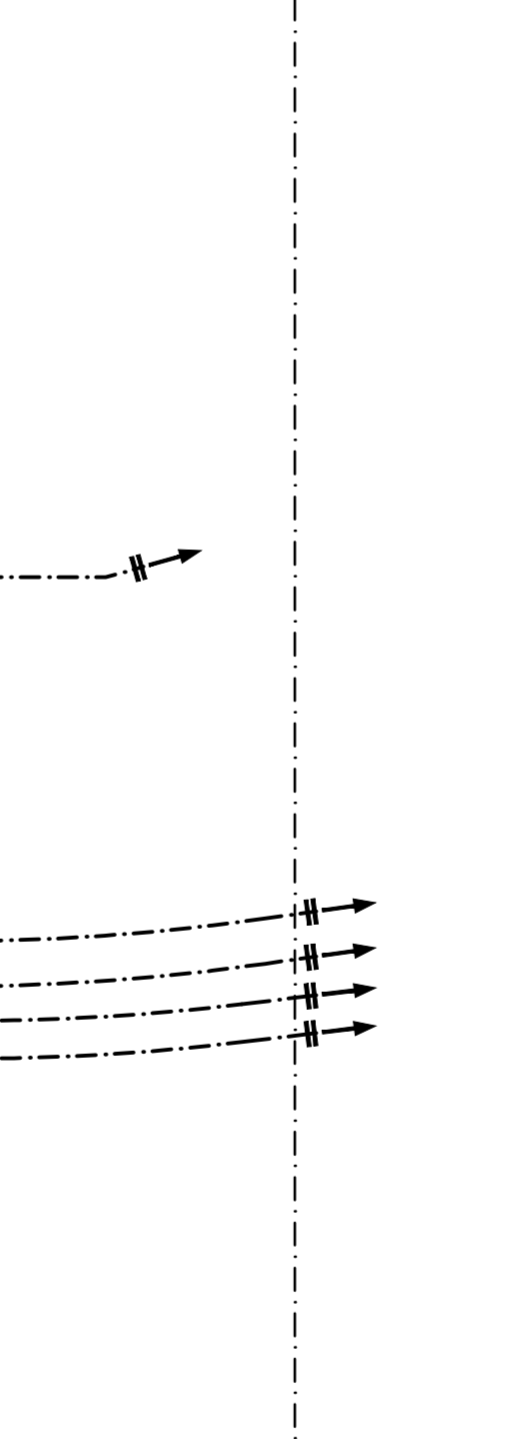
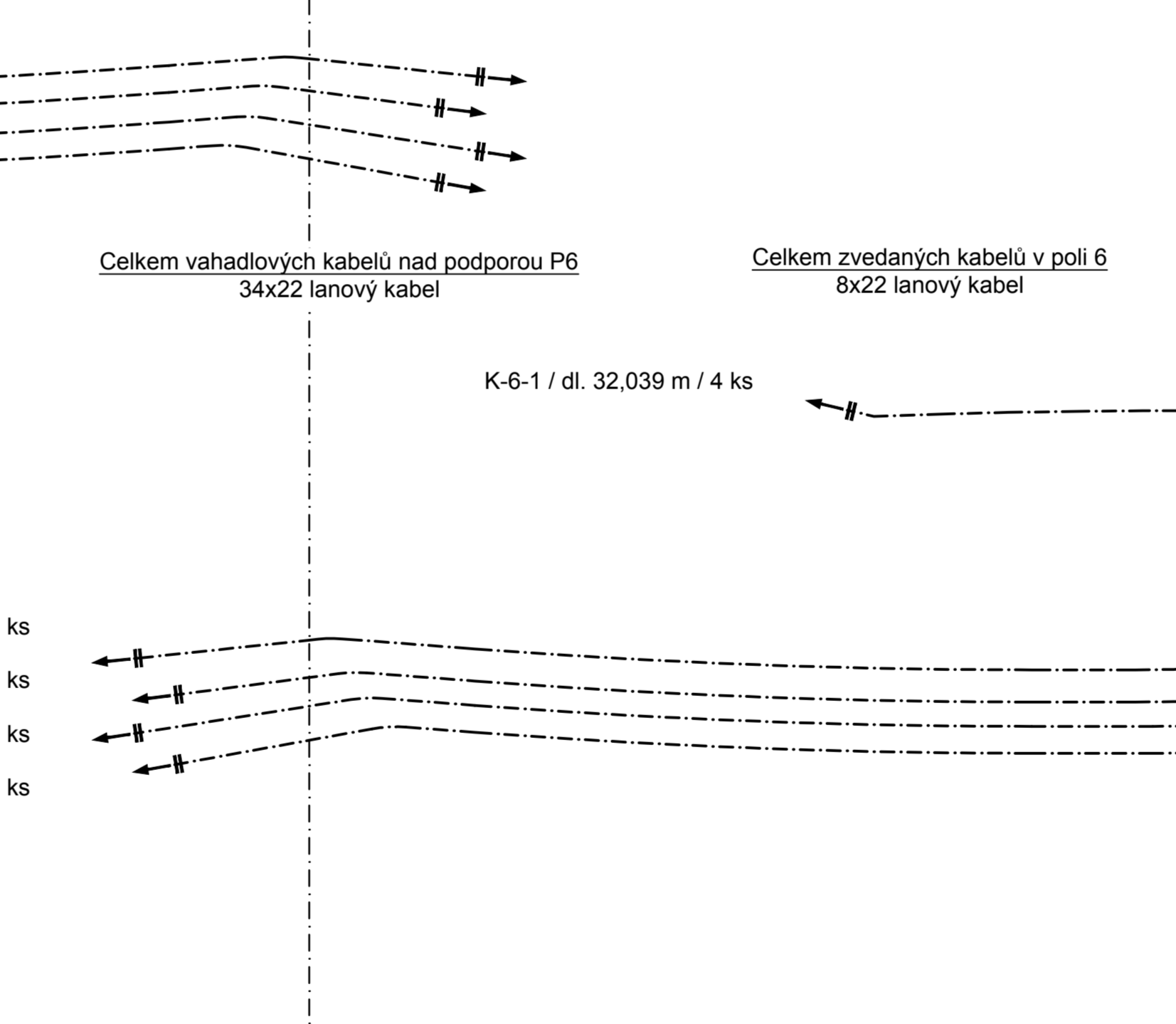
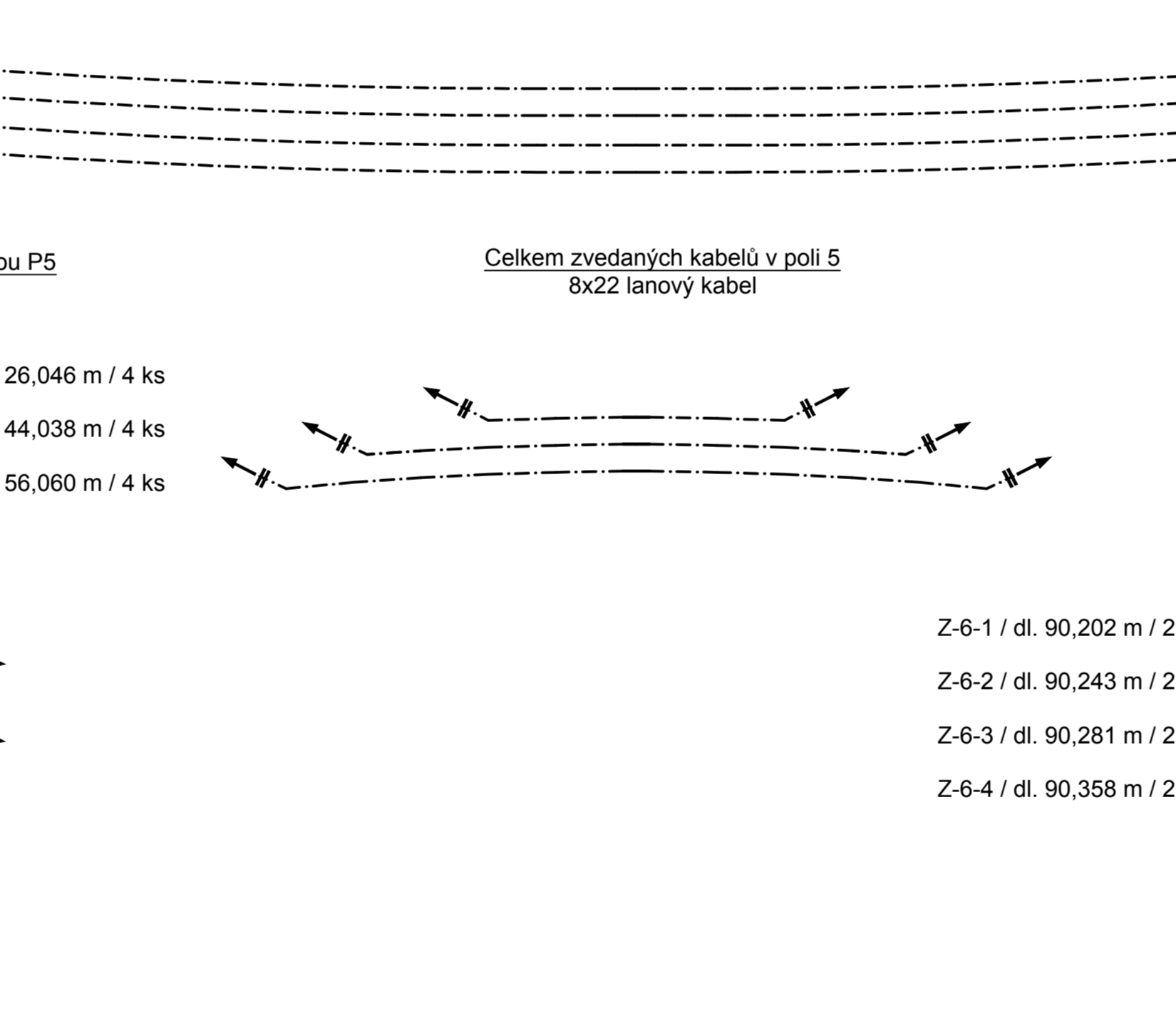
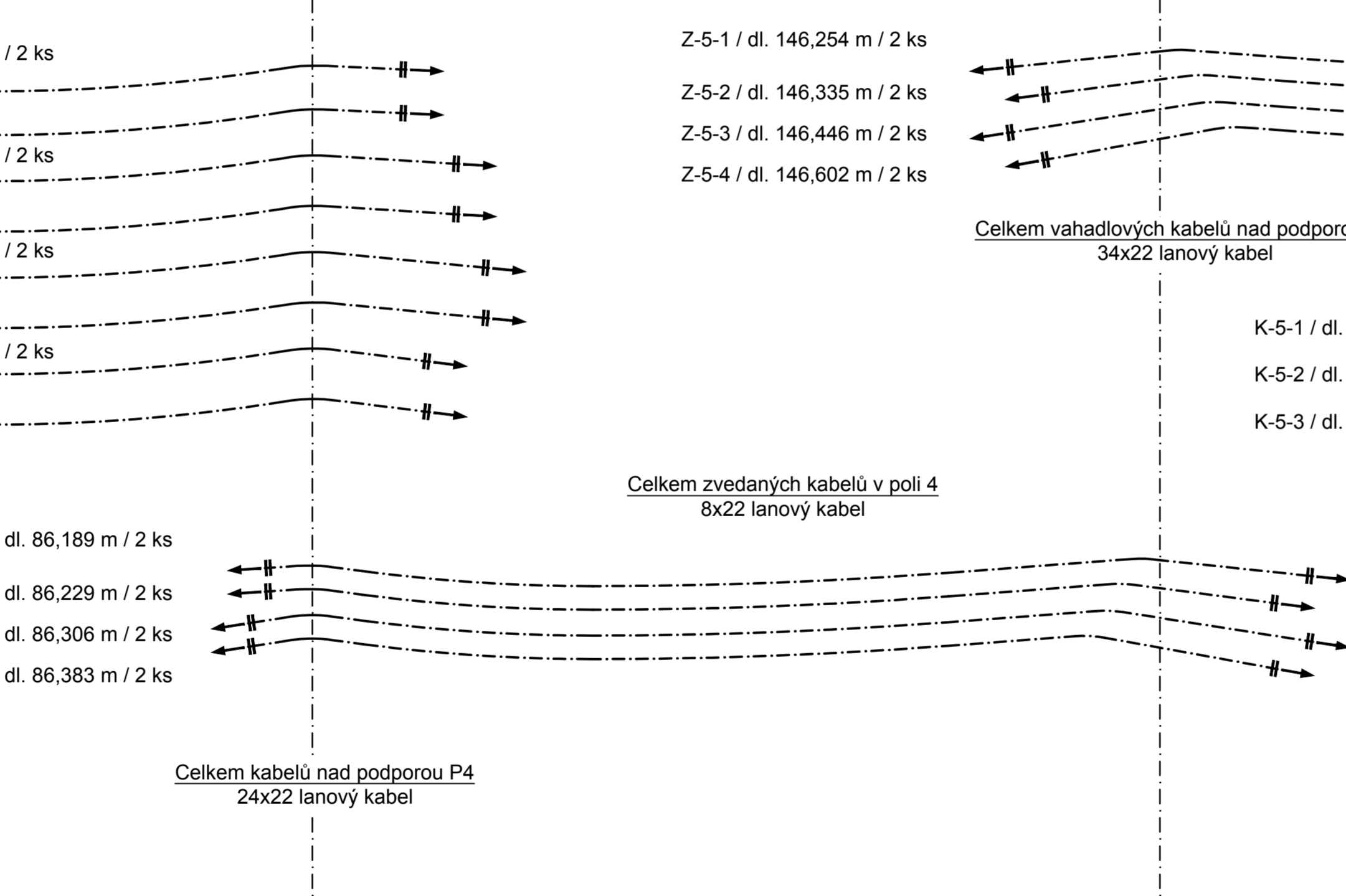
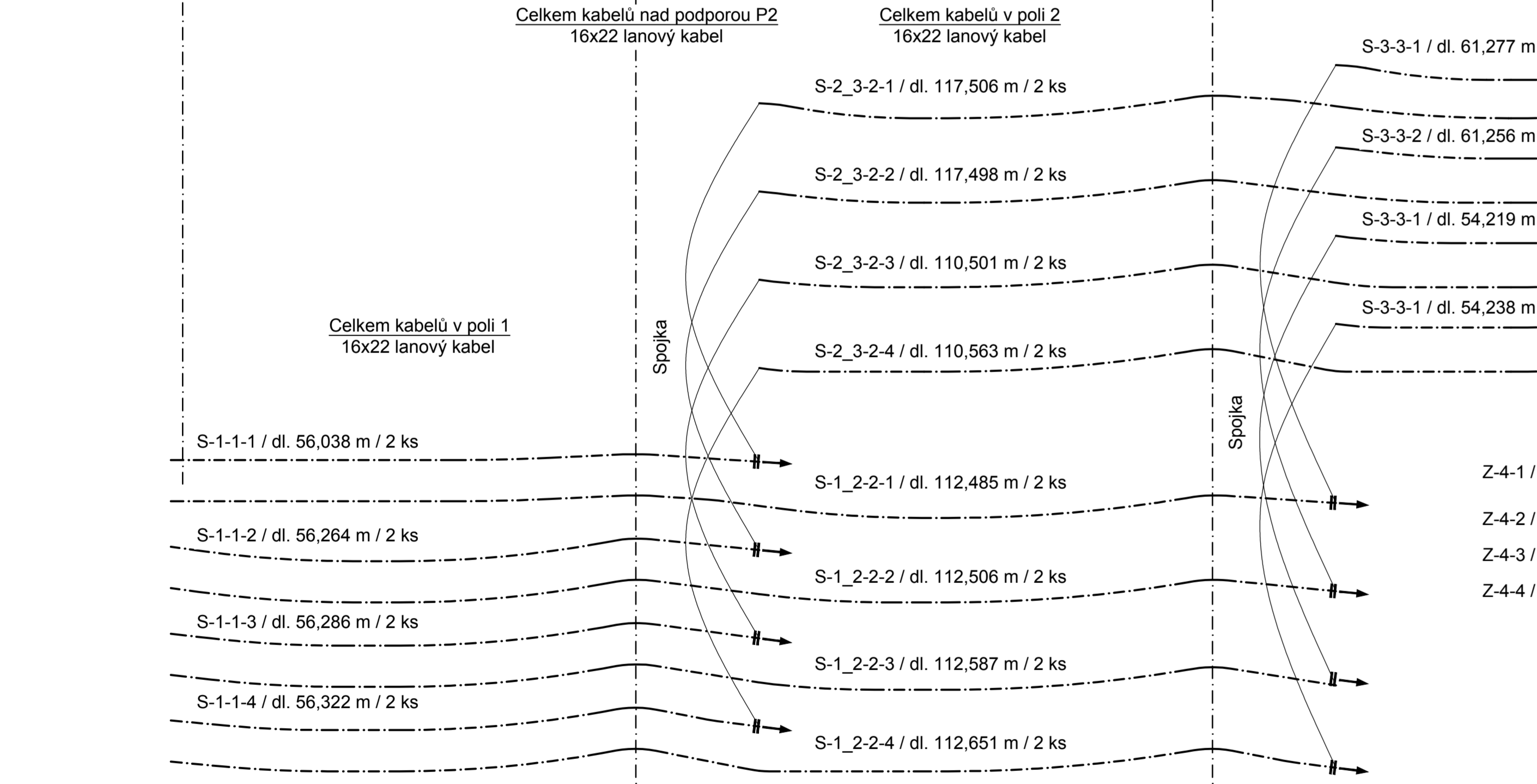
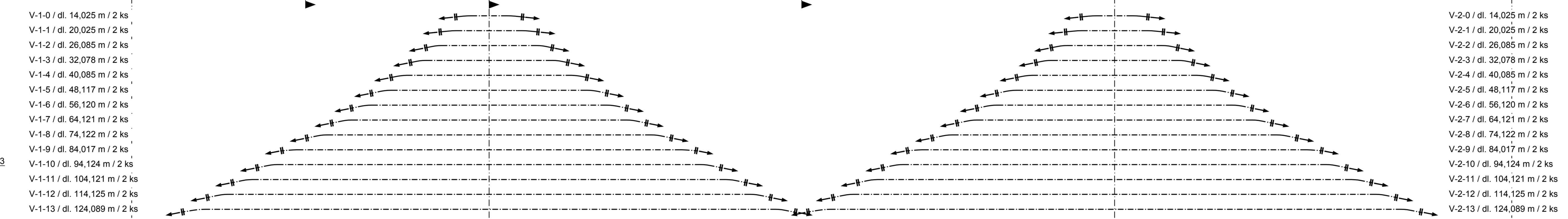
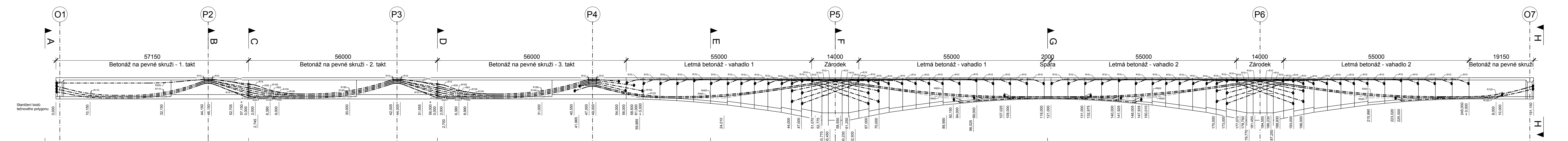
Betonářská výztuž	B500B
Předpínací výztuž	Y1860S7-15,7-A

Poznámky

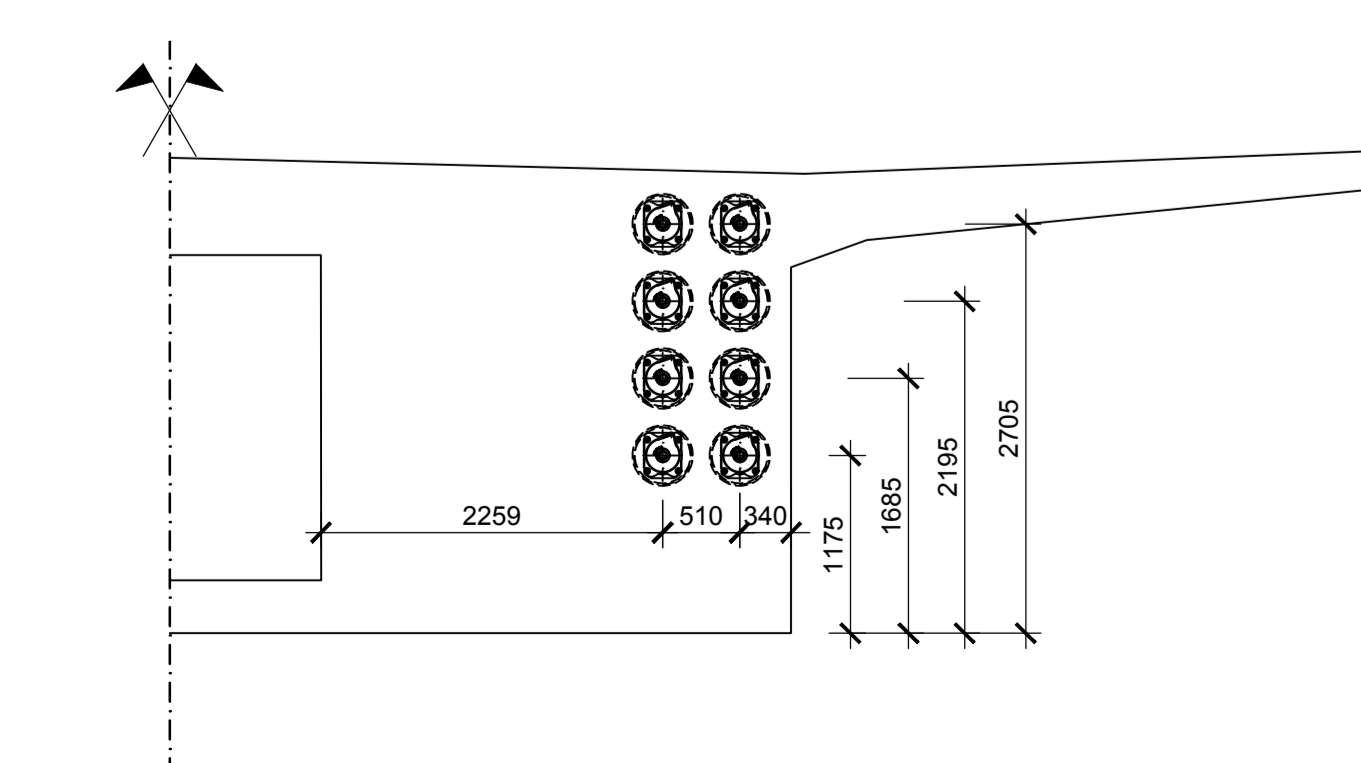
- Pokud není uvedeno jinak, zkosení hran 15/15 mm
- Detaily budou provedeny dle vzorových listů VL4

Zpracoval:	Bc. Tomáš Vizner	Využil:	prof. Ing. Jan L. Vitek, CSc., F.Eng.	Ročník:	2. roč. - K
Předmět:	133DPM - Diplomová práce	Katedra:	133		
Projekt:	Silniční most přes údolí řeky Sítavy	Číslo výkresu:	2		
Výkres:	Podélný řez Půdorys	Formát:	12x A4	Mříčko:	1:500
			Datum:	20. 5. 2024	

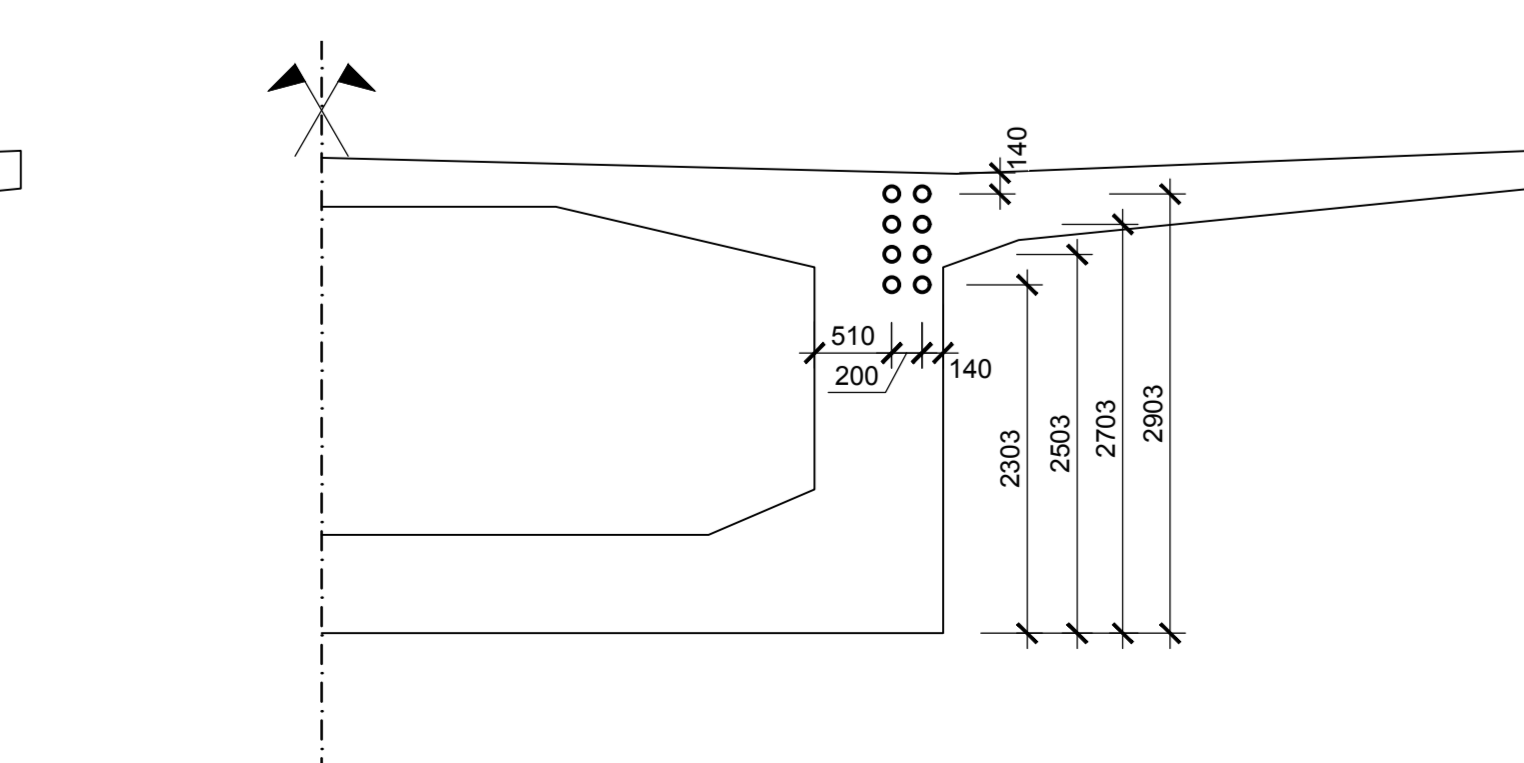
Příčný řez A
1:400/200



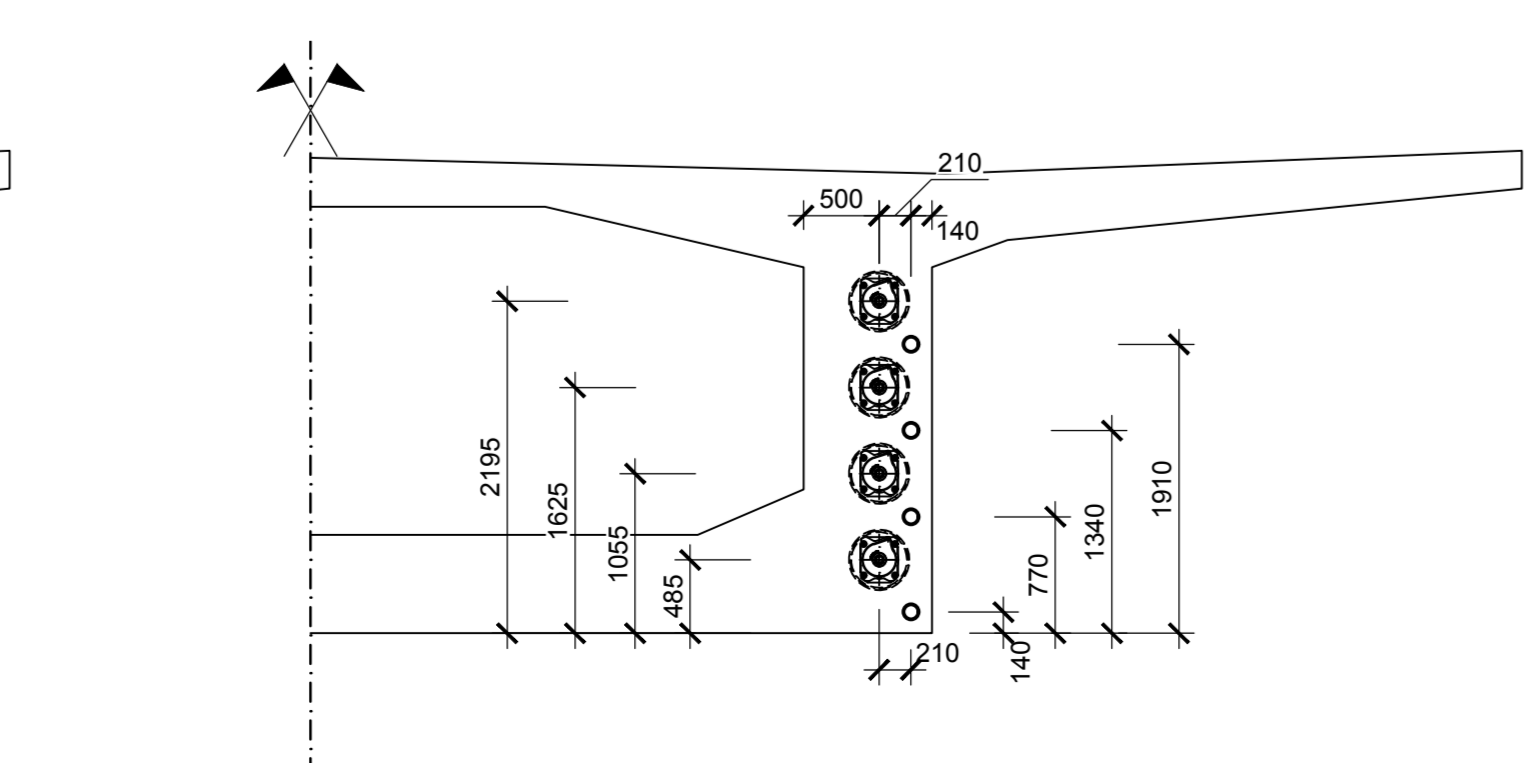
Příčný řez A
1:50



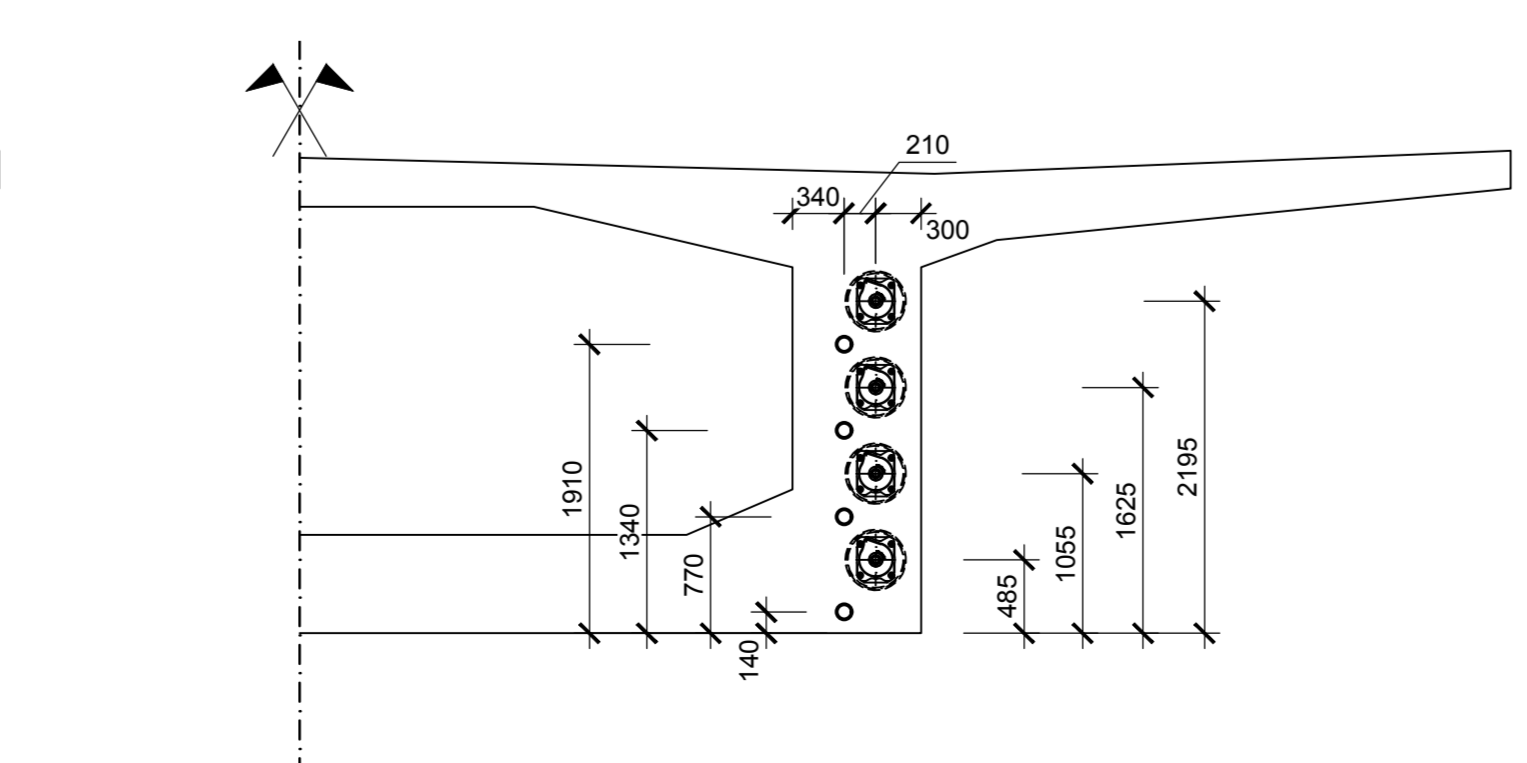
Příčný řez B
1:50



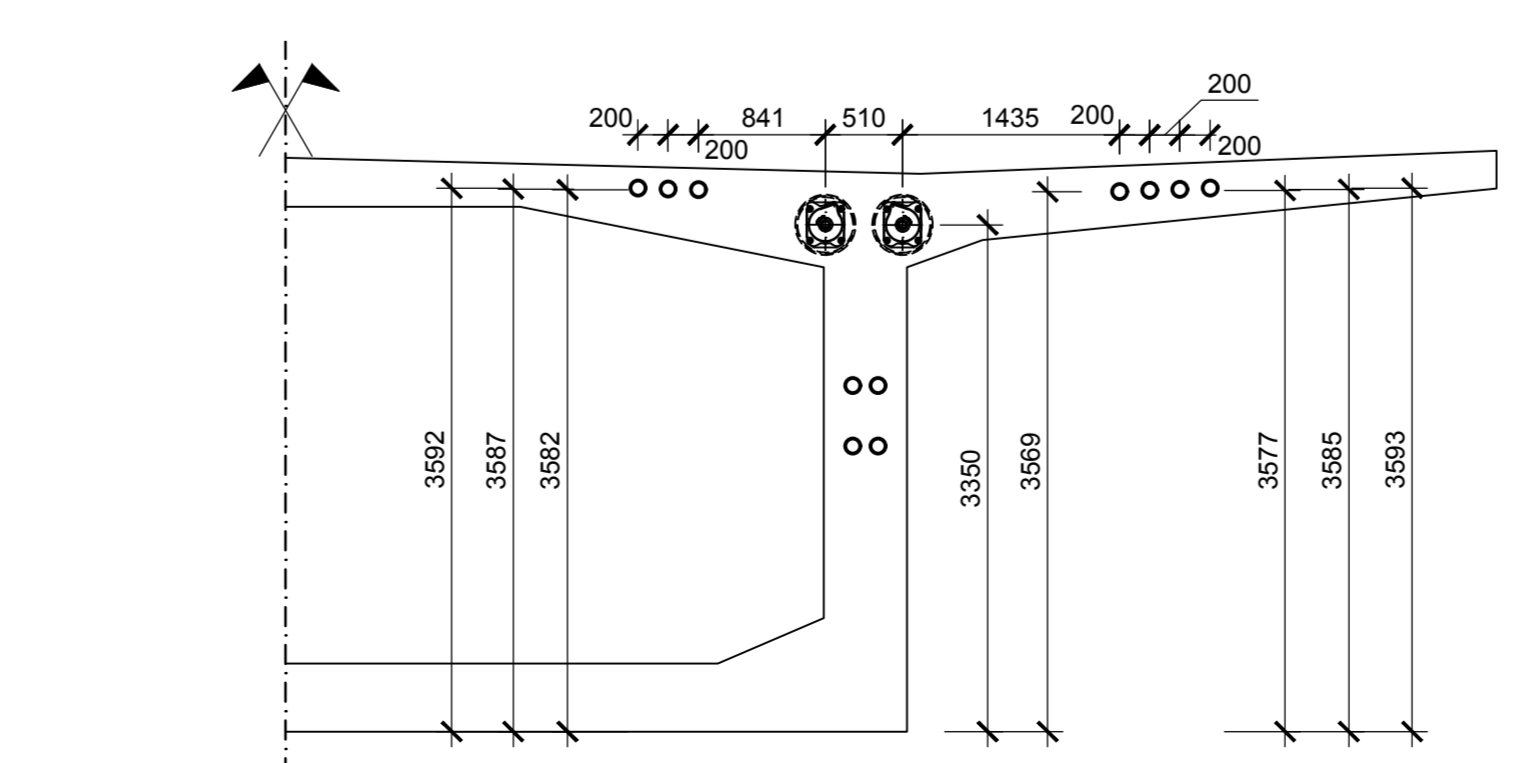
Příčný řez C
1:50



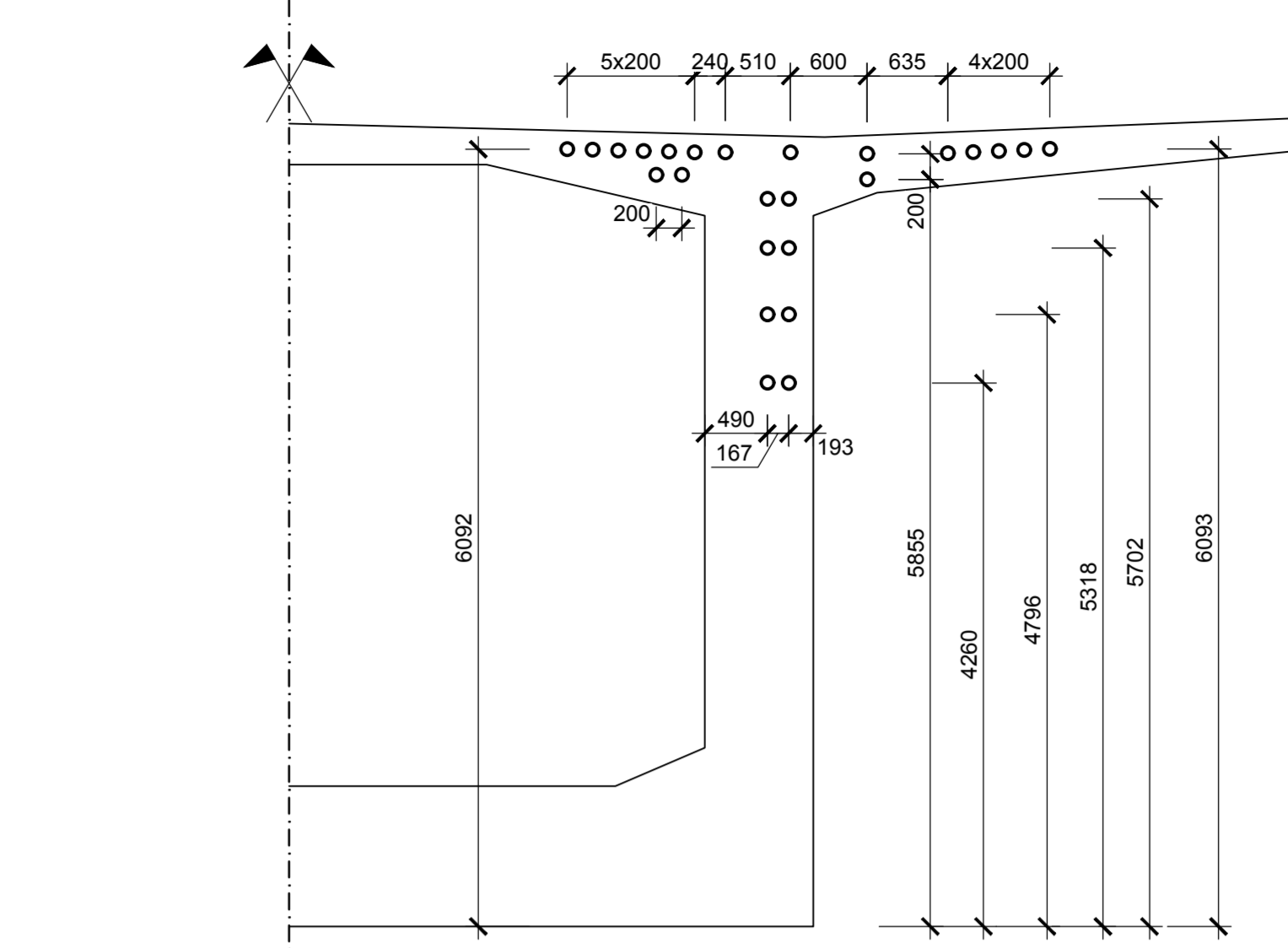
Příčný řez D
1:50



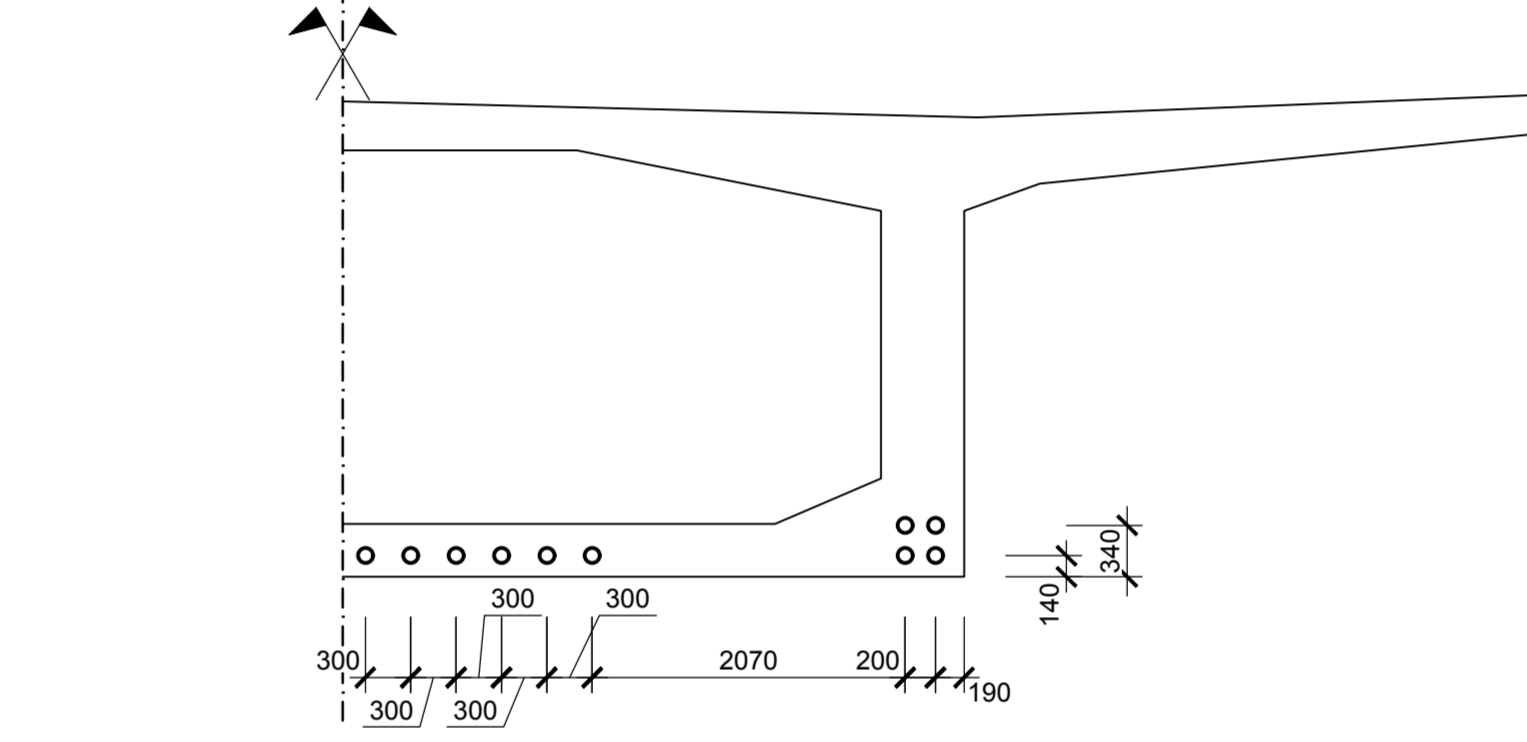
Příčný řez E
1:50



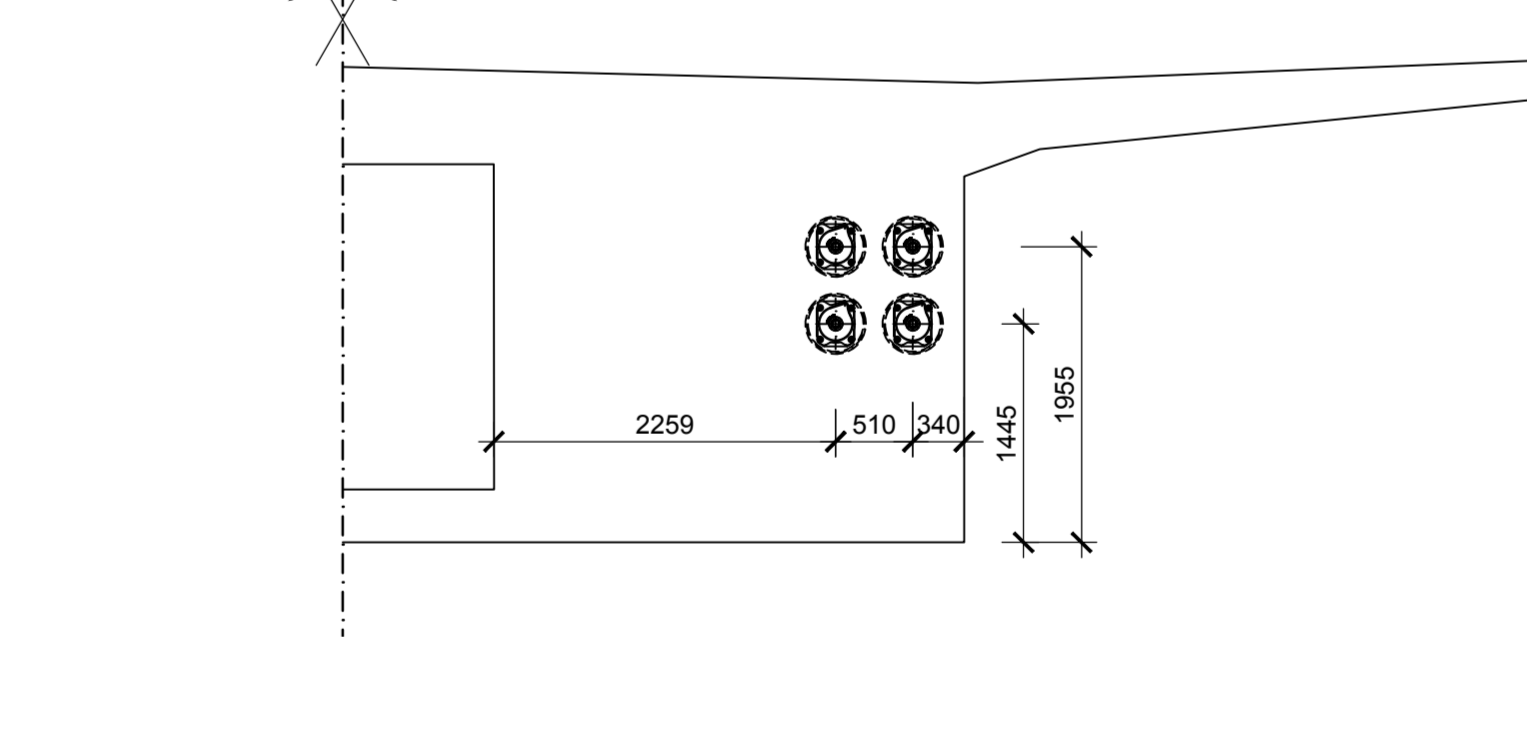
Příčný řez F
1:50



Příčný řez G
1:50



Příčný řez H
1:50



- Poznámky:**
- Umístění inektačních vstupů, odvodňovacích a odvodňovacích kanálků (trubiček) je dle příslušných technologických předpisů.
 - Odsazení nosné konstrukce je možné až po napnutí všech kabelů.
 - Podrobné výtvarné kabelů (výtvarný měřítko) budou součástí dokumentace zhotovitele.
 - Směrové vedení kabelů se předpokládá pomocí vodotěsné betonářské výtvarné vázané na smykové spory.
 - Oka pro uchycení kabelů budou provedena z betonářské výtvarné a 12.
 - S ohledem na výsledky korozního průzkumu není nutné použít systém předpětí v elektroizolační úpravě.
 - Předpínací systém Freysinet.
 - Kotelny systém Freysinet - kotelny řady C, typ kotvy Z2C15.
 - Přesnost uložení kabelových kanálků je + 20 mm.
 - Umístění inektačních vstupů, odvodňovacích a odvodňovacích kanálků (trubiček) je dle příslušných technologických předpisů.
 - Minimální stáří betonu při napínání je 3 dny.
 - Odsazení je možné až po napnutí všech kabelů (pole 1, 2, 3 a 6).

- Náplňovaná kotva**
Kotva předpětí Y1860S7-15,7-A

- Předpínací předpis:**
- Předpínací napětí v kabelech:

Vahadlové kabely	1416 MPa (4035,6 kN)
Spojované kabely	1440 MPa (4104,0 kN)
Zvedané kabely	1440 MPa (4104,0 kN)
 - Napětí se podřízí minimálně 5 minut a zakotví při předepsaném předpínacím napětí.
 - Kabely se napnou na 25% kotevní napětí, odečte se protažení, napnou se na 100%. Poté se znovu odečte protažení.
 - Po ukončení napínání budou všechny kabely litavé zajiřkovány cementovou matou dle TP příslušného předpínacího systému.
 - V případě, že se při kontrolních zkouškách zjistí jiná skutečná plocha lana než uvažovaná (150 mm²), jmenovité předpínací napětí se upraví podle předepsané hodnoty předpínací síly.
 - Po napnutí všech kabelů v pracovní spáře odejde k odsazení nosné konstrukce.

Materiál:

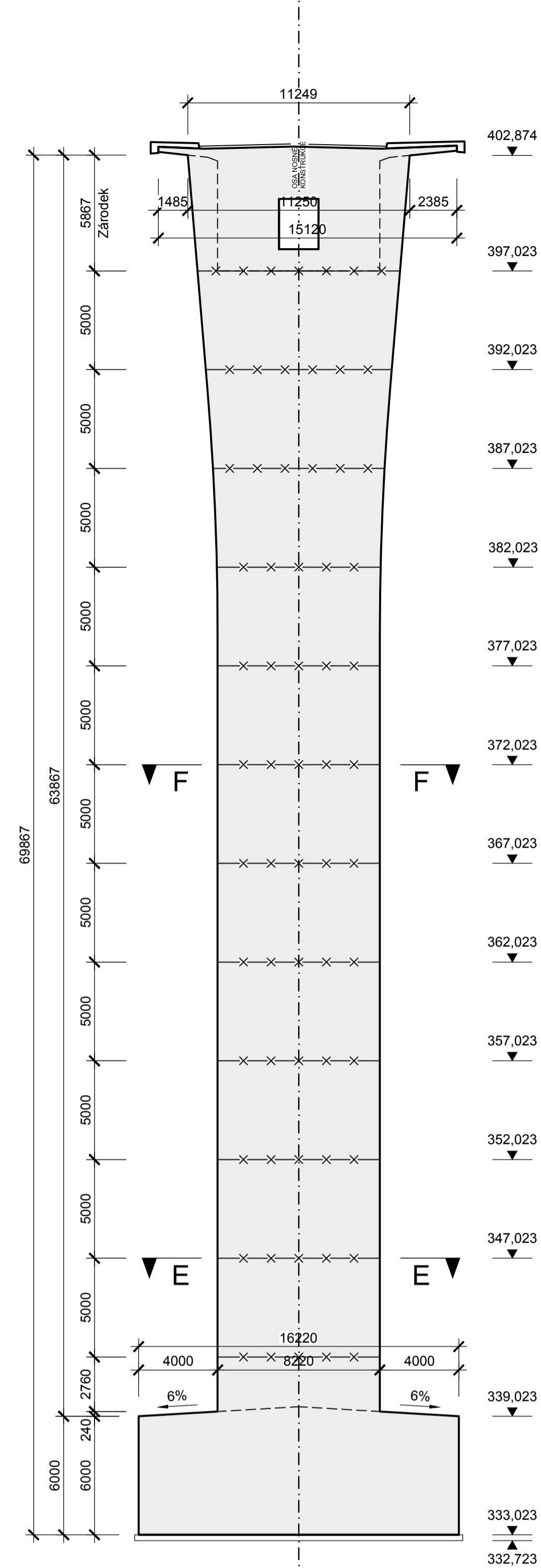
Pevnostní třídy dle ČSN EN 206 + A2
Dále platí doplňující ČSN P 2404

Nosná konstrukce	C45/55 - XF2, XD1, XC4
Betonářská výtvar	B500B
Předpínací výtvar	Y1860S7-15,7-A

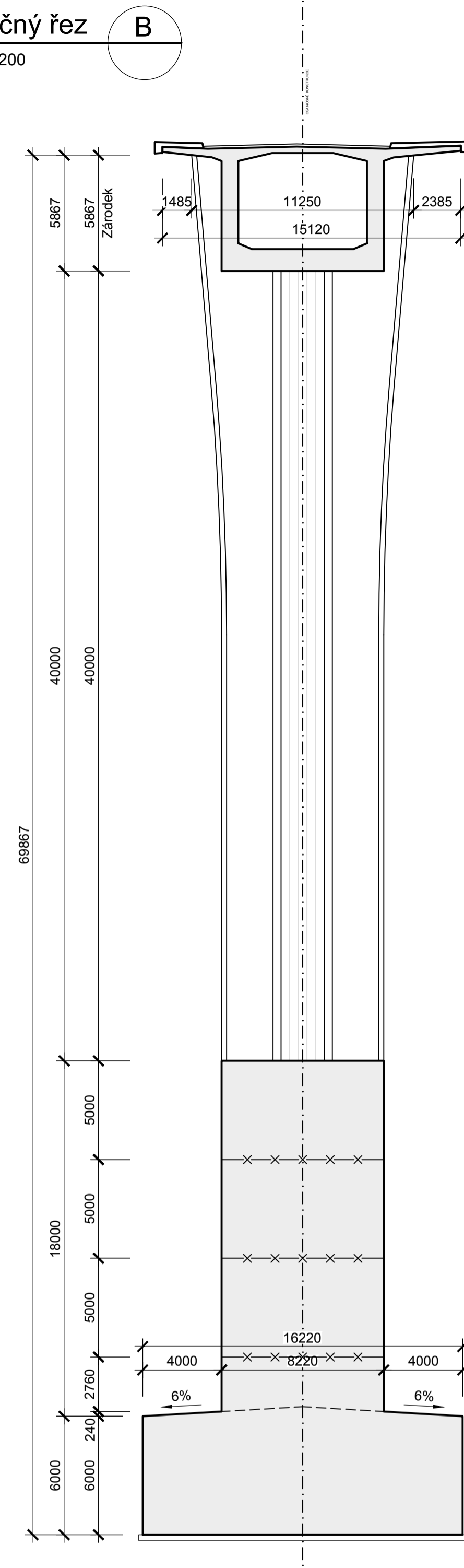
Krycí předpínací výtvar:		Krycí betonářská výtvar:	
minimální krycí c_{min}	= 80 mm	minimální krycí c_{min}	= 55 mm
nomimální krycí c_{nom}	= 90 mm	nomimální krycí c_{nom}	= 60 mm

Zpracoval: Bc. Tomáš Vizner	Vyrobil: prof. Ing. Jan L. Vitek, CSc., F.Eng.	Ročník: 2. roč. - K	
Předněl: 133DPM - Diplomová práce	Katedra: 133		
Projekt: Stavba mostu přes údolí řeky Sřelý			
Výkres: Přelostný výkres předpětí celého mostu	Číslo výkresu: 3	Formát: 16x A4	MM/řko: 1:50, 1:400/200
			Datum: 20.5.2024

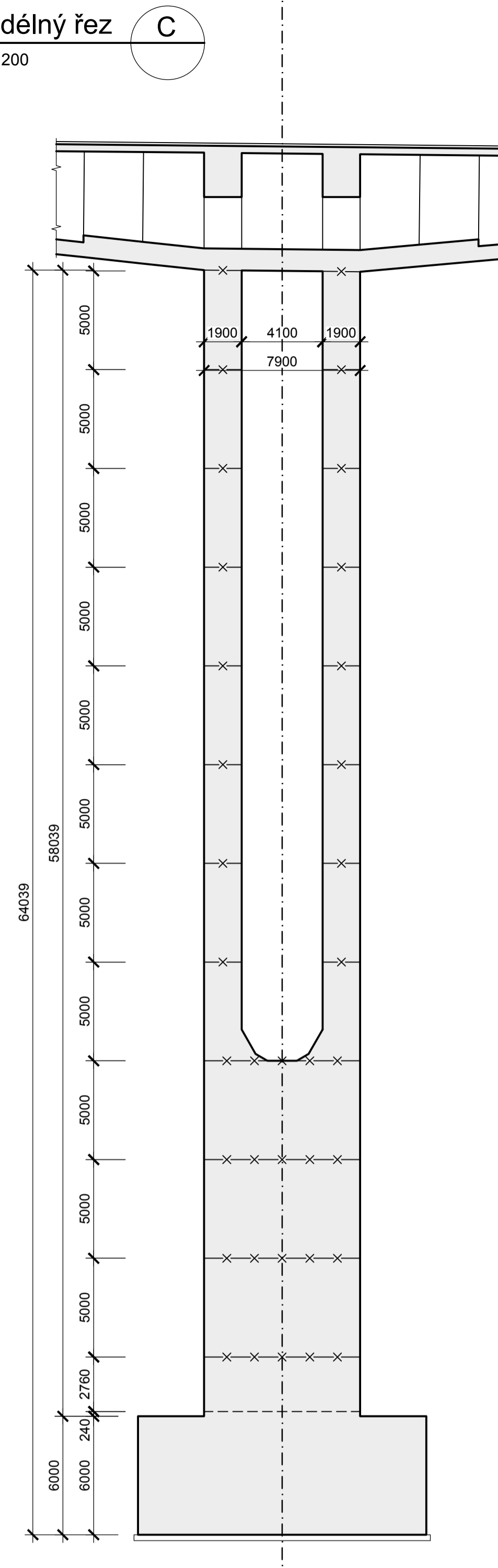
Příčný řez A
1:200



Příčný řez B
1:200



Podélný řez C
1:200



Materiál:

Pevnostní třídy dle ČSN EN 206 + A2
Dále platí doplňující ČSN P 2404

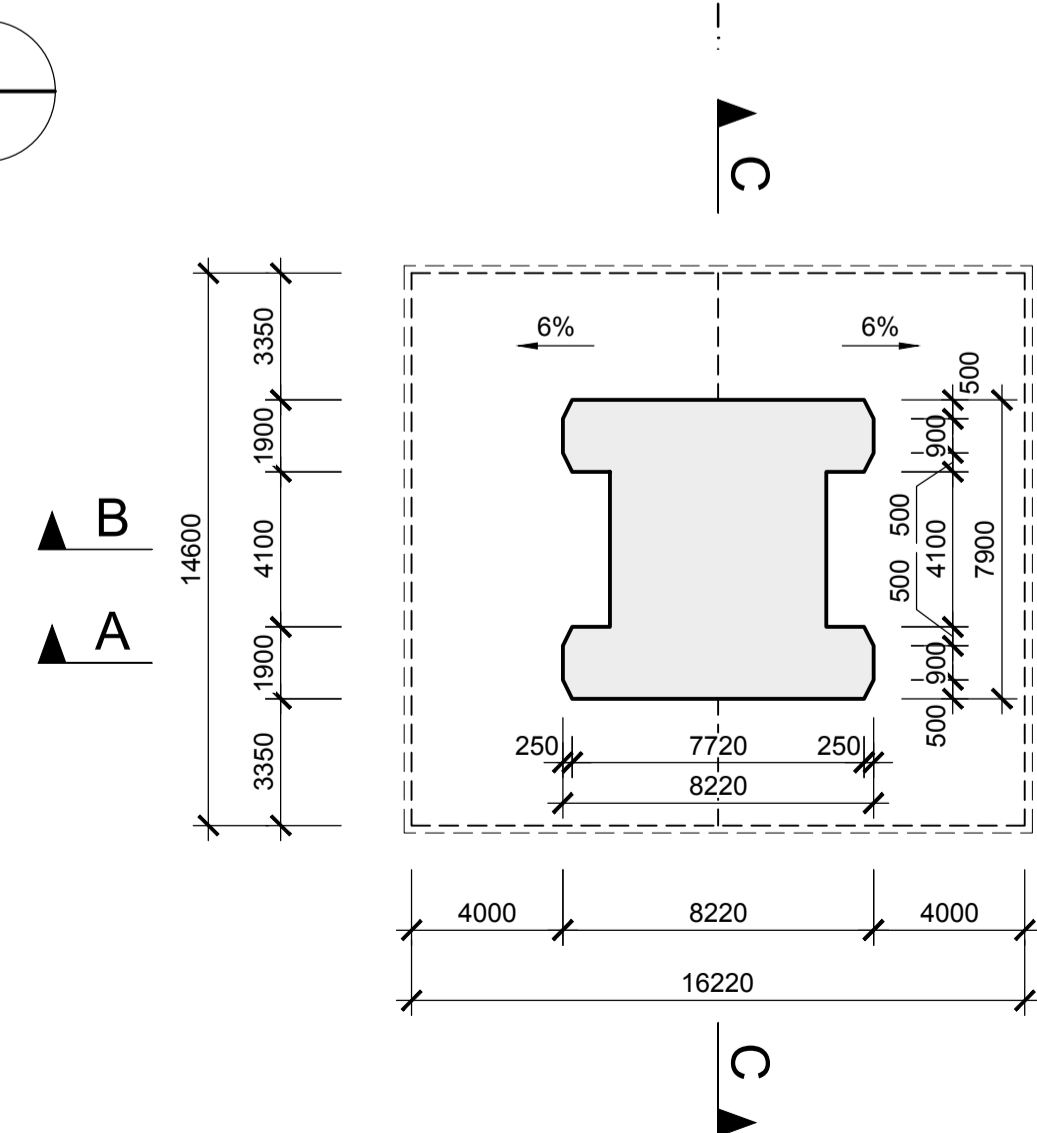
Podkladní beton	C12/15 - X0
Základy pilířů	C20/25 - XF2, XC2, XA2
Opěry, pilíře a křídla	C30/37 - XF2, XD1, XC4, XA2
Nosná konstrukce	C45/55 - XF2, XD1, XC4
Betonářská výztuž	B500B

Krytí betonářské výztuže:
 minimální krytí c_{min} = 55 mm
 nominální krytí c_{nom} = 60 mm

Poznámky:

- Výškový systém Bpv
- Pokud není uvedeno jinak, zkošení hran 15/15 mm
- Schéma výztuže neobsahuje konstrukční výztuž

Příčný řez E
1:200



Příčný řez F
1:200

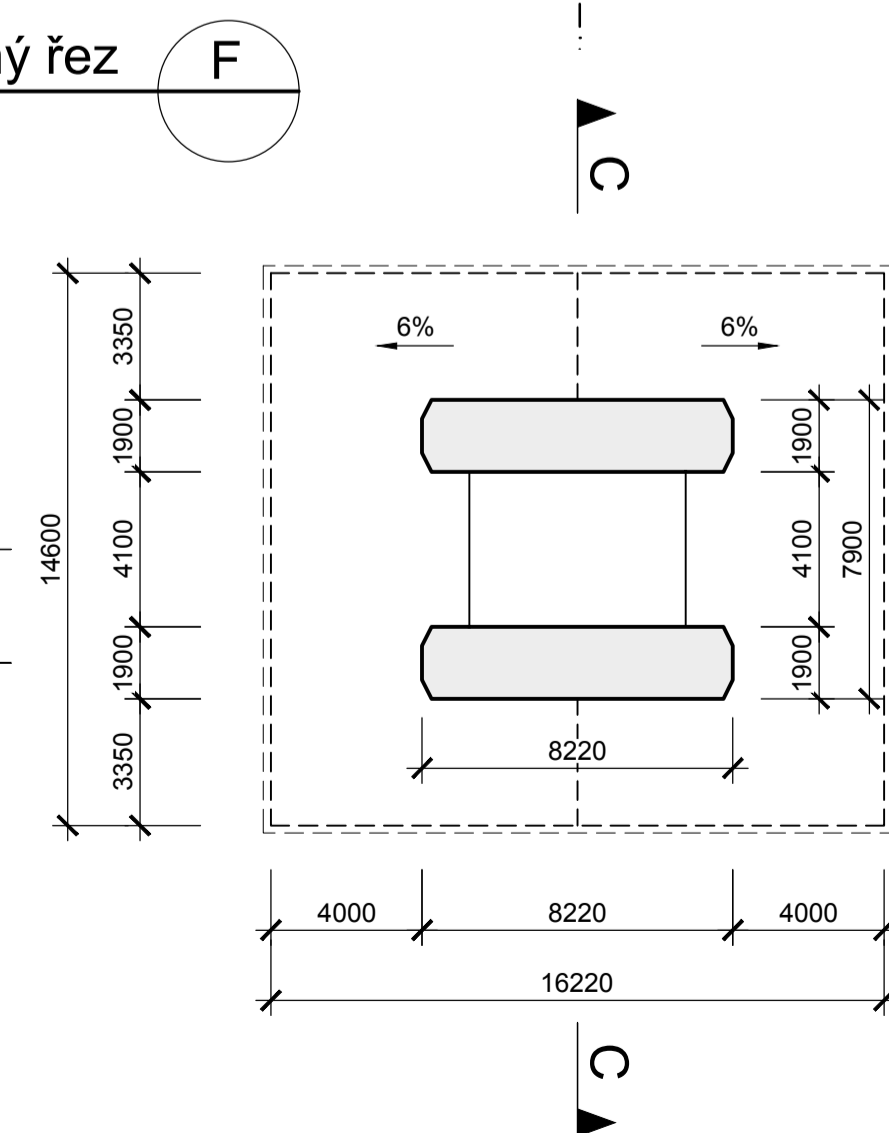
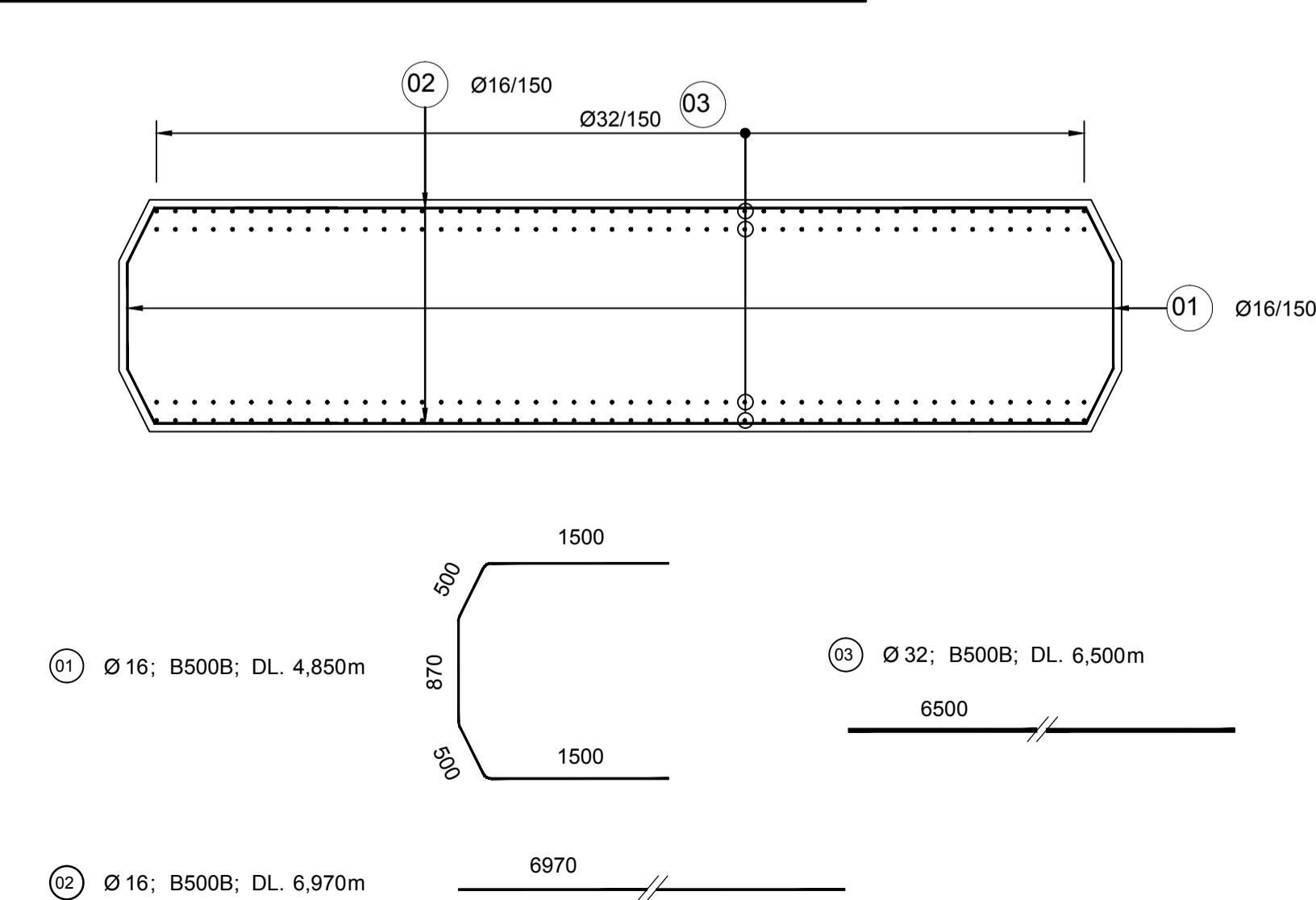


Schéma hlavní navržené výztuže v rámové stojce
1:50

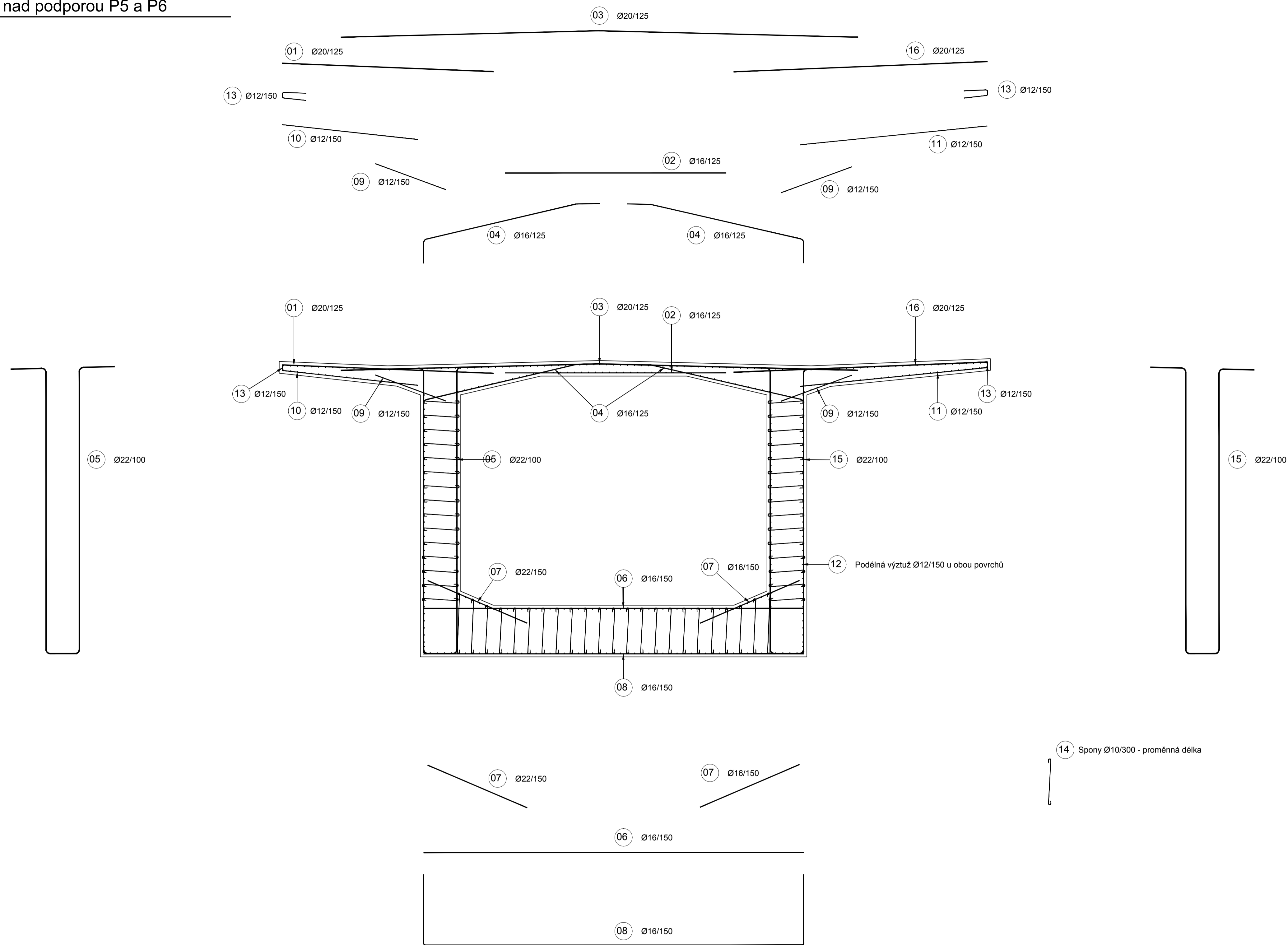


Zpracoval: Bc. Tomáš Vizner	Vyučující: prof. Ing. Jan L. Vitek, CSc., FEng.	Ročník: 2. roč. - K	
Předmět: 133DPM - Diplomová práce	Katedra: 133		
Projekt: Silniční most přes údolí řeky Svitavy			
Výkres: Výkres tvaru pilíře P4 Schéma hlavní navržené výztuže v rámové stojce	Číslo výkresu: 4	Formát: 16x A4	Měřítko: 1:200, 1:50
		Datum: 20. 5. 2024	

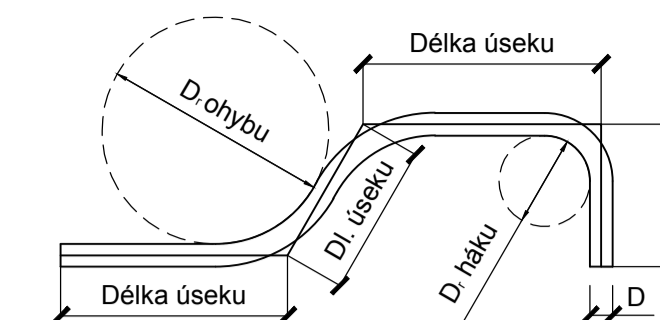
Schéma betonářské výztuže

Příčný řez nad podporou P5 a P6

1:50



Rozkreslení výztuže a min. průměry zakřivení:



Průměr vložky	Háky, smyčky a ohyby
D ≤ 16mm	D _b = 4D
D > 16mm	D _b = 7D

Délky úseků v rozkreslení jsou vztaženy k ose vložky.

Materiál:

Pevnostní třídy dle ČSN EN 206 + A2
Dále platí doplňující ČSN P 2404

Podkladní beton	C12/15 - X0
Základy pilířů	C20/25 - XF2, XC2, XA2
Opěry, pilíře a křídla	C30/37 - XF2, XD1, XC4, XA2
Nosná konstrukce	C45/55 - XF2, XD1, XC4
Betonářská výztuž	B500B

Krytí betonářské výztuže:
minimální krytí c_{min} = 55 mm
nominální krytí c_{nom} = 60 mm

Poznámky:

- Jedná se o řez mimo ztužení pilířem

Schéma rozmístění spon

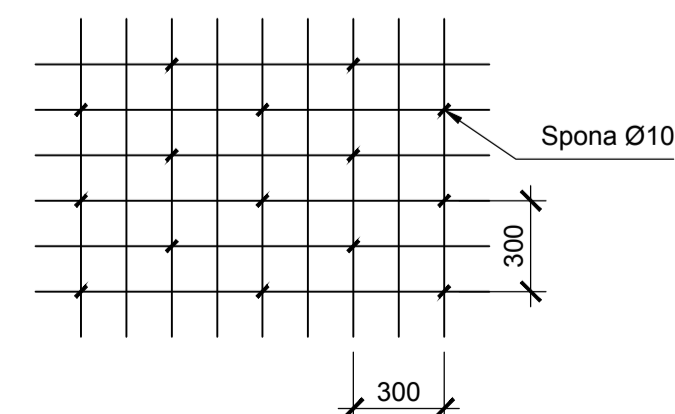
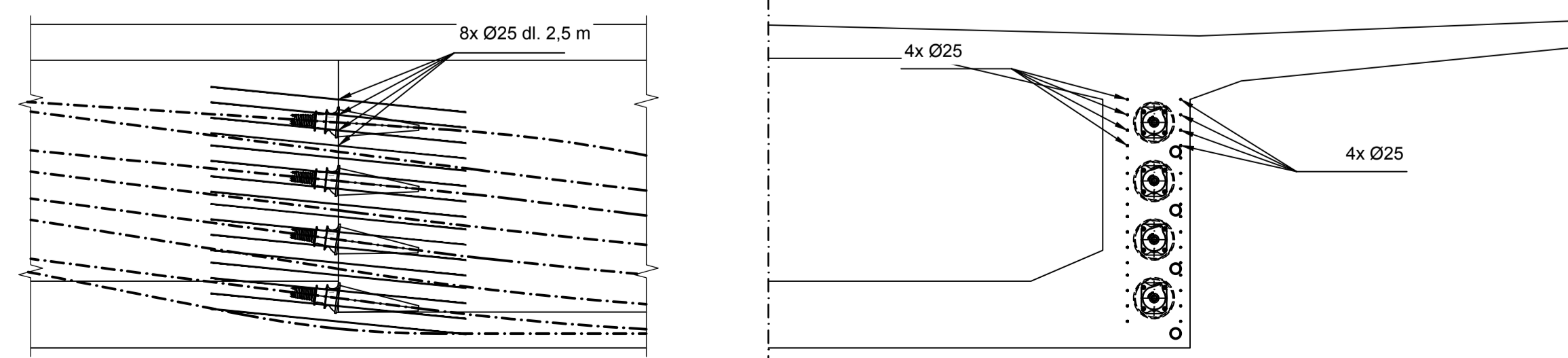


Schéma vyztužení v pracovní spáře u spojovaných kabelů



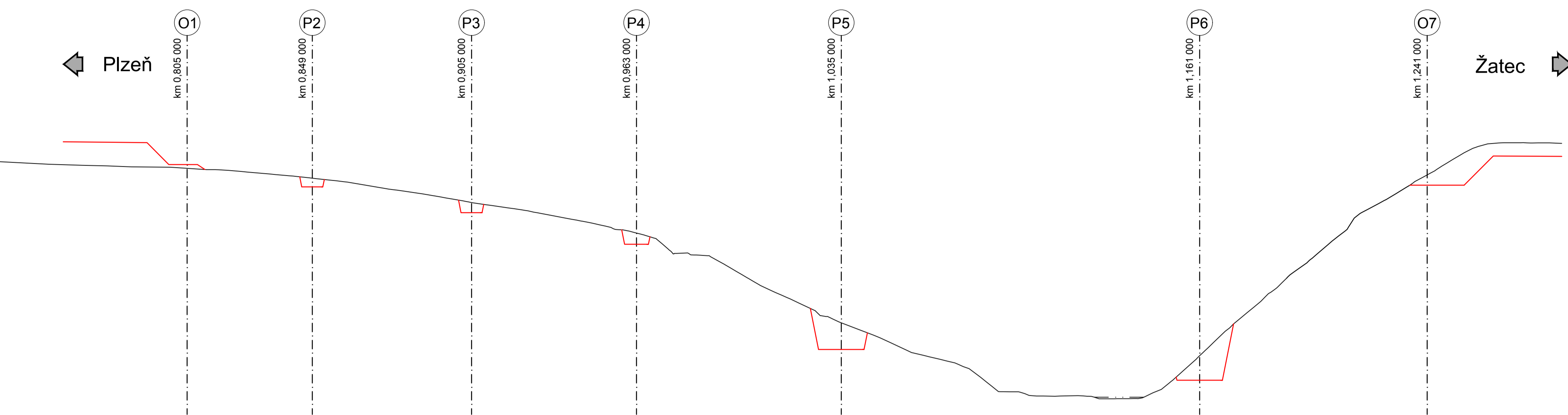
Zpracoval: Bc. Tomáš Vizner	Vyučující: prof. Ing. Jan L. Vitek, CSc., FEng.	Ročník: 2. roč. - K	
Předmět: 133DPM - Diplomová práce	Katedra: 133		
Projekt: Silniční most přes údolí řeky Sítely			
Výkres: Schéma betonářské výztuže v příčném řezu	Číslo výkresu: 5	Formát 16x A4	
		Měřítko: 1:200, 1:50	
		Datum: 20. 5. 2024	

Postup výstavby

1:1000

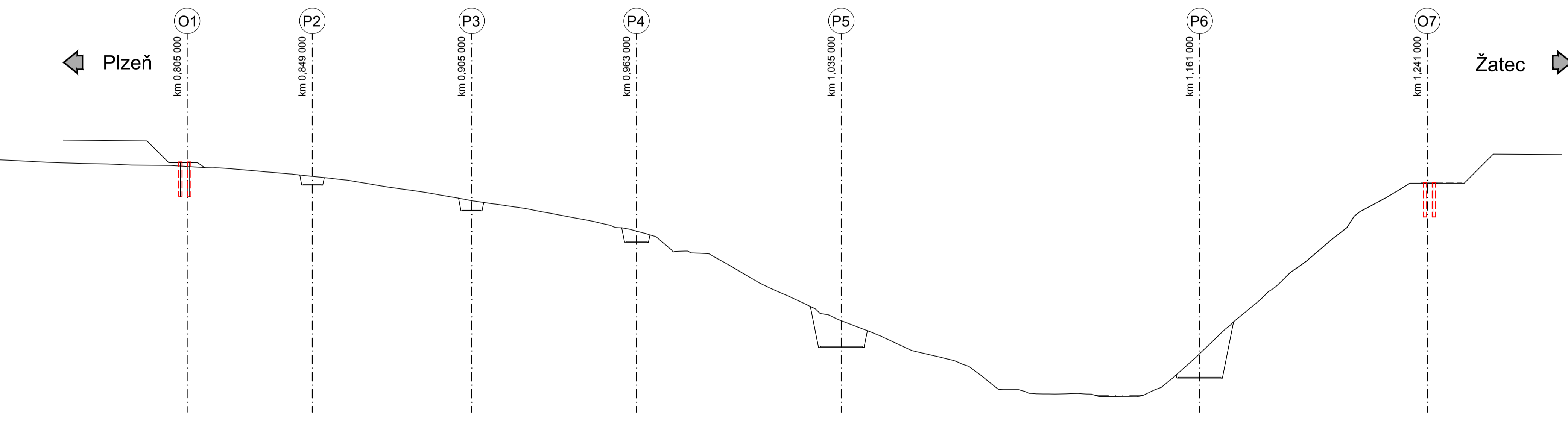
Fáze 1

- Zhotovení přístupových cest na staveništi
- Zhotovení výkopů pro vrtné plošiny



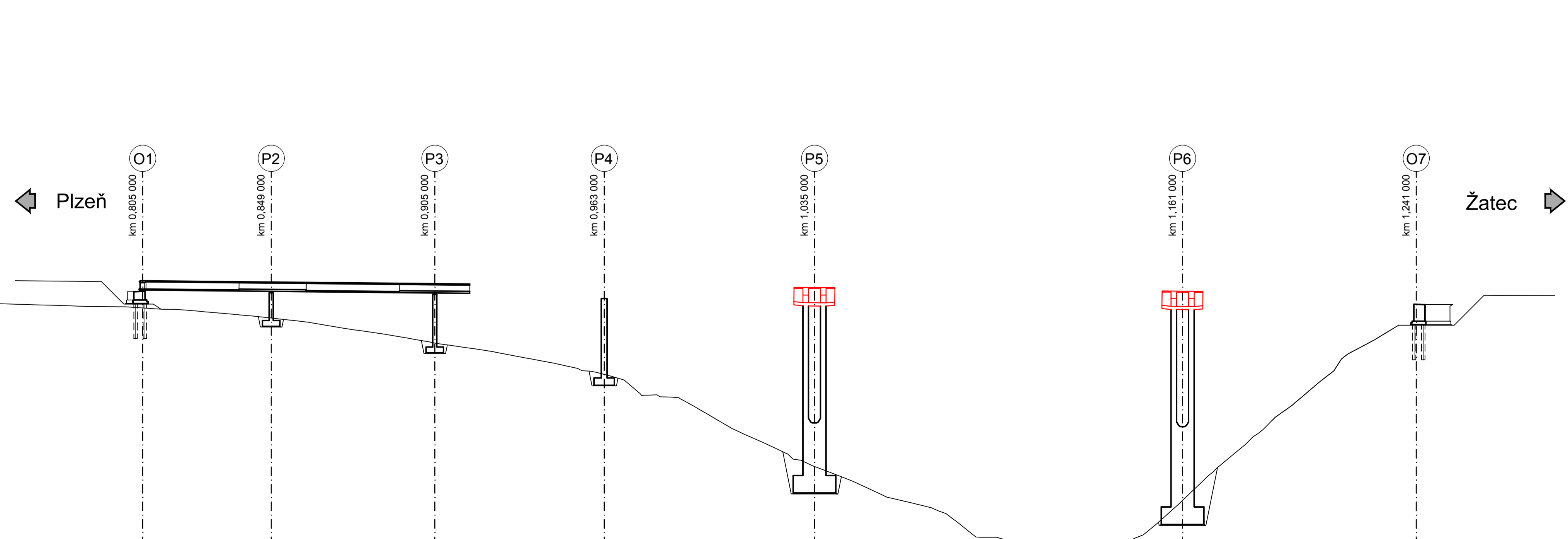
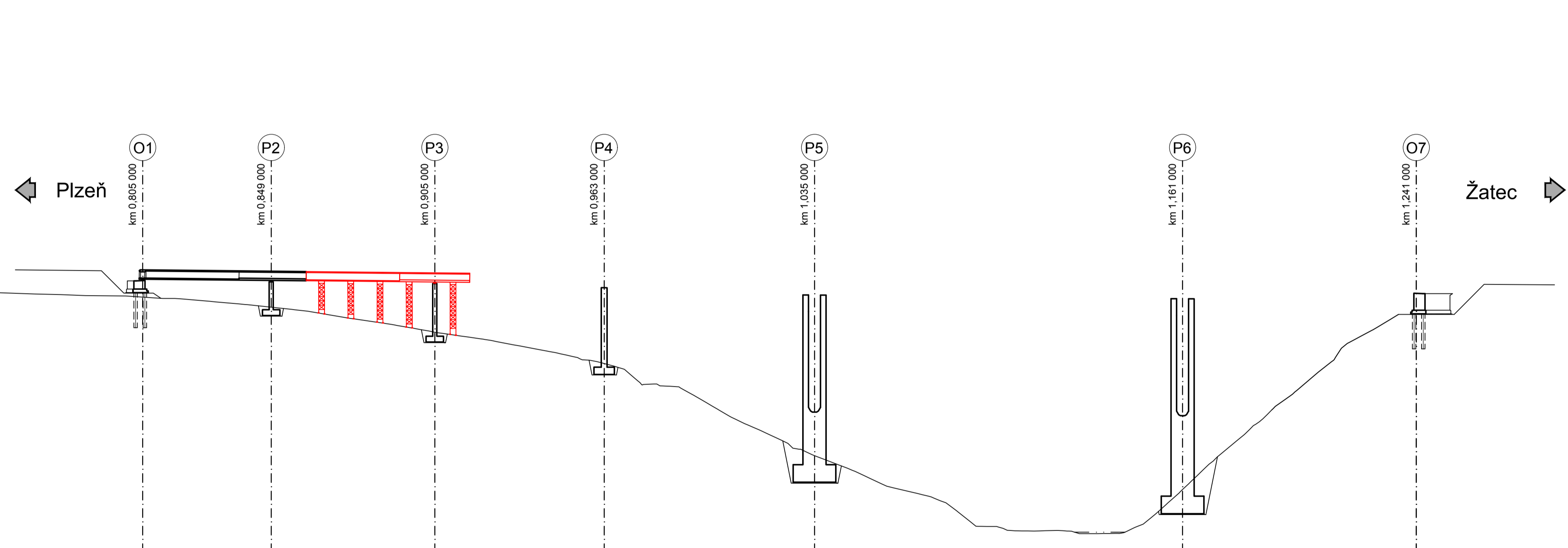
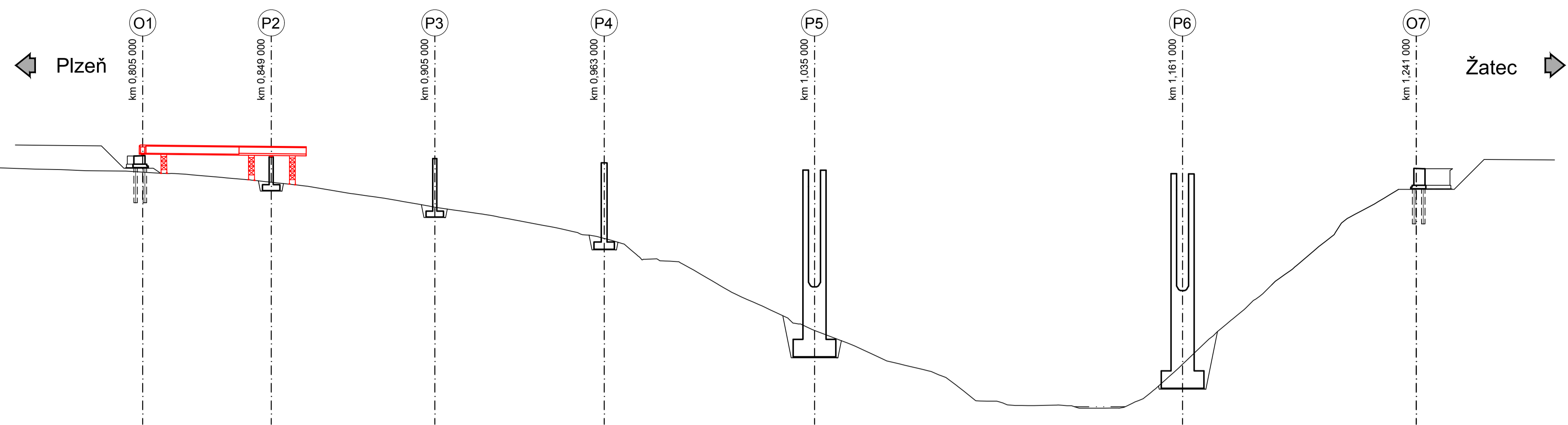
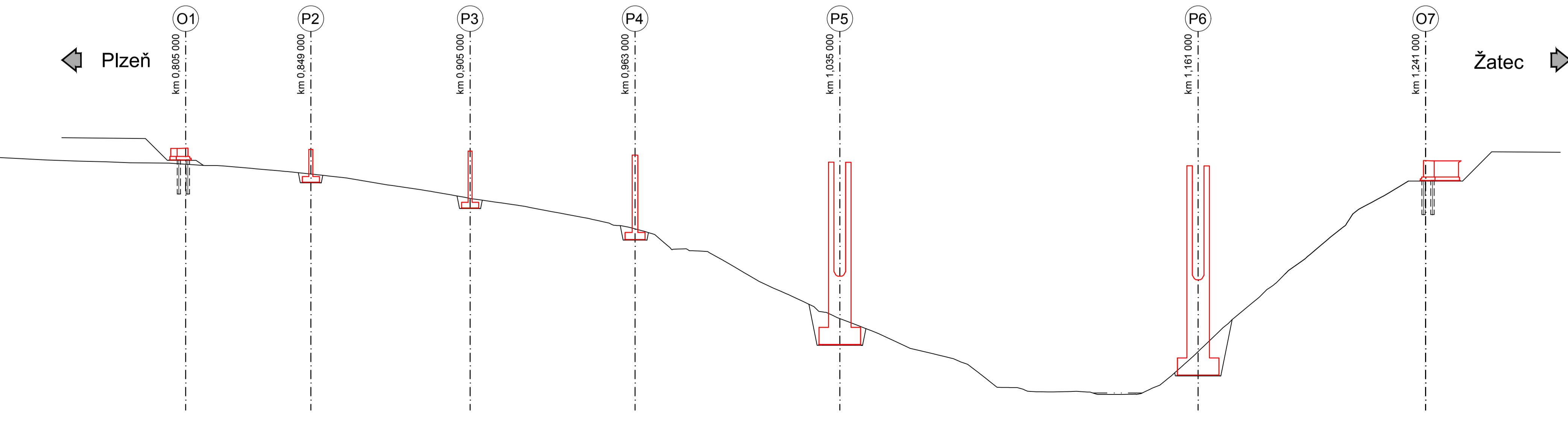
Fáze 2

- Hlučné vrtání pilot z vrtné plošiny v úrovni odhumusovaného terénu pod ocelovou výpažnicí
- Provedení výkopu do úrovně podkladního betonu a následné odbourání hláv pilot, aby vystupovalo 300 mm zdravého betonu
- Vybetonování podkladního betonu pro základové konstrukce pilířů



Fáze 3

- Betonáž plošných základů
- Postupná výstavba pilířů po betonážních taktách
- Výstavba opěr bez závěrných zidek



Fáze 4

- Výstavba pevné skruže pro pole 1
- Osazení pevného ložiska na opěře O1
- Betonáž pole 1 na pevné skruži
- Předeprnutí předpínacích kabelů pro pole 1
- Zainjektování kanálků pro předpínací výztuž

Fáze 5

- Betonáž pole 2 na pevné skruži
- Předeprnutí předpínacích kabelů pro pole 2
- Zainjektování kanálků pro předpínací výztuž

Fáze 6

- Betonáž zárodku na P5 a P6
- Předeprnutí předpínacích kabelů zárodku
- Zainjektování kanálků pro předpínací výztuž
- Zhotovení betonážního vozíku pro betonáž další lamely

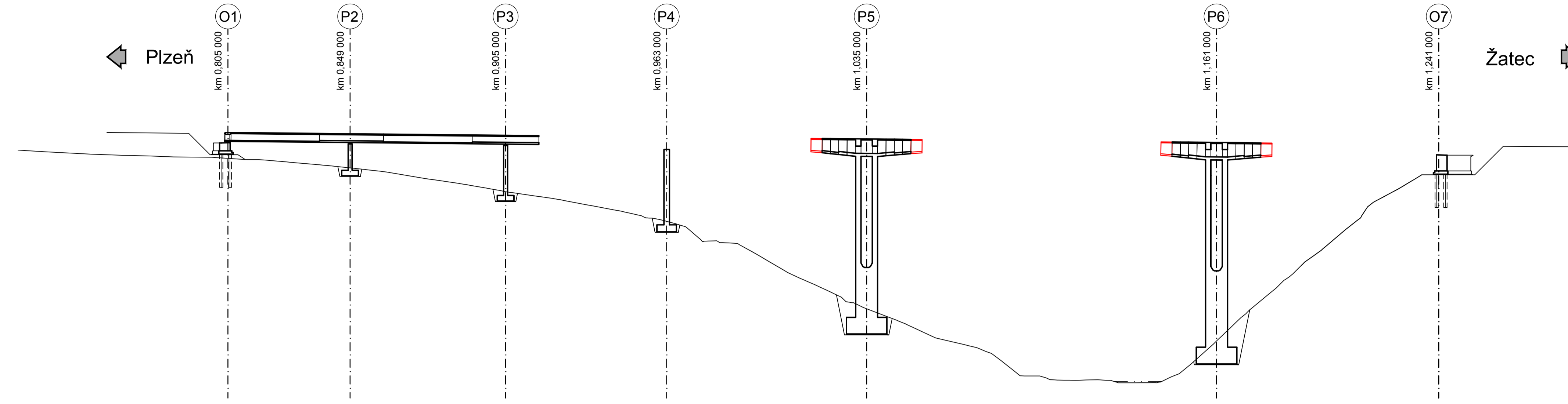
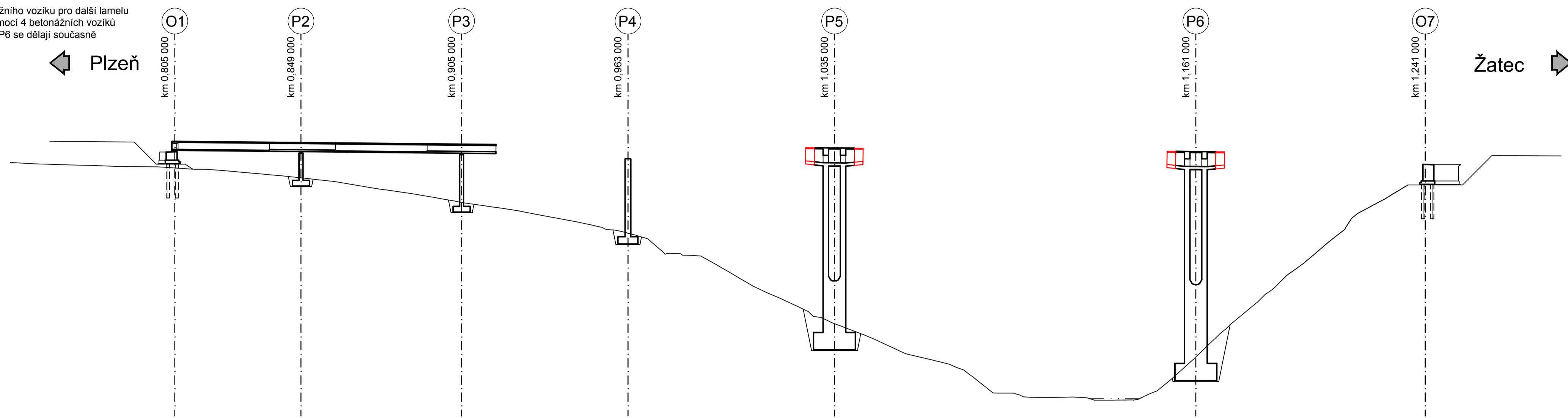
Zpracoval: Bc. Tomáš Vizner	Využil: prof. Ing. Jan L. Vitek, CSc., F.Eng.	Ročník: 2. roč. - K	
Předmět: 133DPM - Diplomová práce	Katedra: 133		
Projekt: Silniční most přes údolí řeky Sltavy			
Výkres: Postup výstavby	Číslo výkresu: 6.1	Formát: Měřítko: Datum:	14x A4 1:1000 20. 5. 2024

Postup výstavby

1:1000

Fáze 7A

- Betonáž lamely 1
- Předpětí lamely 1
- Přestavba betonážního vozíku pro další lamelu
- Betonáž bude pomoci 4 betonážních vozíků a vahadla z P5 a P6 se dělají současně

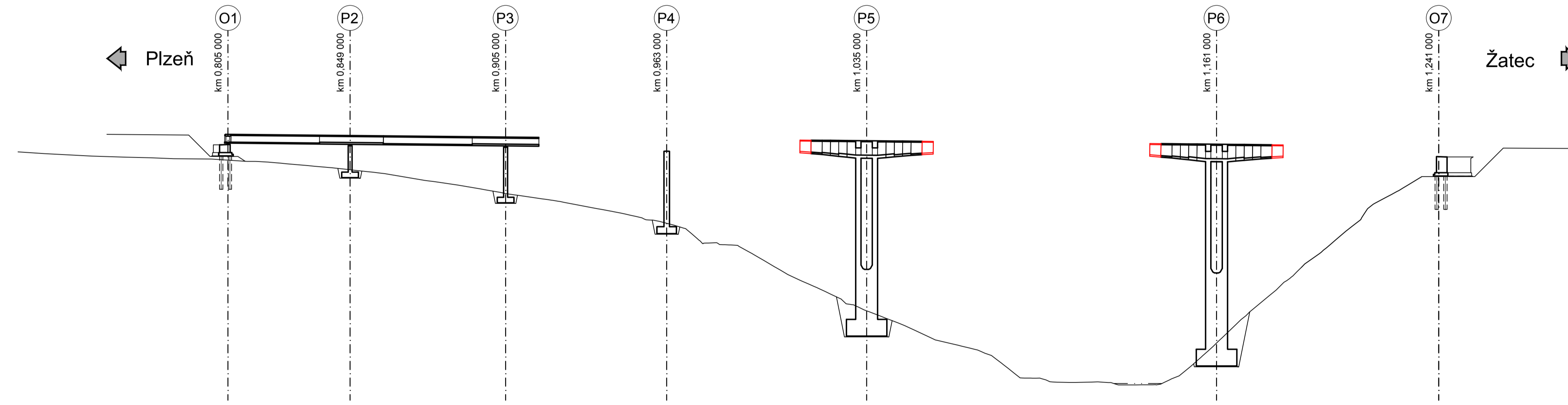
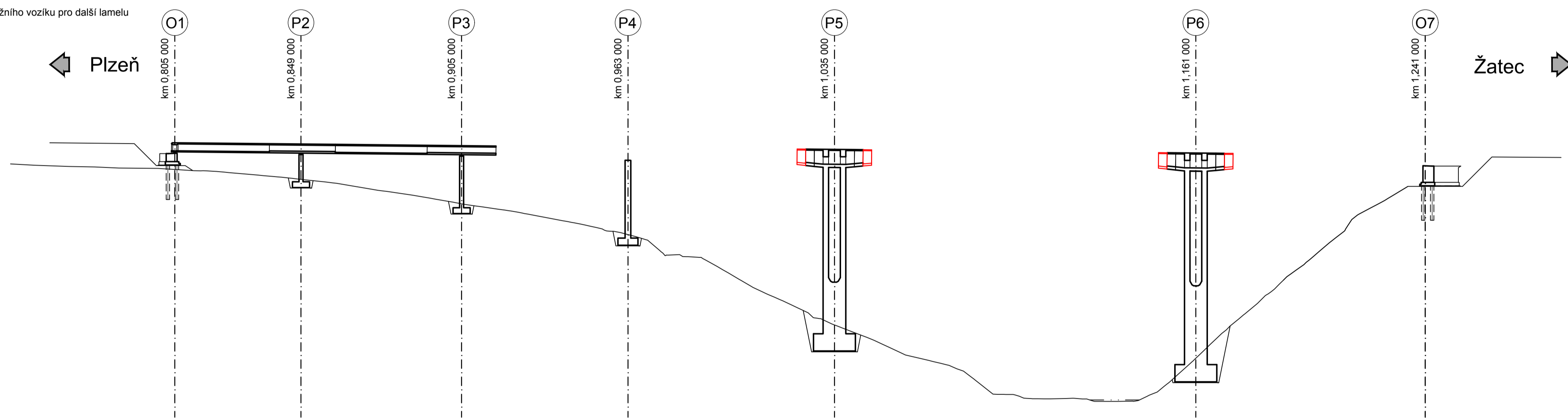


Fáze 7D

- Betonáž lamely 4
- Předpětí lamely 4
- Přestavba betonážního vozíku pro další lamelu

Fáze 7B

- Betonáž lamely 2
- Předpětí lamely 2
- Přestavba betonážního vozíku pro další lamelu

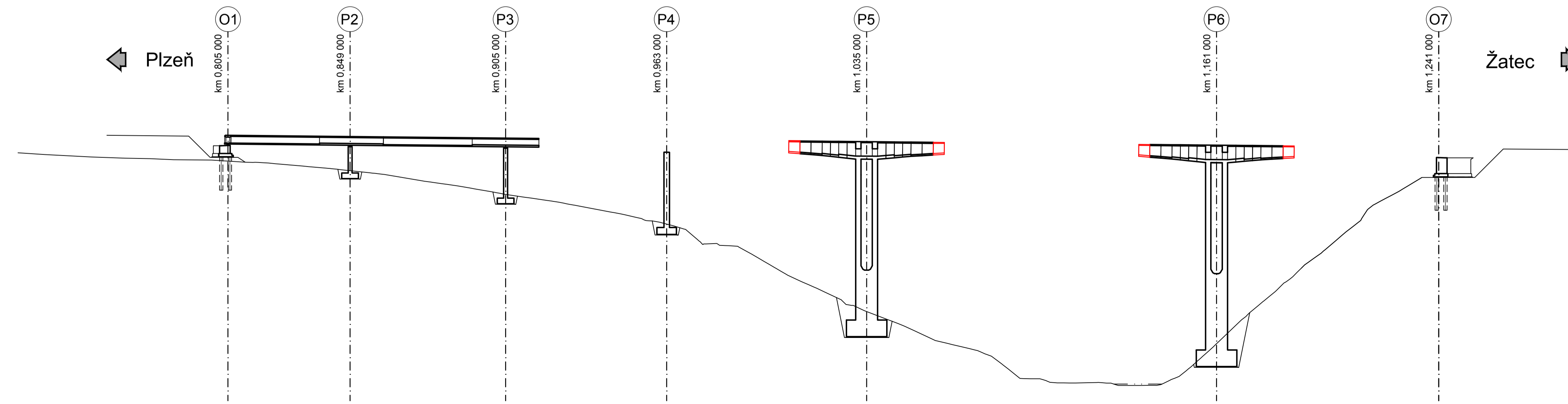
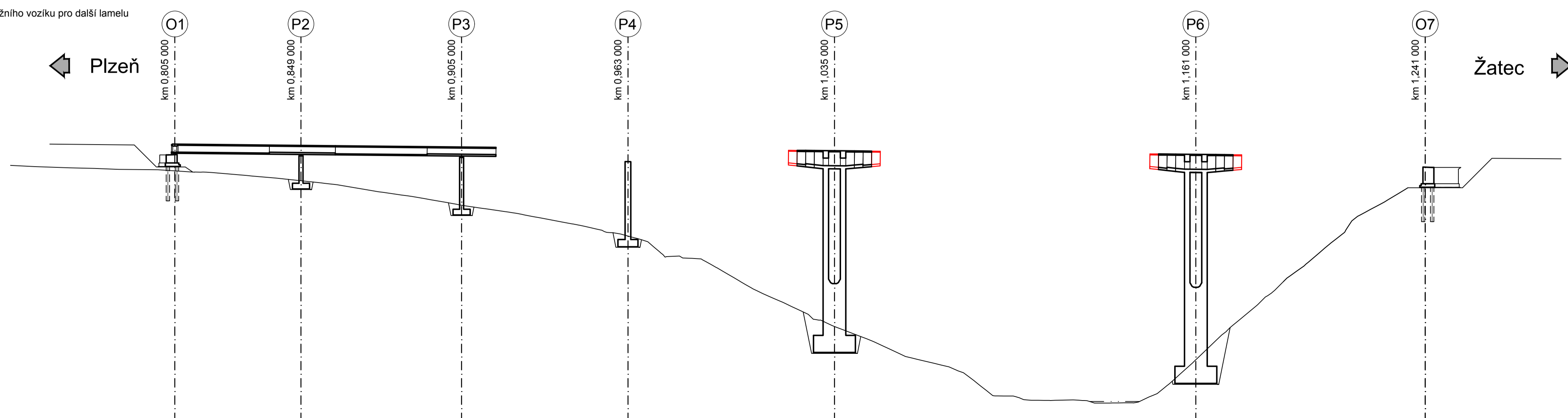


Fáze 7E

- Betonáž lamely 5
- Předpětí lamely 5
- Přestavba betonážního vozíku pro další lamelu

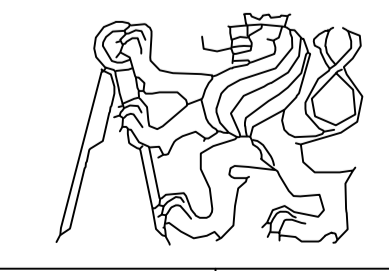
Fáze 7C

- Betonáž lamely 3
- Předpětí lamely 3
- Přestavba betonážního vozíku pro další lamelu



Fáze 7F

- Betonáž lamely 6
- Předpětí lamely 6
- Přestavba betonážního vozíku pro další lamelu

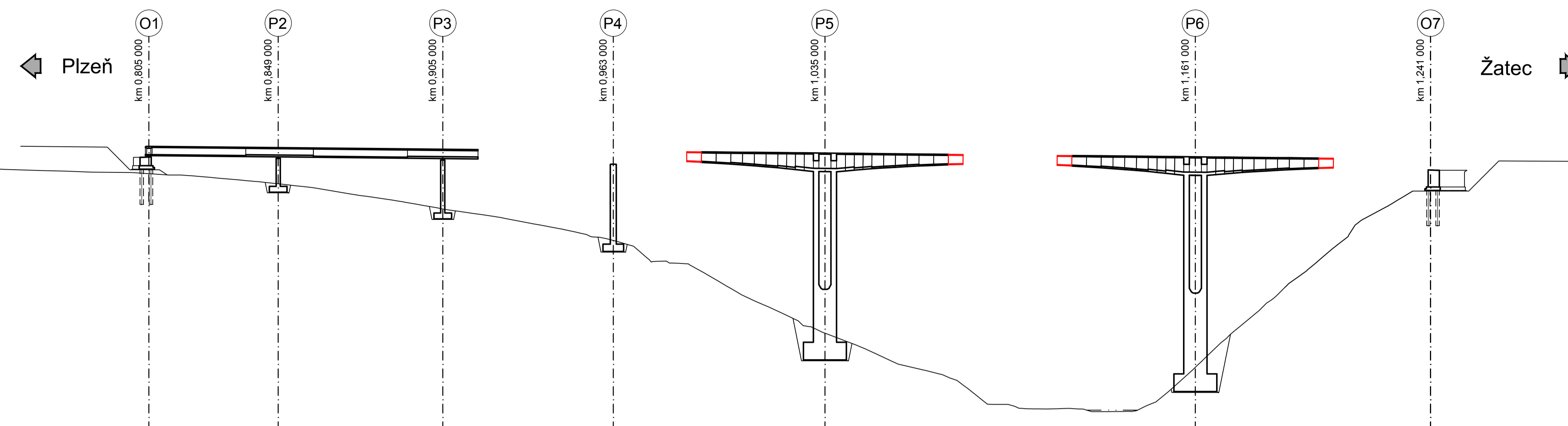
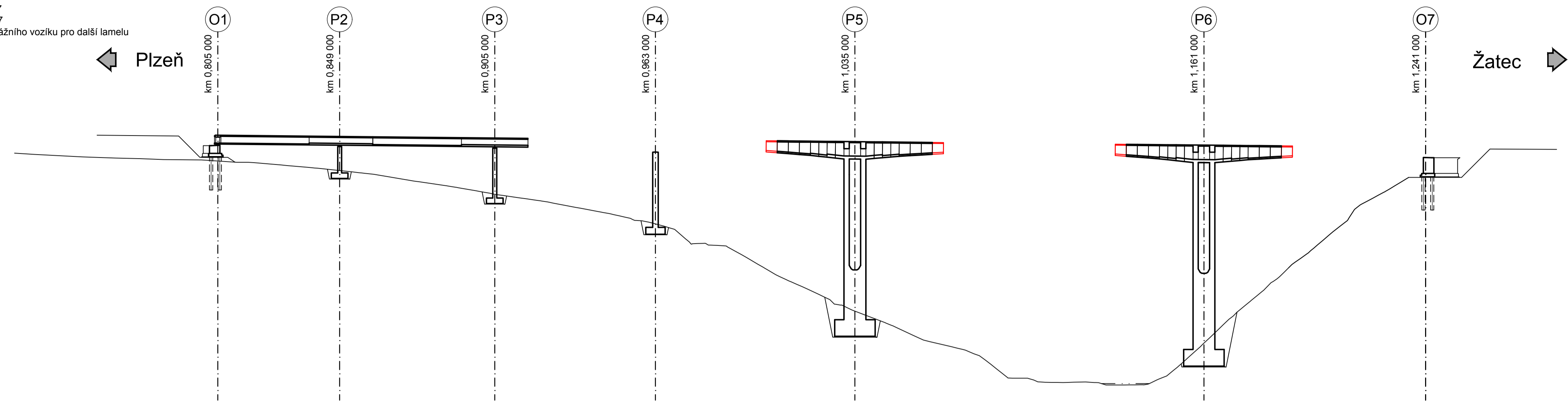
Zpracoval: Bc. Tomáš Vizner	Využil: prof. Ing. Jan L. Vitek, CSc., FEng	Ročník: 2. roč. - K	
Předmet: 133DPM - Diplomová práce	Katedra: 133		
Projekt: Sítní most přes údolí řeky Sítavy			
Výkres: Postup výstavby	Číslo výkresu: 6.2	Formát: 14x A4	Mřížka: 1:1000
		Datum: 20. 5. 2024	

Postup výstavby

1:1000

Fáze 7G

- Betonáž lamely 7
- Předpětí lamely 7
- Přestavba betonážního vozíku pro další lamelu

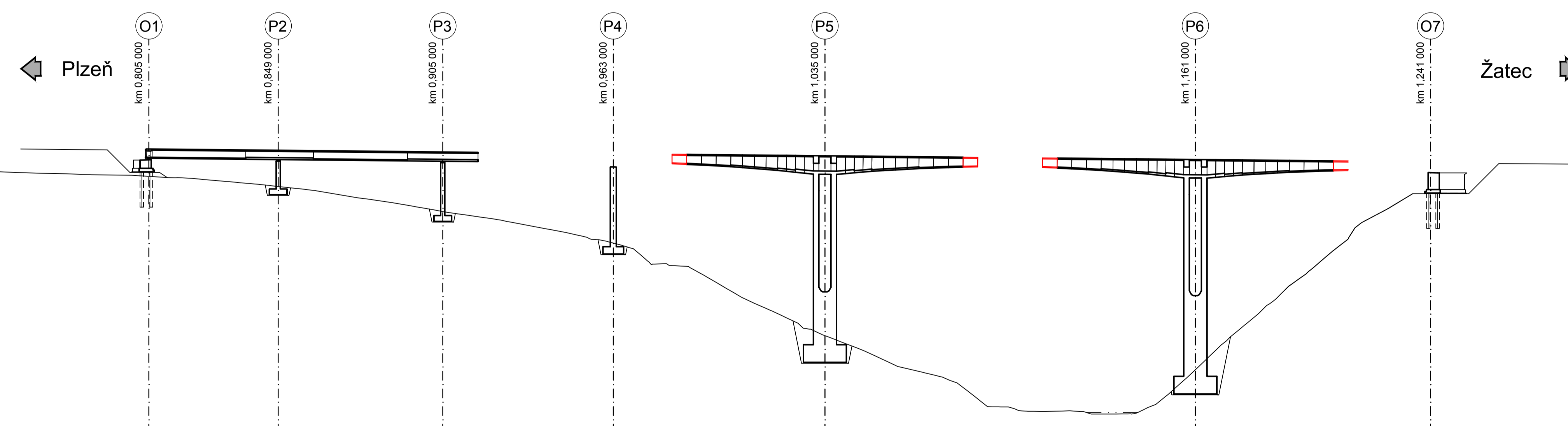
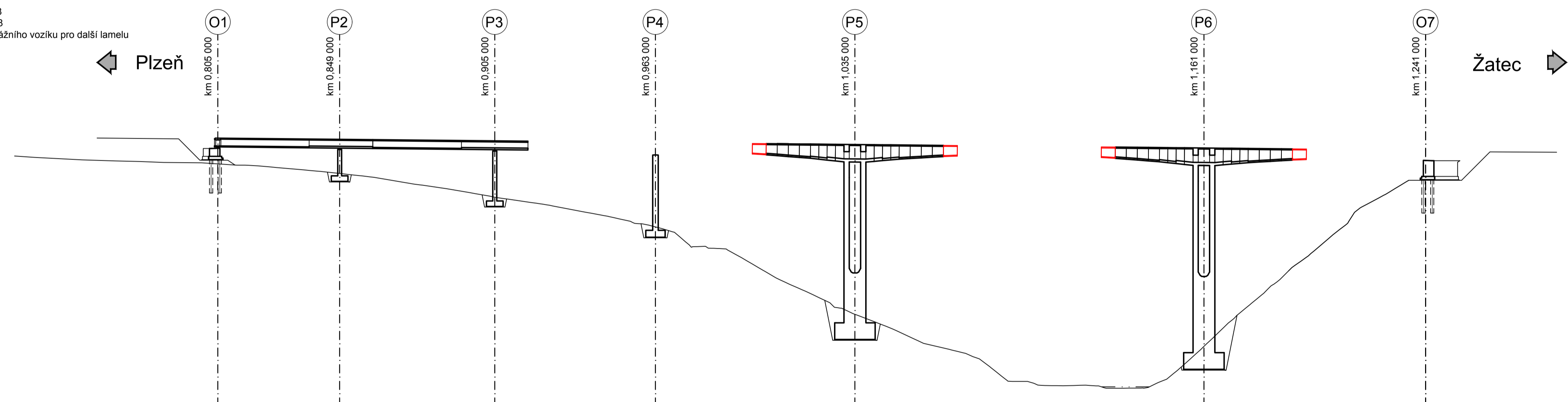


Fáze 7I

- Betonáž lamely 10
- Předpětí lamely 10
- Přestavba betonážního vozíku pro další lamelu

Fáze 7H

- Betonáž lamely 8
- Předpětí lamely 8
- Přestavba betonážního vozíku pro další lamelu

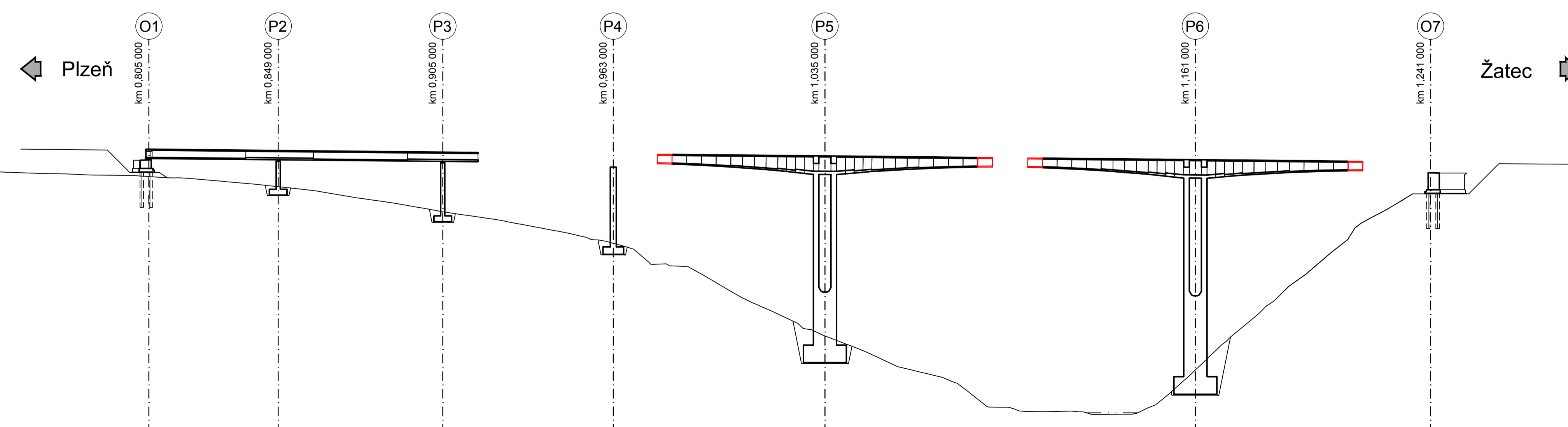
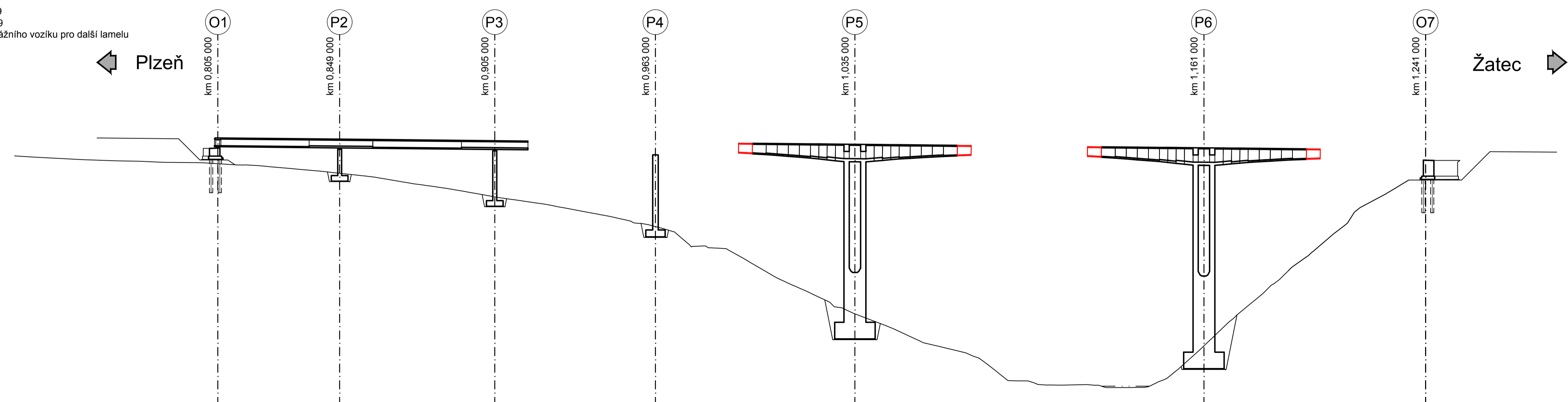


Fáze 7J

- Betonáž lamely 11
- Předpětí lamely 11
- Přestavba betonážního vozíku pro další lamelu

Fáze 7CH

- Betonáž lamely 9
- Předpětí lamely 9
- Přestavba betonážního vozíku pro další lamelu



Fáze 7K

- Betonáž lamely 12
- Předpětí lamely 12
- Přestavba betonážního vozíku pro další lamelu

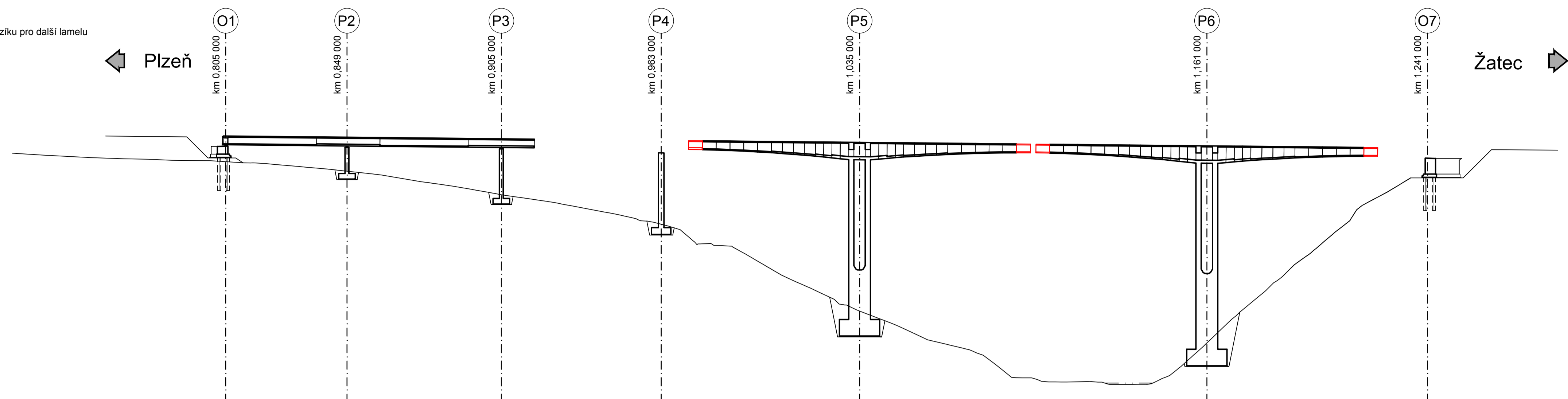
Zpracoval: Bc. Tomáš Vizner	Využil: prof. Ing. Jan L. Vitek, CSc., F.Eng.	Ročník: 2. roč. - K	
Předmet: 133DPM - Diplomová práce	Katedra: 133		
Projekt: Silniční most přes údolí řeky Sítavy			
Výkres: Postup výstavby	Číslo výkresu: 6.3	Formát: 14x A4	Mřížka: 1:1000
		Datum: 20. 5. 2024	

Postup výstavby

1:1000

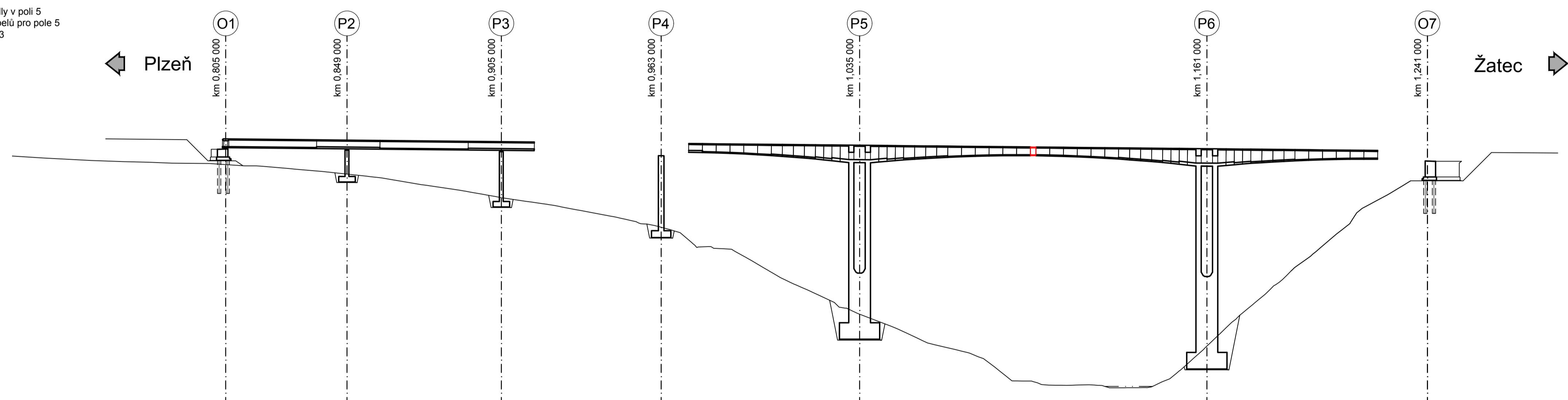
Fáze 7L

- Betonáž lamely 13
- Předpětí lamely 13
- Přestavba betonážního vozíku pro další lamelu



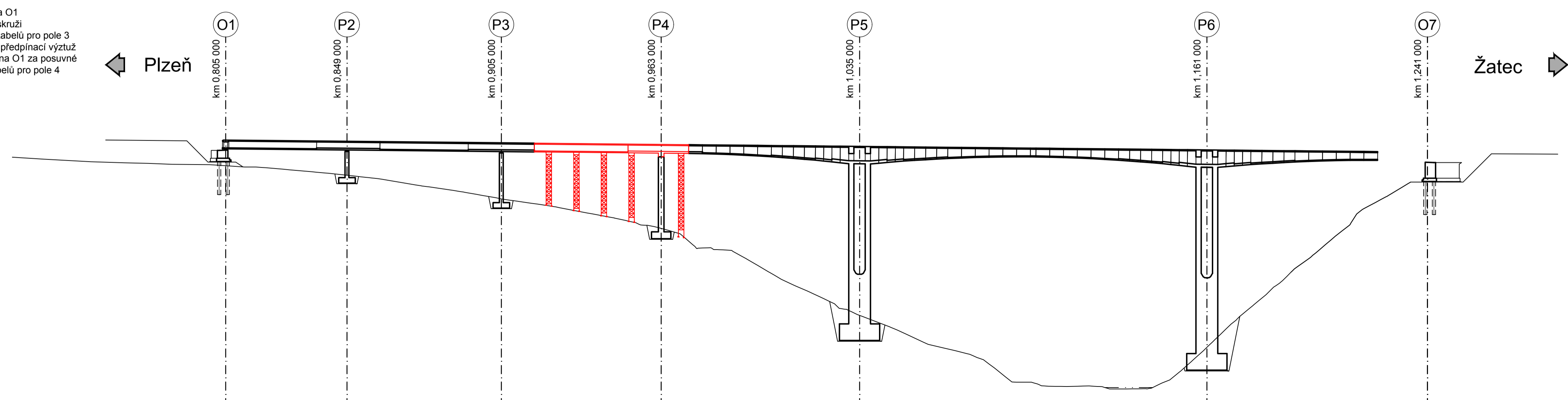
Fáze 8

- Betonáž spáry mezi vahadly v poli 5
- Předpětí zvedaných kabelů pro pole 5
- Výstavba skruže pro pole 3



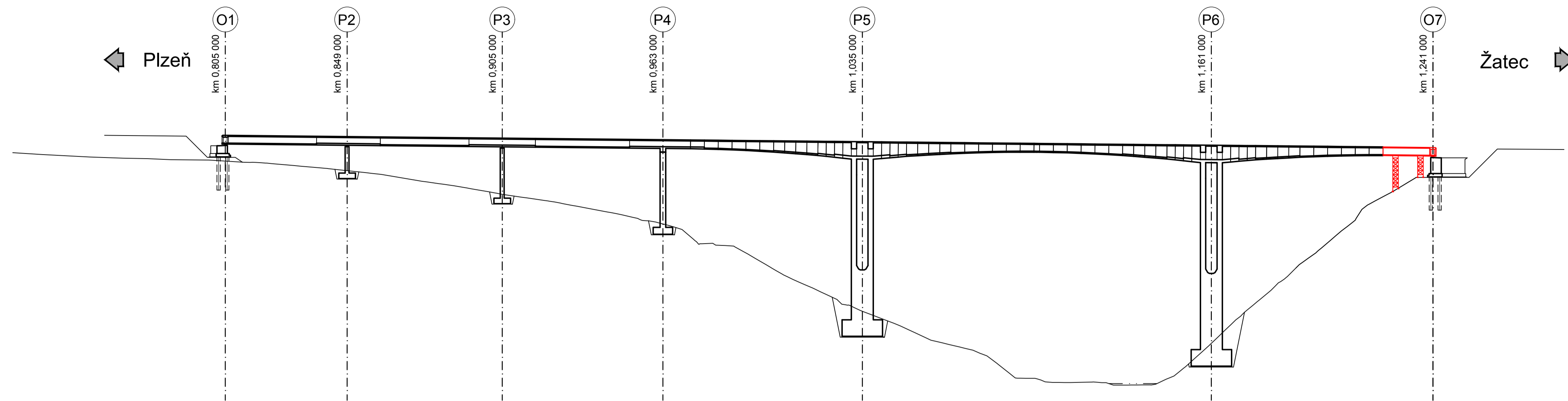
Fáze 9

- Uvolnění pevného bodu na O1
- Betonáž pole 3 na pevné skruži
- Předpětí předpínacích kabelů pro pole 3
- Zainjektování kanáliků pro předpínací výtěž
- Náhrada pevného ložiska na O1 za posuvné
- Předpětí zvedaných kabelů pro pole 4



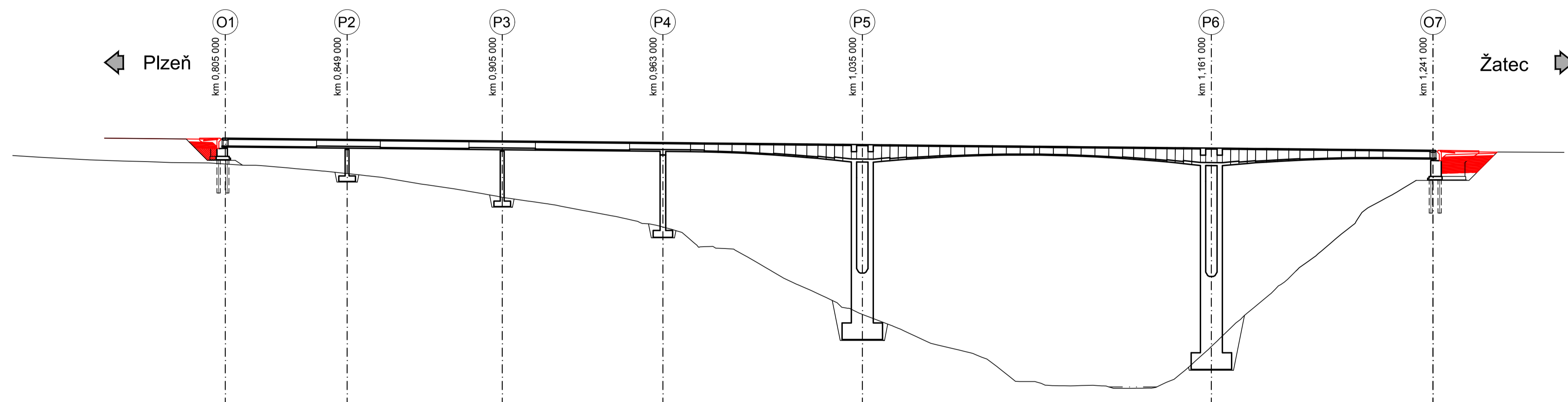
Fáze 10

- Výstavba pevné skruže pro konec pole 6
- Betonáž konce pole 6 na pevné skruži
- Předpětí zvedaných kabelů v poli 6
- Zainjektování kanáliků pro předpínací výtěž



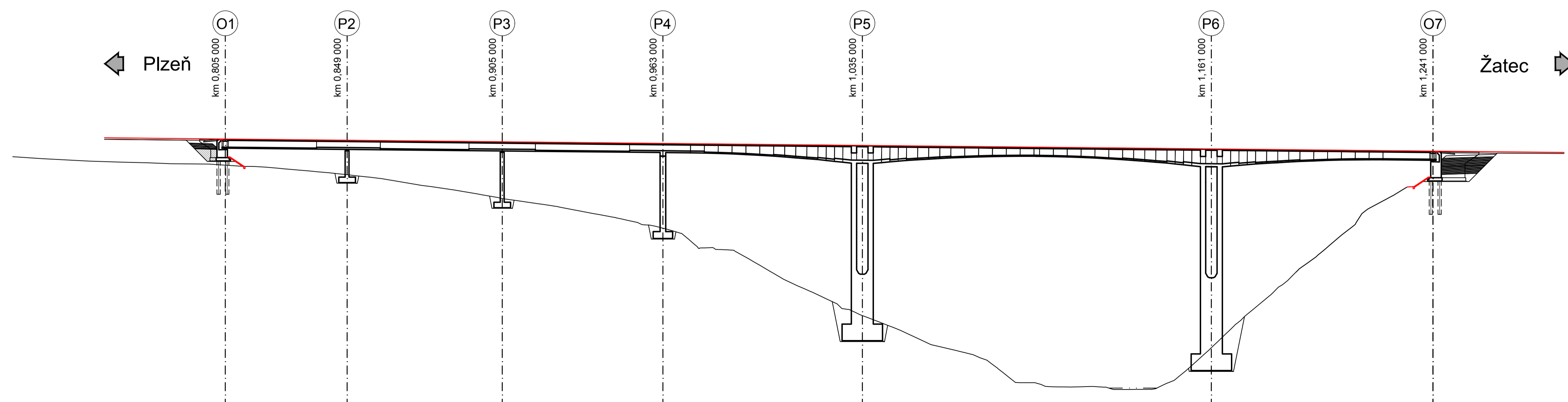
Fáze 11

- Betonáž závěrných zidek
- Zhotovení přechodových oblastí za operami



Fáze 12

- Zhotovení celoplošné izolace NAIP
- Betonáž fins
- Instalace mostního vybavení
- Osazení mostních závěrů
- Provedení vozovkového asfaltového souvrství



Zpracoval: Bc. Tomáš Vizner	Vypracoval: prof. Ing. Jan L. Vitek, CSc., F.Eng.	Ročník: 2. roč. - K	
Předmět: 133DPM - Diplomová práce	Katedra: 133		
Projekt: Silniční most přes údolí řeky Střely			
Výkres: Postup výstavby	Číslo výkresu: 64	Formát: 14x A4	Mřížka: 1:1000
		Datum: 20. 5. 2024	