



**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE**

---

**Fakulta Stavební**

**11133 Katedra betonových a zděných konstrukcí**

**Návrh estakády na komunikaci R2 u Lučence**

**Design of a viaduct at R2 motorway near Lučenec**

Diplomová práce

Studijní program: Stavební inženýrství  
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby  
Vedoucí práce: Ing. Roman Šafář, Ph.D.

**Bc. Hoang Do Xuan**

---

**Praha 2017**

## Prohlášení

Prohlašuji, že jsem svou diplomovou práci vypracoval samostatně s použitím podkladů, které jsou vyjmenovány v seznamu použité literatury.

## Poděkování

Mé srdečné poděkování patří Ing. Romanovi Šafářovi, PhD. za poskytnuté odborné rady a materiály bez kterých by vypracování této diplomové práce nebylo možné. Děkuji také své rodině, přátelům a kolegům, kteří mě za celou dobu studia podporovali a pomáhali.

# Abstrakt

V souvislosti s plánovanou výstavbou další etapy rychlostní komunikace R2 v úseku Lovinobaňa - Ožďany ve Slovenské republice byla v dubnu 2010 vypracována dokumentace pro územní rozhodnutí. Tato dokumentace byla následně schválena a v současné době probíhá proces vypracování dalšího stupně projektové dokumentace (DSP) pro tuto stavbu, jejíž součástí je mostní objekt SO 217, která překlene komunikaci číslo III/2664 a přilehlé území. Oproti dokumentaci v úrovni DÚR byly do dokumentace DSP vneseny podstatné rozdíly v návrhu mostní konstrukce SO 217. Místo dvou dvoutrámových mostů je navržen jeden třítrámový most, který je uložen na opěrách a pilířích kladivového typu. Cílem této diplomové práce je navrhnout mostní konstrukci, která by odpovídala variantě schválené pro dokumentaci pro územní rozhodnutí.

Přemostěná překážka je komunikace 3. třídy III/2664, nacházející se na okraji obce Lovinobaň a přilehlé území. Komunikace v místě překlenutí je v levotočivém oblouku. Průjezdná výška pro komunikaci III. třídy je 4,50 m + 0,15 m rezervy. Předpokládá se úplná uzavírka komunikace po dobu výstavby mostu a následná obnova jejího povrchu po dokončení výstavby.

Jedná se o dvoutrámový most z monolitního dodatečně předpjatého betonu. Celkový počet polí je 5. Předpokládá se postupná výstavba na pevných skružích. Celková doba výstavby nosné konstrukce se uvažuje 127 dní a životnost 100 let. Tato diplomová práce řeší i vlivy a účinky časových změn betonu na konstrukci metodou časové diskretizace. Návrh trajektorie předpínacích kabelů je optimalizován tak, aby konstrukce vyhověla požadavkům příslušných norem. Na základě účinků od uvažovaných zatížení byla následně navržena výztuž do nosné konstrukce mostu. Z důvodu výskytu seismické aktivity v oblasti, ve které se nachází řešená konstrukce, byly posouzeny i účinky seismického zatížení na konstrukce spodní stavby.

# Abstract

In order to complete the R2 motorway, a project documentation for spatial planning was completed in April 2010. This documentation was authorized and the project documentation for construction permit is currently being completed. The project includes a bridge object named SO 217, which spans a local road 3<sup>rd</sup> categorization III/2664 and its adjacent area. In comparison to the authorized documentation for spatial planning, there are changes, which affected the design of SO 217 bridge object. Instead of a 2 bridge constructions with 2 beams, the bridge object includes 1 bridge construction with 3 beams, which are supported by abutments and piers hammer type. The goal of this master's thesis is to design a construction, which corresponds to the authorized version.

The obstacle to be spanned is a local road 3<sup>rd</sup> categorization III/2664 near the Lovinobaňa town. At the cross point, the road is on a left turned arc. The minimum required height to passage for roads 3<sup>rd</sup> categorization is 4,50 m + 0,15 m reserve. During the time of construction of the bridge object, the road III/2664 will be closed and it will be reconstructed after completion of SO 217.

The bridge construction consists of 2 prestressed concrete beam bridges. Each has 2 beams. There are 5 middle span. The total construction time is assumed to be 127 days and the service life of the bridge is assumed to be 100 years according to the Eurocodes. The master's thesis also deals with the time dependent property of materials by using time discretization method. The design of prestress was optimized to avoid negative effects of time dependent properties and to comply with standards. According to the effects of considered loads, steel reinforcement was designed to make the construction safe and effective. Due to the seismic activity in the locality of Lučenec, effects of this activity on supports of the main construction was defined and verified.

## Klíčová slova / keywords

Beton	Concrete
Předpětí	Prestress
Trámový most	Beam bridge
Časově závislá analýza	Time dependent analysis
Časová diskretizace	Time discretization
Fáze výstavby	Construction stages
Pevnost	Strength
Pracovní diagram	Stress strain diagram
Ztráta předpětí	Prestress loss
Dotvarování	Creep
Smršťování	Shrinkage
Mezní stavy	Limit states
Únava	Fatigue
Seismické zatížení	Seismic loads
Vlastní frekvence	Natural frequency

Vlastní tvar

Mode shape

Spektrum odezvy

Response spectrum

## Použitá literatura a podklady

- [1] EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
- [2] STN EN 1990/NA1: Eurokód: Zásady navrhovania konštrukcií, Národná príloha
- [3] STN EN 1990/A1/NA: Eurokód: Zásady navrhovania konštrukcií, Změna A1, Národná příloha
- [4] EN 1991-1-5 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – zatížení teplotou, vč. Opravy 1, Opravy 2, Změny 1 a Změny 2
- [5] STN EN 1991-1-5/NA: Eurokód 1: Zaťaženia konštrukcií – Časť 1-5: Všeobecné zaťaženia – Zaťaženia účinkami teploty – Národná príloha
- [6] EN 1991-1-6 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-6: Obecná zatížení – Zatížení během provádění, vč. Opravy 1, Opravy 2, Změny 1 až Změny 4
- [7] EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou, vč. Opravy 1, Změny 1 a Změny 3
- [8] EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, vč. Opravy 2 a Změny 2
- [9] STN EN 1992-1-1 + A1/NA Eurokód 2: Navrhovanie betónových konštrukcií – Časť 1-1: Všeobecné pravidlá a pravidlá pro budovy – Národná príloha
- [10] EN 1992-2 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady, vč. Opravy 1, Změny 1 a Změny 2
- [11] EN 1998-1 Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení – Část 1: Obecná pravidla, seizmické zatížení, vč. Změny A1
- [12] STN EN 1998-1/NA/Z1 Eurokód 8: Navrhovanie konštrukcií na seizmickú odolnosť – Časť 1: Všeobecné pravidlí, seizmické zaťaženia a prادلá pro budovy – Národná příloha – Změna 1
- [13] STN EN 1998-1/NA/Z2 Eurokód 8: Navrhovanie konštrukcií na seizmickú odolnosť – Časť 1: Všeobecné pravidlí, seizmické zaťaženia a prادلá pro budovy – Národná příloha – Změna 2
- [14] STN EN 1998-1/NA/Z3 Eurokód 8: Navrhovanie konštrukcií na seizmickú odolnosť – Časť 1: Všeobecné pravidlí, seizmické zaťaženia a prادلá pro budovy – Národná příloha – Změna 3
- [15] EN 1998-2: Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení – Část 2: Mosty
- [16] STN EN 1998-2/NA Eurokód 8: Navrhovanie konštrukcií na seizmickú odolnosť – Časť 2: Mosty – Národná příloha
- [17] Technická specifikace VSI – Předpínací systémy VSL 0,5“, 0,6“
- [18] NAVRÁTIL, J.: Předpjaté betonové konstrukce, Akademické nakladatelství CERM s.r.o., 2008

- [19] ŠAFÁŘ, R. a kol.: Betonové mosty 2, Návrh předpjatého mostu dle Eurokódů – Cvičení, ČVUT, 2014
- [20] ŠAFÁŘ, R. a kol.: Betonové mosty 2, Přednášky, ČVUT, 2014
- [21] ŠAFÁŘ, R., PETŘÍK, M., TEJ, P.: Concrete bridges – Work Examples, ČVUT, 2013
- [22] PROCHÁZKA, J., KOHOUTOVÁ, A., VAŠKOVÁ, J.: Příklady navrhování betonových konstrukcí 1, ČVUT, 2011
- [23] PIRNER, M., FISCHER, O.: Dynamika ve stavební praxi, ČKAIT, 2010
- [24] Prospekt FIP INDUSTRIALE, Seismic devices
- [25] Prospekt MAGEBA, Seismic protection systems
- [26] Prospekt COLEBRAND, Lock up device
- [27] Prospekt ALGASISM FD, Viscous fluid dampers

## Obsah

1	Úvod .....	3
1.1	Popis konstrukce .....	3
2	Popis konstrukce .....	5
2.1	Geometrie nosné konstrukce .....	5
2.2	Materiály .....	7
2.2.1	Beton .....	7
2.2.2	Betonářská výztuž.....	7
2.2.3	Předpínací výztuž.....	7
2.2.4	Krytí .....	8
2.3	Model konstrukce.....	8
2.3.1	Spolupůsobící šířka průřezu .....	8
2.3.2	Výpočtový model.....	10
3	Přehled zatížení .....	12
3.1	Stálé zatížení.....	12
3.1.1	Vlastní tíha.....	12
3.1.2	Ostatní stálá zatížení .....	12
3.2	Proměnné zatížení.....	13
3.2.1	Proměnné pohyblivé zatížení .....	13
3.3	Kombinace zatěžovacích stavů.....	23
3.3.1	Vícesložkové zatížení dopravou.....	23
3.3.2	Mezní stav únosnosti.....	23
3.3.3	Mezní stav použitelnosti.....	24
4	Předběžný návrh předpětí.....	25
4.1	Mezní stav omezení napětí .....	28
4.2	Mezní stav omezení trhlin .....	31
5	Podrobný návrh předpětí .....	32
5.1	Úvod .....	32

5.2	Harmonogram výstavby .....	38
5.3	Posouzení fáze výstavby.....	39
5.3.1	Fáze 1.....	39
5.3.2	Fáze 2.....	40
5.3.3	Fáze 3.....	41
5.3.4	Fáze 4.....	42
5.3.5	Fáze 5.....	43
5.4	Posouzení konstrukce v provozním stadiu .....	45
5.4.1	Mezní stav použitelnosti.....	45
5.4.2	Mezní stavy únosnosti.....	48
6	Posouzení účinků seismického zatížení na spodní stavbu.....	69
7	Závěr.....	79



# 1 Úvod

## 1.1 Popis konstrukce

Rychlostní silnice R2 na Slovensku by se měla, po svém dokončení, stát jednou z důležitých dopravních tepen. Celková plánovaná délka je 325,877 km. 60,469 km této komunikace již byly uvedeny do provozu, dalších 7,85 km jsou ve fázi výstavby a ve fázi zpracování dokumentace pro stavební povolení či zadávací dokumentace jsou dalších 262,42 km. Jedním z plánovaných úseků je úsek Lovinobaňa - Ožďany, který má celkovou délku 25,5 km. Trasa R2 v tomto úseku zahrnuje celkem 23 mostů a 4 mimoúrovňové křižovatky a propojuje obec Lovinobaňa s městem Lučenec a obcí Ožďany. Součástí této stavby je i mostní objekt SO 217, jehož návrh nosné konstrukce je předmětem této diplomové práce.

Jedná se o mostní konstrukci z předpjatého monolitního betonu. Silnice na mostě je směrově rozdělená. Tomu odpovídá i rozdělení mostního objektu na 2 podobjektů: levý most a pravý most. Každý z mostů převádí silnici v opačném směru. Konstrukce podobjektů jsou totožné a jedná se o dvoutrámové mosty s konstrukční výškou 2,35 m. Celková délka je 196,3 m u levého mostu a 196,4 m u pravého mostu. Totožná jsou i konstrukční rozpětí podobjektů, která činí 30 m + 3 x 40 m + 30 m. Délka nosné konstrukce je 182 m.

Půdorysně je mostní objekt situován z levé strany do směrového pravotočivého oblouku s poloměrem zakřivení nivelety  $R = 910$  m. Půdorysný poloměr zatočení levého mostu je tedy 915 m a pravého mostu 905 m. Směrový oblouk komunikace na mostě končí v km 15,277 780 a navazuje na něj pravotočivá přechodnice, která pokračuje i za mostním objektem na pravé straně. Mostní objekt převádí silnici R2 přes místní komunikaci III/2664 a přilehlé území.

V podélném směru se konstrukce nachází ve vydutém výškovém oblouku. Podélný sklon je proto proměnný, avšak po celé délce mostního objektu je sklon klesající směrem k opěře O6. Voda po povrchu mostu je proto odváděna směrem k O6 pomocí odvodňovacích trubek, které jsou zavěšené pod nosnou konstrukcí mostu. Na levé straně se mostní objekt nachází částečně v zářezu, na pravé straně je však plně na násypovém tělese. Průjezdná výška je 12,0 m. Voda stékající po povrchu je odváděna pomocí mostních odvodňovačů, umístěných u kraje vozovky a římsy na pravé straně každého mostu. Tyto odvodňovače jsou od sebe vzdáleny 4,0 m.

Šířka jednotlivých mostů je 9,9 m a mezi vnitřními římsami mostů je navržena mezera 200 m, celková šířka mostního objektu je 20,0 m. Na krajních římsách mostů jsou umístěny chodníky, které mají šířku 750 mm. Šířka římsy s chodníkem je 1500 mm a je zde navrženo kromě ocelového zábradlí se svislou výplní i mostní svodidlo s minimální úrovní zadržetí H2. Vnitřní římsy mostů mají shodnou šířku 0,9 m a spolu s navrženou mezerou mezi mosty 200 mm zachovávají šířku středního dělicího pruhu 2,0m.

Také na vnitřních římsách jsou navržena mostní svodidla s minimální úrovní zadržení H2. Povrch mostu je v příčném směru odvodněn příčným sklonem 4,0 %.

Mosty jak levé, tak i pravé jsou uloženy na krajních opěrách a mezilehlých pilířích pomocí hrncových ložisek. Vzhledem ke značně strmému sklonu svahu v prostoru předmostí z levé strany byla při návrhu geometrie tvaru opěr, pilířů a jejich rozmístění v prostoru brána v potaz snaha o minimalizaci rozsahu zemních prací. Z výše uvedených důvodů jsou opěry a pilíře pravého mostu posunuty vůči opěrám a pilířům levého mostu ve směru staničení o 9,0 m. Opěry a pilíře jsou ze železového betonu. Na základě geotechnického průzkumu bylo navrženo plošné založení opěry O1 a hlubinné založení na velkopřůměrových pilotách  $\phi 900$  mm pilířů P2 až P5 a opěry O6. Návrh a posouzení založení není předmětem této diplomové práce. V prostoru předmostí z obou stran jsou navrženy přechodové desky pro minimalizaci účinků rozdílného sedání mostní konstrukce a sedání násypu silničního tělesa. Tloušťka přechodové desky je 0,5 m, délka 5,6 m a šířka 7,9 m. Přechodové oblasti mostů na obou stranách jsou navrženy dle ČSN 73 6244 a dle VL4 2014.

Vzhledem ke geometrické podobnosti pravého a levého mostu byl návrh a posouzení uvedené v této diplomové práci proveden pouze pro levý most.

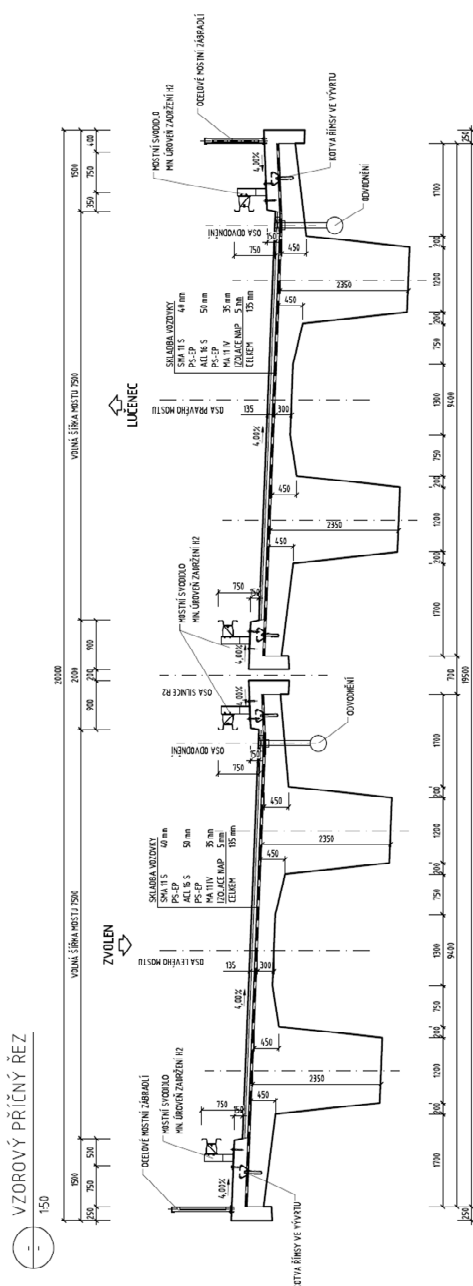
Pozn.: Z důvodu absence některých slovenských národních příloh (zejména slovenské národní přílohy k EN 1991 – 2) jsou údaje definované ve slovenských národních přílohách nahrazeny českými ekvivalenty.

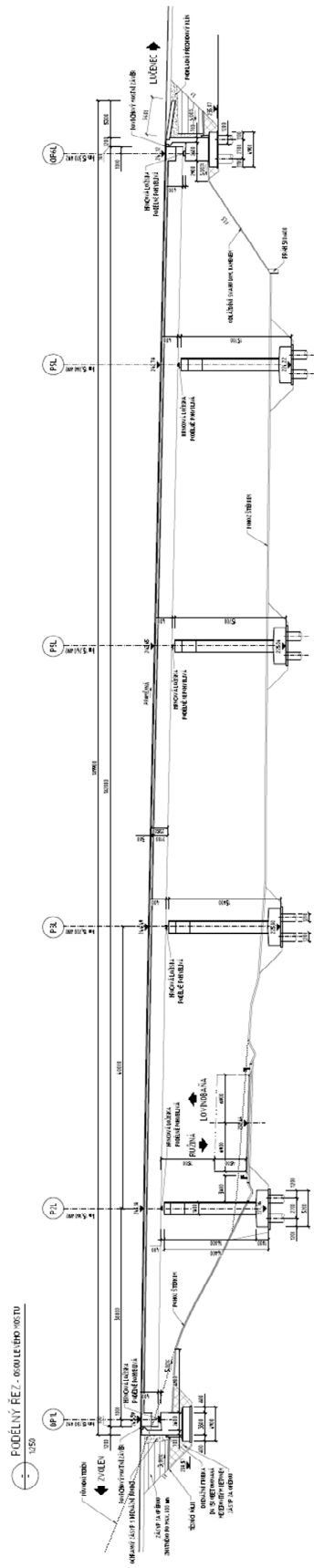
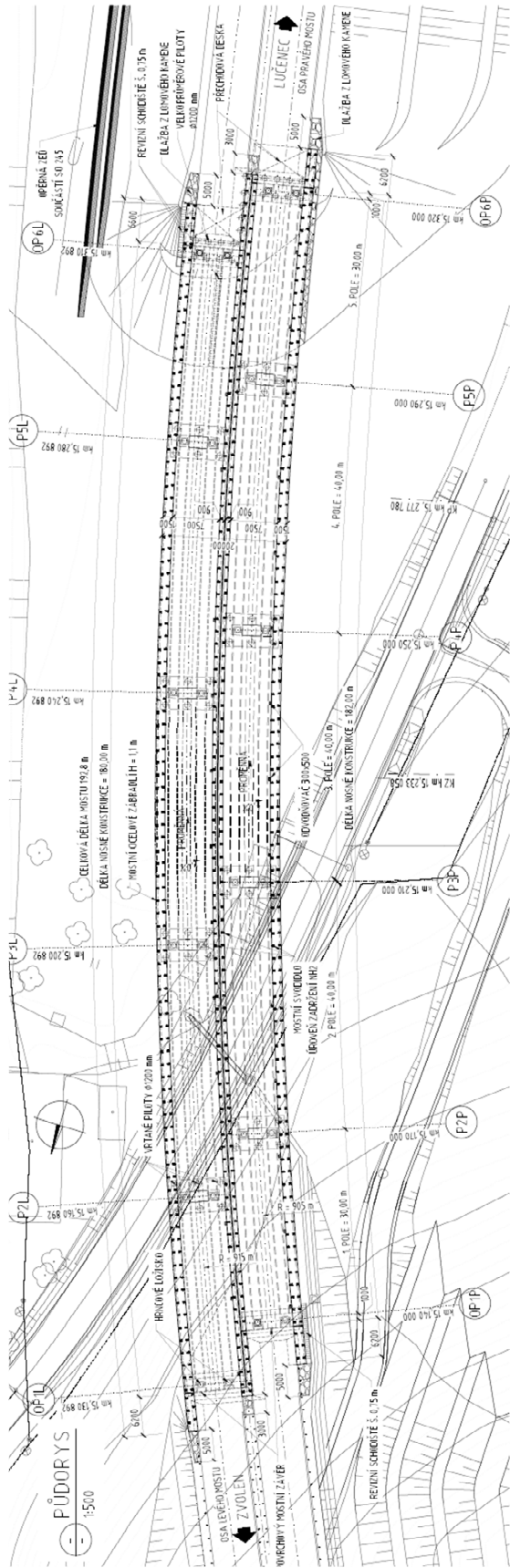
## 2 Popis konstrukce

### 2.1 Geometrie nosné konstrukce

Nosnou konstrukci mostu tvoří dvoutrámové monolitické konstrukce z dodatečně předpjatého betonu o 5 polích. Rozpětí jednotlivých polí jsou 30 m + 3 x 40 m + 30 m. Trámy nosné konstrukce jsou nad opěrami ztuženy monolitickými příčníky z betonu stejné třídy jako beton nosné konstrukce. Výška trámů je 2,35 m a je konstantní po délce mostu, šířka trámu je 1,1 m v dolní části a 1,3 m v místě napojení na spolupůsobící desku. Tloušťka desky nosné konstrukce je 0,45 m v místě napojení s trávou a 0,30 m uprostřed mezi trávami a na konci konzol. Příčná osová vzdálenost trámů je 4,50 m.

(výkresy půdorysu, podélného profilu a příčného řezu v měřítku jsou součástí přílohy)





## 2.2 Materiály

### 2.2.1 Beton

Pro nosné konstrukce je navržena třída betonu C 35/45 – XC4, XD1, XF3. Základní parametry betonu jsou následující:

<b>Třída betonu</b>	<b>C35/45</b>	<b><math>\epsilon_{c1}</math> [‰]</b>	2,25
<b>fck [MPa]</b>	35	<b><math>\epsilon_{cu}</math> [‰]</b>	3,5
<b>fck,cube [MPa]</b>	45	<b><math>\epsilon_{c2}</math> [‰]</b>	2
<b>fcm [MPa]</b>	43	<b><math>\epsilon_{cu2}</math> [‰]</b>	3,5
<b>fctk; 0,05 [MPa]</b>	2,2	<b><math>\epsilon_{c3}</math> [‰]</b>	1,75
<b>fctk;0,95 [MPa]</b>	4,2	<b><math>\epsilon_{cu3}</math> [‰]</b>	3,5
<b>Ecm [GPa]</b>	34		

Pro pilíře spodní stavby je z důvodu namáhání konstrukce od seismického zatížení navržena stejná třída betonu jako pro nosnou konstrukci.

### 2.2.2 Betonářská výztuž

Pro betonářskou výztuž je navržen materiál z oceli B 500 B, jehož základní parametry jsou následující:

$\gamma_s$	1,15	
$f_{yk}$	500,000	MPa
$f_{yd}$	434,783	MPa
$f_{uk}$	540,000	MPa
$f_{ud}$	469,565	MPa
$E_s$	200	GPa
$\epsilon_{sy}$	0,0022	-
$\epsilon_{uk}$	0,0500	-
$\epsilon_{ud}$	0,0450	-

### 2.2.3 Předpínací výztuž

Při návrhu předpínací výztuže se uvažovalo s materiálem s následujícími parametry:

$A_p$	150	mm <sup>2</sup>
$f_{pk}$	1860	MPa
$f_{p0,1k}$	1636,8	MPa
$\gamma_s$	1,15	-
$E_p$	195	GPa
$f_{pd}$	1617,39	MPa
$f_{p0,1d}$	1423,30	MPa
$\epsilon_{p0,1d}$	0,01	-
$\epsilon_{pd}$	0,020	-
$\epsilon_{pk}$	0,022	-

Lana předpínacích kabelů jsou sedmipramencová, s nominálním průměrem 15,7 mm. Plocha jednoho lana činí 150 mm<sup>2</sup>. Kabely jsou uloženy pomocí kabelových kanálků z profilovaného tenkého plechu s drápkovým spojem nebo s přeplátovaným švem. Nejmenší vnitřní průměr kanálku je 90 mm a největší vnější průměr je 97 mm. Injektáž kabelových kanálků bude probíhat vždy v nejnižších a nejvyšších polohách.

#### 2.2.4 Krytí

Stupeň vlivu prostředí	XC4, XD1, XF3
Návrhová životnost	100 let
Pevnostní třída	> C35/45
Zajištění kvality výroby betonu	NE
Počáteční třída konstrukce	S4
Konečná třída konstrukce	S5

- Krytí betonářské výztuže

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10)$$

$$c_{min} = \max(50; 25 + 0 - 0 - 0; 10) = 50$$

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

- Krytí předpínací výztuže

Průměr kanálku	97 mm
----------------	-------

$$c_{min,b} = \min(80; \phi) = \min(80, 97) = 80 \text{ mm}$$

$$c_{min} = \max(80; 25 + 0 - 0 - 0; 10) = 80$$

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

## 2.3 Model konstrukce

### 2.3.1 Spolupůsobící šířka průřezu

Spolupůsobící šířka pro průřez T-tvaru se stanoví:

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

$$b_{eff,i} = 0,2 * b_i + 0,1 * l_o$$

platí:

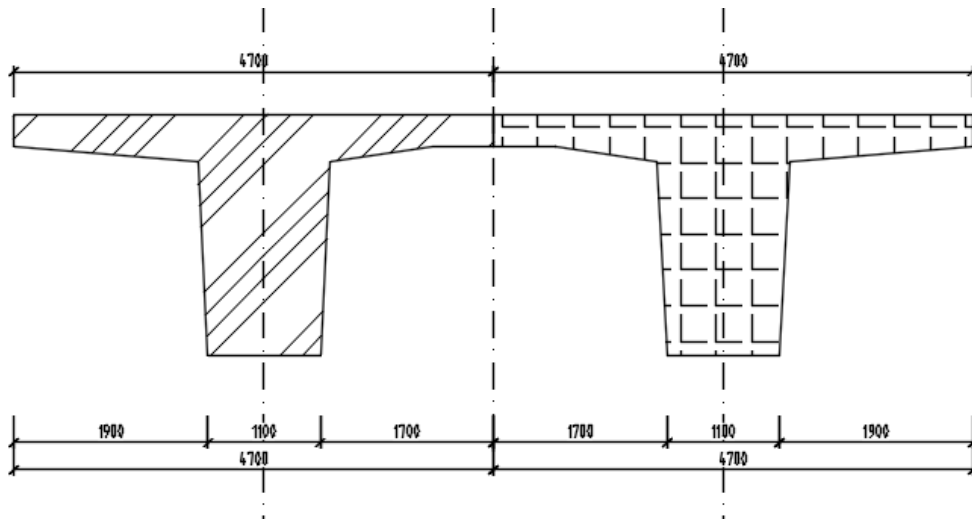
$$b_{eff,i} \leq 0,2 * l_o$$

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

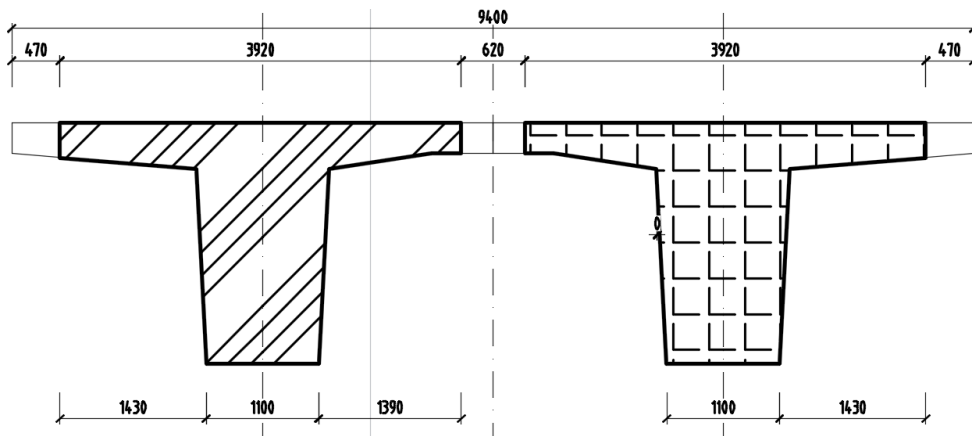
Pro dané geometrie příčného řezu je spolupůsobící šířka trámů následující:

		bw	b	b1	b2	l1	l2	l0	beff,1	beff,2	beff
		m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
<b>LEVÝ TRÁM</b>	Krajní pole	1,1	4,7	1,9	1,7	30	-	25,5	1,9	1,7	4,7
	Krajní podpora	1,1	4,7	1,9	1,7	30	40	10,5	1,43	1,39	3,92
	Vnitřní pole	1,1	4,7	1,9	1,7	40	-	28	1,9	1,7	4,7
	Vnitřní podpora	1,1	4,7	1,9	1,7	40	40	12	1,58	1,54	4,22
<b>PRAVÝ TRÁM</b>	Krajní pole	1,1	4,7	1,7	1,9	30	-	25,5	1,7	1,9	4,7
	Krajní podpora	1,1	4,7	1,7	1,9	30	40	10,5	1,39	1,43	3,92
	Vnitřní pole	1,1	4,7	1,7	1,9	40	-	28	1,7	1,9	4,7
	Vnitřní podpora	1,1	4,7	1,7	1,9	40	40	12	1,54	1,58	4,22

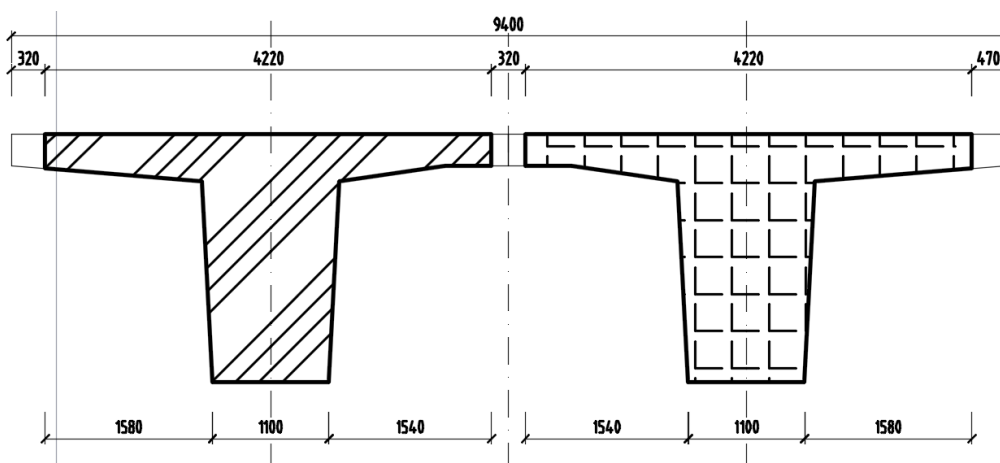
- Spolupůsobící šířka průřezu v poli:



- Spolupůsobící šířka průřezu u krajních podpor:

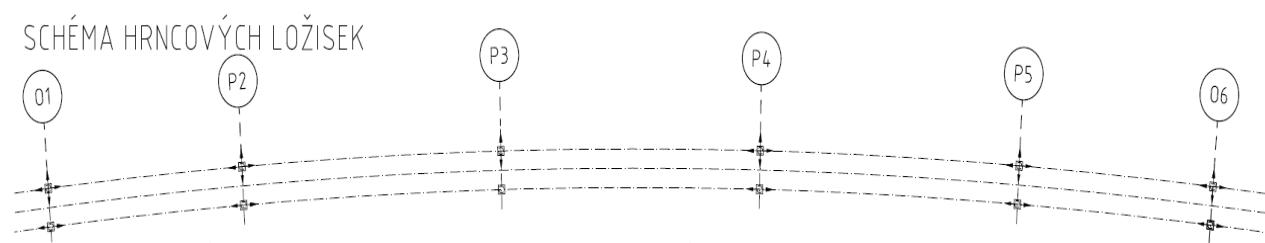


- Spolupůsobící šířka průřezu u vnitřních podpor:



### 2.3.2 Výpočtový model

Pro výpočet vnitřních sil byl vytvořen pomocí softwaru Midas Civil prostorový 3D roštový model složený z prutových prvků. Příčný řez podélných prutů odpovídá tvarům jednotlivých trámů. Podélné pruty mají délku 1,0 m. Příčné pruty mají obdélníkový průřez se šířkou 1,0 m a výškou 0,3 m, odpovídající nejmenší tloušťce spolupůsobící desky. Pro zjednodušení je konstrukce spodní stavby uvažována jako dokonale tuhá. Model je tedy upevněn pomocí sady podélně, příčně pohyblivých a pevných podpor. Schéma uložení nosné konstrukce odpovídá skutečně navrženému stavu:



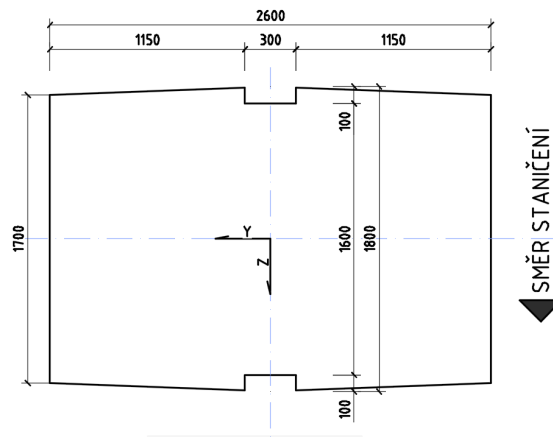
Dále pro výpočet účinků seismické aktivity byl vytvořen model, který obsahoval kromě výše uvedených prvků i konstrukce pilířů a jejich základové bloky. Vzhledem k hlubinnému způsobu založení pilířů jsou základové bloky pilířů uloženy pomocí pevných podpor, bránících posunům i pootočení.

- Průřezové charakteristiky podélných trámů:

Průřez v poli			Průřez u krajních podpor			Průřez u vnitřních podpor		
Ac	3,99909	m <sup>2</sup>	Ac	3,859	m <sup>2</sup>	Ac	3,9476	m <sup>2</sup>
I	2,07	m <sup>4</sup>	I	1,95	m <sup>4</sup>	I	2,02	m <sup>4</sup>
h	2,35	m	h	2,35	m	h	2,35	m
th	-0,864	m	th	-0,896	m	th	-0,878	m
td	1,486	m	td	1,454	m	td	1,472	m

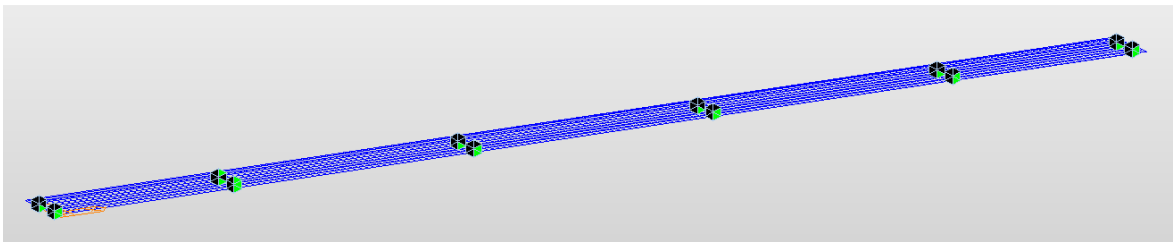


- Průřezové charakteristiky dřívku pilíře:

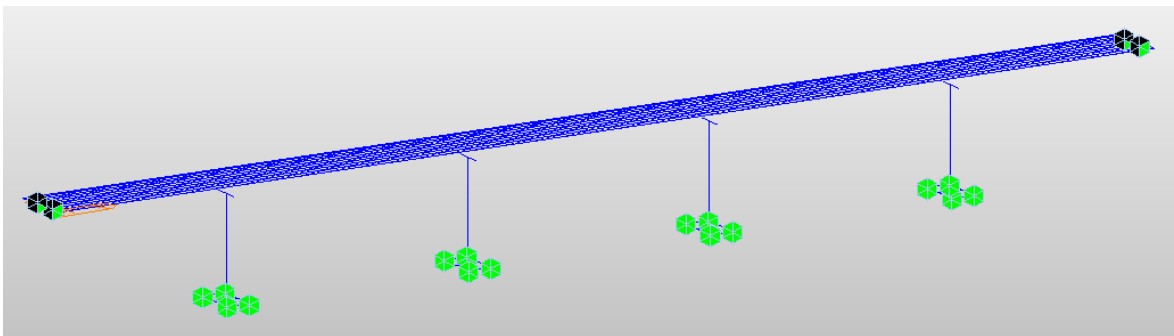


Ac	4,492	m <sup>2</sup>
Iy	1,120	m <sup>4</sup>
Iz	2,526	m <sup>4</sup>

- Výpočtový model pro stanovení účinku zatížení stálého a proměnného dopravou:



- Výpočtový model pro stanovení vlastních tvarů konstrukce

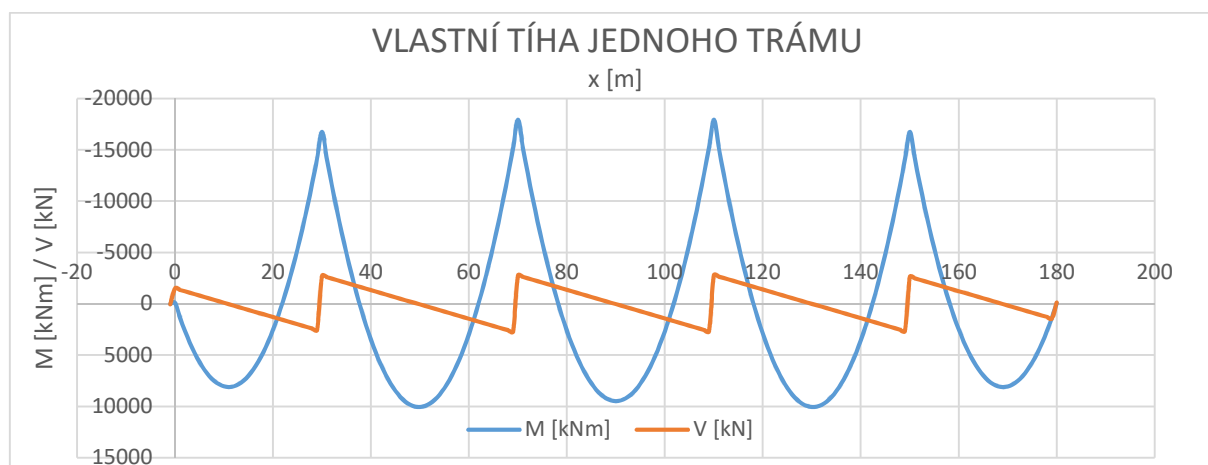


### 3 Přehled zatížení

#### 3.1 Stálé zatížení

##### 3.1.1 Vlastní tíha

Vlastní tíha konstrukce byla vypočtena automaticky pomocí softwaru Midas Civil. Objemová tíha se uvažuje 26 kN/m<sup>3</sup>.



##### 3.1.2 Ostatní stálá zatížení

- Vlastní tíha monolitických říms

Tíha říms	A	$\gamma$	Šířka římsy	g-g0
	m <sup>2</sup>	kN/m <sup>3</sup>	m	kN/m <sup>2</sup>
Levá římsa	0,336	25	0,55	15,259
Pravá římsa	0,514	25	1,25	10,278

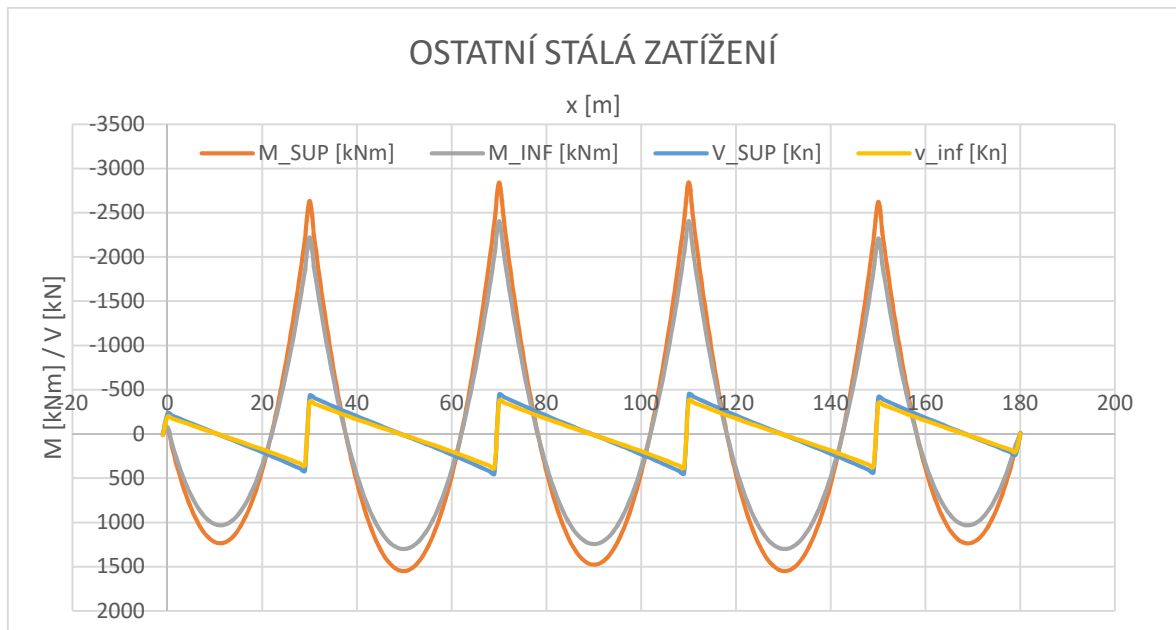
- Vozovkové souvrství a izolace nosné konstrukce:

	Obj. tíha	tll	Plošné zatížení
	kN/m <sup>3</sup>	mm	kN/m <sup>2</sup>
SMA 11 S	23	40	0,92
PS - EP			
ACL 16 S	23	50	1,15
PS - EP			
MA 11 IV	22	35	0,77
NAIP	22	5	0,11
<b>Celkem</b>		<b>130</b>	<b>2,95</b>

Celková tloušťka vozovkového souvrství je 135 mm. Vlastní tíha vozovkového souvrství je 2,95 kN/m<sup>2</sup>

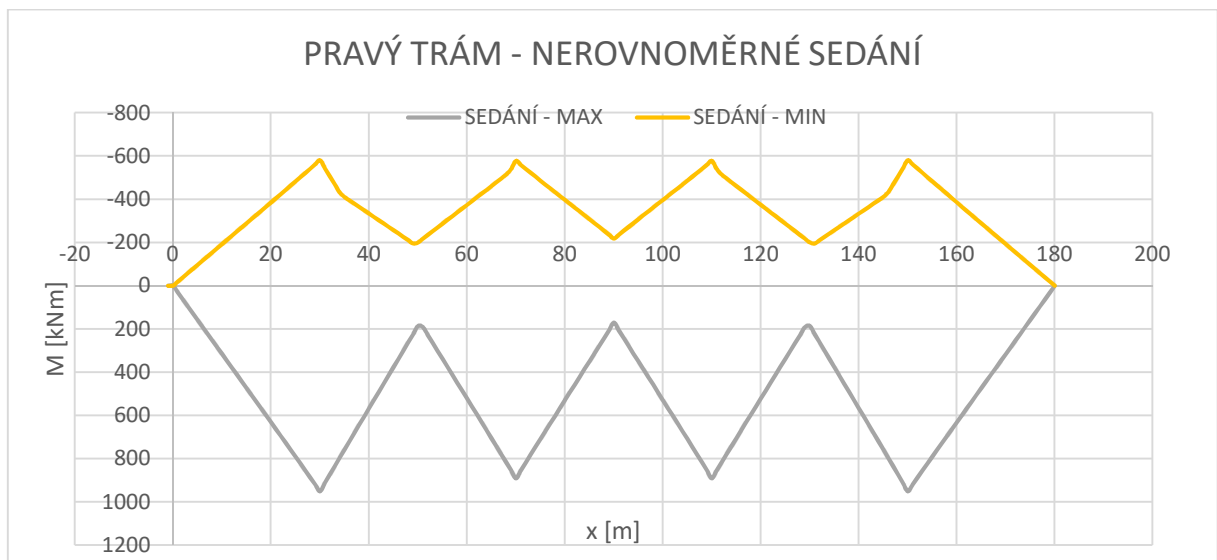
- Mostní vybavení

Tíha ocelového zábradlí a silničního svodidla odhadnuta 1,0 kN/m



- Nerovnoměrné sedání podpor

Založení mostu je navrženo hlubinným způsobem pomocí vrtaných pilot průměru 1200 mm. Sedání jednotlivých pilířů je tedy uvažováno 5 mm. Ve výpočtovém modelu bylo uvažováno 6 zatěžovacích stavů, přičemž každý zatěžovací stav odpovídá poklesu jedné skupiny podpor ležících pod společným základovým blokem. Obálka vnitřních sil pravého trámu pro uvažované zatěžovací stavy je následující:



### 3.2 Proměnné zatížení

#### 3.2.1 Proměnné pohyblivé zatížení

Pozn.: z důvodu absence slovenské národní přílohy k „EN 1991-2 Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou“ bylo proměnné zatížení uvažováno podle české národní přílohy.

### 3.2.1.1 Rozdělení zatěžovacích pruhů

Šířka vozovky  $w$  7,5 m

Šířka zatěžovacího pruhu 3,0 m

Počet zatěžovacích pruhů 2

Šířka zbývající plochy 1,5 m

### 3.2.1.2 Model zatížení 1 (LM1)

Model zatížení LM1 je složen ze dvou složek zatěžovacích soustav

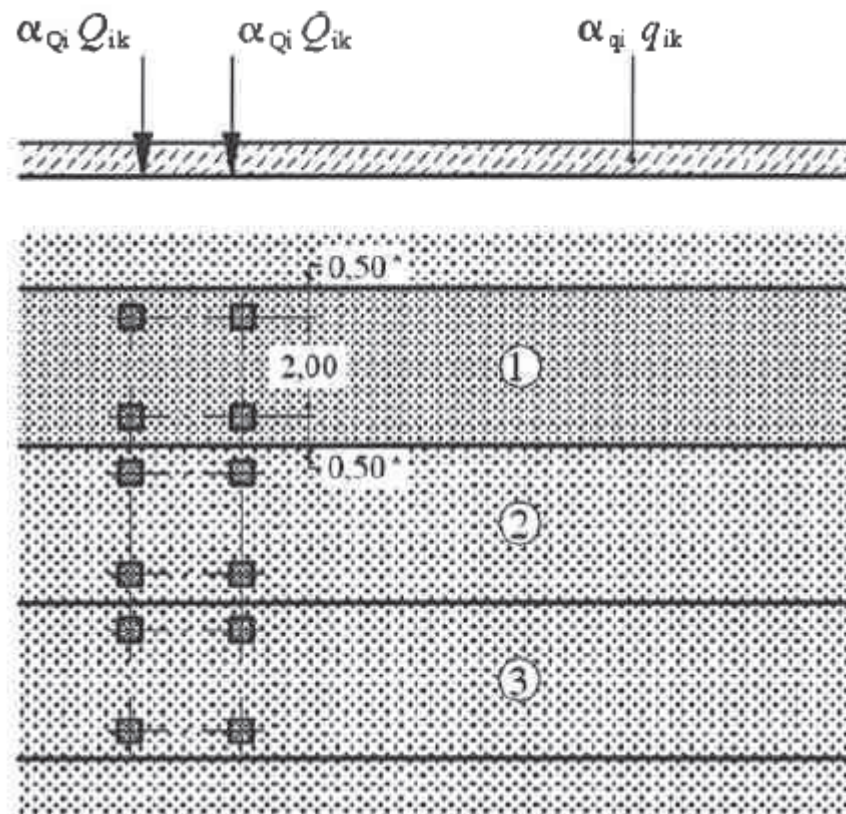
a) Soustředěné zatížení od dvojnápravy (TS)

Tíha každé dvojnápravy je rovna  $\alpha_Q * Q_k$

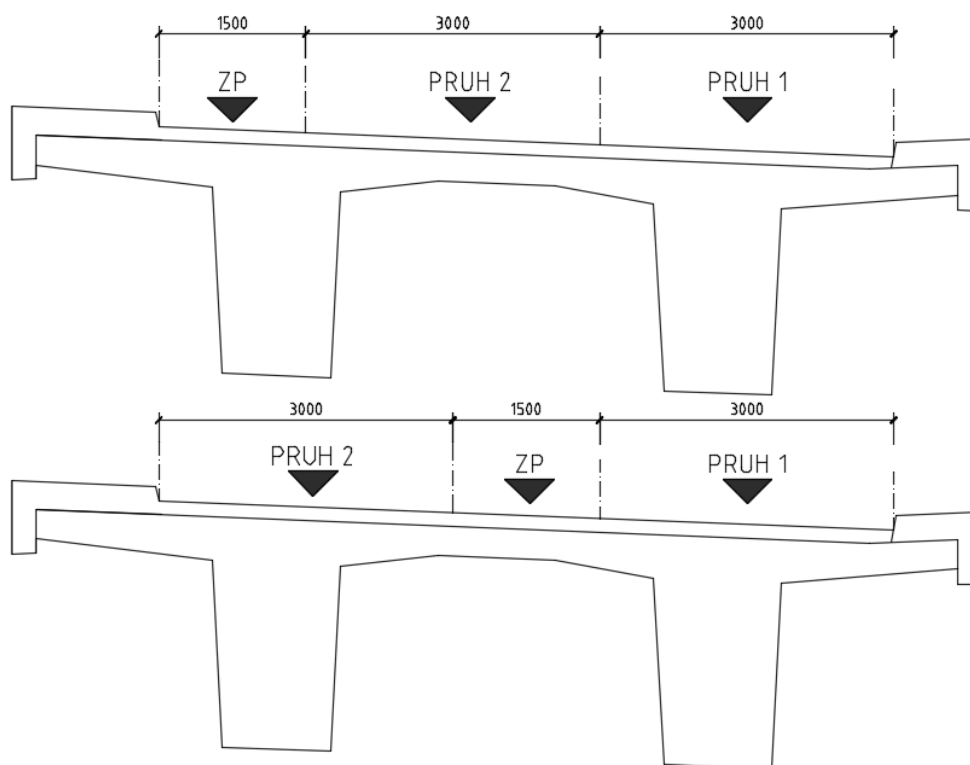
b) Rovnoměrné zatížení (UDL)

Plošná tíha rovnoměrného zatížení je rovna  $\alpha_q * q_k$

Schéma umístění dvojnápravy v zatěžovacím pruhu:



## Schéma použitých zatěžovacích pruhů



## Charakteristické hodnoty dvojnápravy (TS) a rovnoměrného zatížení (UDL)

**Tabulka 4.2 – Model zatížení 1 – charakteristické hodnoty**

Umístění	Dvojnáprava (TS)	Rovnoměrné zatížení (UDL)
	nápravové síly $Q_k$ [kN]	$q_k$ (nebo $q_{rk}$ ) [kN/m <sup>2</sup> ]
Pruh č. 1	300	9
Pruh č. 2	200	2,5
Pruh č. 3	100	2,5
Ostatní pruhy	0	2,5
Zbývající plocha ( $q_{rk}$ )	0	2,5

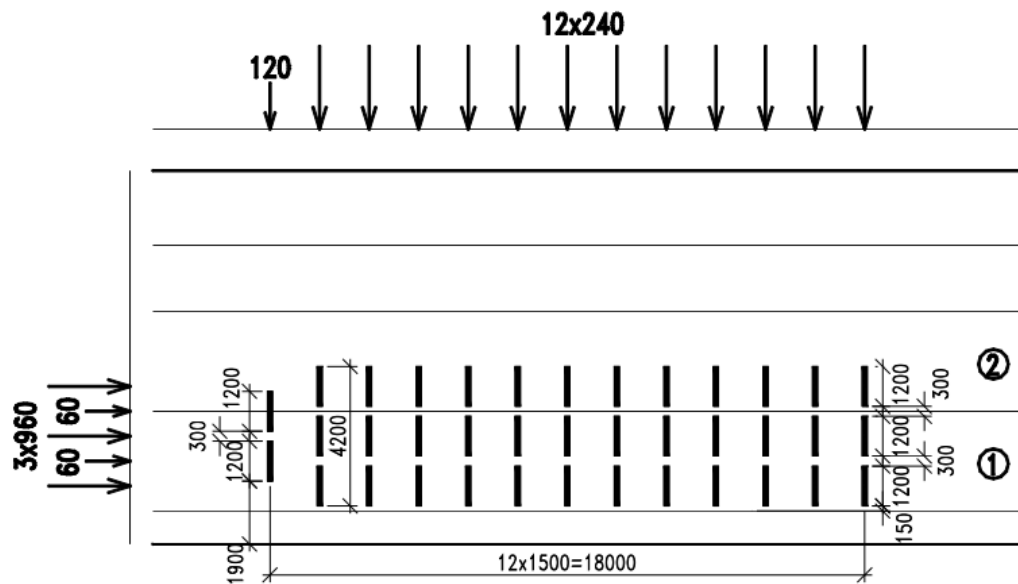
**Tabulka NA.2.1 – Hodnoty regulačních součinitelů  $\alpha$  pro ČR**

Skupina pozemních komunikací	$\alpha_{q1}$	$\alpha_{q2}$	$\alpha_{q3}$	$\alpha_{q1}$	$\alpha_{q2}$	$\alpha_{qj}$ ( $j > 2$ ) a $\alpha_{qr}$
1	1	1	1	1	2,4	1,2
2	0,8	0,8	0,8	0,45 <sup>1)</sup>	1,6	1,6

### 3.2.1.3 Model zatížení 3 (LM3)

V souladu s českou národní přílohou (ČSN EN 1991 – 2/Z3) bylo použito vozidlo 3000/240 pohybující se v ideální stopě prostoru všech zatěžovacích pruhů. Vozidlo se pohybuje po mostě při současném vyloučení výskytu jakéhokoliv jiného druhu dopravy na mostě.

Schéma modelu zatížení LM3:



Dynamický součinitel je  $\varphi = 1,05$

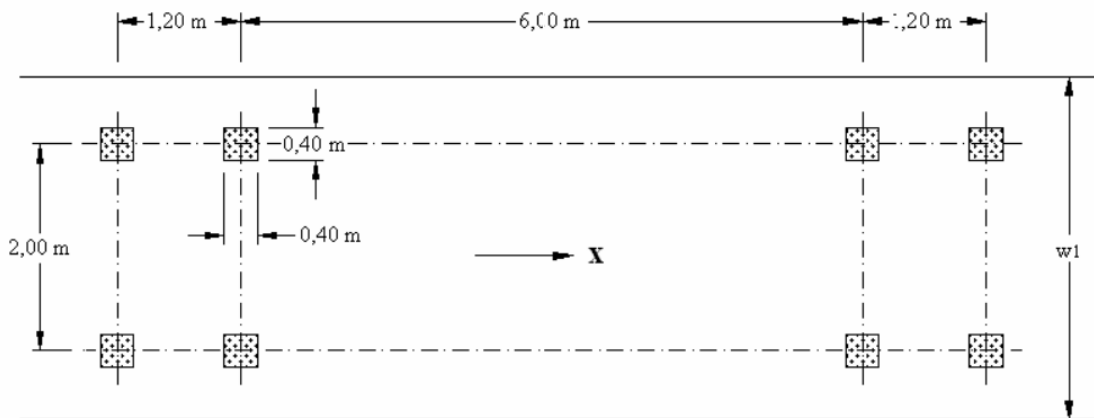
### 3.2.1.4 Model zatížení 4 (LM4)

Model zatížení vyjadřuje zatížení konstrukce od davu lidí. Jeho charakteristická hodnota zatížení je 5,0 kN/m<sup>2</sup>.

### 3.2.1.5 Model zatížení na únavu 3 (FLM3)

Model zatížení na únavu 3 má čtyři nápravy, každá se 2 koly. Síla vyvozená od jednotlivých náprav je 120 kN. Na mostě se mohou vyskytovat maximálně 2 vozidla FLM3, přičemž v případě výskytu 2 vozidel je zatížení vyvozené od nápravy druhého vozidla 36 kN. Osová vzdálenost mezi vozidly je minimálně 40 m.

Schéma modelu FLM3:



### 3.2.1.6 Zatížení chodníků

Podél krajní strany každého z mostů je navržena římsa s chodníkem. Na těchto chodnících se uvažuje se spojitým rovnoměrným zatížením 5,0 kN/m<sup>2</sup>.

### 3.2.1.7 Seismické zatížení

Účinky seismické aktivity působící na konstrukci byly stanoveny dle EN 1998-1 s příslušnou národní přílohou STN EN 1998-1/NA a její změny Z1 a Z2.

Jedná se o dálniční most, který je součástí mezinárodního koridoru. Takové konstrukci je dle STN EN 1998-2/NA přiřazena III. třída významnosti se součinitelem významnosti  $\gamma_I = 1,3$ .

Dle mapy seismického ohrožení na území Slovenska je hodnota referenčního špičkového seismického zrychlení  $a_{gR} = 0,40 \text{ ms}^{-2}$ .

Návrhové zrychlení pro danou stavbu je potom:

$$a_g = \gamma_I * a_{gR} = 1,3 * 0,40 = 0,52 \text{ ms}^{-2}$$

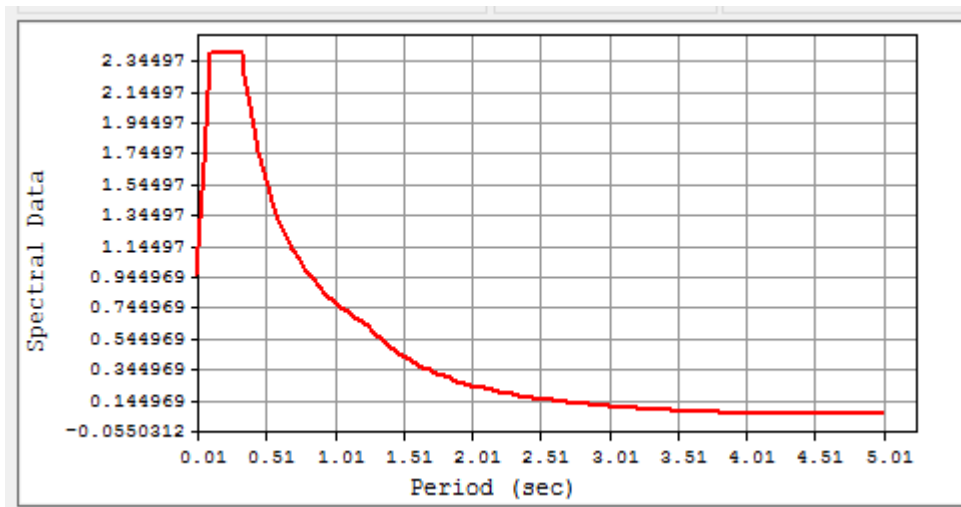
$$\frac{a_g}{g} = \frac{0,52}{9,81} = 0,053g$$

Protože  $0,05g < a_g = 0,053g < 0,1g$ , jedná se o oblast s nízkou seismicitou, avšak příslušné požadavky EN 1998-1 nelze zanedbat.

Dle geologického průřezu se jedná o podloží typu A, tedy geologická formace skalního typu s nadloží z měkčího materiálu v maximální mocnosti do 5 m. Pro daný typ podloží jsou dle STN EN 1998-1/NA uvedeny následující hodnoty součinitele podloží a hraniční periody:

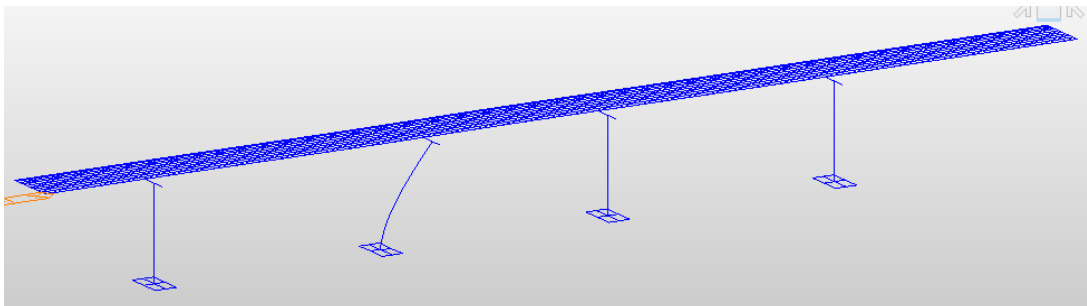
Kategorie podloží a maximum poměrného spektra	S	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A 2,4	1,00	0,100	0,330	1,250

Vlastní frekvence a tvary konstrukce byly vypočteny pomocí softwaru Midas Civil a pomocí spektra pružné seismické odezvy, které je definováno v STN EN 1998-1/NA NB. 5. Tvar zmíněného spektra je následující:

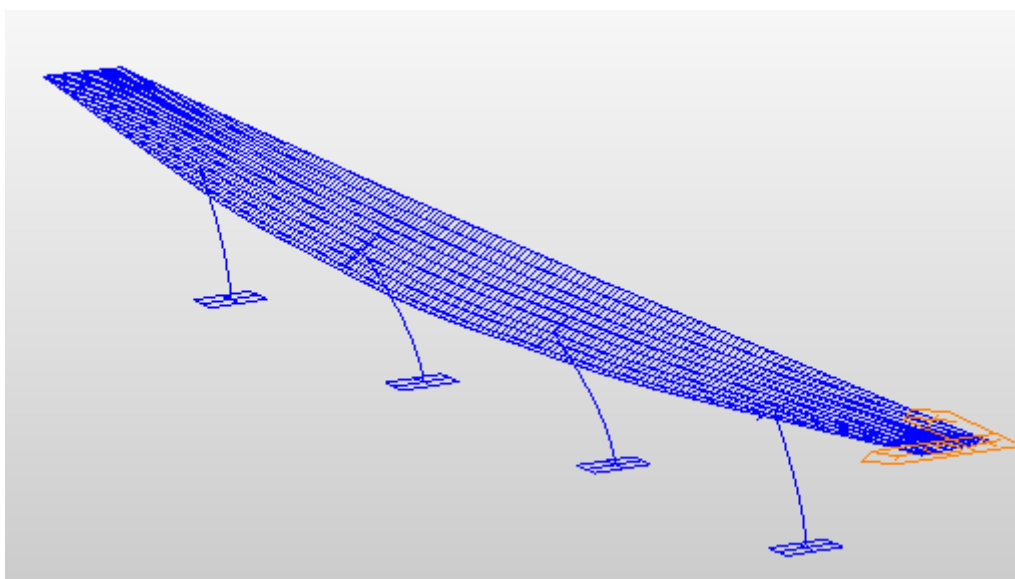


Na následujících obrázcích jsou zobrazeny první 4 vlastní tvary kmitání řešené konstrukce.

- 1. vlastní tvar (kmitání ve vodorovném podélném směru)

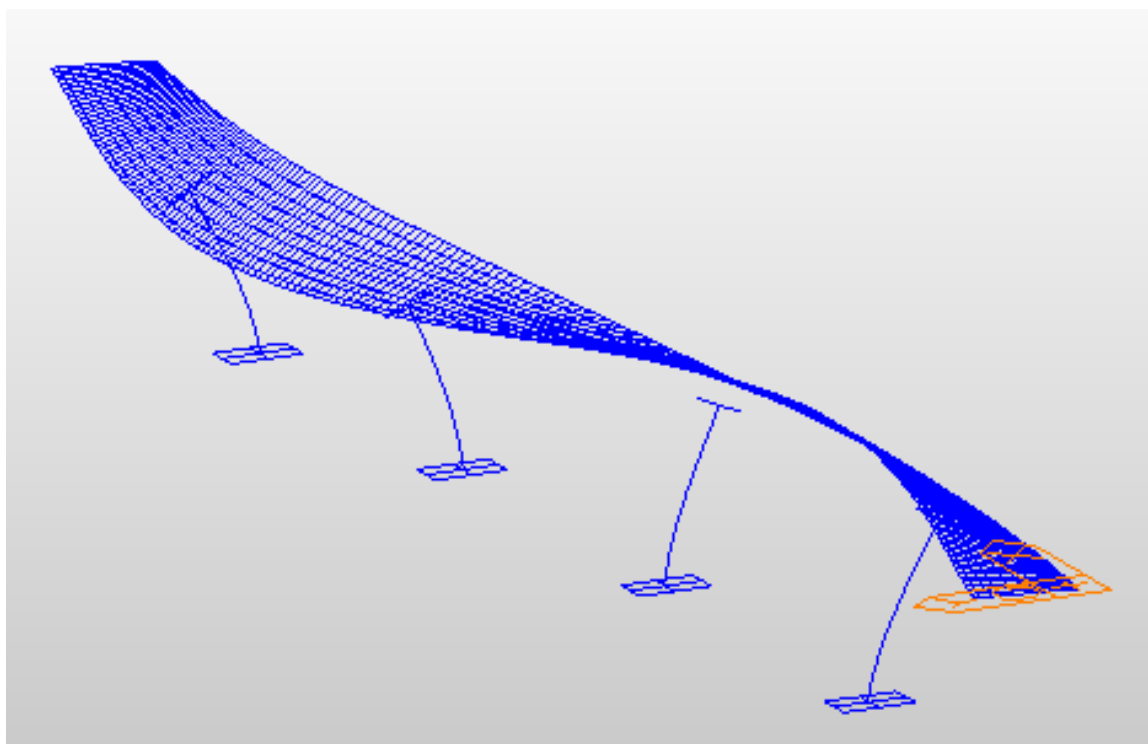


- 2. vlastní tvar (kmitání ve vodorovném příčném směru)

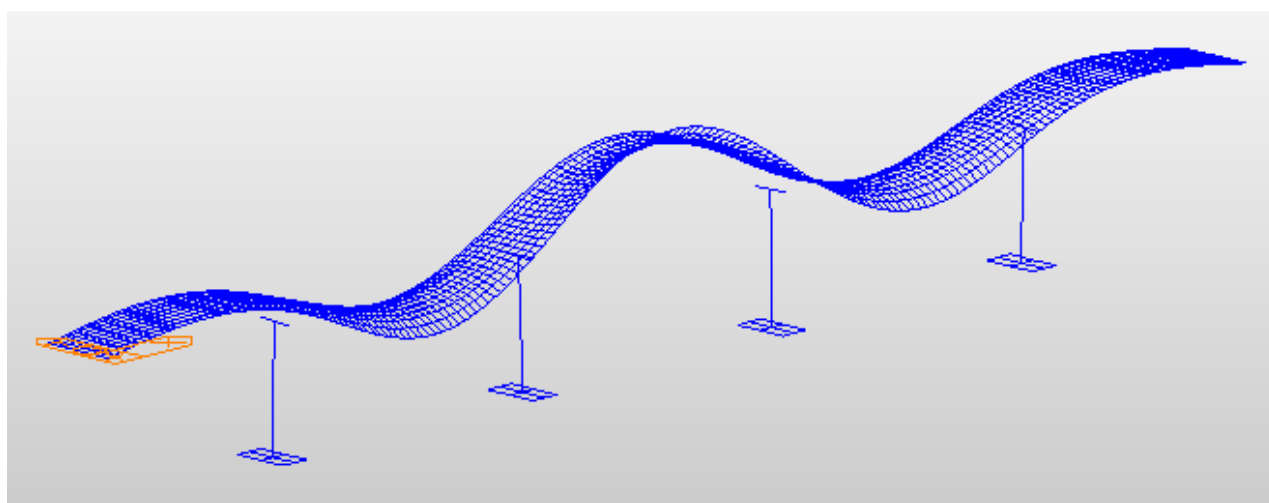




- 3. vlastní tvar (kroucí tvar kmitání)



- 4. vlastní tvar (kmitání ve svislém směru)



Vlastní frekvence a periody jsou zobrazeny v následující tabulce:

Č.	$f$ [Hz]	$T$ [s]	Kmitání
1	0,94	1,07	vodorovné
2	2,79	0,36	vodorovné
3	4,24	0,24	kroucí
4	6,22	0,16	svislé

Vzhledem zařazení staveniště do oblasti s nízkou seismicitou budou v rámci této diplomové práce řešeny pouze účinky vodorovného kmitání na konstrukce, zejména na konstrukce spodní stavby.

Ověření hodnoty základní periody vodorovného kmitání:

- Vodorovný podélný směr

$$T = 1,07s < 4 * T_c = 4 * 0,33 = 1,3s$$

$$T = 1,07s < 2,0s$$

- Vodorovný příčný směr

$$T = 0,36s < 4 * T_c = 4 * 0,33 = 1,3s$$

$$T = 0,36s < 2,0s$$

Dle čl. 4.3.3.2 STN EN 1998-1 je tedy možné pro výpočet seismického zatížení použít metodu příčných sil, která zohledňuje disipační schopnost konstrukce (dána plastickým chováním jednotlivých prvků konstrukce). Metoda využívá spektrum pro výpočet v pružné oblasti, která se stanoví dle čl. 3.2.2.5 následovně:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g * S * \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} * \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g * S * \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = a_g * S * \frac{2,5}{q} * \left[ \frac{T_C}{T} \right] \geq \beta * a_g$$

$$T_D \leq T: S_d(T) = a_g * S * \frac{2,5}{q} * \left[ \frac{T_C * T_D}{T^2} \right] \geq \beta * a_g$$

$q$  ... součinitel duktility, který je dle Tabulky 4.1 STN EN 1998-2 pro svislé pilíře ze železového betonu s „částečně duktilním seismickým chováním“ roven 1,5.

V případě vodorovného podélného kmitání platí:

$$T_c = 0,33 < T = 1,07 < T_D = 1,25$$

$$S_d(T) = \frac{a_g * S * 2,5 * T_c}{q * T} = \frac{0,52 * 1,0 * 2,5 * 0,33}{1,5 * 1,07} = 0,267 \text{ m/s}^2$$

V případě vodorovného příčného kmitání platí:

$$T_c = 0,33 < T = 0,36 < T_D = 1,25$$

$$S_d(T) = \frac{a_g * S * 2,5 * T_c}{q * T} = \frac{0,52 * 1,0 * 2,5 * 0,33}{1,5 * 0,36} = 0,797 \text{ m/s}^2$$

Seismická smyková síla v základu pro vodorovný podélný a vodorovný příčný měř je stanoven dle 4.3.3.2.2. (1)P STN EN 1998-1 následovně:

$$F_b = S_d(T_1) * m * \lambda$$

$\lambda$  ... opravný součinitel. Platí:  $\lambda = 0,85$ , když  $T_1 \leq 2 * T_c = 0,662$ . Pro ostatní případy je  $\lambda = 1,0$ . Pro vodorovný podélný i příčný směr tedy je  $\lambda = 1,0$

$m$  ... celková hmotnost stavby nad základovou spárou

			[kg/m3]	[m3]		[kg]
NK			2500,000	1491,7	=	3729180,0
Římsa L			2500,000	61,2	=	152880,0
Římsa P			2500,000	93,5	=	233870,0
Stativo		4x	2500,0	71,748	=	717480,0
Základ		4x	2500,0	78,604	=	786040,0
Celkem					=	5619450,0

Smykové síly pro vodorovné kmitání jsou tedy:

$$F_{b,podél} = 0,267 * 1,0 * 5619450 = 1502697,1N = 1502,697kN$$

$$F_{b,příč} = 0,797 * 1,0 * 5619450 = 4477555,3N = 4477,555kN$$

### 3.2.1.8 Zatížení teplotními změnami

Dle STN EN 1991-1-5 je konstrukce zařazena do 3. typu – betonový nosník. Zatížení teplotními změnami bylo definováno v souladu se STN EN 1991-1-5 s příslušnou slovenskou národní přílohou.

- Rovnoměrné složky teplotních účinků

Výchozí teplota  $T_0 = 10^\circ C$

Tmax	40,5 °C	Te,max	56 °C
Tmin	-30 °C	Te,min	-22 °C

Charakteristické hodnoty účinku rovnoměrné složky teplotního zatížení:

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 56 - 10 = 46^\circ C$$

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 10 + 22 = 32^\circ C$$

Nerovnoměrné složky teplotních účinků

	$\Delta T$ °C	ksur	$\Delta TM$ °C
heat	15	0,6	9
cool	8	1	8

Při současném působení rovnoměrných i nerovnoměrných složek teplotních změn jsou výsledné účinky určeny dle 6.1.5 EN 1991-1-5 následovně:

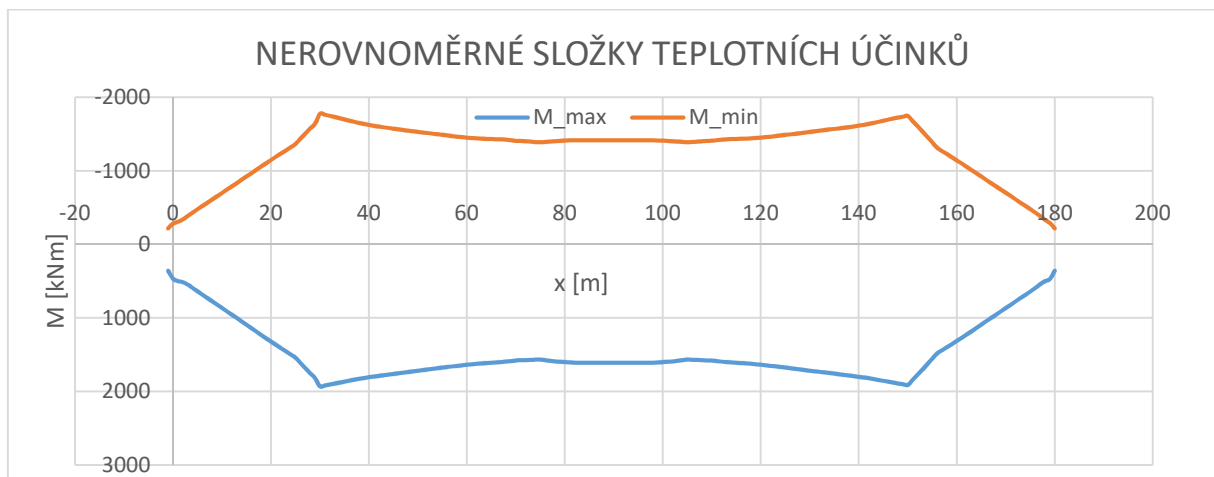
$$\Delta T_{M,heat} \text{ (nebo } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N * \Delta T_{N,exp} \text{ (nebo } \Delta T_{M,con})$$

Nebo

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

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

Pro řešenou mostní konstrukci je navrženo uložení na hrncových ložiskách s jedním všesměrně nepohyblivým ložiskem na pilíři P3. V případě rovnoměrných teplotních změn není konstrukci bráněno se přetvářet a nevznikají tím vnitřní síly. Zatížení (v tomto případě jen moment) od teplotních účinků jsou vyvozeny především od nerovnoměrných složek.



### 3.2.1.9 Zatížení staveništní

Během provádění se uvažuje dle EN 1991-6 následující druhy zatížení:

- 1,0 kN/m<sup>2</sup> zatížení způsobeno pohybem pracovníků s možným ručním nářadím nebo jiným staveništním vybavením,
- 100 kN soustředěného zatížení a 0,2 kN/m<sup>2</sup> rovnoměrně rozloženého zatížení způsobeného přemístitelnou skládkou, např. stavební, konstrukční materiály, prefabrikované prvky, vybavení.

### 3.3 Kombinace zatěžovacích stavů

#### 3.3.1 Vícesložkové zatížení dopravou

Jako hlavní proměnné zatížení při provozním stavu je uvažováno proměnné zatížení dopravou, které je obálkou vnitřních sil od jednotlivých soustav vícesložkového zatížení dopravou. Tyto sestavy byly určeny dle EN 1991-2:

Tabulka 4.4a – Stanovení sestav zatížení dopravou (charakteristické hodnoty vícesložkových zatížení)<sup>NP21)</sup>

		VOZOVKA					CHODNÍKY A CYKLISTICKÉ PRUHY	
Typ zatížení		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 <sup>a</sup>	odstředivé síly a příčné síly <sup>a</sup>	rovnoměrné zatížení
Sestavy zatížení	gr1a	charakteristické hodnoty						kombinační hodnota <sup>b</sup>
	gr1b		charakteristická hodnota					
	gr2	časté hodnoty				charakteristická hodnota	charakteristická hodnota	
	gr3 <sup>d</sup>							charakteristická hodnota <sup>c</sup>
	gr4				charakteristická hodnota			charakteristická hodnota
	gr5	viz příloha A		charakteristická hodnota				
Hlavní složka zatížení (označená jako složka příslušející k sestavě)								
<sup>a</sup> Lze definovat v národní příloze (pro uvedené případy) <sup>b</sup> Lze definovat v národní příloze. Doporučená hodnota je 3 kN/m <sup>2</sup> . <sup>c</sup> Viz 5.3.2.1(2). Pokud je účinek od zatížení pouze jednoho chodníku nepřiznivější než při zatížení obou dvou, má se uvažovat zatížení pouze na jednom chodníku. <sup>d</sup> Tato sestava nemá praktický význam, pokud se uvažuje sestava gr4.								

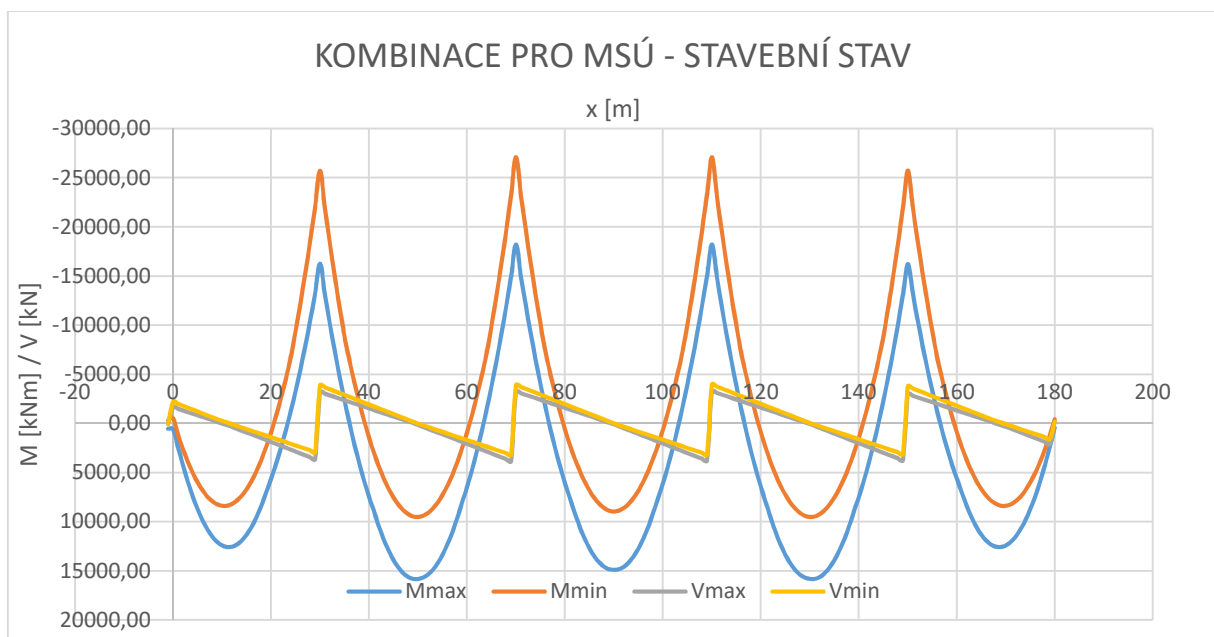
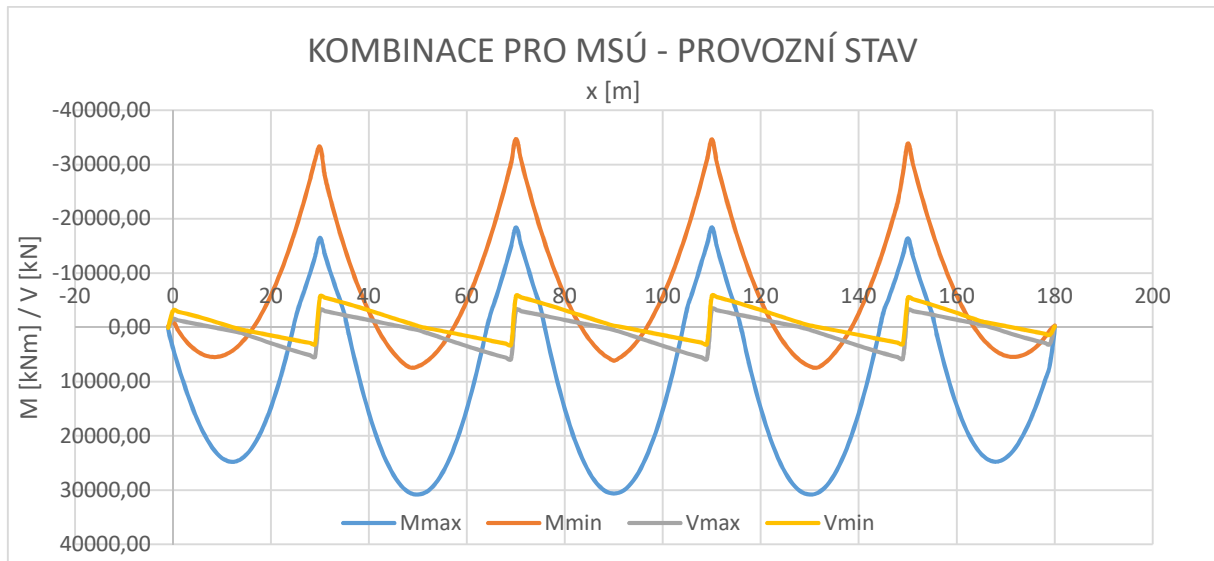
#### 3.3.2 Mezní stav únosnosti

Pro stanovení návrhových hodnot zatížení byly sestaveny kombinace pomocí rovnic 6.10a a 6.10b, které jsou dle EN 1990 definovány následovně:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10a)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10b)$$

Následující grafy jsou shrnutím výsledků kombinací 6.10a a 6.10 b pro pravý trám. Zahrnuta je i vlastní tíha. Účinky vyvozené od předpětí je předmětem návrhu v následujících kapitolách.



Pro posouzení seismických účinků byly návrhové hodnoty zatížení určeny pomocí kombinace:

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

### 3.3.3 Mezní stav použitelnosti

- Charakteristická kombinace

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

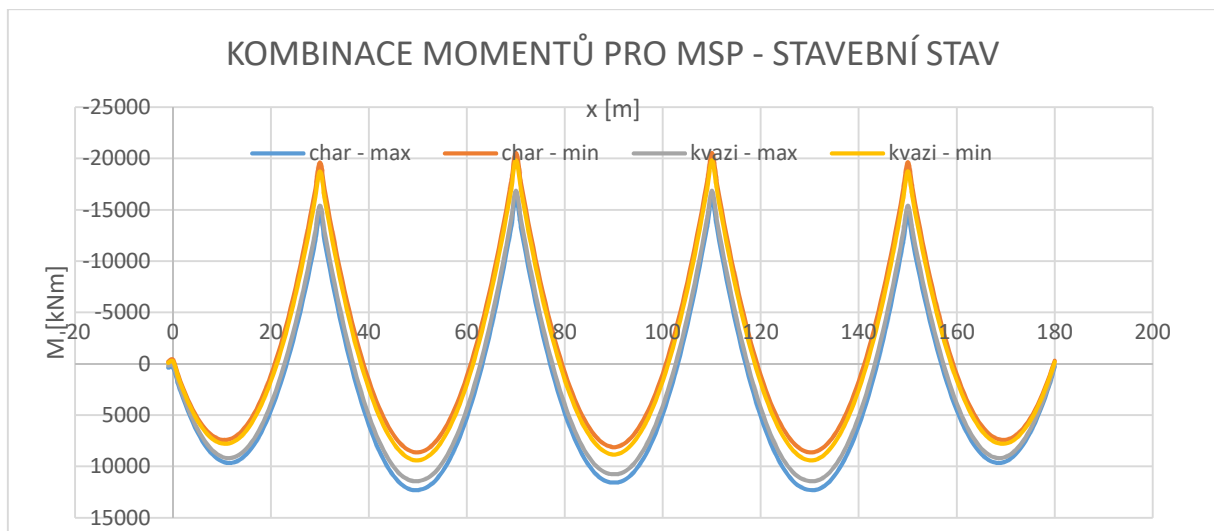
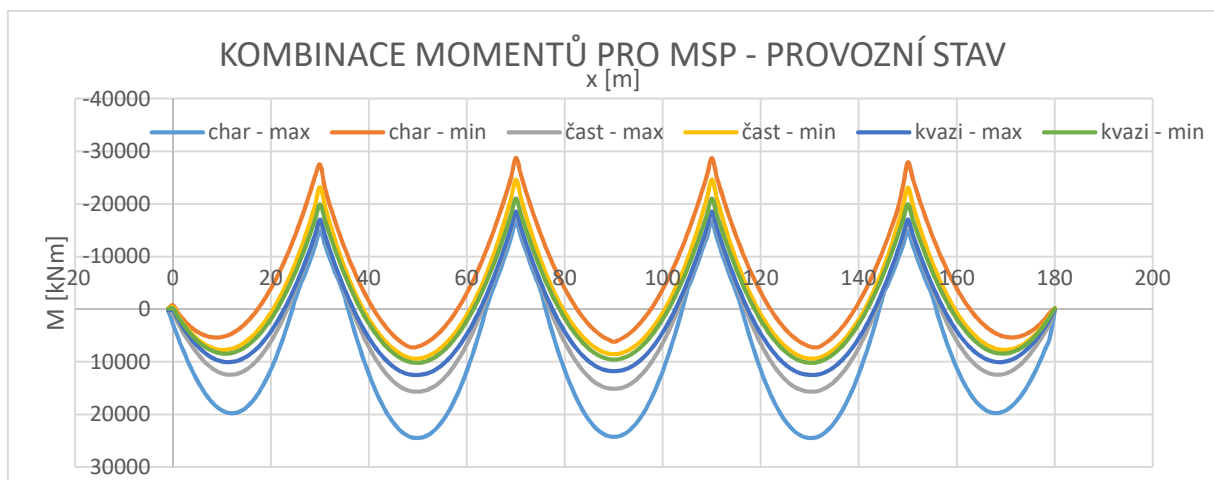
- Častá kombinace

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

- Kvazistálá kombinace

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

Shrnutí hodnot kombinace pro pravý trám:



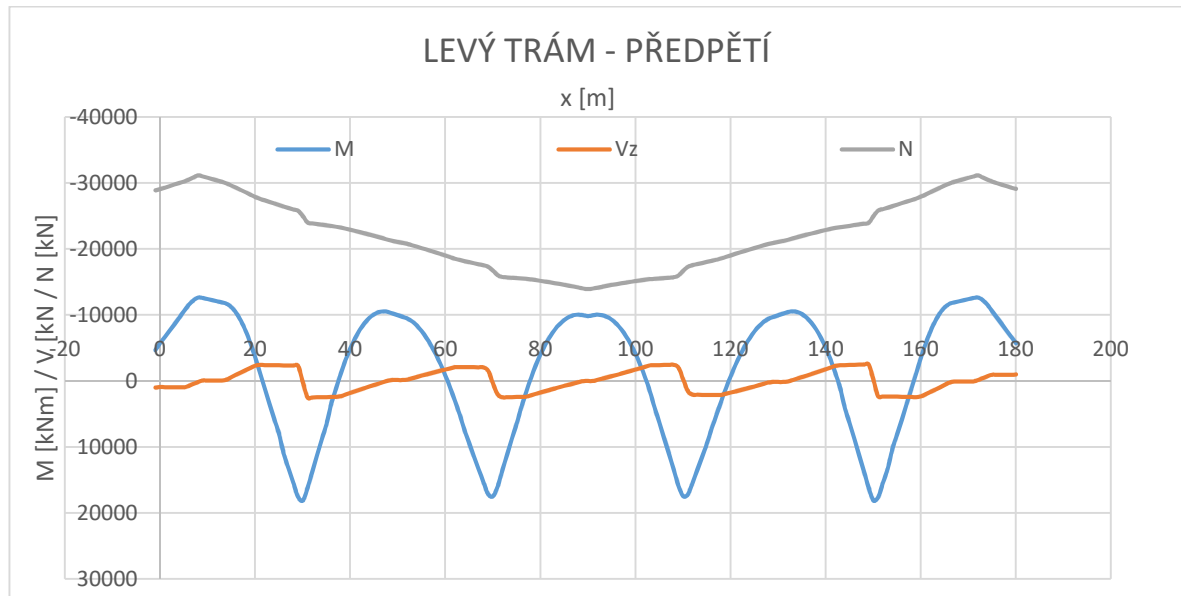
#### 4 Předběžný návrh předpětí

Předběžný návrh předpětí byl proveden zkusmo. Schéma předpínacích kabel je zobrazeno na následující straně. Cílem je vyhovět požadavkům mezního stavu použitelnosti. Jedná se o požadavky

na omezení napětí a omezení trhlin. Pro návrh předpětí se uvažovalo s 8 kabely se soudržností, každý kabel v sobě zahrnuje 19 sedmidrátových lan o nominální ploše

$$A_p = 19 \cdot 150 = 2850 \text{ mm}^2 / \text{kabel.}$$

Průběh momentů a posouvajících sil od předpětí:



Z hlediska mezního omezení trhlin je třeba vyhovět požadavkům uvedených v EN 1992-2-Z2

Stupeň vlivu prostředí	Železobetonové prvky a prvky předpjeté bez soudržné předpínací výztuže (kvazi-stálá kombinace zatížení)	Prvky předpjeté soudržnou výztuží (častá kombinace zatížení)		
		Předem předpjetý beton	Dodatečně předpjetý beton	
			Stupeň protikorozní ochrany předpínací výztuže PL1 až PL3 <sup>c)</sup>	Stupeň protikorozní ochrany předpínací výztuže PL1 <sup>c)</sup>
X0, XC1	0,4 <sup>a)</sup>	0,2	0,2	0,3
XC2, XC3, XC4	0,3	0,1 <sup>b)</sup>	0,2 <sup>b)</sup>	0,3
XD, XS, XF	0,2	Dekomprese <sup>e)</sup>	0,1 <sup>b)</sup>	0,2
Stupeň vlivu prostředí	Dělené konstrukce (bez průběžné podélné betonářské výztuže)			
Nerohoduje	Nulový tah ve spáře: charakteristická kombinace zatížení (viz též ČSN EN 15050)			

<sup>a)</sup> Pro stupně vlivu prostředí X0, XC1 nemá šířka trhliny vliv na trvanlivost a uvedená hodnota má zajistit přijatelný vzhled. Pokud nejsou kladeny požadavky na vzhled, lze uvedenou hodnotu zvětšit.

<sup>b)</sup> Pro tyto případy musí být také posouzena dekomprese při kvazi-stálé kombinaci zatížení.

<sup>c)</sup> Stupně protikorozní ochrany (Protection Level) předpínací výztuže – viz tabulka NA.2 a tabulka NA.3.

<sup>d)</sup> Tato tabulka není určena pro hodnocení existujících (ani nových) konstrukcí.

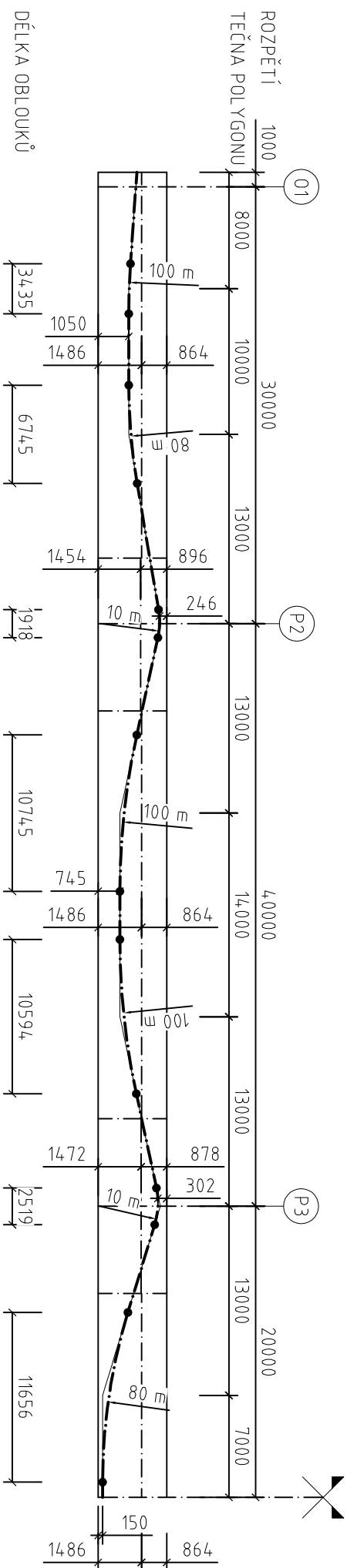
<sup>e)</sup> Pro tento případ musí být také posouzena šířka trhlin 0,2 mm pro charakteristickou kombinaci zatížení.

<sup>f)</sup> Tato tabulka platí pro konstrukce působící v obou směrech jako železobetonové nebo jako předpjeté stejným druhem předpínací výztuže (výztuž se soudržností, výztuž bez soudržností). Doporučuje se tabulku použít a uvažovat přísnější požadavky i v případě, kdy je konstrukce navržena v podélném a v příčném směru rozdílně (např. v podélném směru působí jako předpjetá výztuž se soudržností a v příčném směru jako železobetonová).

<sup>g)</sup> Spřažené desky spolupůsobící s předpjetými nosníky se uvažují jako železobetonové, pokud po jejich betonáži již není do konstrukce vneseno další předpětí.



SCHEMA PŘEDPÍNACÍCH KABELŮ  
 M 1:50/1:100



Pro řešenou konstrukci se uvažuje stupeň ochrany PL2 (plastové zainjektované kanálky). Stupeň vlivu prostředí je viz 2.2 XC4, XD1, XF4. Šířka trhlin je tedy omezena na hodnotu 0,3 mm při časté kombinaci zatížení.

Z hlediska omezení napětí je nutno omezit normálové napětí v betonu následovně:

$$\sigma_c \leq 0,6 * f_{ck}(t) \dots \text{při charakteristické kombinaci}$$

$$\sigma_c \leq 0,45 * f_{ck}(t) \dots \text{při kvazi – stálé kombinaci zatížení}$$

#### 4.1 Mezní stav omezení napětí

Normálové napětí v betonu je vypočteno podle vztahu:

$$\sigma_c = -\frac{N_p}{A_c} - \frac{M_p}{I} * z + \frac{M_{g+q}}{I} * z$$

Vlastnosti betonu v daném čase, ve kterém byly hodnoty napětí posouzeny, vycházejí ze vztahů:

$$f_{ck}(t) = f_{ctm}(t) - 8,0$$

$$f_{ctm}(t) = \beta_{cc}(t) * f_{cm}$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp\left(s * \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)\right)$$

$s = 0,25 \dots$  pro normálně a rychle tvrdnoucí cementy CEM 32,5 R, CEM 42,5 N

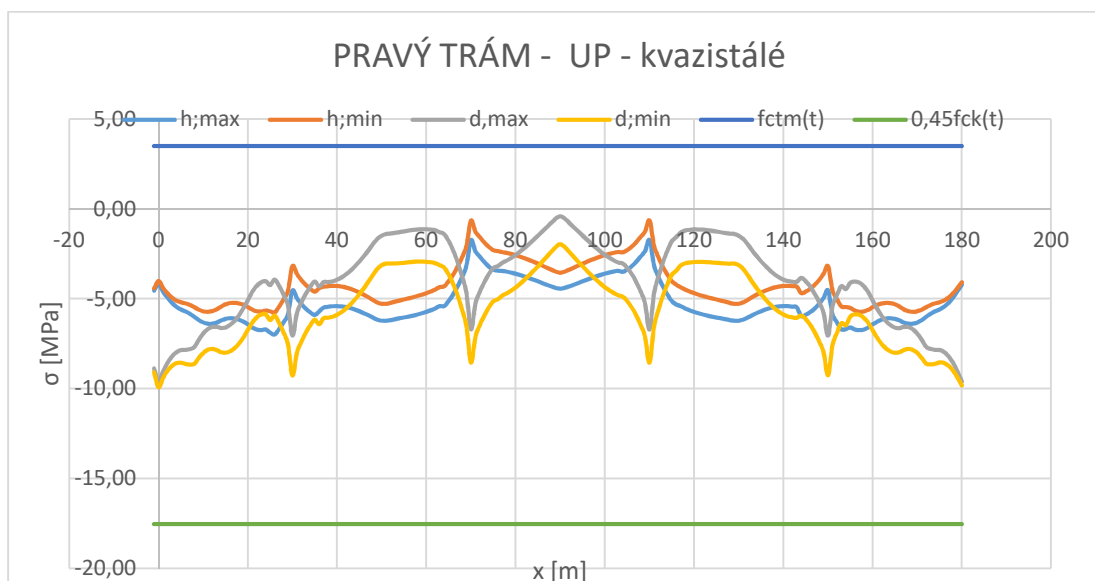
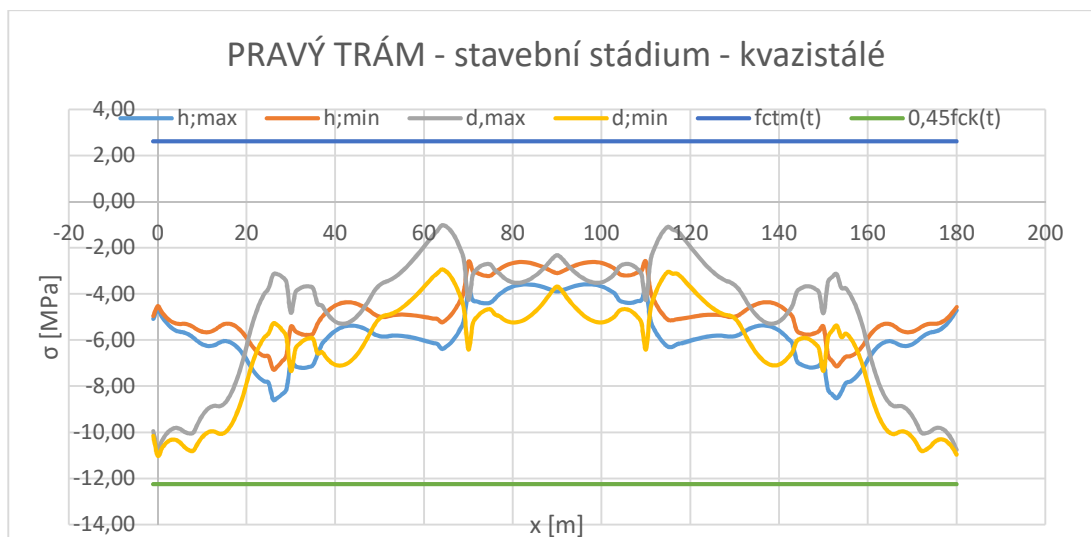
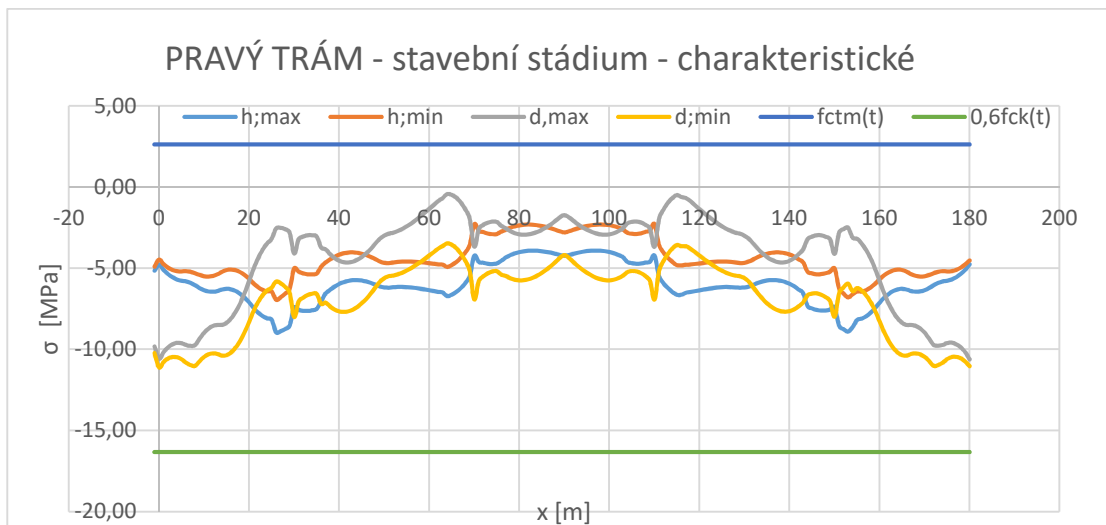
Uvažované stáří betonu pro posouzení:

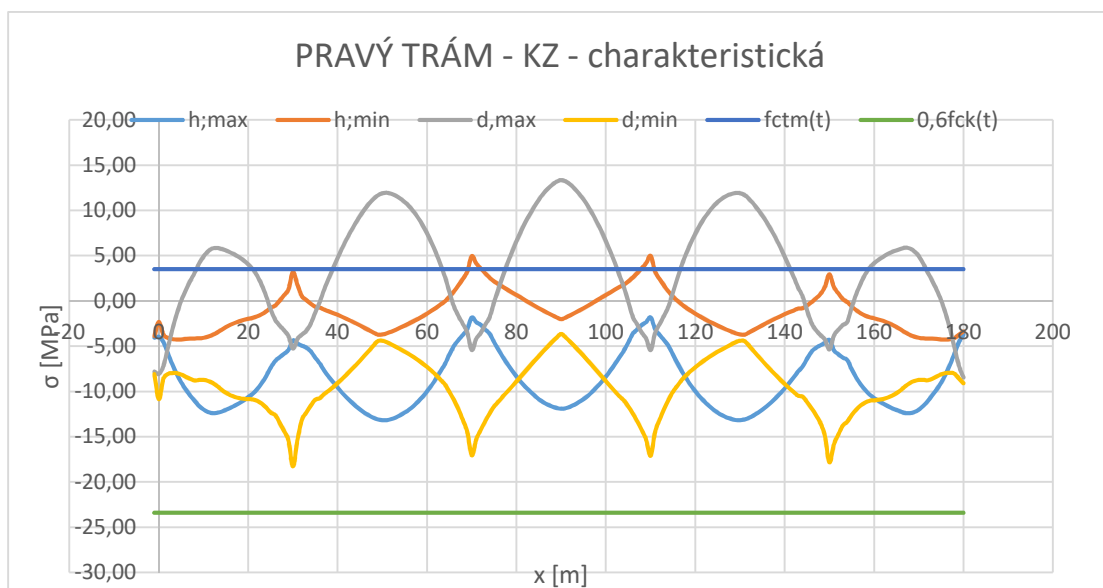
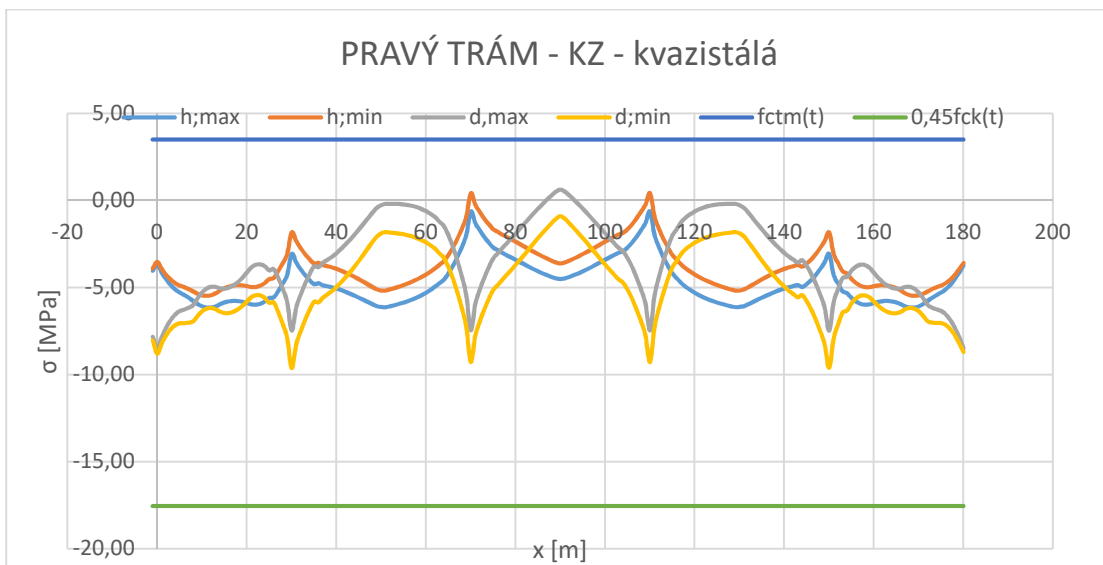
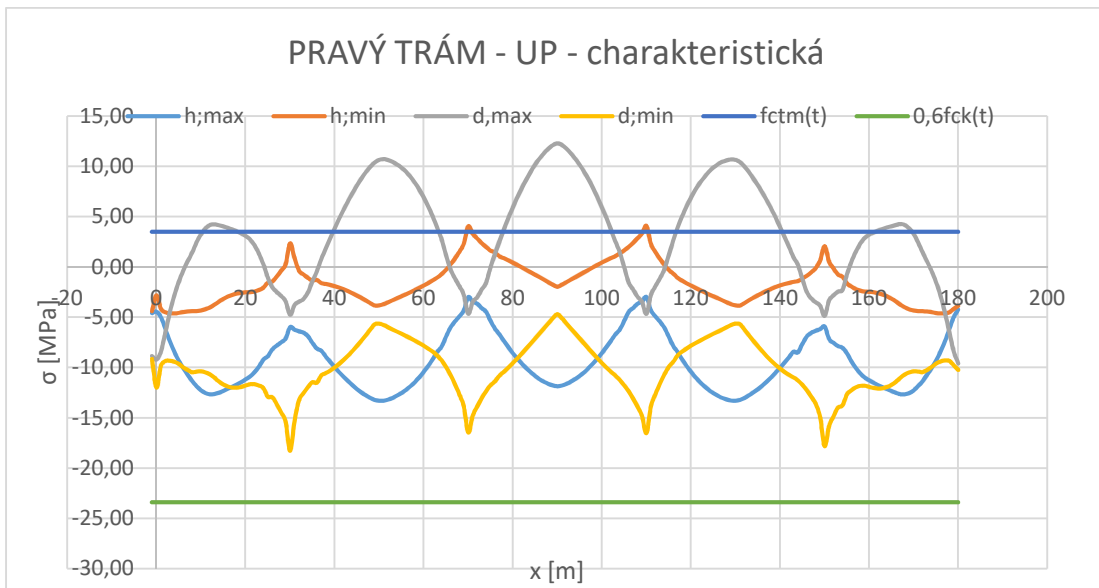
- 7 dní                                      vnesení napětí (stavební stádium)                                      5% ztráty předpětí
- 90 dní                                      uvedení do provozu (provozní stádium)                                      15% ztráty předpětí
- 365 00 dní                                      konec životnosti (provozní stádium)                                      25% ztráty předpětí

Pro dané stáří jsou vlastnosti betonu následující:

t [dní]	7	90	36500
s [-]	0,2	0,2	0,2
$\beta_{cc}$ [-]	0,819	1,000	1,000
$f_{cm}(t)$ [MPa]	35,205	43,000	43,000
$\alpha$ [-]	1	1	2
<b><math>f_{ck}(t)</math> [MPa]</b>	27,205	35,000	35,000
<b><math>f_{ctm}(t)</math> [MPa]</b>	2,620	3,200	3,200
<b>0,6 <math>f_{ck}(t)</math> [MPa]</b>	16,323	21,000	21,000
<b>0,45 <math>f_{ck}(t)</math> [MPa]</b>	12,242	15,750	15,750

Z výsledku výpočtu normálového napětí jsou v následujících grafech zobrazeny výsledky pro více namáhaný trám z obou trámů.

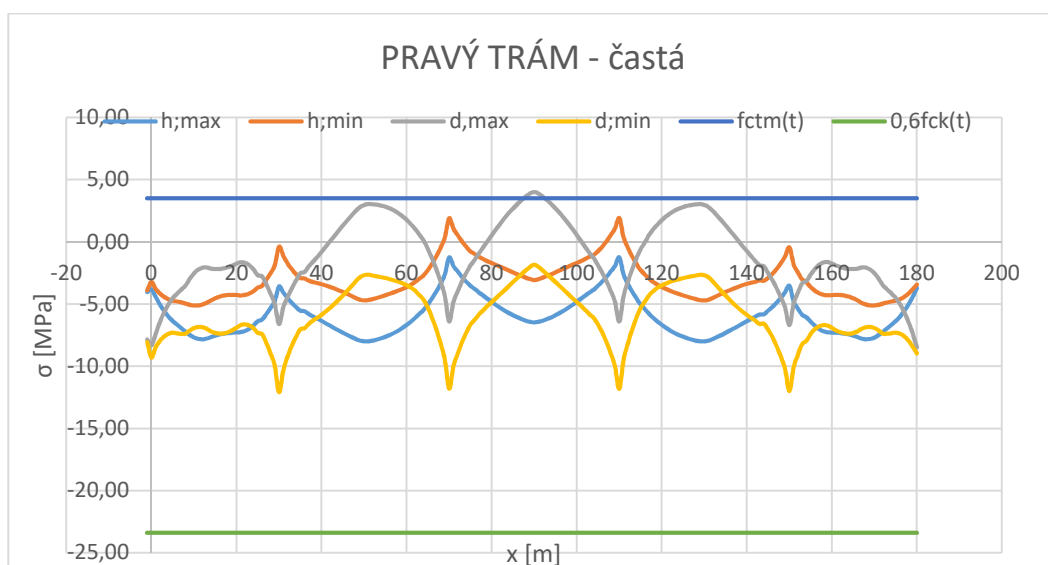
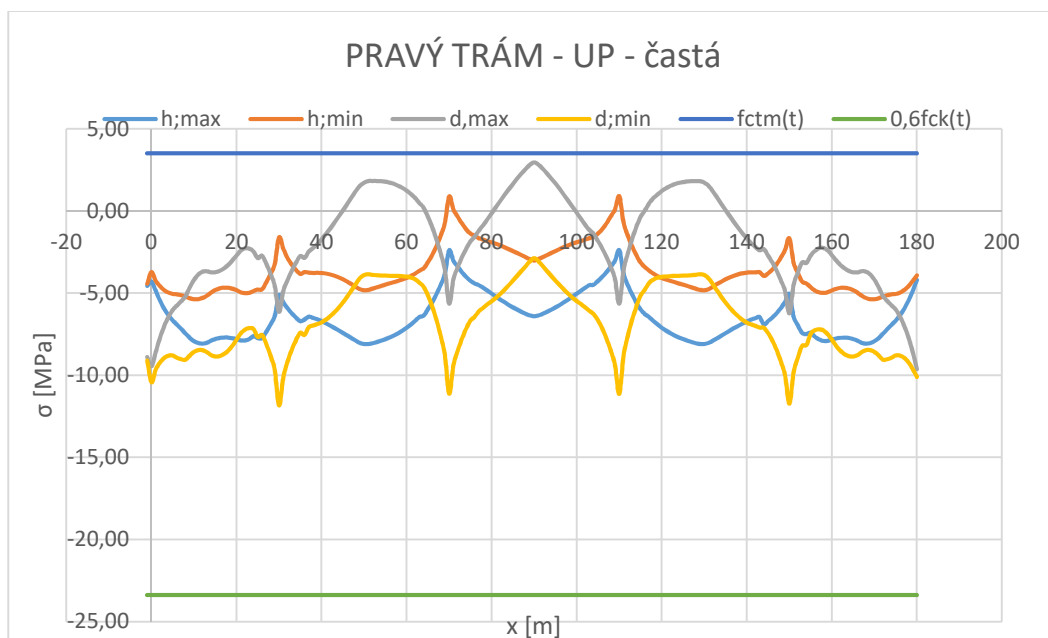




Návrh předpětí tedy vyhovuje požadavkům na omezení napětí.

## 4.2 Mezní stav omezení trhlin

Jak již bylo uvedeno výše, trhlinka, vznikající buď v horních, nebo dolních vláknech, nesmí mít šířku větší než 0,3 mm při časté kombinaci zatížení. Průběh napětí v konstrukci při časté kombinaci zatížení:



V čase uvedení do provozu normálové napětí v betonu nepřekračuje pevnost betonu v tahu, vznik trhlin v čase uvedení do provozu je tedy vyloučený. V čase na konci životnosti však napětí lehce překračuje pevnost betonu v tahu, přibližně v polovině 3. pole v dolních vláknech. Při výpočtu napětí však nebyl uvažován vliv betonářské výztuže. S dostatečným množstvím betonářské výztuže se sníží tahové napětí pod mez pevnosti betonu v tahu a trhlinka v konstrukci nevznikne. Předpokládá se, že při dolním povrchu bude trám vyztužen pomocí betonářské oceli  $\phi 16/150$  mm. Celkový počet prutů v trámu je 7.

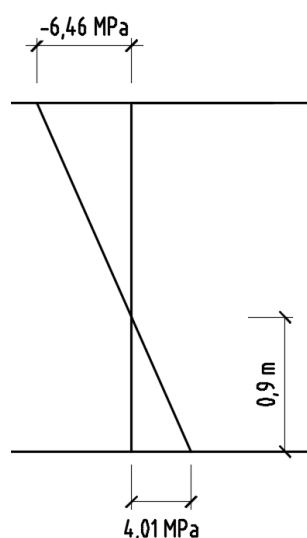
Napětí v betonu v horních a dolních vláknech v průřezu x = 92 m při časté kombinaci zatížení:

$\sigma_{d,max}$	4,007	MPa
$\sigma_h$	-6,460	MPa

V momentě vzniku trhliny přestává účinkovat beton v tahu. Veškeré tahové napětí přenáší betonářská a předpínací výztuž. Síla působící v oceli je rovna celkovému objemu napětí, které před vznikem působilo v betonu. Hodnota této síly je:

$$N_{tah} = \frac{\sigma_{ct} * b * h_{ct}}{2} = \frac{4,007 * 1,10 * 0,9}{2} = 1,98 \text{ MN}$$

Příčměž  $h_{ct}$  je výška tažené oblasti:



Při uvažovaném počtu betonářské a předpínací oceli je napětí v betonářské výztuži:

$$\sigma_s = \frac{N_{tah}}{A_p + A_s} = \frac{1,98}{0,0228 + 0,00126} = 82,58 \text{ MPa}$$

Tabulka 7.2N EN 1992—1 doporučuje maximální průměr prutu 32 mm pro omezení šířky trhliny 0,3 mm při tahovém napětí ve výztuži 160 MPa. Vzhledem ke spočítané hodnotě napětí ve výztuži lze předpokládat, že rozmístěním betonářské oceli  $\phi 16/150$  mm k dolnímu povrchu konstrukce v řezu x = 92 m je šířka bezpečně omezena pod požadovanou šířkou 0,3 mm.

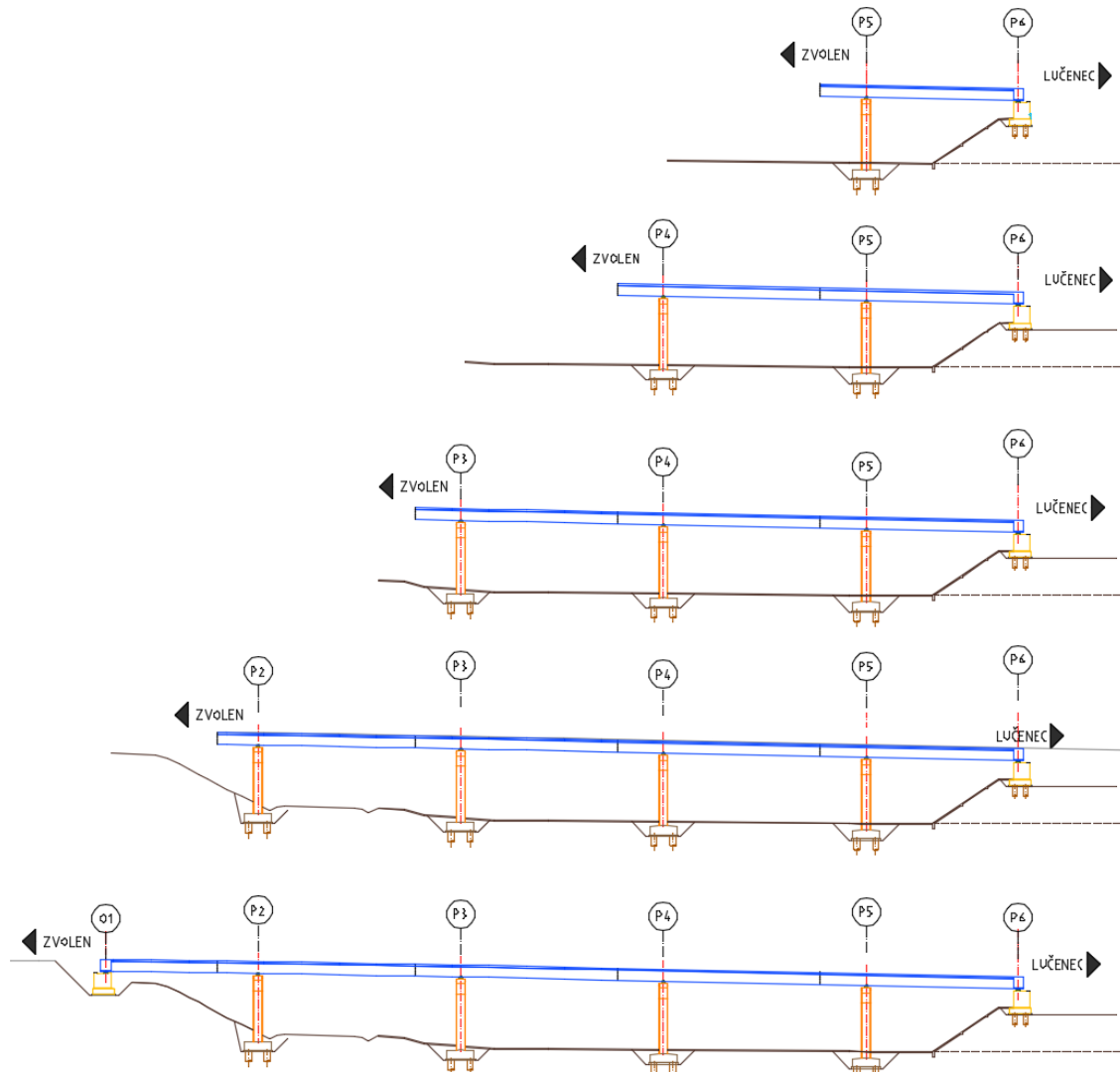
## 5 Podrobný návrh předpětí

### 5.1 Úvod

Podrobný návrh předpětí byl proveden s ohledem na předpokládanou technologii a postup výstavby. Pro řešenou konstrukci se předpokládá betonáž na pevných skružích. Celkem je nosná konstrukce rozdělena na 5 konstrukčních celků, rozdělených pracovními spárami. Spáry jsou navrženy

zhruba v 1/4 až 1/5 rozpětí. Oproti předběžnému návrhu předpětí byl celkový počet kabelů zachován. Trajektorie kabelů však byly přizpůsobeny předpokládanému postupu výstavby.

Schéma postupu výstavby:



Betonovat se bude postupně od pravé strany, kde má opěra O6 menší nadmořskou výšku než O1. Při ukládání bude mít beton tendenci téct směrem k opěře O1, čímž se víc přitlačí k pracovní spáře a omezuje tím vznik možných poruch v místě styku betonu různého stáří.

Předpínací výztuž a postup napínání je rovněž rozdělena na 5 etap, v závislosti na předpokládaném postupu výstavby. Z celkového počtu 8 kabelů budou v každé pracovní spáře 5 kabelů spojovány a zbylé 3 se nechají projít bez spojek. Pro spojování kabelů jsou použity aktivní spojky typu VSL K 6-19. Spojované kabely musí zajistit dostatečné množství tlakového napětí v betonu. Předpokládá se, že kabely budou napnuty po 7 dnech od betonáže. Požadavky na omezení napětí jsou:

$$\sigma_c \leq 0,6 * f_{ck}(t) \dots \text{při charakteristické kombinaci}$$

$$\sigma_c \leq 0,45 * f_{ck}(t) \dots \text{při kvazi – stálé kombinaci zatížení}$$

Během výstavby na konstrukce působí následující druhy zatížení:

- Stálé                                      Vlastní tíha, sedání, předpětí
- Proměnné                                 nerovnoměrné teplotní namáhání, staveništní zatížení

Kromě uvedených druhů zatížení má na konstrukci zásadní vliv časově závislé reologické vlastnosti betonu a relaxační chování předpínací výztuže. Z hlediska betonu se v důsledku reologické proměny jedná především o projevy smršťování a dotvarování, během kterých dochází ke změně objemu a struktury betonu.

### **Reologické vlastnosti betonu**

V důsledku dlouhodobého působení napětí je voda v mikropórech vytlačována do kapilár a odtud se vypařuje. Napětí působící na viskózní část struktury je přenášeno na pružný skelet, který se následně deformuje. Množství vody vytlačené do kapilár je závislé na napětí, které toto vytlačení způsobí. Míra dotvarování je tedy závislá na dlouhodobě působícím napětí v betonu, na vlastnostech cementového gelu, množství vody v betonu, na rozměrech prvků a na vlhkostních a teplotních podmínkách v okolí konstrukce.

Během procesu tuhnutí betonu vznikají v kapilárách cementového gelu vodní menisky, kde je shromážděna chemicky volná voda. Voda se odtud vypařuje do okolí. Vznik vodních menisků však doprovází vznik povrchových tahových napětí. Toto napětí vytváří tlak na pevnou část cementového gelu, jehož deformace se projevuje jako smršťování vysycháním zatvrdlého betonu. Kromě toho, při betonáži dochází rovněž ke smršťování sednutím čerstvého betonu, které nastává odvodem přebytečné vody. Sednutí doprovází objemová kontrakce betonu, která je bráněna betonářskou výztuží nebo velkými zrny. Po počátku tuhnutí pokračuje v betonu proces hydratace, který rovněž spotřebuje určité množství vody. Není-li během tohoto procesu zajištěn přenos vody z okolí do betonu, dojde k odebrání vody z kapilár cementového gelu a k samovolnému vysychání betonu (autogenní smršťování). Na rozdíl od dotvarování nezávisí na zatížení působícím na prvek, nýbrž na složení, stáří a geometrii betonového prvku.

Analýza fáze výstavby řešené konstrukce musí brát v úvahu všechny výše uvedené vlastnosti betonu. Během výstavby dochází k postupné změně statického schématu a zatížení působícího na konstrukce. Toto má velký vliv na vývoj deformace. Celkové přetvoření lze popsat následujícím vztahem:

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_c^{nm} + \varepsilon_c^m$$
$$\varepsilon_c^m(t) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c(t_0)} * [1 + \varphi(t, t_0)] + \int_{t_0}^t \frac{d\sigma_c(\tau)}{d\tau} * \left( \frac{1}{E_c(\tau)} + \frac{\varphi(t, \tau)}{E_c(\tau)} \right) d\tau$$



$\varepsilon_c^m$  ... mechanické přetvoření, do něhož patří složky okamžitého i zpožděného přetvoření

$\varphi(t, t_i)$  ... koeficient dotvarování

Platí:

$$\varepsilon_c^m = \sigma_c * J(t, \tau)$$

$$J(t, \tau) = \frac{1 + \varphi(t, \tau)}{E_c(\tau)}$$

$J(t, \tau)$  ... funkce poddajnosti

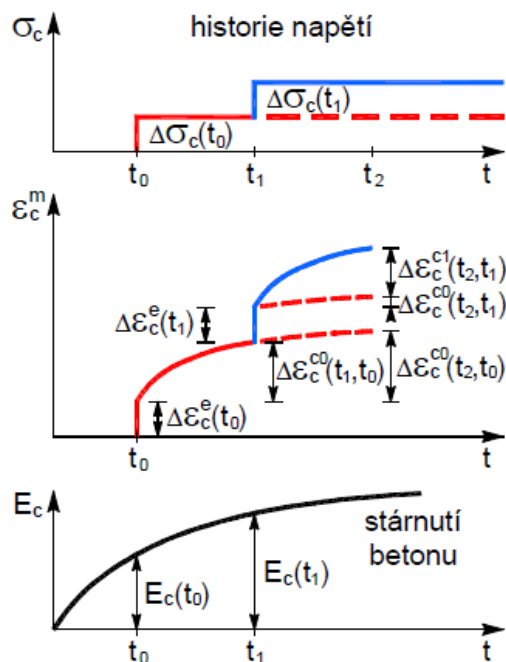
$\varepsilon_c^{nm}$  ... nemechanická složka přetvoření, do něhož patří přetvoření od teplotních změn a smršťování

$\Delta\sigma_c(t_i)$  ... přírůstek napětí v čase  $t_i$

Platí:

$$\varepsilon_c^c(t, \tau) = \varepsilon_c^e(\tau) * \varphi(t, \tau)$$

Zpožděné přetvoření (dotvarování) je tedy lineárně závislé na okamžitém přetvoření. Průběh vývoje přetvoření je zobrazeno na následujících grafech:



(zdroj: Předpjaté betonové konstrukce; Jaroslav Navrátil)

Pro řešení výše uvedenou integrální rovnici používá software Midas Civil „metodu časové diskretizace“, která umožňuje v řešení zohlednit kromě dotvarování betonu i jeho smršťování a stárnutí a jejich vzájemné interakce. Metoda časové diskretizace umožňuje provést analýzu časově závislé

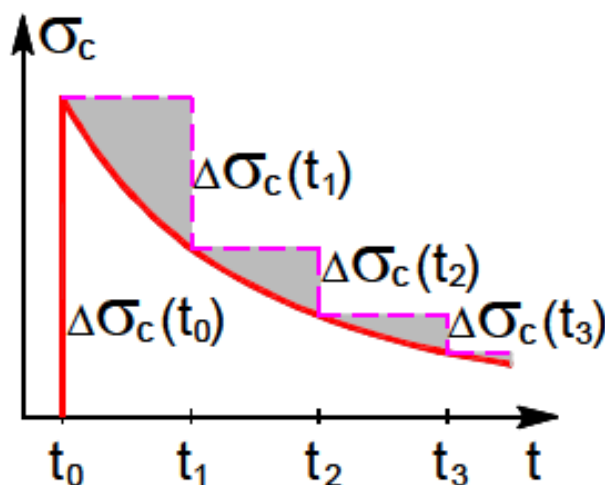
vlastnosti betonu buď pomocí deformačního či silového zatížení. Při řešení úlohy pomocí metody časové diskretizace je nejprve nutno rozdělit analyzovaný časový úsek na časové intervaly, které jsou z obou stran uzavřeny pomocí uzlů. V těchto uzlech dochází ke skokovému přírůstku nebo úbytku napětí či deformace. Při aplikaci zatížení na konstrukci nejprve dochází k okamžitému pružnému přetvoření.

- Ve variantě s využitím deformačního zatížení je konstrukci v intervalech mezi uzly umožněno volné přetvoření v důsledku dotvarování a smršťování. Toto přetvoření je ve skutečnosti bráněno betonářskou výztuží a přírůstek přetvoření se proto nechá v dalším časovém uzlu působit na konstrukci jako deformační zatížení. Přetvoření na konci 1. intervalu je tedy součtem pružné okamžité deformace s přírůstkem přetvoření od smršťování a dotvarování. Přírůstek napětí je dle Hookeova zákona lineárně závislý na přírůstku přetvoření. Postup výpočtu pro další časový interval je obdobný, je třeba však respektovat historii zatížení. Přetvoření od dotvarování je vyjádřeno vztahem:

$$\varepsilon_c(t) = \sum_{i=0}^n \frac{\Delta\sigma_c(t_i)}{E_c(t_i)} * [1 + \varphi(t, t_i)]$$

- Ve variantě s využitím silového zatížení (relaxační metoda) se předpokládá, že v jednotlivých časových intervalech je prvek tuze upnut. Dotvarováním a smršťováním vznikají normálové síly. Ve skutečnosti však tyto síly nevznikají a v dalším časovém uzlu je třeba zatížit prvek opačně orientovanými normálovými silami.

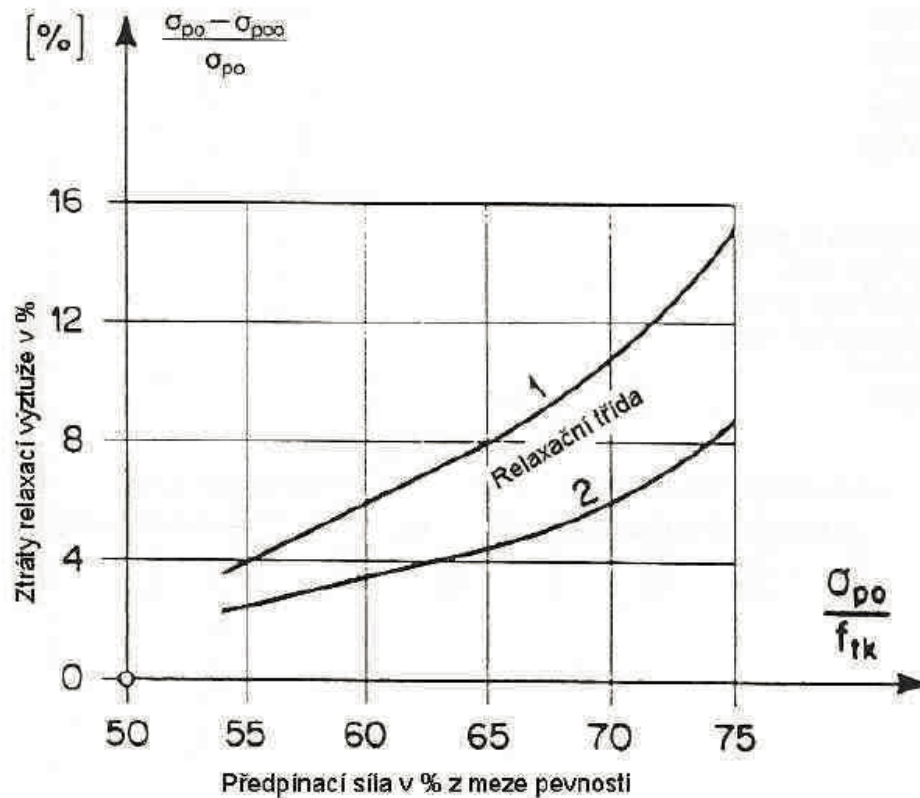
Metoda časové diskretizace je přibližná metoda, v důsledku čehož vznikají při výpočtu chyby. Míru této chyby je možné redukovat zvětšením počtu časových intervalů.



(zdroj: Předpjaté betonové konstrukce; Jaroslav Navrátil)

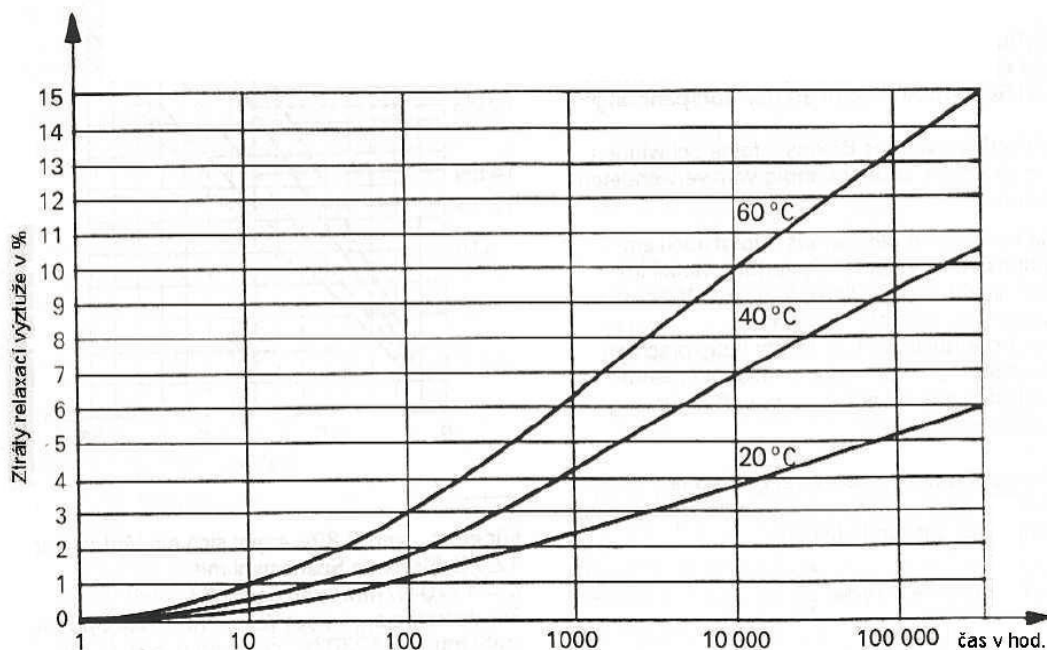
### Relaxace předpínací výztuže

Relaxace předpínací výztuže je jev, během něhož dochází k úbytku předpínacího napětí v kabelech při konstantním protažení. Relaxace se projevuje posunem pracovního diagramu předpínacího materiálu svislým směrem. Celková relaxace se liší podle druhu použitého materiálu, počátečního napětí v materiálu a okolní teploty. Obecně však lze konstatovat, že větší počáteční napětí a teplota způsobí vyšší ztrátu předpětí relaxací. Pro návrh řešené konstrukce byly uvažovány předpínací materiály podle „Technické specifikace VSL“, dle níž použitý materiál odpovídá relaxační třídě 2 podle EURONORM 138-79 a ztráta při počátečním napětí 70% pevnosti v tahu, při teplotě 20°C je po 1000 hodinách maximálně 2,5% .



Relaxace předpínací výztuže při 20°C

(zdroj: Technická specifikace VSL – Předpínací systémy VSL 0,5“, 0,6“)



Vliv teploty na relaxaci výtzuže třídy relaxace 2, s počátečním napětím 0,7fpk

(zdroj: Technická specifikace VSL – Předpínací systémy VSL 0,5“, 0,6“)

## 5.2 Harmonogram výstavby

Pro analýzu fáze výstavby je potřeba sestavit harmonogram předpokládající průběh výstavby.

Činnost	Délka trvání	Čas od počátku cyklu	Aplikované zatížení
-	<i>dní</i>	<i>dní</i>	-
Demontáž skruže	2	2	-
Přesun skruže	1,5	3,5	-
Montáž skruže	7	10,5	-
Sestavení bednění	5	15,5	-
Umístění a vázání BV a PV	14	29,5	-
Betonáž následné ošetřování	7	36,5	-
Napínání PV	0,5	37	Vlastní tíha + Předpětí + Teplotní účinky + Sedání

Dle sestaveného harmonogramu je tedy předepsáno stáří betonu pro napínání předpínacích kabelů minimálně 7 dní. Napnutím předpínacích kabelů dochází jednak k přenosu normálového napětí od předpínacích kabelů do konstrukce, tak i ke zvednutí konstrukce směrem od bednění. Spolu s účinky od předpětí tedy začnou na konstrukci působit zároveň i účinky od vlastní tíhy. Vlastní tíha a předpětí mají dominantní vliv na časově proměnné vlastnosti betonu. Z tohoto důvodu je analýza fáze výstavby

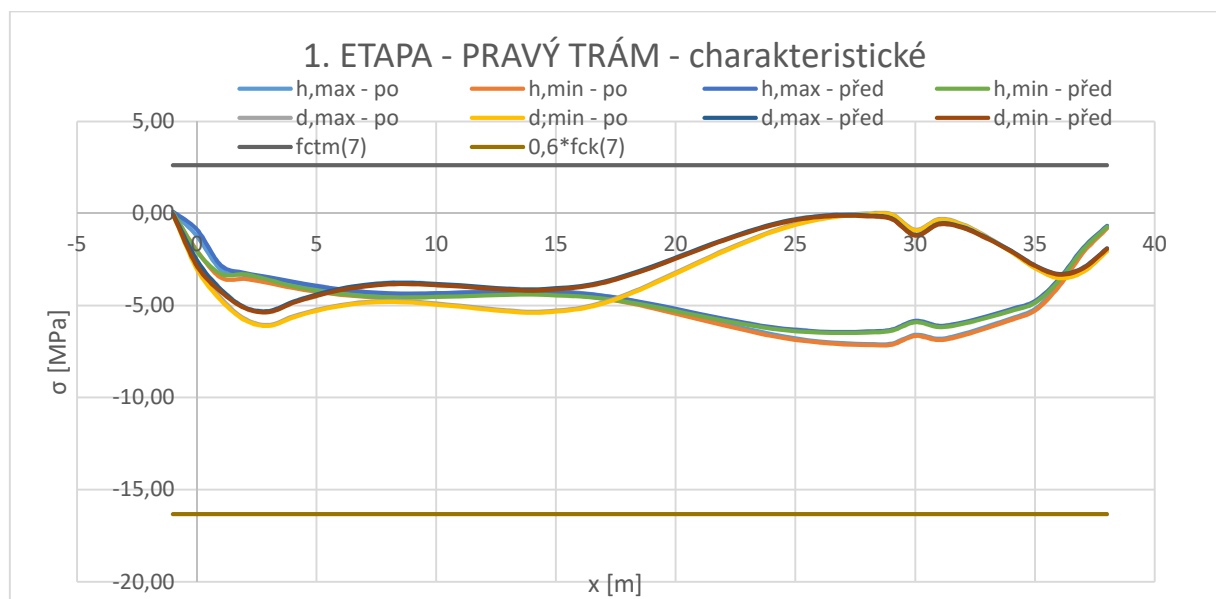
provedena vždy pro okamžiky těsně před a po napínání předpínacích kabelů. Pro dané stáří má beton následující vlastnosti:

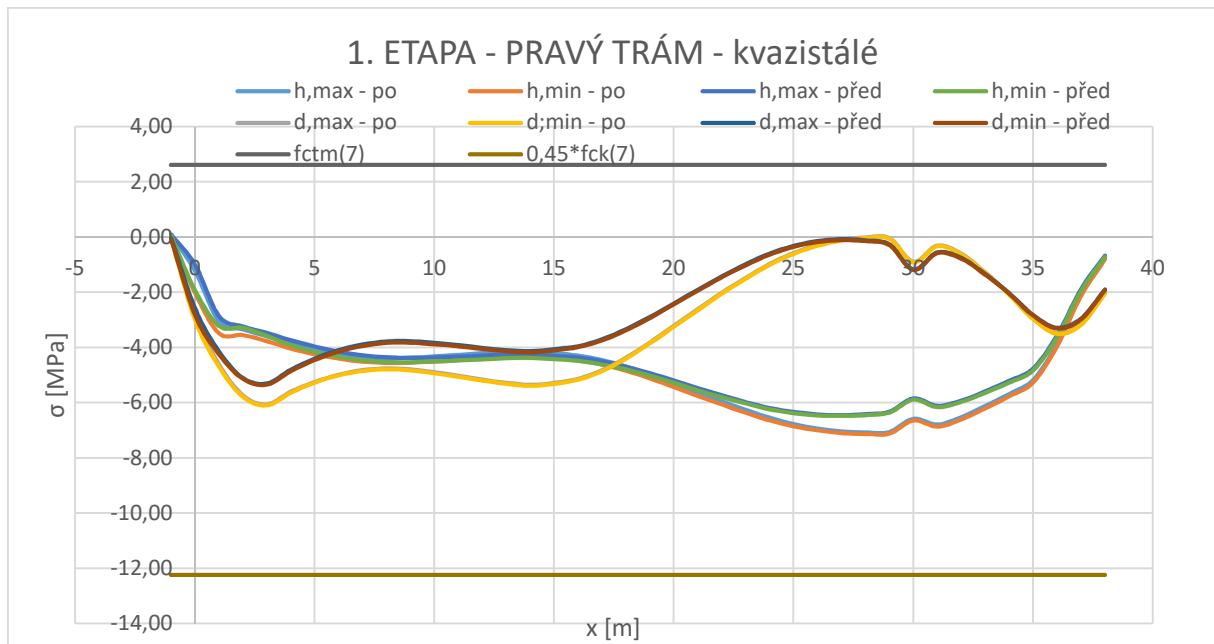
t [dní]	7	> 28
s [-]	0,2	0,2
$\beta_{cc}$ [-]	0,819	1,000
fcm(t) [MPa]	35,205	43,000
$\alpha$ [-]	1	1
<b>fck(t) [MPa]</b>	27,205	35,000
<b>fctm(t) [MPa]</b>	2,620	3,200
<b>0,6 fck(t) [MPa]</b>	16,323	21,000
<b>0,45 fck(t) [MPa]</b>	12,242	15,750

### 5.3 Posouzení fáze výstavby

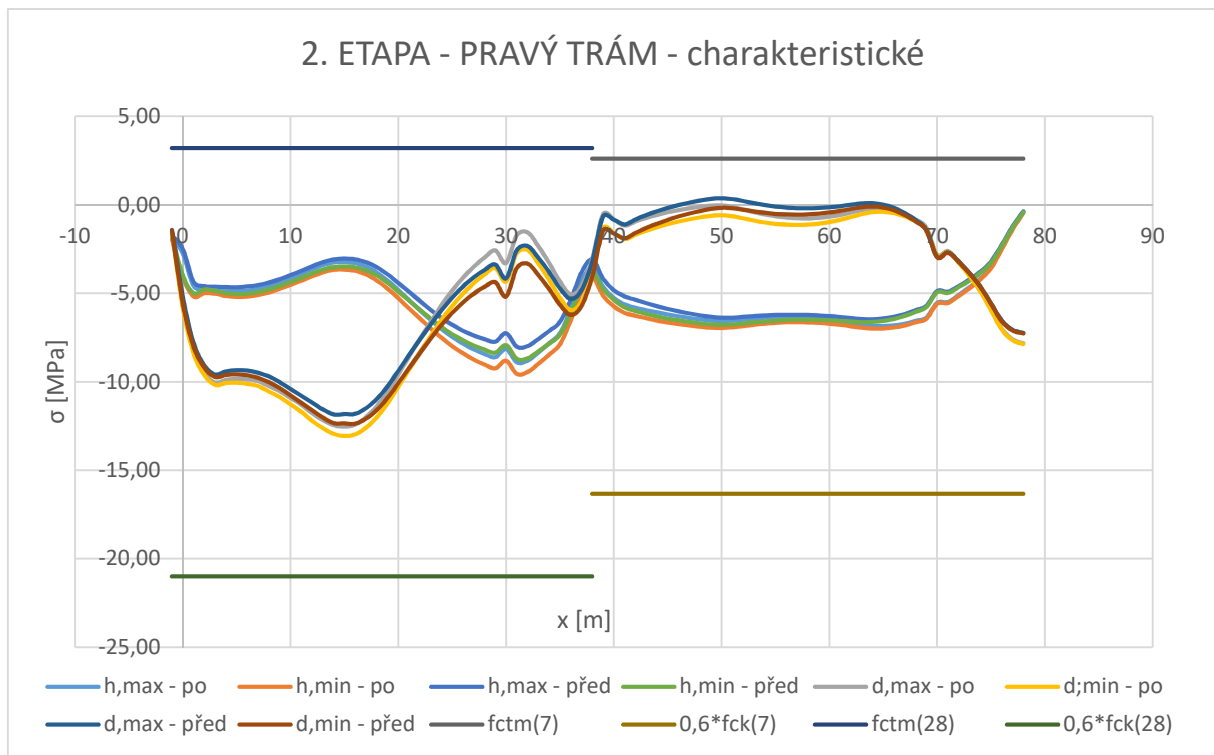
Výsledkem TDA analýzy je průběh normálového napětí v posouzených časech. Zobrazeny jsou výsledky pro pravý trám, který je více namáhaný než levý.

#### 5.3.1 Fáze 1

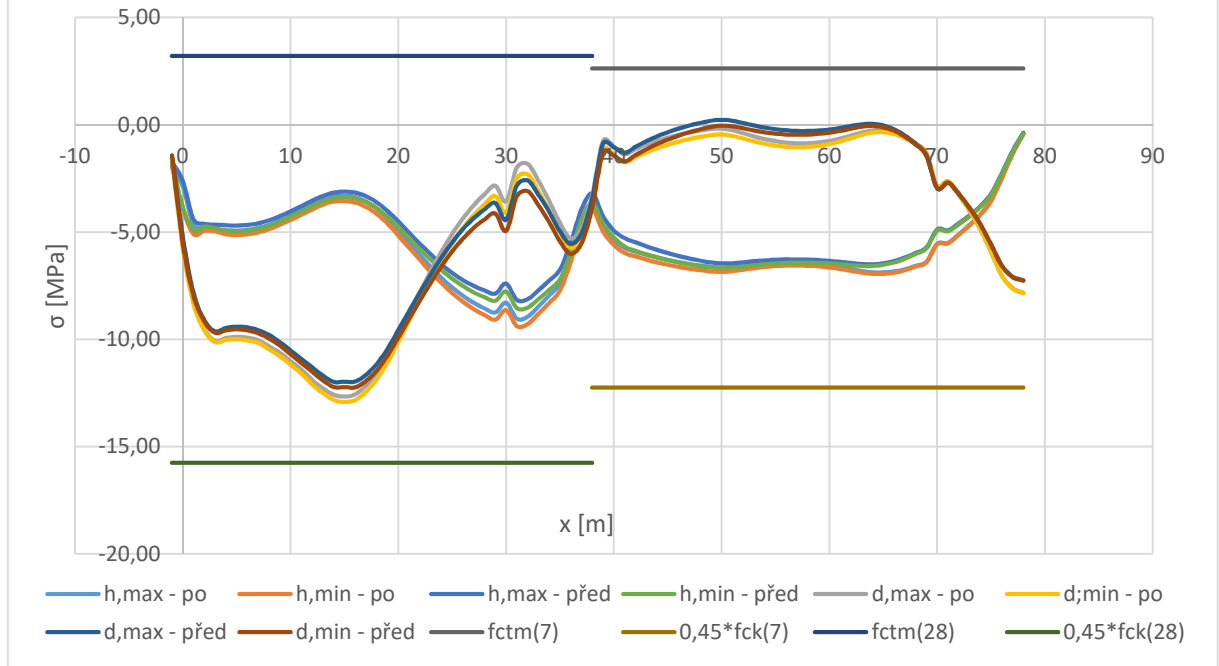




#### 5.3.2 Fáze 2

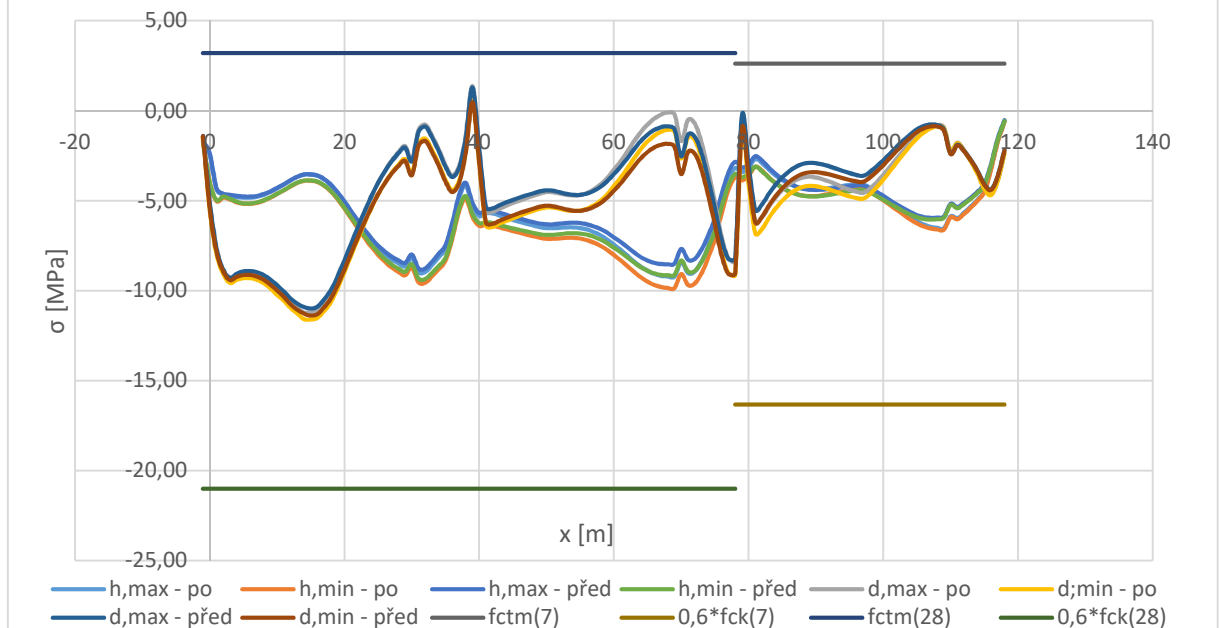


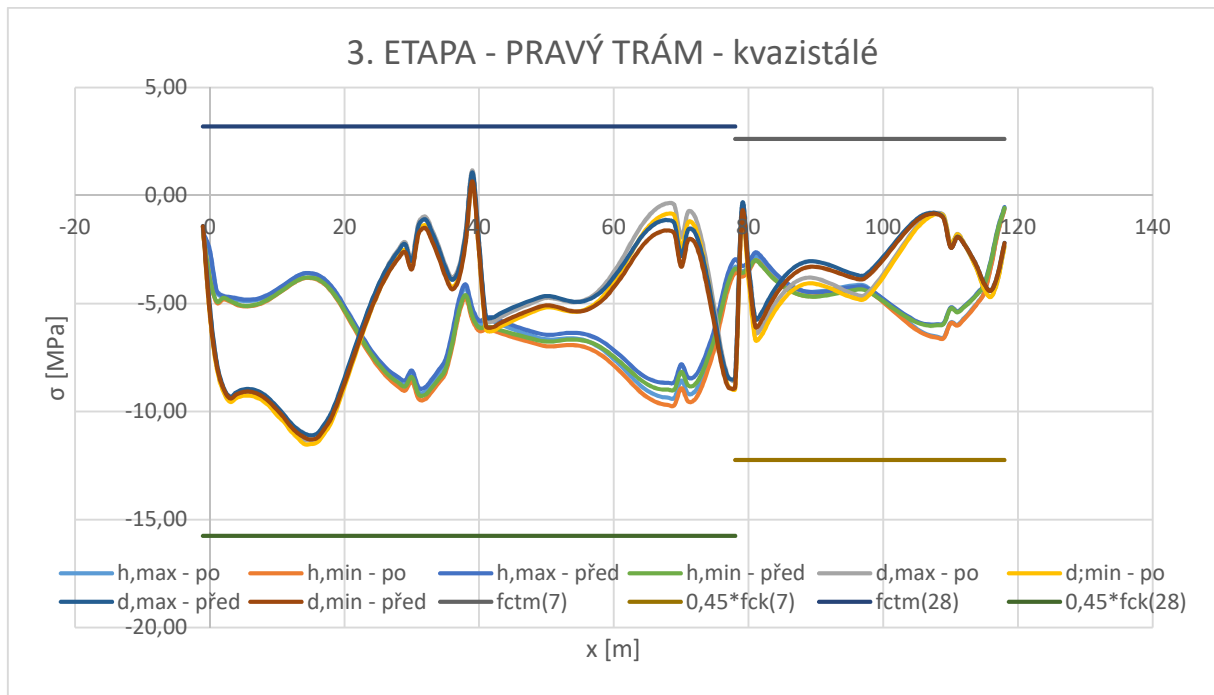
## 2. ETAPA - PRAVÝ TRÁM - kvazistálé



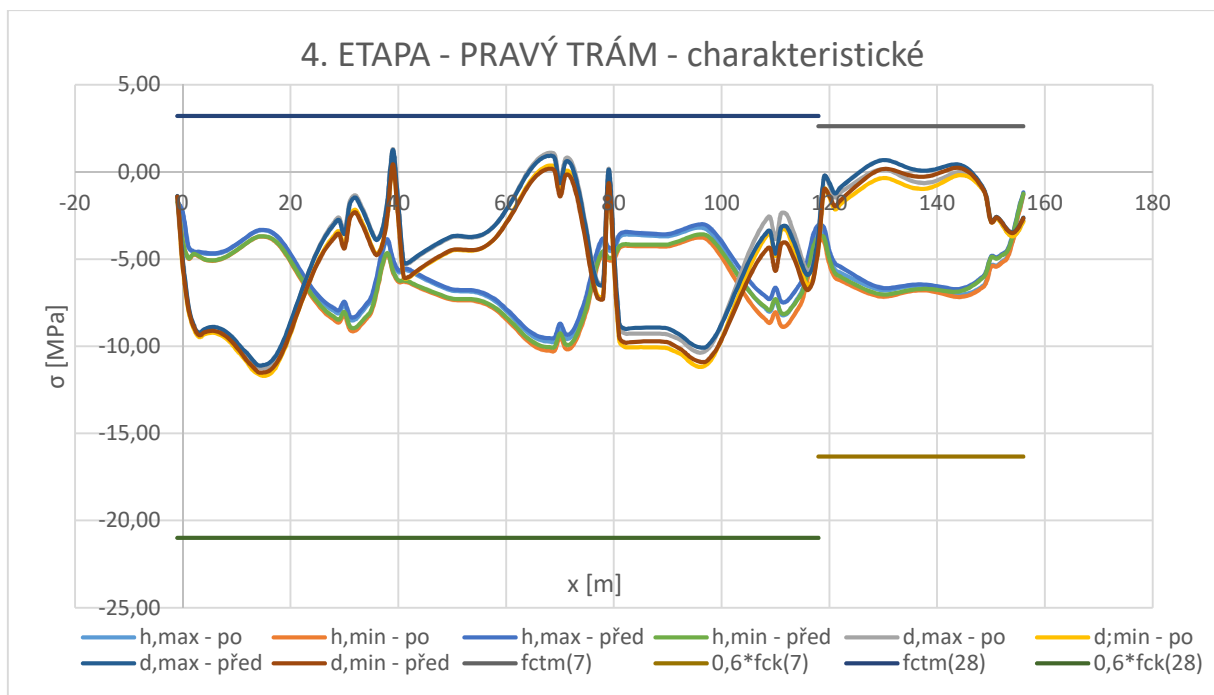
### 5.3.3 Fáze 3

## 3. ETAPA - PRAVÝ TRÁM - charakteristické

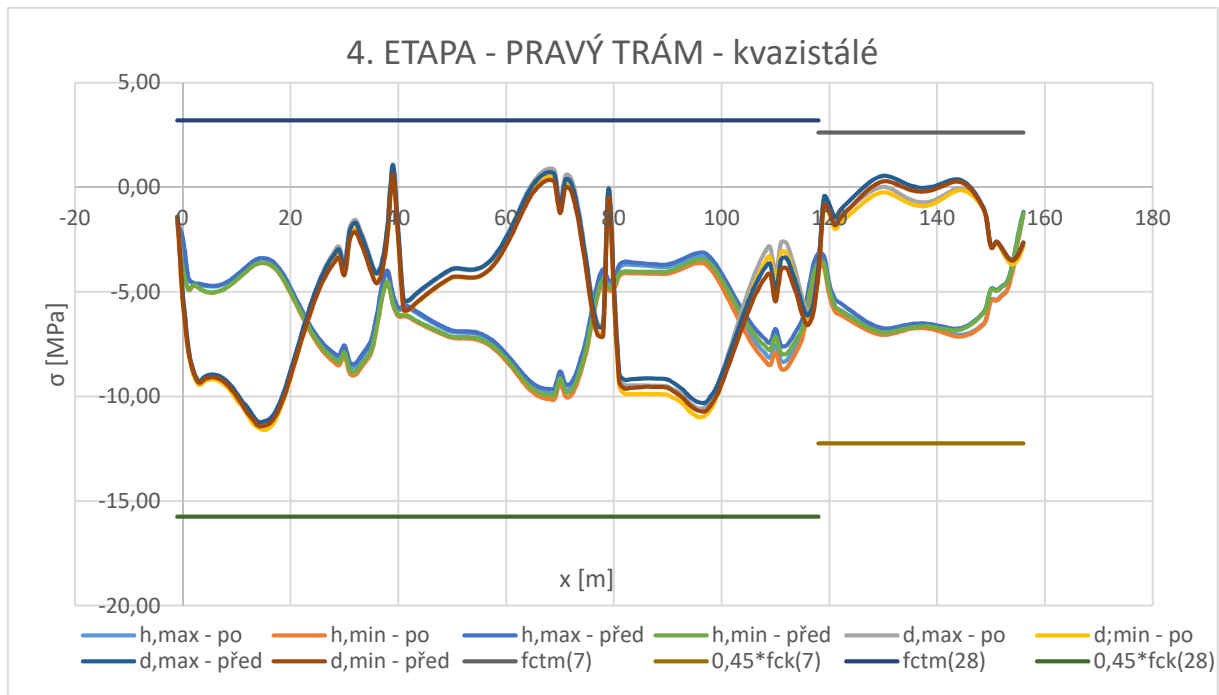




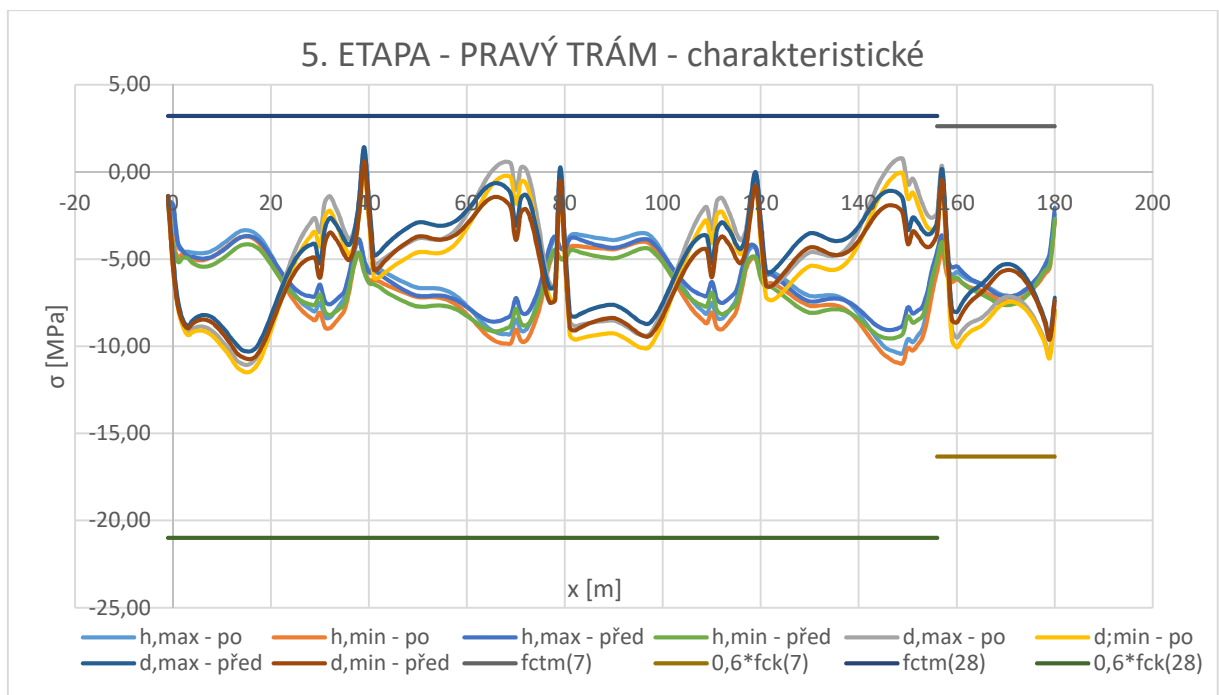
#### 5.3.4 Fáze 4

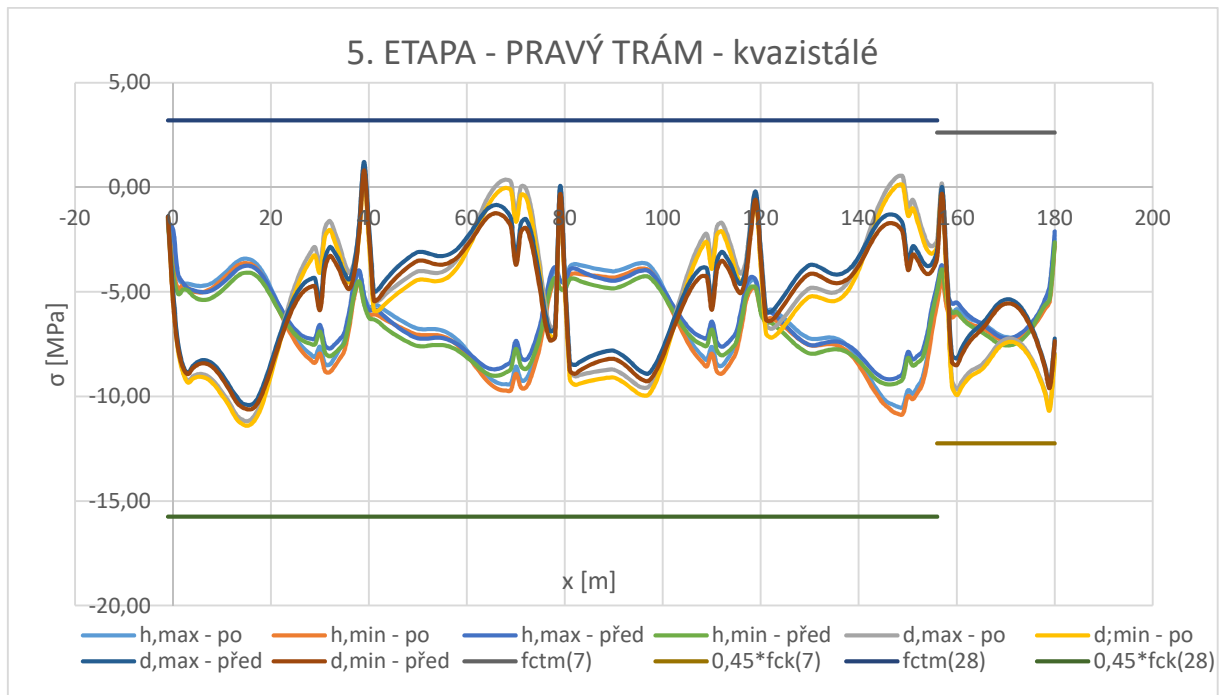






#### 5.3.5 Fáze 5





Konstrukce tedy vyhovuje požadavkům pro mezní stav omezení napětí, neboť normálové napětí v konstrukci nepřekračuje určené meze ( $0,6f_{ck}$  pro charakteristickou kombinaci a  $0,45f_{ck}$  pro kvazistálou kombinaci). Z hlediska mezního stavu omezení trhlin konstrukce rovněž vyhovuje požadavkům, především protože tahové napětí po celou dobu výstavby není v žádných průřezech větší než tahová pevnost betonu.

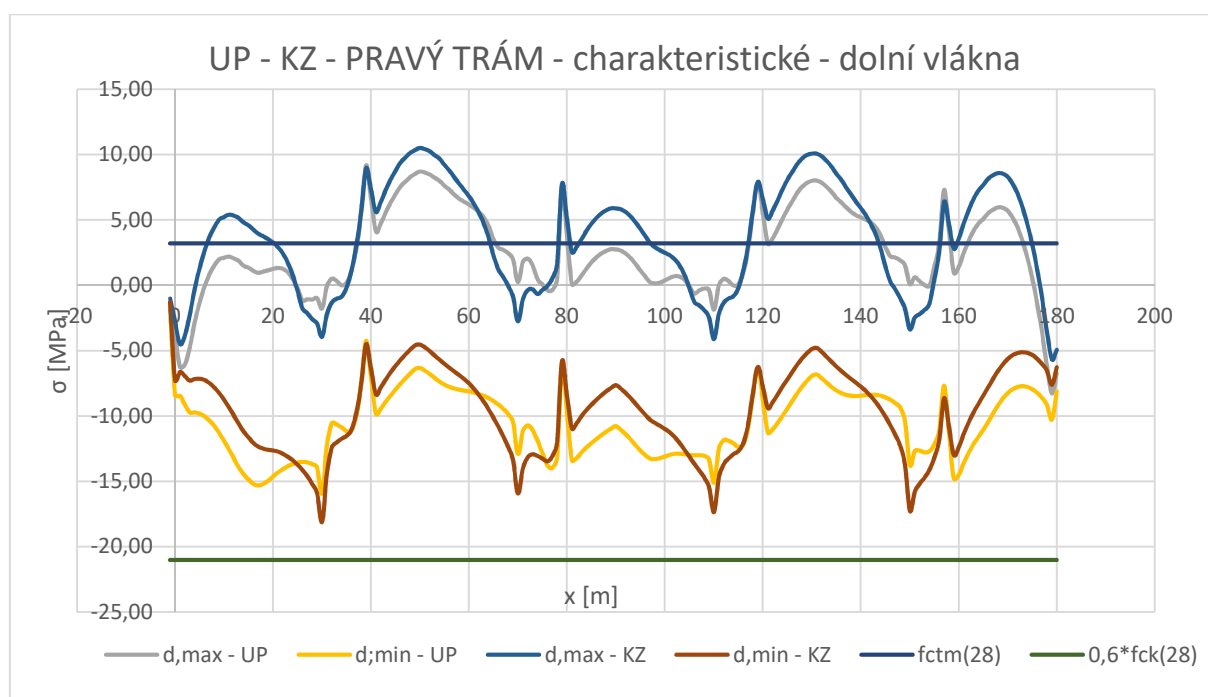
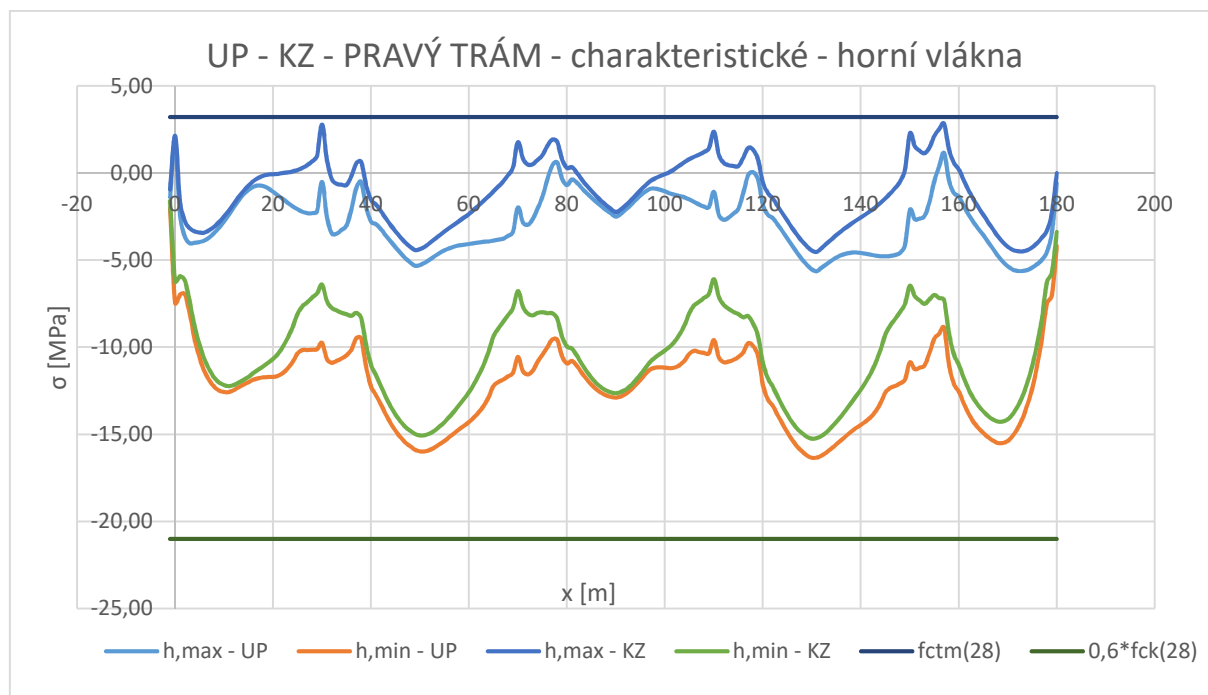
## 5.4 Posouzení konstrukce v provozním stadiu

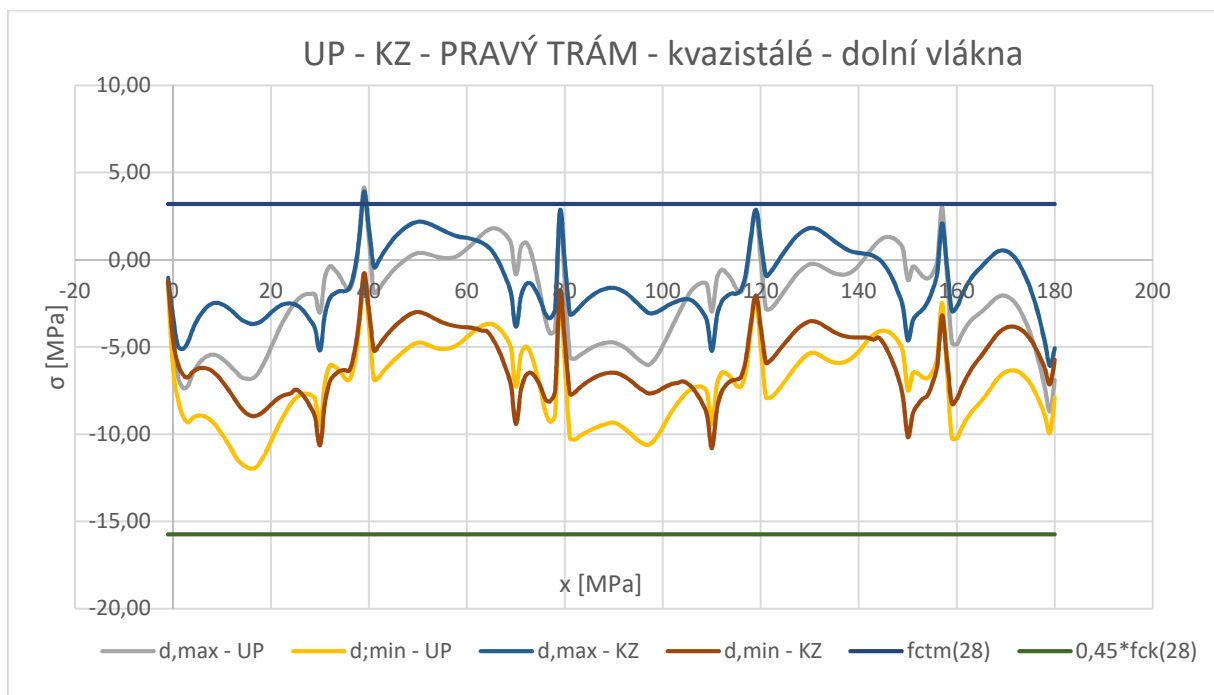
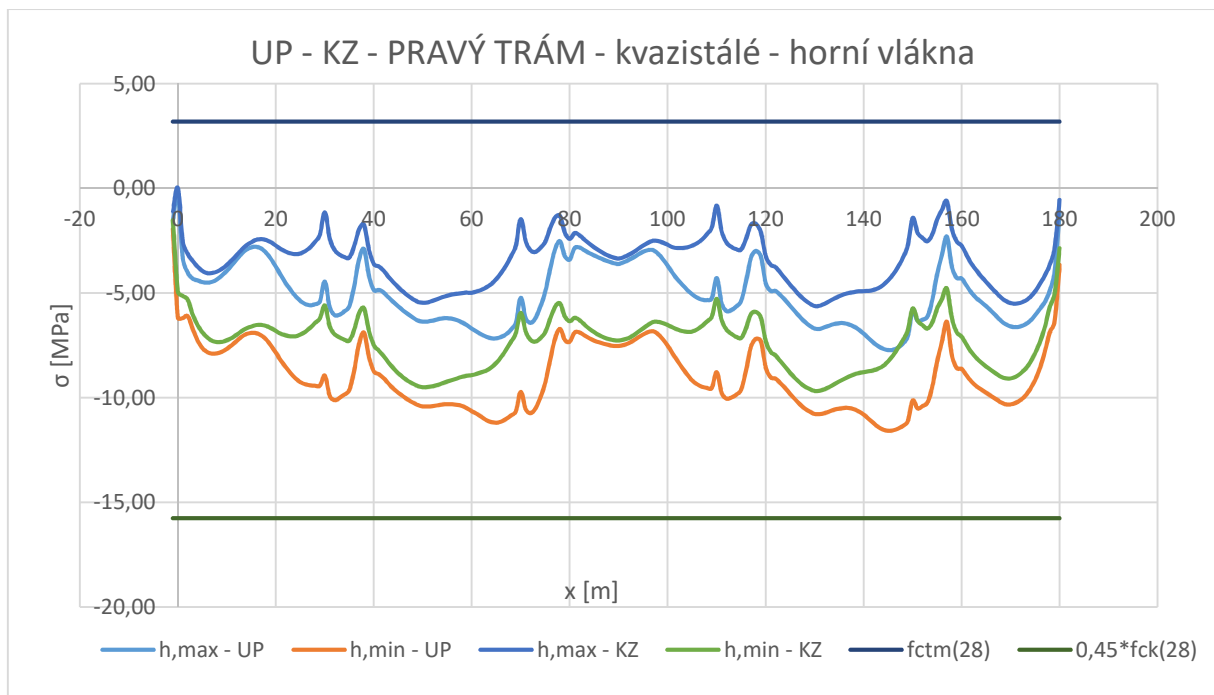
Při uvedení do provozu jsou již zavedeny účinky od všech uvažovaných druhů zatížení. Posouzení konstrukce bude tedy vztaženo ke kombinacím zatížení uvedené v 3.3.3

### 5.4.1 Mezní stav použitelnosti

#### 5.4.1.1 Omezení napětí

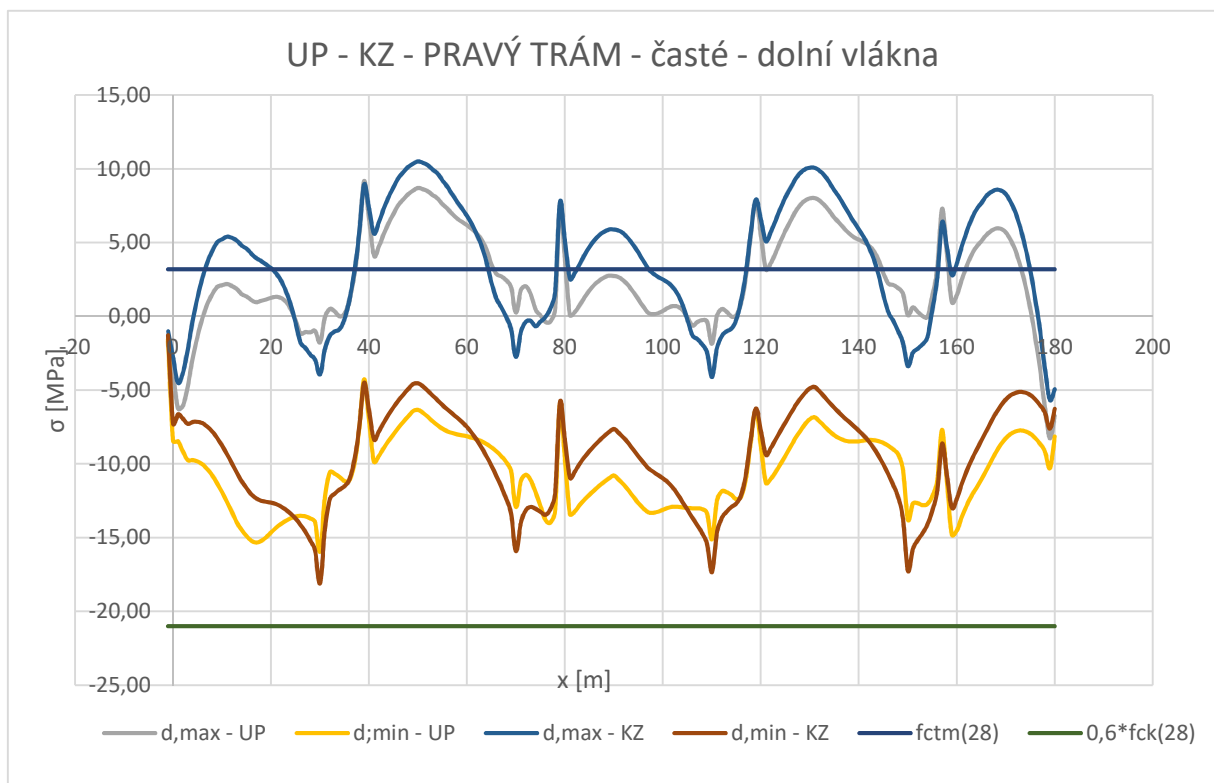
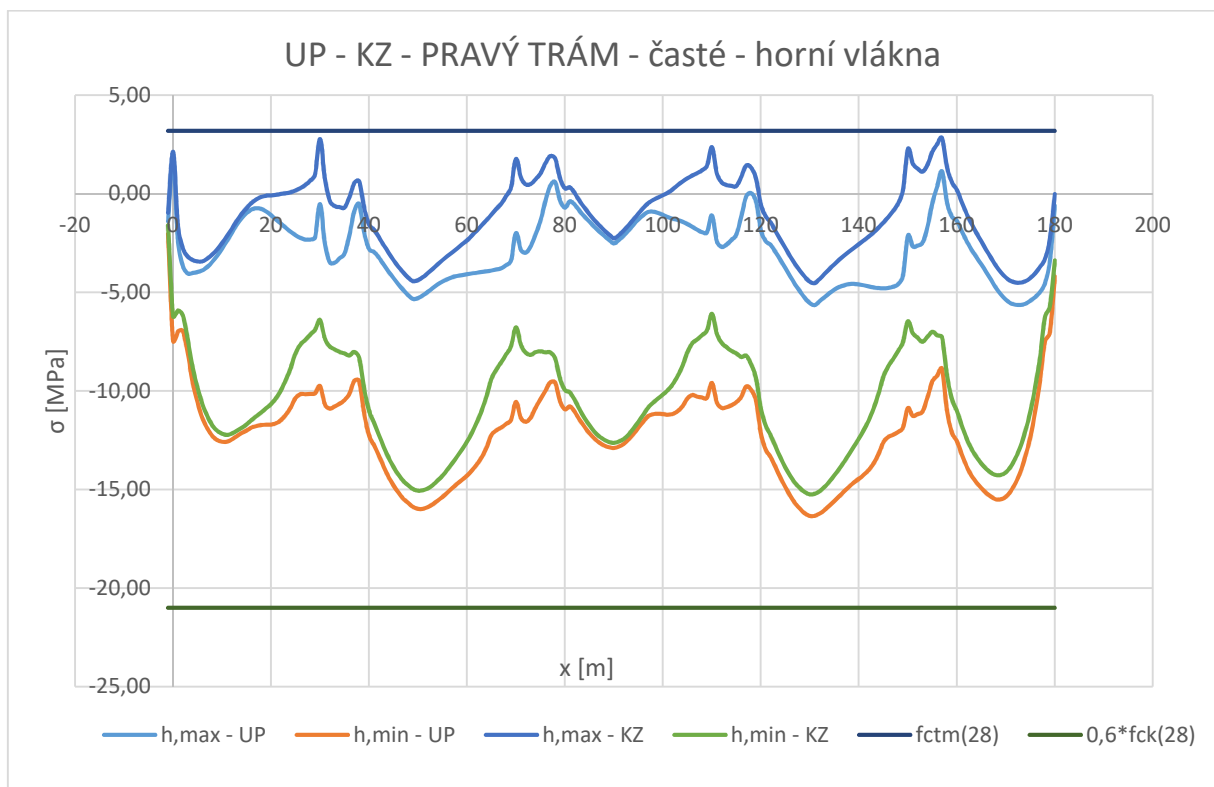
Průběhy napětí podél konstrukce jsou zobrazeny v grafech uvedených níže:





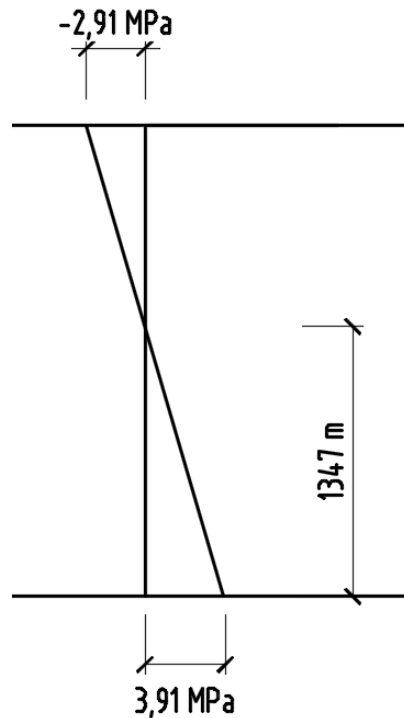
Z hlediska mezního stavu omezení napětí tedy konstrukce vyhovuje po celou dobu výstavby i po celou dobu životnosti.

### 5.4.1.2 Omezení trhlin



Z průběhu napětí po délce konstrukce při časté kombinaci zatížení lze usoudit, že tahové napětí v betonu překračuje tahovou pevnost betonu zhruba v místě 1. pracovní spáry. V tomtéž místě tedy vznikají i nejširší tahové trhliny. Výpočet napětí v betonářské výztuži byl proveden stejným způsobem jako v kapitole 4.2.

- Napětí v průřezu:



- Tahová síla působící na výztuže:

$$N = \frac{\sigma_{ct} * h_{ct} * b}{2} = \frac{3,91 * 1,347 * 1,1}{2} = 2,897 \text{ MN}$$

- Napětí ve výztuži

$$\sigma_s = \frac{N}{A_p + A_s} = \frac{2,897}{0,228 + 0,00121} = 120,69 \text{ MPa}$$

Navržené množství betonářské výztuže  $\phi 16/150 \text{ mm}$  je tedy dostatečné pro omezení šířky trhliny pod požadovanou šířkou  $0,3 \text{ mm}$ .

## 5.4.2 Mezní stavy únosnosti

### 5.4.2.1 Ohyb

Posouzeny byly průřezy s maximálním a minimálním ohybovým momentem od zatížení, v čase na konci životnosti (ztráta předpětí v tomto čase je největší). Na základě porovnání výsledků kombinací dle vět 6.10a a 6.10b se jedná o průřezy  $x = 92 \text{ m}$  (maximální moment) a  $x = 30 \text{ m}$  (minimální moment).

Posouzení na základě teorie mezního přetvoření byl proveden pomocí proužkové metody. Zájmový průřez byl rozdělen po své výšce na jednotlivé proužky. Výška každého proužku je  $0,1 \text{ m}$  a jeho šířka odpovídá šířce trámu či spolupůsobící desky. Napětí a přetvoření se předpokládá konstantní po výšce proužku. Nejprve byl zjištěn výchozí napěťový a deformační stav vyvozený od předpětí. Poté byl

průřez přitížen tak, aby došlo k „pružnému odlehčení“. To znamená, že na konci odlehčení bylo přetvoření betonu v horních i v dolních vláknech nulové, tím pádem je i napětí nulové. Nulové však není napětí v předpínacích kabelech, jejichž tahové napětí se naopak zvětší. Přírůstek přetvoření v předpínacích kabelech odpovídá přírůstku okolního betonu. Po pružném odlehčení byl průřez dále přitížen tak, aby došlo k dosažení meze únosnosti, která nastává buď rozdrčením betonu, přetržením betonářské výztuže nebo předpínací výztuže. Z průběhu přetvoření průřezu na mezi únosnosti bylo odečteno přetvoření proužků, odpovídající napětí a vzdorující síla. Moment únosnosti je potom roven součtu součinu vzdorující síly s ramenem, měřeným od horního vlákna průřezu. Zároveň však musí platit rovnováha sil, tzn. součet sil od tlačeného betonu, od tažených betonářských prutů a předpínacích kabelů se musí rovnat nule. Tahová pevnost betonu se zanedbává.

Pro beton byl používán bilineární pracovní diagram. Charakteristické parametry betonu viz 2.2.1. V případě posouzení maximálního momentu je spolupůsobící deska namáhána dostředným zatížením. Dle (5) 6.1 EN 1992-1-1 má být poměrné přetvoření betonu v takovém případě omezeno hodnotou  $\varepsilon_{c3} = 0,00175$ . V případě minimálního momentu toto omezení neplatí a mezní poměrné přetvoření betonu zůstává 0,0035. Pro betonářské a předpínací výztuže byly použity návrhové pracovní diagramy se zpevněním. Charakteristické parametry betonářské a předpínací oceli viz 2.2.2 a 2.2.3. Betonářská výztuž je dle předchozích kapitol navržena  $\phi 16$  mm / 150 mm při dolním povrchu a  $\phi 22$  mm / 150 mm při horním. Pro zjednodušení výpočtu byly předpínací kabely nahrazeny jedním náhradním kabelem. Plocha náhradního kabelu je rovna součtu ploch všech kabelů. V případě dosažení meze únosnosti rozdrčením betonu je výchozí napětí v náhradním předpínacím kabelu uvažováno rovno napětí v nejméně nataženém kabelu. Při dosažení meze únosnosti bude tedy příspěvek předpínacích kabelů do celkového momentu únosnosti nejmenší a výpočet se bude pohybovat na straně bezpečné. V případě dosažení meze únosnosti v důsledku přetržení předpínacího kabelu je naopak napětí v náhradním kabelu rovno napětí v nejméně nataženém kabelu, neboť tím se zajistí co nejdřívější přetržení kabelu (výpočet se opět pohybuje na straně bezpečné). Hodnoty mezního přetvoření betonu i oceli musí být dodrženy v každém případě.

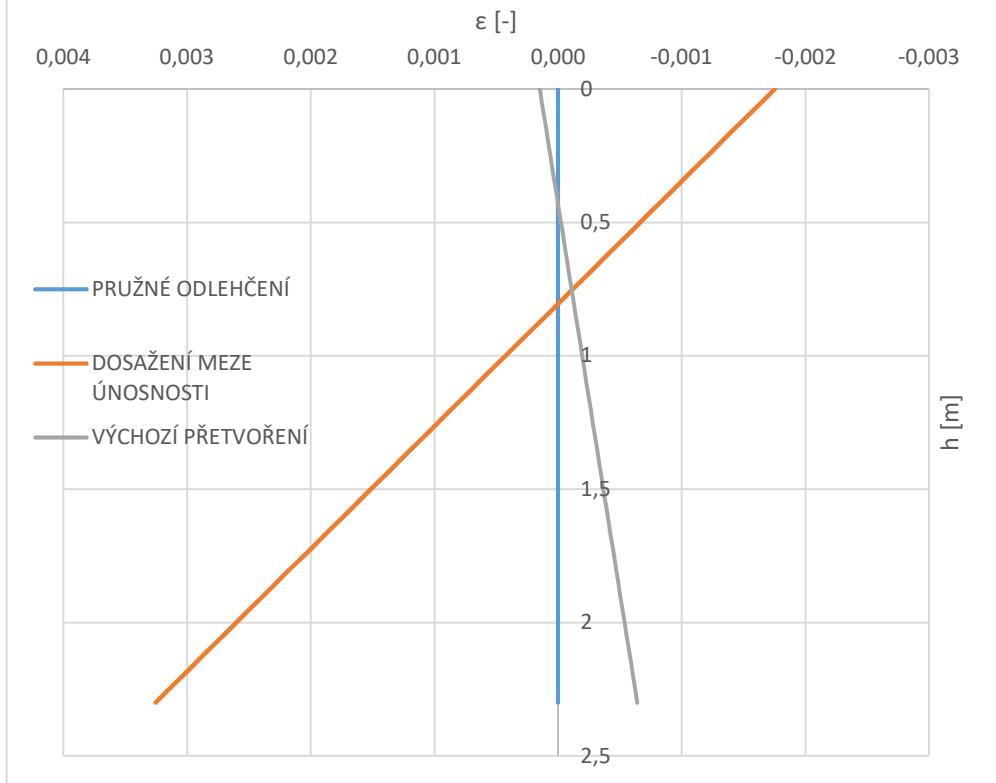
Únosnost konstrukce proti ohybovému namáhání je ověřován, je-li splněn vztah:

$$M_{Ed} + \gamma_{P, fav} * \Delta M_p \leq M_{Rd}$$

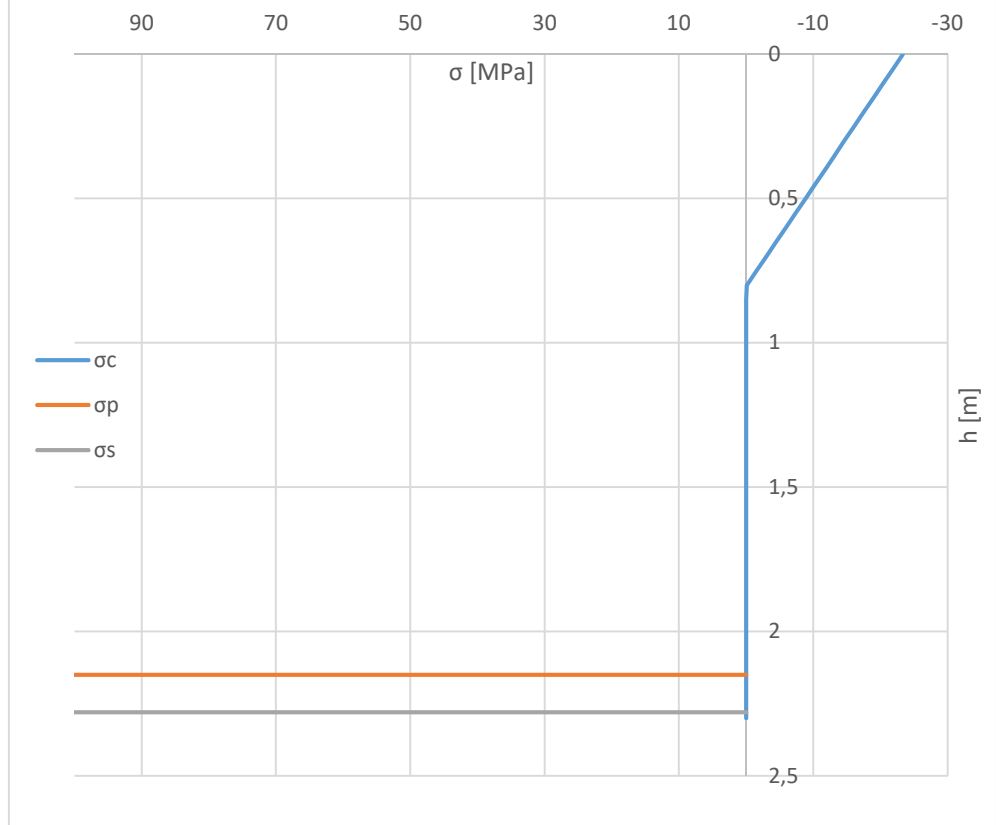
#### 5.4.2.1.1 Maximální ohybový moment ( $x = 92$ m)

Následující grafy ukazují přetvoření průřezu ve výchozím stavu, po pružném odlehčení a na mezi únosnosti a napěťový stav průřezu na mezi únosnosti.

## DEFORMACE PRŮŘEZU



## NAPĚTÍ PRŮŘEZU





Med,max	37940,38 kNm	zp [m]	ks	tp [m]	Ap [m <sup>2</sup> ]	φ	16 mm	N.O.	0,804 m
X	92 m	1A	2,2	1	1,336	0,0027	počet	f <sub>yk</sub>	-32189,463 kN
	324,00	1B	2,02	1	1,156	0,0027	As	f <sub>yk</sub>	31577,536 kN
Nek	19116,8 kN	2A	2,02	1	1,156	0,0027	Krytí	f <sub>yk</sub>	611,923 kN
Mek	-23654 kNm	2B	2,02	1	1,156	0,0027	zs	Kontrola rovnováhy sil	
ΔMp	10029,1 kNm	3A	2,2	1	1,336	0,0027		IF = 0	0,00 OK
yp,fav	1 -	3B	2,2	1	1,336	0,0027		Med + Yp,fav*	47969,476 kNm
		4A	2,2	1	1,336	0,0027		Mrd	62195,537 kNm
		4B	2,2	1	1,336	0,0027		Vyútlit:	77%
		IK	2,15	8	1,286	0,0216		ep	1461,923 MPa
								es	434,783 MPa

VÝCHOZÍ HODNOTY		ec,h	0,00015 -	ac,h	5,080235846 MPa
		ec,d	-0,00064 -	ac,d	-21,73913462 MPa
		ec,p	-0,00057 -	ac,p	-19,45663501 MPa
		ep,in	0,00632	op [MPa]	1233,028371 MPa
<b>PRŮŽNÉ ODLEHČENÍ</b>					
		Δec,h	-0,00015 -	Δac,d	-5,080235846 MPa
		Δec,d	-0,00064 -	Δac,h	-21,73913462 MPa
		Δec,p	-0,00057 -	Δac,p	-19,45663501 MPa
		ec,h	0,00000	ac,h	0,00000 MPa
		ec,d	0,00000	ac,d	0,00000 MPa
		ec,p	0,00000	ac,p	0,00000 MPa
		ep,in	0,00690	op [MPa]	1252,485006 MPa
		δepu	0,01310		

DEFORMACE PRŮŽEŽU

- PRŮŽNÉ ODLEHČENÍ
- DOSAZENÍ MEZE UNOSNOSTI
- VÝCHOZÍ PŘETVOŘENÍ

NAPĚTÍ PRŮŽEŽU

- σc
- σsp
- σs

z	b	h	A	P.V.	B.V.	VÝCHOZÍ HODNOTY		PRŮŽNÉ ODLEHČENÍ		PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ		BETON		BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ		BETON		PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ		BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ	
						ec,in	ac	ec,in	Δe	ec	Δe	ec	Δe	ec	Δe	ec	Δe	ec	Δe	ec	Δe
0	4,70	0	0	ana/ne	ana/ne	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,05	4,70	0,05	0,24	0	0	5,08	0,000132	0,00	0,000000	-0,008	-0,0078	-0,0018	-0,001750	-0,0272	-0,027227	-0,0018	-0,0018 OK	-23,333333	0	0	0,0051
0,1	4,70	0,05	0,24	0	0	4,50	0,000132	0,00	0,000000	-0,007	-0,0073	-0,0016	-0,001641	-0,0255	-0,025533	-0,0016	-0,0016 OK	-21,88195	-5142,258193	0,025	-128,55645
0,15	4,70	0,05	0,24	0	0	3,91	0,000115	0,00	0,000000	-0,007	-0,0069	-0,0015	-0,001532	-0,0238	-0,023840	-0,0015	-0,0015 OK	-20,430566	-4801,183053	0,075	-360,08873
0,2	4,70	0,05	0,24	0	0	3,33	0,000098	0,00	0,000000	-0,006	-0,0064	-0,0014	-0,001423	-0,0221	-0,022146	-0,0014	-0,0014 OK	-18,979183	-4460,107913	0,125	-557,51349
0,25	4,70	0,05	0,24	0	0	2,75	0,000081	0,00	0,000000	-0,006	-0,0059	-0,0013	-0,001315	-0,0205	-0,020453	-0,0013	-0,0013 OK	-17,527799	-4119,032773	0,175	-720,83074
0,3	4,70	0,05	0,24	0	0	2,17	0,000064	0,00	0,000000	-0,005	-0,0054	-0,0012	-0,001206	-0,0188	-0,018759	-0,0012	-0,0012 OK	-16,076415	-3777,957632	0,225	-850,04047
0,35	3,57	0,05	0,18	0	0	1,58	0,000047	0,00	0,000000	-0,005	-0,0049	-0,0011	-0,001097	-0,0171	-0,017085	-0,0011	-0,0011 OK	-14,625032	-3436,882492	0,275	-965,14268
0,4	2,43	0,05	0,12	0	0	1,00	0,000029	0,00	0,000000	-0,004	-0,0034	-0,0010	-0,000988	-0,0154	-0,015372	-0,0010	-0,0010 OK	-13,173648	-3149,306615	0,325	-763,5227
0,45	1,30	0,05	0,07	0	0	0,42	0,000012	0,00	0,000000	-0,004	-0,0039	-0,0009	-0,000879	-0,0137	-0,013678	-0,0009	-0,0009 OK	-11,722265	-2846,208876	0,375	-534,82833
0,5	1,29	0,05	0,06	0	0	-0,17	-0,000005	0,00	0,000000	-0,003	-0,0034	-0,0008	-0,000770	-0,0120	-0,011985	-0,0008	-0,0008 OK	-10,270881	-2667,607275	0,425	-283,73309
0,55	1,29	0,05	0,06	0	0	-0,75	-0,000022	0,00	0,000000	-0,007	-0,0061	-0,0010	-0,000961	-0,0103	-0,010291	-0,0007	-0,0007 OK	-8,8194976	-2570,8836947	0,475	-271,16975
0,6	1,28	0,05	0,06	0	0	-1,33	-0,000039	0,00	0,000000	-0,012	-0,0095	-0,0016	-0,000953	-0,0086	-0,008598	-0,0006	-0,0006 OK	-7,368114	-2474,944646	0,525	-249,34934
0,65	1,28	0,05	0,06	0	0	-1,92	-0,000056	0,00	0,000000	-0,017	-0,0122	-0,0022	-0,000944	-0,0069	-0,006904	-0,0004	-0,0004 OK	-5,9167304	-2370,990289	0,575	-218,79332
0,7	1,27	0,05	0,06	0	0	-2,50	-0,000074	0,00	0,000000	-0,021	-0,0151	-0,0028	-0,000935	-0,0052	-0,005210	-0,0003	-0,0003 OK	-4,4653469	-2285,4201435	0,625	-178,38759
0,75	1,27	0,05	0,06	0	0	-3,08	-0,000091	0,00	0,000000	-0,026	-0,0191	-0,0034	-0,000926	-0,0035	-0,003517	-0,0002	-0,0002 OK	-3,0139633	-2191,844898	0,675	-129,48842
0,8	1,26	0,05	0,06	0	0	-3,67	-0,000108	0,00	0,000000	-0,031	-0,0210	-0,0040	-0,000917	-0,0018	-0,001823	-0,0001	-0,0001 OK	-1,5625797	-2093,876768	0,725	-71,799482
0,85	1,26	0,05	0,06	0	0	-4,25	-0,000125	0,00	0,000000	-0,036	-0,0226	-0,0046	-0,000908	-0,0001	-0,000130	0,0000	0,0000 OK	-0,1111961	-2017,377265	0,775	-5,4384674
0,9	1,25	0,05	0,06	0	0	-4,83	-0,000142	0,00	0,000000	-0,041	-0,0242	-0,0052	-0,000901	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000 OK	0	0	0,825	0,0069
0,95	1,25	0,05	0,06	0	0	-5,41	-0,000159	0,00	0,000000	-0,046	-0,0258	-0,0058	-0,000892	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000 OK	0	0	0,875	0,0070
1	1,24	0,05	0,06	0	0	-6,00	-0,000176	0,00	0,000000	-0,051	-0,0274	-0,0064	-0,000883	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000 OK	0	0	0,925	0,0072
1,05	1,24	0,05	0,06	0	0	-6,58	-0,000194	0,00	0,000000	-0,056	-0,0290	-0,0070	-0,000874	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000 OK	0	0	0,975	0,0073
1,1	1,23	0,05	0,06	0	0	-7,16	-0,000211	0,00	0,000000	-0,061	-0,0306	-0,0076	-0,000865	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000 OK	0	0	1,025	0,0074
1,15	1,22	0,05	0,06	0	0	-7,75	-0,000228	0,00	0,000000	-0,066	-0,0322	-0,0082	-0,000856	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000 OK	0	0	1,075	0,0075
1,2	1,22	0,05	0,06	0	0	-8,33	-0,000245	0,00	0,000000	-0,071	-0,0338	-0,0088	-0,000847	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000 OK	0	0	1,125	0,0076
1,25	1,21	0,05	0,06	0	0	-8,91	-0,000262	0,00	0,000000	-0,076	-0,0354	-0,0094	-0,000838	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000 OK	0	0	1,175	0,0077
1,3	1,21	0,05	0,06	0	0	-9,50	-0,000279	0,00	0,000000	-0,081	-0,0370	-0,0100	-0,000829	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000 OK	0	0	1,225	0,0078
1,35	1,20	0,05	0,06	0	0	-10,08	-0,000296	0,00	0,000000	-0,086	-0,0386	-0,0106	-0,000820	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000 OK	0	0	1,275	0,0079
1,4	1,20	0,05	0,06	0	0	-10,66	-0,000314	0,00	0,000000	-0,091	-0,0402	-0,0112	-0,000811	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000 OK	0	0	1,325	0,0080
1,45	1,19	0,05	0,06	0	0	-11,24	-0,000331	0,00	0,000000	-0,096	-0,0418	-0,0118	-0,000802	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000 OK	0	0	1,375	0,0081
1,5	1,19	0,05	0,06	0	0	-11,83	-0,000348	0,00	0,000000	-0,101	-0,0434	-0,0124	-0,000793	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000 OK	0	0	1,425	0,0082
1,55	1,18	0,05	0,06	0	0	-12,41	-0,000365	0,00	0,000000	-0,106	-0,0450	-0,0130	-0,000784	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000 OK	0	0	1,475	0,0083
1,6	1,18	0,05	0,06	0	0	-12,99	-0,000382	0,00	0,000000	-0,111	-0,0466	-0,0136	-0,000775	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000 OK	0	0	1,525	0,0084
1,65	1,17	0,05	0,06	0	0	-13,58	-0,000399	0,00	0,000000	-0,116	-0,0482	-0,0142	-0,000766	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000 OK	0	0	1,575	0,0085
1,7	1,16	0,05	0,06	0	0	-14,16	-0,000416	0,00	0,000000	-0,121	-0,0498	-0,0148	-0,000757	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000 OK	0	0	1,625	0,0086
1,75	1,16	0,05	0,06	0	0	-14,74	-0,000434	0,00	0,000000	-0,126	-0,0514	-0,0154	-0,000748	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000 OK	0	0	1,675	0,0087
1,8	1,15	0,05	0,06	0	0	-15,33	-0,000451	0,00	0,000000	-0,131	-0,0530	-0,0160	-0,000739	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000 OK	0	0	1,725	0,0088
1,85	1,15	0,05	0,06	0	0	-15,91	-0,000468	0,00	0,000000	-0,136	-0,0546	-0,0166	-0,000730	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000 OK	0	0	1,775	0,0089
1,9	1,14	0,05	0,06	0	0	-16,49	-0,000485	0,00	0,000000	-0,141	-0,0562	-0,0172	-0,000721	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000 OK	0	0	1,825	

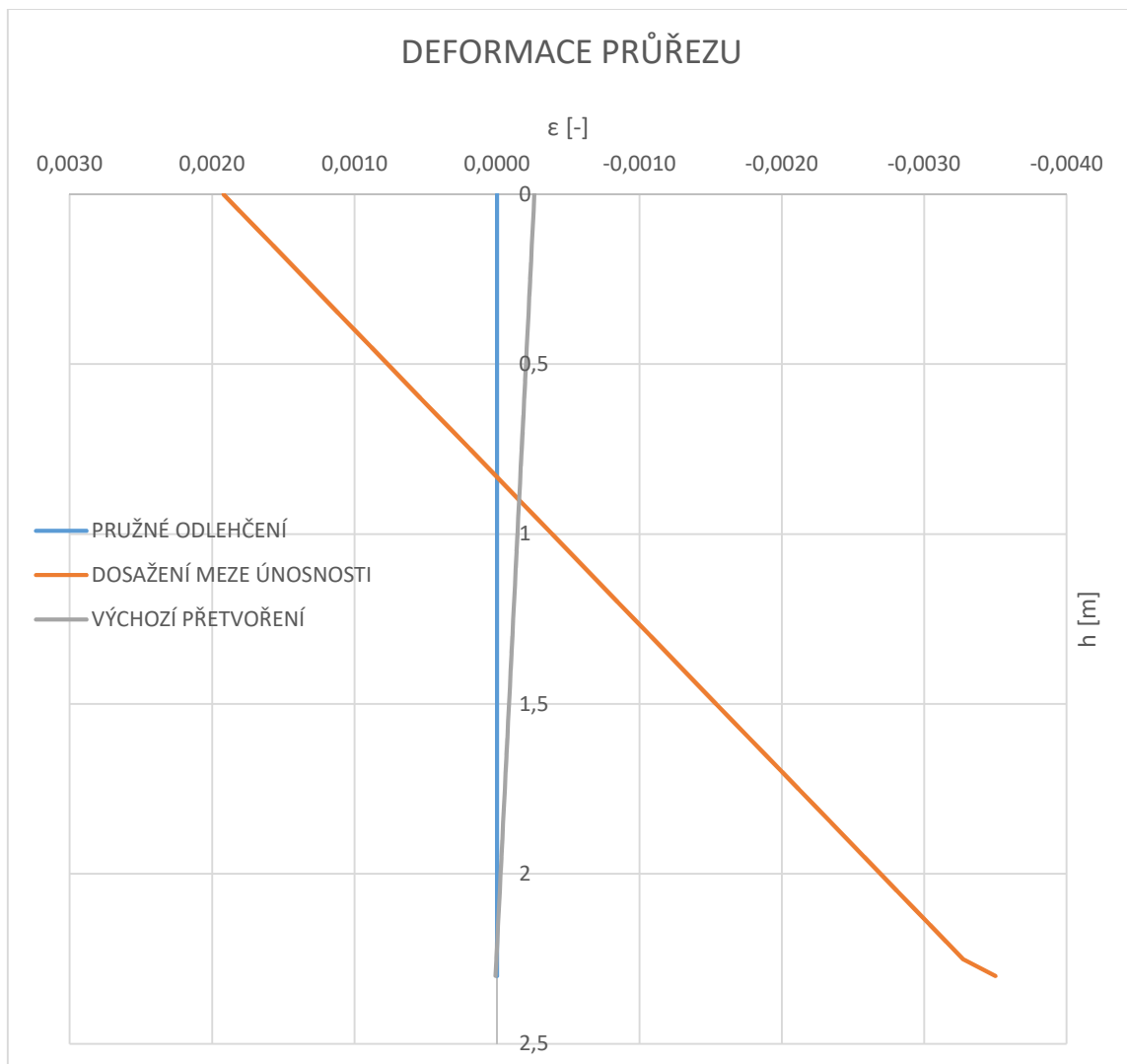
Shrnutí výsledku:

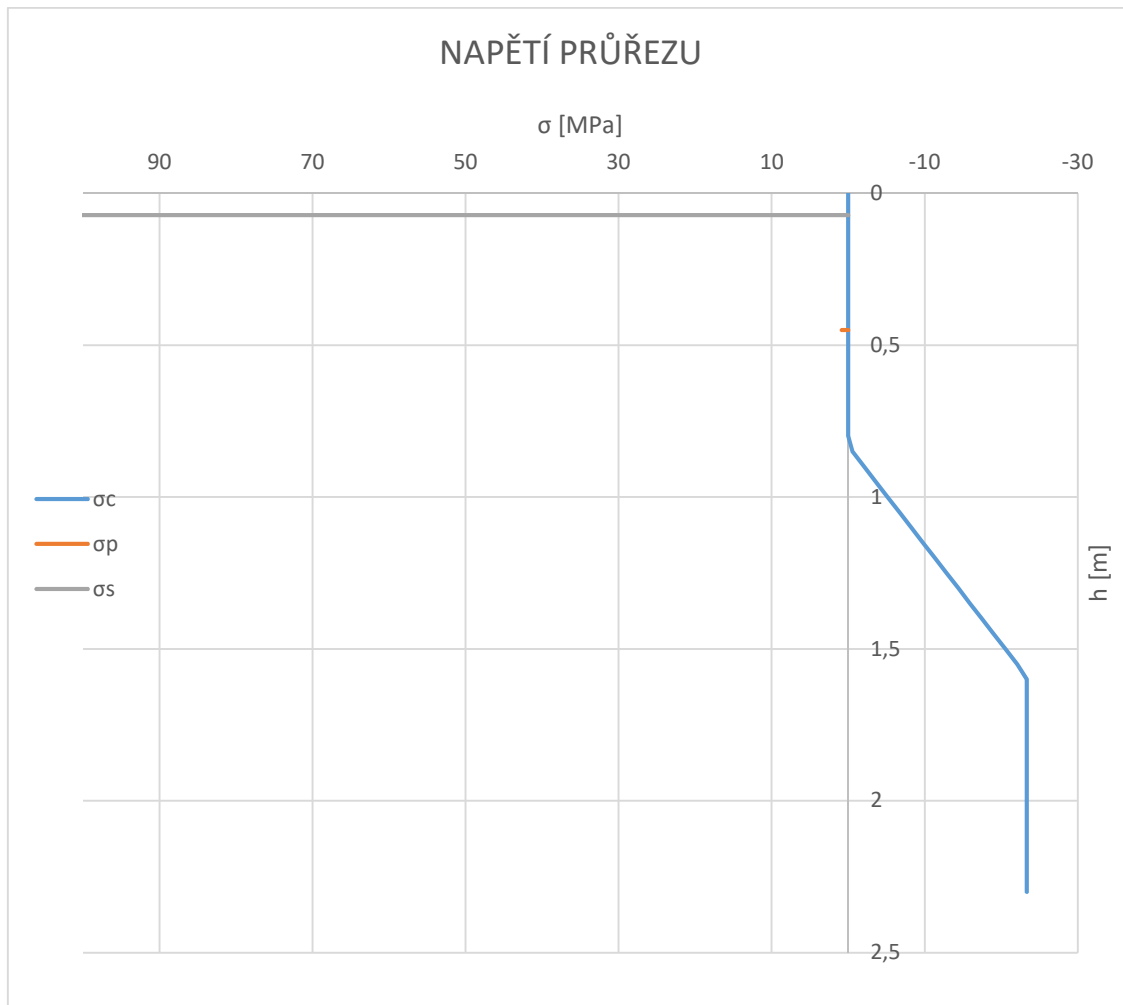
<b>N.O.</b>	<b>0,804</b>	<b>m</b>
$\Sigma F_c$	-32189,463	kN
$\Sigma F_p$	31577,536	kN
$\Sigma F_s$	611,928	kN

Kontrola rovnováhy sil

$\Sigma F = 0$	<b>0,00</b>	<b>OK</b>
<b>Med + <math>\gamma_P, f_{av} \cdot \Delta M_p</math></b>	<b>47969,476</b>	<b>kNm</b>
<b>Mrd</b>	<b>62195,537</b>	<b>kNm</b>
<b>Využití:</b>	<b>77%</b>	

#### 5.4.2.1.2 Minimální moment (x = 32 m)





Shrnutí výsledku:

<b>N.O.</b>	<b>0,726</b>	<b>m</b>
$\Sigma F_c$	-32408,437	kN
$\Sigma F_p$	30027,378	kN
$\Sigma F_s$	2381,060	kN

Kontrola rovnováhy sil

$\Sigma F = 0$	<b>0,00</b>	<b>OK</b>
<b>Med + <math>\Delta M_p</math></b>	<b>-31979,118</b>	<b>kNm</b>
<b>Mrd</b>	<b>-41199,041</b>	<b>kNm</b>
<b>Využití</b>	<b>78%</b>	



#### 5.4.2.2 Smyk od posouvající síly

Obdobně jako v předchozí kapitole, bylo posouzení únosnosti konstrukce proti smykovému zatížení provedeno v čase na konci životnosti, kdy je redukce posouvající síly vlivem předpětí vzhledem ke ztrátám předpětí nejmenší. Smykové namáhání od posouvající síly nabývá největší hodnoty v místě nad pilířem P2. Poloměr hrncového ložiska nad pilířem P2 se předpokládá 0,5 m. Posuzované místo bylo tedy posunuto o 0,5 m od místa uložení směrem k opěře O1. Při posouzení byl tento řez uvažován jako prvek s ohybovými trhlinami na mezi únosnosti. Návrhová hodnota posouvající síly včetně předpětí je:

$$V_{30,d} - V_{30,P,d} = 7222,23 \text{ kN}$$

$$V_{30,P,kz,d} = \gamma_{P, fav} * V_{30,L,kz,m} = 1,0 * (-2039,9) = -2039,9 \text{ kN}$$

$$V_{30,d} = 7222,23 - 2039,9 = 5182,33 \text{ kN}$$

##### 5.4.2.2.1 Únosnost prvku bez smykové výztuže

Posouzení vychází z náhradního příhradového modelu, kde tlačný pás a tlačené diagonály jsou tvořeny betonem, tažené diagonály příčnou výztuží a tažený pás podélnou výztuží. Návrhová hodnota únosnosti ve smyku je určena vztahem:

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 * \sigma_{cp} \right] * b_w * d$$

$$V_{rd,c,min} = (v_{min} + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w * d} \leq 0,02$$

$A_{sl}$  ... plocha betonářských prutů, jejichž délka zasahuje do vzdálenosti větší než  $l_{bd} + d$  od posuzovaného průřezu. Trajektorie předpínacích kabelů směřuje ihned za pilířem směrem k dolnímu povrchu nosníku, nelze tedy předpokládat, že by tvořily skutečný tažený pás do vzdálenosti  $l_{bd} + d$  od posuzovaného řezu. Podélná výztuž je viz 5.4.1.2 navržena 29 kusů  $\phi 20$  mm, účinná výška je 2,278m.

$$A_{sl} = 29 * \pi * \frac{0,020^2}{4} = 0,0091 \text{ m}^2$$

$b_w$  ... nejmenší šířka průřezu v tažené oblasti při uvážení průměru zainjektované kabelové trubky.

$$b_{w,nom} = b_w - 0,5 * \sum \phi \dots \text{pro } \phi > b_w/8$$

$$b_{w,nom} = b_w \dots \text{pro } \phi \leq b_w/8$$

Šířka průřezu v místě výskytu podélné betonářské výztuže 1,257 m (odečteno z AutoCADu).

$$\phi = 90\text{mm} < \frac{b_w}{8} = \frac{1257}{8} = 157\text{mm}$$

$$b_{w,nom} = b_w = 1,257\text{m}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w * d} = \frac{0,0091}{1,257 * 2,28} = 0,003 < 0,02$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{2278}} = 1,296 < 2,0$$

$$v_{min} = 0,035 * k^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,0035 * 1,30^{1,5} * 35^{0,5} = 0,35\text{MPa}$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = \min\left(\gamma_{p, fav} * \frac{N_{p, kz}}{A_c}; 0,2 * f_{cd}\right) = \min\left(1,0 * \left(\frac{20464,59}{3,999}\right); 0,2 * 23,33\right) = \min(5,12; 4,67) \\ = 4,67\text{MPa}$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 * 1,30 * (100 * 0,003 * 23,33)^{\frac{1}{3}} + 0,15 * 4,67\right] * 1,257 * 2,278 = 2999,99\text{ kN}$$

$$V_{Rd,c,min} = (0,35 + 0,15 * 4,67) * 1,257 * 2,278 = 2996,67\text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 2999,99\text{ kN} < V_{Ed} = 5182,33\text{ kN} \dots \text{nutná smyková výztuž}$$

#### 5.4.2.2.2 Únosnost prvku se smykovou výztuží

- Návrh smykové výztuže: **třmínky čtyřstřížné, svisle orientované ( $\alpha = 90^\circ$ ), průměr  $\phi 25$  mm, po 150 mm.**

Plocha jednoto stříhu

$$\pi * \frac{25^2}{4} = 490,87\text{ mm}^2$$

Plocha všech větví třmínků

$$A_{sw} = 4 * 490,87 = 1963,49\text{ mm}^2$$

Maximální podélná vzdálenost sestav třmínků

$$s_{l,max} = 0,75 * d * (1 + \cot g(\alpha)) = 0,75 * 2,278 * (1 + \cot g(90)) = 1,71\text{ m}$$

Maximální příčná vzdálenost mezi větvemi třmínků

$$s_{t,max} = 0,75 * d = 0,75 * 2,278 = 1,71\text{ m}$$

Ověření stupně vyztužení

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s * b_w * \sin(\alpha)} = \frac{1,964}{0,15 * 1,257 * \sin(90)} = 0,014$$

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 * f_{ck}^{0,5}}{f_{yk}} = \frac{0,08 * 35^{0,5}}{500} = 0,00095$$

**Průřez je dostatečně vyztužený.**

Únosnost prvku se smykovou výztuží je rovna menší z hodnot:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{ywd} * \cotg(\theta)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} * b_w * z * v_1 * \frac{f_{cd}}{\cotg(\theta) + \tg(\theta)}$$

$$z = d - 0,4 * x = 2,278 - 0,4 * 0,849 = 1,962m$$

$$1 \leq \cotg(\theta) \leq 2,5 \Rightarrow 22,5^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$$

$\theta$  ... zvoleno  $45^\circ$

$v_1$  ... součinitel redukující pevnost betonu se smykovými trhlinami

$$v_1 = 0,66 * \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,66 * \left[ 1 - \frac{35}{250} \right] = 0,516$$

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \dots \text{pro } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 * f_{cd}$$

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{4,67}{23,3} = 1,2$$

$$V_{Rd,s} = \frac{1,964}{0,15} * 1,962 * 434,783 * \cotg(45) = 11171,23 \text{ kN} > V_{30,d} = 5182,333 \text{ kN}$$

Návrh smykové výztuže **VYHOVÍ**

$$V_{Rd,max} = 1,2 * 1,257 * 1,962 * 0,516 * \frac{23,3}{\cotg(45) + \tg(45)}$$

$$V_{Rd,max} = 17823,923 \text{ kN} > V_{30,d} = 5182,333 \text{ kN}$$

Tlačená betonová diagonála **VYHOVÍ**

$$V_{Rd,max} = 17904,009 \text{ kN} > V_{30,d} - V_{30,p,d} = 7222,23 \text{ kN}$$

Návrh smykové výztuže vyhoví i bez redukce posouvající síly od předpětí.

Maximální účinná průřezová plocha smykové výztuže

$$\frac{A_{sw,max} * f_{ywd}}{b_w * s} \leq \frac{1}{2} * \alpha_{cw} * v_1 * f_{cd}$$

$$\frac{1963,496 * 434,783}{1257 * 150} = 4,53 \leq \frac{1}{2} * 1,2 * 0,516 * 23,3 = 7,224 \Rightarrow \mathbf{VYHOVÍ}$$

#### 5.4.2.3 Přírůstek tahové síly od smyku

Smykové namáhání v oblasti nad podporou způsobí přírůstek tahové síly. Rovnováha sil v průřezu při posouzení ohybu musí platit i při uvážení se zmíněným přírůstkem. Hodnota přírůstku je určena vztahem:

$$\Delta F_{td} = 0,5 * V_{Ed} * (\cotg(\theta) - \cotg(\alpha))$$

$$\Delta F_{td} = 0,5 * 7222,23 * (\cotg(45) + \cotg(90)) = 3611,117 \text{ kN}$$

Pro součet sil v průřezu nad pilířem P2 musí platit:

$$F_{cc} + F_s + F_p + \Delta F_{td} = 0$$

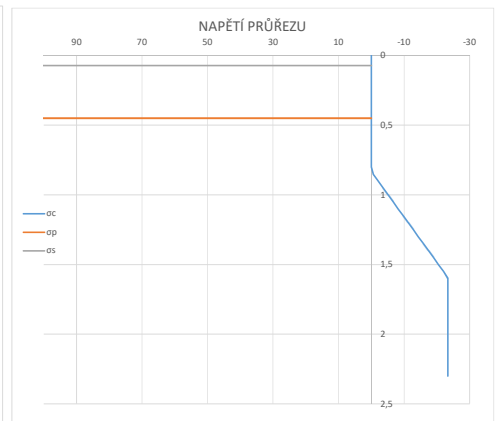
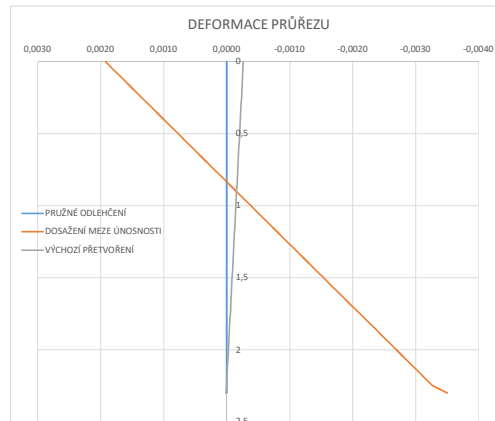
V tabulce na následující stránce je zobrazeno posouzení průřezu nad pilířem P2 i s uvažovaným přírůstkem sil.



Med,IN	-40034,22 kNm	zp [m]	ks	tp [m]	Ap [m2]	φ	20 mm
K	30,00 m	1A	0,24	1	-0,656	0,0027	počet
	266	1B	0,24	1	-0,656	0,0027	As
Nek	-20821,2 kN	2A	0,863	1	-0,033	0,0027	Krytí
Mek	7696,7 kNm	2B	0,863	1	-0,033	0,0027	zs
ΔMp	8055,1 kNm	3A	0,863	1	-0,033	0,0027	
vp,fav	1 -	3B	0,24	1	-0,656	0,0027	
		4A	0,24	1	-0,656	0,0027	
		4B	0,24	1	-0,656	0,0027	
		IK	0,45	8	-0,45	0,0216	

N.O.	0,833 m
ΣFc	-30121,147 kN
ΣFp	30782,232 kN
ΣFs	2950,031 kN
ΔFtd	-3611,1165
kontrola rovnováhy sil	
ΣF = 0	0,00 OK
Med + ΔM	-31979,118 kNm
Mrd	-38351,463 kNm
Využití	83%
σp	1425,103 MPa
σs	361,163 MPa

MIN

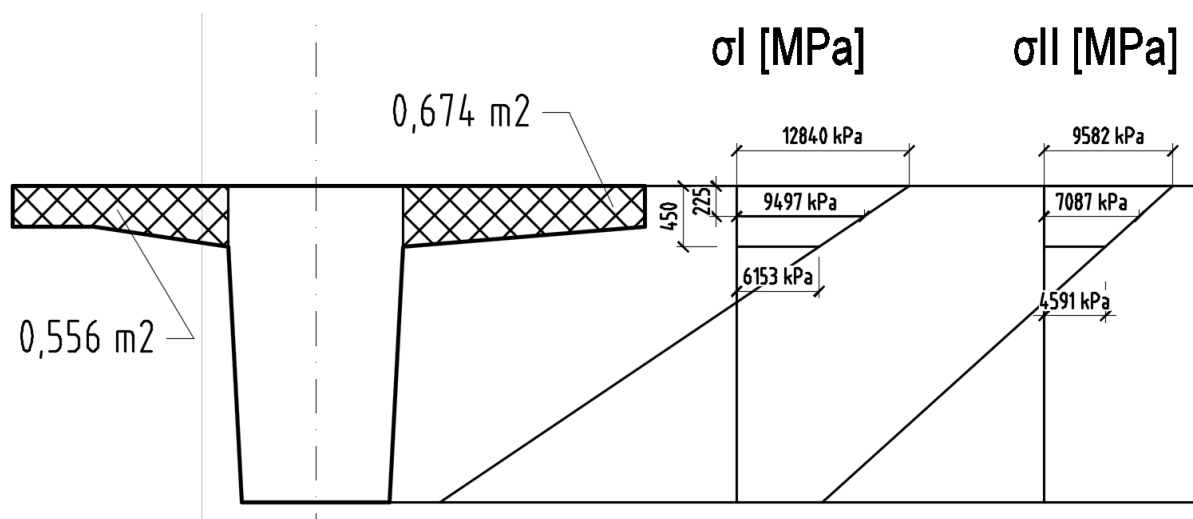


VÝCHOZÍ HODNOTY	
ec,h	-0,00026 -
ec,d	0,00001 -
ec,p	-0,00021 -
ep,in	0,00632
PRŮZNÉ ODLEHČENÍ	
Δec,h	0,00026 -
Δec,d	-0,00001 -
Δec,p	0,00021 -
ec,h	0,00000 -
ec,d	0,00000 -
ec,p	0,00000 -
ep,in	0,00653 -
Δepu	0,01347 -

VÝCHOZÍ HODNOTY				VÝCHOZÍ HODNOTY				PRŮZNÉ ODLEHČENÍ				PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ				BETON				BETONÁRSKÁ VÝZTUŽ				DOSAŽENÍ MEZE ÚSNOSTI				BETON				PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽ				BETONÁRSKÁ VÝZTUŽ			
z	b	h	A	P.V.	B.V.	oc	ec,in	oc	ec,in	Δe	ec	Δe	ec	Δe	ec	Δe	ec	Δe	ec	oc	Fc	rci	Mrdc	ep	Ověření Pv	Fp	rpi	Mrdp	es	σp	Fp	rpi	Mrdp						
m	m	m	m2	ana/na	ana/na	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	kN	m	kNm	MPa	MPa	kN	m	kNm	MPa	kN	m	kNm							
0	4,70	0	0,24	0	0	-8,93	-0,000263	0,00	0,000000	0,029	0,0293	0,0019	0,001921	0,0547	0,054732	0,0019	0,0019	0,0019	0,0019	0	0	0	0	0,0085	-	0	0	0,025	0	0,0019	0	0	0	0					
0,05	4,70	0,05	0,24	0	1	-8,73	-0,000257	0,00	0,000000	0,028	0,0275	0,0018	0,001806	0,0514	0,051446	0,0018	0,0018	0,0018	0,0018	0	0	0,025	0	0,0083	-	0	0,025	0	0,0018	361,1631	2950,031	0,025	73,75078						
0,1	4,70	0,05	0,24	0	0	-8,53	-0,000251	0,00	0,000000	0,026	0,0258	0,0017	0,001690	0,0482	0,048160	0,0017	0,0017	0,0017	0,0017	0	0	0,075	0	0,0082	-	0	0,075	0	0,0017	0	0	0,075	0						
0,15	4,70	0,05	0,24	0	0	-8,33	-0,000245	0,00	0,000000	0,024	0,0240	0,0016	0,001575	0,0449	0,044874	0,0016	0,0016	0,0016	0,0016	0	0	0,125	0	0,0081	-	0	0,125	0	0,0016	0	0	0,125	0						
0,2	4,70	0,05	0,24	0	0	-8,12	-0,000239	0,00	0,000000	0,022	0,0223	0,0015	0,001460	0,0416	0,041588	0,0015	0,0015	0,0015	0,0015	0	0	0,175	0	0,0080	-	0	0,175	0	0,0015	0	0	0,175	0						
0,25	4,70	0,05	0,24	0	0	-7,92	-0,000233	0,00	0,000000	0,021	0,0205	0,0013	0,001344	0,0383	0,038302	0,0013	0,0013	0,0013	0,0013	0	0	0,225	0	0,0079	-	0	0,225	0	0,0013	0	0	0,225	0						
0,3	4,70	0,05	0,24	0	0	-7,72	-0,000227	0,00	0,000000	0,019	0,0187	0,0012	0,001229	0,0350	0,035016	0,0012	0,0012	0,0012	0,0012	0	0	0,275	0	0,0078	-	0	0,275	0	0,0012	0	0	0,275	0						
0,35	3,57	0,05	0,18	0	0	-7,52	-0,000221	0,00	0,000000	0,017	0,0170	0,0011	0,001114	0,0317	0,031730	0,0011	0,0011	0,0011	0,0011	0	0	0,325	0	0,0076	-	0	0,325	0	0,0011	0	0	0,325	0						
0,4	2,43	0,05	0,12	0	0	-7,32	-0,000215	0,00	0,000000	0,015	0,0152	0,0010	0,000998	0,0284	0,028444	0,0010	0,0010	0,0010	0,0010	0	0	0,375	0	0,0075	-	0	0,375	0	0,0010	0	0	0,375	0						
0,45	1,30	0,05	0,07	1	0	-7,12	-0,000209	0,00	0,000000	0,013	0,0135	0,0009	0,000883	0,0252	0,025158	0,0009	0,0009	0,0009	0,0009	0	0	0,425	0	0,0074	PV zplastiz	1425,103	30782,23	0,425	13082,45	0,0009	0	0	0,425	0					
0,5	1,29	0,05	0,06	0	0	-6,91	-0,000203	0,00	0,000000	0,012	0,0117	0,0008	0,000768	0,0219	0,021872	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008	0	0	0,475	0	0,0073	-	0	0,475	0	0,0008	0	0	0,475	0						
0,55	1,29	0,05	0,06	0	0	-6,71	-0,000197	0,00	0,000000	0,010	0,0099	0,0007	0,000652	0,0186	0,018586	0,0007	0,0007	0,0007	0,0007	0	0	0,525	0	0,0072	-	0	0,525	0	0,0007	0	0	0,525	0						
0,6	1,28	0,05	0,06	0	0	-6,51	-0,000192	0,00	0,000000	0,008	0,0082	0,0005	0,000537	0,0153	0,015300	0,0005	0,0005	0,0005	0,0005	0	0	0,575	0	0,0071	-	0	0,575	0	0,0005	0	0	0,575	0						
0,65	1,28	0,05	0,06	0	0	-6,31	-0,000186	0,00	0,000000	0,006	0,0064	0,0004	0,000422	0,0120	0,012014	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0	0	0,625	0	0,0070	-	0	0,625	0	0,0004	0	0	0,625	0						
0,7	1,27	0,05	0,06	0	0	-6,11	-0,000180	0,00	0,000000	0,005	0,0047	0,0003	0,000306	0,0087	0,008727	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0	0	0,675	0	0,0068	-	0	0,675	0	0,0003	0	0	0,675	0						
0,75	1,27	0,05	0,06	0	0	-5,91	-0,000174	0,00	0,000000	0,003	0,0029	0,0002	0,000191	0,0054	0,005441	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0	0	0,725	0	0,0067	-	0	0,725	0	0,0002	0	0	0,725	0						
0,8	1,26	0,05	0,06	0	0	-5,71	-0,000168	0,00	0,000000	0,001	0,0012	0,0001	0,000076	0,0022	0,002155	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0	0	0,775	0	0,0066	-	0	0,775	0	0,0001	0	0	0,775	0						
0,85	1,26	0,05	0,06	0	0	-5,50	-0,000162	0,00	0,000000	-0,001	-0,0006	0,0000	0,000040	-0,0011	-0,001131	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	OK	-0,529140258	-33,25002972	0,825	-27,4313	0,0065	-	0	0,825	0	0,0000	0	0	0,825	0					
0,9	1,25	0,05	0,06	0	0	-5,30	-0,000156	0,00	0,000000	-0,002	-0,0024	-0,0002	-0,000155	-0,0044	-0,004417	-0,0002	-0,0002	-0,0002	-0,0002	OK	-2,067057805	-129,3307789	0,875	-113,164	0,0064	-	0	0,875	0	-0,0002	0	0	0,875	0					
0,95	1,25	0,05	0,06	0	0	-5,10	-0,000150	0,00	0,000000	-0,004	-0,0041	-0,0003	-0,000270	-0,0077	-0,007703	-0,0003	-0,0003	-0,0003	-0,0003	OK	-3,604975352	-224,5802212	0,925	-207,737	0,0063	-	0	0,925	0	-0,0003	0	0	0,925	0					
1	1,24	0,05	0,06	0	0	-4,90	-0,000144	0,00	0,000000	-0,006	-0,0059	-0,0004	-0,000386	-0,0110	-0,010989	-0,0004	-0,0004	-0,0004	-0,0004	OK	-5,142892899	-318,9983568	0,975	-311,023	0,0061	-	0	0,975	0	-0,0004	0	0	0,975	0					
1,05	1,24	0,05	0,06	0	0	-4,70	-0,000138	0,00	0,000000	-0,008	-0,0076	-0,0005	-0,000501	-0,0143	-0,014275	-0,0005	-0,0005	-0,0005	-0,0005	OK	-6,680810446	-412,5851856	1,025	-422,9	0,0060	-	0	1,025	0	-0,0005	0	0	1,025	0					
1,1	1,23	0,05	0,06	0	0	-4,50	-0,000132	0,00	0,000000	-0,009	-0,0094	-0,0006	-0,000616	-0,0176	-0,017561	-0,0006	-0,0006	-0,0006	-0,0006	OK	-8,218727993	-505,3407077	1,075	-543,241	0,0059	-	0	1,075	0	-0,0006	0	0	1,075	0					
1,15	1,22	0,05	0,06	0	0	-4,29	-0,000126	0,00	0,000000	-0,011	-0,0112	-0,0007	-0,000732	-0,0208	-0,020847	-0,0007	-0,0007	-0,0007	-0,0007	OK	-9,75664554	-597,2649229	1,125	-671,923	0,0058	-	0	1,125	0	-0,0007	0	0	1,125	0					
1,2	1,22	0,05	0,06	0	0	-4,09	-0,000120	0,00	0,000000	-0,013	-0,0129	-0,0008	-0,000847	-0,0241	-0,024133	-0,0008	-0,0008	-0,0008	-0,0008	OK	-11,29456309	-688,3578314	1,175	-808,82	0,0057	-	0	1,175	0	-0,0008	0	0	1,175	0					
1,25	1,21	0,05	0,06	0	0	-3,89	-0,000114	0,00	0,000000	-0,015	-0,0147	-0,0010	-0,000962	-0,0274	-0,027419	-0,0010	-0,0010	-0,0010	-0,0010	OK	-12,83248063	-778,619433	1,225	-953,809	0,0056	-	0	1,225	0	-0,0010	0	0	1,225	0					
1,3	1,21	0,05	0,06	0	0	-3,69	-0,000109	0,00	0,000000	-0,016	-0,0164	-0,0011	-0,001078	-0,0307	-0,030705	-0,0011	-0,0011	-0,0011	-0,0011	OK	-14,37099818	-868,0497279	1,2																

#### 5.4.2.4 Smyk mezi stěnou a přírubami

Smyková únosnost mezi stěnou a spolupůsobící deskou T-průřezu je posouzena dle článku 6.2.4 normy EN 1992-1-1 na základě napětí vyvolaného přírůstkem síly působící ve spolupůsobící desce ve svislém řezu vedeném v líci stěny nosníku. Přírůstek síly je rozdíl normálové síly mezi posouzenými řezy. Tyto normálové síly jsou vyvozené od ohybových účinků a působí na plochu příruby. Vzdálenost řezů, mezi nimiž vzniká přírůstek síly, je dle (3) 6.2.4 EN 1992-1-1 rovna maximálně polovině vzdálenosti mezi průřezem s nulovým momentem a průřezem s maximálním momentem. Maximální ohybový moment se stanoví dle vztahů 6.10a a 6.10b (viz 3.3.2). V tomto případě se jedná o řez v polovině 3. pole, tedy s X souřadnicí 130 m od kraje nosné konstrukce. Vzdálenost zmíněného řezu od bodu s nulovým momentem je 14 m. Posouzení bude tedy provedeno pro vzdálenost 7 m. Normálová síla v jednotlivých řezech se stanoví na základě průběhu normálového napětí po výšce průřezu.



Pro zjednodušení bylo napětí zprůměrováno. Na celou plochu příruby tedy působí napětí, jehož hodnota je konstantní po výšce příruby. Normálová síla je potom rovna součinu plochy s napětím.

- Řez I ( $x = 130$  m)

$$M_{Ed} = 30802,28 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 9497 \text{ kPa}$$

$$N_I = 9497 * (0,556 + 0,674) = 11676,79 \text{ kN}$$

- Řez II ( $x = 123$  m)

$$M_{Ed} = 22985,52 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 7087 \text{ kPa}$$

$$N_{II} = 7087 * (0,556 + 0,674) = 8713,55 \text{ kN}$$

$$\Delta F_d = N_I - N_{II} = 11676,79 - 8713,55 = 2963,245 \text{ kN}$$

$$\Delta x = 7,0 \text{ m}$$

$$h_f = 0,30 \text{ m}$$

$$V_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f * \Delta x} = \frac{2963,245}{0,3 * 7,0} = 1411,09 \text{ kPa}$$

Aby se zabránilo rozdrčení tlakových diagonál v přírubě, musí platit:

$$V_{Ed} \leq v * f_{cd} * \sin(\theta_f) * \cos(\theta_f)$$

$$1411,09 \text{ kPa} \leq 0,516 * \sin(45) * \cos(45) = 4807,786 \text{ kPa} \dots \text{VYHOVÍ}$$

Dle (4) 6.2.4 EN 1992-1-1 musí navržené množství příčné betonářské výztuže, v případě kombinace smyku mezi přírubou a stěnou s příčným ohybem, vyhovět podmínce:

$$\left( A_{sf} * \frac{f_{yd}}{s_f} \right) \geq \frac{(V_{ed} * h_f)}{\cot g(\theta_f)}$$

V rámci této diplomové práce však nebyl posouzen příčný ohyb. Návrh a posouzení příčné betonářské výztuže proto nebyl proveden.

#### 5.4.2.5 Únava

##### 5.4.2.5.1 Únava betonu

Ověření dle (2) 6.8.7 EN 1992-1-1

Únavovou únosnost tlačeného betonu lze považovat za vyhovující, je-li splněna podmínka:

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 * \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}}$$

$\sigma_{c,max}$  ... největší tlakové napětí v nějakém vláknu při časté kombinaci zatížení (tlak s + znaménkem)

$\sigma_{c,min}$  ... nejmenší tlakové napětí ve stejném vláknu, kde se vyskytuje  $\sigma_{c,max}$ . Je-li  $\sigma_{c,min}$  tahové napětí, uvažuje se rovné 0

$f_{cd,fat}$  ... návrhová hodnota únavové pevnosti betonu

$$f_{cd,fat} = k_1 * \beta_{cc}(t_0) * f_{cd} * \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$$

$k_1$  ... redukční součinitel. EN 1992-2 doporučuje hodnotu 0,85 pro  $10^6$  cyklů

$\beta_{cc}(t_0)$  ... součinitel zohledňující pevnost betonu při jeho prvním zatížení. Stáří betonu při prvním vystavení cyklickému zatížení se uvažuje konzervativně 30 dní pro celou nosnou konstrukci (odpovídá době od chvíle dokončení 5. etapy výstavby až po uvedení do provozu).

$$\beta_{cc}(t_0) = \exp \left\{ s * \left[ 1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right] \right\} = \exp \left\{ 0,25 * \left[ 1 - \sqrt{\frac{28}{30}} \right] \right\} = 1,01$$

$$f_{cd,fat} = 0,85 * 1,01 * 23,33 * \left( 1 - \frac{35}{250} \right) = 17,17 \text{ MPa}$$

Jelikož napětí v krajních vláknech průřezu je v důsledku reologických účinků proměnné, bylo posouzení provedeno pro časy uvedení do provozu a na konci životnosti.

- V čase uvedení do provozu jsou maximální hodnoty tlakového napětí následující:

$\sigma;h;min$	$\sigma;d;min$
MPa	MPa
-11,566	-11,981

Nejvíce tlačené je tedy dolní vlákno v průřezu X = 16 m. Nejmenší hodnota tlakového napětí ve stejném vláknu je -6,81 MPa.

$$\sigma_{c,max} = 11,981 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,min} = 6,81 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} = \frac{11,981}{17,17} = 0,698 > 0,5 + 0,45 * \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} = 0,5 + 0,45 * \frac{6,81}{17,17} = 0,679$$

Únavová únosnost v čase uvedení do provozu **NEVYHOVÍ**. Únosnost bude znovu posouzena dle (1) 6.8.7 EN 1992-1-1

- V čase na konci životnosti jsou maximální hodnoty tlakového napětí následující:

$\sigma;h;min$	$\sigma;d;min$
MPa	MPa
-9,661	-11,678

Nejvíce tlačené je tedy dolní vlákno v průřezu X = 110 m. Nejmenší hodnota tlakového napětí ve stejném vláknu je -5,21 MPa.

$$\sigma_{c,max} = 11,678 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,min} = 5,21 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} = \frac{11,678}{17,17} = 0,68 > 0,5 + 0,45 * \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} = 0,5 + 0,45 * \frac{5,21}{17,17} = 0,637$$

Únavová únosnost v čase na konci životnosti **NEVYHOVÍ**. Únosnost bude znovu posouzena dle (1) 6.8.7. EN 1992-1-1

Ověření dle (1) 6.8.7 EN 1992-1-1

Metoda uvedená v (1) 6.8.7 zmíněné normy není určena pro mosty, nýbrž pro pozemní stavby. Nicméně, vzhledem k tomu, že pro mosty pozemní komunikace neexistuje žádná specializovaná metoda určující únavovou odolnost betonu, je možné tuto metodu využít i pro mosty. Únavová odolnost betonu je ověřena, je-li splněna podmínka:

$$E_{cd,max,equ} + 0,43 * \sqrt{1 - R_{equ}} \leq 1$$

$E_{cd,max,equ}$  ... největší úroveň tlakových napětí

$E_{cd,min,equ}$  ... nejmenší úroveň tlakových napětí

$$E_{cd,max,equ} = \frac{\sigma_{cd,max,equ}}{f_{cd,fat}}$$

$$E_{cd,min,equ} = \frac{\sigma_{cd,min,equ}}{f_{cd,fat}}$$

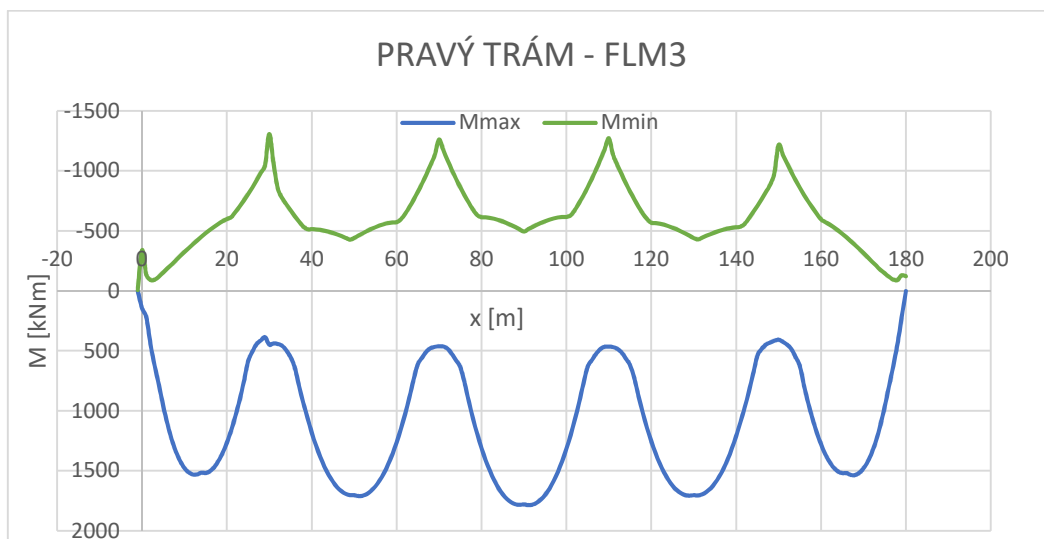
Pro posouzení dle této metody je nutné stanovit kombinace zatížení dle vztahu:

$$\left( \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} * Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \psi_{2,i} * Q_{k,i} \right) + Q_{fat}$$

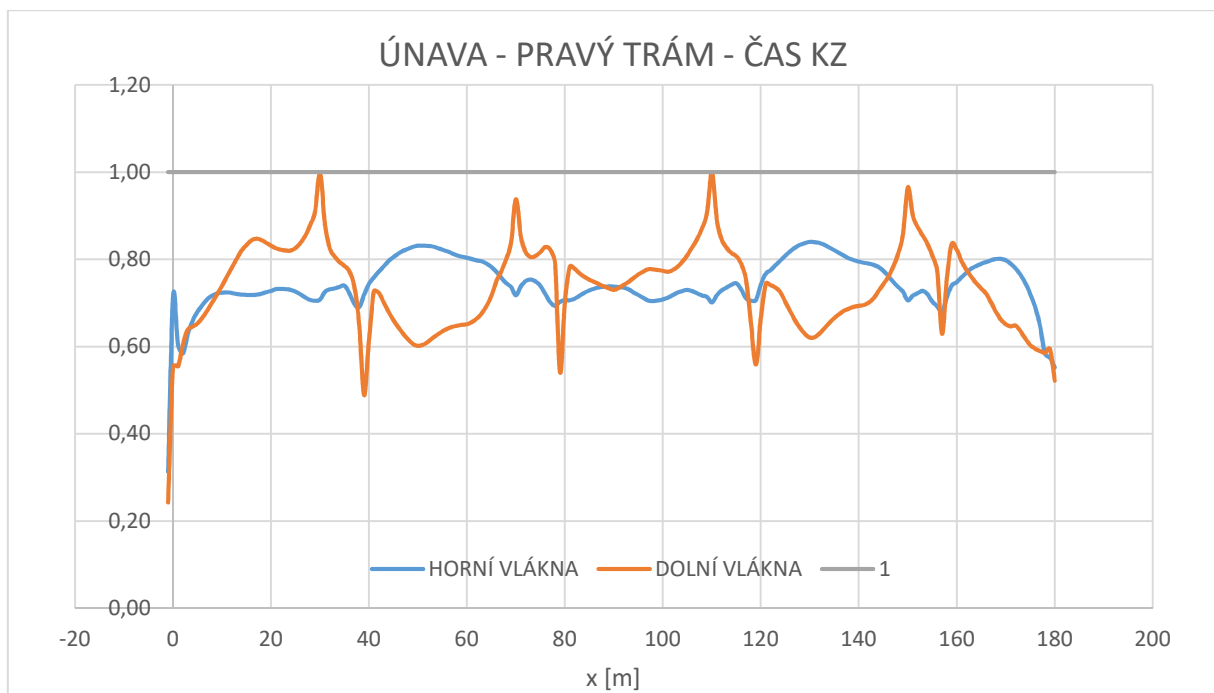
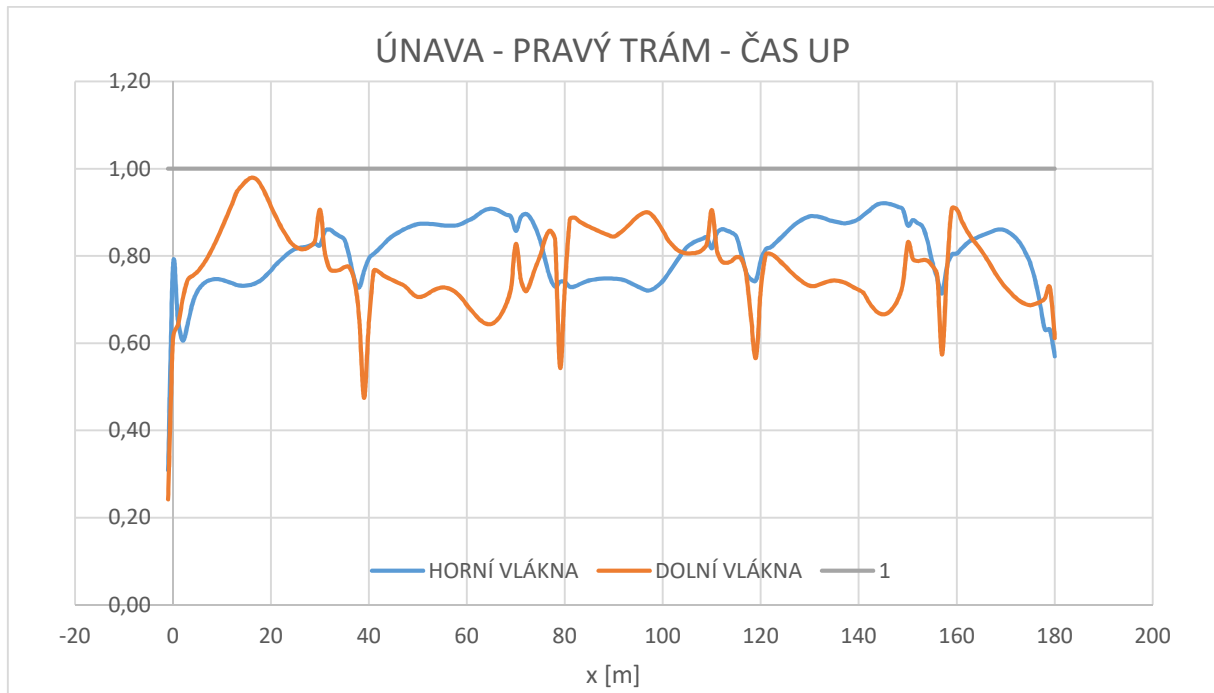
$Q_{k,1}$  ... je necyclecké, proměnné zatížení (v tomto případě se jedná o zatížení teplotou)

$Q_{fat}$  ... zatížení od Modelu 3 na únavu

Momentové síly od účinků Modelu 3 na únavu jsou:



Prověření dle zmíněné metody bylo provedeno po celé délce nosné konstrukce. Následující grafy zobrazují hodnoty levé strany rovnice. Horní a dolní vlákna byla posouzena zvlášť.



Dle (1) 6.8.7 tedy únosnost betonu proti únavovému zatížení **VYHOVÍ**.

#### Únava oceli

Článek 6.8.5 eurokódu EN 1992-1-1 umožňuje ověřit únavovou únosnost výztuže pomocí poškozujícího ekvivalentního rozkmitu napětí. Pro betonářskou nebo předpínací ocel musí platit:

$$\gamma_{F,fat} * \Delta\sigma_{S,equ}(N^*) \leq \Delta\sigma_{Rsk}(N^*) / \gamma_{S,fat}$$

$\Delta\sigma_{S, equ}$  ... poškozující ekvivalentní rozkmit napětí pro uvažovaný počet zatěžovacích cyklů  $N^*$

$\Delta\sigma_{Rsk}$  ... charakteristická únavová pevnost výztuže

Pro betonářskou a předpínací ocel určuje EN 1992-1-1 následující charakteristické hodnoty:

**Tabulka 6.3N – Parametry S-N křivky pro betonářskou ocel**

Typ výztuže	$N^*$	exponent napětí		$\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa)
		$k_1$	$k_2$	při $N^*$ cyklů
přímé a ohýbané pruty <sup>1</sup>	$10^6$	5	9	162,5
svařované pruty a svařované sítě	$10^7$	3	5	58,5
spojky	$10^7$	3	5	35

POZNÁMKA 1 Hodnoty  $\Delta\sigma_{Rsk}$  jsou pro přímé pruty. Hodnoty pro ohýbané pruty se stanoví s použitím redukčního součinitele  $\zeta = 0,35 + 0,026 D / \phi$ ,  
kde  $D$  je vnitřní průměr zakřivení výztuže,  
 $\phi$  průměr prutu.

**Tabulka 6.4N – Parametry S-N křivky pro předpínací ocel**

S-N křivka předpínací oceli pro	$N^*$	exponent napětí		$\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa)
		$k_1$	$k_2$	při $N^*$ cyklů
napínání předem	$10^6$	5	9	185
napínání dodatečné				
– jednotlivá lana v plastových hadicích	$10^6$	5	9	185
– přímé kabely nebo zakřivené kabely v plastových hadicích	$10^6$	5	10	150
– zakřivené kabely v ocelových hadicích	$10^6$	5	7	120
– spojky	$10^6$	5	5	80

Charakteristická pevnost betonářských výztuží, skládajících se z přímých a ohýbaných prvků, je při  $10^6$  zatěžovacích cyklů 162,5 MPa. Předpínací kabely v ocelových hadicích mají při stejném počtu zatěžovacích cyklů charakteristickou únavovou pevnost 120 MPa.

Poškozující ekvivalentní napětí je možné určit dle zjednodušené metody, která je definovaná v informativní příloze NN eurokódu 1992-1-1. Tato metoda je založena na modelech zatížení na únavu. V tomto případě se jedná o model FLM3.

$$\Delta\sigma_{S, equ} = \Delta\sigma_{S, Ec} * \lambda_s$$

$\Delta\sigma_{S, Ec}$  ... rozkmit napětí vyvolaný modelem zatížení na únavu 3 při kombinaci zatížení uvedené v předchozí kapitole. Protože v kombinaci se objevují pouze 2 proměnné složky zatížení (teplotní účinky a FLM3), rozkmit napětí byl určen z kombinací těchto 2 složek. Pro posouzení oceli se nápravové síly FLM3 modifikují vynásobením hodnotou 1,75 pro posouzení u mezilehlých podpor a hodnotou 1,40 pro posouzení v jiných oblastech, tedy i pro oblast v poli.

Posouzení v poli			Posouzení nad podporou		
Mmax	x	Mmin	Mmin	x	Mmax
kNm	m	kNm	kNm	m	kNm
2749,97	93,00	-1365,15	-2374,23	30,00	1604,94

$\lambda_s$  ... součinitel ekvivalentního poškození, který bere v úvahu polohu objektu, intenzitu dopravy na mostě, návrhovou životnost objektu a konstrukční rozpětí.

$$\lambda_s = \varphi_{fat} * \lambda_{s,1} * \lambda_{s,2} * \lambda_{s,3} * \lambda_{s,4}$$

$\lambda_{s,1}$  ... součinitel zohledňující druh konstrukčního prvku, zahrnuje poškozující účinek dopravy. Hodnota součinitele závisí na rozhodující délce příčinkové čáry. Hodnota byla pro oba případy posouzení odečtena z Obrázků NN. 1 a NN. 2.

$\lambda_{s,2}$  ... součinitel zohledňující vliv roční intenzity dopravy a druhu dopravy

$$\lambda_{s,2} = \bar{Q}^{k_2} \sqrt{\frac{N_{obs}}{2,0}}$$

$N_{obs}$  ... počet nákladních vozidel za rok. Dle tabulky 4.5 EN 1991-2 je hodnota  $N_{obs}$  pro silnice a dálnice se 2 pruhy s vysokým podílem nákladních vozidel  $2,0 \times 10^6$

$k_2$  ... sklon odpovídající S-N křivky (viz 6.3N a 6.4N na předchozí stránce). Pro betonářskou ocel je  $k_2$  roven 9 a pro předpínací kabely je  $k_2$  roven 7

$\bar{Q}$  ... součinitel typu dopravy

**Tabulka NN.1 – Součinitelé typu dopravy**

$\bar{Q}$ – součinitel pro	Typ dopravy (viz EN 1991-2, tabulka 4.7)		
	dálková	na střední vzdálenosti	místní doprava
$k_2 = 5$	1,0	0,90	0,73
$k_2 = 7$	1,0	0,92	0,78
$k_2 = 9$	1,0	0,94	0,82

$\lambda_{s,3}$  ... součinitel zohledňující vliv návrhové životnosti

$$\lambda_{s,3} = \sqrt[k_2]{\frac{N_{years}}{100}}$$

$\lambda_{s,4}$  ... součinitel vyjadřující vliv současného zatížení ve více pruzích. Obvykle se uvažuje rovný 1,0

$$\lambda_{s,4} = \sqrt[k_2]{\frac{\sum N_{obs,i}}{N_{obs,1}}}$$



Rozdílné chování betonářské a předpínací oceli v soudržnosti je uvažováno pomocí součinitele  $\eta$ , kterým se zvýší rozkmit napětí v betonářské výztuži.

$$\eta = (A_s + A_p) / (A_s + A_p * \sqrt{\xi * (\phi_s / \phi_p)})$$

$$\Delta\sigma_{s, equ} = \Delta\sigma_{s, Ec} * \lambda_s * \eta$$

$\phi_s$  ... největší průměr betonářské výztuže

$\phi_p$  ... ekvivalentní průměr předpínací výztuže (1,75 násobek průměru drátu)

$\xi$  ... poměr pevnosti v soudržnosti mezi betonářskou a předpínací oceli. Pro případ předpínací výztuže z lan, dodatečně předpjatého betonu <C50/60 je hodnota poměru rovna 0,5 dle Tab. 6.2 EN 1992-1-1

Posouzení únavové únosnosti oceli bylo provedeno pro řez nad podporou P2 a v polovině rozpětí. V každém řezu byla posouzena jak předpínací, tak i betonářská ocel. Vzhledem k velkému množství součinitelů jsou výpočty, bez detailnějšího rozpisu, shrnuty do tabulkové formy. Rozsah rozkmitu napětí je dán proměnnými zatěžovacími stavy. V tomto případě je rozsah dán účinky modelu zatížení FLM3 a účinky teplotních změn. Výpočet napětí od zatížení byl proveden pružně. Rozdílné moduly pružnosti betonu a oceli byly při výpočtu zohledněny.

- Posouzení průřezu v poli ( $x = 93$  m)

Předpínací ocel:

$\Delta\sigma_{s, Ec}$	k	$\phi_{fat}$	$\lambda_{s,1}$	$\lambda_{s,2}$	$\lambda_{s,3}$	$\lambda_{s,4}$	$\lambda_s$
MPa	-	-	-	-	-	-	-
14,64	1,4	1,2	1,37	1	1	1	1,644

$\Delta\sigma_{s, equ}$	$\gamma_{F, fat} * \Delta\sigma_{s, equ}$	$<\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{fat}$	$\Delta\sigma_{Rsk}$	$\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{fat}$
MPa	MPa	-	MPa	MPa
33,704	38,760	OK	120	104,3478

Betonářská ocel:

$A_s$	0,0014074	$m^2$
$A_p$	0,0216	$m^2$
$\xi$	0,5	-
$\phi_s$	0,016	$m$
$\phi_p$	0,0091	$m$
$\eta$	1,062	-

$\Delta\sigma_s, Ec$	$\eta$	$\Delta\sigma_s, equ$	$\gamma_{F, fat} * \Delta\sigma_s, equ$	$<\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{fat}$	$\Delta\sigma_{Rsk}$	$\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{fat}$
<i>MPa</i>	-	<i>MPa</i>	<i>MPa</i>	-	<i>MPa</i>	<i>MPa</i>
16,54	1,06	40,431	46,496	OK	120	104,347826

- Posouzení průřezu nad podporou (x = 30 m)

Předpínací ocel:

$\Delta\sigma_s, Ec$	k	$\phi_{fat}$	$\lambda_{s,1}$	$\lambda_{s,2}$	$\lambda_{s,3}$	$\lambda_{s,4}$	$\lambda_s$
<i>MPa</i>	-	-	-	-	-	-	-
4,56	1,75	1,2	1,7	1	1	1	2,04

$\Delta\sigma_s, equ$	$\gamma_{F, fat} * \Delta\sigma_s, equ$	$<\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{fat}$	$\Delta\sigma_{Rsk}$	$\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{fat}$
<i>MPa</i>	<i>MPa</i>	-	<i>MPa</i>	<i>MPa</i>
16,274	18,715	OK	120	104,348

Betonářská ocel:

As	0,0091106	<i>m2</i>
Ap	0,0216	<i>m2</i>
$\xi$	0,5	-
$\phi_s$	0,02	<i>m</i>
$\phi_p$	0,0091	<i>m</i>
$\eta$	0,967	-

$\Delta\sigma_s, Ec$	$\eta$	$\Delta\sigma_s, equ$	$\gamma_{F, fat} * \Delta\sigma_s, equ$	$<\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{fat}$	$\Delta\sigma_{Rsk}$	$\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{fat}$
<i>MPa</i>	-	<i>MPa</i>	<i>MPa</i>	-	<i>MPa</i>	<i>MPa</i>
8,94	0,97	15,739	18,100	OK	120	104,348

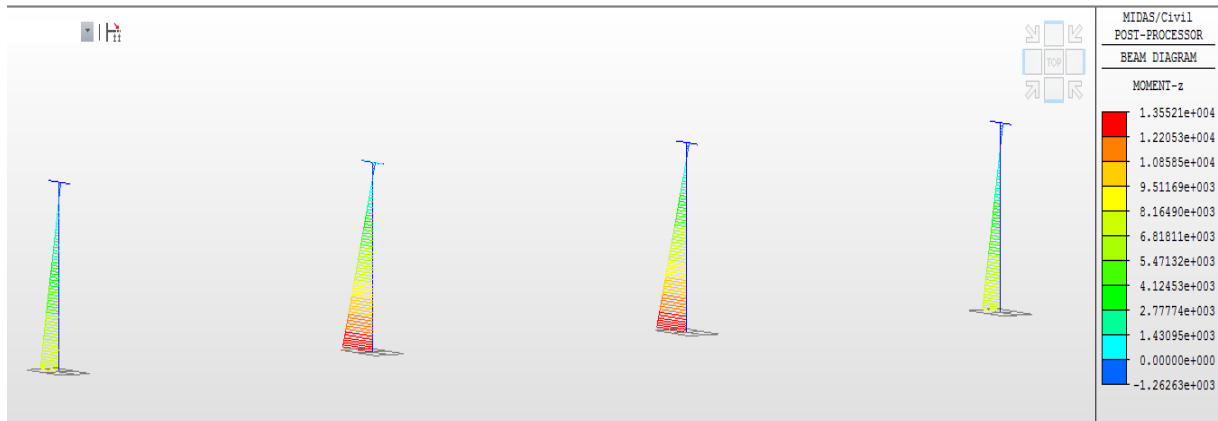
Únavová únosnost betonářské i předpínací oceli **VYHOVÍ**.

## 6 Posouzení účinků seismického zatížení na spodní stavbu

Seismické účinky jsou (viz 3.2.1.7):

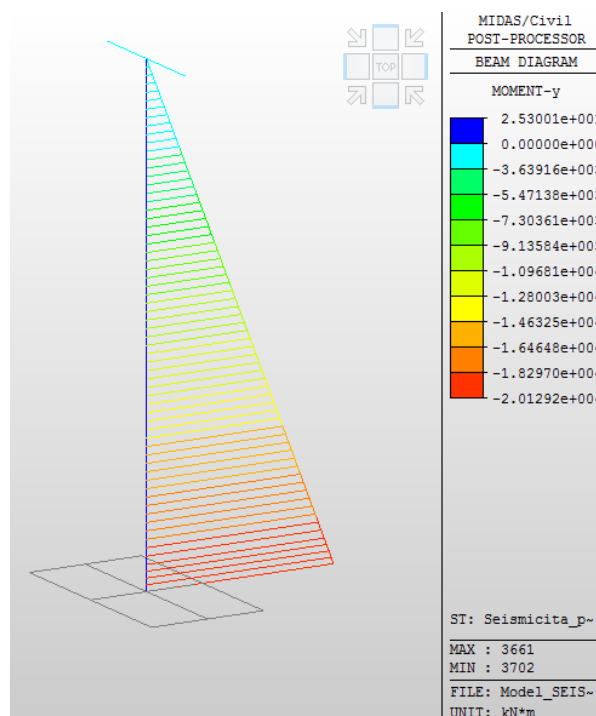
$$F_{b,příč} = 0,797 * 1,0 * 5619450 = 4477555,3N = 4477,555kN$$

- Vyvozuující momenty na pilířích



$$F_{b,podél} = 0,267 * 1,0 * 5619450 = 1502697,1N = 1502,697kN$$

- Vyvozuující momenty na pilíři P3



V příčném směru jsou účinky seismického zatížení rovnoměrně rozloženy na všechny pilíře a podpory. V podélném směru je však posunu nosné konstrukce bráněno pomocí jediného nepohyblivého hrncového ložiska, které je umístěno na pilíři P3, pod pravým trámem. Kromě

seismických účinků je při posouzení spodní stavby třeba dle TP 173 brát zřetel i na klopné momenty a kluzné třecí síly ložisek. Klopný moment se určuje dle vztahu:

$$M_{e,max} = 32 * d^3 * (F_0 + F_1 * \alpha_1 + F_2 * \alpha_{2,max})$$

$d$  ... průměr hrncového ložiska

$\alpha_1$  ... úhel pootočení vyvozený účinky stálých zatížení

$\alpha_{2,max}$  ... výsledný úhel pootočení vyvozený účinky proměnných zatížení

$F_{0...2}$  ... vypočítají se dle výsledku zkoušek dle ČSN EN 1337-5, Příloha D

Vzhledem k absenci zmíněné ČSN EN normy, vlivy klopného momentu nebyly při posouzení uvažovány. Klopný moment má však obecně rozhodující vliv především při návrhu a posouzení úložného bloku a oblasti pod ním. Kluzné třecí síly ložisek byly určeny dle vztahu:

$$F_e = G_k * \mu$$

$G_k$  ... svislá síla vyvozená od stálých zatížení

$\mu$  ... součinitel tření, jehož hodnota se určuje na základě kontaktního tlakového napětí a druhu použité oceli při výrobě ložiska. Dle TP 173 se součinitel tření určuje na základě tabulky:

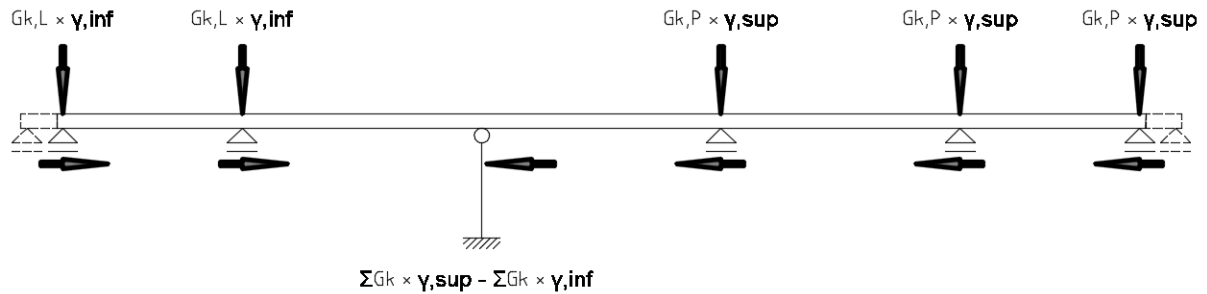
Kontaktní tlakové napětí $\sigma$ [MPa]	Svislé napětí				Ložisko s vodícími lištami
	$\leq 5$	10	20	$\geq 30$	
PTFE s mazacími kapsami/austenická ocel nebo tvrdé pochromování	0,08	0,08	0,04	0,03	0,08
PTFE s mazacími kapsami/anodicky okysličená hliníková slitina	0,12	0,09	0,06	0,045	0,2

Kluzná třecí síla v jednotlivých ložiscích:

	OP1	P2	P3	P4	P5	OP6
G <sub>kL</sub> [kN]	2004,1	5829,8	-	6034,6	5828,2	2005,6
$\sigma$ [MPa]	10,207	29,691	-	30,734	29,683	10,214
$\mu$ [-]	0,06	0,03	-	0,03	0,03	0,06
F <sub>ek</sub> - Levý trám [kN]	G <sub>k,L</sub> * $\gamma_{inf}$		-	G <sub>k,P</sub> * $\gamma_{sup}$		
	<b>120,246</b>	<b>174,894</b>	-	<b>181,038</b>	<b>174,846</b>	<b>120,336</b>

G <sub>kP</sub> [kN]	2149,2	6093,3	-	6349,4	6092,2	2149,5
$\sigma$ [MPa]	10,946	31,033	-	32,337	31,027	10,947
$\mu$ [-]	0,08	0,08	-	0,08	0,08	0,08
F <sub>ek</sub> - Pravý trám [kN]	G <sub>k</sub> * $\gamma_{inf}$		-	G <sub>k</sub> * $\gamma_{sup}$		
	<b>171,936</b>	<b>487,464</b>	-	<b>507,952</b>	<b>487,376</b>	<b>171,96</b>

Současné působení třecích kluzných sil ve všech podélně pohyblivých ložiskách (např. při roztažení vlivem teplotních účinků) vyvolá vznik dodatečné síly v pevném ložisku na pilíři P3. Schéma vzniku této dodatečné síly je popsáno v následujícím obrázku:



Uvažovaná zatížení byla zkombinována dle vztahu:

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

Přičemž ve vodorovném směru nepůsobí žádná síla od stálého zatížení, ani od předpětí. Jediné vodorovné silové účinky, které byly uvažovány při kombinaci, jsou účinky od seismické aktivity a třecí kluzné síly na ložiskách vyvolané teplotními účinky. Vodorovný, podélný silový účinek od kluzného tření ložisek, působící na posouzený pilíř P3 je:

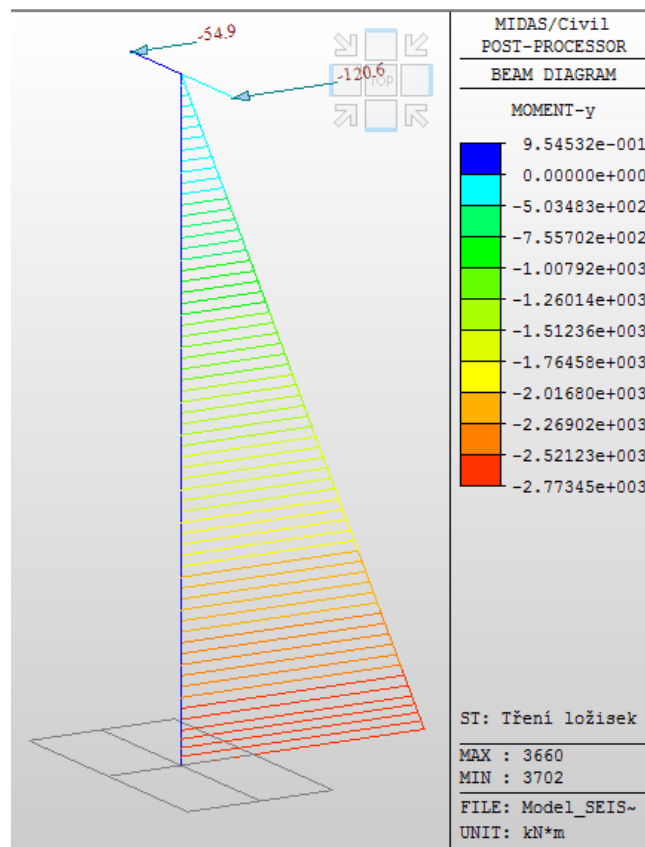
- Od ložisek levého trámu:

$$\begin{aligned} & \psi_2 \left( \gamma_{sup} * (G_{k4} + G_{k5} + G_{k6}) - \gamma_{inf} * (G_{k1} + G_{k2}) \right) \\ & = 0,5 * (181,038 + 174,846 + 120,336 - 57,117 + 83,075) = 54,912 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Od ložisek pravého trámu:

$$\begin{aligned} & \psi_2 \left( \gamma_{sup} * (G_{k4} + G_{k5} + G_{k6}) - \gamma_{inf} * (G_{k1} + G_{k2}) \right) \\ & = 0,5 * (241,277 + 231,504 + 81,68 - 81,67 - 231,545) = 120,623 \text{ kN} \end{aligned}$$

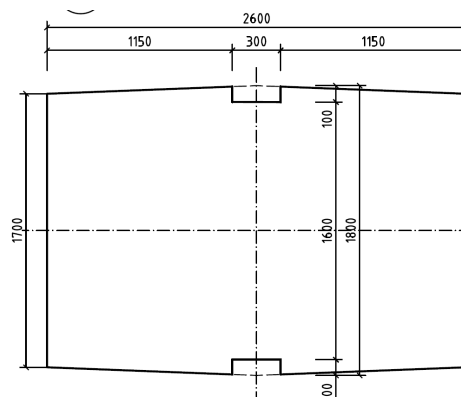
Ohybový moment od kluzného tření ložisek:



Kombinace momentů a normálové síly:

Kombinace	Vlastní tíha	Předpětí	Stálé ostatní - char	Stálé ostatní - sup	Stálé ostatní - min	Teplota - max	Teplota - min	Seis.	Tření ložisek	Seis. Max	Seis. Min
N + M											
N [MN]	-14,39	-0,17	-1,43	-1,62	-1,33	-1,71	1,72	0,00	0,00	-17,04	-15,03
My [MNm]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	20,13	2,77	22,90	22,90
Mz [MNm]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	13,55	0,00	13,55	13,55

Vzhledem k uspořádání prostoru pod mostem (především kvůli poloze pilíře P2 levého mostu), byl tvar konstrukce pilířů spodní stavby navržen jako typ kladivový typ. Příčný řez pilíře má tvar:



Průřez byl při sestavení interakčního diagramu zjednodušen na obdélníkový tvar rozměru 1,7 m x 2,6 m. Tím byl výpočet výrazně zjednodušen při zachování přibližně stejné vlastnosti průřezu. Dřív pilíře je vyztužen betonářskou výztuží  $\phi 32$  mm při rozteči 150 mm. Tvar interakčního diagramu byl vypočten následovně:

- Bod 0 (prvek je namáhán prostým tlakem)

$$N_{Rd,0} = -(b * h * \eta * f_{cd} + \sum A_s * \sigma_s)$$

$$M_{Rd,0} = (A_{s2} * z_2 - A_{s1} * z_1) * \sigma_s$$

$$\sigma_s = \varepsilon_{c2} * E_s \leq f_{yd}$$

- Bod 1 (přetvoření betonářské oceli na tažené straně je nulové)

$$N_{Rd,1} = -(\lambda * b * d * \eta * f_{cd} + F_{s2})$$

$$M_{Rd,1} = \lambda * b * d * \eta * f_{cd} * 0,5 * (h - \lambda * d) + F_{s2} * z_2$$

$$d \geq \xi_{bal,2} * d_2 \dots \sigma_{s2} = f_{yd}$$

$d < \xi_{bal,2} * d_2 \dots \sigma_{s2}$  se stanoví na základě podobnosti trojúhelníku

$$\xi_{bal,2} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{yd}}$$

- Bod 2 (napětí v tažené oceli je rovno meznímu kluzu)

$$N_{Rd,2} = -(\lambda * \xi_{bal,1} * b * d * \eta * f_{cd} + (A_{s2} - A_{s1}) * f_{yd})$$

$$M_{Rd,2} = \lambda * \xi_{bal,1} * b * d * \eta * f_{cd} * 0,5 * (h - \lambda * \xi_{bal,1} * d) + F_{s1} * z_1 + F_{s2} * z_2$$

$$\xi_{bal,1} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}}$$

$$\xi_{bal,1} * d \geq \xi_{bal,2} * d_2 \dots \sigma_{s1} = \sigma_{s2} = f_{yd}$$

*v opačeném případě se napětí stanoví na základě podobnosti trojúhelníku*

- Bod 3 (prvek je namáhán pouze ohybem)

$$N_{Rd,3} = 0$$

$$b * x * 0,8 * \eta * f_{cd} = A_{s1} * f_{yd} - A_{s2} * f_{yd}$$

$$M_{Rd,3} = A_{s2} * \sigma_{s2} * z_2 + A_{s1} * z_{s1}$$

$$x \leq \xi_{bal,1} * d \dots \sigma_{si} = f_{yd}$$

$$x \geq \xi_{bal,2} * d \dots \sigma_{s2} = f_{yd}$$

Nevyhoví – li uvedené nerovnosti, je třeba stanovit napětí v tlačené i tažené výztuži na základě podobnosti trojúhelníku. Napětí ve výztužích je potom odvozeno od polohy neutrální osy. Platí rovnováha sil.

- Bod 4 (přetvoření oceli na tlačené straně je nulové)

$$N_{Rd,4} = A_{s1} * f_{yd}$$

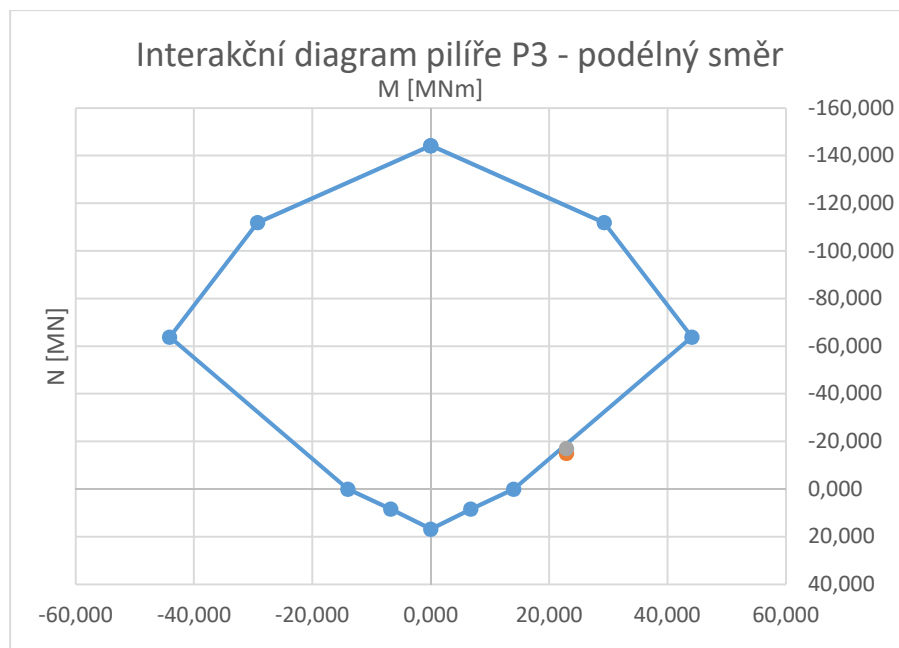
$$M_{Rd,4} = A_{s1} * f_{yd} * z_1$$

- Bod 5 (prvek je namáhán prostým tahem)

$$N_{Rd,5} = (A_s + A_{s2}) * f_{yd}$$

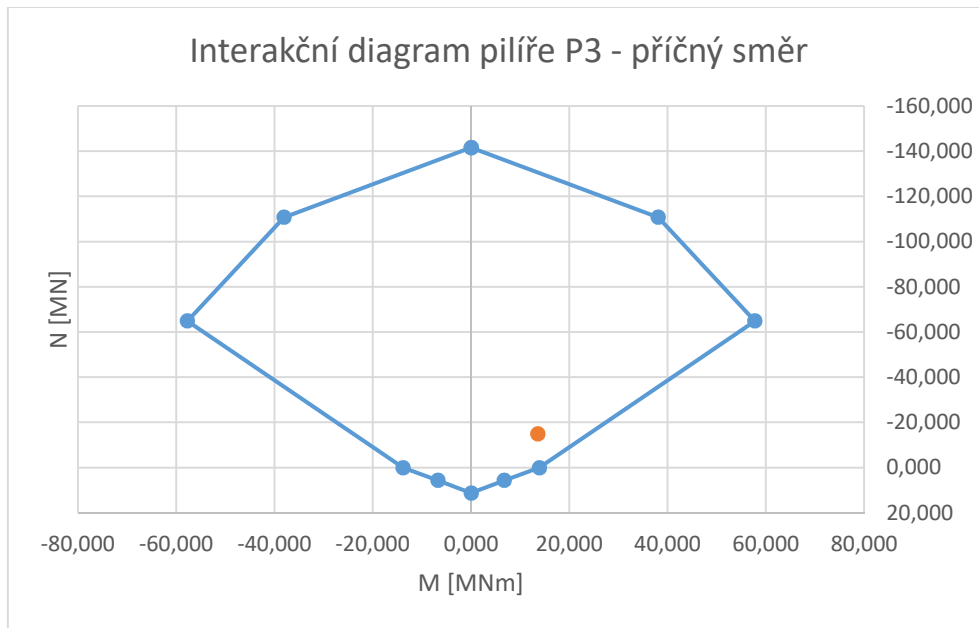
$$M_{Rd,5} = A_{s1} * f_{yd} * z_1 - A_{s2} * f_{yd} * z_2$$

Interakční diagram zatížení v podélném směru:





Interakční diagram zatížení v příčném směru:



Únosnost pilíře **VYHOVÍ** při zatížení ve směru kolmo na podélnou osu mostu, avšak ve směru podélného zatížení průřez **NEVYHOVÍ**. Jedním z řešení by bylo zvýšení stupně vyztužení průřezu pilíře. Vzhledem ke stávající navržené míře vyztužení by však příliš vyztužený průřez byl na úkor proveditelnosti a ekonomické výhodnosti. Jako další možná varianta řešení se jeví návrh opatření pro zmenšení dynamické odezvy mostu.

V případě nadměrného kmitání konstrukce se nabízí možnost přeladění systému, tedy změna frekvence vlastního kmitání konstrukce. Dle okolností je obecně možné měnit tuhost nosné konstrukce, podpor, míry vetknutí nebo přidat mezilehlou podporu, příčné ztužení, vzpěry apod. Přeladění konstrukce by v tomto případě spočívalo v návrhu štíhlejší nosné konstrukce, zvýšení tuhosti konstrukce spodní stavby (především pilířů) nebo rovnoměrnějším rozložením odezvy seismického zatížení v podélném směru do více podpor přidáním minimálně 1x podélně nepohyblivého ložiska nad některým z pilířů (nejvhodnější se jeví pilíř P4, čímž získáme symetrické statické schéma nosné konstrukce). Toto řešení však může s sebou nést podstatnou změnu statického schématu konstrukce, což v konečném důsledku může znamenat nutnost kompletního nového návrhu předpětí.

Radikální redukci seismické odezvy přináší použití pohlcovačů kmitání, mezi které patří tyto druhy:

- Pohlcovače pružinové
- Pohlcovače kyvadlové
- Pohlcovače nárazové
- Pohlcovače kulové

- Pohlcovače kapalinové
- Aktivní pohlcovače s elektronicky řízenými parametry

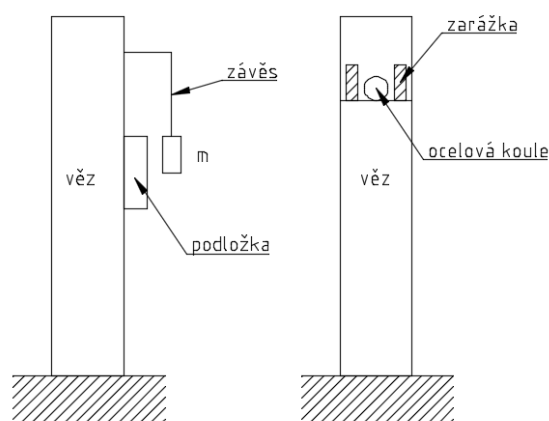
Pohlcovač pružinový je skládán z vlastní hmoty, pružného a tlumícího členu. Existují ve více variantách provedení a jsou přizpůsobeny pohybu, který má vykonat. U mostních staveb se nabízí řada seismických izolátorů, jejichž velkou výhodou je poměrně značné vnitřní tlumení a jsou obzvláště vhodné při smykovém namáhání. Skládají se z jednotlivých vrstev pryže a jsou prokládány navulkanizovanými plechy. Chování seismických izolátorů je při běžných stavech zatížení podobně efektivní jako jiné konvenční druhy podpor. Avšak při výjimečných zatěžovacích stavech, jako je seismická aktivita, umožňuje nosné konstrukci dostatečnou horizontální flexibilitu, což zabrání možné rezonanci vlastní frekvence s frekvencí budících sil.

Na rozdíl od pružinových pohlcovačů, vratná síla vyvozená od kyvadlových pohlcovačů nevzniká od pružin, nýbrž od gravitace kyvadlovým působením. Závaží kyvadla o vhodné hmotnosti  $m$ , zavěšené na určité délce  $l$  je po vodorovném vychýlení o délku  $x$  vráceno zpět do rovnovážné polohy silou, jejíž hodnota je rovna:

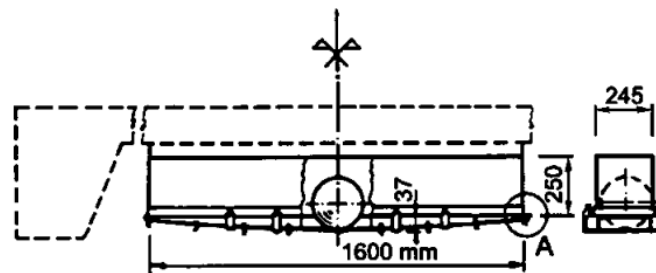
$$F = \frac{m * g}{l} * x$$

V minulosti byly kyvadlové pohlcovače mnohokrát použity na konstrukcích typu komínů, stožárů. V těchto konstrukcích však kyvadlové pohlcovače musely často čelit významným defektům, které vznikají při kmitání od silného větru. V mostním stavitelství však taková konstrukce nebyla ještě použita.

Podobně jako kyvadlové pohlcovače není použití nárazových pohlcovačů u mostního stavitelství běžné. Běžně se však vyskytují ve vysokých pozemních stavbách. Pohlcovací funkce je zajištěna nárazem soustředěné hmoty do zarážky přes tlumící podložku, viz následující obrázek:

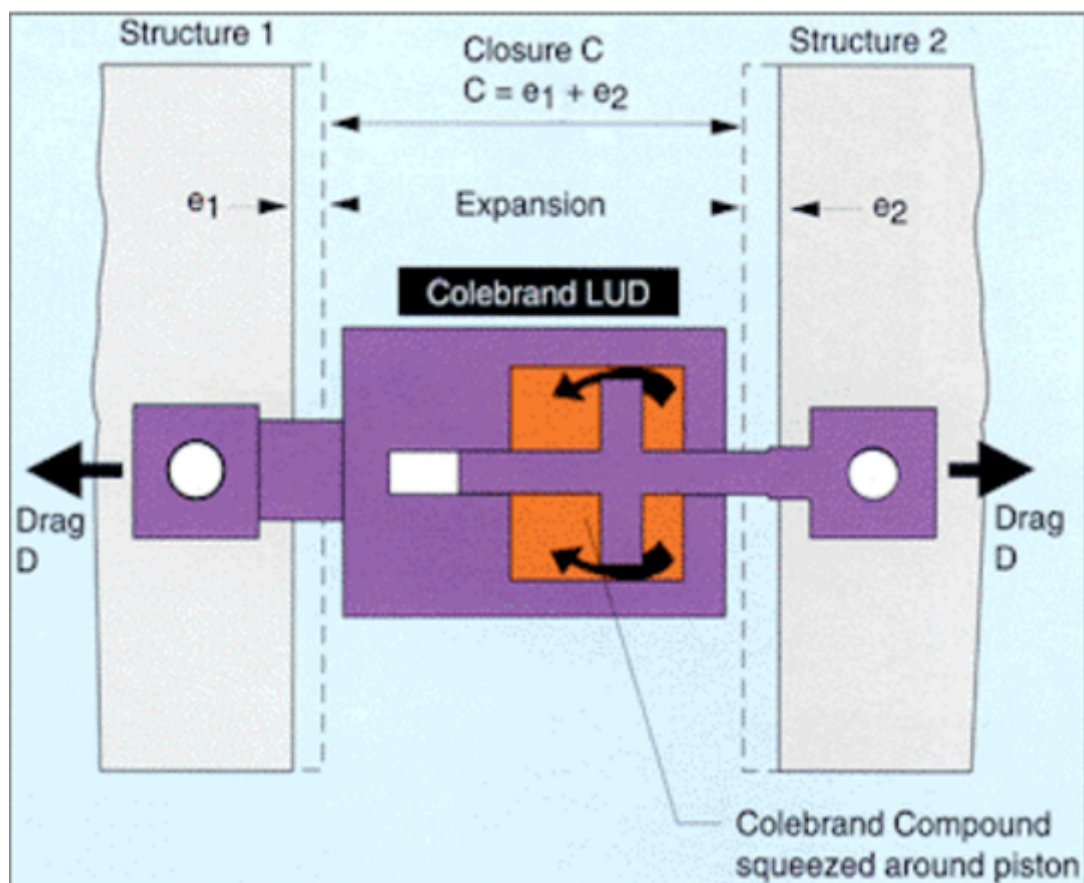


Kulové pohlcovače jsou pro svojí malou konstrukční výšku velmi vhodné pro tlumení horizontálních kmitů u lávek. Tlumení způsobuje setrvačná síla koule, která se pohybuje po podložce ve tvaru kulové plochy, viz příčný řez lávkou přes Švýcarskou zátoku Vranovské přehrady:



(zdroj: PIRNER, M., FISCHER, O.: *Dynamika v praxi*, ČKAIT, 2010)

Jedním z velmi běžně používaných typů pohlcovačů jsou kapalinové pohlcovače. Jejich použití lze nalézt nejen u mostních staveb, ale i u štíhlých pozemních staveb. Tlumení vzniká disipací energie vnitřních viskózních sil, což zabraňuje pohybu konstrukce v požadovaném směru. Kapalinový pohlcovač zabraňuje posunům, které mají charakter rychlého nárůstu, což je typické pro případy seismického zatížení. Naopak posunům, jejichž rychlost nárůstu není nijak velká (např. od teplotních účinků), není zabráněno. Jinak řečeno, konstrukce zůstává za běžných podmínek užívání izostatická, zatímco během zemětřesení se stává hyperstatickou, tedy brání posunům, které mohou znamenat velké poškození konstrukce. Komponenty kapalinového pohlcovače se často skládají ze strojně přesně opracovaného pístu, který přesně zapadá do stejně přesně opracovaného cylindru. Kromě pístu je vnitřek cylindru vyplněný také speciální směsí viskózní kapaliny.



(zdroj: Prospekt Colebrand Lock Up Device)

Během teplotního roztažení či kontrakce viskózní kapalina pomalu přechází z jedné strany pístu na druhou a pohyb pístu uvnitř cylindru je plynulý a bez odporu. Naopak při seismickém zatížení viskozita kapaliny způsobí vznik velkého vnitřního tření a neumožňuje rychlý pohyb v rámci cylindru a pohlcovač se jako celek chová jako tuhý spoj.

Podstatou všech zmíněných druhů pohlcovačů je zvětšení útlumu konstrukce. Nejsnáze se taková opatření uskuteční v dilatačních spárách mezi blízkými konstrukčními celky (tedy například mezi nosnou konstrukcí a spodní stavbou). Každé takové konstrukční opatření však sebou nese nutnost zvýšené péče o ně. Jsou proto nutné pravidelné prohlídky a případné opravy, což zvyšuje celkovou finanční náročnost konstrukce. Obecně u všech pohlcovačů může časem dojít ke změně tlumících vlastností vlivem koroze, u seismických izolátorů vlivem uhlazení třecích ploch atd.

## 7 Závěr

V rámci této diplomové práce byl navržen mostní objekt, jakožto součástí plánovaného dokončení rychlostní komunikace R2. Vzhledem ke geometrické podobnosti pravého a levého mostu byl návrh a posouzení soustředěn na levý most. Předpokládá se, že chování pravého mostu se nebude nijak zvlášť lišit od levého mostu.

Nosná konstrukce, stejně jako spodní stavba, je ze železového betonu C30/37, betonářské oceli B500 B a předpínacích kabelů charakteristické pevnosti 1860 MPa a jsou složeny z 19 sedmidrátových lan. Bylo určeno zatížení působící na konstrukci a odpovídající vnitřní síly. Byly z nich vytvořeny kombinace zatížení dle kombinačních vztahů uvedených v EN 1991-1. Na základě toho byly předběžně navrženy předpínací kabely. Návrh vyhověl požadavkům EN 1992-2 na omezení napětí a trhlin. Poté byl určen předpokládaný harmonogram výstavby. Předpokládá se betonáž na pevné skruži po etapách. Návrh předpínacích kabelů byl upraven s ohledem na fáze výstavby a možnosti provedení. Jednotlivé fáze výstavby byly posouzeny i s ohledem na časově závislé vlastnosti materiálu. Analýza fáze výstavby byla provedena pomocí metody časové diskretizace. Opět bylo ověřeno splnění podmínek omezení napětí a trhlin na začátku, na konci jednotlivé etapy, v čase uvedení do provozu a na konci životnosti.

Dále byla ověřena únosnost konstrukce proti ohybovému namáhání dle teorie mezního přetvoření a pomocí proužkové metody. Předpokládá se, že kromě předpínacích kabelů je most v mezipodporové oblasti vyztužen při dolním povrchu pomocí betonářské oceli  $\phi 16/150$  mm a v podporových oblastech pomocí výztuže  $\phi 22/150$  mm při horním povrchu. V tomto ohledu únosnost konstrukce je větší než nejnepříznivější hodnota zatížení, která vzešla z kombinace zatížení. Ověřena byla i únosnost konstrukce proti smykovému namáhání. Posouzený průřez byl dodatečně vyztužen čtyřstřížnými smykovými třmínky průměru  $\phi 22$ . Únosnosti nosné konstrukce vyhoví i ve smyku. V rámci ověření únosnosti nosné konstrukce v podélném směru bylo provedeno i posouzení únosnosti na únavu. Eurokód EN 1992-1 umožňuje ověření únosnosti betonu na únavu dle 2 možných postupů, z nichž jedna je jednodušší, avšak méně přesná. Dle této jednodušší metody bylo zjištěno, že únavová pevnost betonu není dostačující. Ověření tedy bylo provedeno znovu na základě přesnější metody, podle které únavová pevnost betonu je vyhovující. Únavová pevnost betonářské a předpínací oceli byla rovněž ověřena. Z hlediska nosné konstrukce je tedy posouzení nosné konstrukce v podélném směru kompletní a návrh zcela splňuje požadavky uvažovaných norem.

Posouzeny byly i účinky seismického zatížení na spodní stavbu. Parametry potřebné pro určení účinků seismické aktivity pro zájmovou oblast byly zjištěny ze slovenských národních příloh k EN 1998, dle nichž je Lučenec oblast s malou seizmicitou. Posouzení bylo tedy zjednodušeno pouze na horizontální směr. Smykovou sílu, kterou musí spodní stavba (především pilíře) nést byla určena pomocí metody příčných sil. Vzhledem k tomu, že podélný posun nosné konstrukce je bráněno pevným

ložiskem, umístěným na pilíři P3, posouzení spodní stavby se soustředilo právě jen na tento pilíř. Pro posouzení byl příčný řez dříkem pilíře zjednodušen na obdélníkový tvar 2,6 x 1,7 metrů. Byly sestaveny interakční diagramy pro namáhání pilíře ohybem i tlakem. Posouzení pomocí interakčních diagramů ukázalo, že v příčném směru kmitání je únosnost dříku pilíře dostačující, avšak nikoliv v podélném směru. V příčném směru jsou účinky kmitání roznášeny do všech pilířů a opěr spodní stavby, zatímco v podélném směru jsou veškeré odezvy seismické aktivity zachyceny pouze pilířem P3. Je tedy vhodné buď zvýšit stupeň vyztužení pilíře, změnit orientaci příčného řezu dříku nebo navrhnout a vhodně umístit pohlcovače do míst spoje nosné konstrukce se spodní stavbou. Jako vhodné typy pohlcovačů se jeví buď tzv. seismické izolátory, nebo tzv. kapalinové pohlcovače, případně jejich kombinace. Toto řešení však s sebou nese zvýšený nárok na pravidelnou údržbu objektu.

V Praze dne 5/1/2017

Bc. Hoang Do Xuan