



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

NÁVRH PŘEDPJATÉHO MOSTU O JEDNOM POLI PŘES MÍSTNÍ POTOK

DESIGN OF A ONE-SPAN PRESTRESSED BRIDGE OVER A LOCAL BROOK

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

BACHELOR'S THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Eliška Tomášková

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

doc. Ing. RADIM NEČAS, Ph.D.

BRNO 2022



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	B3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Bakalářský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3647R013 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště	Ústav betonových a zděných konstrukcí

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

Student	Eliška Tomášková
Název	Návrh předpjatého mostu o jednom poli přes místní potok
Vedoucí práce	doc. Ing. Radim Nečas, Ph.D.
Datum zadání	30. 11. 2021
Datum odevzdání	27. 5. 2022

V Brně dne 30. 11. 2021

prof. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc.
Vedoucí ústavu

prof. Ing. Miroslav Bajer, CSc.
Děkan Fakulty stavební VUT

PODKLADY A LITERATURA

Podklady:

Situace, příčný a podélný řez, geotechnické poměry

Základní normy:

ČSN 736201: Projektování mostních objektů

ČSN 73 6214: Navrhování betonových mostních konstrukcí

ČSN EN 1990 včetně změny A1: Zásady navrhování konstrukcí

ČSN EN 1991-2: Zatížení mostů dopravou

ČSN EN 1992-1-1: Navrhování betonových konstrukcí. Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

ČSN EN 1992-2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady

Literatura: na základě doporučení vedoucím práce

ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ

Na zadaný problém zpracujte dvě až tři studie mostní konstrukce o jednom poli včetně jejich zhodnocení. Dále se zaměřte na návrh vybrané deskové nebo jednotrámové předpjaté konstrukce o jednom poli. Pro kolmý most můžete provést úpravy v niveletě, popř. v profilu řeky včetně délky přemostění.

Dimenzování proveďte podle mezních stavů v rozsahu stanoveném vedoucím práce. Ostatní úpravy provádějte podle pokynů vedoucího práce.

Požadované výstupy:

Textová část (obsahuje průvodní zprávu a ostatní náležitosti podle níže uvedených směrnic)

Přílohy textové části:

P1. Podklady, studie a vizualizace

P2. Přehledné a podrobné výkresy zvoleného návrhu mostu

P3. Statický výpočet (v rozsahu určeném vedoucím práce)

Bakalářská práce bude odevzdána v listinné a elektronické formě a pro ÚBZK 1x na CD.

STRUKTURA BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část závěrečné práce zpracovaná podle platné Směrnice VUT "Úprava, odevzdávání a zveřejňování závěrečných prací" a platné Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání a zveřejňování závěrečných prací na FAST VUT" (povinná součást závěrečné práce).

2. Přílohy textové části závěrečné práce zpracované podle platné Směrnice VUT "Úprava, odevzdávání, a zveřejňování závěrečných prací" a platné Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání a zveřejňování závěrečných prací na FAST VUT" (nepovinná součást závěrečné práce v případě, že přílohy nejsou součástí textové části závěrečné práce, ale textovou část doplňují).

doc. Ing. Radim Nečas, Ph.D.
Vedoucí bakalářské práce

ABSTRAKT

Tato práce se zabývá návrhem a posouzením dodatečně předpjatého silničního mostu o jednom poli. Ze dvou variant je k řešení vybrána varianta deskového mostu. Cílem práce je navrhnout a posoudit konstrukci na mezní stavy únosnosti a mezní stavy použitelnosti.

KLÍČOVÁ SLOVA

Deskový most, předpjatý beton, změny předpětí, silniční most, mezní stav únosnosti, mezní stav použitelnosti

ABSTRACT

The subject of this bachelor's thesis is a design and evaluation of a one-span prestressed concrete road bridge. Out of two options, a slab bridge is selected for further assessment. This thesis aims to design and evaluate the construction on the basis of ULS and SLS criteria.

KEYWORDS

Slab bridge, prestressed concrete, prestress losses, road bridge, ultimate limit states, serviceability limit states

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE

Eliška Tomášková *Návrh předpjatého mostu o jednom poli přes místní potok*. Brno, 2022. 34 s., 81 s. příl. Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí práce doc. Ing. Radim Nečas, Ph.D.

PROHLÁŠENÍ O SHODĚ LISTINNÉ A ELEKTRONICKÉ FORMY ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že elektronická forma odevzdané bakalářské práce s názvem *Návrh předpjatého mostu o jednom poli přes místní potok* je shodná s odevzdanou listinnou formou.

V Brně dne 21. 5. 2022

Eliška Tomášková

autor práce

PROHLÁŠENÍ O PŮVODNOSTI ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci s názvem *Návrh předpjatého mostu o jednom poli přes místní potok* zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 21. 5. 2022

Eliška Tomášková

autor práce

PODĚKOVÁNÍ

Ráda bych poděkovala svému vedoucímu práce doc. Ing. Radimu Nečasovi Ph.D. za vedení a konzultace.

Také bych chtěla poděkovat svým přátelům za podporu během celého studia.

OBSAH

ÚVOD

1. NÁVRH MOSTNÍ KONSTRUKCE.....	12
1.1 Varianta A.....	12
1.2 Varianta B.....	12
1.3 Zvolená varianta.....	13
1.4 MOSTNÍ SVRŠEK.....	13
1.4.1 Vozovka.....	13
1.4.2 Záchytná zařízení.....	13
1.4.3 Římsy.....	13
2. MATERIÁL.....	14
2.1 Beton.....	14
2.2 Ocel.....	14
2.3 Předpínací výztuž.....	14
3. ZATÍŽENÍ.....	15
3.1 Stálá zatížení.....	15
3.1.1 Vlastní tíha.....	15
3.1.2 Ostatní stálé zatížení.....	15
3.2 Zatížení dopravou.....	16
3.2.1 Zatěžovací pruhy.....	16
3.2.2 Model zatížení LM1.....	16
3.2.3 Model zatížení LM3.....	17
3.2.4 Zatížení od chodců.....	18
3.3 Ruční výpočet.....	18
3.4 Deskový model.....	18
4. URČENÍ VNITŘNÍCH SIL.....	18
4.1 Kombinace VNITŘNÍCH SIL.....	19

4.1.1	MSP	19
4.1.2	MSÚ	19
5.	NÁVRH PŘEDPĚTÍ.....	20
5.1	Návrh nutné předpínací síly.....	20
5.2	Návrh předpínací výztuže.....	20
6.	NÁVRH KABELOVÝCH DRAH	20
7.	ZMĚNY PŘEDPĚTÍ.....	21
7.1	Okamžité ztráty.....	21
7.1.1	Ztráty třením.....	21
7.1.2	Ztráty pokluzem	21
7.1.3	Ztráty postupným napínáním	22
7.1.4	Ztráty krátkodobou relaxací.....	22
7.1.5	Výsledné okamžité ztráty	22
7.2	Dlouhodobé ztráty	23
7.2.1	Ztráty smršťováním	23
7.2.2	Ztráty pružným přetvořením betonu	23
7.2.3	Ztráty relaxací	23
7.2.4	Ztráty dotvarováním	24
7.3	Výsledné dlouhodobé ztráty	24
7.3.1	Konečné hodnoty napětí	24
7.3.2	Konečné hodnoty předpínací síly.....	24
8.	MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI	25
8.1	Omezení napětí.....	25
8.1.1	Ve výztuži.....	25
8.1.2	V betonu.....	25
8.2	Omezení trhlin.....	26
9.	MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI	27

9.1	Ohyb v podélném směru	27
9.2	Ohyb v příčném směru	27
9.3	Smyk	28

ÚVOD

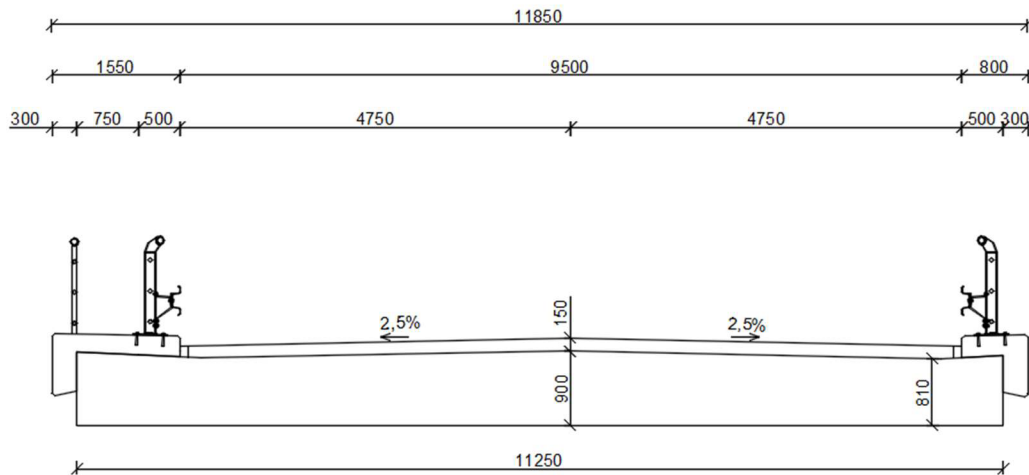
Cílem této bakalářské práce je návrh předpjaté mostní konstrukce silničního mostu o jednom poli. Konstrukce převádí pozemní komunikaci kategorie S 9,5 přes místní potok. Navrhovaný most není umístěn do specifické lokality. Řešenou konstrukcí je předpjatý deskový most obdélníkového průřezu. Šířka desky je 11,25 m, rozpětí mostu je 21,00 m.

Konstrukce je řešena dvěma způsoby. V počátečním výpočtu je deska zjednodušena na prutový prvek, který je řešen jako prostý nosník. Na tomto prvku je proveden ruční výpočet. Druhý způsob výpočtu je proveden na deskovém modelu v programu SCIA Engineer 21.1.1028 za účelem zjištění skutečných účinků zatížení.

1. NÁVRH MOSTNÍ KONSTRUKCE

Pro návrh byly vytvořeny dvě varianty řešení nosné konstrukce. První variantou je deska obdélníkového průřezu, druhou variantou je deskotrémová konstrukce.

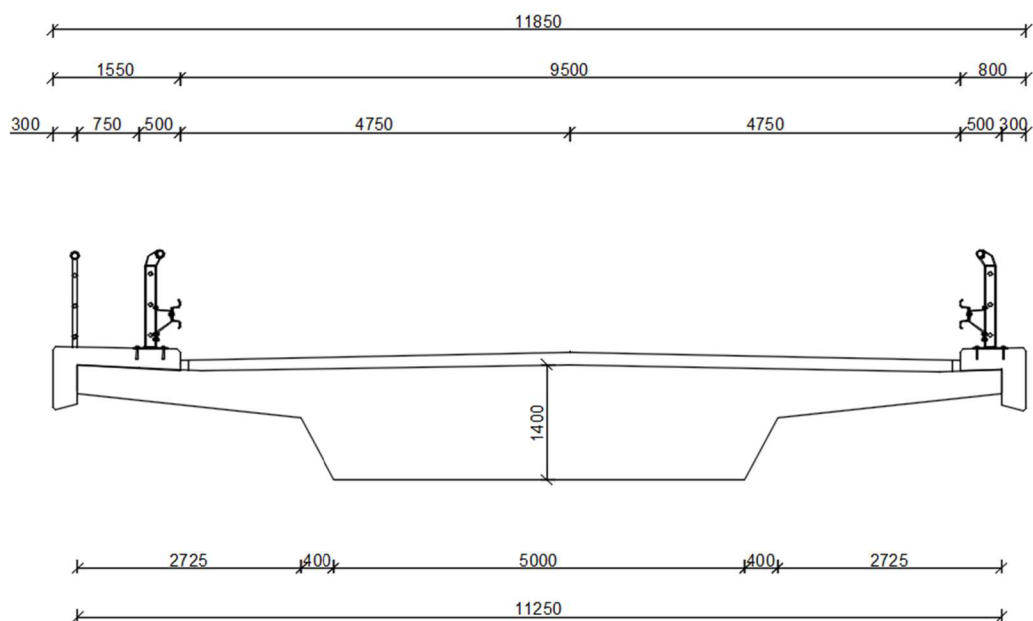
1.1 Varianta A



Obrázek 1: Schématický příčný řez varianty A

Variantou A je desková konstrukce obdélníkového tvaru. Deska je široká 11,25 m, na jedné z řím se nachází chodník. Rozpětí konstrukce je 21 m. Tloušťka konstrukce byla zvolena v intervalu $L/20 - L/25 \rightarrow 1050 \text{ mm} - 840 \text{ mm}$. Navržená tloušťka konstrukce je 900 mm, v ose odvodnění 810 mm.

1.2 Varianta B



Obrázek 2: Schématický příčný řez varianty B

Druhá varianta konstrukce je navržena jako deskotrám. V ose mostu dosahuje konstrukce výšky 1,4 m. Šířka konstrukce je neměnná, tedy 11,25 m.

1.3 Zvolená varianta

Ze dvou variant byla vybrána první varianta, a to z důvodu jednoduchosti provádění. Varianta deskotrámu by byla vhodnější v případě většího rozpětí.

1.4 MOSTNÍ SVRŠEK

1.4.1 Vozovka

Konstrukce vozovky byla navržena jako netuhá.

Asfaltový beton pro obrusné vrstvy	ACO 11	tl. 40 mm
Spojovací postřik		
Asfaltový beton pro ložní vrstvy	ACL 16+	tl. 60 mm
Spojovací postřik		
Asfaltový beton pro podkladní vrstvy	ACP 16+	tl. 40 mm
Izolace		tl. 10 mm
Celková tloušťka		tl. 150 mm

1.4.2 Záchytná zařízení

Na mostě jsou navržena mostní svodidla typu ZSNH4/H2. V případě chodníku je navrženo ocelové zábradlí výšky 1100 mm se svislou výplní o maximální vzdálenosti 120 mm.

1.4.3 Římsy

Na mostě jsou navrženy monolitické římsy z betonu třídy C 30/37 a oceli B550 B. Šířka levé římsy je 1550 mm, šířka pravé římsy je 800 mm. Příčný sklon říms je 4 %. Na levé římse je prostor určený pro chodce o šířce 750 mm.

2. MATERIÁL

2.1 Beton

Pevnostní třída:	C35/45
Charakteristická pevnost v tlaku:	$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$
Součinitel spolehlivosti:	$\gamma_c = 1,5$
Součinitel spolehlivosti pro mosty:	$\alpha_{cc} = 0,9$
Návrhová pevnost v tlaku:	$f_{cd} = \alpha_{cc} * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,9 * \frac{35}{1,5} = 21 \text{ MPa}$
Střední hodnota pevnosti v tlaku:	$f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$
Modul pružnosti:	$E_{cm} = 33,5 \text{ GPa}$
Mezní přetvoření:	$\epsilon_{cu3} = 3,5 \text{ ‰}$

2.2 Ocel

Ocel:	B550B
Charakteristická pevnost v tahu:	$f_{yk} = 550 \text{ MPa}$
Součinitel spolehlivosti:	$\gamma_s = 1,15$
Návrhová pevnost oceli v tahu:	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{550}{1,15} = 478,26 \text{ MPa}$

2.3 Předpínací výztuž

Typ:	Y1860 S7 -15,7
Charakteristická pevnost v tahu:	$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$
Smluvní mez kluzu:	$f_{p,0,1,k} = 1640 \text{ MPa}$
Součinitel spolehlivosti:	$\gamma_p = 1,15$
Návrhová pevnost v tahu:	$f_{pd} = \frac{f_{pk}}{\gamma_p} = \frac{1640}{1,15} = 1426,087 \text{ MPa}$

3. ZATÍŽENÍ

3.1 Stálá zatížení

3.1.1 Vlastní tíha

Ve výpočtu vlastní tíhy je uvažováno s tloušťkou desky 855 mm, což je průměrná tloušťka. Ve výpočtu je použita objemová hmotnost betonu $\gamma_c = 25 \text{ kNm}^{-3}$.

3.1.2 Ostatní stálé zatížení

3.1.2.1 Vozovka

Ve výpočtu je uvažována tloušťka vozovky 150 mm. Objemová hmotnost všech vrstev je $\gamma = 24 \text{ kNm}^{-3}$.

Zatížení vozovkou je dále součiniteli upraveno na $g_{1kv,sup}$ a $g_{1kv,inf}$. V celkovém výpočtu ostatního stálého zatížení se zahrnuta hodnota $g_{1kv,sup}$, která navyšuje zatížení vozovkou o 40 %

3.1.2.2 Římsy

Zatížení římsami bylo určeno pomocí jejich průřezových ploch a objemové hmotnosti železobetonu 25 kNm^{-3} . Pro výpočet je tíha říms přepočítaná na celou šířku desky.

3.1.2.3 Záchytná zařízení

V zatížení je uvažováno se tíhou 1 kN/m pro jedno svodidlo a 0,5 kN/m pro zábradlí. Jejich tíha byla pro účely výpočtu přepočítaná na celou šířku desky.

3.2 Zatížení dopravou

3.2.1 Zatěžovací pruhy

Zatěžovací pruhy jsou umístěny do volné šířky mostu. Pro převáděnou pozemní komunikaci kategorie S 9,5 jsou určeny 3 zatěžovací pruhy po 3 m a zbytková plocha šířky 0,5 m. Nejvíce zatěžovaný pruh je umístěn k pravému okraji, kde se nenachází chodník.

Tabulka 1: (1) Stanovení počtu zatěžovacích pruhů dle ČSN EN 1991-2

Šířka vozovky w	Počet zatěžovacích pruhů	Šířka zatěžovacího pruhu w_1	Šířka zbývající plochy
$w < 5,4$ m	$n_1 = 1$	3 m	$w - 3$ m
$5,4$ m $\leq w < 6$ m	$n_1 = 2$	$\frac{w}{2}$	0
6 m $\leq w$	$n_1 = \text{Int} \left(\frac{w}{3} \right)$	3 m	$w - 3 \times n_1$
POZNÁMKA Např. pro šířku vozovky 11 m, $n_1 = \text{Int} \left(\frac{11}{3} \right) = 3$, šířka zbývající plochy je $11 - 3 \times 3 = 2$ m.			

3.2.2 Model zatížení LM1

Load model 1 reprezentuje soustředná a rovnoměrná zatížení, která reprezentují většinu účinků osobní a nákladní dopravy.

Tabulka 2: Charakteristické hodnoty zatížení a regulačních součinitelů v jednotlivých pruzích

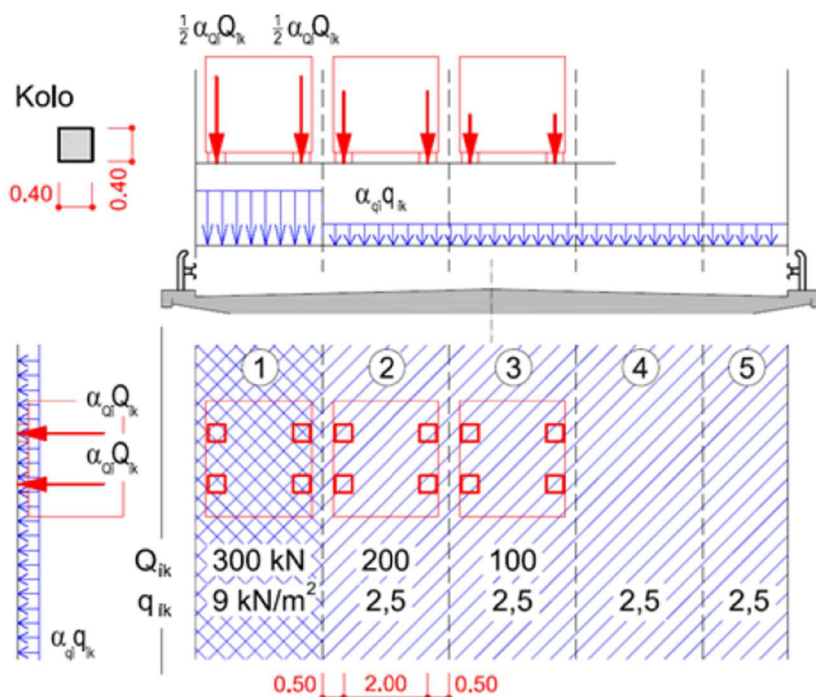
Umístění	TS		UDL	
	Q_{ik} [kN]	α_{Qik}	q_{ik} [kN/m ²]	α_{qik}
Pruh 1	300	1,0	9	1
Pruh 2	200	1,0	2,5	2,4
Pruh 3	100	1,0	2,5	1,2
Ostatní pruhy	0		2,5	1,2
Zbývající plochy	0		2,5	1,2

Tabulka 3: Návrhové hodnoty zatížení

Umístění	TS	UDL
Pruh 1	2 nápravy po 300 kN	$9,0 \times 1,0 = 9,0$ kN/m ²
Pruh 2	3 nápravy po 200 kN	$2,5 \times 2,4 = 6,0$ kN/m ²
Pruh 3	4 nápravy po 100 kN	$2,5 \times 1,2 = 3,0$ kN/m ²
Zbývající plochy	0 kN	$2,5 \times 1,2 = 3,0$ kN/m ²

TS¹ představuje soustředné zatížení. V jednom zatěžovacím pruhu je uvažována jedna dvojnáprava, která je umístěna do osy zatěžovacího pruhu. Síla v jednom kole nápravy působí na ploše 0,4 x 0,4 m.

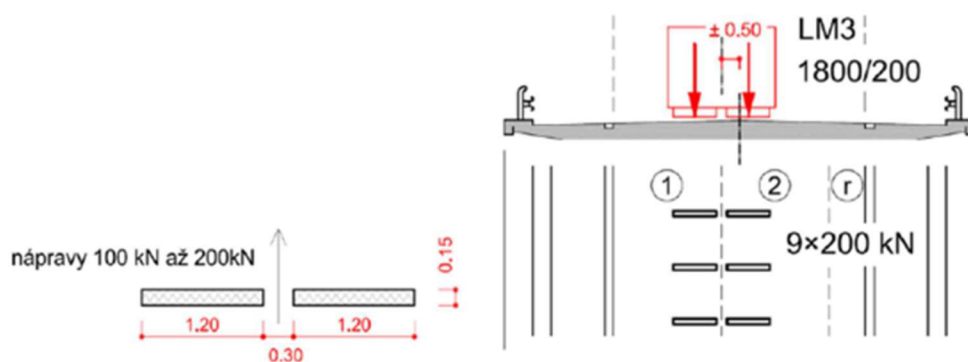
Pro zjednodušení výpočtu je zatížení ze zatěžovacích pruhů 2 a 3 sečteno a umístěno do pruhu 2.



Obrázek 3: Umístění LM1 (2)

3.2.3 Model zatížení LM3

Model zatížení Load model 3 představuje zatížení od zvláštního vozidla. Pro návrh mostu je uvažováno vozidlo 1800/200, což vyjadřuje zatížení 9 náprav po 200 kN. Účinky zatížení LM3 jsou ve výpočtu násobeny dynamickým součinitelem $\phi = 1,25$. Osa zvláštního vozidla je umístěna 500 mm od osy vozovky směrem k nejvíce zatíženému pruhu.



Obrázek 4: Umístění LM3 (2)

¹ TS = Tandem system

3.2.4 Zatížení od chodců

Zatížení chodců je uvažováno na levé římse, kde se nachází nouzový chodník.

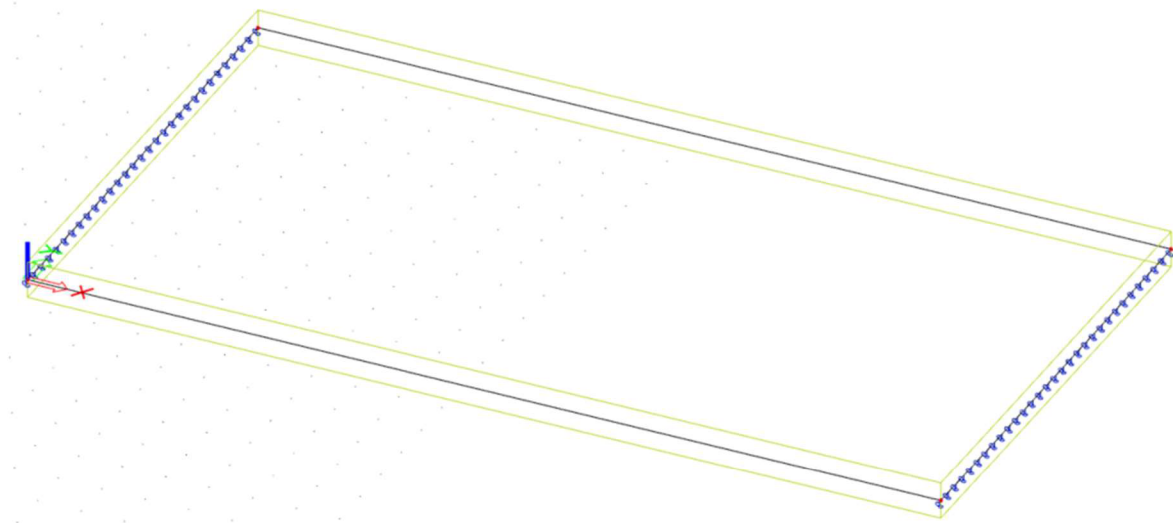
Hodnota zatížení je uvažována $q_k = 3 \text{ kN/m}^2$.

3.3 Ruční výpočet

Zatížení dopravou je v ručním výpočtu řešeno metodou spolupůsobící šířky. Je přenášeno přes určenou plochu $0,4 \times 0,4 \text{ m}$ od TS a $1,2 \times 0,15 \text{ m}$ od modelu LM3 skrz vozovku až na spodní líc desky pod úhlem 45° . Ručním výpočtem je v této práci ověřena správnost výsledků v programu SCIA Engineer.

3.4 Deskový model

Deskový model je vytvořen v softwaru SCIA Engineer 21.1.1028. Jedná se o izotropní desku, která je liniově prostě podepřená. Pro zjednodušení výpočtu je uvažována deska s průměrnou tloušťkou 855 mm . Dopravní zatížení se pro tento způsob výpočtu roznáší na střednici desky pod úhlem 45° .



Obrázek 5: Model desky

4. URČENÍ VNITŘNÍCH SIL

Pro zjištění maximálních ohybových momentů byla zatížení v podélném směru umístěna do poloviny rozpětí konstrukce.

Maximální posouvající síly V_x byly v programu zjištěny pomocí funkce integrační pás.

4.1 Kombinace vnitřních sil

Kombinace byly spočítány pro sestavy gr1 a gr5. Sestava gr1 zahrnuje model LM1 a zatížení chodníky. Sestava gr5 se skládá ze stálého zatížení a z modelu LM3.

Dynamické zatížení je upraveno součinitelem φ , které pro zatížení LM1 nabývá hodnoty 1,0 a pro LM3 hodnoty 1,25. I přes to největší účinky zatížení vyvolal LM1.

4.1.1 MSP

Ve výpočtu jsou pro mezní stavy použitelnosti určeny hodnoty tří kombinací – charakteristické, časté a kvazistálé. Tyto hodnoty jsou dále použity pro omezení napětí v betonu a v předpínací výztuži a omezení trhlin.

Charakteristická kombinace zahrnuje účinky stálého a nahodilého zatížení. Její hodnota je určena vztahem:

$$\sum G_{k,j} + P + Q_{k1} + \sum \psi_{0,i} + Q_{k,i}$$

Častá kombinace zahrnuje účinky stálého a nahodilého zatížení. Účinky od soustředného zatížení TS a LM1 je upraveno součinitelem $\psi_1 = 0,75$. Pro rovnoměrné plošné zatížení je použit součinitel $\psi_1 = 0,4$. Častá kombinace je dána vztahem:

$$\sum G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k1} + \sum \psi_{2,i} + Q_{k,i}$$

Kvazistálá kombinace obsahuje pouze účinky od stálého zatížení. Proměnné zatížení je upraveno součinitelem $\psi_2 = 0$. Kvazistálá kombinace je určena vztahem:

$$\sum G_{k,j} + P + Q_{k1} + \sum \psi_{0,i} + Q_{k,i}$$

Hodnoty kombinací zjištěné ručním výpočtem byly porovnány s výsledky z programu SCIA Engineer. Ruční výpočet sloužil jako kontrola správnosti modelu. Následující posudky budou využívat hodnoty ze softwaru.

4.1.2 Mezní stavy únosnosti

Hodnoty kombinace pro mezní stav únosnosti jsou použity pro posouzení konstrukce na ohyb a smyk. Největší účinky zatížení byly získány rovnicí 6.10b. Tyto hodnoty budou dále používány pro posouzení konstrukce na únosnost v ohybu a ve smyku.

5. NÁVRH PŘEDPĚTÍ

Předpínací síla byla stanovena metodou omezení napětí. K té jsou využity kombinační hodnoty ohybových momentů pro MSP. Rovnice pro omezení napětí byly počítány pro čas $t_0 = 28$ dní a $t^\infty = 100$ let. Čas t_0 představuje okamžik ihned po napnutí lan, čas t^∞ vyjadřuje konec životnosti konstrukce. Výpočet byl proveden na prutu desky o šířce 1 m.

Pro čas t^∞ byly použity hodnoty charakteristické, časté a kvazistálé kombinace momentů. V časté kombinaci byl uvažován stav dekomprese, což znamená vyloučení tahových napětí v konstrukci.

Pro čas t_0 se ke stanovení předpínacích sil použila kvazistálá a charakteristická kombinace. Výsledná předpínací síla byla určena průnikem intervalu sil vypočítaných z podmínek omezení napětí.

5.1 Návrh nutné předpínací síly

Nutná předpínací síla byla určena pomocí horního a dolního intervalu přípustných předpínacích sil. Dle ní se dále bude stanovovat minimální nutná plocha předpínací výztuže.

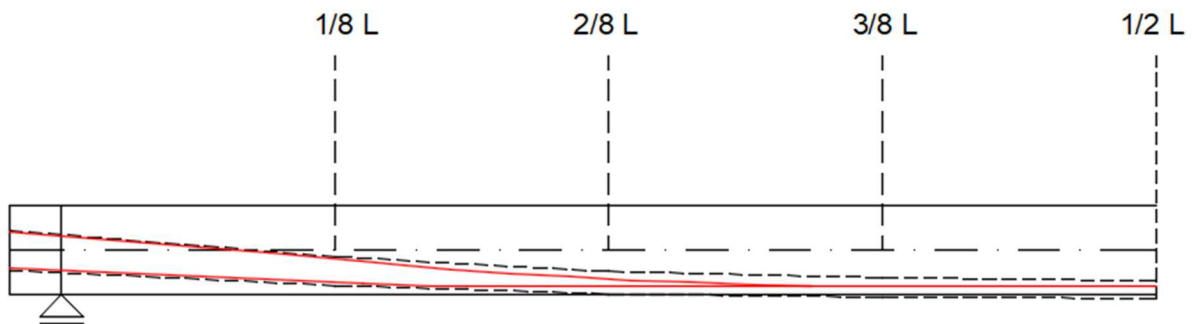
5.2 Návrh předpínací výztuže

Při návrhu minimální nutné plochy předpínací výztuže se předpokládalo se okamžitými a dlouhodobými ztrátami napětí, které byly v obou případech odhadnuty na 10 %. Tyto ztráty napětí byly odečteny od kotevního napětí σ_{max} . Pomocí již vypočítané nutné předpínací síly napětí redukovaného ztrátami bylo zjištěno, že na 1 bm desky je třeba navrhnout 24 lan výztuže.

6. NÁVRH KABELOVÝCH DRAH

Pro návrh předpínacích lan byly zvažovány dvě varianty. První z nich bylo rozdělit lana do 4 kabelů po 6 lanech, přičemž jejich osová vzdálenost by byla 250 mm od sebe. Tento návrh vyžaduje zvednutí poloviny kabelů, aby byly zachovány konstrukční zásady kotvení.

Druhou variantou bylo rozdělení kabelů do dvou kabelů po 12 lanech. Tato varianta ale byla zamítnuta, protože nutné zvýšení tloušťky krycí vrstvy by zmenšilo excentricitu, na které výztuž působí, a návrh 24 lan by již nebyl dostačující.



Obrázek 6: Návrh trasování kabelů

Kabelové dráhy leží v přípustném rozmezí stanoveném excentricitami v osminách rozpětí.

7. ZMĚNY PŘEDPĚTÍ

7.1 Okamžité ztráty

K okamžitým ztrátám dochází během napínání kabelů. Mezi ně se řadí ztráty třením, pokluzem, postupným napínáním a krátkodobou relaxací.

7.1.1 Ztráty třením

Ztráta třením se určuje pro dodatečně předpínaných konstrukcí. Ke tření dochází na styku kabelů se stěnou kanálku. Byla stanovena dle vztahu:

$$\Delta\sigma_{\mu} = -\sigma_{\max} * (1 - e^{-\mu * (\phi + kx)})$$

σ_{\max}	maximální napětí ve výztuži v čase t_0 [MPa]
μ	součinitel tření mezi předpínací výztuží a kanálkem; $\mu = 0,19$ [-]
ϕ	úhlové změny pro místo x [rad]
k	součinitel nezamýšlených úhlových ztrát; $k = 0,01$ [-]

Ztráta byla určena zvláště pro rovné a pro zvednuté kabely v polovině rozpětí. Tyto hodnoty byly dále zprůměrovány na konečnou hodnotu ztráty třením

$$\Delta\sigma_{\mu} = -41,075 \text{ MPa}$$

7.1.2 Ztráty pokluzem

Ke ztrátám pokluzem dochází při stlačení kotevního kuželíku a výztuže do kotevní objímky. Pro účely určení ztrát byl uvažován pokluz $\delta = 6 \text{ mm}$.

Ztráty byly určeny grafickou metodou v programu AutoCad. Pro účely této metody byla stanovena plocha dle vztahu:

$$A_{\text{ad}} = \delta_{\text{ad}} * E_p = 6 \text{ mm} * 195 \text{ GPa} = 1170 \text{ mm}^2$$

δ_{ad}	uvažovaný pokluz kuželíku [mm]
E_p	modul pružnosti předpínací výztuže

Tato plocha je dána křivkou ztrát třením, která je zrcadlově převrácena. Křivka se iteračně zrcadlí po délce dosahu pokluzu, dokud není nalezena dostatečně přesná plocha. Po zjištění délky dosahu pokluzu se ztráty určí zvlášť pro přímé a pro zvednuté kabely následovně:

$$\Delta\sigma_{sl} = \frac{\delta_{ad} \cdot E_p}{L_{sl}}$$

Po zprůměrování obou dvou hodnot byla určena velikost ztráty $\Delta\sigma_{p,sl} = -66,424$ MPa.

7.1.3 Ztráty postupným napínáním

Tyto ztráty nastávají při napínání jednotlivých kabelů v konstrukci, kdy dochází k pružnému přetvoření betonu. Ztráta se projevuje u již zakotvených kabelů.

K určení ztráty je nejdříve zapotřebí zjistit změnu napětí v betonu, která je daná změnou napětí od vlastní tíhy konstrukce, a silou v předpínací výztuži P_{sl} po ztrátě pokluzem.

$$\Delta\sigma_c = \Delta\sigma_{c,g0} + \Delta\sigma_p = \frac{M_{g0k} \cdot e_{pr}}{I_{cr}} - \frac{P_{sl} \cdot e_{pr}^2}{I_{cr}} - \frac{P_{sl}}{A_{cr}} = -8,383 \text{ MPa}$$

Ztráta postupným napínáním se určí dle vztahu:

$$\Delta\sigma_{p,el} = E_p \cdot \frac{\Delta\sigma_c \cdot j}{E_{cm}} = -23,374 \text{ MPa}$$

Kde
$$j = \frac{np-1}{2 \cdot np} = \frac{24-1}{2 \cdot 24} = 0,479$$

7.1.4 Ztráty krátkodobou relaxací

Ztráta relaxací se projevuje během podržení konstantního napětí ve výztuži.

$$\Delta\sigma_{pr} = -0,66 \cdot 10^{-5} \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,09 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{1}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1-\mu)} \cdot \sigma_{pi} = -4,626 \text{ MPa}$$

7.1.5 Výsledné okamžité ztráty

Ztráty třením	$\Delta\sigma_{\mu} = -41,075$ MPa
Ztráty pokluzem	$\Delta\sigma_{sl} = -66,424$ MPa
Ztráty postupným napínáním	$\Delta\sigma_{p,el} = -23,374$ MPa
Ztráty krátkodobou relaxací	$\Delta\sigma_r = -4,626$ MPa

Konečné napětí $\sigma_{pm0} = \sigma_{p,max} - \Delta\sigma_{\mu} - \Delta\sigma_{sl} - \Delta\sigma_{p,el} - \Delta\sigma_r = 1340,501$ MPa

Konečná předpínací síla P_{m0} byla stanovena jako:

$$\sigma_{pm0} * A_p = 1340,501 * 3,6 = 4825,804 \text{ kN}$$

Tato hodnota spadá do intervalu minimální a maximální předpínací síly, který byl stanoven dříve.

7.2 Dlouhodobé ztráty

Dlouhodobé neboli provozní ztráty betonu jsou určeny pro čas t^∞ , což značí životnost konstrukce. Jsou způsobeny smršťováním, pružným přetvořením a dotvarováním betonu a relaxací výztuže.

7.2.1 Ztráty smršťováním

Smršťování betonu je vyvoláno hydratačními procesy v betonu. Podílí se na něm vysychání betonu a autogenní smršťování. Je ovlivněno okolní vlhkostí a teplotou, stářím betonové směsi a jeho složením a ošetřováním betonu. Ztráta je určena pomocí přetvoření betonu.

Celkové ztráty:

$$\epsilon_{cs}(t^\infty; t_0) = \epsilon_{cd} - \epsilon_{ca} = -1,519 * 10^{-4} - (-2,188 * 10^{-5}) = -1,3 * 10^{-4} \text{ m}$$

$$\Delta\sigma_{ps,t_0,t^\infty} = \epsilon_{cs}(t^\infty; t_0) * E_p = -25,35 \text{ MPa}$$

7.2.2 Ztráty pružným přetvořením betonu

Vlivem zatížení dojde k přetvoření betonu, a tím i k malému protažení výztuže, což způsobuje zvýšení napětí v předpínací výztuži.

Změny jsou určeny pro stálé zatížení, charakteristickou kombinaci a častou kombinaci.

Ztráty od stálého zatížení:	$\Delta\sigma_{el,g1} = 11,771 \text{ MPa}$
-----------------------------	---

Ztráty od charakteristické kombinace:	$\Delta\sigma_{el,qk} = 26,928 \text{ MPa}$
---------------------------------------	---

Ztráty od časté kombinace:	$\Delta\sigma_{el,qk,\psi1} = 16,854 \text{ MPa}$
----------------------------	---

7.2.3 Ztráty relaxací

Výpočet dlouhodobých ztrát relaxací je obdobný, jako v případě okamžitých ztrát.

$$\Delta\sigma_{r,lt} = -62,26 \text{ MPa}$$

7.2.4 Ztráty dotvarováním

Dotvarování betonu vzniká změnou struktury cementu vlivem dlouhodobého působení napětí od zatížení. Ve výpočtu bylo stanoveno napětí pro čas vnesení napětí t_0 a pro čas, ve kterém je konstrukce zatížena mostním svrškem t_g .

$$\Delta\sigma_{P,c}(t_0;t_\infty) = \phi(t_0;t_\infty) * \frac{\sigma_{c,Qp}(t_0)}{E_{cm}} * E_p = -86,565 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{P,c}(t_g;t_\infty) = \phi(t_g;t_\infty) * \frac{\sigma_{c,Qp}(t_g)}{E_{cm}} * E_p = -22,319 \text{ MPa}$$

7.3 Výsledné dlouhodobé ztráty

Ztráty smršťování	$\Delta\sigma_{ps} = -25,35 \text{ MPa}$
Ztráty pružným přetvořením	$\Delta\sigma_{p,el,g1} = 11,771 \text{ MPa}$
	$\Delta\sigma_{p,el,qk} = 26,928 \text{ MPa}$
	$\Delta\sigma_{p,el,qk,\psi1} = 16,854 \text{ MPa}$
Ztráty relaxací výztuže	$\Delta\sigma_{pr} = -62,534 \text{ MPa}$
Ztráty dotvarováním	$\Delta\sigma_{pc}(t_0; t_\infty) = -86,565 \text{ MPa}$
	$\Delta\sigma_{pc}(t_g; t_\infty) = -22,319 \text{ MPa}$

Konečné ztráty smršťování byly stanoveny na 159,9 MPa.

7.3.1 Konečné hodnoty napětí

Čas t_0	$\sigma_{pm0'} = 1340,501 \text{ MPa}$
Čas t_∞	$\sigma_{pm\infty'} = \sigma_{pm0'} + \Delta\sigma_{p,c+r+s} + \Delta\sigma_{p,el,g1} = 1192,373 \text{ MPa}$
	$\sigma_{pm\infty,k} = \sigma_{pm0'} + \Delta\sigma_{p,el,qk} = 1219,301 \text{ MPa}$
	$\sigma_{pm\infty,\psi1} = \sigma_{pm0'} + \Delta\sigma_{p,el,qk,\psi1} = 1209,227 \text{ MPa}$

7.3.2 Konečné hodnoty předpínací síly

Čas t_0	$P_{pm0'} = 4825,804 \text{ kN}$
Čas t_∞	$P_{pm\infty'} = \sigma_{pm\infty'} * A_p = 4292,543 \text{ kN}$
	$P_{pm\infty,k} = \sigma_{pm\infty,k} * A_p = 4389,48 \text{ kN}$
	$P_{pm\infty,\psi1} = \sigma_{pm\infty,\psi1} * A_p = 4353,217 \text{ kN}$

8. MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI

Mezní stavy použitelnosti byly řešeny v polovině rozpětí mostu. Zabývala jsem se konkrétně omezením napětí ve výztuži a v betonu, a dále omezením trhlin.

8.1 Omezení napětí

8.1.1 Ve výztuži

Výpočet pro omezení napětí ve výztuži byl proveden v čase t_0 a t_∞ . Hraniční hodnotou, kterou napětí nemělo překročit, bylo $0,75 \cdot f_{pk}$, což pro použitou výztuž znamenalo 1395 MPa. Podmínka byla splněna.

8.1.2 V betonu

Pro omezení napětí v betonu byly využity následující rovnice:

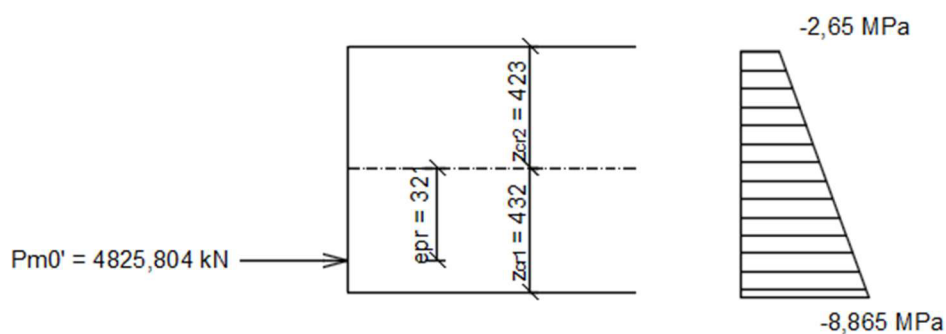
$$\text{Horní vlákna:} \quad \sigma_2 = -\frac{P_t}{A_{cr}} + \frac{P_t \cdot e_{pr}}{I_{cr}} - \frac{M \cdot z_{cr,2}}{I_{cr}}$$

$$\text{Dolní vlákna:} \quad \sigma_1 = -\frac{P_t}{A_{cr}} - \frac{P_t \cdot e_{pr}}{I_{cr}} + \frac{M \cdot z_{cr,2}}{I_{cr}}$$

Pro čas t_0 bylo napětí od vlastní tíhy konstrukce omezeno dle podmínek:

$$\text{Horní vlákna} \quad |\sigma_2| \leq f_{ct,eff} = 3,21 \text{ MPa}$$

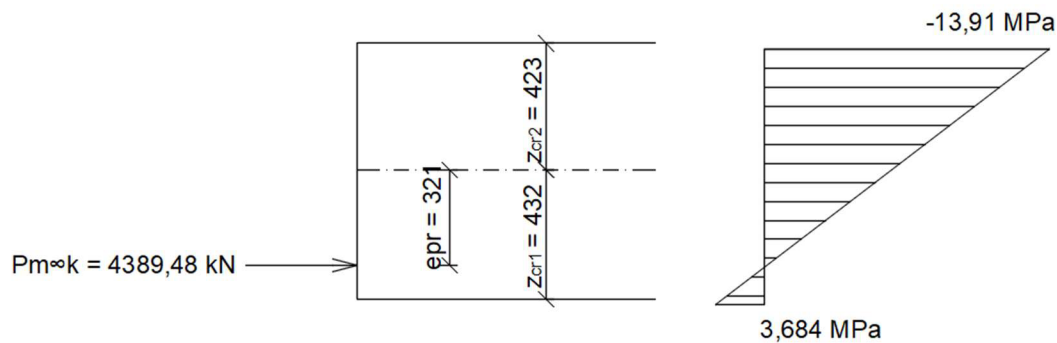
$$\text{Dolní vlákna} \quad |\sigma_1| \leq 0,45 \cdot f_{ck} = 15,75 \text{ MPa}$$



Obrázek 7: Napětí v t_0 od M_{gok}

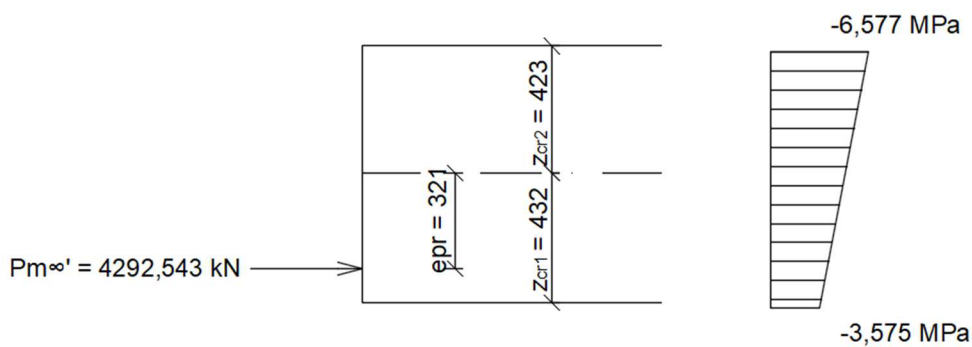
Pro čas t_∞ bylo omezeno napětí v charakteristické a kvazistálé kombinaci.

Pro charakteristickou kombinaci musí být splněna podmínka omezení napětí v horních vláknech $|\sigma_2| < 0,6 \cdot f_{ck} = 21 \text{ MPa}$



Obrázek 8: Napětí v t_∞ od M_{Fk}

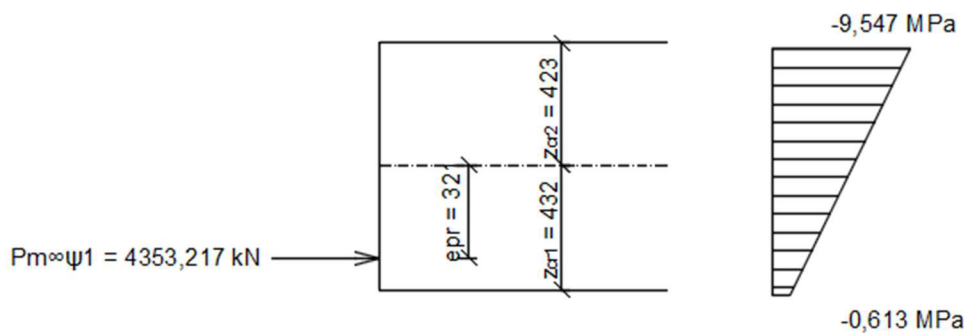
V kvazistálé kombinaci jsou omezena napětí v horních a spodních vláknech na hodnotu $0,45 \cdot f_{ck} = 15,75 \text{ MPa}$.



Obrázek 9: Napětí v t_∞ od $M_{Fk\psi_2}$

8.2 Omezení trhlin

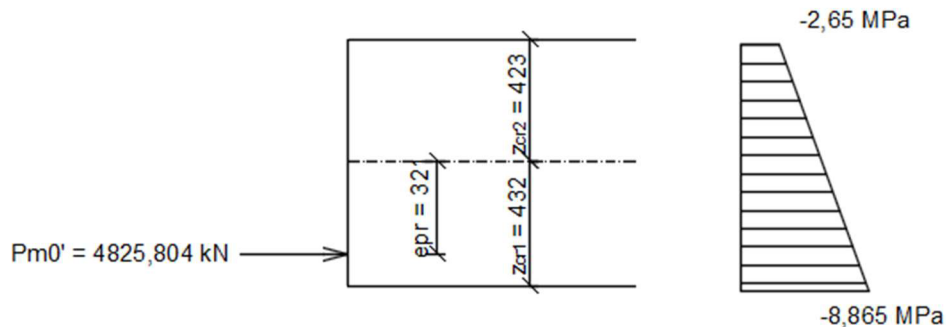
V čase t_∞ pro častou kombinaci zatížení je ověřeno, že konstrukce je ve stavu dekomprese. V průřezu konstrukce by neměl vzniknout tah, proto $|\sigma_{1,2}| < 0 \text{ MPa}$.



Obrázek 10: Napětí v t_∞ pro $M_{Fk\psi_1}$

Eliminace tahových napětí je podmínkou i pro zatížení od vlastní tíhy v čase t_0 .

Podmínka je v obou případech splněna.



Obrázek 11: Napětí v t_0 od M_{gok}

9. MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI

Pro ověření únosnosti konstrukce byly použity hodnoty zatížení dle kombinace 6.10b. Výpočet uvažuje předpoklad stavu dekomprese, což umožňuje řešení průřezu jako nepředpjatý železobetonový průřez.

9.1 Ohyb v podélném směru

Posouzení bylo v podélném směru provedeno pro řez v polovině rozpětí, kde působil maximální ohybový moment $M_{Fd} = 2997,36$ kN.

Bylo určeno základní napětí, a z něj byla spočítána základní předpínací síla.

Návrhová hodnota ohybového momentu byla určena jako rozdíl momentu a základní předpínací síly působící na excentricitě.

Z podmínky rovnováhy sil byla určena velikost tlačené plochy betonu a tím i poloha neutrálné osy. Pomocí ní se pak stanovila únosnost průřezu. Průřez tedy vyhověl s rezervou 10,5% a výztuž byla navržena pouze konstrukčně: $\emptyset 18$ mm po 200 mm.

9.2 Ohyb v příčném směru

Vzhledem k tomu, že v příčném směru nepůsobí předpětí, tak průřez byl posouzen jako železobetonový průřez o šířce 1 m. Na největší ohybový moment v příčném směru byla navržena výztuž $\emptyset 18$ mm po 200 mm

Pro podélný a příčný směr byla navržena výztuž při horním líci desky $\emptyset 10$ mm po 200 mm.

9.3 Smyk

Konstrukce byla posouzena na smyk v osminách rozpětí. Síly od zatížení V_{Fd} byly zjištěny v programu SCIA Engineer, síly V_{pd} jsou určeny předpínací silou a úhlem kabelu v daném řezu konstrukce. Tyto dvě síly působí opačně proti sobě a jejich rozdílem je síla V_{Ed} , která je ve výpočtu posuzována.

V každém řezu bylo zjištěno, zda napětí nepřekročí hodnotu $f_{ctd} = 1,467$ MPa. Tam, kde došlo k překročení této hodnoty, dochází k vzniku trhlin. Místo začátku vzniku trhlin se nachází 4,093 m od podpory desky.

Po určení místa trhliny byl posouzen průřez v porušené a neporušené části průřezu na únosnost ve smyku. Únosnost betonu byla ve všech průřezech dostatečná, a tak byla navržena pouze konstrukční výztuž, a to spony 8 mm po 200 mm.

ZÁVĚR

Cílem této bakalářské práce bylo navrhnout a posoudit deskový předpjatý most.

Analýza zatížení byla provedena ručně na prutovém modelu a pro ověření správnosti i v programu SCIA Engineer.

Pomocí omezení napětí v konstrukci byla určena předpínací síla a následně i její ztráty v příslušných časech. Následovalo posouzení na mezní stav použitelnosti a mezní stav únosnosti. V MSP byly ověřeny podmínky omezení napětí a trhlin, v MSÚ únosnost v ohybu a ve smyku. Konstrukce v mezních stavech vyhověla.

ZDROJE

1. ČSN EN 1991-2. *Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou*. Praha : Český normalizační institut, 2005
2. ČSN 1992-1-1. *Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha : Český normalizační institut, 2006.
3. Předpínací systém FREYSSINET. *FREYSSINET*. [Online] 2011.
http://www.freyssinet.cz/gallery/predpinaci_system_freyssinet.pdf.
4. NEČAS, Radim. *Zatížení mostů dle evropských norem*. [Online]
<http://necasradim.cz/BL12/prednasky/TISK 02 Zatizeni mostu EN.pdf>.