

VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ
V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH
KONSTRUKCÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

NÁVRH MOSTNÍ DESKY

DESIGN OF THE SLAB BRIDGE

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE

BACHELOR'S THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Petra Strouhalová

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

doc. Ing. LADISLAV KLUSÁČEK, CSc.

BRNO 2014



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 Petra Strouhalová


Název Návrh mostní desky

Vedoucí bakalářské práce doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc.

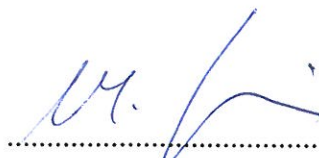
**Datum zadání
bakalářské práce** 30. 11. 2013

**Datum odevzdání
bakalářské práce** 30. 5. 2014

V Brně dne 30. 11. 2013


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




.....
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA
Děkan Fakulty stavební VUT

Podklady a literatura

ČSN EN 1991

ČSN EN 1992

Zásady pro vypracování (zadání, cíle práce, požadované výstupy)

Zásady pro vypracování:

Návrh předpjaté mostní desky přes Svratku metodou vyrovnání zatížení s využitím dalších omezujících podmínek

Požadované výstupy:

A) Textová část

A1) Technická zpráva

A2) Průvodní zpráva statickým výpočtem

B) Netextová část (resp. Přílohy textové části)

B1) Použité podklady,

B2) Statický výpočet,

B3) Přehledná grafická dokumentace získaných výsledků

B4) Výkresová dokumentace řešeného mostu v rozsahu dle vedoucího práce

Struktura bakalářské/diplomové práce

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část VŠKP zpracovaná podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (povinná součást VŠKP).
2. Přílohy textové části VŠKP zpracované podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (nepovinná součást VŠKP v případě, že přílohy nejsou součástí textové části VŠKP, ale textovou část doplňují).



.....
doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc.
Vedoucí bakalářské práce

ABSTRAKT

Tato bakalářská práce se zabývá návrhem a posouzením silničního deskového mostu o jednom poli. Návrh předpínací síly je zpracován pomocí metody vyrovnání zatížení, přičemž tloušťka desky je uvažována v pěti variantách. Cílem této bakalářské práce je zjistit, která z uvedených variant je vhodná k předepnutí, a která již ne a následně jednu vybranou variantu nadimenzovat.

KLÍČOVÁ SLOVA

Deskový most, předpjatý beton, vyrovnání zatížení, návrh, statický výpočet, výkresová dokumentace

ABSTRACT

This thesis deals with design and solution of road slab bridge structure. Draft prestressing force is processed using the load balancing, the thickness of the slab is considered in five variants. The aim of this thesis is to determine which option is appropriate for prestressing and which not and subsequently one selected variant design.

KEYWORDS

Slab bridge, prestressed concrete, load balancing, design, statical analysis, drawing documentation

Bibliografická citace VŠKP

Petra Strouhalová *Návrh mostní desky*. Brno, 2014. 59 s., 166 s. příl. Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí práce doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc.

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci zpracoval(a) samostatně, a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 30. 5. 2014

.....
podpis autora
Petra Strouhalová

Poděkování

Touto cestou bych ráda poděkovala mému vedoucímu bakalářské práce panu Doc. Ing. Ladislavu Klusáčkovi, Csc. za odborné vedení, cenné rady a připomínky v průběhu zpracování této bakalářské práce. Dále bych chtěla poděkovat mé rodině za podporu v průběhu mého dosavadního studia.

OBSAH

ÚVOD.....	13
A.1 TECHNICKÁ ZPRÁVA	14
1.1 IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE O MOSTĚ	14
1.2 ZÁKLADNÍ ÚDAJE O MOSTĚ	14
1.3 VÝŠKOVÉ ŘEŠENÍ.....	15
1.4 HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY	15
1.5 POPIS KONSTRUKCE MOSTU	15
1.5.1 Výkopy.....	15
1.5.2 Základy.....	15
1.5.3 Spodní stavba.....	16
1.5.4 Nosná konstrukce mostu	16
1.5.5 Uložení nosné konstrukce	16
1.5.6 Odvodnění.....	16
1.5.7 Mostní závěry.....	16
1.5.8 Komunikace	17
1.5.9 Záchytné systémy	17
1.5.10 Chodník.....	17
1.5.11 Úprava koryta řeky	17
1.6 ZATÍŽENÍ.....	17
1.7 STATICKÉ POSOUZENÍ	17
1.8 ZVLÁŠTNÍ ZAŘÍZENÍ NA MOSTĚ	18
1.9 POUŽITÉ MATERIÁLY	18
A.2 PRŮVODNÍ ZPRÁVA KE STATICKÉMU VÝPOČTU	19
1 NÁVRH MOSTNÍHO OBJEKTU	19
1.1 NOSNÁ KONSTRUKCE.....	19
1.2 PŘÍČNÉ USPOŘÁDÁNÍ MOSTU.....	19
1.3 PODÉLNÝ ŘEZ MOSTEM	20
1.4 MOSTNÍ SVRŠEK.....	20
1.4.1 Vozovkové souvrství.....	20
1.4.2 Mostní římsy	21
1.4.3 Bezpečnostní zařízení na mostě	21
2 ZATÍŽENÍ.....	22
2.1 STÁLÉ ZATÍŽENÍ.....	22
2.1.1 Vlastní tíha nosné konstrukce	22
2.1.2 Zatížení vozovkovým souvrstvím.....	22
2.1.3 Zatížení od říms	22

2.1.4	Zatížení od záchytných zařízení	23
2.2	ZATÍŽENÍ DOPRAVOU	23
2.2.1	Rozdělení vozovky do zatěžovacích pruhů	23
2.2.2	Regulační součinitele pro ČR	23
2.2.3	Modely zatížení	24
2.2.4	Roznášení soustředěných zatížení	25
2.2.5	Sestavy zatížení	26
3	ZATĚŽOVACÍ STAVY	27
4	METODA VYROVNÁNÍ ZATÍŽENÍ	28
5	MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY	31
5.1	BETON C 30/37	31
5.2	PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ Y 1770 S7 – 15,7 A	31
5.3	BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ B500B	31
6	KRYTÍ VÝZTUŽE	32
6.1	BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ	32
6.2	PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ	32
7	NÁVRH PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽE	33
7.1	MAXIMÁLNÍ NAPĚTÍ VE VÝZTUŽI	33
7.2	MAXIMÁLNÍ NAPĚTÍ PO ZAKOTVENÍ	33
7.3	NÁVRH PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽE – SROVNÁNÍ VE VŠECH VARIANTÁCH	33
8	VNITŘNÍ SÍLY A KOMBINACE ZATÍŽENÍ	35
8.1	DESKOVÝ MODEL	35
8.2	PŘEHLED MAXIMÁLNÍCH OHYBOVÝCH MOMENTŮ V JEDNOTLIVÝCH ZATĚŽOVACÍCH STAVECH	35
8.3	KOMBINACE ZATÍŽENÍ	36
8.3.1	Charakteristická kombinace zatížení	36
8.3.2	Častá kombinace zatížení	36
8.3.3	Kvazistálá kombinace zatížení	36
8.3.4	Návrhové kombinace zatížení	36
8.3.5	Přehled získaných kombinací	37
9	PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY	38
10	ZTRÁTY PŘEDPĚTÍ	39
10.1	OKAMŽITÉ ZTRÁTY PŘEDPĚTÍ	39
10.2	DLOUHODOBÉ ZTRÁTY PŘEDPĚTÍ	39
11	MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI	40
11.1	OMEZENÍ NAPĚTÍ	40

11.1.1	<i>Omezení napětí v betonu</i>	40
11.1.2	<i>Omezení napětí v předpínací výztuži</i>	44
11.2	OMEZENÍ VZNIKU TRHLIN	44
11.3	OMEZENÍ DEFORMACÍ KONSTRUKCE	46
11.3.1	<i>Průhyb v čase t_0</i>	46
11.3.2	<i>Průhyb v čase t_∞</i>	46
12	MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI	47
12.1	POSOUZENÍ KONSTRUKCE NA OHYB	47
12.1.1	<i>Návrhová kombinace zatížení 6.10b</i>	47
12.1.2	<i>Stanovení základního napětí</i>	47
12.1.3	<i>Návrhové parametry pracovního diagramu předpínací výztuže</i>	47
12.1.4	<i>Určení neutrální osy a výšky tlačeného betonu</i>	48
12.1.5	<i>Ověření předpokladu využití předpínací výztuže</i>	48
12.1.6	<i>Ověření únosnosti konstrukce s předpínací výztuží</i>	48
12.1.7	<i>Návrh a posouzení betonářské výztuže</i>	49
12.1.8	<i>Dimenzování příčný směr</i>	49
12.2	POSOUZENÍ KONSTRUKCE NA POSOUVAJÍCÍ SÍLU	50
12.2.1	<i>Přehled získaných posouvajících sil</i>	50
12.2.2	<i>Posouzení oblasti bez trhlin</i>	51
12.2.3	<i>Posouzení oblasti s trhlinou</i>	51
12.2.4	<i>Posouzení tlačené diagonály</i>	52
13	ANALÝZA KOTEVNÍ OBLASTI	53
13.1	POSOUZENÍ KOTEVNÍ OBLASTI	53
	ZÁVĚR	54
	SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ	55
	SEZNAM ZKRATEK	56
	SEZNAM PŘÍLOH	59

SEZNAM GRAFŮ

GRAF 1: ZÁVISLOST TLOUŠŤKY DESKY NA NAPĚTÍ.....	30
GRAF 2: ZÁVISLOST TLOUŠŤKY DESKY NA PŘEDPÍNACÍ SÍLE	30
GRAF 3: ZÁVISLOST TLOUŠŤKY DESKY NA NAVRŽENÉM POČTU LAN.....	34

SEZNAM OBRÁZKŮ

OBR. 1: PŘÍČNÝ ŘEZ MOSTEM	19
OBR. 2: PODÉLNÝ ŘEZ MOSTEM	20
OBR. 3: DETAIL MOSTNÍHO SVRŠKU	20
OBR. 4: ROZDĚLENÍ VOZOVKY DO ZATĚŽOVACÍCH PRUHŮ	23
OBR. 5: UMÍSTĚNÍ MODELU LM1 NA ŘEŠENOU KOMUNIKACI	25
OBR. 6: ROZNOŠ ZATÍŽENÍ NA DESKOVÉM MODELU	25
OBR. 7: NAPĚTÍ V BETONU VARIANTA 1 – $H_D = 1,1$ M.....	28
OBR. 8: NAPĚTÍ V BETONU VARIANTA 2 - $H_D = 0,95$ M.....	29
OBR. 9: NAPĚTÍ V BETONU VARIANTA 3 - $H_D = 0,80$ M.....	29
OBR. 10: NAPĚTÍ V BETONU VARIANTA 4 - $H_D = 0,65$ M.....	29
OBR. 11: NAPĚTÍ V BETONU VARIANTA 4 - $H_D = 0,50$ M.....	29
OBR. 12: PRŮBĚH NAPĚTÍ V T_∞ , CHARAKTERISTICKÁ KOMBINACE.....	40
OBR. 13: PRŮBĚH NAPĚTÍ V T_∞ , KVAZISTÁLÁ KOMBINACE.....	42
OBR. 14: PRŮBĚH NAPĚTÍ V T_0 , CHARAKTERISTICKÁ KOMBINACE.....	43
OBR. 15: PRŮBĚH NAPĚTÍ V T_∞ , ČÁSTÁ KOMBINACE	45
OBR. 16: TLAČENÁ PLOCHA BETONU, RAMENA VNITŘNÍCH SIL	48
OBR. 17: TLAČENÁ PLOCHA BETONU, RAMENA VNITŘNÍCH SIL S BET. VÝZTUŽÍ.....	49
OBR. 18: SCHÉMA VÝZTUŽE.....	50
OBR. 19: VYKRESLENÍ POSOUVAJÍCÍCH SIL	51
OBR. 20: SCHÉMA ROZMÍSTĚNÍ SMYKOVÉ VÝZTUŽE	52

SEZNAM TABULEK

TAB. 1: ROZDĚLENÍ VOZOVKY DO ZATĚŽOVACÍCH PRUHŮ	23
TAB. 2: REGULAČNÍ SOUČINITELE PRO ČR.....	24
TAB. 3: CHARAKTERISTICKÉ HODNOTY ZATÍŽENÍ	24
TAB. 4: SESTAVY ZATÍŽENÍ GR1A A GR5	26
TAB. 5: HODNOTY MAXIMÁLNÍCH OHYBOVÝCH MOMENTŮ MXD-	35
TAB. 6: HODNOTY MAXIMÁLNÍCH OHYBOVÝCH MOMENTŮ DLE KOMBINACÍ ZATÍŽENÍ	37
TAB. 7: PŘEHLED POSOUVAJÍCÍCH SIL	50

ÚVOD

Úkolem této bakalářské práce je navrhnout mostní desku z předpjatého betonu o jednom poli převádějící pozemní komunikaci S 9,5. Most převádí komunikaci přes řeku Svratku, není však umístěn do konkrétní lokality. V návrhu i v pozdějším posouzení je uvažováno s rozpětím mostu 25 m.

Navržená nosná konstrukce bude provedena z dodatečně předpjatého monolitického betonu.

Předpětí je navrženo pomocí metody vyrovnání zatížení, bylo vyrovnáno 80 % stálých účinků působících na konstrukci. Tloušťky desky byly uvažovány v pěti variantách a to: 1,1 m, 0,95 m, 0,8 m, 0,65 m a 0,50 m. Bylo zkoumáno jaký vliv má tloušťka desky na napětí v betonu od stálých zatížení a od předpětí, na velikost předpínací síly a počtu lan.

Dle podmínek pro omezení napětí v betonu, ve výztuži a omezení trhlin, bylo rozhodnuto, která z uvedených variant při použití metody vyrovnání zatížení, je vhodná k předepnutí, a která již ne. K dalšímu výpočtu, především k nadimenzování výztuže se již uvažuje pouze vybraná varianta.

Cílem této bakalářské práce je navrhnout předpětí deskového mostu pomocí metody vyrovnání zatížení a následně nadimenzovat jednu vybranou variantu.

A.1 TECHNICKÁ ZPRÁVA

Předmětem této dokumentace je návrh nového silničního mostu přes řeku Svratku.

1.1 Identifikační údaje o mostě

Stavba:	Most přes řeku Svratku
Název objektu:	Silniční most přes řeku Svratku
Kraj:	Jihomoravský
Zadavatel:	ŘSD ČR, správa Brno
Investor:	ŘSD ČR, správa Brno
Správce mostu:	Jihomoravský kraj
Projektant:	Petra Strouhalová
Přemost'ovaná překážka:	řeka Svratka
Úhel křížení:	s vodotečí $\alpha = 90^\circ$

1.2 Základní údaje o mostě

Charakteristika mostu:	z dodatečně předpjatého betonu, deskový most, založený na pilotách
Druh převáděné komunikace:	silnice II. třídy
Výšková poloha mostovky:	horní
Měnitelnost základní polohy:	nepohyblivý most
Doba užívání:	trvalý most
Průběh trasy na mostě:	v přímém úseku
Délka přemostění:	23,90 m
Délka nosné konstrukce:	26,00 m
Délka mostu:	35,23 m
Rozpětí mostu:	25,00 m
Šikmost mostu:	kolmý - 90°
Volná šířka mostu:	9,5 m
Šířka nosné konstrukce:	12,00 m
Šířka mostu:	12,60 m
Šířka chodníků:	0,75 m
Výška mostu:	5,525 m
Volná výška mostu:	2,955 m
Stavební výška mostu:	1,169 m
Plocha nosné kce mostu:	300 m ²
Zatížení mostu:	skupina 1 dle ČSN EN 1990-1-2
Vodní tok:	Svratka

1.3 Výškové řešení

Výškově je most umístěn tak, že nejnižší bod nosné konstrukce je 2,955 m nad hladinou stoleté vody Q_{100} . Horní povrch komunikace v ose nosné konstrukce je umístěn ve výšce 380,550 m. n. m.

1.4 Hydrogeologické poměry

Pro stanovení hydrogeologických poměrů, byly použity materiály z průzkumného vrtu, který se nachází v okolí dané lokality.

Geologické základové poměry:

0,00 – 0,50 m	ornice
0,50 – 1,50 m	hlína písčítá S2- SP
1,50 - 3,20 m	jíl se střední plasticitou F6 – Cl
3,20 – 5,90 m	šterk hlinitopísčítý G3 – GF
5,90 – 6,54 m	jíl s vysokou plasticitou F8 – Ch
6,54 - m	skalní hornina – žula

Podzemní voda byla zjištěna v hloubce 6,00 m.

1.5 Popis konstrukce mostu

Konstrukce mostu byla vypracována v pěti variantách, které se od sebe liší tloušťkou desky. Dále je popsána druhá, konečná varianta řešení $h_d = 0,95$ m.

1.5.1 Výkopy

Pod budoucím násypem zemního tělesa bude odstraněna ornice do hloubky 0,3 m. Poté začnou samotné výkopové práce. Vyhloubení pro provedení pilot a následné výstavby opěr bude provedeno strojně. Po dobu výstavby bude nutné zajistit stavební jámu bezpečnostními prvky – osvětlení v noci, zábradlí a výstražné značení.

1.5.2 Základy

Založení mostu bude provedeno na vrtaných pilotách. Pod každou opěrou je navrženo šest pilot o průměru 800 mm a délky 3,84 m. Piloty jsou založeny na skalní hornině. Budou provedeny ze železobetonu C 25/30, XC2 a vyztuženy armokoši z betonářské výztuže B500B. Podélná výztuž piloty bude zatažena do hlavy pilot (převázky), která je provedena z betonu C 25/30, XC2.

1.5.3 Spodní stavba

Spodní stavba mostu je navržena z masivních gravitačních opěr. Dřík opěry je tvořen prostým betonem třídy C 30/37, XD2 a šířky 1,6 m. Výška dříku opěry 1 je 2,670 m, opěry 2 pak 3,165 m. Z vnější strany bude opěra opatřena ochrannou vrstvou izolace + 2x geotex. Zásypy za opěrami budou provedeny ze ztuhlého štěrkopísku 0-32. Materiál musí být nenamrzavý. Hutnění bude provedeno řádně podle vzorových listů. Na dřík navazuje úložný práh z betonu C 30/37, XD2. Z důvodu působících štěpných sil je vyztužen betonářskou výztuží B500B. V místě ložisek je opatřen podložiskovými bloky půdorysných rozměrů 0,6 x 0,4 m. Sklon úložného prahu je 4 % směrem k závěrné zídce.

S úložným prahem tvoří jeden celek závěrná zídka tloušťky 0,5 m z betonu C 30/37, XD2, vyztužená betonářskou ocelí B500B.

Za opěrami jsou navržena rovnoběžná zavěšená mostní křídla o tloušťce 1,2 m a šířce 1,25 m z betonu C 25/30, vyztužená betonářskou výztuží B500B.

1.5.4 Nosná konstrukce mostu

Jako nosná konstrukce mostu byla vybrána deska o tloušťce 0,95 m – varianta č. 2. Je navržena z dodatečně předpjatého betonu C 30/37 XD1, XF2. Celá deska bude vyztužena předpínací výztuží Y 1770 S7 – 15,7 A. Pro celou desku je navrženo 48 kabelů o průměru 67 mm, v každém kabelovém kanálku bude vedeno 7 předpínacích lan.

1.5.5 Uložení nosné konstrukce

Nosná konstrukce bude uložena na opěrách pomocí elastomerových ložisek Freyssinet o rozměrech 200 x 400 mm. Každé ložisko má nosnost 1332 kN.

1.5.6 Odvodnění

Odvodnění mostu bude provedeno podélným sklonem mostu 2 % a také příčným oboustranným sklonem vozovkových vrstev 2,5 %, jehož je docíleno pomocí vyrovnávací vrstvy.

Na vnější straně opěr je navržena drenážní flexibilní perforovaná trubka o průměru 200 mm, která má za úkol odvádět vodu vsakující se do zeminy za opěrou. Drenážní trubka je v podélném sklonu 3 % a je vyvedena pomocí příkopových tvárnic TBM 1 – 56 do řeky Svratky.

Odvodnění úložného prahu je zajištěno pomocí žlábků o průměru 0,1 m.

1.5.7 Mostní závěry

U obou opěr je navržen flexibilní mostní závěr umožňující dilatace mostní konstrukce. Tyto délkové změny vznikají v důsledku smršťování, dotvarování, pootočení a vlivem teplotních změn.

1.5.8 Komunikace

Přes most je převáděna komunikace 2. třídy – kategoriální šířky S 9,5. Skladba vozovky na mostě je netuhá.

Skladba vozovky:

ACO - asfaltový beton pro obrusné vrstvy	50 mm
spojovací postřík – asfaltová emulze 0,2 kg/m ²	
ACL - asfaltový beton pro ložní vrstvy	40 mm
AIP – izolace z asfaltových modifikovaných pásů	10 mm
Vyrovňovací vrstva - z betonu	60 – 119 mm

1.5.9 Záchytné systémy

Na obou stranách mostu je navrženo svodidlo JSMNH4/H2. Dále jsou na mostě navržena ocelová zábradlí se svislými vnitřními kruhovými výplněmi, které jsou od sebe vzdáleny maximálně 120 mm. Výška zábradlí je 1100 mm.

1.5.10 Chodník

Chodník je navržen jako nouzový na obou stranách mostní konstrukce a má šířku 750 mm. Je tvořen monolitickými mostními římsami C 30/37 XD3, XF4 v jednostranném příčném sklonu 4 %. Na povodní straně mostu je zřízeno přístupové schodiště z betonových prefabrikátů šířky 0,75 m.

1.5.11 Úprava koryta řeky

Koryto řeky bude upraveno lomovým kamenem o rozměrech cca 250 x 250 mm, který bude uložen do podkladního betonu C 12/15.

1.6 Zatížení

Zatížení na mostě bylo provedeno dle ČSN EN 1991-1-2 Zatížení mostů dopravou. Na mostě jsou celkem 3 zatěžovací pruhy šířky 3 m a zbytkový pruh o šířce 0,5 m. Tyto pruhy jsou zatíženy modelem zatížení LM1s regulačními součiniteli pro skupinu 1. Pro sestavu zatížení gr1a je chodník zatížen 3kN/m². Dále byl uvažován model zatížení LM3 - zvláštní vozidlo na mostě 1800/200. Toto vozidlo odpovídá 9 nápravám, každé o tíze 200 kN a uvažuje se v sestavě gr5.

1.7 Statické posouzení

Nosná konstrukce mostu byla staticky posouzena na mezní stavy použitelnosti i únosnosti. Statický výpočet je v samostatné příloze B2 – Statický výpočet.

1.8 Zvláštní zařízení na mostě

Na mostě není žádné zvláštní zařízení.

1.9 Použité materiály

Na nosnou konstrukci bude použit beton C 30/37 XD1, XF2 a předpjatá výztuž Y 1770 S7 15,7 – A. Dále je použita betonářská výztuž B500B. Opěry budou vybetonovány z prostého betonu C 30/37, XD2. Piloty a převážka pilot pak z betonu C25/30, XC2, výztuž B500B.

A.2 PRŮVODNÍ ZPRÁVA KE STATICKÉMU VÝPOČTU

1 NÁVRH MOSTNÍHO OBJEKTU

1.1 Nosná konstrukce

Nosná konstrukce mostu je tvořena prostě podepřenou deskou o jednom poli. Je uložena na elastomerových ložiskách Freyssinet o rozměrech 200 x 400 mm. Rozpětí mostní konstrukce je uvažováno hodnotou 25 m.

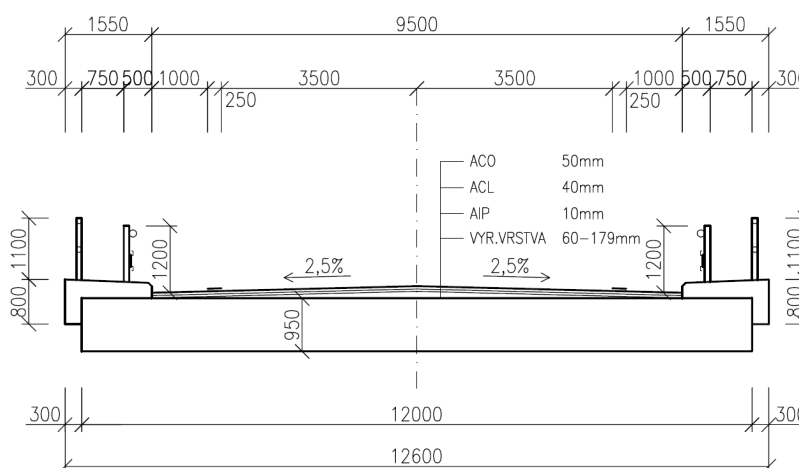
Tloušťka desky byla navržena dle vztahu $1/20 - 1/25$ rozpětí konstrukce l [1]. Ve starší literatuře se však uvádí, že ideální tloušťka desky se může brát až do $1/32$ l [2].

$$\text{Tloušťka desky: } \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{25}\right) l = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{25}\right) \cdot 25,00 = 1,25 \div 1,00 \text{ m}$$

Byla zvolena základní tloušťka desky 1,10 m. Od této hodnoty byly odvozeny další 4 varianty tloušťky desky.

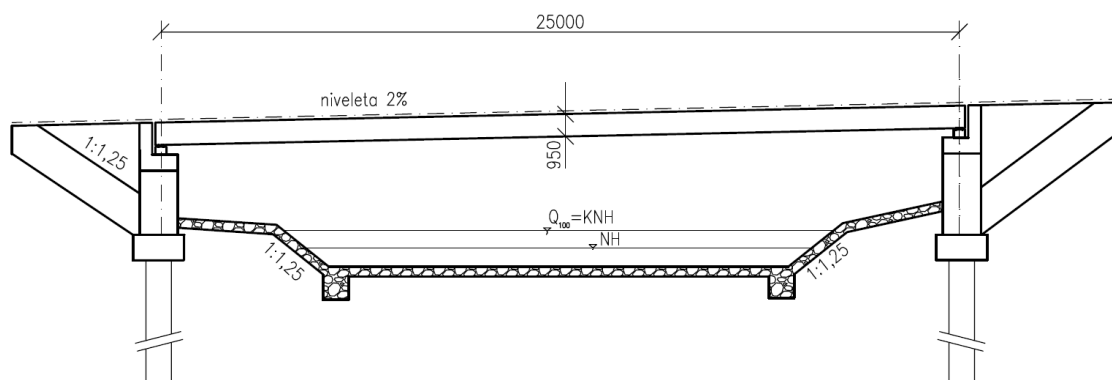
1.2 Příčné uspořádání mostu

Po mostě je převáděna pozemní komunikace **S 9,5**. Je tedy uvažována volná šířka 9,50 m a příčný oboustranný sklon 2,5 % směrem k okraji vozovky. Podélný sklon je uvažován hodnotou 2 %.



Obr. 1: Příčný řez mostem

1.3 Podélný řez mostem



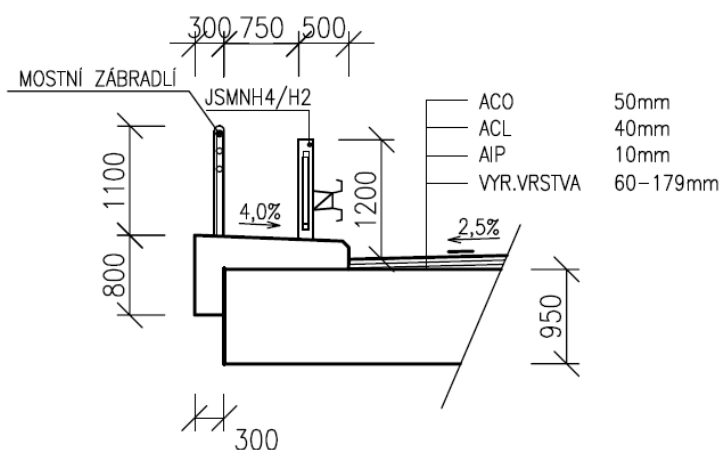
Obr. 2: Podélný řez mostem

Návrh a řešení spodní stavby mostu nejsou řešením této bakalářské práce.

1.4 Mostní svršek

1.4.1 Vozovkové souvrství

Návrh krytu je odvozen od kategorie dopravního zatížení IV [3]. Komunikace je tvořena jako netuhá – skládá se z vyrovnávací vrstvy výšky 60 – 179 mm, která je kvůli soudržnosti spřažena s nosnou konstrukcí, izolačního pásu AIP tloušťky 10 mm, ložné vrstvy asfaltového betonu ACL tloušťky 40 mm a nosné obrusné vrstvy asfaltového betonu ACO tloušťky 50 mm. Mezi asfaltové vrstvy je nanesen spojovací postřik PS EK v množství $0,2 \text{ kg/m}^2$. V příčném směru je komunikace vedena v oboustranném sklonu 2,5 % z důvodu odvodnění. Tohoto sklonu je docíleno pomocí vyrovnávací vrstvy. V podélném směru je komunikace vedena v jednotném 2 % sklonu.



Obr. 3: Detail mostního svršku

1.4.2 Mostní římsy

Na mostě jsou navrženy oboustranné monolitické mostní římsy z betonu C30/37, XD3 XF4. Nosnou konstrukci přesahují o 300 mm. Po římsách jsou převáděny nouzové chodníky šířky 750 mm.

1.4.3 Bezpečnostní zařízení na mostě

Na každé straně mostu je osazeno svodidlo typu JSMNH4/H2 a ocelová mostní zábradlí o vnitřní svislé výplni vzdálené maximálně 120 mm. Výška zábradlí je 1100 mm. Výška obrubníku je 120 mm.

2 ZATÍŽENÍ

2.1 Stálé zatížení

Do stálých zatížení na mostě je zahrnuta vlastní tíha samotné nosné konstrukce a také ostatní stálé zatížení, které se skládá ze zatížení vozovkovým souvrstvím, vlastní tíhou monolitických říms a také tíhou bezpečnostních záchytných prvků.

2.1.1 Vlastní tíha nosné konstrukce

Je generována statickým výpočetním programem Scia Engineer 2013.0 a to na základě objemové tíhy betonu s předpjatou výztuží $\gamma_c = 26 \text{ kN/m}^3$ a příčným průřezem desky dle konkrétní varianty.

2.1.2 Zatížení vozovkovým souvrstvím

Zatížení vozovkovým souvrstvím je uvažováno rovnoměrným zatížením po celé ploše desky. Nejprve je stanoveno zatížení od obrusné a ložní asfaltové vrstvy, přičemž objemová tíha se bere velikosti $\gamma_{ACO} = \gamma_{ACL} = 24 \text{ kN/m}^3$. Následuje zatížení od izolační vrstvy – objemová tíha je uvažována hodnotou $\gamma_{AIP} = 12 \text{ kN/m}^3$. Do zatížení vyrovnávací vrstvou je brána průměrná hodnota tloušťky vrstvy a objemová tíha $\gamma_{VVR} = 25 \text{ kN/m}^3$. Zatížení je přepočítáno na 1 m^2 desky. Do výpočtu je výsledná hodnota stanovena, jako 1,4 násobek zatížení vozovkovým souvrstvím, **tzv. hodnota supreme** [4].

$$g_{1K(ACO)} = \frac{A \cdot \gamma}{\text{šířka kom.}} = \frac{0,48 \cdot 24}{9,5} = 1,21 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{1K(ACL)} = \frac{A \cdot \gamma}{\text{šířka kom.}} = \frac{0,38 \cdot 24}{9,5} = 0,96 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{1K(V.V)} = \frac{A \cdot \gamma}{\text{šířka kom.}} = \frac{0,60 \cdot 25}{9,5} = 1,47 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{1K(AIP)} = \frac{A \cdot \gamma}{\text{šířka desky}} = \frac{0,095 \cdot 12}{12} = 0,09 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{1k,sup} = 1,4 \cdot (g_{1K(ACO)} + g_{1K(ACL)} + g_{1K(V.V)} + g_{1K(AIP)}) = (1,2 + 0,96 + 1,47 + 0,09) = 5,22 \text{ kN/m}^2$$

2.1.3 Zatížení od říms

Vlastní tíha říms je určena pomocí objemové tíhy betonu $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ a dále pomocí průřezové plochy $A = 0,6 \text{ m}^2$. Zatížení je převedeno na rovnoměrné zatížení.

$$g_{1K(\text{řimsa})} = \frac{A \cdot \gamma}{\text{dosed.plocha}} = \frac{0,6 \cdot 25}{1,25} = 12,0 \text{ kN/m}^2$$

2.1.4 Zatížení od záchytných zařízení

Zatížení od záchytných zařízení se uvažuje odhadem - hodnotou 0,75 kN/m (běžný).

2.2 Zatížení dopravou

Zatížení dopravou je definováno čtyřmi modely zatížení. Tyto modely se mají použít pro návrh mostů pozemních komunikací kratších než 200 m [5]. Modely nepopisují skutečná zatížení, nýbrž co nejpřesněji definují skutečné účinky od dopravy s vlivem dynamického zvětšení.

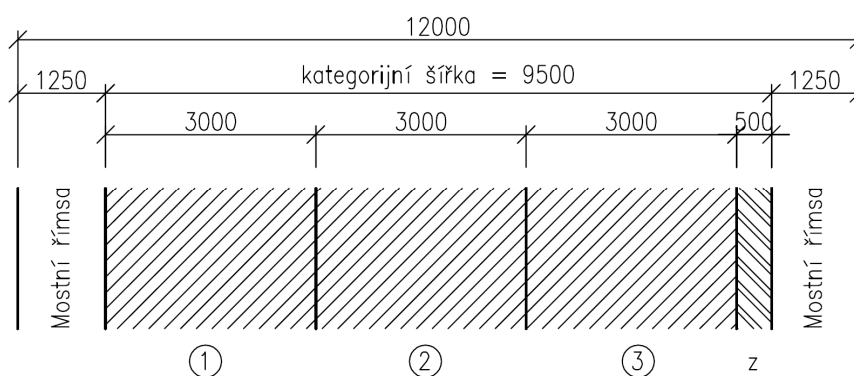
2.2.1 Rozdělení vozovky do zatěžovacích pruhů

Šířka vozovky w se měří mezi obrubníky nebo mezi vnitřními líci záchytných systémů [6]. Minimální výška obrubníku má hodnotu 120 mm.

Tab. 1: Rozdělení vozovky do zatěžovacích pruhů

Šířka vozovky w	Počet zatěžovacích pruhů	Šířka zatěžovacího pruhu w_i	Šířka zbytkující plochy
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_i = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_i = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_i = \text{Int} (w/3)$	3 m	$w - 3 \times n_i$

Řešená mostní deska je rozdělena do 3 zatěžovacích pruhů o šířce 3 m a jednoho zbytkového pruhu o šířce 0,5 m.



Obr. 4: Rozdělení vozovky do zatěžovacích pruhů

2.2.2 Regulační součinitele pro ČR

Regulační součinitele α a β upravují zatížení dopravou od modelů zatížení LM1 a LM2. Liší se dle skupiny, do které spadá řešená pozemní komunikace.

Rozeznáváme dvě skupiny pozemních komunikací:

1 skupina všechny pozemní komunikace kromě uvedených ve 2

2 skupina silnice III. třídy předem stanovené příslušným úřadem, obslužné místní komunikace a účelové komunikace

Tab. 2: Regulační součinitelé pro ČR

Skupina pozemních komunikací	α_{Q1}	α_{Q2}	α_{Q3}	α_{q1}	α_{q2}	$\alpha_{qi} (i > 2)$ a α_{qr}
1	1,0	1,0	1,0	1,0	2,4	1,2
2	0,8	0,8	0,8	0,45	1,6	1,6

Řešená pozemní komunikace je komunikace 2. třídy tudíž spadá do 1 skupiny $\alpha = 1$.

2.2.3 Modely zatížení

V této bakalářské práci je uvažováno s modely zatížení **LM1** a modelem zatížení **LM3**, který reprezentuje zvláštní vozidlo na mostě.

Model zatížení LM1

Je složen ze dvou dílčích soustav:

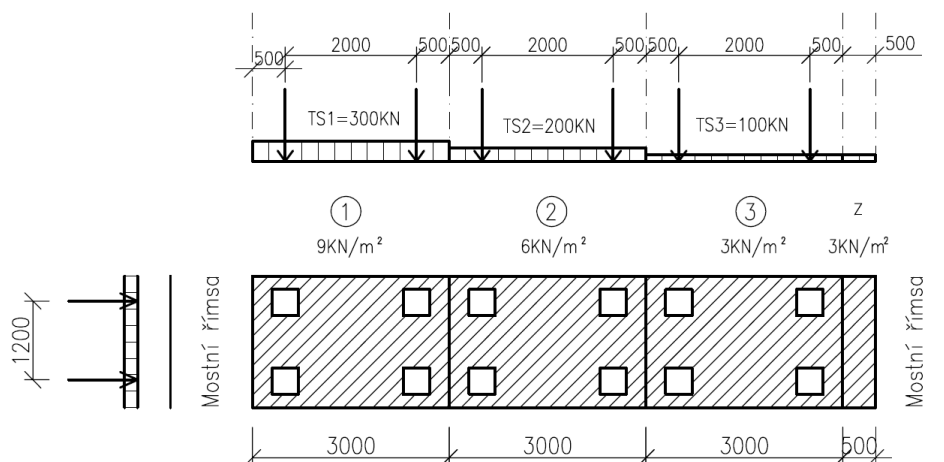
- soustředěné zatížení od dvounápravy TS
- rovnoměrné zatížení UDL

Každé kolo nápravy vyvozuje zatížení $0,5 \times \alpha_Q \times Q_k$, kontaktní plocha kola je $0,4 \times 0,4 \text{ m}$ [6].

Tab. 3: Charakteristické hodnoty zatížení

Umístění	Dvounáprava (TS)	Rovnoměrné zat. (UDL)
	Q_{ik} [kN]	q_{ik} (nebo q_{rk}) [kN/m ²]
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

Umístění modelu LM1 na vozovce



Obr. 5: Umístění modelu LM1 na řešenou komunikaci

Model zatížení LM3

Na této komunikaci byl vybrán zvláštní model zatížení **1800/200**, což představuje 9 náprav po 200 kN. Vzdálenost náprav v sestavě je 1,50 m. Zatížení zvláštním vozidlem neobsahuje dynamické zvětšení, proto se bere dynamický součinitel zvlášť a to s ohledem na rychlost jedoucího vozidla.

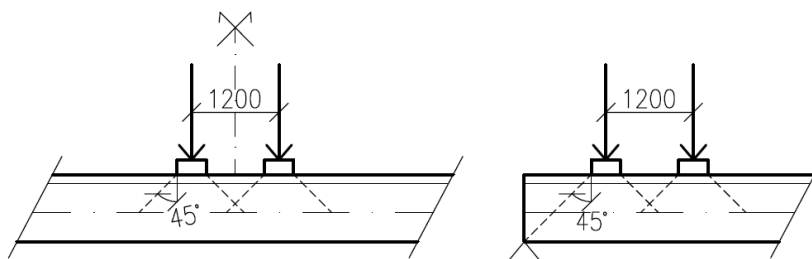
Pro pohyb nízkou rychlostí se dynamický součinitel uvažuje $\varphi = 1,05$ (5km/hod)

Pro pohyb normální rychlostí $\varphi = 1,25$ (70km/hod)

2.2.4 Roznášení soustředěných zatížení

Různá soustředěná zatížení související s modely zatížení 1 a 2, se mají uvažovat jako rovnoměrná po celé dotykové ploše [5]. Síla od jednoho kola se roznáší přes vozovku a betonovou desku **pod úhlem 45°** do střednicové roviny.

Pro výpočet maximálních ohybových momentů jsou modely zatížení umístěny do poloviny rozpětí mostu, pro výpočet maximálních posouvajících sil jsou modely zatížení umístěny tak, aby byl roznos zatížení realizován pod úhlem 45° do teoretické podpory konstrukce.



Obr. 6: Roznos zatížení na deskovém modelu

Pozn.: Grafické znázornění roznosu zatížení je uvedeno v příloze **B3** - Přehledná grafická dokumentace.

2.2.5 Sestavy zatížení

Existuje řada sestav zatížení pro mosty – každá sestava se má považovat za charakteristickou hodnotu zatížení pro kombinace s zatížením jiným od dopravy [6].

Jelikož se na řešené komunikaci vyskytuje pouze model zatížení LM1 a LM3, byly použity sestavy zatížení **gr1a** a **gr5**.

Tab. 4: Sestavy zatížení gr1a a gr5

	VOZOVKA						CHODNIKY A CYKLISTICKÉ PRUHY
ZATĚŽOVACÍ SYSTÉM	SVISLÉ SÍLY				VODOROVNÉ SÍLY		SVISLÉ ZATÍŽENÍ
	Dvounáprava a rovnom. zatížení LM1	Jednotlivá náprava LM2	Zvláštní vozidla LM3	Zatížení davem lidí LM4	Brzdné a rozjezd. síly	Odstředivé a příčné síly	Rovnoměrné zatížení
gr1a	charakt. hodnoty						3KN/m ²
gr5			charakt. hodnoty				

3 ZATĚŽOVACÍ STAVY

Zatěžovací stavy jsou uvažovány celkem čtyři a to:

- 1) ZS1 – vlastní tíha desky
- 2) ZS2 – ostatní stálé zatížení
- 3) ZS3 – soustava zatížení gr1a – LM1 + chodník 3kN/m^2
- 4) ZS4 – soustava zatížení gr5 – LM3

Pozn.: Grafické znázornění zatěžovacích stavů je uvedeno v příloze **B3** - Přehledná grafická dokumentace.

4 METODA VYROVNÁNÍ ZATÍŽENÍ

Návrh předpětí je v této bakalářské práci realizován pomocí **metody vyrovnání zatížení**, neboli metodou ekvivalentního zatížení. Jako první byla popsána T. Y. Linem roku 1963, který uvedl, že pro správný návrh předpětí je třeba pochopit jeho aktivní roli v silovém působení na konstrukci a použít předpětí k vyrovnání ohybových a smykových namáhání od stálých zatížení [7].

Na první pohled se může zdát tato metoda jako neekonomická, často vede na více kabelů i jejich složitější uspořádání. Přináší však větší trvanlivost a provozuschopnost konstrukce. Doporučuje se vyrovnat **80 až 100% stálých zatížení** v závislosti na požadovaném stupni předpětí [7].

Jsou zavedeny dvě základní podmínky:

$$1) p = \frac{-8f \cdot P}{l^2} = 0,8 (g_0 + g_{1k})$$

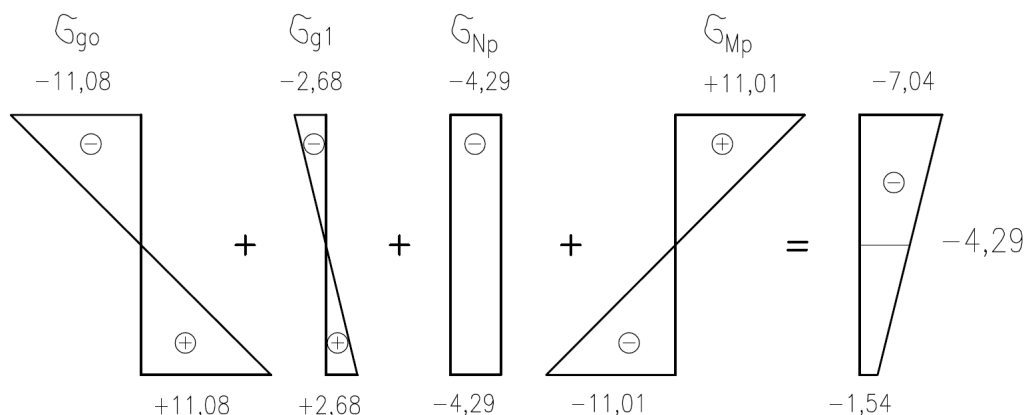
$$2) \sigma_{c(g_0, g_{1k}, p)} \geq 0,2 f_{ck}$$

Tyto dvě základní podmínky byly aplikovány na pěti variantách tloušťek desek a to na 1,1 m; 0,95 m; 0,8 m; 0,65 m; 0,5 m. U každé varianty bylo spočítáno zatížení od vlastní tíhy a ostatního stálého zatížení na 1 m'. Také průřezové charakteristiky byly spočítány na výseku 1 m desky plného průřezu.

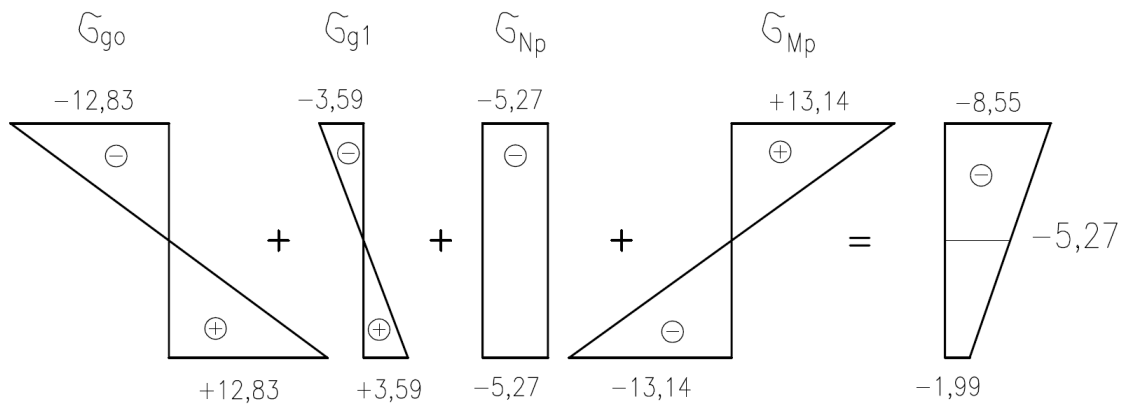
U této metody byly zjištěny zajímavé skutečnosti – čím nižší tloušťka desky, tím menší rovnoměrné zatížení od předpětí. Je to dáno tím, že se zároveň snižuje vzepětí f , které ovlivňuje radiální účinky na kabelu. K menším tloušťkám desek je potřeba větší předpínací síla a také napětí v betonu s klesající tloušťkou roste.

Z první podmínky byla vypočítána požadovaná předpínací síla, pro posouzení druhé podmínky byla brána **průměrná hodnota napětí v betonu**, tedy hodnota uprostřed průřezu.

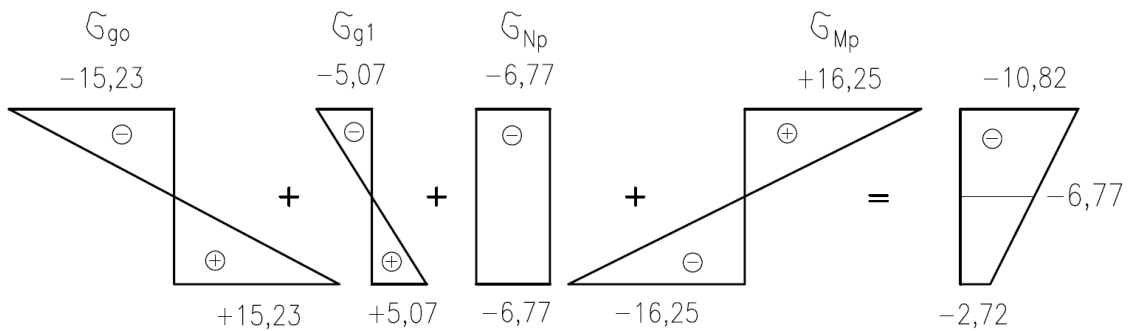
Rekapitulace získaných napětí v betonu



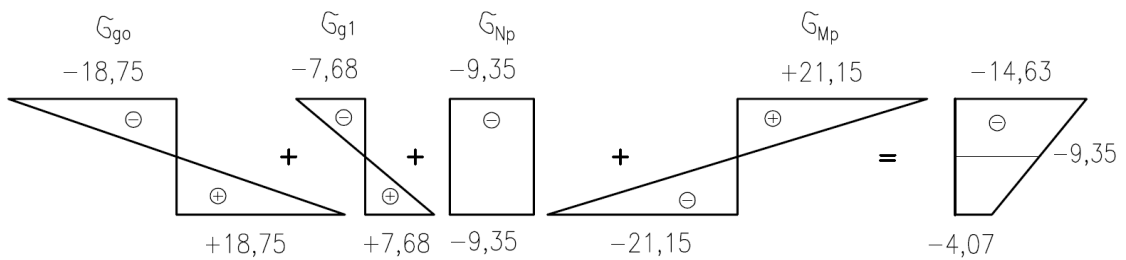
Obr. 7: Napětí v betonu varianta 1 – $h_d = 1,1$ m



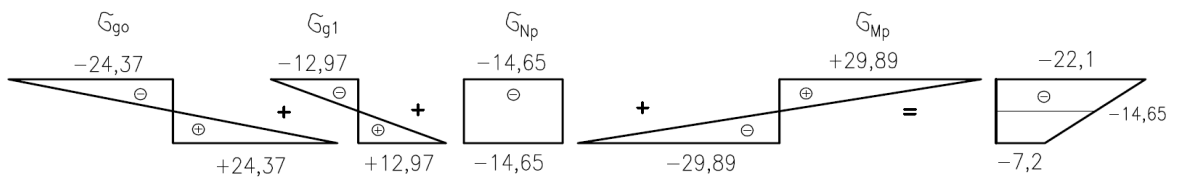
Obr. 8: Napětí v betonu varianta 2 - $h_d = 0,95$ m



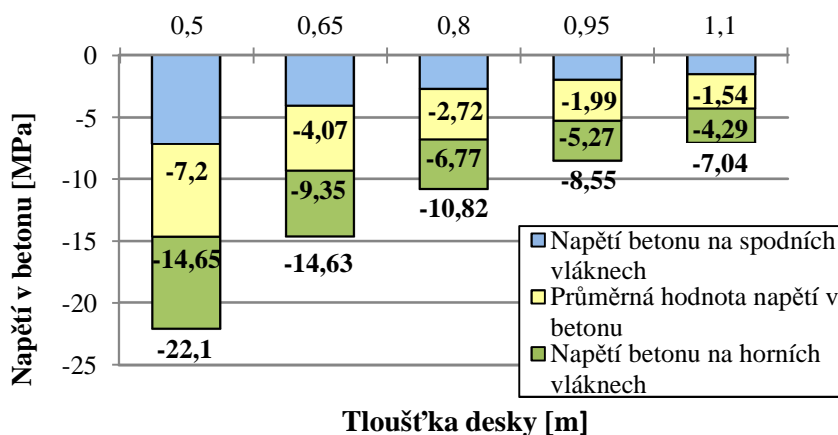
Obr. 9: Napětí v betonu varianta 3 - $h_d = 0,80$ m



Obr. 10: Napětí v betonu varianta 4 - $h_d = 0,65$ m



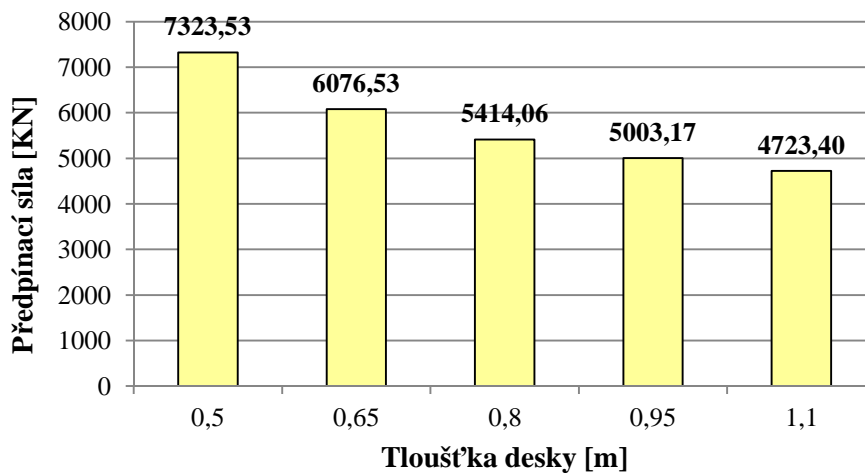
Obr. 11: Napětí v betonu varianta 4 - $h_d = 0,50$ m



Graf 1: Závislost tloušťky desky na napětí

Rekapitulace získaných předpínacích sil

Varianta 1 – tloušťka desky 1,10 m	P = 4723,40 kN
Varianta 2 – tloušťka desky 0,95 m	P = 5003,17 kN
Varianta 3 – tloušťka desky 0,80 m	P = 5414,06 kN
Varianta 4 – tloušťka desky 0,65 m	P = 6076,53 kN
Varianta 4 – tloušťka desky 0,50 m	P = 7323,53 kN



Graf 2: Závislost tloušťky desky na předpínací síle

Pozn.: Detailnější výpočet je uveden v příloze **B2** - Statický výpočet.

5 MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY

Nosná konstrukce mostu je navržena z betonu pevnostní třídy C30/37, předpínací výztuž je uvažována typu Y 1770 S7 – 15,7 A. Kanálek předpínací výztuže je uvažován typu PT+ pro předpínací výztuž se soudržností, je tedy počítáno s konečnou injektáží kanálku. Pro případ je uvažována i betonářská výztuž B500B.

5.1 Beton C 30/37

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa} \qquad f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,9 \cdot \frac{30}{1,5} = 18 \text{ MPa} \qquad [8]$$

$$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 32 \text{ GPa}$$

$$E_{cu3} = 3,5 \%$$

5.2 Předpínací výztuž Y 1770 S7 – 15,7 A

$$f_{pk} = 1770 \text{ MPa} \qquad f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{1520}{1,15} = 1321,74 \text{ MPa}$$

$$f_{p0,1k} = 1520 \text{ MPa}$$

$$E_p = 195 \text{ GPa}$$

$$A_{p1} = 150 \text{ mm}^2$$

$$\phi_{duct} = 67 \text{ mm}$$

5.3 Betonářská výztuž B500B

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa} \qquad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{3500}{1,5} = 18 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

6 KRYTÍ VÝZTUŽE

Betonová krycí vrstva je definována jako vzdálenost mezi povrchem výztuže a nejbližším povrchem betonu [9].

Je uvažována: třída prostředí **XD1**
 třída konstrukce **S5**

6.1 Betonářská výztuž

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad [9]$$

$$\text{kde } c_{min} = \max \{ c_{minb} = \emptyset; c_{mindur}; 10 \text{ mm} \}$$

$$c_{min} = \max \{ 20 \text{ mm}; \mathbf{40 \text{ mm}}; 10 \text{ mm} \}$$

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 40 + 10 = \mathbf{50 \text{ mm}}$$

6.2 Předpínací výztuž

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad [9]$$

$$\text{kde } c_{min} = \max \{ c_{minb} = \emptyset; c_{mindur}; 10 \text{ mm} \}$$

$$c_{min} = \max \{ \mathbf{67 \text{ mm}}; 50 \text{ mm}; 10 \text{ mm} \}$$

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 67 + 10 = 77 \text{ mm} \quad \mathbf{\text{volím krytí předpínací výztuže 80 mm}}$$

7 NÁVRH PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE

7.1 Maximální napětí ve výztuži

Toto napětí působí po velmi krátkou dobu, a proto se v normách uvažuje jeho relativně vysoká maximální přípustná hodnota. Jedná se o maximální napětí v předpínací výztuži, které působí při předpínání předpínací výztuže.

$$\begin{aligned}\sigma_{p,max} &= \min \{0,8 f_{pk} ; 0,9 f_{p0,1k}\} = \{0,8 \cdot 1770; 0,9 \cdot 1520\} = \\ &= \min\{1416 ; \mathbf{1368}\} \text{ Mpa}\end{aligned}$$

kde f_{pk} je charakteristická hodnota pevnosti předpínací výztuže v tahu
 $f_{p0,1k}$ je charakteristická hodnota meze 0,1 předpínací výztuže [7]

7.2 Maximální napětí po zakotvení

Toto napětí je ovlivněno již v okamžiku předpínání a během zakotvení se po délce kabelu projevují změny předpětí **tzv. ztráty okamžité**, přesto by však nemělo překročit maximální přípustnou hodnotu.

$$\begin{aligned}\sigma_{p0,max} &= \min \{0,75 f_{pk} ; 0,85 f_{p0,1k}\} = \{0,75 \cdot 1770 ; 0,85 \cdot 1520\} = \\ &= \min\{1327,5 ; \mathbf{1292}\} \text{ Mpa}\end{aligned}$$

kde f_{pk} je charakteristická hodnota pevnosti předpínací výztuže v tahu
 $f_{p0,1k}$ je charakteristická hodnota meze 0,1 předpínací výztuže [7]

7.3 Návrh předpínací výztuže – srovnání ve všech variantách

Návrh předpínacích lan je uveden pro 1m desky.

Odhad ztrát okamžitých i dlouhodobých je uvažován 10 %.

$$\begin{aligned}\sigma_{pm0} &= 0,9 \cdot \sigma_{p0,max} = 0,9 \cdot 1368 = 1231,2 \text{ Mpa} \leq 1292 \text{ MPa} \\ \sigma_{pm\infty} &= 0,9 \cdot \sigma_{pm0} = 0,9 \cdot 1231,2 = 1108,1 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

Varianta 1 – $h_d = 1,10 \text{ m}$

$$P_{m0,req} = 4723,40 \text{ kN}$$

$$A_{p,req} = \frac{P_{m0,req}}{\sigma_{pm0}} = \frac{4723,40 \cdot 10^3}{1231,2 \cdot 10^6} = 3,8364 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$n = \frac{A_p}{A_{p1}} = \frac{3,8364 \cdot 10^{-3}}{0,150 \cdot 10^{-3}} = 25,58 \text{ lan}$$

navrhují 26 lan 4 kabely

po 2 × 6 lan a 2 × 7lan

Varianta 2 – $h_d = 0,95$ m

$$P_{m0,req} = 5003,17 \text{ kN}$$

$$A_{p,req} = \frac{P_{m0,req}}{\sigma_{pm0}} = \frac{5003,17 \cdot 10^3}{1231,2 \cdot 10^6} = 4,0637 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$n = \frac{A_p}{A_{p1}} = \frac{4,0637 \cdot 10^{-3}}{0,150 \cdot 10^{-3}} = 27,09 \text{ lan} \quad \text{navrhují 28 lan} \quad \text{4 kabely po 7 lanech}$$

Varianta 3 – $h_d = 0,80$ m

$$P_{m0,req} = 5414,06 \text{ kN}$$

$$A_{p,req} = \frac{P_{m0,req}}{\sigma_{pm0}} = \frac{5414,06 \cdot 10^3}{1231,2 \cdot 10^6} = 4,3974 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$n = \frac{A_p}{A_{p1}} = \frac{4,3974 \cdot 10^{-3}}{0,150 \cdot 10^{-3}} = 29,32 \text{ lan} \quad \text{navrhují 30 lan} \quad \text{4 kabely}$$

po 2×7 lan a 2×8 lan

Varianta 4 – $h_d = 0,65$ m

$$P_{m0,req} = 6076,53 \text{ kN}$$

$$A_{p,req} = \frac{P_{m0,req}}{\sigma_{pm0}} = \frac{6076,53 \cdot 10^3}{1231,2 \cdot 10^6} = 4,9355 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$n = \frac{A_p}{A_{p1}} = \frac{4,9355 \cdot 10^{-3}}{0,150 \cdot 10^{-3}} = 32,90 \text{ lan} \quad \text{navrhují 34 lan} \quad \text{4 kabely}$$

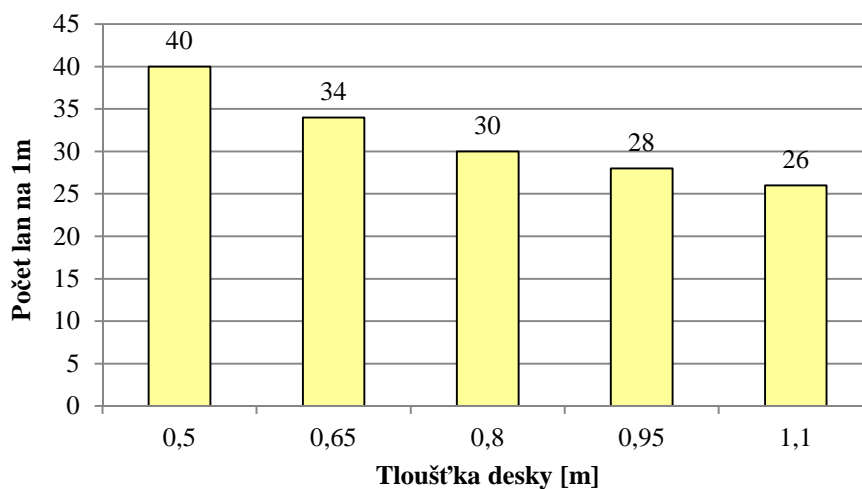
po 2×8 lan a 2×9 lan

Varianta 5 – $h_d = 0,50$ m

$$P_{m0,req} = 7323,53 \text{ kN}$$

$$A_{p,req} = \frac{P_{m0,req}}{\sigma_{pm0}} = \frac{7323,53 \cdot 10^3}{1231,2 \cdot 10^6} = 5,9483 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$n = \frac{A_p}{A_{p1}} = \frac{5,9483 \cdot 10^{-3}}{0,150 \cdot 10^{-3}} = 39,66 \text{ lan} \quad \text{navrhují 40 lan} \quad \text{4 kabely po 10 lanech}$$



Graf 3: Závislost tloušťky desky na navrženém počtu lan

8 VNITŘNÍ SÍLY A KOMBINACE ZATÍŽENÍ

8.1 Deskový model

Výpočet vnitřních sil byl realizován pomocí programu Scia Engineer 2013.0

Pro stanovení účinků zatížení je nosná konstrukce mostu modelována jako 2D deskový model. Uložení je namodelováno tak, aby desková konstrukce mohla volně dilatovat jak v podélném, tak v příčném směru. Byla použita pevná podpora v prvním rohu deskové konstrukce a v ostatních rozích byly použity podpory pohyblivé, aby bylo docíleno požadované dilatace konstrukce. Uložení na elastomerových ložiskách bylo namodelováno liniovou všesměrnou podporou. Dále jsou modelovány jednotlivé stálé zatížení a modely zatížení od dopravy. Pro určení maximálních momentů a maximálních posouvajících sil v podélném i příčném směru byla daná zatížení postavena do nejnepříznivější polohy na konstrukci.

Pozn.: Grafické znázornění zatěžovacích stavů a vnitřních sil je uvedeno v příloze **B3** – Přehledná grafická dokumentace.

8.2 Přehled maximálních ohybových momentů v jednotlivých zatěžovacích stavech

Tab. 5: Hodnoty maximálních ohybových momentů m_{xD} -

Zatěžovací stav	Varianta 1 $h_d=1,1m$	Varianta 2 $h_d=0,95m$	Varianta 3 $h_d=0,8m$	Varianta 4 $h_d=0,65m$
	Moment m_{xD} -	Moment m_{xD} -	Moment m_{xD} -	Moment m_{xD} -
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
ZS1 vlastní tíha	2221,57	1920,06	1618,07	1315,61
ZS2 ostatní stálé zatížení	548,33	548,78	549,22	549,65
ZS3 sestava gr1a	1303,24	1219,49	1195,53	1187,62
ZS4 sestava gr5	874,43	865,18	869,58	870,10

Hodnoty jednotlivých momentů jsou v charakteristických hodnotách a byly odečteny v řezech s maximální hodnotou.

Z uvedené tabulky vyplývá, že v následujícím výpočtu bude počítáno s hodnotou zatížení od dopravy **gr1a** – vyvoluje větší účinky než sestava gr5.

Varianta 5 o tloušťce desky 0,5 m není uvažována, protože je předpokládáno, že nevyhoví omezujícím podmínkám c mezním stavu použitelnosti.

Pozn.: Hodnoty ohybových momentů m_{yD} - jsou uvedeny v příloze **B2** – Statický výpočet.

8.3 Kombinace zatížení

Dle normy ČSN EN 1990 se uvažují tyto tři kombinace zatížení: **charakteristická, častá a kvazistálá**. Používají se pro výpočty v mezních stavech použitelnosti [10]. V mezním stavu únosnosti se používá návrhová kombinace zatížení.

8.3.1 Charakteristická kombinace zatížení

V této kombinaci se uvažují veškeré účinky na konstrukci, součinitelé se berou rovny 1.

8.3.2 Častá kombinace zatížení

Tato kombinace zatížení počítá jak se stálým zatížením na konstrukci, tak i s proměnným zatížením. Zatížení od dopravy se upravuje součinitelem Ψ_1 . U rovnoměrného zatížení UDL od dopravy se součinitel $\Psi_1 = 0,4$; u nápravových sil TS se bere hodnotou $\Psi_1 = 0,75$.

8.3.3 Kvazistálá kombinace zatížení

Kvazistálá kombinace zatížení uvažuje na konstrukci pouze stálá zatížení, jelikož součinitel proměnných zatížení $\Psi_2 = 0$.

8.3.4 Návrhové kombinace zatížení

Dle normy ČSN EN 1990 máme celkem tři návrhové kombinace zatížení a to:

- Kombinace pro trvalé a dočasné situace a pro mezní stav **EQU** platí obecný vztah

$$6.10 \quad \sum_{1 \geq 1} \gamma_{G,j} G_{j,k} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{1 \geq 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad [10]$$

- Pro mezní stavy STR a GEO (soubor B) se uvažuje méně příznivá kombinace z

$$6.10a \quad \sum_{1 \geq 1} \gamma_{G,j} G_{j,k} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \Psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{1 \geq 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad [10]$$

$$6.10b \quad \sum_{1 \geq 1} \xi \gamma_{G,j} G_{j,k} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{1 \geq 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad [10]$$

Součinitelé zatížení γ_G a γ_Q se berou stejnou hodnotou 1,35. Součinitel ξ je uvažován hodnotou 0,85.

8.3.5 Přehled získaných kombinací

Tab. 6: Hodnoty maximálních ohybových momentů dle kombinací zatížení

Kombinace	Varianta 1 $h_d=1,1m$	Varianta 2 $h_d=0,95m$	Varianta 3 $h_d=0,8m$	Varianta 4 $h_d=0,65m$
	Moment $mxD-$	Moment $mxD-$	Moment $mxD-$	Moment $mxD-$
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Charakteristická	4073,14	3688,33	3362,82	3052,88
Častá	3563,39	3205,92	2895,57	2590,73
Kvazistálá	2769,90	2468,84	2167,29	1865,26
Návrhová 6.10	5498,74	4979,25	4539,81	4145,69
Návrhová 6.10a	4810,57	4327,99	3909,01	3515,71
Návrhová 6.10b	4937,83	4479,31	4089,46	3767,97

Z uvedené tabulky vyplývá, že dimenzování bude provedeno na návrhovou kombinaci zatížení **6.10b**.

9 PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY

Při výpočtu krátkodobých ztrát předpětí se počítá s oslabeným průřezem - změní se průřezové charakteristiky betonového průřezu. Je to dáno tím, že v době předpínání není výztuž zainjektovaná, a proto se průřezová plocha kanálků neuvažuje.

Průřezové charakteristiky byly vypočítány ručně a poté ověřeny v programu Scia Engineering 2013.0 a to na všech variantách tloušťky desek.

Pozn.: Vypočítané hodnoty oslabených průřezových charakteristik jsou uvedeny v příloze **B2** – Statický výpočet.

10 ZTRÁTY PŘEDPĚTÍ

Předpínací síla není konstantní, ale mění se po délce kabelu a v čase. Ve výpočtech navíc pracujeme s průměrnou hodnotou předpínací síly. Proto je třeba znát hodnotu předpínací síly v každém místě kabelu a ve všech rozhodujících okamžicích výroby a provozu konstrukce [7]. Ztráty byly počítány pro každou variantu zvlášť v programu Microsoft Excel, podrobný výpočet ztrát je přiložen v příloze **B2** – Statický výpočet.

10.1 Okamžité ztráty předpětí

Do okamžitých (výrobních) ztrát je započítána ztráta:

- třením kabelu a stěn kabelového kanálku,
- pokluzem při kotvení,
- pružným přetvořením betonu při postupném napínání,
- relaxací předpínací výztuže.

10.2 Dlouhodobé ztráty předpětí

Do dlouhodobých ztrát je započítána ztráta:

- smršťováním betonu,
- pružným přetvořením betonu,
- relaxací předpínací výztuže,
- dotvarováním betonu.

11 MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI

Nosné mostní konstrukce se kromě posudku na mezní stav únosnosti musí posoudit také na mezní stav použitelnosti, aby byla zajištěna bezproblémová funkčnost konstrukce zatížené běžným provozním zatížením.

Mezi stavy použitelnosti se řadí:

- omezení normálových napětí v betonu nebo ve výztuži,
- omezení vzniku trhlin,
- omezení deformací konstrukce.

11.1 Omezení napětí

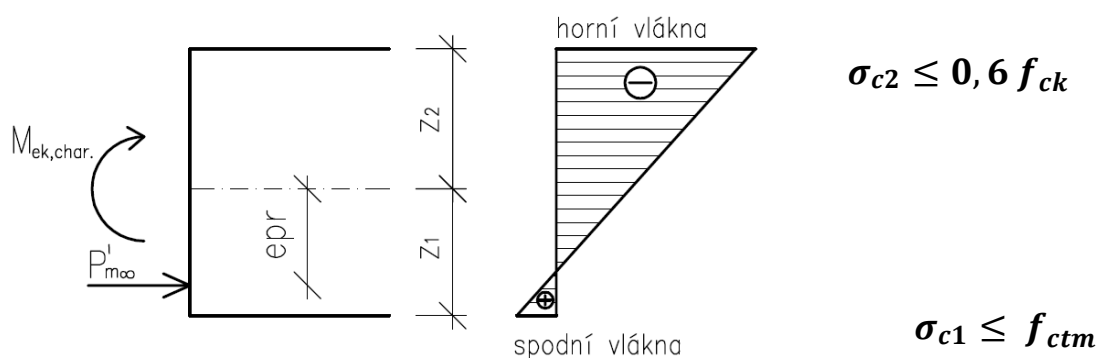
Omezení napětí se stanovuje **pro beton v tlaku a tahu** a pro velikost napětí v **předpínací výztuži**.

11.1.1 Omezení napětí v betonu

Podmínky pro omezení napětí v betonu jsou uvažovány **v čase t_0** , tedy v čase zakotvení předpínací výztuže, kdy na konstrukci působí pouze ohybový moment od vlastní tíhy a **v čase t_∞** , kdy se předpokládá ukončení životnosti konstrukce.

a) v čase t_∞ charakteristická kombinace

Pro horní vlákna musí být splněna podmínka na pevnost betonu v tlaku $0,6 f_{ck}$, spodní vlákna nesmí překročit pevnost betonu v tahu f_{ctm} .



Obr. 12: Průběh napětí v t_∞ , charakteristická kombinace

$$\sigma_{c1} = \frac{-P'_{m\infty}}{A_{cr}} - \frac{P'_{m\infty} * e_{pr}}{W_{cr1}} + \frac{M_{ek}}{W_{cr1}}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{-P'_{m\infty}}{A_{cr}} + \frac{P'_{m\infty} * e_{pr}}{W_{cr2}} - \frac{M_{ek}}{W_{cr2}} \leq 0,6 f_{ck}$$

kde f_{ck} je charakteristická pevnost betonu v tlaku (C30/37 $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$)

f_{ctm} je charakteristická pevnost betonu v tahu (C30/37 $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$)

Výsledné napětí dle tloušťek desek

var. 1 - $h_d = 1,10 \text{ m}$ $\sigma_{c1} = + 5,90 \text{ Mpa} > f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$ **vznik trhlin**

$\sigma_{c2} = -14,53 \text{ Mpa} \leq 0,6f_{ck} = 18,0 \text{ MPa}$ **vyhovuje**

var. 2 - $h_d = 0,95 \text{ m}$ $\sigma_{c1} = + 7,15 \text{ Mpa} > f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$ **vznik trhlin**

$\sigma_{c2} = -17,76 \text{ Mpa} \leq 0,6f_{ck} = 18,0 \text{ MPa}$ **vyhovuje**

var. 3 - $h_d = 0,80 \text{ m}$ $\sigma_{c1} = + 10,13 \text{ Mpa} > f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$ **vznik trhlin**

$\sigma_c = -23,55 \text{ Mpa} > 0,6f_{ck} = 18,0 \text{ MPa}$ **nevyhovuje**
 pozn. aby tato podmínka vyhověla, musela by se zvýšit
 třída betonu z C30/37 na C40/50

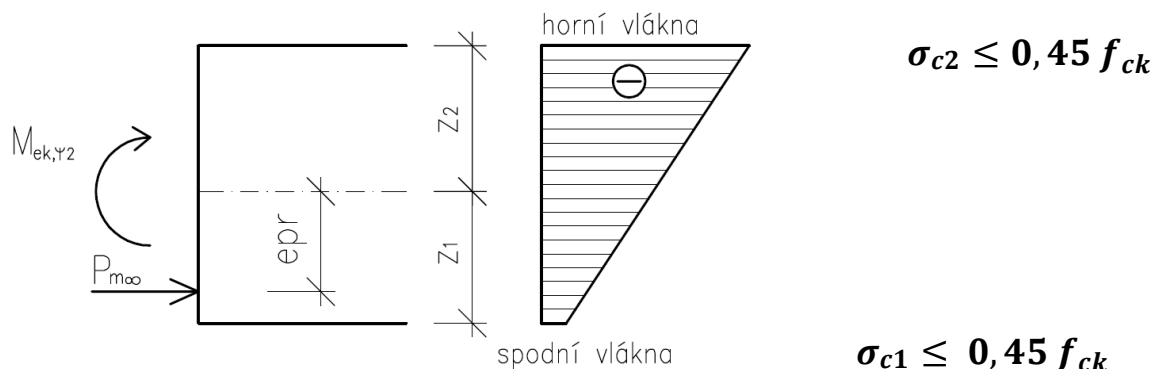
var. 4 - $h_d = 0,65 \text{ m}$ $\sigma_{c1} = + 17,89 \text{ Mpa} > f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$ **vznik trhlin**

pozn. vznik trhlin je v čase t_∞ možný, jedná se totiž o
 nejnepříznivější kombinaci, která může na konstrukci
 nastat - v této variantě je však značný

$\sigma_{c2} = -36,74 \text{ Mpa} > 0,6f_{ck} = 18,0 \text{ MPa}$ **nevyhovuje**
 pozn. aby tato podmínka vyhověla, musela by se zvýšit
 třída betonu z C30/37 na C70/85 což není efektivní

b) v čase t_∞ kvazistálá kombinace

Pro horní i spodní vlákna musí být splněna stejná podmínka na lineární dotvarování
 betonu a to nepřekročení $0,45 f_{ck}$.

Obr. 13: Průběh napětí v t_∞ , kvazistálá kombinace

$$\sigma_{c1} = \frac{-P_{m\infty}}{A_{cr}} - \frac{P_{m\infty} * e_{pr}}{W_{cr2}} + \frac{M_{ek\psi 2}}{W_{cr2}} \leq 0,45 f_{ck}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{-P_{m\infty}}{A_{cr}} + \frac{P_{m\infty} * e_{pr}}{W_{cr2}} - \frac{M_{ek\psi 2}}{W_{cr2}} \leq 0,45 f_{ck}$$

kde f_{ck} je charakteristická pevnost betonu v tlaku ($C30/37 f_{ck} = 30 \text{ MPa}$)

Výsledné napětí dle tloušťek desek

var. 1 - $h_d = 1,10 \text{ m}$ $\sigma_{c1} = -0,42 \text{ Mpa} \leq 0,45 f_{ck} = 13,5 \text{ MPa}$ **vyhovuje**

$\sigma_{c2} = -8,02 \text{ Mpa} \leq 0,45 f_{ck} = 13,5 \text{ MPa}$ **vyhovuje**

var. 2 - $h_d = 0,95 \text{ m}$ $\sigma_{c1} = -0,72 \text{ Mpa} \leq 0,45 f_{ck} = 13,5 \text{ MPa}$ **vyhovuje**

$\sigma_{c2} = -9,73 \text{ Mpa} \leq 0,45 f_{ck} = 13,5 \text{ MPa}$ **vyhovuje**

var. 3 - $h_d = 0,80 \text{ m}$ $\sigma_{c1} = -0,75 \text{ Mpa} \leq 0,45 f_{ck} = 13,5 \text{ MPa}$ **vyhovuje**

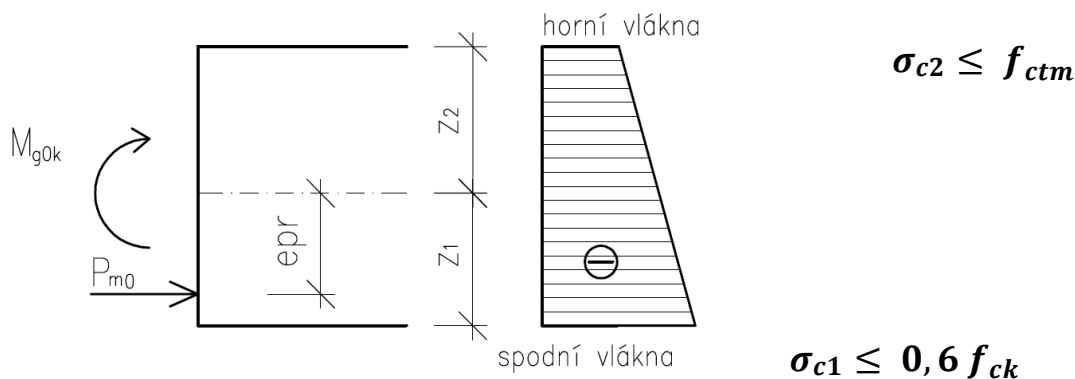
$\sigma_{c2} = -12,54 \text{ Mpa} \leq 0,45 f_{ck} = 13,5 \text{ MPa}$ **vyhovuje**

var. 4 - $h_d = 0,65 \text{ m}$ $\sigma_{c1} = +1,43 \text{ Mpa} \leq 0,45 f_{ck} = 13,5 \text{ MPa}$ **nevyhovuje**

$\sigma_{c2} = -19,98 \text{ Mpa} > 0,45 f_{ck} = 13,5 \text{ MPa}$ **nevyhovuje**

c) V čase t_0 charakteristická kombinace

V čase t_0 působí na konstrukci pouze vlastní tíha, spodní vlákna musí vyhovět podmínce $0,6 f_{ck}$ a horní vlákna nesmí překročit pevnost betonu v tahu f_{ctm} .



$$\sigma_{c2} \leq f_{ctm}$$

$$\sigma_{c1} \leq 0,6 f_{ck}$$

Obr. 14: Průběh napětí v t_0 , charakteristická kombinace

$$\sigma_{c1} = \frac{-P_{m0}}{A_{cr}} - \frac{P_{m0} * e_{pr}}{W_{cr1}} + \frac{M_{g0k}}{W_{cr1}} \leq 0,6 f_{ck}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{-P_{m0}}{A_{cr}} + \frac{P_{m0} * e_{pr}}{W_{cr2}} - \frac{M_{g0k}}{W_{cr2}} \leq f_{ctm}$$

kde f_{ck} je charakteristická pevnost betonu v tlaku (C30/37 $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$)

f_{ctm} je charakteristická pevnost betonu v tahu (C30/37 $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$)

Výsledné napětí dle tloušťek desek

var. 1 - $h_d = 1,10 \text{ m}$ $\sigma_{c1} = -4,28 \text{ MPa} \leq 0,6f_{ck} = 18,0 \text{ MPa}$ **vyhovuje**

$\sigma_{c2} = -4,76 \text{ MPa} \leq f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$ **vyhovuje**

var. 2 - $h_d = 0,95 \text{ m}$ $\sigma_{c1} = -5,79 \text{ MPa} \leq 0,6f_{ck} = 18,0 \text{ MPa}$ **vyhovuje**

$\sigma_{c2} = -5,52 \text{ MPa} \leq f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$ **vyhovuje**

var. 3 - $h_d = 0,80 \text{ m}$ $\sigma_{c1} = -7,74 \text{ MPa} \leq 0,6f_{ck} = 18,0 \text{ MPa}$ **vyhovuje**

$\sigma_{c2} = -6,75 \text{ MPa} \leq f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$ **vyhovuje**

var. 4 - $h_d = 0,65 \text{ m}$ $\sigma_{c1} = -8,76 \text{ MPa} \leq 0,6f_{ck} = 18,0 \text{ MPa}$ **vyhovuje**

$\sigma_{c2} = -11,55 \text{ MPa} \leq f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$ **vyhovuje**

11.1.2 Omezení napětí v předpínací výztuži

Velikost napětí v předpínací výztuži je omezena podmínkou nepřekročení $0,75 f_{pk}$, kde f_{pk} je charakteristická pevnost předpínací výztuže v tahu. Tato podmínka musí být splněna po celou dobu životnosti konstrukce.

$$\sigma_{pm} \leq 0,75 f_{pk} = 0,75 * 1770 = 1327,5 \text{ MPa}$$

var. 1 - $h_d = 1,10 \text{ m}$	$\sigma_{pm0} = 1260,04 \text{ MPa} \leq 1327,50 \text{ MPa}$	vyhovuje
---	---	-----------------

	$\sigma_{pm\infty} = 1175,53 \text{ MPa} \leq 1327,50 \text{ MPa}$	vyhovuje
--	--	-----------------

var. 2 - $h_d = 0,95 \text{ m}$	$\sigma_{pm0} = 1260,31 \text{ MPa} \leq 1327,50 \text{ MPa}$	vyhovuje
---	---	-----------------

	$\sigma_{pm\infty} = 1175,03 \text{ MPa} \leq 1327,50 \text{ MPa}$	vyhovuje
--	--	-----------------

var. 3 - $h_d = 0,80 \text{ m}$	$\sigma_{pm0} = 1263,74 \text{ MPa} \leq 1327,50 \text{ MPa}$	vyhovuje
---	---	-----------------

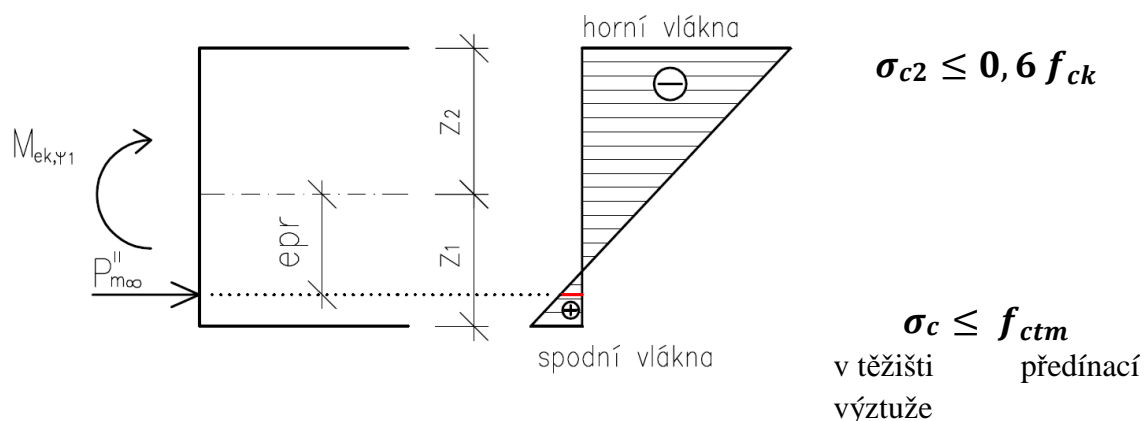
	$\sigma_{pm\infty} = 1178,00 \text{ MPa} \leq 1327,50 \text{ MPa}$	vyhovuje
--	--	-----------------

var. 4 - $h_d = 0,65 \text{ m}$	$\sigma_{pm0} = 1256,14 \text{ MPa} \leq 1327,50 \text{ MPa}$	vyhovuje
---	---	-----------------

	$\sigma_{pm\infty} = 1168,73 \text{ MPa} \leq 1327,50 \text{ MPa}$	vyhovuj
--	--	----------------

11.2 Omezení vzniku trhlin

Tato podmínka se uvažuje v čase t_∞ , časté kombinaci, kde zatížení od dopravy je redukováno příslušným součinitelem. Rozhodující posudek u prostě podepřených konstrukcí je na spodních vláknech v polovině rozpětí. Hodnota napětí v těžišti předpínací výztuže nesmí překročit charakteristickou pevnost betonu v tahu f_{ctm} . Napětí na horních vláknech musí být menší než $0,6 f_{ck}$.

a) V čase t_{∞} častá kombinaceObr. 15: Průběh napětí v t_{∞} , častá kombinace

$$\sigma_{c1} = \frac{-P''_{m\infty}}{A_{cr}} - \frac{P''_{m\infty} * e_{pr}}{W_{cr1}} + \frac{M_{ek\psi_1}}{W_{cr1}}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{-P''_{m\infty}}{A_{cr}} + \frac{P''_{m\infty} * e_{pr}}{W_{cr2}} - \frac{M_{ek\psi_1}}{W_{cr2}} \leq 0,6 f_{ck}$$

Výsledné napětí dle tloušťek desek

var. 1 - $h_d = 1,10$ m

$$\sigma_{c1} = +3,44 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_c = +1,85 \text{ Mpa} \leq f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

$$\sigma_{c2} = -11,99 \text{ Mpa} \leq 0,6f_{ck} = 18,0 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

var. 2 - $h_d = 0,95$ m

$$\sigma_{c1} = +4,06 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_c = +1,83 \text{ Mpa} \leq f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

$$\sigma_{c2} = -14,59 \text{ Mpa} \leq 0,6f_{ck} = 18,0 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

var. 3 - $h_d = 0,80$ m

$$\sigma_{c1} = +5,89 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_c = +2,32 \text{ Mpa} \leq f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

$$\sigma_{c2} = -19,25 \text{ Mpa} > 0,6f_{ck} = 18,0 \text{ MPa} \quad \text{nevyhovuje}$$

var. 4 - $h_d = 0,65$ m

$$\sigma_{c1} = +11,53 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_c = +2,50 \text{ Mpa} > f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa} \quad \text{vyhovuje}$$

$$\sigma_{c2} = -30,23 \text{ Mpa} > 0,6f_{ck} = 18,0 \text{ MPa} \quad \text{nevyhovuje}$$

První a druhá varianta vyhovuje všem podmínkám, kromě nejnepříznivější charakteristické kombinace v čase t_∞ , kde vzniknou trhliny - měl by být proveden posudek na šířku trhlin (není předmětem této bakalářské práce).

Ve třetí variantě dále není splněna podmínka pro dodržení napětí betonu v tlaku na horních vláknech v čase t_∞ charakteristické kombinace a také není splněna podmínka v t_∞ časté kombinaci na horních vláknech. Při zvýšení betonu z C30/37 na C40/50 již tyto podmínky vyhoví. Ovšem zvyšování třídy betonu nemusí být vždy efektivní.

Čtvrtá varianta nevyhoví již na několik podmínek, navíc v nejnepříznivější charakteristické kombinaci vznikají na spodních vláknech velké tahy, tudíž není vhodná k dimenzování.

Varianta 5 není v posudcích uvažována, jelikož již varianta 4 vyšla hodně nepříznivě.

Dle těchto skutečností bylo rozhodnuto, že v dalším výpočtu se bude uvažovat **varianta 2 $h_d=0,95$ m**. Tato varianta byla zvolena proto, že v dnešním projektování má velkou váhu nejen správný konstrukční návrh, ale také elegantnost konstrukce, což bezesporu menší tloušťka desky přináší.

11.3 Omezení deformací konstrukce

Průhyb byl řešen **na vybrané variantě 2 $h_d=0,95$ m** uprostřed rozpětí a byl posouzen v čase t_0 , kdy na konstrukci působí pouze vlastní tíha a předpětí a v čase t_∞ , kdy se k předešlým účinkům přidává ostatní stálé zatížení a také vliv dopravy.

11.3.1 Průhyb v čase t_0

$$v_{s(t_0)} = v_{stg0} + v_{stp0} = + 53,70 - 61,14 = - 7,44 \text{ mm}$$

11.3.2 Průhyb v čase t_∞

V čase nekonečno se bere krátkodobý i dlouhodobý účinek průhybu.

- bez vlivu dopravy: $v_{(t_\infty)} = v_{stg0} + v_{ltg0} + v_{stg1} + v_{ltg1} + v_{stp0} + v_{ltp} =$
 $= + 53,70 + 107,13 + 15,8 + 28,05 - 61,14 - 115,79 =$
 $= 27,75 \text{ mm}$
- s vlivem dopravy: $v'_{(t_\infty)} = v_{(t_\infty)} + v_{stq} = 27,75 + 31,40 = 59,15 \text{ mm}$

$$v_{t_\infty'} = 59,15 \text{ mm} \leq \frac{l}{350} = \frac{25000}{350} = 71,43 \text{ mm} \quad \text{vyhovuje}$$

12 MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI

Mezní stav únosnosti slouží k posouzení předpjaté konstrukce vůči návrhové kombinaci zatížení. Pro danou konstrukci vyvozuje nejnepříznivější zatížení kombinace 6.10b. Do mezních stavů únosnosti řadíme **posouzení na ohyb** a **posouzení na posouvající sílu**.

12.1 Posouzení konstrukce na ohyb

12.1.1 Návrhová kombinace zatížení 6.10b

$$M_{Ed} = M_{Edzat} + \gamma_p(M_{pk}) = 4479,31 + 1 \cdot (-4981,07 \cdot 0,3665) = \mathbf{2653,74 \text{ kNm}}$$

12.1.2 Stanovení základního napětí

Základní napětí v předpínací výztuži σ_p^0 je takové napětí, kdy v přilehlých vláknech betonu je nulové napětí. Tento stav dostaneme pokud, vneseme do těchto přilehlých vláken přírůstek poměrného přetvoření $\Delta\varepsilon_{cp}$ odpovídající skutečnému napětí betonu, ale s opačným znaménkem [11].

Pro dodatečně předpjaté konstrukce:

$$\sigma_p^0 = \sigma_p - \frac{E_p}{E_c} \cdot \sigma_{cp} = 1211,38 - \frac{195}{32} \cdot 4,17 = \mathbf{1185,97 \text{ kN}}$$

Dále je stanovena základní předpínací síla, která se rovná návrhové předpínací síle, jelikož součinitel γ_p je uvažován hodnotou 1,0.

$$P_{t\infty}^0 = A_p \cdot \sigma_p^0 = 0,0042 \cdot 1185,97 = \mathbf{4981,07 \text{ kN}}$$

12.1.3 Návrhové parametry pracovního diagramu předpínací výztuže

Aby bylo možné vykreslit pracovní diagram předpínací výztuže, je nutné stanovit jeho návrhové parametry.

$$\varepsilon_{py} = \frac{f_{pd}}{E_{pd}} = \frac{1321,74 \cdot 10^6}{195 \cdot 10^9} = \mathbf{6,7782 \text{ ‰}}$$

Stanovení tlakové rezervy ve výztuži:

$$\varepsilon_{pt} = \frac{\sigma_{pt}^0}{E_p} = \frac{1185,97 \cdot 10^6}{195 \cdot 10^9} = \mathbf{6,0819 \text{ ‰}}$$

$$\Delta\sigma_p = f_{pd} - \sigma_{pt}^0 = 1321,74 - 1185,97 = \mathbf{135,77 \text{ MPa}}$$

$$\Delta\varepsilon_{p0} = \frac{\Delta\sigma_p}{E_p} = \frac{135,77 \cdot 10^6}{195 \cdot 10^9} = \mathbf{0,6963 \text{ ‰}}$$

12.1.4 Určení neutrální osy a výšky tlačeného betonu

Nejdříve se stanoví výslednice předpínací síly:

$$\Delta F_p = A_p \cdot \Delta \sigma_p = 4,2 \cdot 10^{-3} \cdot 135,77 \cdot 10^6 = 570,23 \text{ kN}$$

Určení neutrální osy:

$$N_{Ed} = N_{pd} = 4981,07 \text{ kN}$$

$$F_{cc} = N_{pd} + \Delta F_p = 4981,07 + 570,23 = 5551,30 \text{ kN}$$

$$A_{cc} = \frac{F_{cc}}{f_{cd}} = \frac{5551,30 \cdot 10^3}{18 \cdot 10^6} = 0,308 \text{ m}^2$$

$$x = \frac{A_{cc}}{\lambda b} = \frac{0,308}{0,8 \cdot 1} = 0,385 \text{ m}$$

12.1.5 Ověření předpokladu využití předpínací výztuže

$$d = h - d_1 = 0,95 - 0,1135 = 0,8365 \text{ m}$$

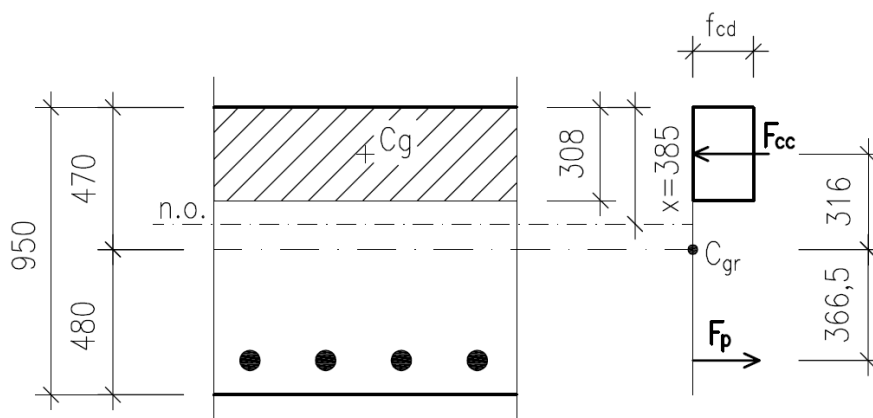
$$x_{bal1} = \frac{d \cdot \varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} \cdot (\varepsilon_{pd} - \varepsilon_{p0})} = \frac{0,8365 \cdot 3,5}{3,5 \cdot (6,7782 - 6,0819)} = 0,698 \text{ m} > x = 0,385 \text{ m}$$

vyhovuje

12.1.6 Ověření únosnosti konstrukce s předpínací výztuží

Určení ramen vnitřních sil: $z_{cc} = z_2 - \frac{1}{2} \cdot \lambda x = 0,47 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,385 = 0,316 \text{ m}$

$$z_{pt} = e_{pr} = 0,3665 \text{ m}$$



Obr. 16: Tlačená plocha betonu, ramena vnitřních sil

$$M_{Rd} = F_{cc} \cdot z_{cc} + \Delta F_p \cdot z_{pt} = 0,308 \cdot 18 \cdot 10^6 \cdot 0,316 + 570,23 \cdot 10^3 \cdot 0,3665 =$$

$$= 1960,89 \text{ kNm} \leq 2653,74 \text{ kNm} \text{ nevyhovuje, nutno navrhnout přídatnou betonářskou výztuž}$$

12.1.7 Návrh a posouzení betonářské výztuže

Stanovení momentu, který musí přenést betonářská výztuž:

$$\Delta M_{Ed} = M_{Ed} - M_{Rdp} = 2653,74 - 1960,89 = \mathbf{692,85 \text{ MPa}}$$

$$A_{sreq} = \frac{\Delta M_{Ed}}{z_s \cdot f_{yd}} = \frac{692,85 \cdot 10^3}{0,85 \cdot 434,78 \cdot 10^6} = 18,75 \cdot 10^4 \text{ m}^2$$

$$\text{návrh } \varnothing 20 \text{ po } 150 \text{ mm} \leq s_{max} = 200 \text{ mm} \quad A_{ssk} = 20,94 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$c = 40 \text{ mm} \quad \rightarrow d = h - d_1 = 0,95 - 0,04 - \frac{0,02}{2} = 0,9 \text{ m}$$

Předpoklad: $N_{Ed} = N_{Rd}$

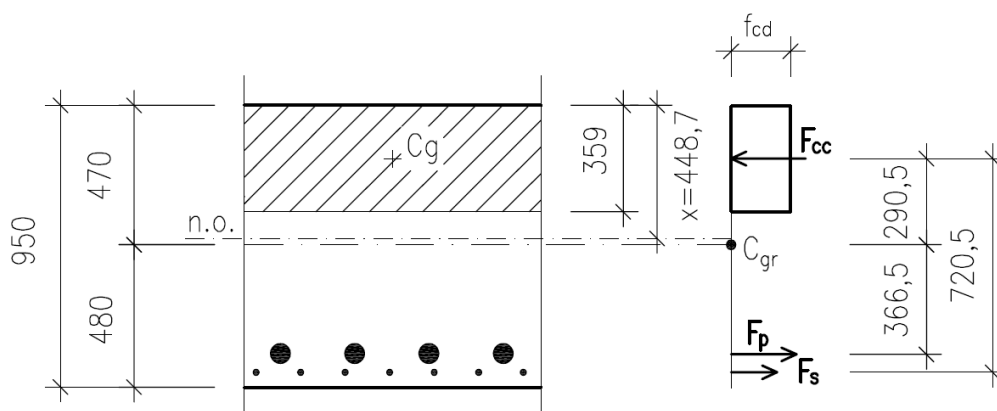
$$N_{Ed} = P_{t\infty}^0 + \Delta F_p = 4981,07 + 570,23 = 5551,30 \text{ kN}$$

$$F_s = A_s \cdot f_{yd} = 20,94 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^6 = 910,43 \text{ kN}$$

$$x = \frac{N_{Ed}}{\lambda \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{5551,30 \cdot 10^3 + 910,43 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 1 \cdot 18 \cdot 10^6} = 0,4487 \text{ m} \quad \lambda x = 0,359 \text{ m}$$

Ramena vnitřních sil: $z_s = d - \frac{\lambda x}{2} = 0,9 - \frac{0,359}{2} = 0,7205 \text{ m}$

$$z_{cc} = z_2 - \frac{\lambda x}{2} = 0,47 - \frac{0,359}{2} = 0,2905 \text{ m}$$



Obr. 17: Tlačená plocha betonu, ramena vnitřních sil s bet. výztuží

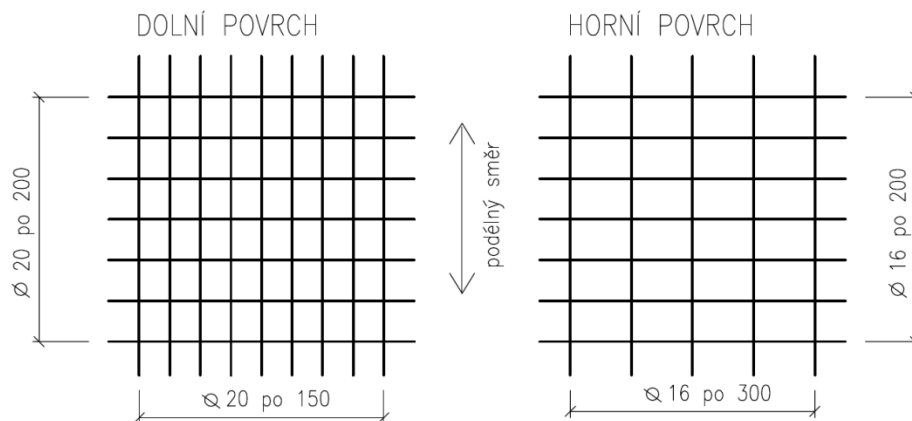
$$M_{Rd} = F_{cc} \cdot z_{cc} + \Delta F_p \cdot z_{pt} + F_s \cdot z_s = 0,359 \cdot 18 \cdot 10^6 \cdot 0,2905 + 570,23 \cdot 10^3 \cdot 0,3665 + 910,43 \cdot 10^3 \cdot 0,7205 = \mathbf{2742,17 \text{ kNm} \geq 2653,74 \text{ kNm}} \quad \text{vyhovuje}$$

12.1.8 Dimenzování příčný směr

Jelikož ohybový moment na deskovém modelu v příčném směru není nulový, musí být navržena betonářská výztuž i v příčném směru. Ve výpočtu je brána návrhová kombinace zatížení v příčném směru 6.10b.

Byla navržena výztuž $\varnothing 20$ po $200 \text{ mm} \leq s_{max} = 200 \text{ mm}$ a následně nadimenzovaná na návrhový moment v příčném směru $M_{Ed} = 459,93 \text{ kNm}$. Tato výztuž vyhověla na posouzení teorie mezní únosnosti s rezervou 21,06%.

Horní výztuž byla nadimenzována dle konstrukčních zásad, tedy procentem z plochy hlavní podélné výztuže.



Obr. 18: Schéma výztuže

12.2 Posouzení konstrukce na posouvající sílu

Dalším posouzením na mezní stav únosnosti je posouzení na posouvající sílu. Uspořádání předpínací výztuže je přibližně stejné jako ohybový moment od vlastní tíhy konstrukce a předpětí tedy snižuje účinek posouvajících sil.

Samotný výpočet na posouvající sílu se dělí do dvou částí a to **na posouzení v oblasti bez ohybových trhlin a s ohybovými trhlinami.**

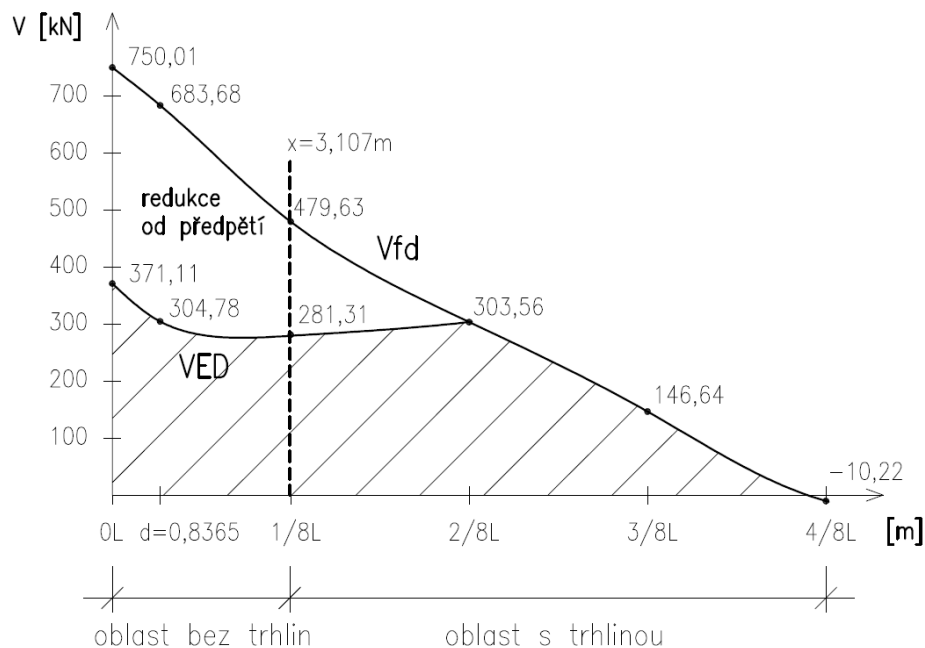
12.2.1 Přehled získaných posouvajících sil

Posouvající síly byly odečteny v jednotlivých osminách rozpětí konstrukce pomocí výslednic ve výpočetním programu Scia Engineer 2013.0. Zatěžovací stav od dopravy byl na konstrukci umístěn tak, aby byla získána maximální posouvající síla. Momentový účinek je brán pro kombinaci 6.10b.

Tab. 7: Přehled posouvajících sil

x	epr(x) [m]	Mfd(x) [kNm]	Vfk(x) [kN]	Vfd(x) [kN]	α [°]	Vpd(x) [kN]	VED [kN]
0/8L	0	213,66	555,56	750,01	4,35	-378,90	371,11
d	0,064	898,21	506,43	683,68	4,35	-378,90	304,78
1/8L	0,238	2153,46	355,28	479,63	2,28	-198,32	281,31
2/8L	0,361	3387,44	224,86	303,56	0	0	303,56
3/8L	0,361	4165,41	108,62	146,64	0	0	146,64
4/8L	0,361	4479,31	-7,57	-10,22	0	0	-10,22

Bylo určeno přesné místo kde se nachází oblast s trhlinami a naopak, kde se může počítat s plným průřezem – tedy oblastí bez trhlin.



Obr. 19: Vykreslení posouvajících sil

12.2.2 Posouzení oblasti bez trhlin

Posuzuje se únosnost plného průřezu, který není oslaben ohybovou trhlinou. Průřez je posouzen proti vlivu posouvající síly v těžištní ose.

Únosnost ve smyku je dána vztahem:

$$V_{Rdc} = \frac{l \cdot b_w}{s} \cdot \sqrt{f_{ctd}^2 + \alpha_e \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}}$$

$$V_{Rdc} \geq \max\{VED_{0/8L}; VED_d\}$$

$$1265,07 \text{ kN} \geq 371,11 \text{ kN} \quad \text{vyhovuje}$$

12.2.3 Posouzení oblasti s trhlinou

Nejprve se provede posouzení únosnosti bez smykové výztuže, jestliže tato podmínka vyhoví, je smyková výztuž navržena konstrukčně. Pokud nevyhoví, musí se navrhnout podle příslušného vzorce.

Únosnost bez smykové výztuže:

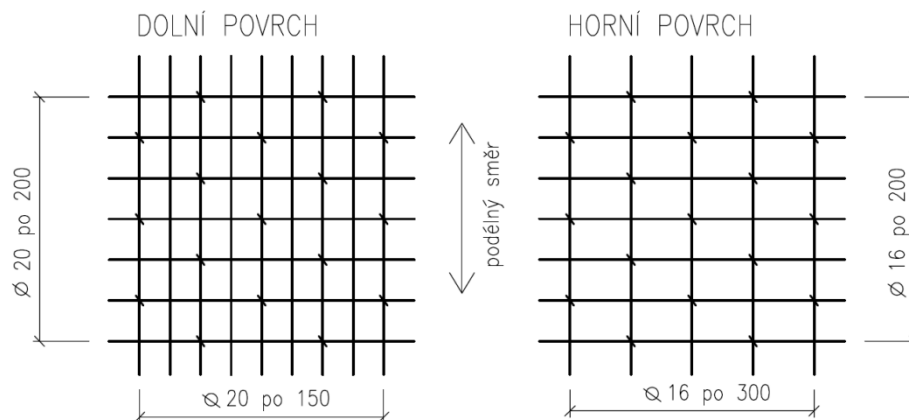
$$V_{Rdc} = [c_{rdc} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rdc} \geq \max\{VED_{1/8L}; VED_{2/8L}; VED_{3/8L}; VED_{4/8L}\}$$

$$306,47 \text{ kN} \geq 303,56 \text{ kN} \quad \text{vyhovuje,}$$

navrhují konstrukční smykovou výztuž $\varnothing 10$

Jsou navrženy spony průměru 10 mm, jejich rozmístění na desce je šachovité. Musí být uspořádány tak, aby splňovaly alespoň minimální počet 9 spon na 1 m^2 - **je navrženo 11 spon na 1 m^2 .**



Obr. 20: Schéma rozmístění smykové výztuže

12.2.4 Posouzení tlačené diagonály

Dalším posudkem posouvajících sil je posouzení na působení maximální posouvající síly.

$$Vek_{max} = 1404,05 \text{ kN}$$

$$Ved_{max} = Vek_{max} \cdot \gamma_F + V_{pd}\left(\frac{0}{8L}\right) = 1516,57 \text{ kN}$$

$$VRd_{cmax} = \frac{1}{2} \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 2696,67 \text{ kN}$$

$$VRd_{cmax} \geq Ved_{max}$$

$$2696,67 \text{ kN} \geq 1516,57 \text{ kN} \quad \text{vyhovuje}$$

13 ANALÝZA KOTEVNÍ OBLASTI

Tahová síla z předpínací výztuže se přenáší do betonu v tzv. **kotevní oblasti**. V této oblasti není napětí vyvolané předpínací silou rozděleno po průřezu lineárně. U dodatečně předpjatého betonu je vnesení předpětí do betonu zajištěno pomocí kotev [11].

Jsou zvoleny kotvy typu VSL EC 6-7.

13.1 Posouzení kotevní oblasti

Posouzení kotevní oblasti se dá rozdělit do tří částí:

- posouzení namáhání betonu soustředným tlakem pod kotvou (otlačení betonu),
- posouzení roztržení líce prvku,
- posouzení roztržení oblasti štěpných sil (lokální oblast, celková oblast).

Pozn.: Výpočet kotevní oblasti je uveden v příloze **B2** – Statický výpočet.

ZÁVĚR

Úkolem bakalářské práce bylo navrhnout mostní desku z dodatečně předpjatého betonu o jednom poli, převádějící komunikaci II. třídy přes řeku Svratku.

Předpětí bylo navrženo metodou vyrovnání zatížení. Bylo vyrovnáno 80 % stálých zatížení, které působí na konstrukci. Tloušťka desky byla uvažována v pěti variantách. Bylo zjištěno, že čím je tloušťka desky nižší, tím menší je rovnoměrné zatížení od předpětí. Můžeme to vysvětlit tím, že při klesající tloušťce desky zároveň snižujeme vzepětí f , které ovlivňuje radiální účinky na kabelu. K nižším tloušťkám desek je také zapotřebí větší předpínací síla, tudíž i počet navržených předpínacích lan je větší. Napětí s klesající tloušťkou roste.

Dle omezujících podmínek v mezním stavu použitelnosti bylo rozhodnuto, která varianta je vhodná k předepnutí, a která již ne. První i druhá varianta byly vyhodnoceny jako vhodné k předepnutí. Vyhověly všem podmínkám, kromě nejneprůzračnější charakteristické kombinaci v čase t_{∞} , kde vznikly malé tahy. U třetí varianty nebyly navíc splněny podmínky pro dodržení napětí betonu v tlaku na horních vláknech v čase t_{∞} charakteristické kombinaci a v čase t_{∞} časté kombinaci. Při zvýšení betonu z C 30/37 na C 40/50 tato varianta vyhoví. Zvyšování třídy betonu nemusí být však vždy efektivní. Čtvrtá varianta by vyhověla jen v případě, že by se třída betonu zvýšila na C 70/85, což není efektivní.

Vznik trhlin v čase t_{∞} charakteristické kombinaci může nastat. Jedná se o nejneprůzračnější kombinaci zatížení, která může na dané konstrukci působit. Navíc je zatížení v této kombinaci bráno plnou hodnotou. Aby trhliny na dané konstrukci nevznikly, muselo by se vyrovnat více než 80 % stálých zatížení.

Dle těchto skutečností bylo rozhodnuto, že pro dimenzování se bude uvažovat **varianta 2 $h_d=0,95$ m**. Tato varianta byla zvolena proto, že v dnešním projektování má velkou váhu nejen správný konstrukční návrh, ale také elegantnost konstrukce, což bezesporu menší tloušťka desky přináší.

V mezním stavu únosnosti řešená konstrukce neprokázala dostatečnou únosnost na ohyb, proto musela být dodatečně navržena i betonářská výztuž. V posouzení na smyk vyhověla konstrukce i bez návrhu smykové výztuže, ta však byla navržena alespoň konstrukčně.

Hlavním cílem této bakalářské práce bylo navrhnout předpětí dle metody vyrovnání zatížení a prokázat, která varianta je vhodná k předepnutí, a která již ne.

SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

- [1] KLIMEŠ, Jiří. Betonové mosty – celostátní učebnice pro vysoké školy 2, Mosty z předpjatého betonu. Vyd. 1 Praha, 1969.
- [2] STRÁSKÝ, Jiří. Betonové mosty první vydání. Praha, ŠEL 2001 103 s, Technická knihnice, Praha, ČKAIT 2001.
- [3] ČSN 73 6242 Navrhování a provádění vozovek na mostech pozemních komunikací, Praha: Český normalizační institut, 2010.
- [4] Zápisky ze cvičení z předmětu BL12 – Betonové mosty I.
- [5] ČSN EN 1991- 2 Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou Praha: Český normalizační institut, 2005.
- [6] NEČAS, Radim. Zatížení mostů dle evropských norem (EN). Přednáška [online]. Dostupné z: http://necasradim.cz/BL12/prednasky/TISK_02_Zatizeni_mostu_EN.pdf.
- [7] NAVRÁTIL, Jaroslav. Předpjaté betonové konstrukce, Vydání 2 Brno, Akademické nakladatelství CERM, 2008.
- [8] PROCHÁZKA J., ŠMEJKAL J., VÍTEK J., VOŠKOVÁ J. – Navrhování betonových konstrukcí příručka k normám, ČSN EN 1992 – 1-1 a ČSN EN 1992 – 1- 2, Praha, ČKAIT 2010.
- [9] ZICH M. a kolektiv, Příklady posouzení betonových prvků dle Eurokódu, Dashofer Holding, 2010.
- [10] ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí Praha, Český normalizační institut, 2003.
- [11] Zápisky z přednášek z předmětu BL11 – Předpjatý beton.

SEZNAM ZKRATEK

symbol	význam	jednotka
A_c	plocha betonového průřezu	m^2
A_{cr}	plocha oslabeného betonového průřezu	m^2
A_{p1}	průřezová plocha jednoho předpínacího lana	mm^2
A_p	celková průřezová plocha předpínací výztuže	m^2
A_{preq}	nutná průřezová plocha výztuže	m^2
A_s	celková průřezová plocha betonářské výztuže	m^2
A_{sreq}	nutná průřezová plocha betonářské výztuže	m^2
A_{smin}	minimální plocha betonářské výztuže	m^2
b	šířka průřezu	m
c	krytí výztuže	mm
d	účinná výška průřezu	m
d_1	vzdálenost těžiště výztuže k dolnímu povrchu	m
E_{cm}	modul pružnosti betonu	GPa
E_p	modul pružnosti předpínací výztuže	GPa
E_s	modul pružnosti oceli	GPa
e_p	excentricita předpínací výztuže	m
e_{pr}	excentricita předpínací výztuže oslabeného průřezu	m
F_{cc}	výslednice sil v tlačené oblasti betonu	kN
F_s	výslednice sil v tažené betonářské výztuži	kN
f	vzepětí	m
f_{cd}	návrhová pevnost betonu v tlaku	MPa
f_{ck}	charakteristická pevnost betonu v tlaku	MPa
f_{ctm}	střední hodnota pevnosti betonu v tlaku	MPa
f_{pd}	návrhová hodnota pevnosti předpínací výztuže v tahu	MPa
f_{pk}	charak. hodnota pevnosti předpínací výztuže v tahu	MPa
$f_{p0,1k}$	charak. hodnota pevnosti předpínací výztuže v tahu na mezi 0,1	MPa
f_{yd}	návrhová hodnota pevnosti betonářské výztuže v tahu	MPa
f_{yk}	charakt. hodnota pevnosti betonářské výztuže v tahu	MPa
g_{0k}	charakt. hodnota zatížení od vlastní tíhy	kN
g_{1k}	charakt. hodnota zatížení od ostatního stálého zatížení	kN
h_d	výška desky	m
h_0	náhradní výška desky při výpočtu dotvarování a smršťování	m
I_c	moment setrvačnosti betonového průřezu	m^4
I_{cr}	moment setrvačnosti oslabeného betonového průřezu	m^4
k	součinitel nezamýšlených úhlových změn na kabelu	-
l	rozpětí mostu	m
M_{Edi}	návrhová hodnota maximálního momentu i-té kombinace zatížení	kNm
M_{Eki}	charakteristická hodnota maximálního momentu i-té kombinace zatížení	kNm

M_{Rd}	moment na mezi únosnosti	kNm
m_{xd} –	maximální dimenzační ohybový moment ve směru osy x na 1m šířky desky	kNm/m
m_{yd} –	maximální dimenzační ohybový moment ve směru osy y na 1m šířky desky	kNm/m
n	počet	-
P_d^0	základní předpínací síla	kN
$P_{d\infty}$	návrhová předpínací síla	kN
P_{m0}	předpínací síla v čase t_0	kN
$P_{m\infty}$	předpínací síla v čase t_∞	kN
P_{m0req}	nutná předpínací síla	kN
Q_{ik}	charakteristická hodnota soustředěného zatížení od dvounápravy v pruhu i	kN
q_{ik}	charakteristická hodnota rovnoměrného zatížení od dopravy v pruhu i	kN
t_0	čas pro zakotvení předpínací výztuže	-
t_∞	čas na konci životnosti konstrukce	-
t_{cor}	čas korekce relaxací podržením napětí	-
u	obvod vystavená vysychání	m
V_{Ed}	návrhová posouvající síla	kN
V_{Rdc}	únosnost konstrukce bez smykové výztuže	kN
W	průřezový modul plného průřezu	m^3
W_{cr}	průřezový modul oslabeného průřezu	m^3
w	šířka vozovky	m
x	vzdálenost neutrální osy od horních vláken	m
z_1	vzdálenost od těžiště průřezu ke spodnímu okraji	m
z_2	vzdálenost od těžiště průřezu k hornímu okraji	m
z_{1r}	vzdálenost od těžiště oslabeného průřezu ke spodnímu okraji	m
z_{2r}	vzdálenost od těžiště oslabeného průřezu k hornímu okraji	m
z_{cc}	rameno vnitřních sil výslednice tlačného betonu	m
z_{pt}	rameno vnitřních sil výslednice předpínací výztuže	m
z_s	rameno vnitřních sil výslednice betonářské výztuže	m
α_{cc}	redukční součinitel betonu	-
α_{Qi}	regulační součinitel soustředěného zatížení v pruhu i	-
α_{qi}	regulační součinitel rovnoměrného zatížení v pruhu i	-
α_x	součinitel zamýšlených úhlových změn kabelu pro místo x	rad
γ_c	součinitel betonu	-
γ_p	součinitel předpínací výztuže	-
γ_s	součinitel betonářské výztuže	-
ΔF_p	tlaková rezerva v předpínací výztuži	kN
ΔM_{Ed}	změna hodnoty návrhového momentu	kN
$\Delta \sigma_p$	změna napětí v předpínací výztuži	MPa
ε_c	poměrné přetvoření betonu	-
ε_s	poměrné přetvoření oceli	-

ε_p	poměrné přetvoření přepínací výztuže	-
μ	součinitel tření mezi výztuží a kanálkem	-
ρ_l	stupeň vyztužení	-
σ_{c1}	napětí v dolních vláknech průřezu	MPa
σ_{c2}	napětí v horních vláknech průřezu	MPa
σ_{cp}	napětí v betonu v úrovni předpínací výztuže	MPa
σ_p^0	základní napětí	MPa
σ_p	napětí v předpínací výztuži	MPa
$\sigma_{p,max}$	maximální napětí při předpínání předpínací výztuže	MPa
$\sigma_{p0,max}$	maximální napětí v předpínací výztuži po zakotvení	MPa
Ψ_i	součinitel i-té kombinace zatížení	-
ω	úhlová změna kabelu	rad
φ	dynamický součinitel	-
\emptyset	průměr betonářské výztuže	mm

SEZNAM PŘÍLOH

- B. 1** Použité podklady
- B. 2** Statický výpočet
- B. 3** Přehledná grafická dokumentace
 - B. 3. 1 Roznos zatížení od dopravy
 - B. 3. 2 Schéma zatěžovacích stavů
 - B. 3. 3 Metoda vyrovnání zatížení
 - B. 3. 4 Schéma uspořádání kabelových drah
 - B. 3. 5 Grafické znázornění průběhu vnitřních sil
 - B. 3. 6 Grafické znázornění průhybu
- B. 4** Výkresová dokumentace
 - B. 4. 1 Půdorys mostu M 1:100
 - B. 4. 2 Podélný řez mostem A – A´ M 1:50
 - B. 4. 3 Příčný řez mostem B – B´ M 1:50
 - B. 4. 4 Příčný řez mostem C – C´ M 1:50
 - B. 4. 5 Výkres předpínací výztuže M 1:25
 - B. 4. 6 Výkres betonářské výztuže M 1:25