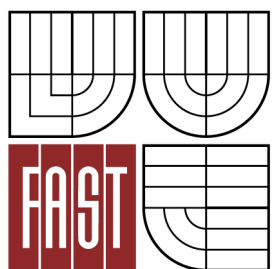




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

PŘEDPJATÁ KONSTRUKCE Z DRÁTKOBETONU PRESTRESSED SLAB STRUCTURE USING SFRC

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE
BACHELOR'S THESIS

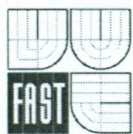
AUTOR PRÁCE
AUTHOR

MARTIN HERKA

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

doc. Ing. LADISLAV KLUSÁČEK, CSc.

BRNO 2012



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

Martin Herka

Název

Předpjatá konstrukce z drátkobetonu

Vedoucí bakalářské práce

doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc.

**Datum zadání
bakalářské práce**

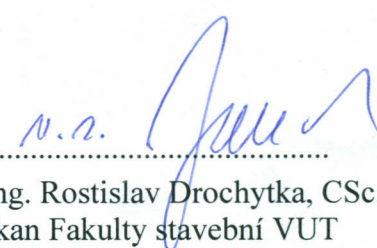
30. 11. 2011

**Datum odevzdání
bakalářské práce**

25. 5. 2012

V Brně dne 30. 11. 2011


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


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



Podklady a literatura

- 1) Dostupná soudobá literatura o drátkobetonu
- 2) ČSN EN 1992-1
- 3) ČSN EN 1992-2

Zásady pro vypracování

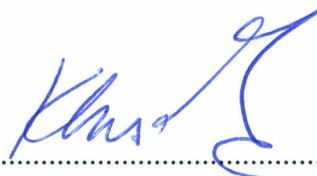
- 1) Vypracování návrhu mostní desky
- 2) Výpočet MS únosnosti a MS použitelnosti
- 3) Vypracování zjednodušené dokumentace

Bakalářská práce bude odevzdána 1 x v listinné podobě a 2 x v elektronické podobě na CD s formální úpravou podle směrnice rektora č. 9/2007 (včetně dodatku č.1) a 2/2009 a směrnice děkana č. 12/2009.

Předepsané přílohy

- A) Textová část
- B) Přílohy textové části
- B1) Použité podklady,
- B2) Statický výpočet,
- B3) Výkresová dokumentace,

Licenční smlouva o zveřejňování vysokoškolských kvalifikačních prací



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

ABSTRAKT

Tato práce se zabývá návrhem a řešením deskového mostu o jednom poli, přičemž konstrukce je uvažována ve dvou variantách - z předpjatého betonu a z předpjatého drátkobetonu. Cílem je posoudit přínos použití ocelových vláken v betonu na mezní stavy použitelnosti a únosnosti a zhodnocení reálnosti návrhu tohoto typu konstrukce z předpjatého drátkobetonu.

KLÍČOVÁ SLOVA

Deskový most, předpjatý beton, drátkobeton, změny předpětí, mezní stavy použitelnosti, mezní stav únosnosti, zhodnocení návrhu.

ABSTRACT

This thesis deals with the design and solution of a slab bridge structure. There are two variants considered - prestressed concrete structure and prestressed structure using steel fiber reinforced concrete. The aim of the thesis is to assess a contribution to application of steel fiber reinforced concrete in serviceability limit state and ultimate limit state. At the end of thesis is an evaluation of possibility to design this type of structure from prestressed steel fiber reinforced concrete.

KEYWORDS

Slab bridge, prestressed concrete, steel fiber reinforced concrete, SFRC, changes in prestressing, serviceability limit state, ultimate limit state, evaluation of design.

Bibliografická citace VŠKP

HERKA, Martin. *Předpjatá konstrukce z drátkobetonu*. Brno, 2011. 101 s., 64 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 diplomovou práci zpracoval samostatně a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 25.5.2012

.....
podpis autora

Poděkování:

Na tomto místě bych rád poděkoval mému vedoucímu bakalářské práce panu doc. Ing. Ladislavu Klusáčkovi, CSc. za odborné vedení, cenné rady, ideové směřování a připomínky v průběhu zpracování této práce.

Dále bych rád poděkoval společnosti KrampeHarex CZ spol. s r.o. za poskytnuté materiály a technické zázemí v problematice drátkobetonu a v neposlední řadě bych rád poděkoval své rodině za podporu v průběhu mého dosavadního studia.

OBSAH

ÚVOD	13
1 NÁVRH MOSTNÍHO OBJEKTU	14
1.1 Nosná konstrukce	14
1.2 Základní parametry nosné konstrukce	14
1.3 Příčné uspořádání mostu	15
1.4 Mostní svršek	15
1.4.1 Vozovkové souvrství	15
1.4.2 Mostní římsy	16
1.4.3 Záchytné zařízení na mostě	16
1.5 Podélný řez mostem	16
1.6 Spodní stavba	17
2 ZATÍŽENÍ	18
2.1 Stálá zatížení nosné konstrukce	18
2.1.1 Vlastní tíha nosné konstrukce	18
2.1.2 Zatížení vozovkovým souvrstvím	18
2.1.3 Vlastní tíha monolitickým říms	18
2.1.4 Vlastní tíha záchytných zařízení	18
2.2 Zatížení dle ČSN EN 1991-2: Zatížení mostů dopravou	19
2.2.1 Rozdělení vozovky do zatěžovacích pruhů	19
2.2.2 Rozdělení řešené mostní desky do zatěžovacích pruhů	20
2.2.3 Regulační součinitele pro ČR	20
2.3 Modely zatížení	21
2.3.1 Model zatížení LM1	21
2.3.2 Model zatížení LM4	22
2.3.3 Sestavy zatížení dopravou na mostech pozemních komunikací	23
2.3.4 Roznos soustředěných zatížení	24
2.3.5 Deskový model	24
3 STANOVENÍ VNITŘNÍCH SIL NA NOSNÉ KONSTRUKCI MOSTU	25
3.1 Vlastní tíha nosné konstrukce	25
3.1.1 Maximální ohybový moment v poli m_yD	26
3.1.2 Maximální ohybový moment v poli m_xD	26
3.2 Ostatní stálé zatížení	27
3.2.1 Maximální ohybový moment v poli m_yD	28
3.2.2 Maximální ohybový moment v poli m_xD	28

3.3	Model zatížení LM1.....	29
3.3.1	Maximální ohybový moment v poli m_yD -.....	30
3.3.2	Maximální ohybový moment v poli m_xD -.....	30
3.3.3	Maximální ohybový moment v poli m_yD - časté hodnoty.....	31
3.3.4	Maximální ohybový moment v poli m_xD - časté hodnoty.....	31
3.4	Model zatížení LM1 - postavení pro maximální posouvající sílu.....	32
3.4.1	Maximální posouvající síla V_y max	33
3.4.2	Maximální posouvající síla V_x max	33
3.5	Model zatížení LM4.....	34
3.5.1	Maximální ohybový moment v poli m_yD -.....	35
3.5.2	Maximální ohybový moment v poli m_xD -.....	35
3.6	Přehled maximálních ohybových momentů v jednotlivých zatěžovacích stavech.....	36
3.7	Kombinace zatížení	36
3.7.1	Kvazistálá kombinace zatížení	36
3.7.2	Častá kombinace zatížení.....	37
3.7.3	Charakteristická kombinace zatížení	37
3.7.4	Návrhová kombinace zatížení.....	37
3.8	Hodnoty maximálních ohybových momentů pro jednotlivé kombinace zatížení.....	38
3.9	Maximální posouvající síla	38
4	NÁVRHOVÉ CHARAKTERISTIKY KONSTRUKCE	39
4.1	Materiálové charakteristiky	39
4.1.1	Beton.....	39
4.1.2	Předpínací výztuž	39
4.1.3	Betonářská výztuž	40
4.2	Předběžný návrh krytí a umístění kanálků předpínací výztuže	40
4.3	Průřezové charakteristiky	41
4.4	Návrh excentricity předpínací výztuže.....	41
5	NÁVRH PŘEDPÍNACÍ SÍLY	42
5.1	Stanovení předpínací síly v čase t_∞	43
5.2	Stanovení předpínací síly v čase t_0	44
5.3	Intervaly předpínací síly	45
5.4	Návrh nutné předpínací síly	45
5.5	Návrh předpínací výztuže	45
5.5.1	Maximální napětí ve výztuži	45
5.5.2	Maximální napětí ve výztuži po zakotvení / vnesení předpětí	46
5.5.3	Stanovení nutné průřezové plochy výztuže.....	46

5.6	Trasování výztuže.....	47
6	ZMĚNY PŘEDPĚTÍ	48
6.1	Krátkodobé ztráty předpětí - výrobní	49
6.1.1	Ztráta předpětí třením	50
6.1.2	Ztráta předpětí pokluzem	51
6.1.3	Ztráta předpětí pružným přetvořením betonu při postupném napínání	53
6.1.4	Krátkodobá relaxace předpínací výztuže	54
6.1.5	Výsledné krátkodobé ztráty předpětí - výrobní.....	56
6.2	Dlouhodobé ztráty předpětí - provozní	57
6.2.1	Ztráta předpětí smršťováním betonu	57
6.2.2	Ztráta předpětí pružným přetvořením betonu.....	58
6.2.3	Ztráta předpětí dotvarováním betonu.....	59
6.2.4	Dlouhodobá relaxace předpínací výztuže	61
6.2.5	Výsledné dlouhodobé ztráty předpětí - provozní.....	62
7	MEZNÍ STAVY POUŽITELNOSTI.....	64
7.1	Omezení normálových napětí od provozních účinků zatížení.....	64
7.1.1	Omezení napětí ve výztuži	64
7.1.2	Omezení napětí v betonu v tlaku.....	65
7.1.3	Omezení napětí betonu v tahu	68
7.2	Omezení proti vzniku trhlin	69
7.3	Omezení deformací - průhyb	70
8	MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI	71
8.1	Posouzení na ohyb	71
8.1.1	Ověření konstrukčních zásad	76
8.2	Posouzení na smyk.....	78
8.3	Posouzení kotevní oblasti	80
9	VLÁKNOBETON.....	81
9.1	Drátkobeton.....	81
9.1	Charakteristické a návrhové hodnoty pevnosti drátkobetonu	82
9.1.1	Stanovení charakteristických a návrhových hodnot pevnosti drátkobetonu..	83
9.2	Mezní stavy použitelnosti	85
9.3	Mezní stavy únosnosti	86
9.3.1	Posouzení na ohyb	86
9.4.2	Posouzení na smyk.....	91

10	ZHODNOCENÍ KONSTRUKCE Z DRÁTKOBETONU	93
10.1	Únosnost v ohybu	93
10.2	Únosnost ve smyku	93
11	ZÁVĚR	94
12	SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY	95
13	SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ.....	96
14	SEZNAM OBRÁZKŮ	100
15	SEZNAM TABULEK	100
16	SEZNAM PŘÍLOH.....	101

Úvod

Úkolem této bakalářské práce je návrh předpjaté betonové mostní desky silničního mostu o jednom poli, převádějící pozemní komunikaci kategorie S 11,5. Most není umístěn do konkrétní lokality a nepřevádí pozemní komunikaci přes konkrétní překážku. V návrhu i pozdějším výpočtu je uvažováno rozpětí mostu 22 m.

Mostní deska je navržena nejprve jako dodatečně předpjatá betonová monolitická mostní deska a dále ekvivalentně jako dodatečně předpjatá deska z drátkobetonu. Mostní konstrukce je zatížena zvolenými modely zatížení dle ČSN EN 1991-2: Zatížení mostů dopravou. Obě konstrukce jsou navrženy na základě stejných geometrických i průřezových parametrů a je tedy cílem porovnat konstrukční možnosti obou variant návrhu s přihlédnutím na využití drátkobetonu.

Cílem této práce je posouzení reálnosti návrhu čistě drátkobetonové předpjaté konstrukce bez využití betonářské výztuže a její případná optimalizace, zhodnocení přínosu ocelových vláken na posouzení mezního stavu únosnosti a mezních stavů použitelnosti a porovnání ekonomické či časové náročnosti obou variant konstrukčního řešení.

Pro posouzení a výpočet drátkobetonu jsou použity postupy uvedené v předpisu DAfStb - Richtlinie Stahlfaserbeton v posledním vydání, který je uváděn jako oficiální doplněk německé technické normy DIN 1045 a DIN EN 206-1, které jsou ekvivalenty českým technickým normám ČSN EN 1992 a ČSN EN 206-1.

1 Návrh mostního objektu

1.1 Nosná konstrukce

Nosná konstrukce mostu je tvořena deskou o jednom poli prostě podepřenou na dvou protilehlých okrajích. Se šikmostí desky není uvažováno. Ve starší odborné literatuře se uvádí, že ideální tloušťka mostní desky by měla vycházet z intervalu hodnot $\frac{1}{20}$ - $\frac{1}{32}$ rozpětí konstrukce L [1]. V novější literatuře je uváděno, že tloušťka deskových průřezů se volí právě do $\frac{1}{25}$ rozpětí [2].

Ve výpočtu je uvažováno s rozpětím mostní konstrukce L = 22 000 mm. V následující tabulce jsou přehledně uvedeny tloušťky desky v poměru k rozpětí mostu.

Tab. 1: Hodnoty tloušťky desky v poměru k rozpětí mostu

poměr		tloušťka desky
$\frac{1}{20}$	při L = 22 000 mm	1100
$\frac{1}{21}$		1048
$\frac{1}{22}$		1000
$\frac{1}{23}$		957
$\frac{1}{24}$		917
$\frac{1}{25}$		880
...		...
$\frac{1}{32}$		688

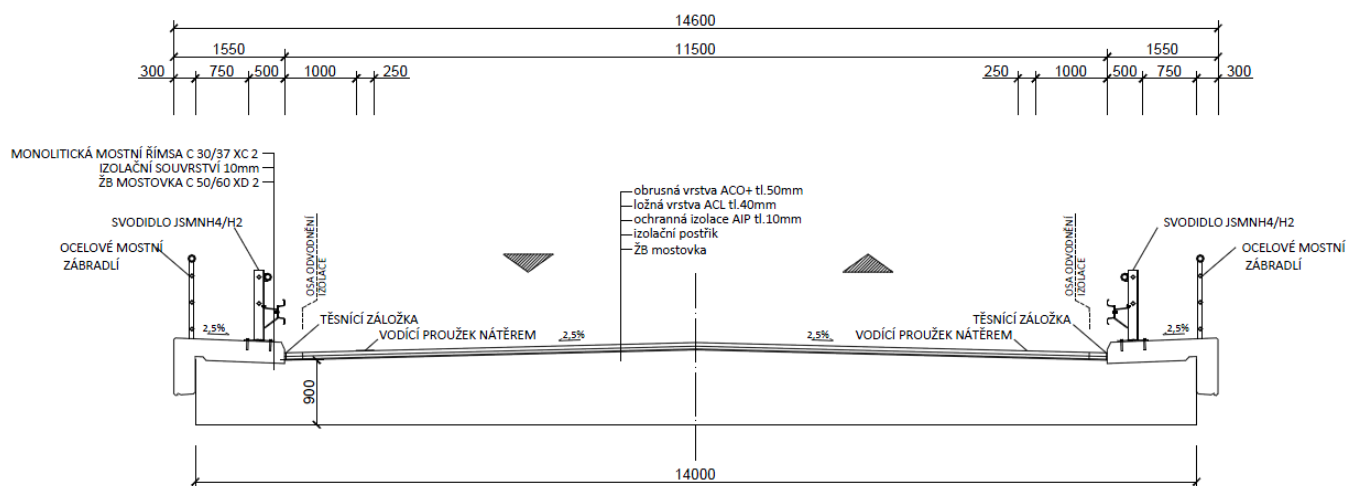
Pro výpočet byla zvolena průměrná tloušťka desky 900 mm.

1.2 Základní parametry nosné konstrukce

rozpětí	22 000 mm
délka nosné konstrukce	23 000 mm
šířka nosné konstrukce	14 000 mm
tloušťka mostní desky	900 mm

1.3 Příčné uspořádání mostu

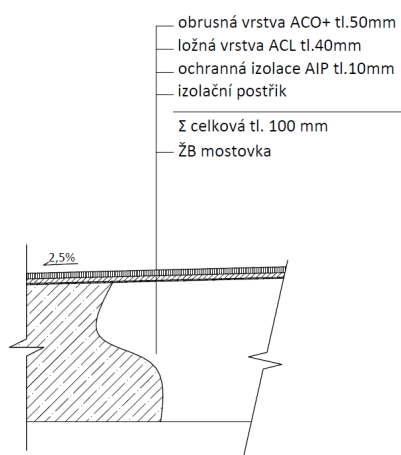
Po mostě je převáděna pozemní komunikace kategorie S 11,5. V příčném řezu je tedy uvažována volná šířka 11 500 mm a příčný sklon 2,5% směrem k odvodňovacím proužkům.



Obr. 1: Příčný řez mostovkou

1.4 Mostní svršek

1.4.1 Vozovkové souvrství



Obr. 2: Vozovkové souvrství

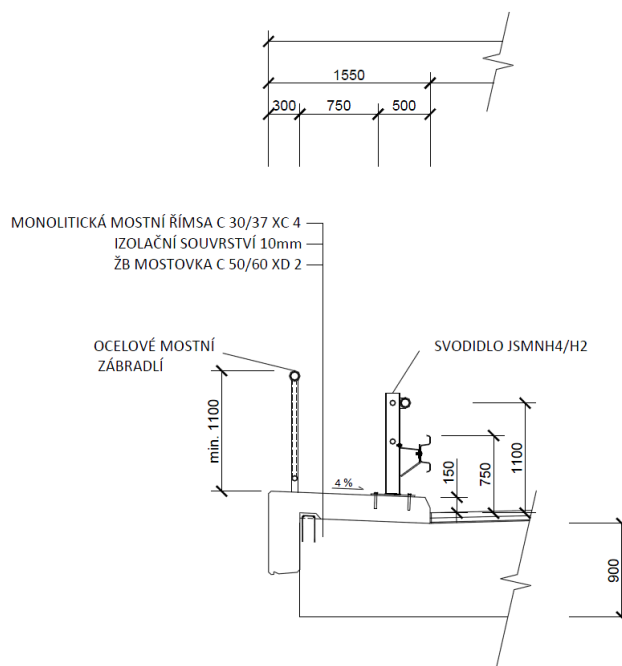
Pro návrh krytu pozemní komunikace je uvažováno s kategorií dopravního zatížení IV. dle ČSN 73 6242. Navrhování a provádění vozovek na mostech pozemních komunikací [3]. Konstrukce vozovkového souvrství je navržena jako netuhá. Na nosnou betonovou konstrukci by byl proveden nástřik pečetící vrstvy, dále je uložena vrstva z asfaltových izolačních pásů. Následuje ložná vrstva z asfaltového betonu tloušťky 40 mm a obrusná vrstva krytu rovněž z asfaltového betonu tloušťky 50 mm. Celková tloušťka navrženého vozovkového souvrství je 100 mm.

1.4.2 Mostní římsy

Na mostě jsou navrženy monolitické římsy z betonu třídy C 30/37 XC 4. Římsy přesahují nosnou konstrukci o 300 mm a na nosné konstrukci jsou zachyceny přes konstrukční ozub. Po římsách je převáděn nouzový / obslužný chodník o šířce 750 mm.

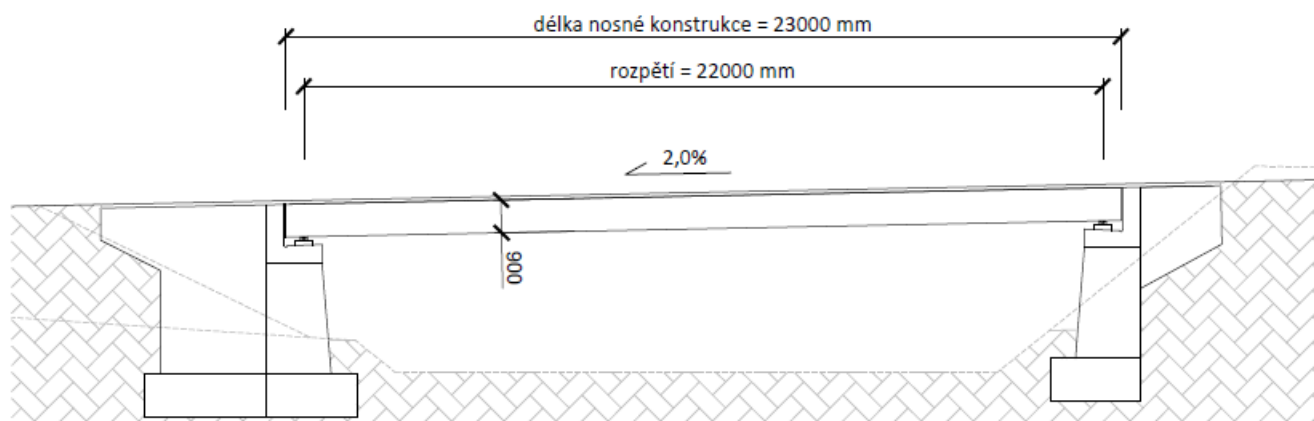
1.4.3 Záchytné zařízení na mostě

Na mostě jsou navrženy mostní svodidla typu JSMNH4/H2 a ocelová mostní zábradlí se svislou výplní o maximální vzdálenost 120 mm.



Obr. 3: Detail uspořádání mostní římsy

1.5 Podélný řez mostem



Obr. 4: Podélný řez mostem

Vzhledem k tomu, že mostní objekt není umístěn do konkrétní lokality, není výškové řešení průběhu nivelety rozhodující. V podélném směru je uvažováno klesání / stoupání nivelety pozemní komunikace ve sklonu 2,0 %.

1.6 Spodní stavba

Návrh a řešení spodní stavby mostního objektu nejsou předmětem této práce. Nejvhodnějším řešením by bylo uložení na masivních, příp. členěných krajních opěrách se zavěšenými nebo dilatovanými křídly. Návrh nejvhodnějšího uspořádání spodní stavby by úzce souvisel s konstrukčním prostorem, požadavky na mostní otvor a základovými podmínkami v místě realizace stavby.

2 Zatížení

2.1 Stálá zatížení nosné konstrukce

Mezi stálá zatížení nosné konstrukce mostu je zahrnuta vlastní tíha nosné konstrukce, zatížení vozovkovým souvrstvím, vlastní tíha monolitických mostních říms a zatížení vlastní tíhou záchytných zařízení na mostě.

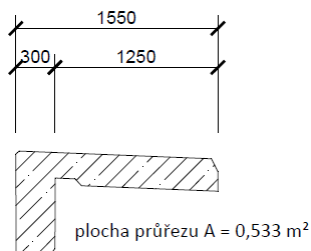
2.1.1 Vlastní tíha nosné konstrukce

Ve výpočtu je uvažováno s objemovou hmotností betonu 25 kN/m^3 a příčným průřezem mostní desky o průměrné tloušťce 1100 mm .

2.1.2 Zatížení vozovkovým souvrstvím

Ve výpočtu je uvažováno s rovnoměrným zatížením $2,5 \text{ kN/m}^2$ při celkové tloušťce vozovkového souvrství 100 mm .

2.1.3 Vlastní tíha monolitickým říms



Obr. 5: Průřez římsy

Ve výpočtu je uvažováno s objemovou hmotností betonu 25 kN/m^3 a plochou průřezu mostní římsy $A = 0,533 \text{ m}^2$.

Zatížení je převedeno na rovnoměrné zatížení

$$g_{\text{římka}} = \frac{A \cdot \gamma_c}{b} = \frac{0,533 \cdot 25}{1,25} = 10,66 \text{ kN/m}^2$$

2.1.4 Vlastní tíha záchytných zařízení

Zatížení od záchytných zařízení je uvažováno hodnotou $0,5 \text{ kN/m}^2$.

2.2 Zatížení dle ČSN EN 1991-2: Zatížení mostů dopravou

Zatížení dopravou pro mosty pozemních komunikací je dle [4] definováno čtyřmi modely zatížení. Modely zatížení určené normou se mají použít pro návrh mostů se zatěžovací délkou kratší 200 m. Tyto modely zatížení nepopisují skutečná zatížení. Byly vybrány tak, aby jejich účinky vyjadřovaly co nejreálněji skutečné účinky od zatížení dopravou, včetně zahrnutí dynamického zvětšení.

Modely LM1 a LM2 zastupují běžné zatížení osobní a nákladní dopravou, které se na pozemních komunikacích vyskytuje nejčastěji. Norma doporučuje užití regulačních součinitelů α a β podle očekávané dopravy a také podle třídy komunikace.

Model LM3 představuje soubory soustav nápravových sil zvláštních vozidel, která mohou jezdit po trasách, kde je povoleno výjimečné zatížení dopravou. V ČR zatím tyto trasy ("určená silniční síť") nebyly stanoveny.

Model LM4 definuje zatížení davem lidí na mostě a je určen pro celková ověření konstrukcí. Zatížení davem lidí se uvažuje zejména u mostů ve městech.

2.2.1 Rozdělení vozovky do zatěžovacích pruhů

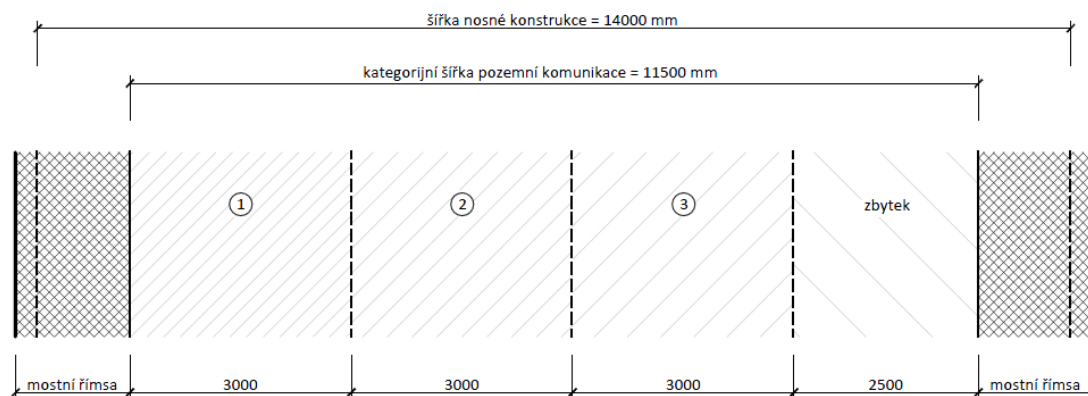
ČSN EN 1991-2 rozděluje vozovku do zatěžovacích pruhů. Šířka vozovky w se měří mezi obrubníky nebo vnitřními líci záchytných zařízení. Minimální výška obrubníku je 120 mm.

Tab. 2: Rozdělení vozovky do zatěžovacích pruhů

šířka vozovky w [m]	počet zatěžovacích pruhů n_i	šířka zatěžovacího pruhu w_i [m]	šířka zbývající plochy w_z [m]
$w < 5,4$ m	$n_i = 1$	3 m	$w - 3$ m
$5,4 \text{ m} \leq w < 6$ m	$n_i = 2$	$w / 2$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_i = \text{int} (w / 3)$	3 m	$w - 3 \times n_i$

Umístění zatížení, počet a číslování pruhů by mělo být stanoveno tak, aby účinky od modelů zatížení byly co nejnepříznivější pro danou konstrukci.

2.2.2 Rozdělení řešené mostní desky do zatěžovacích pruhů



Obr. 6: Rozdělení zatěžovacích pruhů na konstrukci

Řešená mostní deska byla rozdělena do tří zatěžovacích pruhů o šířce 3 m a zbývajcího pruhu o šířce 2,5 m.

2.2.3 Regulační součinitele pro ČR

ČSN EN 1991-2 rozděluje pozemní komunikace v ČR do dvou skupin z hlediska zatížitelnosti. V regulačních součinitelích je promítnuta skladba a intenzita dopravního proudu, pravděpodobnost nadměrných zatížení a případný vliv dopravního značení na provoz na mostě. Rozdíly v zatížitelnosti mostů jsou pak definovány regulačními součiniteli α a β .

Tab. 3: Regulační součinitele dle ČSN EN 1991-2

skupina pozemních komunikací	α_{Q1}	α_{Q2}	α_{Q3}	α_{q1}	$\alpha_{qi} (i > 2)$	α_{qr}
1	0,8	0,8	0,8	0,8	1	1
2	0,8	0,5	0,5	0,5	1	1

skupina 1 - všechny pozemní komunikace mimo komunikací uvedených ve skupině 2

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

Součinitel β_Q pro model LM2 je v národní příloze stanoven hodnotou $\beta_Q = 0,8$ pro obě skupiny pozemních komunikací.

2.3 Modely zatížení

V této bakalářské práci je pro stanovení účinků od zatížení dopravou uvažováno zatížení modely zatížení LM1 od běžné osobní a nákladní dopravy a LM4 od davu lidí na mostě.

Protože řešený mostní objekt není umístěn do konkrétní lokality ani dopravní trasy, nebylo uvažováno zatížení zvláštními vozidly definované v modelu zatížení LM3.

2.3.1 Model zatížení LM1

Základní model zatížení ve svislém směru je složen ze dvou dílčích soustav :

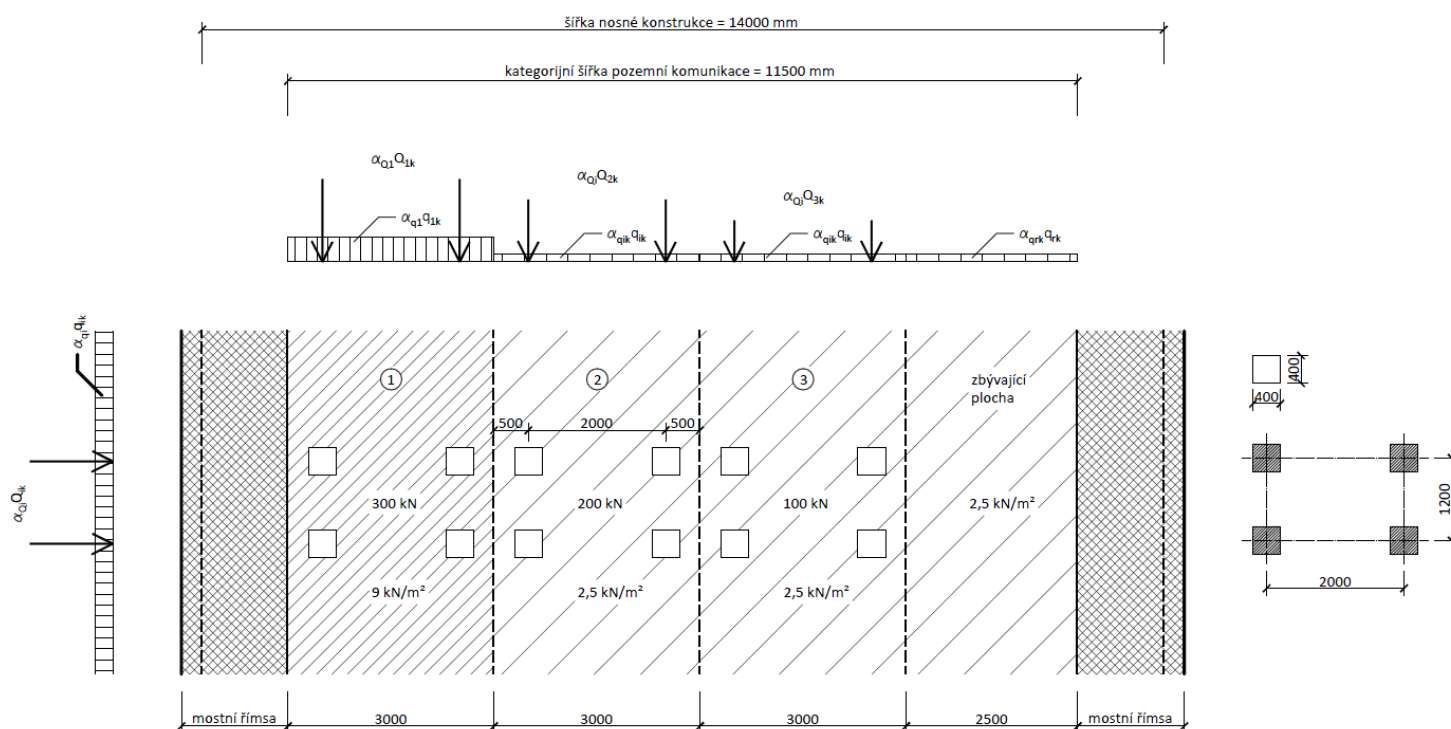
- a) soustředěné zatížení od dvojnápravy, tíha nápravy vozidla je $\alpha_Q Q_k$, α_Q jsou regulační součinitele a Q_k charakteristické hodnoty nápravových sil;
- b) rovnoměrné zatížení $\alpha_q q_k$ na 1m^2 zatěžovacího pruhu, kde α_q jsou regulační součinitele a q_k charakteristické hodnoty rovnoměrného zatížení.

Charakteristické hodnoty modelu zatížení LM1 jsou uvedeny v následující tabulce :

Tab. 4: Charakteristické hodnoty zatížení modelu LM1

umístění	dvojnáprava TS nápravové síly Q_{ik} [kN]	rovnoměrné zatížení UDL 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	0	2,5
zbývající plocha (q_{rk})	0	2,5

Umístění modelu zatížení LM1 na vozovce :

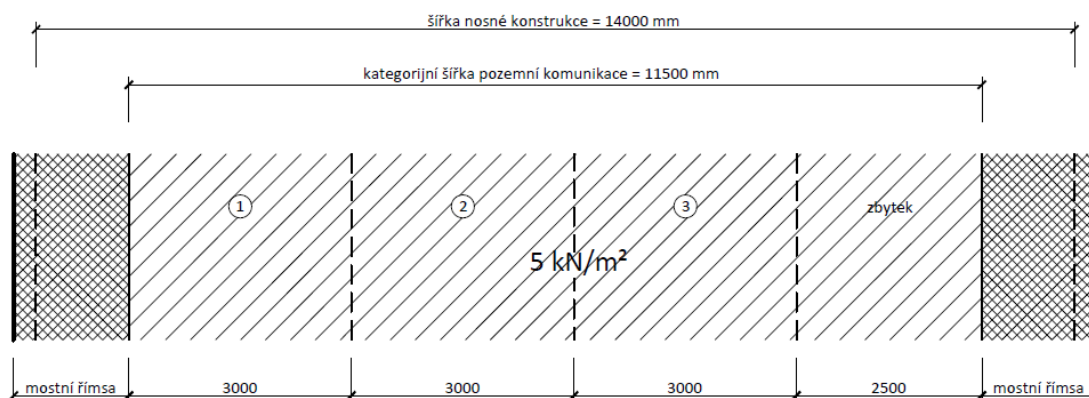


Obr. 7: Umístění modelu LM1 do zatěžovacích pruhů

2.3.2 Model zatížení LM4

Tento model stanovuje zatížení davem lidí na mostě a je určený pro celková ověření. Používá se i pro některé dočasné návrhové situace. Použití modelu LM4 je zejména vhodné u mostů ve městech nebo v jejich blízkosti a v případech, kdy model LM1 plně nevystihuje účinky zatížení na mostních objekty.

Model zatížení LM4 se uvažuje jako rovnoměrné zatížení o intenzitě 5 kN/m².



Obr. 8: Umístění modelu LM4 do zatěžovacích pruhů

2.3.3 Sestavy zatížení dopravou na mostech pozemních komunikací

Zatížení od dopravy uvedená v normě ČSN EN 1991-2 se pro dosažení nejnepříznivějšího (rozhodujícího) zatěžovacího stavu kombinují i s nedopravními zatíženími. Takto se dopravní zatížení spojují do sestav, kdy je uvažováno současné působení rozdílných zatížení.

Sestavy zatížení dané normou jsou uvedeny v následující tabulce :

Tab. 5: Sestavy zatížení dle ČSN EN 1991-2

zatěžovací systém	vozovka						chodníky a cyklistické pruhy
	svislé síly				vodorovné síly		svislé zatížení
	LM1 dvounáprava a rovnoměrné zatížení	LM2 samostatná náprava	LM3 zvláštní vozidla	LM4 zatížení davem lidí	brzdné a rozjezdové síly Q_{lk}	odstředivé a příčné síly Q_{tk}	rovnoměrné zatížení
sestavy zatížení	gr1a	charakterist. hodnoty					3 kN/m ²
	gr1b		charakterist. hodnota				
	gr2	časté hodnoty			charakterist. hodnota	charakterist. hodnota	
	gr3						charakterist. hodnota
	gr4			charakterist. hodnota			charakterist. hodnota
	gr5	časté hodnoty		charakterist. hodnoty			

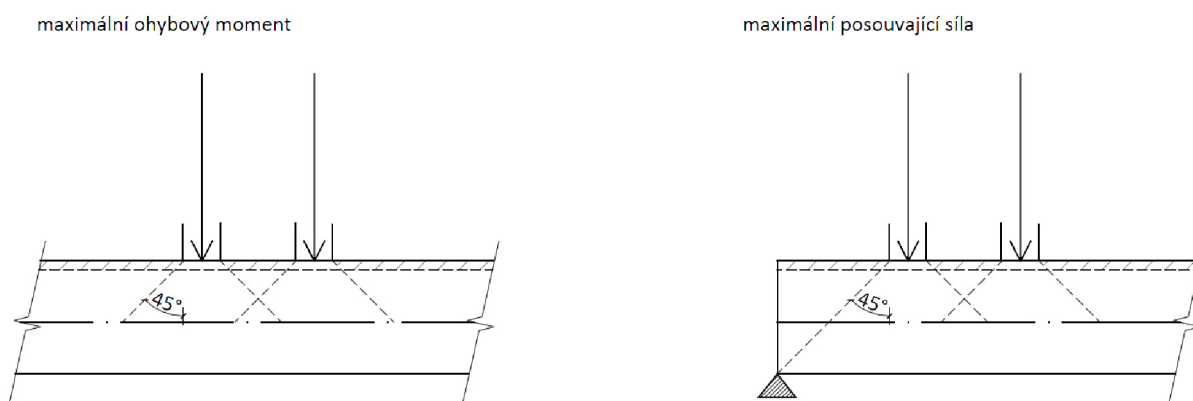
Z výše uvedené tabulky vyplývá, že pro statický výpočet bude uvažováno se zatížením sestavami gr1a a gr4.

2.3.4 Roznos soustředěných zatížení

Soustředěná zatížení od nápravových sil jsou do konstrukce přenášena přes definovanou zatěžovací plochu 0,40 x 0,40 m. Dále je zatížení roznášeno přes vozovku a betonovou desku až na střednicovou rovinu deskového modelu. Roznos je proveden pod úhlem 45° od svislice.

Pro výpočet maximálních hodnot ohybových momentů v poli jsou modely zatížení v podélném směru umístěny do poloviny rozpětí mostu a v příčném směru do nejnepříznivější polohy vůči okrajům desky.

Pro výpočet maximálních hodnot posouvajících sil jsou modely zatížení v podélném směru umístěny tak, aby byl roznos zatížení realizován pod úhlem 45° do teoretické podpory konstrukce [5].



Obr. 9: Roznos zatížení na deskovém modelu

2.3.5 Deskový model

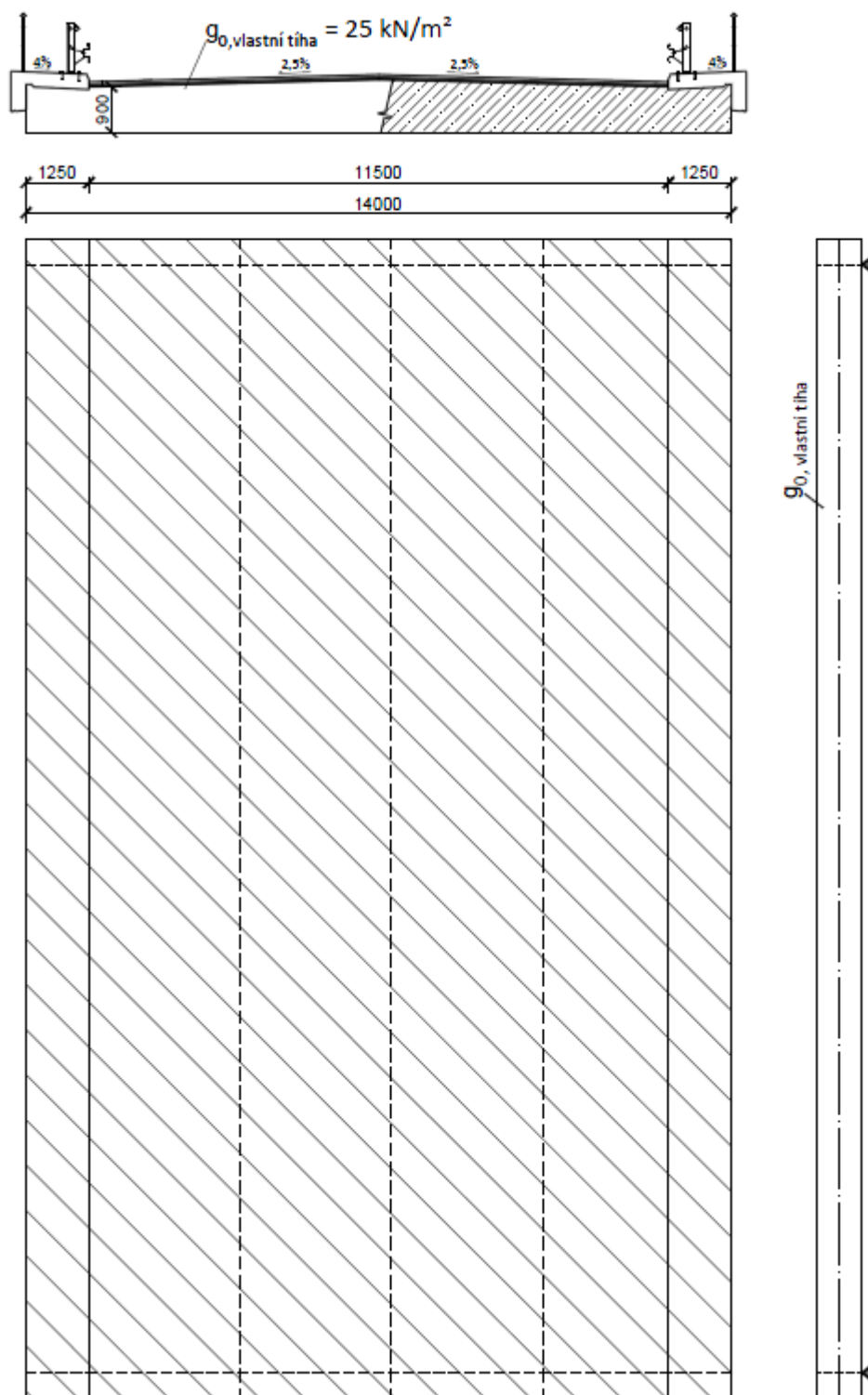
Výpočet vnitřních sil je proveden v softwarovém systému SCIA Engineer 2010.1.

Pro stanovení účinků zatížení je nosná konstrukce mostu modelována jako 2D deska, liniově prostě podepřená. Dále jsou modelovány jednotlivé typy stálých zatížení a modely zatížení od dopravy na mostě. Rovněž jsou určena postavení modelů zatížení pro zjištění maximálních ohybových momentů v podélném i příčném směru a zjištění maximálních posouvajících sil na nosné konstrukci.

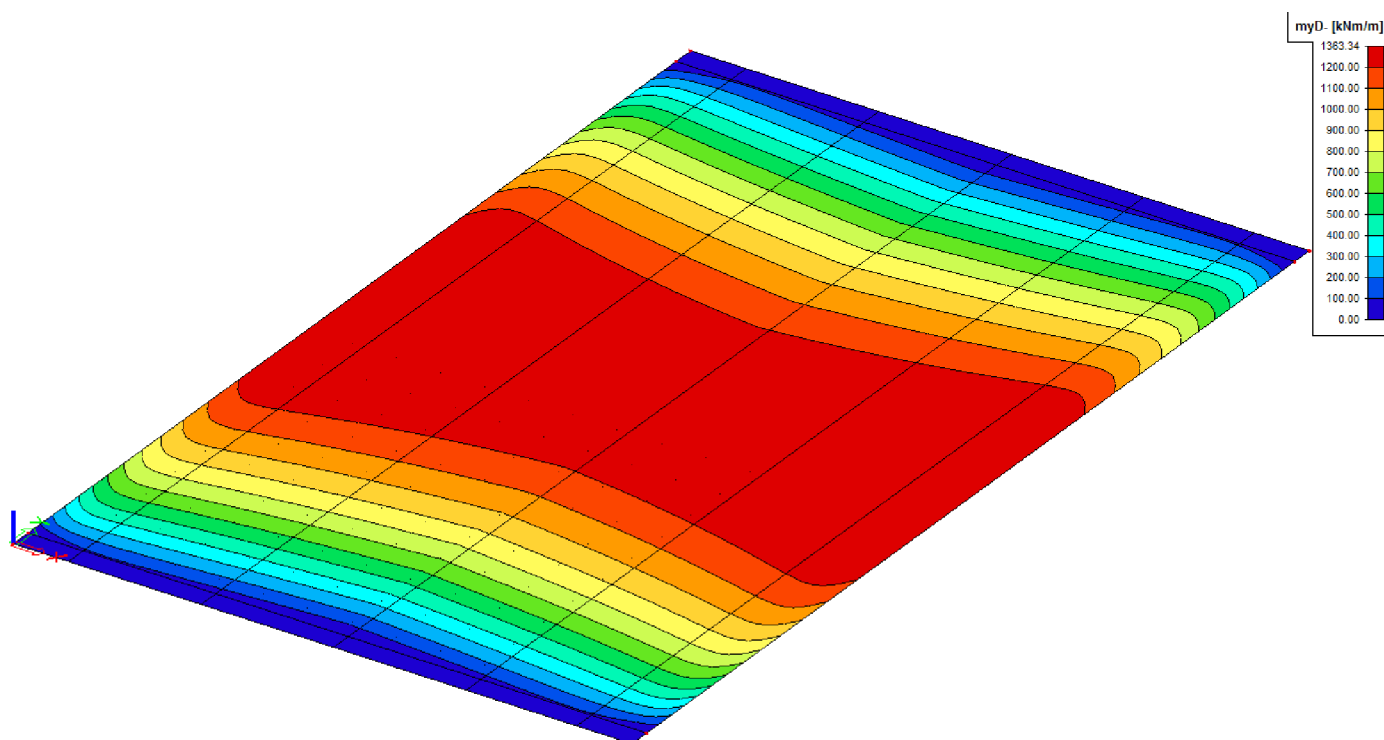
Jednotlivé zatěžovací stavy jsou přehledně znázorněny v následující kapitole.

3 Stanovení vnitřních sil na nosné konstrukci mostu

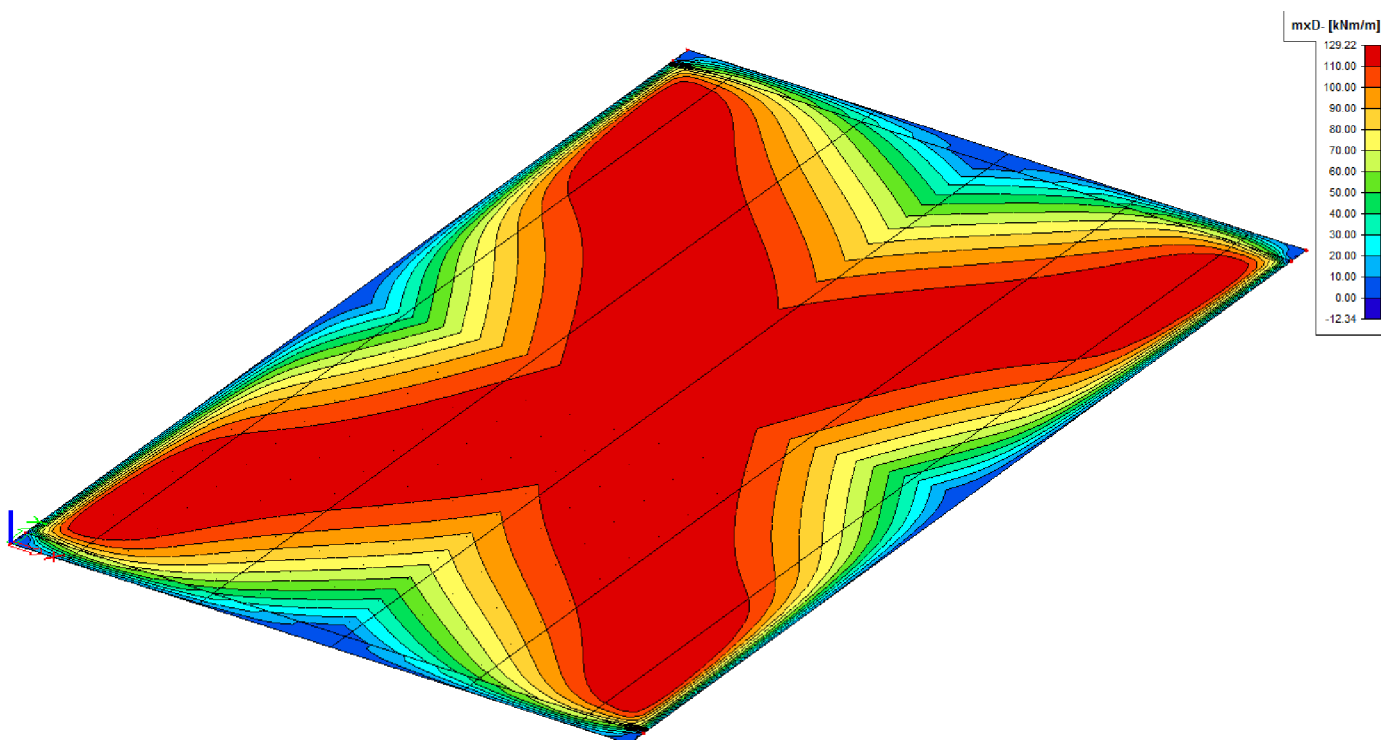
3.1 Vlastní tíha nosné konstrukce



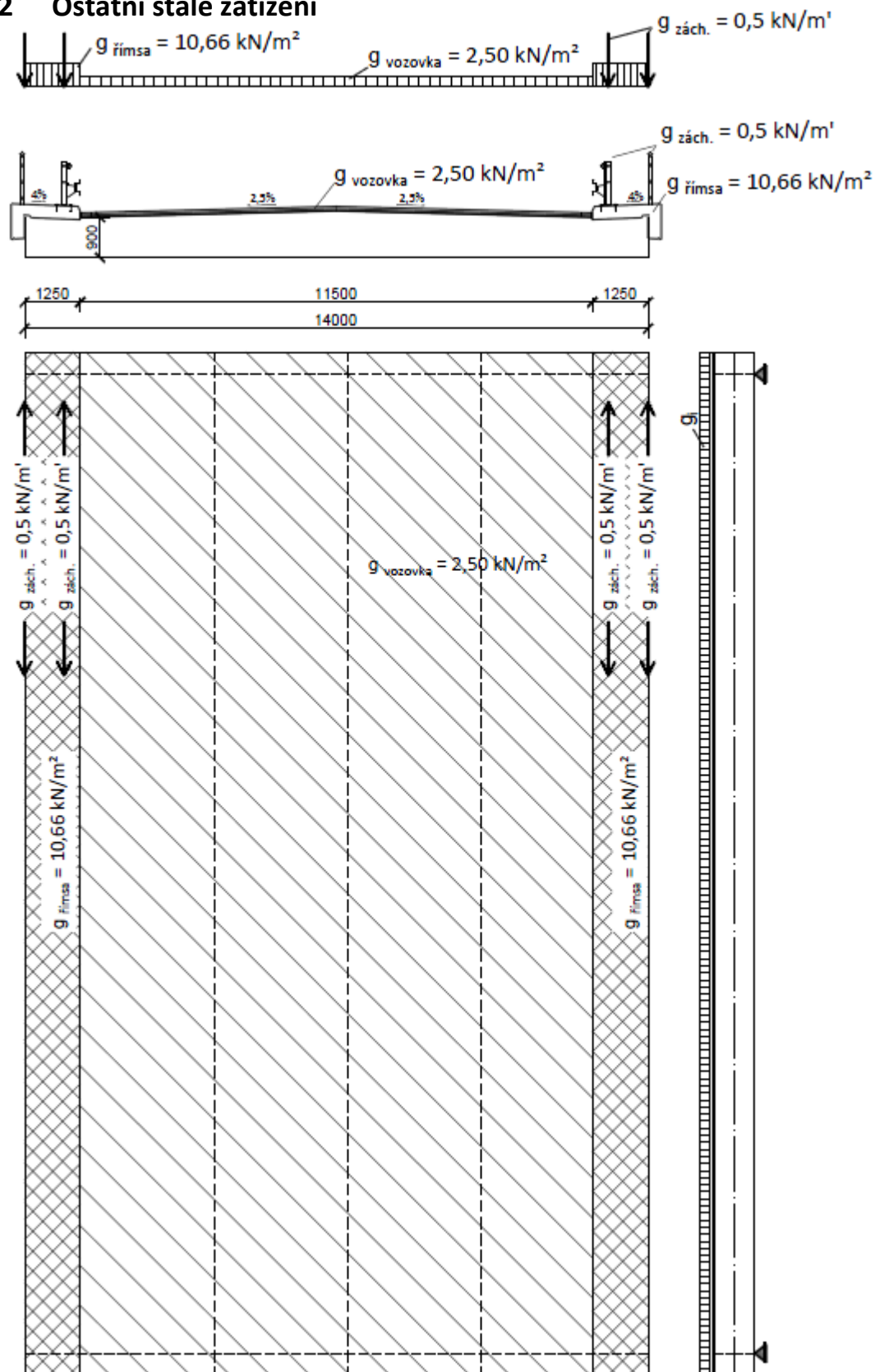
3.1.1 Maximální ohybový moment v poli m_yD -



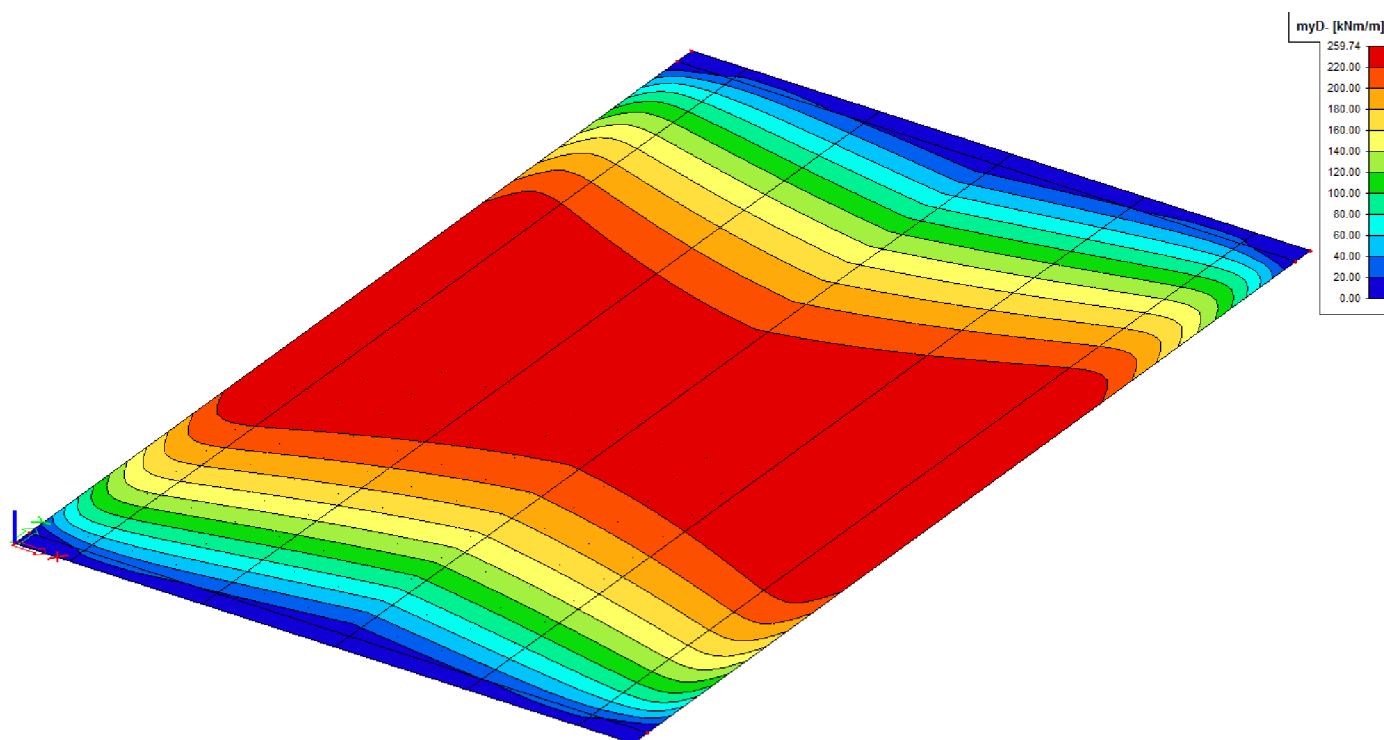
3.1.2 Maximální ohybový moment v poli m_xD -



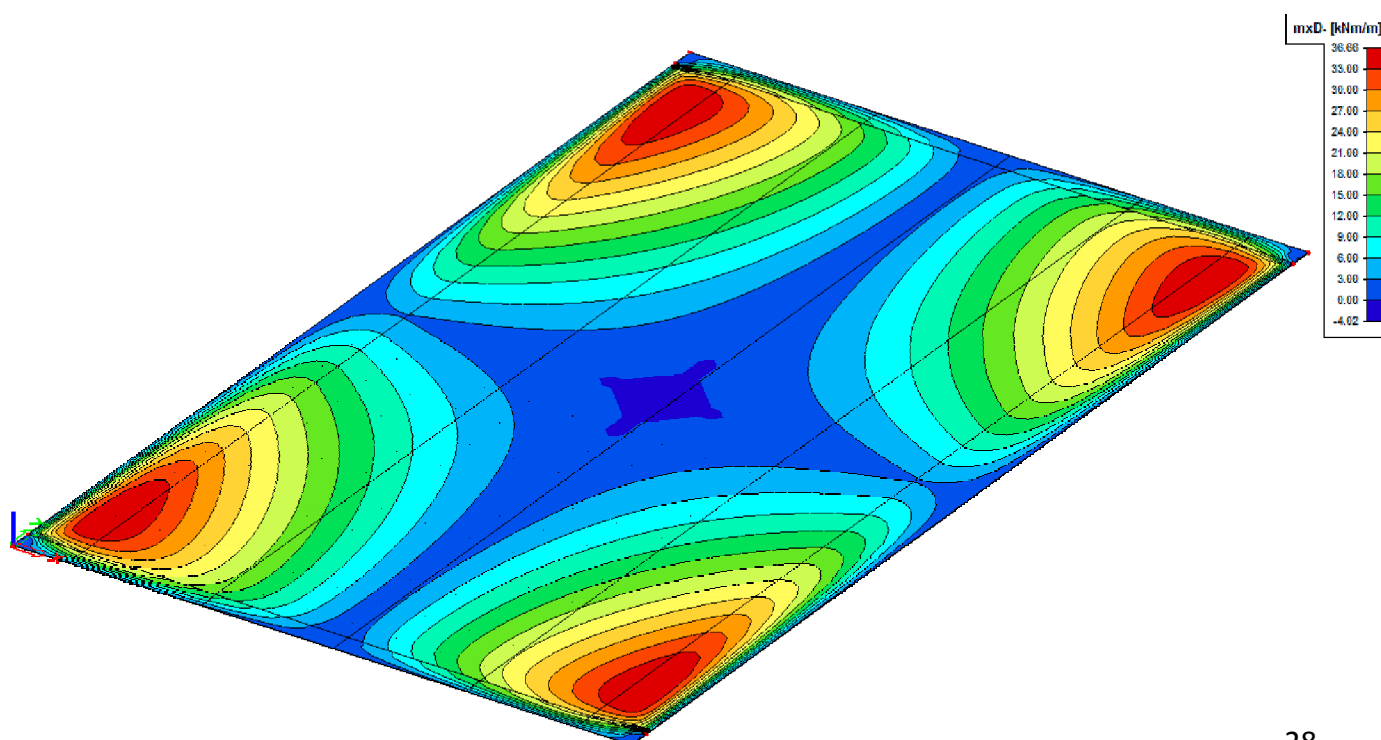
3.2 Ostatní stálé zatížení



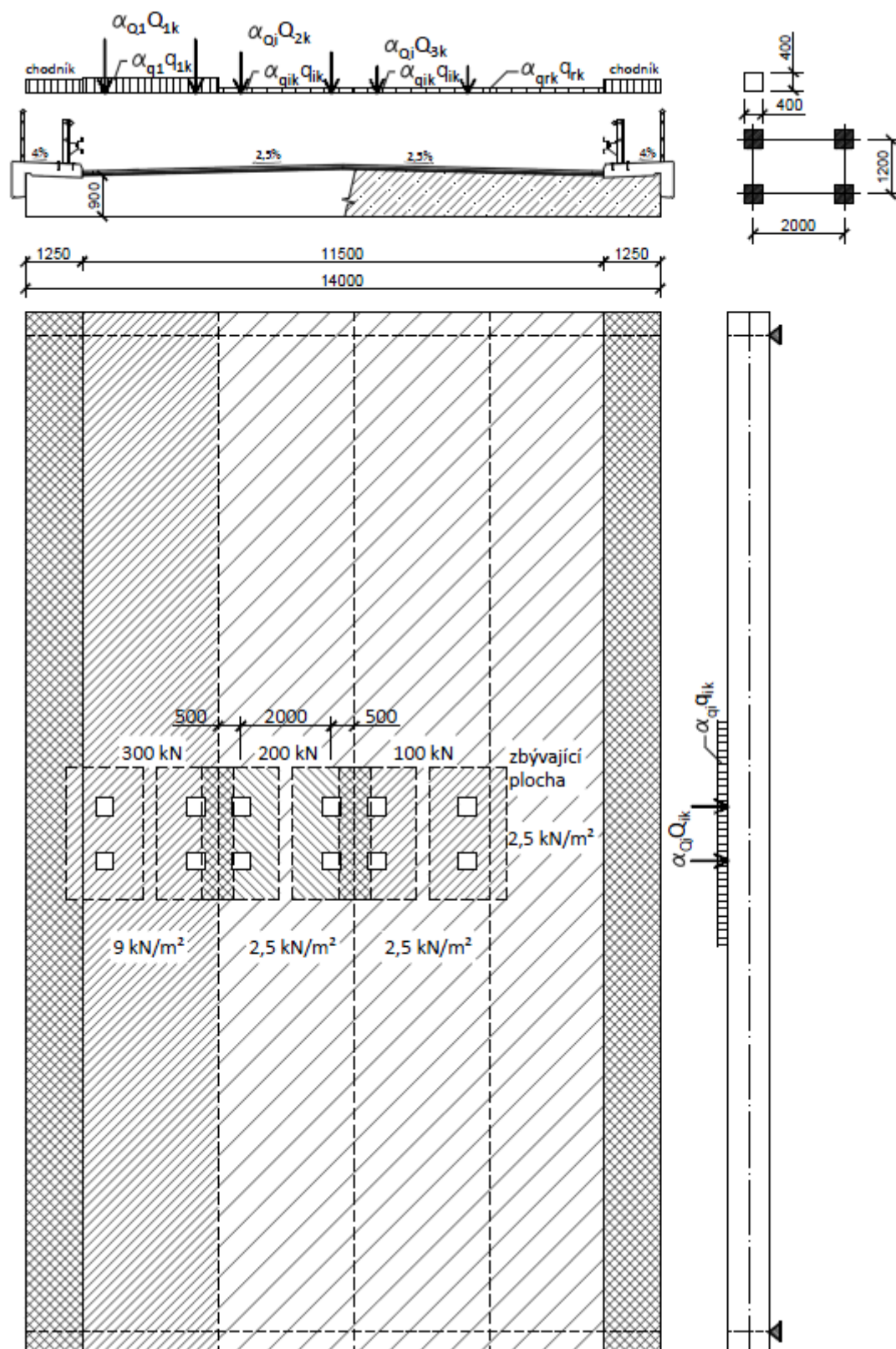
3.2.1 Maximální ohybový moment v poli m_yD -



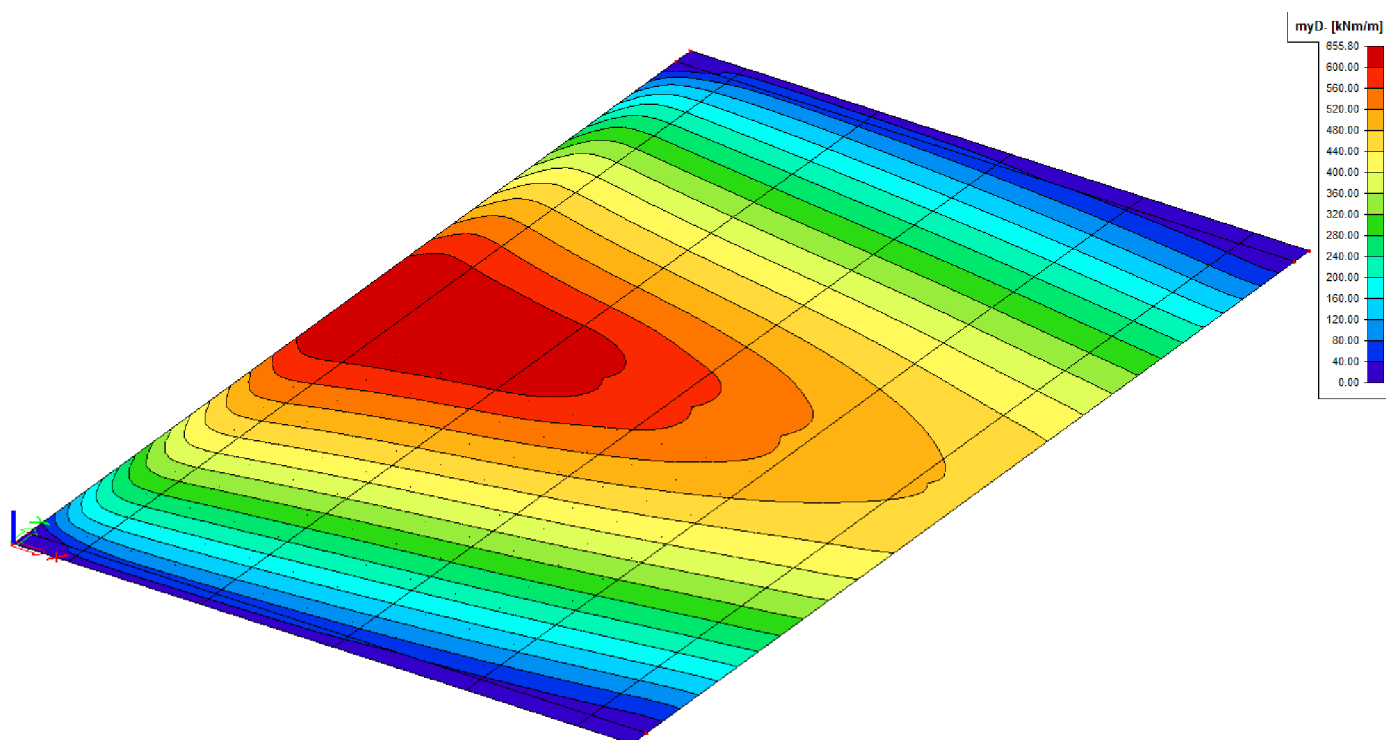
3.2.2 Maximální ohybový moment v poli m_xD -



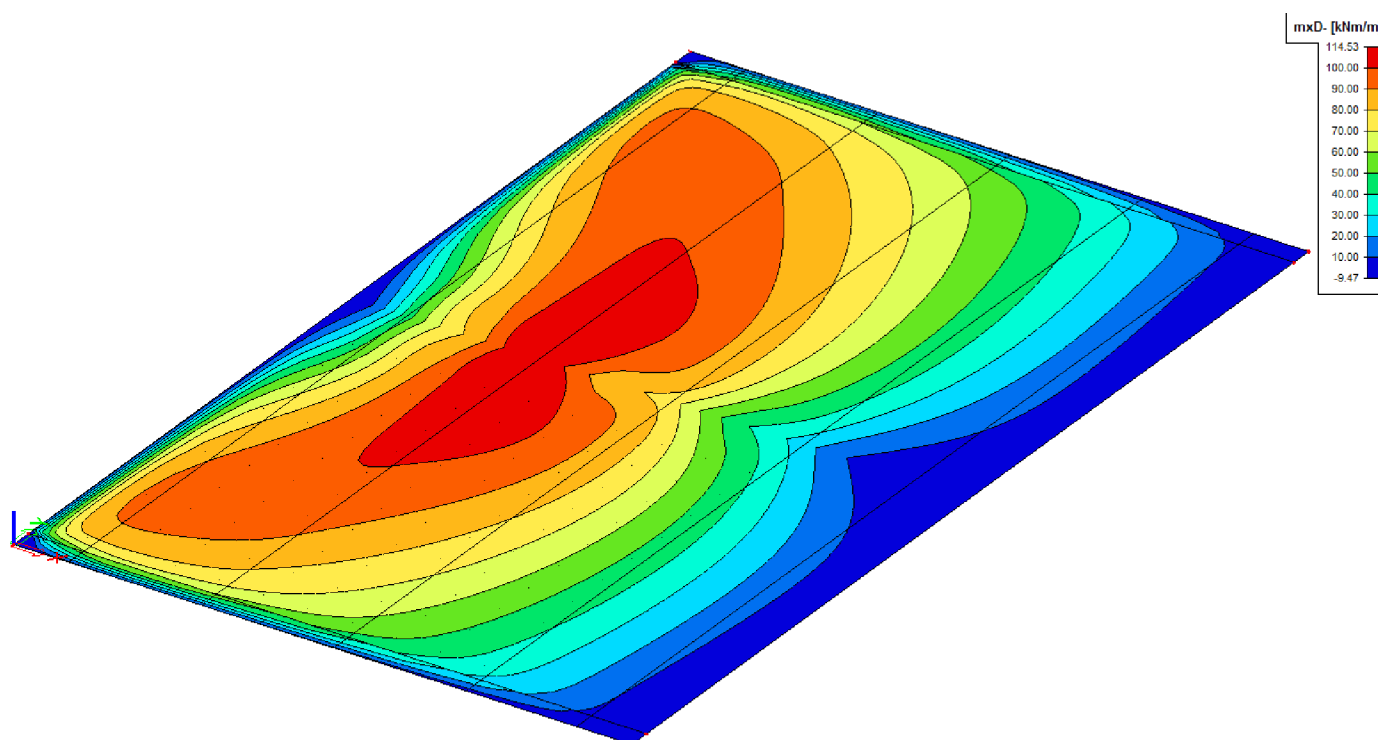
3.3 Model zatížení LM1



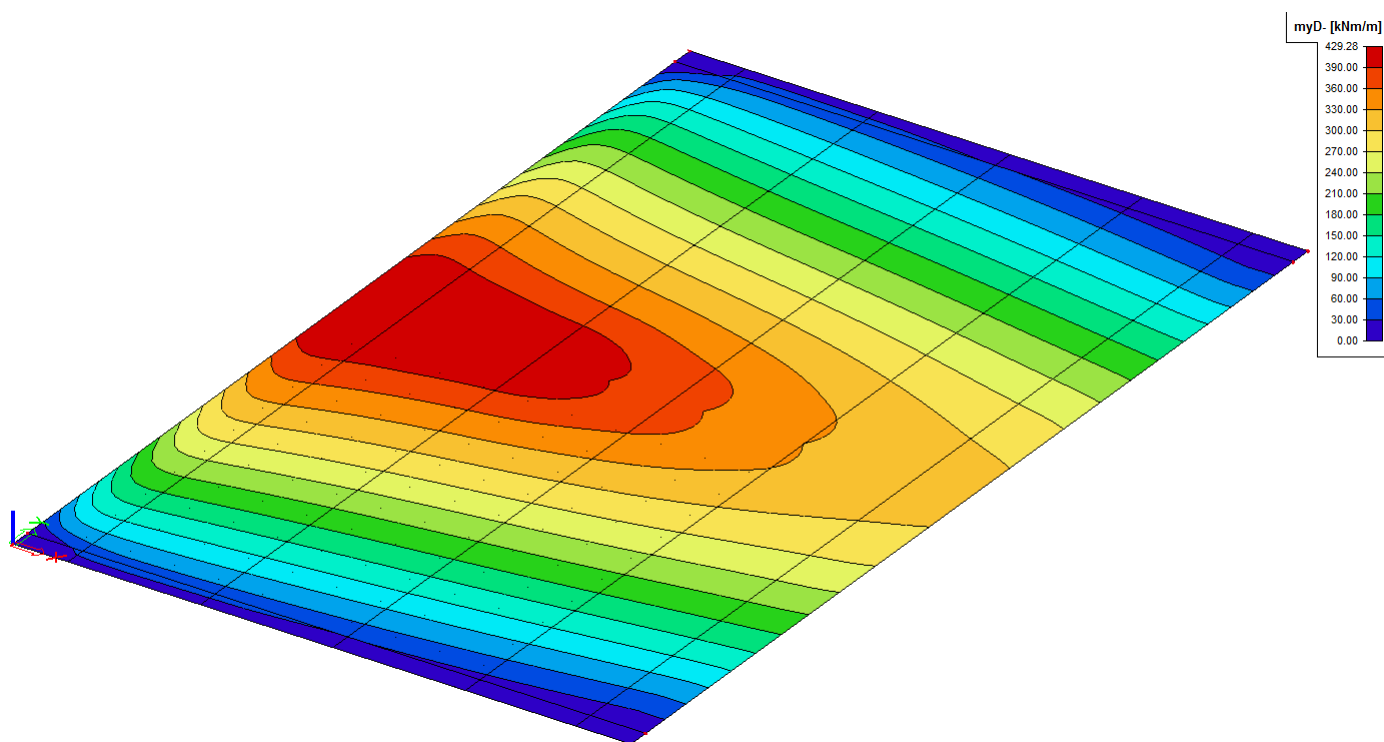
3.3.1 Maximální ohybový moment v poli m_yD -



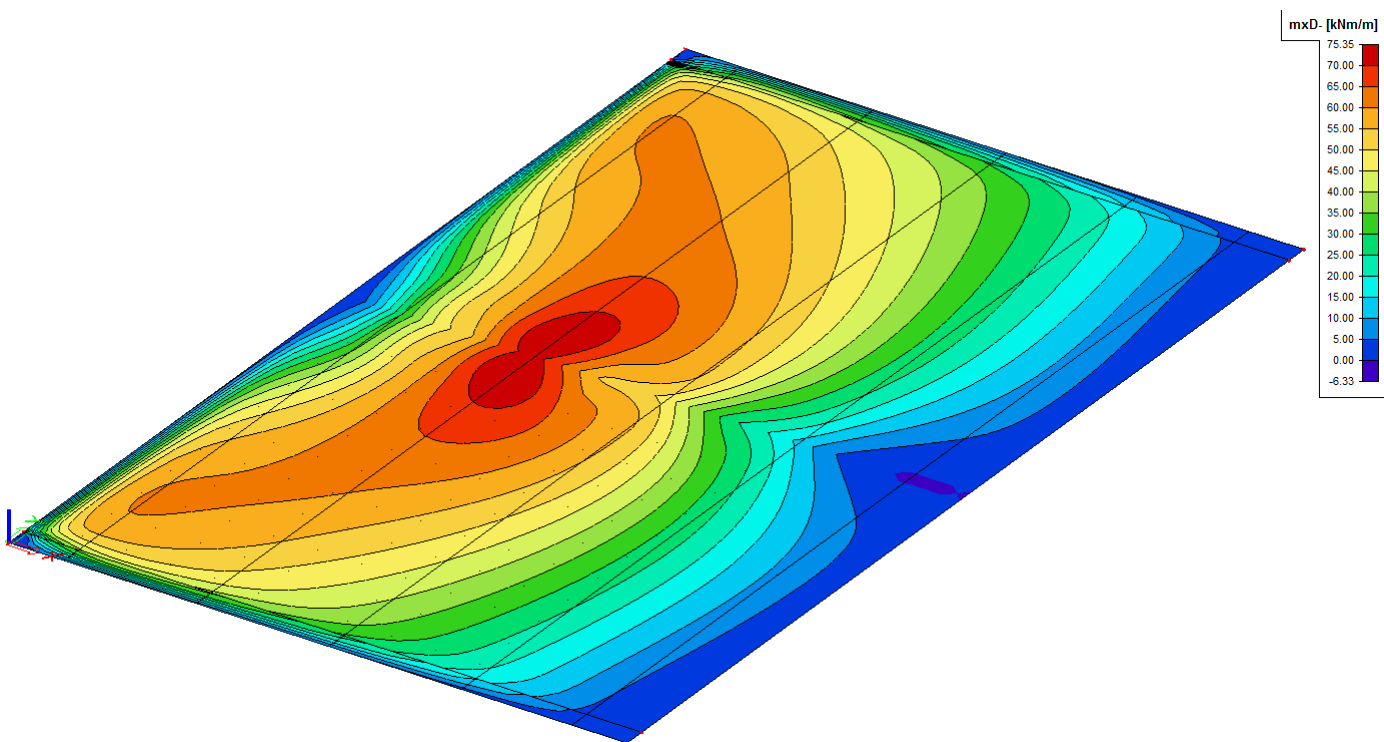
3.3.2 Maximální ohybový moment v poli m_xD -



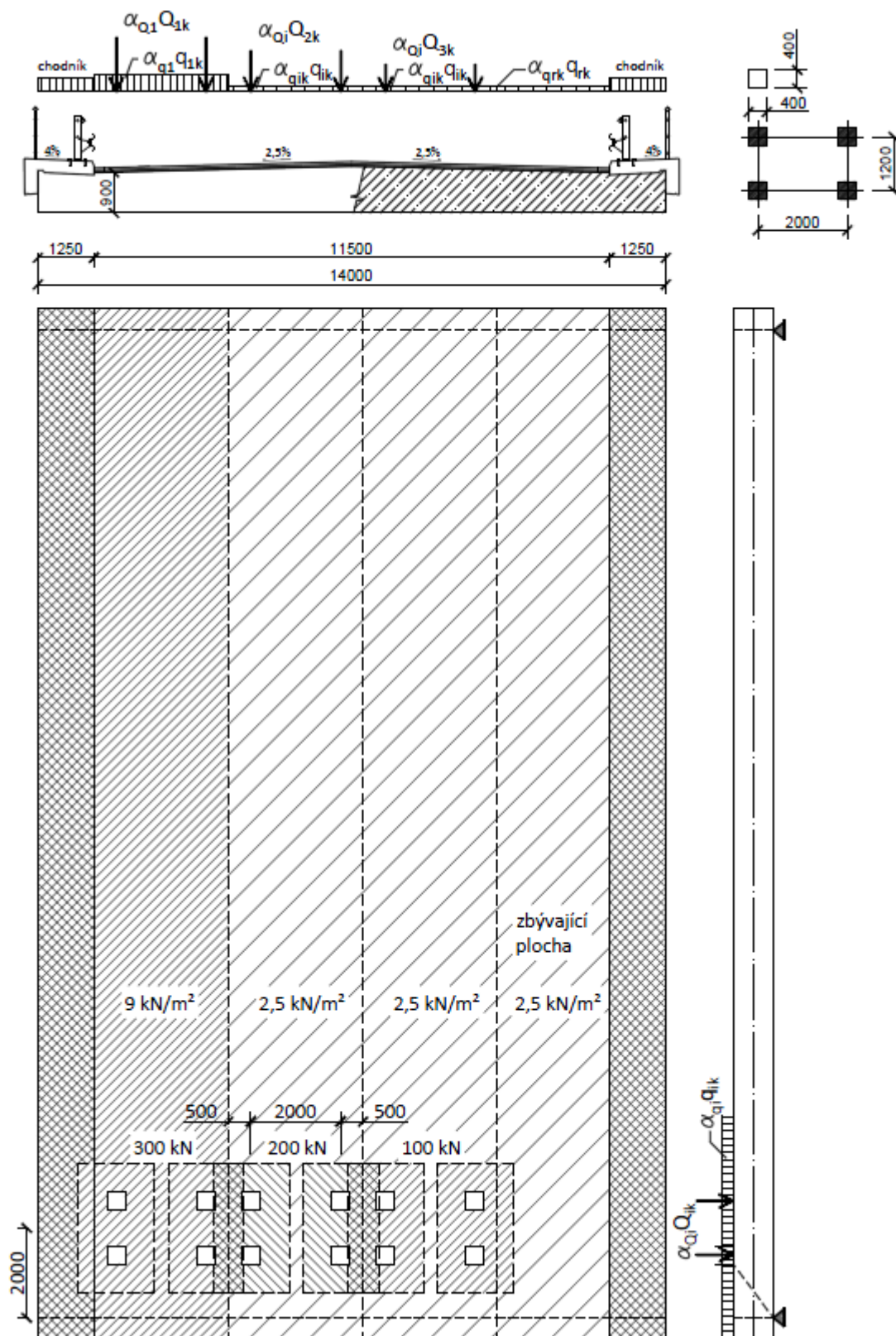
3.3.3 Maximální ohybový moment v poli m_yD - časté hodnoty



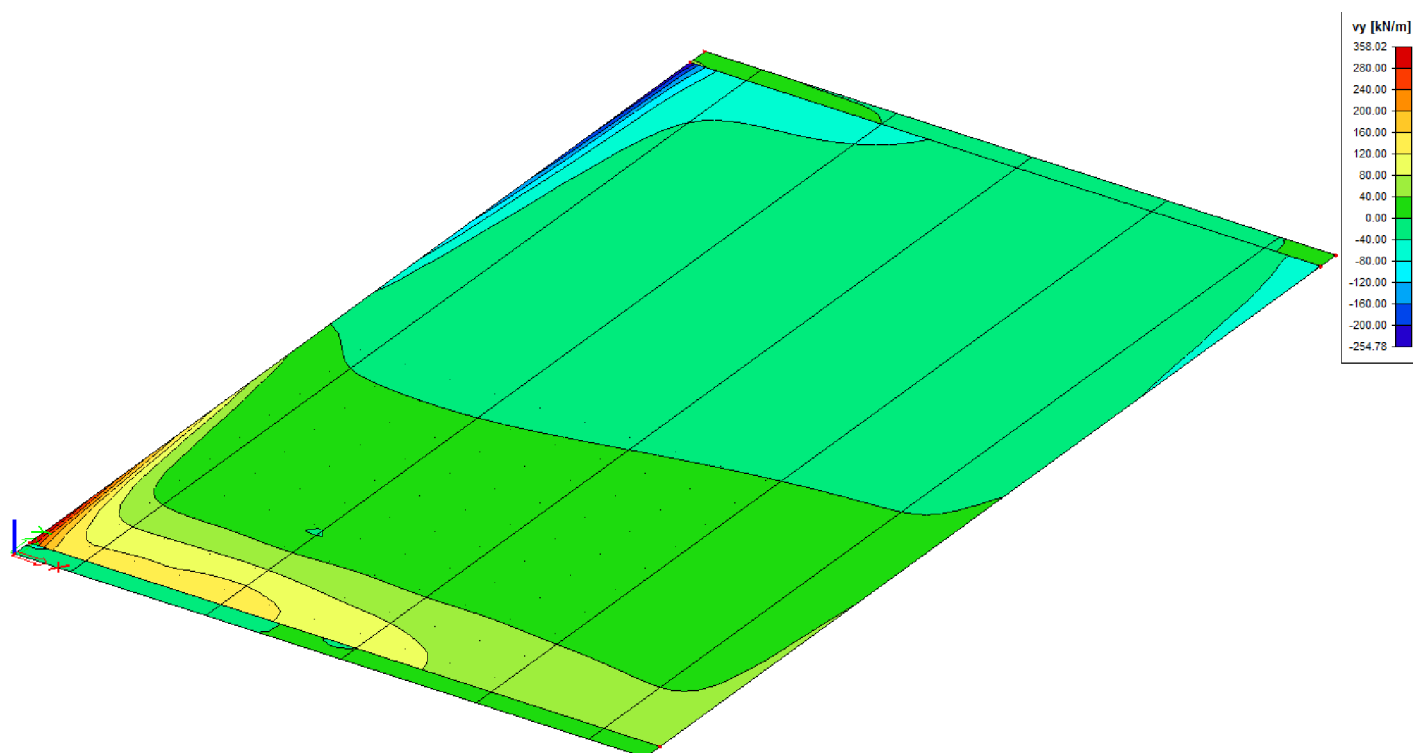
3.3.4 Maximální ohybový moment v poli m_xD - časté hodnoty



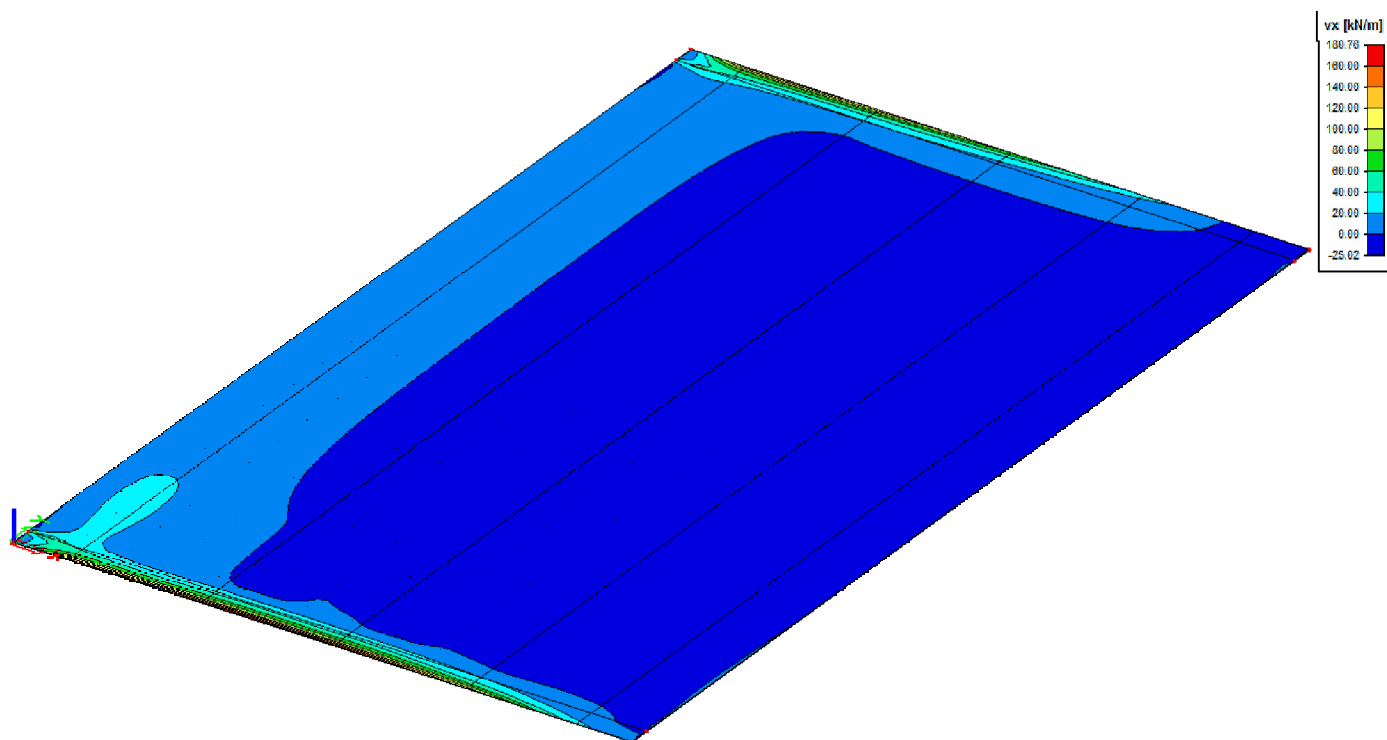
3.4 Model zatížení LM1 - postavení pro maximální posouvající sílu



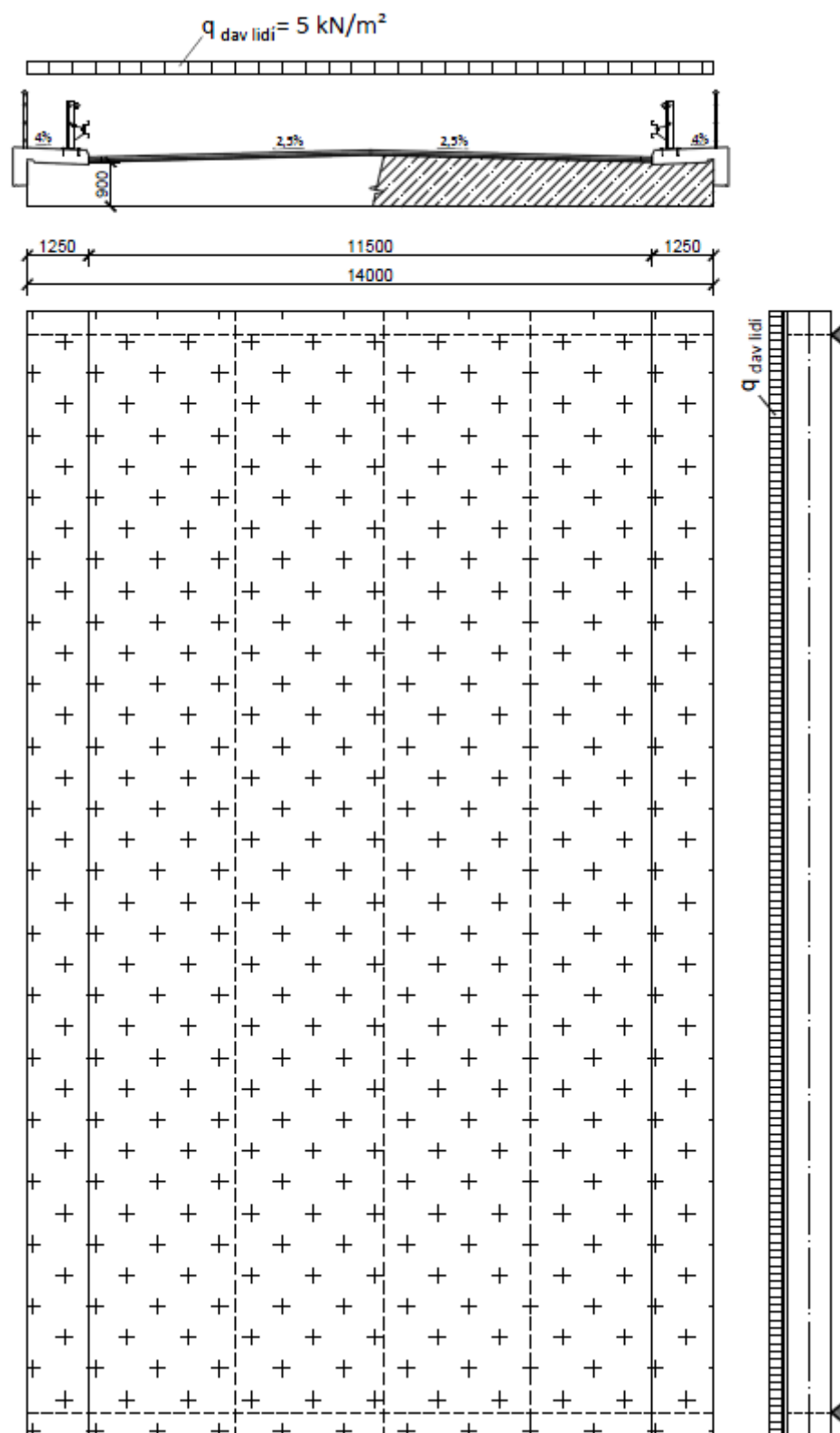
3.4.1 Maximální posouvající síla V_y max



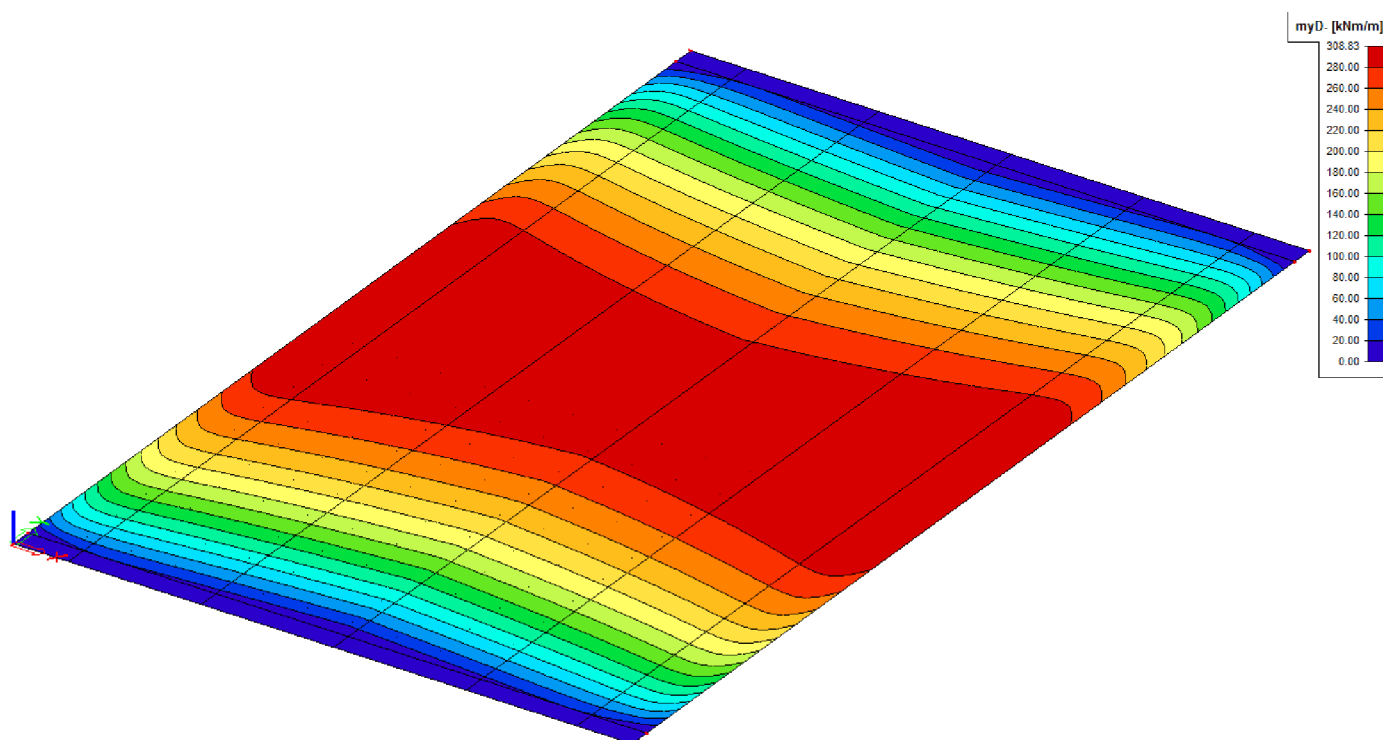
3.4.2 Maximální posouvající síla V_x max



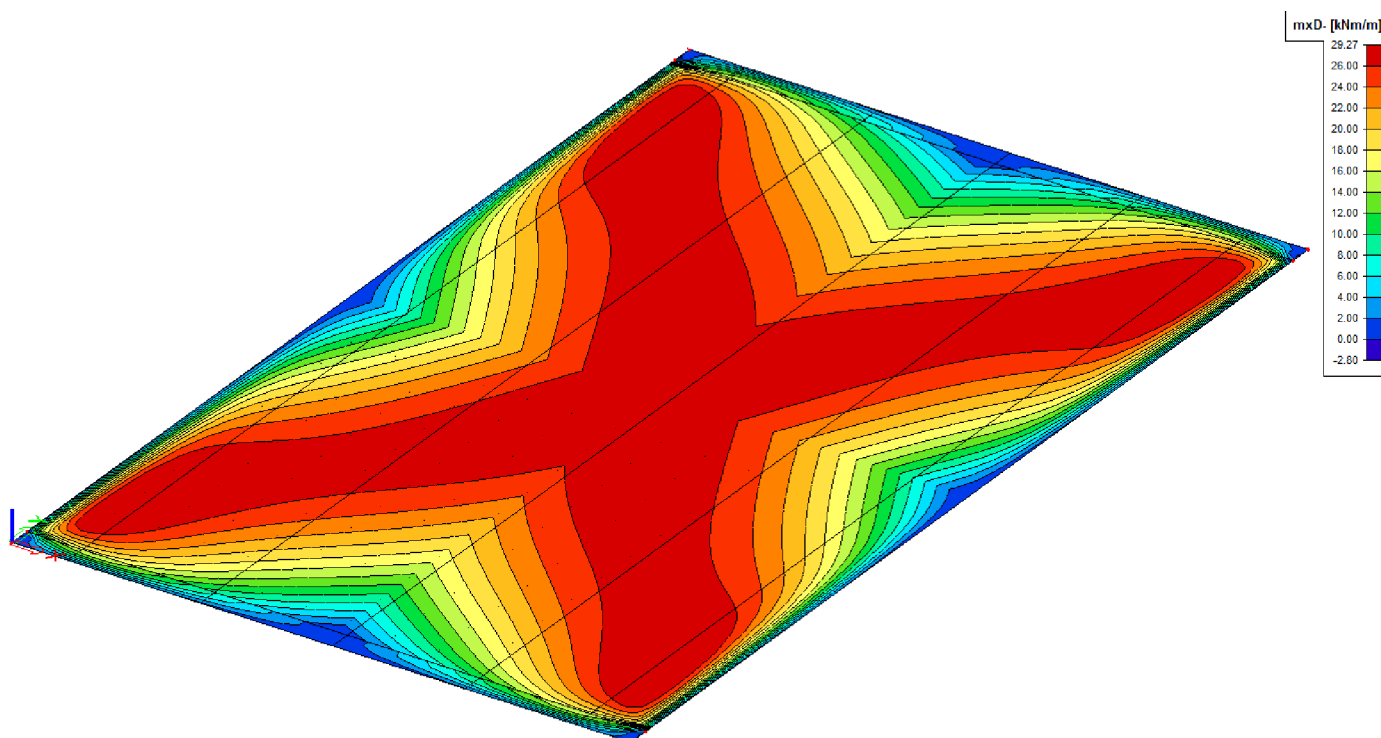
3.5 Model zatížení LM4



3.5.1 Maximální ohybový moment v poli m_yD -



3.5.2 Maximální ohybový moment v poli m_xD -



3.6 Přehled maximálních ohybových momentů v jednotlivých zatěžovacích stavech

Pro přehlednost jsou maximální ohybové momenty v poli m_{yD} - a m_{xD} - uspořádány podle jednotlivých zatěžovacích stavů do následující tabulky :

Tab. 6: Hodnoty maximálních ohybových momentů

zatěžovací stav	moment m_{yD} - [kNm]	moment m_{xD} - [kNm]
vlastní tíha g_0	1359,11	128,16
ostatní stálé zatížení g_1	258,45	34,26
sestava gr1a - LM1	654,72	108,41
LM1 - časté hodnoty	428,61	71,52
sestava gr4 - LM4	307,87	29,03

Pozn.: Hodnoty momentů jsou v charakteristických hodnotách a byly odečteny v řezech s maximální hodnotou. V podélném směru je to v $\frac{1}{2}$ rozpětí, v příčném směru pak nejčastěji v $\frac{1}{8}$ rozpětí konstrukce, případě sestav gr1a a gr4 opět v $\frac{1}{2}$ rozpětí.

Z tabulky hodnot je zřejmé, že sestava zatížení gr1a vyvoluje oproti sestavě gr4 větší účinky od zatížení dopravou na mostě a proto bude se sestavou gr1a, resp. modelem zatížení LM1 uvažováno v dalších krocích výpočtů.

3.7 Kombinace zatížení

Norma ČSN EN 1990 [6] uvažuje pro výpočty a posouzení v mezních stavech použitelnosti tři základní kombinace zatížení - **kvazistálá, častá a charakteristická**. Pro posouzení a dimenzování v mezním stavu únosnosti se uvažuje **návrhová** kombinace zatížení.

3.7.1 Kvazistálá kombinace zatížení

V této kombinaci zatížení se uvažují stálá, v čase neměnná zatížení na konstrukci. Nahodilá zatížení jsou upravena součinitelem $\Psi_2 = 0$.

3.7.2 Častá kombinace zatížení

Tato kombinace zatížení uvažuje současně stálá i nahodilá zatížení na konstrukci. Pro získání častých hodnot zatížení od modelu LM1 jsou účinky zatížení upraveny součinitelem Ψ_1 . Pro zatížení nápravovými silami TS se uvažuje součinitel $\Psi_1 = 0,75$ a pro rovnoměrné zatížení UDL pak součinitel $\Psi_1 = 0,40$.

3.7.3 Charakteristická kombinace zatížení

V této kombinaci zatížení se uvažují celkové účinky od všech zatížení na konstrukci bez úpravy součinitelem Ψ_i .

3.7.4 Návrhová kombinace zatížení

Pro posouzení mezního stavu únosnosti pro trvalé a dočasné návrhové situace lze použít vztahu 6.10 nebo dvojice vztahů 6.10a a 6.10b.

Pro celkový účinek více zatížení na konstrukci pro mezní stav **EQU** platí obecný vztah :

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

nebo pro mezní stavy **STR** a **GEO** se uvažuje méně příznivá kombinace z následujících :

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

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

Součinitele zatížení γ_G a γ_Q jsou pro mosty uvažovány normou shodně hodnotou 1,35. Součinitel ξ_j je roven hodnotě 0,85 [6].

3.8 Hodnoty maximálních ohybových momentů pro jednotlivé kombinace zatížení

Pro přehlednost jsou maximální ohybové momenty v poli m_{yD} - a m_{xD} - uspořádány podle jednotlivých kombinací zatížení do následující tabulky :

Tab. 7: Hodnoty maximálních ohybových momentů dle kombinací zatížení

KOMBINACE	moment m_{yD} - [kNm]	moment m_{xD} - [kNm]
kvazistálá Ψ_2	1617,51	162,09
častá Ψ_1	2046,07	222,12
charakteristická	2272,18	254,86
návrhová 6.10	3067,45	344,06
6.10a	2762,33	299,86
6.10b	2739,91	297,43

Pozn.: Výpočet jednotlivých hodnot kombinací zatížení je podrobněji uveden v příloze B2. Statický výpočet.

V tabulce maximálních ohybových momentů jsou hodnoty, které budou dále použity pro posouzení a dimenzování konstrukce v mezních stavech použitelnosti a únosnosti. Pro dimenzování a následné posouzení konstrukce v mezním stavu únosnosti bude uvažováno s hodnotou vycházející z hospodárné návrhové kombinace zatížení 6.10a.

3.9 Maximální posouvající síla

Pro stanovení maximální posouvající síly bylo použito postavení modelu zatížení LM1 do nejnepříznivější pozice na mostě.

Návrhová hodnota maximální posouvající síly z kombinace zatížení 6.10a je ve směru y uvažována hodnotou $V_{y,max} = 535,60$ kN a ve směru x hodnotou $V_{x,max} = 287,23$ kN.

4 Návrhové charakteristiky konstrukce

4.1 Materiálové charakteristiky

Nosná konstrukce mostu je navržena z betonu pevnostní třídy C 50/60 XD 1. Třída betonu je podřizena výkonnostní třídě drátkobetonu se kterou je uvažováno v pozdějších krocích výpočtu. Je navržena předpínací výztuž typu Y 1770 - S7 - 15,2 - A a pro případ i betonářská výztuž B 500 B. Charakteristiky jednotlivých materiálů jsou uvedeny v následujících odstavcích.

4.1.1 Beton

třída C 50 / 60 XD 1

$$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 28,33 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 4,10 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85 \quad E_{cm} = 36,80 \text{ GPa}$$

$$\gamma_c = 1,5 \quad \epsilon_{cu3} = 3,5 \text{ ‰}$$

4.1.2 Předpínací výztuž

Y 1770 - S7 - 15,2 - A

$$f_{pk} = 1770 \text{ MPa}$$

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

$$f_{p0,2,k} = 1570 \text{ MPa}$$

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1,k}}{\gamma_s} = 1321,74 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15 \quad E_p = 195 \text{ GPa}$$

$$A_{p,1} = 140 \text{ mm}^2$$

KABELOVÝ KANÁLEK typ PT⁺

[7]

pro předpínací výztuž se soudržností
ve výpočtu uvažují pramence 0,6" N a $\varnothing$ 67 mm

4.1.3 Betonářská výztuž**B 500 B**

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15 \quad E_s = 210 \text{ GPa}$$

4.2 Předběžný návrh krytí a umístění kanálků předpínací výztuže

V návrhu umístění kanálků kabelů předpínací výztuže je uvažováno s kanálkem typu PT⁺ pro předpínací výztuž se soudržností, počítá se tedy s konečnou injektáží kanálků. Jmenovitý průměr kanálku je $\varnothing$ 67 mm. Návrh hodnoty krytí kabelových kanálků vychází z postupu dle normy ČSN EN 1992-1-1 [8].

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

$$\text{kde } c_{min} = \max \{ c_{min,b} = \varnothing_{duct} ; c_{min,dur} ; 10 \text{ mm} \} \\ \max \{ 67 \text{ mm} ; 50 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} \}$$

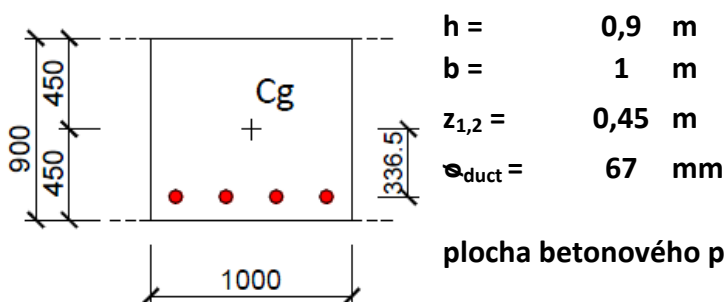
$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 67 + 10 = 77 \text{ mm}$$

$$\text{krytí kanálků } c = 80 \text{ mm}$$

4.3 Průřezové charakteristiky

Řešená konstrukce byla modelována jako 2D deskový model, v dalších krocích výpočtu je však posuzován prut o šířce 1 m a výšce, resp. tloušťce odpovídající průměrné tloušťce modelované nosné konstrukce mostu. Pro prvotní návrh předpínací síly se uvažuje s průřezovými charakteristikami plného betonového průřezu.



Obr. 10: Betonový průřez

plocha betonového průřezu

$$A_c = b \cdot h = 0,9 \text{ m}^2$$

moment setrvačnosti

$$I_c = \frac{1}{12} b \cdot h^3 = 0,0608 \text{ m}^4$$

průřezový modul

$$W_{1,2} = \frac{1}{6} b \cdot h^2 = \frac{I_c}{z_{1,2}} = 0,1350 \text{ m}^3$$

jádrové úsečky

$$j_{1,2} = \frac{W_{1,2}}{A_c} = 0,1500 \text{ m}$$

4.4 Návrh excentricity předpínací výztuže

V návrhu předpínací síly je uvažováno s excentricitou předpínací výztuže e_p vycházející z průřezových charakteristik plného betonového průřezu a navržené hodnoty krytí c .

$$e_p = z_1 - c - \frac{\varnothing_{\text{duct}}}{2} = 0,45 - 0,080 - \frac{0,067}{2} = 0,3365 \text{ m}$$

5 Návrh předpínací síly

Postupů pro návrh předpětí je v inženýrské praxi užíváno hned několik. Jedním z nich je například tzv. **metoda ekvivalentního zatížení**, která umožňuje pomocí předpětí aktivně ovlivnit rozložení vnitřních sil v navrhované konstrukci. Tato metoda nemusí být vždy z ekonomického hlediska vhodná, ale umožňuje účinně vyrovnat 80 - 100% stálých zatížení působících na konstrukci.

V případě této řešené nosné konstrukce mostu je pro návrh předpínací síly použito dalšího z možných přístupů k návrhu předpětí. Předpokladem pro stanovení předpínací síly jsou **podmínky omezení napětí** v betonu vycházející z podmínek používaných pro posouzení mezního stavu použitelnosti předpjatých konstrukcí.

Pro stanovení velikosti předpínací síly je zaveden požadavek **stavu dekomprese v čase t_∞** pro častou kombinaci zatížení Ψ_1 . Jedná se tedy o podmínku eliminace tahových napětí v betonu a vláknech betonu přilehlých k předpínací výztuži v čase t_∞ , tedy na konci životnosti navrhované konstrukce při časté kombinaci zatížení [9].

Samotný návrh předpínací síly je proveden ve dvou časových úsecích. V čase t_0 , který odpovídá okamžiku po napnutí a zakotvení předpínací výztuže a dále v čase t_∞ , který uvažuje konec životnosti předpjaté konstrukce. Z podmínek omezení napětí jsou tak zjištěny intervaly, ve kterých se může velikost předpětí pro jednotlivé časy a v nich působící zatížení nacházet a cílem je nalézt vhodný průnik těchto intervalů. Na základě znalosti rozpětí možné předpínací síly je dále navržena nutná plocha předpínací výztuže a tedy i potřebný počet lan. Návrh předpínací výztuže je dále optimalizován vzhledem k technologickým požadavkům na počet lan v kabelu a celkové rozmístění kabelů předpínací výztuže v posuzovaném průřezu, resp. řešené konstrukci.

K návrhu předpětí, který uvažuje podmínky omezení napětí v betonu se dá přistoupit dvěma způsoby. Jedním z nich může být snaha o přesné dodržení podmínek omezujících napětí v betonu a tím i úspornější návrh předpínací výztuže, který však může následně negativně ovlivnit provádění předpjaté konstrukce. Druhým možným přístupem je praktický návrh předpínací výztuže, který umožní kvalitní a efektivní budování konstrukce z předpjatého betonu a zaručí i její větší trvanlivost a provozuschopnost, i za cenu vyšších nákladů.

5.1 Stanovení předpínací síly v čase t_∞

a) častá kombinace zatížení

Předpoklad dodržení podmínky **dekompresce** ve spodních vláknech posuzovaného průřezu v čase t_∞ pro častou kombinaci zatížení.

$$\sigma_{c1} = -\frac{P_{k\infty}}{A_c} - \frac{P_{k\infty} \cdot e_p}{W_1} + \frac{M_{Ek, \psi/1}}{W_1} \leq 0$$

$$P_{k\infty} = \frac{M_{Ek, \psi/1} \cdot A_c}{A_c \cdot e_p + W_1} = \frac{2046,07 \cdot 10^3 \cdot 0,9}{0,9 \cdot 0,3365 + 0,1350} = 4205,69 \text{ kN}$$

$$P_{k0} \geq \frac{P_{k\infty}}{r_{inf}} = \frac{4205,69}{0,85} = 4947,87 \text{ kN}$$

b) charakteristická kombinace zatížení

Předpoklad omezení napětí v betonu v tlaku $\sigma_{c2} \leq 0,6 f_{ck}$ v horních vláknech posuzovaného průřezu v čase t_∞ pro charakteristickou kombinaci zatížení.

$$\sigma_{c2} = -\frac{P_{k\infty}}{A_c} + \frac{P_{k\infty} \cdot e_p}{W_2} - \frac{M_{Ek}}{W_2} \geq -|0,6 f_{ck}|$$

$$\begin{aligned} P_{k\infty} &\geq \left(-0,6 f_{ck} + \frac{M_{Ek}}{W_2} \right) \cdot \frac{A_c \cdot W_2}{A_c \cdot e_p - W_2} = \\ &\geq \left(-0,6 \cdot 50 \cdot 10^6 + \frac{2272,18 \cdot 10^3}{0,2017} \right) \cdot \frac{0,9 \cdot 0,1350}{0,9 \cdot 0,3365 - 0,1350} = -3654,31 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$P_{k0} \geq \frac{P_{k\infty}}{r_{inf}} = \frac{-3654,31}{0,85} = -4299,18 \text{ kN}$$

c) kvazistálá kombinace zatížení Ψ_2

Podmínka linearity dotvarování, omezení napětí betonu v tlaku $\sigma_{c2} \leq 0,45 f_{ck}(t)$.

$$\sigma_{c2} = -\frac{P_{k\infty}}{A_c} + \frac{P_{k\infty} \cdot e_p}{W_2} - \frac{M_{Ek, \psi/2}}{W_2} \geq -|0,45 f_{ck}|$$

$$\begin{aligned} P_{k\infty} &\geq \left(-0,45 f_{ck} + \frac{M_{Ek}}{W_2} \right) \cdot \frac{A_c \cdot W_2}{A_c \cdot e_p + W_2} = \\ &\geq \left(-0,45 \cdot 50 \cdot 10^6 + \frac{1617,51 \cdot 10^3}{0,1350} \right) \cdot \frac{0,9 \cdot 0,1350}{0,9 \cdot 0,3365 + 0,1350} = -2918,79 \text{ kN} \end{aligned}$$

5.2 Stanovení předpínací síly v čase t_0

a) zatížení vlastní tíhou konstrukce

Předpoklad omezení napětí v betonu v tlaku $\sigma_{c1} \leq 0,6 f_{ck}$ v okamžiku napínání / vnesení předpětí P v čase t_0 .

$$\sigma_{c1} = -\frac{P_{k0}}{A_c} + \frac{P_{k0} \cdot e_p}{W_1} - \frac{M_{g0k}}{W_1} \geq -|0,6 f_{ck}|$$

$$\begin{aligned} P_{k0} &\leq \left(0,6 f_{ck} - \frac{M_{g0k}}{W_1} \right) \cdot \frac{A_c \cdot W_1}{A_c \cdot e_p + W_1} = \\ &\leq \left(0,6 \cdot 50 \cdot 10^6 - \frac{1359,11 \cdot 10^3}{0,1350} \right) \cdot \frac{0,9 \cdot 0,1350}{0,9 \cdot 0,3365 + 0,1350} = 5531,12 \text{ kN} \end{aligned}$$

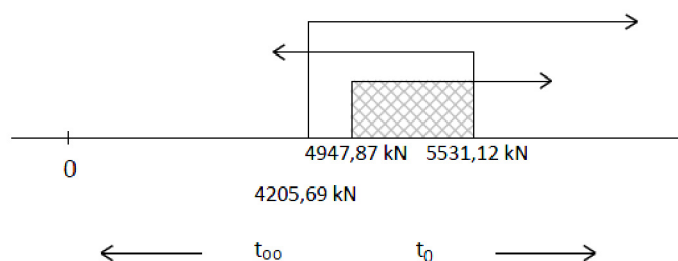
b) zatížení vlastní tíhou konstrukce

Předpoklad omezení napětí v betonu v tahu $\sigma_{c2} \leq f_{ctm}$ v horních vláknech průřezu při napínání / vnesení předpětí P v čase t_0 .

$$\sigma_{c2} = -\frac{P_{k0}}{A_c} + \frac{P_{k0} \cdot e_p}{W_2} - \frac{M_{g0k}}{W_2} \leq f_{ctm}$$

$$\begin{aligned} P_{k0} &\leq \left(f_{ctm} + \frac{M_{g0k}}{W_2} \right) \cdot \frac{A_c \cdot W_2}{A_c \cdot e_p - W_2} = \\ &\leq \left(4,10 \cdot 10^6 - \frac{1359,11 \cdot 10^3}{0,1350} \right) \cdot \frac{0,9 \cdot 0,1350}{0,9 \cdot 0,3365 - 0,1350} = -4319,62 \text{ kN} \end{aligned}$$

5.3 Intervaly předpínací síly



Obr. 11: Interval předpínací síly

5.4 Návrh nutné předpínací síly

V této části návrhu se vychází ze znalosti intervalu velikosti předpínací síly, ve kterém by se měla pohybovat v požadovaném čase t_0 .

$$P_{m,0,req} = \min \{ 1,03 P_{0,min} ; \frac{1}{2} (P_{0,min} + P_{0,max}) \}$$

$$\rightarrow \min \{ 5096,31 ; 5239,50 \}$$

$$P_{m,0,req} = 5096,31 \text{ kN}$$

5.5 Návrh předpínací výztuže

Při návrhu předpínací výztuže se uplatňují podmínky pro omezení napětí v předpínací výztuži v době jejího napínání a po zakotvení.

5.5.1 Maximální napětí ve výztuži

Toto napětí působí ve výztuži po velice krátkou dobu a je tedy uvažováno s relativně vysokou maximální přípustnou hodnotou. Dle normy ČSN EN 1992-1-1 :

$$\sigma_{p0,max} = \min \{ 0,8 f_{pk} ; 0,9 f_{p0,1k} \} = \min \{ 0,8 \cdot 1770 ; 0,9 \cdot 1520 \} = \min \{ 1416 ; 1368 \} \text{ [MPa]}$$

kde f_{pk} je charakteristická hodnota pevnosti předpínací výztuže v tahu

$f_{p0,1k}$ je charakteristická hodnota meze 0,1 předpínací výztuže

5.5.2 Maximální napětí ve výztuži po zakotvení / vnesení předpětí

Hodnota napětí ve výztuži po zakotvení / vnesení předpětí je ovlivněna okamžitými ztrátami předpětí, přesto by však dle ČSN EN 1992-1-1 neměla překročit níže uvedené hodnoty napětí.

$$\sigma_{pa,max} = \min \{0,75 f_{pk} ; 0,85 f_{p0,1k}\} = \min \{0,75 \cdot 1770 ; 0,85 \cdot 1520\} = \min \{1327, ; 1292\} \text{ [MPa]}$$

kde f_{pk} je charakteristická hodnota pevnosti předpínací výztuže v tahu

$f_{p0,1k}$ je charakteristická hodnota meze 0,1 předpínací výztuže

[9]

5.5.3 Stanovení nutné průřezové plochy výztuže

Návrh vychází ze znalosti potřebné předpínací síly a podmínek omezení napětí v předpínací výztuži. Při výpočtu potřebné plochy předpínací výztuže je uvažováno s vlivem krátkodobých ztrát předpětí.

$$\sigma_{pa,max} = 0,85 f_{p0,1k} = 0,85 \cdot 1520 = 1292 \text{ MPa}$$

$$A_{p,req} = \frac{P_{m,0,req}}{\sigma_{pa,max}} = \frac{5096,31 \cdot 10^3}{1292 \cdot 10^6} = 3,9445 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$n = \frac{A_{p,req}}{A_{p1}} = \frac{3,9445 \cdot 10^{-3}}{1,4 \cdot 10^{-4}} = 28,1751 \text{ lan}$$

V návrhu se uvažuje s kotvami VSL EC pro 7 pramenců předpínací výztuže, proto je návrh průřezové plochy předpínací výztuže upraven na 4 kabely po 7 lanech s celkovou průřezovou plochou $A_{p,prov} = 3,92 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$.

Navržená předpínací síla :

$$P_{m,0,prov} = A_{p,prov} \cdot \sigma_{pa,max} = 4 \cdot 7 \cdot 1,4 \cdot 10^{-4} \cdot 1292 \cdot 10^6 = 5064,64 \text{ kN}$$

5.6 Trasování výztuže

Z podmínek omezení napětí v betonu je možné výpočtem stanovit přípustnou zónu polohy kabelů předpínací výztuže, resp. umístění výslednice předpínací síly v kabelech. V případě konstantní předpínací síly by průběh horní a dolní meze přípustné zóny kabelů měl odpovídat průběhu momentů M_{Ek} od vnějšího zatížení a M_{g0k} od vlastní tíhy konstrukce. Výpočet přípustné zóny polohy kabelů, resp. výslednice předpínací síly byl automatizován v programu MS Excel a následně byly graficky vyneseny horní a dolní mez přípustné zóny umístění těžiště předpínací výztuže. Výkres trasování výztuže je součástí přílohy B.3 Výkresová dokumentace.

čas t_{∞}

$$\sigma_{c1} \leq 0$$

a) spodní vlákna ... častá kombinace zatížení

$$\sigma_{c1} = \frac{M_{Ek, \text{v}1}}{W_1} + \frac{P_{k, \infty}}{A_c} + \frac{P_{k, \infty} \cdot e_p}{W_1} \leq 0$$

$$e_p \geq \left(\frac{M_{Ek, \text{v}1}}{W_1} - \frac{P_{k, \infty}}{A_c} \right) \cdot \frac{W_1}{P_{k, \infty}}$$

čas t_{∞}

$$\sigma_{c2} \leq 0,6 f_{ck}$$

b) horní vlákna ... charakteristická kombinace

$$\sigma_{c2} = \frac{M_{Ek}}{W_2} + \frac{P_{k, \infty}}{A_c} + \frac{P_{k, \infty} \cdot e_p}{W_2} \leq 0,6 f_{ck}$$

$$e_p \leq \left(\frac{M_{Ek}}{W_2} - \frac{P_{k, \infty}}{A_c} - 0,6 f_{ck} \right) \cdot \frac{W_2}{P_{k, \infty}}$$

čas t_0

$$\sigma_{c2} \leq 0,6 f_{ck(t)}$$

c) spodní vlákna ... vlastní tíha konstrukce g_0

$$\sigma_{c1} = \frac{M_{g0k}}{W_1} + \frac{P_{k,0}}{A_c} - \frac{P_{k,0} \cdot e_p}{W_1} \leq 0,6 f_{ck}$$

$$e_p \geq \left(\frac{M_{g0k}}{W_1} - \frac{P_{k,0}}{A_c} - 0,6 f_{ck} \right) \cdot \frac{W_1}{P_{k,0}}$$

čas t_0

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

d) horní vlákna ... vlastní tíha konstrukce g_0

$$\sigma_{c2} = \frac{M_{g0k}}{W_2} + \frac{P_{k,0}}{A_c} - \frac{P_{k,0} \cdot e_p}{W_2} \leq f_{ctm}$$

$$e_p \leq \left(\frac{M_{g0k}}{W_2} + \frac{P_{k,0}}{A_c} + f_{ctm} \right) \cdot \frac{W_2}{P_{k,0}}$$

6 Změny předpětí

Ve výpočtech a posudcích na mezní stavy je běžně uvažováno s konstantní předpínací silou. Ta však není zcela konstantní, neboť se mění po délce kabelu a v čase. Pro správné posouzení předpjaté konstrukce je třeba znát hodnotu předpínací síly v požadovaném okamžiku a průřezu konstrukce.

Změny, resp. ztráty předpětí se určují z napětí, které je vneseno do předpínací výztuže v průběhu předpínání před zakotvením, v průřezu pod kotvou. Maximální napětí ve výztuži je v normě ČSN EN 1992-1-1 [8] omezeno následující podmínkou :

$$\sigma_{p0,max} = \min \{ 0,8 f_{pk} ; 0,9 f_{p0,1k} \} = \min \{ 0,8 \cdot 1770 ; 0,9 \cdot 1520 \} = \min \{ 1416 ; 1368 \} \text{ [MPa]}$$

kde f_{pk} je charakteristická hodnota pevnosti předpínací výztuže v tahu

$f_{p0,1k}$ je charakteristická hodnota meze 0,1 předpínací výztuže

Již v průběhu předpínání a po zakotvení se v předpínací výztuži projeví **okamžité ztráty předpětí**, které vedou k poklesu napětí ve výztuži. Mezi ztráty **okamžité**, často označované jako **výrobní** se řadí:

- ztráta třením kabelu a stěn kabelového kanálku,
- ztráta pokluzem při kotvení,
- ztráta okamžitým pružným přetvořením betonu při předpínání,
- ztráta postupným předpínáním,
- ztráta relaxací výztuže,
- ztráta přetvořením opěrného zařízení,
- ztráty způsobené rozdílem teplot předp.výztuže a opěrného zařízení,
- ztráta předpětí otlacením betonu při předpínání metodou ovíjení.

Napětí ve výztuži po zakotvení je v normě ČSN EN 1992-1-1 opět omezeno následující podmínkou:

$$\sigma_{pa,max} = \min \{ 0,75 f_{pk} ; 0,85 f_{p0,1k} \} = \min \{ 0,75 \cdot 1770 ; 0,85 \cdot 1520 \} = \min \{ 1327 ; 1292 \} \text{ [MPa]}$$

kde f_{pk} je charakteristická hodnota pevnosti předpínací výztuže v tahu

$f_{p0,1k}$ je charakteristická hodnota meze 0,1 předpínací výztuže

Od okamžiku zakotvení, resp. vnesení předpětí do betonu se začínají projevovat **dlouhodobé ztráty předpětí**, označované též jako **provozní**. Tyto ztráty ovlivňují napětí ve výztuži a předpínací sílu po celou dobu životnosti předpjaté betonové konstrukce. Provozní ztráty jsou způsobeny:

- smršťováním betonu,
- dotvarováním betonu, příp. dotvarováním betonu od cyklického zatížení,
- pružným přetvořením betonu způsobeným proměnným zatížením.

Pružné přetvoření betonu však nemusí nutně znamenat ztrátu napětí ve výztuži.

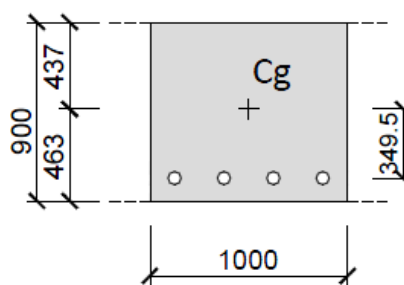
[9]

V následujících kapitolách je popsán postup výpočtu a stanovení některých změn předpětí, ovlivňujících napětí ve výztuži po celou dobu životnosti řešené předpjaté konstrukce.

6.1 Krátkodobé ztráty předpětí - výrobní

Při výpočtu krátkodobých ztrát předpětí se do výpočtu zavádějí průřezové charakteristiky oslabeného betonového průřezu, neboť v době předpínání není výztuž zainjektována a tudíž se s průřezovou plochou kanálků neuvažuje při stanovení tuhosti průřezu.

$A_{c,r} =$	0,88618	m^2
$I_{c,r} =$	0,05916	m^4
$e_{p,r} =$	0,3495	m
$z_{1,r} =$	0,463	m
$z_{2,r} =$	0,437	m



Obr. 12: Oslabený betonový průřez

6.1.1 Ztráta předpětí třením

Tato ztráta se projevuje především u dodatečně předpínaných betonových konstrukcí, kdy vzhledem k trasování kabelových kanálků po délce konstrukce dochází při předpínání k tření mezi kabelem a stěnami jeho kanálku.

Základní vztah pro stanovení ztráty napětí ve výztuži je :

$$\Delta \sigma_{p\mu(x)} = -\sigma_{p,0,\max} \cdot \left[1 - e^{-\mu(\alpha+kx)} \right]$$

kde $\sigma_{p,0,\max}$ je maximální napětí ve výztuži při předpínání

$\mu = 0,19$ je součinitel tření mezi předp. výztuží a kanálkem [-]

α je součinitel, resp. součet zamýšlených úhlových změn po místo x [rad]

$k = 0,01$ je součinitel nezamýšlených úhlových změn od zvlnění kanálku [-].

Výpočet ztráty předpětí třením předpínací výztuže pro zakřivené kabely ①③:

$$\Delta \sigma_{p\mu(1/8)} = -1368 \cdot \left[1 - e^{-0,19(0+0,01 \cdot 2,75)} \right] = -7,129 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{p\mu(1/8)} = -1368 \cdot \left[1 - e^{-0,19(0,09176+0,01 \cdot 5,5)} \right] = -37,618 \text{ MPa ...}$$

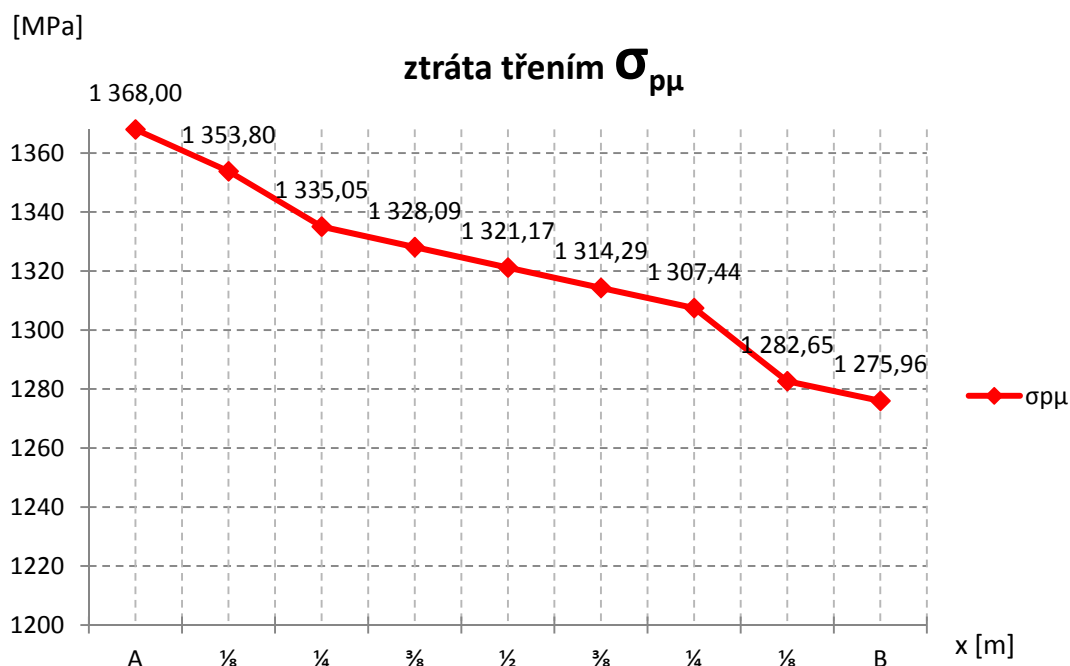
Výpočet ztrát předpětí třením byl pro řešenou konstrukci automatizován v programu MS Excel. Výsledné průměrné hodnoty ztráty předpětí třením jsou uvedeny v následující tabulce :

Tab. 8: Průměrné hodnoty ztrát předpětí třením

Celkové průměrné ztráty předpětí třením

[MPa]	A	1/8	1/4	3/8	1/2	3/8	1/4	1/8	B
$\Delta \sigma_{p\mu,\text{pr}}$	0,000	-14,196	-32,950	-39,908	-46,829	-53,714	-60,563	-85,354	-92,039
$\sigma_{p\mu}$	1368,000	1353,804	1335,050	1328,092	1321,171	1314,286	1307,437	1282,646	1275,961

Průběh napětí po délce kabelu po ztrátách třením je znázorněn v následujícím obrázku :



Obr. 13: Průběh ztrát předpětí třením

6.1.2 Ztráta předpětí pokluzem

Při kotvení lana předpínací výztuže kotevním kuželíkem do kotevní objímky může dojít k pokluzu výztuže a tím i k dalšímu poklesu napětí ve výztuži.

Základní vztah pro stanovení ztráty předpětí pokluzem při napínání z jednoho konce kabelu :

$$\Delta \sigma_{pw} = \sigma_{pa,A} \cdot e^{\mu(\alpha_x + kx)} - \sigma_{p0,A} \cdot e^{-\mu(\alpha_x + kx)}$$

Ve výpočtu je uvažováno s hodnotou **pokluzu w = 5 mm**. Pro zjednodušené stanovení ztráty pokluzem byla zvolena **grafická metoda**, kdy se nejprve stanoví "plocha" pokluzu ze vztahu :

$$A_w = E_p \cdot w = 195 \cdot 10^9 \cdot 0,005 = 975 \text{ MPa}$$

Tato plocha je vymezena shora křivkou průběhu ztrát předpětí třením a zdola stejnou zrcadlenou křivkou až do vzdálenosti dosahu **pokluzu x_w [m]**. Podstatou grafické metody je grafická iterace v programu AutoCAD, kde je cílem najít dostatečně přesně "plochu" pokluzu A_w a tím stanovit i dosah pokluzu x_w.

U řešené konstrukce byla stanovena vzdálenost dosahu pokluzu $x_w = 17075 \text{ mm}$ a bylo tedy prokázáno, že ztráta předpětí pokluzem vymizí po délce kabelu.

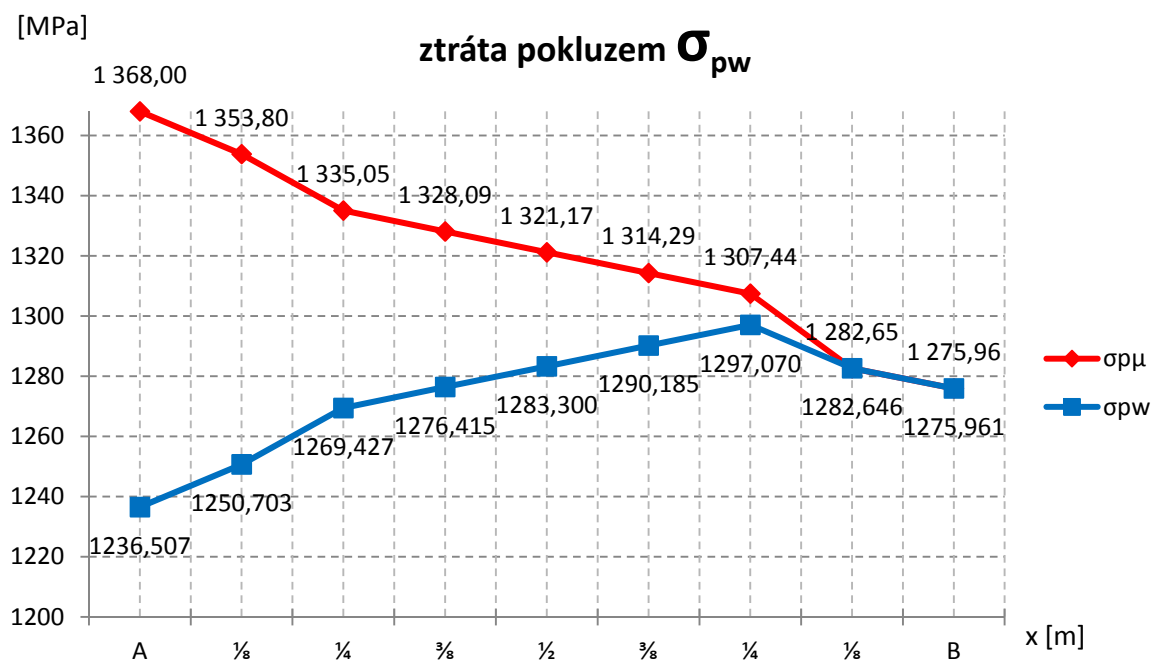
Hodnoty ztráty předpětí pokluzem byly graficky odečteny a jsou uvedeny v následující tabulce :

Průběh ztrát předpětí pokluzem :

Tab. 9: Hodnoty ztrát předpětí pokluzem

[MPa]	A	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{3}{8}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{3}{8}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{8}$	B
$\Delta\sigma_{pw}$	-131,493	-103,101	-65,653	-51,677	-37,907	-24,137	-10,367	0,000	0,000
σ_{pw}	1236,507	1250,703	1269,427	1276,415	1283,300	1290,185	1297,070	1282,646	1275,961

Průběh napětí po ztrátě pokluzem je znázorněn v následujícím obrázku :



Obr. 14: Průběh ztrát předpětí pokluzem

6.1.3 Ztráta předpětí pružným přetvořením betonu při postupném napínání

Tato ztráta předpětí se projevuje při postupném napínání jednotlivých kabelů předpínací výztuže a následném okamžitém pružném přetvoření betonu. V případě, kdy by bylo možné zaráz napnout a zakotvit všechny kabely, ztráta předpětí by se neprojevila. To však není reálné.

Základní vztah výpočet ztráty předpětí postupným napínáním :

$$\Delta \sigma_{p,ep(t)} = E_p \cdot \varepsilon_c = E_p \cdot \sum \frac{j \cdot \Delta \sigma_{c(t)}}{E_{cm(t)}}$$

$$\text{kde } \Delta \sigma_{c(t)} = \Delta \sigma_{cp(t_0)} + \Delta \sigma_{c,g0(t_0)}$$

Změna napětí v betonu se stanoví ze vztahu :

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_{c(t)} &= \frac{-P_{m,sl}}{A_{c,r}} - \frac{P_{m,sl} \cdot e_{p,r}^2}{I_{c,r}} + \frac{M_{g0k} \cdot e_{p,r}}{I_{c,r}} \\ &= \frac{-5030,54 \cdot 10^3}{0,88618} - \frac{5030,54 \cdot 10^3 \cdot 0,3495^2}{0,05916} + \frac{1359,11 \cdot 10^3 \cdot 0,3495}{0,05916} \\ \Delta \sigma_{c(t)} &= -8,034 \text{ MPa} \end{aligned}$$

kde $P_{m,sl} = \sigma_{pw} \cdot A_p = 1283,300 \cdot 10^6 \cdot 3,92 \cdot 10^{-3} = 5030,54 \text{ kN}$ je síla v předpínací výztuži po ztrátě pokluzem. V okamžiku napínání kabelů se uvažuje zatížení pouze od vlastní tíhy konstrukce.

Výsledná ztráta předpětí pružným přetvořením betonu při postupném napínání se pak určí jako :

$$\Delta \sigma_{p,ep(t)} = E_p \cdot \varepsilon_c = E_p \cdot \sum \frac{j \cdot \Delta \sigma_{c(t)}}{E_{cm(t)}} = 195 \cdot 10^9 \cdot \frac{0,375 \cdot (-8,034 \cdot 10^6)}{36,80 \cdot 10^9} = -15,965 \text{ MPa}$$

$$\text{kde } j = \frac{n_p - 1}{2n_p} = \frac{4 - 1}{2 \cdot 4} = 0,375$$

n_p ..počet kabelů

V případě výpočtu této ztráty je posuzovaným prvkem prut konstrukce o šířce 1 m, v případě návrhu reálné konstrukce by bylo nutné stanovit plán předpínání jednotlivých kabelů tak, aby nedošlo v průběhu předpínání k nerovnoměrnému zatížení desky

předpětím, které by mohlo způsobit nežádoucí deformace konstrukce a zároveň významnější ztráty předpětí přetvořením betonu.

6.1.4 Krátkodobá relaxace předpínací výztuže

Ztráta předpětí krátkodobou relaxací se projeví ve "výrobním" stádiu předpjaté konstrukce. Výpočet relaxace je nutné provádět v souladu s postupem předpínání a následným kotvením. Krátkodobou ztrátu předpětí relaxací je možné zčásti redukovat výrobním postupem - **tzv. korekcí relaxace podržením napětí**. Při tomto postupu se podrží napětí σ_{p0} po krátkou dobu **cca 2 - 10 minut**, přičemž proběhne přetvoření výztuže a tato ztráta napětí ve výztuži je následně korigována zdvihem předpínací pistole.

Obecně uznávaným postupem stanovení krátkodobé ztráty předpětí relaxací výztuže je postupný výpočet relaxace v jednotlivých časových intervalech $t_{cor} < t < t_0$ a jejich následný odečet.

Hodnota relaxace výztuže korigovaná zdvihem předpínací pistole je odečtena od hodnoty relaxace druhého časového intervalu a tím je stanovena **kapacita relaxace** $\Delta\sigma_{pr}$.

Základní vztah pro výpočet krátkodobé ztráty předpětí relaxací výztuže :

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

$$\text{kde } \mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}}$$

$\rho_{1000} = [\%]$ je relaxace výztuže po 1000 hod při napětí $0,7f_{pk}$

σ_{pi} je hodnota napětí ve výztuži v posuzovaném časovém intervalu

Ve výpočtu je uvažováno s časem $t_{cor} = 5$ minut a časem $t_0 = 1$ hod, který odpovídá zhruba času potřebnému pro předepnutí všech 4 navržených kabelů. Dále je ve výpočtech zaveden součinitel $\rho_{1000} = 2,5\%$, pro předpínací výztuž s nízkou relaxací.

interval < 0 ; t_{cor} >

$\sigma_{p\mu L/2} = 1368,000 \text{ MPa}$..napětí ve výztuži při napínání

$$\begin{aligned}\Delta \sigma_{pr,cor} &= \sigma_{p\mu L/2} \cdot (-0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,09\mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}) \\ &= 1368 \cdot (-0,66 \cdot 2,5 \cdot e^{9,09 \cdot 0,7729} \left(\frac{0,083}{1000} \right)^{0,75(1-0,7729)} \cdot 10^{-5}) = -5,127 \text{ MPa}\end{aligned}$$

interval < 0 ; t₀ >

$\sigma_{pa L/2} = 1267,299 \text{ MPa}$..napětí ve výztuži - $\Delta \sigma_{p\mu} - \Delta \sigma_{pw} - \Delta \sigma_{p,ep}$

$$\begin{aligned}\Delta \sigma_{pr,t0} &= \sigma_{pa L/2} \cdot (-0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,09\mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}) \\ &= 1267,299 \cdot (-0,66 \cdot 2,5 \cdot e^{9,09 \cdot 0,7160} \left(\frac{1}{1000} \right)^{0,75(1-0,7160)} \cdot 10^{-5}) = -3,220 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Výsledná ztráta relaxací výztuže :

$$\Delta \sigma_{pr, celková} = \Delta \sigma_{pr,t0} - \Delta \sigma_{pr,cor} = -3,220 - (-5,127) = -1,907 \text{ MPa}$$

6.1.5 Výsledné krátkodobé ztráty předpětí - výrobní

1. ztráta předpětí třením	$\Delta\sigma_{p\mu} =$	- 46,829 MPa
2. ztráta předpětí pokluzem při kotvení	$\Delta\sigma_{pw} =$	- 37,907 MPa
3. postupné napínání	$\Delta\sigma_{p,ep} =$	- 15,965 MPa
4. relaxace výztuže	$\Delta\sigma_{pr} =$	- 1,907 MPa

Výpočet napětí po krátkodobých ztrátách :

$$\sigma_{p,m,0} = \sigma_{pa,max} + \sum \Delta \sigma_{pi(L/2)}$$

$$\begin{aligned} \text{kde } \sum \Delta \sigma_{pi(L/2)} &= \Delta \sigma_{p\mu} + \Delta \sigma_{pw} + \Delta \sigma_{pel} + \Delta \sigma_{pr} \\ &= -(46,829 + 37,907 + 15,965 + 1,907) \end{aligned}$$

$$\Delta \sigma_{p,m,0} = -102,607 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{ztráta} \quad -7,50 \quad \%$$

$$\sigma_{p,m,0} = 1368 + (-102,607) = 1265,393 \text{ MPa}$$

Podmínka omezení napětí ve výztuži po zakotvení byla splněna.

$$\sigma_{pa,0} = 1265,393 \text{ MPa} < \sigma_{pa,max} = 1292 \text{ MPa}$$

Výpočtem stanovená celková krátkodobá ztráta předpětí 7,50% je menší než předpokládaných cca 10%.

Předpínací síla po krátkodobých ztrátách předpětí :

$$P_{m,0} = \sigma_{pa,0} \cdot A_{p,prov} = 1265,393 \cdot 10^6 \cdot 3,92 \cdot 10^{-3} = 4960,34 \text{ kN}$$

6.2 Dlouhodobé ztráty předpětí - provozní

Při výpočtu dlouhodobých ztrát předpětí se do výpočtu zavádějí průřezové charakteristiky ideálního průřezu, neboť v době uvažované pro výpočet těchto ztrát jsou již kanálky s předpínací výztuží zainjektovány a tudíž jsou součástí konstrukce. Plocha předpínací, resp. i betonářské výztuže je převedena na ekvivalentní plochu průřezu tak, aby výsledná tuhost ideálního průřezu odpovídala průřezu skutečnému.

6.2.1 Ztráta předpětí smršťováním betonu

Smršťování je jednou z důležitých reologických vlastností betonu, přičemž ke smršťování jako takovému dochází po hydratačních procesech v betonu. V průběhu tuhnutí a tvrdnutí betonu dochází k odpařování chemicky volné vody z kapilár cementového gelu. To je doprovázeno vznikem povrchových tahových napětí v betonu. Smršťování betonu je tedy závislé především na vlhkosti a teplotě okolního prostředí, na stáří a složení betonové směsi, rozměrech konstrukce a v neposlední řadě na kvalitě a délce ošetřování betonu po betonáži.

Výpočet ztráty předpětí smršťováním betonu je určen základním vztahem :

$$\Delta \sigma_{ps} = \epsilon_{cs} \cdot E_p$$

kde ϵ_{cs} je poměrné přetvoření od smršťování betonu .

Celkové poměrné přetvoření betonu od smršťování se skládá z dílčích přetvoření ϵ_{cd} od **vysychání betonu** a ϵ_{ca} od **autogenního smršťování**. Do výpočtu jednotlivých přetvoření vstupuje množství vlivů jako je tloušťka prvku, druh použitého cementu, vlhkost okolního prostředí atd. Podrobný postup výpočtu ztráty předpětí smršťováním betonu je součástí přílohy B.2 Statický výpočet.

Výpočtem bylo stanoveno celkové přetvoření betonu od smršťování :

$$\epsilon_{cs(t,t1)} = \epsilon_{cd(t,t1)} + \epsilon_{ca(t,t1)} = - (2,17628 \cdot 10^{-4} + 3,34391 \cdot 10^{-5}) = - 2,51067 \cdot 10^{-4}$$

a následně byla stanovena **ztráta napětí ve výztuži** :

$$\Delta \sigma_{ps} = \epsilon_{cs} \cdot E_p = - 2,51067 \cdot 10^{-4} \cdot 195 \cdot 10^9 = - 48,958 \text{ MPa}$$

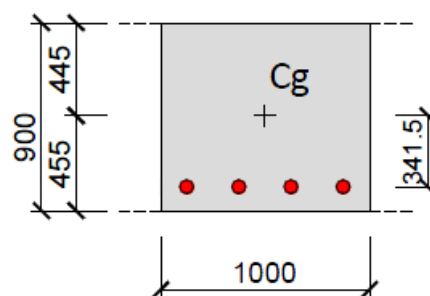
$$\text{kde } \epsilon_{cs(t,t1)} = - 2,51067 \cdot 10^{-4}$$

6.2.2 Ztráta předpětí pružným přetvořením betonu

Vlivem dlouhodobého působení ostatních stálých i nahodilých zatížení v čase dochází k pružnému přetvoření betonu. Toto přetvoření konstrukce znamená změnu v napětí ve výztuži, v tomto případě však v kladném smyslu. Působením zatížení dojde k nepatrnému "protažení" předpínací výztuže a tím i ke zvýšení napětí ve výztuži.

Průřezové charakteristiky ideálního průřezu

$$\begin{aligned} A_{c,i} &= 0,9070 \text{ m}^2 \\ I_{c,i} &= 0,06175 \text{ m}^4 \\ e_{p,i} &= 0,3415 \text{ m} \\ z_{1,i} &= 0,455 \text{ m} \\ z_{2,i} &= 0,445 \text{ m} \end{aligned}$$



Obr. 15: Ideální průřez

$$\nu_{c,i} = \frac{E_p \cdot A_p}{E_{cm} \cdot A_{c,i}} = \frac{195 \cdot 10^9 \cdot 3,92 \cdot 10^{-3}}{36,80 \cdot 10^9 \cdot 0,9070} = 0,02290$$

$$\varphi_{c,i} = \nu \cdot \left(1 + \frac{A_{c,i}}{I_{c,i}} \cdot e_{p,i}^2 \right) = 0,02290 \cdot \left(1 + \frac{0,9070}{0,06175} \cdot 0,3415^2 \right) = 0,06213$$

■ vliv ostatního stálého zatížení g_1

$$\Delta \sigma_{p,el,g1} = \frac{\frac{M_{g1k}}{e_{pi}} \cdot (\varphi_{c,i} - \nu_{c,i})}{(1 + \varphi_{c,i}) \cdot A_p} = \frac{\frac{258,45 \cdot 10^3}{0,3415} \cdot (0,06213 - 0,02290)}{(1 + 0,06213) \cdot 3,92 \cdot 10^{-3}} = 7,130 \text{ MPa}$$

$$M_{g1k} = 258,45 \text{ kNm}$$

■ vliv nahodilého zatížení q

$$\Delta \sigma_{p,el,q} = \frac{\frac{M_{q,LM1}}{e_{pi}} \cdot (\varphi_{c,i} - \nu_{c,i})}{(1 + \varphi_{c,i}) \cdot A_p} = \frac{\frac{654,72 \cdot 10^3}{0,3415} \cdot (0,06213 - 0,02290)}{(1 + 0,06213) \cdot 3,92 \cdot 10^{-3}} = 18,063 \text{ MPa}$$

$$M_{q,LM1} = 654,72 \text{ kNm}$$

■ vliv nahodilého zatížení q při časté kombinaci zatížení Ψ_1

$$\Delta \sigma_{p,el,q} = \frac{\frac{M_{q,LM1,\Psi_1}}{e_{pi}} \cdot (\varphi_{c,i} - \nu_{c,i})}{(1 + \varphi_{c,i}) \cdot A_p} = \frac{\frac{428,61 \cdot 10^3}{0,3415} \cdot (0,06213 - 0,02290)}{(1 + 0,06213) \cdot 3,92 \cdot 10^{-3}} = \mathbf{11,825 \text{ MPa}}$$

$$M_{q,LM1,\Psi_1} = \mathbf{428,61 \text{ kNm}}$$

Celkové změny předpětí od pružného přetvoření betonu :

$$\Delta \sigma_{p,el,g1} = \mathbf{7,130 \text{ MPa}}$$

$$\Delta \sigma_{p,el,q} = \mathbf{18,063 \text{ MPa}}$$

$$\Delta \sigma_{p,el,q\Psi_1} = \mathbf{11,825 \text{ MPa}}$$

6.2.3 Ztráta předpětí dotvarováním betonu

Dotvarování je další z reologických vlastností betonu. Podstata dotvarování vychází z chování cementového gelu, který obsahuje chemicky vázanou vodu, vodu v mikropórech a kapilární vodu. Dlouhodobým působením zatížení na konstrukci vznikají v betonu napětí a těmi je vytlačována voda z mikropórů do kapilár, ze kterých se dále vypařuje. Napětí v konstrukci od zatížení tak dále působí na pevné části betonové směsi a tím vzniká přetvoření betonu dotvarováním. Míra dotvarování je tedy závislá na intenzitě a délce trvání zatížení, proto se při výpočtu uvažují pouze dlouhodobá zatížení - vlastní tíha konstrukce a ostatní stálé zatížení na konstrukci.

Výpočet ztráty předpětí dotvarováním betonu zavádí základní vztah :

$$\Delta \sigma_{pc} = \varepsilon_{cc} \cdot E_p$$

$$\text{kde } \varepsilon_{cc(t,t1)} = \varphi_{(t,t1)} \cdot \frac{\sigma_{c,\Psi_2}}{E_c}$$

kde ε_{cc} je poměrné přetvoření betonu od dotvarování a $\varphi_{(t)}$ je součinitel dotvarování v čase t.

Součinitel dotvarování $\varphi_{(t)}$ se vypočte jako :

$$\varphi_{(t,t1)} = \varphi_0 \cdot \beta_{c(t,t1)}$$

kde φ_0 je základní součinitel dotvarování pro daný časový interval, který se dá přesně určit výpočtem nebo graficky dle čl.3.1.4, obr. 3.1 normy ČSN EN 1992-1-1 [8]. Součinitel $\beta_{c(t)}$ je součinitel časového průběhu dotvarování, do jehož výpočtu vstupuje opět několik dalších vlivů jako je vlhkost okolního prostředí, vliv pevnosti betonu a délka časového intervalu, pro který je dotvarování zjišťováno. Podrobný postup výpočtu ztráty předpětí dotvarováním betonu je uveden v příloze B.2 Statický výpočet.

Výpočet dotvarování je proveden ve dvou oddělených časových intervalech. V prvním intervalu $\langle t_{\infty} ; t_0 \rangle$, který začíná předepnutím konstrukce po 30 dnech po její betonáži, ve výpočtu se uvažuje se zatížením vlastní tíhou konstrukce. Druhý interval $\langle t_{\infty} ; t_{g1} \rangle$ je započat uložení ostatního stálého zatížení na konstrukci po 90 dnech, uvažuje se tedy přitížením od ostatního stálého zatížení.

Výpočtem bylo stanoveno dotvarování a ztráta předpětí dotvarováním :

■ interval $\langle t_{\infty} ; t_0 \rangle$ - vliv vlastní tíhy konstrukce

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{-P_{m,0,k}}{A_{c,i}} - \frac{P_{m,0,k} \cdot e_{p,i}^2}{I_{c,i}} + \frac{M_{g0,k} \cdot e_{p,i}}{I_{c,i}} \\ &= \frac{-4960,34 \cdot 10^3}{0,9070} - \frac{4960,34 \cdot 10^3 \cdot 0,3415^2}{0,06175} + \frac{1359,11 \cdot 10^3 \cdot 0,3415}{0,06175} = -2,037 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\Delta \sigma_{pc} = \varepsilon_{cc(t_{\infty}, t_0)} \cdot E_p = -12,654 \text{ MPa}$$

$$\text{kde } \varepsilon_{cc(t_{\infty}, t_0)} = \varphi_{(t_{\infty}, t_0)} \cdot \frac{\sigma_{c(t_{\infty}, t_0)}}{E_{cm}} = 1,172108 \cdot \frac{-2,037 \cdot 10^6}{36,80 \cdot 10^9} = -0,000065$$

■ interval $\langle t_{\infty} ; t_{g1} \rangle$ - vliv ostatního stálého zatížení

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{-P_{m,el,g1}}{A_{c,i}} - \frac{P_{m,el,g1} \cdot e_{p,i}^2}{I_{c,i}} + \frac{M_{g1,k} \cdot e_{p,i}}{I_{c,i}} \\ &= \frac{-27,95 \cdot 10^3}{0,9070} - \frac{27,95 \cdot 10^3 \cdot 0,3415^2}{0,06175} + \frac{258,45 \cdot 10^3 \cdot 0,3415}{0,06175} = -1,398 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\Delta \sigma_{pc} = \varepsilon_{cc(t_{\infty}, t_{g1})} \cdot E_p = -8,685 \text{ MPa}$$

$$\text{kde } \varepsilon_{cc(t_{\infty}, t_{g1})} = \varphi_{(t_{\infty}, t_{g1})} \cdot \frac{\sigma_{c(t_{\infty}, t_{g1})}}{E_{cm}} = 1,172091 \cdot \frac{-1,398 \cdot 10^6}{36,80 \cdot 10^9} = -0,000045$$

6.2.4 Dlouhodobá relaxace předpínací výztuže

Postup stanovení dlouhodobých ztrát předpětí relaxací výztuže je obdobný jako výpočet u ztrát relaxací krátkodobých. Je nutné stanovit kapacitu relaxace výztuže $\Delta\sigma_{pr}$ pro vyšetřovaný časový interval. Je nutné brát v potaz změnu napětí ve výztuži vlivem pružného přetvoření konstrukce od ostatního stálého zatížení. Dále je třeba stanovit kapacitu relaxace pro posuzovaný okamžik, tedy čas t_{∞} , tím že se přičtou již proběhlé krátkodobé ztráty a bude stanovena hodnota **dlouhodobé relaxace výztuže** $\Delta\sigma_{pr,lt}$ na konci životnosti řešené konstrukce.

$$\text{interval} < t_0 ; t_{\infty} > \quad \mu_2 = 0,7237$$

$$\sigma_{pa, L/2} = 1272,523 \text{ MPa} \quad \text{..napětí ve výztuži po krátkodobých ztrátách} + \Delta\sigma_{p,el,g1}$$

$$+ \text{ již proběhlá kapacita relaxace} \quad \Delta\sigma_{pr,cor} = -5,127 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{pr,t0} = -3,220 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pa,\infty L/2} = 1280,870 \text{ MPa}$$

$$t_{\infty} \quad 100 \text{ let} \rightarrow 36525 \text{ dní} \rightarrow 876600 \text{ hodin}$$

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{pr,t0} &= \sigma_{pa,L/2} \cdot (-0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,09\mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}) \\ &= 1280,870 \cdot (-0,66 \cdot 2,5 \cdot e^{9,09 \cdot 0,7237} \left(\frac{876600}{1000} \right)^{0,75(1-0,7237)} \cdot 10^{-5}) = -61,903 \text{ MPa} \end{aligned}$$

6.2.5 Výsledné dlouhodobé ztráty předpětí - provozní

1.ztráta předpětí smršťováním betonu	$\Delta\sigma_{ps} =$	-48,958	MPa
2.ztráta předpětí pružným přetvořením	$\Delta\sigma_{p,el,g} =$	7,130	MPa
	$\Delta\sigma_{p,el,q} =$	18,063	MPa
	$\Delta\sigma_{p,el,qw1} =$	11,825	MPa
3.ztráta předpětí dotvarováním betonu	$\Delta\sigma_{pc(too,t0)} =$	-12,654	MPa
	$\Delta\sigma_{pc(too,tg)} =$	-8,685	MPa
4.ztráta předpětí relaxací výztuže	$\Delta\sigma_{pr,lt} =$	-61,903	MPa

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r(t_{\infty},t_0)} = \frac{\Delta\sigma_{ps(t_{\infty})} + 0,8 \Delta\sigma_{pr,lt(t_{\infty})} + \Delta\sigma_{pc(t_{\infty},t_0)}}{1 + \varphi_{c,i} \left[1 + 0,8 (\varphi_{(t_{\infty},t_0)}) \right]} + \frac{\Delta\sigma_{pc(t_{\infty},t_g)}}{1 + \varphi_{c,i} \left[1 + 0,8 (\varphi_{(t_{\infty},t_g)}) \right]}$$

$$\varphi_{c,i} = \nu_{c,i} \cdot \left(1 + \frac{A_{c,i}}{I_{c,i}} \cdot e_{p,i}^2 \right) = 0,02290 \cdot \left(1 + \frac{0,9070}{0,06175} \cdot 0,3415^2 \right) = 0,06213$$

$$\nu_{c,i} = \frac{E_p \cdot A_p}{E_{cm} \cdot A_{c,i}} = \frac{195 \cdot 10^9 \cdot 3,92 \cdot 10^{-3}}{36,80 \cdot 10^9 \cdot 0,9070} = 0,02290$$

součinitele dotvarování	$\varphi_{(too,t0)} =$	1,172108
	$\varphi_{(too,tg)} =$	1,172091

Stanovení výsledných dlouhodobých ztrát předpětí :

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{p,c+s+r(t_{\infty},t_0)} &= \frac{\Delta\sigma_{ps(t_{\infty})} + 0,8 \Delta\sigma_{pr,lt(t_{\infty})} + \Delta\sigma_{pc(t_{\infty},t_0)}}{1 + \varphi_{c,i} \left[1 + 0,8 (\varphi_{(t_{\infty},t_0)}) \right]} + \frac{\Delta\sigma_{pc(t_{\infty},t_g)}}{1 + \varphi_{c,i} \left[1 + 0,8 (\varphi_{(t_{\infty},t_g)}) \right]} \\ &= \frac{-48,958 + 0,8 \cdot (-61,903) + (-12,654)}{1 + 0,06213 \left[1 + 0,8 \cdot 1,172108 \right]} + \frac{-8,685}{1 + 0,06213 \left[1 + 0,8 \cdot 1,172091 \right]} \end{aligned}$$

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r(too,t0)} = \mathbf{-106,944 \text{ MPa}} \quad \rightarrow \quad \mathbf{ztráta \quad -8,45 \quad \%}$$

Výsledné hodnoty napětí :

čas t_0 $\sigma_{p,m,0} = 1265,393 \text{ MPa}$

čas t_∞ $\sigma_{p,m,\infty} = \sigma_{p,m,0} + \Delta \sigma_{p,c+s+r} + \Delta \sigma_{p,el,g1} = 1165,578 \text{ MPa}$

$$\sigma_{p,m,\infty}' = \sigma_{p,m,\infty} + \Delta \sigma_{p,el,q} = 1165,578 + 18,063 = 1183,642 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p,m,\infty,\psi 1}'' = \sigma_{p,m,\infty} + \Delta \sigma_{p,el,q,\psi 1} = 1165,578 + 11,825 = 1177,404 \text{ MPa}$$

Výsledné hodnoty předpínací síly po dlouhodobých ztrátách předpětí :

$$P_{m,\infty} = \sigma_{p,m,\infty} \cdot A_p = 4569,068 \text{ kN}$$

$$P_{m,\infty}' = \sigma_{p,m,\infty}' \cdot A_p = 4639,876 \text{ kN}$$

$$P_{m,\infty}'' = \sigma_{p,m,\infty,\psi 1}'' \cdot A_p = 4615,422 \text{ kN}$$

7 Mezní stavy použitelnosti

Nosné konstrukce mostů se posuzují nejen na mezní zatížení v mezních stavech únosnosti, ale rovněž je nutné je posuzovat podle podmínek mezních stavů použitelnosti. Posouzením na mezní stavy použitelnosti se prokazují vlastnosti nosných konstrukcí z pohledu bezproblémové funkčnosti konstrukcí po celou dobu jejich životnosti, požadavků na estetiku konstrukce a v neposlední řadě kvůli eliminaci nadměrných deformací nebo vzniku trhlin, které mohou mít negativní vliv na výztuž uloženou v betonu a tím zkrátit i celkovou životnost řešené konstrukce.

U předpjatých betonových konstrukcí jsou v mezních stavech použitelnosti především sledovány :

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

7.1 Omezení normálových napětí od provozních účinků zatížení

7.1.1 Omezení napětí ve výztuži

Norma ČSN EN 1992-1-1 stanovuje podmínky omezení napětí ve výztuži nejen v průběhu předpínání a po zakotvení/vnesení předpětí, ale i pro celkové ověření napětí ve výztuži v kterémkoliv provozním stavu po dobu životnosti konstrukce.

Podmínka pro omezení napětí v předpínací výztuži :

$$\sigma_p \leq 0,75 f_{pk}$$

kde f_{pk} je charakteristická hodnota pevnosti předpínací výztuže v tahu. Po výpočtu ztrát předpětí v konstrukci byla stanovena napětí v čase t_0 po ukončení předpínání a v čase t_{∞} na konci životnosti konstrukce.

$$\sigma_p \leq 0,75 f_{pk} \quad \rightarrow \quad \sigma_p \leq 0,75 \cdot 1770 = 1327,5 \text{ MPa}$$

$$\text{v čase } t_0 \quad \sigma_{p,m,0} = 1265,393 \text{ MPa} \quad < \quad 1327,5 \text{ MPa}$$

$$\text{v čase } t_{\infty} \quad \sigma_{p,m,\infty} = 1165,578 \text{ MPa} \quad < \quad 1327,5 \text{ MPa}$$

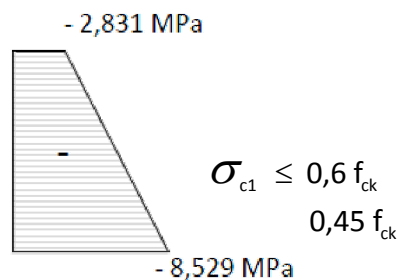
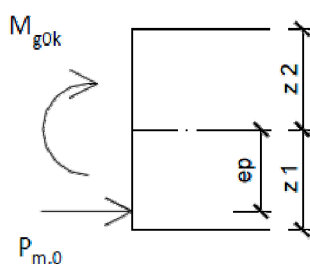
VYHOVUJE

7.1.2 Omezení napětí v betonu v tlaku

Pro dodatečně předpjaté betonové konstrukce je stanovena podmínka, kdy napětí v tlačených vláknech betonu nesmí při předpínání překročit hodnotu $0,6 f_{ck}$.

v čase t_0

$g_0, P_{m,0}$



$$\begin{aligned}\sigma_{c1} &= \frac{-P_{m,0}}{A_{c,r}} + \frac{P_{m,0} \cdot e_{p,r}}{I_{c,r}} \cdot z_{1,r} + \frac{M_{g0k}}{I_{c,r}} \cdot z_{1,r} \\ &= \frac{-4960,34 \cdot 10^3}{0,088618} + \frac{-4960,34 \cdot 10^3 \cdot 0,3495}{0,059157} \cdot 0,463 + \frac{1359,11 \cdot 10^3}{0,059157} \cdot 0,463\end{aligned}$$

$$\sigma_{c1} = -8,529 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c1} = -8,529 \text{ MPa} < \sigma_{c1} \leq 0,6 \cdot 50 = -30 \text{ MPa}$$

VYHOVUJE

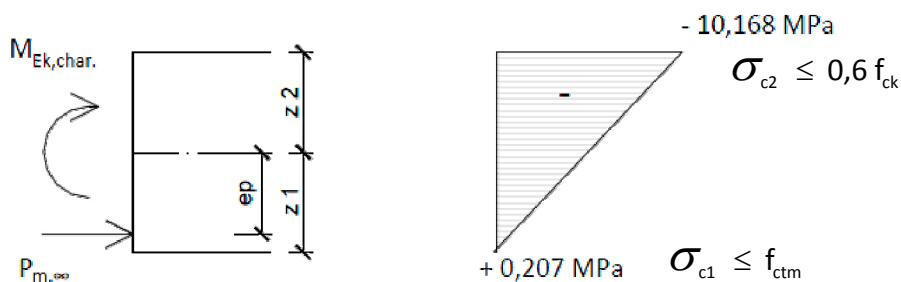
$$< \sigma_{c1} \leq 0,45 \cdot 50 = -22,5 \text{ MPa}$$

VYHOVUJE

$$\sigma_{c2} = -2,831 \text{ MPa}$$

Pro charakteristickou kombinaci zatížení je stanovena podmínka, kdy napětí v tlačných vláknech betonu nesmí překročit opět hodnotu $0,6 f_{ck}$.

v čase t_{00} charakteristická kombinace



$$\begin{aligned}\sigma_{c2} &= \frac{-P_{m,\infty}}{A_{c,i}} + \frac{-P_{m,\infty} \cdot e_{p,i}}{I_{c,i}} \cdot z_{2i} + \frac{M_{Ek, char.}}{I_{c,i}} \cdot z_{2i} \\ &= \frac{-4569,07 \cdot 10^3}{0,9070} + \frac{-4569,07 \cdot 10^3 \cdot 0,3415}{0,06175} \cdot -0,445 + \frac{2272,18 \cdot 10^3}{0,06175} \cdot -0,445\end{aligned}$$

$$\sigma_{c2} = -10,168 \text{ MPa}$$

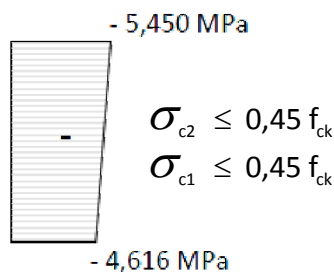
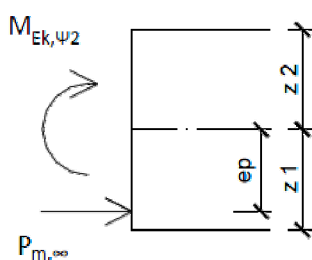
$$\sigma_{c2} = -10,168 \text{ MPa} < \sigma_{c2} \leq 0,6 \cdot 50 = -30 \text{ MPa}$$

VYHOVUJE

$$\sigma_{c1} = 0,207 \text{ MPa}$$

Pro kvazistálou kombinaci zatížení je stanovena podmínka linearity dotvarování betonu. Napětí betonu v tlaku nesmí překročit hodnotu $0,45 f_{ck}$.

v čase t_{00} kvazistálá kombinace



$$\begin{aligned}\sigma_{c2} &= \frac{-P_{m,\infty}}{A_{c,i}} + \frac{-P_{m,\infty} \cdot e_{p,i}}{I_{c,i}} \cdot z_{2i} + \frac{M_{Ek, \psi/2}}{I_{c,i}} \cdot z_{2i} \\ &= \frac{-4569,07 \cdot 10^3}{0,9070} + \frac{-4569,07 \cdot 10^3 \cdot 0,3415}{0,06175} \cdot -0,445 + \frac{1617,51 \cdot 10^3}{0,06175} \cdot -0,445\end{aligned}$$

$$\sigma_{c2} = -5,450 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{c1} &= \frac{-P_{m,\infty}}{A_{c,i}} + \frac{P_{m,\infty} \cdot e_{p,i}}{I_{c,i}} \cdot z_{1i} + \frac{M_{Ek, \psi/2}}{I_{c,i}} \cdot z_{1i} \\ &= \frac{-4569,07 \cdot 10^3}{0,9070} + \frac{4569,07 \cdot 10^3 \cdot 0,3415}{0,06175} \cdot 0,455 + \frac{1617,51 \cdot 10^3}{0,06175} \cdot 0,455\end{aligned}$$

$$\sigma_{c1} = -4,616 \text{ MPa}$$

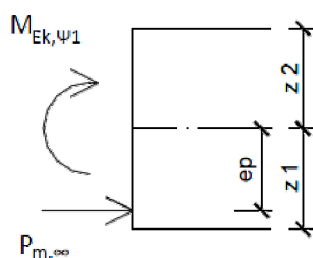
$$\min(\sigma_{c1}, \sigma_{c2}) = -5,450 \text{ MPa} < \sigma_{c1,2} \leq 0,45 f_{ck} = -22,5 \text{ MPa}$$

VYHOVUJE

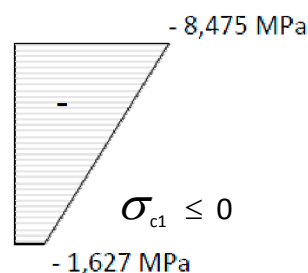
7.1.3 Omezení napětí betonu v tahu

Při návrhu předpínací síly byla použita podmínka omezení napětí zavedením podmínky dekomprese pro častou kombinaci zatížení v čase t_∞ . Při působení této kombinace zatížení nesmí ve spodních vláknech průřezu vzniknout tahové napětí.

v čase t_∞ častá kombinace Ψ_1



stav dekomprese



$$\sigma_{c1} = \frac{-P_{m,\infty}}{A_{c,i}} + \frac{-P_{m,\infty} \cdot e_{p,i}}{I_{c,i}} \cdot z_{1i} + \frac{M_{Ek,\Psi_1}}{I_{c,i}} \cdot z_{1i}$$

$$= \frac{-4615,42 \cdot 10^3}{0,9070} + \frac{-4615,42 \cdot 10^3 \cdot 0,3415}{0,06175} \cdot 0,455 + \frac{2046,07 \cdot 10^3}{0,06175} \cdot 0,455$$

$$\sigma_{c1} = -1,627 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c1} = -1,627 \text{ MPa} < 0 \text{ MPa}$$

VYHOVUJE

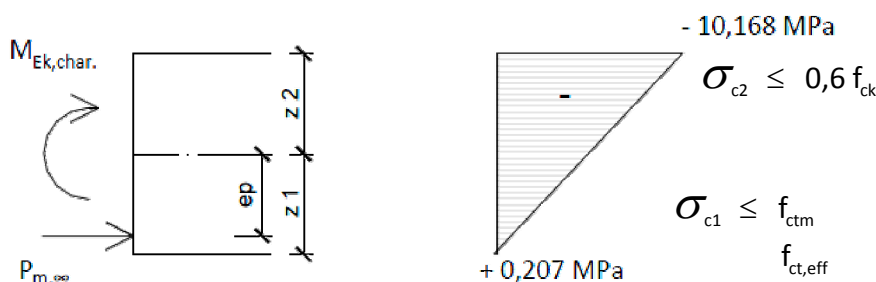
$$\sigma_{c2} = -8,475 \text{ MPa}$$

Splněním této podmínky omezení napětí byla i splněna podmínka dekomprese.

7.2 Omezení proti vzniku trhlin

Pro charakteristickou kombinaci zatížení, tedy tu nejnepříznivější, je nutné ověřit tahová napětí v betonu, která pak mohou při překročení pevnosti betonu v tahu f_{ctm} vést k tvorbě a rozvoji nežádoucích trhlin v konstrukci.

v čase t_{00} nejnepříznivější = charakteristická kombinace



$$\begin{aligned}\sigma_{c1} &= \frac{-P_{m,\infty}}{A_{c,i}} + \frac{-P_{m,\infty} \cdot e_{p,i}}{I_{c,i}} \cdot z_{1i} + \frac{M_{Ek, char.}}{I_{c,i}} \cdot z_{1i} \\ &= \frac{-4569,07 \cdot 10^3}{0,9070} + \frac{-4569,07 \cdot 10^3 \cdot 0,3415}{0,06175} \cdot 0,455 + \frac{2272,18 \cdot 10^3}{0,06175} \cdot 0,455\end{aligned}$$

$$\sigma_{c1} = 0,207 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}f_{ct,eff} &= f_{ctm(t)} \text{ pro C 50/60 ... 4,10 MPa} \\ f_{ctm,fl(t)} &= \max \left\{ \left(1,6 - \frac{h}{1000} \right) f_{ctm} ; f_{ctm} \right\} = \max \{ 2,05 ; 4,10 \}\end{aligned}$$

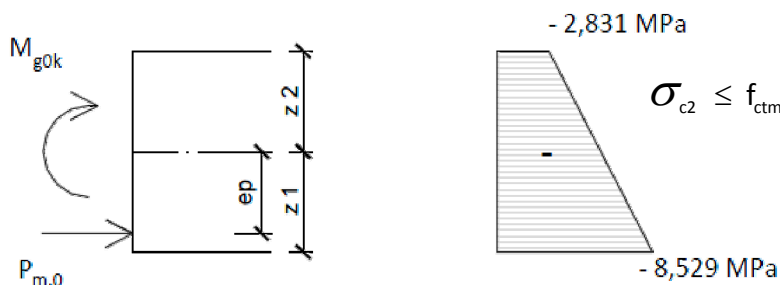
$$\sigma_{c1} = 0,207 \text{ MPa} < \sigma_{c1} \leq f_{ctm} = 4,10 \text{ MPa}$$

VYHOVUJE

$$\sigma_{c2} = -10,168 \text{ MPa}$$

Dále je nutné ověřit předpokládaná tahová napětí v horních vláknech průřezu v čase t_0 , tedy při předpínání konstrukce. Případné trhliny při horním lici by se po vnesení ostatních zatížení s velkou pravděpodobností uzavřely, u betonových konstrukcí je však vznik trhlin obecně nežádoucí.

v čase t_0 vlastní tíha konstrukce



$$\begin{aligned}\sigma_{c2} &= \frac{-P_{m,0}}{A_{c,r}} + \frac{-P_{m,0} \cdot e_{p,r}}{I_{c,r}} \cdot z_{2,r} + \frac{M_{g0k}}{I_{c,r}} \cdot z_{2,r} \\ &= \frac{-4960,34 \cdot 10^3}{0,88618} + \frac{-4960,34 \cdot 10^3 \cdot 0,3495}{0,05916} \cdot -0,437 + \frac{1359,11 \cdot 10^3}{0,05916} \cdot -0,437\end{aligned}$$

$$\sigma_{c2} = -2,831 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c2} = -2,831 \text{ MPa} < \sigma_{c2} \leq f_{ctm} = 4,10 \text{ MPa}$$

VYHOVUJE

$$\sigma_{c1} = -8,529 \text{ MPa}$$

Z předchozích posudků vyplývá, že ani při nejnepříznivější charakteristické kombinaci zatížení nevznikne ve spodních tažených vláknech průřezu takové tahové napětí, aby byla překonána pevnost betonu v tahu a tudíž **předpjatá konstrukce vyhověla** na požadavky omezení napětí v betonu, resp. omezení vzniku trhlin. Posouzení šířky trhlin tedy pozbývá významu.

7.3 Omezení deformací - průhyb

Hodnota maximálního průhybu silničních mostů není normově stanovena, záleží tedy na dohodě s investorem nebo provozovatelem mostního objektu. Posouzení celkového průhybu předpjaté konstrukce není po dohodě součástí této práce.

8 Mezní stav únosnosti

Posouzením na mezní stav únosnosti se stanoví únosnost předpjaté konstrukce vůči návrhové kombinaci zatížení v nejvíce namáhaných průřezích.

8.1 Posouzení na ohyb

Pro návrh předpínací síly, resp. pro posouzení omezení napětí řešení předpjaté konstrukce byl již zaveden **předpoklad stavu dekomprese**. Tento předpoklad převádí řešení ohýbaného předpjatého průřezu na řešení nepředpjatého **železobetonového průřezu** [9].

Nejprve je nutné stanovit **základní napětí** σ_p^0 v předpínací výztuži, při kterém přechází rozdělení napětí v betonu ze skutečného na stav dekomprese, při kterém je v betonu a vláknech přilehlých k předpínací výztuži nulové napětí.

Základní napětí se stanoví ze vztahu :

$$\sigma_p^0 = \sigma_{p(t)} - \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \sigma_{cp}$$

$$\text{kde } \sigma_{p(t)} = \frac{P_{m,\infty}}{A_p} = \frac{4569,07 \cdot 10^3}{3,92 \cdot 10^{-3}} = 1165,579 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ek}}{A_{c,i}} + \frac{M_{Ek}}{I_{c,i}} \cdot e_{p,i} = \frac{-4569,07 \cdot 10^3}{0,9070} + \frac{1617,51 \cdot 10^3}{0,06175} \cdot 0,3415 = 3,908 \text{ MPa}$$

$$\text{a tedy } \sigma_p^0 = \sigma_{p(t)} - \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \sigma_{cp} = 1165,579 - \frac{195}{36,80} \cdot 3,908 = 1144,87 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ze základního napětí σ_p^0 lze dále určit **základní předpínací sílu** P_∞^0 :

$$P_\infty^0 = \sigma_p^0 \cdot A_p = 1144,87 \cdot 10^6 \cdot 3,92 \cdot 10^{-3} = 4487,89 \text{ kN}$$

a dále už **návrhovou předpínací sílu** $P_{d,\infty}$, kde součinitel γ_p uvažován hodnout 1,0 :

$$P_{d,\infty} = \gamma_p \cdot P_\infty^0 = 1,0 \cdot 4487,89 = 4487,89 \text{ kN}$$

[9]

Pro další postup výpočtu je třeba stanovit **tlakovou rezervu ve výztuži** :

$$\Delta \sigma_p = f_{pd} - \sigma_p^0 = 1321,74 - 1144,87 = 176,87 \text{ MPa}$$

kde návrhová pevnost předpínací výztuže v tahu $f_{pd} = \frac{f_{p,0,1,k}}{\gamma_s} = \frac{1520}{1,15} = 1321,74 \text{ MPa}$

Se znalostí tlakové rezervy ve výztuži je možné určit **výslednici síly v předpínací výztuži** ΔF_p , která bude posléze dosazena do výpočtu únosnosti ohýbaného průřezu.

$$\Delta F_p = \Delta \sigma_p \cdot A_p = 176,87 \cdot 10^6 \cdot 3,92 \cdot 10^{-3} = 693,32 \text{ kN}$$

Posléze je nutné určit vzdálenost neutrálné osy a tím i výšku tlačené části betonového průřezu.

■ URČENÍ NEUTRÁLNÉ OSY

předpoklad

$$N_{Ed} = N_{Rd}$$

$$N_{Ed} = P_{d,\infty} + \Delta F_p = 4487,89 + 693,32 = \mathbf{5181,22 \text{ kN}}$$

$$x = \frac{N_{Ed}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{5181,22 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 1 \cdot 28,33 \cdot 10^6} = \mathbf{0,2286 \text{ m}}$$

$$x_c = \lambda x = 0,8 \cdot 0,2286 = \mathbf{0,1829 \text{ m}}$$

$$\text{kde } f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \mathbf{28,33 \text{ MPa}}$$

$$\text{rameno vnitřních sil } z_{cc} = z_{2,i} - \frac{\lambda x}{2} = 0,445 - \frac{0,8 \cdot 0,2286}{2} = \mathbf{0,3536 \text{ m}}$$

$$z_p = e_{p,i} = \mathbf{0,3415 \text{ m}}$$

Dále je provedeno posouzení průřezu na maximální ohybový moment.

■ POSOUZENÍ

předpoklad $M_{Rd} \geq M_{Ed}$

$$M_{Rd} = x_c \cdot b \cdot f_{cd} \cdot z_{cc} + \Delta F_p \cdot z_p$$

$$= 0,1829 \cdot 1 \cdot 28,33 \cdot 10^6 \cdot 0,3536 + 693,32 \cdot 10^3 \cdot 0,3415 = \mathbf{2068,68 \text{ kNm}}$$

$$M_{Ed} = \mathbf{2762,33 \text{ kNm}}$$

$$M_{Rd} = \mathbf{2068,68 \text{ kNm}} < M_{Ed} = \mathbf{2762,33 \text{ kNm}}$$

NEVYHOVUJE

Z posudku je zřejmé, že konstrukce v tomto okamžiku nevyhoví na maximální ohybový moment a je tudíž nutné dodatečně navrhnout betonářskou výztuž, která zaručí dostatečnou únosnost posuzované konstrukce.

■ NÁVRH BETONÁŘSKÉ VÝZTUŽE

$$\Delta M_{Ed} = M_{Ed} - M_{Rd} = 2762,33 - 2068,68 = \mathbf{693,65 \text{ kNm}}$$

$$A_{s,req} = \frac{\Delta M_{Ed}}{z_s \cdot f_{yd}} = \frac{693,65 \cdot 10^3}{0,85 \cdot 434,78 \cdot 10^6} = \mathbf{18,77 \cdot 10^{-4} m^2}$$

$$\text{odhad } z_s = 0,85 \text{ m}$$

Navrhuji $\varnothing 22 \text{ mm}$ á 200 mm.

$$A_s = \mathbf{19,01 \cdot 10^{-4} m^2}$$

URČENÍ NEUTRÁLNÉ OSY II.

předpoklad $N_{Ed} = N_{Rd}$

$$N_{Ed} = P_{d,\infty} + \Delta F_p = 4487,89 + 693,32 = \mathbf{5181,22 \quad kN}$$

$$F_s = A_s \cdot f_{yd} = 19,01 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^6 = \mathbf{826,38 \quad kN}$$

$$x = \frac{N_{Ed}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{5181,22 \cdot 10^3 + 826,38 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 1 \cdot 28,33 \cdot 10^6} = \mathbf{0,2650 \quad m}$$

$$x_c = \lambda x = 0,8 \cdot 0,2650 = \mathbf{0,2120 \quad m}$$

kde $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \mathbf{28,33 \quad MPa}$

rameno vnitřních sil $z_s = d - \frac{\lambda x}{2} = 0,839 - \frac{0,8 \cdot 0,2650}{2} = \mathbf{0,7330 \quad m}$

rameno vnitřních sil $z_{cc} = z_{2,i} - \frac{\lambda x}{2} = 0,445 - \frac{0,8 \cdot 0,2650}{2} = \mathbf{0,3390 \quad m}$

POSOUZENÍ

předpoklad $M_{Rd} \geq M_{Ed}$

$$M_{Rd} = x_c \cdot b \cdot f_{cd} \cdot z_{cc} + \Delta F_p \cdot z_p + F_s \cdot z_s$$

$$= 0,2120 \cdot 1 \cdot 28,33 \cdot 10^6 \cdot 0,339 + 693,32 \cdot 10^3 \cdot 0,3415 + 19,01 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^6 \cdot 0,733$$

$$M_{Rd} = \mathbf{2878,97 \quad kNm}$$

$$M_{Rd} = \mathbf{2878,97 \quad kNm} > M_{Ed} = \mathbf{2762,33 \quad kNm}$$

VYHOVUJE

[rezerva únosnosti 4,05 %]

Pro dosažení dostatečné únosnosti konstrukce je tedy nutné přidat výztuž o minimální průřezové ploše $18,77 \cdot 10^{-4} m^2$ (navrženo $19,01 \cdot 10^{-4} m^2$).

Další možností, jak dosáhnout dostatečné únosnosti řešené konstrukce by byla vhodná **úprava předpínací síly**, resp. úprava průřezové plochy předpínací výztuže a následný přepočet celé konstrukce, posouzení na mezní stavy použitelnosti a opětovně posouzení na mezní stav únosnosti.

Dalším krokem výpočtu je návrh výztuže a **posouzení konstrukce v příčném směru**.

■ NÁVRH BETONÁŘSKÉ VÝZTUŽE V PŘÍČNÉM SMĚRU

$$M_{Ed} = 299,86 \text{ kNm}$$

$$A_{s,req} = \frac{M_{Ed}}{z_s \cdot f_{yd}} = \frac{299,86 \cdot 10^3}{0,84 \cdot 434,78 \cdot 10^6} = 8,41 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\text{odhad } z_s = 0,82 \text{ m}$$

$$\text{Navrhují } 18 \text{ mm } \text{ á } 300 \text{ mm.}$$

$$A_s = 8,48 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

■ URČENÍ NEUTRÁLNÉ OSY

$$\text{předpoklad } F_s = A_s \cdot f_{yd} = 8,48 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^6 = 368,80 \text{ kN}$$

$$x = \frac{F_s}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{368,80 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 1 \cdot 28,33 \cdot 10^6} = 0,0163 \text{ m}$$

$$x_c = \lambda x = 0,8 \cdot 0,0163 = 0,0130 \text{ m}$$

$$\text{kde } f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 28,33 \text{ MPa}$$

$$\text{rameno vnitřních sil } z_s = d - \frac{\lambda x}{2} = 0,814 - \frac{0,8 \cdot 0,0163}{2} = 0,8140 \text{ m}$$

■ POSOUZENÍ

předpoklad $M_{Rd} \geq M_{Ed}$

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z_s = 8,48 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^6 \cdot 0,8140 = \mathbf{300,20 \quad kNm}$$

$$M_{Rd} = \mathbf{300,20 \quad kNm} \quad > \quad M_{Ed} = \mathbf{299,86 \quad kNm}$$

VYHOVUJE

[rezerva únosnosti 0,11 %]

Z výše uvedeného posudku vyplývá, že v příčném směru je nutné desku vyztužit výztuží o minimální ploše $8,41 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$ (navrženo $8,48 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$).

8.1.1 Ověření konstrukčních zásad**podélný směr**

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \cdot b_t \cdot d = 0,26 \cdot \left(\frac{4,10}{500} \right) \cdot 1 \cdot 0,839 = \mathbf{17,89 \cdot 10^{-4} m^2}$$

$$\text{kde } A_{s,min} > 0,0013 \cdot b_t \cdot d = \mathbf{10,91 \cdot 10^{-4} m^2}$$

$$A_s = \mathbf{19,01 \cdot 10^{-4} m^2}$$

$$A_s = \mathbf{19,01 \cdot 10^{-4} m^2} \quad > \quad A_{s,min} = \mathbf{17,89 \cdot 10^{-4} m^2}$$

VYHOVUJE

příčný směr

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \cdot b_t \cdot d = 0,26 \cdot \left(\frac{4,10}{500} \right) \cdot 1 \cdot 0,814 = 17,35 \cdot 10^{-4} m^2$$

$$\text{kde } A_{s,min} > 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 10,58 \cdot 10^{-4} m^2$$

$$A_s = 8,48 \cdot 10^{-4} m^2$$

$$A_s = 8,48 \cdot 10^{-4} m^2 < A_{s,min} = 17,35 \cdot 10^{-4} m^2$$

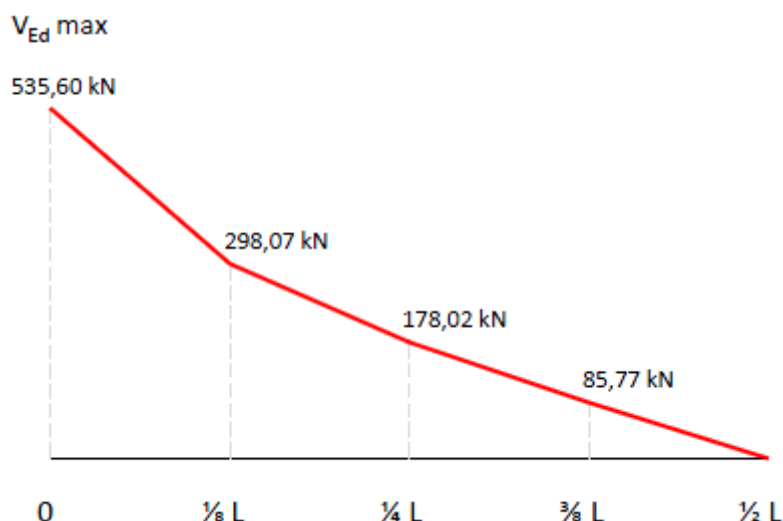
NEVYHOVUJE

Je nutné zvětšit průřezovou plochu výztuže v příčném směru. Původně bylo navrženo $A_s = 8,48 \cdot 10^{-4} m^2$, nově navrženo $A_s = 17,45 \cdot 10^{-4} m^2$, což odpovídá výztuži 20 á 180 mm.

Další **konstrukční výztuž** při horním okraji v podélném i příčném směru by byla v případě potřeby provedena podle konstrukčních zásad a zvyklostí. Obvykle se dodržuje v podélném směru hodnota 0,25 A_s a v příčném směru hodnota 0,13 A_s z plochy výztuže v podélném směru při dolním okraji.

8.2 Posouzení na smyk

Maximální posouvající síla a průběh posouvajících sil po délce v konstrukci byl odečten v postavení modelu zatížení LM1 v nejnepříznivější poloze na konstrukci, což bylo popsáno již v kapitole 2.3.4, resp. 3.4. Průběh maximálních posouvajících sil je názorně zobrazen níže :



Obr. 16: Průběh maximální posouvající síly

Protože je v návrhu předpjaté konstrukce uvažováno se zakřivenými kabely, projeví se vliv předpětí V_{Pd} na výsledné návrhové hodnotě smykové síly V_{Ed} . Přínos předpínací síly se vypočítá ze vzorce :

$$V_{Pd} = P_{d,\infty} \cdot \operatorname{tg} \alpha$$

kde $P_{d,\infty}$ je návrhová předpínací síla a úhel α je úhel výslednice předpínací síly od horizontály v daném průřezu. Pro každý řez konstrukce se pak stanoví nová návrhová hodnota posouvající síly, která vznikne odečtením hodnoty V_{Pd} od maximální hodnoty posouvající síly $V_{Ed \max}$ v daném řezu. V krajním řezu s největší posouvající silou při postavení modelu zatížení LM1 do nejnepříznivější polohy působí návrhová smyková síla $V_{Ed \max} = 535,60 \text{ kN}$. Přínos předpínací síly na únosnost ve smyku se stanoví jako :

$$V_{Pd} = P_{d,\infty} \cdot \operatorname{tg} \alpha = 4487,89 \cdot \operatorname{tg} 4,15^\circ = 325,63 \text{ kN}$$

V následující tabulce jsou přehledně uvedeny původní maximální hodnoty posouvající síly v jednotlivých řezech a dále jejich přepočet na nové návrhové hodnoty :

Tab. 10: Přepočet hodnot posouvajících sil

x	V _{Ed} max	α [°]	tg α [-]	V _{Pd} [kN]	V _{Ed} [kN]
0	535,60	4,15	0,072431	325,63	209,97
1/8	298,07	2,39	0,041713	187,31	110,76
1/4	178,02	0	0	0	178,02
3/8	85,77	0	0	0	85,77
L/2	0	0	0	0	0

Z hodnot návrhové posouvající síly V_{Ed} je zřejmé, že maximální smyková síla V_{Ed} max bude z podstatné části přenesena vlivem zakřivení kabelu na předpínací sílu. Dalším krokem je tedy stanovení únosnosti prvku bez smykové výztuže :

■ ÚNOSNOST PRVKU BEZ SMYKOVÉ VÝZTUŽE

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

$$\text{kde } C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \rightarrow k = 1 + \sqrt{\frac{200}{839}} = 1,4882$$

kde d je v mm

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02 \rightarrow \rho_l = \frac{0,5 \cdot 19,01 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 0,839} = 0,0011 < 0,02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 f_{cd} \rightarrow \sigma_{cp} = \text{viz ohyb} = 3,908 \text{ MPa} < 5,666 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 4487,89 \text{ kN}$$

$$A_c = 0,9070 \text{ m}^2$$

$$k_1 = 0,15$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,4882 \cdot (100 \cdot 0,0011 \cdot 50)^{1/3} + 0,15 \cdot 3,908 \cdot 10^6 \right] \cdot 1 \cdot 0,839 = 492,18 \quad \text{kN}$$

$$V_{Rd,c} = 492,18 \quad \text{kN} > V_{Ed} = 209,97 \quad \text{kN}$$

VYHOVUJE

Z výpočtů únosnosti prvku bez smykové výztuže je zřejmé, že **řešená konstrukce nevyžaduje návrh smykové výztuže.**

8.3 Posouzení kotevní oblasti

Posudek kotevní oblasti není předmětem této bakalářské práce a proto je pouze zjednodušeným způsobem posouzen celkový odpor konstrukce $F_{Rd,p}$ vůči maximální síle při předpínání F_{max} .

$$\text{předpoklad } F_{max} \leq F_{Rd,p}$$

$$\text{kde } F_{max} = A_p \cdot \sigma_{p0,max} = 3,92 \cdot 10^{-3} \cdot 1368 \cdot 10^6 = 5362,56 \text{ kN}$$

$$F_{Rd,p} = A_{c,r} \cdot f_{cd} = 0,88618 \cdot 28,33 \cdot 10^6 = 25497 \text{ kN} = 25,497 \text{ MN}$$

$$5362,56 \text{ kN} \ll 25,497 \text{ MN}$$

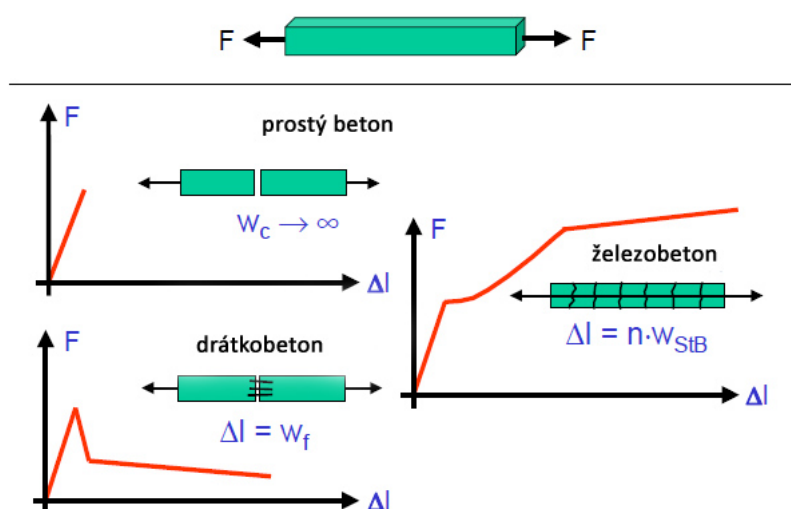
Tímto posudkem je prokázáno, že se řešená konstrukce při předpínání neporuší.

9 Vláknobeton

Vláknobeton je **kompozitní materiál s rozptýlenými vlákny** v celé průřezové ploše prvku. Podle druhu určení a aplikace vláknobetonu se používají vlákna různých tvarů, délek a především materiálů, mezi nejčastější patří ocel, polypropylen, sklo, uhlík, textil atd.

9.1 Drátkobeton

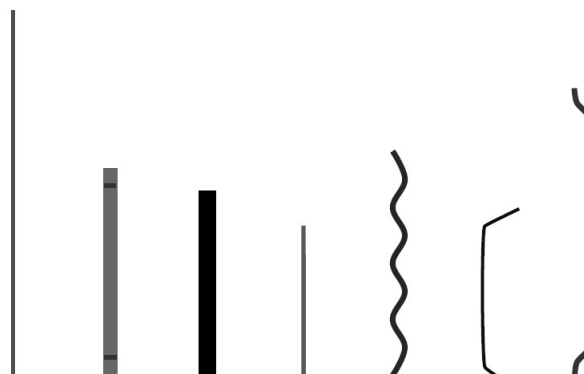
Drátkobeton je **konstrukční kompozitní materiál s rozptýlenými ocelovými vlákny**, která umožňují přenášet tahová napětí v betonovém průřezu porušeném trhlinou. Podstatu drátkobetonu je možné zjednodušeně popsat na níže uvedené ilustraci přejaté z [10].



Obr. 17: Zjednodušené pracovní diagramy prostého, železového a drátkobetonu

Prvek z **prostého betonu** dokáže přenášet tahová napětí pouze do okamžiku, kdy tahové namáhání nepřekročí hodnotu pevnosti betonu v tahu f_{ct} , resp. f_{ctm} . Ohýbaný prvek z **železobetonu** přenáší tahová napětí opět pouze do úrovně pevnosti betonu v tahu a po jejím překročení se v tažené oblasti, za předpokladu vzniku trhliny, neuvažuje s plochou betonu a veškeré tahové namáhání tak přenáší dimenzovaná výztuž. Podstatou **drátkobetonu** je **schopnost přenášet** do určité míry **tahová napětí** v betonovém průřezu i po vzniku trhliny. Ve výpočtu je tedy uvažováno s reziduální pevností drátkobetonu po vzniku trhliny f_{ct}^f .

V současné době není v České republice dostatečně zpracována a do technických norem zavedena metodika výpočtu konstrukcí z drátkobetonu a proto pro účely zpracování řešené konstrukce bylo použito postupů uvedených v DAFStb Richtlinie [10].



Obr. 18: Tvary ocelových vláken

Pozn. Protože materiály týkající se drátkobetonu, ze kterých bylo čerpáno, jsou v německém jazyce, bylo snahou přeložit některé zavedené pojmy dostatečně výstižně a srozumitelně, ne však doslovně, protože to mnohdy není zcela v možnostech českého jazyka.

9.1 Charakteristické a návrhové hodnoty pevnosti drátkobetonu

DAFStb Richtlinie zavádí pojem **výkonnostní třída** drátkobetonu. Základem značení je pevnostní třída betonu a dále je to písemné značení výkonnostních tříd L1/L2 které vychází z hodnot průhybu získaného na zkušebních tělesech při laboratorních zkouškách dle DIN EN 206 - 1. Dalším znakem je pak třída prostředí.

C 50/60 2,4/1,5 XD 1

kde C 50/60 je pevnostní třída betonu

2,4/1,5 je výkonnostní třída drátkobetonu

XD 1 je třída prostředí.

Hodnoty výkonnostní třídy L1 pro přetvoření $\delta_{L1} = 0,5\text{mm}$ jsou určeny pro posudky na mezní stavy použitelnosti a hodnoty výkonnostní třídy L2 pro přetvoření $\delta_{L2} = 3,5\text{mm}$ jsou určeny pro posudky jak mezních stavů použitelnosti, tak únosnosti, ale s uvažováním kombinace s betonářskou výztuží.

Výkonnostní třídy drátkobetonu úzce souvisí s návrhem složení betonové směsi a především dávkováním ocelových vláken. Mechanické vlastnosti drátkobetonu, stejně jako zařazení do výkonnostní třídy vychází z nutných laboratorních zkoušek prováděných přímo výrobcí / dodavateli drátkobetonu a řídí se zkušebními postupy uvedenými v DIN EN 206-1. Nelze tedy přímo stanovit dávkování ocelových vláken v kg/m^3 betonu a bez průkazných zkoušek předpokládat, že bude korektně dosaženo hodnot pevností drátkobetonu v tahu po vzniku trhliny.

V této práci je pro výpočet uvažováno s betonem výkonnostní třídy C 50/60 2,4/1,5 XD 1, jehož složení a dávkování vláken bylo navrženo společností **KrampeHarex CZ spol. s r.o.** pro aplikaci v prefabrikované výrobě předem předpjatých střešních vazníků. Bylo použito **40kg ocelových vláken typu DE 60/0,8 N.**

9.1.1 Stanovení charakteristických a návrhových hodnot pevnosti drátkobetonu

Richtlinie dále zavádí pojem **pevnosti drátkobetonu v tahu po vzniku trhliny, tzv. reziduální pevnost betonu**. Běžně se uvažuje, že betonu v tažené oblasti průřezu po vzniku trhliny již dále nepůsobí, zde se však při výpočtech uvažuje celá tažená oblast průřezu, neboť po vzniku trhliny jsou právě aktivována vlákna rozptýlená všesměrně v celé ploše průřezu.

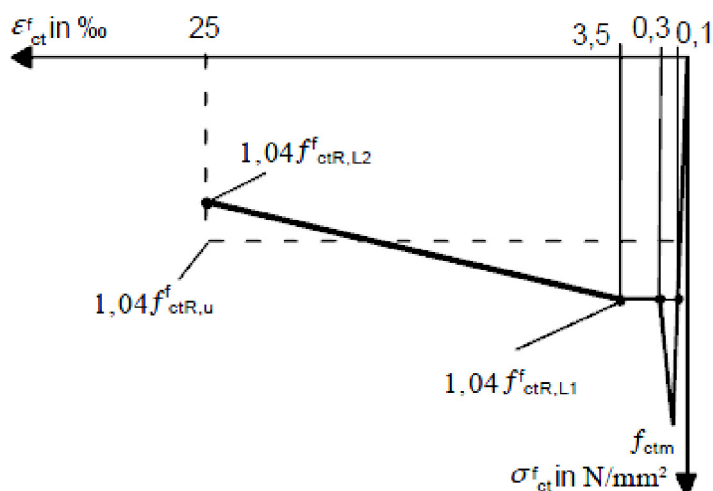
Podle **tabulky R.3** v předpisu [10] byly pro výkonnostní třídu drátkobetonu 2,4/1,5 odečteny **základní hodnoty** pevnosti drátkobetonu v tahu po vzniku trhliny :

$$L1 = 2,4 \quad f_{ct0,L1}^f = 0,96 \text{ MPa},$$

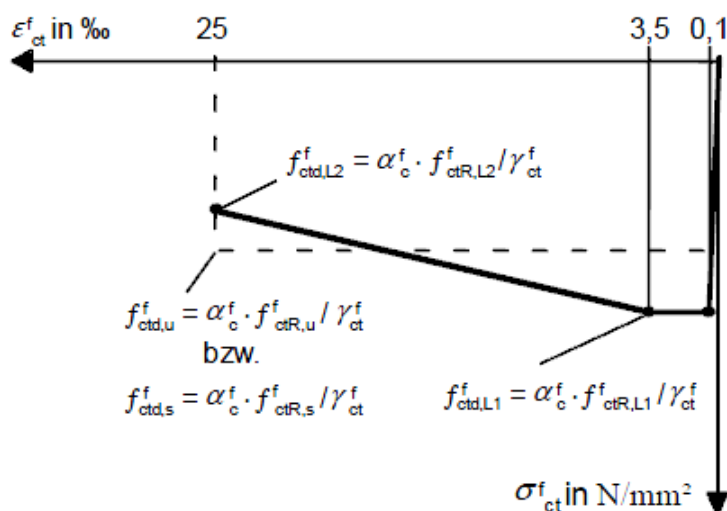
$$L2 = 1,5 \quad f_{ct0,L2}^f = 0,38 \text{ MPa},$$

$$f_{ct0,u}^f = 0,56 \text{ MPa}.$$

Hodnoty $f_{ct0,L1}^f$ a $f_{ct0,L2}^f$ je možné uvažovat při plném využití pracovního diagramu drátkobetonu **R.2** (nelineární výpočet) nebo **R.3** (lineární výpočet). Základní hodnotu pevnosti drátkobetonu v tahu po vzniku trhliny $f_{ct0,u}^f$ je možné uvažovat při výpočtu mezního stavu únosnosti v kombinaci s betonářskou výztuží.



Obr. 19: Pracovní diagram R.2



Obr. 20: Pracovní diagram R.3

Ze základní hodnoty pevnosti drátkobetonu v tahu po vzniku trhliny lze dále určit **charakteristickou hodnotu pevnosti drátkobetonu v tahu po vzniku trhliny** $f_{ctR,i}^f$ podle následujícího vztahu :

$$f_{ctR,i}^f = K_F^f \cdot K_G^f \cdot f_{ct0,ij}^f$$

K_F^f součinitel zohledňující vliv rozměrů betonovaného dílce podle vztahu

$$= 1,0 + A_{ct}^f \cdot 0,5 \leq 1,70, \text{ kde } A_{ct}^f \text{ je plocha tažené oblasti průřezu,}$$

K_G^f součinitel zohledňující způsob betonáže a možnou orientaci vláken

$$= 0,5; \text{ pro prvky betonované jako ležící (} b > 5h \text{) je možné uvažovat } K_F^f = 1,0.$$

Pro další kroky výpočtu bude uvažováno se základní hodnotou $f_{ct0,u}^f = 0,56$ MPa.

$$f_{ctR,u}^f = \kappa_F^f \cdot \kappa_G^f \cdot f_{ct0,u}^f = 1,3357 \cdot 1,0 \cdot 0,56 = 0,748 \text{ MPa}$$

$$\text{kde } \kappa_F^f = 1,0 + (0,6714 \cdot 0,5) = 1,3357 \leq 1,70$$

$$\kappa_G^f = 1,0 \quad \dots \text{protože celková } b = 14 \text{ m} > 5h = 5 \cdot 0,9 = 4,5 \text{ m}$$

Návrhová hodnota pevnosti drátkobetonu v tahu po vzniku trhliny $f_{ctd,u}^f$ vychází z následujícího vztahu :

$$f_{ctd,u}^f = \alpha_c^f \cdot \frac{f_{ctR,u}^f}{\gamma_{ct}^f} = 0,85 \cdot \frac{0,748}{1,25} = 0,509 \text{ MPa}$$

$$\text{kde } \alpha_c^f = 0,85$$

$$\gamma_{ct}^f = 1,25 \quad [\text{dle tabulky R.1, 10}]$$

Z výpočtů je zřejmé, že návrhová hodnota pevnosti drátkobetonu v tahu po vzniku trhliny se blíží zhruba 15 % pevnosti betonu v tahu f_{ctm} pro danou pevnostní třídu betonu.

9.2 Mezní stavy použitelnosti

V posudcích na mezní stavy použitelnosti v kapitole 7 bylo prokázáno, že tahová napětí v konstrukci v posuzovaných časech t_0 a t_∞ nepřekročí hodnotu pevnosti betonu v tahu f_{ctm} .

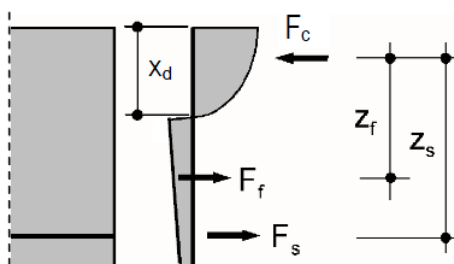
Tím bylo prokázáno, že v žádném stádiu životnosti řešené konstrukce **nevzniknou trhliny** v betonu. V případě, že by tomu tak bylo, lze v případě použití drátkobetonu výpočtem **účinně kontrolovat šířku trhlin**. Protože u řešené konstrukce trhliny nevzniknou, není tento posudek uveden.

9.3 Mezní stavy únosnosti

Mezní stav únosnosti se považuje za dosažený, dojde-li ke kritickému přetvoření drátkobetonu, protažení nebo přetržení betonářské výztuže nebo k drcení betonu v tlačené oblasti. Ve výpočtu mezního stavu únosnosti se ve výpočtu soustavy rovnovážných sil uvažuje právě s návrhovou hodnotou pevnosti drátkobetonu v tahu po vzniku trhliny $f_{ctd,u}$.

9.3.1 Posouzení na ohyb

V kapitole 8.2 byla výpočtem prokázána únosnost předpjaté konstrukce v ohybu v podélném směru $M_{Rd} = 2068,68 \text{ kNm}$, která je však stále menší než maximální ohybový moment $M_{Ed} = 2762,33 \text{ kNm}$.



Obr. 21: Výslednice sil v drátkobetonovém průřezu

Při posuzování železobetonového průřezu, na který byla v mezním stavu únosnosti předpjatá konstrukce převedena, se neuvažuje s taženou oblastí průřezu, neboť ta je porušena uvažovanou trhlinou a veškerá tahová napětí tak přejímá předpínací, resp. betonářská výztuž. Podle DAfStb Richtlinie je však díky pevnosti drátkobetonu v tahu po vzniku trhliny možné uvažovat s plnou plochou tažené oblasti pro další výpočet.

Posouzení únosnosti průřezu se pak provede stejně jako u železobetonu.

■ URČENÍ NEUTRÁLNÉ OSY A RAMENE VNITŘNÍCH SIL

$$x = \frac{N_{Ed}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{5181,22 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 1 \cdot 28,33 \cdot 10^6} = 0,2286 \text{ m}$$

$$x_c = \lambda x = 0,8 \cdot 0,2286 = 0,1829 \text{ m}$$

$$\text{kde } f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \mathbf{28,33 \text{ MPa}}$$

$$\text{výška tažené oblasti } h^f = h - x = 0,900 - 0,2286 = \mathbf{71 \text{ m}}$$

rameno vnitřních sil

$$z_f = h - \frac{h^f}{2} - \frac{\lambda x}{2} = 0,900 - \frac{0,671}{2} - \frac{0,8 \cdot 0,2286}{2} = \mathbf{0,473 \text{ m}}$$

■ POSOUZENÍ I.

$$M_{Rd}^f = F_f \cdot z_f = 0,671 \cdot 0,509 \cdot 10^6 \cdot 0,473 = \mathbf{161,48 \text{ kNm}}$$

■ POSOUZENÍ II.

předpoklad $M_{Rd} \geq M_{Ed}$

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= x_c \cdot b \cdot f_{cd} \cdot z_{cc} + \Delta F_p \cdot z_p + F_f \cdot z_f \\ &= 0,1829 \cdot 1 \cdot 28,33 \cdot 10^6 \cdot 0,3536 + 693,32 \cdot 10^3 \cdot 0,3415 + 0,671 \cdot 0,509 \cdot 10^6 \cdot 0,473 = \end{aligned}$$

$$M_{Rd}^c = \mathbf{1832,08 \text{ kNm}}$$

$$M_{Rd}^p = \mathbf{236,77 \text{ kNm}}$$

$$M_{Rd}^f = \mathbf{161,48 \text{ kNm}}$$

$$M_{Rd} = \mathbf{2230,33 \text{ kNm}} < M_{Ed} = \mathbf{2762,30 \text{ kNm}}$$

NEVYHOVUJE

Únosnost drátkobetonu v ohybu v podélném směru je **161,48 kNm**. Je zřejmé, že tento přírůstek únosnosti nepokryje nedostatečnou únosnost předpjaté konstrukce, ale znamená jistou úsporu nutné plochy výztuže v podélném směru.

■ NÁVRH BETONÁŘSKÉ VÝZTUŽE

z předchozího posudku na ohyb

$$\Delta M_{Ed,I.} = M_{Ed} - M_{Rd} = 2762,33 - 2068,68 = \mathbf{693,65 \quad kNm}$$

$$\Delta M_{Ed,II.} = M_{Ed} - M_{Rd} = 2762,33 - 2230,33 = \mathbf{531,97 \quad kNm}$$

$$\text{redukce } \Delta M_{Ed} = \left(1 - \frac{\Delta M_{Ed,II.}}{\Delta M_{Ed,I.}} \right) \cdot 100 = \left(1 - \frac{531,97}{693,65} \right) \cdot 100 = \mathbf{23,31 \quad \%}$$

$$A_{s,req,II.} = \frac{\Delta M_{Ed}}{z_s \cdot f_{yd}} = \frac{531,97 \cdot 10^3}{0,85 \cdot 434,78 \cdot 10^6} = \mathbf{14,39 \quad \cdot 10^{-4} m^2}$$

$$\text{odhad } z_s = \mathbf{0,85 \quad m}$$

$$\mathbf{[\text{původně } A_{s,req,I.} = 18,87 \quad \cdot 10^{-4} m^2]}$$

$$\begin{aligned} \text{redukce } A_{s,req} &= \left(1 - \frac{A_{s,req,II.}}{A_{s,req,I.}} \right) \cdot 100 \\ &= \left(1 - \frac{14,39 \cdot 10^{-4}}{18,87 \cdot 10^{-4}} \right) \cdot 100 = \mathbf{23,72 \quad \%} \end{aligned}$$

Aplikací drátkobetonu v této konstrukci je tedy možné v podélném směru ušetřit téměř ¼ nutné průřezové plochy výztuže.

Únosnost drátkobetonu v příčném směru konstrukce se stanoví na základě stejného přístupu a vychází z již předchozího výpočtu v příčném směru.

■ URČENÍ NEUTRÁLNÉ OSY

$$\text{předpoklad } F_s = A_s \cdot f_{yd} = 8,48 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^6 = \mathbf{368,80 \quad kN}$$

$$x = \frac{F_s}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{368,80 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 1 \cdot 28,33 \cdot 10^6} = \mathbf{0,0163 \quad m}$$

$$x_c = \lambda x = 0,8 \cdot 0,0163 = \mathbf{0,0130 \quad m}$$

$$\text{kde } f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \mathbf{28,33 \quad MPa}$$

rameno vnitřních sil

$$z_s = d - \frac{\lambda x}{2} = 0,814 - \frac{0,8 \cdot 0,0163}{2} = \mathbf{0,8140 \quad m}$$

■ URČENÍ RAMENE VNITŘNÍCH SIL PRO DRÁTKOBETON

$$\text{výška tažené oblasti} \quad h^f = h - x = 0,900 - 0,0163 = \mathbf{0,884 \quad m}$$

rameno vnitřních sil

$$z_f = h - \frac{h^f}{2} - \frac{\lambda x}{2} = 0,900 - \frac{0,884}{2} - \frac{0,8 \cdot 0,0163}{2} = \mathbf{0,450 \quad m}$$

■ POSOUZENÍ I.

$$M_{Rd}^f = F_f \cdot z_f = 0,884 \cdot 0,509 \cdot 10^6 \cdot 0,450 = \mathbf{202,27 \quad kNm}$$

Únosnost drátkobetonu v ohybu v příčném směru je **202,27 kNm**. Je zřejmé, že ani tento přírůstek únosnosti nepokryje celý návrhový moment, ale zcela určitě bude znamenat úsporu nutné plochy výztuže.

■ NÁVRH BETONÁŘSKÉ VÝZTUŽE

z předchozího posudku na ohyb

$$\Delta M_{Ed} = M_{Ed} - M_{Rd}^f = 299,86 - 202,27 = \mathbf{97,59 \quad kNm}$$

$$\text{redukce } M_{Ed} = \left(1 - \frac{\Delta M_{Ed}}{M_{Ed}} \right) \cdot 100 = \left(1 - \frac{97,59}{299,86} \right) \cdot 100 = \mathbf{67,46 \quad \%}$$

$$A_{s,req,II} = \frac{\Delta M_{Ed}}{z_s \cdot f_{yd}} = \frac{97,59 \cdot 10^3}{0,82 \cdot 434,78 \cdot 10^6} = \mathbf{2,74 \cdot 10^{-4} m^2}$$

$$\text{odhad } z_s = \quad 0,82 \quad m$$

$$[\text{původně } A_{s,req,I} = \mathbf{8,41 \cdot 10^{-4} m^2}]$$

$$\begin{aligned} \text{redukce } A_{s,req} &= \left(1 - \frac{A_{s,req,II}}{A_{s,req,I}} \right) \cdot 100 \\ &= \left(1 - \frac{2,74 \cdot 10^{-4}}{8,41 \cdot 10^{-4}} \right) \cdot 100 = \mathbf{67,45 \quad \%} \end{aligned}$$

Použitím drátkobetonu je možné v případě řešené konstrukce v příčném směru uspořit téměř ⅔ nutné průřezové plochy výztuže.

9.4.2 Posouzení na smyk

Hodnoty maximálních posouvajících sil jsou redukovány vlivem zakřivení kabelů, návrhové hodnoty posouvající síly působící na konstrukci jsou uvedeny v následující tabulce :

Tab. 11: Přepočet hodnot posouvajících sil

x	V _{Ed} max	α [°]	tg α [-]	V _{Pd} [kN]	V _{Ed} [kN]
0	535,60	4,15	0,072431	325,63	209,97
1/8	298,07	2,39	0,041713	187,31	110,76
1/4	178,02	0	0	0	178,02
3/8	85,77	0	0	0	85,77
L/2	0	0	0	0	0

Richtlinie zavádí postup pro stanovení smykové únosnosti konstrukce z drátkobetonu podle vztahu :

$$V_{Rd,ct}^f = V_{Rd,ct} + V_{Rd,cf}$$

kde $V_{Rd,ct}$ je únosnost prvku bez smykové výztuže dle DIN 1045,

$V_{Rd,cf}$ je únosnost drátkobetonu.

Smyková únosnost drátkobetonu se vypočítá podle vztahu:

$$V_{Rd,cf} = \frac{\alpha_c^f \cdot f_{ctR,u}^f \cdot b_w \cdot h}{\gamma_{ct}^f}$$

kde $\alpha_c^f = 0,85$,

$\gamma_{ct}^f = 1,25$,

$f_{ctR,u}^f$ je charakteristická hodnota pevnosti drátkobetonu po vzniku trhliny.

$$V_{Rd,cf} = \frac{\alpha_c^f \cdot f_{ctR,u}^f \cdot b_w \cdot h}{\gamma_{ct}^f} = \frac{0,85 \cdot 0,748 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 0,9}{1,25} = 457,77 \text{ kN}$$

Z výpočtu je tedy zřejmé, že přínos drátkobetonu na únosnost ve smyku zcela pokryje maximální návrhovou smykovou sílu.

$$V_{Rd,cf} = 457,77 \text{ kN} > V_{Ed} = 209,97 \text{ kN}$$

VYHOVUJE

Únosnost prvku bez smykové výztuže $V_{Rd,ct}$ se pak stanoví dle vztahu :

$$V_{Rd,ct} = \left[\frac{0,15}{\gamma_c} \cdot k \cdot \eta_1 \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \sigma_{cd} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$\text{kde } \gamma_c = 1,5$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \rightarrow k = 1 + \sqrt{\frac{200}{839}} = 1,4882$$

kde d je v mm

$$\eta_1 = 1,0 \quad \text{pro běžné betony}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02 \rightarrow \rho_l = \frac{0,5 \cdot 19,01 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 0,839} = 0,0011 < 0,02$$

$$\sigma_{cd} = \sigma_{cp} = -3,908 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow V_{Rd,ct} = \left[\frac{0,15}{1,5} \cdot 1,4882 \cdot 1,0 \cdot (100 \cdot 0,0011 \cdot 50)^{1/3} - 0,12 \cdot (-3,908 \cdot 10^6) \right] \cdot 1 \cdot 0,839$$

$$V_{Rd,ct} = 393,46 \text{ kN}$$

Celková únosnost prvku bez smykové výztuže $V_{Rd,ct}^f$ se určí pouhým součtem obou únosností :

$$V_{Rd,ct}^f = V_{Rd,ct} + V_{Rd,cf} = 393,46 + 457,77 = 851,23 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,ct}^f = 851,23 \text{ kN} > V_{Ed} = 209,97 \text{ kN}$$

VYHOVUJE

Celková únosnost prvku bez smykové výztuže při aplikaci drátkobetonu je **851,23 kN**, což by pokrylo s dostatečnou rezervou i maximální posouvající sílu $V_{Ed \text{ max}} = 535,60 \text{ kN}$.

10 Zhodnocení konstrukce z drátkobetonu

Řešená konstrukce byla posouzena na mezní stavy použitelnosti a posléze i únosnosti. Z možností použití drátkobetonu bylo dále provedeno pouze posouzení v mezním stavu únosnosti, kde bylo cílem ověřit únosnost čistě drátkobetonové konstrukce. V mezních stavech použitelnosti nebyl prokázán vznik trhlin a proto pozbyl posudek na omezení šířky trhlin kontrolované obsahem ocelových vláken význam.

Z předchozích posudků drátkobetonu v mezním stavu únosnosti vyplývá, že byl prokázán přínos na únosnost konstrukce v ohybu i při smykovém namáhání.

10.1 Únosnost v ohybu

Oproti předchozím předpokladům nebyla únosnost drátkobetonu v ohybu natolik dostatečná, aby pokryla zbývající návrhový moment $\Delta M_{Ed} = 693,65 \text{ kNm}$ v podélném směru konstrukce. Únosnost konstrukce z drátkobetonu v ohybu v podélném směru je $M_{Rd}^f = 161,48 \text{ kNm}$. Přestože tento přírůstek únosnosti konstrukce není dostatečný, znamená v podélném směru úsporu téměř $\frac{1}{4}$ nutné plochy betonářské výztuže.

V příčném směru byla prokázána vyšší únosnost drátkobetonu $M_{Rd}^f = 202,27 \text{ kNm}$, která bohužel také nepokryje celý návrhový moment $M_{Ed} = 299,86 \text{ kNm}$. Ani únosnost drátkobetonu v příčném směru tedy není dostatečná, ale po přepočtu znamená úsporu téměř $\frac{2}{3}$ nutné plochy betonářské výztuže.

10.2 Únosnost ve smyku

Účinky maximálních posouvajících sil na konstrukci jsou z velké části redukovány vlivem zakřivení předpínacích kabelů, ale i tak je na místě prokázat únosnost konstrukce ve smyku bez smykové výztuže. Celková nosnost konstrukce z drátkobetonu ve smyku bez smykové výztuže $V_{Rd,ct}^f = 851,23 \text{ kN}$ je čtyřnásobně vyšší vůči redukované posouvající síle $V_{Ed} = 209,97 \text{ kN}$.

11 Závěr

Úkolem této práce byl **návrh předpjaté betonové mostní desky** a její následné posouzení na mezní stavy použitelnosti a únosnosti. Předpjatá konstrukce vyhověla ve všech posudcích na omezení napětí v betonu i vzniku trhlin. Tím bylo prokázáno, že návrh předpětí byl správný a taktéž byla splněna podmínka dekomprese na konci životnosti konstrukce, tedy eliminování tahových napětí ve spodních vláknech konstrukce při časté kombinaci zatížení.

V mezním stavu únosnosti, v posouzení na ohyb, řešená předpjatá konstrukce neprokázala dostatečnou únosnost a proto bylo nutné dodatečně navrhnout betonářskou výztuž. V posouzení na smyk řešená konstrukce prokázala dostatečnou únosnost i bez návrhu smykové výztuže.

Cílem této práce bylo posoudit reálnost návrhu čistě drátkobetonové předpjaté konstrukce. V posouzení mezních stavů použitelnosti bohužel nebylo možné prokázat vliv drátkobetonu na konstrukci. V mezním stavu únosnosti prokázala drátkobetonová konstrukce **přírůstek na únosnosti** jak v ohybu, tak i ve smyku.

Únosnost drátkobetonové konstrukce v ohybu nebyla oproti předchozím očekáváním taková, aby dokázala pokrýt zbývajícím návrhový moment, který nepřeneslo předpětí. Přesto však znamená **v podélném směru úsporu téměř ¼ nutné plochy** dodatečně navržené betonářské výztuže. V **příčném směru** činí tato **úspora již ⅔ nutné plochy** výztuže. Únosnost drátkobetonové konstrukce ve smyku je pro dané zatížení více než dostatečná.

Z předchozího vyplývá, že v případě této řešené konstrukce není návrh čistě drátkobetonové předpjaté konstrukce zcela reálný.

V dnešní době nachází drátkobeton nejčastěji uplatnění při návrhu a provádění průmyslových podlah, ale stále více je využíván např. při výrobě prefabrikovaných předem předpjatých střešních vazníků apod., kde je s výhodou uvažováno právě s dostatečnou únosností drátkobetonu ve smyku. V oblasti mostního stavitelství zatím nenachází velkého uplatnění, přesto bylo v zahraničí s úspěchem navrženo a provedeno již několik lávek pro pěší, např. [11].

Aplikace drátkobetonu v betonovém stavitelství je obecně ještě ne zcela prozkoumanou oblastí, avšak již nyní přináší konstrukční i technologické výhody a proto je zde stále prostor pro **rozvoj** možností použití drátkobetonu v konstrukcích.

12 Seznam použité literatury

- [1] KLIMEŠ, Jiří. *Betonové mosty: Celostát. učeb. pro vys. šk. 2, Mosty z předpjatého betonu*. Vyd. 1. Praha, 1969.
- [2] STRÁSKÝ, Jiří. *Betonové mosty*. 1. vyd. Praha: ŠEL, 2001. 103 s. Technická knižnice autorizovaného inženýra a technika. Ř. C; 21. ISBN 80-86426-05-X.
- [3] ČSN 73 6242. *Navrhování a provádění vozovek na mostech pozemních komunikací*. Praha : Český normalizační institut, 2010.
- [4] ČSN EN 1991-2. *Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou*. Praha : Český normalizační institut, 2005.
- [5] NEČAS, Radim. *Zatížení mostů dle evropských norem (EN)*. Přednáška [online]. Dostupné z: <http://necasradim.cz/BL12/prednasky/TISK 02 Zatizeni mostu EN.pdf>
- [6] ČSN EN 1990. *Zásady navrhování konstrukcí*. Praha : Český normalizační institut, 2004.
- [7] Technická specifikace předpínacích systémů VSL 0,5", 0,6". Katalog [online]. Dostupné z: http://vsl.cz/storage/File/brochures/Technicka_specifikace_VSL.pdf
- [8] ČSN EN 1992-1-1. *Navrhování betonových konstrukcí: Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut, 2006.
- [9] NAVRÁTIL, Jaroslav. *Předpjaté betonové konstrukce*. Vyd. 2. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2008. 186 s. ISBN 978-80-7204-561-7.
- [10] DAfStb - Richtlinie. *Stahfaserbeton*. Berlin: Beuth Verlag, Ausgabe März 2010.
- [11] Fußgängerfertigteilebrücke aus ultrahochfestem Faserbeton in Lienz: Entwurf und Ausführung. [online]. [cit. 2012-05-25]. Dostupné z: http://www.zement.at/service/literatur/fileupl/03_10fussgaenger_ft_bruecke.pdf

13 Seznam použitých zkratk a symbolů

symbol	význam	jednotka
A_c	plocha betonového průřezu	m^2
$A_{c,r}$	plocha oslabeného betonového průřezu	m^2
$A_{c,i}$	plocha ideálního průřezu	m^2
A_{ct}^f	plocha tažené oblasti drátkobetonu	m^2
A_{p1}	průřezová plocha 1 předpínacího lana	mm^2
A_p	celková průřezová plocha předpínací výztuže	m^2
$A_{p,req}$	nutná průřezová plocha předpínací výztuže	m^2
A_s	celková průřezová plocha betonářské výztuže	m^2
$A_{s,req}$	nutná průřezová plocha betonářské výztuže	m^2
$A_{s,min}$	minimální průřezová plocha betonářské výztuže	m^2
b	šířka posuzovaného průřezu	m
c	krytí výztuže	mm
d_1	vzdálenost výztuže od dolního povrchu	m
d	vzdálenost výztuže od horního 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
$e_{p,r}$	excentricita předpínací výztuže v oslabeném průřezu	m
$e_{p,i}$	excentricita předpínací výztuže v ideálním průřezu	m
F_{cc}	výslednice sil v tlačené oblasti betonu	kN
F_f	výslednice sil v tažené oblasti drátkobetonu	kN
F_{max}	maximální síla při předpínání	kN
F_s	výslednice sil v tažené betonářské výztuži	kN
$F_{Rd,p}$	odolnost konstrukce při předpínání	kN
f_{cd}	návrhová pevnost betonu v tlaku	MPa
f_{ck}	charakteristická pevnost betonu v tlaku	MPa
$f_{ct0,ij}^f$	základní hodnota pevnosti drátkobetonu v tahu	MPa
$f_{ctd,ij}^f$	návrhová hodnota pevnosti drátkobetonu v tahu	MPa
$f_{ctR,ij}^f$	charakteristická hodnota pevnosti drátkobetonu v tahu	MPa
f_{ctm}	střední hodnota pevnosti betonu v tahu	MPa
f_{pd}	návrhová hodnota pevnosti předpínací výztuže v tahu	MPa

f_{pk}	charakteristická hodnota pevnosti předpínací výztuže v tahu	MPa
$f_{p0,1,k}$	charakteristická hodnota pevnosti předpínací výztuže v tahu na mezi 0,1	MPa
$f_{p0,2,k}$	charakteristická hodnota pevnosti předpínací výztuže v tahu na mezi 0,2	MPa
f_{yd}	návrhová hodnota pevnosti betonářské výztuže v tahu	MPa
f_{yk}	charakteristická hodnota pevnosti betonářské výztuže v tahu	MPa
$G_{k,i}$	charakteristická hodnota stálého zatížení	kN
$g_{k,i}$	charakteristická hodnota rovnoměrného plošného stálého zatížení	kN/m ²
h	výška průřezu	m
h_0	náhradní výška průřezu při výpočtu smršťování a dotvarování	m
h^f	výška tažené oblasti drátkobetonu	m
I_c	moment setvačnosti betonového průřezu	m ⁴
$I_{c,r}$	moment setvačnosti oslabeného betonového průřezu	m ⁴
$I_{c,i}$	moment setvačnosti ideálního průřezu průřezu	m ⁴
j_i	jádrová úsečka průřezu	m
k	součinitel nezamýšlených úhlových změn kabelu po místo x	-
L	rozpětí mostu	m
$M_{Ed,i}$	návrhová hodnota maximálního momentu i-té kombinace zatížení	kNm
$M_{Ek,i}$	charakteristická hodnota maximálního momentu i-té kombinace zatížení	kNm
$M_{g,i}$	charakteristická hodnota ohybového momentu od i-tého stálého zatížení	kNm
M_{Rd}	momentová únosnost	kNm
$m_{x,D-}$	maximální dimenzační ohybový moment při spodních vláknech ve směru x na 1 m šířky	kNm/m
$m_{y,D-}$	maximální dimenzační ohybový moment při spodních vláknech ve směru y na 1 m šířky	kNm/m
n	počet	-
P_d^0	základní předpínací síla	kN
$P_{d,\infty}$	návrhová předpínací síla	kN
$P_{m,0}$	předpínací síla v čase t_0	kN
$P_{m,\infty}$	předpínací síla v čase t_∞	kN
$P_{m,0,prov}$	provedená předpínací síla	kN
$P_{m,0,req}$	nutná předpínací síla	kN

Q_{ik}	charakteristická hodnota soustředěného zatížení od nápravy v pruhu i	kN
q_{ik}	charakteristická hodnota rovnoměrného zatížení od dopravy v pruhu i	kN/m ²
t_0	čas po zakotvení předpínací výztuže	-
t_∞	čas na konci životnosti konstrukce	-
t_{cor}	čas korekce relaxací podržením napětí	-
t_i	časový úsek i	-
u	obvod vystavený vysychání	m
$V_{x \max}$	maximální hodnota posouvající síly ve směru x	kN
$V_{y \max}$	maximální hodnota posouvající síly ve směru y	kN
$V_{Ed,i}$	návrhová posouvající síly ve směru i	kN
$V_{Rd,c}$	únosnost prvku bez smykové výztuže	kN
$V_{Rd,c}^f$	únosnost prvku z drátkobetonu bez smykové výztuže	kN
W_c	průřezový modul betonového průřezu	m ³
$W_{c,r}$	průřezový modul oslabeného betonového průřezu	m ³
w	šířka vozovky	m
w_i	šířka i-tého zatěžovacího pruhu	m
x	výška tlačené oblasti betonu	m
x_c	redukovaná výška tlačené oblasti betonu	m
z_1	vzdálenost od těžistě průřezu ke spodnímu okraji průřezu	m
z_2	vzdálenost od těžistě průřezu k hornímu okraji průřezu	m
$z_{1,2r}$	vzdálenost od těžistě průřezu k okrajům oslabeného betonového průřezu	m
$z_{1,2i}$	vzdálenost od těžistě průřezu k okrajům ideálního průřezu	m
z_{cc}	rameno vnitřních sil výslednice tlačené oblasti betonu	m
z_f	rameno vnitřních sil výslednice tažené oblasti drátkobetonu	m
z_s	rameno vnitřních sil výslednice tažené betonářské výztuže	m
α_{cc}	redukční součinitel betonu	-
α_c^f	redukční součinitel drátkobetonu	-
α_p	poměr modulů pružnosti předpínací výztuže a 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 po místo x	rad
β_i	součinitel i-významu při výpočtu smršťování a dotvarování betonu	-
γ_c	redukční součinitel betonu	-

γ_{ct}^f	redukční součinitel drátkobetonu	-
γ_s	redukční součinitel oceli	-
ΔF_p	tlaková rezerva v předpínací výztuži	kN
ΔM_{Ed}	změna hodnoty návrhového momentu	kNm
$\Delta \sigma_p$	tlaková rezerva v předpínací výztuži	MPa
$\Delta \sigma_{pi}$	změna i napětí ve výztuži	MPa
ε_c	poměrné přetvoření betonu	-
ε_s	poměrné přetvoření oceli	-
ε_p	poměrné přetvoření předpínací výztuže	-
κ_i^f	součinitel drátkobetonu zohledňující vliv i	-
λ	redukční součinitel	-
μ	součinitel tření mezi výztuží a kanálkem	-
$\nu_{c,i}$	součinitel poměrného přetvoření ideálního průřezu	-
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
$\sigma_{p0,max}$	maximální napětí v předpínací výztuži při napínání	MPa
$\sigma_{pa,max}$	maximální napětí v předpínací výztuži po zakotvení	MPa
ψ_i	součinitel i-té kombinace zatížení	-
ω	úhlová změna kabelu	rad
φ_i	součinitel dotvarování významu i	-
$\varnothing$	průměr betonářské výztuže	mm

14 Seznam obrázků

Obr. 1: Příčný řez mostovkou	15
Obr. 2: Vozovkové souvrství	15
Obr. 3: Detail uspořádání mostní římsy	16
Obr. 4: Podélný řez mostem	16
Obr. 5: Průřez římsy	18
Obr. 6: Rozdělení zatěžovacích pruhů na konstrukci.....	20
Obr. 8: Umístění modelu LM4 do zatěžovacích pruhů	22
Obr. 7: Umístění modelu LM1 do zatěžovacích pruhů	22
Obr. 9: Roznos zatížení na deskovém modelu.....	24
Obr. 10: Betonový průřez	41
Obr. 11: Interval předpínací síly.....	45
Obr. 12: Oslabený betonový průřez.....	49
Obr. 13: Průběh ztrát předpětí třením	51
Obr. 14: Průběh ztrát předpětí pokluzem.....	52
Obr. 15: Ideální průřez	58
Obr. 16: Průběh maximální posouvající síly.....	78
Obr. 17: Zjednodušené pracovní diagramy prostého, železového a drátkobetonu.....	81
Obr. 18: Tvary ocelových vláken	82
Obr. 19: Pracovní diagram R.2	84
Obr. 20: Pracovní diagram R.3	84
Obr. 21: Výslednice sil v drátkobetonovém průřezu	86

15 Seznam tabulek

Tab. 1: Hodnoty tloušťky desky v poměru k rozpětí mostu.....	14
Tab. 2: Rozdělení vozovky do zatěžovacích pruhů	19
Tab. 3: Regulační součinitele dle ČSN EN 1991-2	20
Tab. 4: Charakteristické hodnoty zatížení modelu LM1	21
Tab. 5: Sestavy zatížení dle ČSN EN 1991-2	23
Tab. 6: Hodnoty maximálních ohybových momentů	36
Tab. 7: Hodnoty maximálních ohybových momentů dle kombinací zatížení.....	38
Tab. 8: Průměrné hodnoty ztrát předpětí třením.....	50
Tab. 9: Hodnoty ztrát předpětí pokluzem	52
Tab. 10: Přepočet hodnot posouvajících sil	79
Tab. 11: Přepočet hodnot posouvajících sil	91

16 Seznam příloh

Příloha B.1	Použité podklady	(samostatně)
Příloha B.2	Statický výpočet	(samostatně)
Příloha B.3	Výkresová dokumentace	(samostatně)