

VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

P.5 – STATICKÝ VÝPOČET

DIPLOMOVÁ PRÁCE

DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Bc. Nazar Hudyma

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

doc. Ing. MILOŠ ZICH, Ph.D.

BRNO 2021

Obsah

1	Úvod	10
1.1	Výpočtové modely	10
1.2	Předpoklady výpočtu	11
1.3	Časová osa	12
2	Konstrukce	13
2.1	Geometrie nosné konstrukce	13
2.2	Příčný řez	13
2.3	Uložení	14
2.4	Spolupůsobící šířky	14
2.4.1	Vliv smykového ochabnutí	14
2.4.2	Stanovení spolupůsobící šířky	14
2.4.3	Spolupůsobící šířky - tabulkový zápis	16
2.5	Průřezové charakteristiky	17
2.5.1	Plný průřez	17
2.5.2	Efektivní průřez	20
3	Materiál	22
3.1	Beton	22
3.1.1	Materiálové charakteristiky	22
3.1.2	Časově závislé charakteristiky	23
3.2	Betonářská výztuž	25
3.2.1	Materiálové charakteristiky	25
3.2.2	Krytí výztuže	25
3.3	Předpínací výztuž	26
3.3.1	Materiálové charakteristiky	26
3.3.2	Krytí výztuže	27
4	Zatížení	28
4.1	Stále zatížení	28
4.1.1	Vlastní tíha	28
4.1.2	Ostatní stále	28
4.1.3	Nerovnoměrný pokles podpor	29
4.1.4	Předpětí	29
4.2	Proměnné zatížení	29
4.2.1	Zatížení dopravou	29
4.2.2	Klimatické zatížení	37

4.2.3	Postupná výstavba	45
4.2.4	Staveništní zatížení	45
5	Postupná výstavba - stabilita vahadla	46
5.1	Předpoklady	46
5.2	Ověření hodnot Excel vs. Midas Civil	46
5.2.1	Betonáž lamely L1	46
5.2.2	Betonáž lamely L11	47
5.2.3	Data z MS Excel	47
5.3	Ověření stability	49
5.4	Zhodnocení	50
6	Návrh předpětí	51
6.1	Předpínací kabely	51
6.1.1	Napětí v kabelech	51
6.2	Výstavba vahadel - záporné kabely	52
6.3	Krajní pole a spojení vahadel - kladné kabely	52
6.4	Dokončení nosné konstrukce - kabely spojitosti	53
6.5	Schéma napínání	54
7	Vnitřní síly a kombinace	55
7.1	Vnitřní síly od vybraných zatěžovacích stavů	55
7.1.1	Normálová síla F_x	55
7.1.2	Ohybový moment M_x	55
7.1.3	Ohybový moment M_y	58
7.1.4	Ohybový moment M_z	63
7.2	Časový průběh vnitřních sil	65
7.3	Kombinace pro MSÚ	67
7.3.1	Klíč kombinací pro MSÚ	70
7.4	Kombinace pro MSP	72
7.4.1	Omezení napětí	72
7.4.2	Omezení trhlin	73
7.4.3	Omezení průhybu	73
8	Posouzení konstrukce	74
8.1	Posouzení MSP	74
8.1.1	Omezení napětí	74
8.1.2	Omezení trhlin	75
8.1.3	Ověření výpočtu napětí v SW Midas civil	75
8.1.4	Fáze výstavby	79

8.1.5	Provozní Fáze	85
8.1.6	Omezení napětí ve výztuži	88
8.1.7	Průhyb od proměnného zatížení	90
8.1.8	Závěr MSP	90
8.1.9	Vyrovnání průhybu od stálého zatížení	91
8.2	Posouzení MSÚ	93
8.2.1	Obálky kombinací 6.10a a 6.10b	93
8.2.2	Posouzení na ohyb	95
8.2.3	Posouzení na posouvající sílu a kroucení	100
8.2.4	Posouzení příčného směru	109
8.2.5	Návrh vrubového kloubu	122
9	Závěr	124

Seznam obrázků

1.1	Pohled na statický model s pružným podepřením	10
1.2	Pohled na model	11
2.1	Definice l_o pro výpočet efektivní šířky	14
2.2	Průřez v poli 1 pro výpočet efektivní šířky	15
2.3	Průřezové charakteristiky ve středu pole	17
2.4	Průřezové charakteristiky u podpěry	18
2.5	Průřezové charakteristiky diafragmatu v podpěře	18
2.6	Průřezové charakteristiky v čele mostu	19
2.7	Průřezové charakteristiky na kraji pole	19
2.8	Průřezové charakteristiky Výstavba lamela L1	20
2.9	Průřezové charakteristiky Výstavba lamela L2	20
2.10	Průřezové charakteristiky Finální stav na podpěrou P2	21
2.11	Průřezové charakteristiky Finální stav na podpěrou P4	21
3.1	Nárůst f_{cm} v čase	23
3.2	Vstupní parametry	24
3.3	Součinitel dotvarování v čase	24
3.4	Napětí od smršťování	25
4.1	Zatěžovací pruhy	30
4.2	Použití modelu zatížení 1	31
4.3	Sestava zatížení - gr1a	36
4.4	Sestava zatížení - gr2	36
4.5	Zatěžovací pruhy pro LM3	36
4.6	Sestava zatížení - gr5 / 1800	37
4.7	Sestava zatížení - gr5 / 3000	37
4.8	Použití modelu zatížení 1	38
4.9	Mapa rychlostí větru v dané oblasti	39
4.10	Most se šikmou návětrnou plochou	39
4.11	Součinitel síly pro mosty $c_{fx,0}$	40
4.12	Národní mapy izoterm teploty vzduchu	42
4.13	Součinitel síly pro mosty $c_{fx,0}$	43
4.14	Součinitel síly pro mosty $c_{fx,0}$	44
5.1	Zatížení a reakce při betonáži L1	47
5.2	Zatížení a reakce při betonáži L11	47
6.1	Zatížení a reakce při betonáži L11	54
7.1	Předpětí	55
7.2	Vlastní tíha	55
7.3	Předpětí	56

7.4	Vl. tíha + předpětí + reologické jevy	56
7.5	Soustava gr1a	56
7.6	Odstředivé síly	57
7.7	Vítr	57
7.8	Vlastní tíha	58
7.9	Předpětí	58
7.10	Vl. tíha + předpětí + reologické jevy	59
7.11	Soustava gr1a	59
7.12	Soustava gr2	59
7.13	Soustava gr5/1800	60
7.14	Soustava gr5/3000	60
7.15	Odstředivé síly	60
7.16	Brzdné síly	61
7.17	Nerovnoměrné sedání	61
7.18	Rovnoměrné složky teploty	61
7.19	Svislé složky s nelineárními účinky	62
7.20	Vítr pro kombinaci s dopravou	62
7.21	Vítr	62
7.22	Vlastní tíha	63
7.23	Předpětí	63
7.24	Vl. tíha + předpětí + reologické jevy	63
7.25	Soustava gr1a	64
7.26	Odstředivé síly	64
7.27	Vítr	64
7.28	Před spojením vahadel	65
7.29	Po spojení vahadel	66
7.30	Po spojení vahadel	66
8.1	Napětí od ohybového momentu $z(-)$	76
8.2	Napětí od ohybového momentu $z(+)$	77
8.3	Napětí od normálové síly	78
8.4	Napětí od ohybového momentu $z(-)$	78
8.5	A - Napětí při horních vláknech	79
8.6	A - Napětí při dolních vláknech	79
8.7	A - Napětí při horních vláknech + posudek	80
8.8	A - Napětí při dolních vláknech + posudek	80
8.9	A - Napětí při horních vláknech	81
8.10	A - Napětí při dolních vláknech	81
8.11	A - Napětí při horních vláknech + posudek	82
8.12	A - Napětí při dolních vláknech + posudek	82

8.13	A - Napětí při horních vláknech + posudek	82
8.14	A - Napětí při dolních vláknech + posudek	83
8.15	B - Napětí při dolních vláknech	83
8.16	B - Napětí při dolních vláknech + posudek	83
8.17	B - Napětí při horních vláknech	84
8.18	B - Napětí při horních vláknech + posudek	84
8.19	Char. komb. horní vlákna	85
8.20	Char. komb. dolní vlákna	85
8.21	Čas. komb. horní vlákna	86
8.22	Čas. komb. dolní vlákna	86
8.23	Kva. komb. horní vlákna	87
8.24	Kva. komb. dolní vlákna	87
8.25	Ztráty v soudržné výztuži	88
8.26	Ztráty ve volné výztuži	89
8.27	Průhyb od dopravy + posudek	90
8.28	Průhyb od stálého zatížení na konci životnosti	91
8.29	Průhyb od stálého zatížení po nadvýšení	91
8.30	Průběh nadvýšení při letmé betonáži	92
8.31	Průběh normálových sil pro 6.10a	93
8.32	Průběh ohybových momentů pro 6.10a	93
8.33	Průběh normálových sil pro 6.10b	94
8.34	Průběh ohybových momentů pro 6.10b	94
8.35	M_{Rd} vs M_{Ed}	99
8.36	Sestava zatížení - gr1a	100
8.37	Sestava zatížení - gr2	100
8.38	Zatěžovací pruhy pro LM3	101
8.39	Posouvající síly pro kombinaci $V_{Ed,max}$	101
8.40	Kroutící momenty pro kombinaci $T_{Ed,max}$	101
8.41	Posuzované řezy	107
8.42	Pohled na model	109
8.43	Posuzované řezy	109
8.44	M max řez 2-1	110
8.45	M max řez 2-3	110
8.46	M max řez 2-4	111
8.47	M max řez 4-2	111
8.48	M max řez 4-5	112
8.49	M max řez 0-1	112
8.50	M max řez 6-5	113
8.51	V max řez 2-1	113

8.52	V max řez 2-3	114
8.53	V max řez 4-5	114
8.54	M max řez 2-1	115
8.55	M max řez 2-3	115
8.56	M max řez 2-4 a 6-5	115
8.57	M max řez 4-2 a 4-5	116
8.58	M max řez 0-1	116
8.59	V max řez 2-1	116
8.60	V max řez 2-3	117
8.61	V max řez 4-5	117
8.62	Proměnné zatížení v komoře	118
8.63	Schéma kloubu	123

Seznam tabulek

1.1	Časová osa výstavby	12
2.1	Spolupůsobící šířky finální konstrukce	16
2.2	Spolupůsobící šířky budování lamel	16
4.1	Tíha vozovkového souvrství	28
4.2	Ostatní stálé zatížení bez vozovky	28
4.3	Počet a šířka zatěžovacích pruhů dle ČSN EN 1991-2	29
4.4	Hodnoty regulačních součinitelů α pro ČR	30
4.5	Model zatížení 1 - charakteristické hodnoty	31
4.6	Model zatížení 1 - vypočtené hodnoty	31
4.7	Model zatížení 1 - charakteristické hodnoty	32
4.8	Charakteristické hodnoty odstředivých sil	33
4.9	Doporučené hodnoty součinitelů ψ pro mosty	34
4.10	Stanovení sestav zatížení dopravou	35
5.1	Moment klopící	48
5.2	Moment vzdorující	48
5.3	Stabilita vahadla	49
5.4	Stabilita vahadla - upravený poměr nerovnoměrnosti betonáže	50
7.1	Návrhové hodnoty zatížení (EQU)(Soubor A)	68
7.2	Návrhové hodnoty zatížení (STR/GEO)(Soubor B)	69
7.3	Návrhové hodnoty zatížení použité v kombinacích zatížení	72
7.4	Návrhové hodnoty zatížení použité v kombinacích zatížení	73
8.1	Průřezy	98
8.2	Stanovení x_{lim}	98
8.3	Stanovení M_{Rd}	99
8.4	Posouzení podélného smyku	108
8.5	Výpočet roznosu pro V	118
8.6	Výsledné hodnoty pro V a M	118
8.7	Výsledné hodnoty po kombinacích ze SW Scia	118
8.8	Nutná plocha výztuže	119
8.9	Nutná plocha výztuže	119
8.10	Návrh výztuže - Deska u stěny	120
8.11	Návrh výztuže - Deska v poli	120
8.12	Návrh výztuže - Stěna	120

1 Úvod

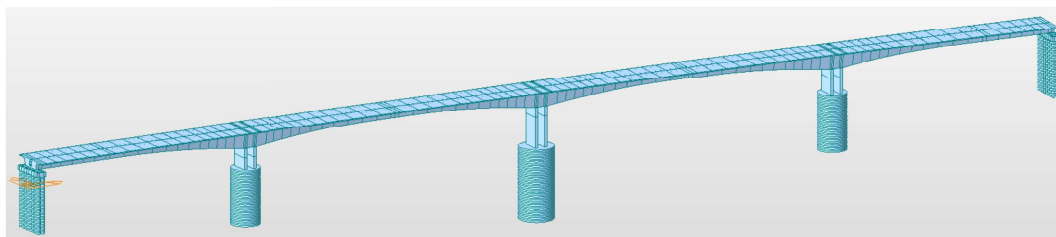
Statický výpočet a následné posouzení je založené na výpočetních modelech v programech Midas Civil a SCIA Engineer, ve kterých jsou stanoveny vnitřní síly a vyvozená napětí. Do modelu jsou zadány pilíře pro vystižení chování rámového pole a všechny předpínací kabely včetně ztrát předpětí. Kombinace zatížení jsou počítány rovněž programem. Model zahrnuje fáze výstavby a provozu s časovou osou pro výpočet časově závislého chování betonu.

1.1 Výpočtové modely

Pro výpočet účinků zatížení v podélném směru byl vytvořen prutový model v programu Midas Civil v prostoru XYZ. Model byl vytvořen s ohledem na výstavbu a použití časově závislé analýzy. Konstrukce byla modelována včetně pilířů a předpínacích kabelů, u kterých dojde k určení ztrát předpětí. Model je vytvořen s půdorysným zakřivením, zanedbává se však podélný a příčný sklon mostu.

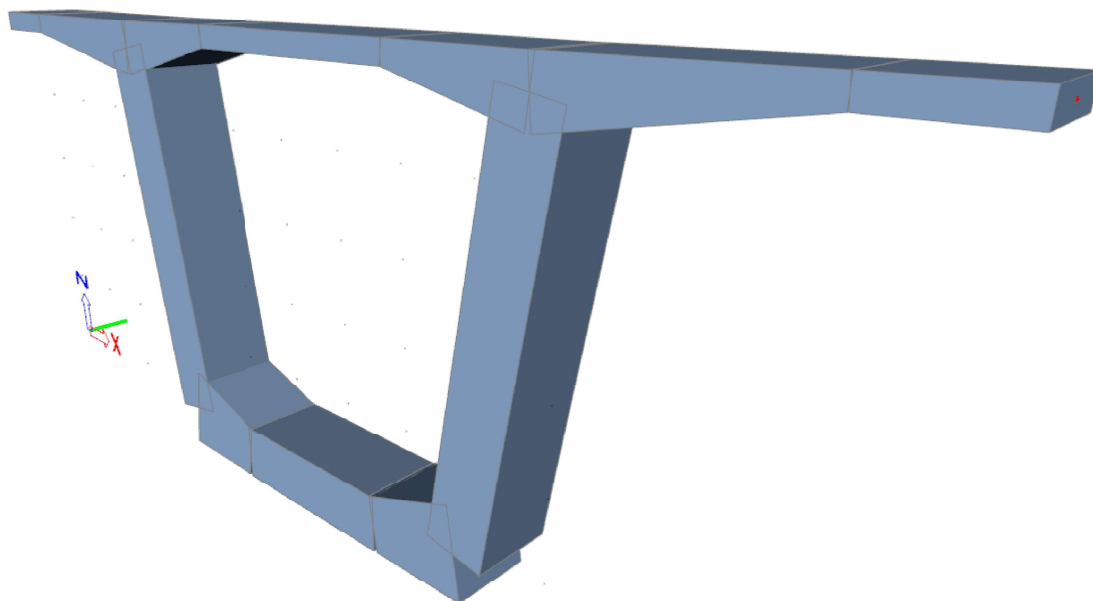
Pro lepší vystižení základových poměrů byly namodelovány piloty a studny, kterými byla konstrukce podepřena pomocí pružných podpor zohledňujících složité základové poměry, a jelikož nebyly známe přesné hodnoty vyčísňující vlastnosti dané zeminy, byly použity doporučené tabulkové hodnoty a deformační křivky pro daný typ zeminy.

Hodnoty vnitřních sil a průhybů byly kontrolovány na modelu s vetknutím v pilířích.



Obr. 1.1: Pohled na statický model s pružným podepřením

Pro posouzení v příčném směru byl vytvořen prutový model v programu SCIA Engineer, kde model tvořil výsek konstrukce, který se namáhal v příčném směru.



Obr. 1.2: Pohled na model

1.2 Předpoklady výpočtu

Pro účely diplomové práce jsou přijata některá zjednodušení či opatření, která buď značně zkrátí dobu výpočtu, nebo jsou přímo podmínkou pro jeho uskutečnění.

Předpoklady:

- zanedbává se podélné a příčné zakřivení konstrukce,
- postup výstavby je zjednodušeně uvažován až od dokončení pilířů,
- opěry jsou modelovány pouze pro levý most,
- čerstvý beton bude vždy ošetřován 3 dny,
- k předepnutí dojde po 3 dnech od betonáže,
- k odbednění a přesunu betonážního vozíku dojde po 7-ti dnech od betonáže,
- po zajištění vahadla spojením vahadel budou provedeny vrubové klouby,
- uvedení do provozu je uvažováno po 90-ti dnech od betonáže poslední fáze.

1.3 Časová osa

Časová osa je rozdělena na fáze výstavby. Každá fáze je dále členěna například pro zavedení váhy čerstvého betonu, postupného napínání a přesunu betonážního vozíku. V tabulce je uveden přehled hlavních fází výstavby.

Označení	Popis fáze	Čas počátku fáze [dny]	Trvání fáze [dny]
F0	Dokončení pilířů a zárodků	0	0,1
F1	Lamely 1	0,1	9,9
F2	Lamely 2	10	10
F3	Lamely 3	20	10
F4	Lamely 4	30	10
F5	Lamely 5	40	10
F6	Lamely 6	50	10
F7	Lamely 7	60	10
F8	Lamely 8	70	10
F9	Lamely 9	80	10
F10	Lamely 10	90	10
F11	Lamely 11	100	10
F12	Krajní pole - na skruži	90	20
F13	Spojení krajního pole 1	110	10
F14	Spojení krajního pole 4	120	10
F15	Předepnutí pole 1	120	1
F16	Spojení pole 2	130	10
F17	Předepnutí pole 4	130	1
F18	Spojení pole 3	140	10
F19	Předepnutí pole 2	140	1
F20	Předepnutí pole 3	150	1
F21	Ostatní stále zatížení	180	-
F22	Uvedení do provozu	230	-
F22	1 rok	595	-
F23	10 let	3880	-
F24	100 let	36730	-

Tab. 1.1: Časová osa výstavby

2 Konstrukce

Navrhovaná a posuzovaná konstrukce je součástí mostního objektu, který byl navržen jako dva samostatné mosty. Návrh a posudky se týkají pouze levého mostu. Konstrukce je navržena jako komorový nosník proměnného průřezu dle paraboly. Nosná konstrukce je navržena jako jeden dilatační celek s rámovým spojením se spodní stavbou přes střední pilíře, ostatní pilíře jsou po spojení vahadel proříznuté, tak aby vznikli v patě i hlavě pilířů Freyssinetovy klouby.

2.1 Geometrie nosné konstrukce

Navrhovaná konstrukce je vedena v trase navržené dálnice. Most je půdorysně veden ve dvou kružnicových obloucích, přechodnici a přímé. Pro zjednodušení modelu byla křivka proložena obloukem o poloměru $R=3850\text{m}$, tímto se docílilo dostatečného zjednodušení půdorysného zakřivení konstrukce s maximální odchylkou od skutečné osy komunikace $+0,382$ a $-0,355\text{m}$. Celková odchylka byla stanovena pomocí plochy mezi skutečnou osou a upravenou osou na $0,15\text{m}$. Výškově je konstrukce projektována ve stoupání v celé délce s proměnným sklonem a příčně v dostředném sklonu 2.5% . Ve statickém modelu se podélný a příčný sklon zanedbá.

Délky lamel byly uvažovány s ohledem na přibližně stejnou hmotnost lamely, proto jsou navrženy tři délky lamel.

V příčném směru je průřez také proměnný, jelikož se mění výška spodní desky a tloušťka zdi komory.

2.2 Příčný řez

Příčný řez konstrukce je tvořen komorovým průřezem s šikmými stěnami. Horní i spodní deska je v příčném směru náběhovaná. Spodní deska se směrem k podpěrám výškově zvětšuje, stejně tak i tloušťka stěn se zvětšuje. Stěny komory jsou zkoseny pod úhlem 80° . Příčný řez se dále mění nad opěrou a nad pilíři, kde průřez zachovává vnější tvar předcházejícího dílce, ale místo vnitřní komory je v průřezu pouze otvor pro vstup do jednotlivých komor. Podrobněji budou popsány průřezy po výpočtu efektivních šířek v oddíle 2.5.1.

2.3 Uložení

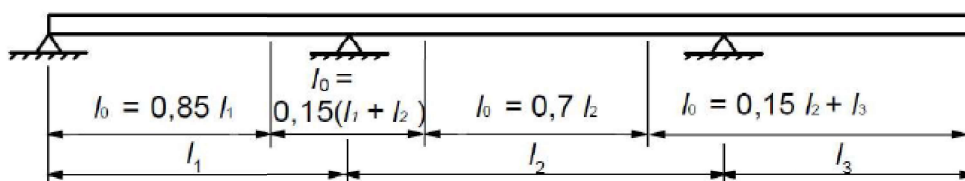
Ve statickém výpočtu je uvažováno vetknutí nosné konstrukce do hlav pilířů a uložení na ložiska na opěrách. Vetknutí do pilířů by se mohlo nahradit pružnými podporami vyjadřující tuhost pilířů, avšak v tomto modelu bylo zvoleno modelování celých pilířů. Ložiska na opěrách jsou natočená podél osy mostu a na každé opěře jsou umístěny dvě ložiska. Po zajištění stability vahadel bude v krajních pilířích proveden vrubový kloub v patě i hlavě pilíře.

2.4 Spolupůsobící šířky

2.4.1 Vliv smykového ochabnutí

Vlivem smykové deformace desky průřezu dochází k nerovnoměrnému rozdělení normálových napětí. Efektivní šířky průřezu jsou stanoveny dle ČSN EN 1992-1. Vliv smykového ochabnutí byl zohledněn také do výstavby vahadel, nikoliv však do následujících fází spojení vahadel.

Spolupůsobící šířka desky vychází ze vzdálenosti l_o mezi body nulových momentů, které lze stanovit z obrázku 2.1. Pro vahadlo bude l_o rovno celkové délce vahadla.



Obr. 2.1: Definice l_o pro výpočet efektivní šířky

2.4.2 Stanovení spolupůsobící šířky

Vzorově bude proveden výpočet pro pole 1 a dále budou výsledky zapsány do tabulky pro přehlednost. Pro výpočet se použijí následující rovnice:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b, \quad (2.1)$$

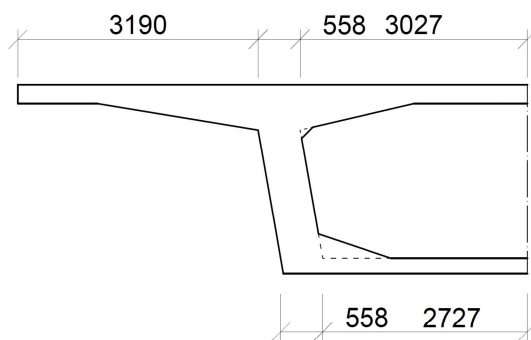
kde platí, že

$$b_{eff,i} = 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_o \leq 0,2 \cdot l_o \quad (2.2)$$

a zároveň platí

$$b_{eff,i} \leq b_i \quad (2.3)$$

Pole 1



Obr. 2.2: Průřez v poli 1 pro výpočet efektivní šířky

$$l_o = 0,85 \cdot l_1$$

$$l_o = 0,85 \cdot 75,00 = 63,75m$$

$$b_1 = 3,190m$$

$$b_w = 0,558m$$

$$b_2 = 3,027m$$

$$b_3 = 2,727m$$

$$b_{eff,1} = 0,2 \cdot 3,190 + 0,1 \cdot 63,75 = 7,013m$$

$$b_{eff,1} \leq 0,2 \cdot 63,75 = 12,75m$$

$$b_{eff,1} \leq 3,190$$

$$b_{eff,1} = b_1 = 3,190m$$

$$b_{eff,2} = 0,2 \cdot 3,027 + 0,1 \cdot 63,75 = 6,980m$$

$$b_{eff,2} \leq 0,2 \cdot 63,75 = 12,75m$$

$$b_{eff,2} \leq 3,027$$

$$b_{eff,2} = b_2 = 3,027m$$

Efektivní šířka je větší než-li je šířka horní desky

$$b_{eff,3} = 0,2 \cdot 2,727 + 0,1 \cdot 63,75 = 6,92m$$

$$b_{eff,3} \leq 0,2 \cdot 63,75 = 12,75m$$

$$b_{eff,3} \leq 2,727$$

$$b_{eff,3} = b_3 = 2,727m$$

Efektivní šířka je větší než-li je šířka dolní desky

V poli 1 bude průřez působit celý. Tento postup bude aplikován i na další řezy.

2.4.3 Spolupůsobící šířky - tabulkový zápis

	pole 1	pole 2 a 3	pole 4	podpěra 2	podpěra 3	podpěra 4
l_0	63,75	71,4	62,05	26,55	30,6	26,25
b_1	3,19	3,19	3,19	3,19	3,19	3,19
b_w	0,558	0,558	0,558	0,754	0,754	0,754
b_2	3,027	3,027	3,027	2,831	2,831	2,831
b_3	2,727	2,727	2,727	2,065	2,065	2,065
$b_{eff,1}$	7,013	7,778	6,843	3,293	3,698	3,263
$b_{eff,2}$	6,4866	7,2516	6,3166	2,8058	3,2108	2,7758
$b_{eff,3}$	6,9804	7,7454	6,8104	3,2212	3,6262	3,1912
$0, 2 * l_0$	12,75	14,28	12,41	5,31	6,12	5,25
$b_{eff,1}$	3,19	3,19	3,19	3,19	3,19	3,19
$b_{eff,2}$	3,027	3,027	3,027	2,8058	2,831	2,7758
$b_{eff,3}$	2,727	2,727	2,727	2,065	2,065	2,065
b_h	6,775	6,775	6,775	6,7498	6,775	6,7198
b_d	3,285	3,285	3,285	2,819	2,819	2,819

Tab. 2.1: Spolupůsobící šířky finální konstrukce

	L 1	L 2	L 3	L 4	L 5	...
l_0	17,300	23,300	29,300	35,300	43,300	...
b_1	3,190	3,190	3,190	3,190	3,190	...
b_w	0,754	0,754	0,754	0,754	0,656	...
b_2	3,027	3,027	3,027	3,027	2,831	...
b_3	2,090	2,150	2,270	2,380	2,510	...
$b_{eff,1}$	2,368	2,968	3,568	4,168	4,968	...
$b_{eff,2}$	1,881	2,481	3,081	3,681	4,461	...
$b_{eff,3}$	2,335	2,935	3,535	4,135	4,896	...
$0, 2 * l_0$	3,460	4,660	5,860	7,060	8,660	...
$b_{eff,1}$	2,368	2,968	3,190	3,190	3,190	...
$b_{eff,2}$	1,881	2,481	3,027	3,027	2,831	...
$b_{eff,3}$	2,090	2,150	2,270	2,380	2,510	...
b_h	5,003	6,203	6,971	6,971	6,677	...
b_d	2,844	2,904	3,024	3,134	3,166	...

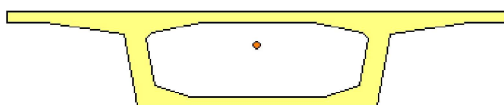
Tab. 2.2: Spolupůsobící šířky budování lamel

2.5 Průřezové charakteristiky

Pro výpočet průřezových charakteristik byl využit modul Sectional Property Calculator zabudovaný v programu Midas Civil. V následujících oddílech budou uvedeny pouze vybrané průřezy a jejich charakteristiky. Ostatní průřezy, které jsou především v náběhové části nebudou vypsány.

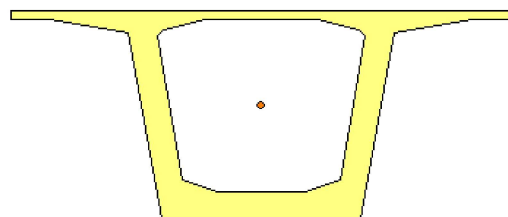
2.5.1 Plný průřez

V této sekci budou uvedeny navrhované průřezy.



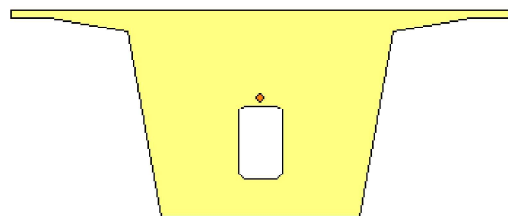
	Value [Unit:m]	Scale Factor
Area	8.568784	X
SAx	5.021480	X
SAy	1.826583	X
Ixx	6.977536	X
Iyy	99.048291	X
Ixy	0.002636	X
J	15.565989	X
(+)Cx	6.774417	X
(-)Cx	6.775583	X
(+)Cy	0.886174	X
(-)Cy	1.613826	X

Obr. 2.3: Průřezové charakteristiky ve středu pole



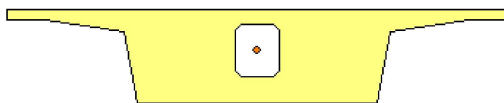
	Value [Unit:m]	Scale Factor
Area	15.773975	X
SAx	6.979553	X
SAy	6.935661	X
Ixx	67.941485	X
Iyy	137.390649	X
Ixy	0.011095	X
J	87.066600	X
(+)Cx	6.774603	X
(-)Cx	6.775317	X
(+)Cy	2.579896	X
(-)Cy	3.020104	X

Obr. 2.4: Průřezové charakteristiky u podpěry



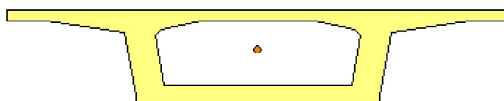
	Value [Unit:m]	Scale Factor
Area	35.730427	X
SAx	25.341823	X
SAy	24.206381	X
Ixx	102.023531	X
Iyy	181.917903	X
Ixy	0.010382	X
J	167.873700	X
(+)Cx	6.774860	X
(-)Cx	6.775140	X
(+)Cy	2.437209	X
(-)Cy	3.162791	X

Obr. 2.5: Průřezové charakteristiky diafragmatu v podpěře



	Value [Unit:m]	Scale Factor
Area	17.994927	X
SAx	12.531350	X
SAy	7.505645	X
Ixx	10.912654	X
Iyy	127.035277	X
Ixy	0.003731	X
J	26.264634	X
(+)Cx	6.774722	X
(-)Cx	6.775278	X
(+)Cy	1.105461	X
(-)Cy	1.394539	X

Obr. 2.6: Průřezové charakteristiky v čele mostu

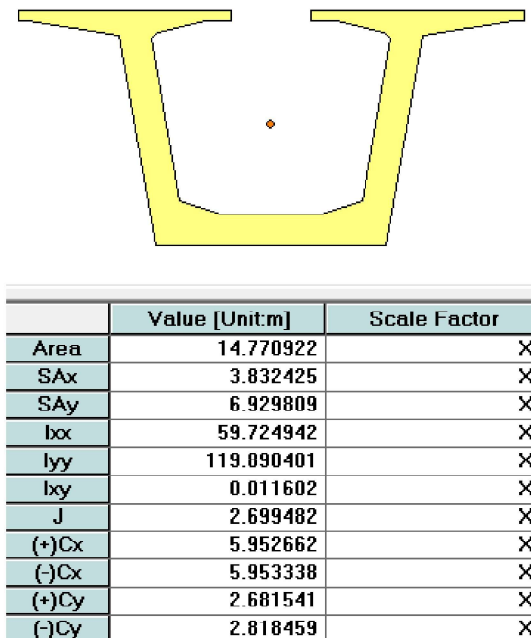


	Value [Unit:m]	Scale Factor
Area	10.656998	X
SAx	6.905689	X
SAy	2.216004	X
Ixx	8.996037	X
Iyy	107.061161	X
Ixy	0.003572	X
J	19.302022	X
(+)Cx	6.774531	X
(-)Cx	6.775469	X
(+)Cy	1.073643	X
(-)Cy	1.426357	X

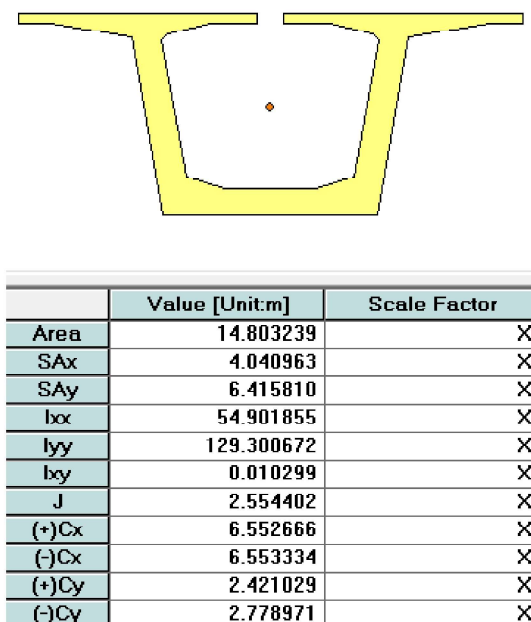
Obr. 2.7: Průřezové charakteristiky na kraji pole

2.5.2 Efektivní průřez

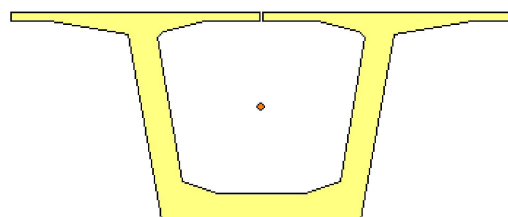
V této sekci jsou uvedené navržené průřezy ovlivněné vlivem smykového ochabnutí.



Obr. 2.8: Průřezové charakteristiky Výstavba lamela L1

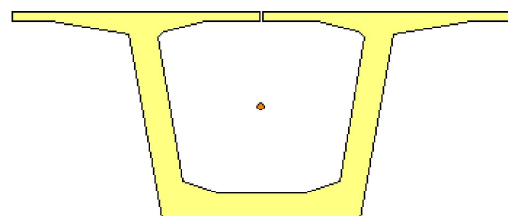


Obr. 2.9: Průřezové charakteristiky Výstavba lamela L2



	Value [Unit:m]	Scale Factor
Area	15.761275	X
SAx	4.135622	X
SAy	6.937439	X
Ixx	67.864820	X
Iyy	137.390647	X
Ixy	0.011105	X
J	2.785597	X
(+)Cx	6.774683	X
(-)Cx	6.775317	X
(+)Cy	2.581875	X
(-)Cy	3.018125	X

Obr. 2.10: Průřezové charakteristiky Finální stav na podpěrou P2



	Value [Unit:m]	Scale Factor
Area	15.746275	X
SAx	4.131338	X
SAy	6.939289	X
Ixx	67.774112	X
Iyy	137.390621	X
Ixy	0.011116	X
J	2.784477	X
(+)Cx	6.774683	X
(-)Cx	6.775317	X
(+)Cy	2.584215	X
(-)Cy	3.015785	X

Obr. 2.11: Průřezové charakteristiky Finální stav na podpěrou P4

3 Materiál

3.1 Beton

Pro nosnou konstrukci mostu byl zvolen beton C50/60.

3.1.1 Materiálové charakteristiky

Tlak

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

$$f_{cm} = 58 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cc} = 0,9$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,9 \cdot \frac{50}{1,5} = 30 \text{ MPa}$$

Tah

$$f_{ctm} = 4,072 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk0,05} = 2,850 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk0,95} = 5,293 \text{ MPa}$$

Modul pružnosti

$$E_{cm} = 37,3 \text{ MPa}$$

Mezní přetvoření

$$\varepsilon_{c2} = 2 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{cu3} = 3,5 \text{ ‰}$$

3.1.2 Časově závislé charakteristiky

Válcová pevnost betonu v tlaku

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \text{ MPa}$$

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

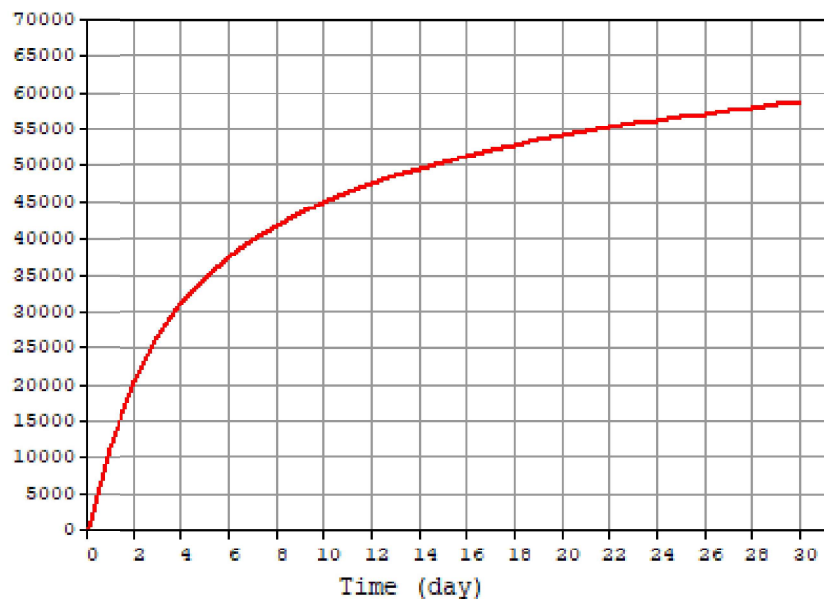
$$\beta_{cc}(t) = \exp \left[s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right]$$

$$s = 0,2 \text{ Cement třídy R}$$

$$\beta_{cc}(3) = \exp \left[0,2 \left(1 - \sqrt{\frac{28}{3}} \right) \right] = 0,663$$

$$f_{cm}(3) = \beta_{cc}(3) f_{cm} = 0,663 \cdot 58 = 38,45 \text{ MPa}$$

$$f_{ck}(3) = f_{cm}(3) - 8 = 38,45 - 8 = 30,45 \text{ MPa}$$



Obr. 3.1: Nárůst f_{cm} v čase

Smršťování a dotvarování

$$\text{smršťovací výška } h = \frac{2 \cdot A_c}{u}$$

$$h_{pole} = 0,378$$

$$h_{pilíř} = 0,58$$

$$h_{prum} = 0,45 \text{ byla aproximována dle průměrné plochy}$$

European

Characteristic compressive cylinder strength of concrete at the age of 28 days (f_{ck}) : kN/m²

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

Notional size of member : m

$h = 2 \cdot A_c / u$ (A_c : Section Area, u : Perimeter in contact with atmosphere)

Type of cement

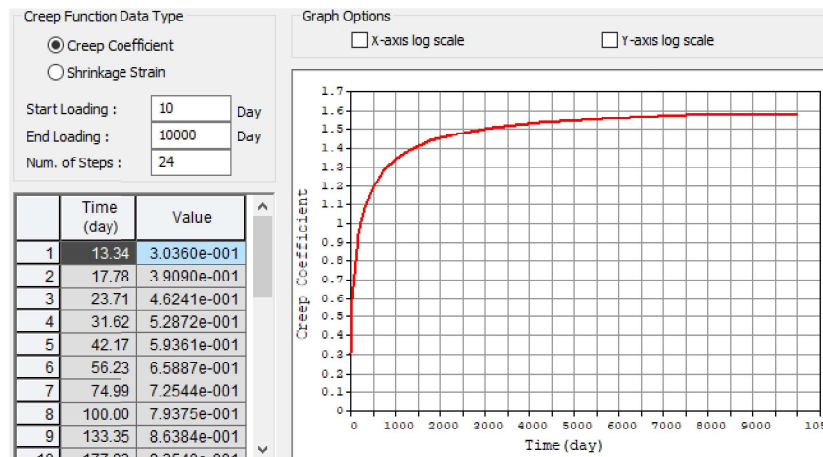
☒ Class S ☐ Class N ☐ Class R

Type of code

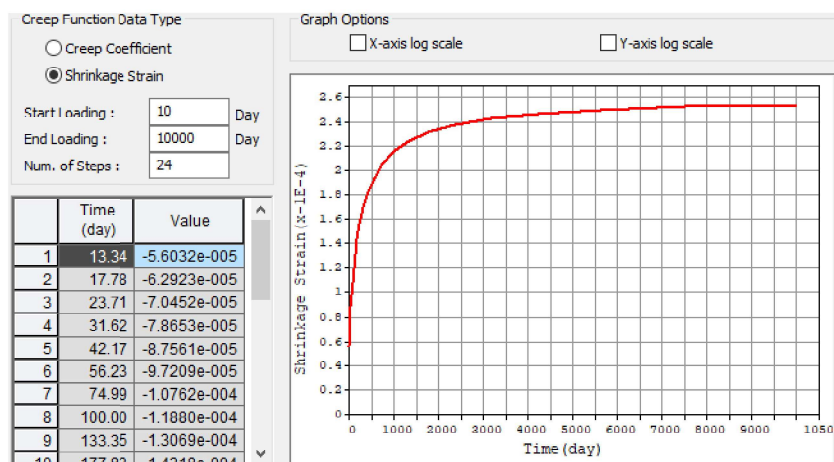
☐ EN 1992-1 (General Structure) ☒ EN 1992-2 (Concrete Bridge) ☐ Use of silica-fume

Age of concrete at the beginning of shrinkage : day

Obr. 3.2: Vstupní parametry



Obr. 3.3: Součinitel dotvarování v čase



Obr. 3.4: Napětí od smršťování

3.2 Betonářská výztuž

Pro nosnou konstrukci mostu byla zvolena betonářská ocel B 500B.

3.2.1 Materiálové charakteristiky

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

$$f_{yd} = 434,8 \text{ MPa}$$

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

$$\frac{f_{yd}}{E_s} = 2,174 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{uk} = 50 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{ud} = 45 \text{ ‰}$$

$$\sigma_{ud} = 465,9 \text{ MPa}$$

3.2.2 Krytí výztuže

Trvanlivost a konstrukční třída mostu

Třída prostředí:	XC4, XD1, XF2
Počáteční konstrukční třída:	S4
Návrhová životnost:	100 let
Pevnostní třída:	C50/60
Desková konstrukce:	Ne
Zvláštní kontrola kvality:	Ne
Výsledná konstrukční třída:	S5

Minimální krycí vrstva

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}, \quad (3.1)$$

$$c_{min} = \max \{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm\}, \quad (3.2)$$

kde

$c_{min,b}$... minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti,

$c_{min,dur}$... minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí,

$\Delta c_{dur,y}$... přídatná bezpečnostní složka,

$\Delta c_{dur,st}$... redukce minimální krycí vrstvy při použití nerezové oceli,

$\Delta c_{dur,add}$... redukce minimální krycí vrstvy při použití přídatné ochrany,

po dosazení hodnot z tabulek:

$$c_{min} = \max \{32; 40 + 0 - 0 - 0; 10mm\} = 40mm$$

$$c_{nom} = 40 + 10 = 50mm$$

Krytí betonářské výztuže v nosné konstrukci mostu bylo stanoveno na hodnotu $c = 50mm$.

3.3 Předpínací výztuž

Pro nosnou konstrukci mostu byla zvolena předpínací výztuž Y - 1860 s7 - 12,3 - A a Y - 1860 s7 - 15,3 - A.

3.3.1 Materiálové charakteristiky

$$f_{p0,1k} = 1640 \text{ MPa}$$

$$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{p0,1d} = 1426,1 \text{ MPa}$$

$$f_{pd} = 1617,4 \text{ MPa}$$

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

$$\frac{f_{pd}}{E_p} = 7,3 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{uk} = 22,2 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{ud} = 20,0 \text{ ‰}$$

$$\sigma_{ud} = 1588,9 \text{ MPa}$$

3.3.2 Krytí výztuže

Trvanlivost a konstrukční třída mostu

Hodnoty jsou shodné s hodnotami uvedenými v 3.2.2.

Minimální krycí vrstva

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev},$$
$$c_{min} = \max \{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm\},$$

kde

- $c_{min,b}$... minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti,
- $c_{min,dur}$... minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí,
- $\Delta c_{dur,y}$... přídatná bezpečnostní složka,
- $\Delta c_{dur,st}$... redukce minimální krycí vrstvy při použití nerezové oceli,
- $\Delta c_{dur,add}$... redukce minimální krycí vrstvy při použití přídatné ochrany,

po dosazení hodnot z tabulek:

$$c_{min} = \max \{80; 50 + 0 - 0 - 0; 10mm\} - 80mm$$
$$c_{nom} = 80 + 10 = 90mm$$

Krytí předpínací výztuže bylo stanoveno na hodnotu $c = 90mm$. Platí pro všechny velikosti kanálku vycházející z podmínky pro minimální krycí vrstvu z hlediska podmínek soudržnosti $c_{min,b} \leq 80$, není třeba uvažovat s větším krytím.

4 Zatížení

4.1 Stále zatížení

4.1.1 Vlastní tíha

Vlastní tíha konstrukce je vypočítaná pomocí sw pro všechny fáze výstavby. Vlastní tíha mokrého betonu je zahrnuta do montážní fáze.

4.1.2 Ostatní stále

Ostatního stálé zatížení zahrnuje vozovkové souvrství, železobetonové římsy, ocelová svodidla a protihlukovou stěnu.

Vozovka

Charakteristická hodnota zatížení od vozovky se navyšuje o 40% a snižuje o 20%. Vozovka je na excentricitě $e = -0,35\text{m}$.

Vrstva	tl.[m]	$\gamma[kN/m^3]$	$g_k[kN/m]$	$\gamma_{g,sup}$	$g_{k,sup}[kN/m]$	$\gamma_{g,inf}$	$g_{k,inf}[kN/m]$
Asfaltový beton	0,03	24	8,46	1,4	11,84	0,8	6,77
Postřík spojovací	-	0,004	0,04	1,4	0,06	0,8	0,03
Ložná vrstva	0,09	24	25,38	1,4	35,53	0,8	20,30
Postřík spojovací	-	0,004	0,04	1,4	0,06	0,8	0,03
Posyp drtí	-	0,035	0,41	1,4	0,58	0,8	0,33
Ochrana izolace	0,04	24	11,28	1,4	15,79	0,8	9,02
Izolace z NAIP	0,01	12	1,41	1,4	1,97	0,8	1,13
celkem	0,17		47,02		65,83		37,62

Tab. 4.1: Tíha vozovkového souvrství

Ostatní stále

Prvek	$\Lambda[m^2]$	$\gamma[kN/m^3]$	$g_k[kN/m]$	$c[m]$
římsy	1,07	25	26,75	-0,078
Svodidla	-	-	2	-0,352
PHS	-	-	3,2	6,85
celkem			31,95	

Tab. 4.2: Ostatní stále zatížení bez vozovky

4.1.3 Nerovnoměrný pokles podpor

Je uvažován svislý posun o hodnotě 5mm, který se uplatní na všechny podpory v různých kombinacích podpor, které poklesnou. Je uvažována libovolná kombinace podpor.

4.1.4 Předpětí

Účinky od předpětí jsou počítány přímo s_w . Předpětí je do modelu vneseno vymodelovanými kabely. Detailněji je předpětí popsáno v kapitole 6.

4.2 Proměnné zatížení

4.2.1 Zatížení dopravou

Volná šířka mostu je 11,75m. Na mostě je také obslužný chodník šíře 0,75m.

Rozdělení vozovky do pruhů

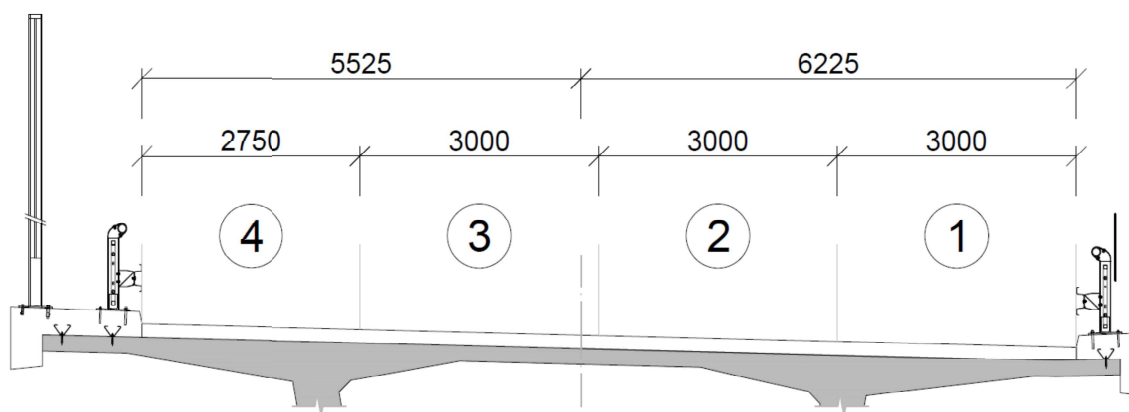
Vozovka je rozdělena do pruhů dle normy čsn en 1991-2 dle oddílu 4.2.3, kde je uvedena tabulka 4.10. Modely definované v této části byly kalibrovány na délku mostů $\leq 200\text{m}$, a proto budou hodnoty zatížení na straně bezpečnosti. Pro mosty délky $\geq 200\text{m}$ se využije NA.2.6 článek 4.1.

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

Tab. 4.3: Počet a šířka zatěžovacích pruhů dle ČSN EN 1991-2

volná šířka vozovky ... $w = 11,75\text{m}$
šířka zatěžovacího pruhu ... $w_i = 3,00\text{m}$
počet zatěžovacích pruhů ... $n_i = 3$
šířka zbývající plochy ... $z = 2,75\text{m}$

Pruhy jsou očíslovány vzestupně dle nejnepříznivější polohy zatížení.



Obr. 4.1: Zatěžovací pruhy

Zatížení dopravou - svislé síly

Regulační součinitele pro ČR

Podle ČSN EN 1991-2 Z4 NA.2.12 článku 4.3.2 se dělí pozemní komunikace v ČR z hlediska zatížení do dvou skupin:

Skupina 1 - všechny komunikace s výjimkou komunikací uvedených ve skupině 2,

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

Navrhovaný most se, dle členění uvedeného výše, řadí do skupiny 1.

Skupina pozemních komunikací	α_{q1}	α_{q2}	α_{q3}	α_{q1}	α_{q2}	$\alpha_{qi} (i > 2)$ a α_{qr}
1	1	1	1	1	2,4	1,2
2	0,8	0,8	0,8	0,45 ¹⁾	1,6	1,6

¹⁾ Rovnoměrné zatížení v zatěžovacím pruhu 1 je $0,45 \times 9,0 \text{ kN/m}^2 \sim 4 \text{ kN/m}^2$.

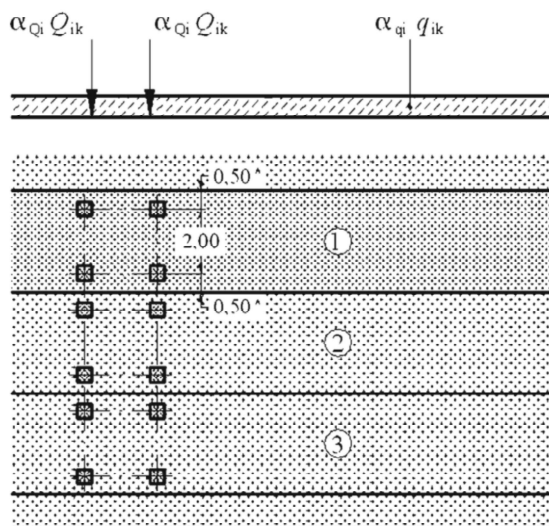
Tab. 4.4: Hodnoty regulačních součinitelů α pro ČR

Model zatížení 1

Základním modelem pro posouzení účinků zatížení vyvozeného dopravou je model LM1 popisující stav, kdy je konstrukce zatížena proudem vozidel při zahlcení nebo dopravní zácpě. Tento model se skládá ze soustředěného zatížení (TS), kdy každá náprava má tíhu $\alpha_Q \cdot Q_k$ a rovnoměrného zatížení (UDL) o velikosti $\alpha_q \cdot q_k$.

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

Tab. 4.5: Model zatížení 1 - charakteristické hodnoty



Legenda

(1) pruh č. 1: $Q_{1k} = 300$ kN; $q_{1k} = 9,0$ kN/m²

(2) pruh č. 2: $Q_{2k} = 200$ kN; $q_{2k} = 2,5$ kN/m²

(3) pruh č. 3: $Q_{3k} = 100$ kN; $q_{3k} = 2,5$ kN/m²

* pro $w_i = 3,00$ m

Obr. 4.2: Použití modelu zatížení 1

	Dvojnáprava(TS)			Rovnoměrné zatížení(UDL)				
	$Q_{i,k}$	α_Q	$\alpha_Q \cdot Q_{i,k}$	$q_{i,k}$	α_q	$\alpha_q \cdot q_{i,k}$	w_i	$\alpha_q \cdot q_{i,k} \cdot w_i$
Pruh 1	300	1	300	9	1	9	3	27
Pruh 2	200	1	200	2,5	2,4	6	3	18
Pruh 3	100	1	100	2,5	1,2	3	3	9
Pruh 4	—	—	—	2,5	1,2	3	2,75	8,25

Tab. 4.6: Model zatížení 1 - vypočtené hodnoty

Model zatížení 3

Dle EN 1991-2 Z4 NA.2.16 článku 4.3.4, se použijí níže popsaná speciální vozidla o celkové tíze 1 800 kN a 3 000 kN. Dále Příloha A specifikuje v bodě A.3 *Použití modelu zatížení zvláštními vozidly na vozovce*, která upravuje dříve definované zatěžovací pruhy tak, že pruhy se umístí na vozovce do nejméně příznivé polohy, avšak vozovka se již nedefinuje volnou šířkou na mostě, ale vozovka již neobsahuje nouzové pruhy, krajnice a vodících proužků (zrušen revizí ČSN 73 6101 - 2019).

Celková tíha	1 800 kN	3 000 kN
Označení	1800/200	3000/240
Nápravy	$n = 9 \times 200 \text{ kN}$, $e = 1,50 \text{ m}$	$n = 1 \times 120 + 12 \times 240 \text{ kN}$ $e = 1,50 \text{ m}$
Umístění zatížení	Zvláštní vozidlo se pohybuje v jednom jízdním pruhu (číslo 1), v tomto pruhu se nesmí umístit současně působící model zatížení LM1 po celé délce mostu. Rozdělení vozovky na zatěžovací pruhy se provede podle A.3(2).	Zvláštní vozidlo šířky do 4,5 m se pohybuje v ideální stopě v prostoru všech zatěžovacích pruhů podle A.3(2), přičemž se uvažuje možná odchylka od této polohy $\pm 0,50 \text{ m}$.
Kombinace zatížení	Model zatížení LM1 se uvažuje v pruhu 2 (a dalších) hodnotami pro pruh 2 (a další) bez soustředěných zatížení od dvojnápravy, tj. pouze charakteristickými hodnotami pro rovnoměrné zatížení $\alpha_Q Q_{k1}$, resp. $\alpha_{gr} Q_{kr}$.	Po celé délce nosné konstrukce mostu musí být vyloučena veškerá ostatní doprava.
Rychlost	Normální ($\leq 70 \text{ km/hod}$)	Nízká ($\leq 5 \text{ km/hod}$)
Dynamický součinitel	Ano, $\varphi = 1,25^{1)}$	Ano, $\varphi = 1,05$
Poznámka	Při přejezdu zvláštního vozidla nebude povolen souběžný provoz pro vozidla nad 5 t.	Jedná se o jediné vozidlo na mostě.

¹⁾ Pokud není stanoveno přesněji, viz také ČSN 73 6222.

Tab. 4.7: Model zatížení 1 - charakteristické hodnoty

Chodník

Dle národní přílohy je zatížení doporučeno na 3 kN/m^2 . Zatížení od chodníků a cyklostezek je nutno kombinovat mimo jiný zatěžovací stav dle příslušných sestav zatížení.

Brzdné a rozjezdové síly - vodorovné síly

Brzdná síla Q_{Ik} se uvažuje jako podélná síla působící v úrovni povrchu vozovky. Charakteristická hodnota Q_{Ik} je omezena na 900 kN a je obvykle určena tak, aby pokryla maximální brzdnou sílu vojenských vozidel podle STANAG. Brzdné a rozjezdové síly se definují i pro model zatížení 3, kde specifikuje vztahy pro výpočet Z4 NA.2.18 článek 4.4.1.

Model zatížení 1

$$Q_{Ik} = 0,6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_i \cdot L \quad (4.1)$$

$$180 \cdot \alpha_{Q1} (kN) \leq Q_{Ik} \leq 900 (kN) \quad (4.2)$$

$$Q_{i,k} = 0,6 \cdot 1 \cdot (2 \cdot 300) + 0,1 \cdot 1 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 354 = 1315,8 kN$$

$$180 \cdot 1 kN \leq 1315,8 kN \leq 900 kN$$

Nevyhovuje

$$Q_{i,k} = 900 kN$$

Model zatížení 3

$$Q_{Ik} = 0,6 \cdot Q_{LM3} + 0,1 \cdot \alpha_{q2} \cdot q_{2k} \cdot w_i \cdot L \quad (4.3)$$

$$180 \cdot \alpha_{q1} (kN) \leq Q_{Ik} \leq 600 (kN) \quad (4.4)$$

$$Q_{Ik} = 0,6 \cdot 1 \cdot (1800) + 0,1 \cdot 1 \cdot 6 \cdot 3 \cdot 354 = 1717,2 kN$$

$$180 \cdot 1 kN \leq 1717,2 kN \leq 600 kN$$

Nevyhovuje

$$Q_{Ik} = 600 kN$$

Odstředivé a jiné příčné síly

Odstředivá síla Q_{tk} se uvažuje jako příčná síla působící v úrovni povrchu vozovky radiálně k ose vozovky. V tabulce 4.8 jsou uvedeny charakteristické hodnoty síly zahrnující dynamické účinky. předpokládá se, že Q_{tk} působí v kterémkoliv průřezu nosné konstrukce jako osamělá síla. Jelikož most má nejmenší poloměr ≥ 1500 , bude

$Q_{tk} = 0,2 Q_v \text{ (kN)}$	je-li $r < 200 \text{ m}$
$Q_{tk} = 40 Q_v / r \text{ (kN)}$	je-li $200 \leq r \leq 1500 \text{ m}$
$Q_{tk} = 0$	je-li $r > 1500 \text{ m}$

Tab. 4.8: Charakteristické hodnoty odstředivých sil

na mostě jediná příčná síla, a to Q_{trk} , která se uvažuje jako příčný účinek šikmého brzdění nebo smyku. Příčná síla Q_{trk} se rovná 25% Q_{Ik} a uvažuje se jejich současné působení na povrchu dokončené vozovky.

Sestavy zatížení

Zatížení	Značka		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Zatížení dopravou (viz EN 1991-2, Tabulka 4.4)	gr1a (LM1+ zatížení chodci nebo cyklisty) ¹⁾	TS (dvojnápravy)	0,75	0,75	0
		UDL (rovnoměrné zatížení)	0,40	0,40	0
		Zatížení chodci + zatížení cyklisty ²⁾	0,40	0,40	0
	gr1b (jednotlivá náprava)		0	0,75	0
	gr2 (vodorovné síly)		0	0	0
	gr3 (zatížení chodci)		0	0,40	0
	gr4 (LM4 (zatížení davem lidí))		0	–	0
	gr5 (LM3 (zvláštní vozidla))		0	–	0
Zatížení větrem	$F_{w,k}$				
	– Trvalé návrhové situace		0,6	0,2	0
	– Provádění		0,8	–	0
	F_w^*		1,0	–	–
Zatížení teplotou	T_k		0,6 ³⁾	0,6	0,5
Zatížení sněhem	$Q_{sn,k}$ (během provádění)		0,8	–	–
Staveništní zatížení	Q_0		1,0	–	1,0

1) Doporučené hodnoty součinitelů ψ_0 , ψ_1 a ψ_2 pro gr1a a gr1b jsou uvedeny pro zatížení silniční dopravou, která odpovídá regulačním součinitelům $\alpha_{0,l}$, $\alpha_{0,t}$, $\alpha_{0,r}$ a β_0 rovným 1. Ty, které se vztahují k UDL (rovnoměrné zatížení), odpovídají běžným scénářům dopravy, ve kterých se může zřídka vyskytnout kumulace nákladních vozidel. Jiné hodnoty lze předpokládat pro jiné třídy komunikací nebo očekávanou dopravu, které se vztahují k výběru odpovídajících součinitelů α . Např. hodnota ψ_2 jiná než nula se může předpokládat pouze pro rovnoměrné zatížení (UDL) modelu zatížení 1 (LM1) pro mosty převádějící silnou nepřetržitou dopravu. Viz také EN 1998.

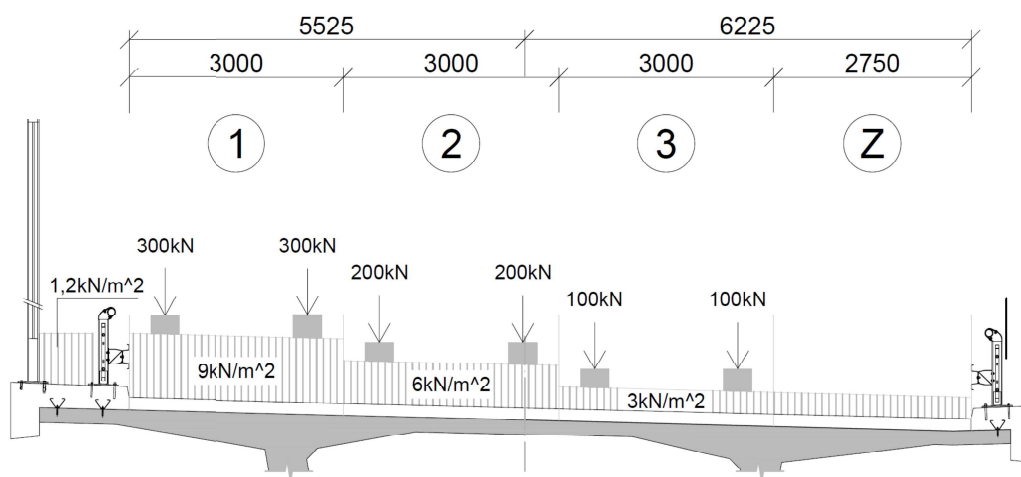
2) Kombinační hodnota zatížení od chodců a cyklistů, zmíněná v tabulce 4.4 EN 1991-2, je redukována hodnota. Součinitele ψ_0 a ψ_1 odpovídají této hodnotě.

3) Doporučenou hodnotu ψ_0 pro zatížení teplotou lze ve většině případů snížit až na nulu pro mezní stavy únosnosti EQU, STR a GEO. Viz také Eurokódy pro navrhování.

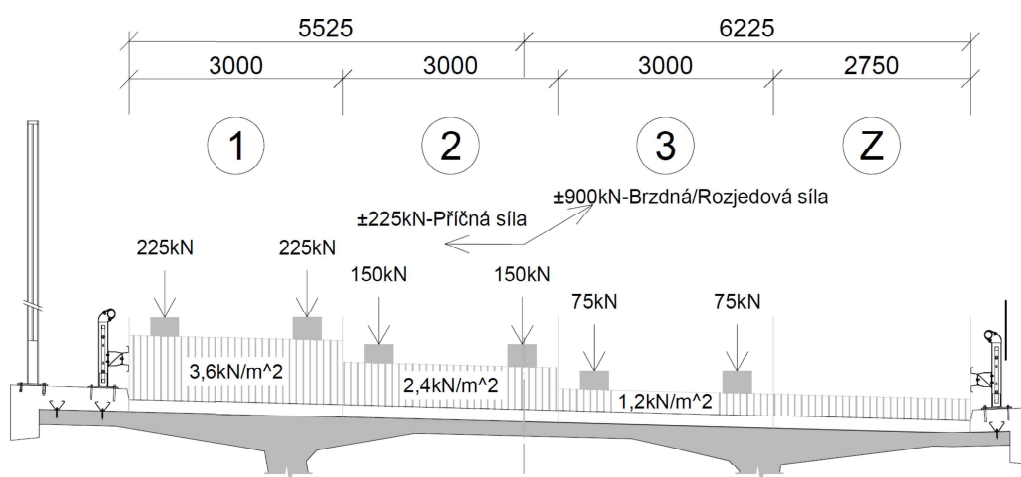
Tab. 4.9: Doporučené hodnoty součinitelů ψ pro mosty

		VOZOVKA						CHODNÍKY A CYKLISTICKÉ PRUHY
Typ zatížení		svislé síly				vodorovné síly		pouze svislé zatížení
Odkaz		4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2	5.3.2-(1)
Zatěžovací systém		LM1 (dvojnáprava a rovnoměrné zatížení)	LM2 (jednotlivá náprava)	LM3 (zvláštní vozidla)	LM4 (zatížení davem lidí)	brzdné a rozjezdové síly	odstředivé síly a příčné síly	rovnoměrné zatížení
Sestavy zatížení	gr1a	charakteristické hodnoty				a)	a)	kombinační hodnota ^{b)}
	gr1b		charakteristická hodnota					
	gr2	časté hodnoty ^{b)}				charakteristická hodnota	charakteristická hodnota	
	gr3 ^{c)}							charakteristická hodnota ^{c)}
	gr4				charakteristická hodnota			charakteristická hodnota ^{b)}
	gr5	viz příloha A		charakteristická hodnota				
Hlavní složka zatížení (označená jako složka příslušející k sestavě)								
^{a)} Lze definovat v národní příloze. ^{b)} Lze definovat v národní příloze. Doporučená hodnota je 3 kN/m ² . ^{c)} Viz 5.3.2.1(2). Pokud je účinek od zatížení pouze jednoho chodníku nepříznivější než při zatížení obou chodníků, má se uvažovat zatížení pouze na jednom chodníku. ^{d)} Tato sestava nemá praktický význam, pokud se uvažuje sestava gr4.								

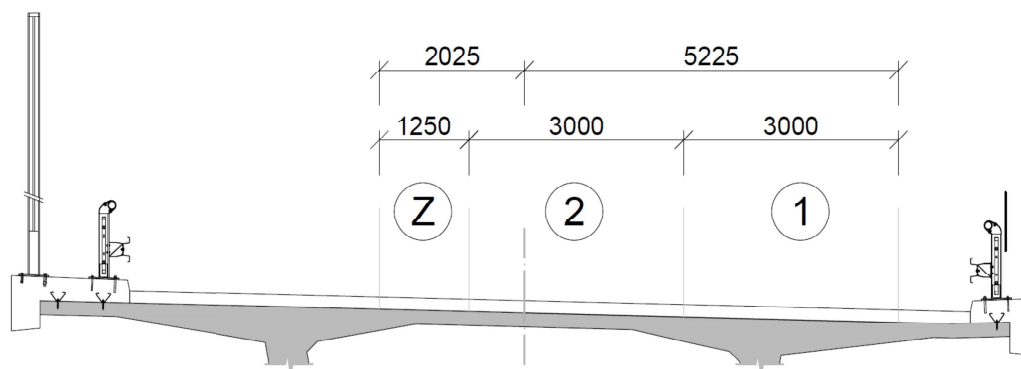
Tab. 4.10: Stanovení sestav zatížení dopravou



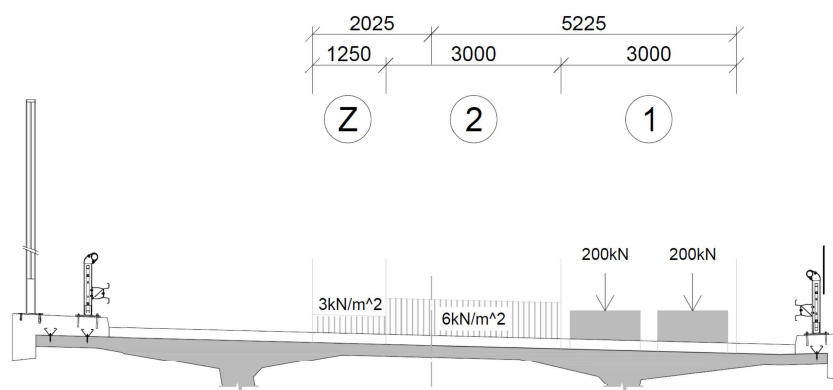
Obr. 4.3: Sestava zatížení - gr1a



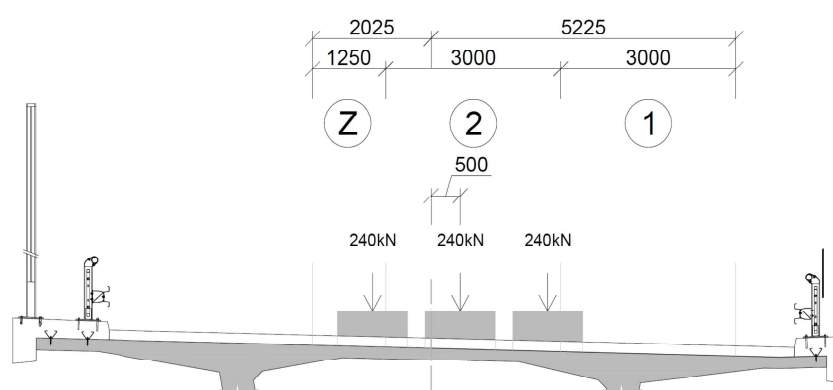
Obr. 4.4: Sestava zatížení - gr2



Obr. 4.5: Zatěžovací pruhy pro LM3



Obr. 4.6: Sestava zatížení - gr5 / 1800



Obr. 4.7: Sestava zatížení - gr5 / 3000

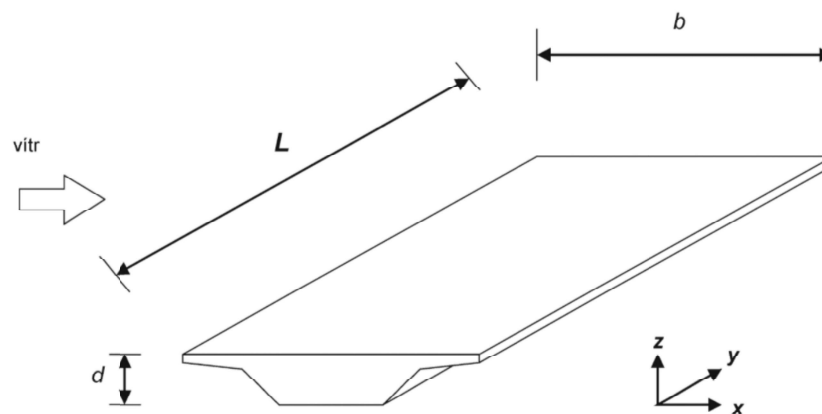
4.2.2 Klimatické zatížení

Zatížení sněhem

Norma ČSN EN 1991-1-3 neuvádí zvláštní pokyny pro stanovení zatížení sněhem na mostních konstrukcích. Jelikož se ale zatížení sněhem ve většině případů nekomponuje s modely zatížení dopravou ani větrem a zároveň se jedná o zatížení, které má v porovnání právě s těmito modely poměrně malý účinek, nebude v posouzení konstrukce toto zatížení uvažováno. Příklad pro který by se toto zatížení kombinovalo s dopravou je zastřešený most.

Zatížení větrem

Síly od větru vanoucího ve stejném směru na různé části konstrukce se mají uvažovat jako současně působící, jestliže jsou nepříznivé. Síly ve směrech x, y obvykle nepůsobí současně, avšak síly ve směru z, jsou-li nepříznivé a významné musí se vzít v úvahu jejich působení současně se silami v jakémkoliv jiném směru.



Obr. 4.8: Použití modelu zatížení 1

Směr působení větru na konstrukci:

- směr x - směr rovnoběžný se šířkou komunikace, kolmý k rozpětí;(b)
- směr y - ve směru rozpětí mostu;(L)
- směr z - směr kolmý k nosné konstrukci.(d)

Tam, kde se uvažuje současné působení zatížení větrem a silniční dopravou se má kombinační hodnota $\psi_0 \cdot F_{wk}$ zatížení mostu a vozidel větrem omezit na hodnotu F_w^* , která se určí pro rychlost $v_{b,0}^*$, nahrazující výchozí základní rychlost $v_{b,0}$. Doporučená hodnota pro silniční dopravu $v_{b,0}^* = 23,0 \text{ m/s}$.

Základní parametry

Poloha stavby:	Višňové, Žilinský kraj, okres Žilina 49°09'21.4"N, 18°46'50.8"E
Výchozí základní rychlost větru:	$v_{b,0} = 26,0$
Kategorie terénu:	II
Součinitel směru větru:	$c_{dir} = 1,0$
Součinitel ročního období:	$c_{season} = 1,0$
Základní rychlost větru:	$v_b = 26,0$
Nadmořská výška:	520m.n.m
Výška konstrukce nad terénem:	$z=20,0\text{m}$
Parametr drsnosti terénu:	$z_0 = z_{0,II} = 0,05$
Součinitel terénu:	$0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,070} = 0,19$
Součinitel drsnosti terénu:	$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 1,138$
Součinitel ortografie:	$c_o(z) = 1\text{m}$
Střední rychlost větru:	$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b = 29,59\text{m/s}$

Součinitel turbulence:

$$k_I = 1$$

Intenzita turbulence:

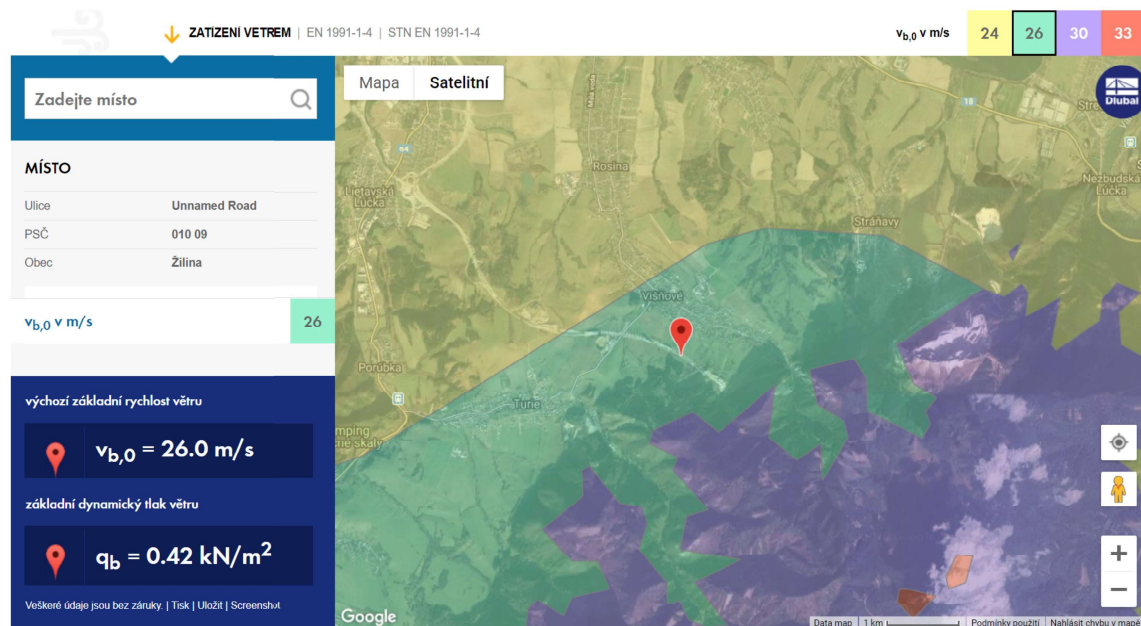
$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_o(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = 0,167$$

Základní dynamický tlak větru:

$$q_b = 0,423 \text{ kPa}$$

Maximální dynamický tlak větru:

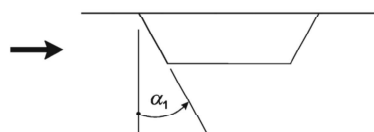
$$q_p(z) = 1,187 \text{ kPa}$$



Obr. 4.9: Mapa rychlostí větru v dané oblasti

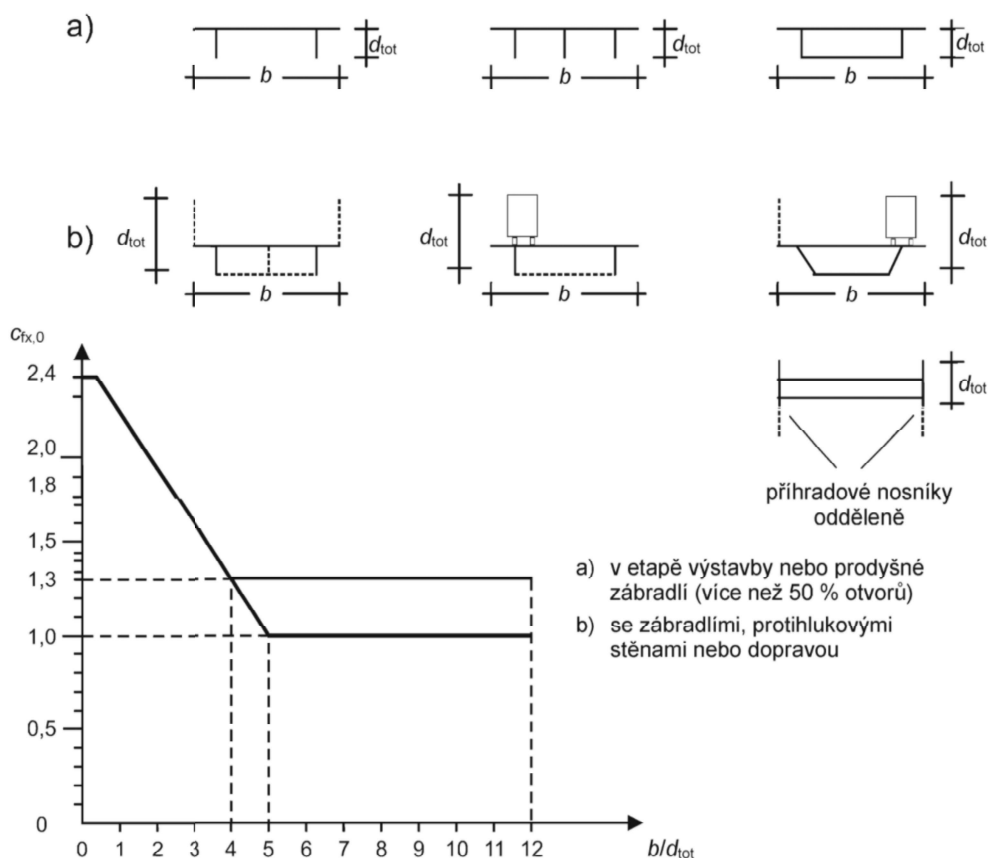
Součinitel expozice:

$$c_e = \frac{q_p(z)}{q_b} = 2,811$$



Obr. 4.10: Most se šikmou návětrnou plochou

Dle ČSN EN 1991-1-4 článek 8.3.1 se určí Součinitel sil pro zatížení konstrukce ve směru x $c_{fx,0}$ z grafu dle obr. 4.14. Dále se použije redukce součinitele čelního odporu $c_{fx,0}$ o 0,5% na stupeň sklonu α_1 od svislice viz obr. 4.10. Maximálně však o 30%.



Obr. 4.11: Součinitel síly pro mosty $c_{fx,0}$

Součinitel síly

Šířka mostu ve směru x:	$b = 14,2m$
Výška konstrukce v podpěře:	$d_p = 5,6m$
Výška konstrukce v poli:	$d_{l/2} = 2,5m$
Náhradní výška konstrukce:	$d_\Phi = 3,386m$
Výška nad NK mostu:	$d_1 = 4,025m$
Celková výška:	$d_{TOT} = 7,411m$
Poměr b/d_{TOT} :	$b/d_{TOT} = 1,916$
Součinitel síly dokončená konstrukce:	$c_{fx,0,Fin} = 1,92$
Poměr b/d_Φ :	$b/d_\Phi = 4,2$
Součinitel síly ve fázích výstavby:	$c_{fx,0,CS} = 1,3$
Redukce čelního odporu:	$= 1 - 0,005 \cdot 10 = 0,95$
Součinitel síly - směr z:	$c_{fz} = \pm 0,9$

Součinitel zatížení

Obecný vztah:

$$C = c_e \cdot c_{f,x}$$

Směr x

Ve fázích výstavby:

$$C = 2,811 \cdot 1,3 \cdot 0,95 = 3,47$$

Dokončená konstrukce PHS:

$$C = 2,811 \cdot 1,92 = 5,40$$

Dokončená konstrukce NK:

$$C = 2,811 \cdot 1,92 \cdot 0,95 = 5,13$$

Směr z

Pro všechny fáze:

$$C = 2,811 \cdot 0,9 = 2,53$$

Síly od větru

Obecný vztah - Linie:

$$q_{wl} = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot h \cdot C$$

Obecný vztah - Plocha:

$$q_{ws} = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C$$

Směr x

Pro PHS:

$$q_{wl,x,PHS} = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 26^2 \cdot 4,025 \cdot 5,4 = 9,18 \text{ kN/m}$$

Pro PHS v kombinaci s dopravou:

$$q_{wl,x,PHS}^* = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 23^2 \cdot 4,025 \cdot 5,4 = 7,19 \text{ kN/m}$$

Pro NK:

$$q_{ws,x,NK} = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 26^2 \cdot 5,13 = 2,17 \text{ kN/m}^2$$

Pro NK v kombinaci s dopravou:

$$q_{ws,x,NK}^* = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 23^2 \cdot 5,13 = 1,7 \text{ kN/m}^2$$

Pro NK ve fázích výstavby:

$$q_{ws,x,NK,C} = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 26^2 \cdot 3,47 = 1,47 \text{ kN/m}^2$$

Směr z

Bez dopravy:

$$\pm q_{wl,z} = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 26^2 \cdot \frac{1198,68}{354} \cdot 2,53 = \pm 3,62 \text{ kN/m}$$

V kombinaci s dopravou:

$$\pm q_{wl,z}^* = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 23^2 \cdot \frac{1198,68}{354} \cdot 2,53 = \pm 2,83 \text{ kN/m}$$

Směr y

Poměr sil x/y:

$$k_{xy} = 0,25$$

Pro PHS:

$$q_{wl,y,PHS} = 0,25 \cdot 9,18 = 2,3 \text{ kN/m}$$

Pro PHS v kombinaci s dopravou:

$$q_{wl,y,PHS}^* = 0,25 \cdot 7,19 = 1,8 \text{ kN/m}$$

Pro NK:

$$q_{ws,y,NK} = 0,25 \cdot 3,39 \cdot 2,17 = 1,84 \text{ kN/m}$$

Pro NK v kombinaci s dopravou:

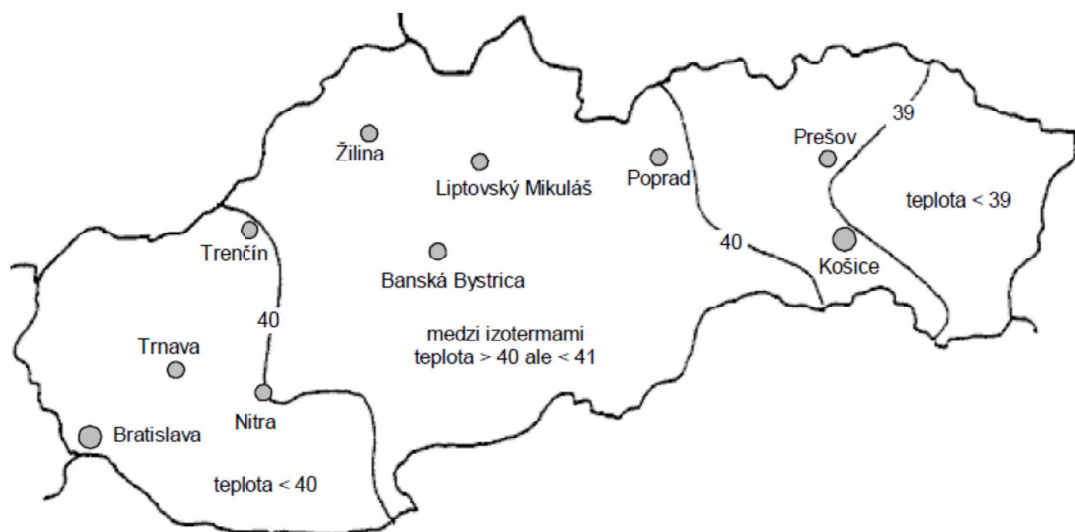
$$q_{ws,y,NK}^* = 0,25 \cdot 3,39 \cdot 1,7 = 1,44 \text{ kN/m}$$

Pro NK ve fázích výstavby:

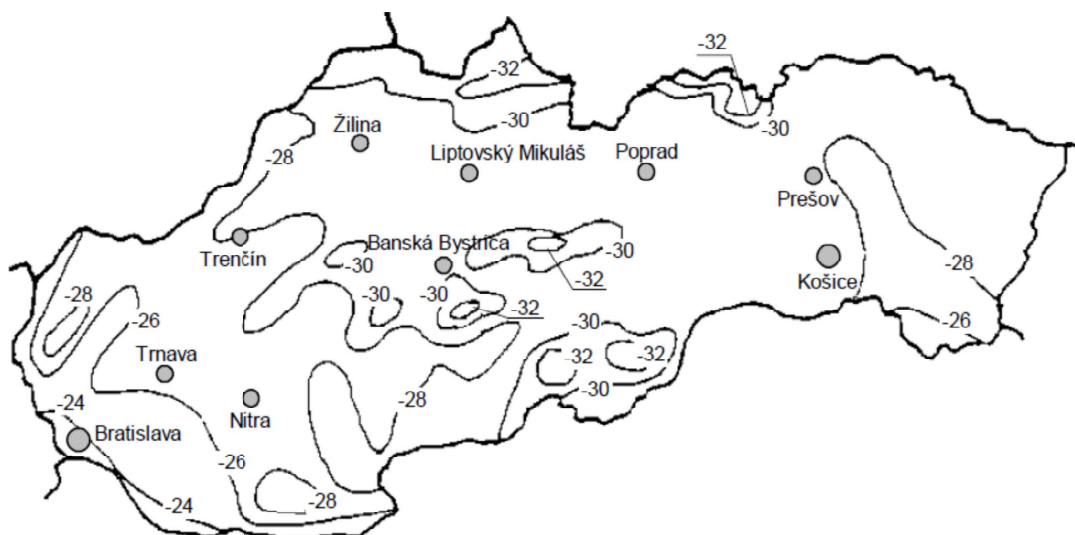
$$q_{ws,y,NK,C} = 0,25 \cdot 3,39 \cdot 1,5 = 1,2 \text{ kN/m}$$

Zatížení teplotou

Změny teploty vzduchu ve stínu během dne a ročních období atd. vedou k proměnnému průběhu teploty v prvcích konstrukce. Velikost účinků závisí především na místních podmínkách. Dle ČSN EN 1991-1-5 se uvažuje rovnoměrná složka teploty a svislá složka teploty s nelineárními účinky (postup 2). V ČR se používá zjednodušený postup 1 pouze ve specifických případech konkrétních projektů. Charakteristické hodnoty teplot byly určeny z národních map izoterm z STN EN 1991-1-5, platných na Slovensku.



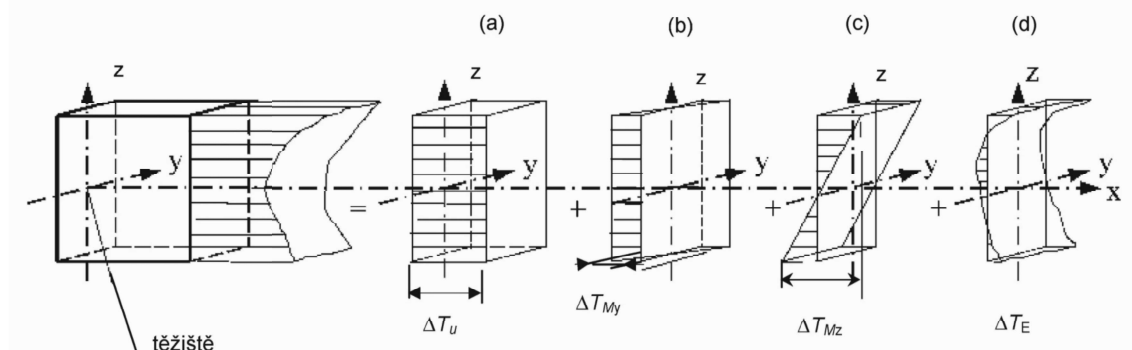
(a) Maximální teplota



(b) Minimální teplota

Obr. 4.12: Národní mapy izoterm teploty vzduchu

- a) rovnoměrná složka teploty ΔT_u ;
- b) lineárně proměnná rozdílová složka teploty ΔT_{My} ve směru osy y;
- c) lineárně proměnná rozdílová složka teploty ΔT_{Mz} ve směru osy z;
- d) nelineární rozdílová složka teploty ΔT_E ; představuje systém samorovnovážných napětí, která nevyvolávají v prvku žádné zatěžovací účinky.



Obr. 4.13: Součinitel síly pro mosty $c_{fx,0}$

Rozsah rovnoměrné složky teploty mostu

Výchozí teplota mostu:

$$T_0 = 10^\circ C$$

Teplota vzduchu ve stínu

Maximální:

$$T_{max} = 40^\circ C$$

Minimální:

$$T_{min} = -29^\circ C$$

Rovnoměrné složky teploty mostu

Maximální:

$$T_{e,max} = 40 + 1,5 = 41,5^\circ C$$

Minimální:

$$T_{e,min} = -29 + 8 = -21,0^\circ C$$

Rozsah rovnoměrné složky

Pro prodloužení:

$$\Delta T_{N,exp} = 41,5 - 10 = 31,5^\circ C$$

Pro zkrácení:

$$\Delta T_{N,con} = 10 - (-21) = 31,0^\circ C$$

Celkový:

$$\Delta T_N = 41,5 - (-21) = 62,5^\circ C$$

Pro ložiska a dilatační spáry


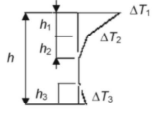
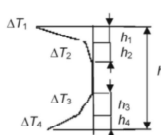
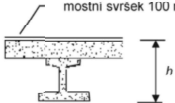
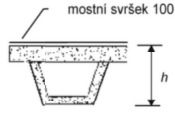
Maximální prodloužení:

$$\Delta T_{N,exp,z} = 31,5 + 10 = 41,5^\circ C$$

Maximální zkrácení:

$$\Delta T_{N,con,z} = 31,0 + 10 = 41,0^\circ C$$

Rozdílové složky teploty - svislé složky s nelineárními účinky (postup 2)

Typ konstrukce	Rozdíly teplot ΔT																																																																	
	(a) oteplení	(b) ochlazení																																																																
 Typ 3.a: betonová desková konstrukce	 $h_1 = 0,3 h$, avšak $\leq 0,15 m$ $h_2 = 0,3 h$, avšak $\geq 0,10 m$ avšak $\leq 0,25 m$ $h_3 = 0,3 h$, avšak $\leq (0,10 + \text{tloušťka mostního svršku v m})$ pro tenké desky je h_3 omezeno $h - h_1 - h_2$	 $h_1 = h_4 = 0,20 h$, avšak $\leq 0,25 m$ $h_2 = h_3 = 0,25 h$, avšak $\leq 0,20 m$																																																																
 Typ 3.b: betonový nosník																																																																		
 Typ 3.c: betonový komorový nosník	<table><tr><th>h</th><th>ΔT_1</th><th>ΔT_2</th><th>ΔT_3</th></tr><tr><td>m</td><td colspan="3">°C</td></tr><tr><td>$\leq 0,2$</td><td>8,5</td><td>3,5</td><td>0,5</td></tr><tr><td>0,4</td><td>12,0</td><td>3,0</td><td>1,5</td></tr><tr><td>0,6</td><td>13,0</td><td>3,0</td><td>2,0</td></tr><tr><td>$\geq 0,8$</td><td>13,0</td><td>3,0</td><td>2,5</td></tr></table>	h	ΔT_1	ΔT_2	ΔT_3	m	°C			$\leq 0,2$	8,5	3,5	0,5	0,4	12,0	3,0	1,5	0,6	13,0	3,0	2,0	$\geq 0,8$	13,0	3,0	2,5	<table><tr><th>h</th><th>ΔT_1</th><th>ΔT_2</th><th>ΔT_3</th><th>ΔT_4</th></tr><tr><td>m</td><td colspan="4">°C</td></tr><tr><td>$\leq 0,2$</td><td>-2,0</td><td>-0,5</td><td>-0,5</td><td>-1,5</td></tr><tr><td>0,4</td><td>-4,5</td><td>-1,4</td><td>-1,0</td><td>-3,5</td></tr><tr><td>0,6</td><td>-6,5</td><td>-1,8</td><td>-1,5</td><td>-5,0</td></tr><tr><td>0,8</td><td>-7,6</td><td>-1,7</td><td>-1,5</td><td>-6,0</td></tr><tr><td>1,0</td><td>-8,0</td><td>-1,5</td><td>-1,5</td><td>-6,3</td></tr><tr><td>$\geq 1,5$</td><td>-8,4</td><td>-0,5</td><td>-1,0</td><td>-6,5</td></tr></table>	h	ΔT_1	ΔT_2	ΔT_3	ΔT_4	m	°C				$\leq 0,2$	-2,0	-0,5	-0,5	-1,5	0,4	-4,5	-1,4	-1,0	-3,5	0,6	-6,5	-1,8	-1,5	-5,0	0,8	-7,6	-1,7	-1,5	-6,0	1,0	-8,0	-1,5	-1,5	-6,3	$\geq 1,5$	-8,4	-0,5	-1,0	-6,5
h	ΔT_1	ΔT_2	ΔT_3																																																															
m	°C																																																																	
$\leq 0,2$	8,5	3,5	0,5																																																															
0,4	12,0	3,0	1,5																																																															
0,6	13,0	3,0	2,0																																																															
$\geq 0,8$	13,0	3,0	2,5																																																															
h	ΔT_1	ΔT_2	ΔT_3	ΔT_4																																																														
m	°C																																																																	
$\leq 0,2$	-2,0	-0,5	-0,5	-1,5																																																														
0,4	-4,5	-1,4	-1,0	-3,5																																																														
0,6	-6,5	-1,8	-1,5	-5,0																																																														
0,8	-7,6	-1,7	-1,5	-6,0																																																														
1,0	-8,0	-1,5	-1,5	-6,3																																																														
$\geq 1,5$	-8,4	-0,5	-1,0	-6,5																																																														

Obr. 4.14: Součinitel síly pro mosty $c_{fx,0}$

a) Oteplení

stanovení výšky - h

$$h_1 = 0,3 \cdot h \leq 0,15:$$

$$h_1 = 0,15m$$

$$h_2 = 0,3 \cdot h \leq 0,25 \cap \geq 0,10:$$

$$h_2 = 0,25m$$

$$h_3 = 0,3 \cdot h \leq (0,1 + 0,17):$$

$$h_3 = 0,27m$$

Teplotní rozdíly

$$\Delta T_1:$$

$$\Delta T_1 = 13,0^\circ C$$

$$\Delta T_2:$$

$$\Delta T_2 = 3,0^\circ C$$

$$\Delta T_3:$$

$$\Delta T_3 = 2,5^\circ C$$

a) Ochlazení

stanovení výšky - h

$$h_1 = 0,2 \cdot h \leq 0,25:$$

$$h_1 = 0,25m$$

$$h_2 = 0,25 \cdot h \leq 0,20:$$

$$h_2 = 0,20m$$

$$h_3 = 0,25 \cdot h \leq 0,20:$$

$$h_3 = 0,20m$$

$$h_4 = 0,2 \cdot h \leq 0,25:$$

$$h_4 = 0,25m$$

Teplotní rozdíly

$$\Delta T_1:$$

$$\Delta T_1 = -8,4^\circ C$$

$$\Delta T_2:$$

$$\Delta T_2 = -0,5^\circ C$$

$$\Delta T_3:$$

$$\Delta T_3 = -1,0^\circ C$$

$$\Delta T_4:$$

$$\Delta T_4 = -6,5^\circ C$$

4.2.3 Postupná výstavba

Pro postupnou výstavbu je aplikováno zatížení od betonářského vozíku ($G_{bv,k} = 650kN$) a čerstvého betonu $\gamma_{c,w} = 26kN/m^2$. V modelu je taktéž uvažována případná nerovnoměrná betonáž prvků a přesun betonářských vozíků. Pro tento případ se uvažuje vlastní tíha na kratší části vahadla násobena $\gamma_{G,sup} = 0,95$ a na delším konci $\gamma_{G,inf} = 1,05$. Dále se s tímto stavem kombinuje nerovnoměrné působení od větru (odlehčující účinek na kratším konci) a nerovnoměrné zatížení do staveništního zatížení.

Harmonogram fáze výstavby Je uvažována výstavba a betonáž lamel symetricky přibližně ve stejnou dobu, kdy rozdíl tíh betonovaných lamel nesmí být v průběhu výstavby větší než 25%. Dále se uvažuje s 8-mi hodinovými pracovními dny a konzervativním tempem výstavby. Při 12-cti hodinových pracovních dnech a dostatečnému korigování etap výstavby by bylo možné uvažovat až s poloviční délkou výstavby lamely, tj. cca 4-5 dní. Je uvažována etapizace fáze výstavby dle následujícího pořadí: *Začátek fáze* -> Odbednění -> Vysunutí kolejnic a betonářského vozíku -> Seřízení a instalace vnějšího bednění -> Ukládání výztuže a kanálků do spodní desky a stěn -> Instalace a rektifikace vnitřního bednění -> Ukládání výztuže a kanálků v horní desce -> Kontrola výztuže a bednění -> Betonáž spodní desky a stěn -> Betonáž horní desky -> Tvrdnutí a ošetřování betonu -> Vyjmutí čel a spínacích tyčí bednění -> Instalace předpínacích lan -> Předepnutí -> *Konec fáze*.

4.2.4 Staveništní zatížení

Je uvažováno staveništní zatížení, a to ve dvou způsobech působení.

Rovnoměrné zatížení Rovnoměrné zatížení je navrženo dle doporučených hodnot uvedených v ČSN EN 1991-1-6 článek 4.11. Rovnoměrné zatížení je uvažováno v celé ploše konstrukce o hodnotě $q_{ca,k} = 1,0 kN/m^2$, jelikož se jedná o zatížení od ručního nářadí a pracovníků.

Nerovnoměrné zatížení Nerovnoměrné zatížení je uvažováno při betonáži na $0,5 \cdot q_{ca,k} = 0,5 kN/m^2$ na straně betonované lamely. Při nerovnoměrné betonáži se neuvažuje s přírůstkem staveništního zatížení na kratším konci vahadla.

5 Postupná výstavba - stabilita vahadla

5.1 Předpoklady

Při výstavbě mostu je nutné dodržovat postup fází výstavby, se kterým bylo uvažováno ve statickém výpočtu. Pro ověření možnosti nerovnoměrné betonáže lamel na protilehlých koncích vahadla byla upravena fáze výstavby, tak aby vystihla tento jev pomocí zatížení od čerstvého betonu a nerovnoměrného staveništního zatížení pouze na jedné straně vahadla. Zároveň se uvažuje s působením vztlaku od větru na straně vahadla, kde nedochází k betonáži. Stabilita vahadla bude ověřena v Excelu, jelikož Midas Civil neumožňuje tvoření kombinací ve fázích výstavby. Pro ověření budou porovnány charakteristické hodnoty reakcí z Midasu a Excelu, poté se provedou kombinace v Excelu. Jako výstup poslouží tabulka a graf vyjadřující stabilitu konstrukce při betonáži dané lamely. Stabilita se bude ověřovat na vahadle s nejnižší výškou pilíře.

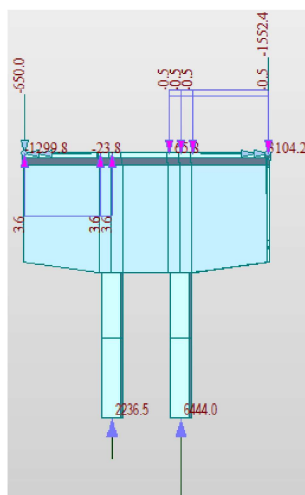
5.2 Ověření hodnot Excel vs. Midas Civil

Pro přehlednost zde budou zobrazeny výsledky při betonáži první a poslední lamely vahadla. Mezilehlé hodnoty v Excelu se nacházeli v intervalu od -1% do +3% oproti hodnotám v Midasu. Výpočet v Excelu byl ovlivněn především nepřesností určení ramena působení sil (kružnice vs. přímá). Hodnoty se tedy přijímají jako správné, ale zatížené chybou na stranu bezpečí (pouze u první lamely je chyba na stranu nebezpečí).

5.2.1 Betonáž lamely L1

Při betonáži lamely L1 je postaven pouze pilíř se zárodkem, které se dělali na klasickém bednění s lešením. Při betonáži první lamely jsou již oba vozíky umístěny do polohy pro betonáž lamely L1. Jak již bylo popsáno v 5.1, uvažuje se s betonáží pouze jedné z lamel, tak aby se vyvodil nepříznivý účinek od nerovnoměrné betonáže. Proměnné zatížení je taktéž aplikováno tak, aby vyvodilo co nejnepříznivější účinky.

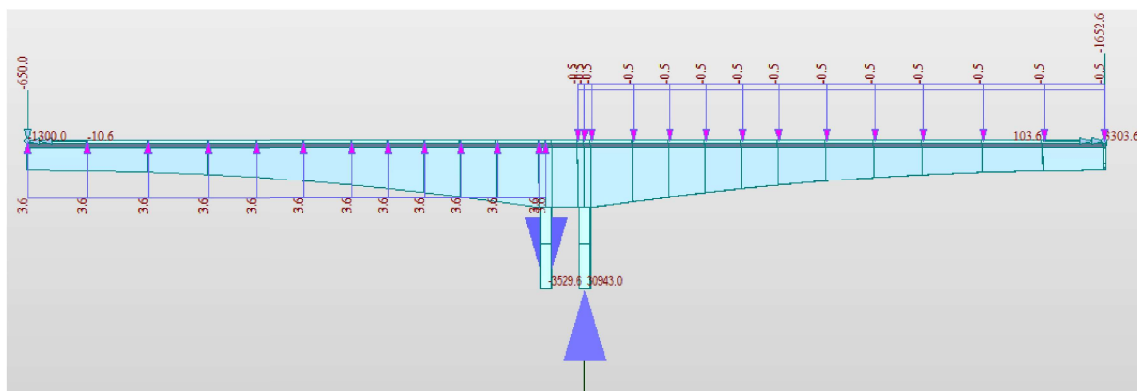
Z Excelu vychází hodnota reakce v podpoře, která přenáší stabilizující účinky 2215,77 kN. Hodnota získána ručním ověřením je o 1% menší než ze SW Midas Civil.



Obr. 5.1: Zatížení a reakce při betonáži L1

5.2.2 Betonáž lamely L11

Při betonáži lamely L11 je již vahadlo téměř dokončeno a jedná se o poslední betonáž větší lamely (lamela 11 má délku 5m). Podmínky při betonáži jsou shodné s lamelou L1.



Obr. 5.2: Zatížení a reakce při betonáži L11

Z Excelu vychází hodnota reakce v podpoře, která přenáší stabilizující účinky - 3604,69 kN. Hodnota získána ručním ověřením je o 3% větší než ze SW Midas Civil.

5.2.3 Data z MS Excel

Vstupy pro Excel byly porovnány se vstupy pro Midas Civil a následně byly vypočítány momenty M_{stab} a M_{kl} , které odpovídají stabilizačním a klopícím účinkům v dané fázi betonáže. Hodnoty uvedené v tabulkách 5.1 a 5.2 jsou charakteristické hodnoty. Momenty jsou uvedeny v kNm a reakce je uvedena v kN.

lamela	$M_{y,w}$	$M_{y,d,L1}$	$M_{y,d,L2}$	$M_{y,d,L3}$	$M_{y,d,L4}$	$M_{y,d,L5}$	$M_{y,d,L6}$	$M_{y,d,L7}$	$M_{y,d,L8}$	$M_{y,d,L9}$	$M_{y,d,L10}$	M_{zar}	M_{prom}	M_{voz}	M_{kl}
1	5369,11	2102,32	126,44	3867,19	11465,06
2	7672,33	4729,13	2102,32	330,63	5817,16	20651,57
3	9745,40	4729,13	6965,48	2102,32	628,20	7767,14	31937,68
4	11620,07	4729,13	6965,48	8978,89	2102,32	1019,14	9717,12	45132,15
5	17650,73	4729,13	6965,48	8978,89	10799,85	2102,32	1503,46	11667,08	64396,94
6	20420,36	4729,13	6965,48	8978,89	10799,85	16972,42	2102,32	2294,46	14267,05	87529,96
7	22996,53	4729,13	6965,48	8978,89	10799,85	16972,42	19635,54	2102,32	3251,47	16867,01	113298,64
8	31751,30	4729,13	6965,48	8978,89	10799,85	16972,42	19635,54	22112,64	2102,32	4374,47	19466,96	147889,01
9	35783,07	4729,13	6965,48	8978,89	10799,85	16972,42	19635,54	22112,64	31040,55	2102,32	6011,67	22716,91	187848,47
10	40208,37	4729,13	6965,48	8978,89	10799,85	16972,42	19635,54	22112,64	31040,55	34899,84	...	2102,32	7908,23	25966,86	232320,13
11	47319,65	4729,13	6965,48	8978,89	10799,85	16972,42	19635,54	22112,64	31040,55	34899,84	39146,65	2102,32	11070,60	30093,31	285866,88

Tab. 5.1: Moment klopící

lamela	$M_{y,d,L1}$	$M_{y,d,L2}$	$M_{y,d,L3}$	$M_{y,d,L4}$	$M_{y,d,L5}$	$M_{y,d,L6}$	$M_{y,d,L7}$	$M_{y,d,L8}$	$M_{y,d,L9}$	$M_{y,d,L10}$	M_{sl}	M_{zar}	M_{voz}	M_{vzd}	R_0
1	3013,22	9595,10	5947,19	18555,51	2215,77
2	7881,16	3013,22	9595,10	7897,16	28386,64	2417,21
3	7881,16	9968,22	3013,22	9595,10	9847,14	40304,85	2614,74
4	7881,16	9968,22	11947,81	3013,22	9595,10	11797,12	54202,63	2834,53
5	7881,16	9968,22	11947,81	13719,17	3013,22	9595,10	13747,08	69871,76	1710,88
6	7881,16	9968,22	11947,81	13719,17	20758,07	3013,22	9595,10	16347,05	93229,80	1781,20
7	7881,16	9968,22	11947,81	13719,17	20758,07	23375,55	3013,22	9595,10	18947,01	119205,31	1845,84
8	7881,16	9968,22	11947,81	13719,17	20758,07	23375,55	25833,02	3013,22	9595,10	21546,96	147638,28	-78,35
9	7881,16	9968,22	11947,81	13719,17	20758,07	23375,55	25833,02	35468,90	3013,22	9595,10	24796,91	186357,14	-466,04
10	7881,16	9968,22	11947,81	13719,17	20758,07	23375,55	25833,02	35468,90	39624,45	...	3013,22	9595,10	28046,86	220231,54	965,10
11	7881,16	9968,22	11947,81	13719,17	20758,07	23375,55	25833,02	35468,90	39624,45	42210,85	3013,22	9595,10	31296,81	274692,33	-3604,69

Tab. 5.2: Moment vzdorující

5.3 Ověření stability

Pro vlastní tíhu byly uvažovány dva součinitele pro vlastní tíhu $\gamma_{G,sup} = 0,95$ a $\gamma_{G,inf} = 1,05$. Ostatní stálé zatížení ve fázích výstavby je pouze betonářský vozík, avšak v této fázi projektu není možné přesně vystihnout hmotnost použitého betonářského vozíku, jelikož je na dodavateli stavby zvolit si výrobce a typ betonářského vozíku a bednicích prostředků. Proměnné zatížení se také řídí dle normových součinitelů uvedených tabulce A2.4(A) v normě ČSN EN 1990 ed.2.

Lamela	M_{kl} [kNm]	M_{vzd} [kNm]	R_a [kN]	Stabilita[-]	rezerva [%]
1	12139,14	17708,62	1740,46	1,46	45,88
2	21833,72	27187,14	1672,94	1,25	24,52
3	33734,76	38710,98	1555,07	1,15	14,75
4	47645,31	52174,81	1415,47	1,10	9,51
5	67852,17	67374,56	-149,25	0,99	-0,70
6	92232,95	90057,44	-679,85	0,98	-2,36
7	119406,47	115305,45	-1281,57	0,97	-3,43
8	155744,37	142961,76	-3994,56	0,92	-8,21
9	197899,59	180646,24	-5391,67	0,91	-8,72
10	244824,28	222403,16	-7006,60	0,91	-9,16
11	300242,97	266694,74	-10822,01	0,89	-11,17

Tab. 5.3: Stabilita vahadla

5.4 Zhodnocení

Dle hodnot v tabulce 5.3 je zřetelné, že konstrukce by vyhověla na stabilitu až do betonáže lamely L5, kdy by mohlo dojít k překlopení konstrukce. Pro zvýšení stability by bylo možné konstrukci přitížit pomocí silničních panelů či nádrží s vodou, ovšem vzhledem k pracnosti a velkému množství potřebného přitížení je tato varianta zbytečně složitá. Dalšími variantami jsou: montážní stojka na straně betonované lamely, kotvení pilíře do studny pomocí předpínacích lan, betonáž po menších lamelách. Pro zjištění maximální míry nerovnoměrnosti betonáže lamel byla iteračně určena hodnota 40% z hmotnosti betonované lamely, dále byla spočítána stabilita vahadla pro tuto hodnotu ve všech fázích výstavby viz tabulka 8.12.

Lamela	M_{kl} [kNm]	M_{vzd} [kNm]	R_a [kN]	Stabilita[-]	rezerva [%]
1	9097,54	17708,62	2690,96	1,95	94,65
2	17487,34	27187,14	3031,19	1,55	55,47
3	28213,99	38710,98	3280,31	1,37	37,20
4	41062,54	52174,81	3472,58	1,27	27,06
5	57853,03	67374,56	2975,48	1,16	16,46
6	80664,82	90057,44	2935,19	1,12	11,64
7	106378,94	115305,45	2789,53	1,08	8,39
8	136122,06	142961,76	2137,41	1,05	5,02
9	175785,66	180646,24	1518,93	1,03	2,77
10	219975,51	222403,16	758,64	1,01	1,10
11	266612,90	266694,74	26,40	1,00	0,03

Tab. 5.4: Stabilita vahadla - upravený poměr nerovnoměrnosti betonáže

Z této tabulky je patrné, že při dodržení nerovnoměrnosti betonáže pod 40% hmotnosti lamely je stabilita konstrukce dodržena. Při dodržení již dříve zmíněných 25% nerovnoměrnosti hmotnosti betonovaných lamel by nemělo být třeba doplňkových opatření pro zajištění stability vahadla ve všech fázích výstavby. Dále ve výpočtu je tedy uvažována rovnoměrná betonáž lamel. V případě požadavku dodavatele či investora je však možné uskutečnit i nerovnoměrnou betonáž lamel, byla by však nutná změna zatížení či statického působení konstrukce.

6 Návrh předpětí

Předpětí konstrukce bude realizováno pomocí předpínacích kabelů s různým počtem sedmi drátových splétaných lan systému VSL o průměru lana 12,3 a 15,3mm. Kabely se soudržností budou vedené v ocelových kabelových kanálcích, které budou půdorysně i výškově zakřivené. Volné předpínací kabely budou vedeny v chráničkách z HDPE a ke změně zakřivení budou využity deviátory s ocelovými sedly.

6.1 Předpínací kabely

6.1.1 Napětí v kabelech

Všechny kabely v nosné konstrukci mostu jsou ze stejné oceli, a proto budou platit pro oba typy předpínacích kabelů stejná předpínací napětí.

$$f_{p0,1k} = 1640 \text{ MPa}$$

$$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{p0,1d} = 1426,1 \text{ MPa}$$

$$f_{pd} = 1617,4 \text{ MPa}$$

Maximální napínací napětí

$$\begin{aligned}\sigma_{p,max} &= \min \{0,8 \cdot f_{pk}; 0,9 \cdot f_{p0,1k}\} \\ &= \min \{0,8 \cdot 1860; 0,9 \cdot 1640\} \\ &= \min \{1488; 1476\} \\ \sigma_{p,max} &= 1476 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Maximální napětí po vnesení předpětí do betonu

$$\begin{aligned}\sigma_{p,m0,max} &= \min \{0,75 \cdot f_{pk}; 0,85 \cdot f_{p0,1k}\} \\ &= \min \{0,75 \cdot 1860; 0,85 \cdot 1640\} \\ &= \min \{1395; 1394\} \\ \sigma_{p,m0,max} &= 1394 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Byly odhadnuty krátkodobé ztráty na 10% a dlouhodobé ztráty taktéž na 10%. Po provedení výpočtu byly skutečné ztráty v soudržných kabelech přibližně 11-19% od krátkodobých ztrát a 10-13% od dlouhodobých ztrát. Ztráty ve volných kabelech byly ovšem menší, především krátkodobé ztráty dosahovali méně jak 5%. Dlouhodobé ztráty ve volných kabelech byli 7-9%. Jelikož byli krátkodobé ztráty ve volných kabel příliš malé a nevyhověli by podmínce *maximálního napětí po vnesení předpětí do betonu*, sníží se tedy hodnota napínacího napětí $\sigma_{p,max} = 1435 \text{ MPa}$, tak aby po ztrátách bylo napětí v kabelech menší než $\sigma_{p,m0,max}$.

6.2 Výstavba vahadel - záporné kabely

Při postupné výstavbě vahadel se konstrukce předpíná po částech(lamelách) tak, aby v konstrukci nedošlo k porušení z důvodu nadměrného tahového napětí při horním povrchu(od konzolového momentu). Předpínací kabely jsou situovány v horní desce komorového nosníku a při kotvení v dané lamele se stahují ke stěně, kde se v čele lamely vytvoří kotevní oblast pro daný kabel. Každá lamela je symetricky předepnuta dvojicí kabelů. Při předběžném návrhu bylo navrženo předpětí pomocí kabelů z 19-cti lan. Ovšem při kontrole tlakové rezervy v pozdějších fázích stavby se došlo k závěru, že musí být předpětí v záporných kabelech iteračně doladěno, tak aby i ve fázích, kdy je konstrukce v provozu či dokonce na konci životnosti, byla dostatečná tlaková rezerva.

Přesný počet lan a schéma napínání je uveden v části 6.5.

6.3 Krajní pole a spojení vahadel - kladné kabely

Po dokončení vahadel je potřeba pro dokončení mostu spojit vahadla navzájem mezi sebou a krajní vahadla spojit s krajním polem, jež se betonovala na pevné skruži. Ke spojení slouží spojovací lamely, které změny statické působení z konzolových nosníků na spojitý nosník. Před betonáží spojovacích lamel je nutné vahadla mezi sebou rozepřít tak, aby došlo k redukci reologických účinků betonu. Po rozepření se spojovací lamely vybetonují a předepnou kabely při dolním povrchu. V krajních polích není nutné konstrukci rozepírat z důvodů reologických účinků, ale pouze pro zajištění stability rozepíraného vahadla.

Přesný počet lan a schéma napínání je uveden v části 6.5.

6.4 Dokončení nosné konstrukce - kabely spojitosti

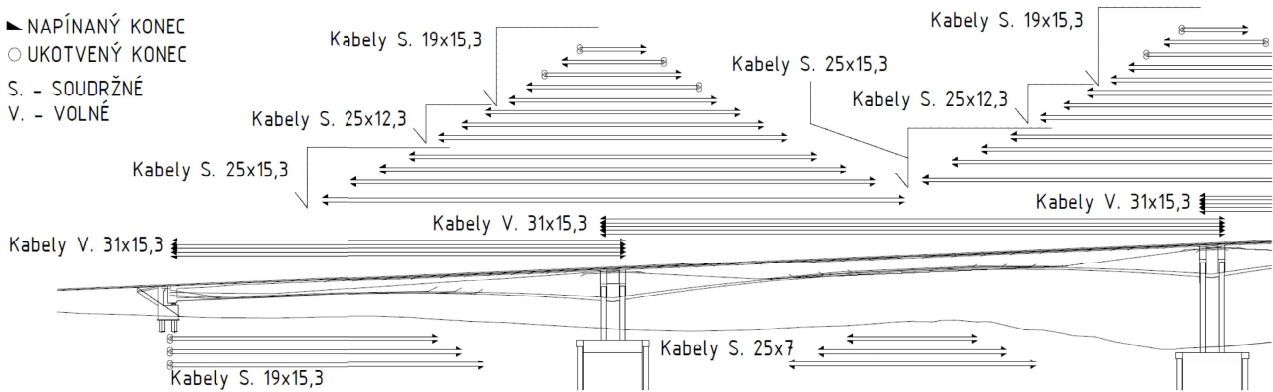
Před dokončením konstrukce je nutné předepnout kabely spojitosti, které zajistí větší redukci posouvající síly než předchozí kabely. V této mostní nosné konstrukci jsou tyto kabely realizovány jako externí předpínací kabely. Takto řešené předpětí zjednodušuje realizaci a následnou kontrolu a údržbu konstrukce. Trasování volných předpínacích kabelů bylo provedeno tak, aby vyvodilo co nejpríznivější účinky na napětí v konstrukci v průběhu provozu konstrukce. kabely spojitosti (vzhledem k délce konstrukce) nebudou realizovány z jednoho kabelu procházejícího přes celou nosnou konstrukci mostu, ale budou vést vždy zvlášť v každém poli a "křížit" se budou v nadpodporových diafragmatech.

Přesný počet lan a schéma napínání je uveden v části 6.5.

6.5 Schéma napínání

LEGENDA

- NAPÍNANÝ KONEC
- UKOTVENÝ KONEC
- S. - SOUDRŽNÉ
- V. - VOLNÉ



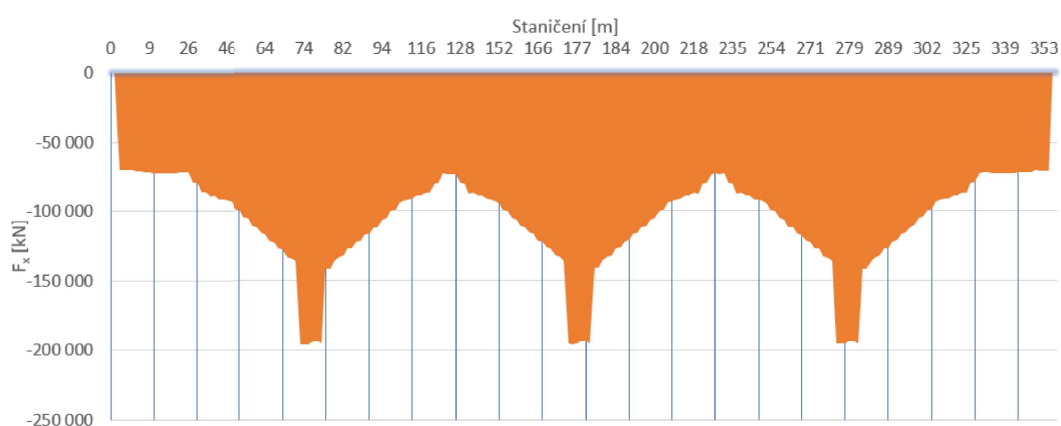
Obr. 6.1: Zatížení a reakce při betonáži L11

7 Vnitřní síly a kombinace

7.1 Vnitřní síly od vybraných zatěžovacích stavů

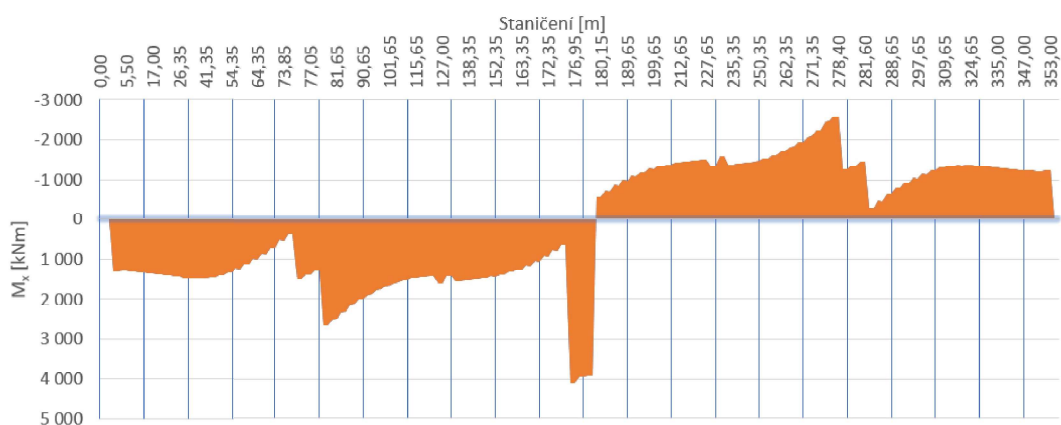
Tato část má za účel pouze vyobrazit účinky zatěžovacích stavů na konstrukci a míru vlivu daného zatěžovacího stavu vůči ostatním ZS na dokončené konstrukci v t_q . Do kombinací budou již zaváděny všechny příslušné zatěžovací stavy. Zatěžovací stavy, které nebyly pro daný účinek významné, nebo měli průběh shodný s jiným ZS nebyly zobrazeny.

7.1.1 Normálová síla F_x

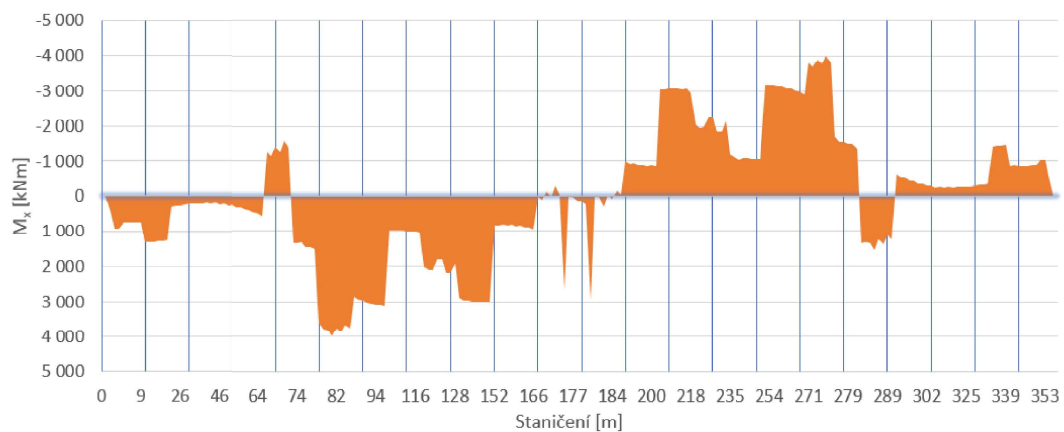


Obr. 7.1: Předpětí

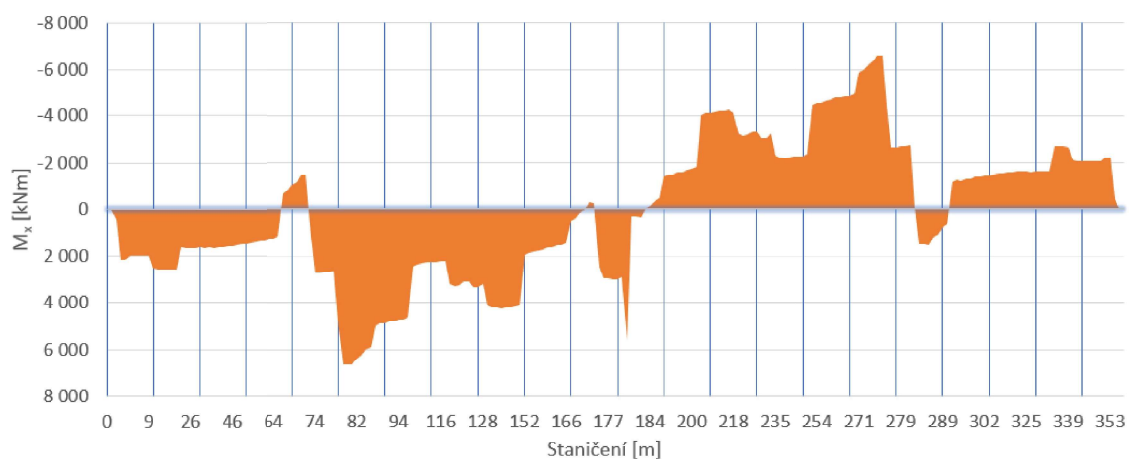
7.1.2 Ohybový moment M_x



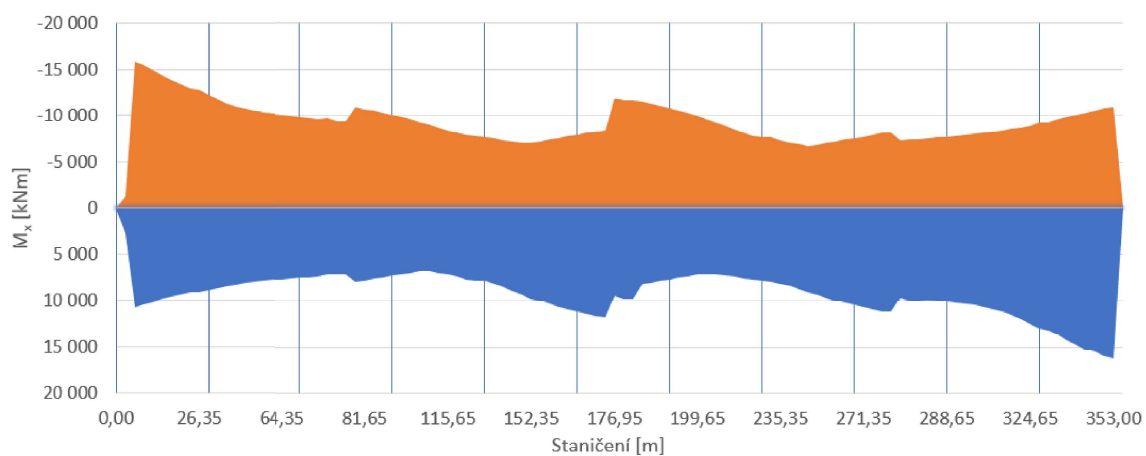
Obr. 7.2: Vlastní tíha



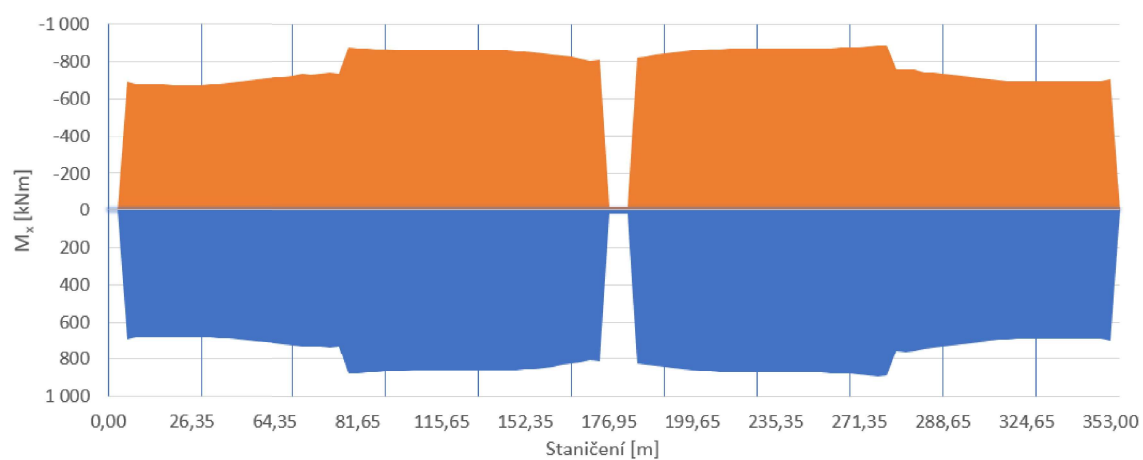
Obr. 7.3: Předpětí



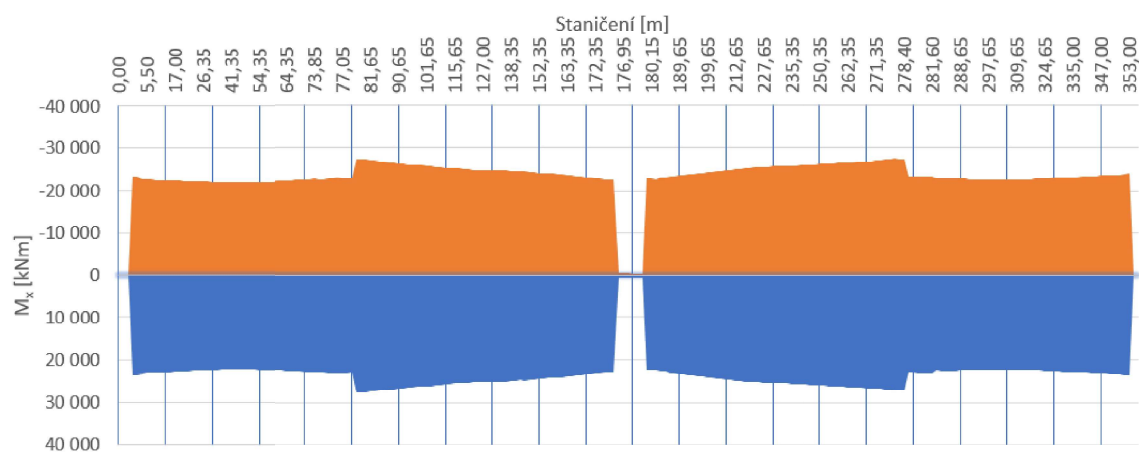
Obr. 7.4: VI. tíha + předpětí + reologické jevy



Obr. 7.5: Soustava grla

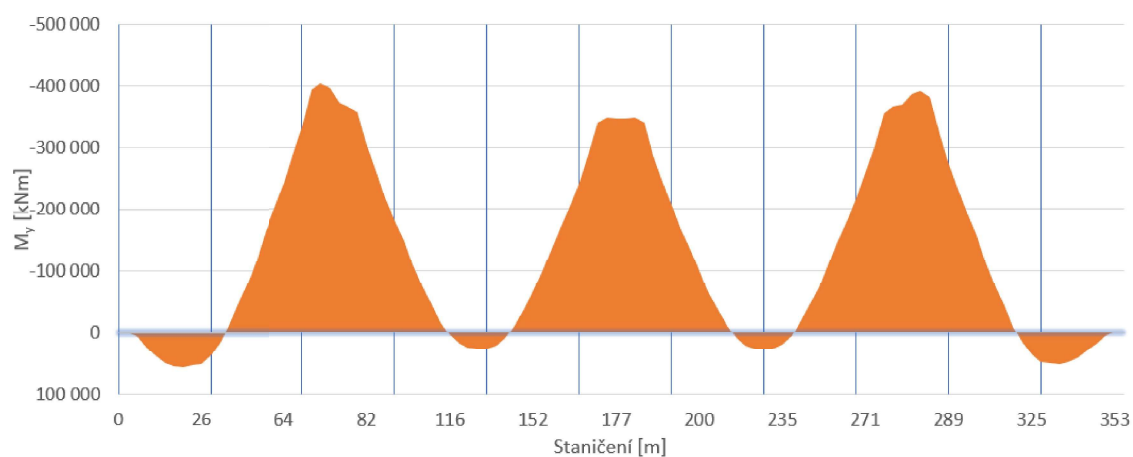


Obr. 7.6: Odstředivé síly

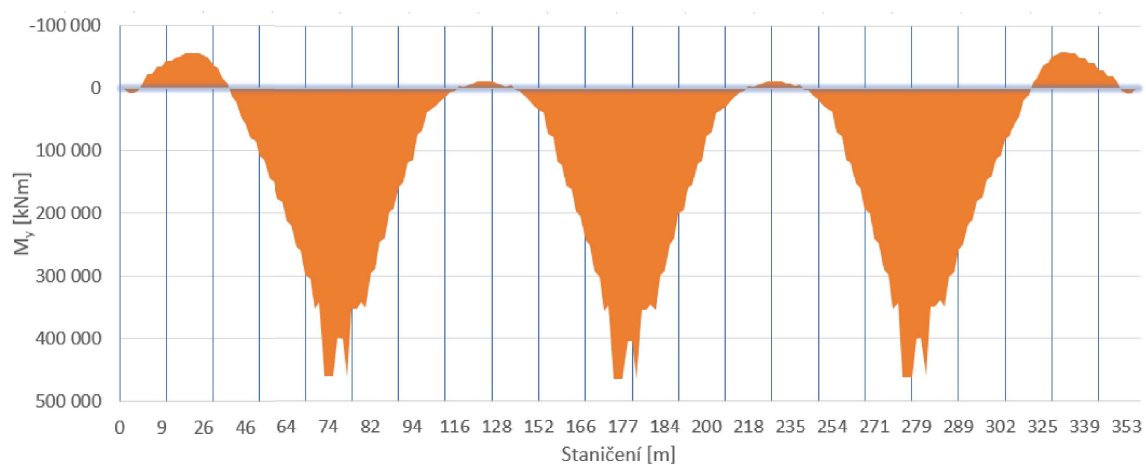


Obr. 7.7: Vítr

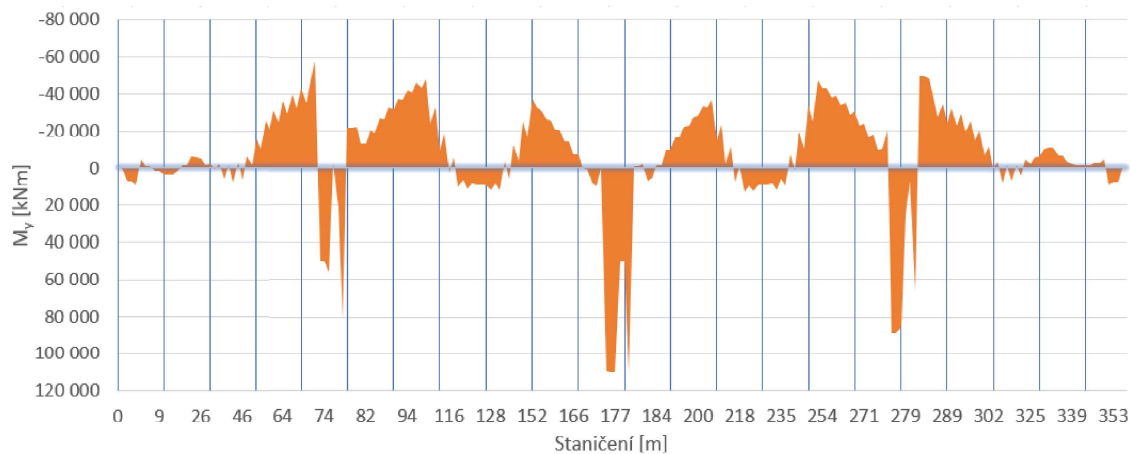
7.1.3 Ohybový moment M_y



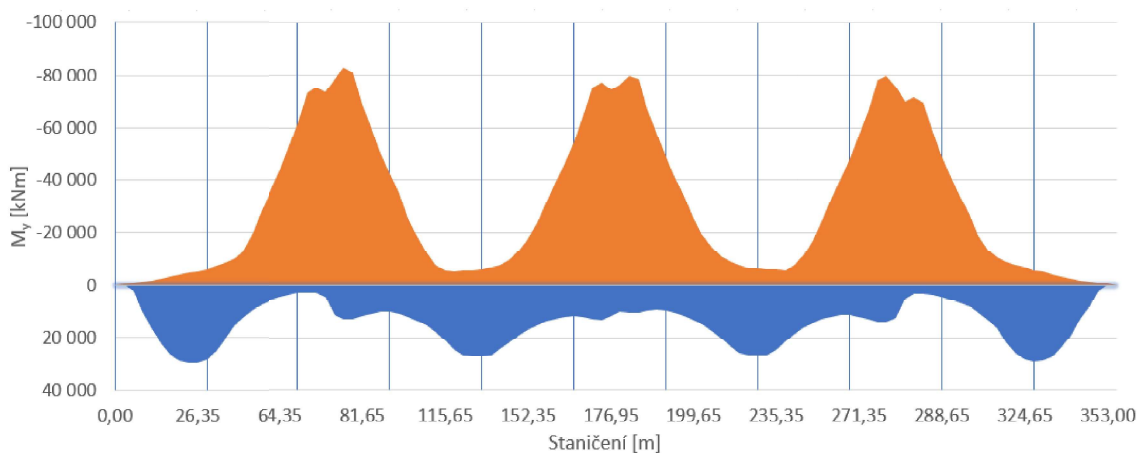
Obr. 7.8: Vlastní tíha



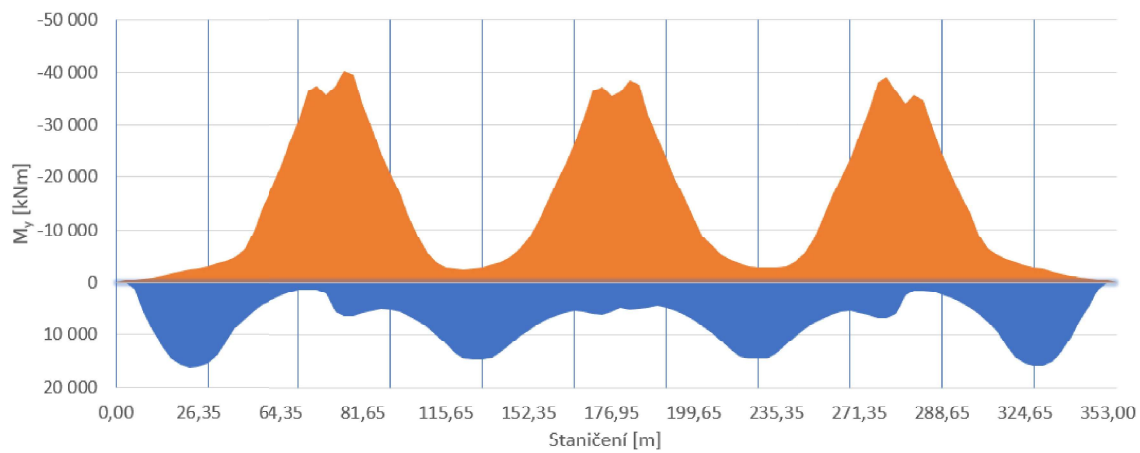
Obr. 7.9: Předpětí



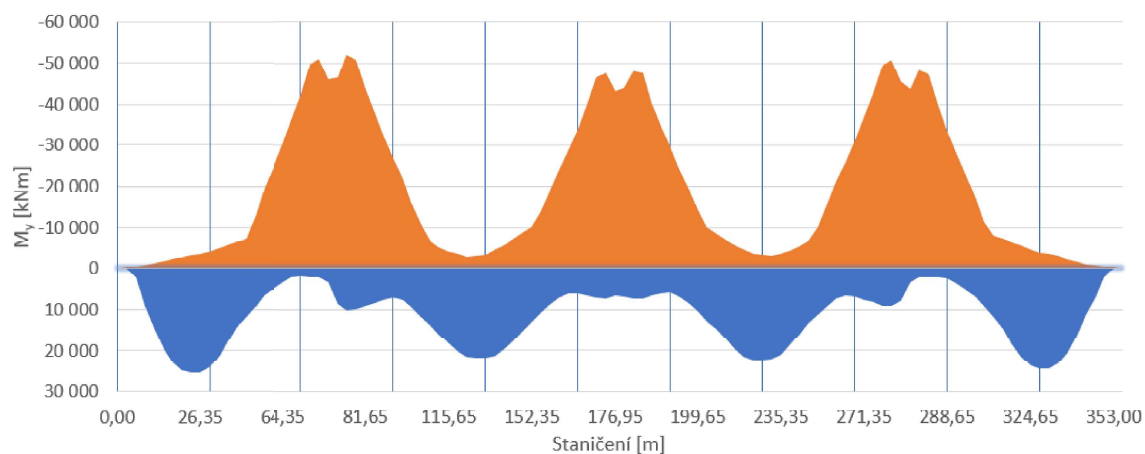
Obr. 7.10: Vl. tíla + předpětí + reologické jevy



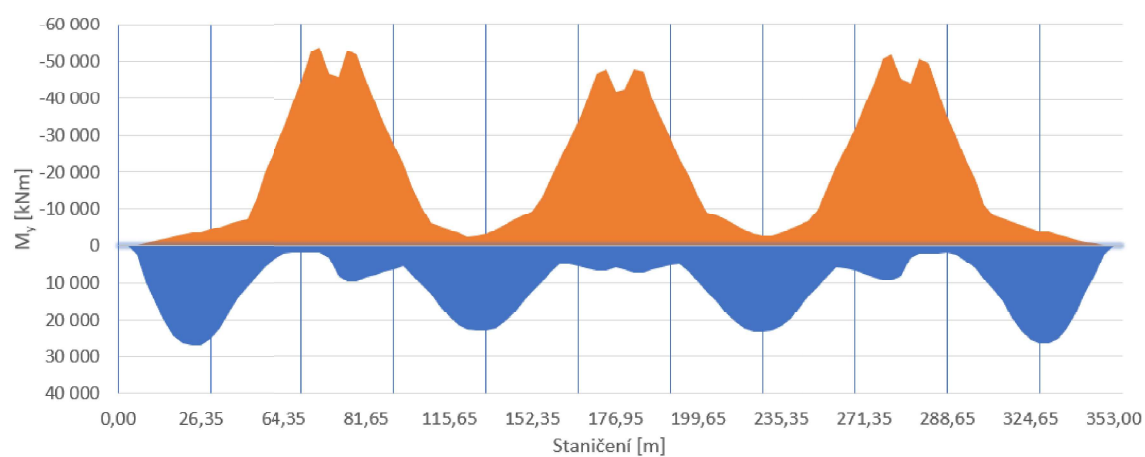
Obr. 7.11: Soustava gr1a



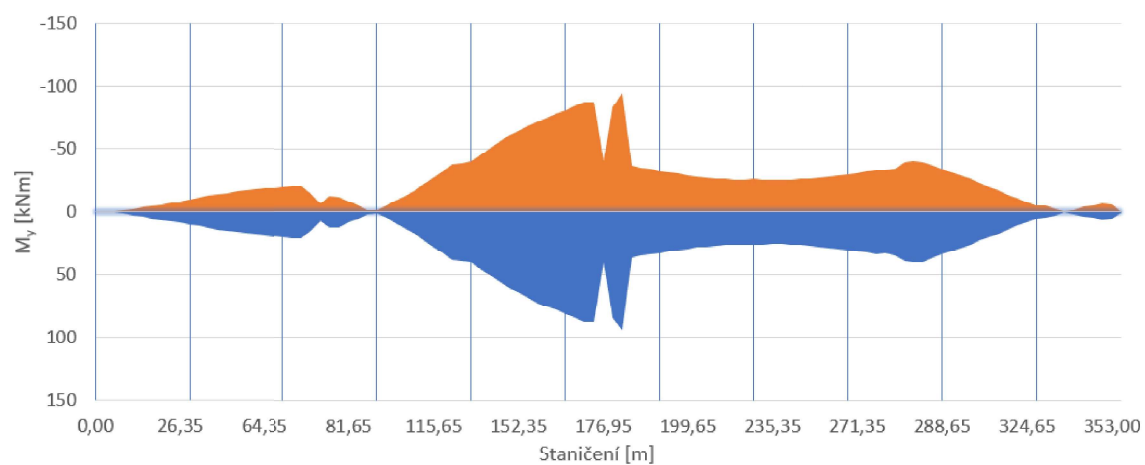
Obr. 7.12: Soustava gr2



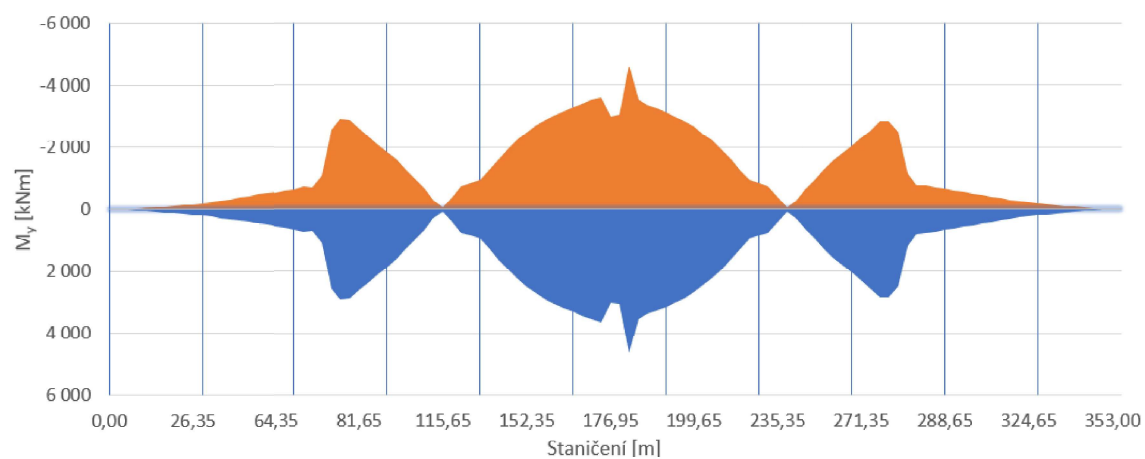
Obr. 7.13: Soustava gr5/1800



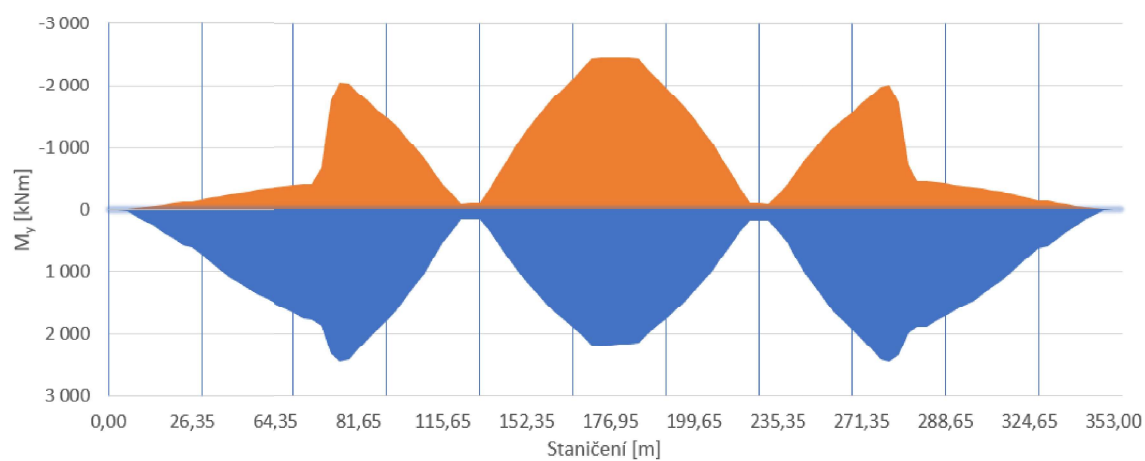
Obr. 7.14: Soustava gr5/3000



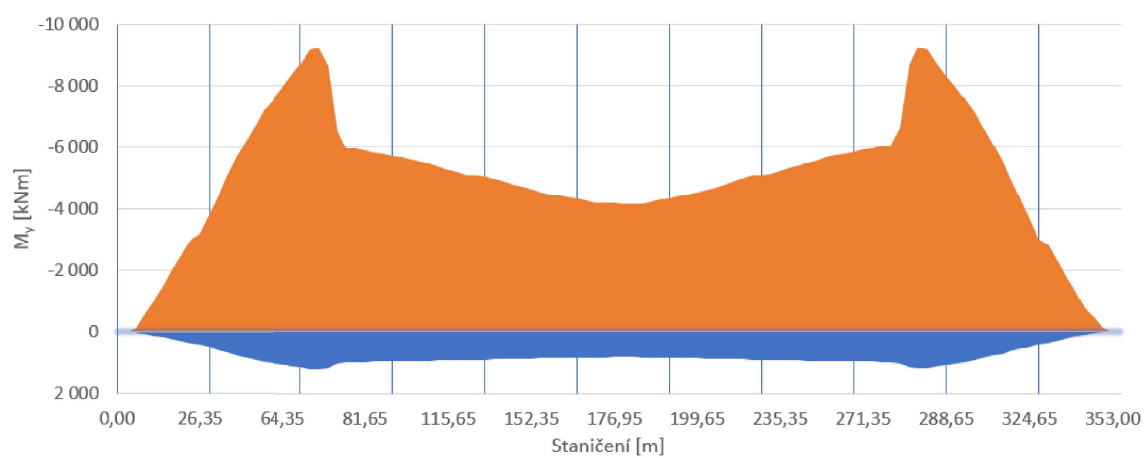
Obr. 7.15: Odstředivé síly



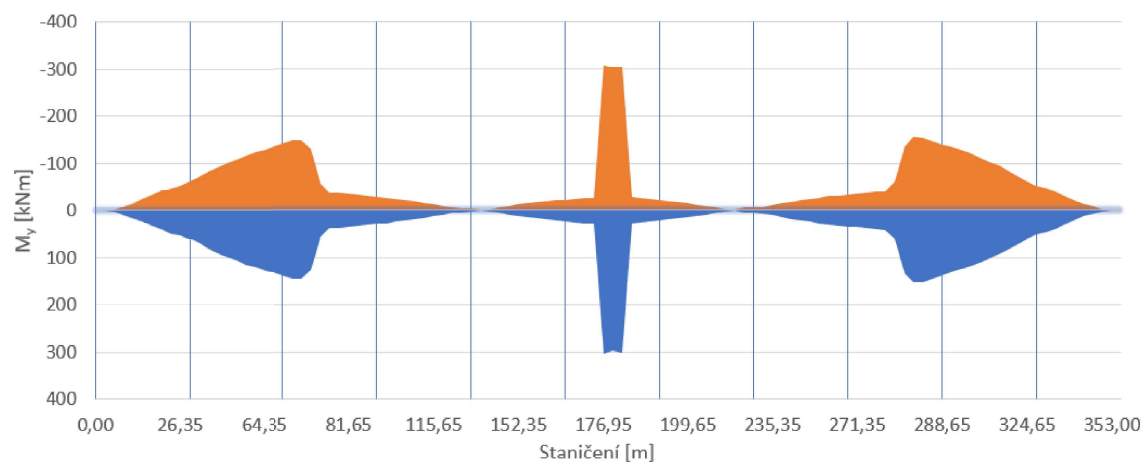
Obr. 7.16: Brzdné síly



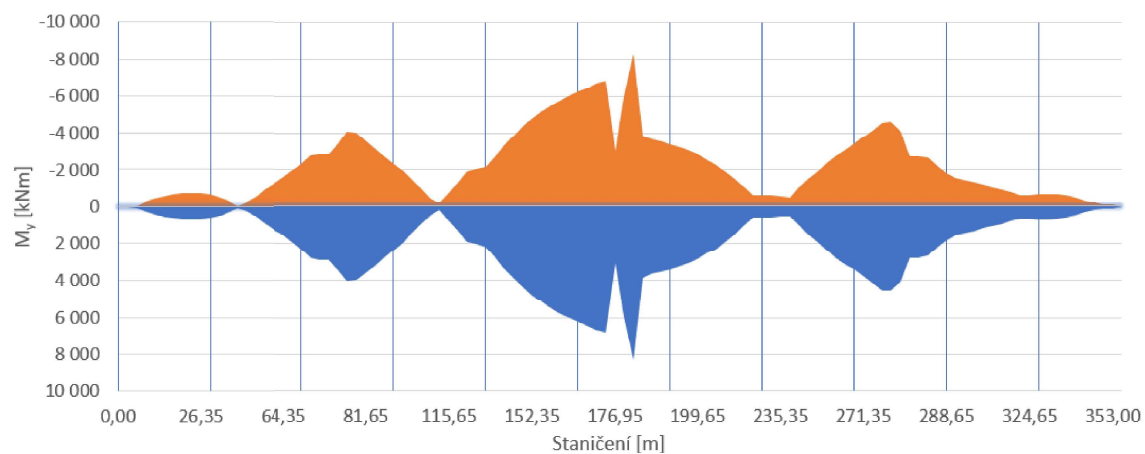
Obr. 7.17: Nerovnoměrné sedání



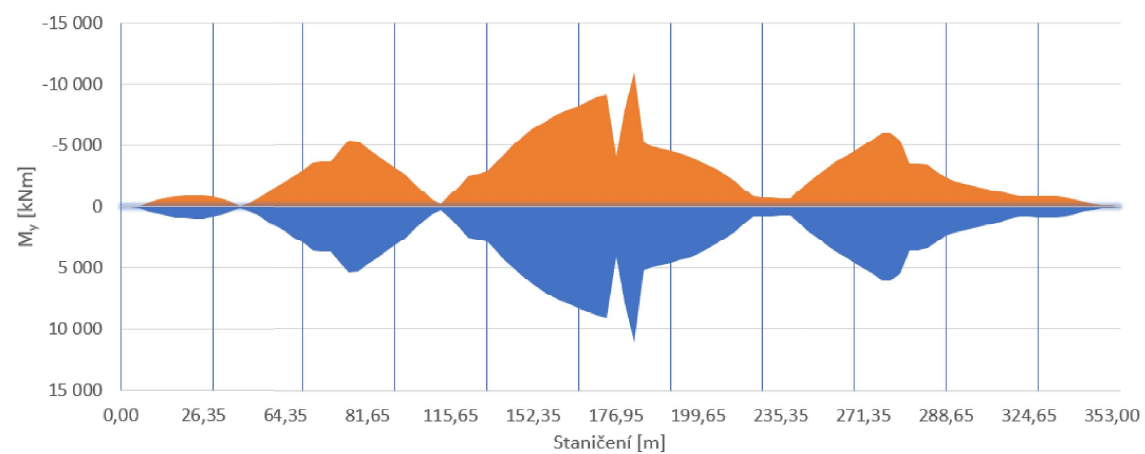
Obr. 7.18: Rovnoměrné složky teploty



Obr. 7.19: Svislé složky s nelineárními účinky

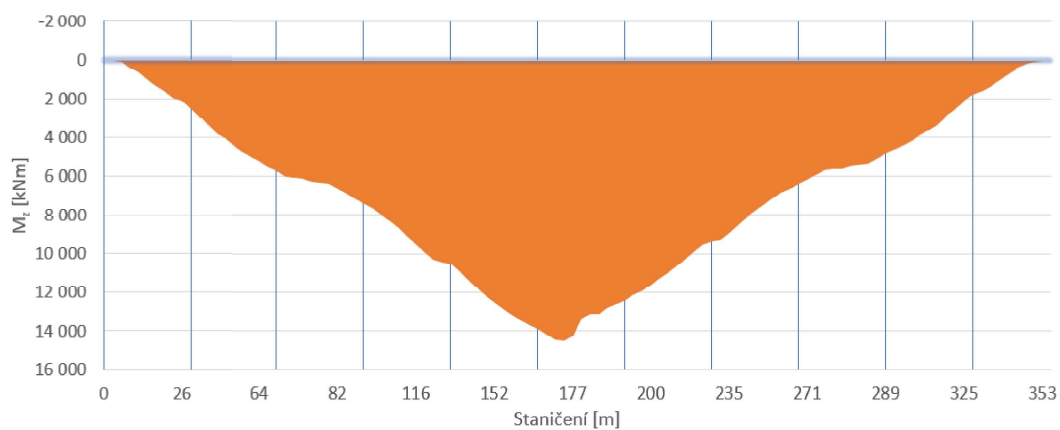


Obr. 7.20: Vítr pro kombinaci s dopravou

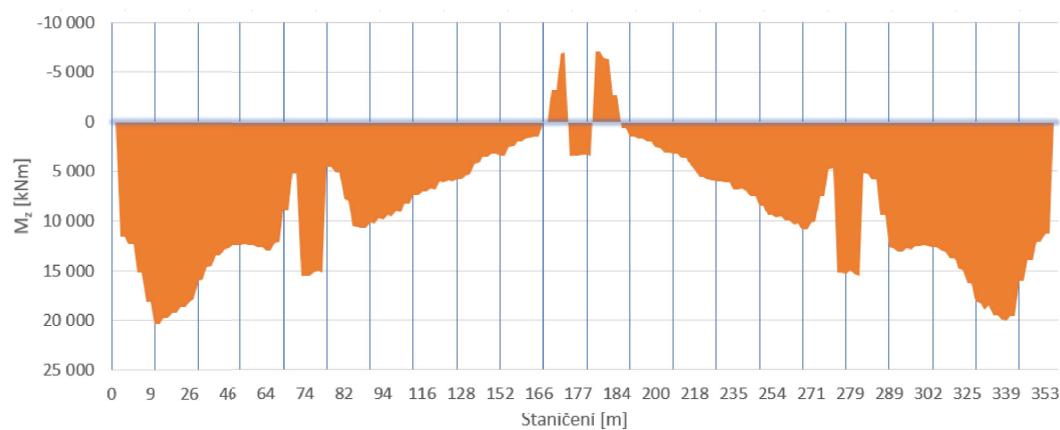


Obr. 7.21: Vítr

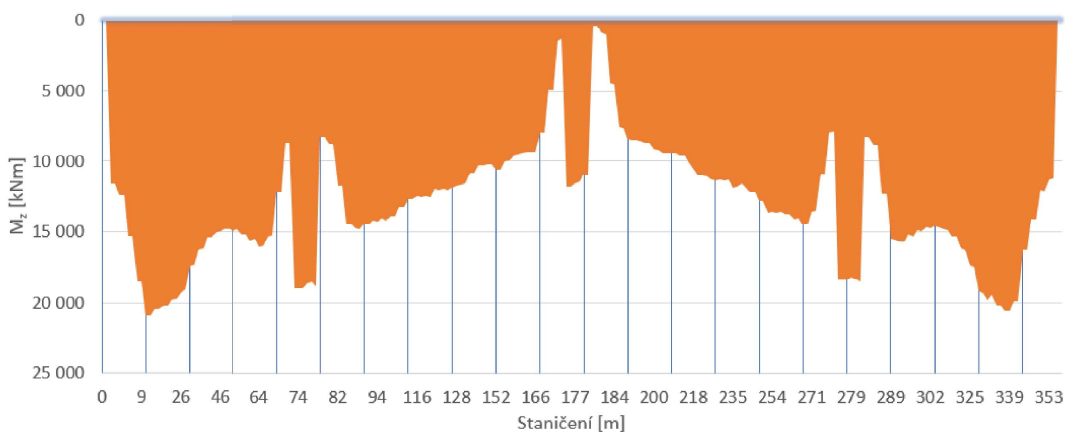
7.1.4 Ohybový moment M_z



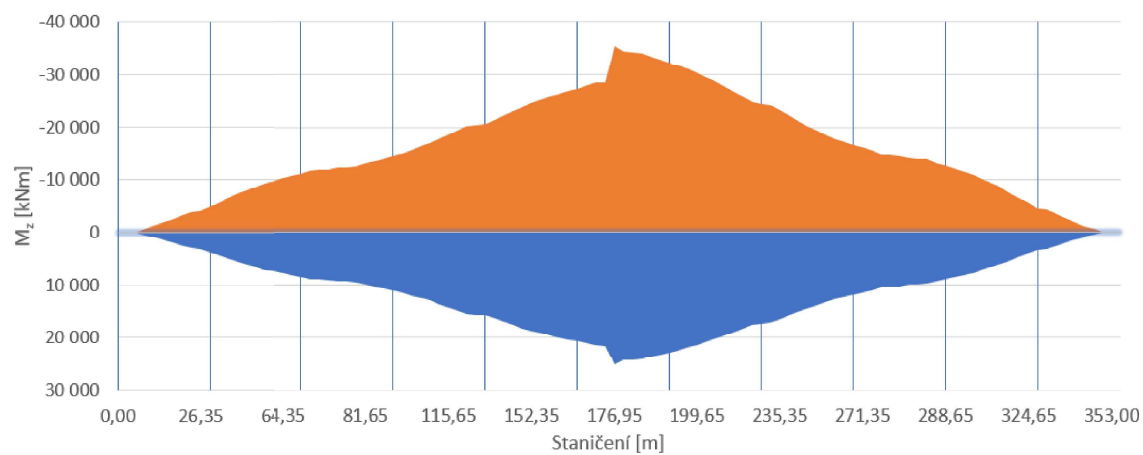
Obr. 7.22: Vlastní tíha



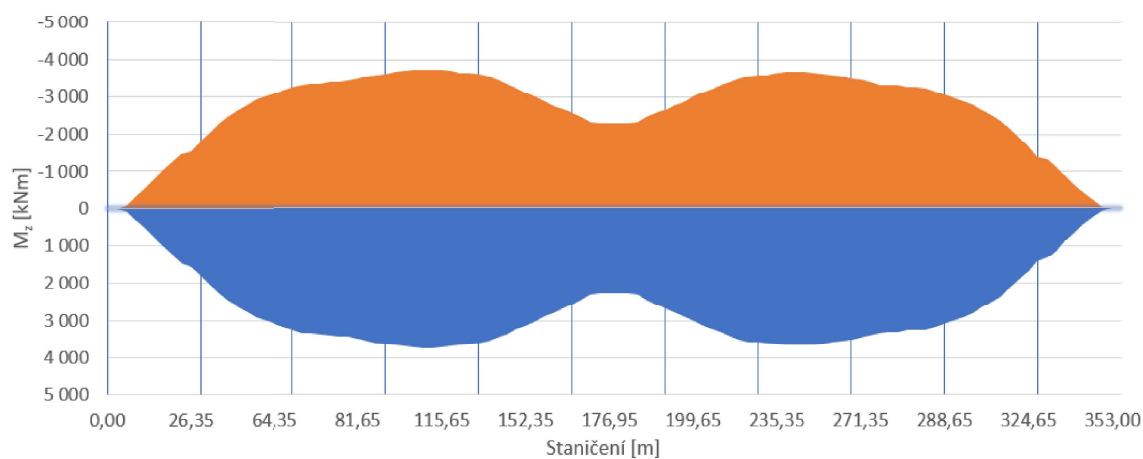
Obr. 7.23: Předpětí



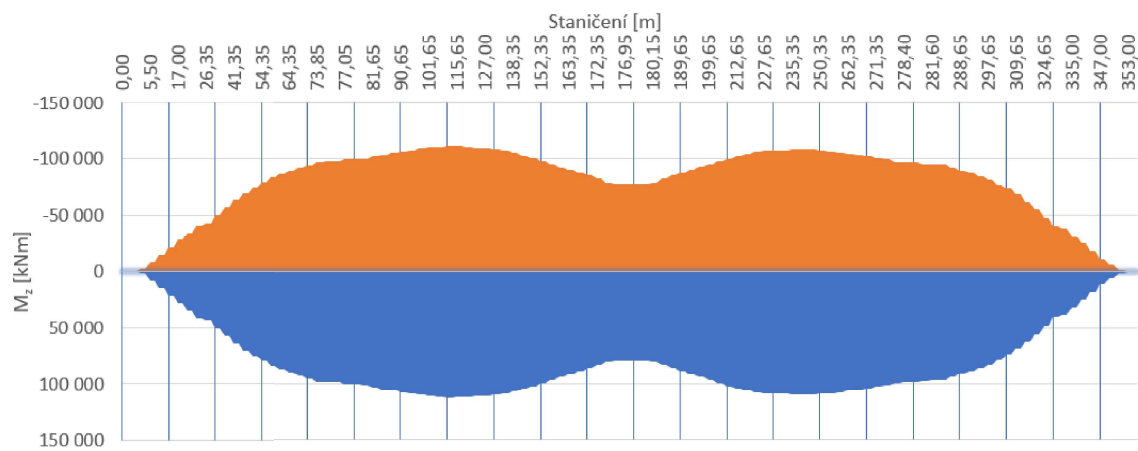
Obr. 7.24: Vl. tíha + předpětí + reologické jevy



Obr. 7.25: Soustava gr1a



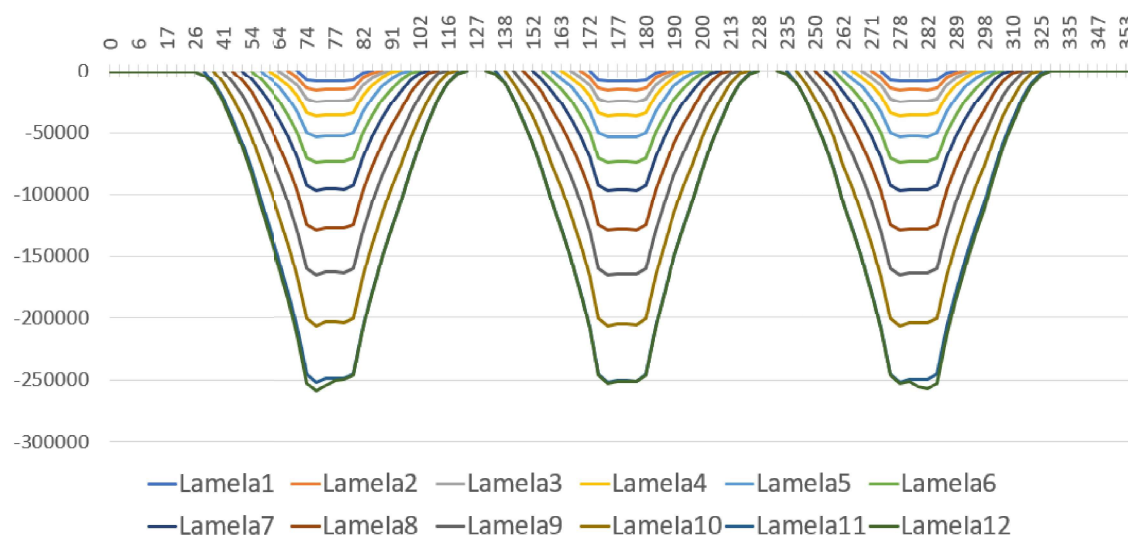
Obr. 7.26: Odstředivé síly



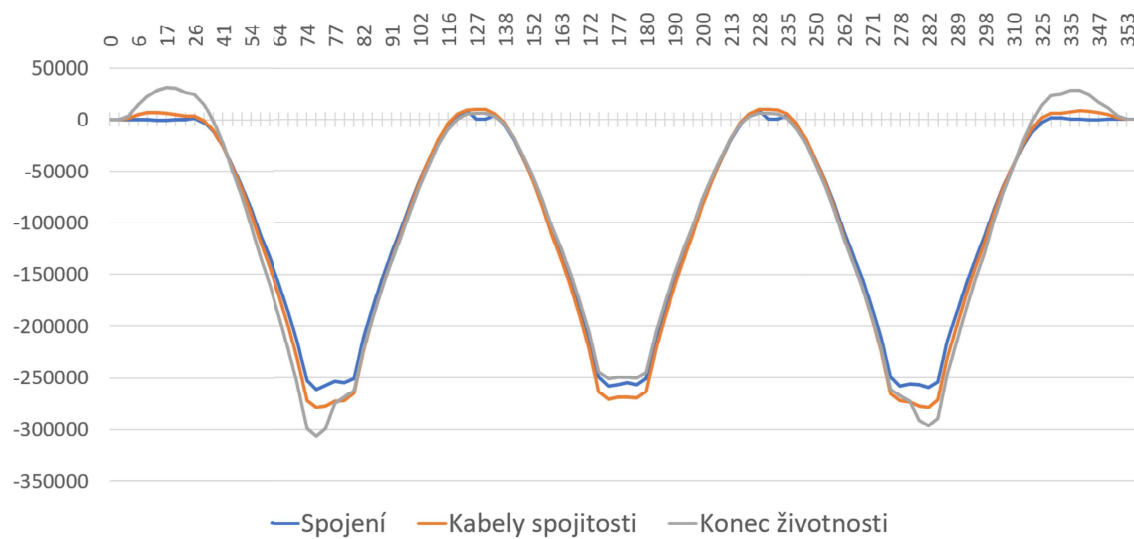
Obr. 7.27: Vítr

7.2 Časový průběh vnitřních sil

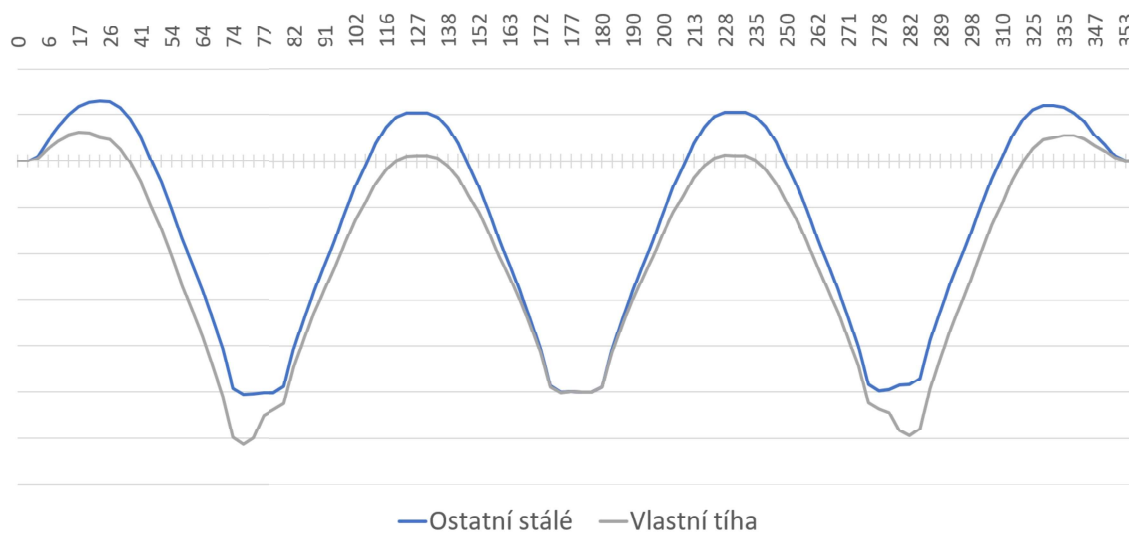
V průběhu výstavby se mění průběhy sil (normálových sil, posouvajících sil či ohybových a kroutících momentů). Jako nejvhodnější zástupce pro zobrazení těchto vlivů je vlastní tíha. V níže vykreslených grafech je možné pozorovat změnu ohybového momentu M_y v průběhu výstavby, kdy se měnila jak velikost nosníku, tak i statické působení. Pro tento typ konstrukce je velice důležité analyzovat konstrukci v závislosti na způsobu výstavby, jelikož jak je možné vidět z porovnání průběhu od ostatního stálého zatížení a vlastní tíhy v grafu 7.30, průběh ohybových momentů je velice rozdílný především nad krajními podpěrami a v kladném momentu v krajním vs. středním poli. Pro zřetelnost byly hodnoty ostatního stálého zatížení přenásobeny tak, aby co nejvíce kopírovaly hodnoty vlastní tíhy.



Obr. 7.28: Před spojením vahadel



Obr. 7.29: Po spojení vahadel



Obr. 7.30: Po spojení vahadel

7.3 Kombinace pro MSÚ

Pro kombinace zatížení dle ČSN EN 1990 jsou uvažovány rovnice 6.10a a 6.10b, jelikož jsou mnohem hospodárnější než rovnice 6.10. Rovnice jsou zapsány ve tvaru:

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

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

kde: "+" značí "kombinovaný s"; \sum značí "kombinovaný účinek"; ξ je redukční součinitel pro nepříznivá stálá zatížení G ; ψ je součinitel pro proměnné zatížení.

Pro každou kombinaci zatížení dopravou s jiným proměnným zatížením specifikovaným ČSN EN 1991 se musí příslušná sestava zatížení dle ČSN EN 1991-2 uvažovat jako jedno proměnné zatížení. S modelem zatížení 1 (LM1) nebo sestavou zatížení gr1 a se nemá kombinovat zatížení větrem vyšší, než je nižší z hodnot F_w^* nebo $\psi_0 \cdot F_{w,k}$. Zatížení teplotou a větrem se neuvažují společně.

Návrhové hodnoty zatížení pro mezní stavy únosnosti v trvalých a dočasných návrhových situacích (rovnice 6.10a a 6.10b) se mají uvažovat podle tabulek 7.1 a 7.2. Statická rovnováha mostů (EQU) se má ověřit při použití návrhových hodnot zatížení podle tabulky 7.1. Návrh nosných prvků (STR), který nezahrnuje geotechnická zatížení, se má ověřit použitím návrhových hodnot zatížení podle tabulky 7.2. V tabulkách z ČSN EN není specifikován součinitel γ_P pro kombinace účinků od předpětí, tyto hodnoty jsou totiž specifikovány pro daný typ konstrukce v normách ČSN EN 1990 až 1999. Pro tento typ konstrukce (dálniční most) platí dle ČSN EN 1992-1-1 více hodnot γ_p .

Pro ověření mezního stavu únosnosti se uvažuje, že předpětí působí příznivě, a proto $\gamma_{p,fav} = 1,0$. Při posouzení mezního stavu stability s vnějším předpětím, kde předpětí může působit nepříznivě se uvažuje s hodnotou $\gamma_{p,unfav} = 1,3$. Při posouzení lokálních účinků se taktéž uvažují nepříznivé účinky předpětí, a to o hodnotě $\gamma_{p,unfav} = 1,2$. Ostatní součinitele jsou stanoveny v tabulkách 7.1 a 7.2.

Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Předpětí	Hlavní proměnné zatížení (*)	Vedlejší proměnná zatížení (*)	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní
(Výraz 6.10)	$\gamma_{G,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$
(*) Proměnná zatížení jsou ta, která jsou uvažována v tabulkách A2.1 až A2.3.						
<p>POZNÁMKA 1 Hodnoty γ pro trvalé a dočasné návrhové situace mohou být stanoveny v národní příloze. ^{NP19)}</p> <p>Pro trvalé návrhové situace je doporučený soubor hodnot γ:</p> <p>$\gamma_{G,sup} = 1,05$ $\gamma_{G,inf} = 0,95^{(1)}$ $\gamma_Q = 1,35$ pro nepříznivá zatížení silniční dopravou a chodci, (0 pro příznivá); $\gamma_Q = 1,45$ pro nepříznivá zatížení železniční dopravou, (0 pro příznivá); $\gamma_Q = 1,50$ pro všechna ostatní nepříznivá proměnná zatížení v trvalých návrhových situacích (0 pro příznivá); γ_P = doporučené hodnoty jsou definovány v příslušných Eurokódech pro navrhování.</p> <p>Pro dočasné návrhové situace, při kterých vzniká nebezpečí ztráty statické rovnováhy, vyjadřuje $Q_{k,1}$ hlavní destabilizující proměnné zatížení a $Q_{k,i}$ vyjadřuje příslušné vedlejší destabilizující proměnné zatížení.</p> <p>Pokud je postup výstavby kontrolován odpovídajícím způsobem, jsou doporučené hodnoty souboru součinitelů γ:</p> <p>$\gamma_{G,sup} = 1,05$ $\gamma_{G,inf} = 0,95^{(1)}$ $\gamma_Q = 1,35$ pro nepříznivá staveništní zatížení (0 pro příznivá); $\gamma_Q = 1,50$ pro všechna ostatní nepříznivá proměnná zatížení (0 pro příznivá).</p> <p>⁽¹⁾ Tam, kde se používá protizávaží, lze variabilitu jeho charakteristik zohlednit např. pomocí jednoho nebo obou následujících doporučených pravidel:</p> <ul style="list-style-type: none"> – použití dílčího součinitele $\gamma_{G,inf} = 0,8$ tam, kde není vlastní tíha dobře definována (např. kontejner); – uvážením odchylek v umístění protizávaží oproti projektu, které je stanoveno úměrně k rozměrům mostu, přičemž velikost protizávaží je definována. U ocelových mostů se v průběhu vysouvání odchylka v umístění protizávaží zpravidla uvažuje hodnotou ± 1 m. 						
<p>POZNÁMKA 2 Pro ověření zdvihání v místě ložisek u spojitých mostů nebo v případech, kdy ověření statické rovnováhy také zahrnuje odolnost nosných prvků (např. tam, kde ztrátě statické rovnováhy je zabráněno stabilizačním systémem nebo zařízením, např. kotvením, podpěrami nebo zvláštními stojkami), lze kromě dvou oddělených postupů ověření podle tabulek A2.4(A) a A2.4(B) provést kombinované ověření podle tabulky A2.4(A). Soubor hodnot γ lze definovat v národní příloze. Doporučují se následující hodnoty γ: ^{NP26)}</p> <p>$\gamma_{G,sup} = 1,35$ $\gamma_{G,inf} = 1,25$ $\gamma_Q = 1,35$ pro nepříznivá zatížení silniční dopravou a chodci, (0 pro příznivá); $\gamma_Q = 1,45$ pro nepříznivá zatížení železniční dopravou, (0 pro příznivá); $\gamma_Q = 1,50$ pro všechna ostatní nepříznivá proměnná zatížení v trvalých návrhových situacích (0 pro příznivá); $\gamma_Q = 1,35$ pro všechna ostatní nepříznivá proměnná zatížení (0 pro příznivá); za předpokladu, že použitím $\gamma_{G,inf} = 1,00$ jak pro příznivou, tak pro nepříznivou část stálých zatížení nevznikne účinek nepříznivější.</p>						

Tab. 7.1: Návrhové hodnoty zatížení (EQU)(Soubor A)

Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Předpětí	Hlavní proměnné zatížení (*)	Vedlejší proměnná zatížení (*)		Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Předpětí	Hlavní proměnné zatížení (*)	Vedlejší proměnná zatížení (*)	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní		Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní
(Výraz (6.10))	$\gamma_{G,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,j,inf}$	γ_P	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$	(Výraz (6.10a))	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	γ_P		$\gamma_{Q,1} \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$
							(Výraz (6.10b))	$\xi \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	γ_P	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$

(*) Proměnná zatížení jsou ta, která jsou uvedena v tabulkách A2.1 až A2.3.

POZNÁMKA 1 Volba mezi (6.10), nebo (6.10a) a (6.10b) je uvedena v národní příloze. V případě použití (6.10a) a (6.10b) může národní příloha upravit (6.10a) tak, že zahrnuje pouze stálá zatížení.^(NP27)

POZNÁMKA 2 Hodnoty součinitelů γ a ξ lze stanovit v národní příloze. Při použití výrazů (6.10), nebo (6.10a) a (6.10b) jsou doporučené hodnoty součinitelů γ a ξ následující.^(NP20)

$\gamma_{G,sup} = 1,35$ ¹⁾

$\gamma_{G,inf} = 1,00$

$\gamma_Q = 1,35$, pokud Q reprezentuje nepříznivé působící zatížení od silniční dopravy nebo od chodců; (0 pro příznivá);

$\gamma_Q = 1,45$, pokud Q reprezentuje nepříznivé působící zatížení od železniční dopravy, pro sestavy zatížení 11 až 31 (s výjimkou 16, 17, 26³⁾ a 27³⁾), model zatížení 71, SW/0 a HSLM a skutečné vlaky, pokud se uvažují jako jednotlivá hlavní zatížení dopravou; (0 pro příznivá);

$\gamma_Q = 1,20$, pokud Q reprezentuje nepříznivé působící zatížení od železniční dopravy, pro sestavy zatížení 16 a 17 a SW/2; (0 pro příznivá);

$\gamma_Q = 1,50$ pro ostatní zatížení dopravou a pro další proměnná zatížení;²⁾

$\xi = 0,85$ (takže $\xi \gamma_{G,sup} = 0,85 \times 1,35 \approx 1,15$).

$\gamma_{G,set} = 1,20$ v případě pružné lineární analýzy a $\gamma_{G,set} = 1,35$ v případě nelineární analýzy, pro návrhové situace, kdy nerovnoměrné sedání může mít nepříznivé účinky. Pro návrhové situace, kdy zatížení způsobená nerovnoměrným sedáním mohou mít příznivé účinky, se tato zatížení neuvažují.

Viz také EN 1991 až EN 1999 pro hodnoty γ , které se použijí pro vynucená přetvoření.

γ_P = doporučené hodnoty definované v příslušných Eurokódech pro navrhování.

¹⁾ Tyto hodnoty zahrnují: vlastní tíhu nosných a nenosných částí, kolejové lože, zeminu, podzemní vodu a volně tekoucí vodu, odstranitelné zatížení, apod.

²⁾ Tyto hodnoty zahrnují: proměnný vodorovný zemní tlak, podzemní vodu, volně tekoucí vodu a kolejové lože, zvýšení složky zemního tlaku od dopravy, aerodynamická zatížení od dopravy, zatížení větrem, teplotou apod.

³⁾ Pro zatížení železniční dopravou u sestav zatížení 26 a 27 lze součinitel $\gamma_Q = 1,20$ použít pro jednotlivé složky zatížení dopravou související s SW/2 a součinitel $\gamma_Q = 1,45$ lze použít pro jednotlivé složky zatížení dopravou související s modely zatížení 71, SW/0 a HSLM, apod.

POZNÁMKA 3 Charakteristické hodnoty všech stálých zatížení z jednoho zdroje se násobí součinitelem $\gamma_{G,sup}$, pokud celkový výsledný účinek je nepříznivý a součinitelem $\gamma_{G,inf}$, pokud celkový výsledný účinek je příznivý. Např. všechna zatížení mající původ od vlastní tíhy konstrukce lze uvažovat jako pocházející z jednoho zdroje; toto lze použít i v případě, kdy se jedná o různé materiály. Nicméně viz A2.3.1(2).

POZNÁMKA 4 Pro zvláštní ověření lze hodnoty γ_Q a γ_Q rozdělit na γ_Q a γ_Q a na součinitel $\gamma_{Q,d}$ zahrnující nejistoty modelování. Hodnota $\gamma_{Q,d}$ je v oboru 1,0 – 1,15 a lze ji použít v nejobecnějších případech a také ji lze upravit v národní příloze.^(NP27)

POZNÁMKA 5 Tam, kde zatížení vodou nejsou zahrnuta v EN 1997 (např. proudící voda), lze pro konkrétní projekt stanovit kombinace zatížení, které se mají použít.

Tab. 7.2: Návrhové hodnoty zatížení (STR/GEO)(Soubor B)

7.3.1 Klíč kombinací pro MSÚ

Pro kombinační vztahy popsané v části 7.3 jsou použity následující zatěžovací stavy:

Stálé zatížení

Proměnné zatížení

Vlastní tíha - $G_{0,k}$

Soustava gr1a - $Q_{gr1a,k}$

Ostatní stálé - $G_{1,k}$

Soustava gr2 - $Q_{gr2,k}$

Ner. pok. podpor - $G_{set,k}$

Soustava gr5/1800 - $Q_{gr5,1800,k}$

Předpětí - P_k

Soustava gr5/3000 - $Q_{gr5,3000,k}$

Zatížení větrem - $Q_{w,i,k}$

Zatížení teplotou - $Q_{t,j,k}$

Staveništní zatížení - $Q_{c,k}$

Obecný zápis

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (7.1)$$

zápis dle 6.10a

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (7.2)$$

varianty dle 6.10a

$$E_d = \gamma_G \cdot (G_{0,k} + G_{1,k}) + \gamma_{G,set} \cdot G_{set,k} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{1,k} + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_{w,i,k}, \quad (7.3)$$

$$E_d = \gamma_G \cdot (G_{0,k} + G_{1,k}) + \gamma_{G,set} \cdot G_{set,k} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{1,k} + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_{t,j,k}, \quad (7.4)$$

zápis dle 6.10b

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \xi \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (7.5)$$

varianty dle 6.10b

$$E_d = \xi \cdot (\gamma_G \cdot (G_{0,k} + G_{1,k}) + \gamma_{G,set} \cdot G_{set,k}) + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{1,k} + \gamma_Q \cdot Q_{w,i,k}, \quad (7.6)$$

$$E_d = \xi \cdot (\gamma_G \cdot (G_{0,k} + G_{1,k}) + \gamma_{G,set} \cdot G_{set,k}) + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{1,k} + \gamma_Q \cdot Q_{t,j,k}, \quad (7.7)$$

kde $Q_{1,k}$ je hlavní proměnné zatížení od dopravy. Jak již bylo zmíněno v 7.3 nekombinují se společně vítr a teplota, proto byly vytvořeny varianty kombinací pro každé zatížení zvlášť. U kombinace větru s dopravou je nutné dodržet aby kombinační hodnota $\psi_0 F_{w,k}$ byla menší než F_w^* . V modelu byly uvažovány zatížení větrem od obou rychlostí (rychlost z mapy a náhradní rychlost větru $v_{b,0}^*$), jak bylo však ověřeno ze zápisu kombinací, tak rychlost větru $v_{b,0}$ by musela být větší, než 38,3m/s, tj. v našem případě (a v případě konstrukce na území ČR) tato omezující podmínka nemá význam (dokud bude v ČR platit stávající větrová mapa). Co se týče kombinací se zatížením teplotou, tak pro současné působení rovnoměrné a rozdílové složky teploty platí:

$$\Delta T_{M,heat}(\text{nebo} \Delta T_{M,cool}) + \omega_N \cdot \Delta T_{N,exp}(\text{nebo} \Delta T_{N,con}), \quad (7.8)$$

nebo

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat}(\text{nebo} \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp}(\text{nebo} \Delta T_{N,con}), \quad (7.9)$$

kde

$$\omega_N = 0,35$$

$$\omega_M = 0,75$$

a zvolí se vztah, který pro danou kombinaci s hlavním proměnným zatížením vyvodí nejnepríznivější účinek.

Kombinace pro ověření stability

Vztahy pro ověření stability jsou shodné se vztahy uvedenými v 7.3.1. Ovšem součinitele zatížení již budou rozdílné, jelikož pro ověření stability se využívá tabulka 7.1. Pro ověření stability při výstavbě vahadla se použije soubor γ pro dočasné návrhové situace uvedený v dané tabulce. Pro ověření zdvíhání v místě ložisek se využije soubor γ připojený k POZNÁMKA 2 dané tabulky.

7.4 Kombinace pro MSP

Pro MSP platí následující tabulka návrhových hodnot pro kombinaci zatížení. Při výpočtu napětí a průhybů mají být uvažovány průřezy neporušené trhlinami.

Kombinace	Stálá zatížení G_d		Předpětí	Proměnná zatížení Q_d	
	Nepříznivá	Příznivá		Hlavní	Ostatní
Charakteristická	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,j} Q_{k,j}$
Častá	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,j} Q_{k,j}$
Kvazistálá	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,j} Q_{k,j}$

Tab. 7.3: Návrhové hodnoty zatížení použité v kombinacích zatížení

7.4.1 Omezení napětí

Tlakové napětí v betonu musí být omezeno, aby se zabránilo vzniku podélných trhlin, mikrotrhlin nebo velkému dotvarování, které mohou nepříjemně ovlivnit funkčnost konstrukce. Podélné trhliny se mohou objevovat, pokud úroveň napětí při charakteristické kombinaci zatížení překročí kritickou hodnotu. Tyto trhliny mohou vést ke snížení trvanlivosti. Doporučuje se omezit tlaková napětí na hodnotu $k_1 \cdot f_{ck}$ v oblastech vystavených stupňům vlivu prostředí XD, XF a XS. Doporučená hodnota $k_1 = 0,6$. Pokud je napětí v betonu při kvazistálé kombinaci zatížení menší nebo rovno než $k_2 \cdot f_{ck}$, lze předpokládat lineární dotvarování. Pokud napětí v betonu překročí $k_2 \cdot f_{ck}$, má se uvažovat nelineární dotvarování. Doporučená hodnota $k_2 = 0,45$.

7.4.2 Omezení trhlin

Trhliny musí být omezeny tak, aby nedošlo k narušení řádné funkce nebo trvanlivosti konstrukce, popř. k nepříznivému ovlivnění jejího vzhledu. Vzhledem k náhodnosti vzniku trhlin nelze předem spolehlivě stanovit šířku skutečných trhlin. Pokud budou hodnoty spočítané šířky trhlin splňovat hodnoty uvedené v tabulce 7.4, nebude pravděpodobně ohrožena trvanlivost konstrukce.

Ověření dekomprese znamená, že v nejméně tlačném vláknu průřezu není tahové

Stupeň vlivu prostředí	Železobetonové prvky a prvky předpjaté bez soudržné výztuže	Prvky předpjaté soudržnou výztuží
	Kvazi-stálá kombinace zatížení	Častá kombinace zatížení
X0, XC1	0,3 ^{a)}	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ^{b)}
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3		dekomprese
^{a)} Pro stupně vlivu prostředí X0, XC1 nemá šířka trhliny vliv na trvanlivost a uvedená hodnota má zajistit přijatelný vzhled. Pokud nejsou kladeny požadavky na vzhled, lze uvedenou hodnotu zvětšit.		
^{b)} Pro tyto stupně vlivu prostředí má být také posouzena dekomprese při kvazi-stálé kombinaci zatížení.		

Tab. 7.4: Návrhové hodnoty zatížení použité v kombinacích zatížení

napětí, tj. v průřezu je namáhání tlakové případně nulové. V některých případech je nutné ověření a omezení smykových trhlin ve stěnách.

Minimální průřezové plochy výztuže

U tvarově proměnných průřezů (komorový nosník, T-průřez) má být minimální plocha stanovena zvlášť pro jednotlivé části průřezu (stěny, desky).

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} \quad (7.10)$$

7.4.3 Omezení průhybu

Pro vyrovnání průhybu od vlastní tíhy se navrhuje nadvýšení, v případě letmé betonáže se musí zohlednit průběh výstavby na nadvýšení konstrukce. Ověření průhybu proběhne od časté kombinace na konci životnosti.

$$w_{max} = \frac{l}{600} \quad (7.11)$$

8 Posouzení konstrukce

8.1 Posouzení MSP

Konstrukce musí být funkční po dobu své provozní životnosti. V mezním stavu použitelnosti tedy budou ověřeny vlastnosti konstrukce na konci životnosti dle ČSN EN 1992 – 1 – 1 a zároveň dle ČSN EN 1992-2.

8.1.1 Omezení napětí

Tlaková napětí - Beton

Pro omezení vzniku podélných trhlin je nutné nepřekročit kritickou úroveň tlakového napětí při charakteristické kombinaci.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,1} \cdot Q_{k,i}, \quad (8.1)$$

pro charakteristickou kombinaci tedy platí:

$$\gamma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck}(t) \quad (8.2)$$

Pro možnost předpokladu lineárního dotvarování betonu je nutné uvažovat v kvazistálé kombinaci dodržení kritického napětí. při nesplnění této podmínky je nutné uvažovat nelineární dotvarování.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (8.3)$$

pro kvazistálou kombinaci tedy platí:

$$\gamma_c \leq 0,45 \cdot f_{ck}(t) \quad (8.4)$$

Ovšem v řešeném případě není nutné tuto podmínku dodržet, jelikož je v modelu zahrnuto dotvarování a smršťování betonu pomocí obecné přírůstkové metody. Pro názornost je tedy uvažována i tato podmínka.

Tahová napětí - Předpínací výztuž

Pro zabránění nepružného přetváření předpínací výztuže je nutné omezit napjatost ve výztuži na hodnotu $k_5 \cdot f_{pk}$. Doporučená hodnota $k_5 = 0,75$. Tato podmínka již byla zohledněna v 6 a dále bude opět ověřena.

8.1.2 Omezení trhlin

Pro dodržení podmínky omezení trhlin je nutné dodržet pro $\sigma_{c,min}$:

charakteristickou kombinaci

$f_{ctk0,05}$... v provozních stavech
$f_{ctk0,05}$... ve stavebních stavech pro $t > 28d$
$f_{ctk0,05}(t)$... ve stavebních stavech pro $t < 28d$

častou kombinaci

$0,00 MPa$... v provozních stavech(dekomprese)
------------	--------------------------------------

kvazistálou kombinaci

$0,00 MPa$... v provozních stavech(dekomprese)
$f_{ctk0,05}$... ve stavebních stavech pro $t > 28d$
$f_{ctk0,05}(t)$... ve stavebních stavech pro $t < 28d$

8.1.3 Ověření výpočtu napětí v SW Midas civil

Pro ověření správnosti výpočtu napětí jsou zkontrolovány hodnoty napětí v průřezu od normálové síly a ohybového momentu ve směru osy y. Pro oba výpočty je uvažován pouze betonový průřez, pro přesnější vyjádření by se mělo uvažovat s ideálním průřezem.

Ruční ověření napětí

Obecný vzorec pro výpočet napětí

$$\sigma_{c,i,N}^{d(h)} = \frac{N_i}{A_{c,i}}, \quad (8.5)$$

$$\sigma_{c,i,M}^{d(h)} = \frac{M_i}{W_{d(h),i}}, \quad (8.6)$$

kde N_i, M_i představují vnitřní síly působící v průřezu a d a h představují indexy pro horní a dolní vlákna. Toto rozdělení je zvoleno pro lepší kontrolu hodnot s hodnotami z SW.

Průřez v poli L/2 Průřez má následující průřezové charakteristiky:

$$A_c = 8,5198m^2$$

$$I_y = 6,8716m^4$$

$$z_d = 1,6240m$$

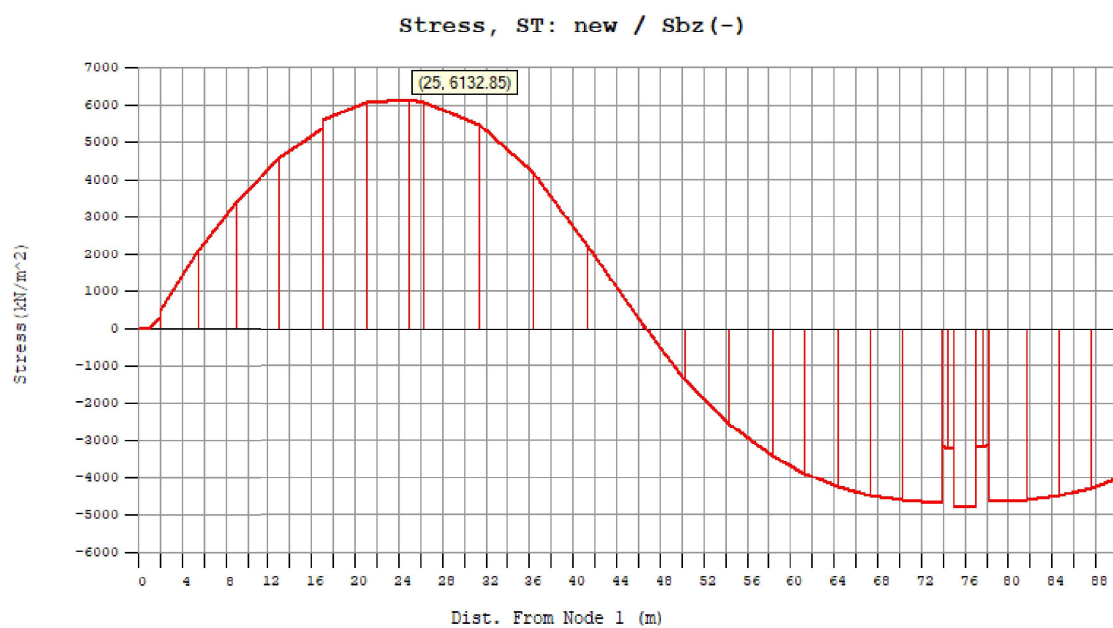
$$z_h = 0,8760m$$

Kontrolní ZS - spojitě rovnoměrné zatížení ve směru glob. z Na průřez působí zatížení $M_i = 25949,7kNm$ a $N_i = 0,0kN$.

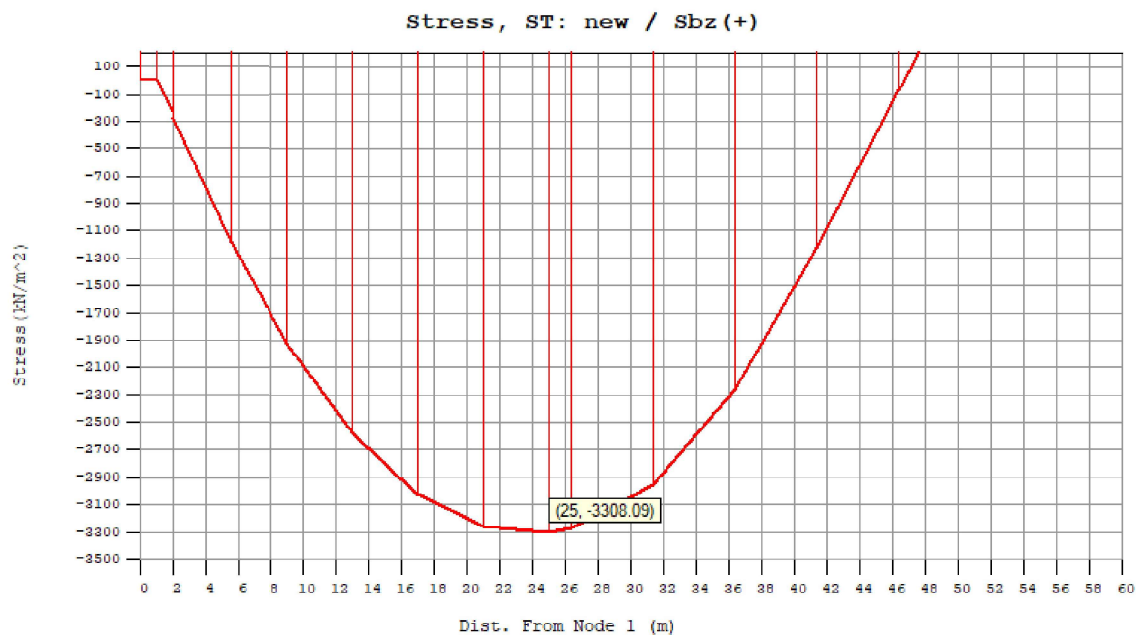
$$\sigma_{c,i,M}^d = \frac{25949,7}{6,8716/1,6240} = 6132,82kPa$$

$$\sigma_{c,i,M}^h = \frac{25949,7}{6,8716/(-0,8760)} = -3307,59kPa,$$

Hodnoty stanovené SW Midas civil jsou následující:



Obr. 8.1: Napětí od ohybového momentu z(-)



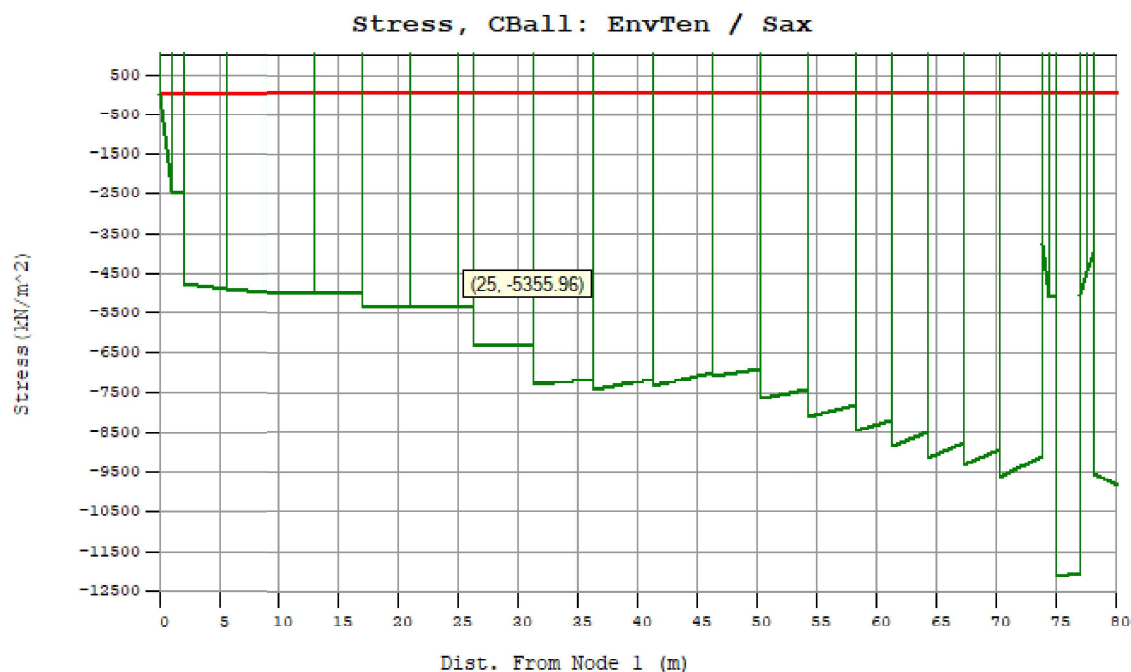
Obr. 8.2: Napětí od ohybového momentu $z(+)$

Skutečný ZS - Predpětí - Obálka absolutní Na průřez působí zatížení $M_i = -51413,8 \text{ kNm}$ a $N_i = -45631,7 \text{ kN}$.

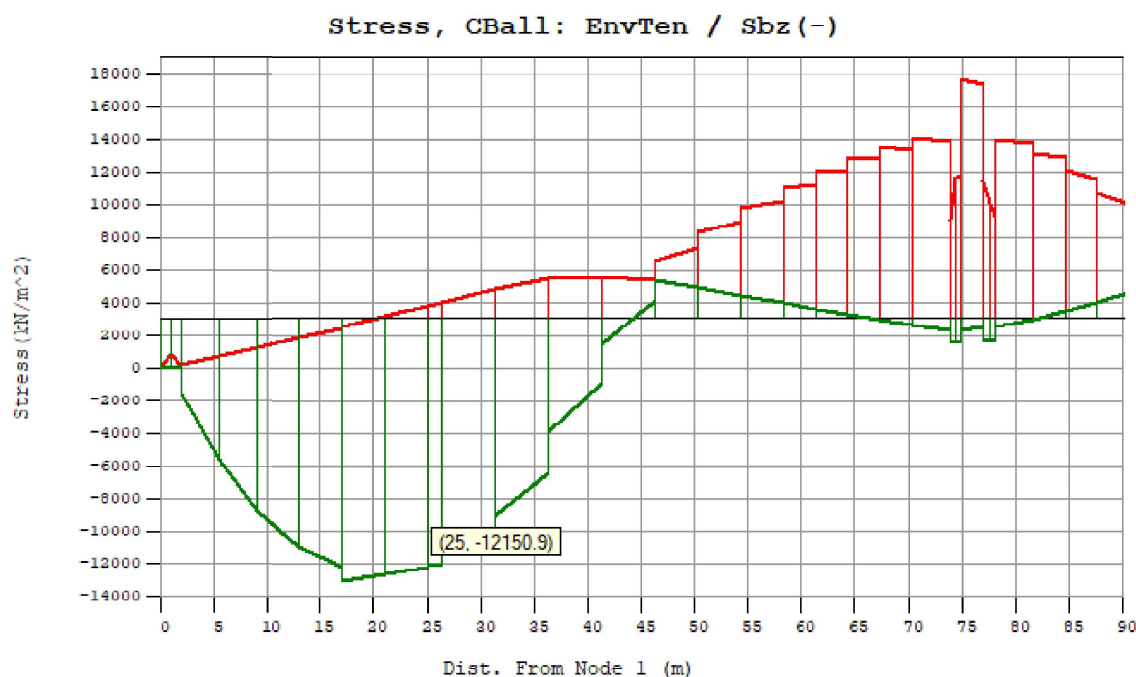
$$\sigma_{c,i,M}^d = \frac{-51413,8}{6,8716/1,6240} = -12174,51 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{c,i,N}^d = \frac{-45631,7}{8,5198} = -5355,96 \text{ kPa},$$

Hodnoty stanovené SW Midas civil jsou následující:



Obr. 8.3: Napětí od normálové síly



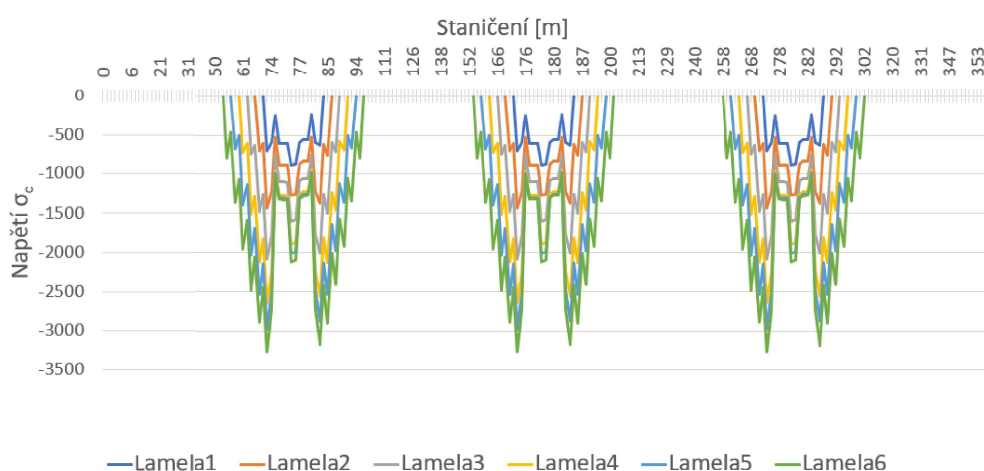
Obr. 8.4: Napětí od ohybového momentu z(-)

Závěr ověření Hodnoty napětí z ručního ověření a ze SW si odpovídají v rozmezí setin až jednotek kPa a pro stanovení napětí v konstrukci jsou hodnoty ze SW přijaté za správné. V dalších částech již budou uváděna pouze graficky znázorněná data, tj. napětí i jejich posouzení bude pomocí grafu.

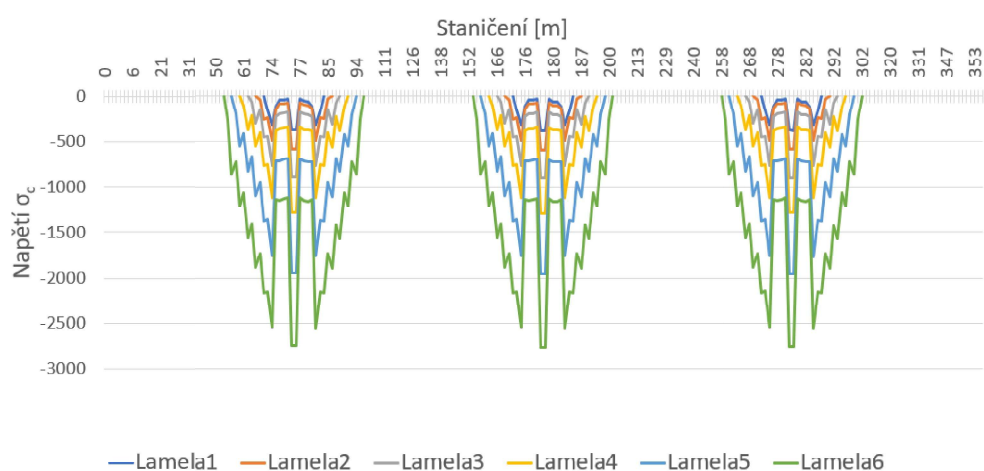
8.1.4 Fáze výstavby

V etapách při výstavbě vahadel je uvažováno pouze stálé zatížení a staveništní zatížení. Zatížení od větru se při posuzování napětí v průřezu zanedbává, jelikož je jeho vliv zanedbatelný. V tomto případě se tedy charakteristická kombinace shoduje s kvazistálou. Pro zlepšení přehlednosti, čitelnosti a názornosti grafů bylo vytvořeno větší množství na sebe navazujících grafů. Jelikož je uvažováno v modelu s ohybovým namáháním v obou rovinách, je zvoleno vždy nejvíce nevyhovující krajní vlákno.

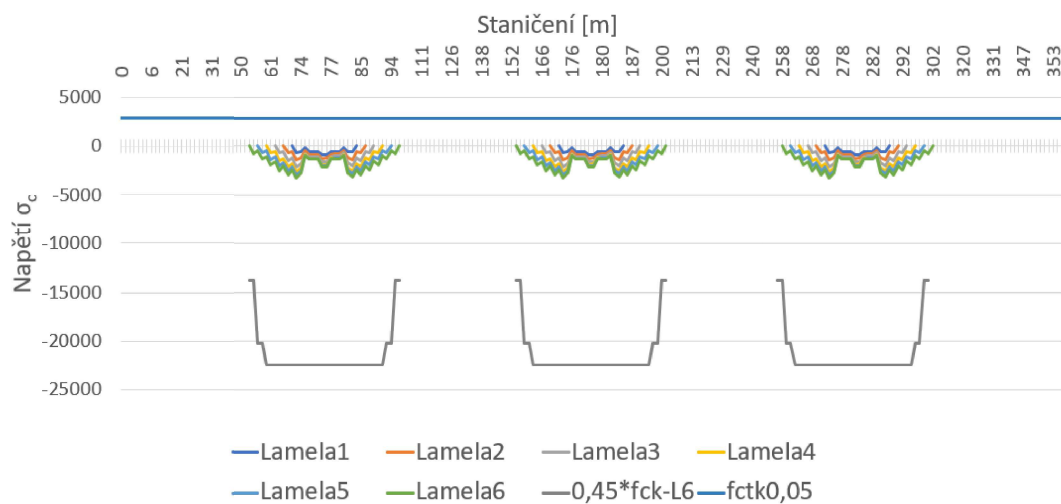
V níže uvedených grafech je konstrukce rozdělena dále do fáze výstavby vahadla(A) a fáze po spojení vahadel(B). Konečnou fází je uvedení do provozu, tj. počáteční krok fáze v čase T_q .



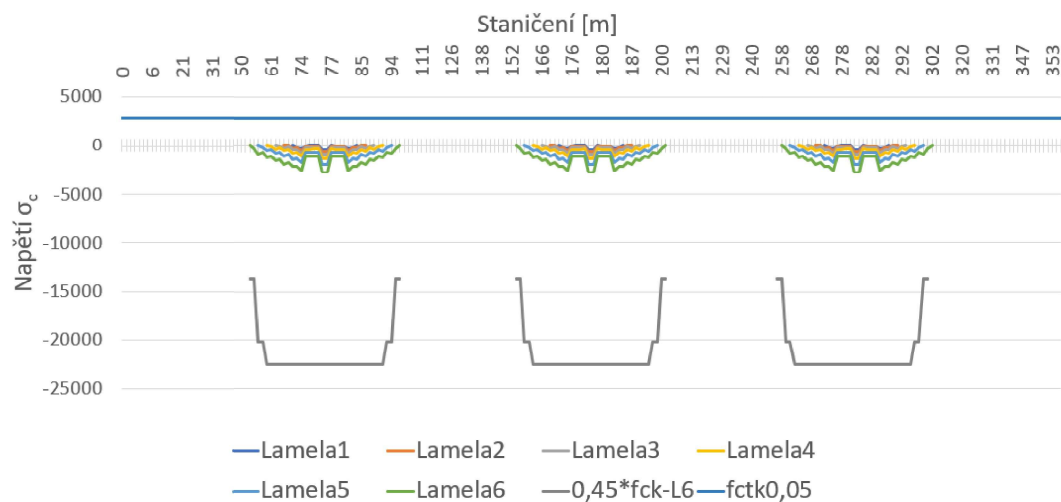
Obr. 8.5: A - Napětí při horních vláknech



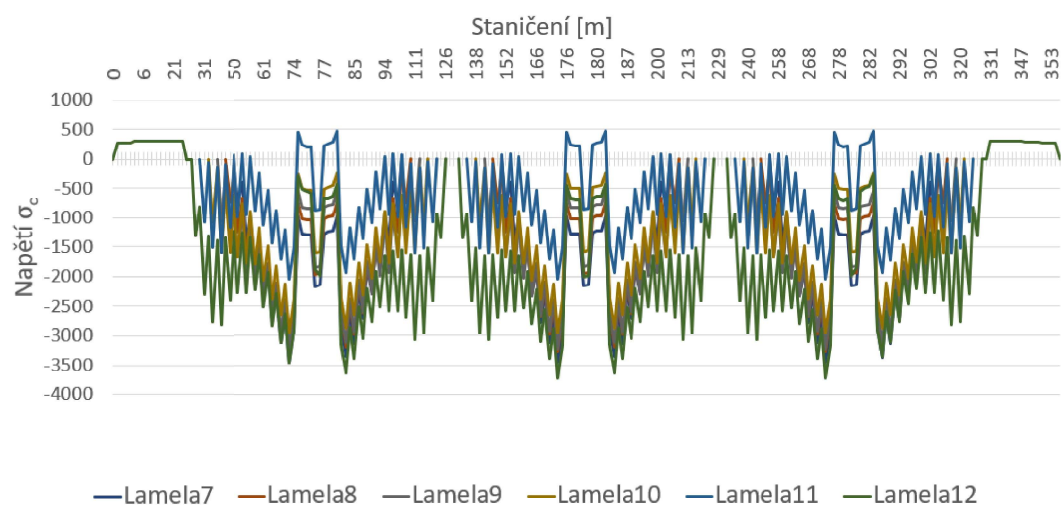
Obr. 8.6: A - Napětí při dolních vláknech



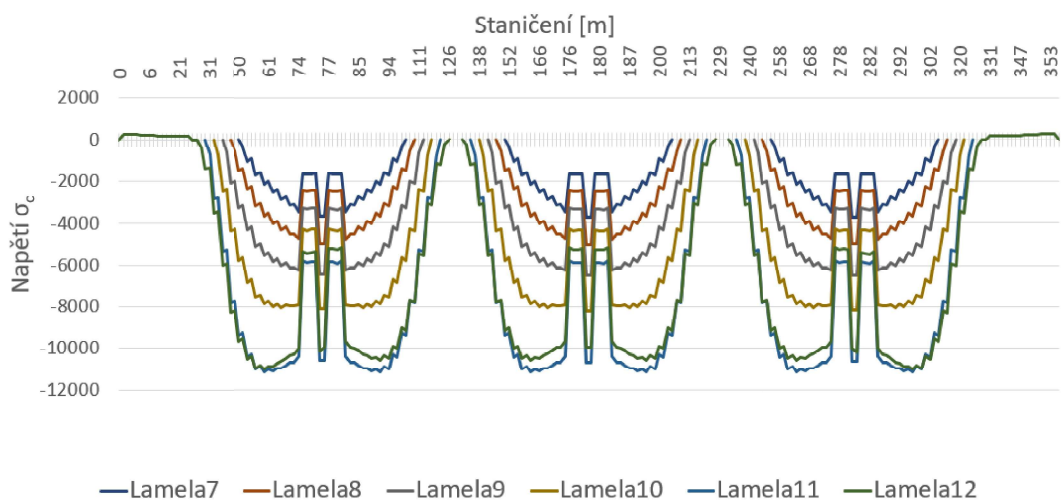
Obr. 8.7: A - Napětí při horních vláknech + posudek



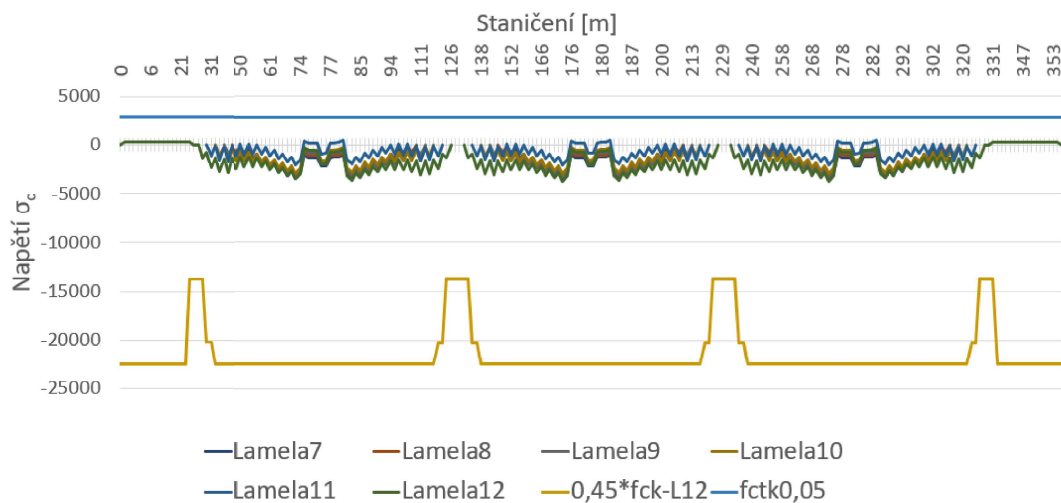
Obr. 8.8: A - Napětí při dolních vláknech + posudek



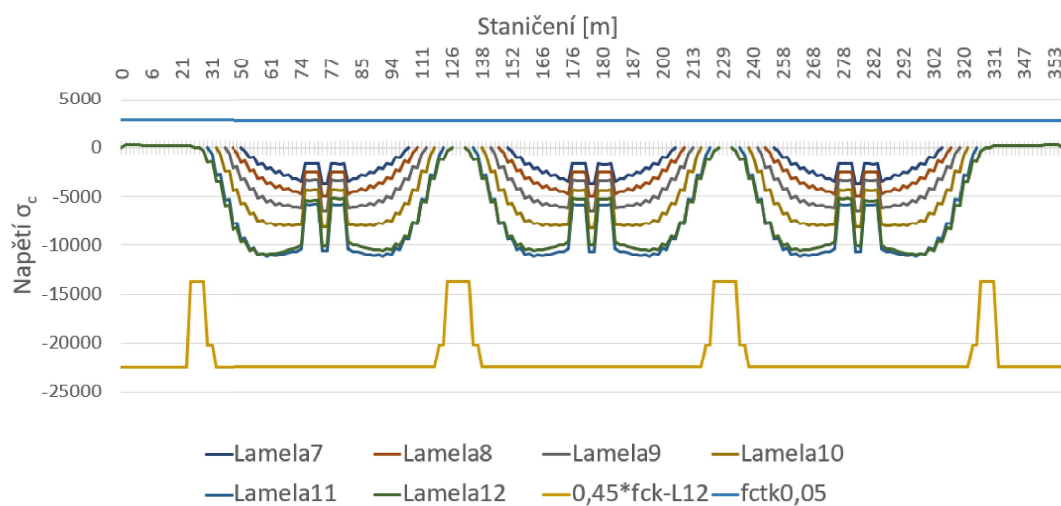
Obr. 8.9: A - Napětí při horních vláknech



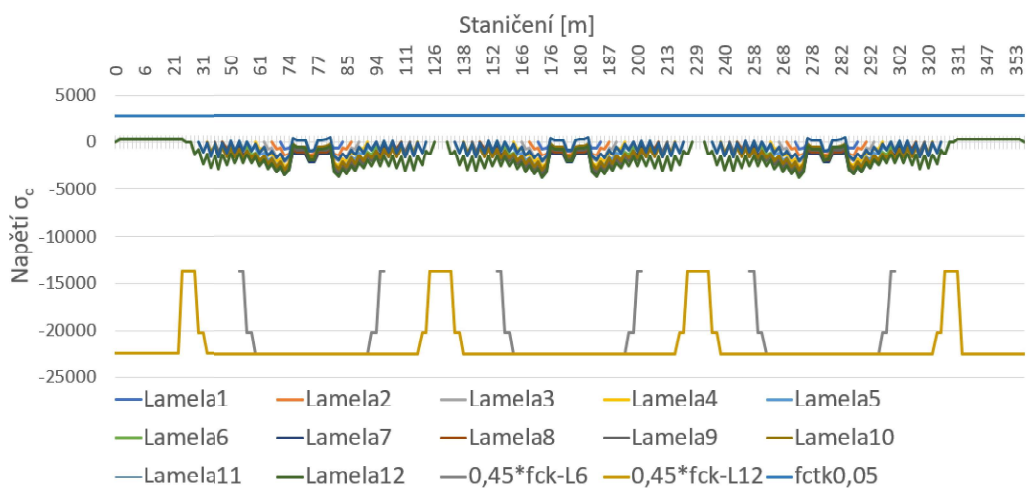
Obr. 8.10: A - Napětí při dolních vláknech



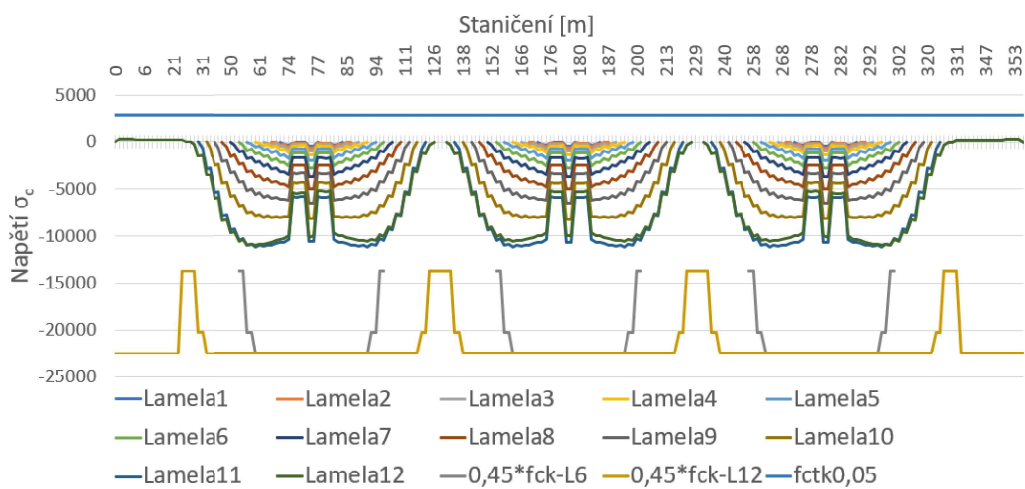
Obr. 8.11: A - Napětí při horních vláknech + posudek



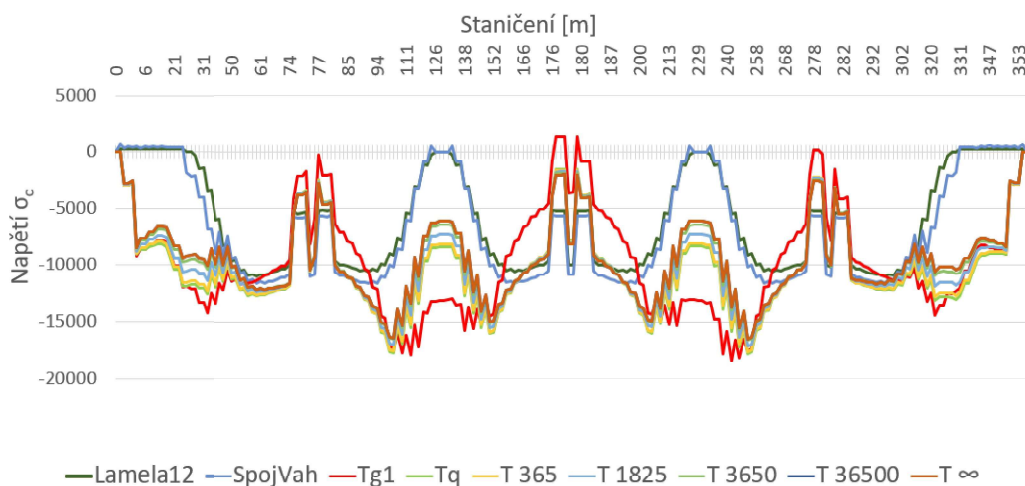
Obr. 8.12: A - Napětí při dolních vláknech + posudek



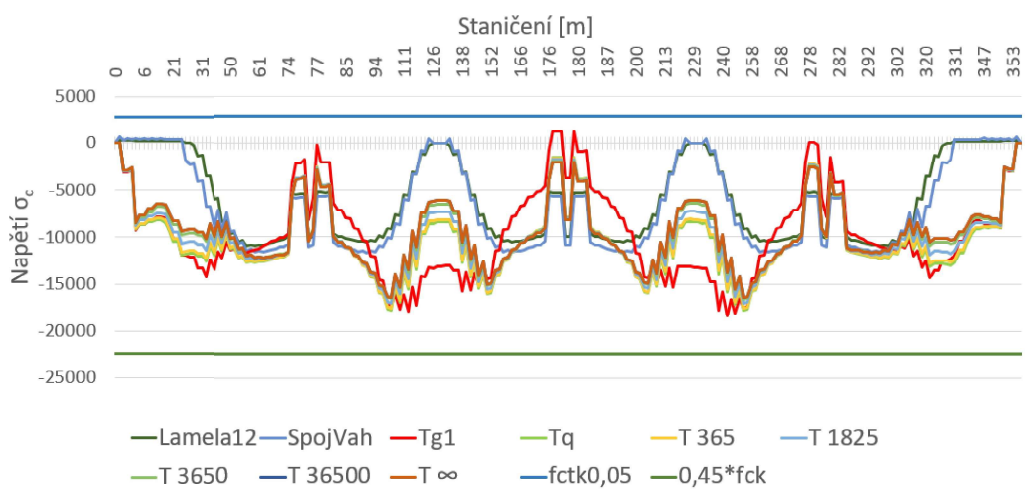
Obr. 8.13: A - Napětí při horních vláknech + posudek



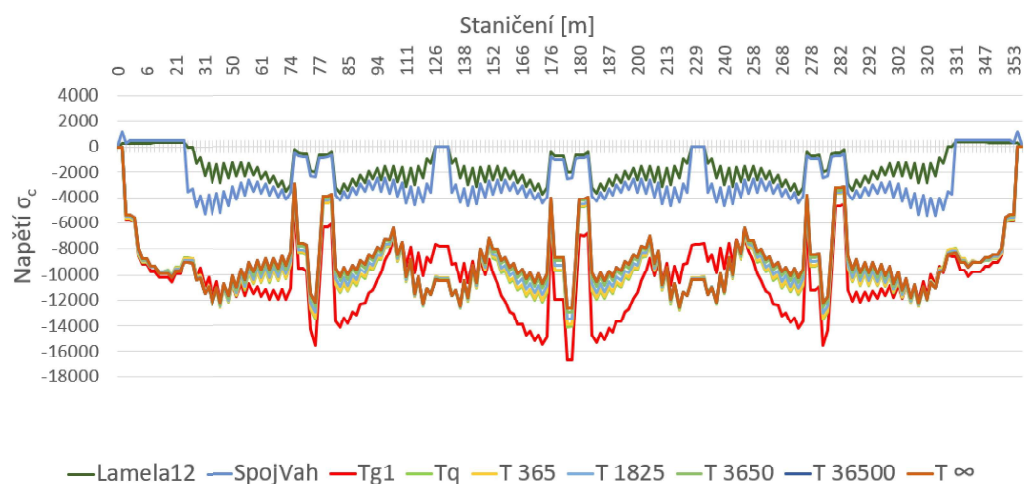
Obr. 8.14: A - Napětí při dolních vláknech + posudek



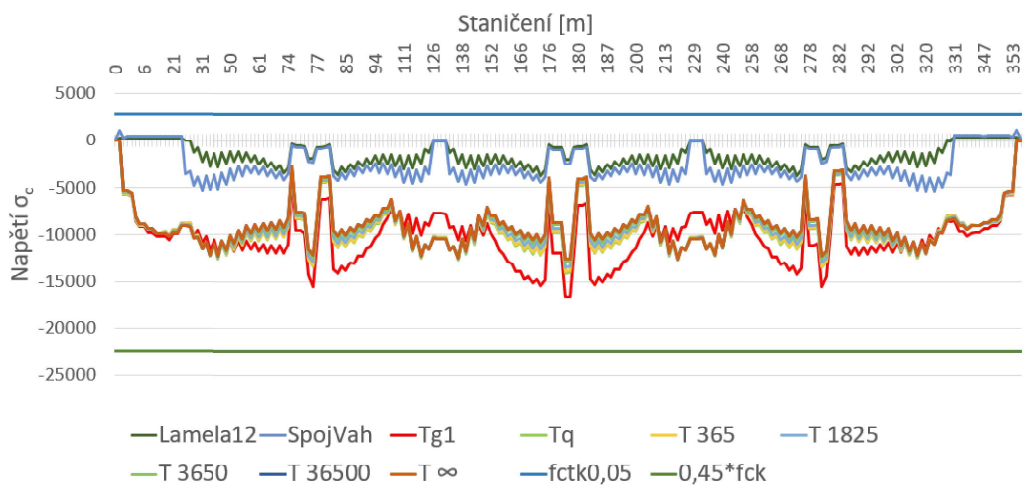
Obr. 8.15: B - Napětí při dolních vláknech



Obr. 8.16: B - Napětí při dolních vláknech + posudek



Obr. 8.17: B - Napětí při horních vláknech

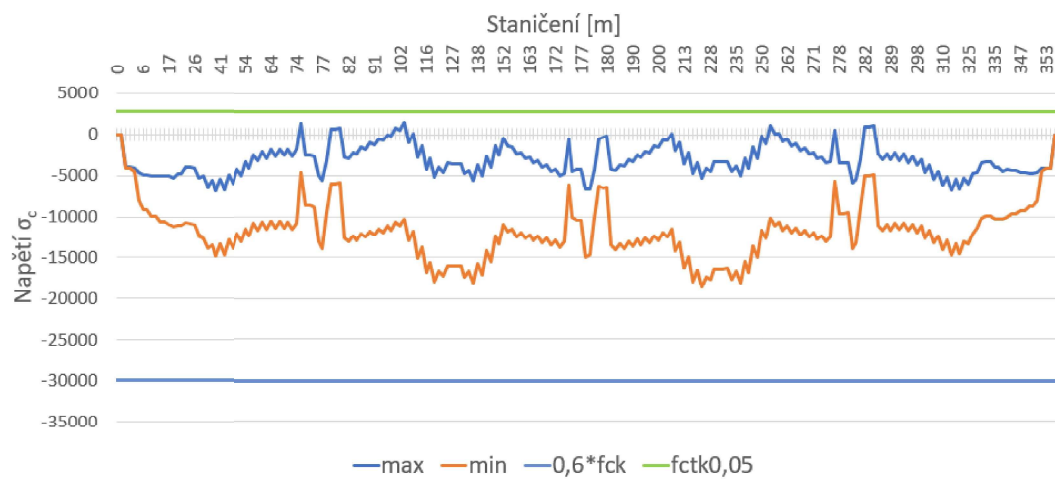


Obr. 8.18: B - Napětí při horních vláknech + posudek

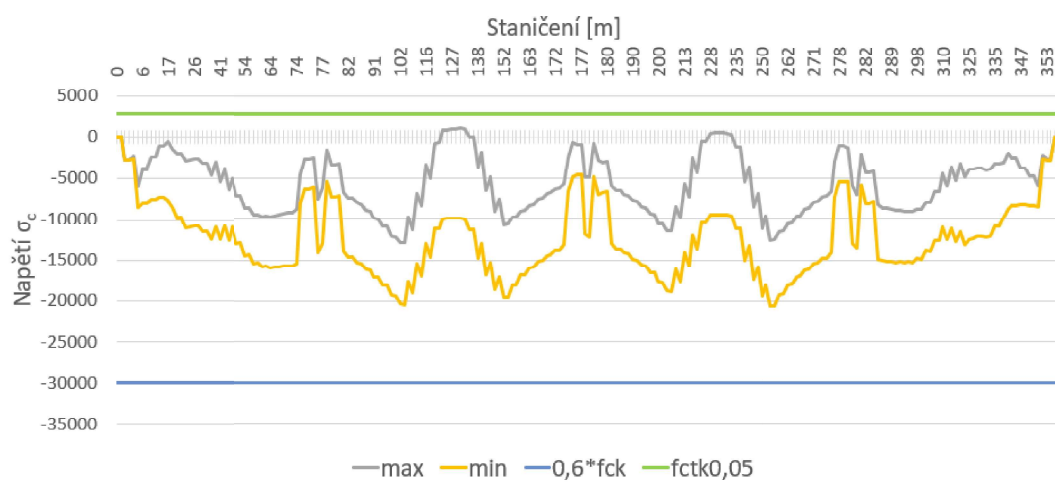
8.1.5 Provozní Fáze

Po uvedení mostu do provozu působí na konstrukci více druhů proměnného zatížení a musí se opět konstrukce posoudit na různé kombinace a jejich specifické podmínky

Charakteristická kombinace

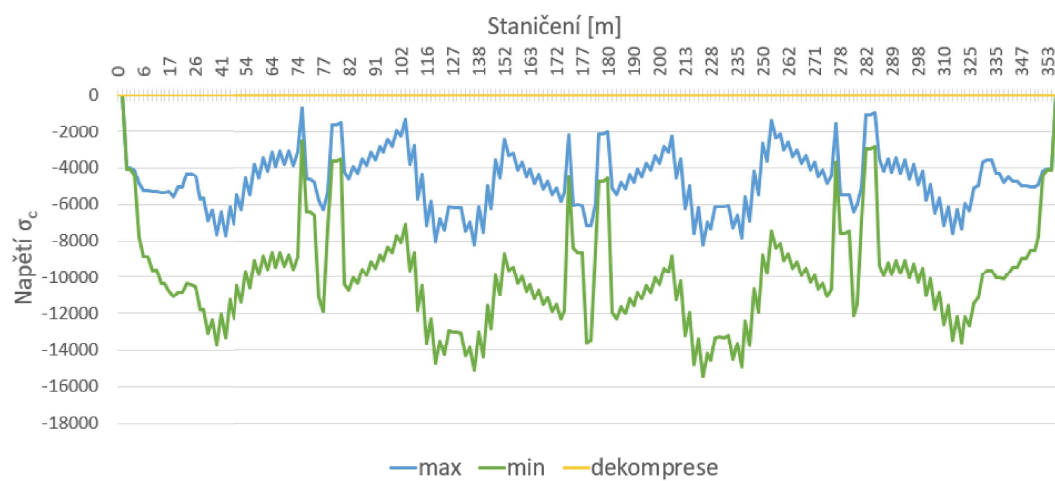


Obr. 8.19: Char. komb. horní vlákna

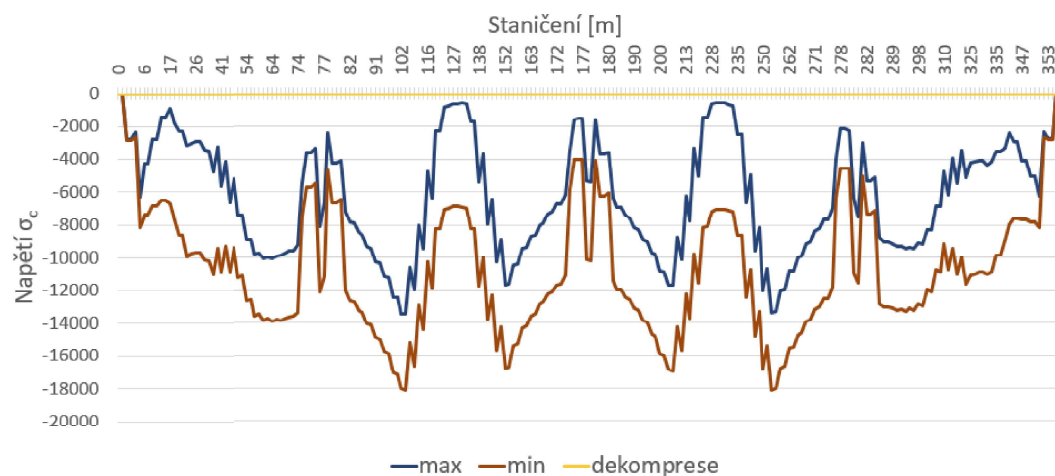


Obr. 8.20: Char. komb. dolní vlákna

Častá kombinace

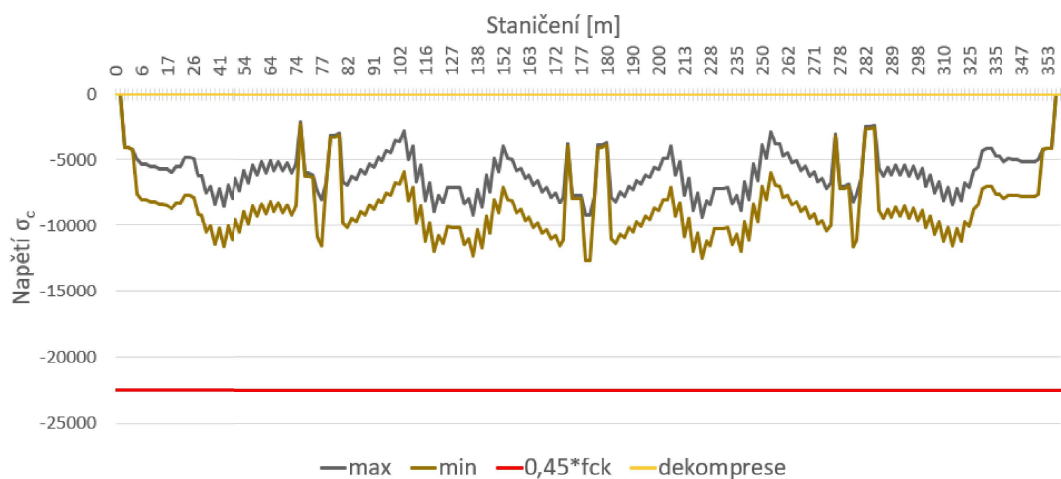


Obr. 8.21: Čas. komb. horní vlákna

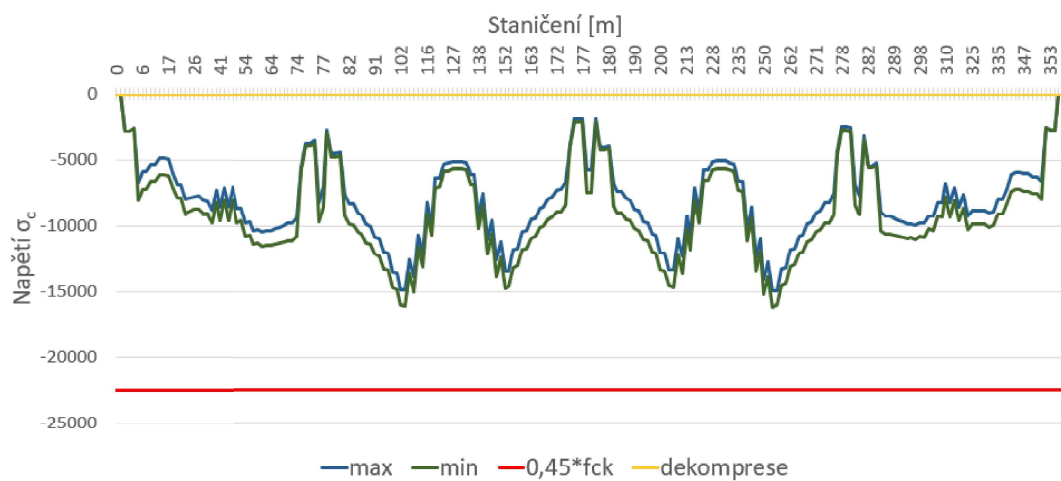


Obr. 8.22: Čas. komb. dolní vlákna

Kvazistálá kombinace



Obr. 8.23: Kva. komb. horní vlákna



Obr. 8.24: Kva. komb. dolní vlákna

8.1.6 Omezení napětí ve výztuži

Elem	Part	Stress (After Immediate Loss) : A (kN/m ²)	Elastic Deform. Loss : B (kN/m ²)	Stress(Elastic Loss)/ Stress(Immediate Loss)	Creep/Shrinkage Loss (kN/m ²)	Relaxation Loss (kN/m ²)	Stress(After All Loss)/ Stress(After Immediate Loss)	Effective Num.
The Loss of tendon group [PSTG-P1-01] at the stage of [CS20]								
Tendon Gr	PSTG-P1-01	Stage	CS20					
10	I	1202798,651	-24911,3265	0,9793	-88401,6195	-42807,37	0,8702	1
10	J	1280195,115	-19952,2618	0,9844	-83704,3128	-53833,21	0,877	1
11	I	1234607,95	-23854,9729	0,9807	-88274,1694	-47457,52	0,8707	2
11	J	1295295,77	-21205,9561	0,9836	-83688,5312	-56459,04	0,8754	2
12	I	1258614,192	-24642,717	0,9804	-88904,4349	-51180,45	0,8691	3
12	J	1300376,075	-22227,1677	0,9829	-82881,5593	-57279,46	0,8751	3
13	I	1265653,816	-24582,7992	0,9806	-87928,8749	-52415,64	0,8697	4
13	J	1298988,842	-21981,1323	0,9831	-81362,5056	-57053,99	0,8765	4
14	I	1270888,473	-24335,3053	0,9809	-85974,1664	-53140,45	0,8714	5
14	J	1292878,821	-21471,3163	0,9834	-80015,9596	-56077,53	0,8781	5
15	I	1268916,06	23227,8576	0,9817	84222,8964	52804,78	0,8737	6
15	J	1295870,433	-20423,8428	0,9842	-79067,2489	-56466,16	0,8797	6
16	I	1274594,328	-22313,0016	0,9825	-83215,7167	-53571,85	0,8752	7
16	J	1294214,039	-19823,303	0,9847	-78428,4272	-56157,35	0,8807	7
17	I	1277558,515	-21447,2672	0,9832	-82374,4038	-53859,79	0,8766	8
17	J	1293775,807	-19709,4601	0,9848	-79560,1075	-56066,43	0,8799	8
18	I	1280185,798	-21502,2876	0,9832	-83285,6014	-54169,4	0,8758	9
18	J	1292331,712	-19972,1071	0,9845	-80654,0609	-55830,94	0,8789	9
19	I	1283760,425	-21584,6872	0,9832	-84265,3128	-54580,49	0,875	10
19	J	1293239,955	-20064,7188	0,9845	-81549,0512	-55997,03	0,8781	10
20	I	1279918,931	-21854,9591	0,9829	-84628,975	-54196,6	0,8745	11
20	J	1289101,36	-20466,6139	0,9841	-82099,2766	-55339,42	0,8775	11
21	I	1289101,36	-19809,6032	0,9846	-79212,781	-53377,63	0,8818	11
21	J	1285188,149	-18529,6421	0,9856	-76459,2654	-52846,39	0,885	11
22	I	1285188,149	-6881,6706	0,9946	-49779,0239	-52846,39	0,9148	11
22	J	1284334,669	-16554,3381	0,9871	-63782,6906	-52723,83	0,8964	11
23	I	1284334,669	-16569,0995	0,9871	-63781,4339	-52723,83	0,8964	11
23	J	1283468,154	-17193,5969	0,9866	-64284,0756	-52599,44	0,8955	11
24	I	1283468,154	-36987,5189	0,9712	-103992,9068	-52599,44	0,8492	11
24	J	1282713,842	-40716,0281	0,9683	-107147,1085	-52472,47	0,8438	11
25	I	1282713,842	-19617,5176	0,9847	-66385,7534	-52472,47	0,892	11
25	J	1283187,66	-12485,7253	0,9903	-59543,8046	-52530,69	0,9029	11
26	I	1283187,66	-12470,9568	0,9903	-59544,3914	-52530,69	0,9029	11
26	J	1283661,703	-13151,4363	0,9898	-55548,8948	-52589,31	0,9055	11
27	I	1283661,703	-29004,9791	0,9774	-86111,4069	-52589,31	0,8694	11
27	J	1286509,282	-29534,4691	0,977	-87681,6835	-52941,83	0,8677	11
28	I	1286509,282	-30225,275	0,9765	-91354,72	-54903,48	0,8628	11
28	J	1280584,236	-30564,0015	0,9761	-93156,5734	-54035,08	0,8612	11
29	I	1286889,918	-29016,7506	0,9775	-89844,982	-54962,49	0,8649	10
29	J	1275414,234	-29237,6205	0,9771	-91187,8446	-53465,03	0,8637	10
30	I	1289084,163	-27751,3129	0,9785	-88160,0441	-55314,92	0,8672	9
30	J	1275003,242	-27576,2972	0,9784	-89015,5728	-53547,29	0,8666	9
31	I	1292654,907	-25880,31	0,98	-85760,1749	-55891,1	0,8704	8
31	J	1274154,666	-25531,1197	0,98	-86370,9603	-53485,89	0,8702	8
32	I	1294206,768	-23961,5107	0,9815	-82786,0729	-56156,16	0,8741	7
32	J	1274585,888	-22984,436	0,982	-84067,2748	-53570,58	0,874	7
33	I	1295863,228	-21026,5184	0,9838	-79878,4636	-56464,97	0,8786	6
33	J	1268907,654	-20021,7378	0,9842	-81085,6006	-52803,53	0,8787	6
34	I	1292871,707	-17989,7355	0,9861	-76517,3497	-56076,36	0,8835	5
34	J	1270879,751	-21883,9403	0,9828	-83488,4482	-53139,16	0,8753	5
35	I	1298981,777	-19398,8103	0,9851	-78662,0598	-57052,81	0,8806	4
35	J	1265644,983	-23822,5301	0,9812	-87109,8912	-52414,35	0,8709	4
36	I	1258604,967	-21153,0757	0,9837	-81655,3878	-57278,28	0,8769	3
36	J	1258604,967	-25922,1192	0,9794	-90162,3419	-51179,12	0,8671	3
37	I	1295288,875	-22166,955	0,9829	-84530,3953	-56457,9	0,874	2
37	J	1234597,577	-27323,2034	0,9779	-91771,5455	-47456,13	0,8651	2
38	I	1280188,583	-23345,1787	0,9818	-86905,3436	-53832,18	0,8718	1
38	J	1202784,509	-27778,1825	0,9769	-90598,0356	-42805,56	0,866	1

Obr. 8.25: Ztráty v soudržné výztuži

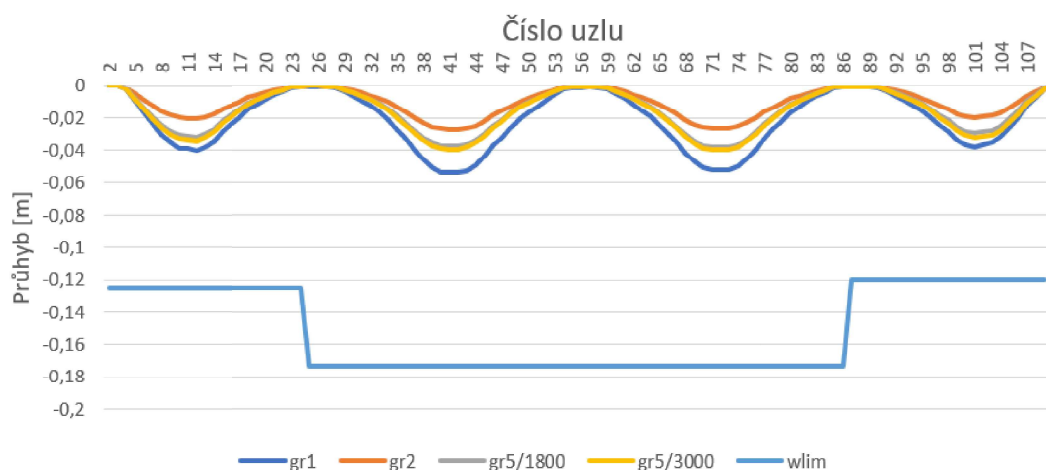
Elem	Part	Stress (After Immediate Loss) : A (kN/m ²)	Elastic Deform. Loss : B (kN/m ²)	Stress(Elastic Loss)/ Stress(Immediate Loss)	Creep/Shrinkage Loss (kN/m ²)	Relaxation Loss (kN/m ²)	Stress(After All Loss)/ Stress(After Immediate Loss)	Effective Num.
The Loss of tendon group [ExtA1] at the stage of [CS20]								
Tendon Gr	ExtA1	Stage	CS20					
1	I	0	0	0	0	0	0	0
1	J	1379743,453	4844,3099	1,0035	-56822,0845	-59993,477	0,92	6
2	I	1379743,453	4844,3099	1,0035	-56822,0845	-59993,477	0,92	6
2	J	1379743,453	4844,3099	1,0035	-56822,0845	-59993,477	0,92	6
3	I	1379743,453	4844,3099	1,0035	-56822,0845	-59993,477	0,92	6
3	J	1379743,453	4844,3099	1,0035	-56822,0845	-59993,477	0,92	6
4	I	1379743,453	4844,3099	1,0035	-56822,0845	-59993,477	0,92	6
4	J	1379743,453	4844,3099	1,0035	-56822,0845	-59993,477	0,92	6
5	I	1379743,453	4844,3099	1,0035	56822,0845	59993,477	0,92	6
5	J	1388217,743	2758,868	1,002	-65225,2775	-60426,928	0,9128	6
6	I	1388217,743	2758,868	1,002	-65225,2775	-60426,928	0,9128	6
6	J	1386962,986	5032,6733	1,0036	-66620,8116	-60463,782	0,9133	6
7	I	1386962,986	7151,6338	1,0051	-67594,5327	-60723,849	0,9139	6
7	J	1385708,728	7151,6338	1,0051	-67594,5327	-60520,111	0,914	6
8	I	1385708,728	7151,6338	1,0051	-67594,5327	-60520,111	0,914	6
8	J	1385708,728	7151,6338	1,0051	-67594,5327	-60520,111	0,914	6
9	I	1385708,728	7151,6338	1,0051	-67594,5327	-60520,111	0,914	6
9	J	1385708,728	7151,6338	1,0051	-67594,5327	-60520,111	0,914	6
10	I	1385708,728	7151,6338	1,0051	-67594,5327	-60520,111	0,914	6
10	J	1385708,728	7151,6338	1,0051	-67594,5327	-60520,111	0,914	6
11	I	1385708,728	7151,6338	1,0051	-67594,5327	-60520,111	0,914	6
11	J	1385708,728	7151,6338	1,0051	-67594,5327	-60520,111	0,914	6
12	I	1385708,728	7151,6338	1,0051	-67594,5327	-60520,111	0,914	6
12	J	1385708,728	7151,6338	1,0051	-67594,5327	-60520,111	0,914	6
13	I	1385708,728	7151,6338	1,0051	-67594,5327	-60520,111	0,914	6
13	J	1385708,728	7151,6338	1,0051	-67594,5327	-60520,111	0,914	6
14	I	1385708,728	7151,6338	1,0051	-67594,5327	-60520,111	0,914	6
14	J	1385708,728	7151,6338	1,0051	-67594,5327	-60520,111	0,914	6
15	I	1385708,728	7151,6338	1,0051	-67594,5327	-60520,111	0,914	6
15	J	1385708,728	7151,6338	1,0051	-67594,5327	-60520,111	0,914	6
16	I	1385708,728	7151,6338	1,0051	-67594,5327	-60520,111	0,914	6
16	J	1385708,728	7151,6338	1,0051	-67594,5327	-60520,111	0,914	6
17	I	1385708,728	7151,6338	1,0051	-67594,5327	-60520,111	0,914	6
17	J	1385708,728	7151,6338	1,0051	-67594,5327	-60520,111	0,914	6
18	I	1385708,728	7151,6338	1,0051	-67594,5327	-60520,111	0,914	6
18	J	1385708,728	7151,6338	1,0051	-67594,5327	-60520,111	0,914	6
19	I	1385708,728	7151,6338	1,0051	-67594,5327	-60520,111	0,914	6
19	J	1374725,421	8388,5815	1,006	-63635,1	-59135,006	0,918	6
20	I	1374725,421	8388,5815	1,006	-63635,1	-59135,006	0,918	6
20	J	1374725,421	8388,5815	1,006	-63635,1	-59135,006	0,918	6
21	I	1374725,421	8388,5815	1,006	-63635,1	-59135,006	0,918	6
21	J	1374725,421	8388,5815	1,006	-63635,1	-59135,006	0,918	6
22	I	1374725,421	8388,5815	1,006	-63635,1	-59135,006	0,918	6
22	J	1374725,421	8388,5815	1,006	-63635,1	-59135,006	0,918	6
23	I	1374725,421	8388,5815	1,006	-63635,1	-59135,006	0,918	6
23	J	1374725,421	8388,5815	1,006	-63635,1	-59135,006	0,918	6
24	I	1374725,421	8388,5815	1,006	-63635,1	-59135,006	0,918	6
24	J	1374725,421	8388,5815	1,006	-63635,1	-59135,006	0,918	6
25	I	1374725,421	8388,5815	1,006	-63635,1	-59135,006	0,918	6
25	J	0	0	0	0	0	0	0

Obr. 8.26: Ztráty ve volné výztuži

Pro oba typy výztuže bylo omezení napětí dodrženo.

8.1.7 Průhyb od proměnného zatížení

V průběhu provozu se bude most od proměnného zatížení deformovat (především od zatížení dopravou). Jelikož je pro stálé zatížení (včetně reologických jevů) navrženo nadvýšení v průběhu betonáže, tak bude posouzen průhyb pouze od dopravy.



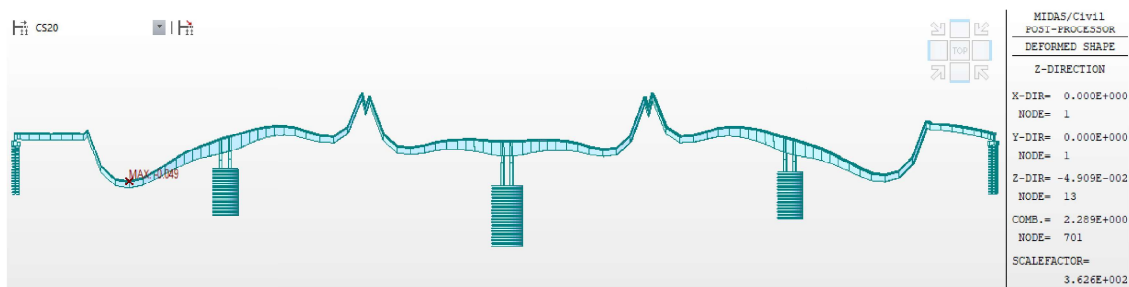
Obr. 8.27: Průhyb od dopravy + posudek

Jak je vidět, tak konstrukce splňuje kritérium s velkou rezervou.

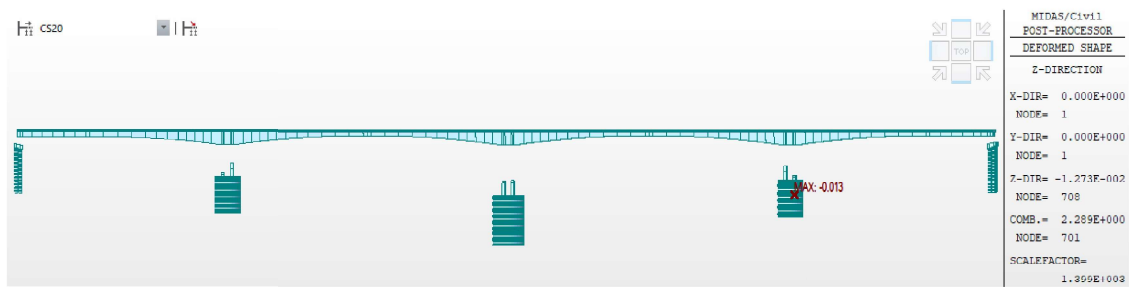
8.1.8 Závěr MSP

Posouzení konstrukce na MSP vyhovělo pro celou konstrukci ve všech fázích výstavby a provozu. Bylo by možné konstrukci ještě dále optimalizovat například polohou volných předpínacích lan a jejich velikosti, ale také třídou betonu konstrukce. Pro účely této DP jsou ovšem tyto hodnoty přijatelné.

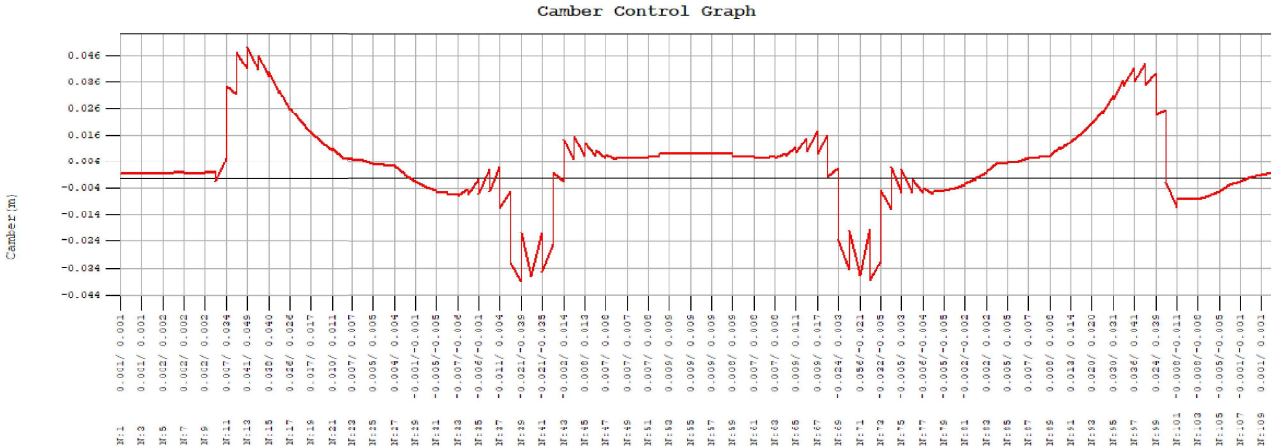
8.1.9 Vyrovnání průhybu od stálého zatížení



Obr. 8.28: Průhyb od stálého zatížení na konci životnosti



Obr. 8.29: Průhyb od stálého zatížení po nadvýšení

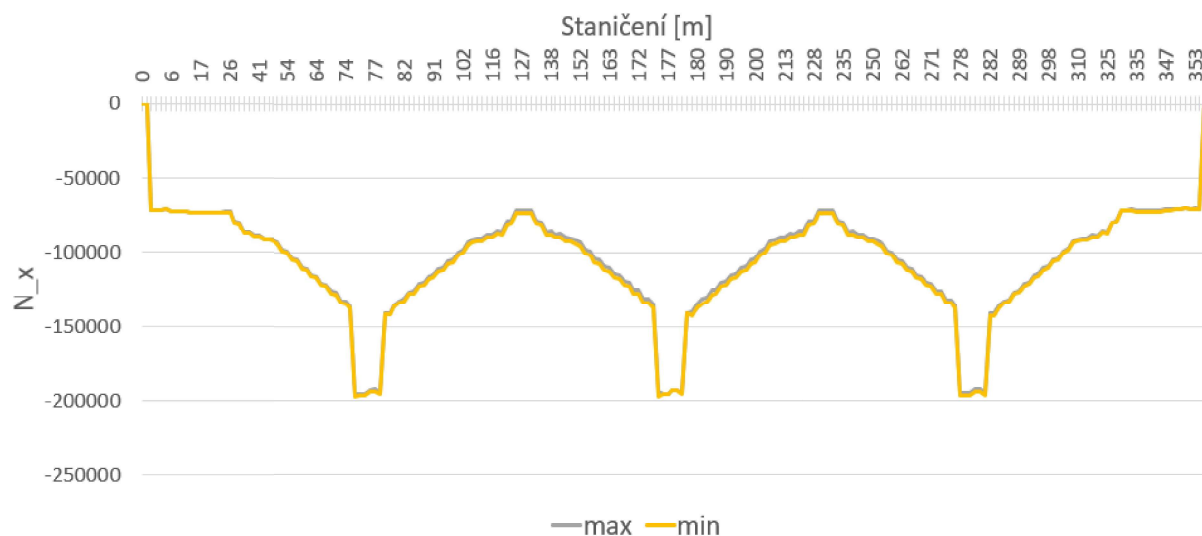


Obr. 8.30: Průběh nadvýšení při letmé betonáži

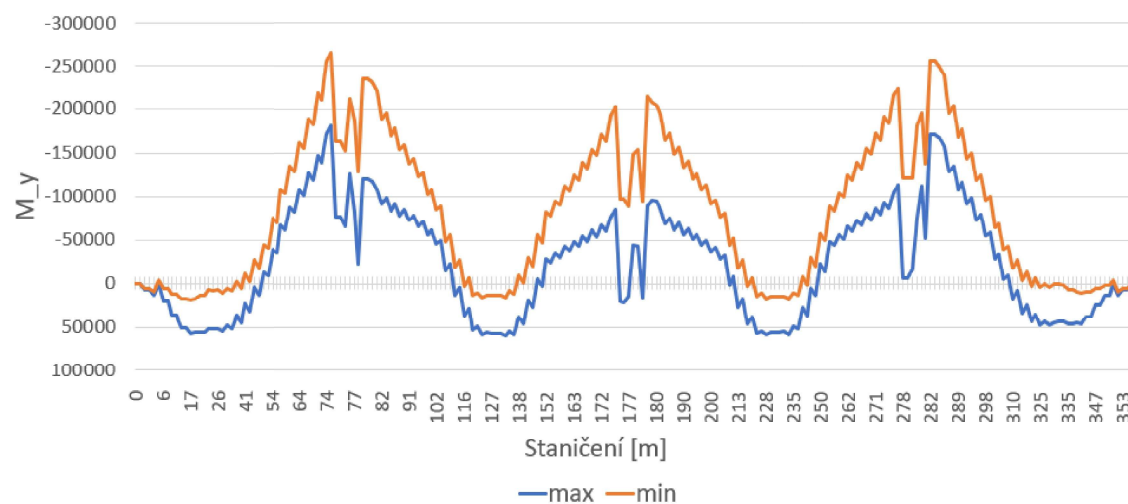
8.2 Posouzení MSÚ

8.2.1 Obálky kombinací 6.10a a 6.10b

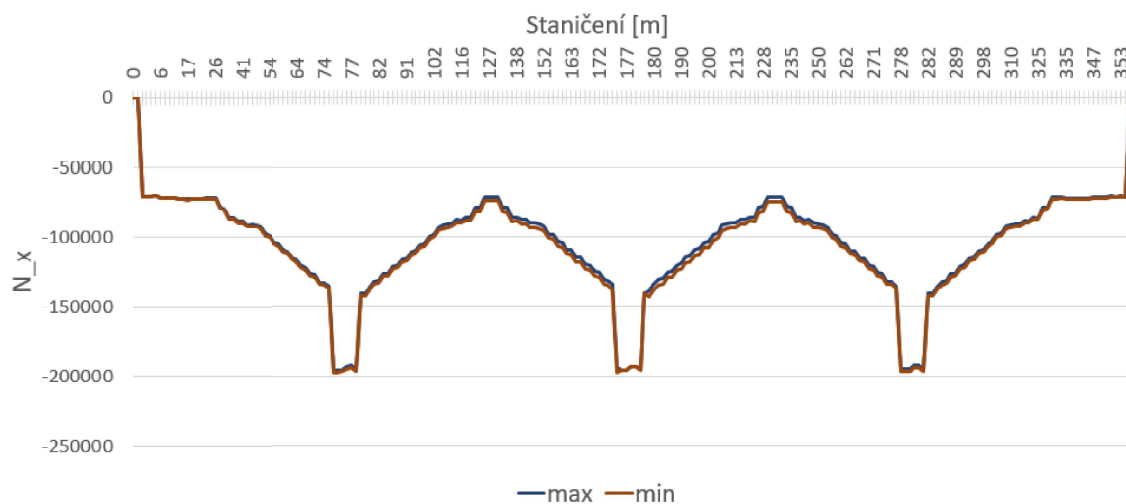
Pro posuzování MSÚ byly vypočítány kombinace dle rovnic 6.10a a 6.10b. Pro zjednodušení orientace, která z rovnic bude rozhodovat v dané návrhové situaci, byly vykresleny obálky pro každou z rovnic. Pro výsledné hodnoty zatížení budou ovšem použity příslušné síly a síly odpovídající dané kombinaci.



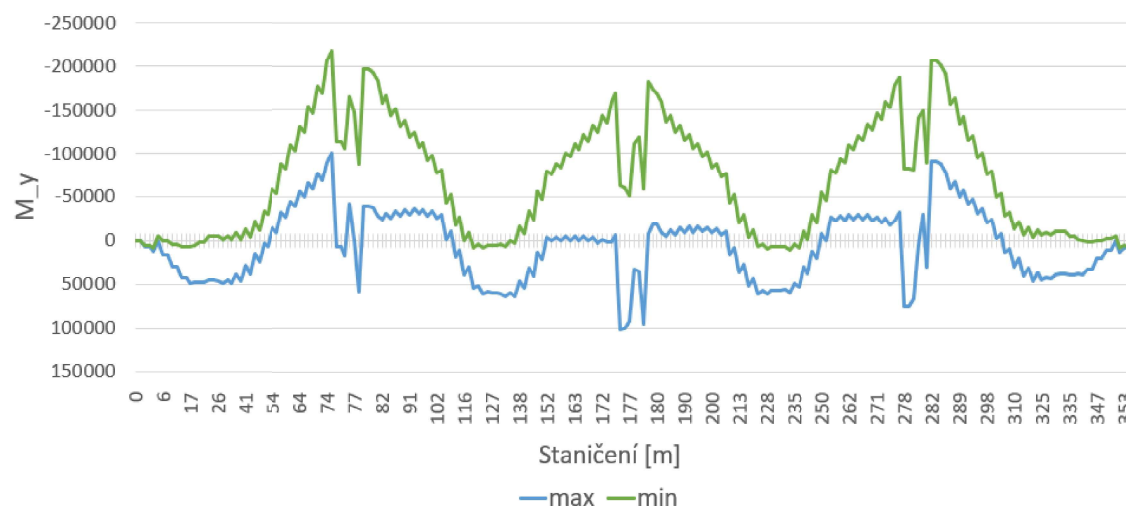
Obr. 8.31: Průběh normálových sil pro 6.10a



Obr. 8.32: Průběh ohybových momentů pro 6.10a



Obr. 8.33: Průběh normálových sil pro 6.10b



Obr. 8.34: Průběh ohybových momentů pro 6.10b

Z výše uvedených grafů je jasné vidět, že rozhoduje pro všechny průřezy kombinace 6.10a.

8.2.2 Posouzení na ohyb

Podpěra 02

Tento řez pro posouzení byl vybrán, jelikož v něm dochází k největšímu zápornému ohybovému momentu v celé nosné konstrukci.

Vnitřní síly Pro daný řez je rozhodujícím proměnným zatížením soustava grla a nabývá hodnot $N_{Ed} = -149997,2 \text{ kN}$ a $M_{y,Ed} = -101587,2 \text{ kNm}$. Pro potřeby této DP je dostačující posoudit únosnost v ohybu pro převládající ohybový moment.

Materiálové a průřezové charakteristiky

$$\begin{aligned}f_{pd,u} &= f_{p01,d} + \frac{\varepsilon_{ud} - \varepsilon_{pd}}{\varepsilon_{uk} - \varepsilon_{pd}} \cdot \left(\frac{f_{pk}}{\gamma_s} - f_{p01,d} \right) \\f_{pd,u} &= 1426,1 + \frac{20 - 7,3}{22,2 - 7,3} \cdot \left(\frac{1860}{1,15} - 1426,1 \right) \\f_{pd,u} &= 1589,15 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_c &= 15,775 \text{ m}^2 & A_{p,s} &= 0,0843 \text{ m}^2 \\I_c &= 67,941 \text{ m}^4 & A_{p,v} &= 0,0171 \text{ m}^2 \\z^+ &= 2,5798 \text{ m} & h_s &= 5,455 \text{ m} \\z^- &= 3,0202 \text{ m} & h_v &= 5,2 \text{ m}\end{aligned}$$

Stanovení základního napětí

$$\begin{aligned}\sigma_{cp} &= \frac{N_{Ed}}{A_c} + \frac{M_{Ed}}{I_c} \cdot z \\&= -11220,81 + 4515,88 = -6,705 \text{ MPa} \\\sigma_{p,00} &= \frac{P_{m,00}}{A_p} = \frac{127253,8}{0,1014} = 1255 \text{ MPa} \\\sigma_{p,00}^0 &= \sigma_{p,00} - \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \sigma_{cp} \\&= 1255 - \frac{195}{37,3} \cdot (-6,705) = 1290 \text{ MPa} \\\varepsilon_{p,00}^0 &= \frac{\sigma_{p,00}^0}{E_p} = \frac{1290}{195000} = 0,006615 \\\Delta\varepsilon_{pd} &= 7,3 - 6,615 = 0,685 \\\Delta\varepsilon_{ud} &= 20 - 6,615 = 13,385\end{aligned}$$

Rozhodnutí o způsobu porušení

$$x_{lim} = h_s \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\Delta\varepsilon_{ud} + \varepsilon_{cu}} = 5,455 \cdot \frac{0,0035}{0,013385 + 0,0035} = 1,13 \text{ m}$$

$$\lambda \cdot x_{lim} = 0,8 \cdot 1,13 = 0,905 \text{ m}$$

$$A_{cc,lim} = 4,42 \text{ m}^2 \text{ odečteno pomocí ACAD}$$

$$F_{cc,lim} = A_{cc,lim} \cdot f_{cd} = 4,42 \cdot 33333,3 = 147333,3 \text{ kN}$$

Není třeba dále počítat způsob porušení, jelikož je již zřejmé, že určená plocha betonu nepřenese normálovou sílu, tj. je nutno hledat x , pro které bude tato podmínka splněna.

Silová podmínka

$$N_{Ed} \approx N_{Rd} = F_{cc} - \Delta F_{p,s} - \Delta F_{p,v}$$

Jelikož byla odhadovaná plocha výš, než je spodní část komorového nosníku, tj. tlačená plocha betonu již plně zasahovala do stěn komory, bylo možné použít exaktní zápis pro přírůstek plochy betonu v Excelu. Takto stanovená hodnota x je přesná.

$$x = 1,74534966178711 \text{ m}$$

$$F_{cd} = 173430,9174 \text{ kN}$$

Přírůstek poměrného přetvoření

$$\begin{aligned} \Delta\varepsilon_p &= \varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{h_s}{x} - 1 \right) \\ &= 0,0035 \cdot \left(\frac{5,455}{1,745} - 1 \right) = 0,00744 \end{aligned}$$

Poměrné přetvoření

$$\begin{aligned} \varepsilon_p &= \varepsilon_{p,00}^0 + \Delta\varepsilon_p \\ &= 0,006615 + 0,00744 = 0,01405 \end{aligned}$$

Napětí

$$\begin{aligned}\sigma_p &= f_{p01,d} + \frac{\varepsilon_p - \varepsilon_{pd}}{\varepsilon_{uk} - \varepsilon_{pd}} \cdot \left(\frac{f_{pk}}{\gamma_s} - f_{p01,d} \right) \\ \sigma_p &= 1426,1 + \frac{14,05 - 7,3}{22,2 - 7,3} \cdot \left(\frac{1860}{1,15} - 1426,1 \right) \\ \sigma_p &= 1512,694814 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Přírůstek napětí

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_{p,s} &= \sigma_p - \sigma_{p,00}^0 = 1512,7 - 1255 = 257,7 \text{ MPa} \\ \Delta\sigma_{p,v} &= 100 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Přírůstek síly v předpínací výztuží

$$\begin{aligned}\Delta F_{p,s} &= \Delta\sigma_{p,s} \cdot A_{p,s} = 257700 \cdot 0,0843 = 21723,67 \text{ kN} \\ \Delta F_{p,v} &= \Delta\sigma_{p,v} \cdot A_{p,v} = 100000 \cdot 0,0171 = 1710 \text{ kN}\end{aligned}$$

Ověření silové podmínky

$$\begin{aligned}N_{Ed} &\approx N_{Rd} = F_{cc} - \Delta F_{p,s} - \Delta F_{p,v} \\ &= 173430,9174 - 21723,67 - 1710 = 149997,2 \text{ kN}\end{aligned}$$

Po ověření správnosti silové podmínky je možné stanovit momentovou únosnost.

Momentová únosnost průřezu

$$\begin{aligned}M_{Rd} &= F_{cd} \cdot z_c + \Delta F_{p,s} \cdot z_{p,s} + \Delta F_{p,v} \cdot z_{p,v} \\ &= 173430,9 \cdot 2,4482 + 21723,67 \cdot 2,4348 + 1710 \cdot 2,178 \\ &= 481213,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 101587,2 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Průřez vyhovuje na ohyb pro mezní stav únosnosti. Pro další průřezy budou již hodnoty zapsány do tabulky a vyneseny do grafu.

Tabulkové a grafické výstupy

Staničení	N_{Ed}	M_{Ed}	A_c	I_c	z+	z-	$A_{p,s}$	$A_{p,v}$	H_s	H_v
21	-73029,9	56068,5	8,57	6,98	0,89	1,61	0,0186	0,0434	2,35	0,60
50	-98621,0	-40658,9	9,82	16,90	1,53	1,77	0,0333	0,0434	3,16	2,14
61	-116178,5	-134516,0	11,37	38,68	1,89	2,24	0,0486	0,0434	3,99	3,30
74	-137145,0	-265285,0	15,78	67,94	2,60	3,02	0,0626	0,0434	5,46	5,20
91	-112496,4	-124956,3	11,10	37,10	1,74	2,22	0,0486	0,0434	3,82	2,34
102	-100037,4	-81674,2	9,68	15,80	1,47	1,71	0,0333	0,0434	3,04	0,72
126	-73942,4	61558,4	8,57	6,98	0,89	1,61	0,0186	0,0434	2,35	0,60
176	-135221,7	-182545,7	15,78	67,94	2,60	3,02	0,0626	0,0434	5,46	5,20

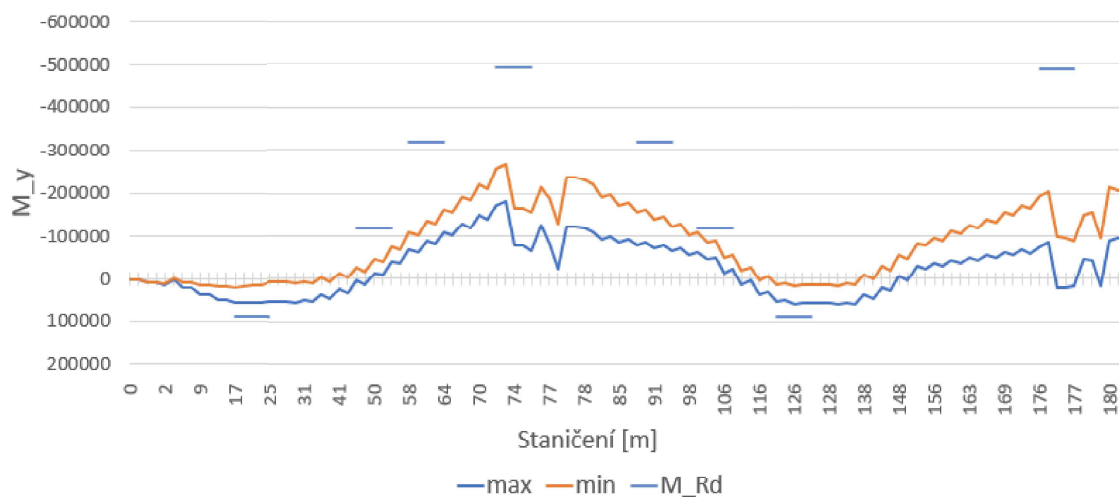
Tab. 8.1: Průřezy

Staničení	σ_{cp}	$\sigma_{0,p00}$	x_{lim}	$\lambda \cdot x$	A_{cc}	$F_{cc,lim}$	$F_{cc,lim} > N_{Ed}$
21	-21,49	1367,3555	0,499	0,399	4,345	144848,3	Ano
50	-5,78	1285,203	0,653	0,522	2,365	78828,1	Ne
61	-2,42	1267,657	0,820	0,656	3,155	105170,9	Ne
74	3,10	1238,799	1,113	0,891	4,414	147118,2	Ne
91	-2,65	1268,8762	0,786	0,629	2,982	99385,5	Ne
102	-1,48	1262,7617	0,625	0,500	2,215	73849,5	Ne
126	-22,87	1374,5508	0,500	0,400	4,351	145040,9	Ano
176	-0,46	1257,3899	1,120	0,896	4,425	147484,7	Ne

Tab. 8.2: Stanovení x_{lim}

Staničení	x	A_{cc}	F_{cd}	F_{ps}	F_{pv}	M_{Rd}
21	0,243	2,6433	88111,39	10741	4340	90049,1
50	1,73	3,34	111596,3	8635,4	4340	-117894,6
61	1,68	4,1	136960,2	16441,62	4340	-319750,7
74	1,407	4,79	159714,6	18229,61	4340	-493859,5
91	1,69	4,1	137447,1	164351,6	4340	-318978
102	1,74	3,35	111487,2	8588,4	4340	-117458
126	0,246	2,6655	88851,87	10670,1	4340	90551,3
176	1,367	4,74	158106,5	18544,88	4340	-490196,9

Tab. 8.3: Stanovení M_{Rd}

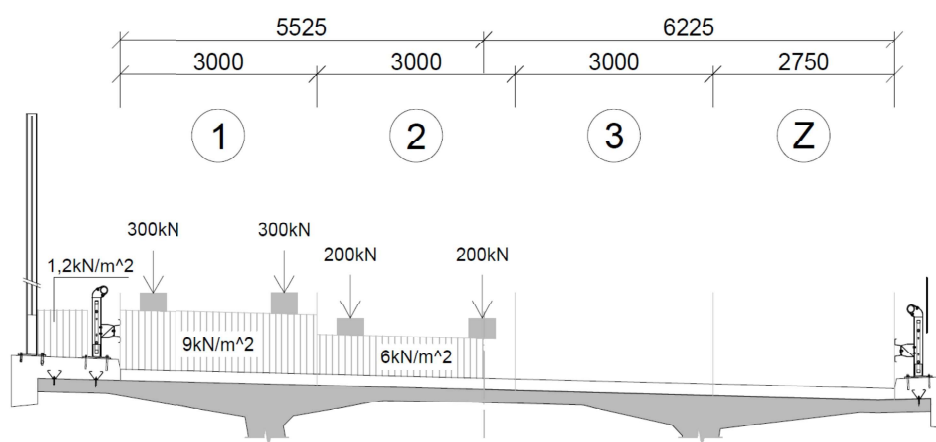


Obr. 8.35: M_{Rd} vs M_{Ed}

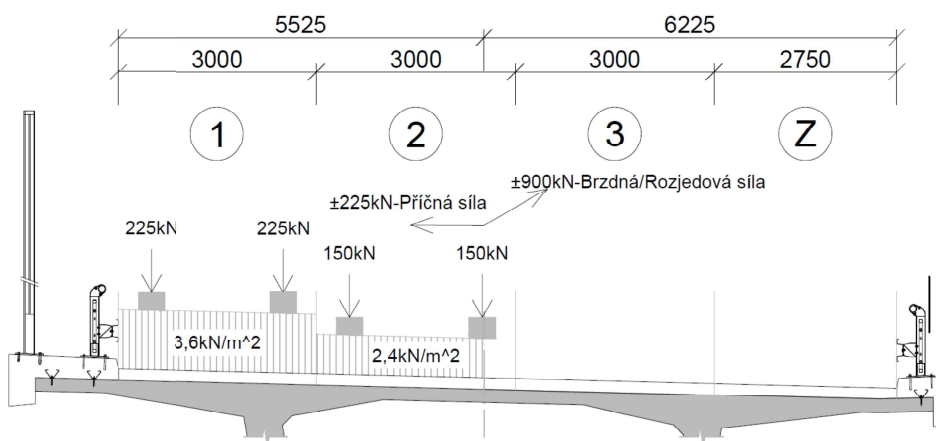
8.2.3 Posouzení na posouvající sílu a kroucení

Je uvažována interakce smyku a kroucení. Jelikož je mostní konstrukce mírně zakřivená, jsou kroucí účinky na konstrukci vyvolány všemi druhy zatížení. Rozhodující jsou však účinky od dopravy. Pro vyvolání maximálního kroucího momentu budou upraveny soustavy zatížení. Účinky od dopravy budou působit pouze na jednu stranu nosníku. Je nutné vždy zachovat celou nápravu vozidla, tj. například pro LM3/3000 není vhodné uvažovat účinek pouze od dvou nápravových sil, když se jedná o třínápravové vozidlo.

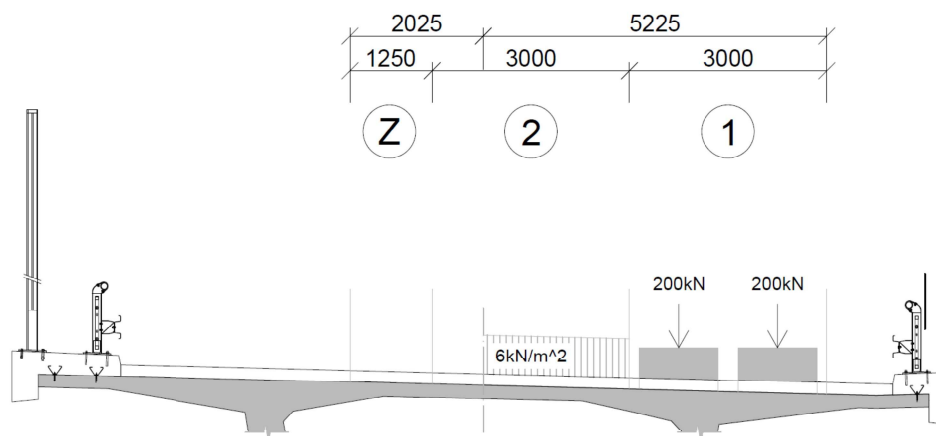
Úprava skupin zatížení pro vyvolání $T_{Ed,max}$



Obr. 8.36: Sestava zatížení - gr1a

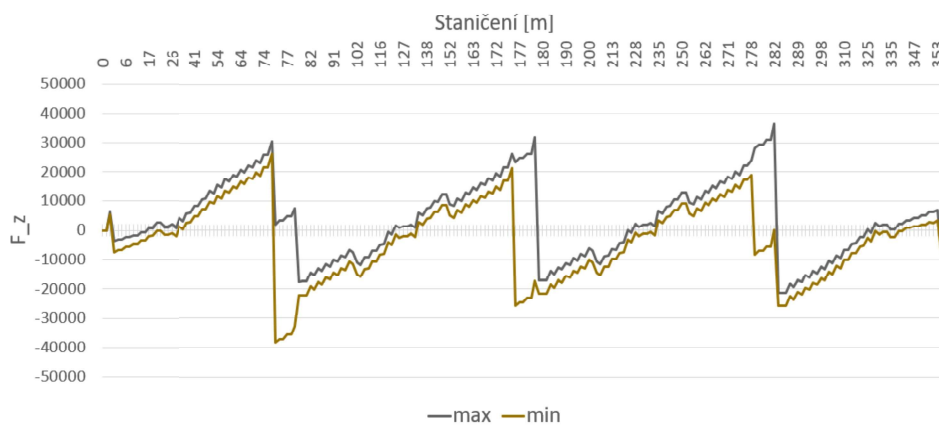


Obr. 8.37: Sestava zatížení - gr2



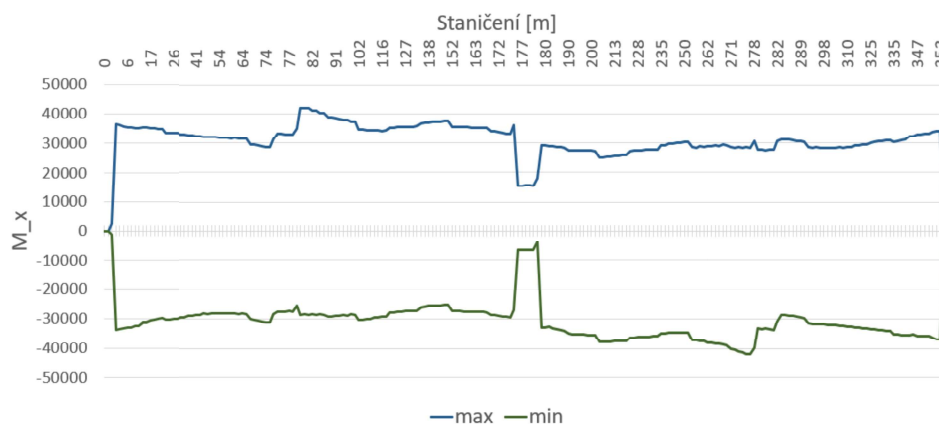
Obr. 8.38: Zatěžovací pruhy pro LM3

Kombinace pro $V_{Ed,max}$



Obr. 8.39: Posouvající síly pro kombinaci $V_{Ed,max}$

Kombinace pro $T_{Ed,max}$



Obr. 8.40: Kroutící momenty pro kombinaci $T_{Ed,max}$

Výsledné hodnoty kombinace

U podpory

$$V_{Ed,max,1} = 26154,1 \text{ kN}$$

$$T_{Ed,odp,1} = 28587,0 \text{ kNm}$$

$$T_{Ed,max,1} = 41897,2 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,odp,1} = 22102,0 \text{ kN}$$

Zahrnutí šikmosti stěn

Pokud má komorový nosník jiné než kolmé stěny, je nutné tuto skutečnost zohlednit, jelikož síla ve stěně bude větší než je posouvající síla. Úhel stěny komory $\alpha = 80^\circ$.

$$V_{Ed,max,v,1} = \frac{V_{Ed,max}}{\sin \alpha} = \frac{26154,1}{\sin 80} = 26557,6 \text{ kN}$$
$$V_{Ed,odp,v,1} = \frac{V_{Ed,odp}}{\sin \alpha} = \frac{22102,0}{\sin 80} = 22442,9 \text{ kN}$$

Posouzení stěny komorového nosníku - Podpěra

Vznik trhlin Použijí se stejné proměnné, jako při posuzování v 8.2.2.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} + \frac{M_{Ed}}{I_c} \cdot z$$
$$= \frac{-137145,0}{15,775} + \frac{-265285,0}{67,941} \cdot (-2,5798) = 1,38 \text{ Mpa}$$

Průřez je s trhlinami, a jelikož únosnost průřezu bez trhlin byla též nedostačující, je nutno navrhnout smykovou výztuž.

Únosnost tlačené diagonály - smyk

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z}{\cot \theta + \tan \theta}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{137145,0}{15,775} = 8693,82 \text{ kPa}$$

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = 1 + \frac{8,693}{33,3} = 1,26$$

$$v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{50}{230}\right) = 0,47$$

$$z = z_c + z_{p,s} = 2,4482 + 2,4348 = 4,883 \text{ m}$$

... vzdálenost těžišť tlačného betonu a předpínací výztuže

$$\theta = 40^\circ$$

$$0,25 \cdot f_{cd} = 8,33 \leq \sigma_{cp} = 9,508 \leq 0,5 \cdot f_{cd} = 16,66 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{1,26 \cdot 0,47 \cdot 33333,3 \cdot 0,761 \cdot 4,883}{\cot 40 + \tan 40}$$

$$V_{Rd,max} = 171258,34 \text{ kN}$$

Únosnost na mezi vzniku trhlin - kroucení

$$A_k = 28,8 \text{ m}^2 \text{ ... plocha ohraničená střednicí průřezu}$$

$$t_{ef} = 0,75 \text{ m} \text{ ... tloušťka stěny}$$

$$T_{Rd,c} = 2 \cdot A_k \cdot t_{ef} \cdot f_{ctd} = 2 \cdot 28,8 \cdot 0,75 \cdot 1,9$$

$$T_{Rd,c} = 82080,00 \text{ kNm} \geq T_{Ed,odp,1} = 28587,0 \text{ kNm} \text{ **VYHOVUJE**}$$

Únosnost tlačené diagonály - kroucení

$$T_{Rd,max} = 2 \cdot \alpha_{cw} \cdot v \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{eff} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta$$

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = 1 + \frac{8,693}{33,3} = 1,26$$

$$v = v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{50}{230}\right) = 0,47$$

$$u_k = 21,402 \text{ m} \text{ ... obvod } A_k$$

$$t_{eff} = \frac{A_k}{u_k} = \frac{28,8}{21,402} = 1,346 \text{ m}$$

$$t_{eff} > t_{ef} = 0,75 \text{ m}$$

$$T_{Rd,max} = 2 \cdot 1,26 \cdot 0,47 \cdot 33333,3 \cdot 28,8 \cdot 1,346 \cdot \sin 40 \cdot \cos 40$$

$$T_{Rd,max} = 760539,6 \text{ kNm} > T_{Ed,odp,1} = 28587,0 \text{ kNm} \text{ **VYHOVUJE** -> bez vzniku trhlin}$$

Interakce smyku a kroucení

Maximální únosnost

$$\frac{V_{Ed,max,1,w}}{V_{Rd,max}} + \frac{T_{Ed,odp,1}}{T_{Rd,max}} = \frac{13278,8}{171258,34} + \frac{28587,0}{775629,96} = 0,114 \leq 1,0$$

Návrh výztuže

$$s_{sw} \geq \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta}{V_{Ed,max,1,w}}$$

$$A_{sw} = 0,001257 \text{ m} \dots 4\text{-střížný třmínek } \Phi = 20\text{mm}$$

$$f_{ywd} = f_{yd} = 434,8 \text{ MPa}$$

$$s_{sw} \geq \frac{0,001257 \cdot 4,883 \cdot 434783 \cdot \cot 40}{13278,8} = 0,2396 \text{ m}$$

Návrh výztuže:

$$4\Phi 20 \text{ á } 200 \text{ mm}$$

Posouzení výztuže

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_{sw}} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta = \frac{0,001257}{0,20} \cdot 4,883 \cdot 434783 \cdot \cot 40$$

$$V_{Rd,s} = 15901,97 \text{ kN} \geq V_{Ed,max,1,w} = 13278,8 \text{ kN} \text{ **VYHOVUJE**}$$

Maximální plocha výztuže

$$\begin{aligned} \frac{A_{sw,max}}{s} &= \frac{0,5 \cdot \alpha_{cw} \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot b_w}{f_{ywd}} \\ &= \frac{0,5 \cdot 1,285 \cdot 0,47 \cdot 33333,3 \cdot 0,75}{434783} \\ &= 0,01762 \text{ m}^2/\text{m} \end{aligned}$$

$$\frac{A_{sw}}{s_{sw}} = \frac{0,001257}{0,2} = 0,006285 \text{ m}^2/\text{m}$$

Posouzení průřezu na maximální T_{Ed}

$$T_{Ed,max,1} = 41897,2 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,odp,1} = 22102,0 \text{ kN}$$

Ověření navržené smykové výztuže na zachycení mezního stavu kroucení

$$\begin{aligned} T_{Rd,s} &= 2 \cdot \frac{A_{sw}}{s_{sw}} \cdot A_k \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \\ &= 2 \cdot \frac{0,001257}{0,2} \cdot 28,8 \cdot 434783 \cdot \cot 40 \end{aligned}$$

$$T_{Rd,s} = 93790,0 \text{ kNm} \geq T_{Ed,max,1} = 41897,2 \text{ kNm} \text{ **VYHOVUJE**}$$

Interakce smyku a kroucení

$$\frac{V_{Ed,odp,1,w}}{V_{Rd,max}} + \frac{T_{Ed,max,1}}{T_{Rd,max}} = \frac{11051,0}{171258,34} + \frac{41897,2}{760539,6} = 0,1196 \leq 1,0$$

Konstrukční zásady

Stupeň smykového vyztužení

$$\begin{aligned}\rho_w &= A \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s_{sw}} = \frac{0,001257}{0,75 \cdot 0,2} = 0,00838 \\ \rho_{w,min} &= 0,08 \cdot \frac{f_{ck}^{0,5}}{f_{yk}} = 0,08 \cdot \frac{50^{0,5}}{500} = 0,0011 \\ \rho_w &= 0,00838 \geq \rho_{w,min} = 0,0011 \text{ VYHOVUJE}\end{aligned}$$

Maximální vzdálenost výztuže

$$\begin{aligned}s_{sw} &\leq s_{max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cos \alpha) = 0,75 \cdot 3,152 \cdot (1 + \cos 90) \\ s_{sw} &\leq s_{max} = 1,305 \text{ m} \\ s_{sw} &\leq 0,4 \text{ m} \\ s_{sw} &= 0,2 \text{ m} \leq 0,4 \text{ m VYHOVUJE}\end{aligned}$$

Výztuž na kroucení v horní desce

$$\begin{aligned}V_{Ed,T} &= \frac{T_{Ed,odp} \cdot l_h}{2 \cdot A_k} = \frac{28587,0 \cdot 6,535}{2 \cdot 28,8} = 3243,33 \text{ kN} \\ A_{sk,h} &= \frac{V_{Ed,T}}{l_h \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} = \frac{3243,33}{6,535 \cdot 434783 \cot 40} = 0,000958 \text{ m}^2\end{aligned}$$

Výztuž na kroucení v dolní desce

$$\begin{aligned}V_{Ed,T} &= \frac{T_{Ed,odp} \cdot l_h}{2 \cdot A_k} = \frac{28587,0 \cdot 4,768}{2 \cdot 28,8} = 2366,37 \text{ kN} \\ A_{sk,h} &= \frac{V_{Ed,T}}{l_h \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} = \frac{2366,37}{4,768 \cdot 434783 \cot 40} = 0,000958 \text{ m}^2\end{aligned}$$

Návrh podélné smykové výztuže

$$\begin{aligned}H_{Ed} &= H_{Ed,V} + H_{Ed,T} \\ H_{Ed,V} &= V_{Ed} \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) = 26557,6 \cdot (\cot 40 - \cot 90) = 31650,1 \text{ kN} \\ H_{Ed,T} &= \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k} \cdot u_k \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) = \frac{28587,0}{2 \cdot 28,8} \cdot 21,402 \cdot (\cot 40 - \cot 90) \\ H_{Ed,T} &= 12658,6 \text{ kN} \\ H_{Ed} &= 31650,1 + 12658,6 = 44308,7 \text{ kN}\end{aligned}$$

Návrh:

$\Phi 14$ á 200 mm

$$F_{Rd,l,w} = n \cdot A_{sw,l} \cdot f_{ywd} = 270 \cdot 153,9 \cdot 434,783 = 18066,54 \text{ kN}$$

$$H_{Ed,z} = H_{Ed} - F_{Rd,l,w} = 44308,7 - 18066,54 = 26242,2 \text{ kN}$$

Jelikož má průřez velkou zbytkovou únosnost v ohybu, bude tato síla připočtena k posouzení na MSÚ v ohybu

Přepočet únosnosti v ohybu

$$N_{Ed} = -137145,0 + 26242,2 = -110902,8 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} \approx N_{Rd} = F_{cd} - \Delta F_{p,s} - \Delta F_{p,v}$$

Byl opět proveden iterační proces v MS Excel

$$x = 0,987$$

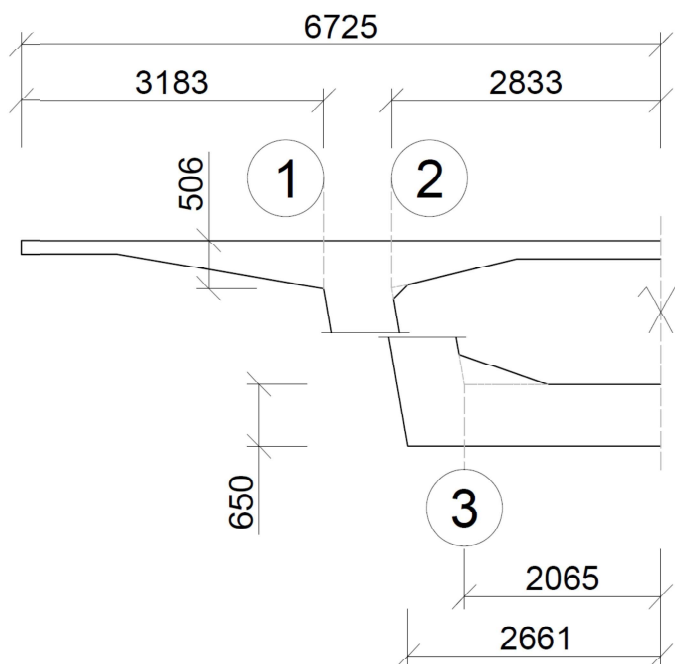
$$F_{cd} = 138116,79 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = F_{cd} \cdot z_c \Delta F_{p,s} \cdot z_{p,s} + \Delta F_{p,v} \cdot z_{p,v}$$

$$= 138116,79 \cdot 2,755 + 22873,98 \cdot 2,4348 + 4340 \cdot 21798$$

$$M_{Rd} = 445665,6 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 265285,0 \text{ kNm} \text{ **VYHOVUJE**}$$

Podélný smyk



Obr. 8.41: Posuzované řezy

$$\Delta F_{cc} = \Delta F_{st} = \frac{V_{Ed}}{z} \cdot \Delta x = \frac{13278,8}{4,883} \cdot 1 = 2719,4 \text{ kN}$$

$$0,4 \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 1,9 = 0,76 \text{ MPa}$$

$$\Delta F_d = \Delta F_{cd} \cdot \frac{A_{cc,eff,i}}{A_{cc,eff}} = \Delta F_{cd} \cdot \frac{b_{cc,eff,i}}{b_{cc,eff}}$$

$$v_{Ed,V} = \frac{\Delta F_d}{\Delta x \cdot h_f}$$

$$v_{Ed,T} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k \cdot h_f}$$

$$v_{Ed} = v_{Ed,V} + v_{Ed,T}$$

$$v_{Ed} \leq 0,4 \cdot f_{cd} = 0,76$$

$$A_{sf} = \frac{v_{Ed} \cdot h_f}{f_{yd} \cdot \cot \theta}$$

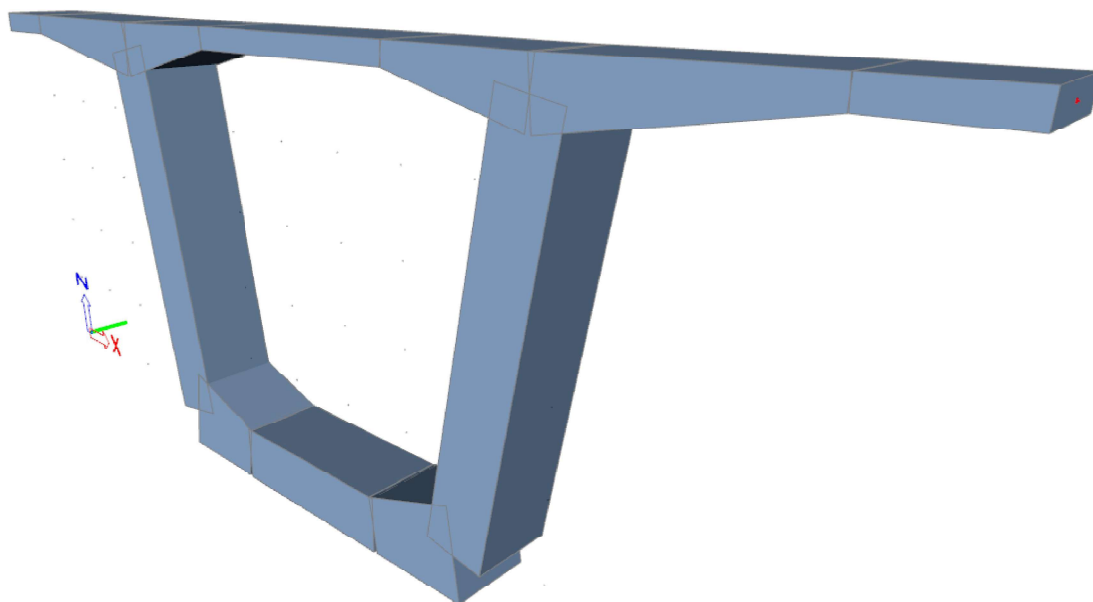
$$v_{Rd,max} = \frac{v \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{0,516 \cdot 33,3}{\cot 40 + \tan 40} = 8,47 \text{ MPa}$$

	řez 1	řez 2	řez 3
h_f	506	506	650
$b_{eff,I}$	3,183	2,833	2,065
b_{eff}	6,725	6,725	2,661
ΔF_d	1287,115	1145,585	2110,32
$v_{Ed,V}$	2,5437	2,264	3,247
$v_{Ed,T}$	0	0,981	0,764
v_{Ed}	2,544	3,245	4,040
$\leq 0,4 \cdot f_{cd}$	ne	ne	ne
A_{sf}	0,002484	0,003169	0,005031

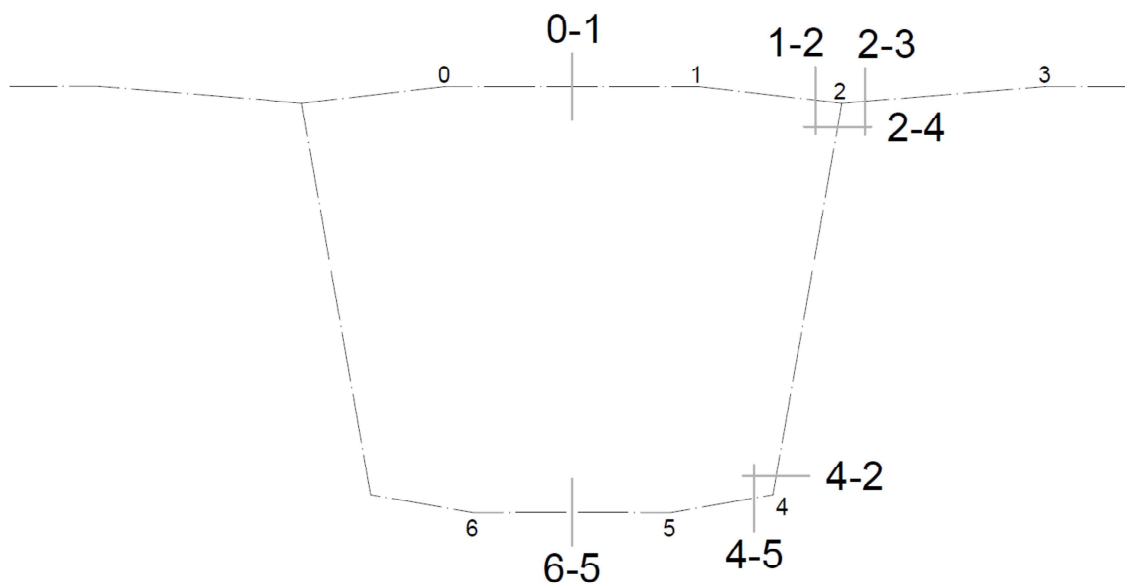
Tab. 8.4: Posouzení podélného smyku

8.2.4 Posouzení příčného směru

Pro řešení příčného směru byl vytvořen prutový model v SW Scia Engineer. Byl zvolen průřez u podpory. Pohyblivé zatížení bude soustava gr1a, jelikož vyvoluje na konstrukci nejméně příznivé účinky. Rozhodující kombinace je 6.10b, jelikož stálé zatížení vyvoluje minoritní účinky.

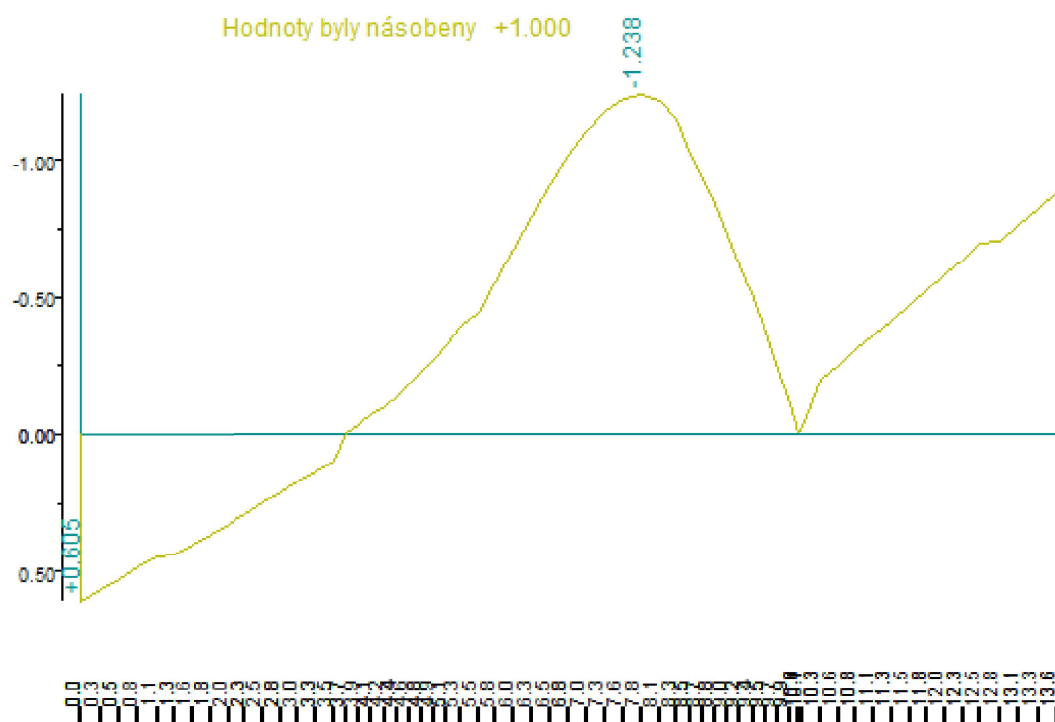


Obr. 8.42: Pohled na model

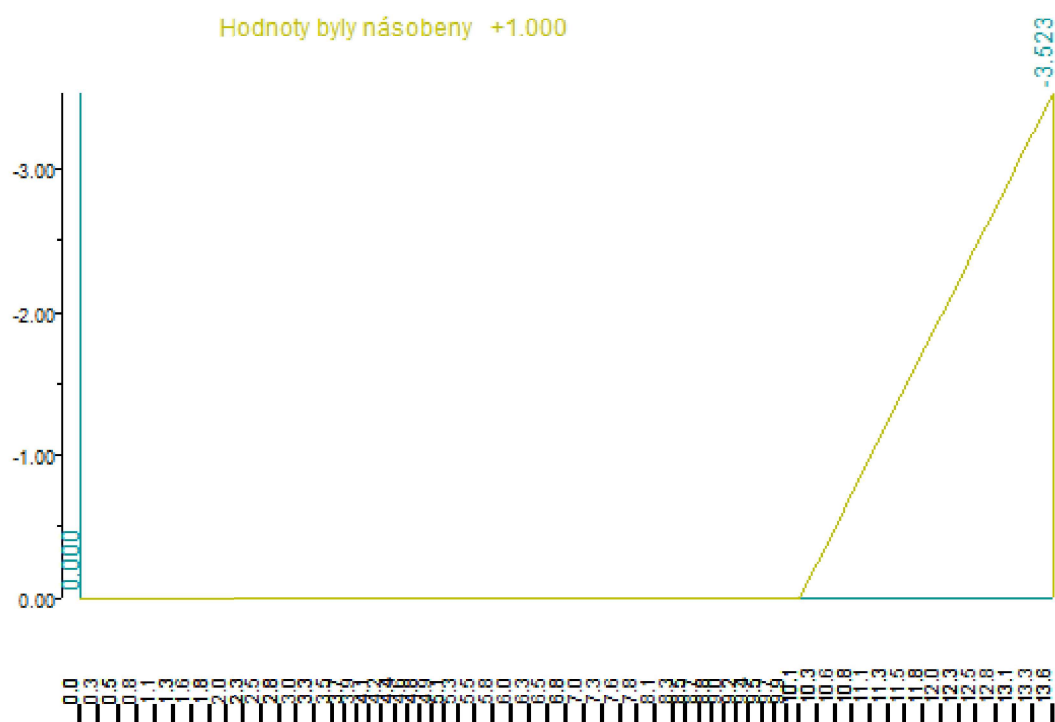


Obr. 8.43: Posuzované řezy

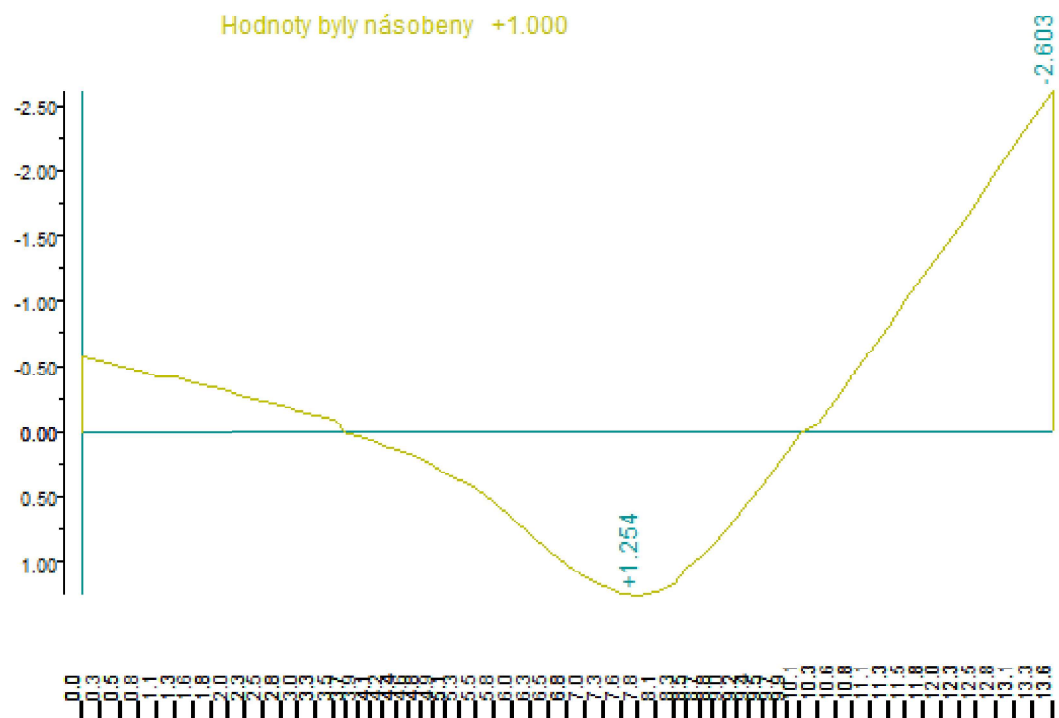
Příčinkové čáry



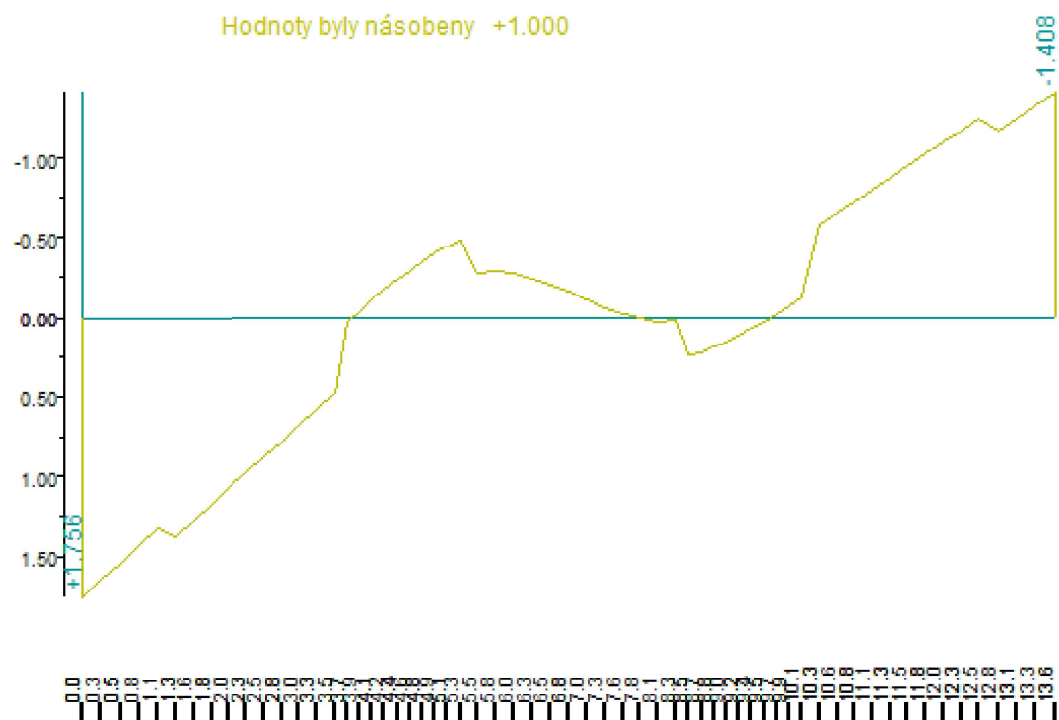
Obr. 8.44: M max řez 2-1



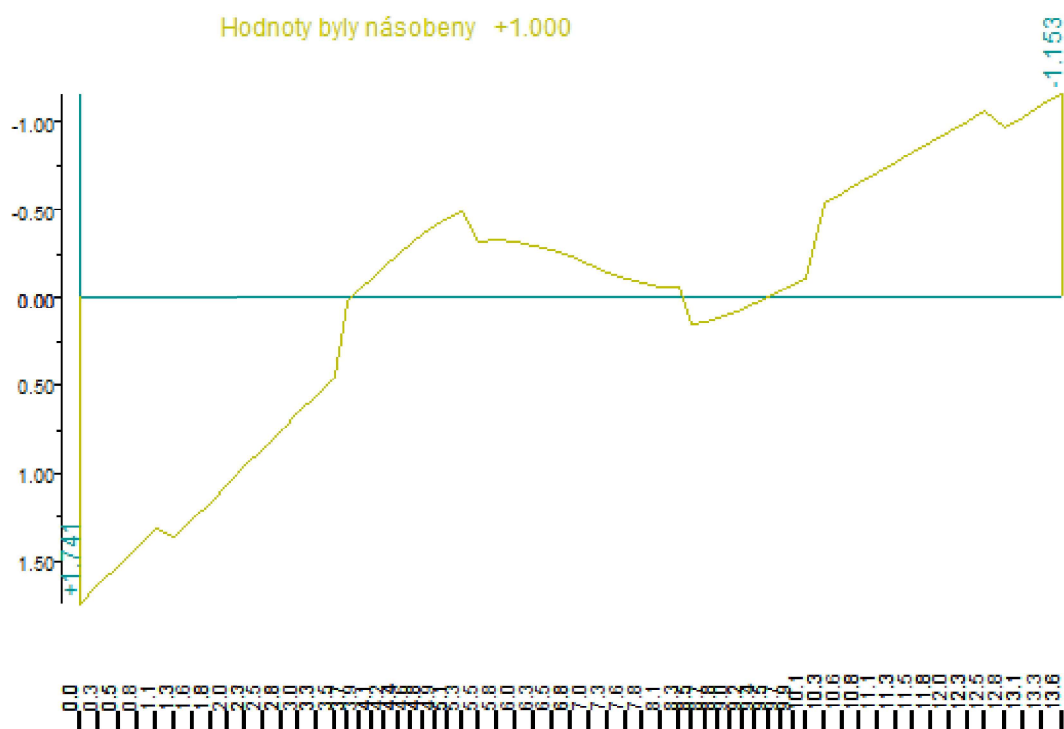
Obr. 8.45: M max řez 2-3



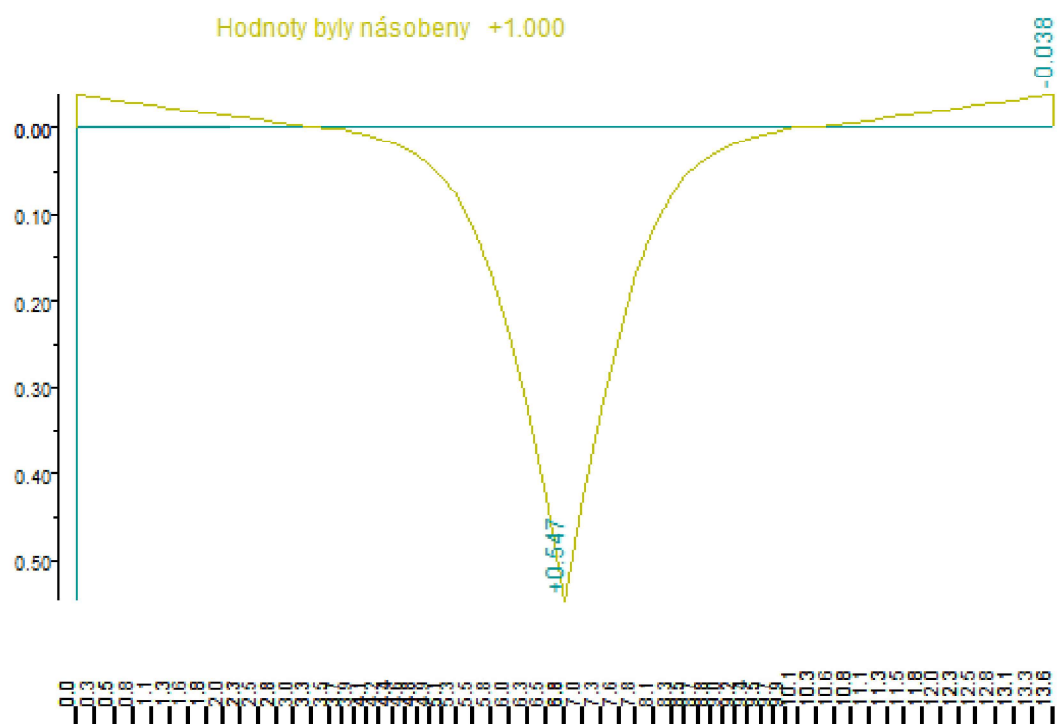
Obr. 8.46: M max řez 2-4



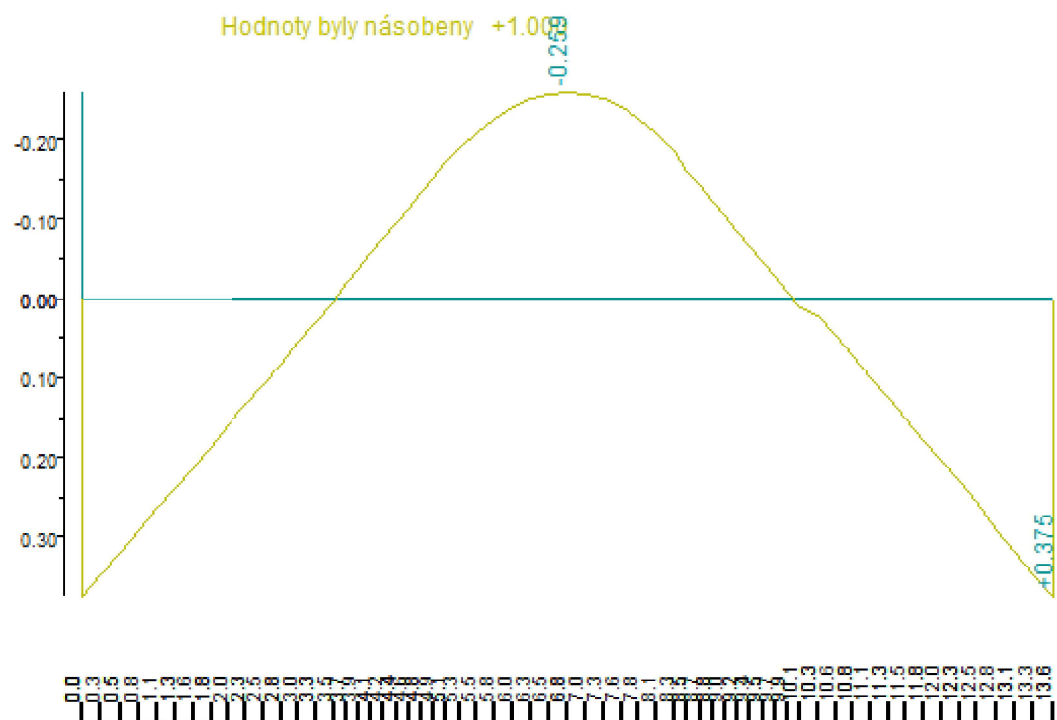
Obr. 8.47: M max řez 4-2



Obr. 8.48: M max řez 4-5



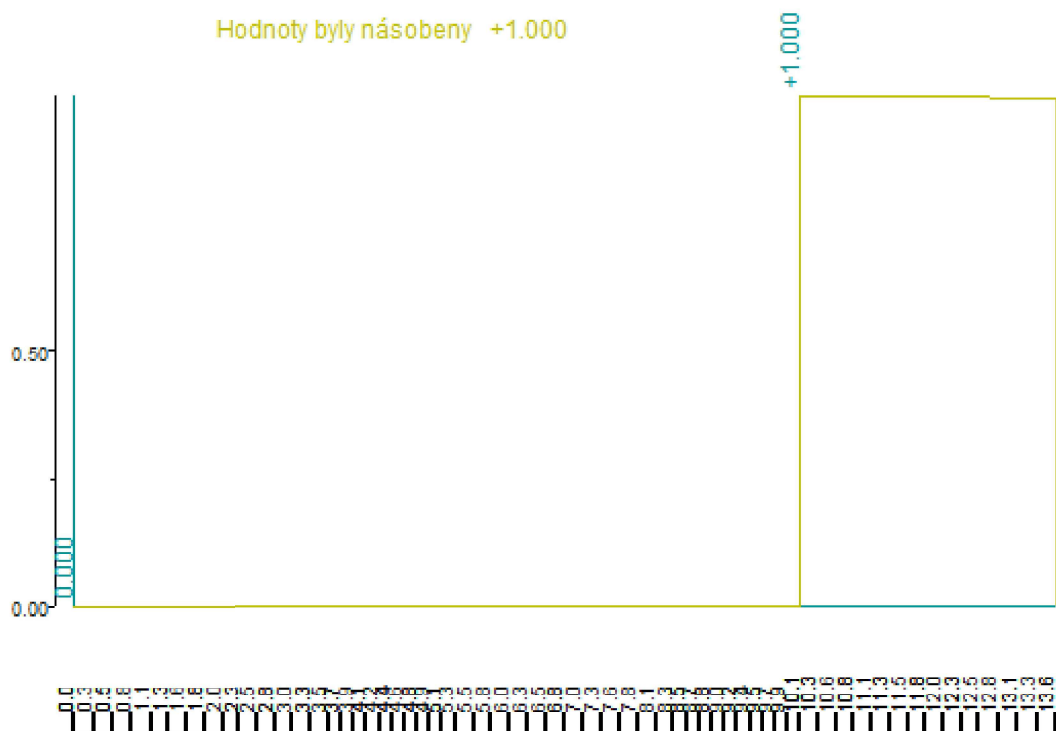
Obr. 8.49: M max řez 0-1



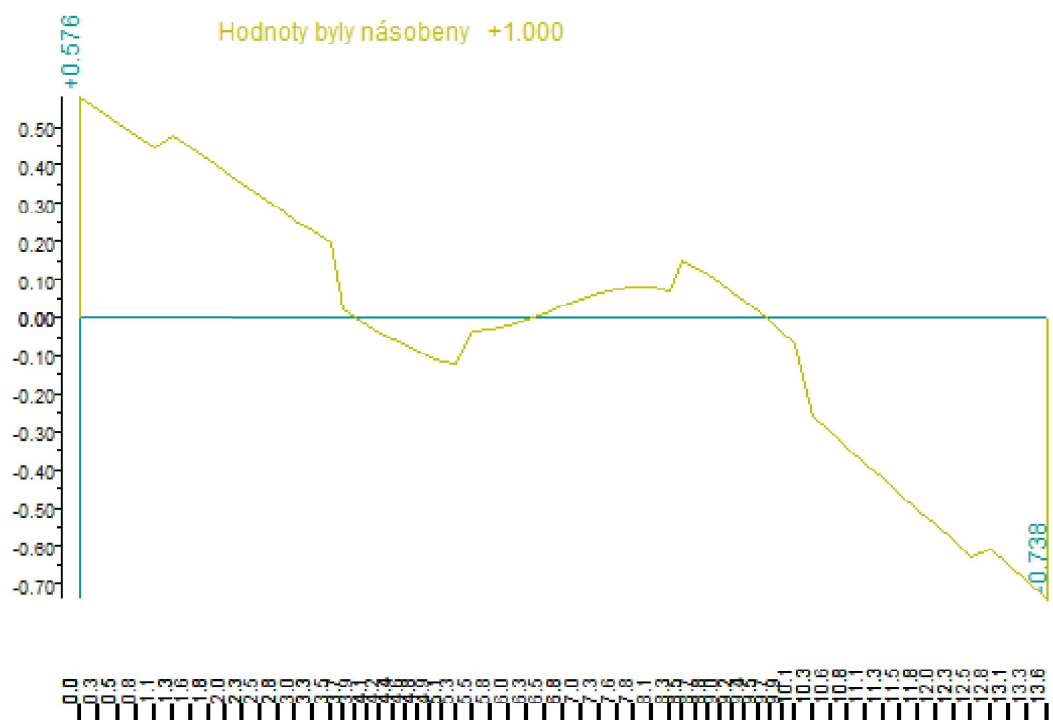
Obr. 8.50: M max řez 6-5



Obr. 8.51: V max řez 2-1

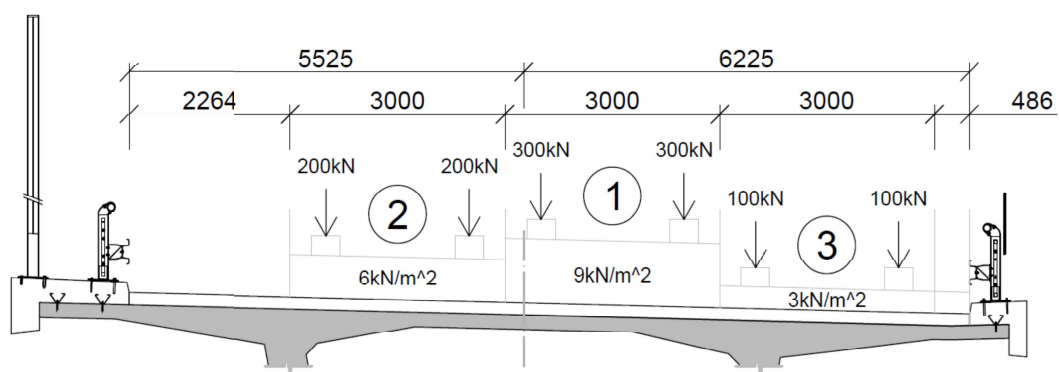


Obr. 8.52: V max řez 2-3

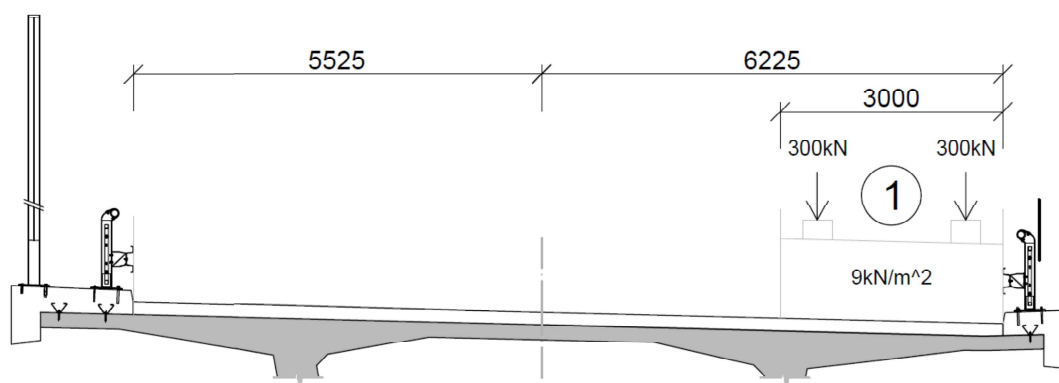


Obr. 8.53: V max řez 4-5

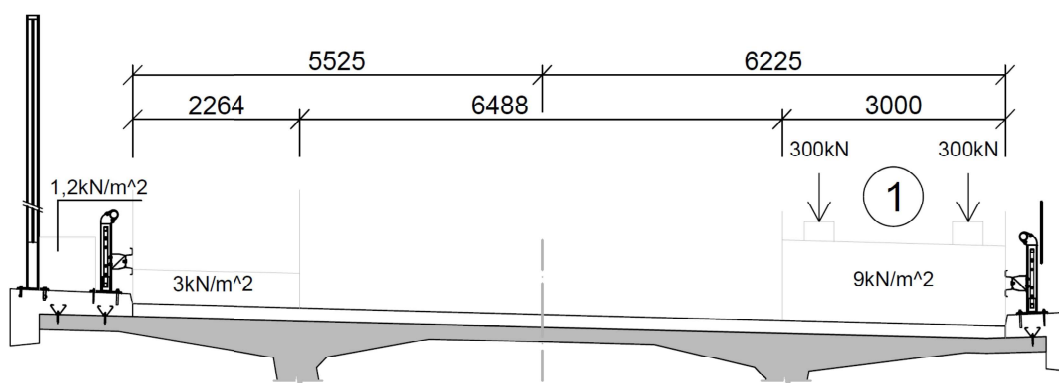
Poloha pohyblivého zatížení



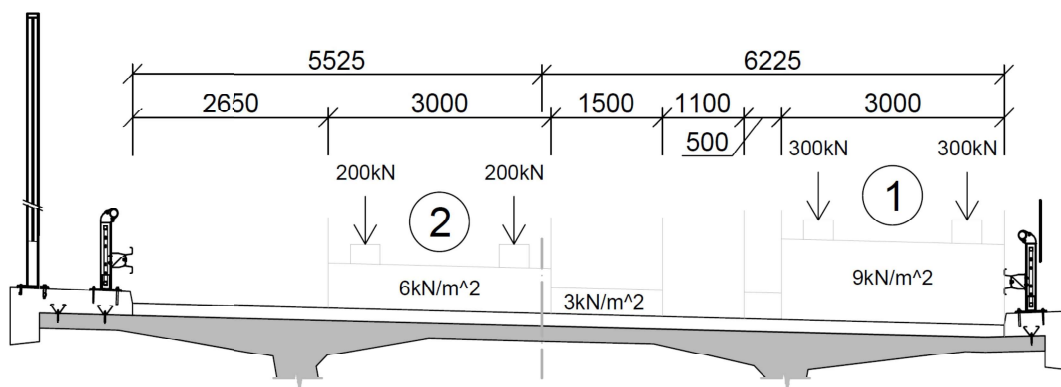
Obr. 8.54: M max řez 2-1



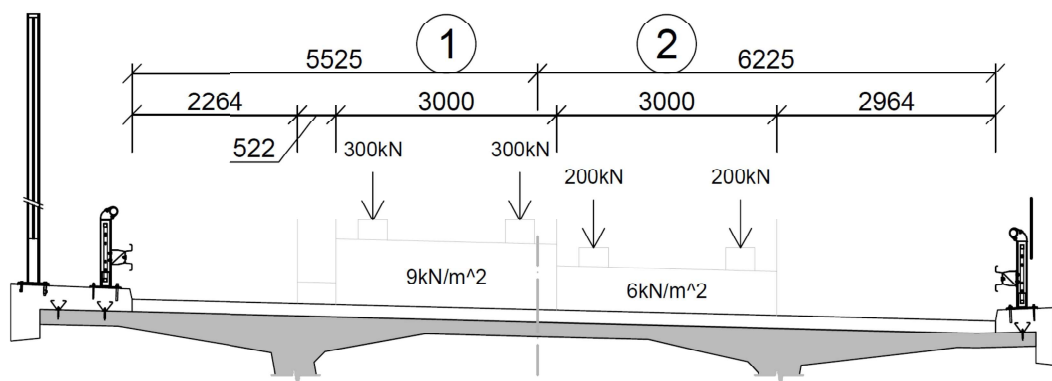
Obr. 8.55: M max řez 2-3



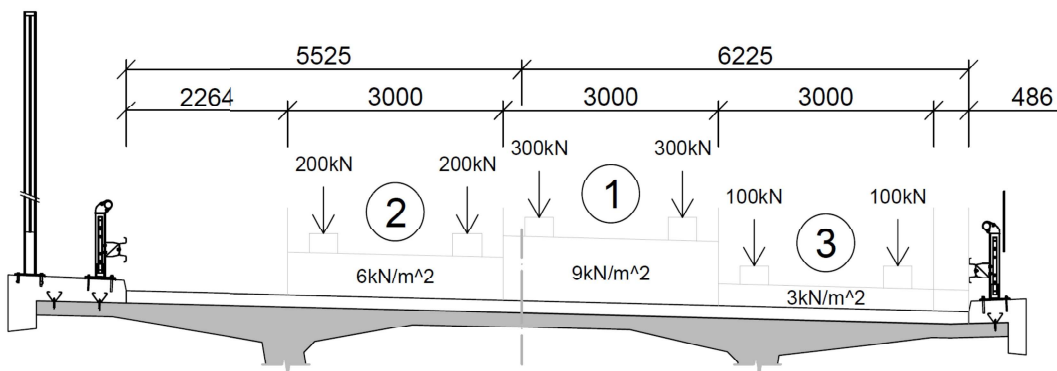
Obr. 8.56: M max řez 2-4 a 6-5



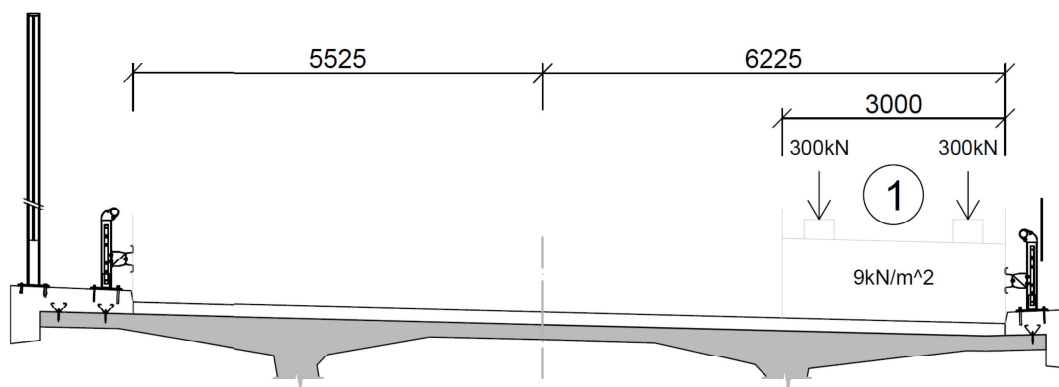
Obr. 8.57: M_{\max} řez 4-2 a 4-5



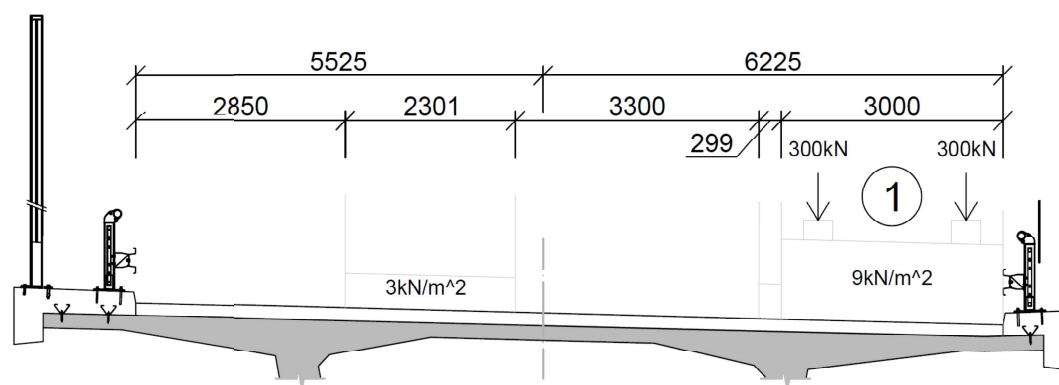
Obr. 8.58: M_{\max} řez 0-1



Obr. 8.59: V_{\max} řez 2-1



Obr. 8.60: V max řez 2-3



Obr. 8.61: V max řez 4-5

Ve statickém modelu se uvažuje s roznosem zatížení v příčném směru pod úhlem 45° . Pro zjednodušení je uvažována poloha střednice $a = -255 \text{ mm}$, tj. tloušťka vozovky a polovina tloušťky horní desky. V podélném směru se uvažuje s níže uvedenými vzorci. Výsledné hodnoty jsou zapsány do přehledné tabulky. Rovnoměrné zatížení se neroznáší.

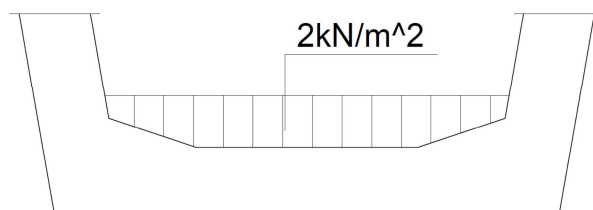
Kromě proměnného zatížení od dopravy bude zavedeno zatížení proměnné i v komoře nosníku a to v hodnotě 2 kN/m^2 .

Pro ohybový moment

$$b_{s,M} = b_r + \frac{2 \cdot l}{6}$$

Pro posouvající sílu

$$b_{s,V} = b_r + \frac{2 \cdot x}{3}$$



Obr. 8.62: Proměnné zatížení v komoře

TS	řez 2-1		řez 2-3		řez 4-2	
Zatížení	x	$b_{s,V}$	x	$b_{s,V}$	x	$b_{s,V}$
100	0,5	1,183	-	-	-	-
100	2,5	2,517	-	-	-	-
200	3,02	2,863	-	-	0,886	1,441
200	1,02	1,53	-	-	2,886	2,774
300	0,02	0,863	0,464	1,160	0,464	1,160
300	1,98	2,17	2,464	2,493	2,464	2,493

Tab. 8.5: Výpočet roznosu pro V

TS	řez 2-1	řez 2-3	řez 4-2	$b_{s,M}$	pro všechny řezy
100	198,840	-	-	1,934	121,651
100	93,494	-	-	1,934	121,651
200	123,262	-	163,323	1,934	182,477
200	230,681	-	84,821	1,934	182,477
300	136,271	304,435	304,435	1,934	60,826
300	54,215	141,592	141,592	1,934	60,826

Tab. 8.6: Výsledné hodnoty pro V a M

	řez 0-1	řez 2-1	řez 2-3	řez 2-4	řez 4-2	řez 4-5	řez 6-5
Vz	-	-295,52	305,68	-	-	-152,88	-
My	91,28	-421,20	-503,60	-321,60	-252,80	-252,80	68,08

Tab. 8.7: Výsledné hodnoty po kombinacích ze SW Scia

Posouzení na ohyb

Nutná plocha výztuže

$$A_{st,req} = b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right)$$

	řez 0-1	řez 2-1	řez 2-3	řez 2-4	řez 4-2	řez 4-5	řez 6-5
A_Φ	4,91E-04	4,91E-04	4,91E-04	4,91E-04	4,91E-04	4,91E-04	4,91E-04
Φ_s	0,025	0,025	0,025	0,025	0,025	0,025	0,025
c	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05
Φ_{tr}	0,014	0,014	0,014	0,014	0,014	0,014	0,014
h	0,25	0,505	0,505	0,75	0,75	0,9	0,7
d_1	0,0765	0,0765	0,0765	0,0765	0,0765	0,0765	0,0765
d	0,1735	0,4285	0,4285	0,6735	0,6735	0,8235	0,6235
$A_{s,req}$	1,27E-03	2,34E-03	2,82E-03	1,11E-03	8,71E-04	7,10E-04	2,52E-04
á	0,386	0,209	0,174	0,442	0,564	0,691	1,950

Tab. 8.8: Nutná plocha výztuže

	řez 0-1	řez 2-1	řez 2-3	řez 2-4	řez 4-2	řez 4-5	řez 6-5
A_{sf}	2,48E-03	3,17E-03	5,03E-03	5,68E-03	5,68E-03	4,97E-03	6,34E-03
A_{st}	1,27E-03	2,34E-03	2,82E-03	1,11E-03	8,71E-04	7,10E-04	2,52E-04

Tab. 8.9: Nutná plocha výztuže

řez	povrch	A_{sf}	A_{st}	$0,5^*A_{sf}$	$0,25^*A_{sf}+1,1^*A_{st}$	max	Φ	A_{Φ}	\acute{a}_{req}	\acute{a}	A_s	
2-1	horní	3,17E-03	2,34E-03	1,58E-03	3,37E-03	-	3,37E-03	0,025	4,91E-04	0,146	0,1	4,91E-03
	dolní	3,17E-03	-	1,58E-03	-	1,26E-03	1,58E-03	0,02	3,14E-04	0,200	0,2	1,58E-03
2-3	horní	5,03E-03	2,82E-03	2,52E-03	4,36E-03	-	4,36E-03	0,025	4,91E-04	0,112	0,1	4,91E-03
	dolní	5,03E-03	-	2,52E-03	-	1,82E-03	2,52E-03	0,02	3,14E-04	0,125	0,1	3,14E-03
4-5	horní	4,97E-03	7,10E-04	2,48E-03	2,02E-03	-	2,48E-03	0,02	3,14E-04	0,126	0,1	3,14E-03
	dolní	4,97E-03	-	2,48E-03	-	1,38E-03	2,48E-03	0,02	3,14E-04	0,126	0,1	3,14E-03

Tab. 8.10: Návrh výztuže - Deska u stěny

	povrch	A_{sf}	A_{st}	$0,5^*A_{sf}$	$0,25^*A_{sf}+1,1^*A_{st}$	max	Φ	A_{Φ}	\acute{a}_{req}	\acute{a}	A_s	
0-1	horni	2,48E-03	1,27E-03	1,24E-03	2,02E-03	-	2,02E-03	0,025	4,91E-04	0,243	0,2	2,45E-03
	dolni	2,48E-03	-	1,24E-03	-	8,75E-04	1,24E-03	0,02	3,14E-04	0,253	0,2	1,57E-03
6-5	horni	6,34E-03	2,52E-04	3,11E-03	1,86E-03	-	3,11E-03	0,02	3,14E-04	0,101	0,1	3,14E-03
	dolni	6,34E-03	-	3,11E-03	-	1,63E-03	3,11E-03	0,02	3,14E-04	0,101	0,1	3,14E-03

Tab. 8.11: Návrh výztuže - Deska v poli

řez	povrch	A_{sf}	A_{st}	$0,5^*A_{sf}$	$0,25^*A_{sf}+1,1^*A_{st}$	max	Φ	A_{Φ}	\acute{a}_{rcq}	\acute{a}	A_s	
2-4	-	5,68E-03	1,11E-03	2,56E-03	2,64E-03	-	2,64E-03	0,02	3,14E-04	0,119	0,1	3,14E-03
4-2	-	5,68E-03	8,71E-04	2,56E-03	-	1,64E-03	2,56E-03	0,02	3,14E-04	0,123	0,1	3,14E-03

Tab. 8.12: Návrh výztuže - Stěna

Posouzení na smyk

Řez 2-1

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

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{428,5}} = 1,683 \leq 2,0$$

$$A_{sl} = A_{s,h} + A_{s,d} = 0,00491 + 0,00158 = 0,00649 \text{ m}^2$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{0,00649}{1,0 \cdot 0,4285} = 0,0151 \leq 0,02$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,683^{3/2} \cdot 50^{1/2} = 0,54 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = (0,54 \cdot 10^3 + 0) \cdot 1,0 \cdot 0,4285 = 231,54 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,683 \cdot (100 \cdot 0,0151 \cdot 50)^{1/3} + 0 \right] \cdot 1000 \cdot 428,5 = 366,13 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 366,13 \text{ kN} \geq V_{Rd,c,min} = 231,54 \text{ kN} \text{ **VYHOVUJE**}$$

$$V_{Rd,c} = 366,13 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 295,52 \text{ kN} \text{ **VYHOVUJE**}$$

Je vidět značná rezerva v únosnosti ve smyku. tato rezerva je stejná (nebo i větší) v dalších řezech, jelikož se jedná o průřez s nejmenším množstvím vyztužení a nejmenší účinnou výškou ze tří posuzovaných řezů pro smyk. Vyztuž na smyk bude tedy navržena dle konstrukčních zásad. tento návrh bude shodný pro všechny řezy daného průřezu.

Konstrukční zásady

$$\frac{A_{sw,max}}{s_l} = \frac{0,5 \cdot \alpha_{cw} \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot b_w}{f_{ywd}} = \frac{0,5 \cdot 1,0 \cdot 0,516 \cdot 33,3 \cdot 1,0}{434,783} = 0,01976 \text{ m}^2$$

$$\rho_{w,min} = 0,08 \cdot \frac{f_{ck}^{1/2}}{f_{ywk}} = 0,08 \cdot \frac{50^{1/2}}{500} = 0,0013$$

$$s_{l,max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) = 0,75 \cdot 0,4285 \cdot (1 + \cot 90)$$

$$s_{l,max} = 0,321 \text{ m} < 0,4 \text{ m}$$

$$s_{t,max} = \min\{0,75 \cdot d; 0,6\} = \min\{0,75 \cdot 0,4285; 0,6\} = \min\{0,321; 0,6\} = 0,321 \text{ m}$$

Návrh výztuže:

$$\Phi 12; s_l = 0,2 \text{ m}; s_t = 0,4 \text{ m}; A_{sw} = 0,000377 \text{ m}^2$$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s_l} = \frac{0,000377}{1,0 \cdot 0,2} = 0,00188$$

$$\rho_w = 0,00188 \geq \rho_{w,min} = 0,0013 \text{ **VYHOVUJE**}$$

$$\frac{A_{sw}}{s_l} = 0,00188 \text{ m}^2 \leq \frac{A_{sw,max}}{s_l} = 0,01976 \text{ m}^2 \text{ **VYHOVUJE**}$$

8.2.5 Návrh vrubového kloubu

Pro návrh vrubového kloubu je rozhodující kombinace 6.10.a v podpěře P4 s hodnotami $N_{Ed} = 149,744$ a $\alpha_d = 0,96\text{‰} = 9,6E - 3[\text{rad}]$. Kloub je navržen dle konstrukčních zásad a minimální plochy. Posouzení vrubového kloubu není předmětem DP. Vrubový kloub bude vytvořen až po spojení vahadel.

Minimální plocha kloubu

$$A_{G,min} = a \cdot b = \frac{N_{d,max}}{\sqrt{3} \cdot f_{cd} \cdot [1 + \lambda \cdot (1 - \alpha_d \cdot \frac{E_{cm}}{12800 \cdot \sqrt{3} \cdot f_{cd}})]}$$

$$A_{G,min} = 1,442 \text{ m}^2$$

Konstrukční zásady

$$a \leq 0,3 \cdot d \qquad \tan \beta \leq 0,1$$

$$a \leq 0,3 \cdot 0,9 = 0,27$$

$$t \leq 0,2 \cdot a \leq 2 \text{ cm}$$

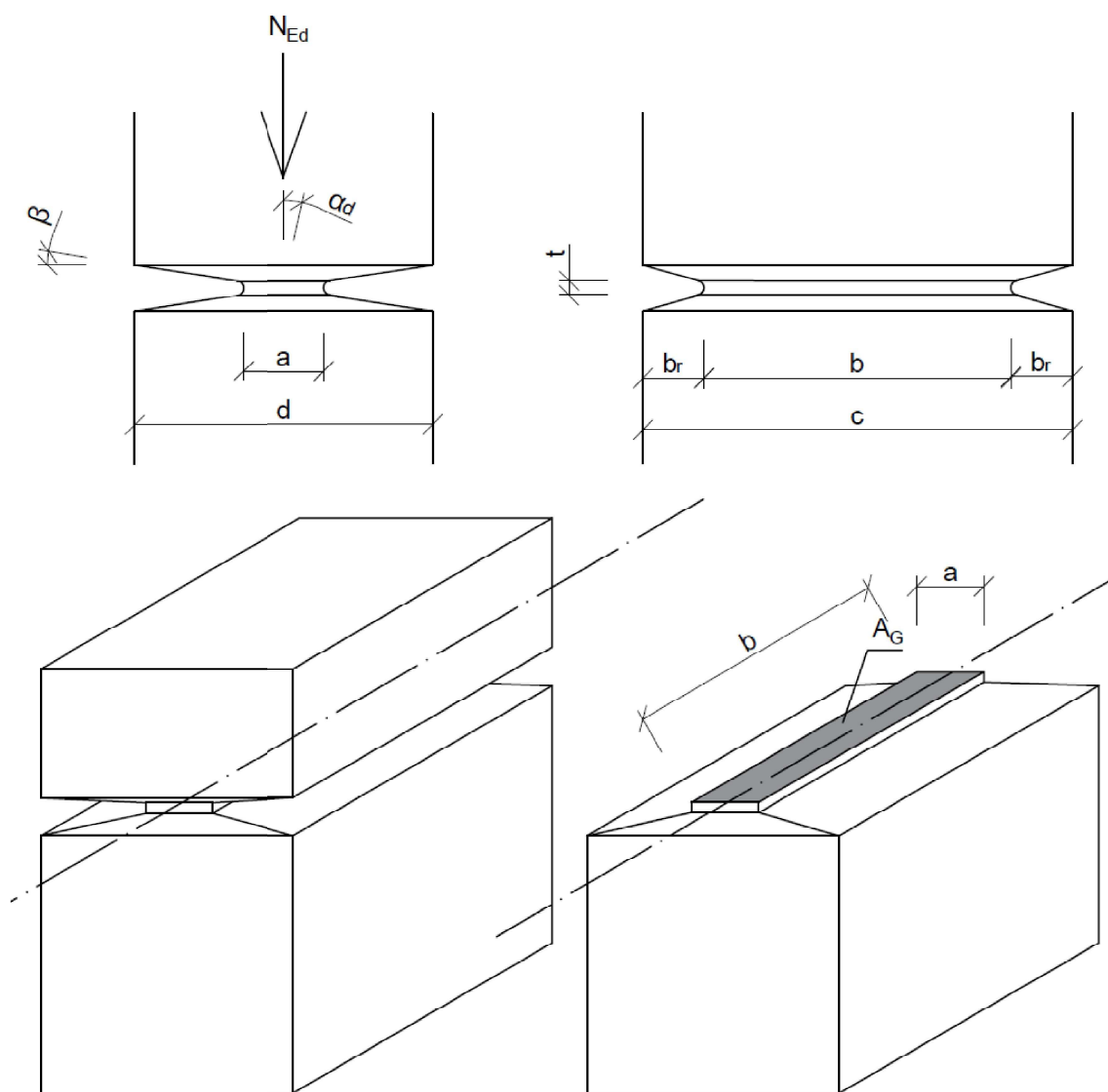
$$b_r \geq 0,7 \cdot a \geq 5 \text{ cm}$$

$$t \leq 0,2 \cdot 25 \leq 2 \text{ cm}$$

$$b_r \geq 0,7 \cdot 25 \geq 5 \text{ cm}$$

$$t \leq 5 \text{ cm} \leq 2 \text{ cm}$$

$$b_r \geq 17,5 \geq 5 \text{ cm}$$



Obr. 8.63: Schéma kloubu

Navržené hodnoty

$$a = 0,25 \text{ m}$$

$$\tan \beta = 0,1$$

$$t = 2 \text{ cm}$$

$$b_r = 17,5 \text{ cm}$$

9 Závěr

Navržená mostní konstrukce splňuje ve všech dílčích posudcích dle MSU i MSP. V projektu by se dalo dále pokračovat v optimalizaci uspořádání kabelových kanálků, modifikaci betonových průřezů v oblasti deviátorů, úpravy diafragmat a kotevních oblastí pro optimální průběh volných předpínacích kabelů a jejich napínání. V projektu by se mimo jiné provedli posudky kotevních oblastí, diafragmat a dalších částí mostní konstrukce jako je spodní stavba.

V Brně dne 15.ledna 2020

Nazar Hudyma
podpis autora

.....