

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
FAKULTA STAVEBNÍ

KATEDRA BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ



BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

NÁVRH BODOVĚ PODEPŘENÉHO PŘEDPJATÉHO DESKOVÉHO MOST

DESIGN OF FLAT SLAB BRIDGE

Autor: Christián Kajaba

Vedoucí práce: Ing. Michal Drahorád Ph.D.

Rok obhajoby: 2019



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Thákurova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Kajaba

Jméno: Christián

Osobní číslo: 437983

Zadávající katedra: Katedra betonových a zděných konstrukcí

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Návrh bodově podepřeného předpjatého deskového mostu

Název bakalářské práce anglicky: Design of flat slab bridge

Pokyny pro vypracování:

Rešerše řešení vlivů a postupů návrhu bodově podepřených předpjatých konstrukcí, přístupy k návrhu předpětí v oblasti singularit. Koncepční návrh deskového mostu s důrazem na detaily podepření, včetně způsobů vyztužení, a návrh předpínací výztuže.

Seznam doporučené literatury:

Jméno vedoucího bakalářské práce: Ing. Michal Drahorád, Ph.D.

Datum zadání bakalářské práce: 4.10.2018

Termín odevzdání bakalářské práce: 13.1.2019

Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v bakalářské práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.

4. 10 12018

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

Čestné prohlášení:

Prohlašuji, že bakalářskou práci na téma „Návrh bodově podepřeného předpjatého deskového mostu“ jsem vypracoval samostatně a veškerou použitou literaturu a další prameny jsem řádně označil v příloženém seznamu.

V Praze dne:.....

Podpis:.....

Poděkování:

Touto cestou bych rád poděkoval panu Ing. Michalovi Drahorádovi, Ph.D. za jeho odborné vedení práce, ochotu, trpělivost, připomínky a cenné znalosti, které mi byly během vedení mé práce poskytovány. Dále bych rád poděkoval panu Ing. Janu Bažilovi s firmy Pontex s.r.o., že mi poskytl zadání pro vypracování bakalářské práce a konzultace ohledně práce.

Název práce: Návrh bodově podepřeného předpjatého deskového mostu

Autor: Christián Kajaba

Katedra: Katedra betonových a zděných konstrukcí

Vedoucí práce: Ing. Michal Drahorád Ph.D.

Abstrakt: Téma bakalářské práce se zabývá návrhem betonového silničního mostu. Práce je zaměřená na návrh nové mostní konstrukce, která by měla nahradit stávající nevyhovující konstrukci. Nově navrhovaná konstrukce je bodově podepřená předpjatá desková konstrukce se zjednodušeným návrhem spodní stavby v místě bodového podepření. Tato konstrukce je ověřovaná na mezní stav použitelnosti, únosnosti a na smyková napětí vznikající v deskové konstrukci. Posouzení konstrukce je provedeno dle platných evropských norem.

Klíčová slova:

Betonový silniční most, bodově podepřená desková konstrukce mostu, zatížení dopravou, předpětí, mezní stav použitelnosti, mezní stav únosnosti, protlačení, výztuž, pilíř

Title: Design of flat slab bridge

Author: Christián Kajaba

Department: Department of Concrete and Masonry Structures

Supervisor: Ing. Michal Drahorád Ph.D.

Abstract: This work's main topic is the concrete road bridge design. This work's main focus is a new bridge structure design which is supposed to replace old, sub-standard bridge. This new structure is a point-supported post-tensioned structure with simplified substructure design. The structure is verified for serviceability limit states, for ultimate limit state and for shear stress originating in slab based construction. All calculations were performed according to actual valid European standards (EN).

Keywords: concrete road bridge, point-supported slab based bridge construction, road traffic load, pre-tension, serviceability limit state, ultimate limit state, penetration, reinforcement, pillar

Obsah

1	ÚVOD	1
1.1	CÍLE PRÁCE	1
2	BODOVĚ PODEPŘENÉ PŘEDPJATÉ DESKOVÉ KONSTRUKCE	2
2.1	DESKOVÉ KONSTRUKCE	2
2.1.1	<i>Výhody deskových mostních konstrukcí jsou: [1]</i>	2
2.1.2	<i>Nevýhody deskových mostních konstrukcí jsou: [1]</i>	2
2.1.3	<i>Podpěření konstrukce: [1]</i>	2
2.2	STATICKE PŮSOBNÍ.....	3
2.2.1	<i>Hlavních napětí na kolmé desce liniově podepřené</i>	4
2.2.2	<i>Hlavních napětí na šikmé desce liniově podepřené</i>	4
2.2.3	<i>Hlavní napětí na bodově podepřené desce</i>	5
2.3	PŘEDPĚTÍ DESKOVÝCH KONSTRUKCÍ	5
2.4	OBLASTI SINGULARIT U BODOVĚ PODEPŘENÝCH KONSTRUKCÍ	8
3	TECHNICKÉ PARAMETRY NAVRHOVANÉHO MOSTU	11
3.1	IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE	11
3.2	ZÁKLADNÍ ÚDAJE O STAVBĚ	11
3.3	POPIS ÚZEMÍ	12
3.3.1	<i>Stávající most</i>	12
3.3.2	<i>Trasa</i>	12
3.3.3	<i>Šířkové uspořádání na mostě</i>	12
3.3.4	<i>Příprava staveniště</i>	13
3.3.5	<i>Demolice stávajícího mostu</i>	13
3.3.6	<i>Skrývka ornice</i>	13
3.3.7	<i>Zemní práce</i>	13
3.3.8	<i>Zakládání</i>	13
3.3.9	<i>Spodní stavba</i>	13
3.3.10	<i>Nosná konstrukce a její součásti</i>	15
3.3.11	<i>Mostní svršek</i>	16
3.3.12	<i>Mostní vybavení</i>	17
3.3.13	<i>Postup a technologie výstavby</i>	17
3.4	MATERIÁLY PRO STAVBU MOSTU	18
3.4.1	<i>Bednění pro betonáž</i>	18
3.4.2	<i>betonářská a předpínací výztuž</i>	18
3.4.3	<i>Beton</i>	18
3.4.4	<i>Dilatační a pracovní spáry, těsnění</i>	18
4	NÁVRH NOSNÉ KONSTRUKCE	19
4.1	STATICKE SCHÉMA NOVÉHO MOSTU	19
4.2	SCHÉMA UMÍSTĚNÍ LOŽISEK	19
4.3	NÁVRH VÝŠKY PRŮŘEZU	20
4.4	PŘÍČNÝ ŘEZ	20

4.5	NOSNÁ KONSTRUKCE	21
4.6	PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY S OHLEDEM ROZDĚLENÍ NA ČÁSTI... ..	22
4.7	DESKOVÝ MODEL PRO PŘÍČNÝ ROZNOS	23
5	MATERIÁL NOSNÉ KONSTRUKCE	24
5.1	BETON.....	24
5.2	BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ.....	24
5.3	PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ	25
6	ZATÍŽENÍ MOSTU	25
6.1	STÁLA ZATÍŽENÍ	25
6.1.1	<i>Vlastní tíha konstrukce ZS1.....</i>	25
6.1.2	<i>Ostatní stálé zatížení ZS2.....</i>	26
6.2	PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ	27
6.2.1	<i>Zatížení dopravou (Model LM1) ZS3.....</i>	27
6.2.2	<i>Překlopení nosné konstrukce od zatížení dopravou ZS4.....</i>	32
6.2.3	<i>Brzdné a rozjezdové síly ZS5.....</i>	33
6.2.4	<i>Teplota ZS6 [8]</i>	33
6.2.5	<i>Poklesy podpor ZS7.....</i>	33
7	ANALÝZA PŘÍČNÉHO ROZNOSU NOSNÉ KONSTRUKCE	34
7.1	PŘÍČNÝ ROZNOS OSTATNÍHO STÁLÉHO ZATÍŽENÍ ZS2.....	35
7.1.1	<i>Řez 2 maximální moment v krajním poli.....</i>	36
7.1.2	<i>Řez 3 maximální (minimální) moment ve středové podpoře</i>	37
7.1.3	<i>Řez 4 maximální moment ve středním poli.....</i>	38
7.1.4	<i>Řez 3 maximální/minimální posouvající síla ve střední podpoře.....</i>	40
7.2	PŘÍČNÝ ROZNOS OD ZATÍŽENÍ DOPRAVOU LM1-A	41
7.2.1	<i>Řez 2 maximální moment v krajním poli.....</i>	42
7.2.2	<i>Řez 3 maximální (minimální) moment ve středové podpoře</i>	43
7.2.3	<i>Řez 4 maximální moment ve středním poli.....</i>	44
7.2.4	<i>Řez 1 maximální posouvající síla v krajní podpoře</i>	45
7.2.5	<i>Řez 3 maximální/minimální posouvající síla ve středové podpoře</i>	46
7.3	PŘÍČNÝ ROZNOS OD ZATÍŽENÍ DOPRAVOU LM1-B.....	47
7.3.1	<i>Řez 2 maximální moment v krajním poli</i>	48
7.3.2	<i>Řez 3 maximální (minimální) moment ve středové podpoře</i>	49
7.3.3	<i>Řez 4 maximální moment ve středním poli.....</i>	50
7.3.4	<i>Řez 1 maximální posouvající síla v krajní podpoře</i>	51
7.3.5	<i>Řez 3 maximální/minimální posouvající síla ve středové podpoře</i>	52
7.4	PŘÍČNÝ ROZNOS OD ZATÍŽENÍ DOPRAVOU LM1-C.....	53
7.4.1	<i>Řez 2 maximální moment v krajním poli.....</i>	54
7.4.2	<i>Řez 3 maximální (minimální) moment ve středové podpoře</i>	55
7.4.3	<i>Řez 4 maximální moment ve středním poli.....</i>	56
7.4.4	<i>Řez 1 maximální posouvající síla v krajní podpoře</i>	57
7.4.5	<i>Řez 3 maximální/minimální posouvající síla ve středové podpoře</i>	58
7.5	PŘÍČNÝ ROZNOS OD ZATÍŽENÍ DOPRAVOU LM1-D	59
7.5.1	<i>Řez 2 maximální moment v krajním poli.....</i>	60
7.5.2	<i>Řez 3 maximální (minimální) moment ve středové podpoře</i>	61
7.5.3	<i>Řez 4 maximální moment ve středním poli.....</i>	62

7.5.4	Řez 1 maximální posouvající síla v krajní podpoře	63
7.5.5	Řez 3 maximální/minimální posouvající síla ve středové podpoře	64
8	VYHODNOCENÍ KOEFICIENTŮ PŘÍČNÉHO ROZDOSU ...	65
8.1	VYHODNOCENÍ ZATÍŽENÍ OSTATNÍ STÁLE ZS2	65
8.2	VYHODNOCENÍ ZATÍŽENÍ DOPRAVOU LM1 ZS3	65
9	PRUTOVÝ MODEL PRO NÁVRH A POSOUZENÍ.....	66
10	VNITŘNÍ SÍLY	67
10.1	VNITŘNÍ SÍLY OD STÁLÉHO ZATÍŽENÍ.....	67
10.1.1	Vlastní tíha	67
10.1.2	Ostatní stálé.....	67
10.1.3	Poklesy podpor	67
10.2	VNITŘNÍ SÍLY OD PROMĚNNÉHO ZATÍŽENÍ	68
10.2.1	Zatížení dopravou model LM1	68
10.2.2	Zatížení Teplotou.....	68
10.3	PŘEHLED EXTRÉMU VNITŘNÍCH SIL	69
11	KOMBINACE ZATÍŽENÍ	69
11.1	HODNOTY SOUČINITELŮ PRO KOMBINACE ZATÍŽENÍ	69
11.1.1	Součinitele ψ pro mosty pozemních komunikací	69
11.1.2	Dílčí součinitele γ a redukční součinitel ξ	70
11.2	KOMBINACE PRO MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI MSÚ	70
11.3	PŘEHLED KOMBINACÍ MSÚ 6.10A, 6.10B BEZ PŘEDPĚTÍ	71
11.3.1	Kombinace pro MSÚ bez předpětí	71
11.4	KOMBINACE PRO MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI MSP	71
11.5	PŘEHLED KOMBINACÍ PRO MSP BEZ PŘEDPĚTÍ	72
11.5.1	Kombinace pro MSP bez předpětí.....	72
12	NÁVRH PŘEDPĚTÍ.....	73
12.1	NAPĚTÍ V PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽI.....	73
12.2	KRYCÍ VRSTVA PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽE	73
12.3	MEZERY MEZI KOTVAMI PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽE	73
12.4	PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH PŘEDPĚTÍ	74
12.4.1	Průřezové veličiny pro výpočet předpětí.....	74
12.4.2	Délky polí	74
12.4.3	Stále zatížení.....	74
12.4.4	Maximální momenty od stálého zatížení	74
12.4.5	Minimální poloměr zakřivení kabelu.....	74
12.4.6	Ekvivalentní zatížení od předpětí.....	74
12.5	PŘEDBĚŽNÝ VÝPOČET PŘEDPÍNACÍ SÍLY A POČTU KABELŮ	75
12.5.1	Pole č. 1 a č.3 řez č. 2	75
12.5.2	Nad střední podporou P2 řez č. 3.....	75
12.5.3	Pole č. 2 řez č. 4	75
12.5.4	Nutný počet kabelů v průřezech	76
12.5.5	Předběžný návrh počet kabelů v konstrukci	76
12.5.6	Úprava excentricity	76

12.5.7	<i>Rozmístění kabelů v řezu 2 pro pole č. 1 a č. 3</i>	77
12.5.8	<i>Rozmístění kabelů v řezu 3 nad střední podporou</i>	77
12.5.9	<i>Rozmístění kabelů v řezu 4 pro pole č. 2</i>	77
12.5.10	<i>Maximální předpínací síla</i>	78
12.5.11	<i>Ztráty předpětí</i>	78
12.5.12	<i>Vypočet ekvalentního zatížení</i>	78
12.5.13	<i>Příčné síly od předpětí</i>	79
13	POSOUZENÍ KONSTRUKCE MSP	80
13.1	MEZNÍ STAV OMEZENÍ NAPĚTÍ	80
13.1.1	<i>Požadavky z hlediska omezení napětí</i>	80
	• <i>Omezení tlakového napětí v betonu</i>	80
	• <i>Omezení tahového napětí v betonu</i>	80
	• <i>Omezení tlakového napětí v předpínací výztuži</i>	80
13.2	VYHODNOCENÍ NORMÁLOVÝCH NAPĚTÍ V BETONU	81
13.2.1	<i>Průřezové charakteristiky</i>	81
13.2.2	<i>Kvazistála kombinace</i>	81
	• <i>Spodní vlákna</i>	81
13.2.3	<i>Častá kombinace</i>	83
	• <i>Spodní vlákna</i>	83
13.2.4	<i>Charakteristická kombinace</i>	84
	• <i>Spodní vlákna</i>	84
13.3	MEZNÍ STAV OMEZENÍ NAPĚTÍ V PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽI	86
13.4	MEZNÍ STAV OMEZENÍ DEFORMACÍ	86
13.5	MINIMÁLNÍ PLOCHA BETONÁŘSKÉ VÝZTUŽE Z HLEDISKA MSP	86
14	POSOUZENÍ KONSTRUKCE MSÚ	87
14.1	OHYB A NORMÁLOVÁ SÍLA	88
14.1.1	<i>Průběh momentu od kombinace 6.10a, 6.10b na konci životnosti</i>	88
14.2	POSOUZENÍ PRŮŘEZU V KRAJNÍM POLI	89
14.2.1	<i>Stanovení mezní únosnosti průřezu za předpokladu plného zplastizování</i>	89
14.2.2	<i>Ověření zplastizování předpínací výztuže</i>	89
14.2.3	<i>Posouzení vzniku křehkého lomu</i>	91
14.3	POSOUZENÍ PRŮŘEZU NAD STŘEDNÍ PODPOROU	92
14.3.1	<i>Stanovení mezní únosnosti průřezu za předpokladu plného zplastizování</i>	92
14.3.2	<i>Ověření zplastizování předpínací výztuže</i>	93
14.3.3	<i>Posouzení vzniku křehkého lomu</i>	95
14.4	POSOUZENÍ PRŮŘEZU VE STŘEDNÍM POLI	96
14.4.1	<i>Stanovení mezní únosnosti průřezu za předpokladu plného zplastizování</i>	96
14.4.2	<i>Ověření zplastizování předpínací výztuže</i>	96
14.4.3	<i>Posouzení vzniku křehkého lomu</i>	98
15	POSOUZENÍ KONSTRUKCE SMYKOVÁ ÚNOSNOST	99
15.1	OVĚŘENÍ SMYKOVÉ ÚNOSNOSTI KONSTRUKCE KRAJNÍ PODPORA	100
15.1.1	<i>Beton</i>	100
15.1.2	<i>Ohybová betonářská výztuž</i>	100
15.1.3	<i>Ověření smykové únosnosti</i>	100
15.2	OVĚŘENÍ SMYKOVÉ ÚNOSNOSTI KONSTRUKCE STŘEDNÍ PODPORA	102

15.2.1	Beton.....	102
15.2.2	Ohybová betonářská výztuž.....	102
15.2.3	Ověření smykové únosnosti.....	102
15.3	NÁVRH SMYKOVÉ VÝZTUŽE V MEZILEHLÝCH OBLASTECH.....	105
15.4	ROZVRŽENÍ SMYKOVÉ VÝZTUŽE V PODÉLNÉM SMĚRU.....	105
15.5	POSOUZENÍ KONSTRUKCE NA PROTLAČENÍ.....	106
15.5.1	Posouzení únosnost v protlačení v obvodu u_0	106
15.5.2	Posouzení únosnost v protlačení v obvodu u_1 bez smykové výztuže.....	107
15.5.3	je únosnost v protlačení s výztuží na protlačení v kontrolovaném obvodu u_1 107	
16	NÁVRH MOSTNÍCH ZÁVĚRŮ MDZ.....	108
16.1.1	Výpočet posunů v dilataci OP1.....	108
16.1.2	Výpočet posunů v dilataci OP4.....	108
16.1.3	Návrh MDZ OP1.....	108
16.1.4	Návrh MDZ OP4.....	108
17	NÁVRH LOŽISEK.....	109
17.1	VÝPOČET A POSOUZENÍ LOŽISEK NA POSUNY.....	109
18	NÁVRH SPODNÍ STAVBY.....	111
18.1	NÁVRH A POSOUZENÍ PILÍŘE.....	111
18.1.1	Zatížení na pilíř.....	111
18.1.2	Návrh výztuže pilíře.....	112
18.1.3	Posouzení pilíře na interakci momentu M_y a normálovou sílu N	112
18.1.4	Posouzení pilíře na smykovou únosnost.....	113
18.2	NÁVRH ZALOŽENÍ PILÍŘE.....	114
19	ZÁVĚR.....	115
20	SEZNAM PŘÍLOH.....	116
21	SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK.....	117
22	SEZNAM OBRÁZKŮ.....	119
23	SEZNAM GRAFŮ.....	122
24	SEZNAM TABULEK.....	123
25	SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY.....	124

1 Úvod

Cílem bakalářské práce je provést návrh a posouzení dodatečně předpjatého deskového mostu. Pro návrh byl zvolen most ev. č. 2623-2, který převádí silnici třetí třídy III/2623 přes inundačním území Žízníkov u obce Žízníkov nedaleko České Lípy. Nosná konstrukce mostu je navržena jako spojitý nosník o třech polích s horní mostovkou. Průřez nosné konstrukce je zvolen deskový s bodovým podepřením.

Mostovka je navržena jako bodově podepřená předpjatá desková, je proveden návrh a posouzení předpětí. Předpětí je navrženo na požadavky mezního stavu napětí – dosažení dekomprese - v časté kombinaci zatížení, tedy aby nevznikala tahová napětí v konstrukci při časté kombinaci zatížení po celou dobu životnosti konstrukce.

Následně je nutné konstrukci posoudit na mezní stav únosnosti metodou mezních přetvoření, dále je v mezním stavu únosnosti posuzováno, zda nedojde ke křehkému lomu konstrukce.

Dále byla navržena smyková výztuž, konstrukce byla posouzena na smyková napětí a na protlačení v místě bodového podepření.

Následně je proveden zjednodušený návrh pilíře spodní stavby a posouzení pomocí interakčního diagramu a zjednodušený návrh hlubinného založení. Návrh mostních závěru a mostních ložisek, na maximální posuny konstrukce.

Přílohou této práce jsou základní výkresy dokumentující návrh a provedení mostu.

1.1 Cíle práce

- Rešeršní část – Deskové mosty, bodové podepření, předpětí deskových mostů, oblasti singularit
- Technická zpráva o novém mostním objektu
- Návrh statického schématu nového mostního objektu
- Návrh příčného a podélného řezu konstrukce
- Statický návrh nosné konstrukce
- Posouzení konstrukce MSP, MSÚ, SMYK
- Návrh mostních závěrů a ložisek
- Zjednodušený návrh spodní stavby a hlubinného založení
- Zhodnocení návrhu nové mostní konstrukce

2 Bodově podepřené předpjaté deskové konstrukce

2.1 Deskové konstrukce

Deskové konstrukce se používají pro mosty menších rozpětí, cca do 35 m. Konstrukce lze navrhovat o jednom i více polích. Výhodou je jejich variabilita tvaru, mosty mohou být přímé, šikmé, zakřivené nebo směrově zcela nepravidelné, což může být výhodou např. u křižovatek. Optimální rozpětí a tloušťky konstrukce viz. Tabulka 1 Rozpětí a výška deskových mostních konstrukcí Tabulka 1. [1] [2]

Typ deskové konstrukce:	Rozpětí L	Výška průřezu h
Silniční železobetonový most	do 15 m	(1/17 až 1/18) L
Silniční předpjatý most	do 35 m	(1/20 až 1/25) L
železniční železobetonový most	do 15 m	(1/12 až 1/14) L
železniční předpjatý most	do 35 m	(1/12 až 1/16) L

Tabulka 1 Rozpětí a výška deskových mostních konstrukcí [1]

2.1.1 Výhody deskových mostních konstrukcí jsou: [1]

- Malá konstrukční výška
- Vysoká spolupůsobící šířka (vysoká únosnost ve smyku)
- Vysoká bezpečnost proti přetížení
- Jednoduchost provádění

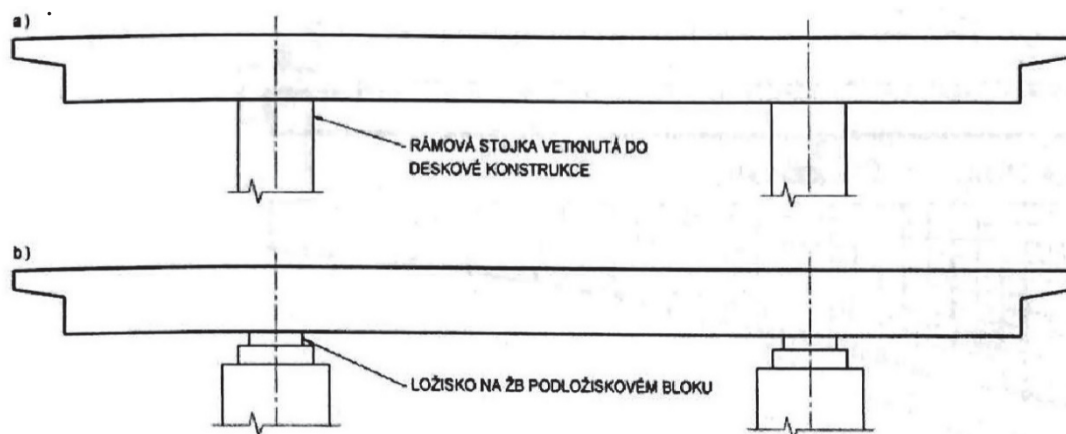
2.1.2 Nevýhody deskových mostních konstrukcí jsou: [1]

- Větší vlastní tíha konstrukce
- Větší spotřeba betonu a výztuže
- Malá rozpětí konstrukce

2.1.3 Podepření konstrukce: [1]

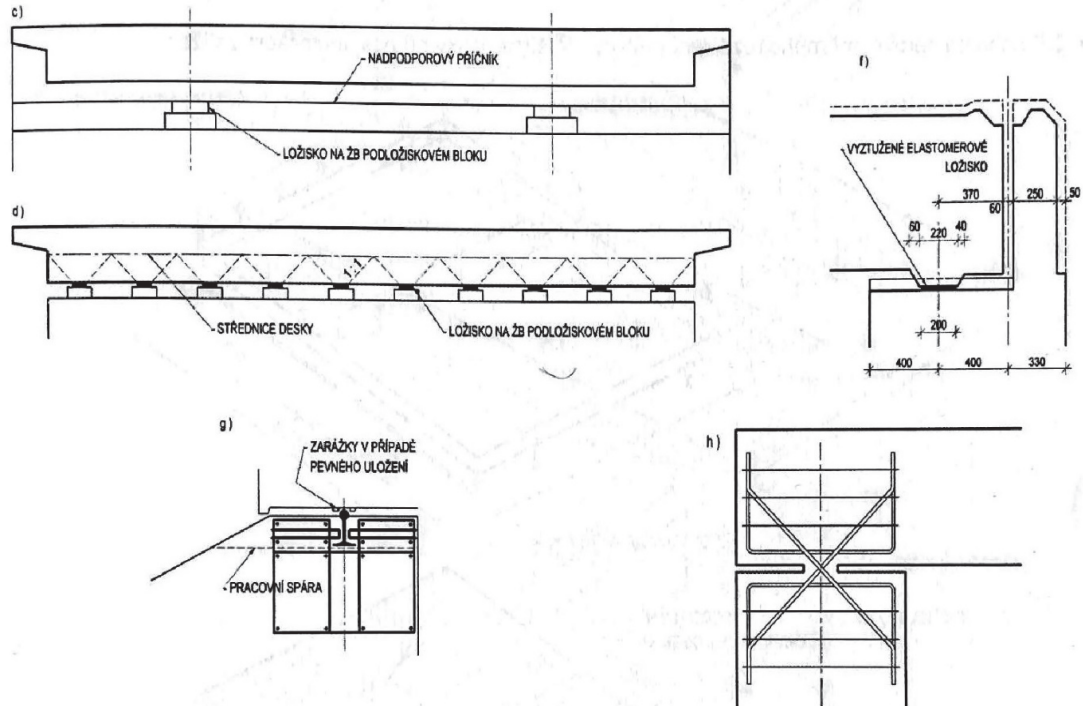
Podepření konstrukce může být buď liniové nebo bodové, druh podepření má vliv na namáhání deskové konstrukce.

Bodové podepření je nejčastěji realizováno jednotlivými ložisky, nejčastěji dvěma ložisky, nebo méně používaným vetknutím desky do sloupových podpěr viz. obr. č. 1.



Obr. 1 Schéma bodového podepření deskových konstrukcí a) lokálně na rámových stojkách vetknutých do mostovky, b) lokálně na ložiskách [1]

Pro vytvoření liniového podepření konstrukce se využívá několik způsobů. Nejčastější způsob je vybetonování koncového příčnicku, který je uložen na omezeném počtu ložisek, nejčastěji dvou, respektive třech ložiskách. Dále se u desek malého rozpětí používá vrubový kloub. Historicky se používaly způsoby liniového podepření, pomocí řady ložisek s dostatečně malou osovou vzdáleností, nebo uložením do ozubu. viz. obr. č. 2 [1]



Obr. 2 Schéma liniového podepření deskových konstrukcí c) Pomocí koncového příčnicku s omezeným počtem ložisek, d) pomocí řady ložisek, f) pomocí ozubu g) pomocí kolejničky, h) pomocí vrubového kloubu [1]

2.2 Statické působení

Deskové konstrukce mají nerovnoměrné podélné i příčné rozdělení vnitřních sil. U deskových konstrukcí je nutno si uvědomit, že deformace a napětí konstrukce přímo pod zatížením bude větší, než deformace a napětí vzdálené dál od zatížení. Obecně můžeme rozlišit v každém bodě [1]:

- Základní ohybové momenty m_x a m_y , kroutící moment m_{xy} .
- Hlavní ohybové momenty m_1 a m_2 .
- Dimenzační ohybové momenty $m_x D$, $m_y D$.

Kde moment m_x je ohybový moment v podélném směru konstrukce, a moment m_y je ohybový moment namáhaný v příčném směru konstrukce.

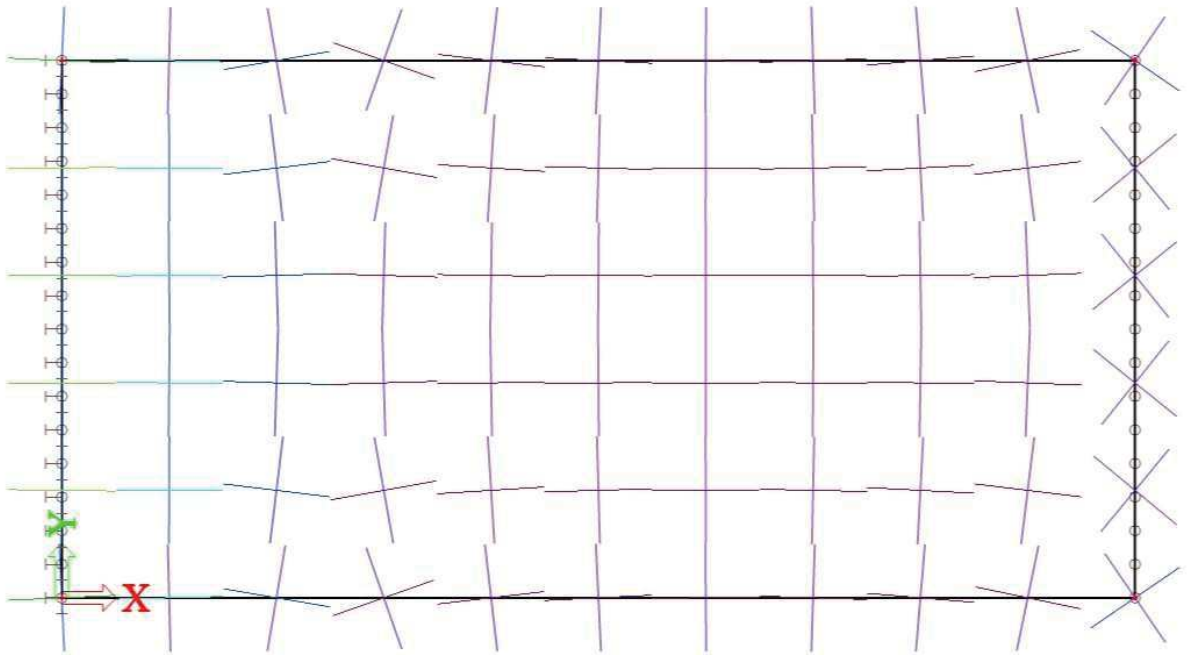
Hlavní ohybové momenty jsou algebraicky největšími a nejmenšími momenty, které v daném bodě působí. A lze je vypočítat dle vzorců [1]:

$$m_1 = \frac{m_x + m_y}{2} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{(m_x - m_y)^2 + 4 \cdot m_{xy}^2} \quad (2.1)$$

$$m_2 = \frac{m_x + m_y}{2} - \frac{1}{2} \cdot \sqrt{(m_x - m_y)^2 + 4 \cdot m_{xy}^2} \quad (2.2)$$

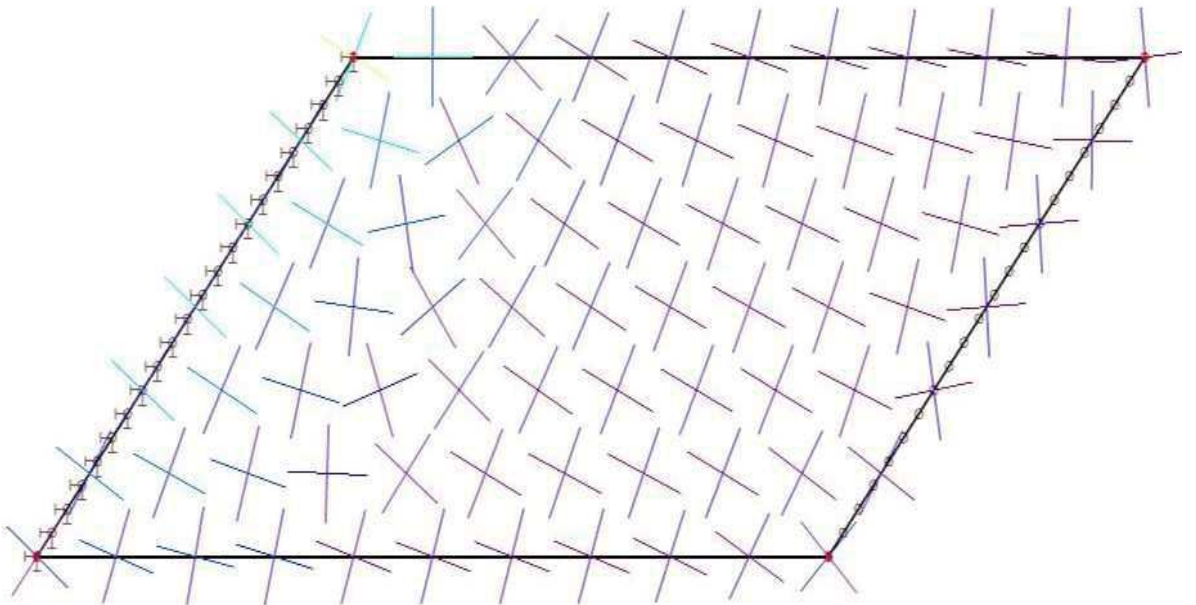
- m_1 je algebraicky největší ohybový moment v daném bodě
- m_2 je algebraicky nejmenší ohybový moment v daném bodě

2.2.1 Hlavních napětí na kolmé desce liniově podepřené



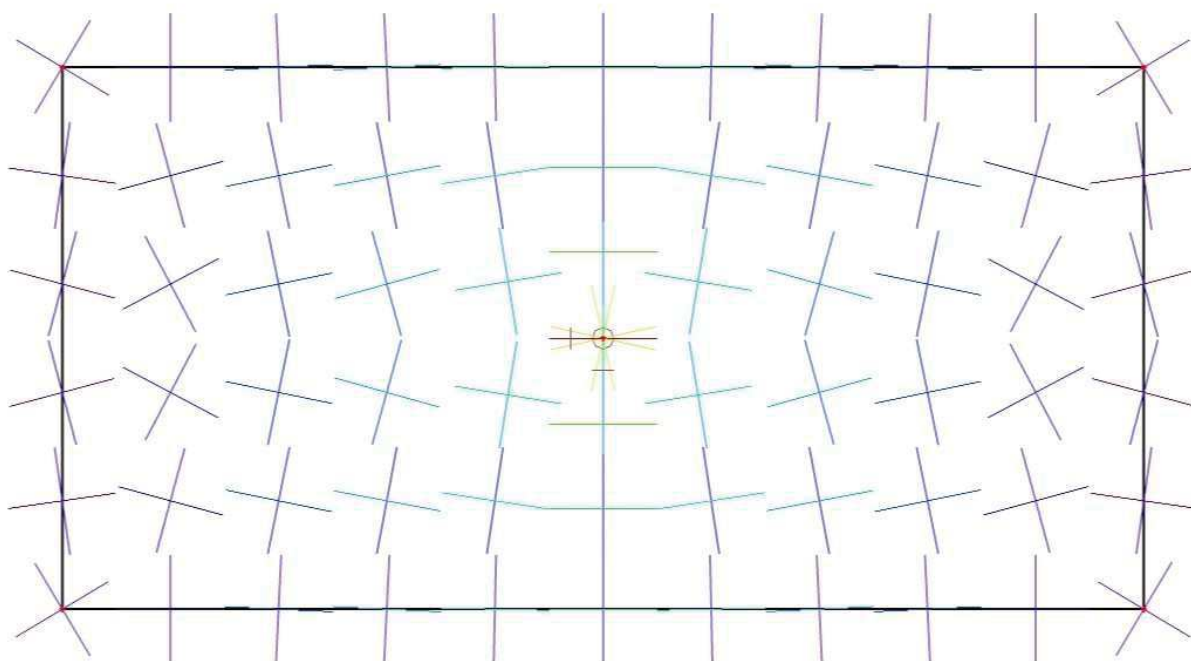
Obr. 3 Průběh trajektorie hlavních napětí na kolmé desce liniově podepřené

2.2.2 Hlavních napětí na šikmé desce liniově podepřené



Obr. 4 Průběh trajektorie Hlavních napětí na šikmé desce liniově podepřené

2.2.3 Hlavní napětí na bodově podepřené desce



Obr. 5 Průběh trajektorie napětí na kolmé desce bodově podepřené

Jak je zřejmé, z obrázků č.3, č.4 a č.5 trajektorie hlavních napětí, respektive momentů, sledují nejkratší cestu pro přenos zatížení do podpor. U kolmé desky obr. č.3 je hlavní napětí σ_1 kolmá na liniové podpory a u hlavního napětí σ_2 rovnoběžná s liniovými podporami. U šikmé desky obr. č. 4, je hlavní napětí σ_1 , respektive σ_2 po stranách jsou prakticky rovnoběžné s volnými okraji šikmé desky, zatím co v jejich střední části se natáčejí ke kolmici na úložné liniové podpory. U bodového podepření je zřejmé ze hlavní napětí σ_1 , respektive σ_2 jsou rovnoběžná a kolmá na bodovou podporu.

2.3 Předpětí deskových konstrukcí

Princip předpjatých konstrukcí je ve snaze pozitivně ovlivnit namáhání a statické působení konstrukce. Nejčastěji je snahou eliminovat tahová namáhání v betonu a deformace od zatížení. Na rozdíl od betonářské výztuže, která v konstrukci pasivně přebírá tahová namáhání, předpínací výztuž v konstrukci aktivně působí na konstrukci. Můžeme říci, že předpětí je dalším zatížením konstrukce, které ale působí příznivě, a napomáhá konstrukci. U předpětí jsme schopni ovlivnit jeho velikost, směr působení i rozdělení na konstrukci.

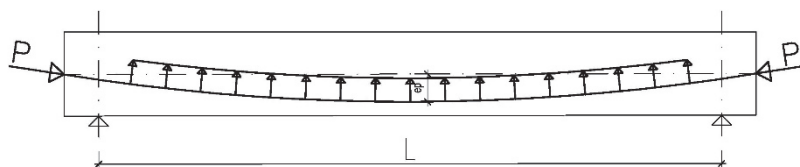
Při správném návrhu, má konstrukce větší trvanlivost, a dochází k poměrně menším deformacím v porovnání s nepředpjatými železobetonovými konstrukcemi, to je zapříčiněno vyšší tuhostí konstrukce. Vyšší tuhost konstrukce, je dána plným působením průřezu v tlaku. V konstrukci nevznikají tahová napětí. Při správném návrhu předpjatých konstrukcí by mělo dojít k dokonalému vyrovnání účinku vnějších zatížení a účinku předpětí.

U předpjatých deskových konstrukcí, je hlavním rozdílem od prutových konstrukcí, že předpětí je nutno řešit v celé ploše deskové konstrukce.

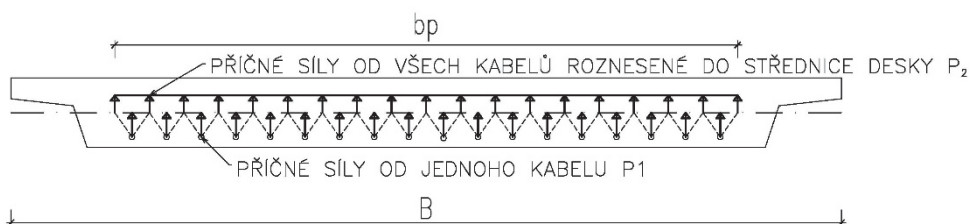
Pro návrh předpětí jsou používány zejména dvě metody, a to metoda ekvivalentní zatížení od parabolického kabelu, a metoda vyrovnání zatížení. Metoda ekvivalentního zatížení je obecná a lze jí použít na jakýkoliv druh konstrukce.

Účinky předpětí, je možno rozdělit na dvě na sebe kolmá zatížení a to, podélné síly N (normálové) a příčné síly, které v konstrukci vyvozují především ohybový moment M a posouvající sílu V . Znázornění v obrázku viz. obr. č. 6. [1] [3]

PODELNÝ ŘEZ



PŘÍČNÝ ŘEZ



Obr. 6 Účinky předpětí na deskovou konstrukci [1]

Příčné síly od předpětí, lze rozdělit po šířce desky rovnoměrně protože rozdíly ve výsledcích jsou minimální s nerovnoměrným rozdělením. I když převedeme příčné síly od předpětí na spojité rovnoměrné zatížení, musíme stále uvažovat normálovou sílu od předpětí, a proto je velmi důležité vést předpětí vždy ve směru hlavních momentů, aby normálové síly od předpětí vždy působily co nejvíce účinným způsobem. To je u šikmých desek velmi komplikované. Proto se přechází k návrhu na dimenzační momenty, které jsou ještě větší než hlavní momenty. Na tyto momenty následně navrhujeme konstrukci.

Předpínací výztuž je třeba navrhnout a uspořádat tak, aby průběh ohybových účinků se co nejvíce podobal ohybových účinků od stálého zatížení s opačným znaménkem. [1] [3]

Příčné síly od předpětí, které závisí na vzepětí kabelu se dají vypočítat:

$$u = \left(\frac{8 \cdot f_i \cdot P}{L_i^2} \right) \quad (2.3)$$

Kde:

- u příčná síla od předpětí (KN)
- f_i příčné spojité zatížení od předpětí (KN/m)
- P Předpínací síla (KN)
- L_i délka pole spojitého nosníku (m)



Obr. 7 ukázka předpjatého deskového most ev. č. 102-02



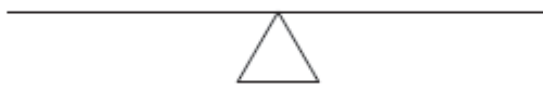
Obr. 8 předpínací kabel v deskovém mostě ev. č. 102-028

2.4 Oblasti singularit u bodově podepřených konstrukcích

Oblasti singularit, vznikají v bodových podporách konstrukce, dále při náhlé změně průřezu.

Bodové podpory, kde vznikají oblasti singularity, jsou sice nejstarší, ale stále nejpoužívanější variantou podpor nosné konstrukce mostů.

Bodové podepření, je uložení konstrukce, které je modelováno jako neposuvné podepření v příslušných směrech. [4] [5]



Obr. 9 Způsob provedení tuhého bodového podepření konstrukce [5]



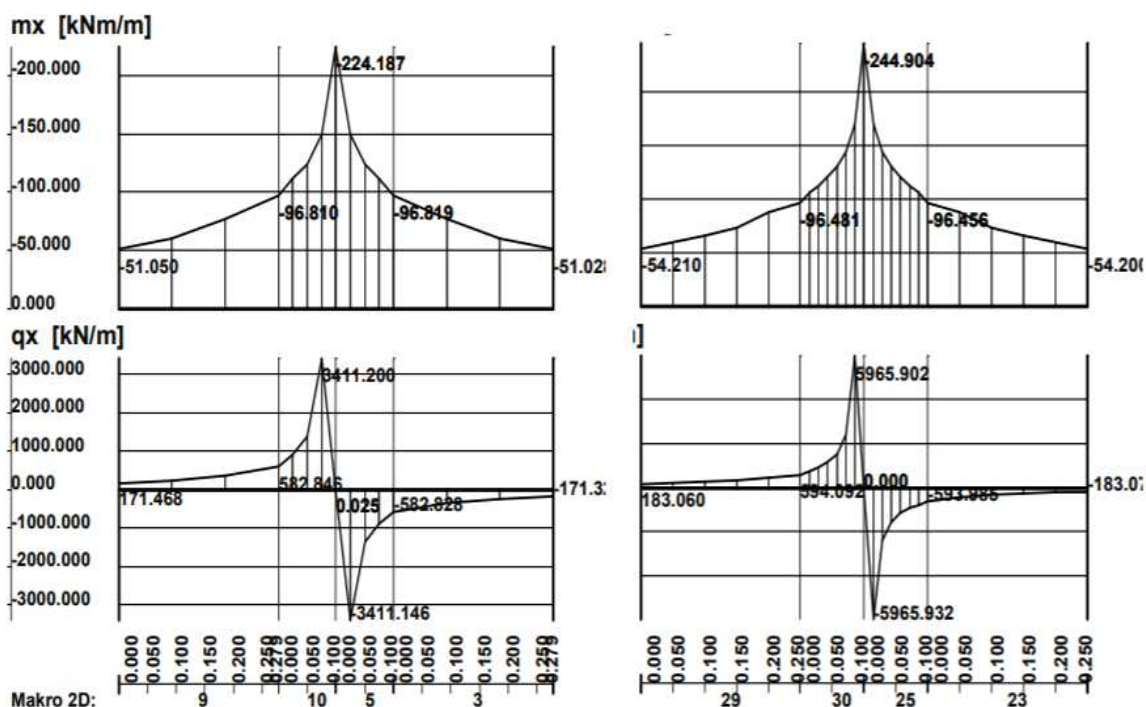
Obr. 10 Příklad bodového podepření konstrukce



Obr. 11 Bodové podepření konstrukce s hrncovým ložiskem

Tato varianta modelování bodově podepřených konstrukcí, je nejméně výhodná, z důvodu nespojitosti derivací deformací (deformace „zprava“ a „zleva“).

Při výpočtu metodou konečných prvků MKP, dochází k určování vnitřních sil z diferenciální rovnice, tím pádem jsou poté vnitřní síly zkrusleny úměrně dle řádu derivace. Toto zkruslení vzniká z podstaty metody konečných prvků. Z tohoto předpokladu vyplývá, že pokud provedeme zhuštění sítě okolo bodového uložení, nedosáhneme zmenšení hodnot vnitřních sil, ale naopak dojde ke zhuštění sítě v oblasti bodového podepření, ke většímu zvýšení hodnot vnitřních sil. Zvýšení průběhu vnitřních sil vzhledem k hustotě sítě MKP je znázorněno viz. obr. 12. [5] [4]

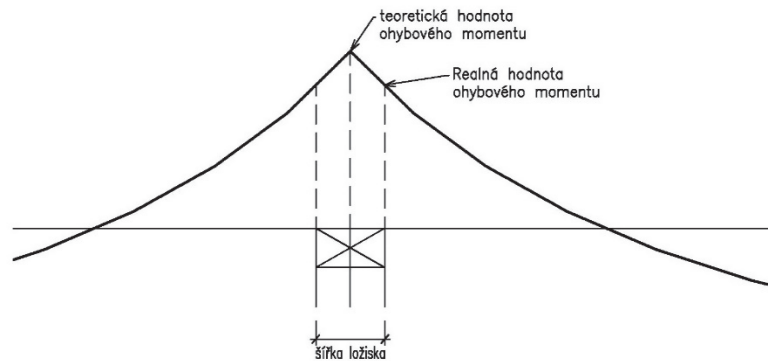


Obr. 12 Průběh vnitřních sil, model tuhého bodového podepření v závislosti na hustotě sítě [5]

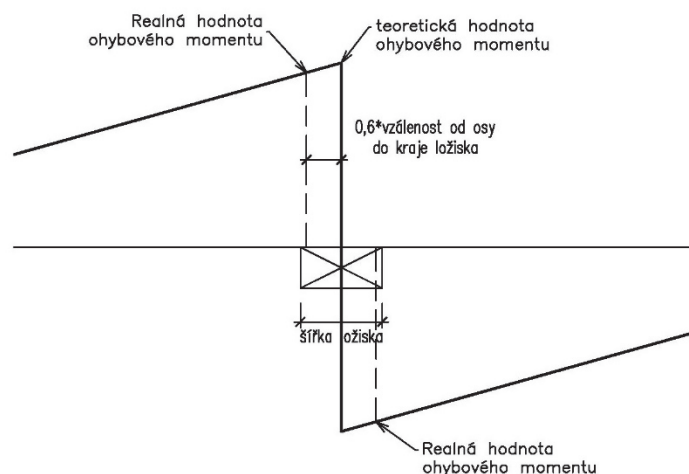
Na obr. 12. je znázorněn průběh vnitřních sil, a to momentu M_x (KNm/m) a posouvající síly q_x (kn/m) v oblasti singularity, a to konkrétně nad tuhým bodovým podepřením. Konstrukce byla zatížena rovnoměrným svislým zatížením. Při porovnání levé a pravé strany obr. 12., je zřejmé, že při původní velikosti sítě (průběh vnitřních sil na levé straně obr. 12.) je hodnota vnitřních sil menší než při dvojnásobném zvětšení sítě (průběh vnitřních sil na pravé straně obr. 12.). Moment M_x při dvojnásobném zvětšení dělení sítě, nezaznamená tak velké zvětšení momentu z důvodu, že momenty jsou závislé na druhé derivaci průhybu. Naopak u posouvající síly q_x dojde k podstatně většímu nárůstu hodnoty vnitřní síly. K tomu dochází z důvodu, že posouvající síly jsou závislé na třetí derivaci průhybu. [4] [5]

Dle podstaty metody konečných prvků, pak vyplývá, že hodnoty maximální posouvající síly se posouvají blíže k bodu uložení, a ostatní hodnoty dále od bodu uložení klesají k reálnějším hodnotám. [4] [5]

Můžeme konstatovat, že u bodového podepření jsou hodnoty momentu „reálné“ zhruba do protnutí hrany ložiska. U posouvající síly jsou u bodového uložení hodnoty „reálné“ cca 0,6, násobku půdorysného rozměru ložiska ve směru od bodového podepření. [3] [4] [5]. To je znázorněno na obrázku č. 13 a 14



Obr. 13 Schéma znázornění úpravy hodnoty ohybového momentu



Obr. 14 Schéma znázornění úpravy hodnoty posouvající síly

Proto nereálná maxima napětí, respektive vnitřních sil v oblasti singularit lze odstranit několika způsoby [4] [5]:

- Úpravou modelu zavedením poddajného podepření s tuhostí odpovídající reálnému podepření na místo tuhé podpory.
- Použitím průměrné hodnoty napětí, respektive vnitřních sil z okolí oblasti singularity
- Roznesení podepření poddajnými vazbami do více uzlů

3 Technické parametry navrhovaného mostu

3.1 Identifikační údaje

Stavba:	Most ev. č. 2623-2 Žízníkov
Objekt:	SO201 most ev. č. 2623-2
Katastrální území:	Stará Lípa
Obec:	Žízníkov
Kraj:	Liberecký
Objednatel/investor:	Liberecký kraj, U Jezu 652/2a, 461 80 Liberec 2
Správce mostu:	Krajská správa silnic Libereckého kraje, příspěvková organizace, České mládeže 632/32, 460 06 Liberec
Projektant:	Christián Kajaba, ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Thákurova 7, 166 29 Praha 6- Dejvice
Pozemní komunikace:	Silnice III/2623
Bod křížení:	Y=722775,405; X=979086,200
Úhel křížení:	100g
Přemostovaná překážka:	Inundační území řeky Ploučnice

3.2 Základní údaje o stavbě

Charakteristika mostu:	Most je navržen, jako trojpolový s horní mostovkou. Konstrukce je tvořena spojitou předpjatou deskovou konstrukcí. Nosná konstrukce mostu je uložena na masivních pilířích a opěrách, které jsou hlubině založené.
Délka přemostění:	47,80 m
Délka mostu:	58,60 m
Délka nosné konstrukce:	50,20 m
Rozpětí pole:	15,5 m + 18,0 m + 15,5 m
Šikmost mostu:	100 g
Volná šířka mostu mezi svodidly:	6,50 m
Šířka nouzového chodníku:	0,75 m
Šířkové uspořádání komunikace:	S 6,5
Výška nivelety v místě křížení:	252,609 m. n. m.
Směrové poměry v místě mostu:	přímá
Výškové poměry v místě mostu:	Jednostranný podélný spád 1,50 %

3.3 Popis území

3.3.1 Stávající most

Stávající objekt je charakteru monolitické železobetonové desky se zabetonovanými ocelovými I-profilů o 9-ti prostých polích. Opěry jsou masivní z pískovcového zdiva. Původní kamenné pilíře jsou rozšířeny po obou stranách monolitickým betonem. V současné době je provoz na mostě veden pouze v jednom pruhu a tento pruh je vymezen provizorními betonovými svodidly.

Z důvodu velmi špatného stavebního stavu mostu, jak hlavní nosné konstrukce, tak spodní stavby, kde konstrukci jako celek lze zařadit podle ČSN 73 6221 do stupně VI (velmi špatný), bylo nutno přistoupit ke kompletní rekonstrukci mostu. Navržena je kompletní demolice mostního svršku, nosné konstrukce i spodní stavby a jejich náhrada novými konstrukcemi.

Při kompletní rekonstrukci mostu bude z 9-ti polového mostu, vytvořen 3 polový deskový předpjatý bodově podepřený most.

3.3.2 Trasa

Most je navržen na komunikaci třetí třídy III/2623.

Šířkové uspořádání komunikace: S 6,5

Výška nivelety v místě křížení: 252,609 m. n. m.

Směrové poměry v místě mostu: přímá

Výškové poměry v místě mostu: jednostranný sklon 1,5 %

Příčný sklon komunikace: Střechovitý 2,5 %

3.3.3 Šířkové uspořádání na mostě

Odvodňovací proužek 0,5 m

Jízdní pruh 2 x 2,750 m

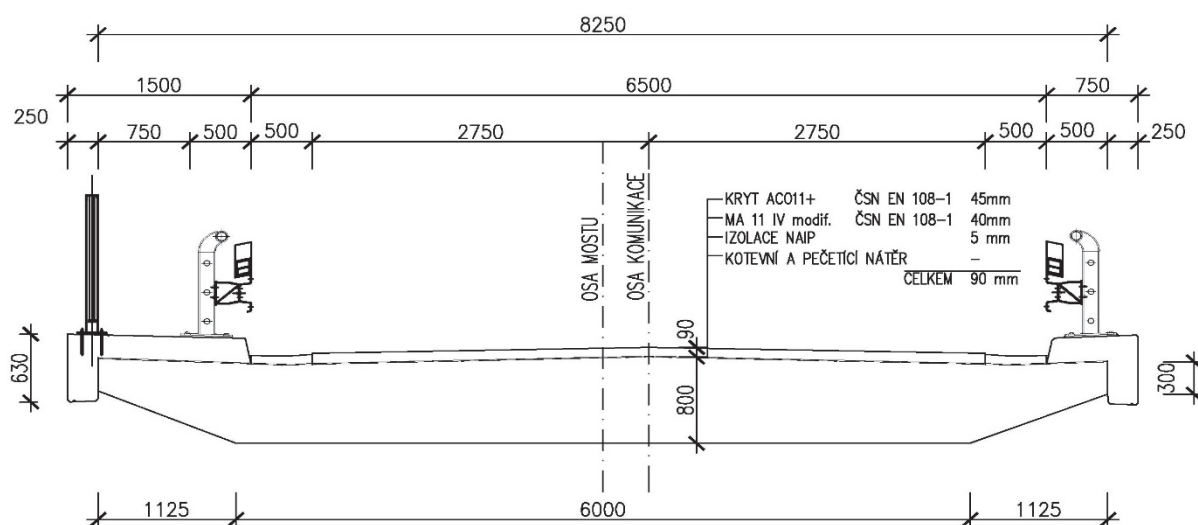
Odvodňovací proužek 0,5 m

Šířka mezi obrubami 6,5 m

Pravá římsa 0,75 m

Levá římsa 0,75 m

Šířka mostu 8,25 m



Obr. 15 Schéma vzorového příčného řezu nosnou konstrukcí

3.3.4 Příprava staveniště

Bude provedeno vyklizení prostoru stavby, vykácení dřevin a křovin a provedení provizorního dopravního značení objízdné trasy na základě schváleného dopravně inženýrského rozhodnutí.

3.3.5 Demolice stávajícího mostu

Bude provedena demolice v etapách, nejprve odstranění mostního svršku a mostního příslušenství, následně dojde k demolici nosné konstrukce mostu. Na závěr bude provedeno odstranění spodní stavby. Základy, které nebudou v kolizi s novým založením mostu, nemusí být demolovány.

3.3.6 Skrývka ornice

Bude provedena skrývka ornice v nejnútnejším rozsahu okolo říms a křídel mostu. Předpokládaná tloušťka vrstvy ornice je cca 0,3 m.

3.3.7 Zemní práce

Stavební jámy budou svahované ve sklonu 1:1. Půdorysně bude vždy každý rozměr o 0,8 m rozšířen na každou stranu od půdorysných rozměrů základu.

Výkopový materiál bude odvezen na skládku, pokud se prokáže nevhodnost materiálu pro zpětné zásypy. Nevhodnost se dá předpovídat, z důvodu polohy staveniště v inundačním území.

Okolo pilířů bude proveden kamenný zához z lomového kamene $m = \min 500$ kg. Další terénní úpravy budou provedeny na základě požadavku povodí Labe, které má ve správě řeku Ploučnici.

3.3.8 Zakládání

Dno každé jámy bude zpevněno podkladním betonem C12/15-X0 o půdorysném rozměru o 300 mm větším na každou stranu, než je rozměr základu, v tloušťce 200 mm u opěr a 150 mm u pilířů.

Pilíře mostu budou založeny hlubinně na pilotách o průměru $\varnothing 600$ mm a délce piloty $L = 10$ m. Piloty jsou navrženy po dvou ve dvou řadách s mezerou 2 m na základové patce o rozměrech 4x4 m.

3.3.9 Spodní stavba

3.3.9.1 Krajní Opěry

Opěry jsou navrženy jako masivní založené na pilotách. Opěry mají krátká zavěšená křídla. Podkladní beton tl. 200 mm přesahuje půdorys opěry o 300 mm. Dřík opěry bude z betonu C30/37-XF4 (XD3, XC3), tloušťka dříku opěry je 1,70 m měřeno kolmo na líc. Závěrná zídka má konstantní tloušťku 350 mm a je dotazena do horní úrovně nosné konstrukce. Na úložném prahu jsou vybetonovány ložiskové bloky z betonu C35/45-XF2 (XD1, XC4). Pracovní spára mezi dříkem opěry a bloky pod ložisky bude zapuštěna 0,1 m pod horní povrch opěry.

Povrch úložného prahu je odvodněn trubkou $\varnothing 75$ mm (PE, PVC). Vyústění je realizováno čedičovou tvarovkou uloženou do maltového lože. Tvarovky přesáhnou líc opěry o 0,1 m.

3.3.9.2 Pilíře

Pilíře jsou navrženy železobetonové monolitické. Dřík pilíře je z betonu C30/37-XF2 (XD2, XC4) a mají průřez 1000 x 1000 mm se zkosenými rohy 250/250. Na zhlaví pilířů jsou umístěny bloky pod ložisky z betonu C30/37-XF2 (XD1+XC4) o půdorysných rozměrech 0,70x0,70 m. Pracovní spára mezi dříkem pilíře a bloky pod ložisky bude zapuštěna 0,1 m pod horní povrch pilíře.

3.3.9.3 Izolace, obklady a ochrana povrchu spodní stavby

Ruby závěrných zídek a dříky opěr budou opatřeny natavovanými modifikovanými asfaltovými pásy tl. 5 mm na kotevně impregnační nátěr. Izolace bude zatažená až k drenážnímu systému přechodové oblasti. Viz výkres č. B.2. Podélný řez. Veškeré neizolované zasypané části spodní stavby budou opatřeny nátěrem proti zemní vlhkosti ve skladbě ALP+2xALN. Všechny zasypané plochy budou ochráněny netkanou geotextilií min. 500 g/m². Pracovní spáry budou ošetřeny nátěry ALP+2xALN a opatřeny natavovanými modifikovanými pásy min. 100 mm, na každou stranu od spáry.

3.3.9.4 Odvodnění za opěrami

Rub opěr bude odvodněn drenážní trubkou PVC DN150 SN6. Trubka bude obsypána mezerovitým betonem 0,4x0,4 m. Drenáž bude mít střešovitý sklon a bude vyústěna křídly na zpevněný svah. Vyústění bude provedeno trubkou HPDE.

3.3.9.5 Přechodová oblast

Přechodová oblast byla navržena v souladu s ČSN 73 6244. Přechodová oblast bude navržena bez přechodové desky.

Použité materiály a jejich hutnění bude provedeno dle následující tabulky:

Oblast	Hrubozrnné zeminy	ID	Směsné hrubozrnné zeminy a jemnozrnné zeminy	D (%)
Zásyp před opěrou a za opěrou do úrovně těsnící vrstvy	GW, GP, G-F SW, SP, S-F	0.75 0.80	G-F, S-F, GM, GCMG, MS, CG, CS, SM, SC, MLMI, CL, CI	95
Zásyp za opěrou nad úrovní těsnící vrstvy	GW, GP, G-F SW, SP, S-F	0.85 0.90	GW, GP, SW, SP	100
			MG, MS, CG, CS, G-F, GM, GC, S-F, SM, SC	100
			Upravená nevhodná zemina ML, MI, CL, CI	102
Ochranný zásyp	GW, GP, G-F SW, SP, S-F	0.85 0.90		

Tabulka 2 materiály a jejich hutnění pro zásyp přechodové oblasti

Zásyp do úrovně těsnící vrstvy bude proveden betonovým recyklátem požadované frakce 0/63 s odpovídajícími parametry dle ČSN 73 6244.

Přechodový klín bude vytvořen ze štěrkodrti ŠD 0/32 s hutněním na $E_{def,2}=45$ Mpa.

Hutnění bude probíhat po vrstvách, kde max. tloušťka vrstvy bude 300 mm před zhutněním.

Hutnění zemin bude probíhat po vrstvách tloušťky max. 300 mm před zhutněním.

Těsnící vrstva bude tvořena hydroizolační geomembránou s minimální pevností 20 kN/m a tažností 20 % v obou směrech. Ochrana geomembrány bude nad i pod geomembránu a bude tvořena netkanou geotextilií 500 g/m².

3.3.10 Nosná konstrukce a její součásti

3.3.10.1 Nosná konstrukce

Nosnou konstrukci mostu tvoří monolitická předpjatá spojitá desková konstrukce z betonu C35/45-XF2 (XD1, XC4) bez provzdušnění, o třech polích s rozpětími 15,5+18,0+15,5 = 49 m. Celková délka nosné konstrukce je 50,20 m. Konstrukční výška je 0,80 m, tj. cca 1/25 vnitřního pole. Příčný řez je deska šířky 8,25 m, jejíž tloušťka se 1,125m od kraje snižuje z 0,70 m na 0,30 m.

Horní povrch nosné konstrukce sleduje střechovitý sklon vozovky tj. 2,5 %, v části pod levou římsou mostu je na šířce 1,50 m proveden protispád 2,5 %, v části pod pravou římsou mostu je na šířce 0,75 m proveden protispád 4,0 %. Úžlabí jsou odvodněna odvodňovacími trubičkami a odvodňovači. Konzoly jsou opatřeny okapním nosem 20x20 mm, svislý povrch konzoly a spodní povrch v šířce 0,15 m je opatřen ochranným nátěrem S2. Čela nosné konstrukce a spodní plocha v délce 0,15 m jsou opatřeny nátěrem S2. Všechny hrany budou opatřeny zkosením 20x20 mm.

Do nosné konstrukce je na konci mostu u opěr O1 a O4 vytvořena kapsa pro dilatační závěr. Dobetonávka mostního závěru bude provedena ze betonu C30/37-XF4 (XD3, XC4).

Nosná konstrukce bude v podélném směru předepnuta. Užije se certifikovaný předpínací systém se soudržností. Jsou použita stabilizovaná lana Y1860 s velmi nízkou relaxací. V příčném směru je nosná konstrukce nepředpjatá, železobetonová. Nosná konstrukce bude provedena na pevné skruži, vybetonována a předepnuta v jedné etapě.

3.3.10.2 Ložiska

Nosná konstrukce je na všech opěrách uložena na hrncová ložiska, pevné ložisko bude umístěno na pilíři P2. Ložiska budou opatřena zdvojenými deskami a budou uložena na vrstvu plastmalty tl. min. 15 mm. Horní i dolní deska ložiska bude provedena jako kotvená.

Schéma uložení mostu na podpěry je následující:

- Opěra OP1
 - Pravé ložisko bude všesměrně posuvné
 - Levé ložisko bude podélně kluzné, příčně pevné.
- Pilíř P2
 - Ložisko pevné
- Pilíř P3
 - Ložisko bude podélně kluzné, příčně pevné
- Opěra OP4
 - Pravé ložisko bude všesměrně posuvné
 - Levé ložisko bude podélně kluzné, příčně pevné.

3.3.10.3 Mostní závěry

Na opěrách OP1 a OP4 budou osazeny mostní závěr s dovoleným posunem ± 80 mm. Mostní závěry jsou navrženy jako povrchové. Mostní závěr bude navržen a osazen podle TKP, kap. 23 a bude proveden v elektricky izolačním provedení. Bezhluché provedení není požadováno.

3.3.11 Mostní svršek

3.3.11.1 Izolace

Izolace bude provedena natavovanými modifikovanými asfaltovými pásy tl. 5 mm na kotevně impregnační nátěr s odvodněním pomocí protispádu s úžlabím 250 mm od obrubníku, odvodňovači a odvodňovacími trubičkami.

Horní povrch nosné konstrukce bude před provedením kotevního a impregnačního nátěru otryskána zařízením s ocelovými kuličkami tzv. brokovaní.

3.3.11.2 Vozovka a ochrana izolace

Vozovka na mostě je navržena jako dvouvrstvá živičná, která je položena na izolaci NAIP.

• ACO 11+	ČSN 13108-1	45 mm
• MA 11 IV modif.	ČSN 13108-1	40 mm
• Izolace NAIP		5 mm
• <u>Kotevně impregnační nátěr</u>		-
		90 mm

Šířka vozovky je 6,5 m.

Podél obou říms budou provedeny odvodňovací žlaby z modifikovaného litého asfaltu MA11 IV modif. Žlaby budou provedeny v širší odvodňovacího proužku tj. 500 mm. Výškový odskok odvodňovacího žlabu bude -10 mm.

Spára mezi římsou vozovkou, a spáry mezi vozovkou a odvodňovacími žlaby budou utěsněny asfaltovou zálivkou šířky min. 15 mm.

3.3.11.3 Římsy

Na mostě jsou navrženy železobetonové monolitické římsy z betonu C 30/37-XF4 (XD3, XC4) Výška zvýšené obruby je 150 mm, výška vnějšího líce římsy je 630 mm.

Levá římsa má šířku 0,75 m a příčný sklon 4 %. Do římsy je zakotveno ocelové zábradelní svodidlo ZSNH4/H2 s vodorovnou výplní.

Pravá římsa má šířku 1,50 m příčný sklon 2,5 %. Na římsě bude revizní chodník. V šířce průchozího prostoru 0,75 m bude provedena příčná striáž.

Obruby říms a vodorovné plochy na délku 0,25 m budou opatřeny ochranným nátěrem S4 dle TKP 31.

Kotvení říms na nosné konstrukci je navrženo kotevními mašlemi. Na křídlech budou římsy kotveny vytaženou betonářskou výztuží.

V římsách budou provedeny smršťovací spáry. Jejich poloha a úprava bude vyspecifikovaná v další etapě PD.

Do levé římsy budou osazeny kabelové chráničky DN 110.

3.3.12 Mostní vybavení

3.3.12.1 Svodidla

Na obou římsách bude osazeno ocelové zábradelní svodidlo ZSNH4/H2. Svodidlo na levé římse bude provedeno s vodorovnou výplní, na pravé straně bude bez výplně. Svodidlové sloupky budou kotveny dodatečně vlepenými chemickými kotvami a budou osazovány svisle na vrstvu 10 mm plastmalty.

V místě MZ bude osazena dilatační svodnice, dilatační madlo a dilatace výplně, vše v elektroizolačním provedení jako ochrana proti bludným proudům.

Za římsami navazují na zábradelní svodidla silniční svodidla JSNH4/H1.

3.3.12.2 Zábradlí

Na pravé římse bude osazeno ocelové zábradlí výšky 1,10 m. Zábradlí bude provedeno z oceli S235JR a bude tvořeno válcovanými profily. Zábradelní sloupky budou osazovány svisle na vrstvu platmalty tl. 15 mm. Sloupky budou kotveny dodatečně vlepovanými chemickými kotvami přes patní plechy.

3.3.12.3 Schodiště, dlažba

U opěry 1 vpravo a u opěry 4 vlevo je podél křídla betonové schodiště šířky 750 mm lemované betonovými záhonovými obrubníky. Proužek mezi schodištěm a křídlem je dlážděn kamennou dlažbou. Schodiště budou tvořena betonovými stupni z betonu C25/30-XF3 (XD3, XC4) do betonového lože C25/30-XF3 tl. min. 0,15 m.

Za římsami bude provedena přechodová oblast délky 2,5 m. Ta bude tvořena zámkovou dlažbou tl. 60 mm do betonového lože C25/30-XF3. Ze strany silnice bude přechodová oblast ohraničena betonovým silničním obrubníkem, z ostatních stran bude ohraničena záhonovými obrubníky. Všechny obrubníky budou ukládány do betonového lože s opěrou. V délce přechodové oblasti bude proveden přechod z výšky nášlapu 150 mm na 0.

3.3.13 Postup a technologie výstavby

- Skrývka ornice
- Demolice stávajícího mostu
- Provedení hlubinného založení
- Hloubení stavebních jam
- Provedení spodní stavby (bez závěrné zídky a části křídel nad úrovní úložného prahu)
- Montáž skruže, instalace ložisek a bednění nosné konstrukce,
- Betonáž nosné konstrukce
- Předepnutí, odskržení
- Dokončení opěr (závěrné zídky a části křídel)
- Provedení přechodových oblastí,
- Izolace nosné konstrukce
- Osazení mostních závěrů

- betonáž říms
- Vozovkové vrstvy, včetně těsnění spár
- Montáž záchytných zařízení (zábradelní svodidla, zábradlí),
- Dokončovací práce, revizní schodiště, zpevnění pod mostem

3.4 Materiály pro stavbu mostu

3.4.1 Bednění pro betonáž

- **Neviditelné plochy** obsypaných základů a dříků:

Nehoblovaná prkna na sraz (typ Aa) nebo systémová bednění z tvrzených překližek se šroubovými spoji a výztuhami nebo ocelové bednění (typ C1a).

- **Viditelné plochy** opěr, křídel a pilířů:

Pohledové plochy – hoblovaná prkna konstantní šířky svisle kladená na polodrážku fixovaná vruty se zapuštěnou hlavou bez přiznaných svislých spár (typ Bd).

- **Viditelné plochy** nosná konstrukce:

podhled desky: hladká třívrstvá překližka zpevněná pečetící pryskyřičnou vrstvou (typ C2d), boční plochy a podhled konzol – hoblovaná prkna konstantní šířky na polodrážku fixovaná vruty se zapuštěnou hlavou bez přiznaných svislých spár (typ Bd).

- **Viditelné plochy** říms –

Hoblované palubky max. šíře 120 mm kladené na svislo spojované vruty se zapuštěnou hlavou (typ Bd), bez přiznaných spár, horní povrch chodníku – příčná striáž

3.4.2 betonářská a předpínací výztuž

- Betonářská: B500B (dle ČSN EN 42 0139) zaručeně svařitelná
- Předpínací: 19-ti lanové kabely z lan Ls15,7 mm Y1860 s velmi nízkou relaxací. Použit bude certifikovaný předpínací systém se soudržností.

3.4.3 Beton

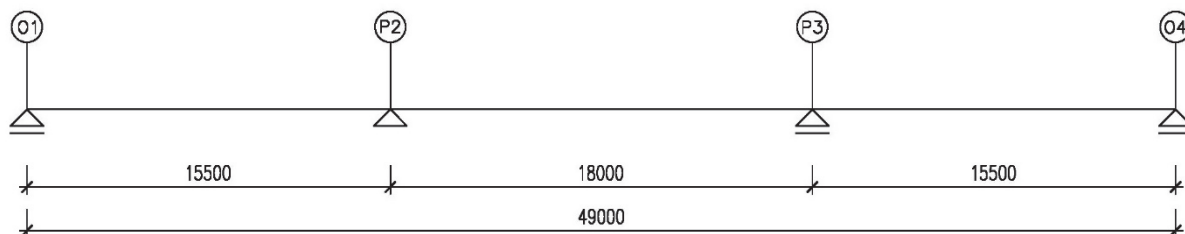
Název konstrukce	
Piloty	C30/37 XA2
Podkladní beton	C12/15 X0
Základy opěr a pilířů	C30/37 XA2
Pilíře	C30/37 XF2 (XD2, XC4)
Opěry- dřík	C30/37 XF4 (XD3, XC3)
Opěry- závěrná zídka, úložný práh	C30/37 XF4 (XD3, XC3)
Bloky pod ložiska	C35/45 XF4 (XD3, XC3)
Nosná konstrukce	C35/45 XF2 (XD1, XC4)
Nosná konstrukce- dobetonávka MDZ	C35/45 XF4 (XD3, XC3)
Římsy	C30/37 XF4 (XD3, XC3)
Lože pod dlažbu, revizní schodiště	C25/30 XF3

3.4.4 Dilatační a pracovní spáry, těsnění

Smršťovací spáry říms jsou těsněny silikonovým nebo polysulfidovým tmelem barvy šedé.

4 Návrh Nosné konstrukce

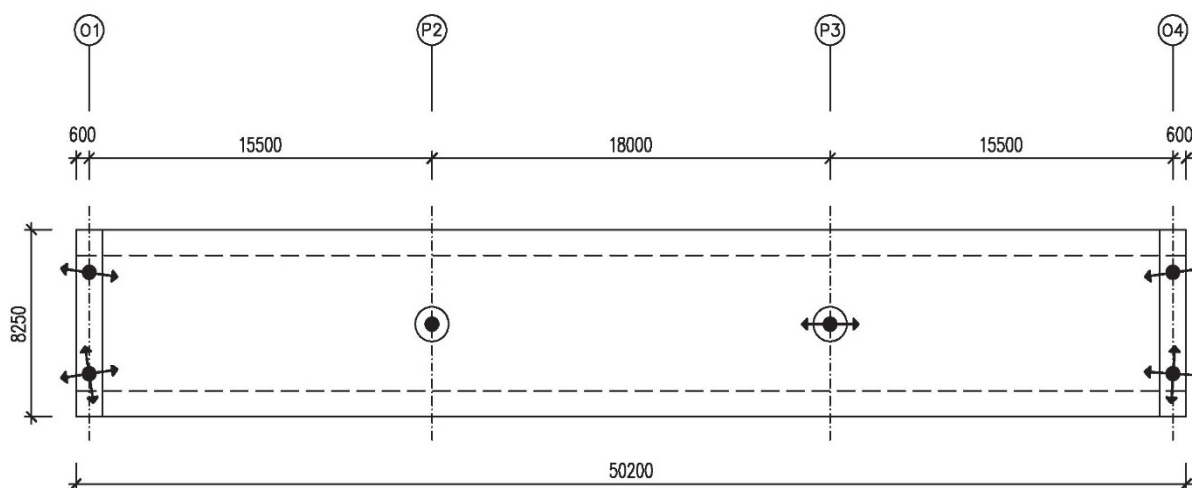
4.1 Statické schéma nového mostu






Obr. 16 Statické schéma konstrukce

Nosná konstrukce byla navržena, desková konstrukce o třech polích. Rozpětí krajních polí je 15,500 m a střední pole 18,000 m z důvodu co nejmenší kolize se stávajícími základy mostu. Z obr. 16. je zřejmé, že jako pevný bod uložení nosné konstrukce bude na pilíři P2. Schéma uložení ložisek je znázorněno viz. obr. 17.

4.2 Schéma umístění ložisek



LEGENDA:

-  VŠESMĚRNÉ POSUVNÉ LOŽISKO
-  JEDNOSMĚRNĚ PODÉLNĚ POSUVNÉ LOŽISKO
-  PEVNÉ LOŽISKO

Obr. 17 Schéma uložení ložisek pod nosnou konstrukcí

Dle Obr. č. 17 je zřejmé, že pevné ložisko je na pilíři P2, Konstrukce se bude pohybovat tedy od pilíře P2 k O1 a O4. Na opěře O1 jsou osazeny dvě ložiska, kde jedno je všesměrně posuvné a druhé jednosměrně podélně posuvné. Na pilíři P3 je osazeno jedno jednosměrně posuvné ložisko, a na opěře O4 jsou osazeny dvě ložiska, kde jedno je všesměrně posuvné a druhé jednosměrně podélně posuvné. Tímto uložením konstrukce by měl být zajištěn, bezproblémový pohyb nosné konstrukce ve všech směrech.

4.3 Návrh výšky průřezu

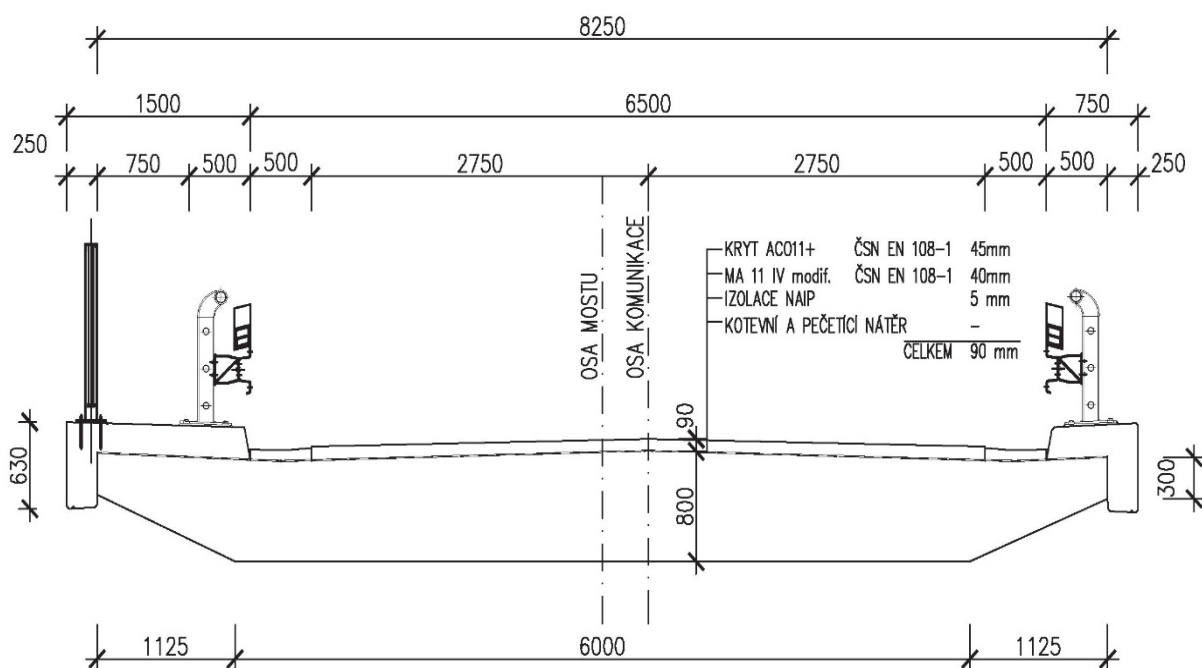
Dle empirických vzorců, dle Tabulka 1

$$h = \left(\frac{1}{20} \text{ až } \frac{1}{25} \right) \cdot L = \left(\frac{1}{20} \text{ až } \frac{1}{25} \right) \cdot 18,0 \quad (4.1)$$

$$h = (0,9 - 0,72) \text{ m} = 0,800 \text{ m} \quad (4.2)$$

Z rovnice (4.2) vyplívá, že tloušťka nosné konstrukce bude 0,8 m, tj. 800 mm.

4.4 Příčný řez



Obr. 18 Schéma příčný řez nosnou konstrukcí

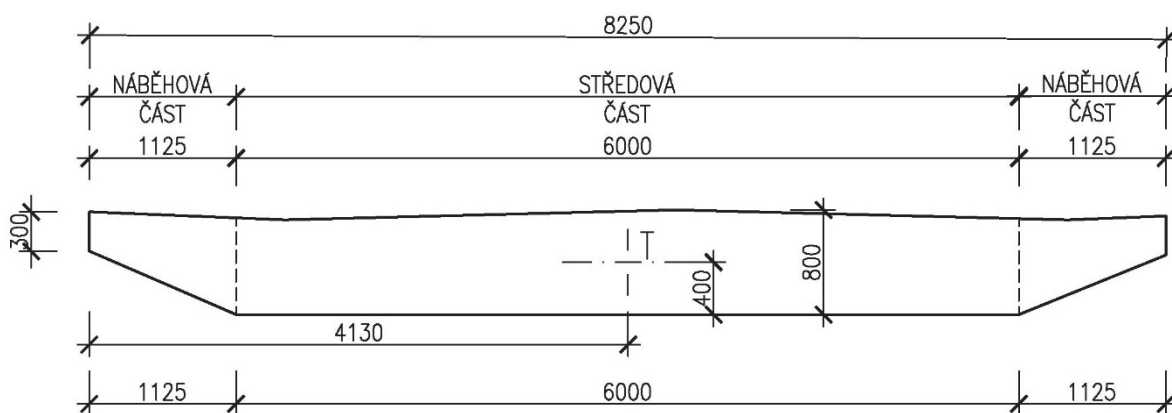
V příčném řezu, je nutno zachovat parametry převáděné komunikace S 6,5. Zůstala teda šířka mezi obrubami 6,5 m, s dvěma jízdními pruhy šířky 2,75 m a příčném sklonu 2,5 %. Dle empirických vzorců je navržena tloušťka nosné konstrukce 800 mm s náběhy se změnou tloušťky 300 mm. Dále jsou na nosné konstrukci dvě úžlabí, které odvádí vodu z mostu, v úžlabích se mění příčný sklon z 2,5 % od osy vozovky na protisměrné 4 % směrem od hrany nosné konstrukce k úžlabí. Na mostě jsou navrženy monolitické římsy, kde levá římsa šířky 1500 mm a příčném sklonu 2,5 %, po směru staničení od O1 je s revizním chodníkem šířky 750 mm, na římsě o osazeno mostní příslušenství, a to zábradelní svodidlo ZSNH4/H2, které odděluje revizní chodník od vozovky, a zábradlí výšky 1100 mm. Pravá římsa šířky 750 mm a příčném sklonu 4,0 %, po směru staničení od O1 je opatřena mostním příslušenstvím, a to zábradelní svodidlo ZSNH4/H2.

Nosná konstrukce může být rozdělena na dvě části, to náběhovou část a středovou část, jak je vidět na obr. č. 18. Příčné řezy nosné konstrukce mostu budou znázorněny v přílohách č. B.3, B.4, B.5.

Nosná konstrukce, bude mít konstantní průběh, kde bude bodově uložena na pilířích P2 respektive, P3, a na opěrách OP1 a OP4.

4.5 Nosná konstrukce

Nosná konstrukce má v příčném směru proměnou výšku, proto bylo nutno pro další výpočet rozdělit konstrukci na více částí.



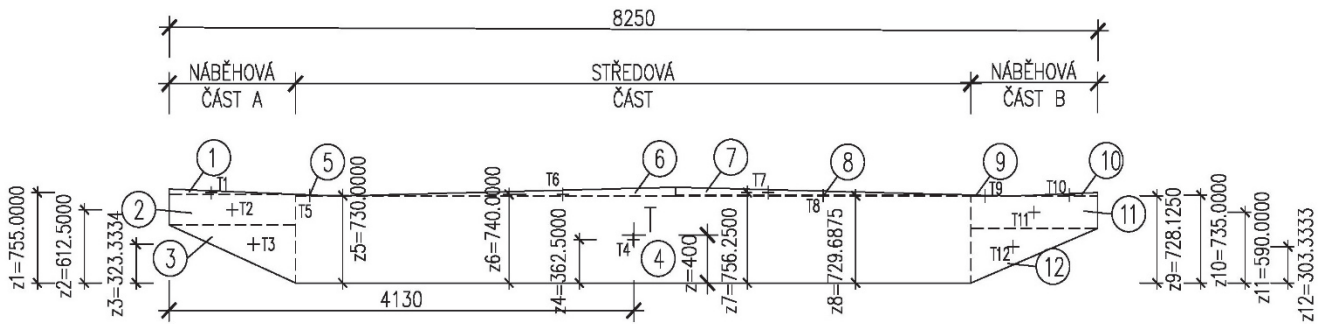
Obr. 19 Nosná Konstrukce s rozdělením na části

U nosné konstrukce byly vypočteny průřezové charakteristiky, pomocí programu CAD s kontrolou programem SCIA Engineer. Tyto hodnoty jsou znázorněny níže:

- Plocha $A = 5,7337 \text{ m}^2$
- Vzdálenost těžiště ve směru osy Y $Y_i = 0,4002 \text{ m}$
- Vzdálenost těžiště ve směru osy Z $Z_i = 4,1299 \text{ m}$
- Moment setrvačnosti ve směru osy Y $I_y = 0,2610 \text{ m}^4$
- Moment setrvačnosti ve směru osy Z $I_z = 27,587 \text{ m}^4$
- Poloměr setrvačnosti ve směru osy Y $i_y = 0,2159 \text{ m}$
- Poloměr setrvačnosti ve směru osy Z $i_z = 2,1934 \text{ m}$

Pro výpočet vnitřních sil, a posouzení konstrukce, byl použit software SCIA Engineer, kde v programu byly vytvořeny dva modely konstrukce, a to prutový model pro výpočet kombinací zatížení, předpětí, a posouzení konstrukce, a 3D deskostěnový model pro stanovení příčného roznosu konstrukce.

4.6 Průřezové charakteristiky s ohledem rozdělení na části



Obr. 20 Rozdělení průřezu na triviální obrazce pro výpočet momentu setrvačnosti

Č	Tvar	b	h	z_{Ti}	Počet	$n \cdot A_i$	$n \cdot I_i \cdot 10^5$	$n \cdot A_i \cdot z_{Ti}$	e_i	$n \cdot A_i \cdot e_i^2$	ΣI
-	-	[m]	[m]	[m]	n[ks]	[m ²]	[m ⁴]	[m ³]	[m]	[m ⁴]	[m ⁴]
1	Δ	1,125	0,045	0,755	1,000	0,0253	0,285	0,019	0,355	0,003	0,003
2	□	1,125	0,255	0,613	1,000	0,287	155,450	0,176	0,212	0,013	0,014
3	Δ	1,125	0,485	0,323	1,000	0,2728	356,513	0,088	-0,077	0,002	0,005
Náběhová část A						0,5850		0,2830			0,0228
4	□	6,000	0,725	0,363	1,000	4,350	19053,906	1,577	-0,038	0,006	0,197
5	Δ	0,375	0,015	0,730	1,000	0,0028	0,004	0,002	0,330	0,000	0,000
6	Δ	3,000	0,075	0,740	1,000	0,1125	3,516	0,083	0,340	0,013	0,013
7	Δ	2,625	0,066	0,756	1,000	0,0861	2,061	0,065	0,356	0,011	0,011
8	□	2,625	0,009	0,730	1,000	0,025	0,018	0,018	0,329	0,003	0,003
Středová část						4,576		1,745			0,2237
9	Δ	0,375	0,009	0,728	1,000	0,0018	0,001	0,001	0,328	0,000	0,000
10	Δ	0,750	0,030	0,735	1,000	0,0113	0,056	0,008	0,335	0,001	0,001
11	□	1,125	0,270	0,590	1,000	0,304	184,528	0,179	0,190	0,011	0,013
12	Δ	1,125	0,455	0,303	1,000	0,2559	294,364	0,078	-0,097	0,002	0,005
Náběhová část B						0,573		0,266			0,020
Celkové						5,73375		2,2947			0,2661

Tabulka 3 Výpočet momentu setrvačnosti I_y s ohledem na části průřezu

- Plocha $A = 5,73375 \text{ m}^2$
- Vzdálenost těžiště ve směru osy Z od spodních vláken $Z_i = 0,4002 \text{ m}$
- Moment setrvačnosti ve směru osy Y náběhová část A $I_{yA} = 0,0228 \text{ m}^4$
- Moment setrvačnosti ve směru osy Y středová část $I_{yS} = 0,2237 \text{ m}^4$
- Moment setrvačnosti ve směru osy Y náběhová část B $I_{yB} = 0,0196 \text{ m}^4$
- Moment setrvačnosti ve směru osy Y celkový $I_y = 0,2661 \text{ m}^4$
- Průřezový modul ve směru osy Y horní $W_y^h = 0,665593 \text{ m}^4$
- Průřezový modul ve směru osy Y dolní $W_y^d = 0,664897 \text{ m}^4$

4.7 Deskový model pro příčný roznos

- Náběhová část A:

$$I_y^A = 0,02285 \text{ m}^4$$

$$I_y^A = \frac{1}{12} \cdot b_A \cdot h_A^3$$

$$0,02285 = \frac{1}{12} \cdot 1,125 \cdot h_A^3 \quad (4.3)$$

$$h_A = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 0,02285}{1,125}} = 0,62465 \text{ m}$$

- Středová část:

$$I_y^S = 0,2236657 \text{ m}^4$$

$$I_y^S = \frac{1}{12} \cdot b_S \cdot h_S^3$$

$$0,2236657 = \frac{1}{12} \cdot 6,0 \cdot h_S^3 \quad (4.4)$$

$$h_S = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 0,2236657}{6,000}} = 0,76479 \text{ m}$$

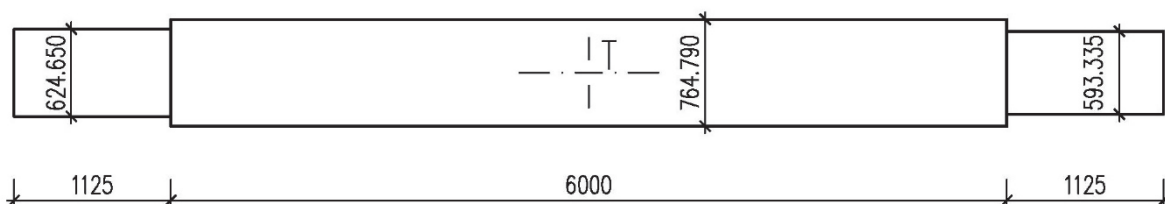
- Náběhová část B:

$$I_y^B = 0,01958265 \text{ m}^4$$

$$I_y^B = \frac{1}{12} \cdot b_B \cdot h_B^3$$

$$0,01958265 = \frac{1}{12} \cdot 1,125 \cdot h_B^3 \quad (4.5)$$

$$h_B = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 0,01958265}{1,125}} = 0,593335 \text{ m}$$



Obr. 21 Zjednodušený průřez nosné konstrukce pro stanovení příčného roznosu

Pro vytvoření deskostěnového modelu v programu SCIA Engineer byl vytvořen průřez skládající se ze tří desek o různé výšce, vzhledem k tuhosti a momentu setrvačnosti původního průřezu nosné konstrukce. Průřez deskostěnového modelu viz obr. č. 21 má shodný moment setrvačnosti I_y , jako původní průřez nosné konstrukce. Každá část příslušné části nosné konstrukce byla nahrazena obdélníkovým průřezem s těžištěm v místě těžišťové osy původního průřezu.

5 Materiál nosné konstrukce

5.1 Beton

- Třída Betonu C35/45 XF2+XD1+XC4

Popis	Veličina	Hodnota	Jednotka
Charakteristická válcová pevnost v tlaku po 28 dnech	f_{ck}	35	MPa
průměrná hodnota pevnosti betonu v tlaku	f_{cm}	43	MPa
součinitel zohledňující dlouhodobé účinky zatížení tlakem	α_{cc}	0,90	-
součinitel betonu pro mezní stavy únosnosti	γ_{cc}	1,5	-
návrhová pevnost betonu v tlaku	f_{cd}	21,00	MPa
dolní hodnota charakteristické pevnosti betonu v tahu	$f_{ctk,0,05}$	2,2	MPa
horní hodnota charakteristické pevnosti betonu v tahu	$F_{ctk,0,95}$	4,2	MPa
průměrná hodnota charakteristické pevnosti betonu v tahu	f_{ctm}	3,2	MPa
sečný modul pružnosti	E_{cm}	34	GPa
tečný modul pružnosti	E_{cm}	35,7	GPa
poměrné stlačení betonu pružné	ϵ_{Cu2}	2	‰
poměrné stlačení betonu plastické	ϵ_{Cu2}	3,5	‰
Poissonův součinitel μ			
beton bez trhlin	μ	0,2	-
beton s trhlin	μ	0	-
Pevnost betonu v tlaku t=7 dní	$f_{ctm(7)}$	2,62	MPa

Tabulka 4 Charakteristiky popisující vlastnosti betonu C35/45

5.2 Betonářská výztuž

- Třída Betonářské výztuže B500B

Popis	Veličina	Hodnota	Jednotka
charakteristická hodnota meze kluzu výztuže v tahu	f_{yk}	500	MPa
dílčí součinitel betonářské výztuže	γ_s	1,15	-
návrhová hodnota napětí	f_{pd}	434,783	MPa
návrhová hodnota modulu pružnosti	E	200	GPa
Tažnost	B		

Tabulka 5 Charakteristiky popisující vlastností Betonářské výztuže B500B

5.3 Předpínací výztuž

- Třída předpínací výztuže Y-1860-S7-15.7-A

Popis	Veličina	Hodnota	Jednotka
průměr lana	\emptyset	15,7	mm
plocha jednoho lana	A_{p1}	150	mm ²
charakteristická pevnost v tahu	f_{pk}	1860	MPa
charakteristická smluvní mez kluzu 0,1 %	$f_{p0,1;k}$	1636,8	MPa
dílčí součinitel předpínací výztuže	γ_s	1,15	-
návrhová hodnota napětí	f_{pd}	1423,304	MPa
návrhová hodnota modulu pružnosti	E_p	195	GPa
Relaxace			
třída 1.	Dráty nebo lana s normální relaxací		

Tabulka 6 Charakteristiky popisující vlastnosti předpínací výztuže

6 Zatížení mostu

Pro návrh nosné konstrukce je třeba stanovit zatížení, které působí na konstrukci mostu. Pro daný most byly stanoveny následující druhy zatížení:

1. Stálé zatížení
 - Vlastní tíha nosné konstrukce ZS1
 - Ostatní stálá zatížení (mostní svršek, příslušenství mostu) ZS2
2. Proměnná zatížení
 - Zatížení dopravou (model LM1) ZS3
 - Překlopení nosné konstrukce od dopravy ZS4
 - Teplota ZS5
 - Poklesy podpor (krajní, nebo obě střední podpěry) ZS6
 - Brzdné a rozjezdové síly ZS7

6.1 Stála zatížení

6.1.1 Vlastní tíha konstrukce ZS1

Pro určení vlastní tíhy konstrukce, je nutné určit plochu průřezu, celková plocha průřezu byla vyhodnocena v Tabulka 3.

- Výpočet vlastní tíhy konstrukce:

$$A = 5,73375 \text{ m}^2$$

$$\gamma_0 = 26 \text{ kg/m}^3$$

$$g_0 = A \cdot \gamma_0 = 5,73375 \cdot 26 = 149,075 \text{ KN/m}$$

(6.1)

6.1.2 Ostatní stálé zatížení ZS2

1. Vozovka

- Popis vozovky tloušťky vrstev a materiál

TYP	Tloušťka (m)
OBRUSNÁ VRSTVA ACO11 ⁺ Tl. 45 mm	0,45
OCHRANA IZOLACE MA 11 IV modif. Tl. 40 mm	0,4
CELOPLOŠNÁ IZOLACE NAIP 5 mm	0,05
Celková tloušťka + 20 % h_{voz}	0,108
Tíha vozovky γ_{voz}	24

Tabulka 7 Popis Vozovkového souvrství

- Plošné

$$h_{voz} = 0,108 \text{ m} \tag{6.2}$$

$$g_{0,voz} = h_{voz} \cdot \gamma_0 = 0,108 \cdot 25 = 2,592 \text{ KN/m}^2$$

- Liniové

$$g_{0,voz,lin.} = g_{0,voz} \cdot \check{s}_{voz.} = 2,592 \cdot 6,5 = 16,848 \text{ KN/m} \tag{6.3}$$

2. Římsy

- Pravá římsa po směru staničení

- Plošné zatížení

$$g_{0,řimsaP,lin} = A_{řimsaP} \cdot \gamma_0 = 0,43669 \cdot 25 = 10,917 \text{ KN/m} \tag{6.4}$$

- Liniové zatížení

$$g_{0,řimsaP} = \frac{g_{0,řimsaP,lin}}{\check{s}_{řimsaP}} = \frac{10,917}{1,5} = 7,278 \text{ KN/m}^2 \tag{6.5}$$

- Levá římsa po směru staničení

- Plošné zatížení

$$g_{0,řimsaP,lin} = A_{řimsaP} \cdot \gamma_0 = 0,27351 \cdot 25 = 6,838 \text{ KN/m} \tag{6.6}$$

- Liniové zatížení

$$g_{0,řimsaP} = \frac{g_{0,řimsaP,lin}}{\check{s}_{řimsaP}} = \frac{6,838}{0,75} = 9,117 \text{ KN/m}^2 \tag{6.7}$$

3. Mostní příslušenství

- Svodidlo *Liniové zatížení* $g_s = 1,0 \text{ KN/m}$
- Zábradlí *Liniové zatížení* $g_z = 0,5 \text{ KN/m}$
- Zábradelní svodidlo *Liniové zatížení* $g_{zs} = 1,5 \text{ KN/m}$

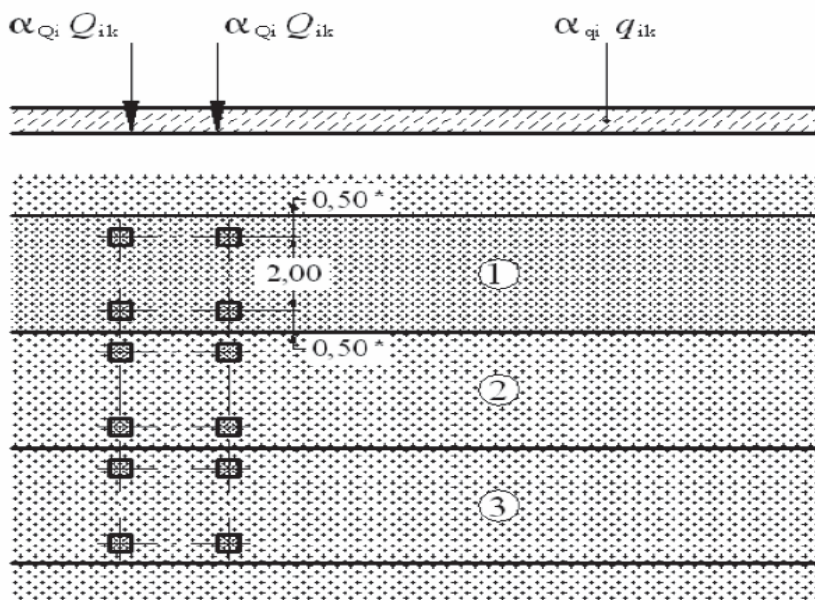
Pro výpočet na prutové prvku celkových účinků zatížení je ostatní stálé sečteno po šířce mostu:

$$g_{ost,st} = 16,848 + 10,917 + 6,838 + 1,0 + 0,5 + 1,5 = 37,603 \text{ KN/m} \quad (6.8)$$

6.2 Proměnná zatížení

6.2.1 *Zatížení dopravou (Model LM1) ZS3*

Pro zjištění vnitřních sil od zatížení dopravou na mostě pozemní komunikace byl použit model zatížení LM1 dle ČSN EN 1991-2 *Zatížení mostů dopravou*. [6]



Obr. 22 Příklad rozdělení komunikace na mostě do dopravních pruhů [6]

UMÍSTĚNÍ	Dvojnáprava (TS)			Rovnoměrné zatížení (UDL)		
	Nápravová síla Q_{ik} (KN)			q_{ik} (KN/m ²)		
PRUH č.1	300			9		
PRUH č.2	200			2,5		
PRUH č.3	100			2,5		
Ostatní pruh	0			2,5		
Zbývající plocha	0			3,0		
SKUP. POZ. KOMUNIK.	α_{Q1}	α_{Q2}	α_{Q3}	α_{q1}	α_{q2}	α_{qr}
1	1,0	1,0	1,0	1,0	2,4	1,2
2	0,8	0,8	0,8	0,45	1,6	1,6

Tabulka 8 Hodnoty zatížení pro model LM1 včetně součinitelů [7]

Tyto hodnoty dle ČSN EN 1991-2 byly dále aplikovány na danou nosnou konstrukci. Jsou rozděleny do několika zatěžovacích stavů, které nám zajistí zohlednění všech kombinací zatížení dopravou. [7]

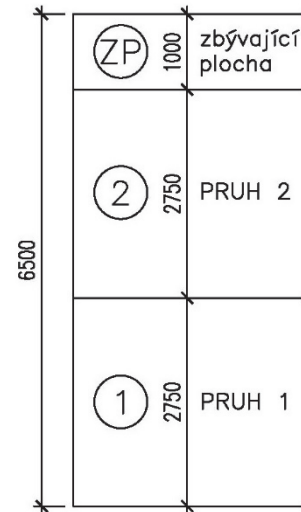
- Rozdělení vozovky na zatěžovací pruhy

Šířka vozovky: $\check{s}_{\text{voz}} = 6,5 \text{ m}$

Počet pruhů: $n = 2$

Šířka pruhu: $\check{s}_{\text{pruh}} = 2,75 \text{ m}$

Šířka zbývající plochy: $\check{s}_{\text{z.p.}} = 1,00 \text{ m}$



Obr. 23 Schéma zatěžovacích pruhů

Jedná se o silnici III. Třídy (III/2623) tudíž dle tabulky č. 6.:

- Nápravové síly dvounápravy TS
 - Pruh č. 1

$$Q_{1k} = Q_{ik} \cdot \alpha_{Q1} = 300 \cdot 0,8 = 240 \text{ KN} \quad (6.2.9)$$

- Pruh č. 2

$$Q_{2k} = Q_{ik} \cdot \alpha_{Q2} = 200 \cdot 0,8 = 160 \text{ KN} \quad (6.2.10)$$

- Rovnoměrné zatížení UDL
 - Pruh č. 1

$$q_{1k} = q_{ik} \cdot \alpha_{q1} = 9,0 \cdot 0,45 = 4,05 \text{ KN/m}^2 \quad (6.2.11)$$

- Pruh č. 2

$$q_{1k} = q_{ik} \cdot \alpha_{q1} = 2,5 \cdot 1,6 = 4,0 \text{ KN/m}^2 \quad (6.2.12)$$

- Zbývající plocha

$$q_{rk} = q_{ik} \cdot \alpha_{qr} = 2,5 \cdot 1,6 = 4,0 \text{ KN/m}^2 \quad (6.2.13)$$

- Suma nápravových sil TS na prutový model

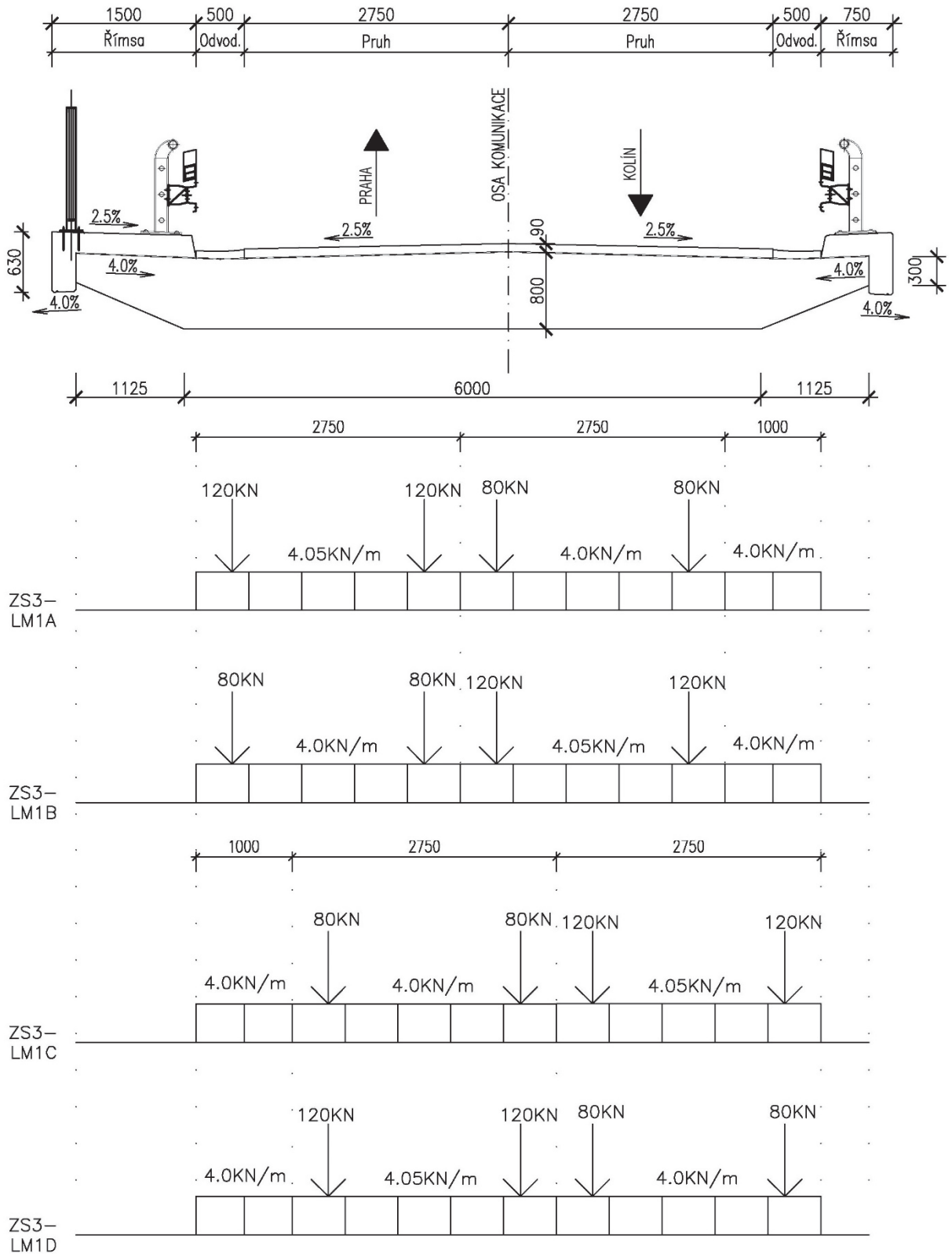
$$\sum Q_{ik} = Q_{1k} + Q_{2k} = 240 + 160 = 400 \text{ KN} \quad (6.14)$$

- Suma rovnoměrného zatížení UDL na prutový model

$$\begin{aligned} \sum q_{ik} &= q_{1k} + q_{2k} + q_{rk} = 4,05 \cdot 2,75 + 4,0 \cdot 2,75 + 4,0 \cdot 1,0 \\ &= 45,63 \text{ KN/m} \end{aligned} \quad (6.15)$$

Tyto síly budou aplikovány na deskostěnový model pro stanovení příčného roznosu a následně budou aplikované také na prutový model, kde budou stanoveny vnitřní síly na nosnou konstrukci, a posléze návrh a posouzení nosné konstrukce na kombinace zatížení.

- Zatěžovací stavby ZS3 v příčném směru



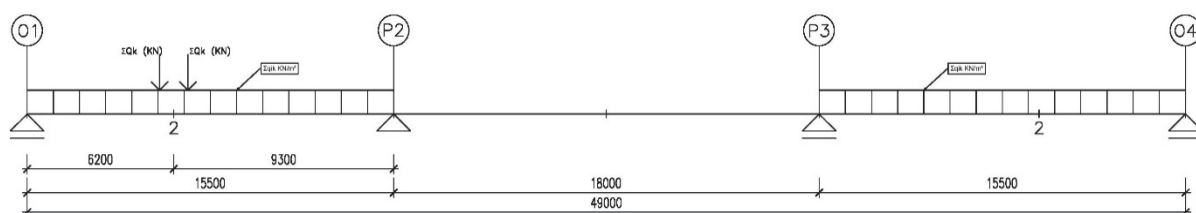
Obr. 24 Schéma zatěžovacích stavů dopravou v příčném směru

Zatížení model LM1, byly vytvořeny 4 stavy zatížení v příčném směru, těmito 4 stavy bude zatížená nosná konstrukce, a bude vyhodnoceno, který příčný stav vyvoluje nejméně příznivé zatížení na konstrukci.

- Zatěžovací stavy v podélném směru

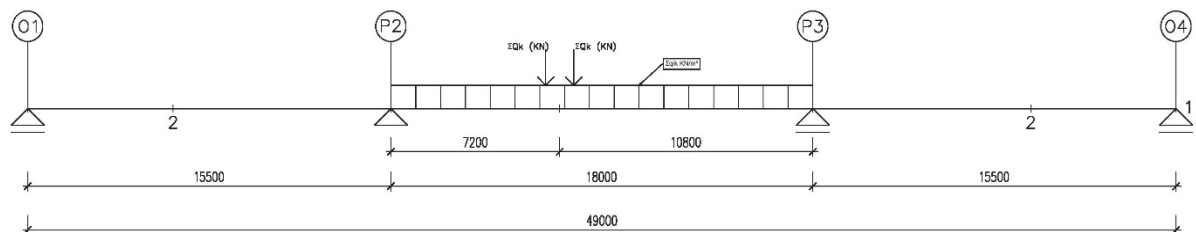
V podélném směru bude, zatížení voleno tak, aby vyvolalo maximální hodnotu Momentu ve všech třech polích, dále maximální posouvající sílu nad podporami.

- Maximální moment M_2 v krajních polích je ve vzdálenosti $0,4 L_{1/3}$ od krajní podpory.



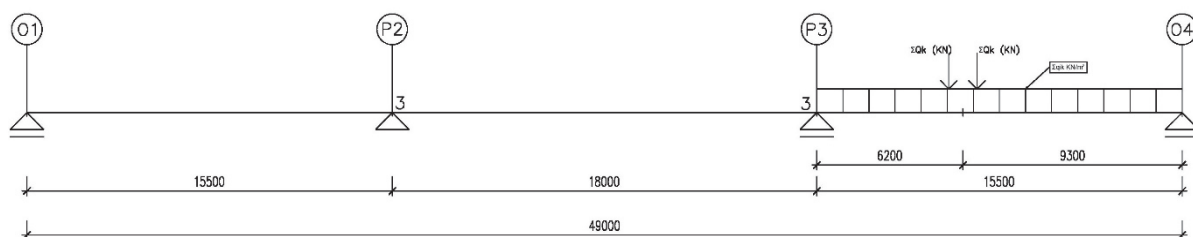
Obr. 25 Schéma rozložení zatížení LM1 pro maximální moment M_2 v krajních polích

- Minimální moment M_2 v krajních polích je ve vzdálenosti $0,4 L_{1/3}$ od krajní podpory



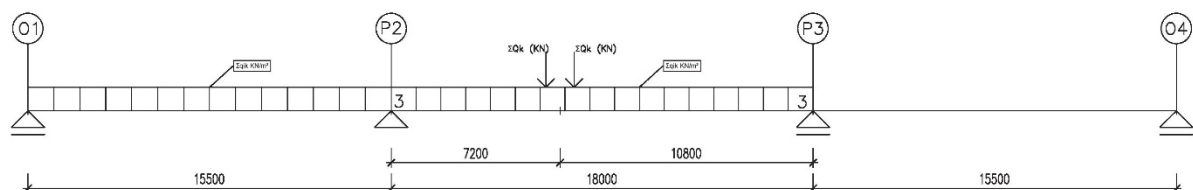
Obr. 26 Schéma rozložení zatížení LM1 pro minimální moment M_2 v krajních polích

- Maximální moment M_3 nad podporou P2, respektive P3



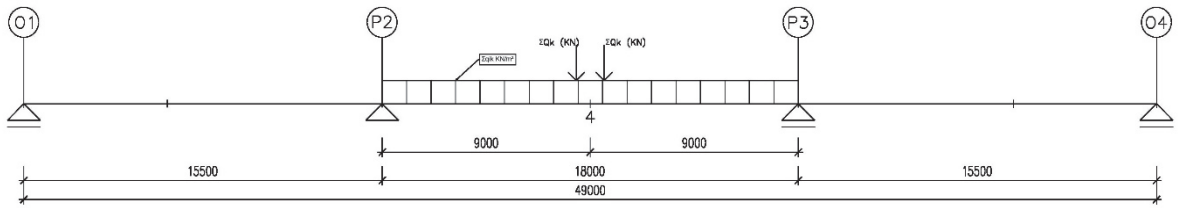
Obr. 27 Schéma rozložení zatížení LM1 pro maximální moment M_3 nad podporou P2, P3

- Minimální moment M_3 nad podporou P2, respektive P3



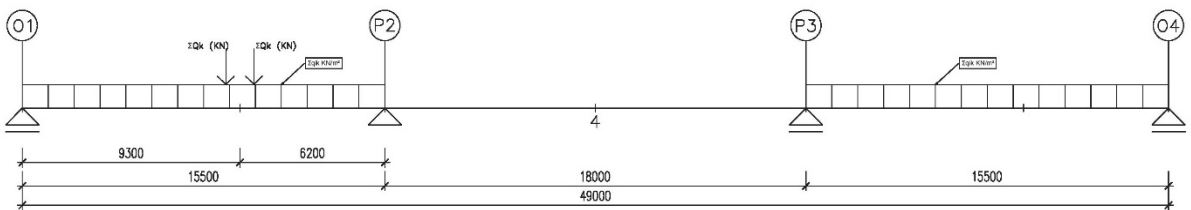
Obr. 28 Schéma rozložení zatížení LM1 pro minimální moment M_3 nad podporou P2, P3

- Maximální moment M_4 ve středovém poli Uprostřed rozpětí $0,5 L_2$



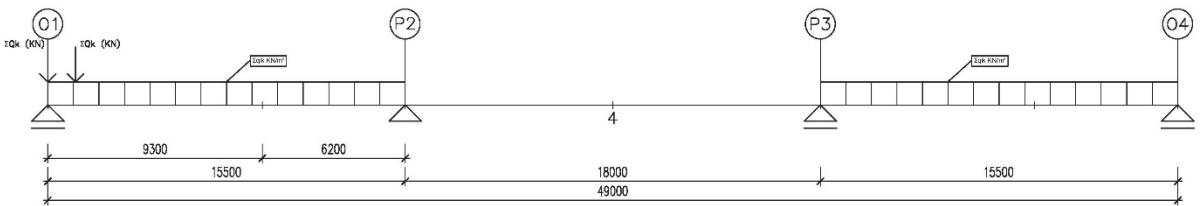
Obr. 29 Schéma rozložení zatížení LM1 pro maximální moment M_4 ve středovém poli

- Minimální moment M_4 ve středovém poli Uprostřed rozpětí $0,5 L_2$



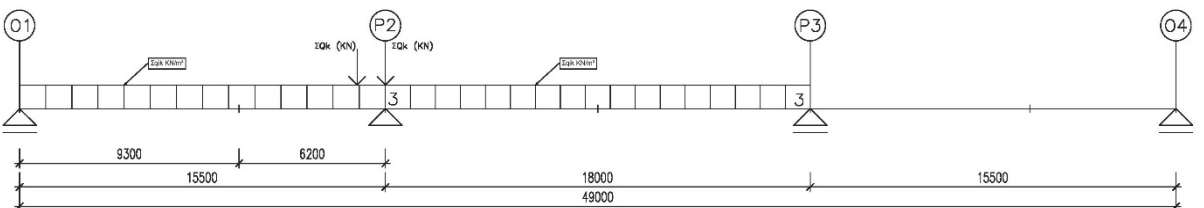
Obr. 30 Schéma rozložení zatížení LM1 pro minimální moment M_4 ve středovém poli

- Posouvající Síla V_1 v krajní podpoře



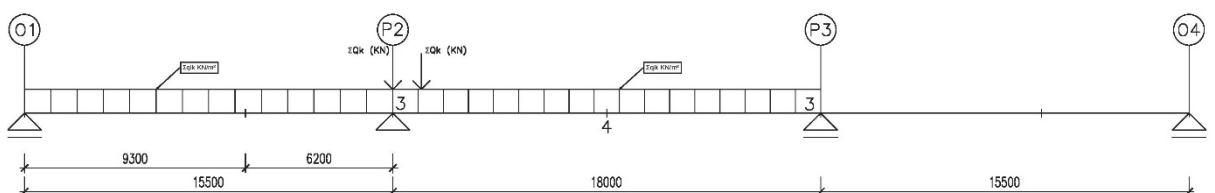
Obr. 31 Schéma rozložení zatížení LM1 pro Posouvající sílu V_1 nad krajní podporou

- Posouvající Síla zleva V_{3L} ve středové podpoře



Obr. 32 Schéma rozložení zatížení LM1 pro maximální Posouvající sílu zleva V_{3L} nad P2, P3

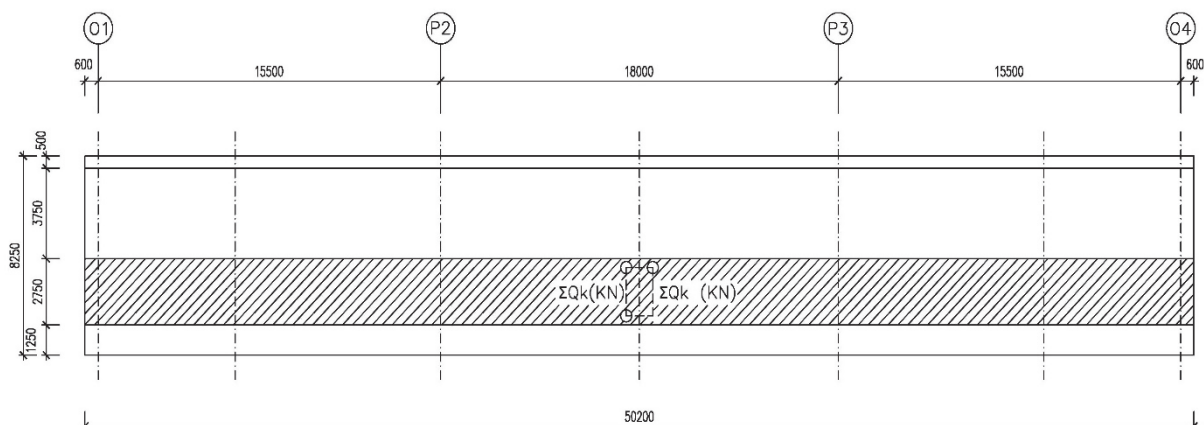
- Posouvající Síla zprava V_{3P} ve středové podpoře



Obr. 33 Schéma rozložení zatížení LM1 pro maximální Posouvající sílu zprava V_{3P} nad P2, P3

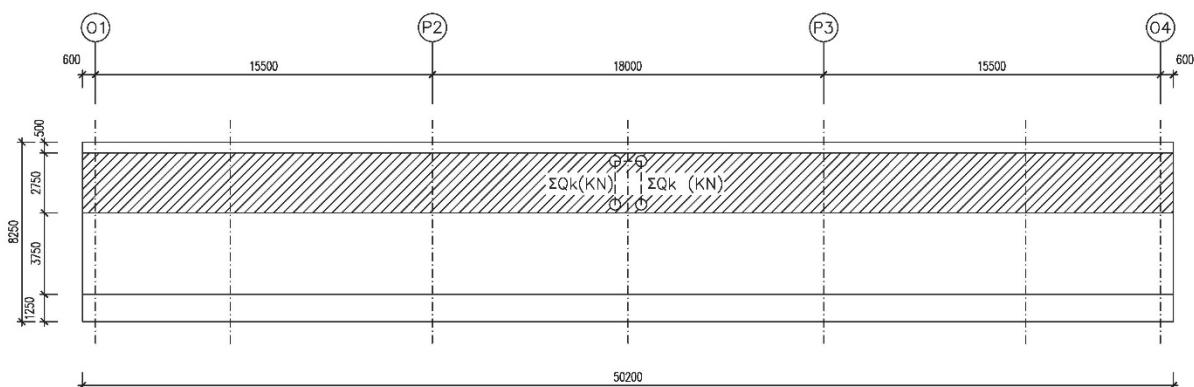
6.2.2 Překlopení nosné konstrukce od zatížení dopravou ZS4

- Zatěžovací stav na Posouzení překlopení, zatížení v pruhu 1



Obr. 34 Schéma rozložení zatížení LM1 zprava pro posouzení překlopení nosné konstrukce od dopravy

- Zatěžovací stav na Posouzení překlopení, zatížení v pruhu 2



Obr. 35 Schéma rozložení zatížení LM1 zprava pro posouzení překlopení nosné konstrukce od dopravy

Z tohoto bude zjištěno, zda nedochází k překlopení nosné konstrukce. K tomu by mohlo dojít za předpokladu, že ve středu středního pole vznikaly tahy na krajích mostovky.

6.2.3 Brzdné a rozjezdové síly ZS5

$$Q_{IK} = 0,6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot 2 \cdot Q_1 + 0,1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L$$

$$Q_{IK} = 0,6 \cdot 0,8 \cdot 2 \cdot 300 + 0,1 \cdot 0,45 \cdot 9 \cdot 2,75 \cdot 50,20 = 343,910 \text{ KN} \quad [6](6.16)$$

$$q_{IK} = \frac{Q_{IK}}{L} = \frac{343,910}{50,20} = 6,851 \text{ KN/m}$$

- Silové působení brzdné a rozjezdové síly Q_{1k}
- Součinitel Skupiny pozemních komunikací pro Q_1 α_{Q1}
- Silové působení dvounápravy LM1 nejzatíženější pruh Q_1
- Součinitel Skupiny pozemních komunikací pro q_1 α_{q1}
- Plošné působení dvounápravy LM1 nejzatíženější pruh q_1
- Šířka nejzatíženějšího pruhu w_1
- Délka nosné konstrukce L

6.2.4 Teplota ZS6 [8]

- Typ Nosné konstrukce mostu Deska (3 Typ dle ČSN EN 1991-1-5)
- Tloušťka mostního svršku: 100 mm

$$\Delta T_{M,Heat} = 15 \text{ °C}$$

$$k_{M,Heat} = 0,7 (-)$$

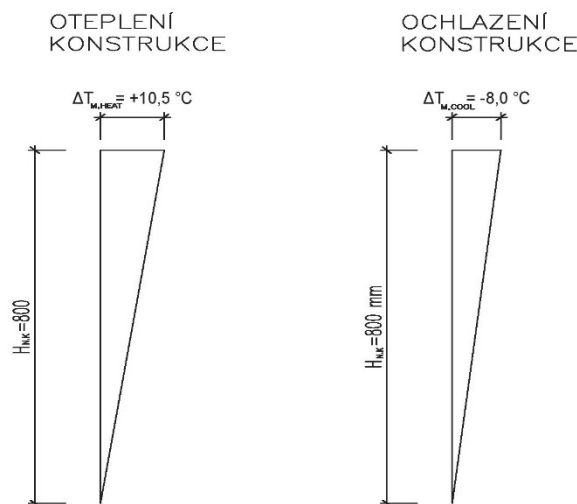
$$\Delta T_{M,Heat,cel} = k_{M,Heat} \cdot \Delta T_{M,Heat} = 0,7 \cdot 15 = 10,50 \text{ °C}$$

$$\Delta T_{M,cool} = 8 \text{ °C}$$

$$k_{M,Heat} = 1,0 (-)$$

$$\Delta T_{M,cool,cel} = k_{M,cool} \cdot \Delta T_{M,cool} = 1,0 \cdot 8,0 = 8,00 \text{ °C}$$

[8](6.17)



Obr. 36 Schéma zatížení teplotou na nosnou konstrukci

6.2.5 Poklesy podpor ZS7

Poklesy jednotlivých podpor jsou uvažovány hodnotou 5 mm. Zatížení je rozděleno do 4 zatěžovacích stavů. Kde v každém stavu poklesne každá podpora. Tyto zatěžovací stavy by měly zohlednit nejvíce zatížení poklesem podpory. Jako výsledný průběh vnitřních sil budeme uvažovat kombinaci těchto zatěžovacích stavů. [9]

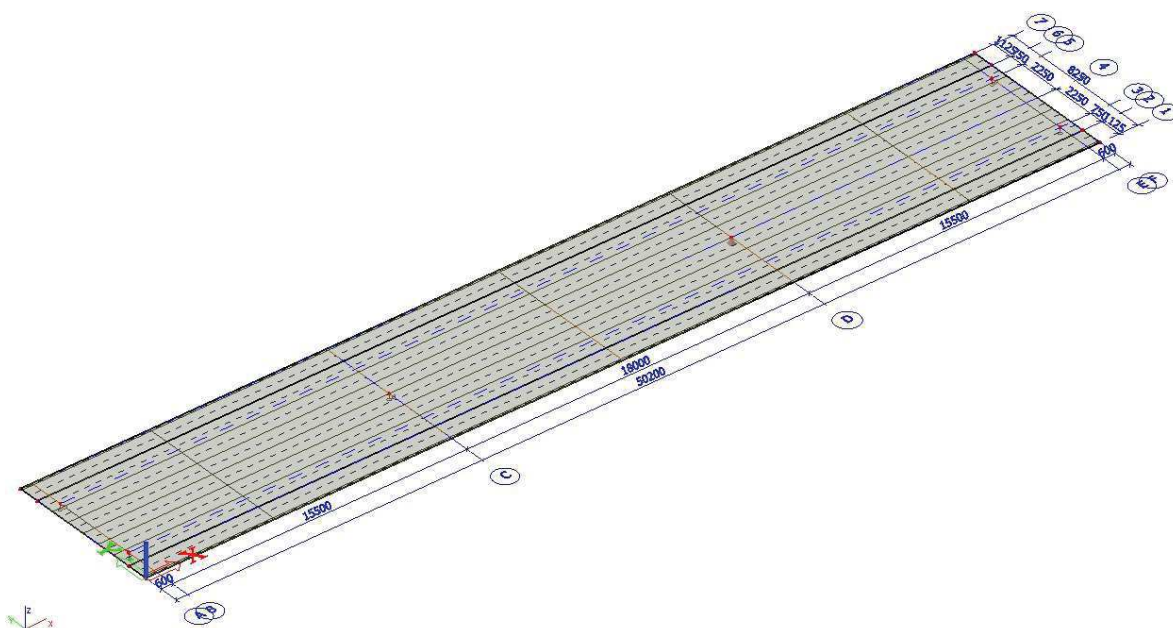
7 Analýza příčného roznosu nosné konstrukce

Příčný roznos byl analyzován na 3D modelu v programu SCIA Engineer. Byly vyhodnoceny zatěžovací stavy:

- Ostatní stálé zatížení ZS2
- Zatížení dopravou LM1- ZS3-A, B, C, D

Příčný roznos byl zkoumán v nejvíce namáhaných průřezích konstrukce. Byly vyhodnoceny koeficienty příčného roznosu, a to jak pro momenty M (KNm), tak pro posouvající sílu V (KN). Příčný roznos byl vyhodnocen v následujících řezech:

- Moment
 - Maximální moment v krajním poli: Řez 2
 - Minimální moment nad středovou podporou: Řez 3
 - Maximální moment ve středovém poli: Řez 4
- Posouvající síla
 - Maximální posouvající síla v krajní podpoře: Řez 1
 - Maximální posouvající síla ve středové podpoře: Řez 3



Obr. 37 Deskostěnový model 3D v programu SCIA Engineer pro stanovení příčného roznosu

Pro výpočet na prutové modelu, je potřeba zjistit koeficienty příčného roznosu. Těmito koeficienty bylo následně zvětšeno zatížení tak, aby bylo dosaženo maximálního účinku vnitřních sil, stejně jako nejhorším místě příčného směru na 3D deskostěnovém modelu konstrukce.

7.1 Příčný roznos ostatního stálého zatížení ZS2

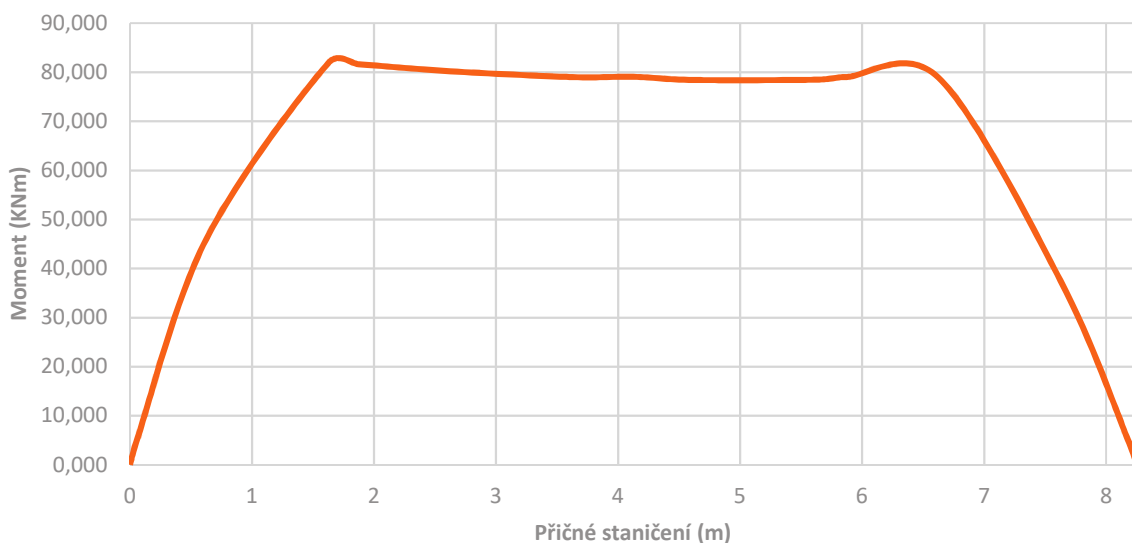
Vyhodnocení příčného roznosu bylo vyhodnoceno v tabulce

ZS2	OSTATNÍ STÁLE															OZN.
ŘEZ	0	0,0625	0,625	1,625	1,875	2,625	3,625	4,125	4,625	5,625	5,875	6,625	7,625	8,1875	8,25	Příčné staničení
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	M1max Krajn ^í podpora
2	0,00	5,56	46,00	81,88	81,64	80,20	79,02	79,07	78,43	78,49	79,04	78,93	37,56	4,53	0,00	M2max Krajn ^í pole
3	0,00	-5,66	-47,26	-96,64	-106,16	-116,99	-159,71	-218,08	-160,47	-119,90	-110,34	-101,41	-43,75	-5,26	0,00	M3max Středová podpora
4	0,00	3,99	31,36	55,62	55,44	54,29	53,35	53,38	52,77	52,53	52,83	52,72	24,94	3,17	0,00	M4max Středové pole
1	0,00	2,62	18,95	44,01	58,86	26,98	15,25	14,47	13,70	17,29	32,72	23,66	7,50	0,36	0,00	V1max Krajn ^í podpora
3L	0,00	-0,49	-10,48	-23,08	-26,86	-36,76	-95,35	-182,17	-95,30	-27,35	-28,15	-27,35	-16,06	-1,24	0,00	V3maxL Středové podpora
3P	0,000	0,49	10,48	23,08	26,86	36,76	95,35	182,17	95,3	27,35	28,15	27,35	16,06	1,24	0	V3maxP Středové podpora

Tabulka 9 Vyhodnocení vnitřních sil v příčném směru od ostatního stálého zatížení

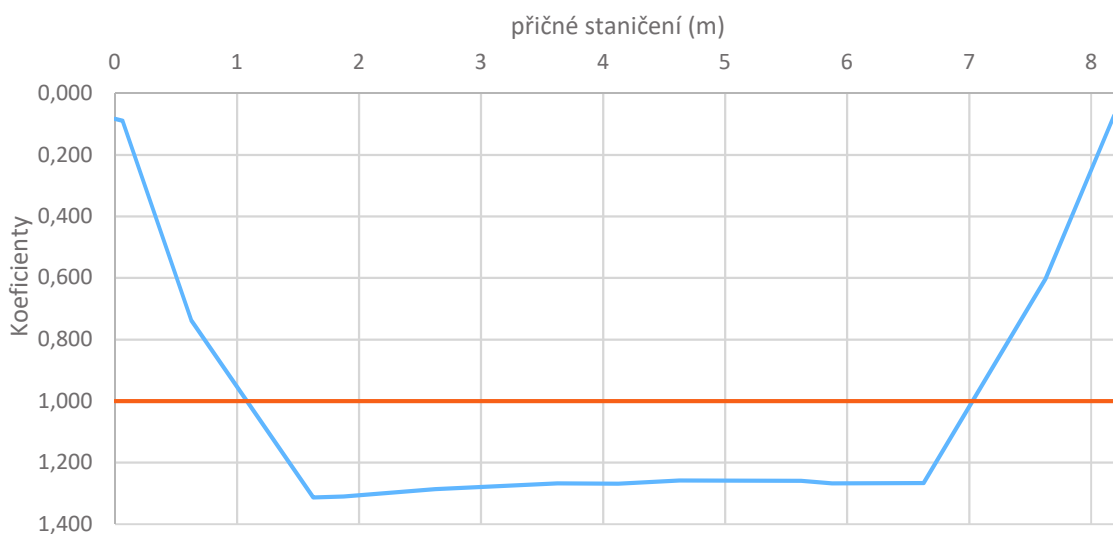
7.1.1 Řez 2 maximální moment v krajním poli

Průběh ohybových momentu v příčném směru



Graf 2 Průběh ohybového momentu M_{2max} pro ZS2

Koeficienty příčného roznosu momentu



Graf 1 Koeficienty příčného roznosu M_{2max} pro ZS2

Průměrný ohybový moment:

$M_{2průměr} = 62,335$ (kNm)

Maximální ohybový moment:

$M_{2max} = 81,880$ (kNm)

Maximální koeficient:

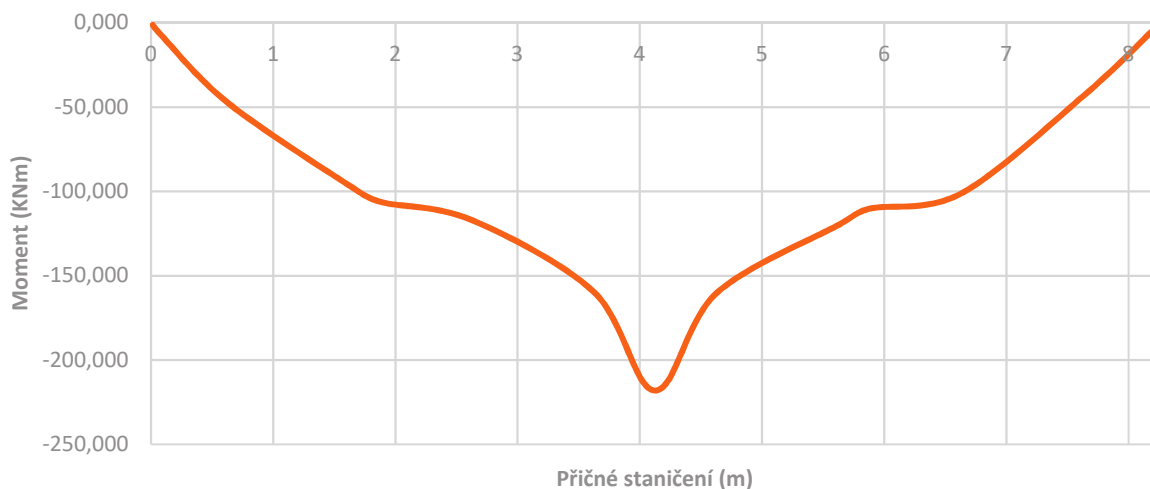
$K_{max} = 1,314$ (-)

Příčné staničení:

$l = 1,625$ (m)

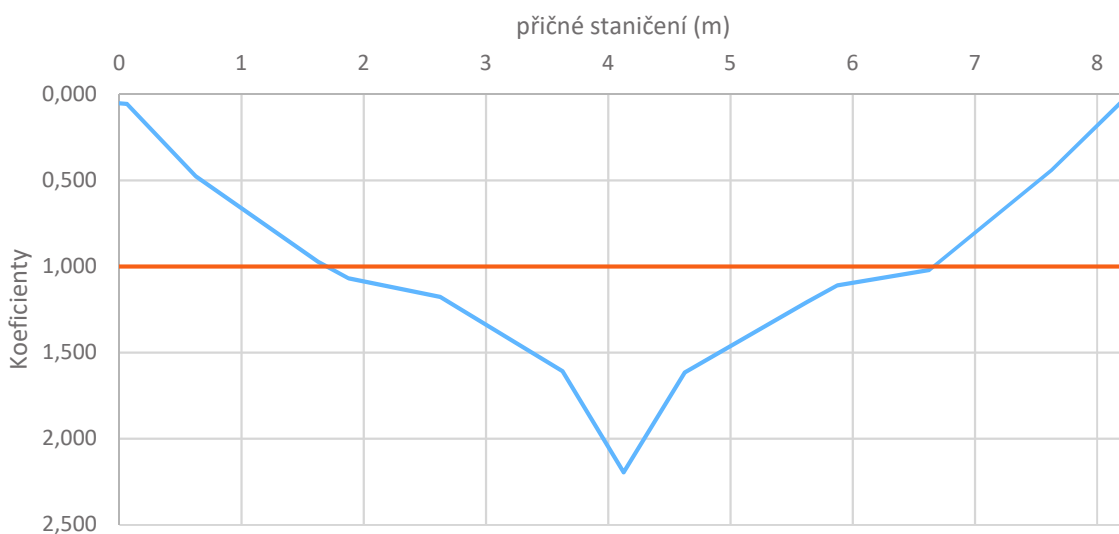
7.1.2 Řez 3 maximální (minimální) moment ve středové podpoře

Průběh ohybových momentu v příčném směru



Graf 4 Průběh ohybového momentu M_{3max} pro ZS2

Koeficienty příčného roznosu momentu



Graf 3 Maximální ohybový moment ve středové podpoře M_{3max} pro ZS2

Průměrný ohybový moment: $M_{2průměr} = -99,356$ (kNm)

Maximální ohybový moment: $M_{2max} = -218,080$ (kNm)

Maximální koeficient: $K_{max} = 2,194$ (-)

Příčné staničení: $l = 4,125$ (m)

Šířka ložiska: $a = 1,000$ (m)

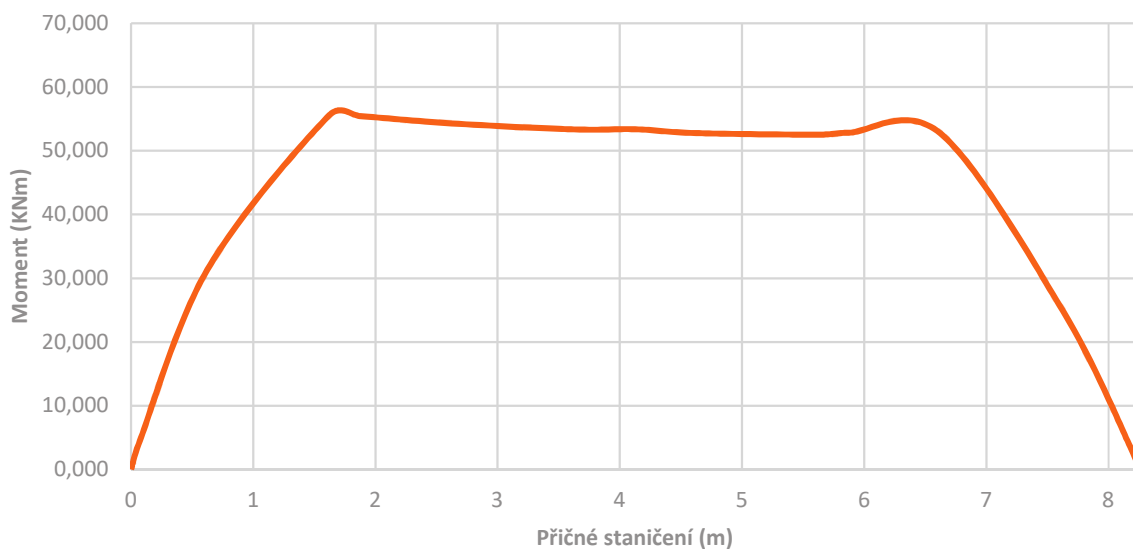
Nové Příčné staničení: $l = 4,625$ (m)

Nový Maximální ohybový moment: $M_{2max} = -160,470$ (kNm)

Maximální koeficient: $K_{max} = 1,615$ (-)

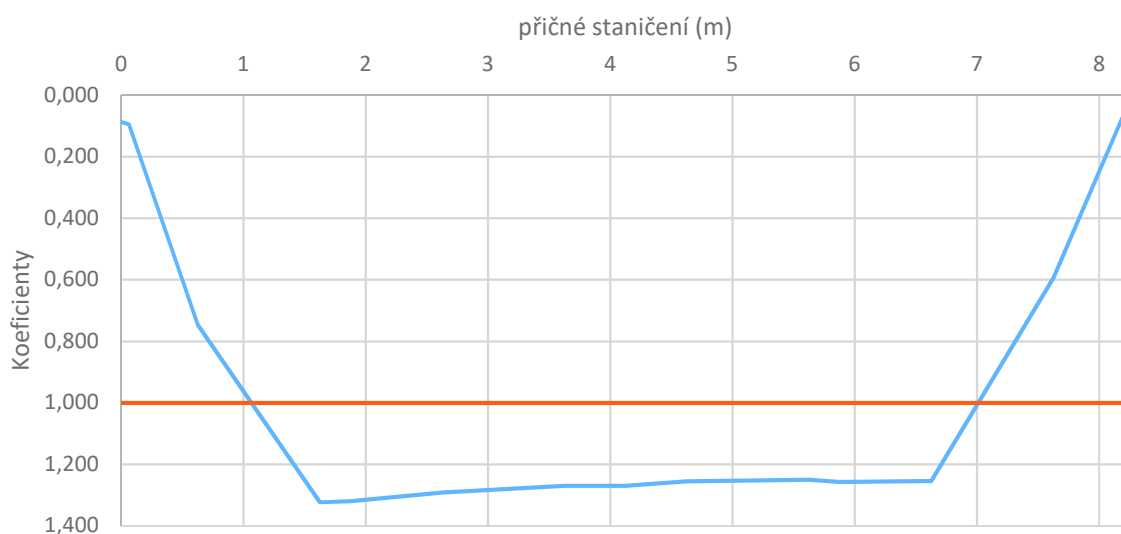
7.1.3 Řez 4 maximální moment ve středním poli

Průběh ohybových momentu v příčném směru



Graf 6 Průběh ohybového momentu M_{4max} pro ZS2

Koeficienty příčného roznosu momentu

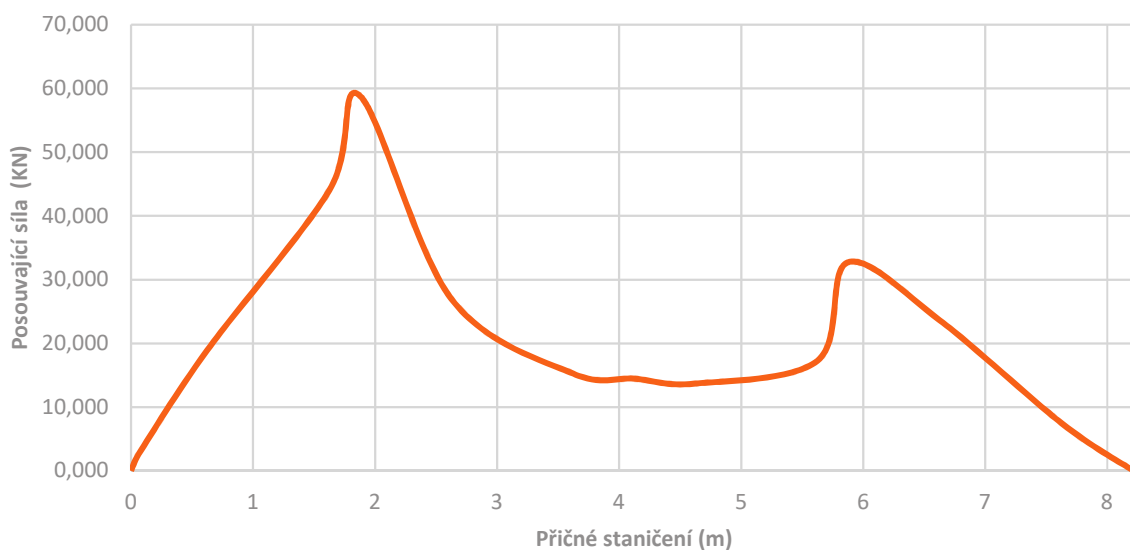


Graf 5 Koeficienty příčného roznosu M_{4max} pro ZS2

Průměrný ohybový moment:	$M_{4průměr} = 42,03$, (KNm)
Maximální ohybový moment:	$M_{4max} = 55,62$ (KNm)
Maximální koeficient:	$K_{max} = 1,323$ (-)
Příčné staničení:	$l = 1,625$ (m)

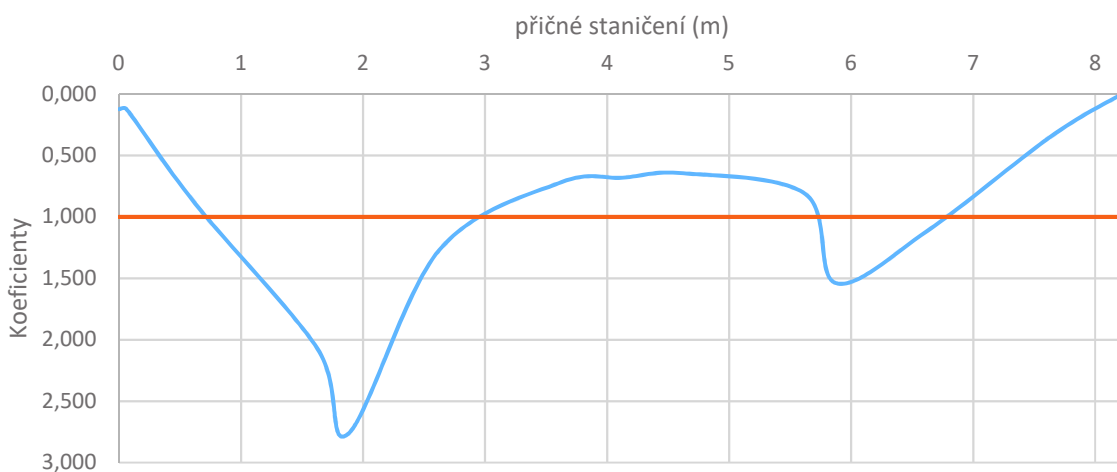
7.1.3.1 Řez 1 maximální posouvající síla v krajní podpoře

Průběh posouvajících síly v příčném směru



Graf 8 Průběh posouvající síly V_{1max} pro ZS2

Koeficienty příčného roznosu posouvající síly



Graf 7 Koeficienty příčného roznosu V_{1max} pro ZS2

Průměrný ohybový moment: $V_{1pruměr} = 21,259$ (KNm)

Maximální ohybový moment: $V_{1max} = 58,86$ (KNm)

Maximální koeficient: $K_{max} = 2,768$ (-)

Příčné staničení: $l = 1,875$ (m)

Šířka ložiska: $a = 1,000$ (m)

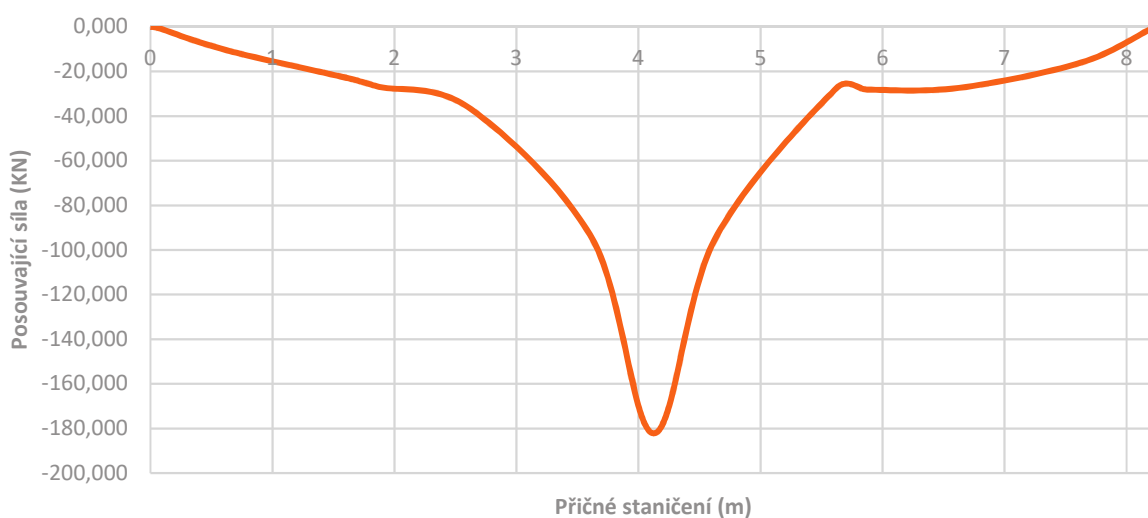
Nové Příčné staničení: $l = 1,875 + (0,6 * 5,0) = 2,175$ (m)

Nový Maximální ohybový moment: $M_{2max} = 41,06$ (KNm)

Maximální koeficient: $K_{max} = 1,931$ (-)

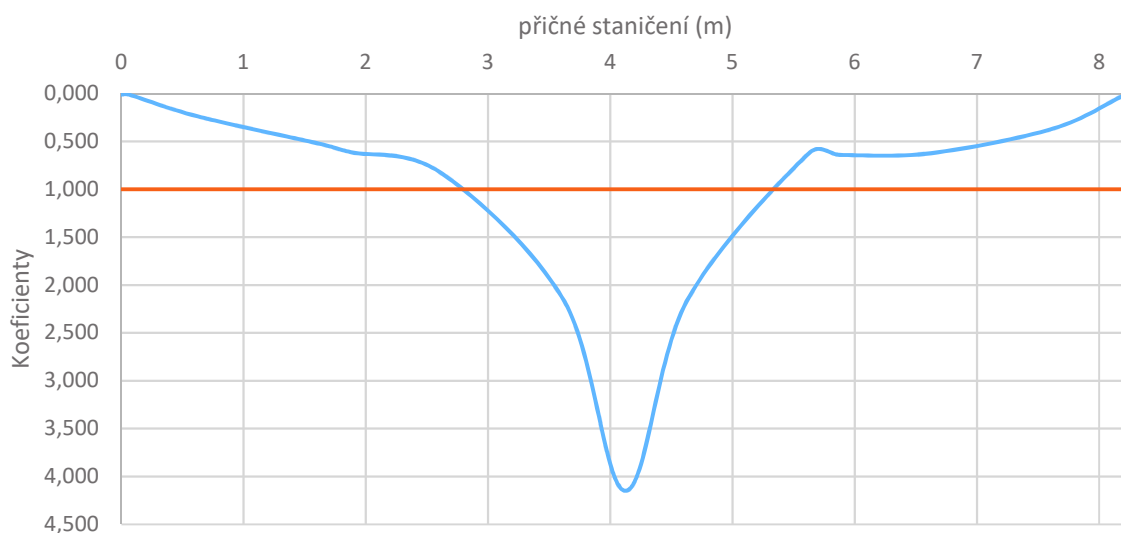
7.1.4 Řez 3 maximální/minimální posouvající síla ve střední podpoře

Průběh posouvajících sil v příčném směru



Graf 9 Průběh posouvající síly V_{3max} pro ZS2

Koeficienty příčného roznosu posouvající síly



Graf 10 Koeficienty příčného roznosu V_{3max} pro ZS2

Průměrný ohybový moment: $V_{1pruměr} = -43,895$ (KNm)

Maximální ohybový moment: $V_{1max} = -182,170$ (KNm)

Maximální koeficient: $K_{max} = 4,150$ (-)

Příčné staničení: $l = 4,125$ (m)

Šířka ložiska: $a = 1,000$ (m)

Nové Příčné staničení: $l = 4,125 + (0,6 * 0,5) = 4,425$ (m)

Nový Maximální ohybový moment: $M_{2max} = -130,048$ (KNm)

Maximální koeficient: $K_{max} = 2,963$ (-)

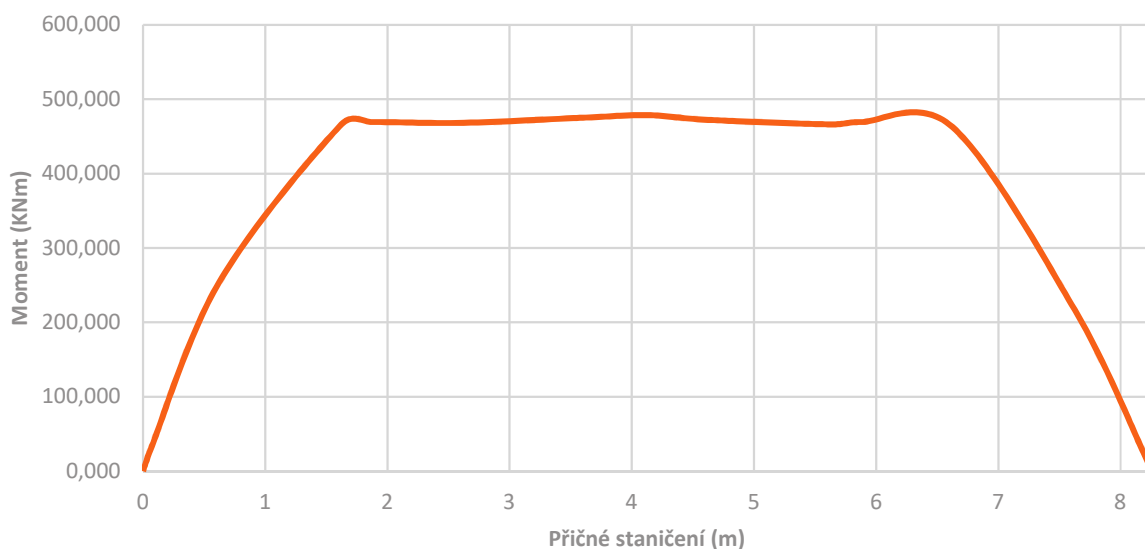
7.2 Příčný roznos od zatížení dopravou LM1-A

ZS2																
ŘEZ	0	0,0625	0,625	1,625	1,875	2,625	3,625	4,125	4,625	5,625	5,875	6,625	7,625	8,1875	8,25	Příčné staničení
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	M1max Krajn ^í podpora
2	0,00	29,38	254,46	466,50	469,32	468,34	475,38	478,67	472,30	466,22	469,32	462,70	216,92	25,10	0,00	M2max Krajn ^í pole
3	0,00	-14,24	-115,98	-226,21	-241,54	-258,46	-333,36	-434,86	-333,21	-257,90	-240,88	-225,30	-99,04	-12,12	0,00	M3max Středov ^á podpora
4	0,00	27,14	31,36	55,62	55,44	54,29	53,35	53,38	52,77	52,53	52,83	52,72	24,94	3,17	0,00	M4max Středov ^é pole
1	0,00	3,34	31,76	118,16	194,88	72,69	35,63	29,69	26,74	63,69	164,29	105,53	21,20	4,16	0,00	V1max Krajn ^í podpora
3L	0,00	-3,39	-14,29	-31,33	-26,06	-23,77	-178,33	-398,24	-183,14	-48,59	-26,09	-20,46	-7,98	-0,98	0,00	V3maxL Středov ^é podpora
3P	0,00	3,41	14,55	31,15	29,54	46,01	182,29	402,07	187,01	49,40	26,95	20,77	8,66	1,22	0,00	V3maxP Středov ^é podpora

Tabulka 10 Vyhodnocení vnitřních sil v příčném směru od zatížení dopravou model LM1A

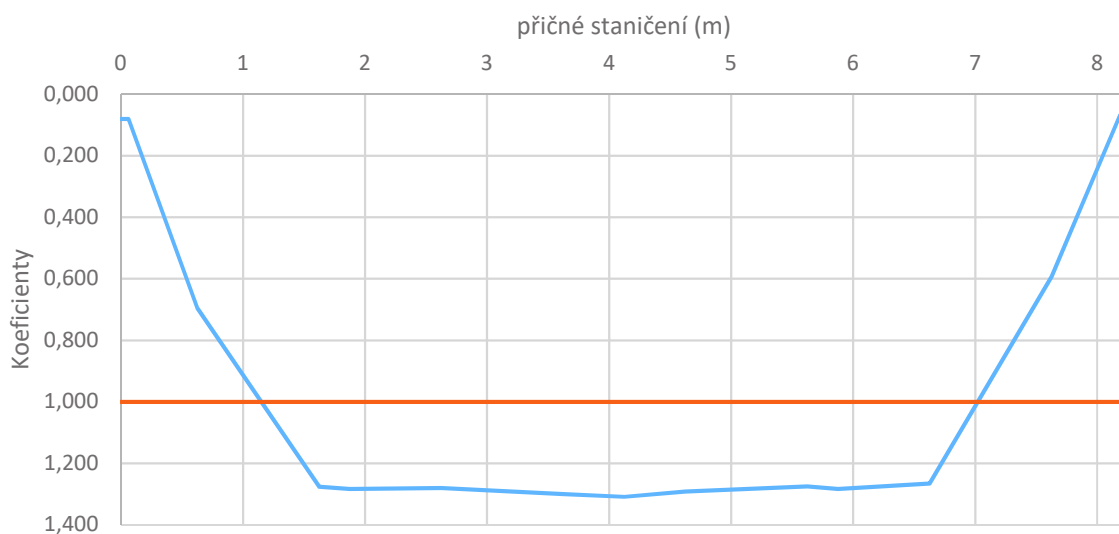
7.2.1 Řez 2 maximální moment v krajním poli

Průběh ohybových momentu v příčném směru



Graf 12 Průběh ohybového momentu M_{2max} pro ZS3-A

Koeficienty příčného roznosu momentu

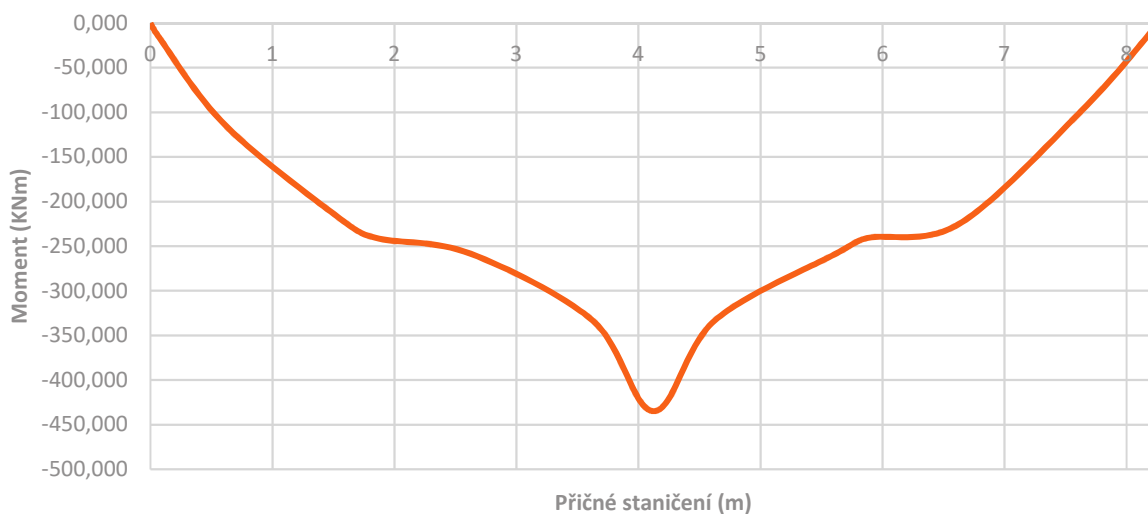


Graf 11 Koeficienty příčného roznosu M_{2max} pro ZS3-A

Průměrný ohybový moment:	$M_{4průměr} = 365,739$ (KNm)
Maximální ohybový moment:	$M_{4max} = 478,670$ (KNm)
Maximální koeficient:	$K_{max} = 1,309$ (-)
Příčné staničení:	$l = 4,125$ (m)

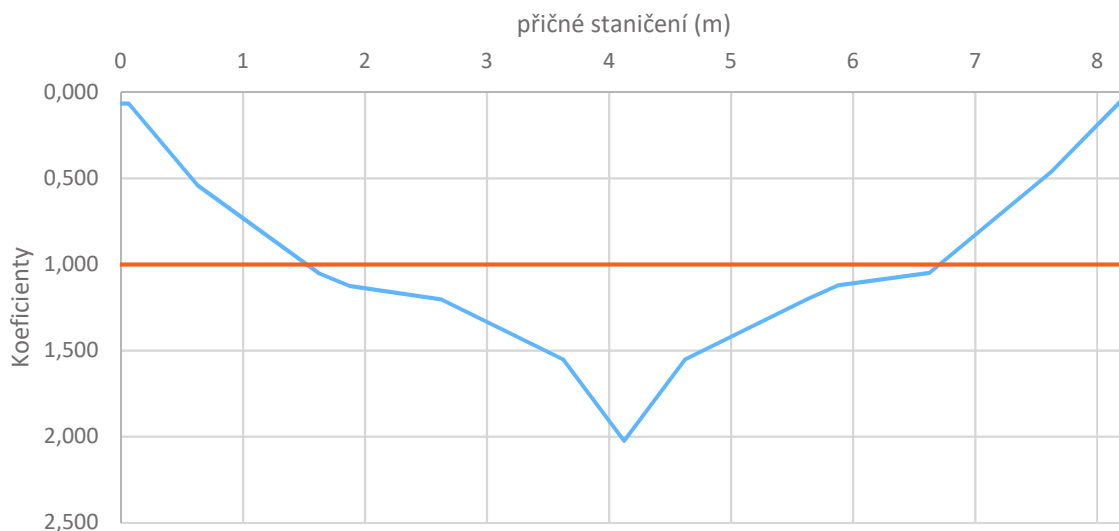
7.2.2 Řez 3 maximální (minimální) moment ve středové podpoře

Průběh ohybových momentu v příčném směru



Graf 13 Průběh ohybového momentu M_{3max} pro ZS3-A

Koeficienty příčného roznosu momentu



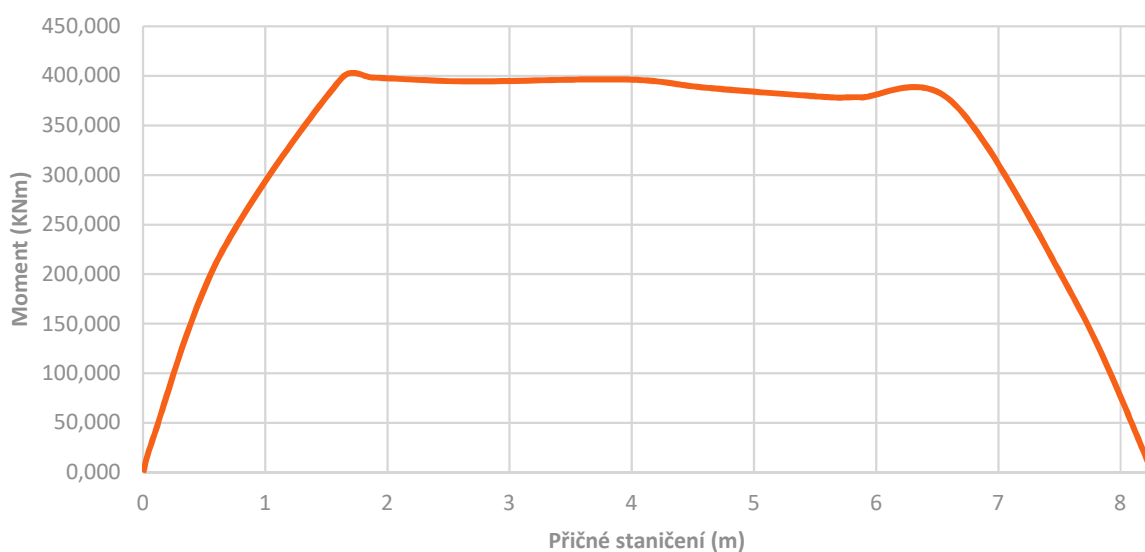
Graf 14 Koeficienty příčného roznosu M_{3max} pro ZS3-A

Průměrný ohybový moment: $M_{2pruměr} = -214,854$ (KNm)
 Maximální ohybový moment: $M_{2max} = -434,860$ (KNm)
 Maximální koeficient: $K_{max} = 2,024$ (-)
 Příčné staničení: $l = 4,125$ (m)
 Šířka ložiska: $a = 1,000$ (m)

Nové Příčné staničení: $l = 4,625$ (m)
Nový Maximální ohybový moment: $M_{2max} = -333,210$ (KNm)
Maximální koeficient: $K_{max} = 1,551$ (-)

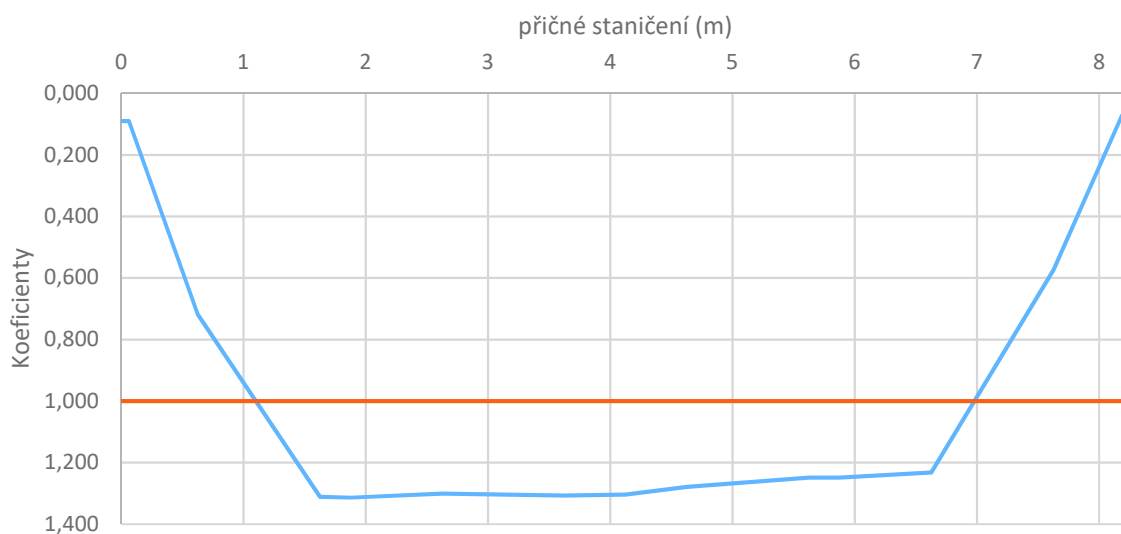
7.2.3 Řez 4 maximální moment ve středním poli

Průběh ohybových momentu v příčném směru



Graf 15 Průběh ohybového momentu M_{4max} pro ZS3-A

Koeficienty příčného roznosu momentu

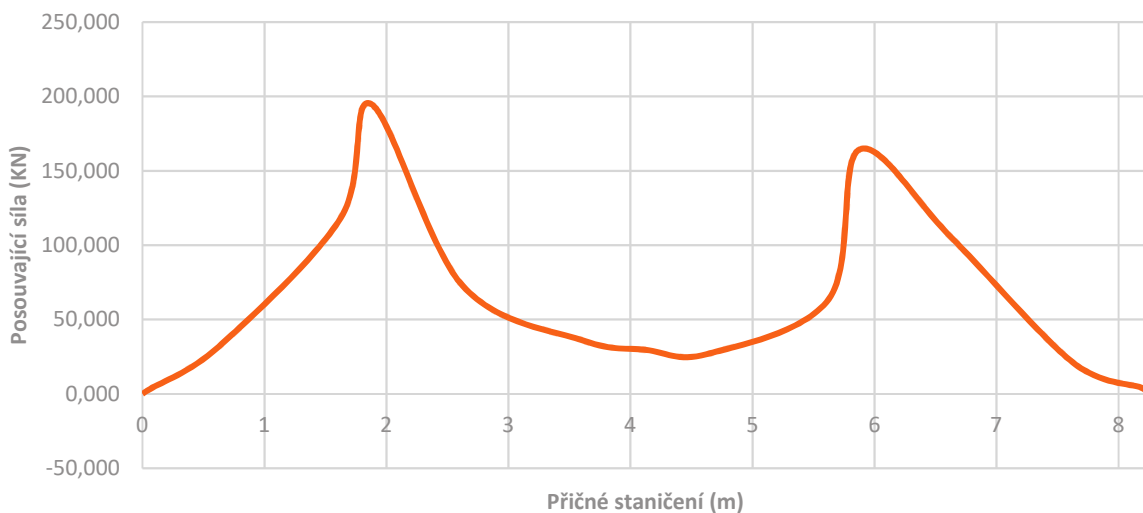


Graf 16 Koeficienty příčného roznosu M_{4max} pro ZS3-A

Průměrný ohybový moment:	$M_{4průměr} = 303,119$ (KNm)
Maximální ohybový moment:	$M_{4max} = 398,26$ (KNm)
Maximální koeficient:	$K_{max} = 1,314$ (-)
Příčné staničení:	$l = 1,875$ (m)

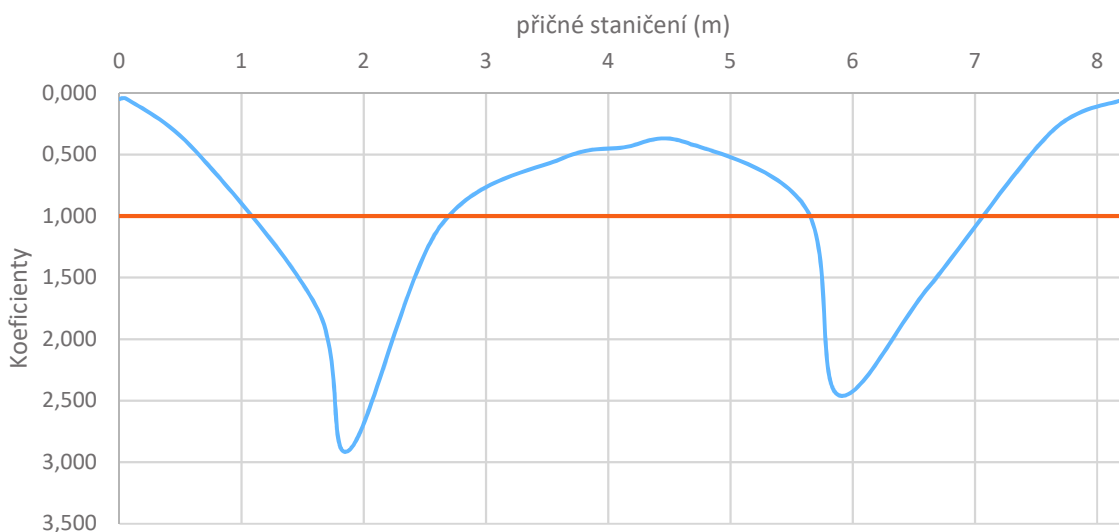
7.2.4 Řez I maximální posouvající síla v krajní podpoře

Průběh posouvajících sil v příčném směru



Graf 17 Průběh posouvající síly V_{1max} pro ZS3-A

Koeficienty příčného roznosu posouvající síly



Graf 18 Koeficienty příčného roznosu V_{1max} pro ZS3-A

Průměrný ohybový moment: $M_{2průměr} = 67,058$ (KNm)

Maximální ohybový moment: $M_{2max} = 194,880$ (KNm)

Maximální koeficient: $K_{max} = 2,906$ (-)

Příčné staničení: $l = 1,875$ (m)

Šířka ložiska: $a = 1,000$ (m)

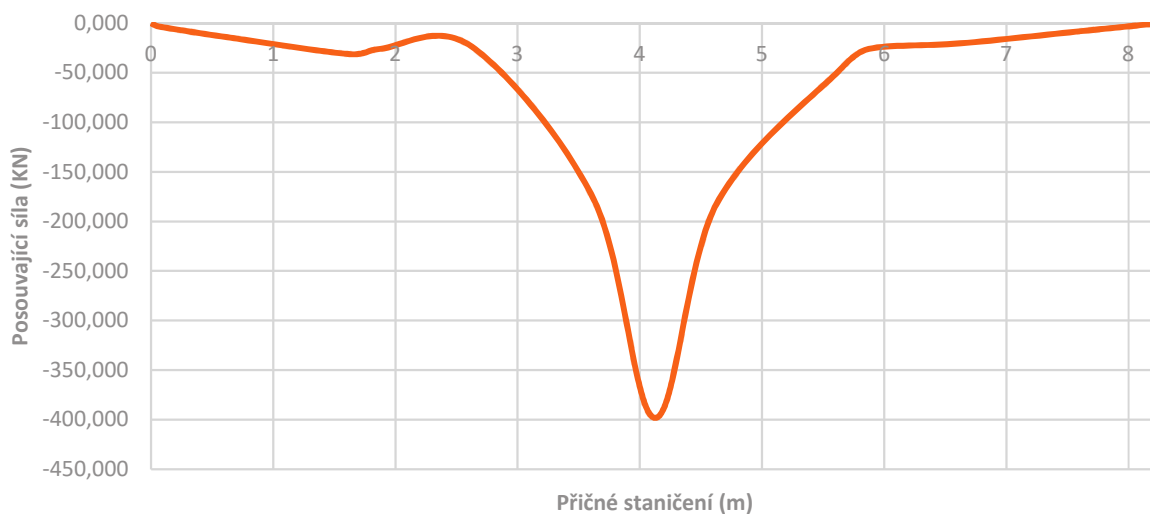
Nové Příčné staničení: $l = 1,875 + (0,6 * 0,5) = 2,175$ (m)

Nový Maximální ohybový moment: $M_{2max} = 102,816$ (KNm)

Maximální koeficient: $K_{max} = 1,533$ (-)

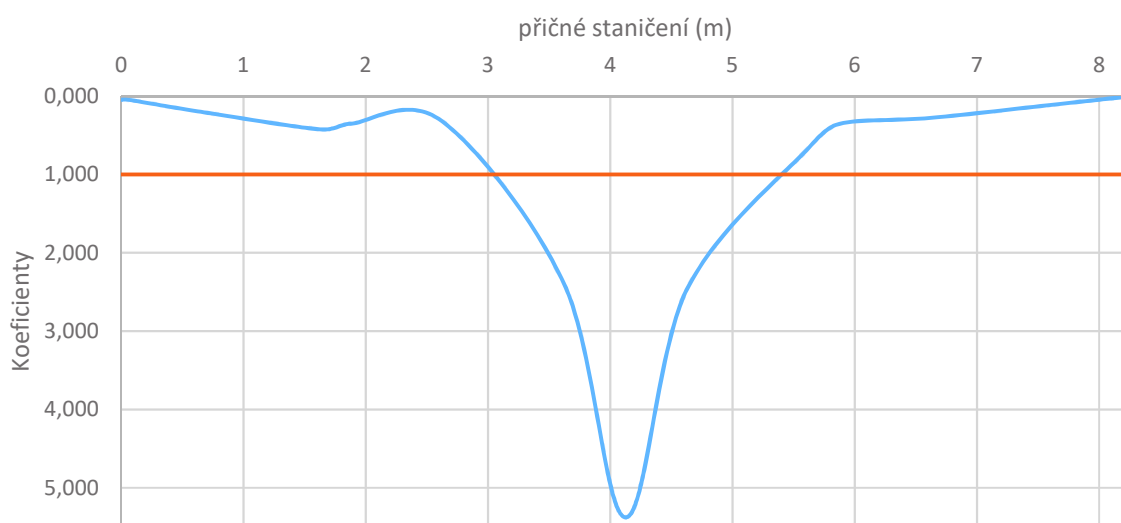
7.2.5 Řez 3 maximální/minimální posouvající síla ve středové podpoře

Průběh posouvajících sil v příčném směru



Graf 19 Průběh posouvající síly V_{3max} pro ZS3-A

Koeficienty příčného roznosu posouvající síly



Graf 20 Koeficienty příčného roznosu V_{3max} pro ZS3-A

Průměrný ohybový moment: $M_{2průměr} = -74,050$ (KNm)

Maximální ohybový moment: $M_{2max} = -398,240$ (KNm)

Maximální koeficient: $K_{max} = 5,378$ (-)

Příčné staničení: $l = 4,125$ (m)

Šířka ložiska: $a = 1,000$ (m)

Nové Příčné staničení: $l = 4,125 + (0,6 * 0,5) = 4,425$ (m)

Nový Maximální ohybový moment: $M_{2max} = -269,180$ (KNm)

Maximální koeficient: $K_{max} = 3,635$ (-)

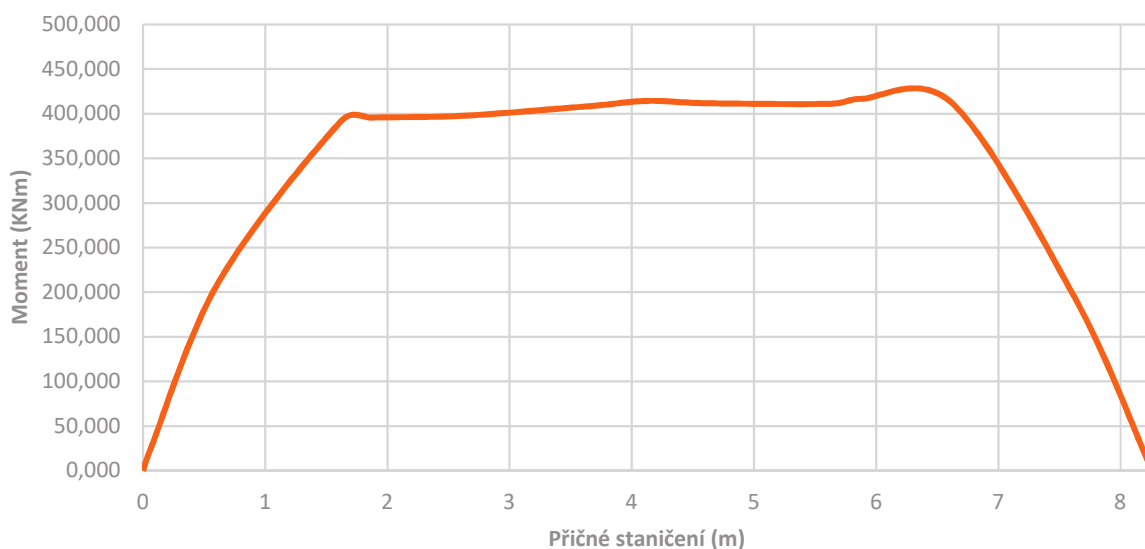
7.3 Příčný roznos od zatížení dopravou LM1-B

ZS2																
ŘEZ	0	0,0625	0,625	1,625	1,875	2,625	3,625	4,125	4,625	5,625	5,875	6,625	7,625	8,1875	8,25	Příčné staničení
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	M1max Krajiní podpora
2	0,00	24,65	212,97	392,33	395,60	397,74	408,12	414,34	411,75	411,13	416,62	411,43	193,94	22,45	0,00	M2max Krajiní pole
3	0,00	-14,27	-116,46	-226,59	-242,08	-258,90	-333,81	-435,08	-333,16	-257,65	-240,38	-225,00	-98,65	-12,10	0,00	M3max Středová podpora
4	0,00	25,30	31,36	55,62	55,44	54,29	53,35	53,38	52,77	52,53	52,83	52,72	24,94	3,17	0,00	M4max Středové pole
1	0,00	2,96	28,53	99,64	161,12	61,98	31,25	30,87	31,20	73,25	195,94	122,64	36,99	4,67	0,00	V1max Krajiní podpora
3L	0,00	-2,82	-13,55	-24,96	-26,81	-48,47	-180,12	-399,06	-179,73	-44,52	-30,70	-25,75	-8,28	-0,42	0,00	V3maxL Středové podpora
3P	0,00	0,20	7,60	21,64	26,80	49,29	184,29	402,87	183,62	45,52	31,91	29,95	14,70	2,98	0,00	V3maxP Středové podpora

Tabulka 11 Vyhodnocení vnitřních sil v příčném směru od zatížení dopravou model LM1B

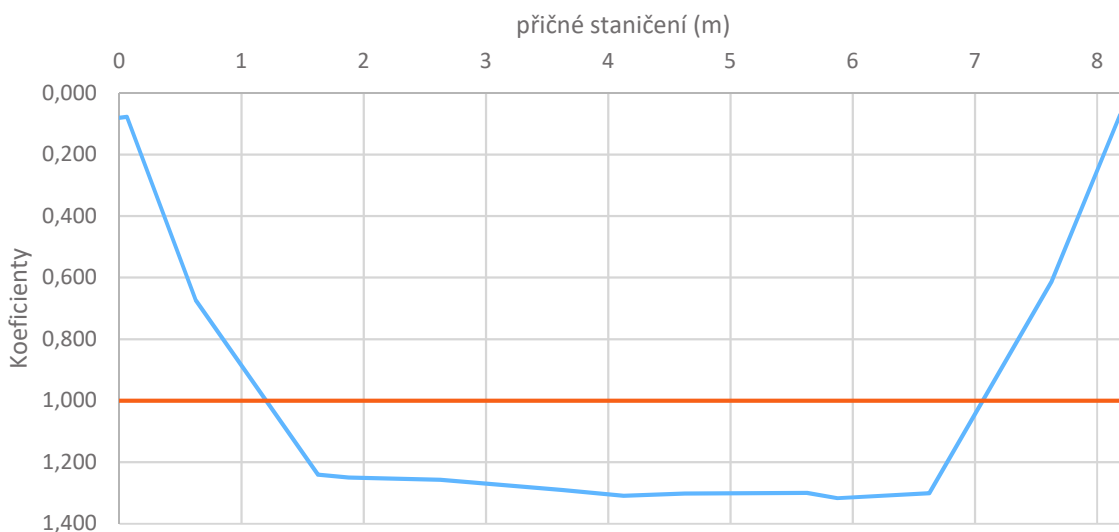
7.3.1 Řez 2 maximální moment v krajním poli

Průběh ohybových momentu v příčném směru



Graf 21 Průběh ohybového momentu M_{2max} pro ZS3-B

Koeficienty příčného roznosu momentu



Graf 22 Koeficienty příčného roznosu M_{2max} pro ZS3-B

Průměrný ohybový moment: $M_{4průměr} = 316,390$ (KNm)

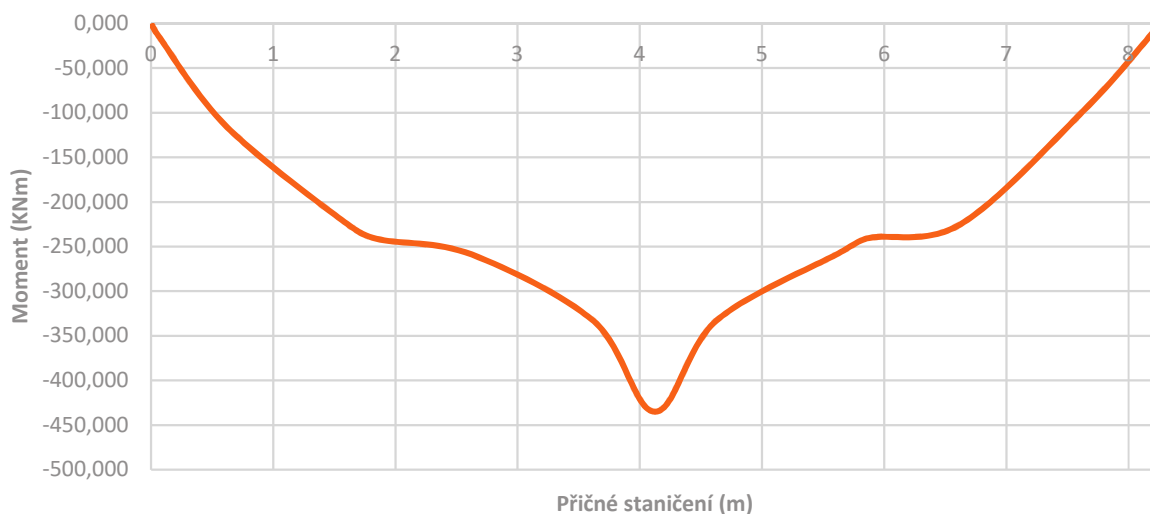
Maximální ohybový moment: $M_{4max} = 416,620$ (KNm)

Maximální koeficient: $K_{max} = 1,316$ (-)

Příčné staničení: $l = 5,875$ (m)

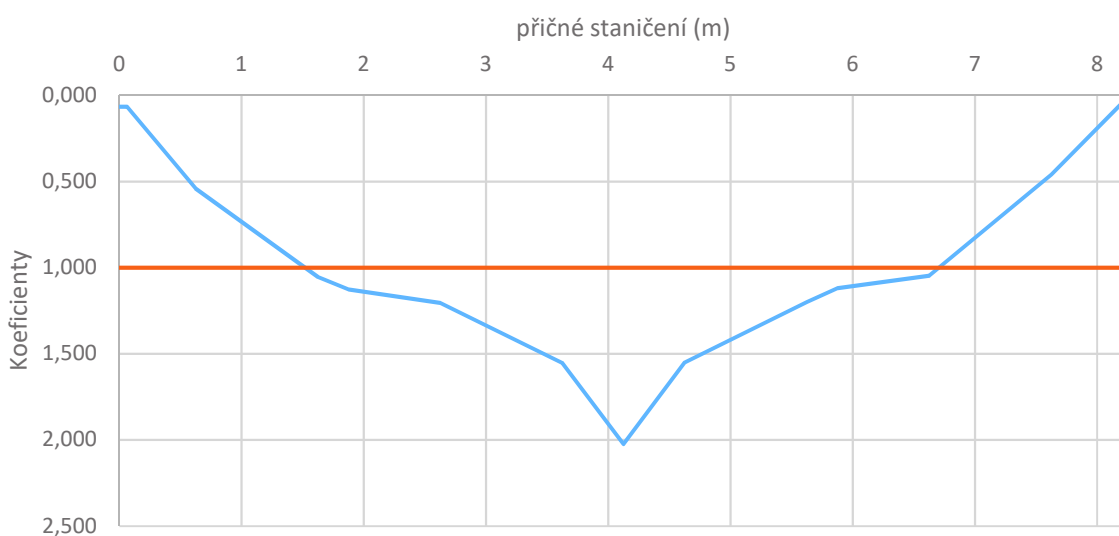
7.3.2 Řez 3 maximální (minimální) moment ve středové podpoře

Průběh ohybových momentu v příčném směru



Graf 23 Průběh ohybového momentu M_{3max} pro ZS3-B

Koeficienty příčného roznosu momentu



Graf 24 Koeficienty příčného roznosu M_{3max} pro ZS3-B

Průměrný ohybový moment: $M_{2pruměr} = -214,933$ (KNm)

Maximální ohybový moment: $M_{2max} = -435,080$ (KNm)

Maximální koeficient: $K_{max} = 2,024$ (-)

Příčné staničení: $l = 4,125$ (m)

Šířka ložiska: $a = 1,000$ (m)

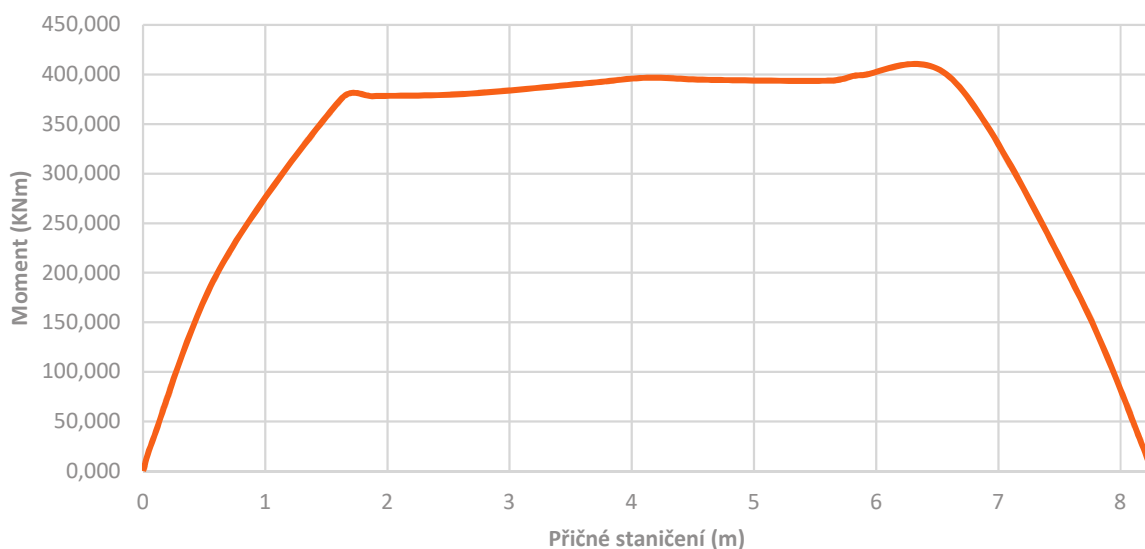
Nové Příčné staničení: $l = 4,625$ (m)

Nový Maximální ohybový moment: $M_{2max} = -333,810$ (KNm)

Maximální koeficient: $K_{max} = 1,553$ (-)

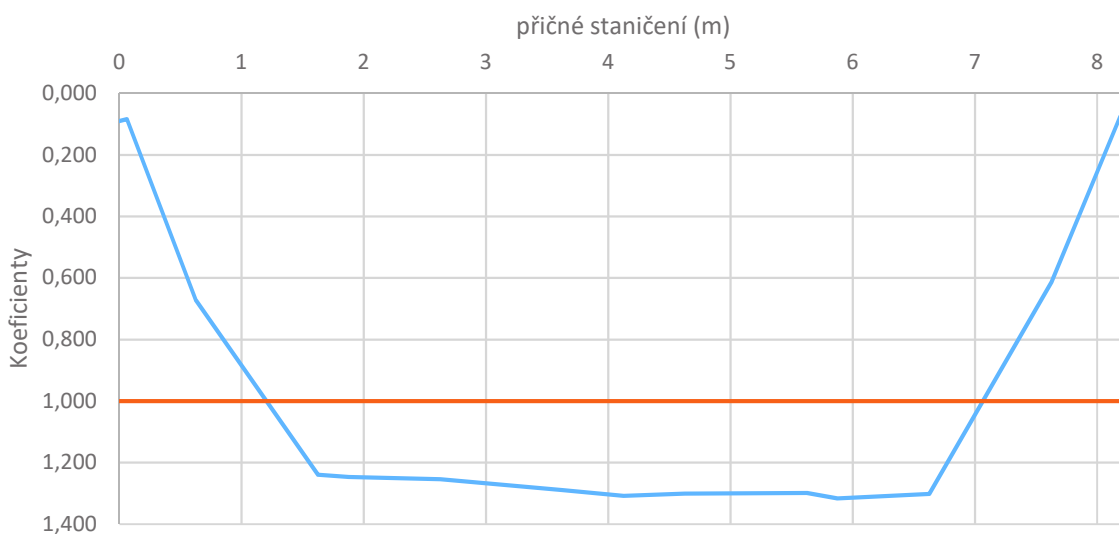
7.3.3 Řez 4 maximální moment ve středním poli

Průběh ohybových momentu v příčném směru



Graf 25 Průběh ohybového momentu M_{4max} pro ZS3-B

Koeficienty příčného roznosu momentu

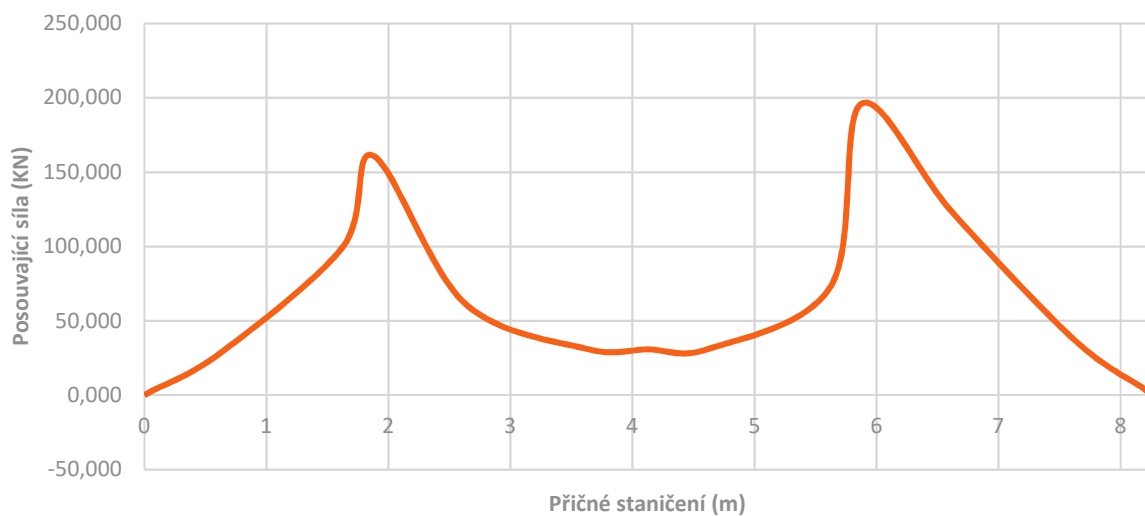


Graf 26 Koeficienty příčného roznosu M_{4max} pro ZS3-B

Průměrný ohybový moment:	$M_{4průměr} = 303,263$ (KNm)
Maximální ohybový moment:	$M_{4max} = 399,220$ (KNm)
Maximální koeficient:	$K_{max} = 1,316$ (-)
Příčné staničení:	$l = 5,875$ (m)

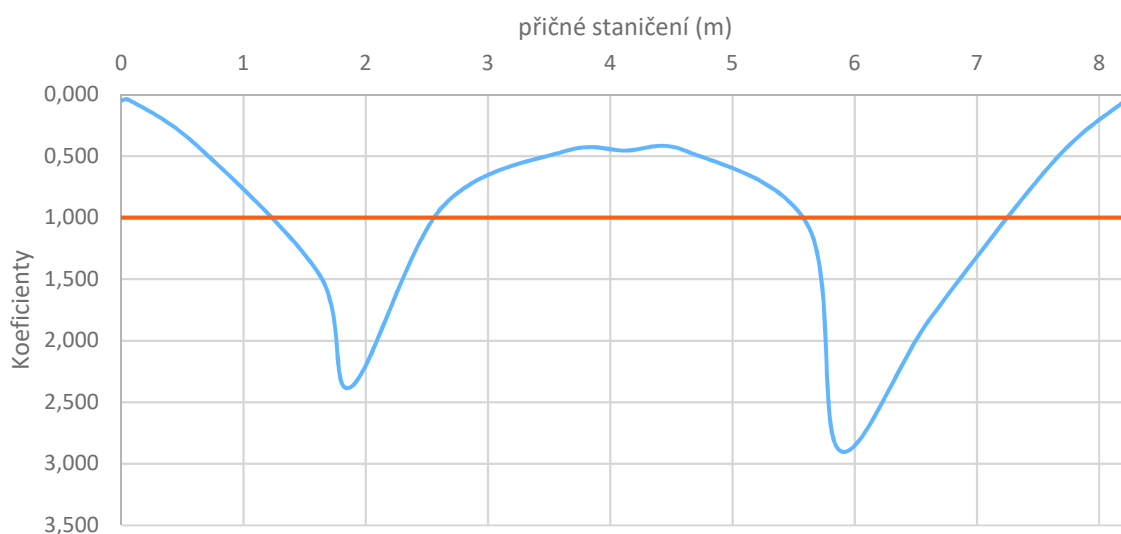
7.3.4 Řez 1 maximální posouvající síla v krajní podpoře

Průběh posouvajících sil v příčném směru



Graf 28 Průběh posouvající síly V_{1max} pro ZS3-B

Koeficienty příčného roznosu posouvající síly



Graf 27 Koeficienty příčného roznosu V_{3max} pro ZS3-B

Průměrný ohybový moment: $M_{2průměr} = 67,772$ (KNm)

Maximální ohybový moment: $M_{2max} = 195,940$ (KNm)

Maximální koeficient: $K_{max} = 2,891$ (-)

Příčné staničení: $l = 5,875$ (m)

Šířka ložiska: $a = 1,000$ (m)

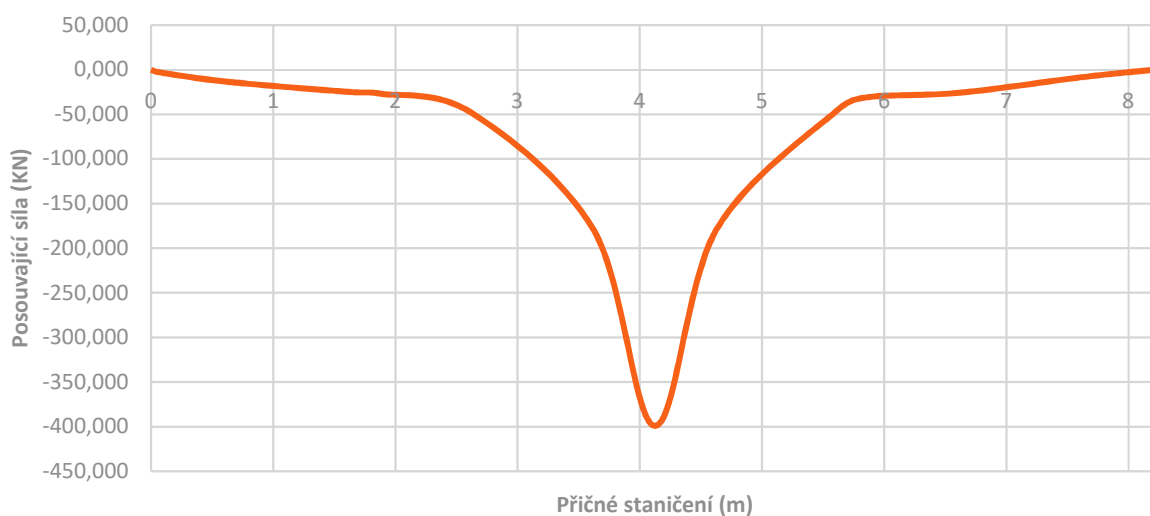
Nové Příčné staničení: $l = 5,875 + (0,6 * 0,5) = 6,175$ (m)

Nový Maximální ohybový moment: $M_{2max} = -166,620$ (KNm)

Maximální koeficient: $K_{max} = 2,458$ (-)

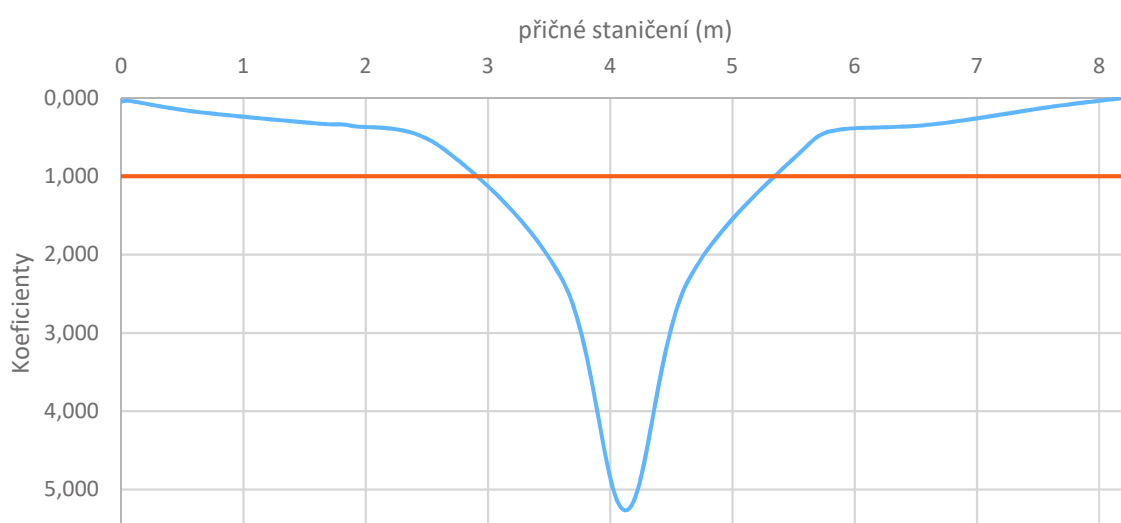
7.3.5 Řez 3 maximální/minimální posouvající síla ve středové podpoře

Průběh posouvajících sil v příčném směru



Graf 30 Průběh posouvající síly V_{3max} pro ZS3-B

Koeficienty příčného roznosu posouvající síly



Graf 29 Koeficienty příčného roznosu V_{3max} pro ZS3-B

Průměrný ohybový moment: $M_{2průměr} = -75,784$ (KNm)

Maximální ohybový moment: $M_{2max} = -399,060$ (KNm)

Maximální koeficient: $K_{max} = 5,265$ (-)

Příčné staničení: $l = 4,125$ (m)

Šířka ložiska: $a = 1,000$ (m)

Nové Příčné staničení: $l = 4,125 + (0,6 * 0,5) = 4,425$ (m)

Nový Maximální ohybový moment: $M_{2max} = -269,508$ (KNm)

Maximální koeficient: $K_{max} = 3,556$ (-)

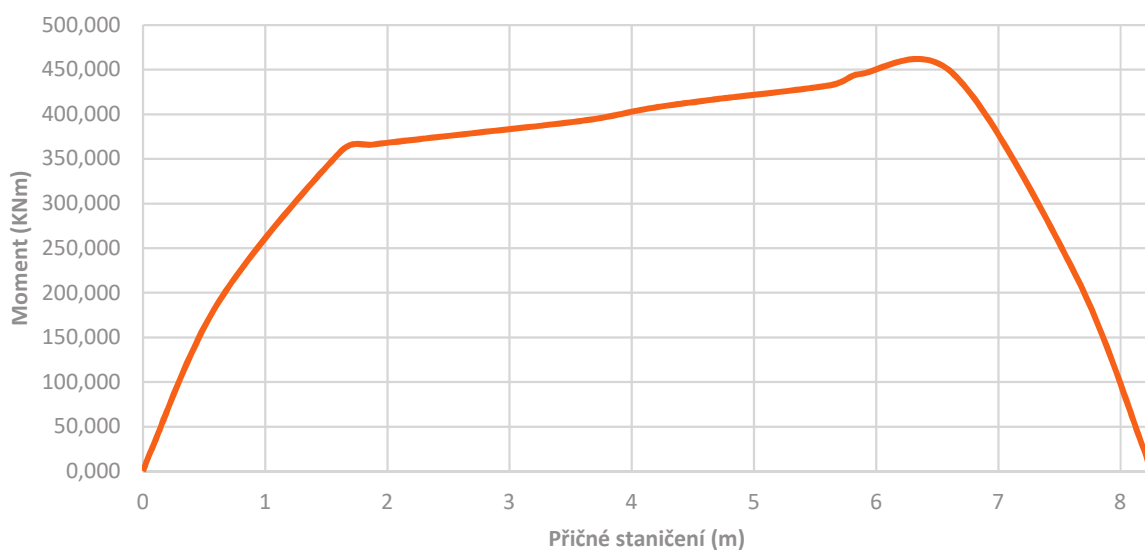
7.4 Příčný roznos od zatížení dopravou LM1-C

ZS2																
ŘEZ	0	0,0625	0,625	1,625	1,875	2,625	3,625	4,125	4,625	5,625	5,875	6,625	7,625	8,1875	8,25	Příčné staničení
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	M1max Krajní podpora
2	0,00	22,19	191,13	359,23	365,98	377,74	393,38	406,19	415,85	432,61	445,33	446,16	221,87	25,66	0,00	M2max Krajní pole
3	0,00	-14,10	-118,04	-228,50	-244,30	-261,51	-337,64	-439,74	-334,55	-259,13	-240,91	-225,76	-98,82	-12,16	0,00	M3max Středová podpora
4	0,00	22,35	31,36	55,62	55,44	54,29	53,35	53,38	52,77	52,53	52,83	52,72	24,94	3,17	0,00	M4max Středové pole
1	0,00	2,51	20,98	66,54	97,77	49,82	18,18	19,59	34,29	110,94	252,97	172,99	35,41	3,94	0,00	V1max Krajní podpora
3L	0,00	-3,93	-12,90	-35,97	-26,54	-45,64	-189,80	-393,75	-181,05	-37,27	-35,05	-25,96	-19,02	-1,11	0,00	V3maxL Středové podpora
3P	0,00	4,91	16,75	27,54	33,44	46,27	193,70	397,92	185,03	32,26	28,70	35,98	35,23	7,83	0,00	V3maxP Středové podpora

Tabulka 12 Vyhodnocení vnitřních sil v příčném směru od zatížení dopravou model LM1C

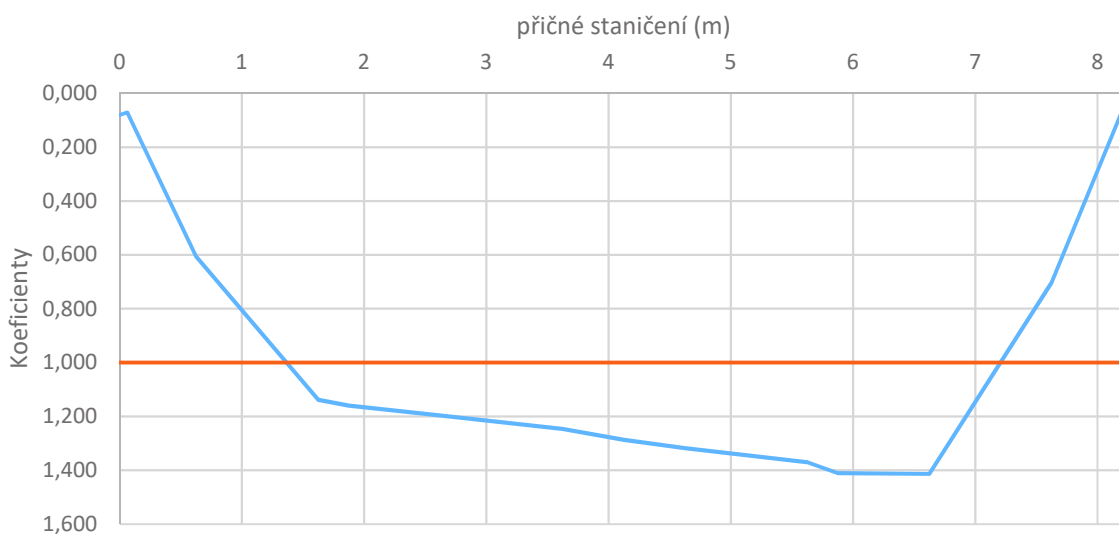
7.4.1 Řez 2 maximální moment v krajním poli

Průběh ohybových momentu v příčném směru



Graf 31 Průběh ohybového momentu M_{2max} pro ZS3-C

Koeficienty příčného roznosu momentu

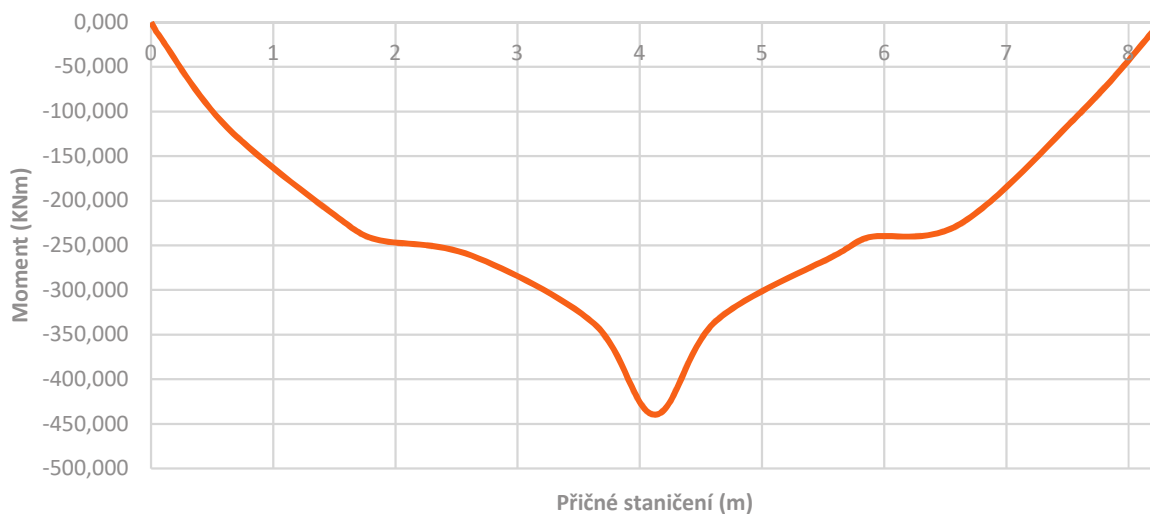


Graf 32 Koeficienty příčného roznosu M_{2max} pro ZS3-C

Průměrný ohybový moment:	$M_{4průměr} = 315,640$ (kNm)
Maximální ohybový moment:	$M_{4max} = 446,160$ (kNm)
Maximální koeficient:	$K_{max} = 1,414$ (-)
Příčné staničení:	$l = 6,625$ (m)

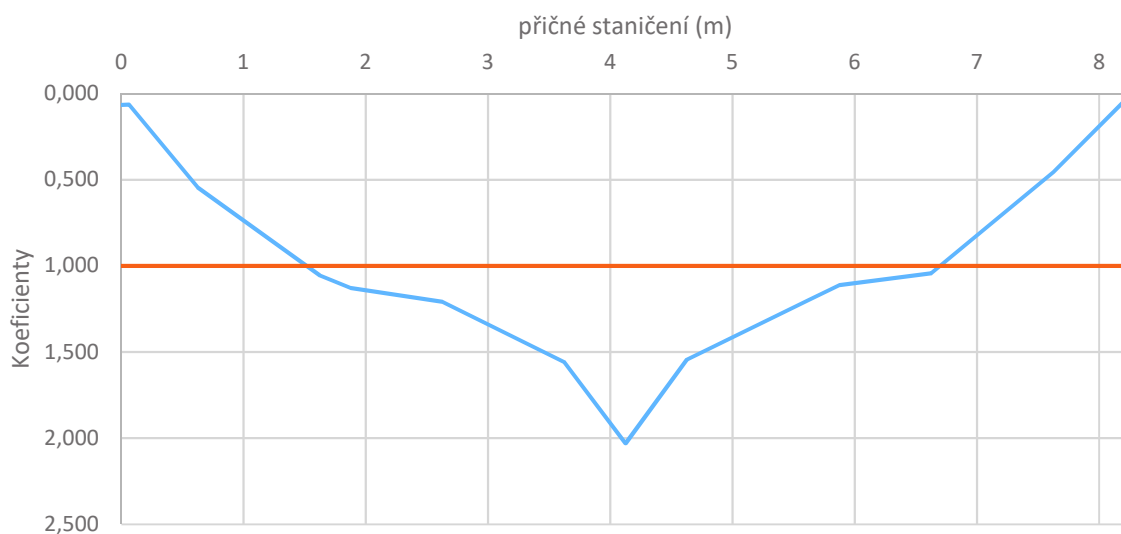
7.4.2 Řez 3 maximální (minimální) moment ve středové podpoře

Průběh ohybových momentu v příčném směru



Graf 33 Průběh ohybového momentu M_{3max} pro ZS3-C

Koeficienty příčného roznosu momentu



Graf 34 Koeficienty příčného roznosu M_{3max} pro ZS3-C

Průměrný ohybový moment: $M_{2průměr} = -216,551$ (KNm)

Maximální ohybový moment: $M_{2max} = -439,740$ (KNm)

Maximální koeficient: $K_{max} = 2,030$ (-)

Příčné staničení: $l = 4,125$ (m)

Šířka ložiska: $a = 1,000$ (m)

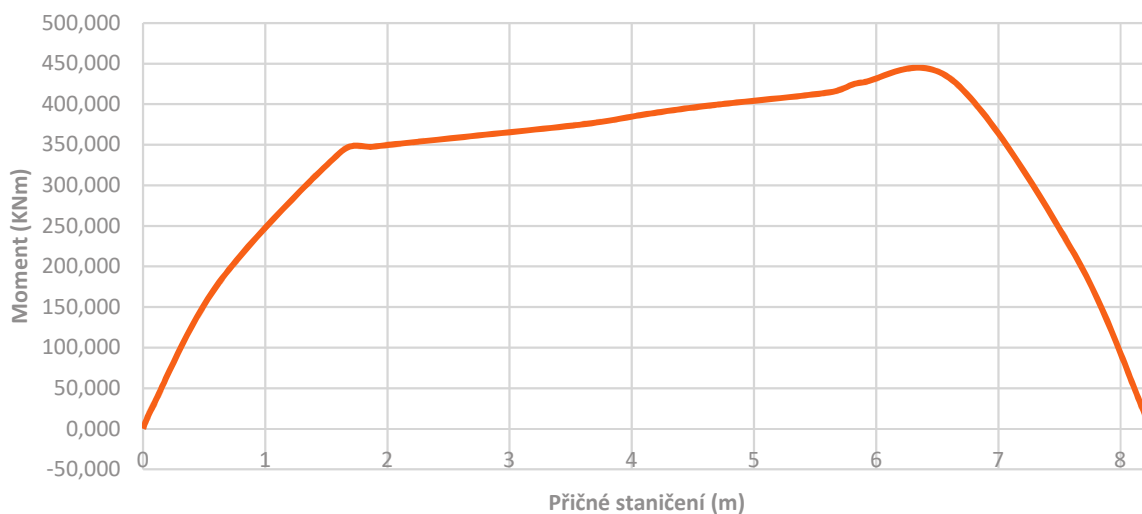
Nové Příčné staničení: $l = 4,625$ (m)

Nový Maximální ohybový moment: $M_{2max} = -334,550$ (KNm)

Maximální koeficient: $K_{max} = 1,545$ (-)

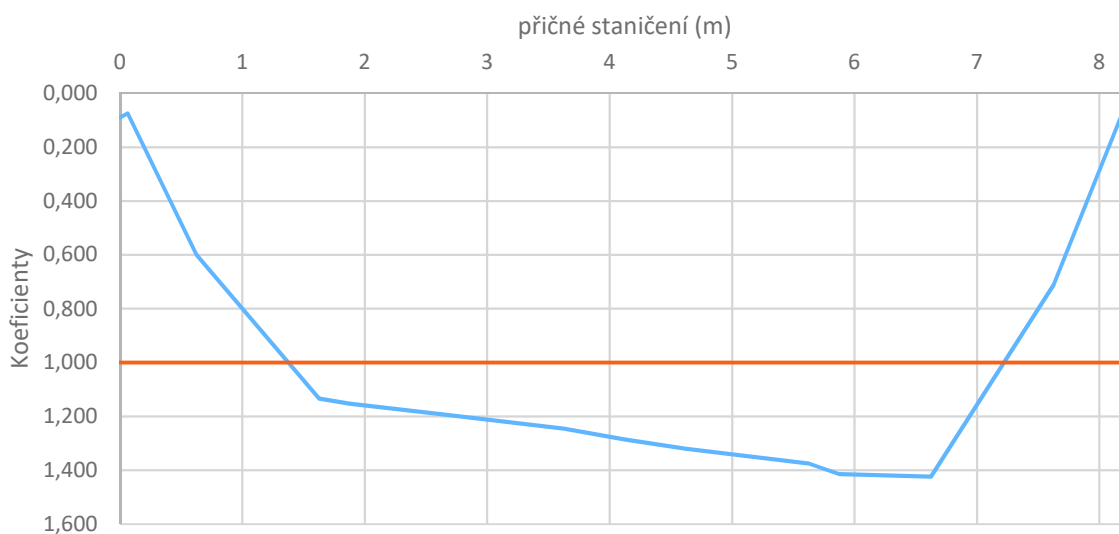
7.4.3 Řez 4 maximální moment ve středním poli

Průběh ohybových momentu v příčném směru



Graf 35 Průběh ohybového momentu M_{4max} pro ZS3-C

Koeficienty příčného roznosu momentu

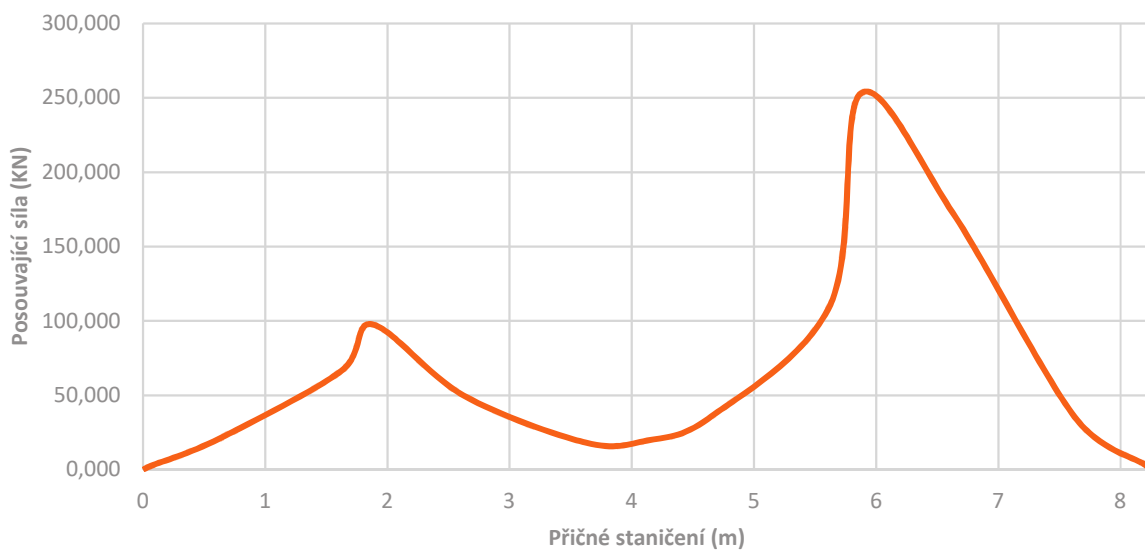


Graf 36 Koeficienty příčného roznosu M_{4max} pro ZS3-C

Průměrný ohybový moment:	$M_{4pruměr} = 301,647$ (KNm)
Maximální ohybový moment:	$M_{4max} = 429,420$ (KNm)
Maximální koeficient:	$K_{max} = 1,423$ (-)
Příčné staničení:	$l = 6,625$ (m)

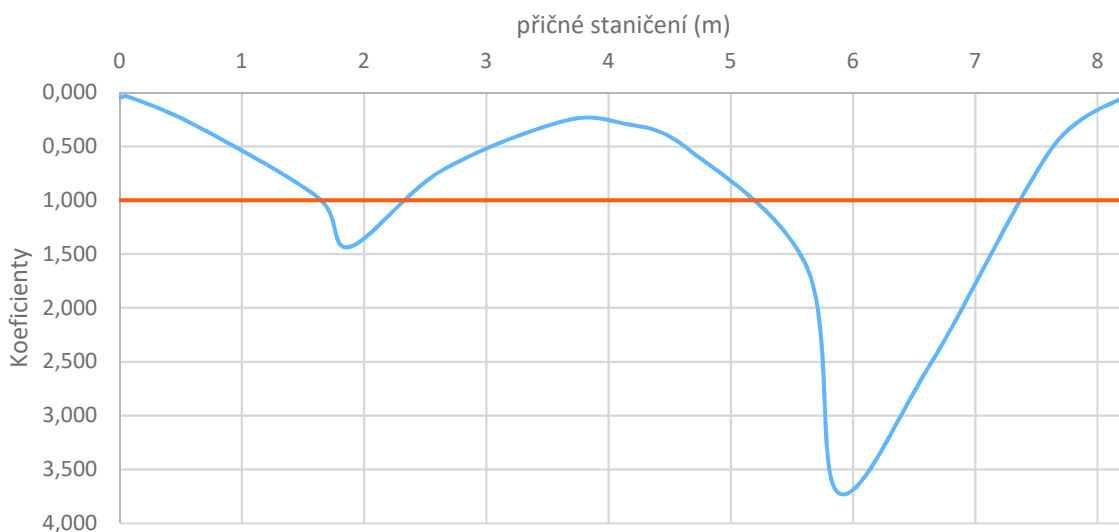
7.4.4 Řez 1 maximální posouvající síla v krajní podpoře

Průběh posouvajících sil v příčném směru



Graf 38 Průběh posouvající síly V_{1max} pro ZS3-C

Koeficienty příčného roznosu posouvající síly



Graf 37 Koeficienty příčného roznosu V_{1max} pro ZS3-C

Průměrný ohybový moment: $M_{2průměr} = 68,148$ (KNm)

Maximální ohybový moment: $M_{2max} = 252,970$ (KNm)

Maximální koeficient: $K_{max} = 3,712$ (-)

Příčné staničení: $l = 5,875$ (m)

Šířka ložiska: $a = 1,000$ (m)

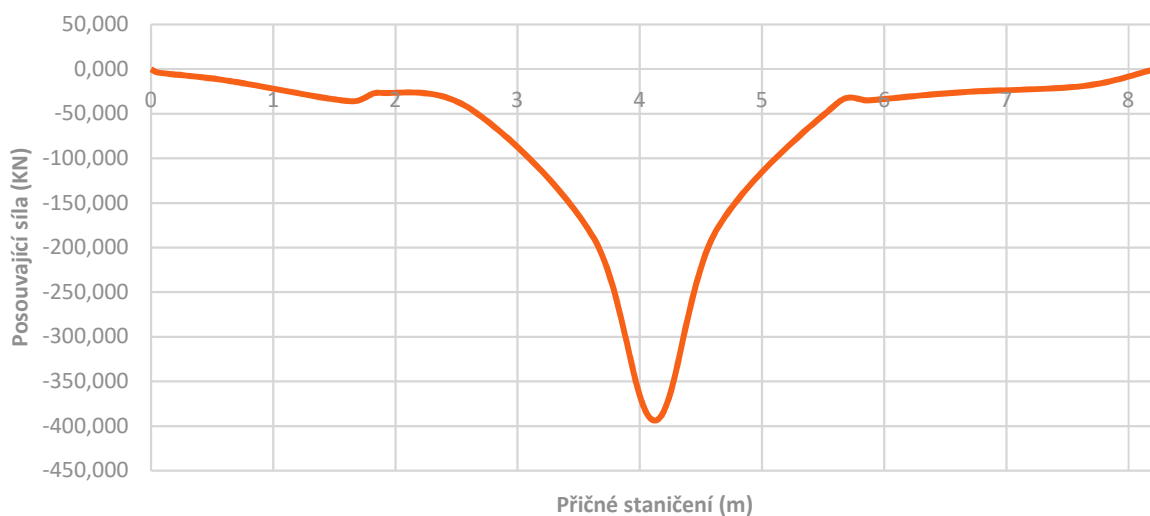
Nové Příčné staničení: $l = 5,875 + (0,6 * 0,5) = 6,175$ (m)

Nový Maximální ohybový moment: $M_{2max} = -220,978$ (KNm)

Maximální koeficient: $K_{max} = 3,243$ (-)

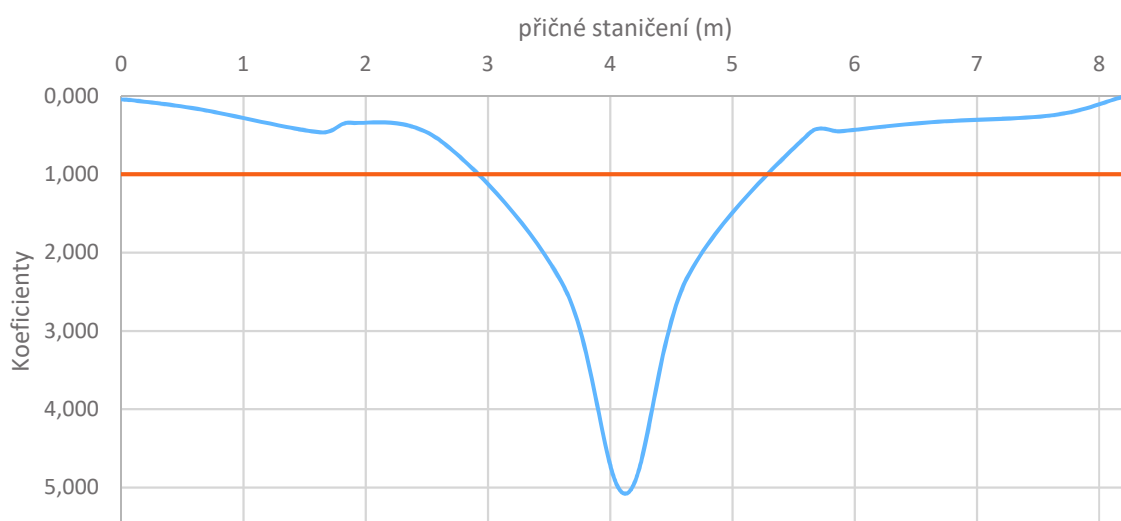
7.4.5 Řez 3 maximální/minimální posouvající síla ve středové podpoře

Průběh posouvajících sil v příčném směru



Graf 40 Průběh posouvající síly V_{3max} pro ZS3-C

Koeficienty příčného roznosu posouvající síly



Graf 39 Koeficienty příčného roznosu V_{3max} pro ZS3-C

Průměrný ohybový moment: $M_{2pruměr} = -77,538$ (KNm)

Maximální ohybový moment: $M_{2max} = -393,750$ (KNm)

Maximální koeficient: $K_{max} = 5,078$ (-)

Příčné staničení: $l = 4,125$ (m)

Šířka ložiska: $a = 1,000$ (m)

Nové Příčné staničení: $l = 4,125 + (0,6 * 0,5) = 4,425$ (m)

Nový Maximální ohybový moment: $M_{2max} = -266,13$ (KNm)

Maximální koeficient: $K_{max} = 3,432$ (-)

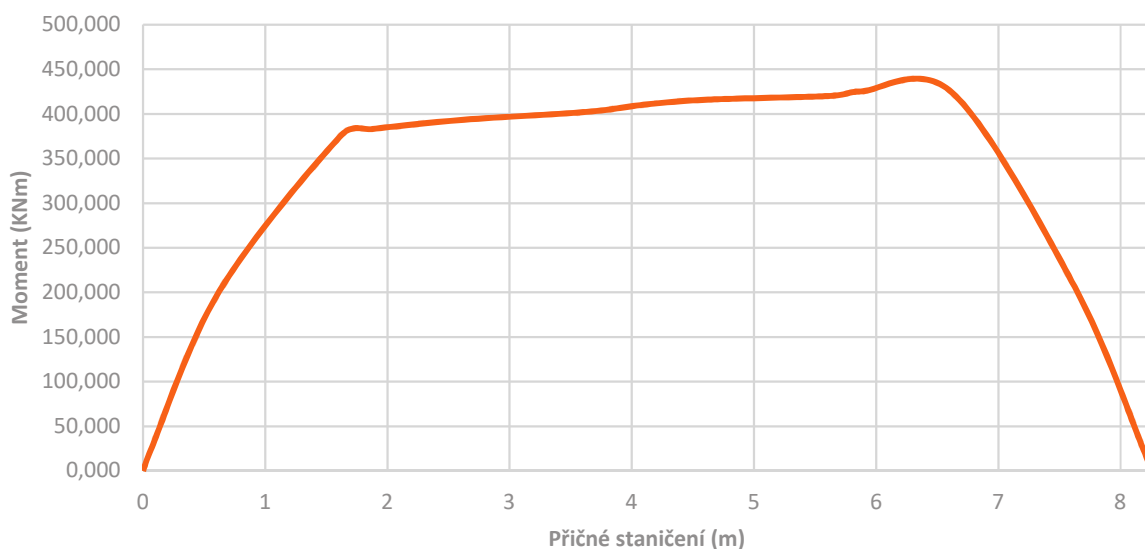
7.5 Příčný roznos od zatížení dopravou LM1-D

ZS2																
ŘEZ	0	0,0625	0,625	1,625	1,875	2,625	3,625	4,125	4,625	5,625	5,875	6,625	7,625	8,1875	8,25	Příčné staničení
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	M1max Krajní podpora
2	0,00	23,39	201,56	376,50	382,99	393,46	402,22	410,74	416,02	420,13	425,19	423,55	206,09	23,87	0,00	M2max Krajní pole
3	0,00	-14,30	-116,96	-227,17	-242,88	-259,80	-335,33	-435,78	-333,84	-258,05	-240,48	-225,16	-98,16	-12,11	0,00	M3max Středová podpora
4	0,00	23,75	31,36	55,62	55,44	54,29	53,35	53,38	52,77	52,53	52,83	52,72	24,94	3,17	0,00	M4max Středové pole
1	0,00	2,87	17,92	33,95	128,15	64,67	18,17	21,52	36,61	95,16	219,99	151,92	28,92	3,81	0,00	V1max Krajní podpora
3L	0,00	-3,04	-11,66	-27,75	-30,78	-38,80	-187,45	-394,85	-179,26	-40,49	-26,29	-20,95	-14,29	-3,22	0,00	V3maxL Středové podpora
3P	0,00	2,90	12,44	22,57	30,14	39,60	191,40	398,84	183,25	41,23	28,61	27,47	24,92	5,34	0,00	V3maxP Středové podpora

Tabulka 13 Vyhodnocení vnitřních sil v příčném směru od zatížení dopravou model LM1D

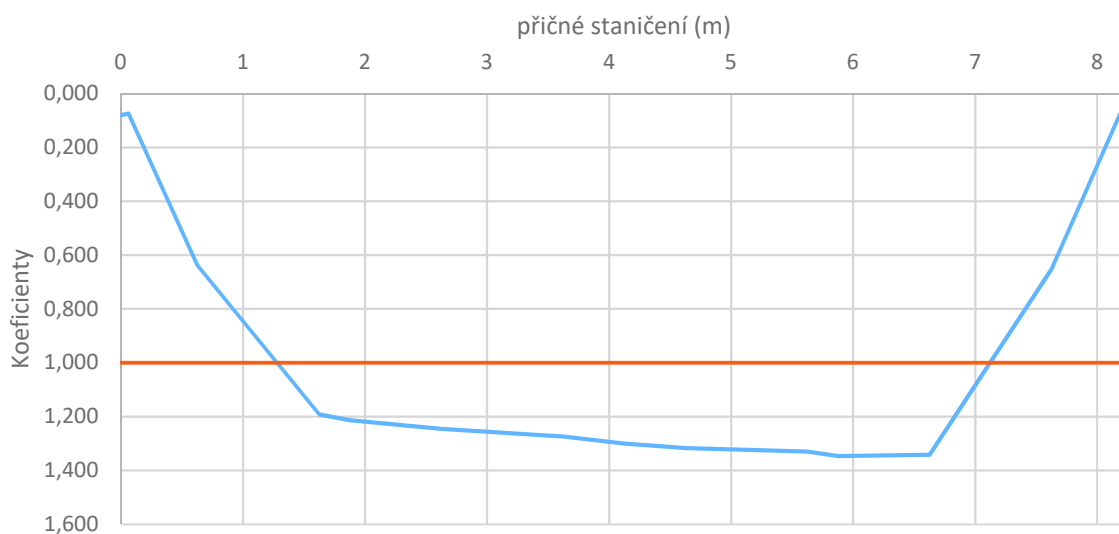
7.5.1 Řez 2 maximální moment v krajním poli

Průběh ohybových momentu v příčném směru



Graf 41 Průběh ohybového momentu M_{2max} pro ZS3-D

Koeficienty příčného roznosu momentu



Graf 42 Koeficienty příčného roznosu M_{2max} pro ZS3-D

Průměrný ohybový moment: $M_{4průměr} = 315,824$ (KNm)

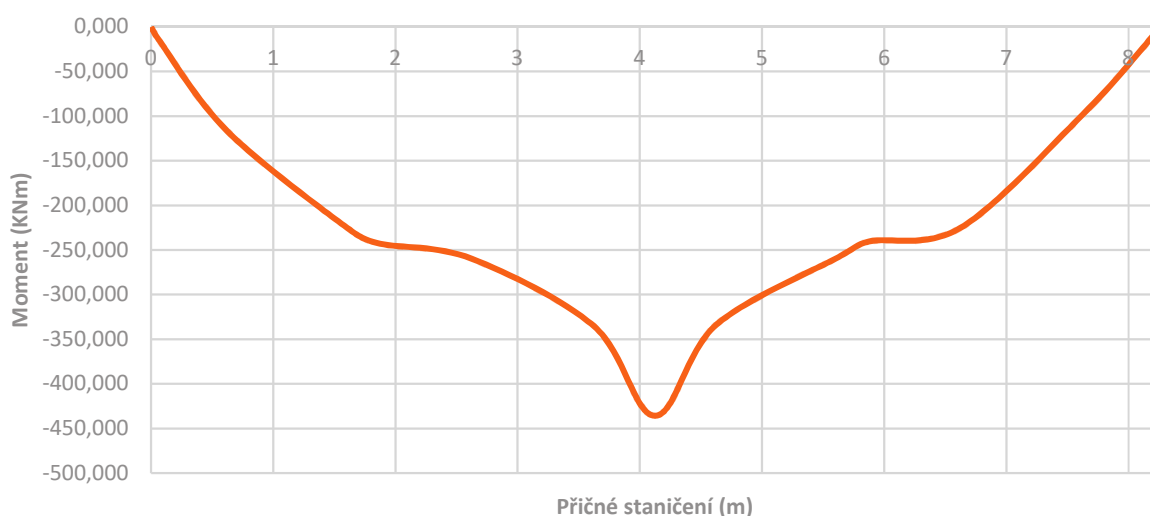
Maximální ohybový moment: $M_{4max} = 425,190$ (KNm)

Maximální koeficient: $K_{max} = 1,346$ (-)

Příčné staničení: $l = 5,875$ (m)

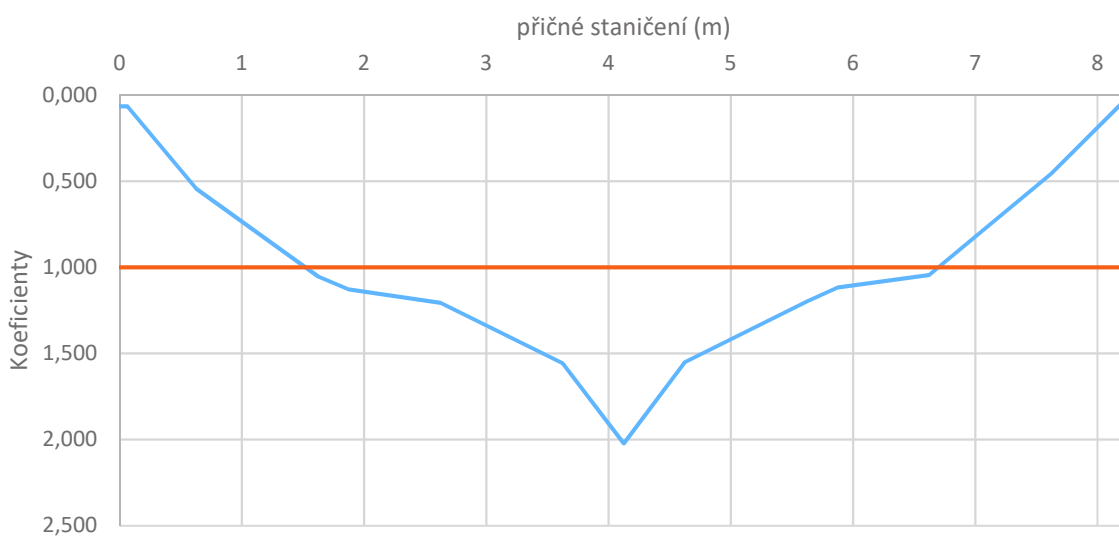
7.5.2 Řez 3 maximální (minimální) moment ve středové podpoře

Průběh ohybových momentu v příčném směru



Graf 43 Průběh ohybového momentu M_{3max} pro ZS3-D

Koeficienty příčného roznosu momentu



Graf 44 Koeficienty příčného roznosu M_{3max} pro ZS3-D

Průměrný ohybový moment: $M_{2průměr} = -215,386$ (KNm)

Maximální ohybový moment: $M_{2max} = -435,780$ (KNm)

Maximální koeficient: $K_{max} = 2,023$ (-)

Příčné staničení: $l = 4,125$ (m)

Šířka ložiska: $a = 1,000$ (m)

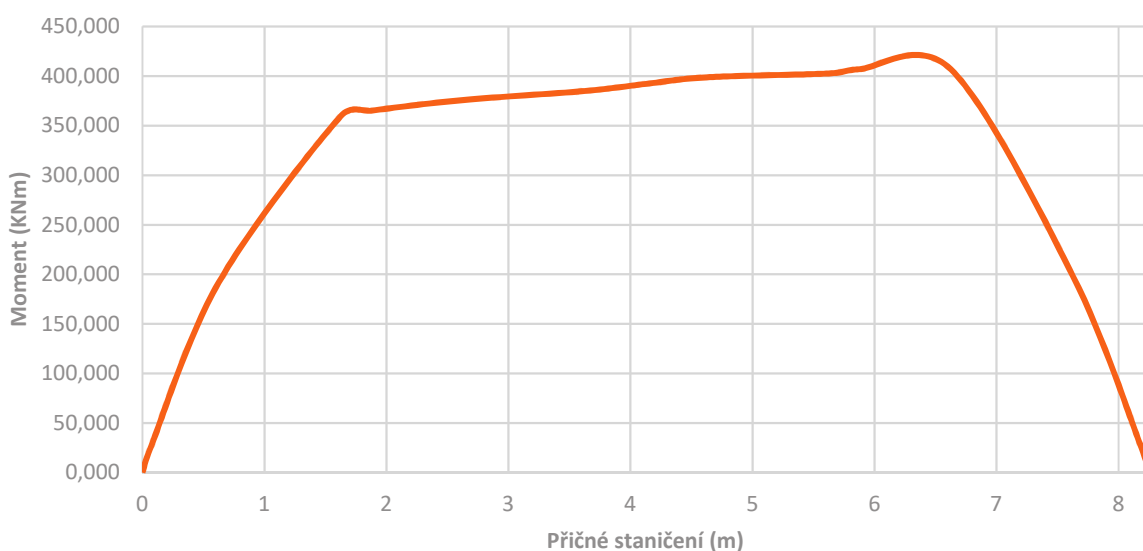
Nové Příčné staničení: $l = 4,625$ (m)

Nový Maximální ohybový moment: $M_{2max} = -335,330$ (KNm)

Maximální koeficient: $K_{max} = 1,557$ (-)

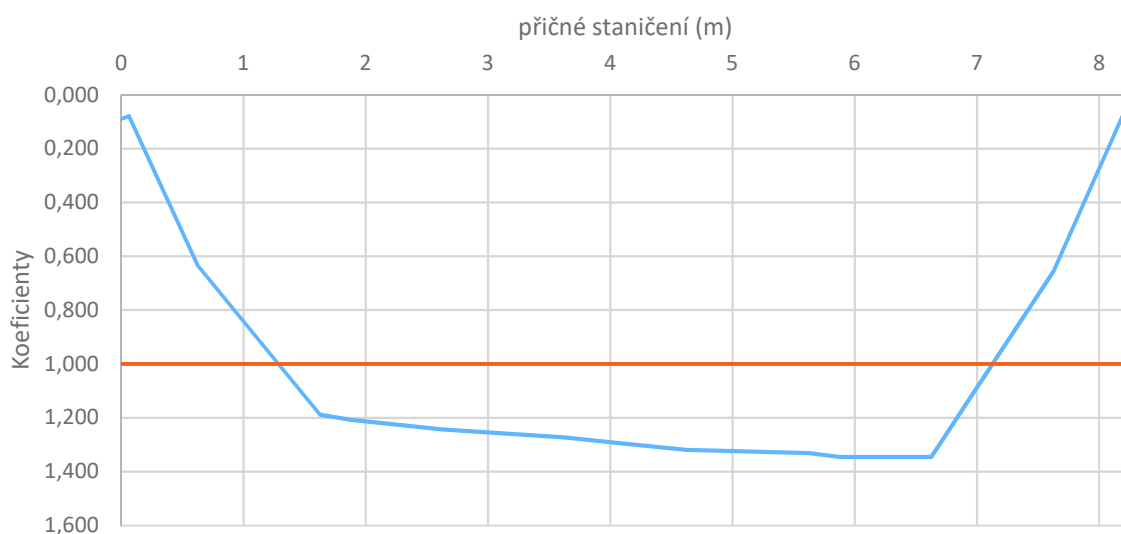
7.5.3 Řez 4 maximální moment ve středním poli

Průběh ohybových momentu v příčném směru



Graf 45 Průběh ohybového momentu M_{4max} pro ZS3-D

Koeficienty příčného roznosu momentu

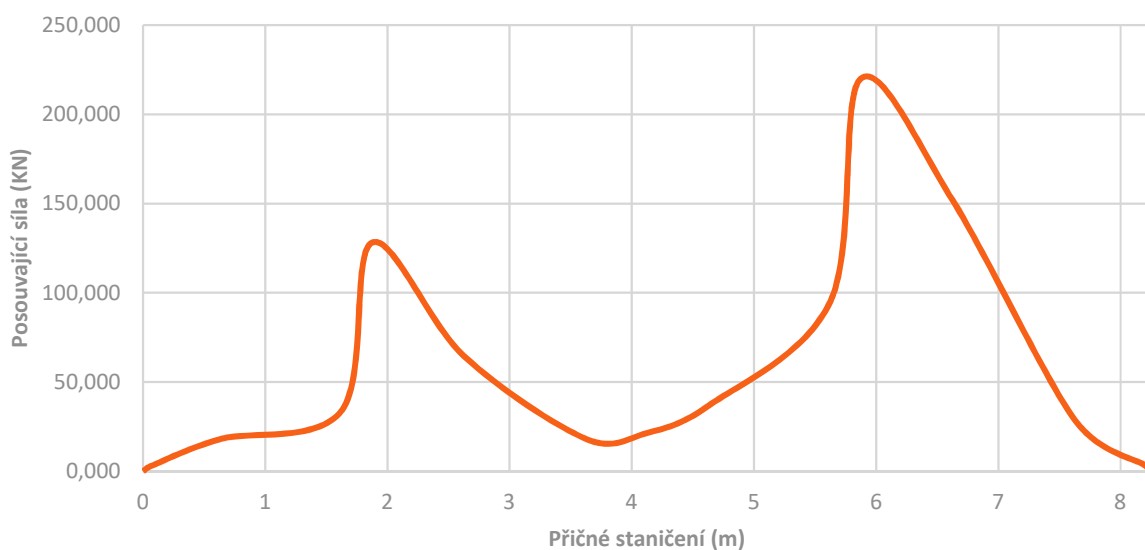


Graf 46 Koeficienty příčného roznosu M_{4max} pro ZS3-D

Průměrný ohybový moment:	$M_{4průměr} = 302,418$ (kNm)
Maximální ohybový moment:	$M_{4max} = 406,890$ (kNm)
Maximální koeficient:	$K_{max} = 1,345$ (-)
Příčné staničení:	$l = 5,875$ (m)

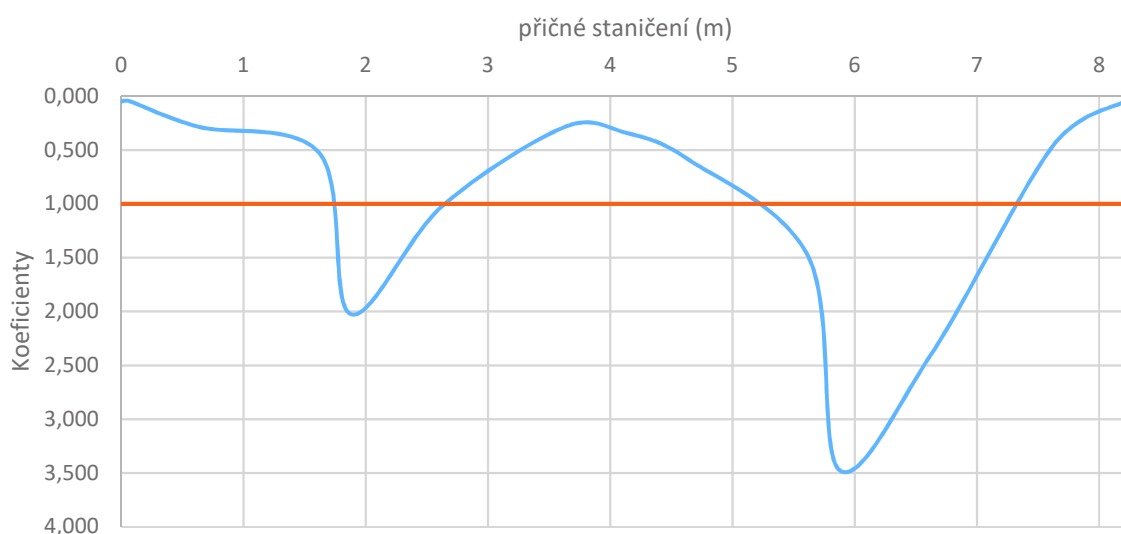
7.5.4 Řez 1 maximální posouvající síla v krajní podpoře

Průběh posouvajících sil v příčném směru



Graf 47 Průběh posouvající síly $V_{I_{max}}$ pro ZS3-D

Koeficienty příčného roznosu posouvající síly



Graf 48 Koeficienty příčného roznosu $V_{I_{max}}$ pro ZS3-D

Průměrný ohybový moment: $M_{2průměr} = 63,358$ (KNm)

Maximální ohybový moment: $M_{2max} = -219,990$ (KNm)

Maximální koeficient: $K_{max} = 3,472$ (-)

Příčné staničení: $l = 5,875$ (m)

Šířka ložiska: $a = 1,000$ (m)

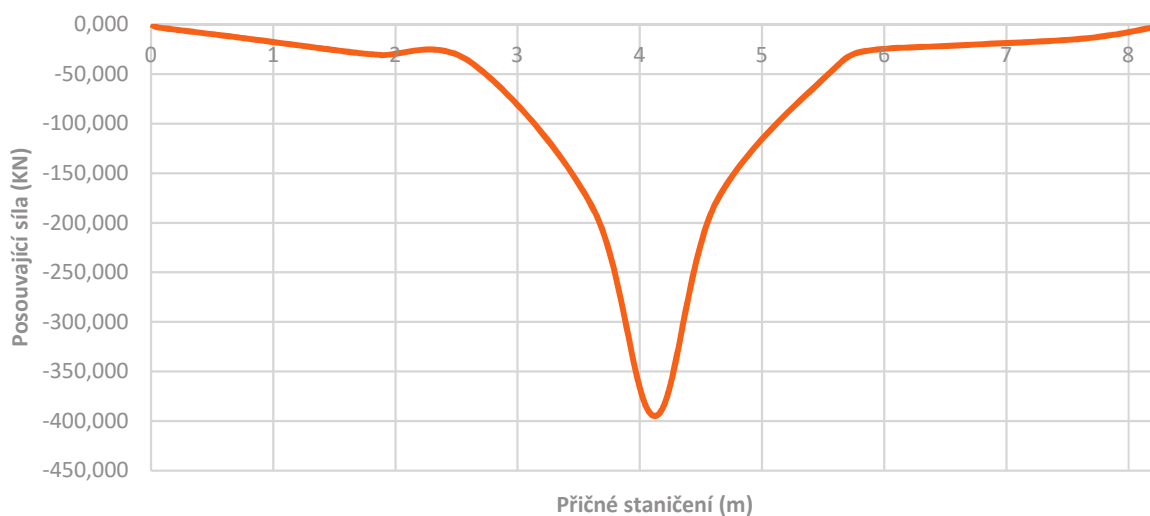
Nové Příčné staničení: $l = 5,875 + (0,6 * 0,5) = 6,175$ (m)

Nový Maximální ohybový moment: $M_{2max} = -192,708$ (KNm)

Maximální koeficient: $K_{max} = 3,042$ (-)

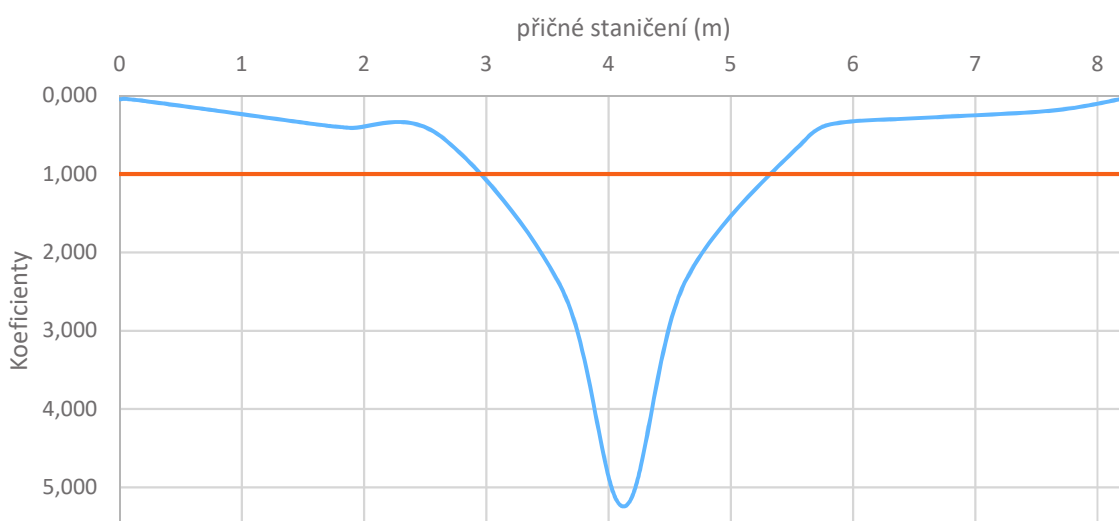
7.5.5 Řez 3 maximální/minimální posouvající síla ve středové podpoře

Průběh posouvajících sil v příčném směru



Graf 50 Průběh posouvající síly V_{3max} pro ZS3-D

Koeficienty příčného roznosu posouvající síly



Graf 49 Koeficienty příčného roznosu V_{3max} pro ZS3-D

Průměrný ohybový moment: $M_{2průměr} = -75,295$ (KNm)

Maximální ohybový moment: $M_{2max} = -394,850$ (KNm)

Maximální koeficient: $K_{max} = 5,244$ (-)

Příčné staničení: $l = 4,125$ (m)

Šířka ložiska: $a = 1,000$ (m)

Nové Příčné staničení: $l = 4,125 + (0,6 * 0,5) = 4,425$ (m)

Nový Maximální ohybový moment: $M_{2max} = -265,496$ (KNm)

Maximální koeficient: $K_{max} = 3,526$ (-)

8 Vyhodnocení koeficientů příčného roznosu

8.1 Vyhodnocení zatížení ostatní stále ZS2

VYHODNOCENÍ PŘÍČNÉHO ROZnosU OD ZATÍŽENÍ OSTATNÍ STÁLE ZS2					
umístění	Koeficient max. moment krajní pole M_{2max}	Koeficient max. moment střední podpora M_{3max}	Koeficient max. moment střední pole M_{4max}	Koeficient max. pos. Síla krajní podpora V_{1max}	Koeficient max. pos. Síla střední podpora V_{3max}
Ostatní stále	1,314	1,615	1,323	1,931	2,963

Tabulka 14 Vyhodnocení příčného roznosu od zatížení ostatní stále ZS2

8.2 Vyhodnocení zatížení dopravou LM1 ZS3

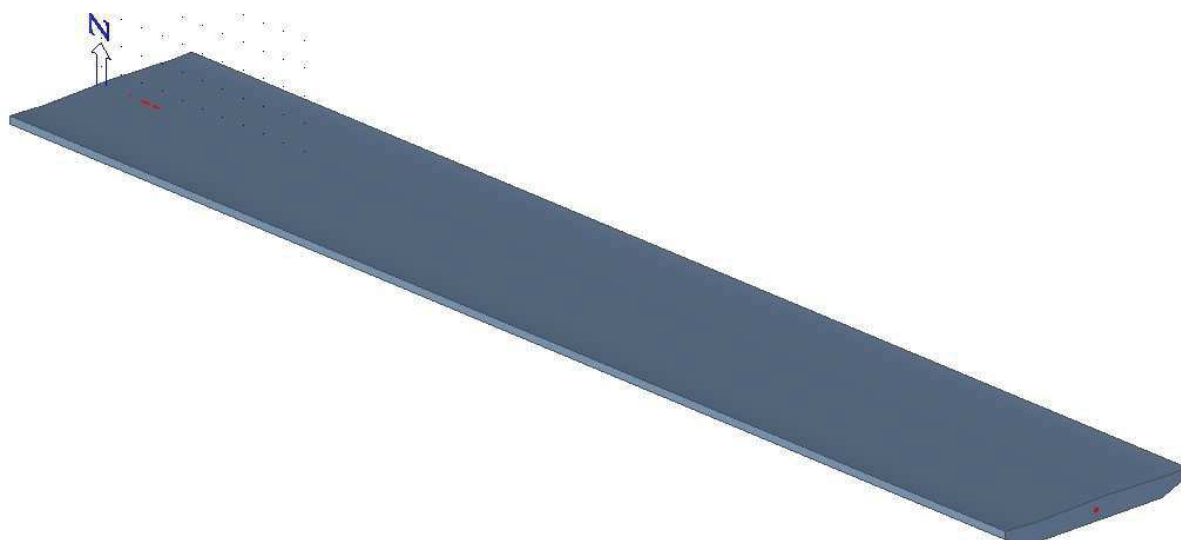
VYHODNOCENÍ PŘÍČNÉHO ROZnosU OD ZATÍŽENÍ OSTATNÍ STÁLE ZS2					
umístění	Koeficient max. moment krajní pole M_{2max}	Koeficient max. moment střední podpora M_{3max}	Koeficient max. moment střední pole M_{4max}	Koeficient max. pos. Síla krajní podpora V_{1max}	Koeficient max. pos. Síla střední podpora V_{3max}
ZS3-A	1,309	1,551	1,314	1,553	3,635
ZS3-B	1,316	1,553	1,316	2,458	3,556
ZS3-C	1,414	1,545	1,423	3,243	3,432
ZS3-D	1,346	1,557	1,345	3,042	3,526
ZS3-MAX	1,414	1,557	1,423	3,243	3,635

Tabulka 15 Vyhodnocení příčného roznosu od zatížení dopravou LM1 ZS3

Těmito zjištěnými koeficienty příčného roznosu, byla zvětšena všechna zatížení pro další aplikaci na prutový 2D model konstrukce v programu SCIA Engineer. Tím bylo dosaženo největšího účinku vnitřních sil, stejně jako v nejhorším místě příčného směru na 3D deskostěnovém modelu konstrukce.

Následně na prutový model budou aplikovaná všechna zatížení, ze kterých budou vytvořeny obálky zatížení pro posouzení mezního stavu použitelnosti MSP, a mezního stavu Únosnosti MSÚ. Následně bylo provedeno posouzení konstrukce na obálky vnitřních sil.

9 Prutový model pro návrh a posouzení



Obr. 38 Schéma prutového modelu konstrukce v programu SCIA Engineer

Pro návrh a posouzení konstrukce, byl proveden 2D prutový model. Tento model byl vytvořen dle statického schématu zobrazeného na obr. 16. a průřezem nosné konstrukce mostu zobrazené na obr. 17. V prutovém model pro výpočet byly zohledněny koeficienty příčného roznosu konstrukce, a vnitřní síly od zatížení dopravou ZS4, a ostatního stálého byly zadaný jako nepočítané vnitřní síly.

Konstrukce v různých fázích časové osy:

- 1. fáze Betonáž nosné konstrukce časová osa (t=0 dnů)
- 2. fáze Předpětí časová osa (t=7 dnů)
- 3. fáze Ostatní stálé zatížení časová osa (t=30 dnů)
- 4. fáze Uvedení do provozu časová osa (t= 60 dnů)
- 5. fáze Konec životnosti časová osa (t=100 let, 36500 dnů)

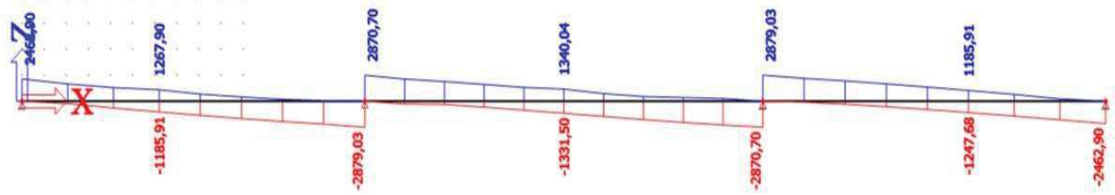
Působení zatížení v jednotlivých fázích časové osy:

fáze	označení	čas (t=dnů)	zatížení				
0.	betonáž NK	0	-	-	-	-	-
1.	předpětí	7	vlastní tíha	-	-	-	-
2.	ostatní stálé zatížení	30	-	ostatní stálé	-	-	-
3.	uvedení do provozu	60	-	-	teplota	pokles podpor	doprava LM1
4.	konec životnosti	36500	-	-	-	-	-

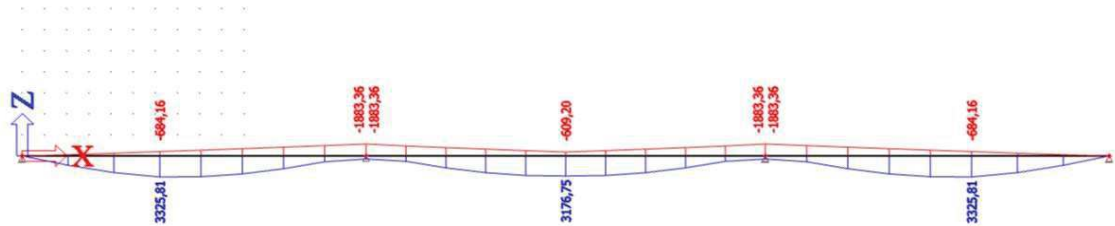
Tabulka 16 Působení zatížení v jednotlivých fázích

10.2 Vnitřní síly od proměnného zatížení

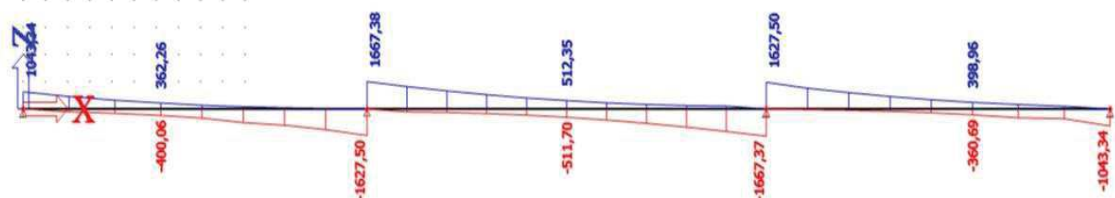
10.2.1 Zatížení dopravou model LM1



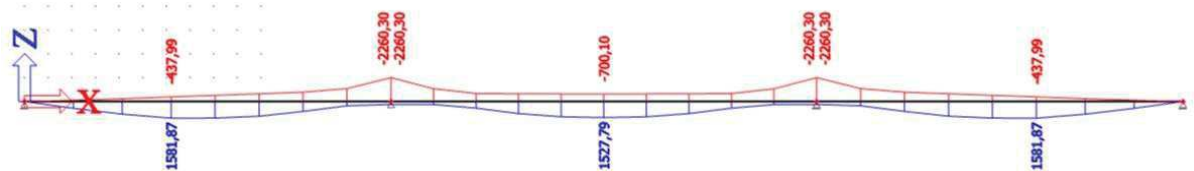
Obr. 45 Obálka posouvajících sil V_z od dvojice náprav



Obr. 46 Obálka ohybových momentů M_y od dvojice náprav



Obr. 47 Obálka posouvajících sil V_z od rovnoměrného zatížení

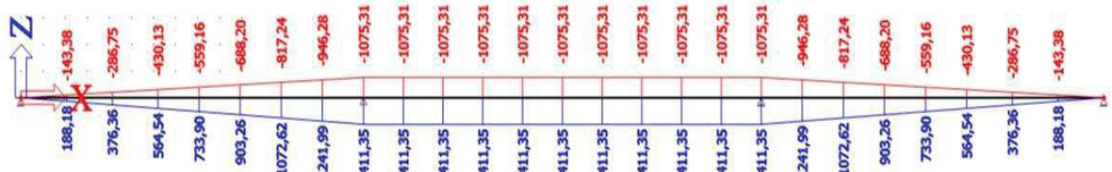


Obr. 48 Obálka ohybových momentů M_y od rovnoměrného zatížení

10.2.2 Zatížení Teplotou



Obr. 49 Obálka posouvajících sil V_z od zatížení teplotou



Obr. 50 Obálka ohybových momentů M_y od zatížení teplotou

10.3 Přehled extrému vnitřních sil

Zatížení	M _{2,k} [kNm]		M _{3,k} [kNm]		M _{4,k} [kNm]		V _{1,k}	V _{3L,k}	V _{3P,k}	
	max	min	max	min	max	min	[kN]	[kN]	[kN]	
go	2474,190		-3949,730		1745,390		834,990	-1344,63	1265,580	
g-g0	869,369		-1705,747		617,484		431,154	-1065,38	1002,768	
gm	3343,559		-5655,477		2362,874		1266,144	-2410,01	2268,348	
poklesy	266,810	-266,810	667,020	-667,020	207,090	-207,09	43,030	-43,03	74,110	
LM1	TS	3325,813	-684,164	487,030	-1883,35	3176,734	-609,20	2462,896	-2879,03	2870,705
	UDL	1581,870	-437,987	279,855	-2260,23	1527,790	-700,10	1043,338	-1627,50	1667,375
	SUMA	4907,683	-1122,15	766,885	-4143,64	4704,523	-1309,30	3506,234	-4506,53	4538,079
teplota	564,540	-463,130	1411,350	-1075,31	1411,350	-1075,31	91,050	-69,38	0,000	

Tabulka 17 Přehled extrému vnitřních sil

11 Kombinace zatížení

Kombinace zatížení vznikají pro ověření konstrukce, jak v mezním stavu únosnosti MSÚ, tak v mezním stavu použitelnosti MSP. Pro mezní stav únosnosti MSÚ se uvažuje nejméně příznivý stav ze dvou kombinací, a to 6.10a a 6.10b. Pro mezní stav použitelnosti se stanoví čtyři kombinace, kde každá kombinace zohledňuje velikosti účinků působení zatížení. Tyto tři kombinace se nazývají charakteristická, častá, kvazistálá.

11.1 Hodnoty součinitelů pro kombinace zatížení

11.1.1 Součinitele ψ pro mosty pozemních komunikací

Zatížení	Značka	ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\psi_{1,infq.}$
Zatížení Dopravou	gr1a TS	0,75	0,75	0,00	0,80
	(LM1) UDL	0,40	0,40	0,00	0,80
	zat.chodci+cyklisty	0,40	0,40	0,00	0,80
	gr1b (jednotlivá náprava)	0,00	0,75	0,00	0,80
	gr2 (vodorovné síly)	0,00	0,00	0,00	1,00
	gr3 (zatížení chodci)	0,00	0,40	0,00	0,80
	gr4 (LM4 - zatížení davem lidí)	0,00	-	0,00	0,80
Zatížení větrem	gr5 (LM3 – zvláštní vozidla)	0,00	-	0,00	1,00
	F _{wk} : trvalé návrhové situace	0,60	0,20	0,00	0,60
	provádění	0,80	-	0,00	-
Zatížení teplotou	F _w *	1,00	-	-	-
	T _k	0,60	0,60	0,50	0,80
Zatížení sněhem	Q _{Sn,k} (během provádění)	0,80	-	-	1,00
Staveništní zatížení	Q _c	1,00	-	1,00	1,00

Tabulka 18 Součinitele ψ pro mosty pozemních komunikací

11.1.2 Dílčí součinitele γ a redukční součinitel ξ

Zatížení	Značka	Situace	
		T / D	M
Stálé zatížení			
působící nepříznivě	γ_{Gsup}	1,35	1,00
působící příznivě	γ_{Ginf}	1,00	1,00
Poklesy - pružná lineární analýza	γ_{Gset}	1,20	1,00
Předpětí	γ_P	1,00	1,00
Zatížení silniční dopravou a chodci	γ_Q		
nepříznivé		1,35	1,00
příznivé		0,00	0,00
Ostatní proměnná zatížení	γ_Q		
nepříznivá		1,50	1,00
příznivá		0,00	0,00
Mimořádné zatížení	γ_A	1,00	
redukční součinitel		0,85	

Tabulka 19 Dílčí součinitele γ a redukční součinitel ξ

11.2 Kombinace pro mezní stav únosnosti MSÚ

Kde se uvažuje nejméně příznivý stav z kombinace 6.10, 6.10a, 6.10b:

$$6.10. \quad \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (11.1)$$

$$6.10a \quad \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (11.2)$$

$$6.10b \quad \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (11.3)$$

Kombinace se sestavou zatížení gr1a:

$$6.10. \quad 1,35 \cdot M_g + 1,35 \cdot M_{g-g_0} + 1,35 \cdot M_{pokl.pod.} + 1,35 \cdot M_{gr1a} + 1,5 \cdot 0,6 \cdot M_t \quad (11.4)$$

$$6.10a \quad 1,35 \cdot M_g + 1,35 \cdot M_{g-g_0} + 1,35 M_{pokl.pod.} + 1,35 \cdot (0,75 \cdot M_{Ts} 0,4 \cdot M_{UDL}) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot M_t \quad (11.5)$$

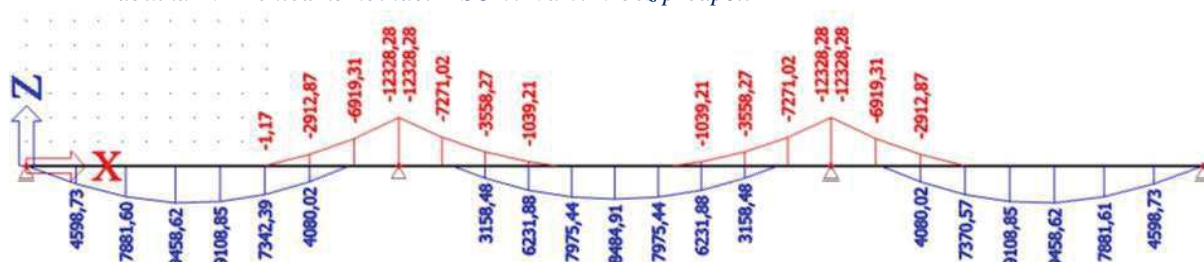
$$6.10b \quad 0,85 \cdot (1,35 \cdot M_g + 1,35 \cdot M_{g-g_0} + 1,35 \cdot M_{pokl.pod.}) + 1,35 \cdot M_{gr1a} + 1,5 \cdot 0,6 \cdot M_t \quad (11.6)$$

11.3 Přehled kombinací MSÚ 6.10a, 6.10b bez předpětí

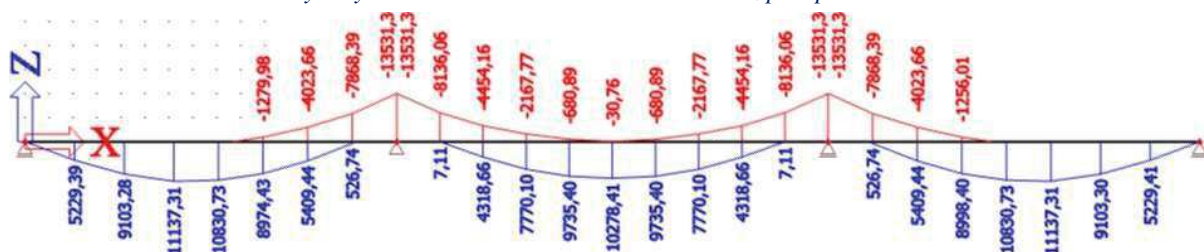
11.3.1 Kombinace pro MSÚ bez předpětí

Řez	M_{max}		M_{min}		M_{max}	M_{min}
	(6.10a)	(6.10b)	(6.10a)	(6.10b)		
2	9458,62	11137,31	1677,34	638,16	11137,31	638,16
3	-3207,34	-1810,11	-12328,28	-13531,34	-1810,11	-13531,34
4	8484,91	10278,41	151,72	-938,13	10278,41	-938,13

Tabulka 20 Přehled kombinací MSÚ 6.10a 6.10b bez předpětí



Obr. 51 Průběh ohybových momentů od kombinace 6.10a bez předpětí



Obr. 52 Průběh ohybových momentů od kombinace 6.10b bez předpětí

11.4 Kombinace pro mezní stav použitelnosti MSP

Kde se uvažují čtyři kombinace, charakteristická, častá, kvazistálá, občasná.

$$\text{Charakteristická} \quad \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (11.7)$$

$$\text{Častá} \quad \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (11.8)$$

$$\text{Kvazistálá} \quad \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (11.9)$$

Kombinace se sestavou gr1a:

$$\text{Charakteristická} \quad M_g + M_{g-g_0} + M_{pok.pod.} + P + M_{TS} + M_{UDL} + 0,6M_T \quad (11.10)$$

$$\text{Častá} \quad M_g + M_{g-g_0} + M_{pok.pod.} + P + 0,75M_{TS} + 0,4M_{UDL} + 0,5M_T \quad (11.11)$$

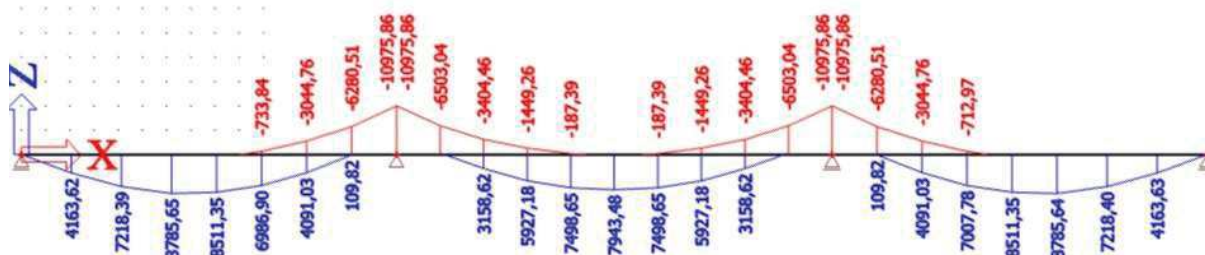
$$\text{Kvazistálá} \quad M_g + M_{g-g_0} + M_{pok.pod.} + P + 0 \cdot M_{TS} + 0 \cdot M_{UDL} + 0,5 \cdot M_T \quad (11.12)$$

11.5 Přehled kombinací pro MSP bez předpětí

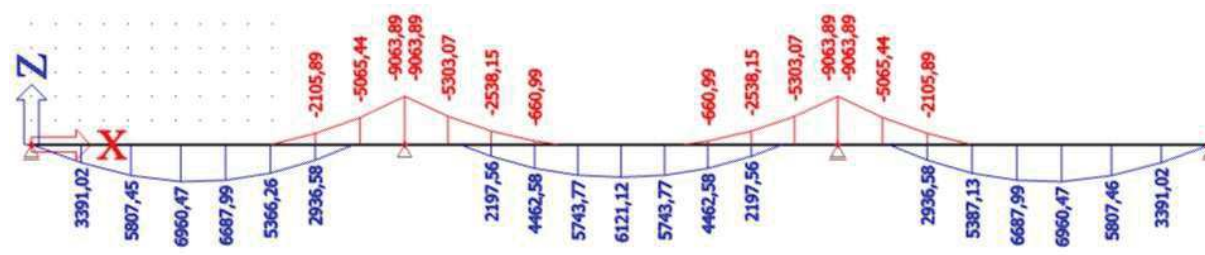
11.5.1 Kombinace pro MSP bez předpětí

Řez	M_{\max} (KNm)			M_{\min} (KNm)		
	charakt.	častá	kvazist.	charakt.	častá	kvazist.
2	8785,65	6960,47	3833,36	1676,72	2156,87	2845,18
3	-3396,28	-3953,76	-4430,97	-10975,86	-9063,89	-6747,25
4	7943,48	6121,12	3127,45	201,29	881,19	1618,13

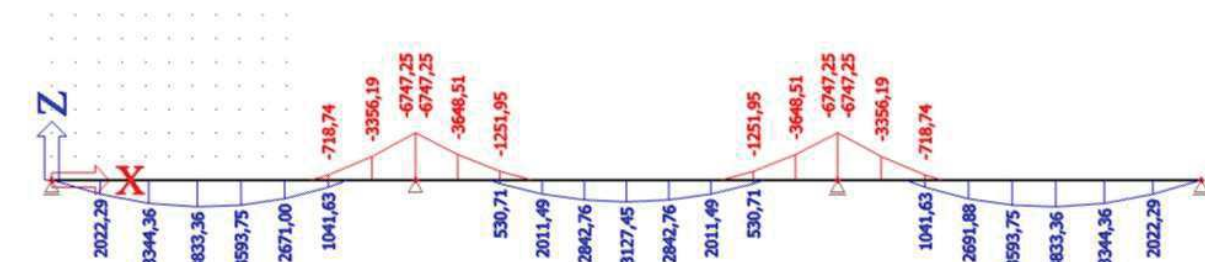
Tabulka 21 Vyhodnocení kombinací MSP maximum, minimum



Obr. 53 Průběh ohybových momentu od charakteristické kombinace bez předpětí



Obr. 54 Průběh ohybových momentu od časté kombinace bez předpětí



Obr. 55 Průběh ohybových momentu od Kvazistálé kombinace bez předpětí

Pro mostní objekty je potřeba navrhnout předpětí tak, aby pro častou a kvazistálou kombinaci zatížení, byl splněn požadavek dekomprese, a zároveň aby nedošlo v žádné fázi a v žádném místě průřezu k překročení tlakového namáhání na mezní hodnotu 45 %. To je $f_{ck} = 15,75 \text{ Mpa}$. Pokud bude předpětí takto navrženo, můžeme prohlásit, že konstrukce vyhovuje ve všech fázích pro mezní stav použitelnosti MSP. [7]

12 Návrh předpětí

12.1 Napětí v předpínací výztuži

- Maximální napětí v předpínací výztuži při napínání

$$\sigma_{p,max} = \min(0,8 \cdot f_{pk}; 0,9 \cdot f_{p0,1,k}) = \min(0,8 \cdot 1860,0; 0,9 \cdot 1636,8) \quad (12.1)$$

$$\sigma_{p,max} = \min(1488,0; 1473,120) = 1473,00 \text{ MPa}$$

- Maximální napětí v předpínací výztuži během provozu

$$\sigma_{pm,0,max} = \min(0,75 \cdot f_{pk}; 0,85 \cdot f_{p0,1,k}) = \min(0,75 \cdot 1860,0; 0,85 \cdot 1636,8) \quad (12.2)$$

$$\sigma_{pm,0,max} = \min(1395,0; 1391,3) = 1391,30 \text{ MPa}$$

12.2 Krycí vrstva předpínací výztuže

- Třída betonu C35/45
- Prostředí betonu XF2, XD1, XC4
- Třída konstrukce S5

- Stanovení krycí vrstvy předpínací výztuže

$$C_{min} = \max(C_{min,b}; C_{min,dur}; 10 \text{ mm}) = \max(80 \text{ mm}; 50 \text{ mm}; 10 \text{ mm})$$

$$C_{min} = 80 \text{ mm}$$

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev} = 80 + 10 \text{ mm} \quad (12.3)$$

$$C_{nom} = 90 \text{ mm}$$

12.3 Mezery mezi kotvami předpínací výztuže

Je nutné dodržet zásady rozmístění kotev kabelů v kotevním čele konstrukce. Vzdálenosti závisí na počtu lan v kabelu.

OZN.	Počet lan v kabelu			
	12	15	19	22
A (mm)	410	460	520	550
B (mm)	205	230	260	275

Tabulka 22 Minimální vzdálenosti rozmístění kotev předpínacích kabelů v čele NK

Kde:

- A minimální osová vzdálenost mezi kotvami
- B minimální vzdálenost mezi osou kotvy a nejbližším povrchem betonu

12.4 Předběžný návrh předpětí

Předpětí bylo navrženo metodou vyrovnání zatížení.

12.4.1 Průřezové veličiny pro výpočet předpětí

- Plocha $A = 5,73375 \text{ m}^2$
- Vzdálenost těžiště ve směru osy Z $Y_i = 0,4002 \text{ m}$
- Moment setrvačnosti ve směru osy Y celkový $I_y = 0,2661 \text{ m}^4$
- Průřezový modul ve směru osy Y horní $W_y^h = 0,048982 \text{ m}^4$
- Průřezový modul ve směru osy Y dolní $W_y^d = 0,048931 \text{ m}^4$

12.4.2 Délky polí

- Krajní pole $l_{1/3} = 15,500 \text{ m}$
- Střední pole $l_2 = 18,000 \text{ m}$

12.4.3 Stále zatížení

- Vlastní tíha $g = 149,075 \text{ KN/m}$
- Vzdálenost těžiště ve směru osy Z $g - g_0 = 37,603 \text{ KN/m}$
- Celkem $g + g_0 = 186,678 \text{ KN/m}$

12.4.4 Maximální momenty od stálého zatížení

- Průřez v poli 1 $M_{2\max} = 3343,559 \text{ KNm}$
- Průřez nad střední podporou $M_{3\max} = -5655,477 \text{ KNm}$
- Průřez v poli 2 $M_{4\max} = 2362,874 \text{ KNm}$

12.4.5 Minimální poloměr zakřivení kabelu

$$\begin{aligned} R &\geq 100 \cdot \phi_i \\ R &\geq 100 \cdot 90 \\ R &\geq 9000 \text{ mm} \end{aligned} \quad (12.4)$$

- R poloměr zakřivení kabelu
- $\phi_i = 90 \text{ mm}$ vnitřní průměr kabelového kanálku

12.4.6 Ekvivalentní zatížení od předpětí

$$p = \frac{d^2 M_{(x)}^p}{dx^2} = -P \frac{d^2 e_x}{dx^2} = -P \frac{8 \cdot f}{L^2} \quad (12.5)$$
$$M_{(x)}^p = -P \cdot e_{(x)}$$
$$f = e_{(x)}$$

12.5 Předběžný výpočet předpínací síly a počtu kabelů

12.5.1 Pole č. 1 a č.3 řez č. 2

$$\begin{aligned}M_{k,g+g_0} &= M_p = P \cdot e_{p2} \\P &= \frac{M_{k,g+g_0}}{e_{p2}} \\P &= \frac{3\,343,559}{0,265} = 12\,617,204\text{KN} \\A_{p2} &= \frac{P}{\sigma_{pm,0}} = \frac{12\,617,204}{1104,75} = 11\,420,868\text{ mm}^2 \\n_2 &= \frac{A_{p2}}{A_{p1}} = \frac{11\,420,868}{150} = 77\text{ lan}\end{aligned}\tag{12.6}$$

12.5.2 Nad střední podporou P2 řez č. 3

$$\begin{aligned}M_{k,g+g_0} &= M_p = P \cdot e_{p3} \\P &= \frac{M_{k,g+g_0}}{e_{p3}} \\P &= \frac{5\,655,477}{0,226} = 25\,024,2345\text{ KN} \\A_{p2} &= \frac{P}{\sigma_{pm,0}} = \frac{25\,024,2345}{1104,75} = 22\,651,490\text{ mm}^2 \\n_2 &= \frac{A_{p2}}{A_{p1}} = \frac{22\,651,490}{150} = 151\text{ lan}\end{aligned}\tag{12.7}$$

12.5.3 Pole č. 2 řez č. 4

$$\begin{aligned}M_{k,g+g_0} &= M_p = P \cdot e_{p4} \\P &= \frac{M_{k,g+g_0}}{e_{p4}} \\P &= \frac{2362,874}{0,265} = 8916,505\text{ KN} \\A_{p2} &= \frac{P}{\sigma_{pm,0}} = \frac{8\,916,505}{1104,75} = 8071,062\text{ mm}^2 \\n_2 &= \frac{A_{p2}}{A_{p1}} = \frac{8\,071,062}{150} = 53\text{ lan}\end{aligned}\tag{12.8}$$

12.5.4 Nutný počet kabelů v průřezech

- $n_{p,nut,2} = 77 \text{ lan}$
- $n_{p,nut,3} = 151 \text{ lan}$
- $n_{p,nut,4} = 53 \text{ lan}$

průřez	Nutný počet kabelů (ks) složených z			
	12 lan	15 lan	19 lan	22 lan
2	6,4	5,1	4,1	3,5
3	12,6	10,1	7,9	6,9
4	4,4	3,5	2,8	2,4

Tabulka 23 Nutný počet kabelů v rozhodujících průřezech

12.5.5 Předběžný návrh počet kabelů v konstrukci

- $n = 8$ kabelů počet kabelů v konstrukci

Předběžný návrh předpětí je 8 zvedaných kabelů po 19 lanech. Předpětí bude navrženo detailně s vedením zvedaných kabelů. Následně budou vypočteny vnitřní síly softwarem SCIA Engineer. Poté bude provedeno posouzení konstrukce na mezní stav použitelnosti MSP a mezní stav únosnosti MSÚ. Dále bude na konstrukci posouzení propíchnutí nosné konstrukce v oblasti bodového podepření.

12.5.6 Úprava excentricity

- Řez č. 3

V řezu č. 3, což je průřez nad středními podporami budou kabely vedeny s maximální excentricitou $e_{2,max} = 226,000 \text{ mm}$

- Řez č. 2

V řezu č. 2 by byly účinky předpětí nadměrné, mohlo by docházet k přemáhání konstrukce, a proto bude excentricita upravena, abychom přibližně dodrželi potřebnou hodnotu předpínací síly potřebnou v ostatních průřezech.

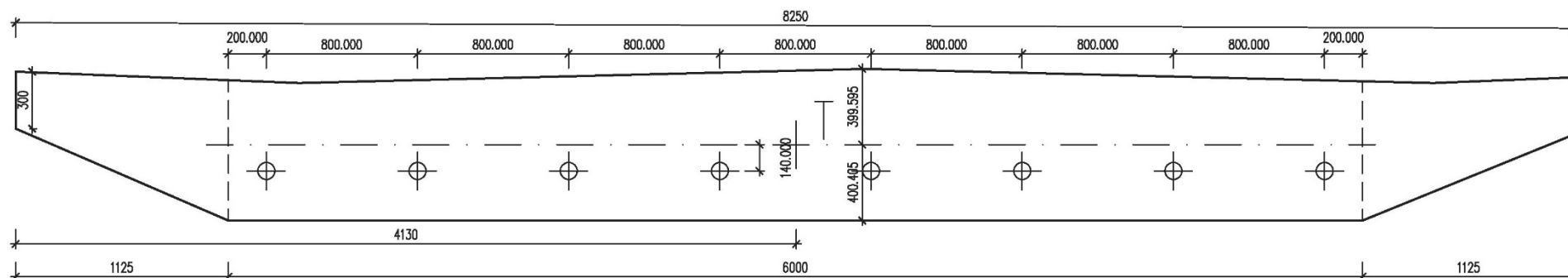
$$e_2 = e_{2,max} \cdot \frac{77}{8 \cdot 19} = 265 \cdot 0,5 = 140 \text{ mm}$$

- Řez č. 4

V řezu č. 4 by byly účinky předpětí nadměrné, mohlo by docházet k přemáhání konstrukce, a proto bude excentricita upravena, abychom přibližně dodrželi potřebnou hodnotu předpínací síly potřebnou v ostatních průřezech.

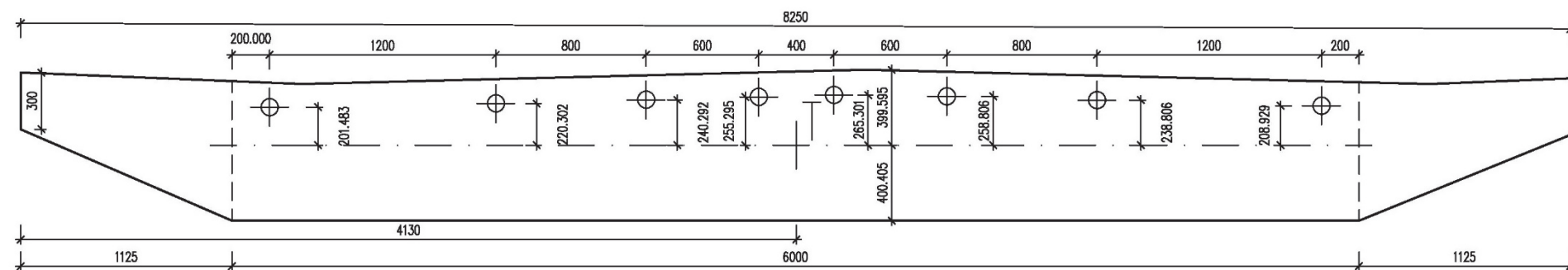
$$e_2 = e_{2,max} \cdot \frac{53}{8 \cdot 19} = 265 \cdot 0,35 = 100 \text{ mm}$$

12.5.7 Rozmístění kabelů v řezu 2 pro pole č. 1 a č. 3



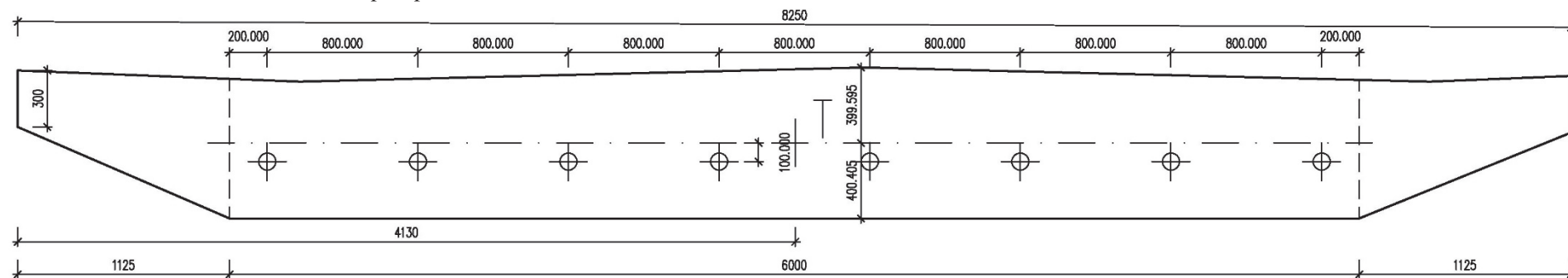
Obr. 56 Rozmístění kabelů v řezu č. 2

12.5.8 Rozmístění kabelů v řezu 3 nad střední podporou



Obr. 57 Rozmístění kabelů v řezu č. 3

12.5.9 Rozmístění kabelů v řezu 4 pro pole č. 2



Obr. 58 Rozmístění kabelů v řezu č.4

12.5.10 Maximální předpínací síla

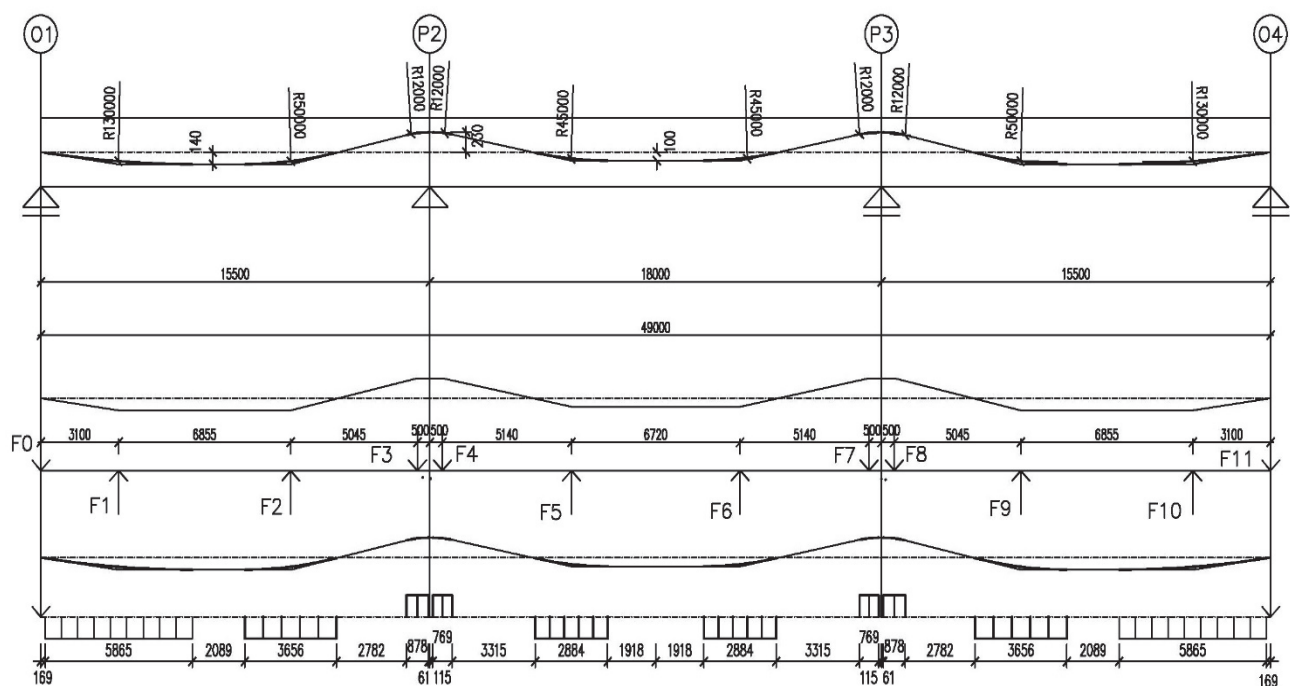
$$P_{max} = 19 \cdot 8 \cdot 0,000150 \cdot 1473 = 33,5844 \text{ MN} \quad (12.9)$$

12.5.11 Ztráty předpětí

Ztráty předpětí jsou odhadnuty, a to:

- V době vnesení předpětí 5 %
- uvedení do provozu 10 %
- Na konci životnosti 20 %

12.5.12 Vypočet ekvivalentního zatížení



Obr. 59 Schéma vedení předpínacích kabelů v konstrukci

Vedení kabelů v konstrukci bylo provedeno, podle předběžného návrhu, a to 8 kabelů po 19 lanech. Kabely jsou všechny provedeny jako zvedané, kde jsou kabely kotveny v těžišti konstrukce a dále kabely klesají na excentricitu 135 mm, v oblouku o poloměru $R=130\,000 \text{ mm}$. Poté jsou kabely vedeny rovnoběžně s těžišťovou osou na excentricitě 135 mm, až následně se začnou zvedat k nadpodporové oblasti v oblouku o poloměru $R=50\,000 \text{ mm}$. Oblouk končí v těsné blízkosti těžišťové osy ve staničení 11,863 m, kde je hodnota ohybového momentu od stálých zatížení nulová $M_{g+g0;11,863}=0 \text{ KNm}$. Kabely dále přecházejí k nadpodporové oblasti v oblouku o poloměru $R=12\,000 \text{ m}$. V nadpodporové oblasti jsou kabely rovnoběžné s těžišťovou osou na excentricitě 226 mm. Dále kabely jdou zpět k dolním vláknům konstrukce, a to v oblouku $R=12\,000 \text{ mm}$, který končí v těsné blízkosti těžišťové osy ve staničení 19,603 m, kde je hodnota ohybového momentu od stálých zatížení nulová $M_{g+g0;19,603}=0 \text{ KNm}$. Dále kabely přecházejí k maximálnímu momentu uprostřed středního pole na excentricitu 90 mm, v oblouku o poloměru $R=45\,000 \text{ m}$. Kabely jsou následně dovedeny do poloviny rozpětí konstrukce, a dále jsou vedeny symetricky.

12.5.13 Příčné síly od předpětí

$$F_{i,p,max} = P * \left(\frac{e_i - e_{i+1}}{L_i} + \frac{e_{i+2} - e_{i+1}}{L_{i+1}} \right) \quad (12.10)$$

Excentricita	m	Délka	m	Síla	KN
e ₀	0	-	-	F ₀	-1516,7148
e ₁	-0,135	L ₁	3,100	F ₁	1516,7148
e ₂	-0,135	L ₂	6,855	F ₂	2463,0779
e ₃	0,226	L ₃	5,045	F ₃	-2463,0779
e ₄	0,226	L ₄	1,000	F ₄	-2156,1969
e ₅	-0,090	L ₅	5,140	F ₅	2156,1969
e ₆	-0,090	L ₆	6,720	F ₆	2156,1969
e ₇	0,226	L ₇	5,140	F ₇	-2156,1969
e ₈	0,226	L ₈	1,000	F ₈	-2463,0779
e ₉	-0,135	L ₉	5,045	F ₉	2463,0779
e ₁₀	-0,135	L ₁₀	6,855	F ₁₀	1516,7148
e ₁₁	0	L ₁₁	3,100	F ₁₁	-1516,7148

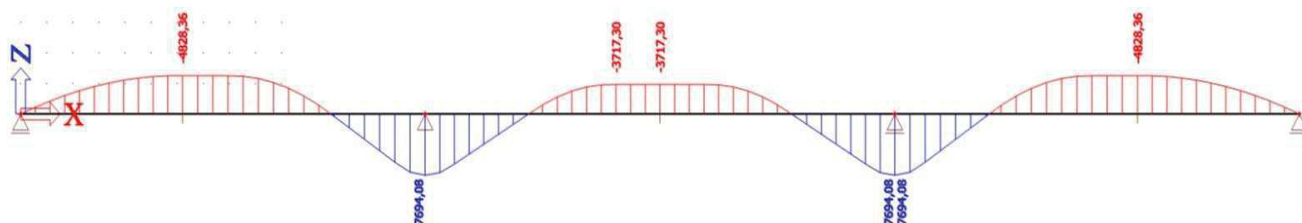
Tabulka 24 Hodnoty příčných sil od předpětí

$$p_{i,max} = \frac{F_i}{R_i} \quad (12.11)$$

Síla	KN	Délka oblouku	m	Příčné spojité zatížení	KN/m
F ₁	1516,7148	L ₁	5,865	p1	258,60
F ₂	2463,0779	L ₂	3,656	p2	673,71
F ₃	-2463,0779	L ₃	0,878	p3	-2805,33
F ₄	-2156,1969	L ₄	0,769	p4	-2803,90
F ₅	2156,1969	L ₅	2,884	p5	767,64
F ₆	2156,1969	L ₆	2,884	p6	767,64
F ₇	-2156,1969	L ₇	0,769	p7	-2803,90
F ₈	-2463,0779	L ₈	0,878	p8	-2805,33
F ₉	2463,0779	L ₉	3,656	p9	673,71
F ₁₀	1516,7148	L ₁₀	5,865	p10	258,60

Tabulka 25 Hodnoty příčného spojitého zatížení

Tyto hodnoty byli aplikovaný do programu SCIA Enginner na prutový model konstrukce, průběh ohybových momentů na konstrukci od předpětí je vidět na obr. č. 58



Obr. 60 Průběh ohybového momentu od předpětí

13 Posouzení konstrukce MSP

Mezní stav použitelnosti MSP byl ověřován při třech kombinacích zatížení, a to charakteristickou, častou a kvazistálou.

Charakteristická kombinace zahrnuje všechna zatížení působící na konstrukci bez návrhových součinitelů, tudíž jsou všechny kombinační součinitele rovny jedné.

Častá kombinace zahrnuje všechna zatížení působící na konstrukci, s redukčními součiniteli, které jsou uvedeny v tabulkách č.12 a č.13.

Kvazistálá kombinace zahrnuje všechna stálá zatížení včetně předpětí a dlouhodobých účinků zatížení a předpětí. [7]

13.1 Mezní stav omezení napětí

Pro mezní stav použitelnosti byla ověřena normálová napětí v horních a dolních vláknech konstrukce v jednotlivých fázích pro všechny kombinace zatížení pro mezní stav použitelnosti a to charakteristickou, častou a kvazistálou. [7]

13.1.1 Požadavky z hlediska omezení napětí

- Omezení tlakového napětí v betonu

- V čase vnesení předpětí $t=7$ dní

- Pro charakteristickou kombinaci:

$$\sigma = 0,6 \cdot f_{ck(t)} = 0,6 \cdot 27,205 = 16,323 \text{ Mpa} \quad (13.1)$$

- Pro kvazistálou kombinaci za předpokladu lineárního dotvarování:

$$\sigma = 0,45 \cdot f_{ck(t)} = 0,45 \cdot 27,205 = 12,242 \text{ Mpa} \quad (13.2)$$

- Provozní stav

- Pro charakteristickou kombinaci:

$$\sigma = 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 35,00 = 21,00 \text{ Mpa} \quad (13.3)$$

- Pro kvazistálou kombinaci za předpokladu lineárního dotvarování:

$$\sigma = 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 35 = 15,75 \text{ Mpa} \quad (13.4)$$

- Omezení tahového napětí v betonu

- V čase vnesení předpětí $t=7$ dní

- Pro kvazistálou kombinaci:

$$\sigma \leq f_{ctm(t)} \leq 2,620 \text{ Mpa} \quad (13.5)$$

- Provozní stav

- Pro charakteristickou kombinaci:

$$\sigma \leq f_{ctm} \leq 3,200 \text{ Mpa} \quad (13.6)$$

- Pro kvazistálou a častou kombinaci musí být splněna podmínka dekomprese:

$$\sigma \leq f_{ctm} \leq 0,000 \text{ Mpa} \quad (13.7)$$

- Omezení tlakového napětí v předpínací výztuži

$$\sigma = 0,75 \cdot f_{pk} = 0,75 \cdot 1860 = 1395 \text{ Mpa} \quad (13.8)$$

13.2 Vyhodnocení normálových napětí v betonu

- Napětí v horních vláknech

$$\sigma_h = \frac{N_p}{A_c} + \frac{M_{g,0}}{W_h} + \frac{M_p}{W_h} \quad (13.9)$$

- Napětí v dolních vláknech

$$\sigma_d = \frac{N_p}{A_c} + \frac{M_{g,0}}{W_h} + \frac{M_p}{W_h} \quad (13.10)$$

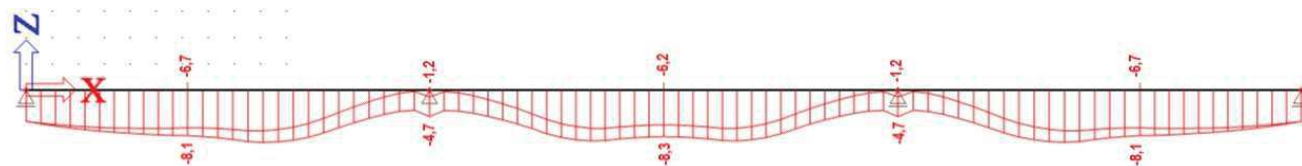
13.2.1 Průřezové charakteristiky

řez	A_c	W_h	W_d
	[m ²]	[m ³]	[m ³]
4	5,734	-0,665593	0,6649
10	5,734	-0,665593	0,6649
15	5,734	-0,665593	0,6649

Tabulka 26 Přehled průřezových charakteristik pro posouzení Normálového napětí

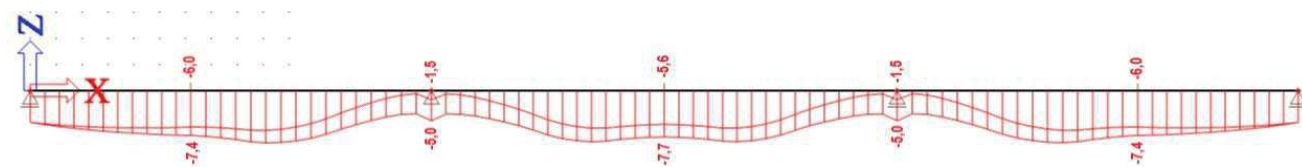
13.2.2 Kvazistála kombinace

- Spodní vlákna
 - Fáze předpětí t= 7 dnů



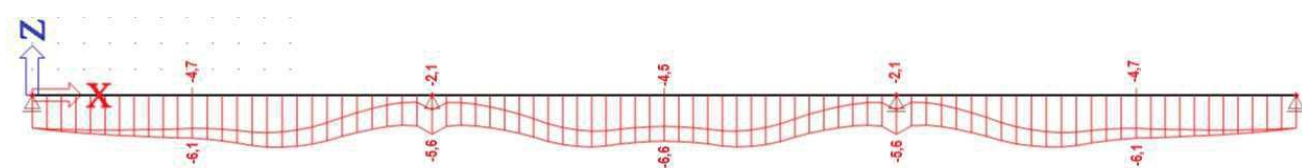
Obr. 61 Průběh normálových napětí spodní vlákna Kvazistála 7 dnů

- Fáze Uvedení do provozu t= 60 dnů



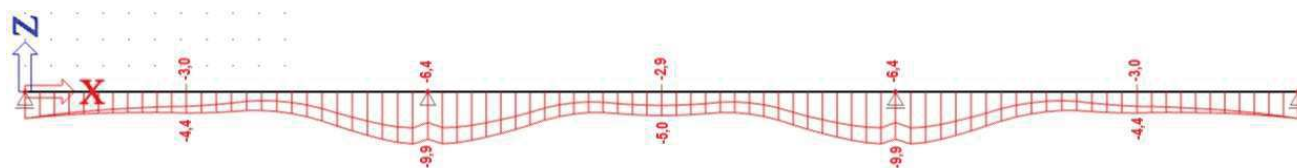
Obr. 62 Průběh normálových napětí spodní vlákna Kvazistála 60 dnů

- Fáze konec životnosti t= 36500 dnů



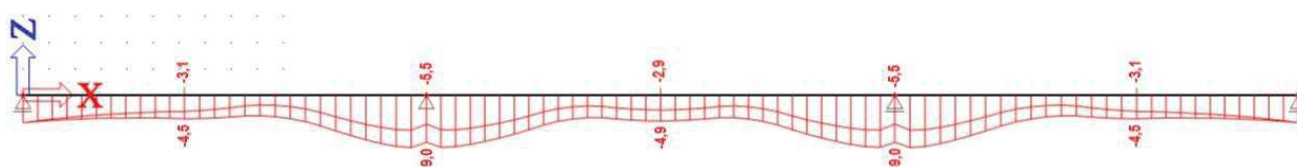
Obr. 63 Průběh normálových napětí spodní vlákna Kvazistála 36500 dnů

- Horní vlákna
 - Fáze předpětí $t = 7$ dnů



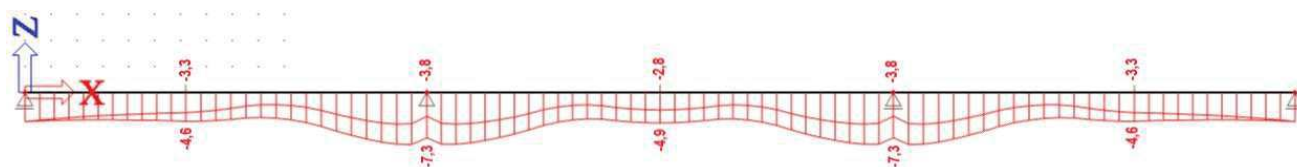
Obr. 64 Průběh normálových napětí horní vlákna Kvazistálá 7 dnů

- Fáze Uvedení do provozu $t = 60$ dnů



Obr. 65 Průběh normálových napětí horní vlákna Kvazistálá 60 dnů

- Fáze konec životnosti $t = 36500$ dnů



Obr. 66 Průběh normálových napětí horní vlákna Kvazistálá 36500 dnů

- Vyhodnocení

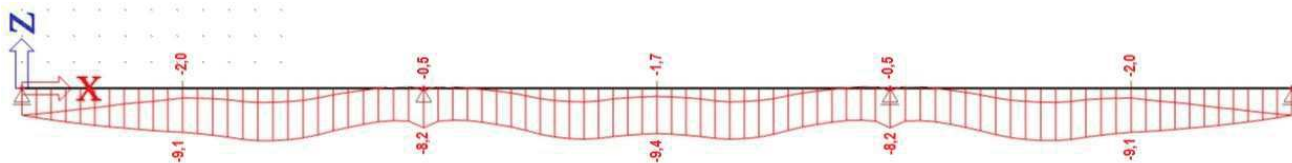
Průřez	Stáří	N_p (MN)	M_p (MNm)	M (MNm)	σ_d (Mpa)	σ_h (Mpa)	$\sigma_i < \sigma_{lim}$
2	7	-31,905	-4,587	3,833	-6,698	-4,431	ok
3	7	-31,905	7,309	-6,860	-1,235	-9,893	ok
4	7	-31,905	-3,531	3,127	-6,172	-4,957	ok
2	60	-30,226	-4,346	3,833	-6,042	-4,501	ok
3	60	-30,226	6,925	-6,860	-1,521	-9,022	ok
4	60	-30,226	-3,346	3,127	-5,600	-4,944	ok
2	36500	-26,868	-3,863	3,833	-4,730	-4,642	ok
3	36500	-26,868	6,155	-6,860	-2,093	-7,279	ok
4	36500	-26,868	-2,974	3,127	-4,455	-4,917	ok

Tabulka 27 Vyhodnocení posouzení MSP pro kvazistálou kombinaci

Pro kvazistálou kombinaci v žádné fázi a v žádném z řezů konstrukce nedošlo k překročení dekomprese, a zároveň nedošlo k překročení tlakového napětí $f_{ck} = 0,45 \cdot 35 = 15,75$ MPa, proto můžeme říci, že normálové napětí v kvazistálé kombinaci v konstrukci je vyhovující ve všech řezech a ve všech fázích pro mezní stav použitelnosti.

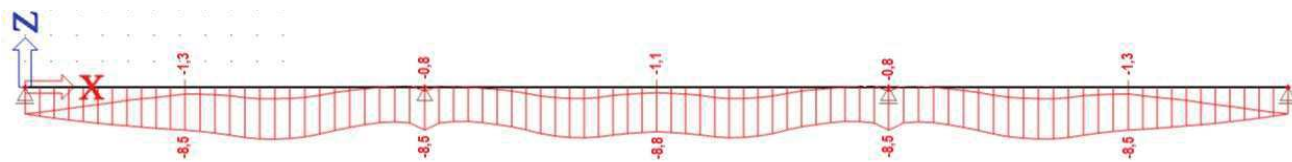
13.2.3 Častá kombinace

- Spodní vlákna
 - Fáze předpětí $t = 7$ dnů



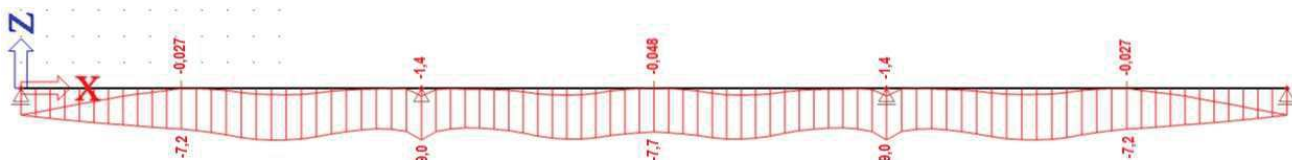
Obr. 67 Průběh normálových napětí spodní vlákna Častá 7 dnů

- Fáze Uvedení do provozu $t = 60$ dnů



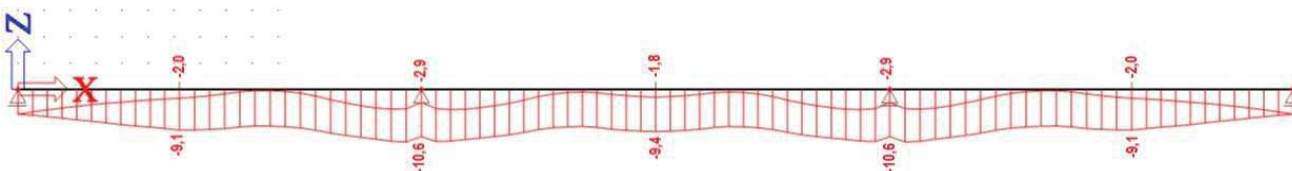
Obr. 68 Průběh normálových napětí spodní vlákna Častá 60 dnů

- Fáze konec životnosti $t = 36500$ dnů



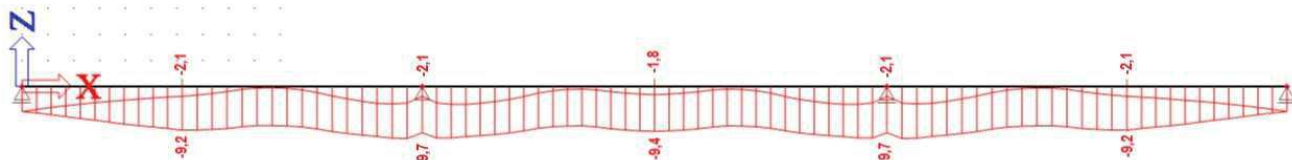
Obr. 69 Průběh normálových napětí spodní vlákna Častá 36500 dnů

- Horní vlákna
 - Fáze předpětí $t = 7$ dnů



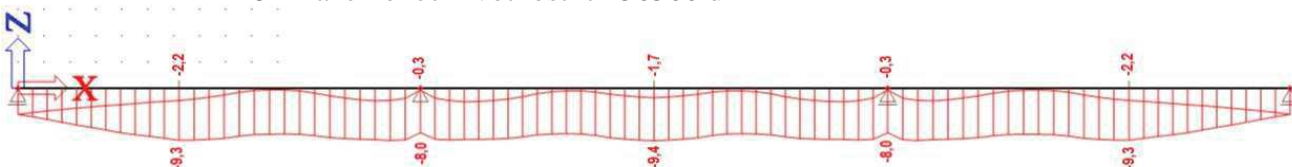
Obr. 70 Průběh normálových napětí horní vlákna Častá 7 dnů

- Fáze Uvedení do provozu $t = 60$ dnů



Obr. 71 Průběh normálových napětí horní vlákna Častá 60 dnů

- Fáze konec životnosti $t = 36500$ dnů



Obr. 72 Průběh normálových napětí horní vlákna Častá 36500 dnů

- Vyhodnocení

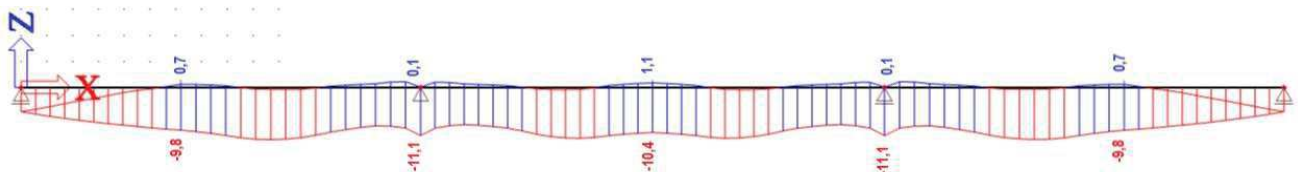
Průřez	Stáří	N_p (MN)	M_p (MNm)	M (MNm)	σ_d (Mpa)	σ_h (Mpa)	$\sigma_r < \sigma_{lim}$
2	7	-31,905	-4,587	6,960	-1,995	-9,134	ok
3	7	-31,905	7,309	-9,177	-8,373	-2,756	ok
4	7	-31,905	-3,531	6,121	-1,670	-9,459	ok
2	60	-30,226	-4,346	6,960	-1,339	-9,204	ok
3	60	-30,226	6,925	-9,177	-8,659	-1,885	ok
4	60	-30,226	-3,346	6,121	-1,097	-9,445	ok
2	36500	-26,868	-3,863	6,960	-0,027	-9,344	ok
3	36500	-26,868	6,155	-9,177	-9,230	-0,142	ok
4	36500	-26,868	-2,974	6,121	-0,048	-9,419	ok

Tabulka 28 Vyhodnocení posouzení MSP pro častou kombinaci

Pro častou kombinaci v žádné fázi a v žádném z řezů konstrukce nedošlo k překročení dekomprese, a zároveň nedošlo k překročení tlakového napětí $f_{ck} = 0,45 \cdot 35 = 15,75 \text{ MPa}$, proto můžeme říci, že normálové napětí v časté kombinaci v konstrukci je vyhovující ve všech řezech a ve všech fázích pro mezní stav použitelnosti.

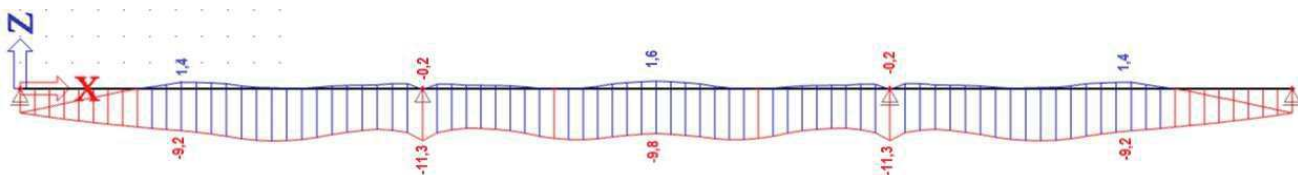
13.2.4 Charakteristická kombinace

- Spodní vlákna
 - Fáze předpětí $t = 7$ dnů



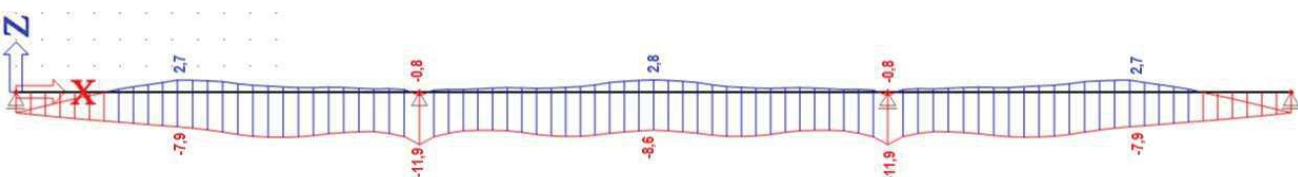
Obr. 73 Průběh normálových napětí spodní vlákna Charakteristická 7 dnů

- Fáze Uvedení do provozu $t = 60$ dnů



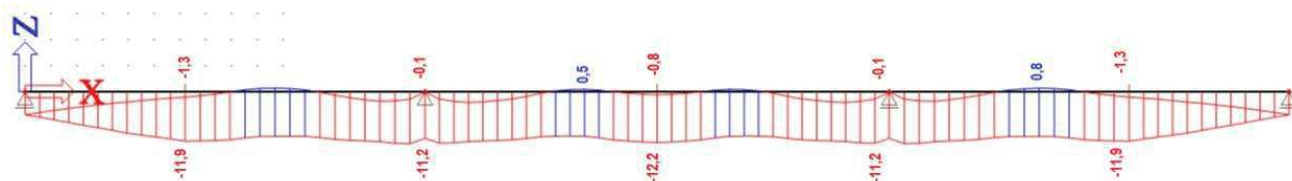
Obr. 74 Průběh normálových napětí spodní vlákna Charakteristická 60 dnů

- Fáze konec životnosti $t = 36500$ dnů



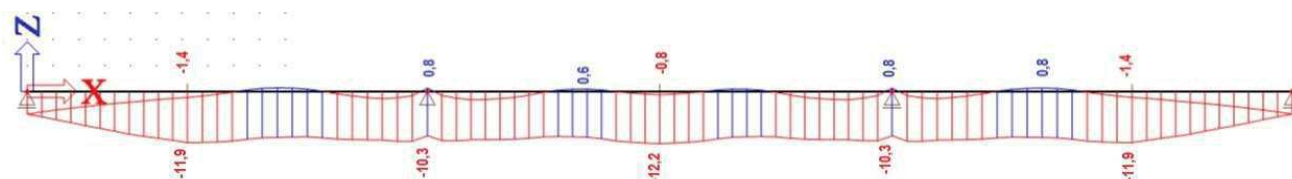
Obr. 75 Průběh normálových napětí spodní vlákna Charakteristická 36500 dnů

- Horní vlákna
 - Fáze předpětí $t = 7$ dnů



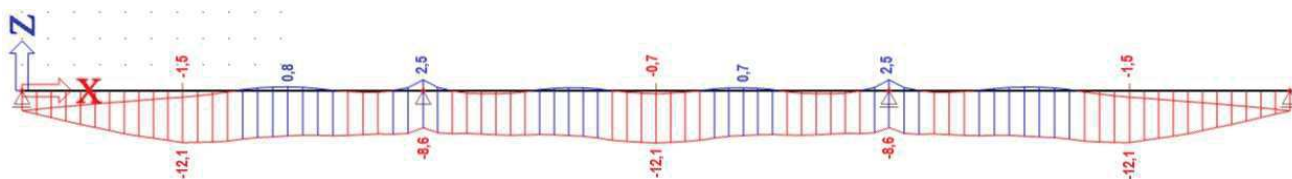
Obr. 76 Průběh normálových napětí horní vlákna Charakteristická 7 dnů

- Fáze Uvedení do provozu $t = 60$ dnů



Obr. 77 Průběh normálových napětí horních vlákna Charakteristická 60 dnů

- Fáze konec životnosti $t = 36500$ dnů



Obr. 78 Průběh normálových napětí horních vlákna Charakteristická 36500 dnů

- Vyhodnocení

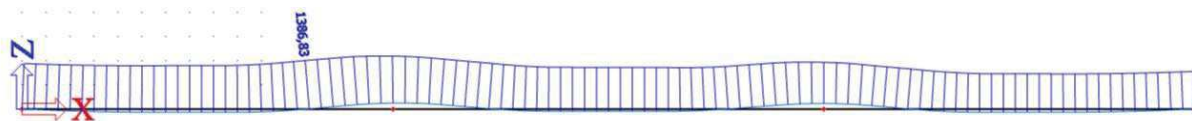
Průřez	Stáří	N_p (MN)	M_p (MNm)	M (MNm)	σ_d (Mpa)	σ_h (Mpa)	$\sigma_i < \sigma_{lim}$
2	7	-31,905	-4,587	8,786	0,750	-11,878	ok
3	7	-31,905	7,309	-11,111	-11,283	0,153	ok
4	7	-31,905	-3,531	7,943	1,071	-12,199	ok
2	60	-30,226	-4,346	8,786	1,406	-11,949	ok
3	60	-30,226	6,925	-11,111	-11,568	1,024	ok
4	60	-30,226	-3,346	7,943	1,644	-12,186	ok
2	36500	-26,868	-3,863	8,786	2,718	-12,089	ok
3	36500	-26,868	6,155	-11,111	-12,140	2,767	ok
4	36500	-26,868	-2,974	7,943	2,788	-12,159	ok

Tabulka 29 Vyhodnocení Posouzení MSP na charakteristickou kombinaci zatížení

Pro charakteristickou kombinaci v žádné fázi a v žádném z řezů konstrukce nedošlo k překročení tahové pevnosti betonu $f_{ctm} = 3,200 \text{ MPa}$, a zároveň nedošlo k překročení tlakového napětí $f_{ck} = 0,6 \cdot 35 = 21,00 \text{ MPa}$, proto můžeme říci, že normálové napětí v charakteristické kombinaci v konstrukci je vyhovující ve všech řezech a ve všech fázích pro mezní stav použitelnosti.

13.3 Mezní stav omezení napětí v předpínací výztuži

- Limitní napětí v předpínací výztuži $\sigma_{pk,lim} = 0,75 \cdot f_{pk} = 0,75 \cdot 1860 = 1395 \text{ MPa}$

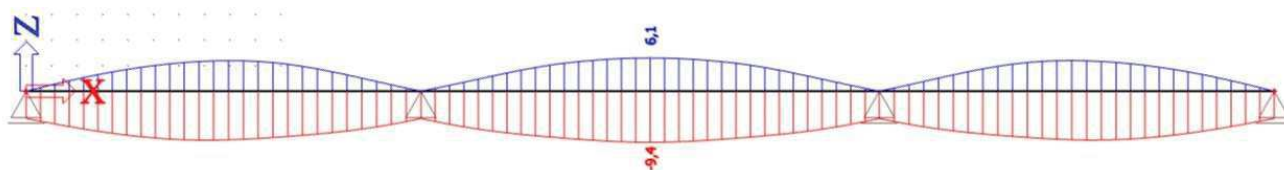


Obr. 79 Napětí v předpínací výztuži v čase uvedení do provozu $t = 60$ dní

$$\sigma_{pk,lim} = 0,75 \cdot f_{pk} = 0,75 \cdot 1860 = 1395 \text{ MPa} \quad (13.11)$$

$$\sigma_{pk,UP} = 1386,83 \text{ MPa} \leq 1395 \text{ MPa} \quad \text{Vyhovuje}$$

13.4 Mezní stav omezení deformací



Obr. 80 Deformace od charakteristické kombinace na konci životnosti

$$u_{z-} = -9,4 \text{ mm}$$

$$u_{z+} = 6,1 \text{ mm}$$

$$u_{lim} = \frac{L}{600} = \frac{18\,000}{600} = 30 \text{ mm} \quad (13.12)$$

$$u_{lim} \geq u_z = 30 \geq 9,4 \text{ mm} \quad \text{Vyhovuje}$$

13.5 Minimální plocha betonářské výztuže z hlediska MSP

Minimální plocha výztuže pro omezení trhlin.

$$k_c = \frac{0,9 \cdot F_{cr}}{A_{ct} \cdot f_{ct,eff}} = \frac{0,9 \cdot 5,2808}{3,3 \cdot 3,2} = 0,45 \text{ (-)}$$

$$A_{ct} = \frac{b \cdot h_d}{2} = 3,3 \text{ m}^2$$

$$k = 0,65 \text{ (-)}$$

$$f_{ct,eff} = 3,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 280 \text{ MPa}$$

$$A_{s,min} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = \frac{0,45 \cdot 0,65 \cdot 3,2 \cdot 3,3 \cdot 10^6}{280} = 11\,031,43 \text{ mm}^2 \quad (13.13)$$

- Návrh výztuže:

$$\varnothing = 16$$

$$s = 150 \text{ mm}$$

$$n = 55$$

$$A_s = 11\,058,4 \text{ mm}^2$$

Návrh betonářské výztuže z hlediska omezení trhlin je $\varnothing = 16$ po 150 mm. Počet vložek je tedy 55 ks, a poté plocha betonářské výztuže je $A_s = 11\,058,4 \text{ mm}^2$.

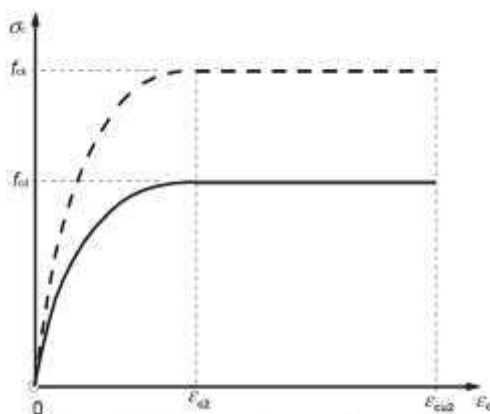
14 Posouzení konstrukce MSÚ

Mezní stav Únosnosti bude posuzován ve třech průřezech, v čase konec životnosti $t=36\,500$ dnů a to:

- Maximální moment v krajním poli řez. č. 2 staničení 6,2 m, respektive 42,8 m.
- Maximální moment nad podporou řez č. 3 staničení 15,5 m, respektive 33,5 m.
- Maximální moment ve středním poli řez č. 4 staničení 24,5 m.

Pro výpočet mezního stavu únosnosti byla použita metoda mezních přetvoření za předpokladu:

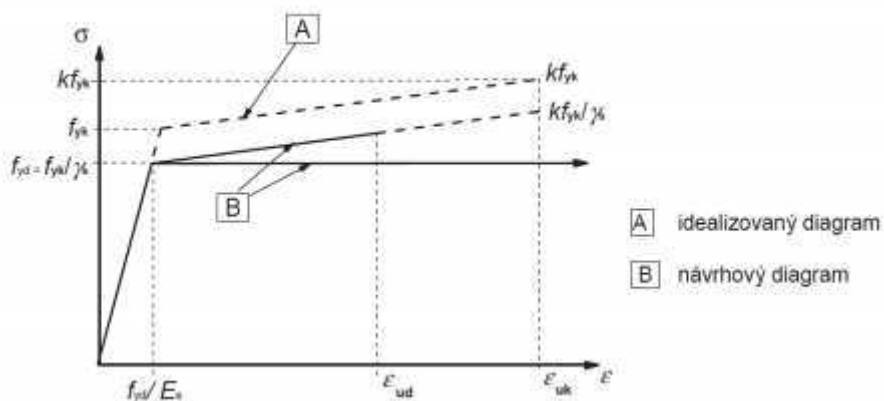
- Beton v tahu nepůsobí, tahová pevnost betonu je zanedbána, všechna napětí přebírá betonářská výztuž.
- Pro konstrukci platí Bernoulli-Navierova hypotéza o zachování rovinnosti průřezu.
- Beton a výztuž dokonale spolupůsobí, tudíž poměrné přetvoření výztuže v tahu i v tlaku je stejné jako poměrné přetvoření okolního betonu.
- Mezní přetvoření betonu, z pracovního diagramu [7]



Obr. 81 Parabolicko-rectangulární pracovní diagram pro beton namáhaný tlakem [7]

A proto uvažujeme v krajních vláknech mezní poměrné přetvoření betonu $\varepsilon_{cu} = 2,0\%$

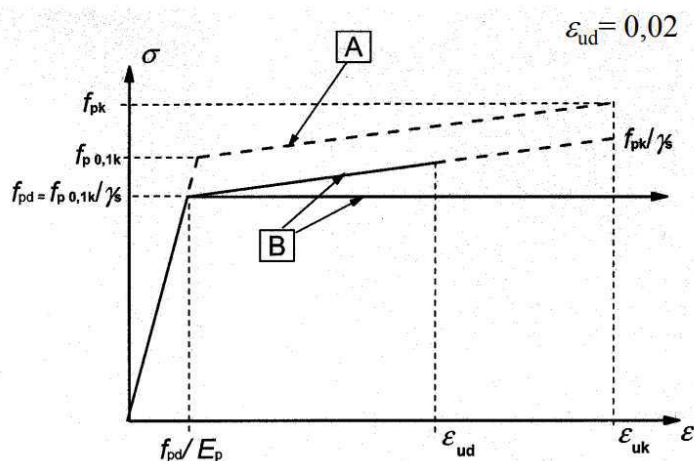
- Mezní přetvoření betonářské výztuže, z pracovního diagramu



Obr. 82 Pracovní diagram pro betonářskou ocel B500B [7]

A proto uvažujeme mezní poměrné přetvoření betonářské výztuže $\varepsilon_{uk} = 50\%$

- Mezní přetvoření předpínací výztuže

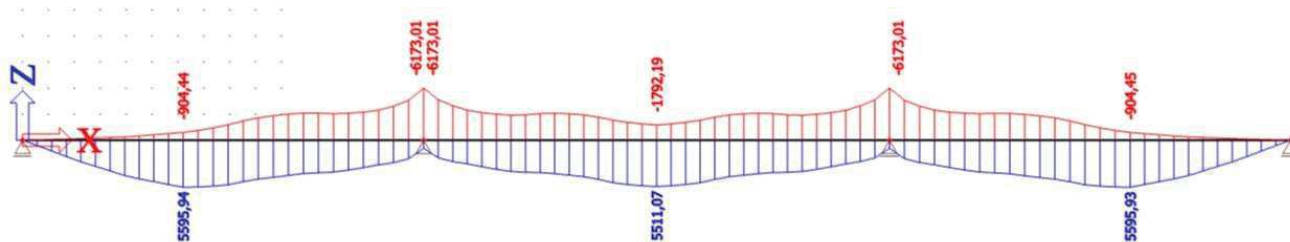


Obr. 83 Pracovní diagram předpínací výztuže [7]

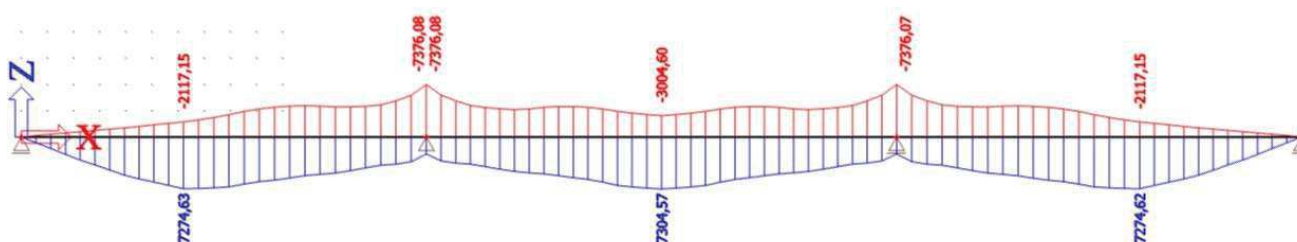
A proto uvažujeme mezní poměrné přetvoření betonářské výztuže $\epsilon_{ud} = 20 \%$

14.1 Ohyb a normálová síla

14.1.1 Průběh momentu od kombinace 6.10a, 6.10b na konci životnosti



Obr. 84 Průběh ohybových momentů od kombinace 6.10a na konci životnosti



Obr. 85 Průběh ohybových momentů od kombinace 6.10b na konci životnosti

- Vnitřní síly pro posouzení MSÚ

Průřez v krajním poli		Průřez nad střední podporou		Průřez ve středním poli	
$M_{6.10b,2}$ (KNm)	7274,63	$M_{6.10b,3}$ (KNm)	-7376,08	$M_{6.10b,4}$ (KNm)	7304,57
$N_{pk,kž,2}$ (KN)	-26867,2	$N_{pk,kž,3}$ (KN)	-26867,2	$N_{pk,kž,4}$ (KN)	-26867,2
$M_{pk,kž,2}$ (KNm)	-3862,69	$M_{pk,kž,3}$ (KNm)	6155,27	$M_{pk,kž,4}$ (KNm)	-2973,84

Tabulka 30 Přehled vnitřních sil pro posouzení MSÚ

14.2 Posouzení průřezu v krajním poli

14.2.1 Stanovení mezní únosnosti průřezu za předpokladu plného zplastizování

- Síla v předpínací výztuži

$$N_{pd} = A_p \cdot f_{pd} = 19 \cdot 8 \cdot 0,00015 \cdot 1423,304 = 32\,451,33 \text{ KN} \quad (14.1)$$

Při prostém ohybu musí platit, že $N_{pd} = N_{cd}$, a také můžeme předpokládat, že tlakové napětí působí pouze v horních části desky, kde není proměnná šířka $b = 8,25 \text{ m}$ a proto:

$$\begin{aligned} b \cdot x_u \cdot \eta \cdot f_{cd} &= N_{pd} \\ x_u &= 0,8 \cdot x \\ 8,25 \cdot 0,8 \cdot x \cdot 1,0 \cdot 21 &= 32,45133 \end{aligned}$$

$x = 0,234 \text{ m} = 234 \text{ mm} < 300 \text{ mm} \rightarrow$ Tlakové napětí působí opravdu pouze v horní části desky, kde není proměnná tloušťka.

$$x_u = 0,8 \cdot x = 0,8 \cdot 234 = 187,3 \text{ mm}$$

Rameno vnitřních sil z:

$$z = h - \frac{x}{2} - e_{p2} = 0,8 - \frac{0,1873}{2} - 0,260 = 0,44635 \text{ m} \quad (14.2)$$

Moment únosnosti M_{rd} :

$$M_{rd} = N_{cd} \cdot z = 0,44635 \cdot 32\,451,33 = 14\,484,651 \text{ KNm}$$

$$M_{rd} = 7274,63 \text{ KNm}$$

$$M_{rd} \geq M_{ed}$$

$$14\,484,651 > 7274,63 \text{ KNm Vyhovuje}$$

14.2.2 Ověření zplastizování předpínací výztuže

1. Výchozí stav: konec životnosti, charakteristická kombinace zatížení

- Normálové napětí od charakteristické kombinace na konci životnosti
 - Horní vlákna $\sigma_c^h = -12,089 \text{ MPa}$
 - Dolní vlákna $\sigma_c^d = +2,718 \text{ MPa}$
- Napětí v betonu v úrovni předpínací výztuže

$$\sigma_c^p = 2,718 - \frac{2,718 - (-12,089)}{0,8} \cdot 0,260 = -2,094 \text{ MPa}$$

- Předpínací síla před přitížením na mez únosnosti

$$P_{m,kz} = 26\,867,52 \text{ KN}$$

- Výchozí napětí v předpínací výztuži

$$\sigma_{pm,kz} = \frac{26,86752}{0,00015 \cdot 8 \cdot 19} = 1178,4 \text{ MPa}$$

- Výpočet poměrného přetvoření

- Horní vlákna konstrukce

$$\varepsilon_c^h = \frac{\sigma_c^h}{E_{cm}} = \frac{-12,089}{34000,00} = -0,3556 \text{ ‰}$$

- Dolní vlákna konstrukce

$$\varepsilon_c^d = \frac{\sigma_c^d}{E_{cm}} = \frac{2,718}{34000,00} = 0,080 \text{ ‰}$$

- Beton v úrovni předpínací výztuže

$$\varepsilon_c^p = \frac{\sigma_c^p}{E_{cm}} = \frac{-2,094}{34000,00} = -0,0616 \text{ ‰}$$

- Předpínací výztuž

$$\varepsilon_{pm,kž} = \frac{\sigma_{pm,kž}}{E_p} = \frac{1178,4}{195000} \cdot 10^3 = 6,043 \text{ ‰}$$

2. První krok přetížení dosažení pružného odlehčení konstrukce

Stav, kdy v celé ploše betonové průřezu je poměrné přetvoření rovno nule. Pokud by byla uvažována betonářská výztuž, tak také v ní by bylo poměrné přetvoření rovno nule. Poté základní poměrné přetvoření předpínací výztuže:

$$\varepsilon_{pz} = 6,043 + 0,0616 = 6,1046 \text{ ‰}$$

3. Druhý krok přetížení dosažení meze únosnosti

Uvažujeme, že v betonu došlo k meznímu přetvoření, a to $\varepsilon_{cu} = 2,0 \text{ ‰}$ a tedy poloha neutrálné osy je $x = 0,234 \text{ m}$

- Přírůstek poměrného přetvoření v předpínací výztuži je:

$$\Delta\varepsilon_p = \frac{2,00}{0,234} \cdot (0,8 - 0,234 - 0,260) = 2,6154 \text{ ‰}$$

- Celkové poměrné přetvoření v předpínací výztuži je:

$$\sum \varepsilon_p = \varepsilon_{pz} + \Delta\varepsilon_p = 6,1046 + 2,6154 = \text{ ‰}$$

$$\sum \varepsilon_p > \frac{f_{pd}}{E_p} = \frac{1423,304}{195000} \cdot 10^3 \tag{14.3}$$

$$8,72 \text{ ‰} > 7,299 \text{ ‰} \text{ Vyhovuje plastizuje}$$

Jelikož vyhověla mezní únosnost průřezu za ověření plného zplastizování předpínací výztuže, můžeme říci, že konstrukce v průřezu s maximálním ohybovým momentem v krajním poli vyhovuje na mezní stav únosnosti. Dále je ale potřeba posoudit, že u konstrukce nemůže dojít ke vzniku křehkého lomu. Ke křehkému lomu může dojít v předpjaté konstrukci při nekontrolovaném snížení předpínací síly, a to například v důsledku skryté koroze, která by mohla vést k porušení konstrukce. Proto je nutné posoudit konstrukci, zda nemůže dojít ke křehkému lomu konstrukce.

14.2.3 Posouzení vzniku křehkého lomu

- Návrh minimální betonářské výztuže

$$A_{s,min} = \frac{M_{rep}}{z + f_{yk}}$$

$$\sigma_2^{c,d} = \frac{M_{rep}}{W_2^d} = f_{ctm} \rightarrow M_{rep} = f_{ctm} \cdot W_2^d = 3,2 \cdot 0,6649 = 2,12768 \text{ MNm}$$

Návrh výztuže bude stejný jako, u posouzení MSP omezení trhliny, tudíž:

$$\emptyset = 16$$

$$s = 150 \text{ mm}$$

$$n = 40$$

$$A_s = 8042,477 \text{ mm}^2$$

$$N_{sk} = N_{ck} = A_s \cdot f_{yk} = 8042,477 \cdot 500,0 = 4,02124 \text{ MN} \quad (14.4)$$

$$x_u = \frac{N_{ck}}{b \cdot f_{ck}} = \frac{4,02124}{8,25 \cdot 35} = 0,0139 \text{ m} > 0,3 \text{ m vyhovuje}$$

$$z = 0,8 - \frac{0,0139}{2} - 0,063 = 0,73005 \text{ m}$$

$$M_{sk} = N_{sk} \cdot z = 4,02124 \cdot 0,73005 = 2,9357 \text{ MNm} \geq M_{rep}$$

$$M_{sk} \geq M_{rep} \rightarrow 2,9357 \text{ MNm} > 2,12768 \text{ MNm Vyhovuje}$$

Byla navržena betonářská ohybová výztuž, tak, aby bylo zamezeno vzniku křehkého lomu v konstrukci za předpokladu, že dojde k porušení předpínací výztuže. Konstrukce by při porušení předpínací výztuže byla schopna převzít tahovou sílu v betonu těsně před vznikem trhlin.

14.3 Posouzení průřezu nad střední podporou

14.3.1 Stanovení mezní únosnosti průřezu za předpokladu plného zplastizování

- Síla v předpínací výztuži

$$N_{pd} = A_p \cdot f_{pd} = 19 \cdot 8 \cdot 0,00015 \cdot 1423,304 = 32\,451,33 \text{ KN} \quad (14.5)$$

Při prostém ohybu musí platit, že $N_{pd} = N_{cd}$, a také můžeme předpokládat, že tlakové napětí nepůsobí pouze v horních části desky, kde není proměnná šířka $b = 8,25 \text{ m}$ a proto je nutné šířku $\hat{b} = ? \text{ m}$ zjistit přibližnou iterací k výšce tlačené oblasti x s přesností na 0,1 mm:

$$\begin{aligned} b \cdot x_u \cdot \eta \cdot f_{cd} &= N_{pd} \\ x_u &= 0,8 \cdot x \\ 6,0 \cdot 0,8 \cdot x \cdot 1,0 \cdot 21 &= 32,45133 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} x &= 0,3219 \text{ m} = 321,9 \text{ mm} \rightarrow \text{Změření nového } b, \text{ v místě } \frac{x_u}{2} = 0,4 \cdot x \\ x_u &= 0,8 \cdot x = 0,8 \cdot 321,9 = 257,55 \text{ mm} \\ x_u &= 0,4 \cdot x = 0,8 \cdot 321,9 = 128,76 \text{ mm} \\ b &= 6,6170327 \text{ m} \end{aligned}$$

Nový výpočet x :

$$\begin{aligned} b \cdot x_u \cdot \eta \cdot f_{cd} &= N_{pd} \\ x_u &= 0,8 \cdot x \\ 6,6170327 \cdot 0,8 \cdot x \cdot 1,0 \cdot 21 &= 32,45133 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} x &= 0,2919 \text{ m} = 291,9 \text{ mm} \rightarrow \text{Změření nového } b, \text{ v místě } \frac{x_u}{2} = 0,4 \cdot x \\ x_u &= 0,8 \cdot x = 0,8 \cdot 291,9 = 233,520 \text{ mm} \\ x_u &= 0,4 \cdot x = 0,8 \cdot 291,9 = 116,767 \text{ mm} \\ b &= 6,559561 \text{ m} \end{aligned} \quad (14.6)$$

Nový výpočet x :

$$\begin{aligned} b \cdot x_u \cdot \eta \cdot f_{cd} &= N_{pd} \\ x_u &= 0,8 \cdot x \\ 6,559561 \cdot 0,8 \cdot x \cdot 1,0 \cdot 21 &= 32,45133 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} x &= 0,294475 \text{ m} = 294,475 \text{ mm} \rightarrow \text{Změření nového } b, \text{ v místě } \frac{x_u}{2} = 0,4 \cdot x \\ x_u &= 0,8 \cdot x = 0,8 \cdot 294,475 = 235,58 \text{ mm} \\ x_u &= 0,4 \cdot x = 0,8 \cdot 294,475 = 117,79 \text{ mm} \\ b &= 6,5644632 \text{ m} \end{aligned}$$

Nový výpočet x :

$$\begin{aligned} b \cdot x_u \cdot \eta \cdot f_{cd} &= N_{pd} \\ x_u &= 0,8 \cdot x \end{aligned}$$

$$6,5644632 \cdot 0,8 \cdot x \cdot 1,0 \cdot 21 = 32,45133$$

$$x = 0,294225 \text{ m} = 294,225 \text{ mm} \rightarrow \text{Změření nového } b, \text{ v místě } \frac{x_u}{2} = 0,4 \cdot x$$

$$x_u = 0,8 \cdot x = 0,8 \cdot 294,225 = 235,38 \text{ mm}$$

$$x_u = 0,4 \cdot x = 0,8 \cdot 294,225 = 117,715 \text{ mm}$$

$$b = 6,5644632 \text{ m}$$

Rameno vnitřních sil z:

$$z = h - \frac{x}{2} - e_{p2} = 0,8 - \frac{0,23538}{2} - 0,226 = 0,45631 \text{ m}$$

Moment únosnosti M_{rd} :

$$M_{rd} = N_{cd} \cdot z = 0,45631 \cdot 32\,451,33 = 14\,807,8664 \text{ KNm} \quad (14.7)$$

$$M_{rd} = 7376,08 \text{ KNm}$$

$$M_{rd} \geq M_{ed}$$

$$14\,807,8664 > 7376,08 \text{ KNm Vyhovuje}$$

14.3.2 Ověření zplastizování předpínací výztuže

4. Výchozí stav: konec životnosti, charakteristická kombinace zatížení

- Normálové napětí od charakteristické kombinace na konci životnosti
 - Horní vlákna $\sigma_c^h = +2,767 \text{ MPa}$
 - Dolní vlákna $\sigma_c^d = -12,140 \text{ MPa}$
- Napětí v betonu v úrovni předpínací výztuže

$$\sigma_c^p = 2,767 - \frac{2,767 - (-12,140)}{0,8} \cdot (0,8 - (0,8 - 0,226)) = -1,444 \text{ MPa}$$

- Předpínací síla před přitížením na mez únosnosti

$$P_{m,kz} = 26\,867,52 \text{ KN}$$

- Výchozí napětí v předpínací výztuži

$$\sigma_{pm,kz} = \frac{26,86752}{0,00015 \cdot 8 \cdot 19} = 1178,4 \text{ MPa}$$

- Výpočet poměrného přetvoření

- Horní vlákna konstrukce

$$\varepsilon_c^h = \frac{\sigma_c^h}{E_{cm}} = \frac{-12,140}{34000,00} = -0,357 \text{ ‰}$$

- Dolní vlákna konstrukce

$$\varepsilon_c^d = \frac{\sigma_c^d}{E_{cm}} = \frac{2,718}{34000,00} = 0,0814 \text{ ‰}$$

- Beton v úrovni předpínací výztuže

$$\varepsilon_c^p = \frac{\sigma_c^p}{E_{cm}} = \frac{-1,444}{34000,00} = -0,04247 \text{ ‰}$$

- Předpínací výztuž

$$\varepsilon_{pm,kž} = \frac{\sigma_{pm,kž}}{E_p} = \frac{1178,4}{195000} \cdot 10^3 = 6,043 \text{ ‰}$$

5. První krok přetížení dosažení pružného odlehčení konstrukce.

Stav, kdy v celé ploše betonového průřezu je poměrné přetvoření rovno nule. Pokud by byla uvažována betonářská výztuž, tak také v ní by bylo poměrné přetvoření rovno nule. Poté základní poměrné přetvoření předpínací výztuže:

$$\varepsilon_{pz} = 6,043 + 0,04247 = 6,0855 \text{ ‰}$$

6. Druhý krok přetížení dosažení meze únosnosti.

Uvažujeme, že v betonu došlo k meznímu přetvoření, a to $\varepsilon_{cu} = 2,0 \text{ ‰}$ a tedy poloha neutrálné osy je $x = 0,23538 \text{ m}$

- Přírůstek poměrného přetvoření v předpínací výztuži je:

$$\Delta\varepsilon_p = \frac{2,00}{0,23538} \cdot (0,8 - 0,23538 - 0,226) = 2,87722 \text{ ‰}$$

- Celkové poměrné přetvoření v předpínací výztuži je:

$$\sum \varepsilon_p = \varepsilon_{pz} + \Delta\varepsilon_p = 6,0855 + 2,87722 = 8,9627 \text{ ‰}$$

$$\sum \varepsilon_p > \frac{f_{pd}}{E_p} = \frac{1423,304}{195000} \cdot 10^3 \tag{14.8}$$

$$8,9627 \text{ ‰} > 7,299 \text{ ‰} \text{ Vyhovuje plastizuje}$$

Jelikož vyhověla mezní únosnost průřezu za ověření plného zplastizování předpínací výztuže, můžeme říci, že konstrukce v průřezu s maximálním ohybovým momentem nad střední podporou vyhovuje na mezní stav únosnosti. Dále je ale potřeba posoudit, že u konstrukce nemůže dojít ke vzniku křehkého lomu. Ku křehkému lomu může dojít v předpjaté konstrukci při nekontrolovaném snížení předpínací síly, a to například v důsledku skryté koroze, která by mohla vést k porušení konstrukce. Proto je nutné posoudit konstrukci, zda nemůže dojít ke křehkému lomu konstrukce.

14.3.3 *Posouzení vzniku křehkého lomu*

- Návrh minimální betonářské výztuže

$$A_{s,min} = \frac{M_{rep}}{z + f_{yk}}$$

$$\sigma_2^{c,d} = \frac{M_{rep}}{W_2^h} = f_{ctm} \rightarrow M_{rep} = f_{ctm} \cdot W_2^d = 3,2 \cdot 0,665593 = 2,130 \text{ MNm}$$

Návrh výztuže bude stejný jako, u posouzení MSP omezení trhliny, tudíž: (14.9)

$$\varnothing = 16$$

$$s = 150 \text{ mm}$$

$$n = 55$$

$$A_s = 11\,058,4 \text{ mm}^2$$

$$N_{sk} = N_{ck} = A_s \cdot f_{yk} = 11058,4 \cdot 500,0 = 5,5292 \text{ MN}$$

$$x_u = \frac{N_{ck}}{b \cdot f_{ck}} = \frac{5,5292}{6,5644632 \cdot 35} = 0,024 \text{ m}$$

$$z = 0,8 - \frac{0,024}{2} - 0,063 = 0,725 \text{ m} \quad (14.10)$$

$$M_{sk} = N_{sk} \cdot z = 5,5292 \cdot 0,725 = 4,0225 \text{ MNm} \geq M_{rep}$$

$$M_{sk} \geq M_{rep} \rightarrow 4,000867 \text{ MNm} > 2,12768 \text{ MNm} \text{ Vyhovuje}$$

Byla navržena betonářská ohybová výztuž, tak aby bylo zamezeno vzniku křehkého lomu v konstrukci, za předpokladu, že dojde k porušení předpínací výztuže. Konstrukce by při porušení předpínací výztuže byla schopna převzít tahovou sílu v betonu těsně před vznikem trhlin.

14.4 Posouzení průřezu ve středním poli

14.4.1 Stanovení mezní únosnosti průřezu za předpokladu plného zplastizování

- Síla v předpínací výztuži

$$N_{pd} = A_p \cdot f_{pd} = 19 \cdot 8 \cdot 0,00015 \cdot 1423,304 = 32\,451,33 \text{ KN} \quad (14.11)$$

Při prostém ohybu musí platit, že $N_{pd} = N_{cd}$, a také můžeme předpokládat, že tlakové napětí působí pouze v horních části desky, kde není proměnná šířka $b = 8,25 \text{ m}$ a proto:

$$\begin{aligned} b \cdot x_u \cdot \eta \cdot f_{cd} &= N_{pd} \\ x_u &= 0,8 \cdot x \\ 8,25 \cdot 0,8 \cdot x \cdot 1,0 \cdot 21 &= 32,45133 \end{aligned}$$

$x = 0,234 \text{ m} = 234 \text{ mm} < 300 \text{ mm} \rightarrow$ Tlakové napětí působí opravdu pouze v horní části desky, kde není proměnná tloušťka.

$$x_u = 0,8 \cdot x = 0,8 \cdot 234 = 187,3 \text{ mm}$$

Rameno vnitřních sil z:

$$z = h - \frac{x}{2} - e_{p2} = 0,8 - \frac{0,1873}{2} - 0,300 = 0,40635 \text{ m} \quad (14.12)$$

Moment únosnosti M_{rd} :

$$M_{rd} = N_{cd} \cdot z = 0,40635 \cdot 32\,451,33 = 19676,864 \text{ KNm}$$

$$M_{ed} = 7274,63 \text{ KNm}$$

$$M_{rd} \geq M_{ed}$$

$$13\,186,598 > 7304,57 \text{ KNm Vyhovuje}$$

14.4.2 Ověření zplastizování předpínací výztuže

7. Výchozí stav: konec životnosti, charakteristická kombinace zatížení

- Normálové napětí od charakteristické kombinace na konci životnosti
 - Horní vlákna $\sigma_c^h = -12,159 \text{ MPa}$
 - Dolní vlákna $\sigma_c^d = +2,788 \text{ MPa}$
- Napětí v betonu v úrovni předpínací výztuže

$$\sigma_c^p = 2,788 - \frac{2,788 - (-12,159)}{0,8} \cdot 0,300 = -2,817125 \text{ MPa}$$

- Předpínací síla před přitížením na mez únosnosti

$$P_{m,kz} = 26\,867,52 \text{ KN}$$

- Výchozí napětí v předpínací výztuži

$$\sigma_{pm,kz} = \frac{26,86752}{0,00015 \cdot 8 \cdot 19} = 1178,4 \text{ MPa}$$

- Výpočet poměrného přetvoření

- Horní vlákna konstrukce

$$\varepsilon_c^h = \frac{\sigma_c^h}{E_{cm}} = \frac{-12,159}{34000,00} = -0,3576 \text{ ‰}$$

- Dolní vlákna konstrukce

$$\varepsilon_c^d = \frac{\sigma_c^d}{E_{cm}} = \frac{2,788}{34000,00} = 0,082 \text{ ‰}$$

- Beton v úrovni předpínací výztuže

$$\varepsilon_c^p = \frac{\sigma_c^p}{E_{cm}} = \frac{-2,8171}{34000,00} = -0,0828 \text{ ‰}$$

- Předpínací výztuž

$$\varepsilon_{pm,kž} = \frac{\sigma_{pm,kž}}{E_p} = \frac{1178,4}{195000} \cdot 10^3 = 6,043 \text{ ‰}$$

8. První krok přetížení dosažení pružného odlehčení konstrukce

Stav, kdy v celé ploše betonové průřezu je poměrné přetvoření rovno nule. Pokud by byla uvažována betonářská výztuž, tak také v ní by bylo poměrné přetvoření rovno nule. Poté základní poměrné přetvoření předpínací výztuže:

$$\varepsilon_{pz} = 6,043 + 0,0828 = 6,1258 \text{ ‰}$$

9. Druhý krok přetížení dosažení meze únosnosti

Uvažujeme, že v betonu došlo k meznímu přetvoření, a to $\varepsilon_{cu} = 2,0 \text{ ‰}$ a tedy poloha neutrálné osy je $x = 0,234 \text{ m}$

- Přírůstek poměrného přetvoření v předpínací výztuži je:

$$\Delta\varepsilon_p = \frac{2,00}{0,234} \cdot (0,8 - 0,234 - 0,3) = 2,2735 \text{ ‰}$$

- Celkové poměrné přetvoření v předpínací výztuži je:

$$\sum \varepsilon_p = \varepsilon_{pz} + \Delta\varepsilon_p = 6,1258 + 2,2735 = 8,3993 \text{ ‰}$$

$$\sum \varepsilon_p > \frac{f_{pd}}{E_p} = \frac{1423,304}{195000} \cdot 10^3$$

(14.13)

$$8,3993 \text{ ‰} > 7,299 \text{ ‰} \text{ Vyhovuje plastizuje}$$

Jelikož vyhověla mezní únosnost průřezu za ověření plného zplastizování předpínací výztuže, můžeme říci, že konstrukce v průřezu s maximálním ohybovým momentem v krajním poli vyhovuje na mezní stav únosnosti. Dále je ale potřeba posoudit, že u konstrukce nemůže dojít ke vzniku křehkého lomu. Ke křehkému lomu může dojít v předpjaté konstrukci při nekontrolovaném snížení předpínací síly, to například v důsledku skryté koroze, která by mohla vést k porušení konstrukce. Proto je nutné posoudit konstrukci, zda nemůže dojít ke křehkému lomu konstrukce.

14.4.3 *Posouzení vzniku křehkého lomu*

- Návrh minimální betonářské výztuže

$$A_{s,min} = \frac{M_{rep}}{z + f_{yk}}$$

$$\sigma_2^{c,d} = \frac{M_{rep}}{W_2^d} = f_{ctm} \rightarrow M_{rep} = f_{ctm} \cdot W_2^d = 3,2 \cdot 0,6649 = 2,12768 \text{ MNm}$$

Návrh výztuže bude stejný jako, u posouzení MSP omezení trhliny, tudíž:

$$\emptyset = 16$$

$$s = 150 \text{ mm}$$

$$n = 40$$

$$A_s = 8042,477 \text{ mm}^2$$

$$N_{sk} = N_{ck} = A_s \cdot f_{yk} = 8042,477 \cdot 500,0 = 4,02124 \text{ MN} \quad (14.14)$$

$$x_u = \frac{N_{ck}}{b \cdot f_{ck}} = \frac{4,02124}{8,25 \cdot 35} = 0,0139 \text{ m} > 0,3 \text{ m vyhovuje}$$

$$z = 0,8 - \frac{0,0139}{2} - 0,063 = 0,73005 \text{ m}$$

$$M_{sk} = N_{sk} \cdot z = 4,02124 \cdot 0,73005 = 2,9357 \text{ MNm} \geq M_{rep}$$

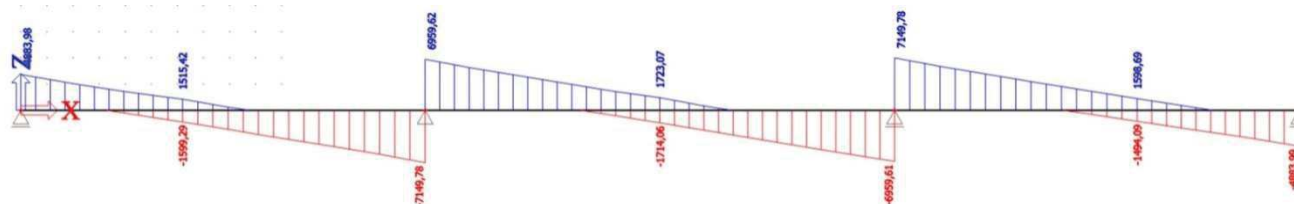
$$M_{sk} \geq M_{rep} \rightarrow 2,9357 \text{ MNm} > 2,12768 \text{ MNm Vyhovuje}$$

Byla navržena betonářská ohybová výztuž, tak, aby bylo zamezeno vzniku křehkého lomu v konstrukci, za předpokladu, že dojde k porušení předpínací výztuže. Konstrukce by při porušení předpínací výztuže, byla schopna převzít tahovou sílu v betonu těsně před vznikem trhlin.

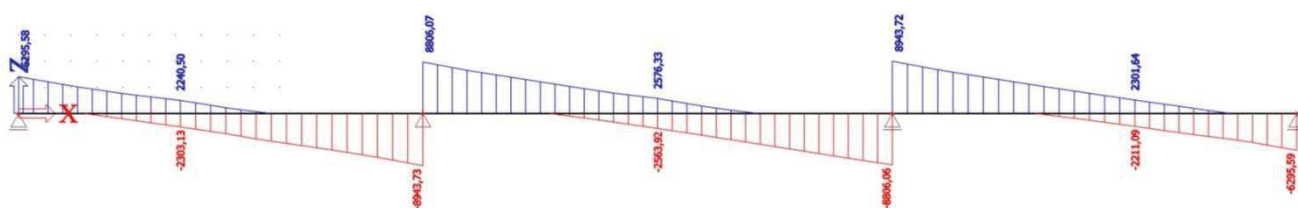
15 Posouzení konstrukce Smyková únosnost

- Návrhové posouvající síly pro posouzení smykové únosnosti

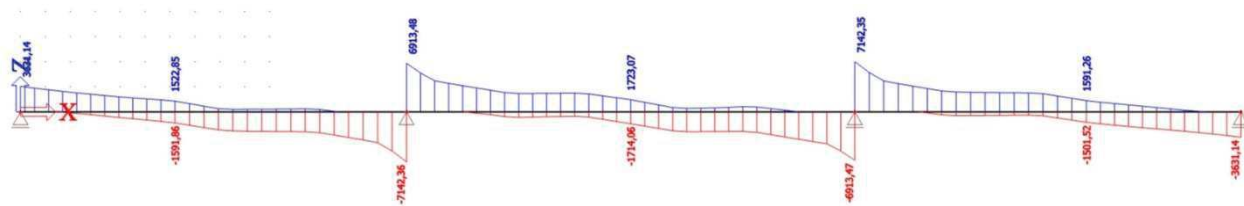
Pro návrhové posouvající síly byly vytvořeny kombinace zatížení 6.10a, 6.10b, kde byly vnitřní síly vynásobeny koeficienty příčného roznosu a koeficienty příslušné pro dané kombinace.



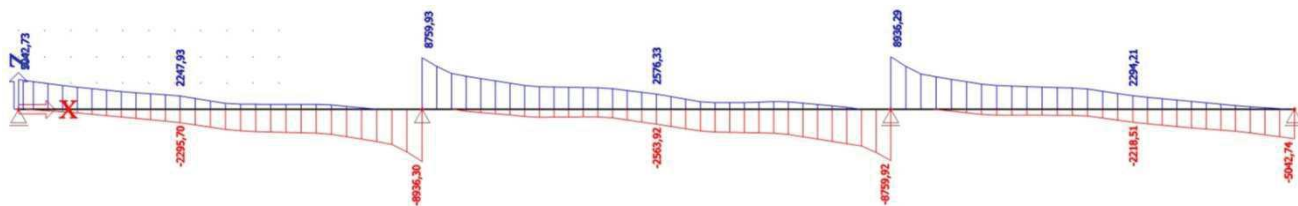
Obr. 86 Obálka posouvajících sil kombinace 6.10a bez předpětí



Obr. 87 Obálka posouvajících sil kombinace 6.10b bez předpětí



Obr. 88 Obálka posouvajících sil kombinace 6.10a s předpětím na konci životnosti



Obr. 89 Obálka posouvajících sil kombinace 6.10b s předpětím na konci životnosti

Průřez v krajním podpoře		Průřez nad střední podporou zleva		Průřez nad střední podporou zprava	
$V_{z6.10b,1}$ (KN)	6295,59	$V_{z6.10b,3L}$ (KN)	-8943,73	$V_{z6.10b,3P}$ (KN)	8806,07
$V_{z6.10b,kž,1}$ (KN)	5042,74	$V_{z6.10b,kž,3L}$ (KN)	-8936,30	$V_{z6.10b,kž,3P}$ (KN)	8759,93
$N_{pk,kž,1}$ (KN)	-26867,2	$N_{pk,kž,3}$ (KN)	-26867,2	$N_{pk,kž,3}$ (KN)	-26867,2

Tabulka 31 Přehled Maximálních posouvajících sil pro posouzení

Smyková únosnost prvku je vyšetřována na maximální posouvající síly z kombinací 6.10a a 6.10b. Bude navržena smyková výztuž, která bude posouzena na smykovou únosnost.

15.1 Ověření smykové únosnosti konstrukce krajní podpora

15.1.1 Beton

- Výška konstrukce $h = 0,8 \text{ m}$
- Plocha betonu $A_c = 5,734 \text{ m}^2$
- Charakteristická pevnost betonu $f_{ck} = 35,0 \text{ MPa}$
- Redukční součinitel pro beton $\gamma_c = 1,5 (-)$
- součinitel zohledňující dlouhodobé účinky zatížení tlakem $\alpha_{cc} = 0,9 (-)$
- Návrhová pevnost betonu $f_{cd} = 21,0 \text{ MPa}$

15.1.2 Ohybová betonářská výztuž

- Krytí ohybové výztuže $c_{nom} = 0,063 \text{ m}$
- Průměr výztuže $\emptyset = 16 \text{ mm}$
- Statická účinná výška průřezu d

$$d = h - c - \frac{\emptyset}{2} = 0,8 - 0,063 - \frac{0,016}{2} = 0,729 \text{ m}$$

- Odhad ramena vnitřních sil z

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 0,729 = 0,656 \text{ m}$$

15.1.3 Ověření smykové únosnosti

- Vnitřní síly
 - $V_{ed} = 6295,59 \text{ KN}$
 - $N_{ed} = -26\,867,2 \text{ KN}$
- Ověření únosnosti tlačené diagonály

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} = \frac{26867,2}{5,734} = 4,6856 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} < 0,25 \cdot f_{cd} = 5,25 \text{ MPa}$$

4,6856 MPa < 5,25 MPa Vyhovuje

- Redukční součinitel smykové únosnosti

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{35}{250}\right) = 0,516 (-)$$

$$b_w = 6,000 - 0,045 - 0,045 = 5,910 \text{ m}$$

(15.1)

$$V_{Rd,max} = b_w \cdot z \cdot f_{cd} \cdot v \cdot \frac{\cotg(\theta)}{\cotg^2(\theta)} = 5,910 \cdot 0,656 \cdot 21 \cdot 0,516 \cdot \frac{1,25}{(1 + 1,25^2)}$$

$$V_{Rd,max} = 20\,493,04 \text{ KN}$$

$$V_{Rd,max} > V_{ed}$$

20 493,04 > 6295,59 KN vyhovuje

- Návrh smykové výztuže

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

$$\gamma_s = 1,15 \text{ (-)}$$

$$f_{ywd} = 434,783 \text{ MPa}$$

$$\emptyset = 16$$

$$s = 150 \text{ mm}$$

$$n = 16$$

$$A_s = 3216,99 \text{ mm}^2$$

- Ověření stupně vyztužení

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w} = \frac{3216,99}{150 \cdot 5910} = 0,00363 \text{ (-)}$$

$$\rho_{w,min} = 0,8 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{ywk}} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{35}}{500} = 0,000947 \text{ (-)}$$

$$\rho_{w,max} = 0,5 \cdot \frac{v \cdot f_{cd}}{f_{ywd}} = 0,5 \cdot \frac{0,516 \cdot 21}{434,783} = 0,01246 \text{ (-)}$$

$$\rho_{w,min} \leq \rho_w \leq \rho_{w,max} \quad (15.2)$$

$$0,000947 < 0,00363 < 0,01246 \text{ Vyhovuje}$$

- Ověření maximální vzdálenosti smykové výztuže v příčném směru

$$s_{max} = \min(0,75 \cdot d; 600 \text{ mm}) = 550; 600 \text{ mm} = 550 \text{ mm}$$

$$s_p = \frac{5910 - 15 \cdot 16}{15} = 378 \text{ mm}$$

$$s_{p,max} > s_p$$

$$550 > 378 \text{ mm Vyhovuje}$$

- Ověření únosnosti smykové výztuže

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot g(\theta) = \frac{3216,99}{150} \cdot 0,565 \cdot 434,783 \cdot 1,25$$

$$V_{Rd,s} = 6585,51 \text{ KN}$$

$$V_{Rd,s} \geq V_{ed}$$

$$6\,585,51 \geq 6\,295,59 \text{ KN Vyhovuje}$$

15.2 Ověření smykové únosnosti konstrukce střední podpora

15.2.1 Beton

- Výška konstrukce $h = 0,8 \text{ m}$
- Plocha betonu $A_c = 5,734 \text{ m}^2$
- Charakteristická pevnost betonu $f_{ck} = 35,0 \text{ MPa}$
- Redukční součinitel pro beton $\gamma_c = 1,5 (-)$
- součinitel zohledňující dlouhodobé účinky zatížení tlakem $\alpha_{cc} = 0,9 (-)$
- Návrhová pevnost betonu $f_{cd} = 21,0 \text{ MPa}$

15.2.2 Ohybová betonářská výztuž

- Krytí ohybové výztuže $c_{nom} = 0,063 \text{ m}$
- Průměr výztuže $\emptyset = 16 \text{ mm}$
- Statická účinná výška průřezu d

$$d = h - c - \frac{\emptyset}{2} = 0,8 - 0,063 - \frac{0,016}{2} = 0,729 \text{ m}$$

- Odhad ramena vnitřních sil z
 $z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 0,729 = 0,656 \text{ m}$

15.2.3 Ověření smykové únosnosti

- Vnitřní síly
 - $V_{ed} = 8936,3 \text{ KN}$
 - $N_{ed} = -26\,867,2 \text{ KN}$
- Ověření únosnosti tlačené diagonály

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} = \frac{26867,2}{5,734} = 4,6856 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} < 0,25 \cdot f_{cd} = 5,25 \text{ MPa}$$

4,6856 MPa < 5,25 MPa Vyhovuje

- Redukční součinitel smykové únosnosti

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{35}{250}\right) = 0,516 (-)$$

(15.3)

$$b_w = 6,000 - 0,045 - 0,045 = 5,910 \text{ m}$$

$$V_{Rd,max} = b_w \cdot z \cdot f_{cd} \cdot v \cdot \frac{\cotg(\theta)}{\cotg^2(\theta)} = 5,910 \cdot 0,656 \cdot 21 \cdot 0,516 \cdot \frac{1,25}{(1 + 1,25^2)}$$

$$V_{Rd,max} = 20\,493,04 \text{ KN}$$

$$V_{Rd,max} > V_{ed}$$

20 493,04 > 6295,59 KN vyhovuje

- Návrh smykové výztuže

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

$$\gamma_s = 1,15 \text{ (-)}$$

$$f_{ywd} = 434,783 \text{ MPa}$$

$$\emptyset = 16$$

$$s = 100 \text{ mm}$$

$$n = 16$$

$$A_s = 3216,99 \text{ mm}^2$$

- Ověření stupně vyztužení

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w} = \frac{3216,99}{100 \cdot 5910} = 0,00544 \text{ (-)}$$

$$\rho_{w,min} = 0,8 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{ywk}} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{35}}{500} = 0,000947 \text{ (-)}$$

$$\rho_{w,max} = 0,5 \cdot \frac{v \cdot f_{cd}}{f_{ywd}} = 0,5 \cdot \frac{0,516 \cdot 21}{434,783} = 0,01246 \text{ (-)}$$

$$\rho_{w,min} \leq \rho_w \leq \rho_{w,max}$$

(15.4)

$$0,000947 < 0,00544 < 0,01246 \text{ Vyhovuje}$$

- Ověření maximální vzdálenosti smykové výztuže v příčném směru

$$s_{max} = \min(0,75 \cdot d; 600 \text{ mm}) = 550; 600 \text{ mm} = 550 \text{ mm}$$

$$s_p = \frac{5910 - 15 \cdot 16}{15} = 378 \text{ mm}$$

$$s_{p,max} > s_p$$

$$550 > 378 \text{ mm Vyhovuje}$$

- Ověření únosnosti smykové výztuže

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot g(\theta) = \frac{3216,99}{150} \cdot 0,565 \cdot 434,783 \cdot 1,25$$

$$V_{Rd,s} = 9\,878,266 \text{ KN}$$

$$V_{Rd,s} \geq V_{ed}$$

$$9\,878,266 \geq 8936,3 \text{ KN Vyhovuje}$$

15.3 Návrh smykové výztuže v mezilehlých oblastech

$$s_{podel,max} = 250 \text{ mm}$$

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

$$\gamma_s = 1,15 \text{ (-)}$$

$$f_{ywd} = 434,783 \text{ MPa}$$

$$\emptyset = 16$$

$$s = 250 \text{ mm}$$

$$n = 16$$

$$A_s = 3216,99 \text{ mm}^2$$

- Ověření stupně vyztužení

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w} = \frac{3216,99}{250 \cdot 5910} = 0,00217 \text{ (-)}$$

$$\rho_{w,min} = 0,8 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{ywk}} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{35}}{500} = 0,000947 \text{ (-)} \quad (15.5)$$

$$\rho_{w,max} = 0,5 \cdot \frac{v \cdot f_{cd}}{f_{ywd}} = 0,5 \cdot \frac{0,516 \cdot 21}{434,783} = 0,01246 \text{ (-)}$$

$$\rho_{w,min} \leq \rho_w \leq \rho_{w,max}$$

$$0,000947 < 0,00217 < 0,01246 \text{ Vyhovuje}$$

- Stanovení oblasti mezilehlé smykové výztuže

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot g(\theta) = \frac{3216,99}{300} \cdot 0,565 \cdot 434,783 \cdot 1,25$$

$$V_{Rd,s} = 3951,3 \text{ KN}$$

15.4 Rozvržení smykové výztuže v podélném směru

- Staničení 0-2 m osová vzdálenost třmínek s=150 mm
- Staničení 2-9,5 m osová vzdálenost třmínek s=250 mm
- Staničení 9,5-20 m osová vzdálenost třmínek s=100 mm
- Staničení 20-27,5 m osová vzdálenost třmínek s=250 mm
- Staničení 27,5-39,5 m osová vzdálenost třmínek s=100 mm
- Staničení 39,5-47 m osová vzdálenost třmínek s=250 mm
- Staničení 47-49 m osová vzdálenost třmínek s=150 mm

Smyková výztuž byla navržena, tak aby vyhověla ve všech řezech konstrukce, a byl návrh co nejvíce hospodárný. Ale je nutné posoudit konstrukci na protlačení v místě bodového podepření konstrukce. To bude provedeno v kapitole č. 15.5.

15.5 Posouzení konstrukce na protlačení

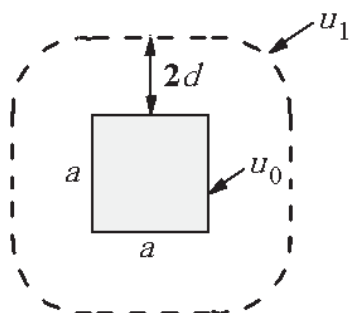
Aby nedošlo k propíchnutí bezpříčnickového podepření desky musí být splněny podmínky [8]:

$$V_{ed} \leq V_{Rd,max}$$

$$V_{ed} \leq V_{Rd,cs}$$

[8](15.6)

- $V_{Rd,max}$ je únosnost v protlačení v obvodu u_0
- $V_{Rd,cs}$ je únosnost v protlačení s výztuže na protlačení v kontrolovaném obvodu u_1
- Schéma bodového podepření



$$u_0 = 4 \cdot a = 4 \cdot 1,0 = 4,0 \text{ m}$$

$$u_1 = 4 \cdot a + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot d = 4 \cdot 1,0 + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot 0,729$$

$$u_1 = 13,16 \text{ m}$$

- Redukční součinitel smykové únosnosti

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{35}{250}\right) = 0,516 (-)$$
- Součinitel polohy sloupu

$$\beta = 1,15 (-)$$
- Staticky účinná tloušťka desky

$$d = h - c - \frac{\emptyset}{2} = 0,8 - 0,063 - \frac{0,016}{2} = 0,729 \text{ m}$$
- $V_{ed} = 8936,3 \text{ KN}$

15.5.1 Posouzení únosnost v protlačení v obvodu u_0

$$v_{ed,0} = \frac{\beta \cdot V_{ed}}{u_0 \cdot d} = \frac{1,15 \cdot 8936,3}{4,0 \cdot 0,729} = 3\,524,26 \text{ KN}$$

$$V_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 0,516 \cdot 21\,000 = 4\,334,4 \text{ KN} \quad (15.7)$$

$$v_{ed} \leq V_{Rd,max}$$

$$3\,524,26 \leq 4\,334,4 \text{ KN Vyhovuje}$$

Únosnost tlačené diagonály v místě bodového podepření vyhovuje viz. rovnice 15.7.

15.5.2 Posouzení únosnost v protlačení v obvodu u_1 bez smykové výztuže

$$V_{ed,0} = \frac{\beta \cdot V_{ed}}{u_1 \cdot d} = \frac{1,15 \cdot 8936,3 \cdot 10^3}{13600 \cdot 729} = 1,036547 \text{ MN}$$

$$k_{max} \cdot V_{Rd,c} = k_{max} \cdot C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho \cdot f_{ck}}$$

$$k_{max} = 1,7 \text{ (-)}$$

$$C_{Rd,c} = 0,12 \text{ (-)}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{729}} = 0,524 \quad (15.8)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = 0,00184 \text{ (-)}$$

$$k_{max} \cdot V_{Rd,c} = 1,7 \cdot 0,12 \cdot 0,524 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,00184 \cdot 35} = 0,2 \text{ MN}$$

$$V_{ed,0} \leq k_{max} \cdot V_{Rd,c}$$

$$1,036547 \leq 0,2 \text{ MN Nevhovuje}$$

15.5.3 je únosnost v protlačení s výztuží na protlačení v kontrolovaném obvodu u_1

$$V_{ed,0} = \frac{\beta \cdot V_{ed}}{u_1 \cdot d} = \frac{1,15 \cdot 8936,3 \cdot 10^3}{13600 \cdot 729} = 1,036547 \text{ MN}$$

$$V_{Rd,cs} = 0,75 \cdot V_{Rd,c} + 1,5 \cdot \frac{d}{s} \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{1}{u_1 \cdot d} \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,cs} = 0,75 \cdot 0,2 + 1,5 \cdot \frac{729}{100} \cdot 3216,99 \cdot 432,783 \cdot \frac{1}{13600 \cdot 729} \cdot \sin 38,5 \quad (15.9)$$

$$V_{Rd,cs} = 1,10592 \text{ MN}$$

$$V_{ed,0} \leq V_{Rd,cs}$$

$$1,036547 \leq 1,10592 \text{ MN Vyhovuje}$$

Konstrukce vyhovuje na protlačení s navrženou smykovou výztuží, která byla navržena na smykovou únosnost v kapitole č. 15.2.

16 Návrh Mostních závěrů MDZ

Mostní dilatační závěry byly navrženy na základě teplotní roztažnosti.

- Beton C35/45 XF2+XD1+XC4
 - Součinitel tepelné roztažnosti $\alpha = 1 \cdot 10^{-5} K^{-1}$
- Délka mostu $L = 50,20 m$
 - Vzdálenost od pevného bodu k levé opěře OP1 $L_1 = 16,1 m$
 - Vzdálenost od pevného bodu k levé opěře OP1 $L_2 = 34,1 m$
- Teploty oteplení/ochlazení
 - $\Delta T_{max} = + 38,1 + 20 = + 58,1 \text{ } ^\circ\text{C}$
 - $\Delta T_{min} = - 34,0 - 20 = - 54,0 \text{ } ^\circ\text{C}$

16.1.1 Výpočet posunů v dilataci OP1

$$\Delta L = \alpha \cdot \Delta T \cdot L_i$$

- Výpočet posunu mostu od oteplení konstrukce

$$\Delta L = \alpha \cdot \Delta T_{max} \cdot L_1 = 1 \cdot 10^{-5} \cdot 58,1 \cdot 16,1 = 9,3541 \text{ mm} \quad (16.1)$$

- Výpočet posunu mostu od ochlazení konstrukce

$$\Delta L = \alpha \cdot \Delta T_{min} \cdot L_1 = 1 \cdot 10^{-5} \cdot (-54,0) \cdot 16,1 = -8,694 \text{ mm}$$

16.1.2 Výpočet posunů v dilataci OP4

$$\Delta L = \alpha \cdot \Delta T \cdot L_i$$

- Výpočet posunu mostu od oteplení konstrukce

$$\Delta L = \alpha \cdot \Delta T_{max} \cdot L_1 = 1 \cdot 10^{-5} \cdot 58,1 \cdot 34,1 = -19,8121 \text{ mm} \quad (16.2)$$

- Výpočet posunu mostu od ochlazení konstrukce

$$\Delta L = \alpha \cdot \Delta T_{min} \cdot L_1 = 1 \cdot 10^{-5} \cdot (-54,0) \cdot 34,1 = -18,414 \text{ mm}$$

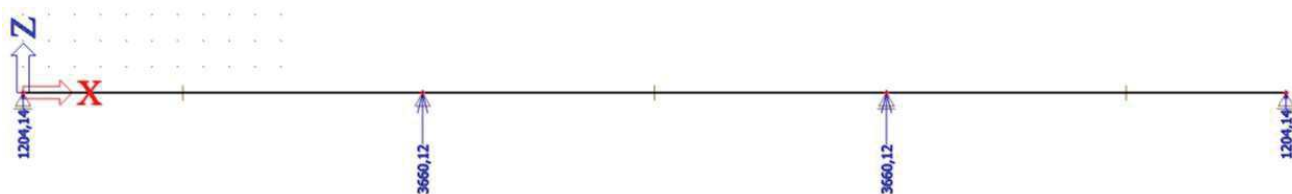
16.1.3 Návrh MDZ OP1

Je navržen povrchový mostní závěr s posunem do 80 mm.

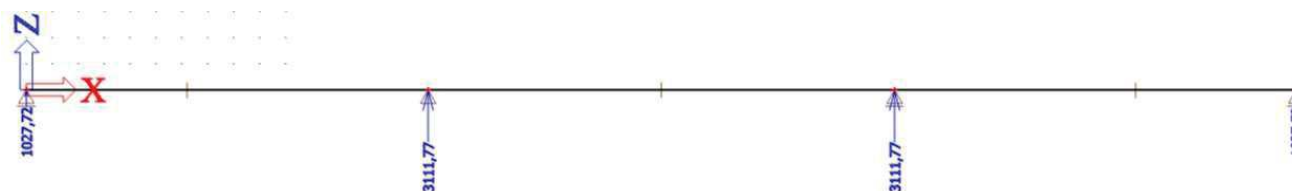
16.1.4 Návrh MDZ OP4

Je navržen povrchový mostní závěr s posunem do 80 mm.

17 Návrh Ložisek



Obr. 90 Reakce od kombinace 6.10a na konci životnosti



Obr. 91 Reakce od kombinace 6.10b na konci životnosti

A momenty z kapitoly 14.1, viz. obr. č. 83 a č.84.

Průřez v krajním podpoře		Průřez nad střední podporou	
$R_{z,6.10a,1}$ (KN)	1204,14	$R_{z,6.10a,3}$ (KN)	3660,12
$R_{z,6.10b,1}$ (KN)	1027,72	$R_{z,6.10b,3}$ (KN)	3111,77

Tabulka 32 Přehled reakcí a ohybových momentů od kombinací 6.10a a 6.10b

Mostní ložiska byla vybrána hrncová, a jejich rozmístění je uvedeno v kapitole č. 4.2. Hrncová ložiska byla vybrána na základě svislých reakcí od kombinace 6.10a viz. výše kapitola č.17. Reakce nad krajní podpěrou $R_{z,6.10a,1} = 1204,14 \text{ KN}$, na krajní opěře byla umístěna dvě ložiska, takže se tato reakce rozdělí mezi tyto dvě ložiska. Ložiska na opěrách OP1 a OP4 jsou navrženy jako hrncové všesměrně posuvné ložisko GL s únosností $ULS = 1000 \text{ KN}$ a hrncové podélně posuvné ložisko GG s únosností $ULS = 1000 \text{ KN}$. Větší únosnosti ložisek byly zvoleny z důvodu nepravidelného rozmístění zatížení nad ložisky.

Reakce nad středovou podpěrou (pilířem) $R_{z,6.10a,3} = 3660,12 \text{ KN}$, kde na první pilíři P2 bylo navrženo hrncové pevné ložisko FX s únosností $ULS = 5000 \text{ KN}$, a na druhém pilíři P3 bylo navrženo hrncové podélně posuvné ložisko GG s únosností $ULS = 5000 \text{ KN}$. Maximální posuny v ložiskách $u_{x,y} = \pm 20 \text{ mm}$.

17.1 Výpočet a posouzení ložisek na posuny

- Součinitel tepelné roztažnosti $\alpha = 1 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$
- Teploty oteplení/ochlazení
 - $\Delta T_{max} = + 38,1 + 20 = + 58,1 \text{ } ^\circ\text{C}$
 - $\Delta T_{min} = - 34,0 - 20 = - 54,0 \text{ } ^\circ\text{C}$

1. Podélný posun v ložiskách na OP1

- Vzdálenost od pevného bodu v podélném směru k levé opěře OP1 $L_1 = 15,5 \text{ m}$

$$\Delta L = \alpha \cdot \Delta T \cdot L_i$$

- Oteplení konstrukce

$$\Delta L = \alpha \cdot \Delta T_{max} \cdot L_1 = 1 \cdot 10^{-5} \cdot 58,1 \cdot 15,5 = 9,006 \text{ mm} \quad (17.1)$$

- Ochlazení konstrukce

$$\Delta L = \alpha \cdot \Delta T_{max} \cdot L_1 = 1 \cdot 10^{-5} \cdot (-54,0) \cdot 15,5 = -8,370 \text{ mm}$$

Ložiska vyhovují na maximální posuny $u_{x,y} = \pm 20 \text{ mm}$.

2. Podélný posun v ložiskách na OP4

- Vzdálenost od pevného bodu v podélném směru k pravé opěře OP1 $L_1 = 33,5 \text{ m}$

$$\Delta L = \alpha \cdot \Delta T \cdot L_i$$

- Oteplení konstrukce

$$\Delta L = \alpha \cdot \Delta T_{max} \cdot L_1 = 1 \cdot 10^{-5} \cdot 58,1 \cdot 33,5 = 19,464 \text{ mm} \quad (17.2)$$

- Ochlazení konstrukce

$$\Delta L = \alpha \cdot \Delta T_{max} \cdot L_1 = 1 \cdot 10^{-5} \cdot (-54,0) \cdot 33,5 = -18,090 \text{ mm}$$

Ložiska vyhovují na maximální posuny $u_{x,y} = \pm 20 \text{ mm}$.

3. Příčný posun v ložiskách na OP1, OP4

- Vzdálenost od podélně posuvného ložiska v příčném směru, OP1 a OP4 $L_1 = 33,5$

$$\Delta L = \alpha \cdot \Delta T \cdot L_i$$

- Oteplení konstrukce

$$\Delta L = \alpha \cdot \Delta T_{max} \cdot L_1 = 1 \cdot 10^{-5} \cdot 58,1 \cdot 4,5 = 2,615 \text{ mm} \quad (17.3)$$

- Ochlazení konstrukce

$$\Delta L = \alpha \cdot \Delta T_{max} \cdot L_1 = 1 \cdot 10^{-5} \cdot (-54,0) \cdot 4,5 = -2,430 \text{ mm}$$

Ložiska vyhovují na maximální posuny $u_{x,y} = \pm 20 \text{ mm}$.

4. Podélný posun v ložisku na pilíři P3

- Vzdálenost od pevného bodu v podélném směru k pravé opěře OP1 $L_1 = 18,0 \text{ m}$

$$\Delta L = \alpha \cdot \Delta T \cdot L_i$$

- Oteplení konstrukce

$$\Delta L = \alpha \cdot \Delta T_{max} \cdot L_1 = 1 \cdot 10^{-5} \cdot 58,1 \cdot 18,0 = 10,458 \text{ mm} \quad (17.4)$$

- Ochlazení konstrukce

$$\Delta L = \alpha \cdot \Delta T_{max} \cdot L_1 = 1 \cdot 10^{-5} \cdot (-54,0) \cdot 18,0 = -9,720 \text{ mm}$$

Ložiska vyhovují na maximální posuny $u_{x,y} = \pm 20 \text{ mm}$.

Všechny navržená ložiska vyhověli maximálním posunům.

18 Návrh Spodní stavby

Návrh spodní stavby, je vytvořen pouze pro mezilehlé podpory, kde je pevný bod nosné konstrukce s pevným ložiskem. Je proveden návrh a posouzení mezilehlého pilíře, jeho hlubinné založení.

18.1 Návrh a posouzení pilíře

Mezilehlý pilíř byl navržen jako železobetonový pilíř s průřezem 1000 x 1000 mm se zkosenými rohy 250/250. Pilíř je vetknutý do železobetonového základového bloku, podporovaného hlubinnými základy, konkrétně vrtanými pilotami.

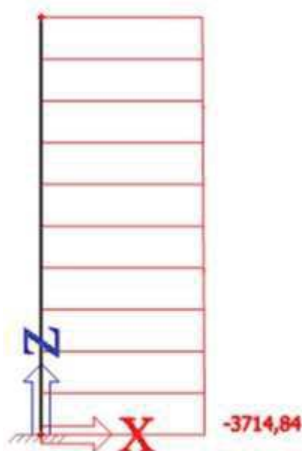
Výška pilíře je 2,55 m. Zatížení pilíře probíhá přes pevné ložisko. Na pilíř působí normálovou silou z kombinace 6.10a, uvedené v kapitole č. 17 $R_{z,6.10a,3} = 3660,12 \text{ KN}$, a normálovou silou od vlastní tíhy pilíře $R_{z, \text{vl.tíha}} = 54,12 \text{ KN}$.

Dále je pilíř zatížený ohybovým momentem způsobený podélnou silou z ložisek od brzdných a rozjezdových sil $R_{x,roz} = 335,70 \text{ KN}$ a podélnou silou tření v ložiskách od zatížení teplotou $R_{x,tření} = 0,04 \cdot (R_{z,6.10a,1} + R_{z,6.10a,3}) - 0,02 \cdot R_{z,6.10a,1} = 170,4876 \text{ KN}$.

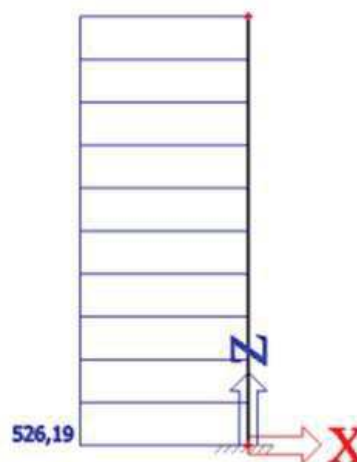
Výsledná podélná síla na pilíř je $R_x = 526,1876 \text{ KN}$

18.1.1 Zatížení na pilíř

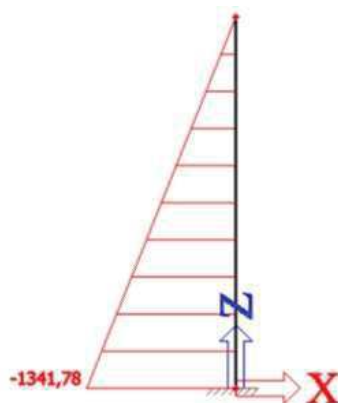
V programu Scia Engineer byl vytvořen konzolový model pilíře, který byl zatížen zatížením stanovených v kapitole č. 18.1. Průběh normálové síly, posouvající síly a ohybového momentu je znázorněn na obr. č.91, č.92 a č.93.



Obr. 92 Průběh normálové síly N



Obr. 93 Průběh posouvající síly V_z

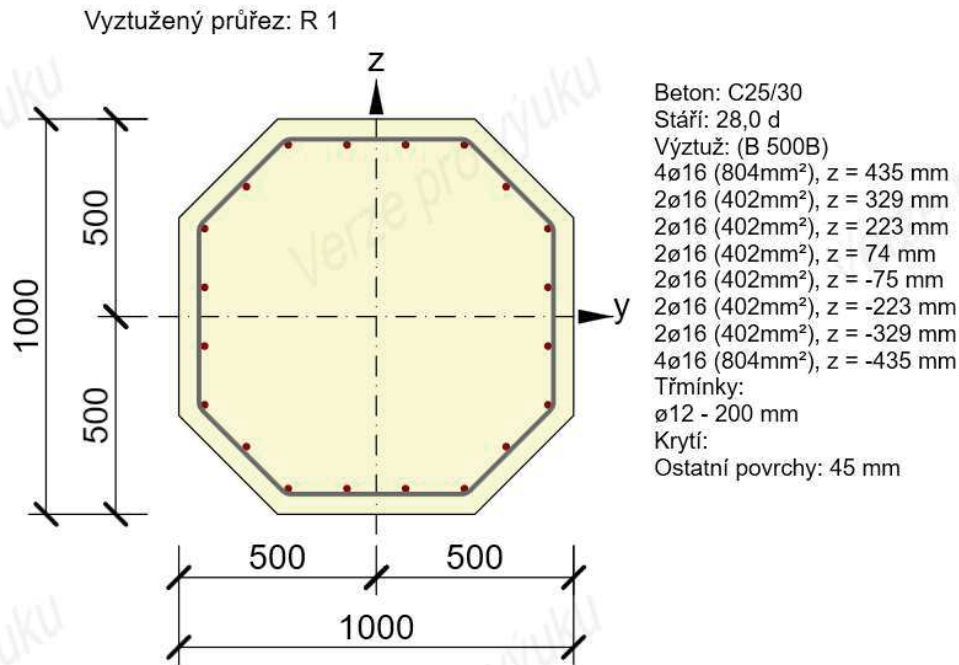


Obr. 94 Průběh ohybového momentu M_y

18.1.2 Návrh výztuže pilíře

Návrh a posouzení výztuže, byl proveden v programu IDEA StatiCa 9, kde byla navržena ohybová a smyková výztuž na hodnoty v nejméně namáhaném průřezu, to je pata pilíře.

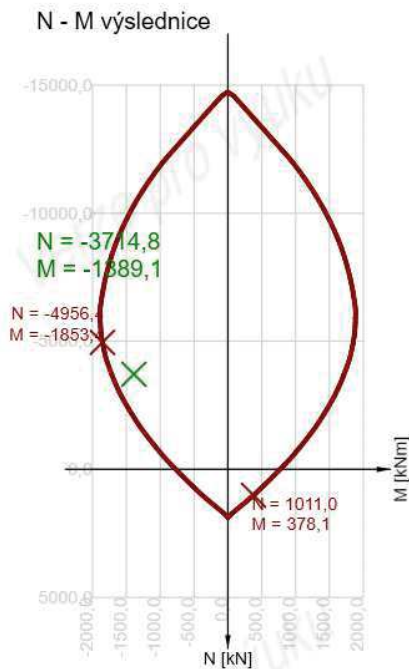
Schéma návrhu betonářské výztuže je znázorněno na obr. č. 95.



Obr. 95 Schéma vyztužení pilíře

18.1.3 Posouzení pilíře na interakci momentu M_y a normálovou silou N

Posouzení únosnosti pilíře, bylo provedeno pomocí interakčního diagramu.



Obr. 96 Interakční diagram

- Mezní únosnosti prvního průřezu na interakční ploše:

$$N_{rd1} = -4956,4 \text{ KN}$$

$$M_{rd1} = -1853,4 \text{ KNm}$$

- Mezní únosnosti druhého průřezu na interakční ploše:

$$N_{rd2} = 1011,0 \text{ KN}$$

$$M_{rd2} = 378,1 \text{ KNm}$$

- Návrhové hodnoty působícího zatížení:

$$N_{rd2} = -3714,8 \text{ KN}$$

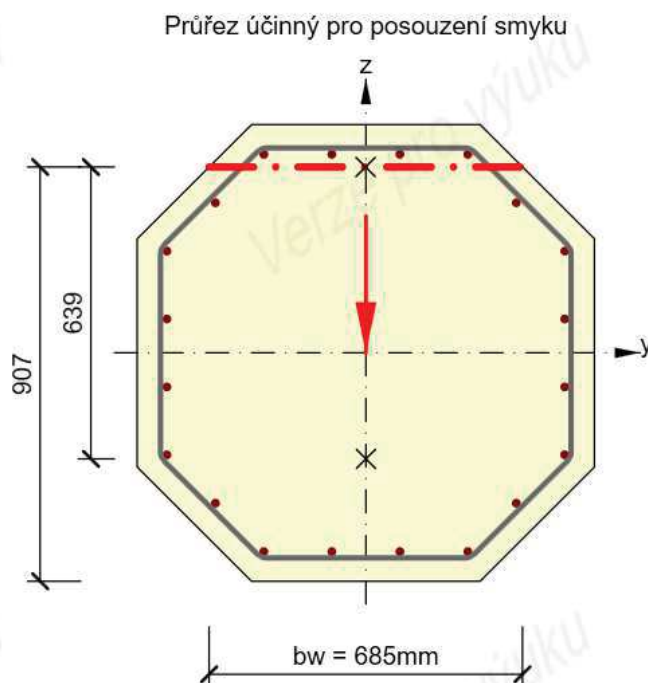
$$M_{rd2} = -1389,1 \text{ KNm}$$

Z obrázku č. 96 je zřejmé, že konstrukce s navrženou ohybovou výztuž $20 \cdot \varnothing 16 \text{ mm}$ vyhovuje na mezi únosnosti.

Dále byl pilíř posouzen na smykové napětí.

18.1.4 Posouzení pilíře na smykovou únosnost

Konstrukce byla posouzena na smykovou únosnost v programu IDEA StatiCa 9, smyková únosnost byla posouzena v nejméně namáhaném průřezu, to je pata pilíře. Byla navržena smyková výztuže $\varnothing 16/200\text{ mm}$. V programu byl stanoven účinný průřez pro posouzení na smyk, který je znázorněn na obr. č. 97.



Obr. 97 Účinný průřez pro posouzení na smyk

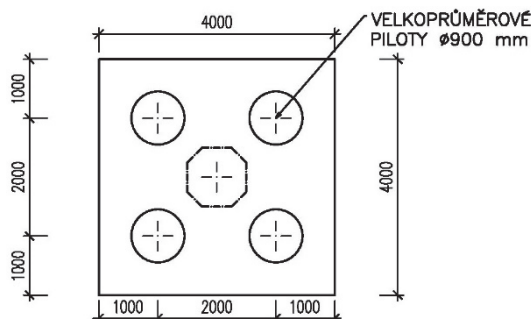
- Mezní smyková únosnost pilíře
 $V_{Rd} = 533,9\text{ KN}$
- Návrhová hodnota posouvající síly
 $V_{ed} = 526,2\text{ KN}$

$$V_{ed} \leq V_{Rd}$$

$$526,2 \leq 533,9\text{ KN Vyhovuje}$$

18.2 Návrh založení pilíře

Pro návrh hlubinného založení pilíře, bylo nejdříve nutné zvolit geometrii základu a vrtaných pilot. Byly zvoleny piloty o průměr $\varnothing 900 \text{ mm}$, ve dvou řadách po dvou. Osová vzdálenost piloty $e = 2000 \text{ mm}$, schéma rozvržení piloty viz. obr. č. 98.



Obr. 98 Schéma rozvržení pilot pod základem pilíře

- Vypočet maximální síly na pilotu

$$F_{max} = \frac{N}{2} + \frac{M}{e} = \frac{3714,8}{2} + \frac{903,4}{1} = 1380,4 \text{ KN}$$

Jelikož jde o zjednodušený návrh piloty, a není nám známa přesná geologie v okolí mostu, pouze můžeme předpokládat, že se bude jednat o písčité podloží, jelikož se most nachází v inundačním území řeky Ploučnice. Proto navrhujeme hloubky piloty, dle odhadní tabulky č.9 z normy ČSN 73 1002- Pilotové základy. [8]

Délka vetknutí piloty l_f v m v zeminách třídy S1 až S5	Únosnost pilot $U_{v, tab}$ v kN v zeminách třídy S1 až S5 pro průměry pilot d v m																				
	0,30		0,40		0,50		0,60		1,00		1,30		1,50								
	při relativní ulehlosti zeminy I_D																				
	0,33	0,67	1,00	0,33	0,67	1,00	0,33	0,67	1,00	0,33	0,67	1,00	0,33	0,67	1,00	0,33	0,67	1,00	0,33	0,67	1,00
1 až 1,5	20	50	175	40	80	300	60	120	500	85	170	700	240	480	1900	400	800	3300	520	900	4200
3	35	110	275	60	170	450	85	235	680	120	300	920	300	700	2300	460	1100	3800	580	1300	4800
5	50	160	370	75	240	550	100	320	820	140	400	1100	340	870	2500	500	1300	4150	650	1600	5300
10	70	280	570	100	400	800	140	520	1100	190	550	1500	400	1200	3000	600	1800	5000	750	2200	6500

Tabulka 33 Odhad svislé únosnosti vrtané piloty v písčitých zeminách [8]

- Návrh hloubky piloty $h = 10 \text{ m}$.

$$F_{max} \leq F_{Rd}$$

$$1380,4 \leq 2800 \text{ KN Vyhovuje}$$

Pro danou sílu a dané parametry vyhovuje odhadovaná únosnost při 100 % relativní ulehlosti a při 10 m vetknutí piloty do písčitého podloží.

Pro přesný návrh hlubinných základů, by bylo třeba provést inženýrskogeologický průzkum podloží a následně přesný výpočet únosnosti piloty.

19 Závěr

Všechny cíle bakalářské práce, které byly stanoveny v úvodu práce byly splněny. Nová nosná konstrukce byla navržena tak, aby vyhověla ve všech stádiích životnosti, a to jak v mezním stavu použitelnosti, tak v mezní stavu únosnosti.

Konstrukce byla navržena na maximální hodnoty vnitřních sil od stálých a užitných zatížení, v maximálním řezu v příčném směru konstrukce, pro stanovení byl použit výpočet vnitřních sil na deskostěnovém modelu, a následně byl stanoven příčný roznos konstrukce. V příčném roznosu bylo uvažováno se šířkou ložiska 1m, jelikož bylo nakonec navrženo ložisko o šířce 0,75 m. Koeficienty příčného roznosu by byly nepatrně jiné, z důvodu časového vytížení, již nebylo možné koeficienty znovu přepočítat.

Dále byl vytvořen prutový model konstrukce, kde byly vypočteny kombinace zatížení jak pro mezní stav použitelnosti, tak mezní stav únosnosti. Do výpočtu byly zahrnuty všechny koeficienty dle příslušné normy a také koeficienty příčného roznosu.

Pro návrh předpětí byla použita metoda vyrovnání momentů od stálých zatížení, dlouhodobé a krátkodobé ztráty byly odhadnuty. Pro přesnější návrh by bylo nutné uvažovat krátkodobé a dlouhodobé ztráty smršťováním a dotvarováním betonu.

Konstrukce byla v mezním stavu použitelnosti navržena tak, aby byl dodržen stav dekomprese v časté kombinaci ve všech stádiích životnosti. V charakteristické kombinaci tahová napětí nepřekročila tahovou pevnost betonu. Kde v časté kombinaci je maximální hodnota napětí $\sigma = -0,027 \text{ MPa}$ a v charakteristické kombinaci $\sigma = +2,867 \text{ MPa}$. Může tedy říci, že konstrukce vyhověla na mezní stav použitelnosti. Následně byla navržena ohybová výztuž na omezení trhliny.

V mezním stavu byla konstrukce posouzena metodou mezních přetvoření a dále posouzena na křehký lom, kde byla navržena betonářská výztuž tak, aby v případě porušení předpínací výztuže konstrukce nekolabovala. Konstrukce vyhověla na mezní stav únosnosti, předpínací vyztuž se přetváří, ale nepřetrhne se. Pro posouzení křehkého lomu byla použita výztuž navržená na omezení trhliny, tato výztuž vyhověla na posouzení vzniku křehkého lomu.

Dále byla posouzena smyková napětí na maximální posouvající sílu, ve všech kritických řezech jak nad krajní, tak nad mezilehlou podporou. Nad mezilehlou podporou, kde byla konstrukce bodově podepřená, byla posouzena konstrukce na protlačení.

Nakonec byl proveden zjednodušený návrh spodní stavby v místě bodového podepření konstrukce, kde byl navržen pilř o rozměrech 1x1m se zkosením 250 mm a navržená výztuže 20 · $\emptyset 16 \text{ mm}$, konstrukce při posouzení intrakce M-N vyhověla.

Hlubinné založení konstrukce bylo z důvodu neznámých geologických podmínek navrženo zjednodušeně. Za předpokladu, že podloží mostu bude písčité s ulehlostí 100 %. Byly navrženy čtyři piloty $\emptyset 900 \text{ mm}$ a $h = 10 \text{ m}$. Tyto piloty byly posouzeny podle tabulky č.9 z normy ČSN 73 1002.

20 Seznam příloh

- Příloha A – Přehledné výkresy
- Příloha B- Vyztužení konstrukce

21 Seznam použitých zkratek

m_1	algebraicky největší ohybový moment v daném bodě
m_2	algebraicky nejmenší ohybový moment v daném bodě
m_x	ohybový moment ve směru osy x
m_y	ohybový moment ve směru osy y
m_{xy}	kroucí moment
u	příčná síla od předpětí
f	příčné zatížení od předpětí
P	předpínací síla
L	délka
A	plocha
Y	vzdálenost těžiště ve směru osy Y
Z	vzdálenost těžiště ve směru osy Z
I_y	moment setrvačnosti ve směru osy Y
I_z	moment setrvačnosti ve směru osy Z
i_y	poloměr setrvačnosti ve směru osy Y
i_z	poloměr setrvačnosti ve směru osy Z
W_y^h	průřezový modul ve směru osy Y horní
W_y^d	průřezový modul ve směru osy Y dolní
f_{ck}	charakteristická válcová pevnost v tlaku po 28 dnech
f_{cm}	průměrná hodnota pevnosti betonu v tlaku
α_{cc}	součinitel zohledňující dlouhodobé zatížení tlakem
γ_{cc}	součinitel betonu pro mezní stav únosnosti
f_{cd}	návrhová pevnost betonu v tlaku
f_{ctm}	průměrná hodnota charakteristické pevnosti betonu v tahu
E_{cm}	modul pružnosti betonu
μ	poissonovo číslo
ε_{cu}	poměrné přetvoření betonu
f_{yk}	charakteristická hodnota meze kluzu výztuže v tahu
γ_s	součinitel výztuže pro mezní stav únosnosti
f_{yd}	návrhová hodnota meze kluzu výztuže v tahu

f_{pk}	charakteristická hodnota pevnosti předpínací výztuže v tahu
$f_{p0,1;k}$	charakteristická hodnota meze kluzu 0,1 %
E_s	modul pružnosti betonářské výztuže
E_p	modul pružnosti předpínací výztuže
f_{yd}	návrhová hodnota napětí předpínací výztuže
f_{ywk}	charakteristická hodnota meze kluzu smykové výztuže v tahu
f_{ywd}	návrhová hodnota meze kluzu smykové výztuže v tahu
G, g	stálá zatížení
Q, q	proměnná zatížení
T	proměnná zatížení
F	síla
M	ohybový moment
V	posouvající síla
N	normálová síla
n	počet prutů
s	vzdálenost prutů
e	excentricita
σ	napětí
ε	poměrné přetvoření
u_z	průhyby ve směru osy Z
d	staticky účinná výška průřez
z	rameno vnitřních sil
c	krytí výztuže
M_{ed}	maximální ohybový moment od zatížení
V_{ed}	maximální posouvající síla od zatížení
M_{ed}	moment únosnosti
V_{ed}	posouvající síla na mezi únosnosti
ρ	stupeň vyztužení
$\cot g(\theta)$	kotangens úhlu smykových trhlin
ν	redukční součinitel smykové výztuže
α	součinitel teplené roztažnosti
ΔL	posun ve směru osy X, Y
u	účinný obvod

22 Seznam obrázků

Obr. 1 Schéma bodového podepření deskových konstrukcí a) lokálně na rámových stojkách vetknutých do mostovky, b) lokálně na ložiskách [1]	2
Obr. 2 Schéma liniového podepření deskových konstrukcí c) Pomocí koncového příčnicku s omezeným počtem ložisek, d) pomocí řady ložisek, f) pomocí ozubu g) pomocí kolejnice, h) pomocí vrubového kloubu [1].....	3
Obr. 3 Průběh trajektorie hlavních napětí na kolmé desce liniově podepřené	4
Obr. 4 Průběh trajektorie Hlavních napětí na šikmé desce liniově podepřené.....	4
Obr. 5 Průběh trajektorie napětí na kolmé desce bodově podepřené	5
Obr. 6 Účinky předpětí na deskovou konstrukci [1].....	6
Obr. 7 ukázka předpjatého deskového most ev. č. 102-02	7
Obr. 8 předpínací kabel v deskovém mostě ev. č. 102-028	7
Obr. 9 Způsob provedení tuhého bodového podepření konstrukce [5]	8
Obr. 10 Příklad bodového podepření konstrukce	8
Obr. 11 Bodové podepření konstrukce s hrncovým ložiskem.....	8
Obr. 12 Průběh vnitřních sil, model tuhého bodového podepření v závislosti na hustotě sítě [5].....	9
Obr. 13 Schéma znázornění úpravy hodnoty ohybového momentu.....	10
Obr. 14 Schéma znázornění úpravy hodnoty posouvající síly	10
Obr. 15 Schéma vzorového příčného řezu nosnou konstrukcí	12
Obr. 16 Statické schéma konstrukce.....	19
Obr. 17 Schéma uložení ložisek pod nosnou konstrukcí.....	19
Obr. 18 Schéma příčný řez nosnou konstrukcí.....	20
Obr. 19 Nosná Konstrukce s rozdělením na části.....	21
Obr. 20 Rozdělení průřezu na triviální obrazce pro výpočet momentu setrvačnosti.....	22
Obr. 21 Zjednodušený průřez nosné konstrukce pro stanovení příčného roznosu	23
Obr. 22 Příklad rozdělení komunikace na mostě do dopravních pruhů [6].....	27
Obr. 23 Schéma zatěžovacích pruhů	28
Obr. 24 Schéma zatěžovacích stavů dopravou v příčném směru	29
Obr. 25 Schéma rozložení zatížení LM1 pro maximální moment M_2 v krajních polích...30	
Obr. 26 Schéma rozložení zatížení LM1 pro minimální moment M_2 v krajních polích....30	
Obr. 27 Schéma rozložení zatížení LM1 pro maximální moment M_3 nad podporou P2, P3	30
Obr. 28 Schéma rozložení zatížení LM1 pro minimální moment M_3 nad podporou P2, P3	30
Obr. 29 Schéma rozložení zatížení LM1 pro maximální moment M_4 ve středovém poli .31	
Obr. 30 Schéma rozložení zatížení LM1 pro minimální moment M_4 ve středovém poli ..31	
Obr. 31 Schéma rozložení zatížení LM1 pro Posouvající sílu V_1 nad krajní podporou....31	
Obr. 32 Schéma rozložení zatížení LM1 pro maximální Posouvající sílu zleva V_{3L} nad P2, P3	31
Obr. 33 Schéma rozložení zatížení LM1 pro maximální Posouvající sílu zprava V_{3P} nad P2, P3	31
Obr. 34 Schéma rozložení zatížení LM1 zprava pro posouzení překlopení nosné konstrukce od dopravy	32
Obr. 35 Schéma rozložení zatížení LM1 zprava pro posouzení překlopení nosné konstrukce od dopravy	32
Obr. 36 Schéma zatížení teplotou na nosnou konstrukci.....	33
Obr. 37 Deskostěnový model 3D v programu SCIA Engineer pro stanovení příčného roznosu.....	34
Obr. 38 Schéma prutového modelu konstrukce v programu SCIA Engineer.....	66

Obr. 39	Posouvající síla V_z od vlastní tíhy	67
Obr. 40	Moment M_y od vlastní tíhy	67
Obr. 41	Posouvající síla V_z od ostatního stálého zatížení	67
Obr. 42	Moment M_y od ostatního stálého zatížení	67
Obr. 43	Obálka Posouvajících sil V_z od nerovnoměrných poklesů podpor	67
Obr. 44	Obálka ohybových momentů M_y od nerovnoměrných Poklesů podpor.....	67
Obr. 45	Obálka posouvajících sil V_z od dvojice náprav	68
Obr. 46	Obálka ohybových momentů M_y od dvojice náprav	68
Obr. 47	Obálka posouvajících sil V_z od rovnoměrného zatížení.....	68
Obr. 48	Obálka ohybových momentů M_y od rovnoměrného zatížení.....	68
Obr. 49	Obálka posouvajících sil V_z od zatížení teplotou	68
Obr. 50	Obálka ohybových momentů M_y od zatížení teplotou	68
Obr. 51	Průběh ohybových momentů od kombinace 6.10a bez předpětí.....	71
Obr. 52	Průběh ohybových momentů od kombinace 6.10b bez předpětí.....	71
Obr. 53	Průběh ohybových momentu od charakteristické kombinace bez předpětí	72
Obr. 54	Průběh ohybových momentu od časté kombinace bez předpětí.....	72
Obr. 55	Průběh ohybových momentu od Kvazistálé kombinace bez předpětí.....	72
Obr. 56	Rozmístění kabelů v řezu č. 2.....	77
Obr. 57	Rozmístění kabelů v řezu č. 3.....	77
Obr. 58	Rozmístění kabelů v řezu č.4.....	77
Obr. 59	Schéma vedení předpínacích kabelů v konstrukci.....	78
Obr. 60	Průběh ohybového momentu od předpětí.....	79
Obr. 61	Průběh normálových napětí spodní vlákna Kvazistálá 7 dnů.....	81
Obr. 62	Průběh normálových napětí spodní vlákna Kvazistálá 60 dnů.....	81
Obr. 63	Průběh normálových napětí spodní vlákna Kvazistálá 36500 dnů.....	81
Obr. 64	Průběh normálových napětí horní vlákna Kvazistálá 7 dnů	82
Obr. 65	Průběh normálových napětí horní vlákna Kvazistálá 60 dnů	82
Obr. 66	Průběh normálových napětí horní vlákna Kvazistálá 36500 dnů	82
Obr. 67	Průběh normálových napětí spodní vlákna Častá 7 dnů.....	83
Obr. 68	Průběh normálových napětí spodní vlákna Častá 60 dnů.....	83
Obr. 69	Průběh normálových napětí spodní vlákna Častá 36500 dnů.....	83
Obr. 70	Průběh normálových napětí horní vlákna Častá 7 dnů	83
Obr. 71	Průběh normálových napětí horní vlákna Častá 60 dnů	83
Obr. 72	Průběh normálových napětí horní vlákna Častá 36500 dnů	83
Obr. 73	Průběh normálových napětí spodní vlákna Charakteristická 7 dnů	84
Obr. 74	Průběh normálových napětí spodní vlákna Charakteristická 60 dnů	84
Obr. 75	Průběh normálových napětí spodní vlákna Charakteristická 36500 dnů	84
Obr. 76	Průběh normálových napětí horní vlákna Charakteristická 7 dnů.....	85
Obr. 77	Průběh normálových napětí horních vlákna Charakteristická 60 dnů.....	85
Obr. 78	Průběh normálových napětí horních vlákna Charakteristická 36500 dnů.....	85
Obr. 79	Napětí v předpínací výztuži v čase uvedení do provozu $t= 60$ dní.....	86
Obr. 80	Deformace od charakteristické kombinace na konci životnosti	86
Obr. 81	Parabolicko-rektangulární pracovní diagram pro beton namáhaný tlakem [7]	87
Obr. 82	Pracovní diagram pro betonářskou ocel B500B [7]	87
Obr. 83	Pracovní diagram předpínací výztuže [7].....	88
Obr. 84	Průběh ohybových momentů od kombinace 6.10a na konci životnosti	88
Obr. 85	Průběh ohybových momentů od kombinace 6.10b na konci životnosti.....	88
Obr. 86	Obálka posouvajících sil kombinace 6.10a bez předpětí.....	99
Obr. 87	Obálka posouvajících sil kombinace 6.10b bez předpětí	99
Obr. 88	Obálka posouvajících sil kombinace 6.10a s předpětím na konci životnosti	99
Obr. 89	Obálka posouvajících sil kombinace 6.10b s předpětím na konci životnosti	99
Obr. 90	Reakce od kombinace 6.10a na konci životnosti.....	109

Obr. 91 Reakce od kombinace 6.10b na konci životnosti	109
Obr. 92 Průběh normálové síly N	111
Obr. 93 Průběh posouvající síly V_z	111
Obr. 94 Průběh ohybového momentu M_y	111
Obr. 95 Schéma vyztužení pilíře	112
Obr. 96 Interakční diagram.....	112
Obr. 97 Účinný průřez pro posouzení na smyk	113
Obr. 98 Schéma rozvržení pilot pod základem pilíře	114

23 Seznam Grafů

Graf 1 Koeficienty příčného roznosu $M_{2\max}$ pro ZS2	36
Graf 2 Průběh ohybového momentu $M_{2\max}$ pro ZS2	36
Graf 3 Maximální ohybový moment ve středové podpoře $M_{3\max}$ pro ZS2	37
Graf 4 Průběh ohybového momentu $M_{3\max}$ pro ZS2	37
Graf 5 Koeficienty příčného roznosu $M_{4\max}$ pro ZS2	38
Graf 6 Průběh ohybového momentu $M_{4\max}$ pro ZS2	38
Graf 7 Koeficienty příčného roznosu $V_{1\max}$ pro ZS2	39
Graf 8 Průběh posouvající síly $V_{1\max}$ pro ZS2	39
Graf 9 Průběh posouvající síly $V_{3\max}$ pro ZS2	40
Graf 10 Koeficienty příčného roznosu $V_{3\max}$ pro ZS2	40
Graf 11 Koeficienty příčného roznosu $M_{2\max}$ pro ZS3-A	42
Graf 12 Průběh ohybového momentu $M_{2\max}$ pro ZS3-A	42
Graf 13 Průběh ohybového momentu $M_{3\max}$ pro ZS3-A	43
Graf 14 Koeficienty příčného roznosu $M_{3\max}$ pro ZS3-A	43
Graf 15 Průběh ohybového momentu $M_{4\max}$ pro ZS3-A	44
Graf 16 Koeficienty příčného roznosu $M_{4\max}$ pro ZS3-A	44
Graf 17 Průběh posouvající síly $V_{1\max}$ pro ZS3-A	45
Graf 18 Koeficienty příčného roznosu $V_{1\max}$ pro ZS3-A	45
Graf 19 Průběh posouvající síly $V_{3\max}$ pro ZS3-A	46
Graf 20 Koeficienty příčného roznosu $V_{3\max}$ pro ZS3-A	46
Graf 21 Průběh ohybového momentu $M_{2\max}$ pro ZS3-B	48
Graf 22 Koeficienty příčného roznosu $M_{2\max}$ pro ZS3-B	48
Graf 23 Průběh ohybového momentu $M_{3\max}$ pro ZS3-B	49
Graf 24 Koeficienty příčného roznosu $M_{3\max}$ pro ZS3-B	49
Graf 25 Průběh ohybového momentu $M_{4\max}$ pro ZS3-B	50
Graf 26 Koeficienty příčného roznosu $M_{4\max}$ pro ZS3-B	50
Graf 27 Koeficienty příčného roznosu $V_{3\max}$ pro ZS3-B	51
Graf 28 Průběh posouvající síly $V_{1\max}$ pro ZS3-B	51
Graf 29 Koeficienty příčného roznosu $V_{3\max}$ pro ZS3-B	52
Graf 30 Průběh posouvající síly $V_{3\max}$ pro ZS3-B	52
Graf 31 Průběh ohybového momentu $M_{2\max}$ pro ZS3-C	54
Graf 32 Koeficienty příčného roznosu $M_{2\max}$ pro ZS3-C	54
Graf 33 Průběh ohybového momentu $M_{3\max}$ pro ZS3-C	55
Graf 34 Koeficienty příčného roznosu $M_{3\max}$ pro ZS3-C	55
Graf 35 Průběh ohybového momentu $M_{4\max}$ pro ZS3-C	56
Graf 36 Koeficienty příčného roznosu $M_{4\max}$ pro ZS3-C	56
Graf 37 Koeficienty příčného roznosu $V_{1\max}$ pro ZS3-C	57
Graf 38 Průběh posouvající síly $V_{1\max}$ pro ZS3-C	57
Graf 39 Koeficienty příčného roznosu $V_{3\max}$ pro ZS3-C	58
Graf 40 Průběh posouvající síly $V_{3\max}$ pro ZS3-C	58
Graf 41 Průběh ohybového momentu $M_{2\max}$ pro ZS3-D	60
Graf 42 Koeficienty příčného roznosu $M_{2\max}$ pro ZS3-D	60
Graf 43 Průběh ohybového momentu $M_{3\max}$ pro ZS3-D	61
Graf 44 Koeficienty příčného roznosu $M_{3\max}$ pro ZS3-D	61
Graf 45 Průběh ohybového momentu $M_{4\max}$ pro ZS3-D	62
Graf 46 Koeficienty příčného roznosu $M_{4\max}$ pro ZS3-D	62
Graf 47 Průběh posouvající síly $V_{1\max}$ pro ZS3-D	63
Graf 48 Koeficienty příčného roznosu $V_{1\max}$ pro ZS3-D	63
Graf 49 Koeficienty příčného roznosu $V_{3\max}$ pro ZS3-D	64
Graf 50 Průběh posouvající síly $V_{3\max}$ pro ZS3-D	64

24 Seznam tabulek

Tabulka 1 Rozpětí a výška deskových mostních konstrukcí [1]	2
Tabulka 2 materiály a jejich hutnění pro zásyp přechodové oblasti.....	14
Tabulka 3 Vypočet momentu setrvačnosti I_y s ohledem na části průřezu	22
Tabulka 4 Charakteristiky popisující vlastnosti betonu C35/45	24
Tabulka 5 Charakteristiky popisující vlastnosti Betonářské výztuže B500B.....	24
Tabulka 6 Charakteristiky popisující vlastnosti předpínací výztuže	25
Tabulka 7 Popis Vozovkového souvrství	26
Tabulka 8 Hodnoty zatížení pro model LM1 včetně součinitelů [7].....	27
Tabulka 9 Vyhodnocení vnitřních sil v příčném směru od ostatního stálého zatížení	35
Tabulka 10 Vyhodnocení vnitřních sil v příčném směru od zatížení dopravou model LM1A	41
.....	41
Tabulka 11 Vyhodnocení vnitřních sil v příčném směru od zatížení dopravou model LM1B	47
.....	47
Tabulka 12 Vyhodnocení vnitřních sil v příčném směru od zatížení dopravou model LM1C	53
.....	53
Tabulka 13 Vyhodnocení vnitřních sil v příčném směru od zatížení dopravou model LM1D	59
.....	59
Tabulka 14 Vyhodnocení příčného roznosu od zatížení ostatní stále ZS2	65
Tabulka 15 Vyhodnocení příčného roznosu od zatížení dopravou LM1 ZS3	65
Tabulka 16 Působení zatížení v jednotlivých fázích	66
Tabulka 17 Přehled extrémů vnitřních sil.....	69
Tabulka 18 Součinitele ψ pro mosty pozemních komunikací	69
Tabulka 19 Dílčí součinitele γ a redukční součinitel ξ	70
Tabulka 20 Přehled kombinací MSÚ 6.10a 6.10 bez předpětí	71
Tabulka 21 Vyhodnocení kombinací MSP maximum, minimum	72
Tabulka 22 Minimální vzdálenosti rozmístění kotev předpínacích kabelů v čele NK.....	73
Tabulka 23 Nutný počet kabelů v rozhodujících průřezech	76
Tabulka 24 Hodnoty příčných sil od předpětí	79
Tabulka 25 Hodnoty příčného spojitého zatížení	79
Tabulka 26 Přehled průřezových charakteristik pro posouzení Normálového napětí	81
Tabulka 27 Vyhodnocení posouzení MSP pro kvazistálou kombinaci	82
Tabulka 28 Vyhodnocení posouzení MSP pro častou kombinaci	84
Tabulka 29 Vyhodnocení Posouzení MSP na charakteristickou kombinaci zatížení.....	85
Tabulka 30 Přehled vnitřních sil pro posouzení MSÚ.....	88
Tabulka 31 Přehled Maximálních posouvajících sil pro posouzení	99
Tabulka 32 Přehled reakcí a ohybových momentu od kombinací 6.10a a 6.10b	109
Tabulka 33 Odhad svislé únosnosti vrtané piloty v písčítých zeminách [8]	114

25 Seznam použité literatury

1. **Ph.D., Ing. Roman Šafář.** *BETONOVÉ MOSTY 2- Přednášky* . Praha : Nakladatelství ČVUT, 2014. 978-80-01-05543-4 .
2. **koletiv, Doc. Ing. Vladislav Hrdoušek CSc. a.** *BETONOVÉ MOSTY 2* . Praha : Nakladatelství ČVUT , 2005 . 80-01-03321-X.
3. **E., Prof. Ing. Jiří Stráský CSc. P.** *BETONOVÉ MOSTY*. Praha : Nakladatelství ŠEL, spol. s.r.o., 2001. 80-86426-05-X.
4. **ČVUT Fakulta stavební.** *Technické podmínky TP144 Doporučení pro navrhování, posuzování a sledování betonových mostů PK*. Praha : Ministerstvo dopravy, odbor silniční infrastruktury, 2010.
5. **Ph.D., Ing. Michal Drahorád.** <http://people.fsv.cvut.cz>. *ZPŮSOBY MODELOVÁNÍ ELASTOMEROVÝCH LOŽISEK*. [Online] 26. Prosinec 2005. <http://people.fsv.cvut.cz/~drahomic/FRVS2005/>.
6. **ČSN EN 1991-2.** *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou*. Praha : ČESKÝ NORMALIZAČNÍ INSTITUT, 2005. 73339.
7. **Šafář, Ing. Roman.** *Betonové mosty 2- cvičení*. Praha : České vysoké učení technické v Praze, 2015. ISBN 978-80-01-05690-5.
8. **ČSN EN 1991-1-5** . *Eurokód 1: zatížení konstrukcí- část 1-5: zatížení teplotou* . Praha : ČESKÝ NORMALIZAČNÍ INSTITUT, 2005.
9. **ČSN EN 1991-1-1.** *Eurokód 1: zatížení konstrukcí- část 1-1: Obecná zatížení-objemové tíhy, vlastní a užitná zatížení pozemních staveb* . Praha : ČESKÝ NORMALIZAČNÍ INSTITUT , 2004.
10. **Jaroslav, Procházka.** *Navrhování betonových konstrukcí příručka k ČSN 1992-1-1 a ČSN 1992-1-2* . Praha : Informační centrum CKAIT, 2010. ISBN 978-80-87438-03-9.
11. **ČSN 73 1002** . *Pilotové základy* . Praha : ČESKÝ NORMALIZAČNÍ INSTITUT, 1989.
12. **ČSN EN 1992-1-1** . *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí část 2: Navrhování betonových konstrukcí obecně, část 1-1: Obecná pravidla pro pozemní a inženýrské stavby* . Praha : ČESKÝ NORMALIZAČNÍ INSTITUT , 2006.
13. **ČSN EN 206+A1.** *Beton část 1: specifikace, vlastnosti, výroba a shoda* . Praha : ČESKÝ NORMALIZAČNÍ INSTITUT , 2018.
14. **Jaroslav, Navrátil.** *Předpjaté betonové konstrukce* . Brno : AKADEMICKÉ NAKLADATELSTVÍ CERM, s.r.o. , 2008. ISBN 80-210-2649-7.