

České vysoké učení technické v Praze  
Fakulta stavební

**Zatížitelnost segmentového mostu**  
DIPLOMOVÁ PRÁCE



Vypracoval: Bc. Ondřej Nekl

Vedoucí práce: Ing. Michal Drahorád, Ph.D.

V Praze 2023

### Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem svou diplomovou práci vypracoval samostatně a použil jsem k tomu pouze zdroje uvedené na konci práce, a to v souladu s Metodickým pokynem o etické přípravě vysokoškolských závěrečných prací.

Nemám závažný důvod proti užívání tohoto školního díla ve smyslu § 60 Zákona č.121/2000 Sb., o právu autorském a o právech souvisejících s právem autorským.

V Praze dne: 8.1. 2024

Ondřej Nekl

## Poděkování

Rád bych poděkoval Ing. Michalu Drahorádovi Ph.D. za vedení diplomové práce, čas strávený na konzultacích, které dokázaly nasměrovat práci správným směrem a podnětné připomínky jež využiji i ve své profesní práci. Dále bych chtěl poděkovat firmě AFRY za poskytnutí softwaru a svým současným pracovním kolegům za cenné rady, jak ho používat.

Poděkování si zaslouží i má rodina a přítelkyně, kteří mě v psaní práce podporovali.

## Abstrakt

Diplomová práce se zabývá přepočtem zatížitelnosti segmentového předpjatého mostu a návrhem rekonstrukce. Jedná se o most Y528–Průmyslová nacházející se v Praze přemostující silnici první třídy přes železnici. Konstrukce se skládá ze dvou téměř identických mostů o třech polích tvořených komorovými průřezy. V práci byl vytvořen výpočtový model v programu MIDAS Civil se zohledněním postupu výstavby a se zohledněním příčného roznosu. Určení zatížení a analýza konstrukce pro určení mezních stavů byly provedeny na základě platných evropských a českých norem.

## Abstract

The diploma thesis deals with the recalculation of the load capacity of a segmental prestressed bridge and the reconstruction proposal. It is the Y528–Průmyslová bridge located in Prague bridging a first-class road over a railway. The construction consists of two almost identical bridges with three bays formed by chamber cross-sections. In the work, a calculation model was created in the MIDAS Civil program, considering the construction process and taking into account the lateral spread. Load determination and structure analysis to determine limit states were performed based on valid European and Czech standards.

## Klíčová slova

Segmentový most, segmentové komorové prefabrikáty, předpjatý most, postup výstavby, časově závislá analýza, předpětí, desko-stěnový model, prutový model, roštový model, zatížitelnost, rekonstrukce mostu

## Key words

Segmental bridge, segmental chamber prefabs, prestressed bridge, construction procedure, time-dependent analysis, prestressing, plate-wall model, rod model, grid model, load capacity, bridge reconstruction

# Obsah

1	Zatížitelnost.....	1
1.1	Úvod.....	1
1.2	Princip stanovení.....	1
1.3	Metodika výpočtu.....	3
1.4	Druhy zatížitelnosti.....	3
2	Prefabrikované segmentové konstrukce.....	4
2.1	Technologie a historie segmentové prefabrikace.....	4
2.2	Charakteristika a výroba segmentových prvků.....	8
2.3	Postup výstavby.....	10
3	Technické řešení mostu ev. č. Y-528.....	13
3.1	Základní údaje o mostě:.....	13
3.2	Přehledné výkresy.....	14
3.3	Charakteristika objektu.....	15
3.3.1	Nosná konstrukce.....	15
3.3.2	Spodní stavba.....	17
3.3.3	Uložení.....	18
3.3.4	Vozovka.....	18
3.3.5	Vybavení mostu.....	19
3.4	Mostní prohlídky – vyhodnocení.....	19
3.4.1	Hlavní prohlídka – 2011.....	19
3.4.2	1. hlavní prohlídka – 2018.....	19
3.4.3	Mimořádná prohlídka – 2020.....	20
3.5	Diagnostický průzkum.....	20
3.6	Vlastní prohlídka mostu.....	26
4	Výpočetní model – podélný směr.....	29
4.1	Materiály.....	31
4.1.1	Beton – C50/60.....	31
4.1.2	Betonářská výztuž – 10 425.....	32
4.1.3	Předpínací výztuž – Lp 15,5 mm.....	32
4.2	Zatížení.....	32
4.2.1	Vlastní tíha.....	32

4.2.2	Ostatní stálé zatížení .....	32
4.2.3	Zatížení dopravou .....	33
4.2.4	Dynamický součinitel .....	40
4.2.5	Teplota .....	42
4.2.6	Pokles podpor .....	45
4.3	Předpětí.....	45
4.4	Fáze výstavby uvažované v modelu .....	47
4.5	Kombinace zatížení .....	50
4.6	Vnitřní síly a napětí .....	51
5	Výpočetní model – příčný směr .....	58
5.1	Model konstrukce .....	58
5.2	Zatížení.....	59
5.2.1	Vlastní tíha .....	59
5.2.2	Ostatní stálé zatížení.....	59
5.2.3	Doprava.....	59
5.3	Kombinace zatížení .....	61
5.4	Vnitřní síly .....	61
6	Zatížitelnost nosné konstrukce .....	64
6.1	Metodika výpočtu .....	64
6.2	Výpočet zatížitelnosti – MSP.....	64
6.2.1	Ověření dekomprese.....	65
6.2.2	Omezení trhlin.....	69
6.3	Výpočet zatížitelnosti – MSÚ .....	70
6.3.1	Podélný směr .....	70
6.3.2	Příčný směr.....	76
6.4	Souhrn výsledků.....	88
7	Rekonstrukce .....	89
7.1	Zhodnocení stavu mostu.....	89
7.2	Návrh opatření.....	89
7.2.1	Dobetonování stěny.....	90
8	Závěr.....	92



# 1 Zatížitelnost

## 1.1 Úvod

Zatížitelnost jako pojem ve stavitelství představuje největší okamžitou hmotnost vozidla, kterou se může vozidlo pohybovat za daných podmínek po konstrukci. Její stanovení předepisuje v České republice norma ČSN 73 6222. Navazuje na soustavu platných norem ČSN EN. Pro železniční mosty se určení zatížitelnosti upravuje příslušnými předpisy a ustanoveními SŽDC. Pro hodnocení starších silničních mostů se může využít předpisu TP200.

Smyslem určení zatížitelnosti mostních konstrukcí je zhodnocení konstrukcí na silniční síti stejným parametrem bez ohledu na materiál nosné konstrukce, stáří nebo typ mostu. Umožňuje se tím srovnání objektů na jedné trase objektivním parametrem. Parametrem hovořícím o reálné únosnosti konstrukce vzhledem k jejímu skutečnému stavu a provozu na ní.

Zatížitelnost by bylo ideální mít stanovenou na všech mostních konstrukcích. Vzhledem k jejich množství ale předepisuje norma stanovení jen v určitých případech:

- a) u nových mostů vždy před uvedením do provozu,
- b) u mostů po rekonstrukci vždy před uvedením do provozu,
- c) při významné změně stálého zatížení,
- d) při zatřídění mostu do horšího stavu.

Důvodem pro stanovení zatížitelnosti, i u nově postavených mostů, je rozdíl mezi návrhovým zatížením a skutečným zatížením vozidla pohybující se po konstrukci. Zjistí se tím kapacita a skutečné možnosti provozu po mostě. Vzhledem k životnosti konstrukcí 100 let je vhodné mít u nového mostu zatížitelnost vyšší, jelikož zatížení dopravou má stoupavou tendenci. [12] [13]

## 1.2 Princip stanovení

Při určení zatížitelnosti mostní konstrukce jsou hlavním rozdílem, oproti návrhu nového mostu, vstupní údaje. Při návrhu nové konstrukce předpokládáme její geometrii, vlastnosti použitého materiálu a působící zatížení. Tyto hodnoty jsou vynásobeny dílčími součiniteli spolehlivosti, které se stanoví normou. Na existující konstrukci naopak všechny tyto údaje známe nebo dokážeme z části zjistit. Tím se zásadně sníží nejistoty při stanovení spolehlivosti konstrukce. Při hodnocení konstrukce vstupuje tedy do výpočtu skutečné uspořádání a



geometrie, skutečné vlastnosti materiálů a skutečné zatížení na konstrukci. Dílčí součinitele se při posudku upraví dle skutečného stavu, či na základě provedených zkoušek na mostě.

Návrh mostu	Určení zatížitelnosti mostu
předpokládaná/navržená geometrie	skutečná provedení geometrie
tabulkové vlastnosti materiálu	skutečné vlastnosti materiálu
očekávané zatížení	požadované/skutečné zatížení
normou stanovené dílčí součinitele	dílčí součinitele upravení na základě zkoušek

Tabulka 1 – Rozdíl mezi návrhem nového mostu a určením zatížitelnosti

Do skutečného stavu konstrukce se při hodnocení musí uvažovat také korozní oslabení výztuže či degradace materiálů. Ty se stanoví na základě mostních prohlídek nebo diagnostického průzkumu na mostě. Z mostních prohlídek dostaneme představu, v jakém stavu se most nachází, jelikož se v zápisu z mostní prohlídky uvádí stav mostu. Klasifikační stupnice od jedné do sedmi. Dle klasifikačního stupně se následně aplikuje i redukce součinitelem stavu.

Klasifikační stupeň stavu	Stav mostu nebo jeho části	Součinitel stavu $\alpha$
I	bezvadný	1.0
II	velmi dobrý	1.0
III	dobrý	1.0
IV	uspokojivý	0.8
V	špatný	0.6
VI	velmi špatný	0.4
VII	havarijní	0.2

Tabulka 2 – Klasifikace mostních konstrukcí [13]

Jako hlavní podklady pro hodnocení konstrukce se uvažují následující dokumenty:

- 1) Projektová dokumentace stavby
- 2) Dostupné podklady o stavbě
- 3) Běžné mostní prohlídky, Hlavní mostní prohlídky, Mimořádné mostní prohlídky
- 4) Diagnostický průzkum (pokud je provedený)
- 5) Fotodokumentace stavby

Pokud se některé údaje o konstrukci nedají zjistit z uvedených dokumentů, uvažují se na základě zkušeností s podobnými objekty nebo se stanoví přepočtem, kterým se konstrukce navrhovala. K tomu velmi dobře poslouží dostupnost starších norem. V technických předpisech TP 200 jsou popsány dřívější způsoby aplikace dopravních zatížení, které nám mohou dát představu, na jaké zatížení byl most navržen. [8][12] [13]





### 1.3 Metodika výpočtu

Při výpočtu zatížitelnosti se stanovuje bezrozměrný parametr  $v$ , který představuje maximální přípustný násobek dopravního zatížení, aby byla splněna spolehlivost konstrukce. Pro různé části konstrukce a různé posudky bude parametr zatížitelnosti vycházet rozdílně. Je potřeba odhadnout nejkritičtější místo na konstrukci, které bude určovat zatížitelnost celé konstrukce. Výsledná zatížitelnost mostu představuje nejnižší hodnotu parametru zatížitelnosti určenou kdekoli na mostu.

Vztah pro výpočet parametru zatížitelnosti:

$$v = \frac{E_{Rd} - R_{G,Ed} - E_{Q,nedopravni}}{E_{Q,dopravni}}$$

Kde:	$E_{Rd}$	hodnoty odolnosti konstrukce či omezující/hraniční hodnota
	$E_{G,Ed}$	součet všech účinků stálých zatížení
	$E_{Q,nedopravni}$	součet všech účinků proměnných nedopravních zatížení
	$E_{Q,dopravni}$	účinky dopravních zatížení
	$v$	parametr zatížitelnosti

[8][13]

### 1.4 Druhy zatížitelnosti

V normě jsou předepsány 3 druhy zatížitelnosti, které by se měly na konstrukci řešit. Definují se soustavou zatížení a jejím pohybem po konstrukci. Charakterizují skutečné situace, které na mostě vznikají či mohou vznikat.

- 1) **Normální zatížitelnost** – jedná se o maximální hmotnost vozidla, které se na mostě může pohybovat bez omezení
- 2) **Výhradní zatížitelnost** – jedná se o maximální hmotnost vozidla, které se na mostě může pohybovat jako jediné bez omezení chodců
- 3) **Výhradní zatížitelnost** – jedná se o maximální hmotnost vozidla, které se na mostě může pohybovat jako jediné v předepsané stopě s určenou rychlostí pojezdu

Každá zatížitelnost má v normě předepsaná schémata náprav vozidel. Normální zatížitelnost využívá dvou a třínápravová vozidla. U výhradní zatížitelnosti se aplikuje šestnápravová soustava, zde však jestliže vyjde zatížitelnost pod danou mez, využívá také dvou a třínápravovou soustavu. Pro výjimečnou zatížitelnost norma předepisuje pouze jedno devítinápravové vozidlo.

Pro každou zatížitelnost se definuje její dynamický součinitel na základě charakterizace nosné konstrukce mostu a průměrné délky rozpětí pole. [8][13]



## 2 Prefabrikované segmentové konstrukce

### 2.1 Technologie a historie segmentové prefabrikace

Počátky technologie prefabrikovaných mostních konstrukcí přiřazujeme k období 50. let 20. století. Obecně do technologie prefabrikovaných konstrukcí zařazujeme nosíkové prvky a segmentové prvky. Počáteční myšlenkou, k realizování prefabrikovaných prvků, bylo velké urychlení na stavbě a kontrola procesu vytvrdnutí betonu za vlastních podmínek. Technologie předpjatého prefabrikovaného betonu se na území České republiky dostala v průběhu 70. let z Francie, kde byl první most, Choissy le Roi, postaven počátkem 60. let dle návrhu Jeana Mullera. Prvním mostem s touto technologií v tuzemsku je most v Teplicích, který byl dostaven roku 1982. Do roku 2018 bylo dokončeno kolem 73 mostních konstrukcí téhož typu. Zprvu se spáry mezi segmenty vyplnily pouze betonem, později se přešlo k výplni epoxidovým tmelem s kontaktní výrobou segmentů. [4] [5] [6] [7] [14]

	Název mostu	Výška průřezu [m]	Počet objektů/ nosných konstrukcí [ks]	Délka nosné konstrukce [m]	Segmenty		Termín výstavby
					počet [ks]	objem [m <sup>3</sup> ]	
1	Teplice I/8	2,65	1/2	322,6	147	2 726	1981 až 1983
2	Praha R1	1,95	1/1	63,5	30	433	1982 až 1983
3	České Budějovice I/3	2,3	1/2	287,4	130	2 435	1983
4	Praha – Výstupní Barrandov	2,65	1/2	523,8	239	4 137	1983 až 1984
5	Děčín – Labe – most + estakáda	1,95	2/4	722,9	375	6 447	1983 až 19 87
6	Pardubice – Labe – most I/37	3	1/2	106,6	48	956	1984 až 1985
7	Praha – Průmyslový polookruh	1,95	1/2	159,6	74	1 120	1984 až 1985
8	Liberec – most I/13	1,95	1/2	147,2	70	1 179	1984 až 1985
9	Třebčice – železniční trať	1,95	1/1	186	85	1 832	1984 až 1986
10	Trmice D8	3	1/2	885	402	8 210	1985 až 1986
11	Praha – Barrandov – rampy L+K	1,95	2/2	532	237	3 593	1985 až 1987
12	Chotějovice – Bílina	1,95	1/2	330,2	152	2 496	1986 až 1987
13	Koštov D8	3	1/2	995,2	452	9 173	1986 až 1988
14	Děčín – napojení s+; nádraží j+s	2,3	3/4	1 250,5	432	9 896	1987 až 1989
15	Březina – Svijany – I/10 – železniční trať	1,95	1/2	546,9	250	4 056	1987 až 1989
16	Stadice – D8	3	1/2	647	294	5 965	1988 až 1989
17	Březina – Svijany – I/10 – Jizera	3	1/2	685,4	312	5 980	1987 až 1990
18	Liberec – Staropavlovská + nadjezd	1,95	2/3	279,2	128	2 181	1989 až 1990
19	Hlíňany – I/10 – železniční trať	1,95	1/2	426,8	194	3 112	1989 až 1990
20	Praha R1 – Počernice – rybník	3	1/2	827,2	376	7 708	1989 až 1991
21	Kolín – Labe	3	1/1	463,7	211	4 463	1990 až 1992
22	Karlovy Vary – Ohře – D6	1,95	1/1	187	85	1 250	1990 až 1992
23	Karlovy Vary – Ohře – D6	2,65	1/1	297	135	2 955	1990 až 1992
24	Mělník – Labe – I/16	2,65	1/1	446,6	203	4 161	1991 až 1992
25	Klabava – D5	3	1/2	1 127,1	512	9 856	1991 až 1992



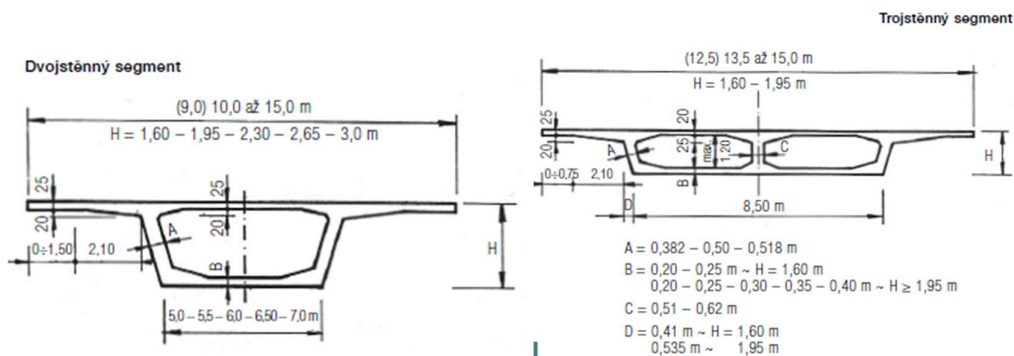
26	Klášteřec – Perštejn – I/13	3	1/1	290	132	2 592	1992 až 1994
27	Praha – Balabenka	1,95	1/2	537,4	246	3 356	1992 až 1994
28	Cheb – Skalka – D6	3	1/2	620,8	282	6 005	1994 až 1995
29	Hrdlořezy – I/38	3	1/1	309,8	141	2 790	1994 až 1995
30	Bělá pod Bezdězem – I/38	3	1/1	335,5	151	3 116	1997 až 1999
31	Chomutov – I/7	3	1/2	1 320,4	602	12 170	2000 až 2002
32	Plzeň – Sukova – I/26	3	1/2	529,2	240	4 920	2003 až 2004
33	Plzeň – Úhlava – D5	3	1/2	930	422	8 927	2004 až 2005
34	Karlovy Vary – u Tesca – D6	3	1/2	1 006,2	556	8 600	2005 až 2006
35	Tisová – Kamenný Dvůr – D6	3	1/2	886,6	402	8 800	2007 až 2009
36	Slovensko – Kadaňský potok – R1	3	1/2	1 523,4	698	15 130	2009 až 2011
37	Prackovice – D8	2,7	1/2	1 012	462	7 993	2009 až 2016
				<b>42/70</b>	<b>21 747,5</b>	<b>10 252</b>	<b>190 719</b>
							<b>1981 až 2016</b>

Obrázek 1 - První prefabrikované předpjaté segmentové mosty v ČR [5]

### Segment SSŽ-FI

Typ segmentu SSŽ-FI byl navržen převážně pro český region. Název vznikl spojením zkratk firem, a to české firmy Stavby silnic a dálnic (SSŽ) a francouzské firmy Freyssinet International (FI). Důvodem zavedení segmentové technologie a vytvoření segmentu SSŽ-FI byl nedostatek českých stavebních firem na výstavbu mostních konstrukcí.

Návrh segmentu byl zaměřen na mosty do 60 m s šířkou cca 10-15 m a konstantní výškou komorového průřezu od 1,6 po 3,0 m.



Obrázek 2 – Základní rozměry segmentu SSŽ-FI

Výrobu a výstavbu segmentových předpjatých mostů rozdělujeme do dvou generací. První generaci tvoří mosty s výhradně vnitřními předpínacími kabely se soudržností vyráběné ve VMS Brandýs. Zahrnuje například most v Teplicích, Praze, Pardubicích, Děčíně, Třebčicích a mosty přes dálnici D8 u Ústí nad Labem, Stadice, Koštov, Trmice. Jedná se o mosty postavené v první dekádě po zavedení technologie. Často používaná výška průřezu byla 2,65 m a 3,0 m. Pro menší mosty kratších rozpětí byla nejčastěji použita výška průřezu 1,95 m.



Obrázek 3 – Most Trmice (1. generace)



Obrázek 4 – Most Koštov (1. generace)

Inovace segmentů pro výrobu 2. generace byla připravena koncem 80. let. Hlavním rozdílem oproti 1. generaci segmentů bylo zavedení kombinace vnitřních kabelů se soudržností s volně



vedenými kabely s žebry u stěn, které zajistily provizorní spínání segmentů. Další rozdíl se vyznačoval v zavedení pouze jednokomorových průřezů s tenčími stěnami a vypuštění nízkých výšek. Segmentové mosty 2. generace vznikaly až po nové politické situaci v roce 1989. Vznikla samostatná nová firma Stavby mostů Praha (SMP) a segmenty proto poté nenazýváme již SSŽ-FI, ale SMP. První most 2. generace byl postaven v Kolíně přes řeku Labe a stal se nejširším mostem s jednokomorovým segmentem a šířkou 19,5 m. [5]



Obrázek 5 – Most u Chomutova (2. generace)

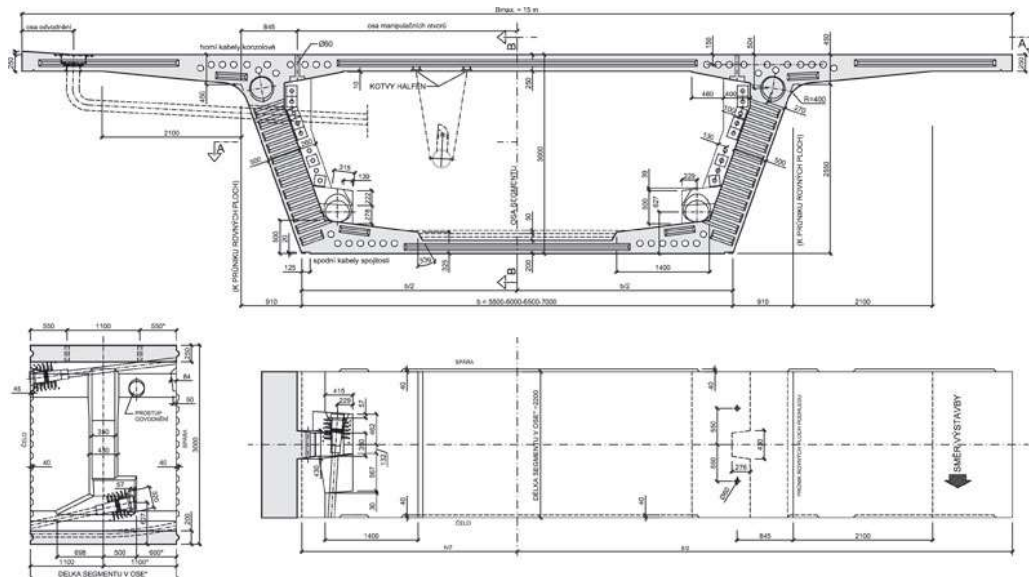


Obrázek 6 – segment použitý pro most u Prackovic (2. generace)



## 2.2 Charakteristika a výroba segmentových prvků

Pro segmentovou technologii je ideální rozpětí polí kolem 35–60 m. Na rozdíl od podélných prefabrikátů mají segmentové prvky tvar příčného řezu nosné konstrukce a délku cca 2 až 4 m. Nejpoužívanějším tvarem je komorový průřez, ale realizovány byly také dvoutrámové průřezy či parapetní průřezy. Hmotnost jednotlivých segmentů se pohybuje mezi 20–80 tunami.



Obrázek 7 – Prefabrikovaný segment SSŽ-FI první generace

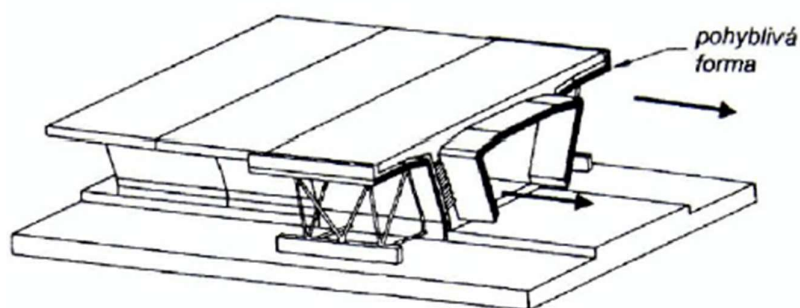
Základním principem technologie je tedy rozdělení konstrukce v příčném směru na malé díly – segmenty, které se vyrobí průmyslově ve výrobě a na stavbě se spojí tlakovou silou k sobě, aby tvořily nosnou konstrukci. Velkou důležitostí při výstavbě má těsnost spojení jednotlivých segmentů k sobě. V přijatelných podmínkách se nemusí spára vyplňovat vůbec. V našem prostředí České republiky však hraje velkou roli zatékání do konstrukce a musí se používat epoxidové tmely. Ty pomáhají k vodotěsnosti a chrání předpínací výztuž před korozi. Nanášejí se malá vrstva, která srovná nerovnosti mezi sousedícími segmenty a zaručuje dokonalou kontaktnost spár. Tmel se musí nanášet při teplotě vyšší než 5 °C a ve spáře musí být zajištěn tlak o velikosti 0,2 – 0,4 MPa. Zatvrdnutí tmelu by nemělo překročit dobu 24 hodin, aby se ve výstavbě mohlo pokračovat co nejrychleji. Předpokládá se, že tmel nepřenáší při montáži smykové zatížení. Pro tento problém se aplikují smykové ozuby na čelech segmentů.

Pro výrobu segmentů máme dvě tradiční metody: metoda dlouhé dráhy a metoda krátké dráhy.



### **Metoda dlouhé dráhy**

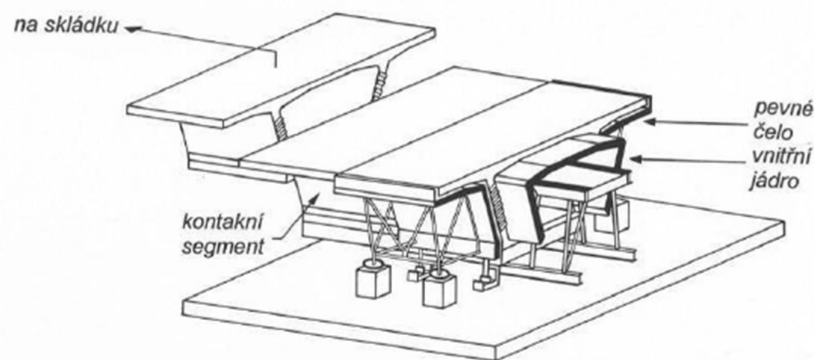
Metoda dlouhé dráhy spočívá ve vystavení dráhy, která odpovídá geometrii spodní hrany konstrukce a na ní se vybetonují jednotlivé segmenty za sebou. Dráha má délku cca polovinu pole. Jednotlivé segmenty se betonují do formy, kde se jako bednění jednoho čela vždy nastaví předchozí segment. Díly pak mají přesný geometrický tvar a dá se lehce zkontrolovat správnost půdorysné geometrie konstrukce. Tato metoda je přesná, ale potřebuje značný prostor. [4] [6] [14]



Obrázek 8 – Metoda dlouhé dráhy

### **Metoda krátké dráhy**

Jak vyplývá z názvu, tato metoda není prostorově náročná jako metoda dlouhé dráhy. Betonové segmenty se betonují ve výrobní buňce, kde se za sebe vejdou dva díly. Vždy se vybetonuje segment a jeho čelo se nastaví jako bednění pro následující díl. Zbytek bednění je tvořeno rektifikační formou, která se uzpůsobí do přesného tvaru požadovaného segmentu. Jakmile je dobetonováno, starý segment se odveze na skládku a nový díl se použije jako bednění pro další díl. Tento postup se opakuje, dokud nejsou zhotoveny všechny prvky. Výhodou metody je malá prostorová náročnost. Do nevýhod ale můžeme zařadit náročnost a přesné seřízení polohy bednění pro každý segment individuálně. Dále změny tvaru po odbednění z důvodu vývinu hydratačního tepla. [4] [6] [14]



Obrázek 9 – Metoda krátké dráhy



## 2.3 Postup výstavby

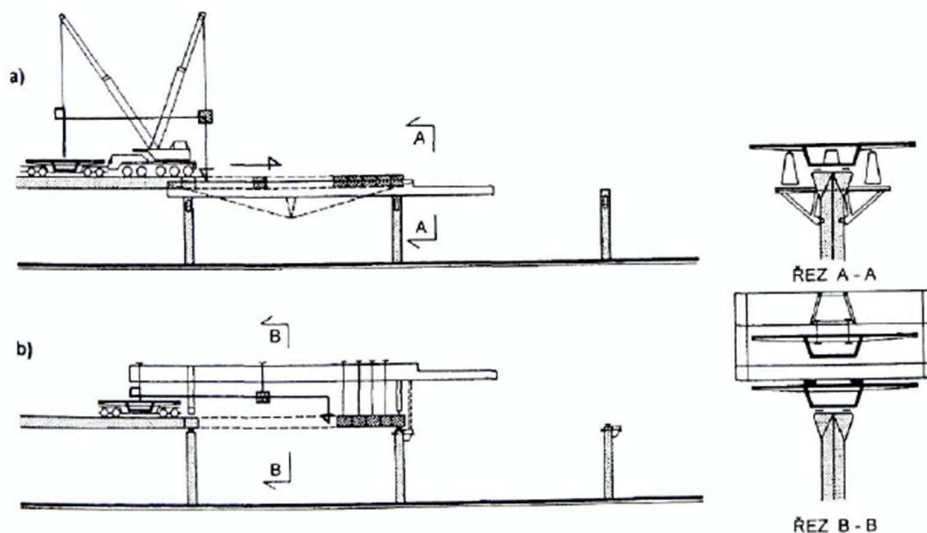
Obecně lze výstavbu segmentových mostů rozdělit na dvě kategorie, které se pak samostatně specifikují dalším dělením. Tyto dvě kategorie se nazývají konstrukce montované na skruži a konstrukce montované letmo (tzn. Letmá montáž). Hlavními faktory volby přístupu jsou okrajové podmínky a délka rozpětí polí. Mezní hranicí rozpětí, do které se montují konstrukce na skruži, se udává vzdálenost 45 m. Při větším rozpětí již přecházíme na letmou montáž.

### Montáž na skruži

V dnešní době se využívá skruže přes jedno pole mostu s vahadlovou konzolou zasahující asi do poloviny dalšího pole. Skruž může být umístěna nad nosnou konstrukcí nebo pod ní. Dle typu skruže bude záviset i na typu dopravy segmentů do jejich finální polohy.

Pokud máme skruž umístěnou pod mostovkou, segmenty se mohou dopravovat na místo jeřáby situovanými na zemi nebo na již smontované konstrukci. V druhém případě je velká výhoda nezávislosti na terénu nacházejícím se pod mostem.

Při skruži umístěné nad mostovkou se osazují segmenty do finální polohy zpravidla pomocí vyvěšení na skruži. Segmenty se na místo dopravují buď vyzdviháváním z terénu nebo po již smontované konstrukci, kde si ale musíme ověřit možnost volného průchodu segmentu a jeho manipulaci do správné geometrické polohy. [4] [6]



Obrázek 10 – Montáž na skruži





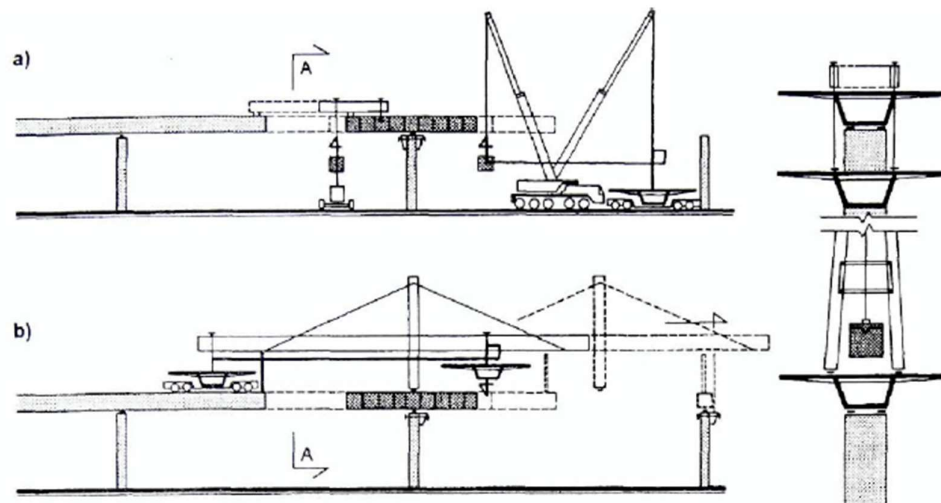
Obrázek 11 – Montáž na skruži

### Letmá montáž

Tento princip výstavby spočívá ve smontování nejdříve podporového segmentu, který se úplně nebo dočasně vetkne do spodní stavby a následně se kladou a montují segmenty jeden za druhým, které se spínají předpínací výztuží situovanou v horní desce. Existují dva způsoby kladení segmentů. Symetricky na obě strany od pilíře, nebo postupným montováním směřujícím od jednoho pilíře k druhému.

Symetrické kladení segmentů využívá právě symetrie a stejného zatěžování obou konzolí. Není tedy nutné vahadlo na vyrovnání účinků zatížení. Segmenty se do své polohy dostávají, podobně jako u skruže, autojeřáby nebo se využívají výsuvné mosty. Výsuvné mosty mohou být velkým urychlením postupu výstavby, jsou-li přes dvě pole a umožňují tak montování dvou polí zároveň. Jejich výhodou je i nezávislost na terénu, avšak při posouzení si musíme dát pozor na kritický stav při přesunu výsuvného mostu a montování podporového segmentu. Při tomto stavu je velmi zatížen konec vahadla a ze statického schématu vetknutí je tento stav častým rozhodujícím činitelem pro podporový průřez.

Při postupném montování od jednoho pilíře k druhému se často využívá dočasných podpěr nebo dočasného pylonu se závěsy. Ty zkracují délku montované konzole a redukují tím statické účinky. [4] [6]



Obrázek 12 – Letmá montáž



Obrázek 13 – Montáž mostu metodou letmé montáže



## 3 Technické řešení mostu ev. č. Y-528

### 3.1 Základní údaje o mostě:

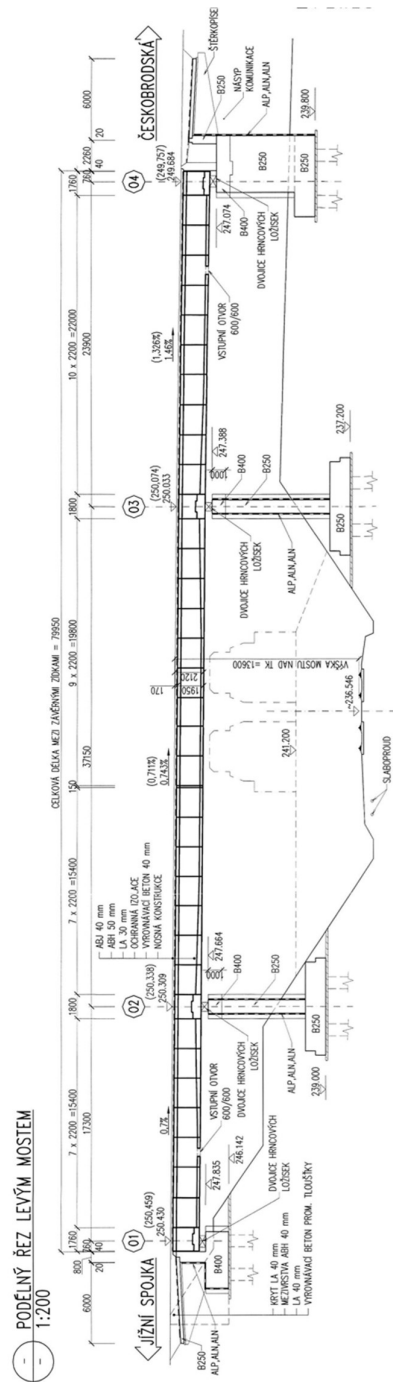
Délka NK:	79,95 m
Délka přemostění:	76,43 m
Rozpětí polí:	17,30 + 37,15 + 23,90 m
Celková šířka mostů:	25,270 m
Šířka NK pravého mostu:	10,270 m
Šířka NK levého mostu:	12,125 m
Volná šířka na pravém mostě:	7,750 m
Volná šířka na levém mostě:	7,750 m
Konstrukční výška NK:	1,950 m
Výška mostu nad terénem:	13,60 m
Šikmost konstrukce:	100 g
Založení:	velkopřůměrové piloty
Ložiska:	hrcová

K řešenému mostnímu objektu se dochovala jen malá část projektové dokumentace a to příloha 02 – Spodní stavba a 04 – Dokončovací práce. Hlavním zdrojem podkladů pro řešení konstrukce byly provedené mostní prohlídky v průběhu let a diagnostický průzkum, které napomáhaly k určení skutečného stavu konstrukce a přehledné výkresy pro opravu mostu z roku 2017 od firmy TopCon s.r.o., jež byly hlavním zdrojem pro určení geometrie mostu. Velmi nápomocná byla také dokumentace mostní konstrukce na průtahu silnic I/13 a I/35 v Liberci – Stavba Liberec-Stráž IV-2, která byla vytvořena ze stejných segmentových prvků jako řešený most a o stejném počtu polí. Řešení vedení a druh předpínací a betonářské výztuže se vytvořila na základě této dokumentace. Pro charakteristiky předpínací výztuže se využily ještě přepočty mostů Koštov, Stadice, Trnice z firmy AFRY CZ, které byly realizovány stejnými předpínacími lany.

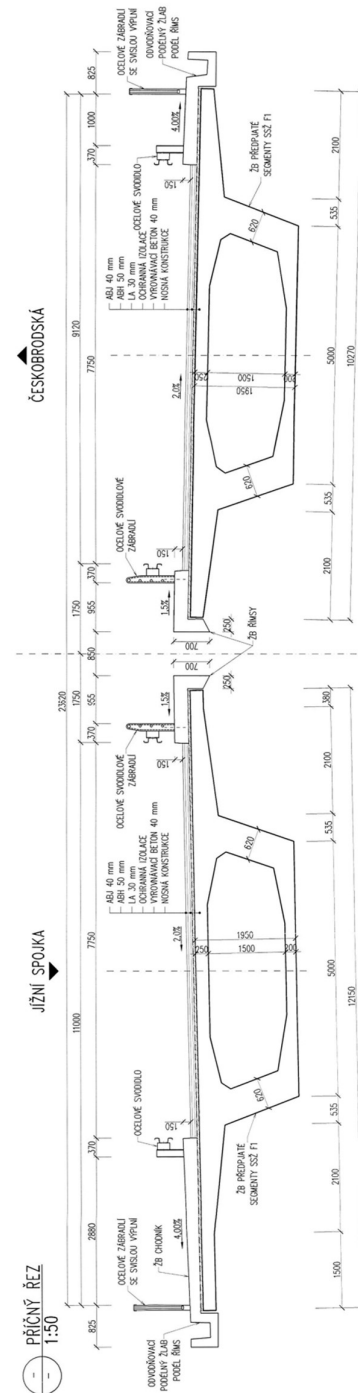
Jakékoliv jiné parametry či podrobnosti ohledně charakteristiky řešeného mostu se vyvodily na základě podobnosti s jinými podobnými mostními objekty a byly pouze odhadnuty – například postup výstavby.



### 3.2 Přehledné výkresy



Obrázek 14 - Podélný řez mostu z mostního listu

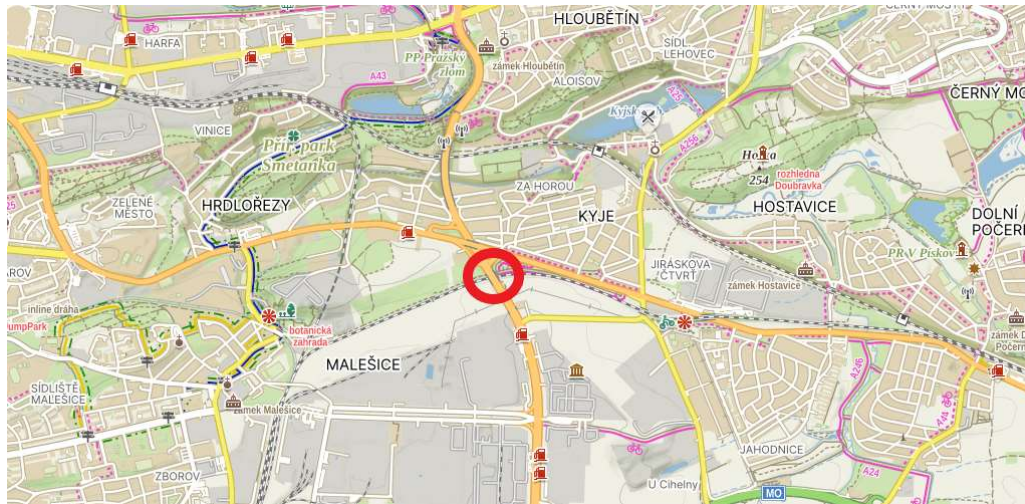


Obrázek 15 - Příčný řez mostem z mostního listu



### 3.3 Charakteristika objektu

Most ev. č. Y-528 se nachází v okrese Hlavní město Praha v městské části Praha 14 v oblasti čtvrti Kyje. Byl postaven roku 1986. Přemostuje místní komunikaci II/601 přes železniční trať Praha Malešovice – Praha Běchovice. Jedná se o čtyřproudovou komunikaci – ulice Průmyslová mezi ulicemi Českobrodskou a Štěrboholskou spojkou. Pro každý dopravní směr je postavena samostatná mostní konstrukce s označením Y-528...1 a Y-528...2.



Obrázek 16 - Zeměpisná poloha mostu

#### 3.3.1 Nosná konstrukce

Nosná konstrukce je vedena v přímé a působí v podélném směru jako předpjatý spojitý nosník o třech polích o rozpětích 17,3 m, 37,15 m, 23,9 m. V příčném směru působí jako konstrukce železobetonová a tvoří tvar jednokomorového dvoustěnného průřezu. Most byl postaven pravděpodobně pomocí letmé montáže z 33 prefabrikovaných segmentů a 4 zárodečných prefabrikovaných segmentů.

Segmenty jsou komorové, průřezu typu SSŽ FI a výšky 1,95 m. Tloušťka horní desky je 250 mm a u konzol se směrem ke stěně zvětšuje na 570 mm. Tloušťka spodní desky je v poli 200 mm a směrem s podpěrám se zvětšuje na 400 mm. Stěny komory mají tloušťku 620 mm. Délky konzol pravého mostu (směr Českobrodská) jsou stejné – a to 2,1 m. Délky konzol levého mostu (směr Jižní Spojka) jsou 2,48 m vnitřní strana, 3,60 m vnější strana. Délka segmentů v poli zůstává stejná 2,2 m po celé délce mostu. Segmenty jsou osazeny v příčném sklon 2,0 %, který odpovídá sklonu na vozovce.



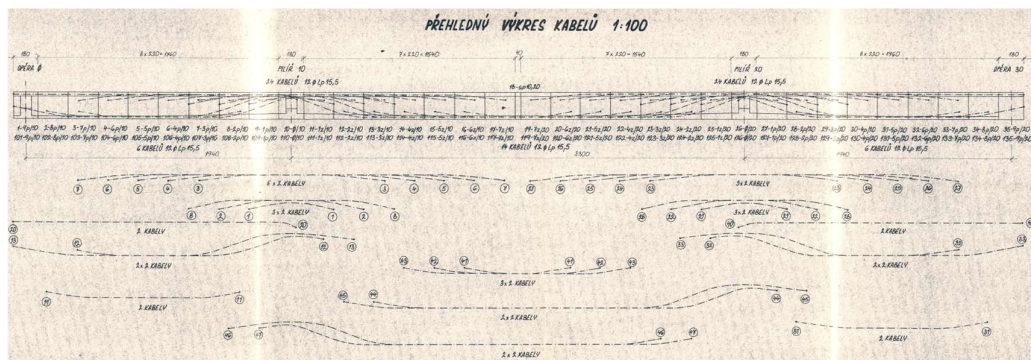
Obrázek 17 – Pohled na spodní líc a boční stranu NK

Všechny běžné segmenty mají horní a dolní kotevní nálitky pro kotvení kabelů, jejichž bednění bylo součástí výrobní buňky.

Pilířové a opěrové segmenty se tvarem shodují s běžným segmentem. Jejich délka je rozdílná pro pilířový segment 1,8 m a pro opěrový segment 1,76 m.

Podélné předpětí obou mostů je realizováno pomocí kabelů o průměru 12 Lp 15,5 mm. Nízkokotelně popouštěné lano o průměru 15,5 mm se skládá z centrálního lana o průměru 5,5 mm a šesti vnějších lan o průměru 5,0 mm. Jsou použita lana s minimální tahovou pevností 1620 MPa a minimální mezí kluzu (0,2) 1377 MPa.

Schéma vedení předpínací výztuže, ze kterého vycházela inspirace pro výpočet:



Obrázek 18 – Kabely předpětí na mostě v Liberci

V segmentech se nachází celkem 3 typy kabelů:

1. Konzolové kabely (horní) jsou umístěny v horních nálitkách nebo v čelech stěn segmentů.
2. Kabely spojitosti v poli (dolní) jsou kotveny v dolních nálitkách segmentů.
3. Kabely spojitosti v poli procházející přes pilíř kotvené z jedné strany v dolních nálitkách a z druhé v horních nálitkách.

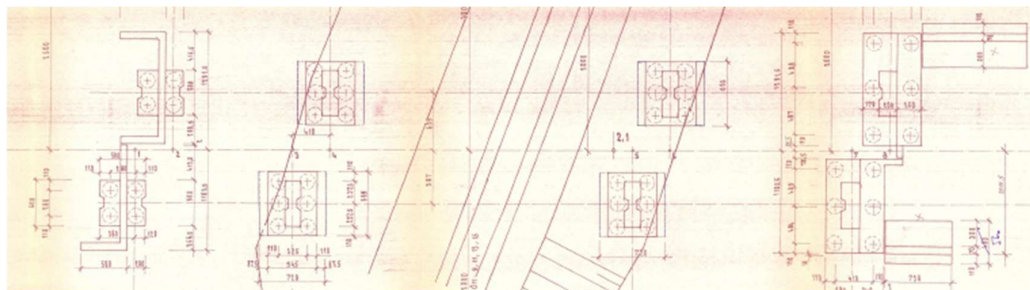


Kabelové kanálky jsou tvořeny ocelovými vinutými trubkami Sandrik o průměru 80 mm, pevně spojenými na koncích segmentů. Všechny podélné kabely jsou napnuty na kotevní napětí  $\sigma_k = 1288$  MPa (0,8 pevnosti lana v tahu), což odpovídá síle 2187 kN. Napětí se udržuje po dobu 5 minut k minimalizaci relaxačních ztrát oceli, následně je kabel ukotven.

Betonářská výztuž běžných a opěrných segmentů je tvořena svařovanými sítěmi z oceli 10425, doplněnými vložkami téže oceli.

### 3.3.2 Spodní stavba

Spodní stavba je, z masivního monolitického železobetonu, založena hlubinně na dvou řadách železobetonových velkopřůměrových vrtaných pilot. Opěry mostů na sebe navazují a každá je vybavena úhlovou zdí jako křídlem. Základ podpěr je zhotoven výrazně širší, než by bylo potřeba z důvodu uložení podpůrné konstrukce během výstavby. Tvar pilířů je obdélník s vertikálním obdélníkovitým zúžením v centrální části delších hran. Opěry i pilíře jsou opatřeny izolací ALP,ALN.



Obrázek 19 - Výkres půdorysu spodní stavby z původní projektové dokumentace





Obrázek 20 – O1 (vlevo nahoře), O4 (vpravo nahoře), P2 (vlevo dole), P3 (vpravo dole)

### 3.3.3 Uložení

Uložení nosné konstrukce na spodní stavbu je pomocí dvojice hrncových ložisek na každé z podpěr.

Původně byly na mostní konstrukce elastické mostní závěry. V roce 2017 byla provedena rekonstrukce a elastické závěry byly nahrazeny povrchoým mostním závěrem Freyssinet CIPEC WR50 s jednoduchým těsněním spáry.



Obrázek 21 – levé ložisko O1 (vlevo), levé ložisko O4 (vpravo)

### 3.3.4 Vozovka

Vozovka na mostě je živičná třívrstvá. Na obou mostech je jednostranný sklon 2,0 % klesající od osy nivelety ke kraji mostu.

- |                     |     |    |
|---------------------|-----|----|
| • ABJ               | 40  | mm |
| • ABH               | 50  | mm |
| • LA                | 30  | mm |
| • Izolace           | 10  | mm |
| • Vyrovnávací beton | 40  | mm |
| • Celkem            | 170 | mm |





Obrázek 22 – šířkové uspořádání ve směru staničení (vlevo), mostní závěr nad O1 (vpravo)

### 3.3.5 Vybavení mostu

U obou mostů je vnitřní strana mostu vybavena železobetonovou římsou ve sklonu 1,5 % se zábradelním svodidlem a vnější strana mostu železobetonovou římsou ve sklonu 4,0 % rozšířenou o chodník s ocelovým zábradlím výšky 1,1 m a mostním ocelovým svodidlem. Za zábradlím je prodloužena římsa a vytvořen žlab pro odvodnění mostu.

## 3.4 Mostní prohlídky – vyhodnocení

Pro tuto práci byly k dispozici dokumentace třech mostních prohlídek z roku 2011, 2018, 2020. Prohlídky z roku 2011 a 2018 byly vedeny jako hlavní prohlídky a v roce 2020 byla provedena mimořádná prohlídka na žádost správce mostu.

### 3.4.1 Hlavní prohlídka – 2011

Z mostní prohlídky byl stav nosné konstrukce a spodní stavby klasifikován stupněm IV – uspokojivý. Bylo zjištěno zatékání do konstrukce v místě mostních závěrů, což vedlo ke korozi výztuže v místě závěrné zídky i NK a rozvoji velkých trhlin. Navrženou opravou byla výměna mostních závěrů, která se uskutečnila v roce 2017.

Odhad zatížitelnosti:  $V_n = 28,0t$   
 $V_r = 88,0t$   
 $V_e = 194,0t$

### 3.4.2 1. hlavní prohlídka – 2018

Z mostní prohlídky byl stav nosné konstrukce a spodní stavby ohodnocen opět jako IV – uspokojivý. Po zamezení zatékání do konstrukce se stav NK a spodní stavby zlepšil. Výpočet zatížitelnosti byl převzat z minulé mostní prohlídky.

Odhad zatížitelnosti:  $V_n = 28,0t$



$$V_r = 88,0t$$

$$V_e = 194,0t$$

### 3.4.3 Mimořádná prohlídka – 2020

Z mostní prohlídky byl stav nosné konstrukce ohodnocen stupněm V – špatný a stupeň spodní stavby IV – uspokojivý. Došlo k opětovnému zatékání do NK v oblasti mostních závěrů a potenciální vážné korozi předpínací výztuže. Použitelnost konstrukce významně ovlivňuje i špatný stav mostního svršku a celkového vybavení mostu.

Odhad zatížitelnosti:  $V_n = 21,0t$

$$V_r = 66,0t$$

$$V_e = 147,0t$$

Po mimořádné prohlídce byl na konstrukci objednán, proveden a vyhodnocen podrobný diagnostický průzkum. Byly zjištěny konkrétní parametry vlastností betonu a závažnosti koroze výztuže. Provedené zkoušky na odebraných vzorcích byly například stanovení pevnosti betonu v tlaku, statického modulu pružnosti, míry karbonatace, odolnosti betonu vůči vlivu vody a mrazu CHRL, zjištění přítomnosti ASR v betonu, diagnostika betonářské a předpínací výztuže a provedení korozní potenciálové mapy výztuže.

Poznatky z průzkumu se použily pro charakterizaci materiálu a oslabených míst při výpočtu zatížitelnosti v této práci.

## 3.5 Diagnostický průzkum

Zhotoviteli průzkumu byly firmy Mott MacDonald CZ, spol. s.r.o. a INSET s.r.o., Divize energetika. Odebrání vzorků z konstrukce bylo provedeno na přelomu roků 2021 a 2022. Provedení laboratorních měření na odebraných jádrových vrtech z konstrukce se využilo laboratoře Kloknerova ústavu, který je pod záštitou ČVUT v Praze a laboratoře strojní fakulty ČVUT v Praze. Jádrové vrty byly vždy vyjmuty na nosné konstrukci a na podpěrách. Pro zjištění vlastností betonu byly vrty vyjmuty v místech mimo betonářskou výztuž.

### Pevnost betonu v tlaku

Pro stanovení pevnosti betonu v tlaku bylo odebráno na jedné mostní konstrukci celkem 9 jádrových vrtů – 6 na spodní stavbě a 3 na nosné konstrukci, na které byl aplikován fenolftalein pro určení míry karbonatace a odeslány do zkušební laboratoře. Zde se z vrtů vyrobila zkušební válcová tělesa, která se dle předepsaných norem destruktivně zatěžovala pro získání pevnosti betonu v tlaku a statického modulu pružnosti v tlaku.

Zde je přiložena tabulka statistického vyhodnocení naměřených hodnot pro nosnou konstrukci z diagnostického průzkumu.



počet zkušebních míst	3
průměrná pevnost $f_{mn, is}$	73,0 MPa
minimální pevnost $f_{is, min}$	65,0 MPa
maximální pevnost	85,2 MPa
směrodatná odchylka $s$	10,8
součinitel $k$	7
$f_{mn, is} - k$	66,0 MPa
$f_{is, min} + 4$	69,0 MPa
třída betonu	C 50/60

Tabulka 3 – Statistické vyhodnocení pro NK z diagnostického průzkumu

Z uvedených hodnot je patrné, že vyhodnocení třídy betonu C 50/60 je bezpečné, udává dostatečnou rezervu pro vyšší odchylky na konstrukci a byla tedy pro výpočet zatížitelnosti v této práci také použita.

#### Odolnost vůči vlivu vody a CHRL

Na nosné konstrukci byly odebrány 2 jádrové vrty, u každé z opěr jeden, na nichž byla vyhodnocena odolnost betonu vůči vodě a CHRL. Autor průzkumu píše, že na obou tělesech byla nalezena trhlinka šířky 0,1 mm a 0,2 mm, což mohlo mít za následek ovlivnění zkoušky.

Vyhodnocení a naměřené hodnoty odpadů z průzkumu:

Označení vývrtu	Odpad po 25 cyklech [g/m <sup>2</sup> ]	Odpad po 50 cyklech [g/m <sup>2</sup> ]	Odpad po 75 cyklech [g/m <sup>2</sup> ]	Vyhodnocení
JV.CH1 (L ZZ OP1)	720	2 288	4 507	nevyhoví
JV.CH2 (OP4)	436	1 431	3 033	nevyhoví
JV.CH3 (NK u OP1)	25	110	1 945	nevyhoví
JV.CH4 (NK u OP4)	507	1 193	1 489	nevyhoví

Tabulka 4 – Vyhodnocení zkoušky CHRL

Vyhodnocení zkoušky se stanovilo dle normy jako nevyhovující, protože odpad překročil mezní maximální hodnotu. Zkoušky CHRL jsou však dle mého názoru velmi rozporuplné sami o sobě a je důležité je brát spíše informativně. Při zkoušce závisí na laboratoři a laborantovi co vzorek zkouší. Někdy se můžeme dočkat naprosto odlišných výsledků ze stejného betonu od různých laboratoří, protože ne vždy je přesně stejné prostředí a následně při stírání odpadu každý vyvíjí trochu jiný tlak kartáčkem na beton.

#### Alkalicko-křemičitá reakce v betonu (ASR)



Ověření, zda probíhá v betonu ASR bylo provedeno na 7 vrtech, kde se každý nacházel v jiné oblasti konstrukce. Zjišťování bylo provedeno pomocí uranylacetátové zkoušky. Na čerstvě rozlomený beton se aplikoval roztok uranylacetátu a po 5 minutách se pod UV zářením zkoušelo, zda beton fluoreskuje žlutozeleně – probíhá ASR. Pozitivní vyhodnocení na ASR bylo zjištěno na opěře O1 a na pilíři P2. Na nosné konstrukci byly výsledky negativní.



Obrázek 23 - Žlutozelená fluorescence zaznamenání na vzorku

### Hloubka karbonatce betonu

Pro zjištění míry karbonatce se nanosil na všechny jádrové vrty 1 % roztok fenolftaleinu. Výsledky zkoušky byly hloubka karbonatce na NK 3-10 mm a na spodní stavbě 6-32 mm. Vrty byly vzaty z prvního a posledního segmentu NK, kde byla konstrukce nejvíce vystavena možným degradacím z hlediska zatékání.

Místo zkoušky	Hloubka karbonatce [mm]
JV1.A – OP1, pravý bok úložného prahu	6
JV1.B – OP1, pravý bok úložného prahu	5
JV2 – OP1, čelo úložného prahu	10
JV3 – P2, pravý bok pilíře	35
JV4 – P3, čelo při pohledu proti směru staničení	18
JV5 – OP4, čelo opěry, pod úložným prahem	17
JV6 – pravý bok prvního segmentu NK u OP1	5
JV7 – levý bok prvního segmentu NK u OP1	5
JV8 – levý bok posledního segmentu NK u OP4	8
JV.CH1 - OP1, pravá strana závěrné zdi	11
JV.CH2 – pravá strana závěrné zdi OP4	10
JV.CH3 - levý bok prvního segmentu NK u OP1	10
JV.CH4 – levý bok posledního segmentu NK u OP4	10

Tabulka 5 – Hloubka karbonatce v provedených vrtech



### Obsah chloridových iontů v betonu

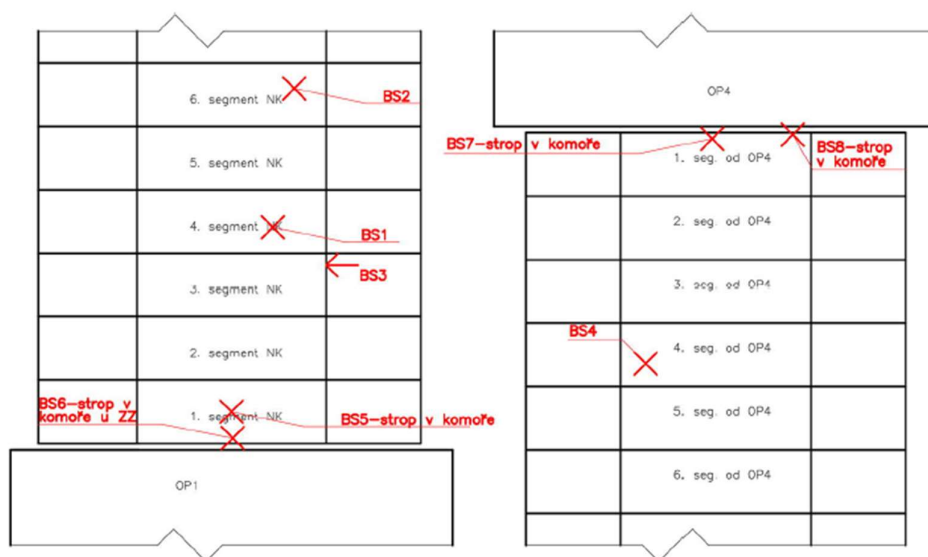
Pro zjištění množství chloridů byly z konstrukce mostu odebrány prachové vzorky pomocí příklepové vrtačky s vrtákem o průměru 14 mm. Vzorky byly odebírány ve třech hloubkách: 0–20 mm, 20–40 mm a 40–60 mm. Obsah chloridů byl analyzován v akreditované zkušební laboratoři ČVUT v Praze, Kloknerově ústavu. Betonové vzorky byly vysušeny a rozemlety na analytickou jemnost. Z těchto vzorků byl připraven roztok v destilované vodě, který se louhoval po dobu 24 hodin.

Hraniční hodnoty byly stanoveny pro NK 0,2 % obsahu chloridových iontů k hmotnosti cementu a 0,4 pro spodní stavbu. Celkově vyšlo z 20 vzorků 17 s nadlimitní kontaminací, kde nejhůře vyšel poslední segment na levém boku a na pravé konzule s 19x a 13x nadlimitní kontaminací.

### Stav betonářské výztuže

Diagnostika betonářské výztuže se provedla nedestruktivně pomocí měřícího zařízení od firmy Proceq. Jedná se o georadar určený pro ověření polohy a krytí výztuže v betonu. Přesnost měření závisí na podmínkách a na zkoumané konstrukci. Dle výrobce by měl být dosah do hloubky až 400 mm. Na konstrukci se provedlo celkem 24 radarových záznamů.

Stav betonářské výztuže se ověřil destruktivními zkouškami. Provedeno bylo 8 sond. Schéma provedení sond je přiloženo na následujícím obrázku.



Obrázek 24 – Schéma umístění provedení sond

Z výsledků bylo nejhorší korozní oslabení uvedeno u krajních segmentů u obou opěr na stropě v komoře NK. Údaje o výztuži a jejímu oslabení byly v diagnostickém průřezu uvedeny následovně.



BS5	Strop v komoře NK 0,5–1,0 m od ZZ OP1.	Příčná výztuž 10 425, Ø 25 mm á 120 mm, podélná výztuž 10 425, Ø 20 mm á 170 mm. Stopy po zatékání, výrazná separace krycí vrstvy, bez soudržnosti. Původní krytí 14–50 mm, reálné krytí 0 mm. Plošně rozvinutá koroze, místy lamelární rozpad oceli, oslabení až 50 %.	50 %
BS6	Strop v komoře NK u ZZ OP1.	Příčná výztuž 10 425, Ø 25 mm á 105-135 mm, podélná výztuž 10 425, Ø 20 mm á 170 mm. Výrazná separace krycí vrstvy, bez soudržnosti. Minimální prostor mezi NK a ZZ. Původní krytí 21-34 mm, reálné krytí 0 mm. Závažná koroze výztuže, oslabení až 50 %.	50 %
BS7	Strop v komoře NK u ZZ OP4.	Příčná výztuž 10 425, Ø 25 mm á 100-140 mm. Stopy po zatékání, výrazná separace krycí vrstvy až 600 mm od hrany, bez soudržnosti. Minimální prostor mezi NK a ZZ. Separace probíhá i při vyšších vibracích způsobených dopravou. Původní krytí 22 mm, reálné krytí 0 mm. Výztuž na kraji NK je kompletně obnažená, lamelární rozpad oceli.	80 %

Tabulka 6 – Procentuální oslabení výztuže v místě sond

S těmito údaji se vstupovalo do posudku zatížitelnosti pro příčný směr, kde průměr a vzdálenost betonářské výztuže se porovnávala z diagnostického průřezu a dokumentace uvedeného mostu u Liberce.



Obrázek 25 – Betonářská výztuž na horní desce prvního segmentu

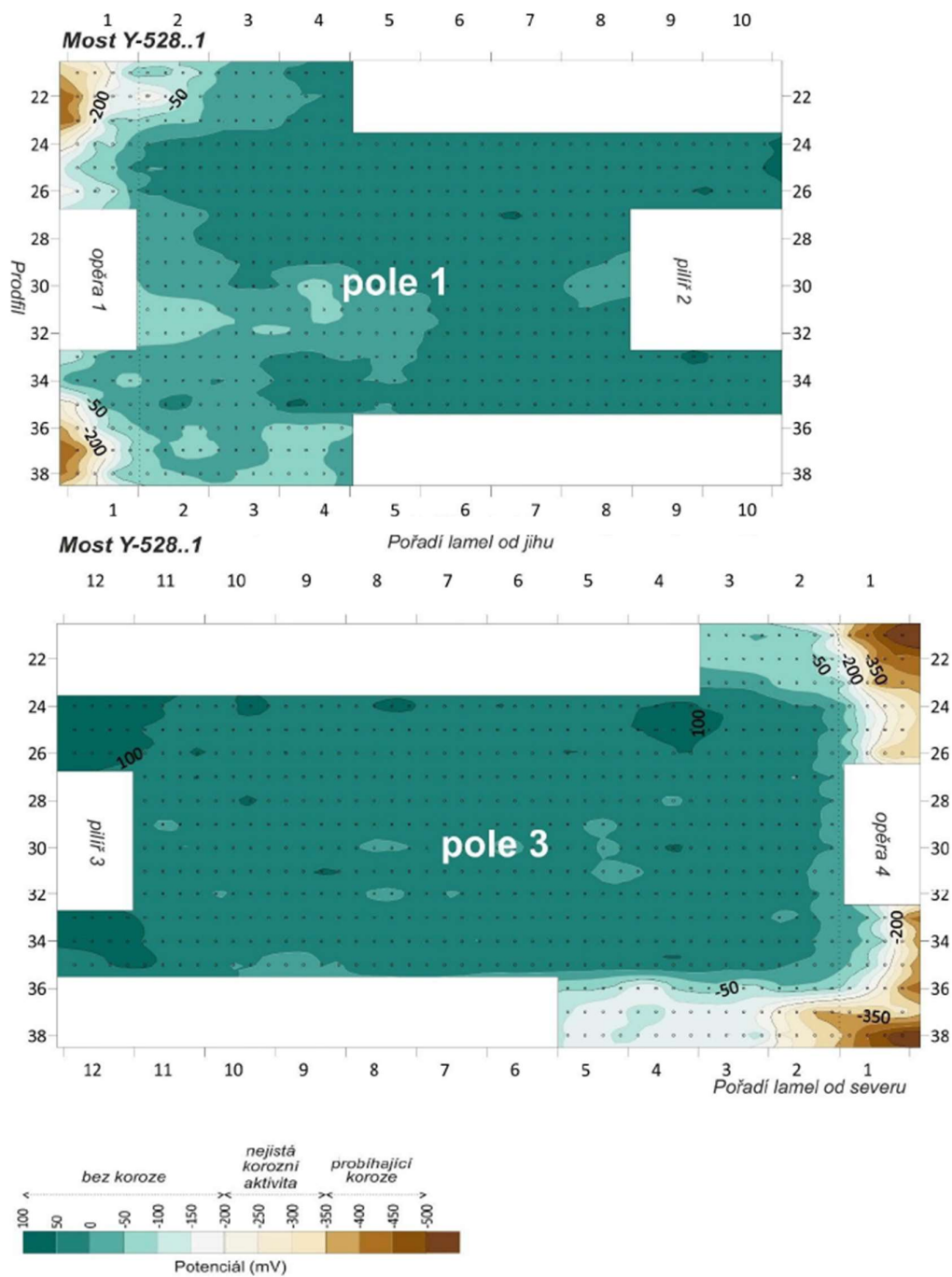
### Korozní potenciálová mapa výztuže

Měření potenciálu ohrožení korozi železobetonových konstrukcí umožňuje analýzu korozní aktivity ocelové výztuže v betonu. Tato metoda generuje potenciálové mapy korozního potenciálu výztuže v betonu. Měření se provádí s dostatečnou hustotou bodů a vývod je z provařené výztuže nebo z vývodu blízko místa měření. V rámci tohoto měření byl použit analyzátor koroze CANIN+ od výrobce PROCEQ. Vzhledem k velikosti posuzované plochy a



charakteru výztuže byl zvolen pro konstrukci krok měření v diskretních bodech v síti 0,5 x 0,5 m.

Výsledek měření v diagnostickém průřezu:



Obrázek 26 – Potenciálová mapa koroze výztuže



### 3.6 Vlastní prohlídka mostu

Pro kontrolu informací se na mostě provedla i samostatná prohlídka mostu autorem. Jednalo se o aktualizování informací a získání představy, jak se most od diagnostického průzkumu změnil. Bohužel nebylo možné dostat se dovnitř komory mostu. Kontrola proběhla tedy z vnějšku mostu.

Na přiložených fotografiích lze vidět, že stav nosné konstrukce v polích a nad pilíři je v dobrém stavu. Byla zachycena pouze slabá krycí vrstva a odhalená výztuž na spodním líci spodní desky. Stav u obou opěr působil ve špatném stavu stejně jak bylo uvedeno v poslední prohlídce mostu a diagnostickém průzkumu. Nově instalovaný mostní závěr nejevil výrazné opotřebení.

Z prohlídky se usoudilo, že stav mostu je ve velmi podobném či lehce horším stavu než při diagnostickém průzkumu. Nemá smysl upravovat do výpočtu hodnoty z něj získané.







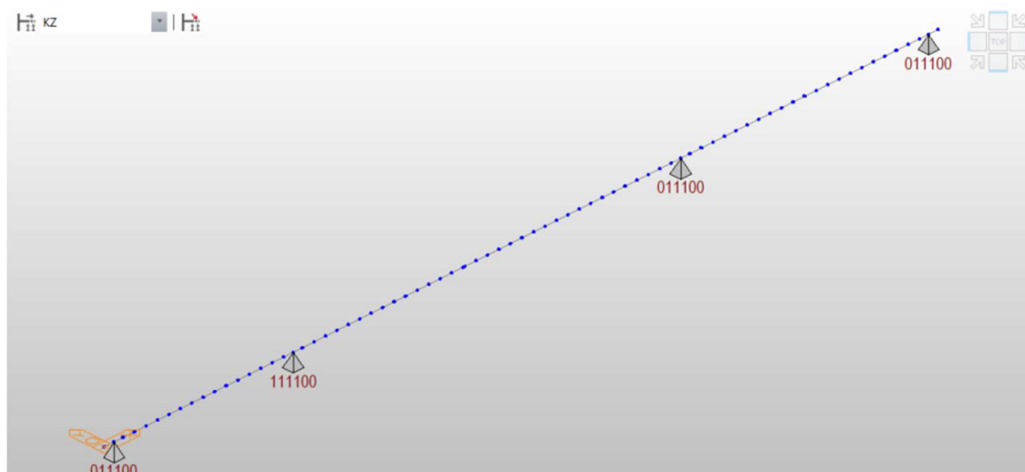


Obrázek 27 - Fotografie mostu pořízené autorem



## 4 Výpočetní model – podélný směr

Výpočetní model pro podélný směr byl vytvořen pomocí prutových prvků. Použit byl program MIDAS Civil, který počítá na základě MKP. Síť konečných prvků je volena uživatelem vzdáleností jednotlivých „nodes“. Pro dostatečnou charakterizaci konstrukce byly nody aplikovány vždy na začátek, střed a konec každého segmentu. Délky elementů určené nody se pohybovaly kolem 1,1 m.



Obrázek 28 – Nody a elementy v programu MIDAS Civil

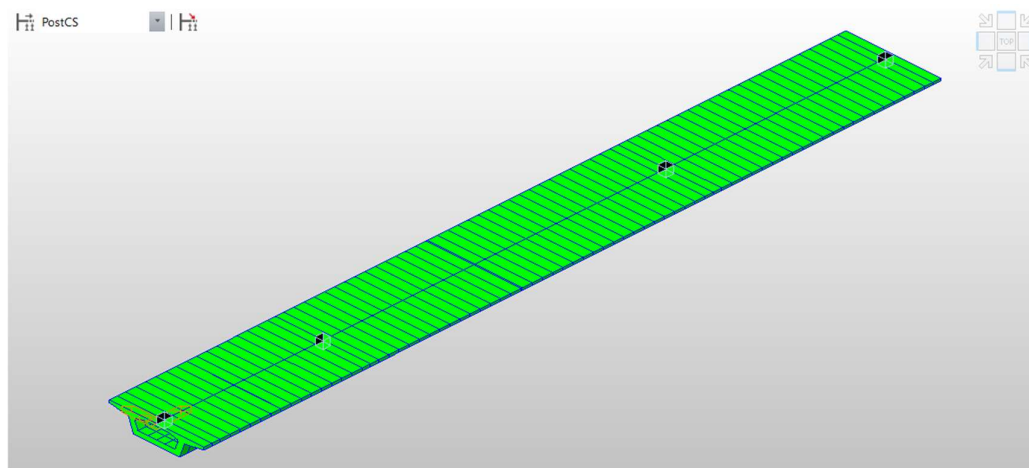
Aby se zohlednilo správné chování konstrukce v kroucení a vystihla se nerovnoměrnost napětí na horní desce – smykové ochabnutí a roznoš zatížení do stěn, byly vytvořeny dva modely. První model měl charakteristiku prutového modelu a vyhodnocovala se na něm zatížení jako vlastní tíha, ostatní stálé zatížení, předpětí, teplota a pokles podpor. Druhý model byl vytvořen jako roštový model pro vyhodnocení zatížení dopravou.

### Model konstrukce 1 – prutový model

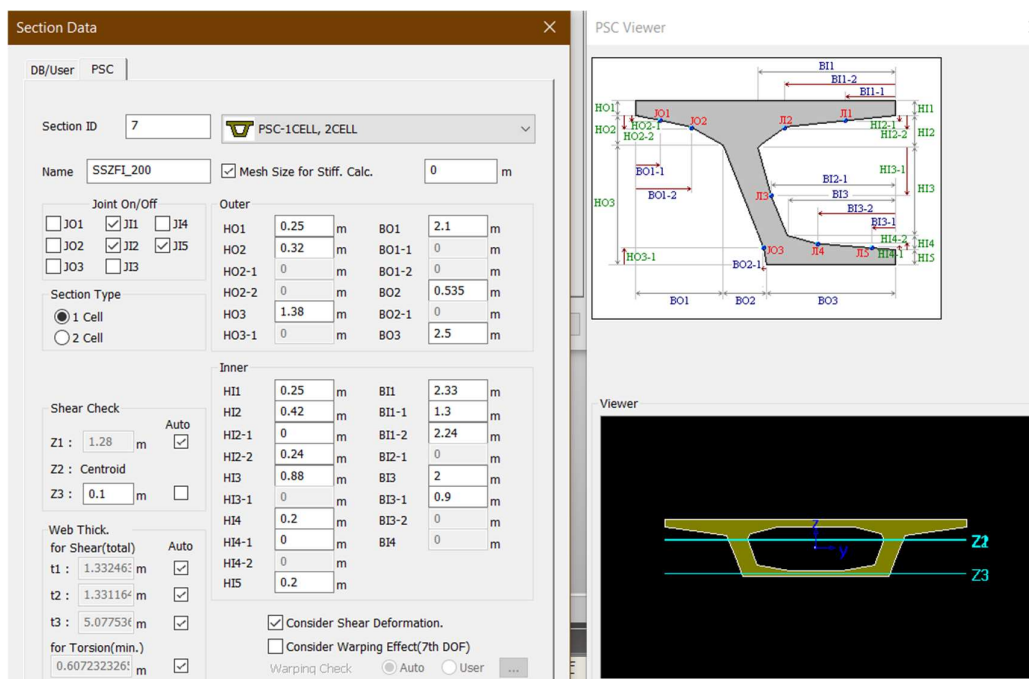
Průřez konstrukce v modelu 1 byl nastaven pomocí funkce Prestressed Concrete (PSC) v softwaru, kam se zadaly všechny geometrické parametry konstrukce. Výhodou využití funkce PSC bylo snadné zadání přesné geometrie průřezu, vyhodnocení všech napětí a vnitřních sil v jakékoliv výšce průřezu a vypočtení únosnosti průřezu na základě geometrie, předpínacích lan a odhadnutí stupně vyztužení betonářskou výztuží dle zadaných předpisů. V případě řešeného mostu se využil Eurocode 2. Jelikož most nemá všechny segmenty stejného průřezu, spodní deska má k podporám větší tloušťku, byla tloušťka dolní desky interpolována a zavedlo se celkové 6 průřezů. Průřezy se liší pouze v tloušťce dolní desky, která se zvětšuje po 5 cm. Průřezové charakteristiky a tím tuhost průřezu odpovídá ideálnímu betonovému průřezu bez trhlin se zohledněním kabelových kanálků pro předpětí.



Podpory se vyřešily zadáním skutečného působení ložisek a zabráněním otáčení kolem osy  $y$ . Pevný bod pro dilataci v podélném směru představoval pilíř P2.



Obrázek 29 – Model konstrukce 1 – prutový model



Obrázek 30 – Modelování průřezu konstrukce

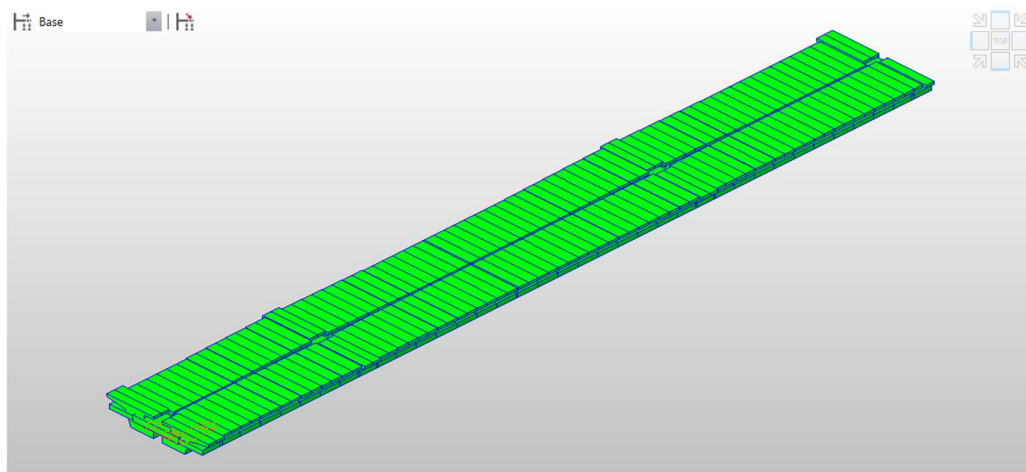
### Model konstrukce 2 – roštový model

Druhý model pro dopravní zatížení byl vytvořen velmi podobně s rozdílem rozdělení konstrukce na dva pruty spojené v příčném směru náhradními pruty s nulovou hmotností. Tímto spojením se vytvořil rošt, který pomáhal přenést zatížení do hlavních podélných prutů.



Vytvořením roštového modelu se vystihlo chování konstrukce při excentrickém umístění zatížení. Zohlednilo se tím nerovnoměrné roznášení zatížení do jednotlivých stěn průřezu. Celková hodnota vnitřních sil se následně zvýšila od průměrné hodnoty, kterou bychom dostali z jedno prutového prvku. Toto navýšení se přisoudilo vlivu právě smykového ochabnutí.

Průřezy byly nadefinovány jako přesná polovina celého segmentu. Příčné vazbě mezi pruty byla přisouzena tuhost odpovídající součtu horní a dolní desky uprostřed a tloušťka konzol a konzolové desky. Zadaní konstrukce tímto způsobem nezohlednilo přesně chování konstrukce v kroucení, nicméně při porovnání výsledků při dopravním zatížení na prvním a druhém modelu, rozdíl v účinku kroucení byl zanedbatelný.



Obrázek 31 – Model konstrukce 2 – roštový model

## 4.1 Materiály

Materiál byl určen na základě diagnostického průzkumu. Další materiálové charakteristiky byly následně převzaty z platných technických norem a předpisů.

### 4.1.1 Beton – C50/60

Pevnost v tlaku	$f_{ck} = 50,00 \text{ MPa}$
	$f_{cm} = 58,00 \text{ MPa}$
Pevnost v tahu	$f_{ctm} = 2,70 \text{ MPa}$
	$f_{ctk,0,05} = 2,70 \text{ MPa}$
	$f_{ctk,0,95} = 2,70 \text{ MPa}$
Střední hodnota modulu pružnosti	$E_{cm} = 37\,000 \text{ MPa}$



#### 4.1.2 Betonářská výztuž – 10 425

Charakteristická mez kluzu  $f_{yk} = 410 \text{ MPa}$ Návrhová pevnost oceli  $f_{yd} = 375 \text{ MPa}$ 

#### 4.1.3 Předpínací výztuž – Lp 15,5 mm

Charakteristická pevnost v tahu:  $f_{pk} = 1620 \text{ MPa}$ Charakteristická mez kluzu 0,1 %:  $f_{p0,1k} = 1377 \text{ MPa}$ Návrhová pevnost v tahu:  $f_{pd} = 1197 \text{ MPa}$ Modul pružnosti lan:  $195 \text{ GPa}$ Jmenovitý průměr lan:  $170 \text{ mm}^2$ Počet lan v kabelu:  $12$ Kanálky Sandrik  $\varnothing 80 \text{ mm}$  z korugované oceli

## 4.2 Zatížení

### 4.2.1 Vlastní tíha

Do zatížení vlastní tíhou se uvažovaly prefabrikované komorové nosníky. Jejich hodnotu vypočítal software pomocí zadaných průřezů. K ověření správnosti byly spočteny hodnoty i ručně a posouzeny procentuální rozdíly mezi zatížením ze softwaru a zatížením vlastnoručně spočteným. Jejich rozdíl činil kolem 1,7 %, nebylo tedy nutné vlastní tíhu zadávat do softwaru ručně.

Vlastní tíha						
Popis	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	A [m <sup>2</sup> ]	f [kN/m]	dl. [m]	počet [ks]	F [kN]
prefabrikovaný segment SSŽ FI (200mm)	26.00	7.225	187.84	2.20	21.00	8678.31
prefabrikovaný segment SSŽ FI (300mm)	26.00	7.514	195.37	2.20	12.00	5157.88
prefabrikovaný segment SSŽ FI (500mm)	26.00	7.943	206.51	1.80	4.00	1486.87
<b>Celkem</b>						<b>15323.07</b>
<b>Celkem reakce MIDAS - roštový model</b>			<b>Poměr :</b>	<b>1.017</b>		<b>15074.20</b>
<b>Celkem reakce MIDAS - prutový model</b>			<b>Poměr :</b>	<b>1.018</b>		<b>15053.00</b>

Tabulka 7 – Zatížení vlastní tíhou

### 4.2.2 Ostatní stálé zatížení

Ostatní stálé zatížení nebylo do výpočetního softwaru modelováno. Hodnoty se získaly ručním výpočtem z daných rozměrů částí konstrukce. Hodnoty délek hran říms a vozovky,



kteřé byly na povrchu, se změřily a ty, ke kterým nebyl přístup, byly určeny dle projektu či inženýrského odhadu. Zatížení zábradlí a silničního svodidla bylo použito dle normy.

Římsa s chodníkem byla rozdělena na část nad nosnou konstrukcí – plošné zatížení a na část konzolovou mimo nosnou konstrukci – liniové zatížení. Římsa se zábradelním svodidlem byla konzervativně uvažována jako liniové zatížení na kraji konstrukce.

Ostatní stálé zatížení					
Popis	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	tl. [m]	A [m <sup>2</sup> ]	f [kN/m <sup>2</sup> ]	f [kN/m]
římsa 1 - chodník	25.00	-	1.000	-	25.00
římsa 2	25.00	-	0.439	-	10.97
ocelové svodidlo	-	-	-	-	1.50
ocelové svodidlové zábradlí	-	-	-	-	2.00
ocelové zábradlí	-	-	-	-	1.00
vozovkové souvrství	25.00	0.120	0.930	3.000	23.25
ochranná izolace	22.00	0.010	0.122	0.220	2.67
vyrovnávací beton	25.00	0.040	0.486	1.000	12.15
<b>Celkem</b>					<b>78.54</b>

Tabulka 8 – Ostatní stálé zatížení pro prutový model

## 4.2.3 Zatížení dopravou

### 4.2.3.1 Obecně

Zatížení dopravou bylo charakterizováno vozidly z norem pro určené zatížitelnosti. Tyto vozidla se velmi podobají vozidlům určeným k návrhu nového mostu, a to modely zatížení LM1 a LM3. Jejich pozměnění spočívá v určení nápravové síly.

Původní návrh mostu však nebyl proveden na síly, které aplikujeme dopravou na mostní konstrukce dnes. Proto by mohly být výsledky a zatížitelnost lehce menší než u konstrukcí navržených v dnešní době.

### Zatížení použité při původním návrhu

K návrhu mostní konstrukce byl pravděpodobně použit předpis Zatížení mostů dle ČSN 73 6203: 1968 – Zatížení mostů, Změna a) – 1976, jelikož most byl postaven roku 1986 a další předpis upravující zatížení dopravou vyšel téhož roku 1986, kdy byl most již dokončen.

Předpis definuje 2 zatěžovací třídy a 2 sestavy zatížení popsané v následující tabulce. Z důvodu velikosti mostu byly užitá Sestava zatížení I a zatěžovací třída A.

Zatěžovací třída	Sestava zatížení I	Sestava zatížení II
<b>A</b>	<b>Základní rovnoměrné zatížení 4 kN/m<sup>2</sup> a současně třínapravové vozidlo o celkové tíze 600 kN</b>	Základní rovnoměrné zatížení 4 kN/m <sup>2</sup> a současně zatěžovací pás o šířce 3 m 4 kN/m <sup>2</sup>



<b>B</b>	Základní rovnoměrné zatížení 2 kN/m <sup>2</sup> a současně třínapravové vozidlo o celkové tíze 300 kN	Základní rovnoměrné zatížení 2 kN/m <sup>2</sup> a současně zatěžovací pás o šířce 3 m 2 kN/m <sup>2</sup>
----------	--	--

Tabulka 9 – Historické sestavy zatížení

Hlavní rozdíl oproti návrhu v dnešní době byl v užití pouze jednoho vozidla na výpočet mostu. Z důvodu obtížnosti výpočtu pohyblivých zatížení a nemožnosti provádět výpočet pomocí softwaru bylo toto zjednodušení pochopitelné.

Velikost rovnoměrného zatížení závisí na šířce a délce zatěžovací plochy. Upravuje se takzvanými součiniteli současnosti. Pro  $L = 79,95$  m a  $\check{S} = 7,75$  m odpovídají dle ČSN 73 6203 následující součinitele.

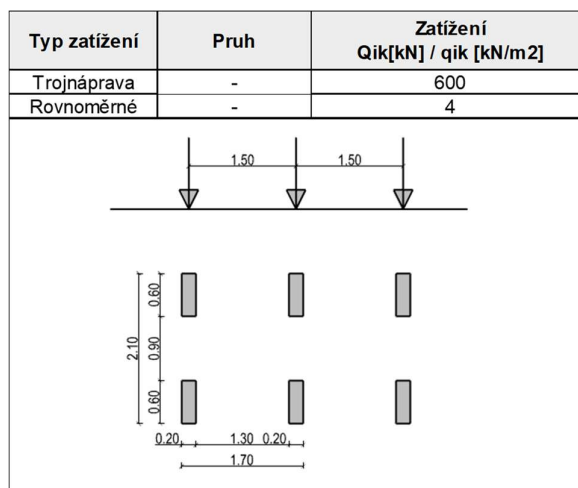
- a) Podle šířky zatěžovací plochy
- |                      |              |
|----------------------|--------------|
| $\check{S} < 10$ m   | $k_s = 1,00$ |
| $10$ m $< \check{S}$ | $k_s = 0,65$ |

- b) Podle délky zatěžovací plochy
- |                      |              |
|----------------------|--------------|
| $L < 60$ m           | $k_d = 1,25$ |
| $60$ m $< L < 100$ m | $k_d = 1,00$ |
| $100$ m $< L$        | $k_d = 0,80$ |

Základní rovnoměrné zatížení na celé ploše:

$$p = p_0 * k_s * k_d = 4 * 1,00 * 1,00 = 4 \text{ kN/m}^2$$

#### Třínapravové kolové vozidlo



Tabulka 10 – Sestava zatížení z roku 1968 pro třínapřavové vozidlo

#### 4.2.3.2 Zatížení pro stanovení zatížitelnosti

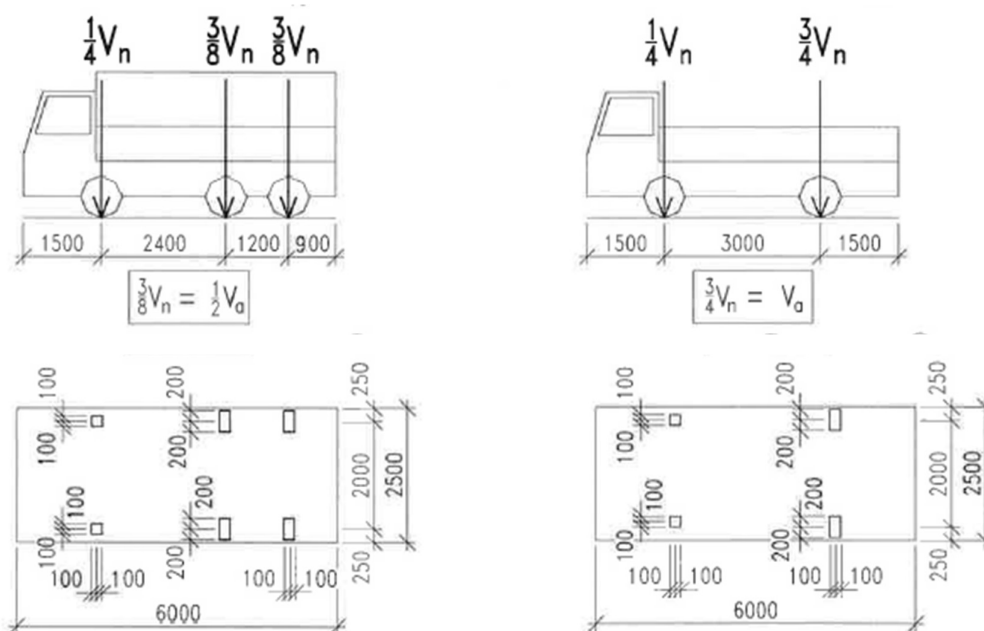
##### Normální zatížitelnost





Normální zatížitelnost představuje maximální okamžitou hmotnost jednoho vozidla při běžném provozu. Počet náprav vozidla se odvíjí podle dopočítané hmotnosti vozidla. Uvažuje se dvounápravové vozidlo, pokud ale vyjde hmotnost vozidla více než 16 t, aplikuje se výpočet s trojnápravovým vozidlem. Z mostních prohlídek víme, že normální zatížitelnost vycházela přes 16 t, proto bylo použito vozidlo třínápravové.

Schéma vozidel:

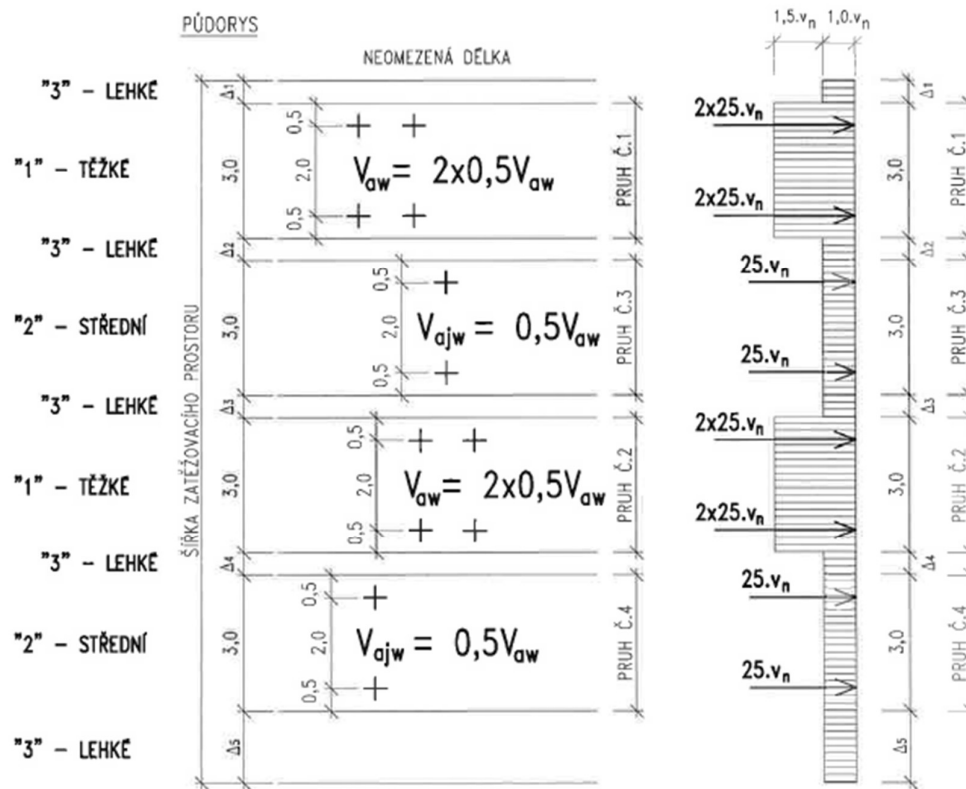


Obrázek 32 – Sestava zatížení – Normální zatížitelnost

Zatížení přední nápravou  $\frac{1}{4}V_n$  je v schématu sestavy nahrazeno ekvivalentním rovnoměrným zatížením v příslušném pruhu.

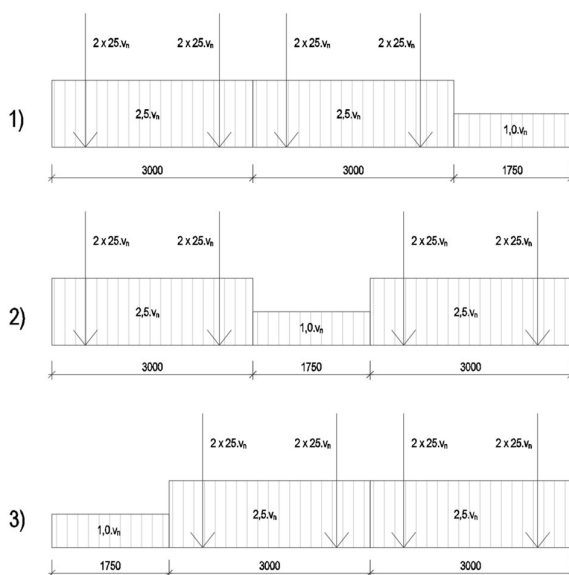
V normě ČSN EN 736222 jsou rozděleny seskupení zatížení na základě šířky mezi obrubami. Most má šířku mezi obrubami 7,75 m, tj. větší než 6,0 m. Použily se dva pruhy šířky 3,0 m a jeden pruh o zbývající ploše.

Schéma sestavy zatížení z normy ČSN EN 736222:



Obrázek 33 – Schéma půdorysu normální zatížitelnosti

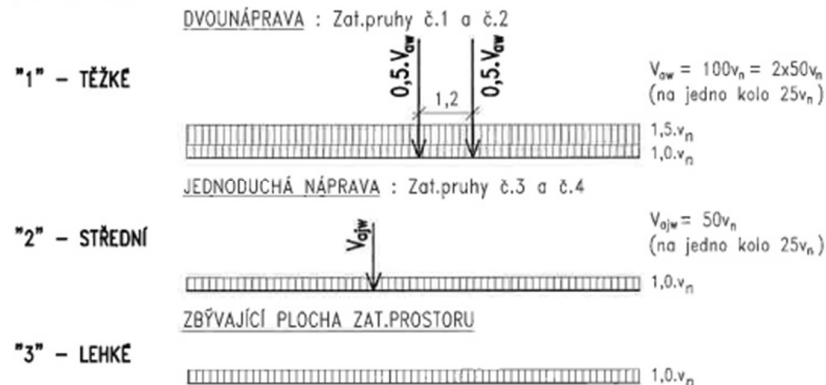
Schéma sestav zatížení použité pro výpočet:



Obrázek 34 – Schéma půdorysu normální zatížitelnosti pro výpočet



**TYP ZATÍŽENÍ**



Obrázek 35 – Schéma v podélném směru normální zatížitelnosti

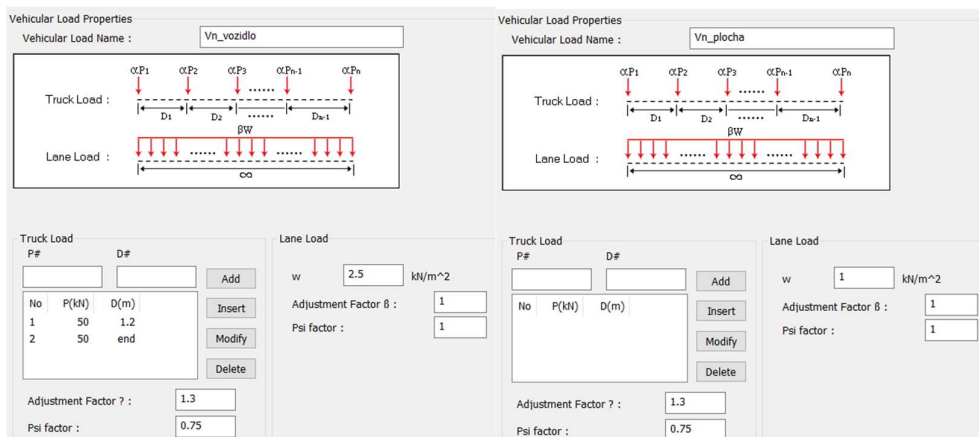
V případě počítaného mostu se použily dva „těžké“ pruhy tzn. z obrázku pruh č. 1 a 2. Na zbytek plochy bylo aplikováno zatížení pro „lehké“ pruhy. Jejich uspořádání po šířce se zvolilo ve třech variantách:

1. Vlevo „těžký“ pruh, uprostřed „těžký pruh“, vpravo zbývající plocha;
2. Vlevo „těžký“ pruh, uprostřed zbývající plocha, vpravo „těžký“ pruh;
3. Vlevo zbývající plocha, uprostřed „těžký pruh“, vpravo „těžký“ pruh.

Postup pro zadání konkrétních hodnot pro výpočet v modelu byl zvolen následující. Zavedla se velikost  $v_{n,1} = 1 \text{ kN/m}^2$ . Z této hodnoty vplynuly i hodnoty pro nápravy a následné vztahy pro dopočet normální zatížitelnosti.

$$V_n = \frac{1}{10} * V_{nw} = \frac{1}{10} * \frac{4}{3} * V_{aw} = \frac{1}{10} * \frac{4}{3} * 100 * v_n = \frac{40}{3} * v_n \quad (t)$$

Zadání do softwaru MIDAS Civil:



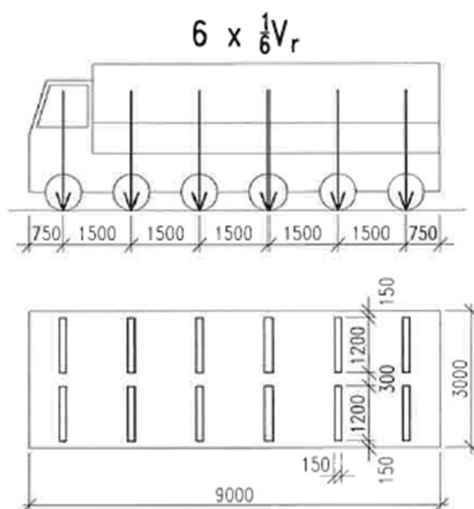
Obrázek 36 – Zadání normální zatížitelnosti do SW



### Výhradní zatížitelnost

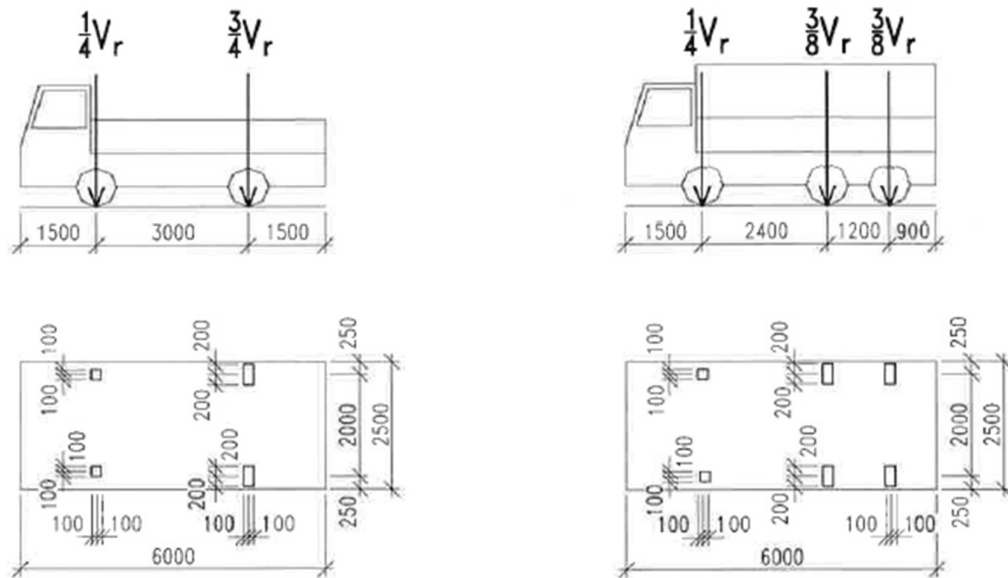
Výhradní zatížitelnost představuje maximální okamžitou hmotnost vozidla, které smí být na mostě jako motorové vozidlo jediné. Zatížení je tedy pouze nápravové a nepůsobí žádné rovnoměrné zatížení. U vozidla se předpokládá, že může jet v jakémkoliv jízdním pruhu. Při aplikaci zatížení se hledala nejnepříznivější poloha dané soustavy na mostě v příčném směru.

Stejně jako u normální zatížitelnosti se počet náprav vozidla odvíjí od vypočítané hmotnosti vozidla. Mostní prohlídky stanovili výhradní zatížitelnost vyšší než 50 t, aplikovala se tedy šesti – nápravová souprava.



Obrázek 37 – Sestava zatížení – Výhradní zatížitelnost – šestinápravové vozidlo

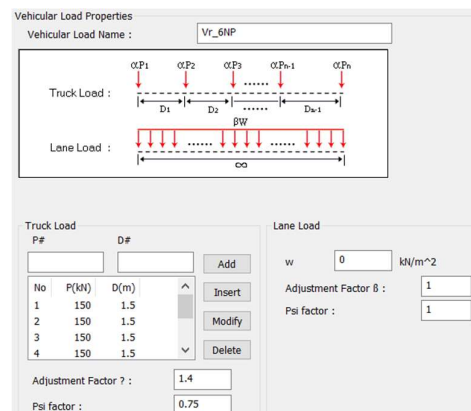
V ostatních případech, kdy je zatížitelnost menší než 50 t od šestinápravového vozidla, se použije dvounápravové nebo třinápravové vozidlo. Dvounápravové vozidlo se použije v případech zatížitelnosti do 16 t a třinápravové nad 16 t.



Obrázek 38 – Sestava zatížení – Výhradní zatížitelnost – dvounápravové a třínápravové vozidlo

Hmotnost vozidla se určila 90 t, jelikož se předpokládala výhradní zatížitelnost kolem 80 t. Hodnota 90 byla určena pouze z důvodu lehkého přepočtu na tíhu na nápravu, která činila 150 kN.

Zadání do softwaru MIDAS Civil:



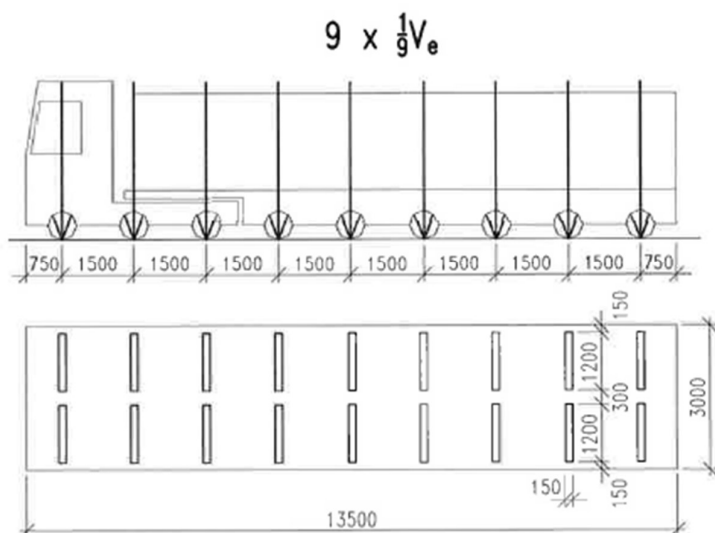
Obrázek 39 – Zadání výhradní zatížitelnosti do SW

### Výjimečná zatížitelnost

Výjimečná zatížitelnost představuje maximální okamžitou hmotnost vozidla, které smí být na mostě samostatně stejně jako u výhradní zatížitelnosti s výjimkou, že má předem přesně danou rychlost a konkrétní stopu.



Počet náprav je stejný jako u modelu LM3 1800/200 tedy 9 náprav. Rozdíl spočívá pouze v hmotnosti na nápravu. Pro výjimečnou zatížitelnost se zavedla hmotnost vozidla 180 t. Na nápravu se uvažovala hmotnost 200 kN.



Obrázek 40 – Sestava zatížení – Výjimečná zatížitelnost

Zadání do softwaru MIDAS Civil:

Vehicular Load Properties

Vehicular Load Name :

Truck Load :

Lane Load :

Truck Load

No	P(kN)	D(m)
1	200	1.5
2	200	1.5
3	200	1.5
4	200	1.5

Adjustment Factor ? :

Psi factor :

Lane Load

w  kN/m<sup>2</sup>

Adjustment Factor B :

Psi factor :

Obrázek 41 – Zadání výjimečné zatížitelnosti do SW

#### 4.2.4 Dynamický součinitel

Dynamické účinky zatížení lze spočítat podrobně nebo pouze nahradit dynamickým součinitelem, kterým přenásobíme zatížení. V našem případě se nejedná o most výjimečný či



mimořádný a postupovalo se pomocí dynamického součinitele. Postup, jak získat hodnoty je uveden v normě ČSN EN 736222, kap. 8.

Pro počítané zatížitelnosti je charakterizována křivka, ze které se odečítají hodnoty dynamického součinitele, na základě určeného vozidla a počtu jízdních pruhů.

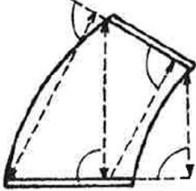
Normální zatížitelnost – zatížení dvěma pruhy a pruhy  $\Delta$ :  $\delta = \delta_2$

Výhradní zatížitelnost – zatížení celým vozidlem:  $\delta = \delta_1$

Výjimečná zatížitelnost – zatížení celou soupravou:  $\delta = 1,05$

Hodnoty  $\delta_1$  a  $\delta_2$  byly vypočteny na základě zjednodušeného určení vlastní frekvence mostu pomocí náhradní délky  $L_d$ .

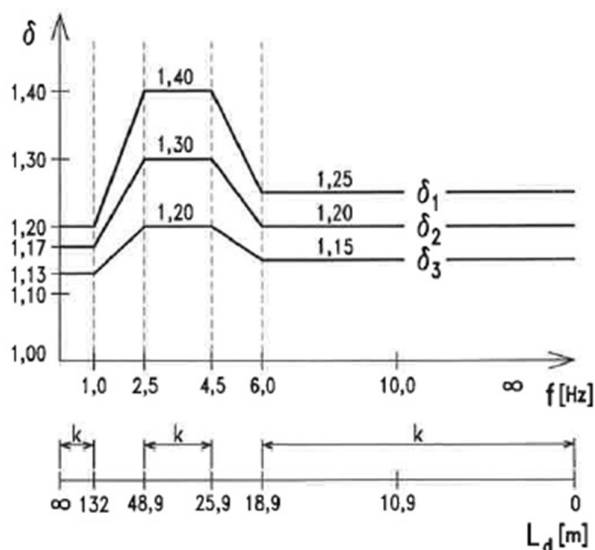
Tabulka určení náhradní délky:

Č.	Konstrukce/část konstrukce	Náhradní délka $L_d$
1	Plech mostovky	Vzdálenost podélných výztuh; při nestejných vzdálenostech její střední hodnota
2	Prosté nosníky	Rozpětí
3	Konstrukce o jednom poli, na obou koncích volně uložené nebo vetknuté, kolmé i šikmé, též nepravidelného, popř. zakřiveného půdorysu (desky, trámy, rámy)	Kolmá vzdálenost uložení, popř. střední hodnota všech kolmých vzdáleností uložení 
4	Deskové konstrukce uložené nebo vetknuté po obvodě, též šikmé nebo nepravidelného půdorysu	Střední hodnota všech kolmých vzdáleností uložení nebo vetknutí, obdobně jako u řádku 3
5	Oblouky	Polovina rozpětí
6	Vetknuté konzoly	Dvojnásobná délka vyložení
7	Spojité konstrukce kloubové	Rozpětí polí (tj. vzdálenost středů podepření jak u částí s převislými konci, tak u částí vložených)
8	Spojité konstrukce (deskové, trámové, rámové)	Aritmetický průměr rozpětí všech polí
9	Spojité oblouky	Aritmetický průměr polovin rozpětí všech polí
10	Konstrukce zavěšené a visuté	Individuálně (provede se dynamický výpočet) – viz 8.1.2
11	Členěné podpěry, ocelové a betonové sloupy, rámové stojky, průvlaky, klouby ložiska, kotvy, úložné kvádry (lavice); oblasti pod ložisky i mezi úložnými kvádry a zdířem	Průměrná hodnota rozpětí podporovaných mostních polí

Tabulka 11 – Náhradní délky  $L_d$  pro výpočet dynamického součinitele



Odečtení dynamického součinitele:



Obrázek 42 – Dynamické součinitele v závislosti na vlastní frekvenci

Počítaný most spadá do kolonky „spojité konstrukce“ a náhradní délka se vypočítá na základě aritmetického průměru rozpětí polí.

$$L_1 = 17,30 \text{ m} \quad L_2 = 37,15 \text{ m} \quad L_3 = 23,90 \text{ m} \quad \rightarrow \quad L_d = 26,1167 \text{ m}$$

Hodnota náhradní délky se nachází v oblasti „k“ v místě konstantní hodnoty dyn. součinitele.

Normální zatížitelnost  $\delta = 1,30$

Výhradní zatížitelnost  $\delta = 1,40$

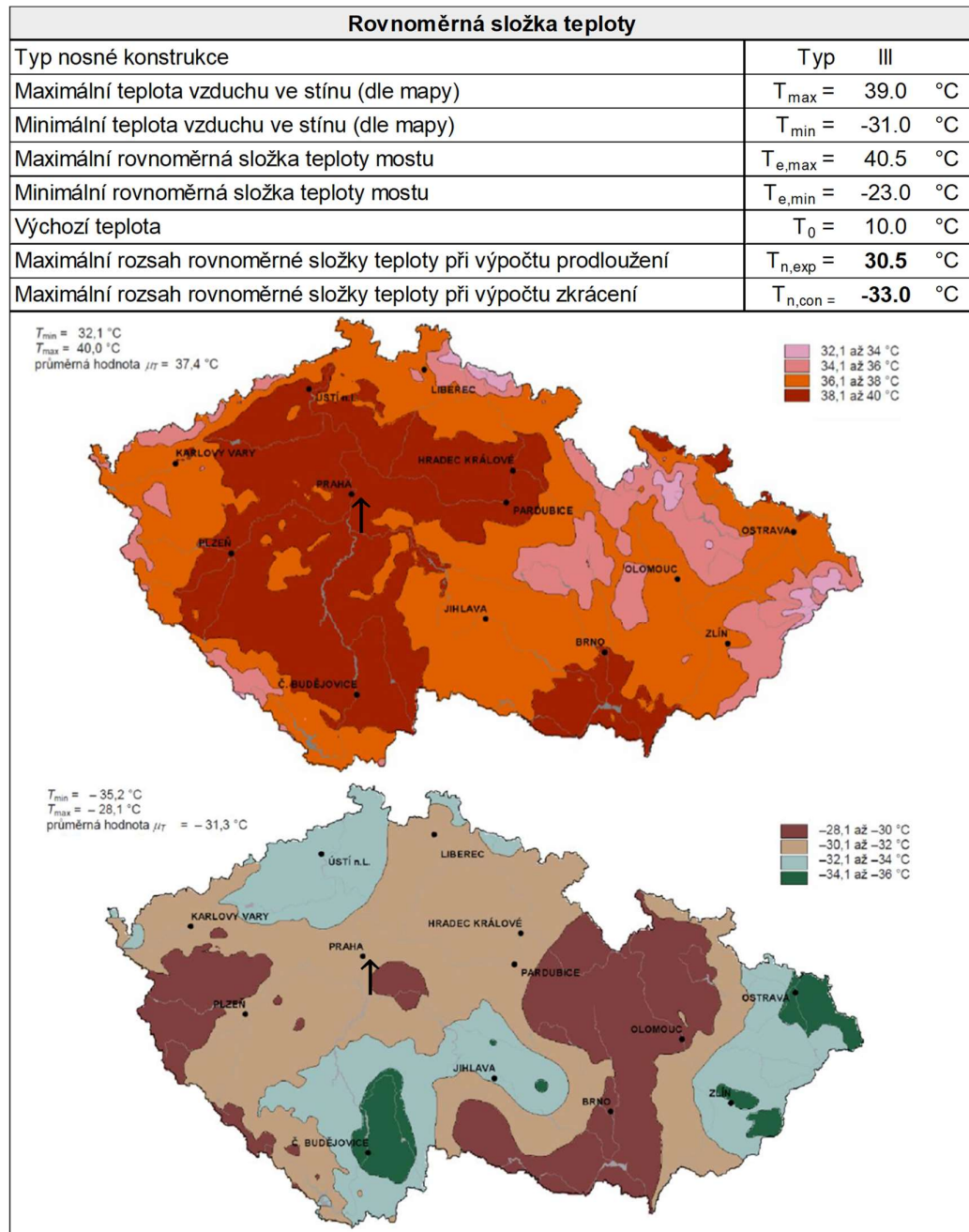
Výjimečná zatížitelnost  $\delta = 1,05$

#### 4.2.5 Teplota

##### Rovnoměrná složka

Teplotní účinky na konstrukce byly vypočítány podle normy ČSN EN 1991-1-5. Konstrukce se nachází v hlavním městě Praze. Z teplotní mapy ČR byly odečteny extrémní teploty ve stínu pro tuto oblast. Z grafu závislosti teploty ve stínu a teploty konstrukce pro 3. typ konstrukcí – betonové konstrukce byly upraveny teploty oteplení o  $+1,5^\circ\text{C}$  a ochlazení o  $+8^\circ\text{C}$ . Výchozí teplota se uvažovala  $T_0 = 10^\circ\text{C}$ .





Tabulka 12 – Zatížení rovnoměrnou složkou teploty

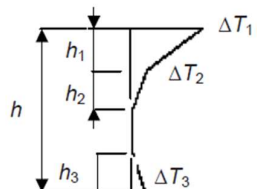
### Nerovnoměrná složka

Pro zatížení nerovnoměrnou teplotou byl zvolen postup s nelineární složkou teploty, která lépe vystihuje rozdělení teploty po výšce konstrukce oproti lineární složce teploty. Norma rozděluje konstrukce na tři typy. Pro náš případ se jednalo o 3. typ konstrukce – betonový



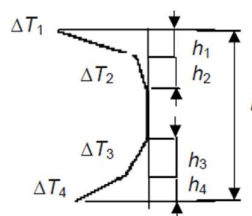
komorový nosník. Na základě výšky NK a druhu a výšce mostního svršku se určilo rozdělení a velikost teplot po výšce konstrukce. Uvažovaly se dva stavy, oteplení a ochlazení.

Oteplení:



$h_1 = 0,3 h$ , avšak  $\leq 0,15$  m  
 $h_2 = 0,3 h$ , avšak  $\geq 0,10$  m  
 avšak  $\leq 0,25$  m  
 $h_3 = 0,3 h$ , avšak  $\leq (0,10 +$   
 tloušťka mostního svršku v m)  
 pro tenké desky je  $h_3$  omezeno  
 $h - h_1 - h_2$ )

Ochlazení:



$h_1 = h_4 = 0,20 h$ , avšak  $\leq 0,25$  m  
 $h_2 = h_3 = 0,25 h$ , avšak  $\leq 0,20$  m

Obrázek 43 – Zatížení nerovnoměrnou složkou teploty

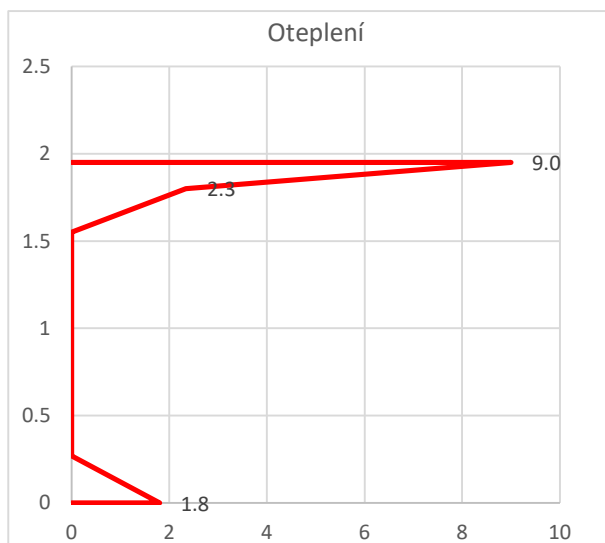
výšky NK...

$h = 1,95$  m

tloušťka vozovky...

$tl = 0,17$  m

Hodnoty a rozdělení pro oteplení:



$h_1 = 0.150$  m

$h_2 = 0.250$  m

$h_3 = 0.270$  m

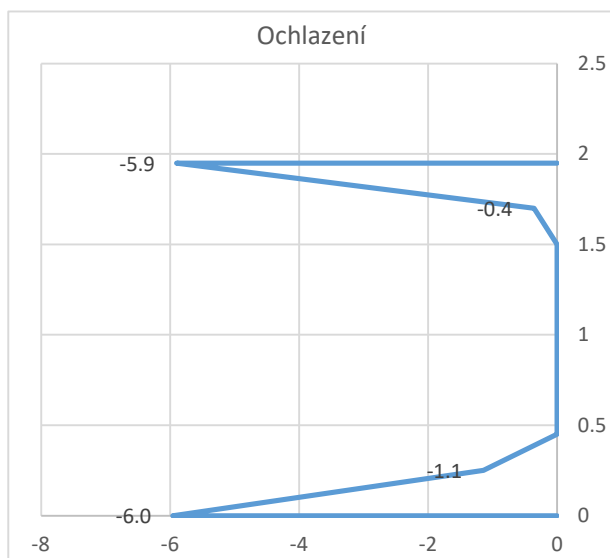
$\Delta T_1 = 9.0$  °C

$\Delta T_2 = 2.3$  °C

$\Delta T_3 = 1.8$  °C



Hodnoty a rozdělení pro ochlazení:



$$h_1 = 0.250 \text{ m}$$

$$h_2 = 0.200 \text{ m}$$

$$h_3 = 0.200 \text{ m}$$

$$h_4 = 0.250 \text{ m}$$

$$\Delta T_1 = -5.9 \text{ °C}$$

$$\Delta T_2 = -0.4 \text{ °C}$$

$$\Delta T_3 = -1.1 \text{ °C}$$

$$\Delta T_4 = -6.0 \text{ °C}$$

#### 4.2.6 Pokles podpor

Zatížení poklesem podpor se nadefinovalo poklesem pilířů o hodnotu 10 mm.

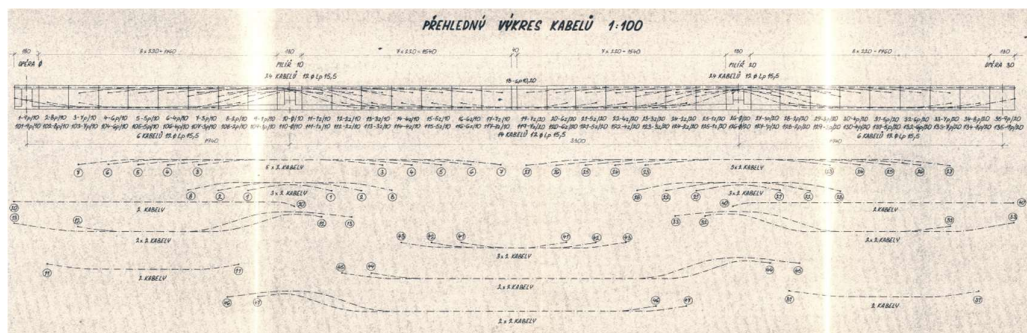
### 4.3 Předpětí

Vedení předpětí se převzalo z velmi podobného mostu u Liberce. V mostní konstrukci se nachází kabely spojitosti, spodní kabely a zvedané horní kabely. Vedení i druhy kabelů byly odhadnuty na základě postupu výstavby letmou montáží. Horní zvedané kabely byly zavedeny z důvodu statického působení během výstavby v konzolovém stadiu, kabely spojitosti a spodní kabely naopak z důvodu působení ve finálním stavu. Předpětí je uvažováno jakožto vedené symetricky v příčném řezu konstrukce.

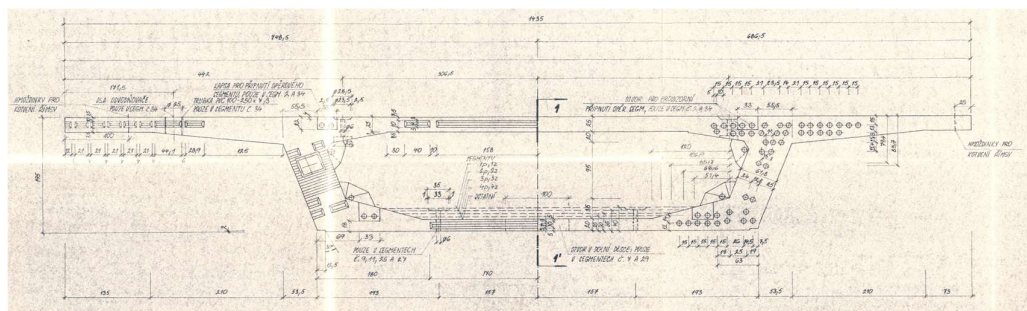
Kabely se ukotvily do stěny nebo do nálitků ve stěnách segmentů směrem do segmentového otvoru.

Ve výpočetním modelu byly kabely u důvodu symetrie vedeny v jedné rovině. Tento postup byl jednodušší pro zadání do softwaru a neměl vliv na výsledné vnitřní síly a napětí v podélném směru. Každému kabelu v SW byly přiděleny hodnoty jako pro dva kabely a přesné vedení po výšce průřezu.

Most v Liberci je symetrický i v podélném směru oproti řešenému mostu. U důvodu nesymetrického poměru krajních polí byly přidány kabely dle vlastního uvážení autora v delším z krajních polí.

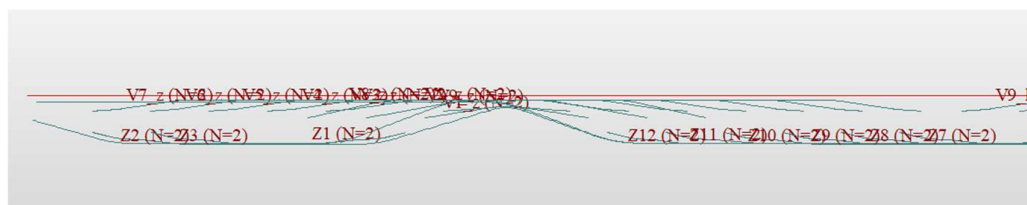


Obrázek 44 – Výkres vedení kabelů předpětí na mostě u Liberce

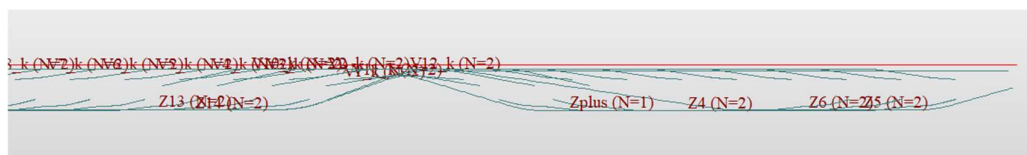


Obrázek 45 – Výkres vedení kabelů předpětí na mostě u Liberce

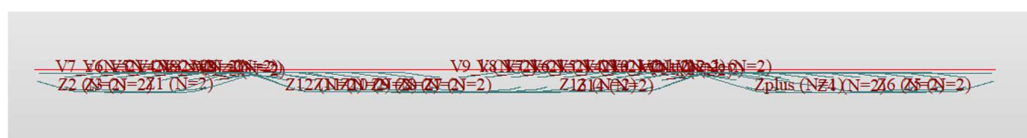
Celkem se uvažovalo v mostu 36 kabelů předpětí, z toho 15 zvedaných horních kabelů, 21 spodních kabelů a kabelů spojitosti.



Obrázek 46 – Schéma vedení kabelů předpětí



Obrázek 47 – Schéma vedení kabelů předpětí



Obrázek 48 – Schéma vedení kabelů předpětí



Vliv koroze se do výpočtu zavedl odstraněním a zkrácením spodního kabelu u opěry 4. Z diagnostického průzkumu bylo zjištěna extrémní koroze u kotvy kabelu. Byly porovnány dva postupy. První bylo úplné odstranění kabelu po celé jeho délce. Druhý postup rozdělil kabel a odebral jeho působení na prvních třech segmentech. Ukotvení kabelu ve spodní části konstrukce vytvořilo síly v dané oblasti a mohlo způsobit horší stav než odstranění celého kabelu.

#### 4.4 Fáze výstavby uvažované v modelu

Postup výstavby se zvolil jako letmá montáž postupným zavěšováním od pilířů směrem k opěrám. Byl vybrán z důvodu vedení kabelů předpětí, které dává smysl právě pro tento postup výstavby a jedná se o nejnepříznivější postup, který se dal zvolit pro tento most. K zvážení se vzal i postup montáže na pevné skruži. Tento postup by však neovlivnil tolik napětí a vnitřní síly v konstrukci. Navíc mostní konstrukce přemostňuje železniční trať. Obecně se mosty přes železniční tratě budují bez zásahu do provozu dráhy. Bohužel se nepodařilo najít informace, zda trať při výstavbě mostu již byla v provozu nebo ne. Předpoklad byl zaveden jako více nepříznivý s tratí již zhotovenou v době výstavby mostu.

Délky trvání jednotlivých fází se určily na základě inspirace jinými mosty. Zavěšení jednoho segmentu na každém konci se uvažovalo 1 den.

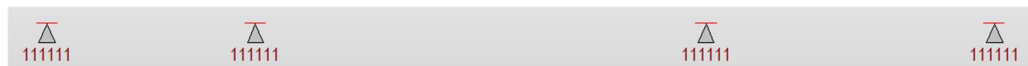
Pro zvolený postup letmé montáže nemohly být ze statického hlediska aplikovány podpory jako v konečné fázi. Uvažovalo se tedy vetknutí zárodečného segmentu, které bylo po zmonolitnění a změně statického působení konstrukce zrušeno.

##### 1. Fáze – zárodek

Čas: 5 dní

Zatížení: vlastní tíha

Podpory: vetknutí



Obrázek 49 – 1. fáze výstavby konstrukce

##### 2. Fáze – segment 1

Čas: 1 den

Zatížení: vlastní tíha, horní kabely

Podpory: vetknutí





Obrázek 50 – 2. fáze výstavby konstrukce

### 3. Fáze – segment 2

Čas: 1 den

Zatížení: vlastní tíha, horní kabely

Podpory: vetknutí



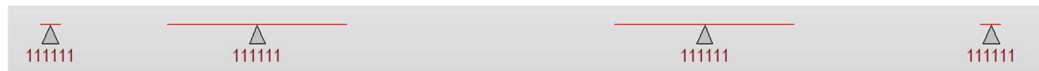
Obrázek 51 – 3. fáze výstavby konstrukce

### 4. Fáze – segment 3

Čas: 1 den

Zatížení: vlastní tíha, horní kabely

Podpory: vetknutí



Obrázek 52 – 4. fáze výstavby konstrukce

### 5. Fáze – segment 4

Čas: 1 den

Zatížení: vlastní tíha, horní kabely

Podpory: vetknutí



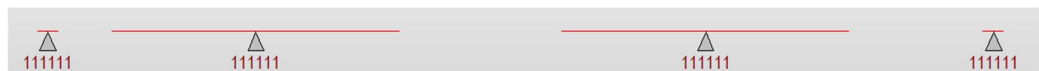
Obrázek 53 – 5. fáze výstavby konstrukce

### 6. Fáze – segment 5

Čas: 1 den

Zatížení: vlastní tíha, horní kabely

Podpory: vetknutí



Obrázek 54 – 6. fáze výstavby konstrukce

### 7. Fáze – segment 6



Čas: 1 den  
Zatížení: vlastní tíha, horní kabely  
Podpory: vetknutí



Obrázek 55 – 7. fáze výstavby konstrukce

### 8. Fáze – segment 7

Čas: 1 den  
Zatížení: vlastní tíha, horní kabely  
Podpory: vetknutí



Obrázek 56 – 8. fáze výstavby konstrukce

### 9. Fáze – segment 8

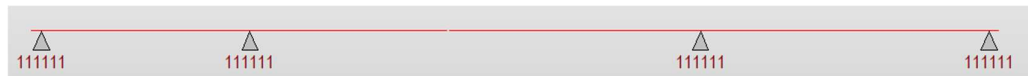
Čas: 1 den  
Zatížení: vlastní tíha, horní kabely  
Podpory: vetknutí



Obrázek 57 – 9. fáze výstavby konstrukce

### 10. Fáze – segment 9 a 10

Čas: 1 den  
Zatížení: vlastní tíha, horní kabely  
Podpory: vetknutí



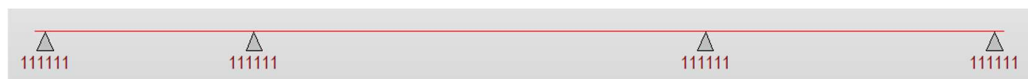
Obrázek 58 – 10. fáze výstavby konstrukce

### 11. Fáze – monolitické spojení

Čas: 1 den  
Zatížení: vlastní tíha, horní kabely



Podpory: vetknutí



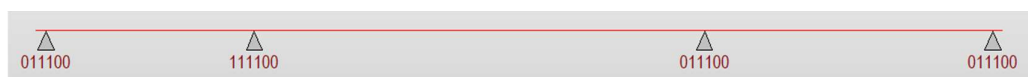
Obrázek 59 – 11. fáze výstavby konstrukce

### 12. Fáze – zavedení spodních kabelů spojitosti

Čas: 1 den

Zatžitení: vlastní tíha, horní kabely, kabely spojitosti, dolní kabely

Podpory: kloub



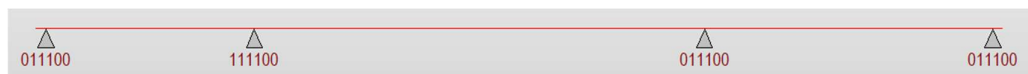
Obrázek 60 – 12. fáze výstavby konstrukce

### 13. Fáze – výstavba mostního svršku

Čas: 1 den

Zatžitení: vlastní tíha, horní kabely, kabely spojitosti, dolní kabely, ostatní stálé zatžitení

Podpory: kloub



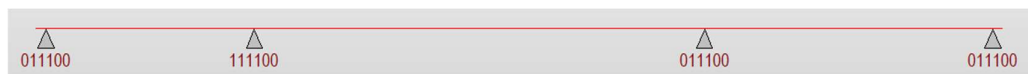
Obrázek 61 – 13. fáze výstavby konstrukce

### 14. Fáze – současný časný stav mostu

Čas: 1 den

Zatžitení: vše

Podpory: kloub



Obrázek 62 – 14. fáze výstavby konstrukce

## 4.5 Kombinace zatžitení

Kombinace zatžitení jsou pro výpočet zatžitelnosti popsány v normě ČSN EN 736222. Jedná se o kombinace stejné jako pro výpočet nové konstrukce z normy ČSN EN 1990. Pro mezní stavy únosnosti se vychází ze vztahů 6.10a a 6.10b, pro mezní stavy použitelnosti z kombinace charakteristické a časté.



**Kombinace zatížení pro MSÚ (6.10a)**

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

**Kombinace zatížení pro MSÚ (6.10b)**

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

**Kombinace zatížení pro MSP (6.14b) – charakteristická kombinace**

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

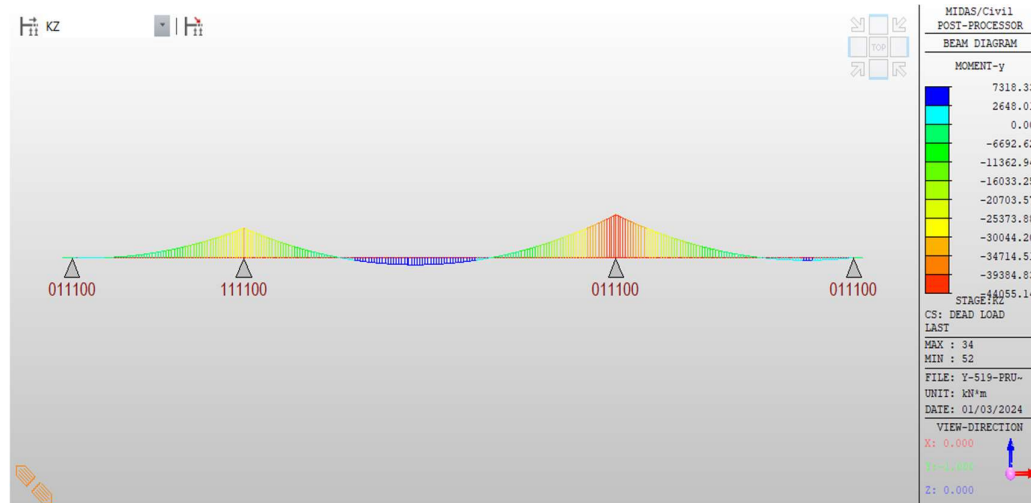
**Kombinace zatížení pro MSP (6.15b) – častá kombinace**

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

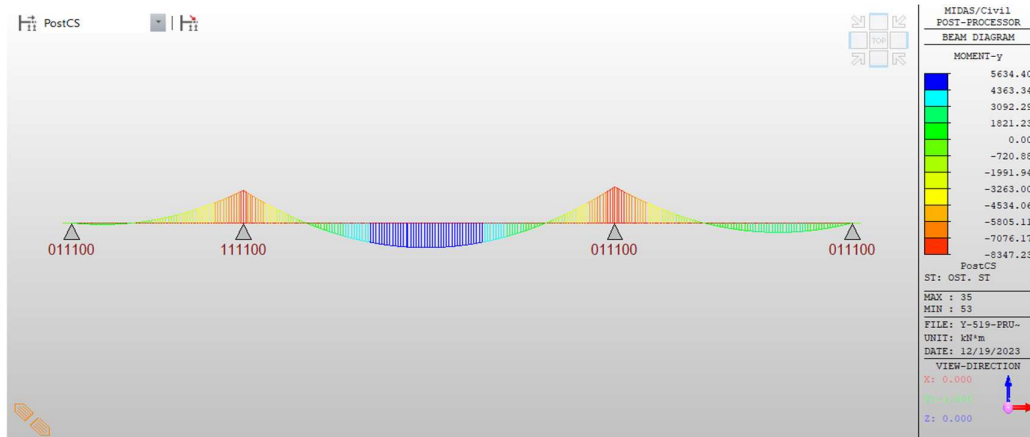
Pro sestavy zatížení pro zatížitelnost byly uvažovány kombinační součinitele  $\psi$  v souladu s ČSN 73 6222, kap. 10.

$$\psi_0 = 0,75.$$

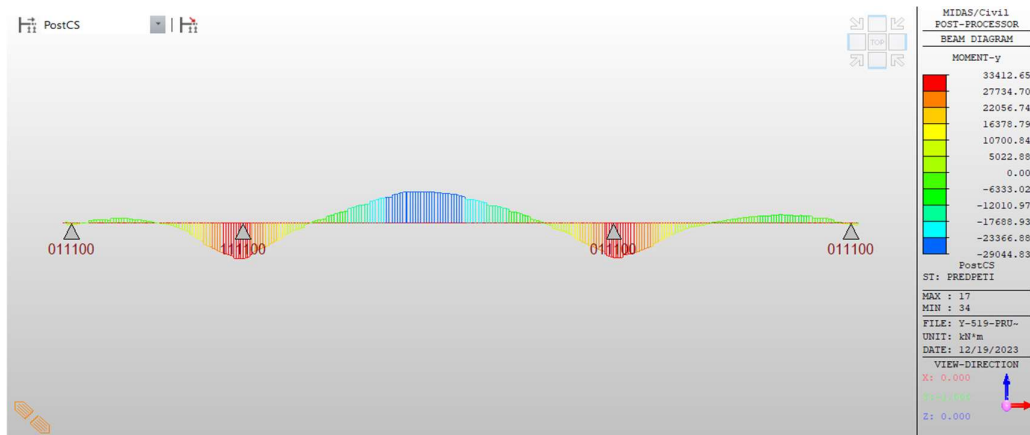
$$\psi_1 = 0,75$$

**4.6 Vnitřní síly a napětí**

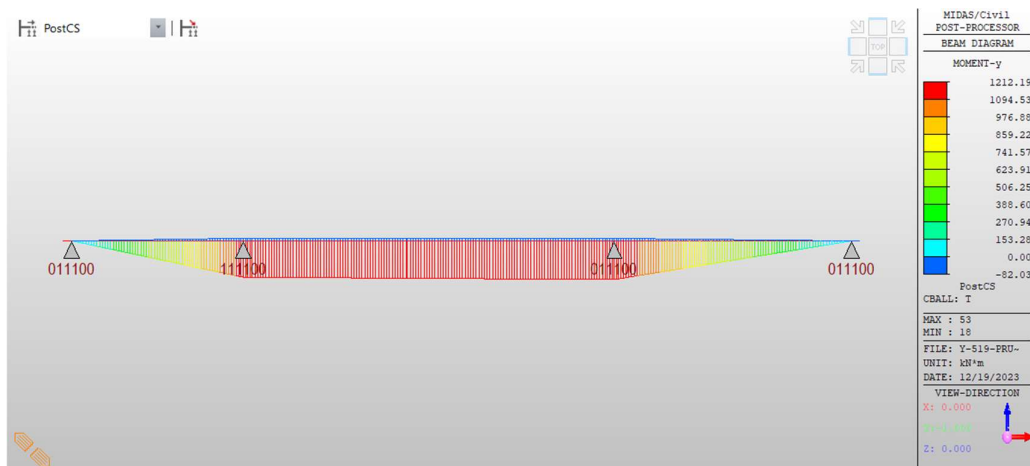
Obrázek 63 – My – vlastní tíha



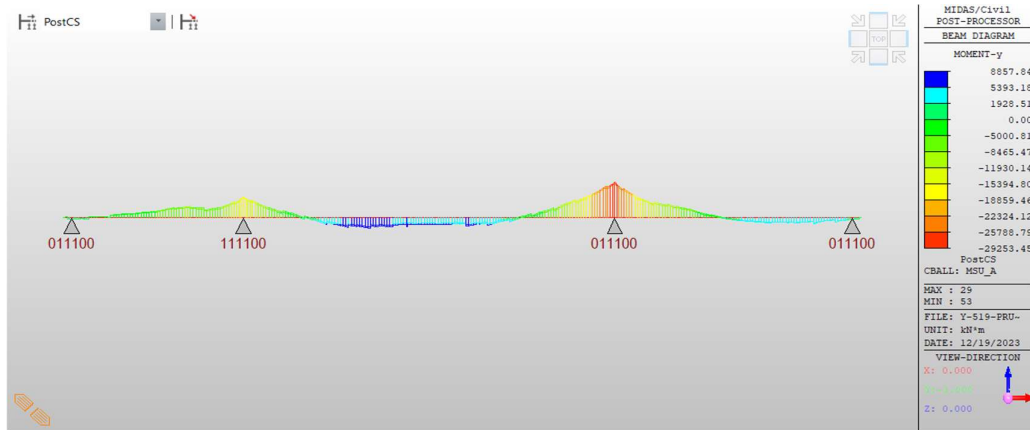
Obrázek 64 –  $M_y$  – ostatní stálé zatížení



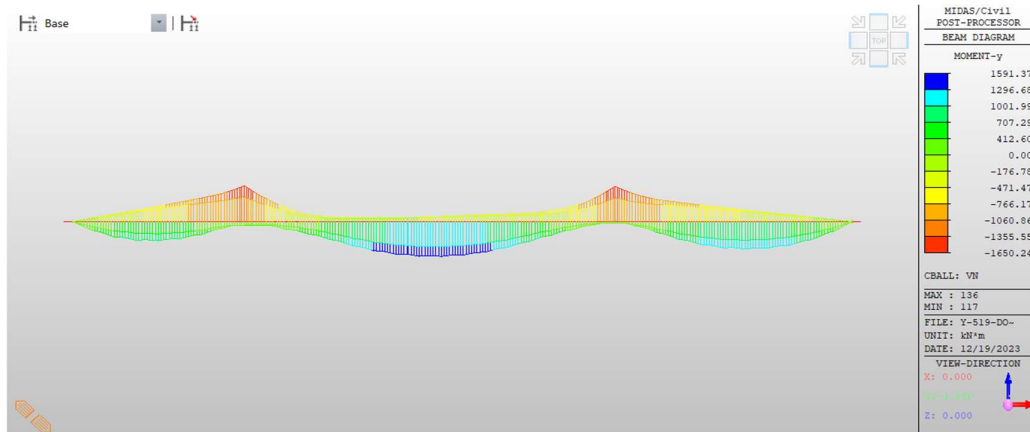
Obrázek 65 –  $M_y$  – předpětí



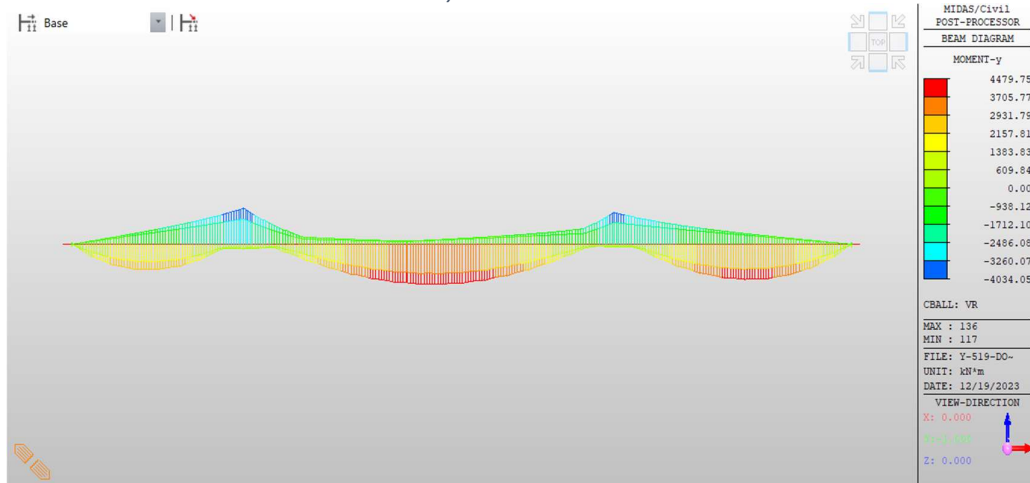
Obrázek 66 –  $M_y$  obálka – teplota



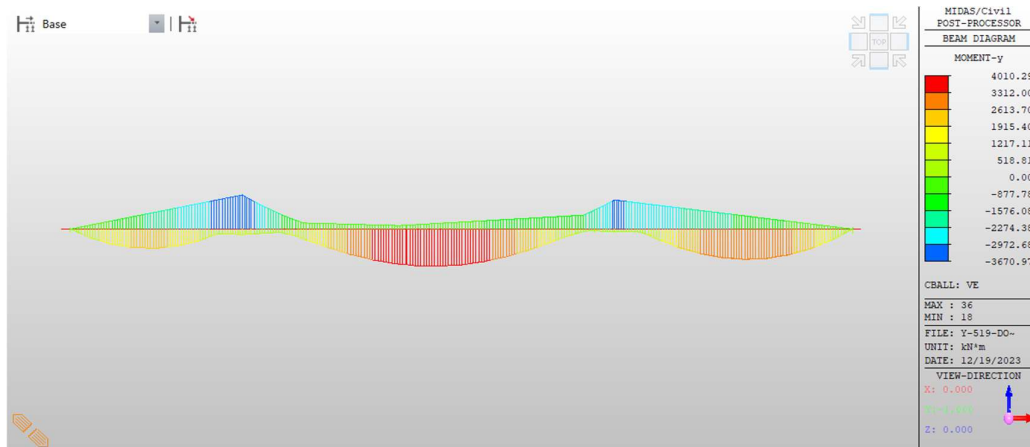
Obrázek 67 – My obálka – kombinace 6.10a bez dopravy



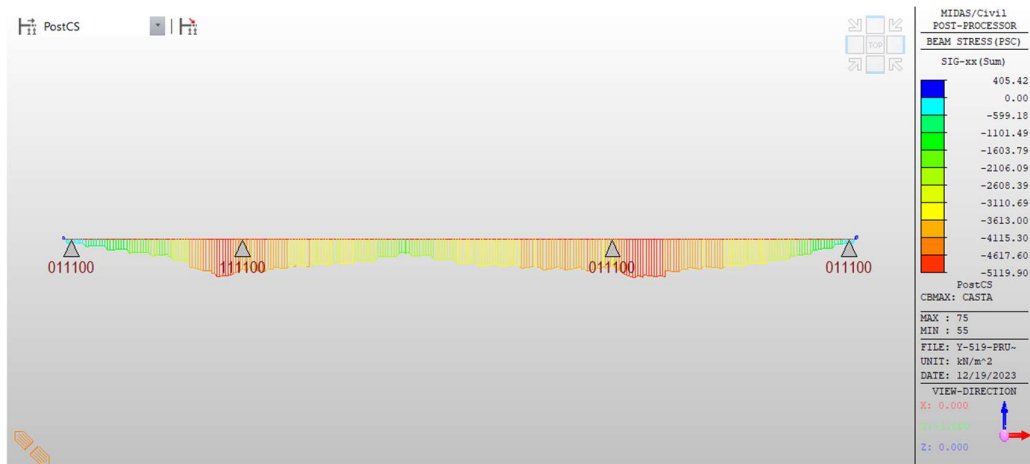
Obrázek 68 – My obálka – normální zatížitelnost



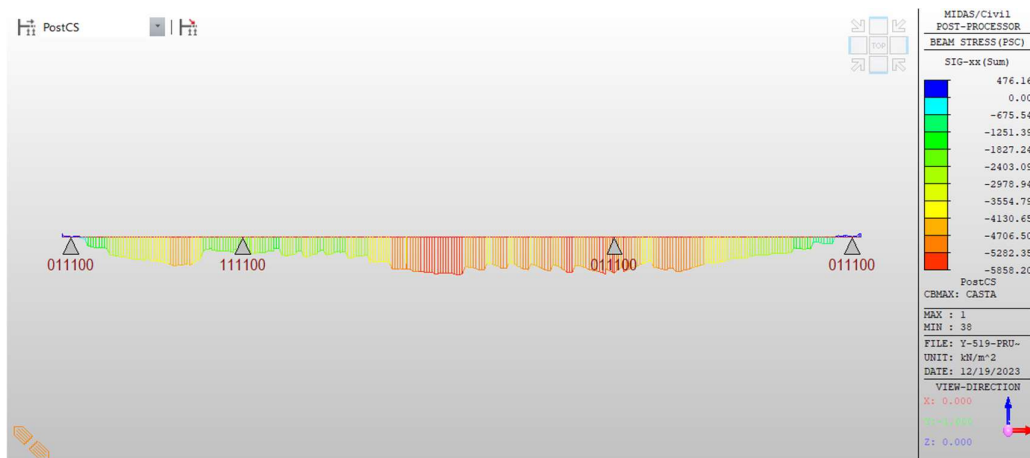
Obrázek 69 - My – obálka – výhradní zatížitelnost



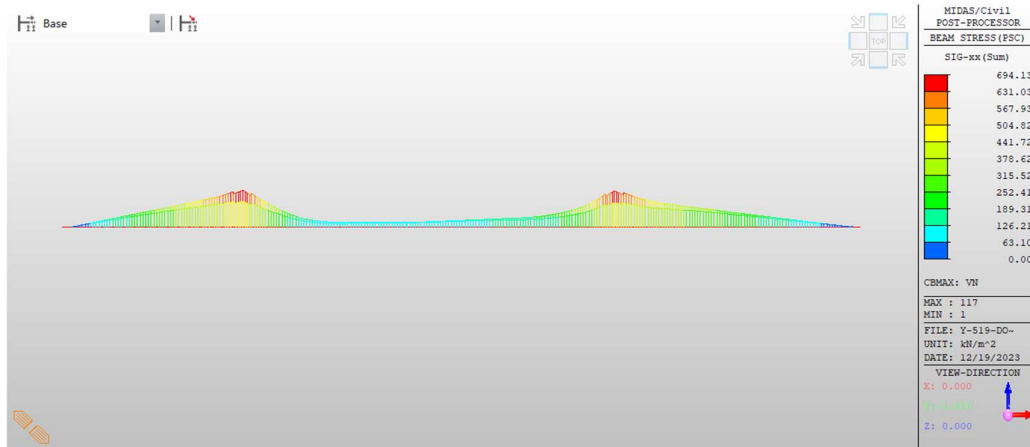
Obrázek 70 – My obálka – výjimečná zatížitelnost



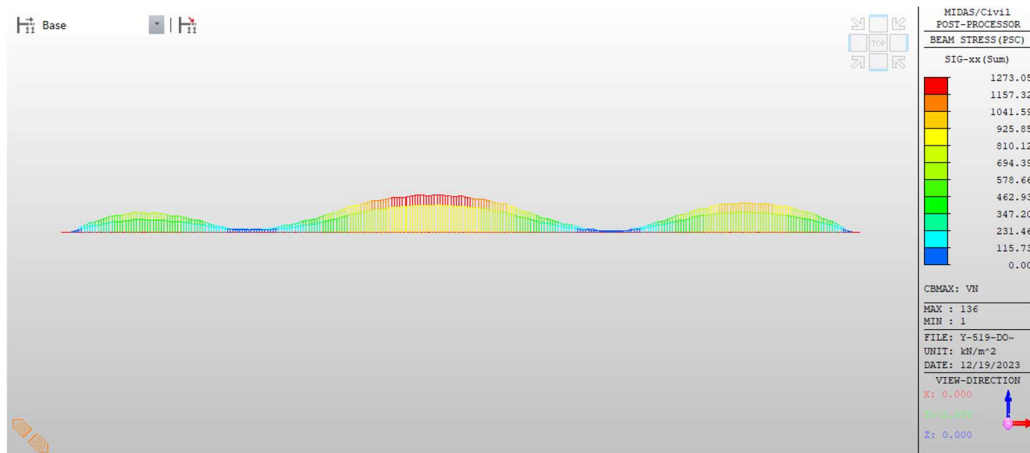
Obrázek 69 –  $\sigma_x$  – horní vlákna – častá kombinace bez dopravy



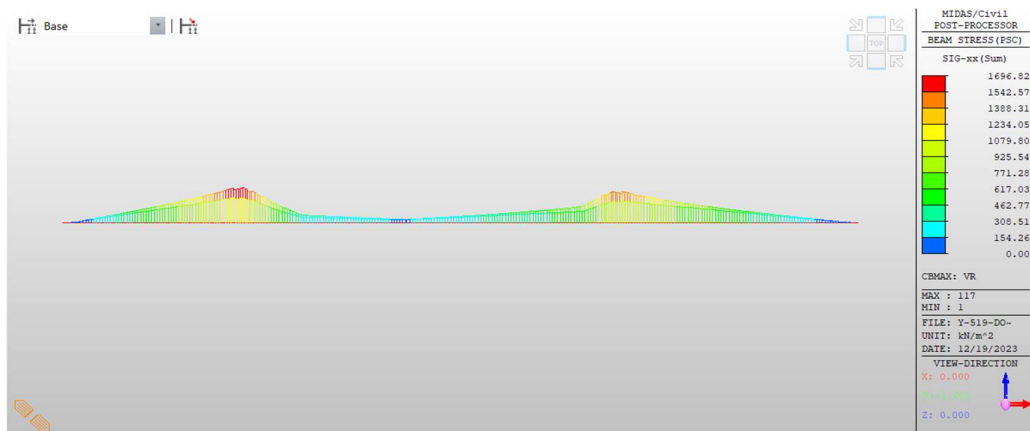
Obrázek 71 –  $\sigma_x$  – dolní vlákna – častá kombinace bez dopravy



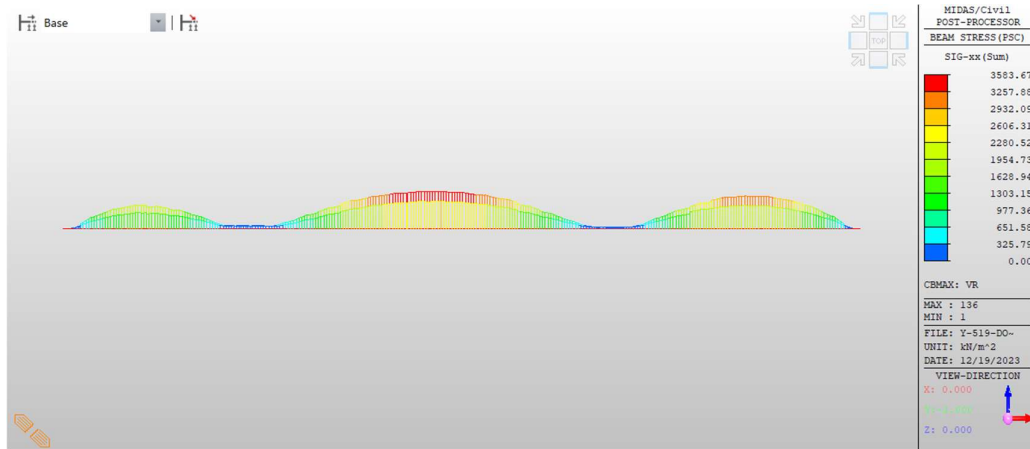
Obrázek 72 –  $\sigma_x$  – horní vlákna – normální zatížitelnost



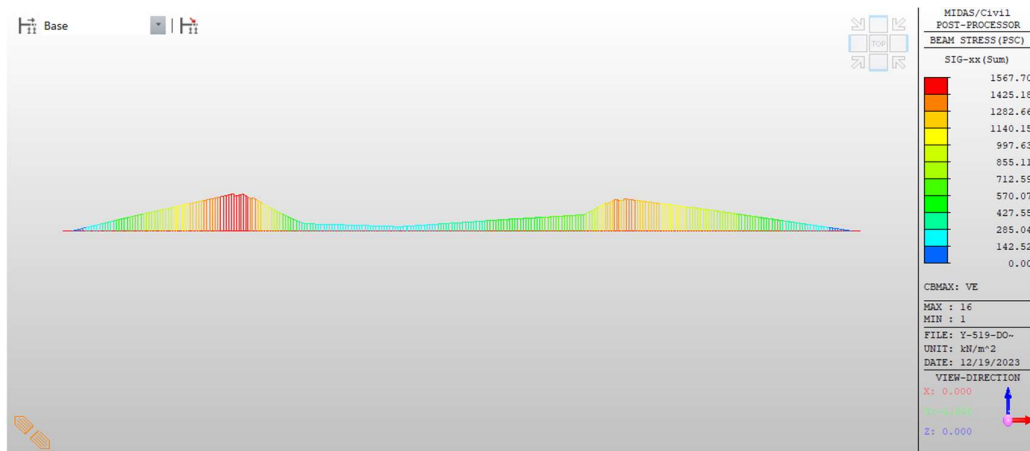
Obrázek 73 –  $\sigma_x$  – dolní vlákna – normální zatížitelnost



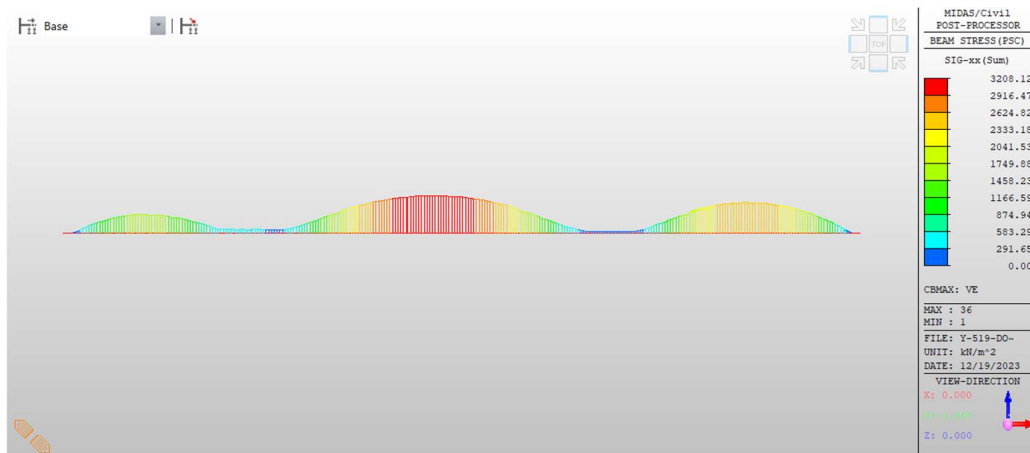
Obrázek 74 –  $\sigma_x$  – horní vlákna – výhradní zatížitelnost



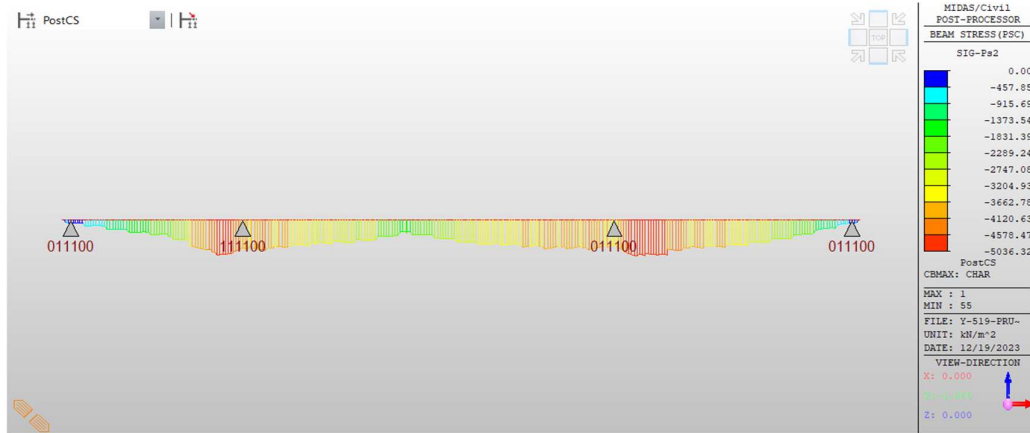
Obrázek 75 –  $\sigma_x$  – dolní vlákna – výhradní zatížitelnost



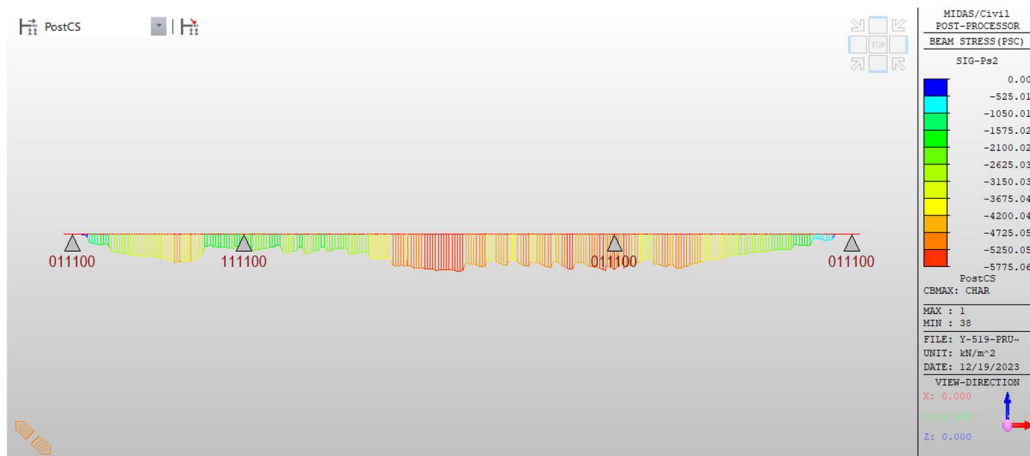
Obrázek 76 –  $\sigma_x$  – horní vlákna – výjimečná zatížitelnost



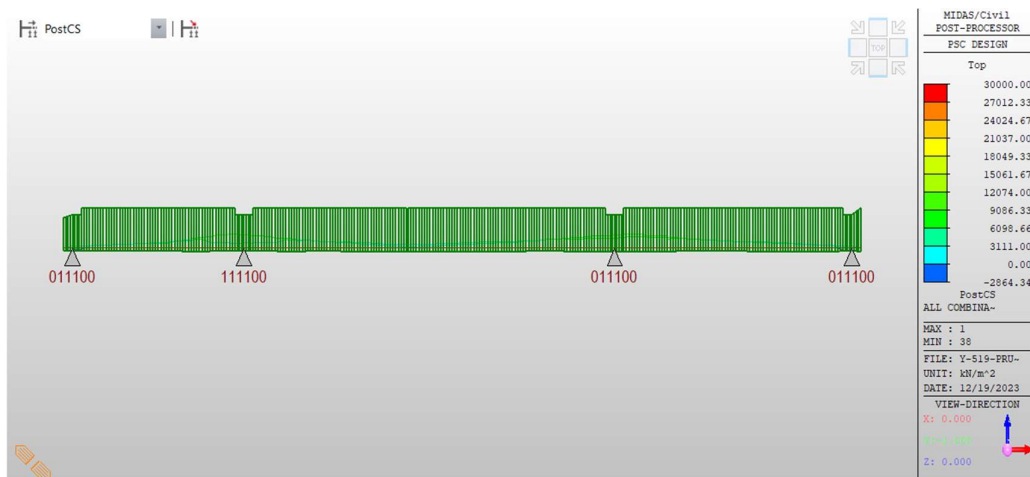
Obrázek 77 –  $\sigma_x$  – dolní vlákna – výjimečná zatížitelnost



Obrázek 78 –  $\sigma_1$  – horní vlákna – charakteristická kombinace bez dopravy



Obrázek 79 –  $\sigma_1$  – dolní vlákna – charakteristická kombinace bez dopravy



Obrázek 80 –  $f_{cd}$  –  $f_{ct}$



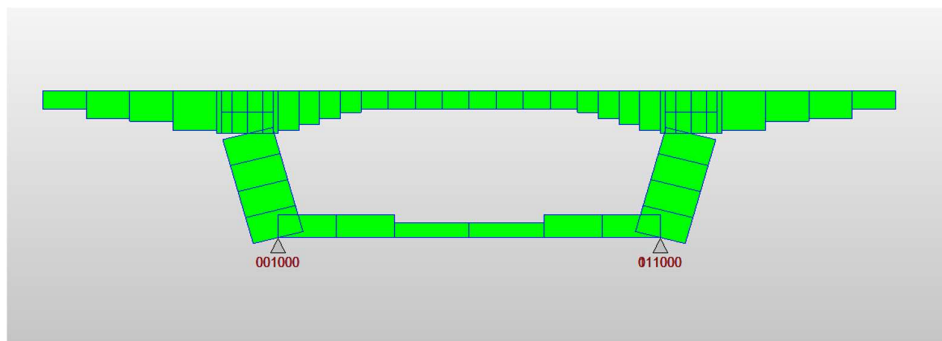
## 5 Výpočetní model – příčný směr

### 5.1 Model konstrukce

Pro příčný směr se zvolila varianta výpočtu pomocí desko-stěnového modelu. Původním záměrem bylo spočítat konstrukci na prutovém 2D modelu charakterizujícího působení konstrukce v příčném směru. Výsledky z této varianty však nebyly dostatečně přesné a nedokázaly zohlednit chování konstrukce. Použily se na zjednodušenou řádovou kontrolu výsledků z desko-stěnového modelu.

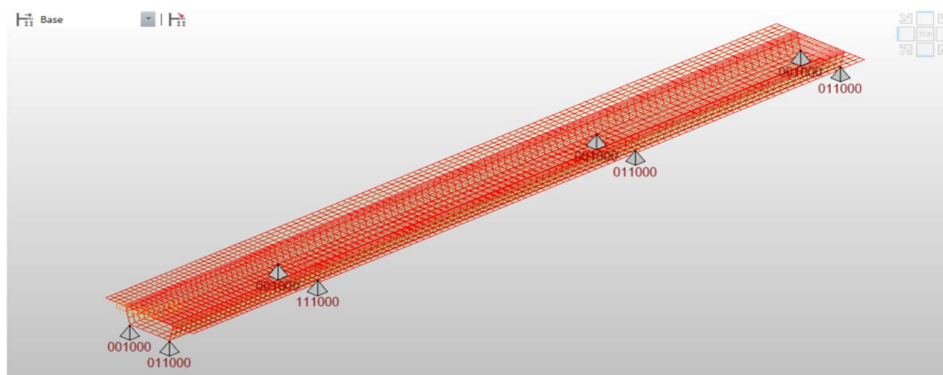
Desko-stěnový model byl vytvořen na základě zprůměrované tloušťky desek a stěn. V příčném směru byla síť prvků zahuštěna v desce blíže směrem ke stěně průřezu. Vzdálenost jednotlivých nodů se pohybovala okolo 0,5 – 1,0 m. V podélném směru se zvolila hustota sítě po 0,5 m. Pro snazší modelaci se namodelovaly hranice konstrukce a deska se odsadila na správné místo ve směru z.

Idealizovaný průřez v modelu:



Obrázek 81 – příčný řez idealizovaný desko-stěnový model

Podpory byly namodelovány stejně jak působí ložiska na konstrukci.



Obrázek 82 – desko-stěnový model konstrukce





## 5.2 Zatížení

### 5.2.1 Vlastní tíha

Zatížení vlastní tíhou bylo uvedeno již v kapitole 3.2.1. Odchylka od modelu pro podélný směr byla téměř minimální a oproti ručnímu výsledku byla v rámci mezí.

### 5.2.2 Ostatní stálé zatížení

Ostatní stálé zatížení					
Popis	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	tl. [m]	A [m <sup>2</sup> ]	f [kN/m <sup>2</sup> ]	f [kN/m]
římša 1 - plošné	25.00	0.270	-	6.750	-
římša 1 - konzola	25.00	-	0.240	-	6.00
římša 2 - plošné	25.00	0.270	-	6.750	-
římša 2 - konzola	25.00	-	0.145	-	3.63
ocelové svodidlo	-	-	-	-	1.50
ocelové svodidlové zábradlí	-	-	-	-	2.00
ocelové zábradlí	-	-	-	-	1.00
vozovkové souvrství	25.00	0.120	-	3.000	-
ochranná izolace	22.00	0.010	-	0.220	-
vyrovnávací beton	25.00	0.040	-	1.000	-

Tabulka 13 – Ostatní stálé zatížení pro desko-stěnový model

### 5.2.3 Doprava

Zatížení dopravou se uvažovalo stejné jako pro prutový model užitý ve výpočtu podélného směru. Změna byla pouze v přidání jízdních pruhů, aby se našlo nejkritičtější místo působení zatížení. Uvažovaly se tedy stejně nápravová vozidla a pouze pokud by zatížitelnost překročila hraniční hodnoty, měnily by se vozidla pro určení zatížitelnosti.

#### Roznos zatížení

Při výpočtu se konstrukce definuje střednicí, proto by měl být uvážěn roznos zatížení z povrchu do střednice horní desky komorového průřezu.

Úhel roznosu zatížení ve vozovkovém souvrství (125 mm) i vyrovnávací vrstvě betonu (40 mm) se uvažuje 45°.

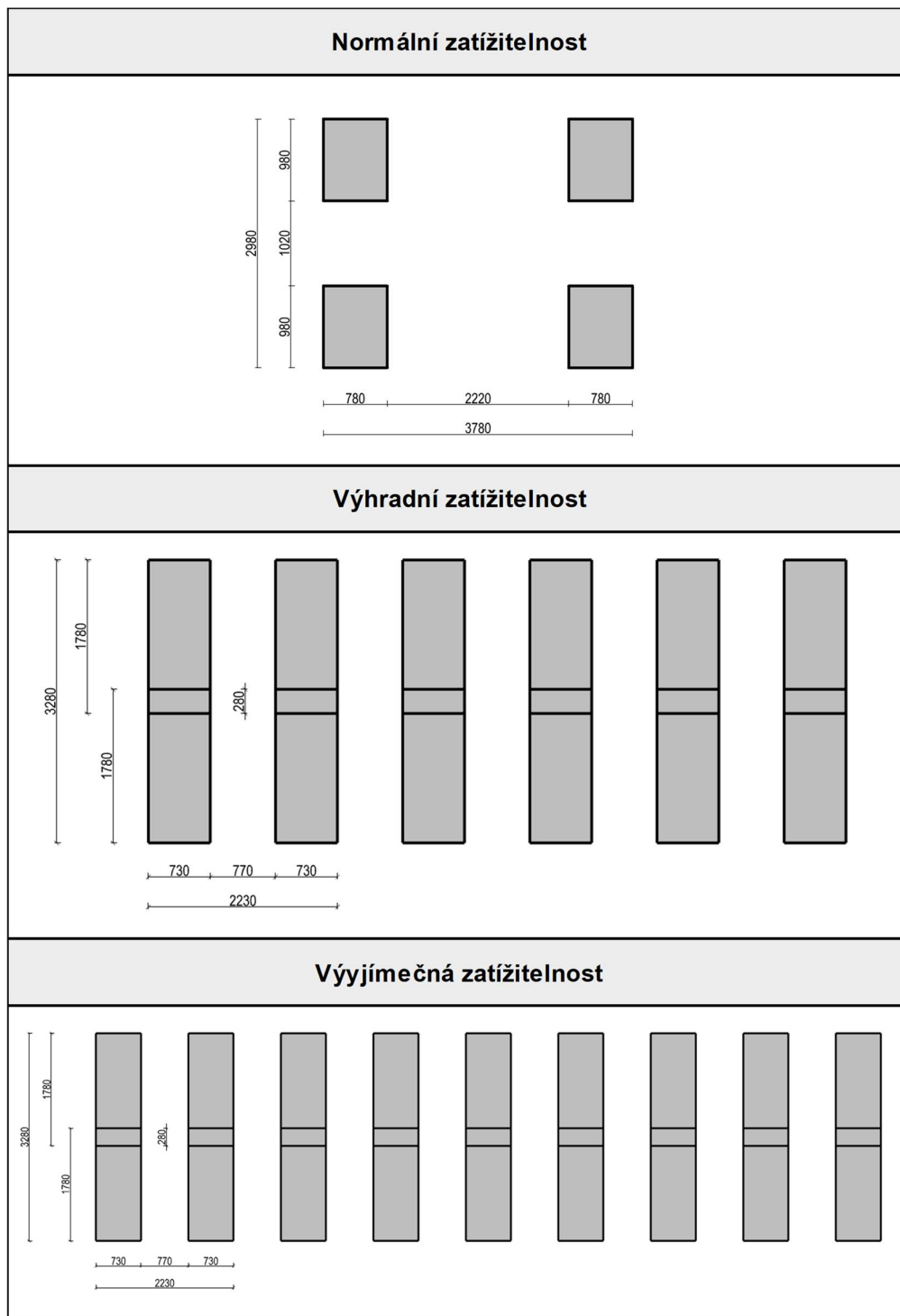
Vzdálenost od povrchu ke střednici:

$$125 + 40 + \frac{250}{2} = 290 \text{ mm}$$

Ekvidistantní vzdálenost zvětšení hran:

$$290 * \tan 45^\circ = 290 \text{ mm}$$

Výsledné plochy kol od náprav na střednici:



Obrázek 83 – výsledné plochy kol po roznosu na střednici



### 5.3 Kombinace zatížení

Kombinace zatížení pro příčný směr se použily stejné jako pro podélný směr.

#### Kombinace zatížení pro MSÚ (6.10a)

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

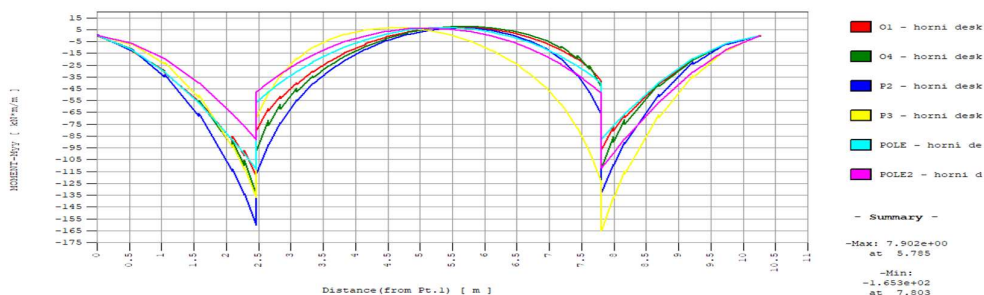
#### Kombinace zatížení pro MSÚ (6.10b)

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

### 5.4 Vnitřní síly

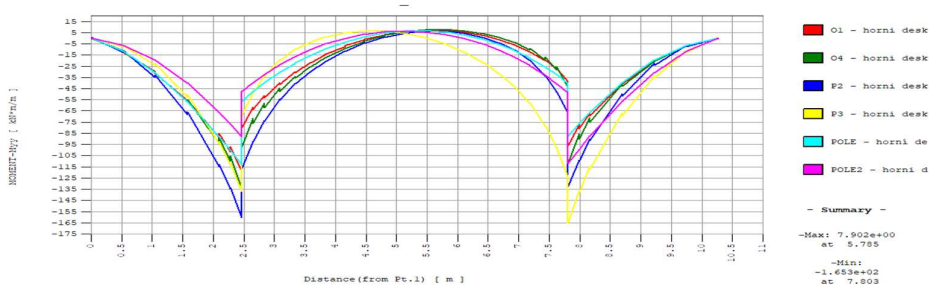
Pro příčný směr se zvolilo jako hlavní posouzení ohybového momentu. Na prvních dvou obrázcích lze vidět účinky všech zatížení krom dopravy s kombinačními součiniteli pro uvedené kombinace zatížení. Je zde uveden ohybový moment pro kritická místa na konstrukci, která bylo nutno posoudit. Dopravní zatížení je s kombinačními součiniteli uvedeno na zbývajících obrázcích pouze však pro kombinaci 6.10b bez součinitele  $\psi$ .

#### Ohybový moment od nedopravního zatížení - 6.10a



Obrázek 84 – Ohybový moment od kombinace zatížení 6.10a bez dopravy

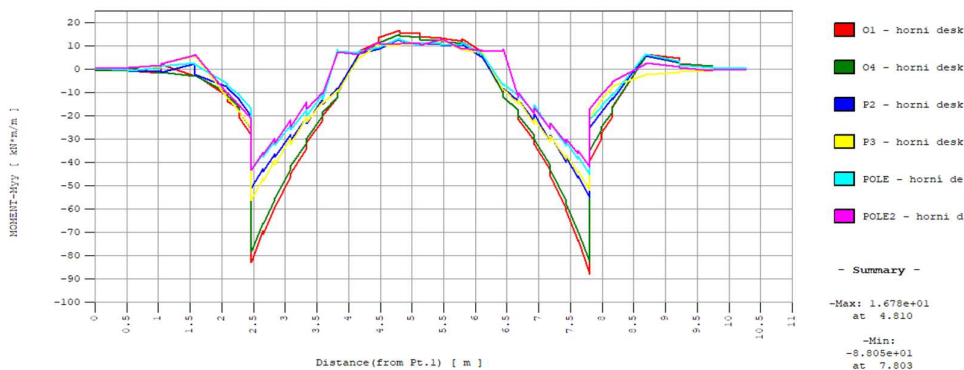
#### Ohybový moment od nedopravního zatížení - 6.10b



Obrázek 85 – Ohybový moment od kombinace zatížení 6.10b bez dopravy

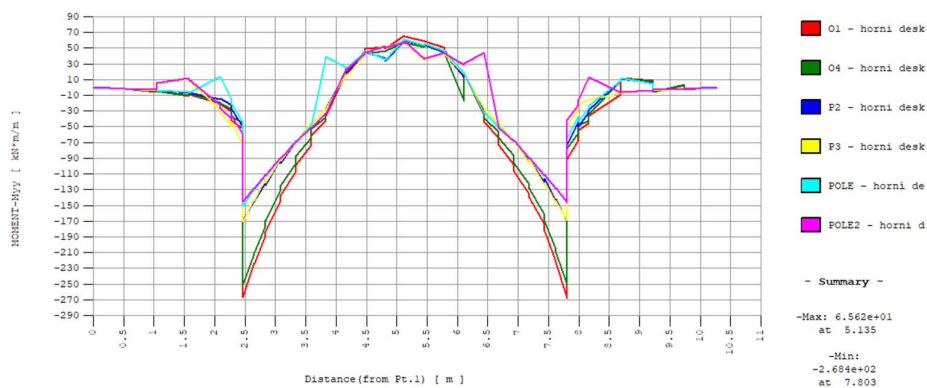


### Ohybový moment od dopravního zatížení pro stanovení normální zatížitelnosti



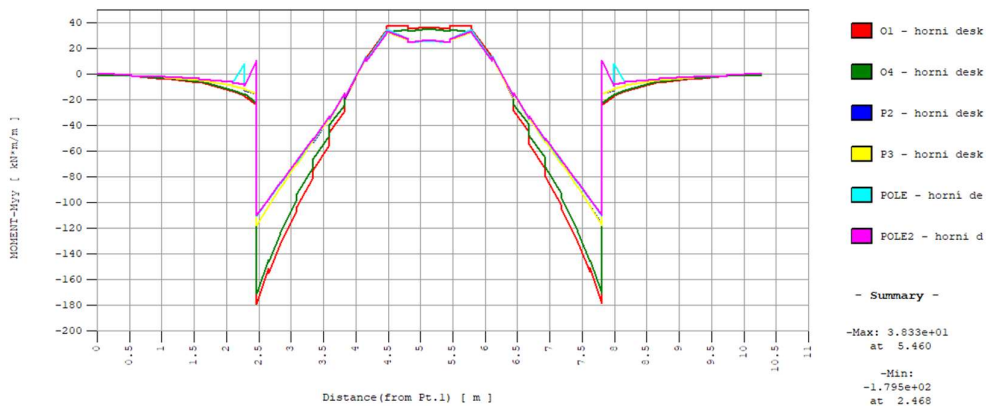
Obrázek 86 – Ohybový moment od zatížení normální zatížitelnosti

### Ohybový moment od dopravního zatížení pro stanovení výhradní zatížitelnosti



Obrázek 87 – Ohybový moment od zatížení výhradní zatížitelnosti

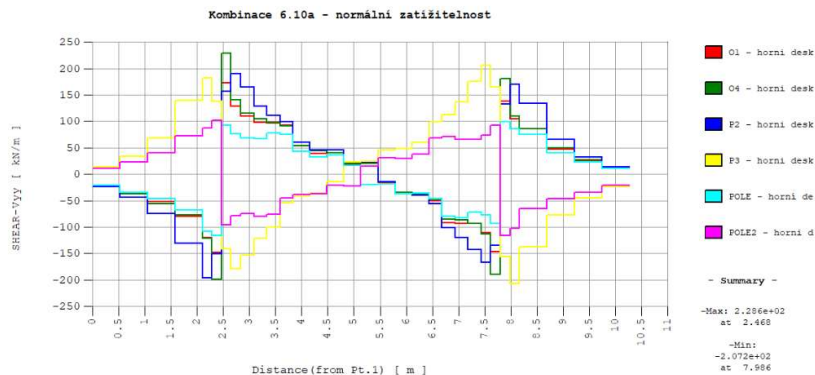
### Ohybový moment od dopravního zatížení pro stanovení výjimečné zatížitelnosti



Obrázek 88 – Ohybový moment od zatížení výjimečnou zatížitelností

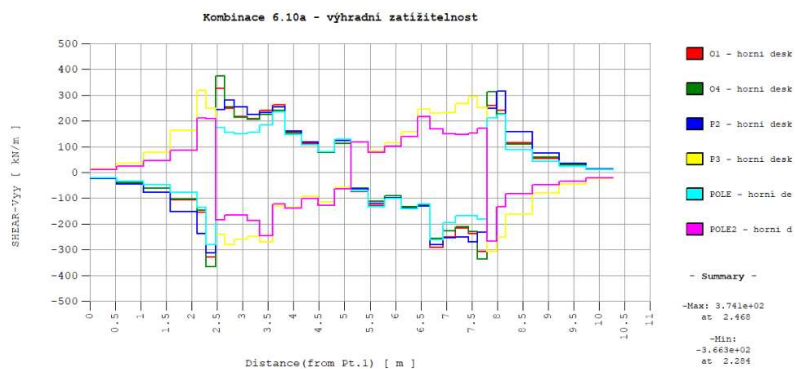


### Posouvající síla od kombinace 6.10a s dopravním zatížením – normální zatížitelnost



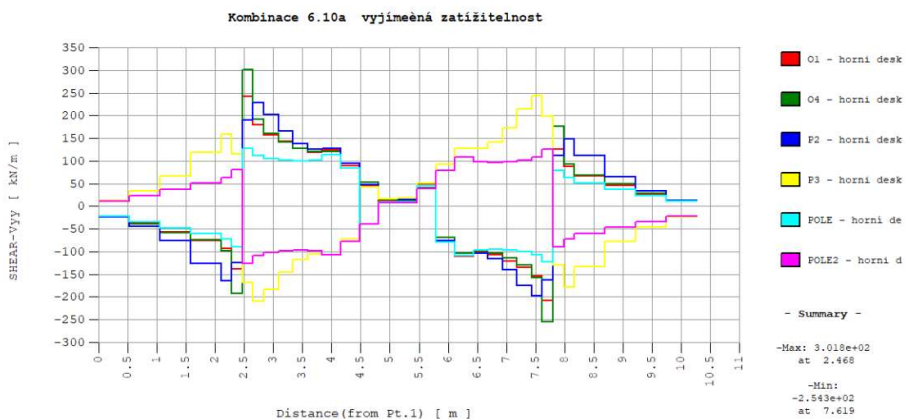
Obrázek 89 - Posouvající síla od zatížení kombinací 6.10a + normální zatížitelnost

### Posouvající síla od kombinace 6.10a s dopravním zatížením – výhradní zatížitelnost



Obrázek 90 - Posouvající síla od zatížení kombinace 6.10a + výhradní zatížitelnost

### Posouvající síla od kombinace 6.10a s dopravním zatížením – výjimečná zatížitelnost



Obrázek 91 - Posouvající síla od kombinace 6.10a + výjimečná zatížitelnost



## 6 Zatížitelnost nosné konstrukce

### 6.1 Metodika výpočtu

Vztahy pro výpočet konkrétní hodnoty zatížitelnosti jsou popsány v normě ČSN EN 73 6222. Zde je uveden obecný vzorec, na jehož základě se spočítaly všechny zatížitelnosti.

$$R = E_{nedopravni} + E_{dopravni} * v$$

$$v = \frac{R - E_{nedopravni}}{E_{dopravni}} [-]$$

Kde:	R	hodnoty odolnosti konstrukce či omezující/hraniční hodnota
	$E_{nedopravni}$	součet všech účinků od stálých a proměnných nedopravních zatížení
	$E_{dopravni}$	účinky dopravních zatížení
	v	zatížitelnost

Jelikož hodnoty od dopravního zatížení byly spočteny pro konkrétně těžká vozidla, bylo nutné tyto hodnoty vydělit hmotností vozidla pro stanovení jednotkových účinků. Tento mezivýpočet byl proveden ve vzorci pro zatížitelnost. Vztah, který byl použit, vypadá tedy následovně:

$$v = \frac{R - E_{nedopravni}}{\frac{E_{dopravni}}{m}} [t]$$

Kde:	m	hmotnost vozidla
------	---	------------------

Součinitelé pro MSÚ A MSP jsou aplikovány až pro konkrétní případ výpočtu, zároveň s dynamickým součinitelem. Vždy se posuzovaly zároveň stejné veličiny, například ohybový moment nebo napětí.

### 6.2 Výpočet zatížitelnosti – MSP

Stanovení kritérií pro MSP se udává na základě aktuálního stáří mostu. Řešený most je starý 37 let. Jako segmentová konstrukce se zbytkovou životností více než 50 let spadá dle ČSN EN 73 6222 do kategorie B.



Tabulka 12.3 – Kategorie mostu podle druhu konstrukce a informativní zbytkové životnosti

Informativní zbytková životnost (v letech) <sup>2)</sup>		Druh konstrukce			
		Předem předpjaté a segmentové mosty	Dodatečně předpjaté mosty s převážně soudržnou předpínací výztuží	Dodatečně předpjaté mosty s převážně nesoudržnou předpínací výztuží	Železobetonové konstrukce
S4	50 a více	B	C <sup>1)</sup>	D	E
S3	15 až 30	C	D	E	F
S1	10	D	E	F	G

POZNÁMKY

<sup>1)</sup> Pokud byla ochrana předpínací výztuže proti korozi zajištěna zhotovitelem lépe než pouhým zainjektováním kabelových kanálků cementovou maltou, lze připustit i kategorii D.

<sup>2)</sup> Pokud nevychází z ověření na únavu zbytková životnost podle počtu cyklů napětí (tabulka 9.1) menší.

Tabulka 12.4 – Klasifikace návrhových kritérií

Kategorie mostu	Kombinace zatížení pro ověření mezního stavu		Omezení maximální šířky trhlin na povrchu (mm)
	Dekomprese	Šířky trhlin	
B	Častá	Charakteristická	0,2
C	Kvazistálá	Častá	0,2
D	–	Častá	0,2
E	–	Kvazistálá	0,3
F	–	Kvazistálá	0,4
G	–	Kvazistálá	0,5

Dle předešlé tabulky by se měla ověřit dekomprese při časté kombinaci zatížení a šířka trhlin 0,2 mm pro charakteristickou kombinaci. Dekompresí je myšlen stav, kdy v blízkosti do 100 mm od vnější hrany kabelového kanálku předpínací výztuže nevzniká tahové napětí. Ověření šířky trhlin se posoudilo zjednodušeněji. Ověřilo se, zda při charakteristické kombinaci nebude překročena tahová pevnost betonu. Pokud není překročena tahová pevnost, nevznikají trhlinky a je možné prohlásit podmínku za splněnou.

### 6.2.1 Ověření dekomprese

Výpočet dekomprese byl proveden pro spodní a horní hranu segmentu. Jelikož spodní kabely v segmentech u opěr mění svou polohu směrem nahoru, bylo v těchto místech řešené místo posunuto na vzdálenost cca 100-200 mm od spodního kabelu.

Pro dekompresi u spodních vláken byl první proveden výpočet bez vlivu poškození korozí, pro ověření správnosti modelu a přiblížení se zatížitelnostem z původního návrhu mostu.



Stanovení zatížitelnosti - MSP - dekomprese - spodní hrana - bez poškození							
Účinky nedopravních zatížení - častá k.	Účinky zatížitelnosti			Požadavek: dekomprese	koeficienty zatížitelnosti		
$\sigma_{x,Ek}$ [kPa]	$\sigma_{x,vn}$ [kPa]	$\sigma_{x,vr}$ [kPa]	$\sigma_{x,ve}$ [kPa]	$\sigma_{x,lim}$ [kPa]	$V_n$ [-]	$V_r$ [-]	$V_e$ [-]
58.70	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-
-492.99	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-
-491.24	4.75	9.85	0.00	0.00	1378.6	4487.3	22448704.0
-449.43	80.32	231.92	166.49	0.00	74.6	174.4	485.9
-656.18	118.60	342.46	245.85	0.00	73.8	172.4	480.4
-1486.40	273.21	825.40	553.15	0.00	72.5	162.1	483.7
...							
-1233.50	316.16	929.47	682.56	0.00	52.0	119.4	325.3
-497.75	135.79	377.10	303.07	0.00	48.9	118.8	295.6
-352.22	91.96	255.38	205.24	0.00	51.1	124.1	308.9
-492.18	6.39	9.77	0.16	0.00	1027.4	4534.6	555159.8
-491.90	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-
58.70	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-

**Normální zatížitelnost**

použité vozidlo: 13.3 t

$V_n = 36$  t

**Výhradní zatížitelnost**

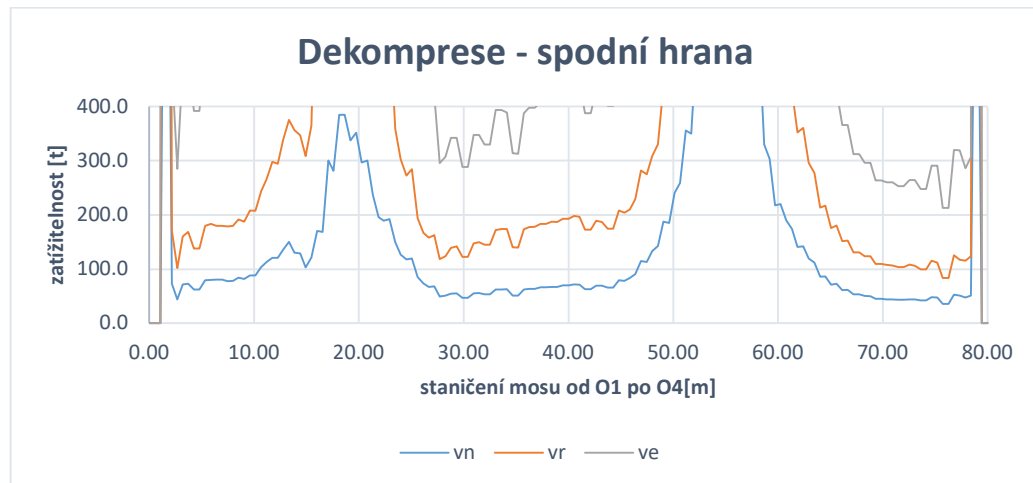
použité vozidlo: 90 t

$V_r = 86$  t

**Vyjímečná zatížitelnost**

použité vozidlo: 180 t

$V_e = 219$  t







Stanovení zatížitelnosti - MSP - dekomprese - spodní hrana - vliv koroze							
Účinky nedopravních zatížení - častá k.	Účinky zatížitelnosti			Požadavek: dekomprese	koeficienty zatížitelnosti		
$\sigma_{x,EK}$ [kPa]	$\sigma_{x,vn}$ [kPa]	$\sigma_{x,vr}$ [kPa]	$\sigma_{x,ve}$ [kPa]	$\sigma_{x,lim}$ [kPa]	$V_n$ [t]	$V_r$ [t]	$V_e$ [t]
58.71	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-
-487.04	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-
-485.35	4.75	9.85	0.00	0.00	1362.0	4433.5	22179542.5
-440.97	80.32	231.92	166.49	0.00	73.2	171.1	476.8
-388.79	118.60	342.46	245.85	0.00	43.7	102.2	284.7
-1471.60	273.21	825.40	553.15	0.00	71.8	160.5	478.9
...							
-1210.30	316.16	929.47	682.56	0.00	51.0	117.2	319.2
-482.40	135.79	377.10	303.07	0.00	47.4	115.1	286.5
-350.21	91.96	255.38	205.24	0.00	50.8	123.4	307.1
-486.18	6.39	9.77	0.16	0.00	1014.9	4479.4	548392.0
-485.93	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-
58.71	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-

**Normální zatížitelnost**

použité vozidlo: 13.3 t

$V_n = 35$  t

**Výhradní zatížitelnost**

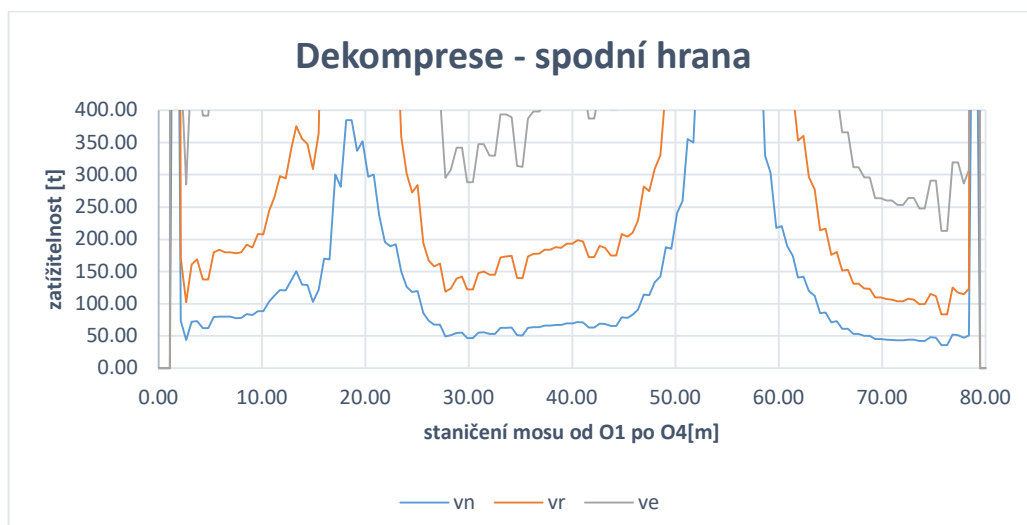
použité vozidlo: 90 t

$V_r = 83$  t

**Vyjímečná zatížitelnost**

použité vozidlo: 180 t

$V_e = 212$  t





Stanovení zatížitelnosti - MSP - dekomprese - horní hrana							
Účinky nedopravných zatížení - častá k.	Účinky zatížitelnosti			Požadavek: dekomprese	koeficienty zatížitelnosti		
[MPa]	$\sigma_{x,vn}$ [MPa]	$\sigma_{x,vr}$ [MPa]	$\sigma_{x,ve}$ [MPa]	$\sigma_{x,lim}$ [MPa]	$V_n$ [-]	$V_r$ [-]	$V_e$ [-]
404.03	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-
-478.94	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-
-461.98	5.59	23.57	0.00	0.00	1101.0	1763.9	40380906.1
-516.66	26.41	48.98	59.31	0.00	260.9	949.3	1567.9
-493.33	29.48	54.68	66.21	0.00	223.1	812.0	1341.1
-908.14	68.22	133.55	148.98	0.00	177.5	612.0	1097.2
...							
-1208.20	41.21	78.17	92.18	0.00	390.9	1391.0	2359.2
-627.38	17.49	30.11	40.96	0.00	478.4	1875.3	2756.9
-645.99	15.66	26.97	36.69	0.00	549.9	2155.6	3168.9
-466.81	9.32	37.93	0.27	0.00	668.2	1107.6	307494.0
-467.27	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-
404.03	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-

**Normální zatížitelnost**

použité vozidlo: 13.3 t

$V_n = 74$  t

**Výhradní zatížitelnost**

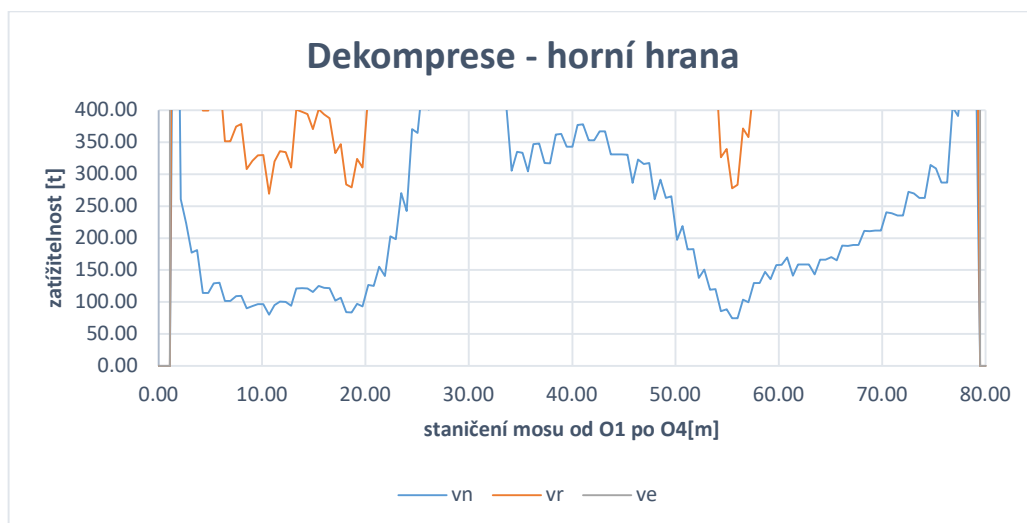
použité vozidlo: 90 t

$V_r = 269$  t

**Vyjímečná zatížitelnost**

použité vozidlo: 180 t

$V_e = 499$  t





## 6.2.2 Omezení trhlin

V posudku na omezení trhlin se zároveň s tahovým napětím ověřilo i maximální tlakové napětí. Napětí se sledovalo po celé výšce konstrukce celkem v 5-ti pozicích. Ze softwaru se odečetly hodnoty hlavních napětích, které byly vypočítány pomocí Mohrovy kružnice se zakomponováním normálového napětí, smykového napětí a torzního napětí. Hodnota zatížitelnosti pro posuzovaný prvek se vzala jako hodnota menší z obou posudků.

Stanovení zatížitelnosti - MSP - omezení napětí													
Pozice	Účinky nedopravných zatížení - char. k.		Účinky zatížitelnosti						Požadavek: $f_{ck,0.05}$	Požadavek: $0.6 \cdot f_{ck}$	koeficienty zatížitelnosti		
	$\sigma_{Ek,max}$ [kPa]	$\sigma_{Ek,min}$ [kPa]	$\sigma_{1,vn}$ [kPa]	$\sigma_{2,vn}$ [kPa]	$\sigma_{1,vr}$ [kPa]	$\sigma_{2,vr}$ [kPa]	$\sigma_{1,ve}$ [kPa]	$\sigma_{2,ve}$ [kPa]	$\sigma_{1,lim}$ [kPa]	$\sigma_{2,lim}$ [kPa]	$V_n$ [-]	$V_r$ [-]	$V_e$ [-]
Pos-1	484.53	-737.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2900.00	-30000.00	-	-	-
Pos-4	571.08	-216.19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2900.00	-30000.00	-	-	-
Pos-5	252.30	-223.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2900.00	-30000.00	-	-	-
Pos-7	221.59	-216.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2900.00	-30000.00	-	-	-
Pos-9	70.76	-193.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2900.00	-30000.00	-	-	-
Pos-1	344.88	-913.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2900.00	-30000.00	-	-	-
Pos-4	0.00	-913.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2900.00	-30000.00	-	-	-
Pos-5	545.14	-852.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2900.00	-30000.00	-	-	-
Pos-7	512.62	-880.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2900.00	-30000.00	-	-	-
Pos-9	328.96	-942.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2900.00	-30000.00	-	-	-
Pos-1	344.94	-913.27	9.26	-5.46	36.81	-11.86	12.94	-12.94	2900.00	-30000.00	3677.2	6247.3	35530.8
Pos-4	0.00	-913.04	6.30	-10.27	14.22	-44.32	12.01	-12.01	2900.00	-30000.00	6137.9	18358.3	43471.0
Pos-5	171.84	-648.34	23.11	-20.85	92.12	-92.12	104.21	-104.21	2900.00	-30000.00	1573.8	2665.4	4712.3
Pos-7	144.10	-681.67	76.88	-76.88	212.15	-212.15	243.90	-243.90	2900.00	-30000.00	477.9	1169.1	2033.9
Pos-9	59.46	-798.99	70.72	-72.61	229.25	-229.25	261.86	-261.86	2900.00	-30000.00	535.6	1115.2	1952.6
Pos-1	294.62	-971.49	29.30	-74.33	65.57	-240.94	79.08	-172.58	2900.00	-30000.00	1185.6	3575.9	5930.1
Pos-4	61.39	-836.60	95.73	-37.73	309.80	-84.29	222.13	-101.86	2900.00	-30000.00	395.4	824.6	2300.2
Pos-5	44.52	-601.46	22.61	-60.59	54.29	-172.64	64.46	-180.17	2900.00	-30000.00	1684.3	4733.5	7974.0
Pos-7	30.64	-628.44	77.10	-77.10	212.15	-212.15	243.90	-243.90	2900.00	-30000.00	496.2	1217.3	2117.6
Pos-9	8.71	-728.93	96.87	-53.46	275.24	-190.94	316.05	-216.97	2900.00	-30000.00	398.0	945.4	1646.7

...

Pos-1	138.29	-1119.50	17.38	-83.92	36.42	-265.88	48.93	-213.37	2900.00	-30000.00	2118.6	6824.1	10160.6
Pos-4	269.18	-640.31	108.08	-22.37	341.51	-46.63	274.26	-63.01	2900.00	-30000.00	324.6	693.3	1726.6
Pos-5	442.33	-852.03	19.73	-66.96	57.71	-187.48	67.20	-217.35	2900.00	-30000.00	1660.8	3832.9	6582.8
Pos-7	429.63	-850.22	84.88	-84.88	214.08	-214.08	292.69	-292.69	2900.00	-30000.00	388.1	1038.6	1519.2
Pos-9	313.45	-798.10	105.82	-56.82	281.49	-195.92	378.24	-254.16	2900.00	-30000.00	325.9	827.0	1230.9
Pos-1	344.76	-913.49	15.34	-7.10	58.31	-18.36	15.75	-15.92	2900.00	-30000.00	2221.6	3943.7	29197.2
Pos-4	0.00	-913.76	8.05	-17.17	19.13	-70.64	14.80	-14.59	2900.00	-30000.00	4804.2	13642.8	35277.4
Pos-5	587.40	-930.35	26.88	-29.41	93.48	-99.55	120.99	-120.73	2900.00	-30000.00	1147.1	2226.6	3440.5
Pos-7	554.66	-956.49	84.63	-84.63	214.08	-214.08	292.69	-292.69	2900.00	-30000.00	369.5	986.0	1442.3
Pos-9	363.01	-1001.40	75.69	-78.72	237.36	-232.34	309.95	-310.16	2900.00	-30000.00	446.9	962.0	1473.3
Pos-1	344.72	-913.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2900.00	-30000.00	-	-	-
Pos-4	0.00	-913.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2900.00	-30000.00	-	-	-
Pos-5	465.54	-923.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2900.00	-30000.00	-	-	-
Pos-7	433.52	-949.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2900.00	-30000.00	-	-	-
Pos-9	265.78	-996.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2900.00	-30000.00	-	-	-
Pos-1	484.53	-737.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2900.00	-30000.00	-	-	-
Pos-4	571.08	-216.19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2900.00	-30000.00	-	-	-
Pos-5	252.30	-223.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2900.00	-30000.00	-	-	-
Pos-7	221.59	-216.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2900.00	-30000.00	-	-	-
Pos-9	70.76	-193.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2900.00	-30000.00	-	-	-

## Normální zatížitelnost

použité vozidlo: 13.3 t

 $V_n = 44 \text{ t}$ 

## Výhradní zatížitelnost

použité vozidlo: 90 t

 $V_r = 107 \text{ t}$ 

## Vyjíměčná zatížitelnost

použité vozidlo: 180 t

 $V_e = 239 \text{ t}$

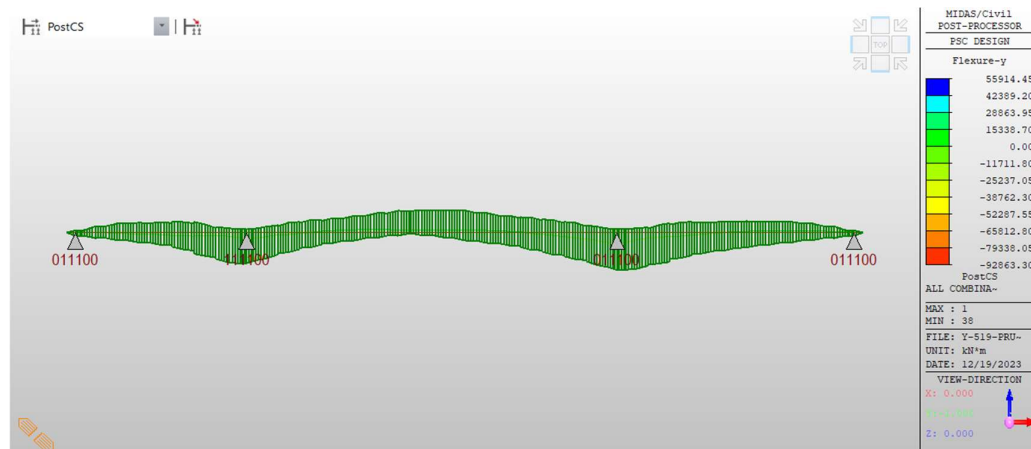


## 6.3 Výpočet zatížitelnosti – MSÚ

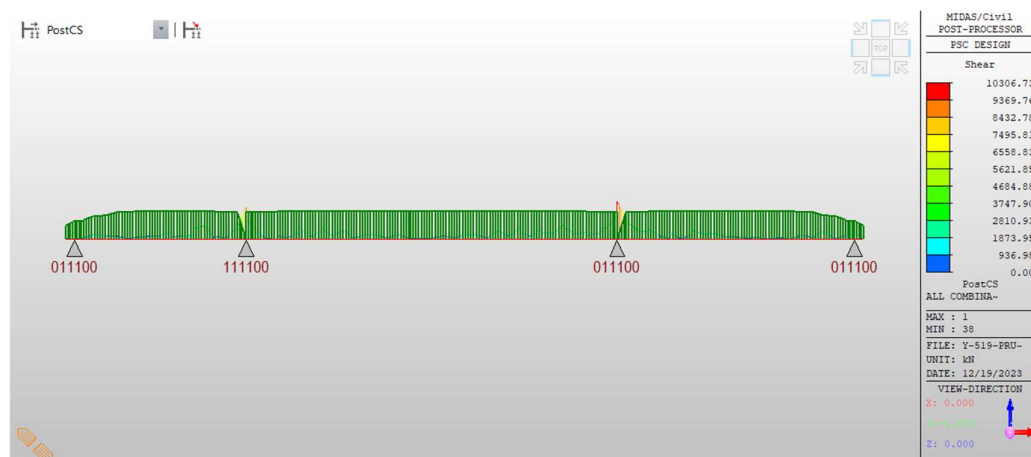
Z hlediska mezního stavu únosnosti se posoudil ohybový moment a posouvající síla v příčném i podélném směru na kombinace zatížení 6.10a a 6.10b. Most typu předpjaté segmentové konstrukce je zpravidla navržen na dekompresi v celém průřezu. Rozhodující aspekt bývá tedy posudek na MSP. Z důvodu velmi rozvinuté koroze v horní desce segmentu se však předpokládalo, že zmíněné místo bude rozhodujícím prvkem z hlediska určení zatížitelnosti mostu.

### 6.3.1 Podélný směr

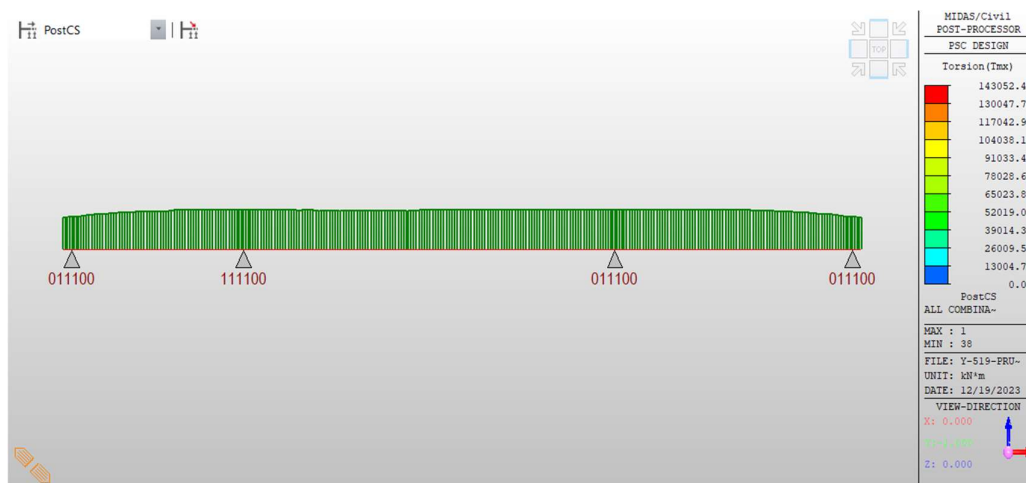
Výpočet únosnosti konstrukce byl proveden ve výpočetním softwaru pomocí komponentu PSC na základě zadané geometrie, přesnému průběhu předpínacích lan. Software umožnil dostat výsledky pro ohybový moment, posouvající sílu a torzní únosnost.



Obrázek 92 –  $M_{Rd}$



Obrázek 93 –  $V_{Rd}$

Obrázek 94 –  $T_{Rd}$ 

Na základě zkušeností a způsobu návrhu mostu nebyl posudek pro MSÚ rozhodujícím posudkem. Vzhledem k velkému počtu dat je uveden výpočet zatížitelnosti pro ohybový moment od kombinace 6.10a a 6.10b.

Na uvedených obrázcích únosností lze vidět vypočtenou únosnost zároveň s maximálním účinkem nejhorší kombinace pro daný posudek. Lze vidět, že účinek od zatížení nepřekračuje nikde zelenou oblast, která nastiňuje únosnost. Tento výpočet byl proveden pouze na prutovém modelu. Není v účincích zatížení tedy zohledněn roznos zatížení do stěn. Pro posouzení ohybové únosnosti se z roštového modelu odečetly konkrétní hodnoty a výsledky jsou nastíněny v následujících tabulkách. Pro torzní a smykové posouzení se podrobný výpočet s konkrétními hodnotami neprovedl. Na obrázku smykové únosnosti lze vidět, že účinek od kombinace 6.10a nebo 6.10b překračuje lehce smykovou únosnost. U smykové únosnosti se jedná, ale pouze u hodnoty  $V_{Rd,c}$ . Při porovnání zvýšených hodnot z roštového modelu oproti prutovému od dopravních zatížení, lze konstatovat, že se účinek zvýší maximálně o 1,5. Únosnost tlakové diagonály se pohybovala okolo 16000 – 18000 kN. Průřez byl vyztužen smykovou výztuží, která určitě odpovídala minimálnímu stupni vyztužení. I pouze s touto výztuží se smyková únosnost průřezu zvedne. Zvýšené hodnoty posouvající síly se budou pohybovat maximálně kolem 14000 – 15000 kN, což je pod únosností tlacené diagonály a cca podobné hodnoty jako smyková únosnost se smykovou výztuží. Žádné velké poruchy nebyly nalezeny kolem kritických míst u pilířů a nebylo nutné redukovat únosnost. Výpočet tedy nebyl proveden a pouze odhadnut s tím, že zatížitelnost pro posouzení smykové únosnosti se pohybuje kolem tradičních hodnot uvedených v mostních prohlídkách.



**Stanovení zatížitelnosti - MSÚ 6.10a - kladný ohybový moment**

Účinky nedopravních zatížení	Účinky zatížitelnosti			Požadavek: dosažení $M_{Rd}$	koeficienty zatížitelnosti		
$M_{y,Eda}$ [kNm]	$\psi \cdot M_{y,vn}$ [kNm]	$\psi \cdot M_{y,vr}$ [kNm]	$\psi \cdot M_{y,ve}$ [kNm]	$M_{y,Rd}$ [kNm]	$v_n$ [-]	$v_r$ [-]	$v_e$ [-]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-
0.00	0.00	0.00	0.00	4515.04	-	-	-
0.00	0.00	0.00	0.00	4515.04	-	-	-
0.00	0.00	0.00	0.00	5524.92	-	-	-
0.00	0.00	0.00	0.00	5528.94	-	-	-
0.00	0.00	0.00	0.00	14783.14	-	-	-

...

436.8097	790.44	2323.76	1706.46	12683.30	153.0	351.3	956.9
618.0701	339.50	942.78	757.70	5528.94	142.9	347.3	864.2
940.3818	339.50	942.78	757.70	5524.92	133.4	324.2	806.7
0	0.00	0.00	0.00	4515.04	-	-	-
0	0.00	0.00	0.00	4515.04	-	-	-
0	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-

**Normální zatížitelnost**

použité vozidlo: 13.3 t

$V_n = 104$  t

**Výhradní zatížitelnost**

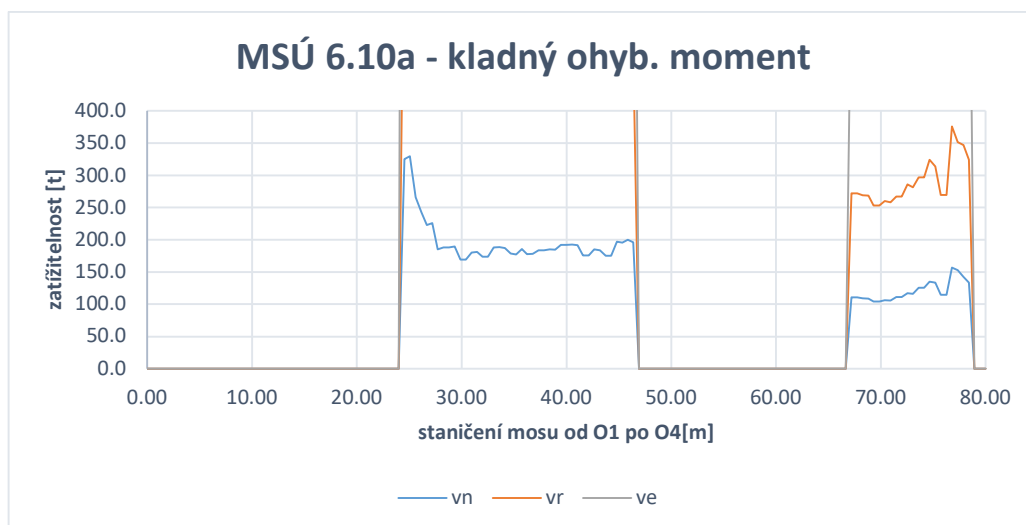
použité vozidlo: 90 t

$V_r = 253$  t

**Vyjímečná zatížitelnost**

použité vozidlo: 180 t

$V_e = 607$  t





**Stanovení zatížitelnosti - MSÚ 6.10b - kladný ohybový moment**

Účinky nedopravních zatížení	Účinky zatížitelnosti			Požadavek: dosažení $M_{Rd}$	koeficienty zatížitelnosti		
$M_{y,Edb}$ [kNm]	$M_{y,vn}$ [kNm]	$M_{y,vr}$ [kNm]	$M_{y,ve}$ [kNm]	$M_{y,Rd}$ [kNm]	$v_n$ [-]	$v_r$ [-]	$v_e$ [-]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-
0.00	0.00	0.00	0.00	4515.04	-	-	-
0.00	0.00	0.00	0.00	4515.04	-	-	-
0.00	0.00	0.00	0.00	5524.92	-	-	-
0.00	0.00	0.00	0.00	5528.94	-	-	-
0.00	0.00	0.00	0.00	14783.14	-	-	-

...

0	0.00	0.00	0.00	12683.30	-	-	-
354.8138	398.98	1257.06	1010.28	5528.94	128.1	274.4	682.9
677.1255	398.98	1257.06	1010.28	5524.92	120.0	257.1	639.8
0	0.00	0.00	0.00	4515.04	-	-	-
0	0.00	0.00	0.00	4515.04	-	-	-
0	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-

**Normální zatížitelnost**

použité vozidlo: 13.3 t

$V_n = 91$  t

**Výhradní zatížitelnost**

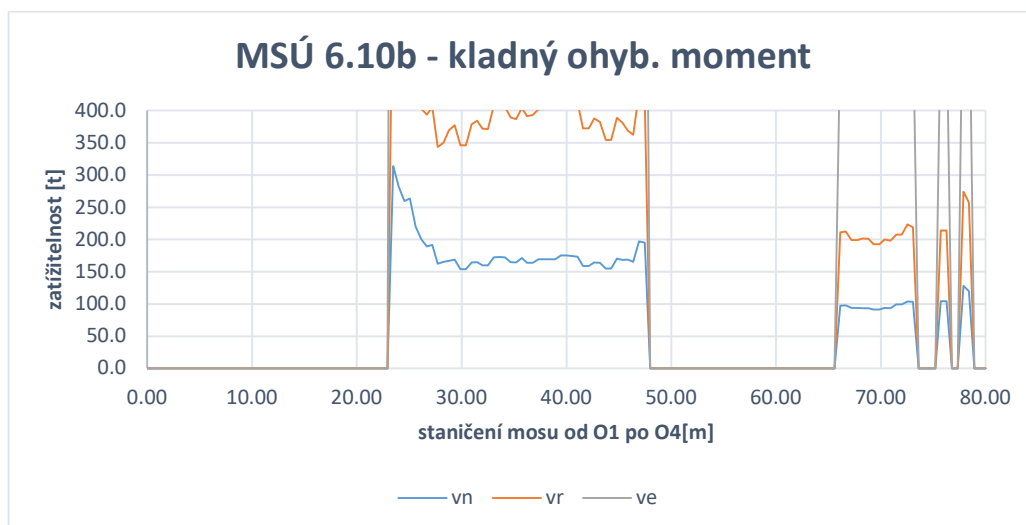
použité vozidlo: 90 t

$V_r = 192$  t

**Vyjímečná zatížitelnost**

použité vozidlo: 180 t

$V_e = 462$  t





**Stanovení zatížitelnosti - MSÚ 6.10a - záporný ohybový moment**

Účinky nedopravních zatížení	Účinky zatížitelnosti			Požadavek: dosažení $M_{Rd}$	koeficienty zatížitelnosti		
$M_{y,Eda}$ [kNm]	$\psi \cdot M_{y,vn}$ [kNm]	$\psi \cdot M_{y,vr}$ [kNm]	$\psi \cdot M_{y,ve}$ [kNm]	$M_{y,Rd}$ [kNm]	$v_n$ [-]	$v_r$ [-]	$v_e$ [-]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-
-989.19	0.00	0.00	0.00	3323.64	-	-	-
-989.12	-26.60	-112.08	0.00	3323.64	866.8	1388.6	-
-418.29	-125.56	-232.90	-282.02	2313.76	149.1	542.6	896.1
-739.65	-125.56	-232.90	-282.02	2313.76	123.8	450.6	744.2
-2073.27	-290.56	-568.82	-634.54	8226.12	209.1	721.1	1292.9

...

0	0.00	0.00	0.00	2828.98	-	-	-
0	0.00	0.00	0.00	2313.76	-	-	-
0	0.00	0.00	0.00	2313.76	-	-	-
-989.9887	-44.30	-180.36	-1.30	3323.64	520.3	862.6	239349.1
-989.9755	0.00	0.00	0.00	3323.64	-	-	-
0	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-

**Normální zatížitelnost**

použité vozidlo: 13.3 t

$V_n = 112$  t

**Výhradní zatížitelnost**

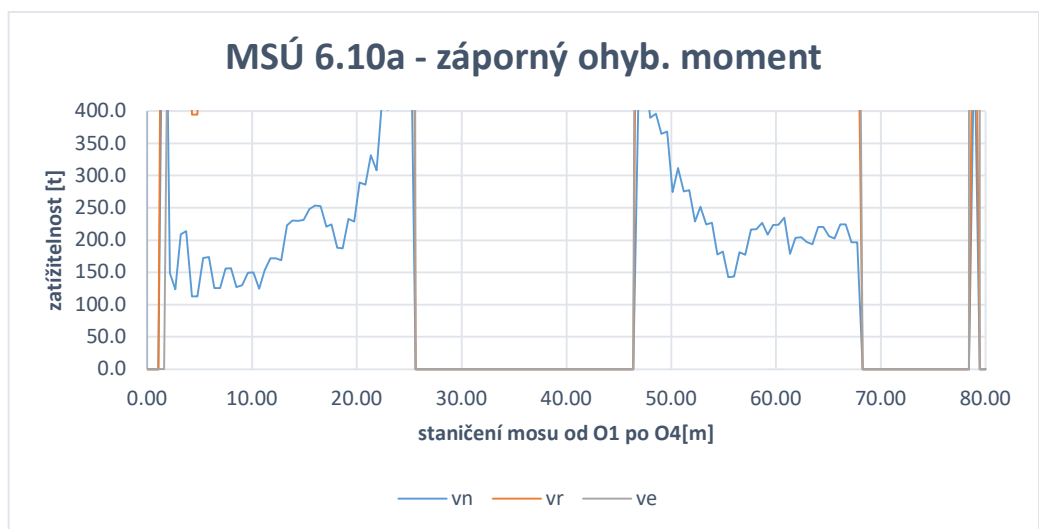
použité vozidlo: 90 t

$V_r = 394$  t

**Vyjímečná zatížitelnost**

použité vozidlo: 180 t

$V_e = 691$  t







**Stanovení zatížitelnosti - MSÚ 6.10b - záporný ohybový moment**

Účinky nedopravných zatížení	Účinky zatížitelností			Požadavek: dosažení $M_{Rd}$	koeficienty zatížitelností		
$M_{y,Edb}$ [kNm]	$M_{y,vn}$ [kNm]	$M_{y,vr}$ [kNm]	$M_{y,ve}$ [kNm]	$M_{y,Rd}$ [kNm]	$v_n$ [-]	$v_r$ [-]	$v_e$ [-]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-
-961.05	0.00	0.00	0.00	3323.64	-	-	-
-960.98	-30.78	-149.44	-0.02	3323.64	758.1	1054.0	15751112.0
-488.56	-139.24	-310.54	-376.02	2313.76	129.5	391.8	647.2
-809.92	-139.24	-310.54	-376.02	2313.76	106.7	322.8	533.2
-2190.66	-322.52	-758.42	-846.06	8226.12	184.8	530.5	951.1

...

0	0.00	0.00	0.00	2828.98	-	-	-
0	0.00	0.00	0.00	2313.76	-	-	-
0	0.00	0.00	0.00	2313.76	-	-	-
-961.8413	-50.58	-240.48	-1.74	3323.64	461.2	654.7	180980.9
-961.8281	0.00	0.00	0.00	3323.64	-	-	-
0	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-	-

**Normální zatížitelnost**

použité vozidlo: 13.3 t

$V_n = 100$  t

**Výhradní zatížitelnost**

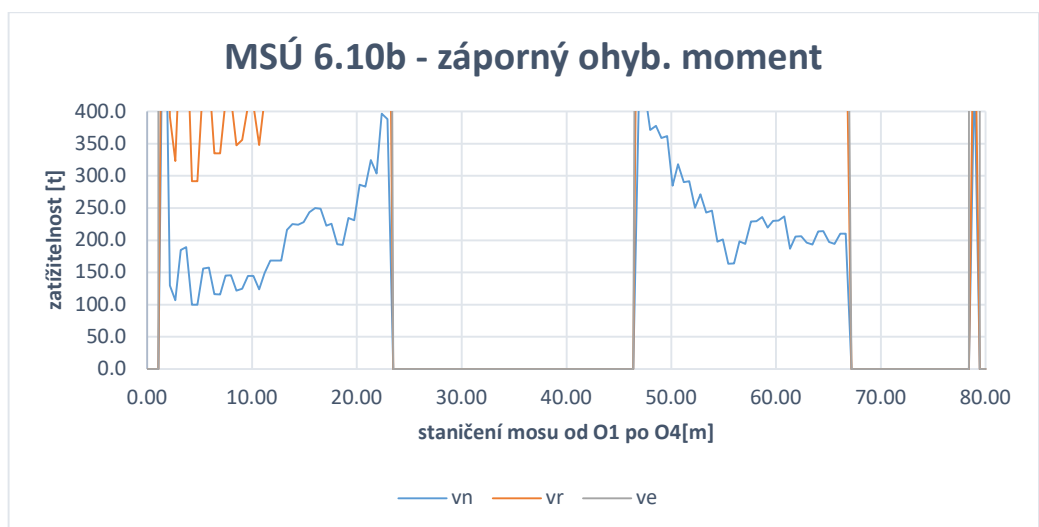
použité vozidlo: 90 t

$V_r = 291$  t

**Vyjímečná zatížitelnost**

použité vozidlo: 180 t

$V_e = 510$  t

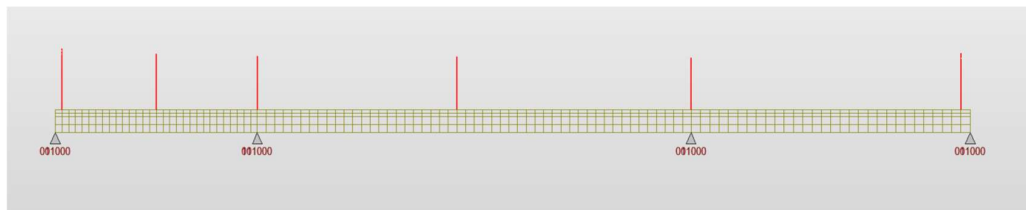




### 6.3.2 Příčný směr

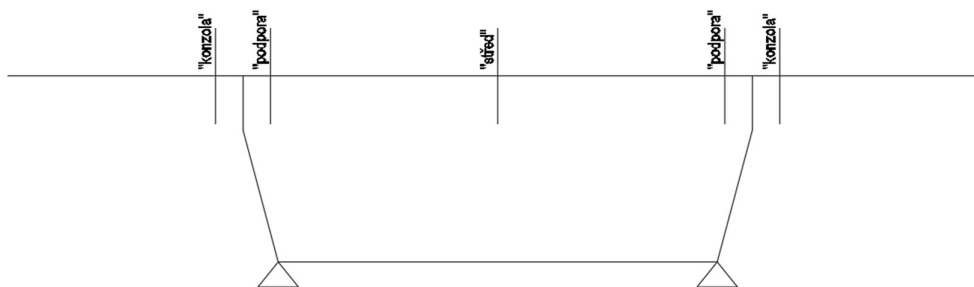
V příčném směru se řešila zatížitelnost hlavně horní desky konstrukce celkem v 5-ti místech, z obou stran u podpory (stěny) a uprostřed rozpětí mezi stěnami, kde vycházely momenty největší. Dále se posoudila posouvající síla ve stěnách průřezu. Řezy, ve kterých se příčný směr posoudil se zvolily – opěra 1, opěra 4, pilíř 2, pilíř 3 a střed rozpětí prostředního pole.

Místa posouzených, kritických řezů:



Obrázek 95 – Schematicky naznačené posuzované řezy

Posouzená místa v příčném řezu:



Obrázek 96 – Posouzená místa v příčném směru

Momenty únosnosti se vypočítaly metodou mezních přetvoření. Tento výpočet je založený na rovnosti sil v průřezu. Předpoklady pro výpočet se uvažovaly následující:

- 1) Platí Bernoulli-Navierova hypotéza
- 2) Dokonalé spolupůsobení oceli a betonu
- 3) Beton v tahu nepřenáší žádné zatížení
- 4) Použití idealizovaných pracovních diagramů materiálu
- 5) Rozdrcení betonu
- 6) Mezní přetvoření v oceli musí být v rámci stanovených mezí

Hlavní podmínkou bylo splnění silové podmínky rovnováhy. Následně se na základě sil a jejich excentricit od těžiště průřezu vypočetl moment únosnosti v daném řezu. Výztuž průřezu byla definována na základě diagnostického průzkumu o to průměry 16 a 25 mm po vzdálenosti 125 mm na horní desce. Smyková výztuž se zavedla na základě diagnostického průzkumu s přihlédnutím k výztuži mostu u Liberce.



### Posouzení ohybové únosnosti - konzola - bez koroze

NÁVRH						GEOMETRIE	
umístění	$h_d$	$a$	$n$	$\emptyset$	$A_s$	trám	deska
	[m]	[m]	[ks]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[m]	[m]
dolní	0.058	0.125	8.00	16	1608.5	výška :	0.570 0.000
-	0	0.000	0.00	0	0.0	šířka :	1.000 0.000
-	0	0.000	0.00	0	0.0		
-	0	0.000	0.00	0	0.0		

BETON		BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ	
$f_{ck} =$	50.0 MPa	$f_{yk} =$	410.0 MPa
$\gamma_c =$	1.5 -	$\gamma_s =$	1.15 -
$\alpha_{cc} =$	0.9 -	$f_{yd} =$	356.5 MPa
$f_{cd} =$	28.3 MPa	$E_s =$	195.0 GPa
$\epsilon_c =$	$-1.75 [10^{-3}]$	$\epsilon_{sd} =$	$20.0 [10^{-3}]$
$\epsilon_{cu} =$	$-3.50 [10^{-3}]$		
$c_{nom} =$	50.00 mm		

#### Pracovní diagram betonu

--- Idealizovaný    — Návrhový

#### Pracovní diagram oceli

--- Idealizovaný    — Návrhový

#### STANOVENÍ POLOHY NEUTRÁLNÉ OSY A MOMENTU ÚNOSNOSTI

Rozhodující materiál :	BETON	<b>Vypočítat</b>
Poloha rozhodujících vláken	0.570 m	
Přetvoření v rozhodujících vláknech	$-3.50 [10^{-3}]$	
Excentricita rozhodujících vláken	0.027 m	
<b>Vzdálenost N.O. od spodních vláken</b>	<b>0.543 m</b>	

Materiál	$F_i$	$\epsilon_{i,max}$	$e$	$M$
	[kN]	$[10^{-3}]$	[m]	[kNm]
BETON	-573.5	-3.5	0.017	-9.7
VÝZTUŽ 1	573.5	62.7	-0.485	-278.1
VÝZTUŽ 2	0.0	70.2	-0.543	0.0
VÝZTUŽ 3	0.0	70.2	-0.543	0.0
VÝZTUŽ 4	0.0	70.2	-0.543	0.0

**Silová podmínka rovnováhy**    **Moment únosnosti**

$\Sigma F_i =$     **0.0 kN**     $M_{Rd} =$     **287.8 kNm**

<b>Posouzení:</b>	<b><math>M_{Rd} = 287.8 \text{ kNm}</math></b>	>	<b><math>M_{Ed} = 0.0 \text{ kNm}</math></b>	<b>Vyhovuje</b>
-------------------	--	---	--	-----------------



### Posouzení ohybové únosnosti - podpora - bez koroze

NÁVRH						GEOMETRIE	
umístění	$h_d$	$a$	$n$	$\emptyset$	$A_s$	trám	deska
	[m]	[m]	[ks]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[m]	[m]
dolní	0.0625	0.125	8.00	25	3927.0	výška :	0.500 0.000
-	0	0.000	0.00	0	0.0	šířka :	1.000 0.000
-	0	0.000	0.00	0	0.0		
-	0	0.000	0.00	0	0.0		

BETON		BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ	
$f_{ck} =$	50.0 MPa	$f_{yk} =$	410.0 MPa
$\gamma_c =$	1.5 -	$\gamma_s =$	1.15 -
$\alpha_{cc} =$	0.9 -	$f_{yd} =$	356.5 MPa
$f_{cd} =$	28.3 MPa	$E_s =$	195.0 GPa
$\epsilon_c =$	$-1.75 [10^{-3}]$	$\epsilon_{sd} =$	$20.0 [10^{-3}]$
$\epsilon_{cu} =$	$-3.5 [10^{-3}]$		
$c_{nom} =$	50.00 mm		

Pracovní diagram betonu

- - - Idealizovaný    — Návrhový

Pracovní diagram oceli

- - - Idealizovaný    — Návrhový

#### STANOVENÍ POLOHY NEUTRÁLNÉ OSY A MOMENTU ÚNOSNOSTI

Rozhodující materiál :	BETON
Poloha rozhodujících vláken	0.500 m
Přetvoření v rozhodujících vláknech	$-3.50 [10^{-3}]$
Excentricita rozhodujících vláken	0.066 m
<b>Vzdálenost N.O. od spodních vláken</b>	<b>0.434 m</b>

Materiál	$F_i$	$\epsilon_{i,max}$	$e$	$M$
	[kN]	$[10^{-3}]$	[m]	[kNm]
BETON	-1400.1	-3.5	0.041	-57.7
VÝZTUŽ 1	1400.1	19.7	-0.372	-520.2
VÝZTUŽ 2	0.0	23.0	-0.434	0.0
VÝZTUŽ 3	0.0	23.0	-0.434	0.0
VÝZTUŽ 4	0.0	23.0	-0.434	0.0

<b>Sílová podmínka rovnováhy</b>	<b>Moment únosnosti</b>
$\Sigma F_i =$ 0.0 kN	$M_{Rd} =$ 577.9 kNm

**Posouzení:**  $M_{Rd} =$  577.9 kNm >  $M_{Ed} =$  0.0 kNm

**Vyhovuje**



### Posouzení ohybové únosnosti - střed - bez koroze

NÁVRH						GEOMETRIE	
umístění	$h_d$	$a$	$n$	$\emptyset$	$A_s$	trám	deska
	[m]	[m]	[ks]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[m]	[m]
dolní	0.0625	0.125	8.00	25	3927.0	výška :	0.250 0.000
-	0	0.000	0.00	0	0.0	šířka :	1.000 0.000
-	0	0.000	0.00	0	0.0		
-	0	0.000	0.00	0	0.0		

BETON		BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ	
$f_{ck} =$	50.0 MPa	$f_{yk} =$	410.0 MPa
$\gamma_c =$	1.5 -	$\gamma_s =$	1.15 -
$\alpha_{cc} =$	0.9 -	$f_{yd} =$	356.5 MPa
$f_{cd} =$	28.3 MPa	$E_s =$	195.0 GPa
$\epsilon_c =$	$-1.75 [10^{-3}]$	$\epsilon_{sd} =$	$20.0 [10^{-3}]$
$\epsilon_{cu} =$	$-3.5 [10^{-3}]$		
$c_{nom} =$	50.00 mm		

Pracovní diagram betonu

- - - Idealizovaný    — Návrhový

Pracovní diagram oceli

- - - Idealizovaný    — Návrhový

#### STANOVENÍ POLOHY NEUTRÁLNÉ OSY A MOMENTU ÚNOSNOSTI

Rozhodující materiál :	BETON
Poloha rozhodujících vláken	0.250 m
Přetvoření v rozhodujících vláknech	$-3.50 [10^{-3}]$
Excentricita rozhodujících vláken	0.066 m
<b>Vzdálenost N.O. od spodních vláken</b>	<b>0.184 m</b>

Materiál	$F_i$	$\epsilon_{i,max}$	$e$	$M$
	[kN]	$[10^{-3}]$	[m]	[kNm]
BETON	-1400.1	-3.5	0.041	-57.6
VÝZTUŽ 1	1400.1	6.5	-0.122	-170.3
VÝZTUŽ 2	0.0	9.8	-0.184	0.0
VÝZTUŽ 3	0.0	9.8	-0.184	0.0
VÝZTUŽ 4	0.0	9.8	-0.184	0.0

<b>Sílová podmínka rovnováhy</b>	<b>Moment únosnosti</b>
$\Sigma F_i =$ 0.0 kN	$M_{Rd} =$ 227.9 kNm

**Posouzení:**  $M_{Rd} =$  227.9 kNm

>

$M_{Ed} =$  0.0 kNm

**Vyhovuje**



### Posouzení ohybové únosnosti - podpora - 50 % oslabení

NÁVRH						GEOMETRIE	
umístění	$h_d$	$a$	$n$	$\emptyset$	$A_s$	trám	deska
	[m]	[m]	[ks]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[m]	[m]
dolní	0.0625	0.125	8.00	25	1963.5	výška :	0.500 0.000
-	0	0.000	0.00	0	0.0	šířka :	1.000 0.000
-	0	0.000	0.00	0	0.0		
-	0	0.000	0.00	0	0.0		

BETON		BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ	
$f_{ck} =$	50.0 MPa	$f_{yk} =$	410.0 MPa
$\gamma_c =$	1.5 -	$\gamma_s =$	1.15 -
$\alpha_{cc} =$	0.9 -	$f_{yd} =$	356.5 MPa
$f_{cd} =$	28.3 MPa	$E_s =$	195.0 GPa
$\epsilon_c =$	$-1.75 [10^{-3}]$	$\epsilon_{sd} =$	$20.0 [10^{-3}]$
$\epsilon_{cu} =$	$-3.5 [10^{-3}]$		
$c_{nom} =$	50.00 mm		

#### Pracovní diagram betonu

- - - Idealizovaný    ——— Návrhový

#### Pracovní diagram oceli

- - - Idealizovaný    ——— Návrhový

#### STANOVENÍ POLOHY NEUTRÁLNÉ OSY A MOMENTU ÚNOSNOSTI

Rozhodující materiál :	BETON
Poloha rozhodujících vláken	0.500 m
Přetvoření v rozhodujících vláknech	$-3.50 [10^{-3}]$
Excentricita rozhodujících vláken	0.033 m
<b>Vzdálenost N.O. od spodních vláken</b>	<b>0.467 m</b>

Materiál	$F_i$	$\epsilon_{i,max}$	$e$	$M$
	[kN]	$[10^{-3}]$	[m]	[kNm]
BETON	-700.0	-3.5	0.021	-14.4
VÝZTUŽ 1	700.0	43.0	-0.405	-283.2
VÝZTUŽ 2	0.0	49.7	-0.467	0.0
VÝZTUŽ 3	0.0	49.7	-0.467	0.0
VÝZTUŽ 4	0.0	49.7	-0.467	0.0

<b>Sílová podmínka rovnováhy</b>	<b>Moment únosnosti</b>
$\Sigma F_i =$	$M_{Rd} =$
0.0 kN	297.6 kNm

<b>Posouzení:</b>	$M_{Rd} = 297.6 \text{ kNm}$	>	$M_{Ed} = 0.0 \text{ kNm}$	<b>Vyhovuje</b>
-------------------	------------------------------	---	----------------------------	-----------------



### Posouzení ohybové únosnosti - střed - 50 % oslabení

NÁVRH						GEOMETRIE	
umístění	$h_d$	$a$	$n$	$\emptyset$	$A_s$	trám	deska
	[m]	[m]	[ks]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[m]	[m]
dolní	0.0625	0.125	8.00	25	1963.5	výška :	0.250 0.000
-	0	0.000	0.00	0	0.0	šířka :	1.000 0.000
-	0	0.000	0.00	0	0.0		
-	0	0.000	0.00	0	0.0		

BETON		BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ	
$f_{ck} =$	50.0 MPa	$f_{yk} =$	410.0 MPa
$\gamma_c =$	1.5 -	$\gamma_s =$	1.15 -
$\alpha_{cc} =$	0.9 -	$f_{yd} =$	356.5 MPa
$f_{cd} =$	28.3 MPa	$E_s =$	195.0 GPa
$\epsilon_c =$	-1.75 [10 <sup>-3</sup> ]	$\epsilon_{sd} =$	20.0 [10 <sup>-3</sup> ]
$\epsilon_{cu} =$	-3.5 [10 <sup>-3</sup> ]		
$c_{nom} =$	50.00 mm		

Pracovní diagram betonu

- - - Idealizovaný    ——— Návrhový

Pracovní diagram oceli

- - - Idealizovaný    ——— Návrhový

#### STANOVENÍ POLOHY NEUTRÁLNÉ OSY A MOMENTU ÚNOSNOSTI

Rozhodující materiál :	BETON
Poloha rozhodujících vláken	0.250 m
Přetvoření v rozhodujících vláknech	-3.50 [10 <sup>-3</sup> ]
Excentricita rozhodujících vláken	0.033 m
<b>Vzdálenost N.O. od spodních vláken</b>	<b>0.217 m</b>

Materiál	$F_i$	$\epsilon_{i,max}$	$e$	$M$
	[kN]	[10 <sup>-3</sup> ]	[m]	[kNm]
BETON	-700.0	-3.5	0.021	-14.4
VÝZTUŽ 1	700.0	16.4	-0.155	-108.2
VÝZTUŽ 2	0.0	23.0	-0.217	0.0
VÝZTUŽ 3	0.0	23.0	-0.217	0.0
VÝZTUŽ 4	0.0	23.0	-0.217	0.0

Sílová podmínka rovnováhy		Moment únosnosti	
$\Sigma F_i =$	0.0 kN	$M_{Rd} =$	122.6 kNm
<b>Posouzení:</b>	<b><math>M_{Rd} =</math> 122.6 kNm</b>	<b><math>M_{Ed} =</math> 0.0 kNm</b>	<b>Vyhovuje</b>



### Posouzení ohybové únosnosti - střed - 80 % oslabení

NÁVRH						GEOMETRIE	
umístění	$h_d$	$a$	$n$	$\emptyset$	$A_s$	trám	deska
	[m]	[m]	[ks]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[m]	[m]
dolní	0.0625	0.125	8.00	25	785.4	výška :	0.250 0.000
-	0	0.000	0.00	0	0.0	šířka :	1.000 0.000
-	0	0.000	0.00	0	0.0		
-	0	0.000	0.00	0	0.0		

BETON		BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ	
$f_{ck} =$	50.0 MPa	$f_{yk} =$	410.0 MPa
$\gamma_c =$	1.5 -	$\gamma_s =$	1.2 -
$\alpha_{cc} =$	0.9 -	$f_{yd} =$	356.5 MPa
$f_{cd} =$	28.3 MPa	$E_s =$	195.0 GPa
$\epsilon_c =$	-1.8 [10 <sup>-3</sup> ]	$\epsilon_{sd} =$	20.0 [10 <sup>-3</sup> ]
$\epsilon_{cu} =$	-3.5 [10 <sup>-3</sup> ]		
$c_{nom} =$	50.00 mm		

Pracovní diagram betonu

- - - Idealizovaný    — Návrhový

Pracovní diagram oceli

- - - Idealizovaný    — Návrhový

#### STANOVENÍ POLOHY NEUTRÁLNÉ OSY A MOMENTU ÚNOSNOSTI

Rozhodující materiál :	BETON	<a href="#">Vypočítat</a>
Poloha rozhodujících vláken	0.250 m	
Přetvoření v rozhodujících vláknech	-3.50 [10 <sup>-3</sup> ]	
Excentricita rozhodujících vláken	0.013 m	
<b>Vzdálenost N.O. od spodních vláken</b>	<b>0.237 m</b>	

Materiál	$F_i$	$\epsilon_{i,max}$	$e$	$M$
	[kN]	[10 <sup>-3</sup> ]	[m]	[kNm]
BETON	-280.0	-3.5	0.008	-2.3
VÝZTUŽ 1	280.0	46.2	-0.174	-48.8
VÝZTUŽ 2	0.0	62.8	-0.237	0.0
VÝZTUŽ 3	0.0	62.8	-0.237	0.0
VÝZTUŽ 4	0.0	62.8	-0.237	0.0

**Silová podmínka rovnováhy**

$\Sigma F_i =$             0.0 kN

**Moment únosnosti**

$M_{Rd} =$             51.1 kNm

**Posouzení:**     $M_{Rd} = 51.1 \text{ kNm}$     >     $M_{Ed} = 0.0 \text{ kNm}$

**Vyhovuje**





## Smyková únosnost - konzola

**GEOMETRIE**

h =	0.570 m
b <sub>w</sub> =	1.000 m
A <sub>c</sub> =	0.57 m <sup>2</sup>

**OCEL**

f <sub>ywk</sub> =	410.0 MPa
γ <sub>s</sub> =	1.15 -
f <sub>ywd</sub> =	356.5 MPa

**BETON**

f <sub>ck</sub> =	50.0 MPa
γ <sub>c</sub> =	1.5 -
f <sub>ctm</sub> =	2.9 MPa
f <sub>cd</sub> =	33.3 MPa
cotgΦ =	1.5 -

**BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ***Ohybová*

∅ =	16
n =	8.00 ks
c =	0.05 m
d =	0.502 m
z =	0.452 m

*Smyková*

∅ =	10 mm
A <sub>sw,1</sub> =	78.54 mm <sup>2</sup>
s =	200 mm
střížnost	5 -

**ZATÍŽENÍ**

N <sub>Ed</sub> =	0.0 kN
V <sub>Ed</sub> =	0.0 kN
M <sub>Ed</sub> =	0.0 kNm
T <sub>Ed</sub> =	0 kNm

**Únosnost ve smyku bez smykové výztuže**

součinitel tlačeního prvku	k =	1.63 -
součinitel tlačeního prvku	k <sub>1</sub> =	0.15 -
stupěň vyztužení ohyb. v.	ρ =	0.00320 -
prům. napětí od předpětí	σ <sub>cp</sub> =	0.00 MPa
redukční součinitel betonu	v <sub>min</sub> =	0.52 -

V <sub>Rd,c</sub> =	247.7 kN
V <sub>Rd,c,min</sub> =	258.8 kN

**V<sub>Rd,c</sub> = 258.8 kN****V<sub>Rd,c</sub> = 258.8 kN****V<sub>Ed</sub> = 0.0 kN****Není nutná smyková výztuž****Únosnost tlačené diagonály**

redukční součinitel betonu	v <sub>1</sub> =	0.48 -
prům. napětí od předpětí	σ <sub>cp</sub> =	0.00 MPa
součinitel napětí v tl. pásu	α <sub>cw</sub> =	1.00 -

**V<sub>Rd,max</sub> = 3336.4 kN****V<sub>Rd,max</sub> = 3336.4 kN****V<sub>Ed</sub> = 0.0 kN****Vyhovuje****Únosnost smykové výztuže**

plocha smykové výztuže	A <sub>sw</sub> =	392.7 mm <sup>2</sup>
stupěň vyztužení smyk. v.	ρ <sub>w,s</sub> =	0.00196 -
min .stupěň vyztužení	ρ <sub>min</sub> =	0.00138 -

**V<sub>Rd,s</sub> = 474.4 kN****ρ<sub>w,s</sub> = 0.00196 -****ρ<sub>min</sub> = 0.00138 -****Není nutná smyková výztuž****V<sub>Rd,s</sub> = 474.4 kN****V<sub>Ed</sub> = 0.0 kN****Není nutná smyková výztuž**

Výztuž : spony      ∅ 10      po 200 mm



## Smyková únosnost - podpora

**GEOMETRIE**

h =	0.500 m
b <sub>w</sub> =	1.000 m
A <sub>c</sub> =	0.5 m <sup>2</sup>

**OCEL**

f <sub>ywk</sub> =	410.0 MPa
γ <sub>s</sub> =	1.15 -
f <sub>ywd</sub> =	356.5 MPa

**BETON**

f <sub>ck</sub> =	50.0 MPa
γ <sub>c</sub> =	1.5 -
f <sub>ctm</sub> =	2.9 MPa
f <sub>cd</sub> =	33.3 MPa
cotgΦ =	1.5 -

**BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ***Ohybová*

∅ =	25
n =	8.00 ks
c =	0.05 m
d =	0.428 m
z =	0.385 m

*Smyková*

∅ =	10 mm
A <sub>sw,1</sub> =	78.54 mm <sup>2</sup>
s =	200 mm
střížnost	5 -

**ZATÍŽENÍ**

N <sub>Ed</sub> =	0.0 kN
V <sub>Ed</sub> =	0.0 kN
M <sub>Ed</sub> =	0.0 kNm
T <sub>Ed</sub> =	0 kNm

**Únosnost ve smyku bez smykové výztuže**

součinitel tlačného prvku	k =	1.68 -
součinitel tlačného prvku	k <sub>1</sub> =	0.15 -
stupěň vyztužení ohyb. v.	ρ =	0.00919 -
prům. napětí od předpětí	σ <sub>cp</sub> =	0.00 MPa
redukční součinitel betonu	v <sub>min</sub> =	0.54 -

V <sub>Rd,c</sub> =	309.4 kN
V <sub>Rd,c,min</sub> =	231.2 kN

V<sub>Rd,c</sub> = 309.4 kN

V<sub>Rd,c</sub> = 309.4 kN

V<sub>Ed</sub> = 0.0 kN

**Není nutná smyková výztuž****Únosnost tlačené diagonály**

redukční součinitel betonu	v <sub>1</sub> =	0.48 -
prům. napětí od předpětí	σ <sub>cp</sub> =	0.00 MPa
součinitel napětí v tl. pásu	α <sub>cw</sub> =	1.00 -

V<sub>Rd,max</sub> = 2841.2 kN

V<sub>Rd,max</sub> = 2841.2 kN

V<sub>Ed</sub> = 0.0 kN

**Vyhovuje****Únosnost smykové výztuže**

plocha smykové výztuže	A <sub>sw</sub> =	392.7 mm <sup>2</sup>
stupěň vyztužení smyk. v.	ρ <sub>w,s</sub> =	0.00196 -
min .stupěň vyztužení	ρ <sub>min</sub> =	0.00138 -

V<sub>Rd,s</sub> = 404.0 kN

ρ<sub>w,s</sub> = 0.00196 -

ρ<sub>min</sub> = 0.00138 -

**Není nutná smyková výztuž**

V<sub>Rd,s</sub> = 404.0 kN

V<sub>Ed</sub> = 0.0 kN

**Není nutná smyková výztuž**

Výztuž : spony ∅ 10 po 200 mm



## Smyková únosnost - střed

**GEOMETRIE**

h =	0.250 m
b <sub>w</sub> =	1.000 m
A <sub>c</sub> =	0.25 m <sup>2</sup>

**OCEĽ**

f <sub>ywk</sub> =	410.0 MPa
γ <sub>s</sub> =	1.15 -
f <sub>ywd</sub> =	356.5 MPa

**BETON**

f <sub>ck</sub> =	50.0 MPa
γ <sub>c</sub> =	1.5 -
f <sub>ctm</sub> =	2.9 MPa
f <sub>cd</sub> =	33.3 MPa
cotgΦ =	1.5 -

**BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ***Ohybová*

∅ =	25
n =	8.00 ks
c =	0.05 m
d =	0.178 m
z =	0.160 m

*Smyková*

∅ =	10 mm
A <sub>sw,1</sub> =	78.54 mm <sup>2</sup>
s =	200 mm
střížnost	5 -

**ZATÍŽENÍ**

N <sub>Ed</sub> =	0.0 kN
V <sub>Ed</sub> =	0.0 kN
M <sub>Ed</sub> =	0.0 kNm
T <sub>Ed</sub> =	0 kNm

**Únosnost ve smyku bez smykové výztuže**

součinitel tlačeního prvku	k =	2.00 -
součinitel tlačeního prvku	k <sub>1</sub> =	0.15 -
stupěň vyztužení ohyb. v.	ρ =	0.02212 -
prům. napětí od předpětí	σ <sub>cp</sub> =	0.00 MPa
redukční součinitel betonu	v <sub>min</sub> =	0.70 -

V <sub>Rd,c</sub> =	204.5 kN
V <sub>Rd,c,min</sub> =	124.3 kN

**V<sub>Rd,c</sub> = 204.5 kN**

**V<sub>Rd,c</sub> = 204.5 kN**

&gt;

**V<sub>Ed</sub> = 0.0 kN**

**Není nutná smyková výztuž****Únosnost tlačené diagonály**

redukční součinitel betonu	v <sub>1</sub> =	0.48 -
prům. napětí od předpětí	σ <sub>cp</sub> =	0.00 MPa
součinitel napětí v tl. pásu	α <sub>cw</sub> =	1.00 -

**V<sub>Rd,max</sub> = 1179.7 kN**

**V<sub>Rd,max</sub> = 1179.7 kN**

&gt;

**V<sub>Ed</sub> = 0.0 kN**

**Vyhovuje****Únosnost smykové výztuže**

plocha smykové výztuže	A <sub>sw</sub> =	392.7 mm <sup>2</sup>
stupěň vyztužení smyk. v.	ρ <sub>w,s</sub> =	0.00196 -
min .stupěň vyztužení	ρ <sub>min</sub> =	0.00138 -

**V<sub>Rd,s</sub> = 167.7 kN**

**ρ<sub>w,s</sub> = 0.00196 -**

&gt;

**ρ<sub>min</sub> = 0.00138 -**

**Není nutná smyková výztuž**

**V<sub>Rd,s</sub> = 167.7 kN**

&gt;

**V<sub>Ed</sub> = 0.0 kN**

**Není nutná smyková výztuž**

Výztuž : spony ∅ 10 po 200 mm



Normální zatížitelnost - O1							
Oblast NK	$M_{Ed,a}$ [kNm/m]	$M_{Ed,b}$ [kNm/m]	$M_{q,a}$ [kNm/m]	$M_{q,b}$ [kNm/m]	$M_{Rd}$ [kNm/m]	$V_{n,a}$ [-]	$V_{n,b}$ [-]
Konzola 1	-88.70	-75.39	-16.06	-21.41	287.79	164.87	131.92
Konzola 2	-69.21	-58.83	-23.55	-31.40	287.79	123.43	96.97
Horní deska - pravá podpora	-20.10	-17.09	-70.55	-94.06	297.62	52.32	39.67
Horní deska - střed	7.51	6.38	19.37	25.82	122.60	79.04	59.86
Horní deska - levá podpora	-53.31	-45.32	-68.42	-91.22	297.62	47.49	36.79
použité vozidlo:	13.30		t		$V_n =$	36	t
Výhradní zatížitelnost - O1							
Oblast NK	$M_{Ed,a}$ [kNm/m]	$M_{Ed,b}$ [kNm/m]	$M_{q,a}$ [kNm/m]	$M_{q,b}$ [kNm/m]	$M_{Rd}$ [kNm/m]	$V_{r,a}$ [-]	$V_{r,b}$ [-]
Konzola 1	-88.70	-75.39	-22.68	-30.24	287.79	789.99	632.09
Konzola 2	-69.21	-58.83	-49.01	-65.35	287.79	401.37	315.33
Horní deska - pravá podpora	-20.10	-17.09	-195.51	-260.69	297.62	127.75	96.85
Horní deska - pstřed	7.51	6.38	69.26	92.35	122.60	149.56	113.26
Horní deska - levá podpora	-53.31	-45.32	-202.62	-270.16	297.62	108.52	84.05
použité vozidlo:	90.00		t		$V_r =$	84	t
Vyjimečná zatížitelnost - O1							
Oblast NK	$M_{Ed,a}$ [kNm/m]	$M_{Ed,b}$ [kNm/m]	$M_{q,a}$ [kNm/m]	$M_{q,b}$ [kNm/m]	$M_{Rd}$ [kNm/m]	$V_{e,a}$ [-]	$V_{e,b}$ [-]
Konzola 1	-88.70	-75.39	-19.06	-25.41	287.79	1880.21	1504.39
Konzola 2	-69.21	-58.83	-19.07	-25.42	287.79	2063.54	1621.17
Horní deska - pravá podpora	-20.10	-17.09	-188.09	-250.79	297.62	265.58	201.35
Horní deska - pstřed	7.51	6.38	54.75	73.00	122.60	378.39	286.57
Horní deska - levá podpora	-53.31	-45.32	-188.97	-251.96	297.62	232.71	180.25
použité vozidlo:	180.00		t		$V_e =$	180	t
Normální zatížitelnost - O4							
Oblast NK	$M_{Ed,a}$ [kNm/m]	$M_{Ed,b}$ [kNm/m]	$M_{q,a}$ [kNm/m]	$M_{q,b}$ [kNm/m]	$M_{Rd}$ [kNm/m]	$V_{n,a}$ [-]	$V_{n,b}$ [-]
Konzola 1	-93.68	-79.63	-13.41	-17.88	287.79	192.49	154.82
Konzola 2	-75.06	-63.80	-21.05	-28.06	287.79	134.44	106.16
Horní deska - pravá podpora	-19.43	-16.52	-66.78	-89.04	297.62	55.41	41.99
Horní deska - střed	7.90	6.72	17.46	23.28	51.12	32.92	25.37
Horní deska - levá podpora	-62.37	-53.02	-64.56	-86.08	297.62	48.46	37.79
použité vozidlo:	13.30		t		$V_n =$	25	t
Výhradní zatížitelnost - O4							
Oblast NK	$M_{Ed,a}$ [kNm/m]	$M_{Ed,b}$ [kNm/m]	$M_{q,a}$ [kNm/m]	$M_{q,b}$ [kNm/m]	$M_{Rd}$ [kNm/m]	$V_{r,a}$ [-]	$V_{r,b}$ [-]
Konzola 1	-93.68	-79.63	-21.40	-28.53	287.79	816.49	656.70
Konzola 2	-75.06	-63.80	-45.26	-60.34	287.79	423.07	334.09
Horní deska - pravá podpora	-19.43	-16.52	-182.10	-242.81	297.62	137.49	104.20
Horní deska - pstřed	7.90	6.72	62.29	83.05	51.12	62.44	48.11
Horní deska - levá podpora	-62.37	-53.02	-188.93	-251.91	297.62	112.07	87.39
použité vozidlo:	90.00		t		$V_r =$	48	t
Vyjimečná zatížitelnost - O4							
Oblast NK	$M_{Ed,a}$ [kNm/m]	$M_{Ed,b}$ [kNm/m]	$M_{q,a}$ [kNm/m]	$M_{q,b}$ [kNm/m]	$M_{Rd}$ [kNm/m]	$V_{e,a}$ [-]	$V_{e,b}$ [-]
Konzola 1	-93.68	-79.63	-18.40	-24.53	287.79	1899.39	1527.67
Konzola 2	-75.06	-63.80	-18.43	-24.58	287.79	2077.44	1640.54
Horní deska - pravá podpora	-19.43	-16.52	-176.55	-235.40	297.62	283.63	214.95
Horní deska - pstřed	7.90	6.72	50.43	67.25	51.12	154.23	118.85
Horní deska - levá podpora	-62.37	-53.02	-244.79	-326.39	297.62	172.99	134.90
použité vozidlo:	180.00		t		$V_e =$	118	t



Normální zatížitelnost - P2							
Oblast NK	$M_{Ed,a}$ [kNm/m]	$M_{Ed,b}$ [kNm/m]	$M_{q,a}$ [kNm/m]	$M_{q,b}$ [kNm/m]	$M_{Rd}$ [kNm/m]	$V_{n,a}$ [-]	$V_{n,b}$ [-]
Konzola 1	-114.56	-97.38	-6.31	-8.42	287.79	364.93	300.85
Konzola 2	-91.92	-78.13	-9.66	-12.88	287.79	269.78	216.58
Horní deska - pravá podpora	-33.86	-28.78	-29.96	-39.95	297.62	117.08	89.50
Horní deska - střed	6.30	5.35	9.74	12.99	122.60	158.76	120.04
Horní deska - levá podpora	-74.41	-63.25	-28.36	-37.82	297.62	104.67	82.43
použité vozidlo:	13.30			t	$V_n =$	82	t
Výhradní zatížitelnost - P2							
Oblast NK	$M_{Ed,a}$ [kNm/m]	$M_{Ed,b}$ [kNm/m]	$M_{q,a}$ [kNm/m]	$M_{q,b}$ [kNm/m]	$M_{Rd}$ [kNm/m]	$V_{r,a}$ [-]	$V_{r,b}$ [-]
Konzola 1	-114.56	-97.38	-11.60	-15.47	287.79	1343.97	1107.97
Konzola 2	-91.92	-78.13	-23.72	-31.62	287.79	743.27	596.69
Horní deska - pravá podpora	-33.86	-28.78	-90.83	-121.11	297.62	261.35	199.79
Horní deska - střed	6.30	5.35	45.18	60.24	122.60	231.70	175.19
Horní deska - levá podpora	-74.41	-63.25	-93.11	-124.14	297.62	215.76	169.91
použité vozidlo:	90.00			t	$V_r =$	169	t
Vyjimečná zatížitelnost - P2							
Oblast NK	$M_{Ed,a}$ [kNm/m]	$M_{Ed,b}$ [kNm/m]	$M_{q,a}$ [kNm/m]	$M_{q,b}$ [kNm/m]	$M_{Rd}$ [kNm/m]	$V_{e,a}$ [-]	$V_{e,b}$ [-]
Konzola 1	-114.56	-97.38	-7.04	-9.39	287.79	4428.67	3651.00
Konzola 2	-91.92	-78.13	-7.11	-9.48	287.79	4961.14	3982.75
Horní deska - pravá podpora	-33.86	-28.78	-66.34	-88.45	297.62	715.70	547.11
Horní deska - střed	6.30	5.35	25.29	33.71	122.60	827.93	625.99
Horní deska - levá podpora	-74.41	-63.25	-66.55	-88.74	297.62	603.71	475.42
použité vozidlo:	180.00			t	$V_e =$	475	t
Normální zatížitelnost - pole							
Oblast NK	$M_{Ed,a}$ [kNm/m]	$M_{Ed,b}$ [kNm/m]	$M_{q,a}$ [kNm/m]	$M_{q,b}$ [kNm/m]	$M_{Rd}$ [kNm/m]	$V_{n,a}$ [-]	$V_{n,b}$ [-]
Konzola 1	-88.08	-74.87	-5.53	-7.38	287.79	480.12	383.91
Konzola 2	-66.29	-56.35	-8.41	-11.22	287.79	350.10	274.36
Horní deska - pravá podpora	-25.86	-21.98	-24.70	-32.93	297.62	146.35	111.33
Horní deska - střed	6.88	5.85	10.02	13.36	122.60	153.63	116.25
Horní deska - levá podpora	-39.99	-33.99	-24.50	-32.67	297.62	139.84	107.33
použité vozidlo:	13.30			t	$V_n =$	107	t
Výhradní zatížitelnost - pole							
Oblast NK	$M_{Ed,a}$ [kNm/m]	$M_{Ed,b}$ [kNm/m]	$M_{q,a}$ [kNm/m]	$M_{q,b}$ [kNm/m]	$M_{Rd}$ [kNm/m]	$V_{r,a}$ [-]	$V_{r,b}$ [-]
Konzola 1	-88.08	-74.87	-10.76	-14.35	287.79	1669.70	1335.12
Konzola 2	-66.29	-56.35	-19.76	-26.35	287.79	1008.90	790.64
Horní deska - pravá podpora	-25.86	-21.98	-84.73	-112.98	297.62	288.66	219.59
Horní deska - střed	6.88	5.85	45.69	60.91	122.60	227.97	172.50
Horní deska - levá podpora	-39.99	-33.99	-84.72	-112.96	297.62	273.69	210.05
použité vozidlo:	90.00			t	$V_r =$	172	t
Vyjimečná zatížitelnost - pole							
Oblast NK	$M_{Ed,a}$ [kNm/m]	$M_{Ed,b}$ [kNm/m]	$M_{q,a}$ [kNm/m]	$M_{q,b}$ [kNm/m]	$M_{Rd}$ [kNm/m]	$V_{e,a}$ [-]	$V_{e,b}$ [-]
Konzola 1	-88.08	-74.87	-5.17	-6.89	287.79	6955.91	5562.06
Konzola 2	-66.29	-56.35	-5.16	-6.89	287.79	7721.24	6050.88
Horní deska - pravá podpora	-25.86	-21.98	-64.03	-85.37	297.62	764.00	581.18
Horní deska - střed	6.88	5.85	26.21	34.95	122.60	794.73	601.36
Horní deska - levá podpora	-39.99	-33.99	-64.02	-85.35	297.62	724.41	555.96
použité vozidlo:	180.00			t	$V_e =$	555	t



Výsledky zatížitelnosti byly uvedeny pro místa nad opěrami O1, O4, P2 a v prostředním poli. Vynechalo se krajní pole a pilíř P3 z důvodu menších vnitřních sil než v ostatních řezech. Z vyhodnocení vnitřních sil lze vidět, že nad pilíři a v poli nevychází tak velký ohybový moment jako nad opěrami. Důvodem bylo i zvednutí dynamického součinitele v místě opěr na hodnotu  $\delta = 2$ , protože se jedná o místa náhle působící síly. Jelikož se předpokládalo stejné vyztužení ve všech místech, bylo patrné, že v místech nad pilíři a v poli bude vycházet zatížitelnost podstatně lépe než nad opěrami, kde došlo i k výraznému koroznímu oslabení.

Při posouzení zatížitelnosti smyku se postupovalo pouze zjednodušeně. Z výsledků vnitřních sil a smykové únosnosti lze vidět, že účinek zatížení nepřesáhne vypočtenou únosnost a zatížitelnost je tudíž vyšší než použitá zatížení v softwaru. Smykové posouzení není tedy kritické pro spolehlivost mostu.

## 6.4 Souhrn výsledků

Vypočítané zatížitelnosti řešené v podélném směru mostu se pohybovaly v mezích, které se očekávaly. Lze z nich vyvodit, že hlavním posudkem pro návrh a únosnost mostu byl posudek dodržení dekomprese ve spárách mezi segmenty. Zatížitelnosti pro posudek omezení napětí a MSÚ vycházely velmi dobře a funkčnost mostu na nich není závislá.

Rozhodujícím posudkem pro určení zatížitelnosti mostní konstrukce byla ohybová únosnost v horní desce u zárodečného segmentu v příčném směru. Na základě vypočtené zatížitelnosti v příčném směru v řezu nad pilířem P2 a v poli pro výztuž bez korozního oslabení lze konstatovat, že pro příčný směr má most velkou rezervu do únosnosti. Oslabení 80 % však značně oslabilo moment únosnosti a výsledné zatížitelnosti vycházely hůře než u podélného směru.

Zde je kompletní shrnutí výsledků zatížitelnosti:

	$V_n$ [t]	$V_r$ [t]	$V_e$ [t]
MSP - dekomprese	35	83	212
MSP - omezení napětí	44	107	239
MSÚ - ohybový moment - podélný	93	192	462
MSÚ - ohybový moment - příčný	25	48	118

Tabulka 14 - Souhrn vypočtených zatížitelností



## 7 Rekonstrukce

### 7.1 Zhodnocení stavu mostu

Na základě diagnostického průzkumu odpovídá kvalita prefabrikovaných segmentů původním předpokladům, a to třídě betonu C50/60 a žebříkové oceli 10 425. Nejhorší stav a největší degradace materiálu se objevuje v místech mostních závěrů nosné konstrukce. Nachází se zde vysoká koncentrace chloridových iontů, dochází ke karbonataci betonu a následné korozi betonářské výztuže. Na základě potenciálové mapy koroze jsou tato kritická místa. Zbytek nosné konstrukce byl v dobrém stavu bez zjištěných zásadních závad.

Nebylo zjištěno plošné oslabení předpínací výztuže korozí, která je v uspokojivém stavu. Lokálně byla zjištěna místa s lehkým korozním úbytkem. Nejhorší stav se nachází u opěr, které jsou nepříznivým místem z důvodu zatékání a zvýšené vlhkosti. Lokálně zde byla nalezena kotva bez injektážní malty s velmi rozvinutým korozním oslabením. Z hlediska globální odolnosti konstrukce však nemají koncové segmenty významný vliv.

Lze říct, že rozhodujícím místem pro funkčnost mostu je koncový segment u opěr. Historické zatékání do dané oblasti a vysoká koncentrace chloridových iontů způsobilo významné oslabení betonářské výztuže, degradaci betonu a potenciál k oslabení předpínací výztuže. Po výměně mostních závěrů v roce 2018 se stav zatékání velmi zlepšil, ale k obnažení betonářské výztuže již došlo a stav dané oblasti je pro zbytkovou životnost více než 50 let neudržitelný.

### 7.2 Návrh opatření

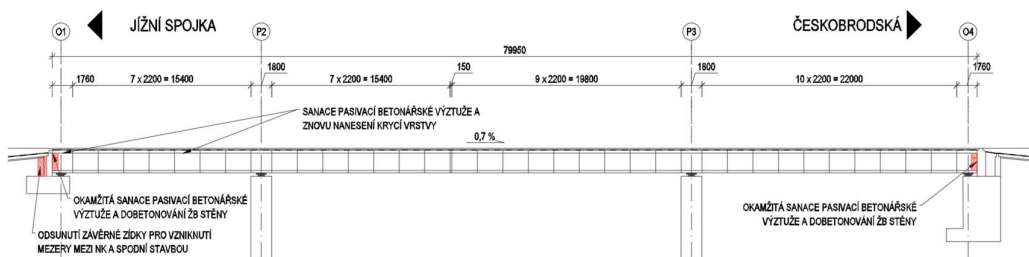
Z důvodu nevyhovující desky v příčném směru na ohybový moment by bylo možné problém vyřešit přidáním podepření nebo zvýšenou tloušťkou desky. S ohledem na degradaci materiálu v celé oblasti by se jevil jako nejvhodnější řešení dobetonování stěny v posledním segmentu a vytvořit masivnější příčník.

#### Akutní řešení

- Pasivace zkorodované výztuže
- Sanace betonu v podporové oblasti, která zajistí dostatečnou krycí vrstvu
- Dobetonovat a vyztužit stěnu opěrového segmentu

#### Dlouhodobé řešení

- Zajistit a udržovat funkčnost mostních závěrů a zamezit zatékání vody do konstrukce
- Sledovat stav oblastí u opěr
- Monitorovat celou konstrukci a zhodnotit její stav z dlouhodobého hlediska



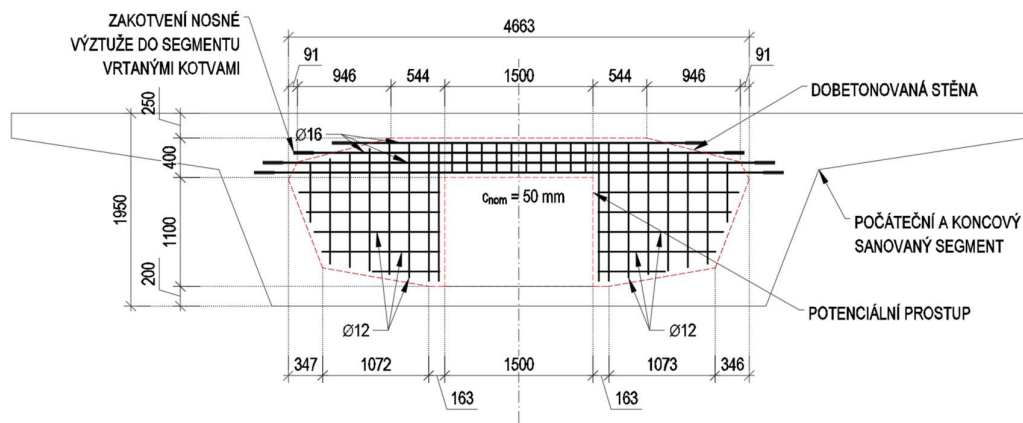
Obrázek 97 - Naznačení míst potřebných sanací

### 7.2.1 Dobetonování stěny

Představa je vytvořit ochranou vrstvu pro zkorodovanou výztuž a posílit ji přidanou betonářskou výztuží v příčném směru. Výztuž se navrhne hlavně pro horní okraj stěny lícující s horní deskou segmentu cca do hloubky 300 mm. Do této oblasti se předpokládá výztuž o průměru 16 a víc pro zajištění nahrazení příčné výztuže v horní desce. Ve zbylé oblasti stěny nehraje betonářská výztuž statickou roli a doporučuje se navrhnout výztuž pro splnění minimální plochy výztuže o průměru 12 a méně. Tloušťka stěny by se měla pohybovat okolo 500–1000 mm na základě rozsáhlosti degradace materiálu při provádění rekonstrukce, aby pokryla hlavní kritická místa v segmentu.

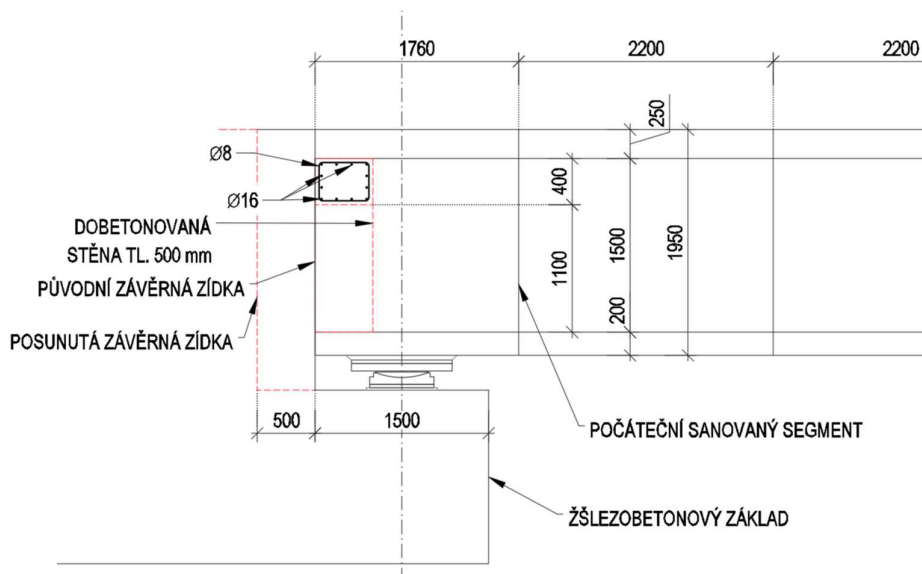
Při sanaci betonovou zdí by stálo i za zvážení odstranění a znovu vybetonování závěrné zídky ve větší vzdálenosti od nosné konstrukce. Nedocházelo by tím při vysokých teplotách k ničení materiálu.

Schématické nastínění dobetonované stěny:



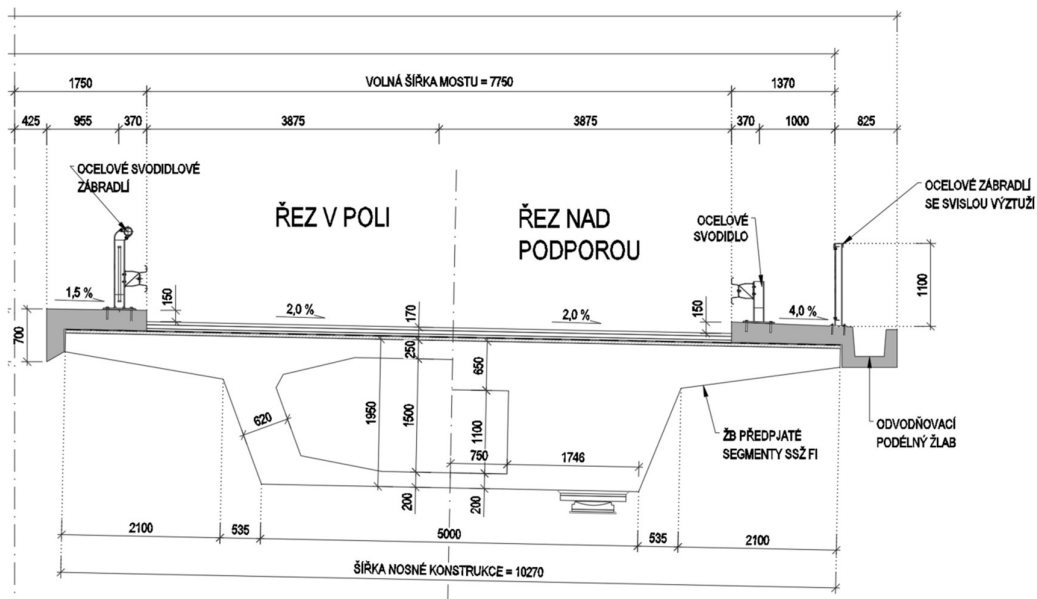
Obrázek 98 - Příčný řez sanace s potenciálním vyztužením





Obrázek 99 - Detail podélného řezu sanace s potenciálním vyztužením

Výsledný příčný řez v místě stěny a v poli:



Obrázek 100 - Příčný řez

Vytvořený prostor na prostup pravděpodobně není třeba a mohla by se vybetonovat celá zeď bez prostupu pro snazší vytvoření bednění. Zde bude záležet na majiteli mostu a na vyhodnocení, zda se posunu i závěrná zídka. Celkem se postaví 4 stěny na každém mostu dvě v krajních segmentech.



## 8 Závěr

Práce se zabývala vyhodnocením zatížitelnosti mostu Y-528 v Praze, který byl zařazen mimořádnou mostní prohlídkou do stavu V. – špatný. Na mostě byl proveden diagnostický průzkum, jenž posloužil jako hlavní zdroj informací o mostě a vycházelo se z něj při určování charakteristik mostu. Důvodem špatného stavu mostu jsou místa u mostních závěrů, kde docházelo k zatékání do konstrukce.

Vypočet zatížitelnosti se provedl pro podélný směr i pro příčný směr mostu. Potvrdila se zkušenost, že segmentové komorové mosty mají rozhodující stav při MSP – splnění dekomprese v průřezu. Tento stav byl rozhodující pro globální spolehlivost mostu a udával maximální zatížitelnost mostu, která by byla dostačující pro fungování mostu bez velkých zásahů a rekonstrukcí. V příčném směru byla ale rozhodujícím faktem zkorodovaná výztuž u opěry O4, kde došlo k oslabení výztuže horní desky o 80 %. Lokální únosnost desky rozhodla o výsledné zatížitelnosti mostu.

Na závěr práce byla nastíněna potřebná opatření pro splnění životnosti mostu 100 let. Navrženo bylo řešení dobetonování stěny, které by zakrylo zkorodovanou výztuž, lokální únosnost by razantně stoupla a most by mohl mít zatížitelnost danou globálním posudkem splnění dekomprese.



## Zdroje a citovaná literatura

- [1] ČSN EN 1992-2, Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady. 1. Praha: Český normalizační institut, 2014
- [2] ČSN EN 1992-1-1, Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. 2. Praha: Český normalizační institut, 2019
- [3] ČSN EN 1991-1-5, Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou. 1. Praha: Český normalizační institut, 2005
- [4] HRDOUŠEK, Vladislav. *Betonové mosty 2*. 1. Praha: ČVUT v Praze, 2005. ISBN 80-01-03321-x
- [5] DAHINTER, Karel a POPSIMOV, Petr. Segmentové silniční mosty systému Freyssinet International vyráběné v České republice. *BETON*. 2018, s. 58-66
- [6] Prof. Ing. Jiří STRÁSKÝ, DSC. a Ing. Radim NEČAS, PH.D. *Betonové mosty II*. Online. 1. Vysoké učení technické v Brně, 2007. [cit. 2024-01-03]
- [7] TK 21, *Betonové mosty*. 1. Český svaz stavebních inženýrů, 2001
- [8] ÚNMZ. ČSN 73 6222, *Zatížitelnost mostů pozemních komunikací*. 1. 2013
- [9] TP 200 - *Stanovení zatížitelnosti mostů PK navržených podle norem a předpisů platných před účinností EN*. 1. Fakulta stavební Praha: Ministerstvo dopravy, 2018
- [10] ČSN EN 1991-1-1, Eurokód 1. *Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. 1. Praha: Český normalizační institut, 2004
- [11] ČSN EN 1991-2, Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou*. 2. Praha: Český normalizační institut, 2017
- [12] *Výpočet zatížitelnosti trémového mostu*. Online. DRAHORÁD, Ing. Michal. Dostupnéz: [https://people.fsv.cvut.cz/www/drahomic/Pomucky/Vzor/BEM1\\_Pr1\\_z\\_atiz.pdf](https://people.fsv.cvut.cz/www/drahomic/Pomucky/Vzor/BEM1_Pr1_z_atiz.pdf). [cit. 2024-01-04]
- [13] *Hodnocení a správa mostů, opravy a rekonstrukce mostů*. Online. DRAHORÁD, Ing. Michal. Dostupnéz: [https://concrete.fsv.cvut.cz/~drahomic/Vyuka/BM01/Prednasky/BM01\\_Pr12.pdf](https://concrete.fsv.cvut.cz/~drahomic/Vyuka/BM01/Prednasky/BM01_Pr12.pdf). [cit. 2024-01-04]
- [14] *Prefabrikované konstrukce*. Online. DRAHORÁD, Ing. Michal. Dostupné z: [https://people.fsv.cvut.cz/www/drahomic/Vyuka/BM01/Prednasky/BM01\\_Pr10.pdf](https://people.fsv.cvut.cz/www/drahomic/Vyuka/BM01/Prednasky/BM01_Pr10.pdf). [cit. 2024-01-04]



## Seznam obrázků

Obrázek 1 - První prefabrikované předpjaté segmentové mosty v ČR [5].....	5
Obrázek 2 – Základní rozměry segmentu SSŽ-FI .....	5
Obrázek 3 – Most Trmice (1. generace) .....	6
Obrázek 4 – Most Koštov (1. generace) .....	6
Obrázek 5 – Most u Chomutova (2. generace) .....	7
Obrázek 6 – segment použitý pro most u Prackovic (2. generace) .....	7
Obrázek 7 – Prefabrikovaný segment SSŽ-FI první generace .....	8
Obrázek 8 – Metoda dlouhé dráhy .....	9
Obrázek 9 – Metoda krátké dráhy .....	9
Obrázek 10 – Montáž na skruži.....	10
Obrázek 11 – Montáž na skruži.....	11
Obrázek 12 – Letmá montáž .....	12
Obrázek 13 – Montáž mostu metodou letmé montáže.....	12
Obrázek 14 - Podélný řez mostu z mostního listu z mostního listu	Obrázek 15 – Příčný řez mostem 14
Obrázek 16 - Zeměpisná poloha mostu .....	15
Obrázek 17 – Pohled na spodní líc a boční stranu NK.....	16
Obrázek 18 – Kabely předpětí na mostě v Liberci .....	16
Obrázek 19 - Výkres půdorysu spodní stavby z původní projektové dokumentace.....	17
Obrázek 20 – O1 (vlevo nahoře), O4 (vpravo nahoře), P2 (vlevo dole), P3 (vpravo dole).....	18
Obrázek 21 – levé ložisko O1 (vlevo), levé ložisko O4 (vpravo).....	18
Obrázek 22 – šířkové uspořádání ve směru staničení (vlevo), mostní závěr nad O1 (vpravo) .....	19
Obrázek 23 - Žlutozelená fluorescence zaznamenání na vzorku .....	22
Obrázek 24 – Schéma umístění provedení sond.....	23
Obrázek 25 – Betonářská výztuž na horní desce prvního segmentu .....	24
Obrázek 26 – Potenciálová mapa koroze výztuže.....	25
Obrázek 27 - Fotografie mostu pořízené autorem .....	28



Obrázek 28 – Nody a elementy v programu MIDAS Civil.....	29
Obrázek 29 – Model konstrukce 1 – prutový model.....	30
Obrázek 30 – Modelování průřezu konstrukce.....	30
Obrázek 31 – Model konstrukce 2 – roštový model .....	31
Obrázek 32 – Sestava zatížení – Normální zatížitelnost .....	35
Obrázek 33 – Schéma půdorysu normální zatížitelnosti.....	36
Obrázek 34 – Schéma půdorysu normální zatížitelnosti pro výpočet .....	36
Obrázek 35 – Schéma v podélném směru normální zatížitelnosti.....	37
Obrázek 36 – Zadání normální zatížitelnosti do SW .....	37
Obrázek 37 – Sestava zatížení – Výhradní zatížitelnost – šestnápravové vozidlo .....	38
Obrázek 38 – Sestava zatížení – Výhradní zatížitelnost – dvounápravové a třinápravové vozidlo .....	39
Obrázek 39 – Zadání výhradní zatížitelnosti do SW.....	39
Obrázek 40 – Sestava zatížení – Výjimečná zatížitelnost.....	40
Obrázek 41 – Zadání výjimečné zatížitelnosti do SW .....	40
Obrázek 42 – Dynamické součinitele v závislosti na vlastní frekvenci.....	42
Obrázek 43 – Zatížení nerovnoměrnou složkou teploty.....	44
Obrázek 44 – Výkres vedení kabelů předpětí na mostě u Liberce.....	46
Obrázek 45 – Výkres vedení kabelů předpětí na mostě u Liberce.....	46
Obrázek 46 – Schéma vedení kabelů předpětí .....	46
Obrázek 47 – Schéma vedení kabelů předpětí .....	46
Obrázek 48 – Schéma vedení kabelů předpětí .....	46
Obrázek 49 – 1. fáze výstavby konstrukce .....	47
Obrázek 50 – 2. fáze výstavby konstrukce .....	48
Obrázek 51 – 3. fáze výstavby konstrukce .....	48
Obrázek 52 – 4. fáze výstavby konstrukce .....	48
Obrázek 53 – 5. fáze výstavby konstrukce .....	48
Obrázek 54 – 6. fáze výstavby konstrukce .....	48
Obrázek 55 – 7. fáze výstavby konstrukce .....	49



Obrázek 56 – 8. fáze výstavby konstrukce .....	49
Obrázek 57 – 9. fáze výstavby konstrukce .....	49
Obrázek 58 – 10. fáze výstavby konstrukce .....	49
Obrázek 59 – 11. fáze výstavby konstrukce .....	50
Obrázek 60 – 12. fáze výstavby konstrukce .....	50
Obrázek 61 – 13. fáze výstavby konstrukce .....	50
Obrázek 62 – 14. fáze výstavby konstrukce .....	50
Obrázek 63 – My – vlastní tíha .....	51
Obrázek 64 – My – ostatní stálé zatížení .....	52
Obrázek 65 – My – předpětí .....	52
Obrázek 66 – My obálka – teplota .....	52
Obrázek 67 – My obálka – kombinace 6.10a bez dopravy .....	53
Obrázek 68 – My obálka – normální zatížitelnost .....	53
Obrázek 69 - My – obálka – výhradní zatížitelnost .....	53
Obrázek 70 – My obálka – výjimečná zatížitelnost .....	54
Obrázek 71 – $\sigma_x$ – dolní vlákna – častá kombinace bez dopravy .....	54
Obrázek 72 – $\sigma_x$ – horní vlákna – normální zatížitelnost .....	55
Obrázek 73 – $\sigma_x$ – dolní vlákna – normální zatížitelnost .....	55
Obrázek 74 – $\sigma_x$ – horní vlákna – výhradní zatížitelnost .....	55
Obrázek 75 – $\sigma_x$ – dolní vlákna – výhradní zatížitelnost .....	56
Obrázek 76 – $\sigma_x$ – horní vlákna – výjimečná zatížitelnost .....	56
Obrázek 77 – $\sigma_x$ – dolní vlákna – výjimečná zatížitelnost .....	56
Obrázek 78 – $\sigma_1$ – horní vlákna – charakteristická kombinace bez dopravy .....	57
Obrázek 79 – $\sigma_1$ – dolní vlákna – charakteristická kombinace bez dopravy .....	57
Obrázek 80 – fcd – fct .....	57
Obrázek 81 – příčný řez idealizovaný desko-stěnový model .....	58
Obrázek 82 – desko-stěnový model konstrukce .....	58
Obrázek 83 – výsledné plochy kol po roznosu na střednici .....	60
Obrázek 84 – Ohybový moment od kombinace zatížení 6.10a bez dopravy .....	61



Obrázek 85 – Ohybový moment od kombinace zatížení 6.10b bez dopravy .....	61
Obrázek 86 – Ohybový moment od zatížení normální zatížitelností .....	62
Obrázek 87 – Ohybový moment od zatížení výhradní zatížitelností.....	62
Obrázek 88 – Ohybový moment od zatížení výjimečnou zatížitelností .....	62
Obrázek 89 - Posouvající síla od zatížení kombinací 6.10a + normální zatížitelnost .....	63
Obrázek 90 - Posouvající síla od zatížení kombinace 6.10a + výhradní zatížitelnost.....	63
Obrázek 91 - Posouvající síla od kombinace 6.10a + vyjimečná zatížitelnost.....	63
Obrázek 92 – $M_{Rd}$ .....	70
Obrázek 93 – $V_{Rd}$ .....	70
Obrázek 94 – $T_{Rd}$ .....	71
Obrázek 95 – Schematicky naznačené posuzované řezy .....	76
Obrázek 96 – Posouzená místa v příčném směru .....	76
Obrázek 97 - Naznačení míst potřebných sanaci .....	90
Obrázek 98 - Příčný řez sanace s potenciálním vyztužením .....	90
Obrázek 99 -Detail podélného řezu sanace s potenciálním vyztužením .....	91
Obrázek 100 - Příčný řez .....	91



## Seznam tabulek

Tabulka 1 – Rozdíl mezi návrhem nového mostu a určením zatížitelnosti.....	2
Tabulka 2 – Klasifikace mostních konstrukcí [13] .....	2
Tabulka 3 – Statistické vyhodnocení pro NK z diagnostického průzkumu.....	21
Tabulka 4 – Vyhodnocení zkoušky CHRL.....	21
Tabulka 5 – Hloubka karbonátace v provedených vrtech.....	22
Tabulka 6 – Procentuální oslabení výztuže v místě sond.....	24
Tabulka 7 – Zatížení vlastní tíhou.....	32
Tabulka 8 – Ostatní stálé zatížení pro prutový model .....	33
Tabulka 9 – Historické sestavy zatížení.....	34
Tabulka 10 – Sestava zatížení z roku 1968 pro třinápravové vozidlo .....	34
Tabulka 11 – Náhradní délky $L_d$ pro výpočet dynamického součinitele.....	41
Tabulka 12 – Zatížení rovnoměrnou složkou teploty.....	43
Tabulka 13 – Ostatní stálé zatížení pro desko-stěnový model .....	59
Tabulka 14 - Souhrn vypočtených zatížitelností .....	88