

**ČESKÉ VYSOKÉ  
UČENÍ TECHNICKÉ  
V PRAZE**

**FAKULTA STAVEBNÍ**



**STANOVENÍ ZATÍŽITELNOSTI A  
NÁVRH OPRAVY SEGMENTOVÉHO  
DÁLNIČNÍHO MOSTU**

**2021**

**ADAM**

**TRABALKA**



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Thákurova 7, 166 29 Praha 6

## ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Trabalka

Jméno: Adam

Osobní číslo: 468237

Zadávající katedra: K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

### II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Stanovení zatížitelnosti a návrh opravy segmentového dálničního mostu

Název diplomové práce anglicky: Assessment and renewal design of segmental highway bridge

Pokyny pro vypracování:

- hodnocení stávajícího stavu mostu, stanovení zatížitelnosti s ohledem na typ konstrukce a postup výstavby
- návrh opravy mostu a možností případného zvýšení zatížitelnosti mostu

Seznam doporučené literatury:

Projektová dokumentace mostu (podklad pro zpracování DP)

Diagnostický průzkum (Pontex s.r.o.)

Jméno vedoucího diplomové práce: Michal Drahorád

Datum zadání diplomové práce: 24/9/2021

Termín odevzdání diplomové práce: 31. 2022

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

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

### III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

# Prohlášení o původnosti závěrečné práce

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci s názvem Stanovení zatížitelnosti a návrh opravy segmentového dálničního mostu vypracoval samostatně s použitím uvedené literatury a pramenů.

V Děčíně, dne 1.1.2022

Adam Trabalka

# Poděkování

Chtěl bych mockrát poděkovat panu ing. Michalu Drahorádovi za jeho vedení v této diplomové práci, vždy mě správně a pochopitelně směřoval k jejímu dokončení. Často si našel čas na naše konzultace a mnohokrát mi poradil i v občas bezradných chvílích. Tímto mu chci poděkovat za jeho ochotu a trpělivost. Taktéž bych rád poděkoval panu ing. Václavu Machovi za poskytnutí informací o výstavbě mostu včetně fotek a výkresů.

Děkuji své rodině a svým blízkým, kteří mě vždy za jakékoliv situace podporují.



## Abstrakt

Tato diplomová práce se zabývá návrhem opravy segmentového dálničního mostu. Most se nachází v České republice, blízko vesnice Koberovice v kraji Vysočina. Jedná se o mosty D1-079..1 a D1-079..2 převádějící dálnici D1 přes Lohenický potok. Konstrukce má tři pole a skládá se z komorových průřezů. V této práci se zabývám návrhem oprav levého i pravého mostu, vytvořením výpočtového modelu v programu SCIA Engineer včetně zohlednění postupu a fází výstavby a určením zatížitelnosti.

## Klíčová slova

Segmentový dálniční most, prefabrikovaný most, fáze výstavby a provozu, časově závislá analýza, TDA, návrh segmentového mostu, rekonstrukce mostu, návrh opravy mostu, stanovení zatížitelnosti, komorový most

## Abstract

The diploma thesis focuses on segmental highway bridge's design of renovation. The structure is located in Czechia, near a village Koberovice in Vysočina region. The bridges are named D1-079 1 and D1-079 2, the structure overpasses the highway D1 over the Lohenický brook. The structure is made of box girder cross sections and has three spans. The thesis deals with renewal of both bridges, creating a structural analysis model in programme SCIA Engineer including taking in consideration construction stages and bridge load capacity analysis.

## Keywords

Segmental highway bridge, precast bridge, construction stages, time dependant analysis, TDA, design of segmental bridge, bridge renovation, bridge renewal design, bridge load capacity analysis, bridge load capacity, box girder bridge

## Obsah

1	Úvod .....	8
1.1	Podklady .....	8
1.1.1	Projektová dokumentace .....	8
1.1.2	Diagnostický průzkum a mimořádná prohlídka mostu.....	8
1.2	Popis stávající konstrukce.....	10
1.2.1	Popis objektu .....	10
1.2.2	Poloha.....	10
1.2.3	Popis jednotlivých částí mostu .....	11
1.2.4	Statické schéma .....	13
2	Specifikace typu konstrukce a materiálů.....	14
2.1	Specifikace konstrukce .....	14
2.1.1	Technologie segmentových mostů.....	14
2.1.2	Výroba segmentů .....	15
2.1.3	Montážní postup .....	15
2.1.4	Předpětí segmentových mostů.....	15
2.2	Specifikace materiálů .....	17
2.2.1	Beton .....	17
2.2.2	Betonářská výztuž.....	17
2.2.3	Předpínací výztuž.....	18
3	Výpočtové modely.....	19
3.1	Deskostěnový model .....	19
3.1.1	Popis modelu, průřezů a zvolených materiálů .....	19
3.1.2	Zatížení .....	20
3.1.3	Kombinace zatížení pro určení roznosu .....	32
3.1.4	Roznos zatížení .....	32
3.1.5	Převod zatížení na prutový model.....	36
3.2	Prutový model TDA s fázemi výstavby .....	36
3.2.1	Popis modelu, průřezů a zvolených materiálů .....	36
3.2.2	Zatížení .....	40
3.2.3	Postup výstavby.....	46
3.2.4	Předpětí .....	48
3.2.5	Fáze výstavby.....	49
3.2.6	Pojezd vozidel dopravy .....	58
3.2.7	Vytvoření obálky momentů a posouvajících sil .....	58

3.2.8	Kombinace zatížení MSÚ .....	65
3.2.9	Únosnost konstrukce .....	65
4	Stanovení zatížitelnosti .....	70
4.1	Úvod .....	70
4.2	Stanovení zatížitelnosti na základě dosažení MSÚ .....	70
4.3	Stanovení zatížitelnosti na základě dosažení MSÚ .....	73
4.3.1	Charakteristická kombinace - dekomprese .....	73
4.3.2	Častá kombinace – dekomprese .....	79
4.3.3	Častá kombinace – tlaková rezerva .....	83
4.3.4	Shrnutí omezení napětí .....	84
5	Rekonstrukce .....	85
5.1	Současný stav mostu dle shrnutí výsledků zkoušek .....	85
5.1.1	Pevnost betonu v tlaku .....	86
5.1.2	Nasákavost betonu .....	86
5.1.3	Objemová hmotnost betonu .....	86
5.1.4	Odolnost povrchu proti vodě a CHRL .....	86
5.1.5	Kontaminace chloridovými ionty .....	87
5.1.6	Karbonatace betonu .....	87
5.1.7	Ověření tloušťky krycí vrstvy betonu .....	87
5.1.8	Ověření stavu betonářské výztuže .....	88
5.1.9	Korozní potenciálová mapa předpínací výztuže .....	89
5.1.10	Ověření stavu původní předpínací výztuže .....	89
5.1.11	Měření aktuální hodnoty předpínací síly v dodatečných volných kabelech .....	89
5.1.12	Ověření korozního stavu lan volných kabelů .....	89
5.1.13	Podrobné prohlídky prvků dodatečného předpětí .....	89
5.2	Návrh příčného řezu .....	90
5.3	Návrhy na odstranění závad, sanace, údržbu a opatření .....	91
5.3.1	Pravidelné úkony .....	91
5.3.2	Nutné odstranit do 1 roku .....	92
5.3.3	Nutné odstranit do 2 let .....	92
6	Závěr .....	93
7	Literatura a podklady .....	94
	Seznam obrázků .....	96
	Seznam tabulek .....	99

# 1 Úvod

## 1.1 Podklady

Podkladem mi byla projektová dokumentace ŘSD firmy Mott MacDonald pro seznámení se s místem polohy mostu, konstrukcí samotnou, její geometrií, uložením, předpětím a dalšími souvisejícími informacemi.

Jako další mi posloužil diagnostický průzkum provedený na tomto mostě v roce 2020 provedený firmou Pontex. Informace tohoto průzkumu jsem využil při vytváření výpočtových modelů, zejména při volbě parametrů materiálu. Využil jsem poznatků a obrázků, díky kterým jsem si mohl lépe vyjasnit mé nejasnosti, které nejdou vyčíst ze samotné projektové dokumentace.

Poznatky o současném stavu mostu jsem získával z tohoto průzkumu a ještě z mimořádné prohlídky mostu, provedené v rámci diagnostického průzkumu.

Prostudoval jsem si taktéž dostupné informace o mostě z odborných článků a např. informačních letáků o rekonstrukci. Údaje jsem zužitkoval pro vypracování alternativního návrhu rekonstrukce mostu a určení zatížitelnosti mostu u Koberovic.

### 1.1.1 Projektová dokumentace

Projektová dokumentace obsahovala příčné řezy obou mostů D1-079..1 a D1-079..2 nad pilířem a v poli, dále podélné řezy opět obou mostů a posledně půdorys. Všechny výkresy byly okótované, s popisky, vedením předpětí a skladbami.

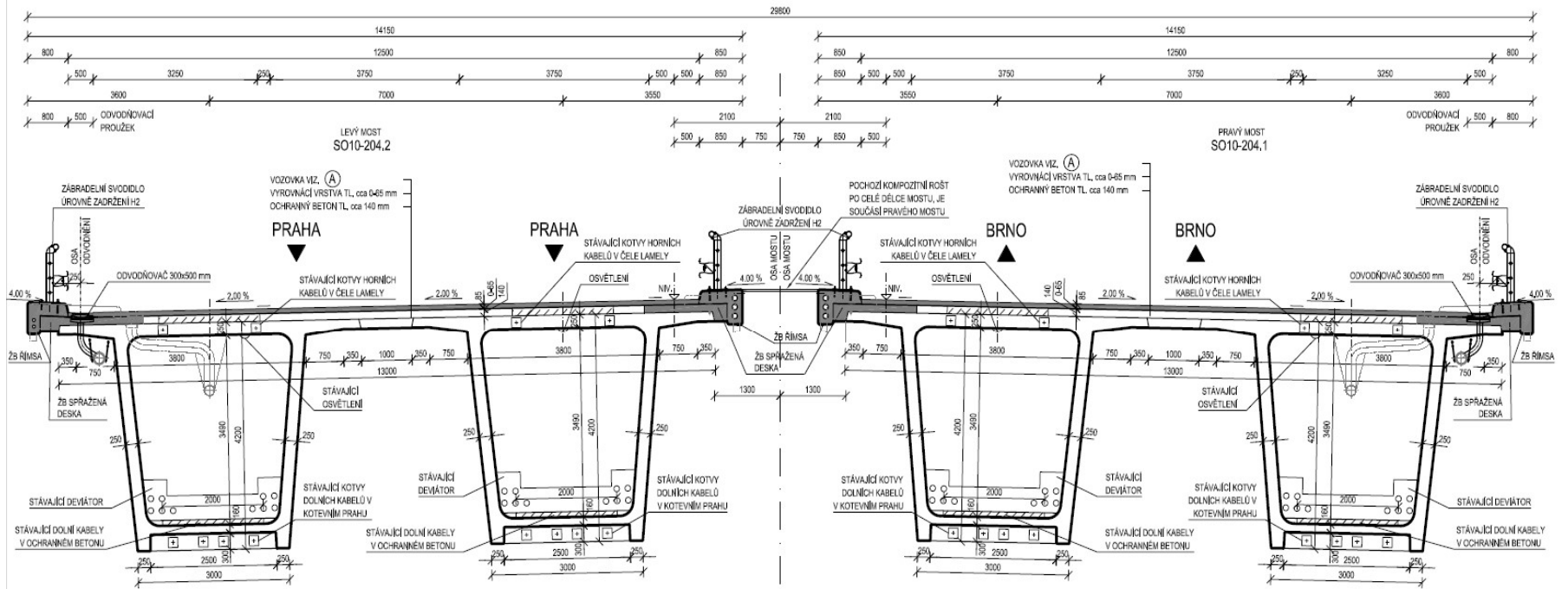
### 1.1.2 Diagnostický průzkum a mimořádná prohlídka mostu

Průzkum byl potřeba z důvodu rekonstrukce svršku mostu, při prohlídce se zjistila značná koroze betonářské výztuže a doporučilo se ověřit stav stávající předpínací výztuže, tak i síly ve volných vnitřních kabelech předpětí.

Diagnostickým průzkumem byly provedeny tyto práce:

- ověření kvality betonu (pevnost v tlaku, objemová hmotnost, nasákavost)
- ověření kvality betonu jádra pilířů (pilíře jsou tvořeny ztraceným bedněním vyplněným betonem)
- stanovení odolnosti betonu proti vlivu vody a mrazu (CHRL)
- stanovení hloubky karbonatace
- obsah chloridů ve vzorcích
- ověření stavu betonářské výztuže a její krycí vrstvy
- ověření předpětí, kotev, deviátorů
- fotodokumentace
- a další

PŘÍČNÝ ŘEZ V POLI 1:50



Obrázek 1 příčný řez z projektové dokumentac

## 1.2 Popis stávající konstrukce

### 1.2.1 Popis objektu

Most tvoří levý a pravý most. Most D1-079..1 je pravým a most D1-079..2 je levým mostem. Mosty převádí dálnici D1 přes údolí Lohenického potoka. Mosty jsou staré cca 44 let, dle mostní databáze byly postaveny v roce 1976. Jedná se o segmentový most o třech polích. Jejich teoretická rozpětí jsou 54+75+54 metrů, je tedy podélně symetrický. Obě mostní konstrukce dohromady spolu tvoří tzv. sdružený rám, obě mají stejný příčný řez a jsou i příčně symetrické.



Obrázek 2 výstavba mostu u Koberovic

### 1.2.2 Poloha

Most leží poblíž obce Koberovice severozápadně od Jihlavy. Liniové značení 81,219 km D1. Souřadnice mostu jsou N49°34'53,41'', E15°15'41,79''.



Obrázek 3 poloha mostu

## 1.2.3 Popis jednotlivých částí mostu

### 1.2.3.1 Nosná konstrukce

Nosná konstrukce je tvořena zárodky nad pilíři, komorovými segmenty. Dohromady je nosná konstrukce v příčném řezu tvořena dvojicí betonových komorových nosníků. Nosná konstrukce je letmo montovaná a podélně předpjatá.

#### 1.2.3.1.1 Zárodky

Na pilířích byly provedeny monolitické zárodky, průřezem se jedná o komorové nosníky s vnitřním diafragmatem a průřezem umožňujícím kontroly, revize a údržbu vnitřních prostor komory. Zárodky mají silnější stěny oproti segmentům v poli.

#### 1.2.3.1.2 Segmenty

Segmenty byly letmo montovány oboustranně symetricky od pilířových zárodků směrem do polí. Jedná se o komorové průřezy výšky 4,2 m, délky segmentů jsou 2,0, 2,5 a 3,0 m. Tloušťka stěn je proměnná 250 do 650 mm, tloušťka horní desky komor je konstantních 250 mm, tloušťka dolní desky je od 160 do 460 mm. Tloušťka stěn a dolní desky se směrem od pilířů do polí zmenšuje. Naopak délka segmentů se směrem do pole zvětšuje. Přibližná tíha každého segmentu by z tohoto důvodu měla být přibližně podobná.

Segmenty jsou v příčném směru na sebe připojeny monolitickou dobetonávkou železobetonové desky šířky jednoho metru mezi horními přírubami. Spáry mezi segmenty jsou lepené, některé dobetonované.

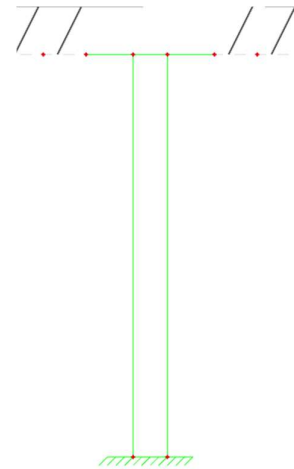
#### 1.2.3.1.3 Mostovka

Mostovka je tvořena spřaženou železobetonovou deskou na horních přírubách tloušťky cca 140 mm.

### 1.2.3.2 Spodní stavba

#### 1.2.3.2.1 Pilíře

Středové podpěry monolitické železobetonové. Jsou členěné do dvou stojek, které jsou vzájemně propojeny, jednotlivé stojky jsou tvořeny betonovými prefabrikovanými rámy (ztracené bednění) z betonu B330 vyplněnými betonem. Pilíře jsou vetknuté do nosné konstrukce mostu a společně tvoří sdružený rám o třech polích.



Obrázek 4 stojky pilířů

#### 1.2.3.2.2 Opěry

Opěry jsou masivní a tížného typu. Dřívky opěr jsou z prostého betonu třídy B170. Železobetonové úložné prahy jsou z betonu B250. Při rekonstrukci v letech 1998-2000 byl úložný práh částečně odbourán a nově dobetonován včetně nových závěrných zídek a křídel.

#### 1.2.3.2.3 Mostní závěry

Na obou stranách mostu jsou na opěrách osazeny nové lamelové mostní závěry s rozsahem dilatačního pohybu 2x80 mm. Konkrétněji se jedná o typ mostního závěru FREYSSIMOD LW160.

#### 1.2.3.2.4 Ložiska, klouby, spojení

Na opěrách se pod každou komorou nachází dvojice elastomerových ložisek. Ta jsou usazena na plastbetonových blocích. Pilíře jsou s nosnou konstrukcí (zárodky komor) spojeny rámově.

#### 1.2.3.3 Založení

Dle původní dokumentace je založení mostu plošné na skalním podkladu. Základy mostu jsou nepřístupné. Základová spára je zalomená.

#### 1.2.3.4 Mostní svršek

##### 1.2.3.4.1 Vozovka

Na mostech je provedena dvouvrstvá vozovka celkové tloušťky 85 mm včetně izolace. Skladba je následující:

- Obrusná vrstva SMA 11 S PBM 45/80-60 N mm
- Spojovací postřik PS-EP (C60BP5) 0,2 kg/m<sup>2</sup>
- Ochrana izolace litý asfalt MA 11 IV 40 mm
- Izolace NAIP s pečetící vrstvou 5 mm

##### 1.2.3.4.2 Římsy

Římsy jsou navrženy železobetonové monolitické. Vnitřní římsa má šířku 0,8 m o sklonu horního povrchu 4,0 % a dolního povrchu 2,5%. Římsy jsou ukotvené do nosné konstrukce talířovými kotvami. Vnější římsa má šířku 1,5 m se sklonem stejným jako u vnitřní římsy. Vnější římsa je širší z důvodu zavedení revizního chodníku.

##### 1.2.3.4.3 Izolační systém vozovky

Na mostě je zhotovena celoplošná izolace natavitelných asfaltových izolačních pásů NAIP tloušťky 5 mm. Izolace je natavena na pečetící vrstvu speciální epoxidové pryskyřice.

##### 1.2.3.4.4 Odvodnění mostu

Objekt je odvodňován podélným sklonem mostu a taktéž příčným sklonem směrem níže položeným římsám. Zde je zhotoven odvodňovací proužek, z něj je voda dále odváděna pomocí mostních odvodňovačů směrem za opěry, tam jsou napojeny do podélného svodu. Odvodňovače jsou vybaveny též lapači splavenin.

#### 1.2.3.5 Mostní vybavení

##### 1.2.3.5.1 Svodidla, zábradelní svodidla a zábradlí

Na vnitřních římsách jsou osazena ocelová zábradelní svodidla MS4/H2. Svodnice jsou napojeny na silniční svodidla za mostem. Výška svodnice nad vozovkou je min. 0,75 m a výška madla je nad povrchem min. 1,20 m.

Na vnějších římsách jsou osazena ocelová svodidla s úrovní zadržetí H2. Na vnější straně římsy je navrženo ocelové zábradlí se svislou výplní výšky 1100 mm.



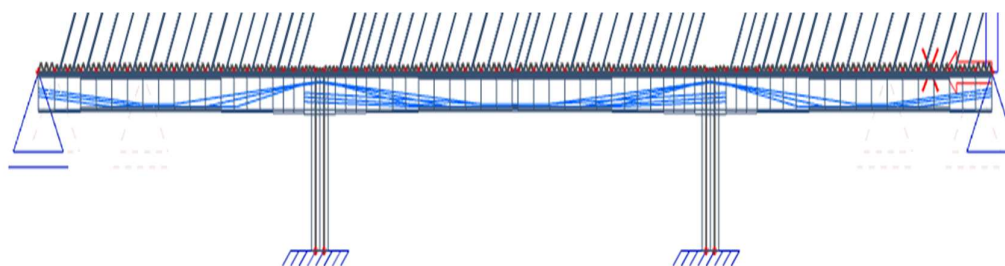
#### 1.2.3.5.2 Ostatní vybavení mostu

Vnitřek komor je osvětlený z důvodů údržby. Mezi vnitřními římsami je zhotovené zrcadlo šířky 1600 mm pro zamezení pádu osob a možnost lepší možnosti kontroly, údržby vnitřních říms a jejich vybavení. Zrcadlo je překryto roštem. Na mostě se vyskytují i cizí zařízení.

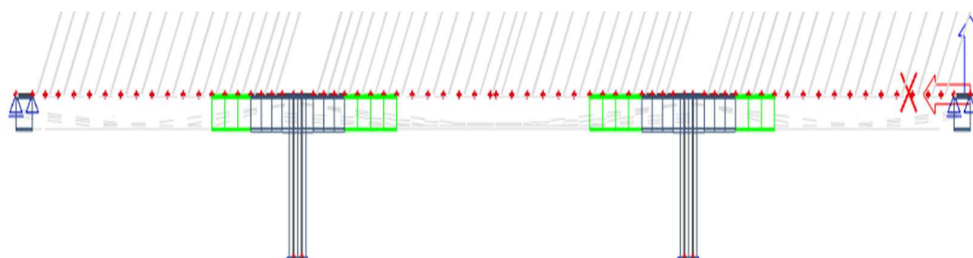
#### 1.2.4 Statické schéma

Statické schéma se v průběhu výstavby mění, nejdříve jde o dvojici konzol tvořenou pilíři a segmenty, která se prvně spojí mezi sebou a poté s opěrami.

V definitivním stavu se jedná o sdružený rám v pilířích vetknutý a u opěr kloubově uložený. Pilíře jsou do zárodků komor vetknuty. Most je osově symetrický příčně i podélně s délkou polí 54, 75 a 54 metrů.



Obrázek 5 statické schéma konstrukce v konečném stavu



Obrázek 6 statické schéma dvojice konzol

## 2 Specifikace typu konstrukce a materiálů

### 2.1 Specifikace konstrukce

Mostní objekt se skládá z dvojice segmentových mostů. Segmentová technologie se používá převážně pro rozpětí 40 – 60 m, výjimečně až 100 m. Této metodě se říká letmé montování.



*Obrázek 7 Segmentový most v Sedlicích, velmi podobný mostu u Koberovic*

#### 2.1.1 Technologie segmentových mostů

Princip segmentové technologie spočívá v rozdělení konstrukce v příčném směru na jednotlivé díly – prefabrikované segmenty. Technologie je velmi náročná z hlediska přesnosti výroby. Délka segmentů se pohybuje obvykle v rozsahu 1,5 až 3,0 m, jejich váha bývá běžně i 100 tun. Snahou je, aby všechny segmenty měly stejnou váhu – mohutnější segmenty u pilířů a opěr jsou kratší oproti těm ve středu pole.

Tvar segmentů může být komorový, deskový nebo dvoutrámový. Nejčastějším typem bývá komorový - konkrétněji jednokomorový. Výška segmentů bývá odvozena z empirických vztahů – 1/16 až 1/20 rozpětí největšího pole.

Dnešní segmentové konstrukce mají kontaktní spáry, výjimečně prostorové spáry. Principem těchto spár je, že tvoří obtisky – čelo hotového segmentu tvoří bednění následujícího segmentu. Spoje jsou obvykle vyplněné epoxidovou pryskyřicí. Ta dosahuje požadované únosnosti už za 24

hodin po nanesení. Epoxid má nenosnou funkci, zajišťuje především vodotěsnost – ochrana předpínací výztuže proti korozi ve spárách, redukcí tření. Existují i suché spoje bez epoxidu.

Kontaktní spáry se navrhují různě zazubené, tyto ozuby mají zajišťovat schopnost přenášení posouvajících sil při montáži, než dojde k vytvrzení epoxidu (tmelu). Výjimečně se používá rovná spára (např. při montáži na skruži).

Žádná betonářská výztuž neprochází skrz spáru. Segmenty jsou k tobě připojovány předpínací výztuží – ta tvoří tlakovou rezervu. Poté je přidána trvalá předpínací výztuž. Segment se může též připnout pomocí dočasných předpínacích tyčí.

## 2.1.2 Výroba segmentů

Výroba segmentů musí probíhat tak, aby odpovídala postupu montáže na stavbě. V tomto případě se segmenty betonovaly na místě. U všech způsobů výroby segmentů je nutné věnovat pozornost geometrii segmentů. Provádí se měření před betonáží a po betonáži.

### 2.1.2.1 Metoda krátké dráhy (buňkový způsob výroby segmentů)

Nejčastější způsob výroby segmentů, segmenty se vyrábějí kontaktním způsobem vedle sebe. Při výrobě má linka dva rektifikovatelné stoly, každý o délce segmentu.

Stoly umožňují naklánění a vzájemné otočení čel dle požadovaného tvaru konstrukce. Různými maskami lze měnit tloušťky stěn, dolní desky a polohu kabelových kanálků.

## 2.1.3 Montážní postup

Vyvinulo se mnoho montážních metod segmentů na místě, ty se odvíjejí v závislosti na rozpětí polí, délce mostu, terénu.... Mostní objekt D1-079 byl stavěn pomocí montážních jeřábů pojíždějících po nosné konstrukci.

### 2.1.3.1 Montáž jeřábem pojíždějícím po nosné konstrukci

Montážní jeřáb se sestaví na zárodku, přejíždí na nosné konstrukci ze strany na stranu a střídavě montuje segmenty z obou stran.

Principem této montáže je začít na jednom konci a skončit na druhém, je vyžadováno zhotovit dočasné podepření – buď provizorní podpěry v poli, nebo provizní vyvěšení.

K monolitickému zárodku vetknutému do pilíře se jako první vždy připojoval prefabrikát do krajního pole. Dále montáž pokračovala střídavě na obě strany. Po dokončení symetrické montáže se osadily ocelové provizorní stojky a montáž postupovala jednostranně směrem k opěrám.

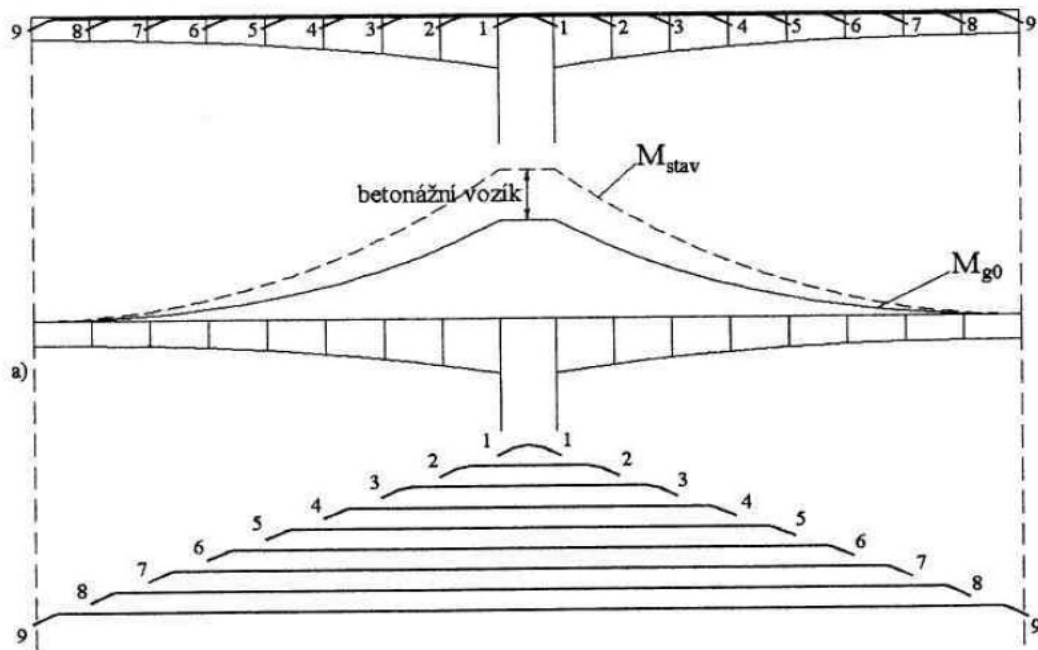
## 2.1.4 Předpětí segmentových mostů

Úskalím je nutnost uvažovat různé fáze výstavby, v různých fázích působí různé zatížení, dochází ke změnám statického schématu. Důsledkem je velká náročnost na statický výpočet.

Pomáháme si předpětím, zprostředkovávané různými typy kabelů – montážní, kladné, záporné, kabely spjitosti.

### 2.1.4.1 Konzolové (montážní) kabely

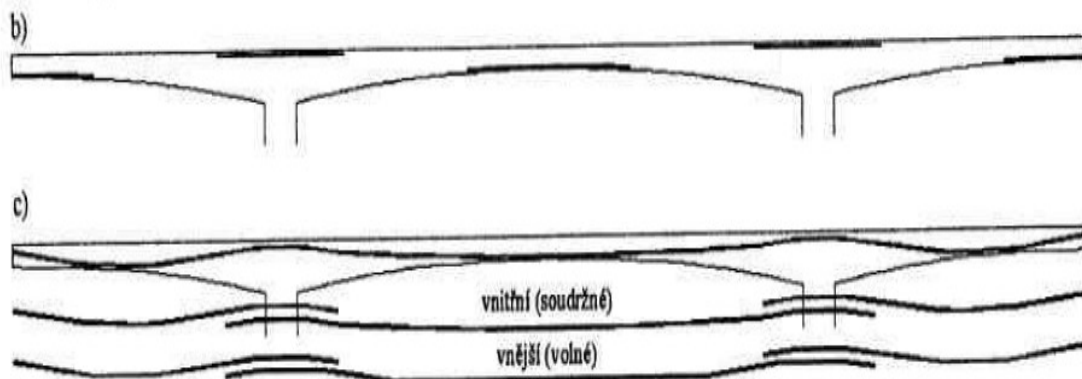
Navrhují se na vlastní tíhu konstrukce, kompenzují nám záporné momenty, které na konzolách vznikají během výstavby. Jsou vedeny symetricky na obě strany od pilíře. Tvoří nám tlakovou rezervu ve spárách.



Obrázek 8 montážní kabely

### 2.1.4.2 Kabely spojitosti

Kabely spojitosti procházejí přes pole, mnohdy přes celou konstrukci. Mohou být volné bez soudržnosti nebo vedené v konstrukci se soudržností. Navrhují se pro zatížení definitivního stavu – ostatní stálé zatížení, zatížení pohyblivé.



Obrázek 9 kabely letmo betonovaných/segmentových mostů

### 2.1.4.3 Kladné/záporné kabely

Tyto kabely slouží k přenesení kladných nebo záporných momentů v poli. Navrhují se na stejná zatížení jako kabely spojitosti.

## 2.2 Specifikace materiálů

### 2.2.1 Beton

Z vyhodnocených zkoušek pevnosti v tlaku v průběhu diagnostického průzkumu byly stanoveny následující pevnosti pro jednotlivé části konstrukce.

Typ konstrukce	Minimální pevnost	Maximální pevnost	Požadovaná pevnost	Souhrnná pevnost
Koncové příčnický	C35/45	C60/70	B500=C35/45	C45/55
Dobetonávka v polovině středního pole	C35/45	C60/70	B500=C35/45	C35/45
Segmenty nosné konstrukce	C40/50	C55/65	B600=C45/55	C50/60
Stojky pilíře – ztracené bednění	C60/70	C70/85	B330= C-/28	C70/85
Stojky pilíře – výplň bednění	C45/55	C70/85	B330=C-/28	C55/65

Tabulka 1 pevnostní třídy zjištěné diagnostickým průzkumem

S ohledem o jak rozsáhlou konstrukci se jedná, malé množství vzorků odebraných při průzkumu a velkou rozdílnost mezi zjištěnými výsledky se diagnostickým průzkumem doporučuje uvažovat při statickém výpočtu minimální zjištěné pevnost betonu u všech jednotlivých částí nosné konstrukce.

Pro segmenty tedy C40/50, pro pilíře C60/70 dle pevnosti ztraceného bednění.

### 2.2.2 Betonářská výztuž

Konstrukce je vyztužená podélnou žebříkovou betonářskou výztuží 10 425. K nejčastějšímu způsobu korozního oslabení docházelo od povrchu konstrukce. Betonářská výztuž způsobila svou korozi delaminaci krycí vrstvy, včetně té provedené sanační hmotou z rekonstrukce v letech 1998-2000. Delaminace je pravděpodobně způsobena přítomností chloridů v původním betonu. V několika případech se zjistilo oslabení až 2,5 mm. Zhodnocení zjištěného stavu betonářské výztuže je následující.

#### 2.2.2.1 Nosná konstrukce

U NK bylo korozní oslabení betonářské výztuže zjištěno v intervalu od cca 2% do 35%. Poškození se většinou objevují v oblasti spár mezi jednotlivými segmenty a v místě dobetonávek.

Příčinou tohoto korozního poškození tak tedy nejspíše může být způsobeno netěsností spár mezi segmenty, tenčí vrstva v místech dobetonávek nebo nižší kvalita betonu dobetonávek. Avšak nejvýznamnější korozní oslabení bylo zjištěno hlavně u konstrukční betonářské výztuže. Konzervativně se tedy doporučuje při statickém výpočtu ve stěnách segmentů uvažovat oslabení průřezové plochy betonářské výztuže ~ 10%.



*Obrázek 10 zárodky na pilířích*

#### 2.2.2.2 Spodní stavba

Na spodní stavbě bylo zjištěno korozní oslabení betonářské výztuže v rozsahu od ~ 2% do ~10%. Nejčastější oslabení bylo ovšem do 5%. U spodní stavby lze tedy uvažovat při statickém výpočtu oslabení průřezové plochy u pilířů 5%. Dále bylo zjištěno u lokálního poškození ztraceného bednění pilíře oslabení konstrukční výztuže od 35%.

#### 2.2.3 Předpínací výztuž

Průzkumem předpínací výztuže nebylo v případě původních předpínacích kabelů zjištěno u pozorovaných sond významné korozní poškození. U sledovaných kabelů nedochází v místech sond ke korozi a výztuž je chráněna svou pasivační vrstvou.

Původní předpínací výztuž v horní i spodní desce je tvořena z drátů P7. Kabely jsou z lan 12P7 a 24P7.

Dodatečné volné kabely jsou tvořené 19 lanovými kabely lan Y1770S7-15,7 (plochy 150mm<sup>2</sup>) Použitý je systém VSL. Je uvažováno podržení napětí po dobu 5 minut.



## 3 Výpočtové modely

Statický výpočet vychází z postupu výstavby. Je nutné uvažovat různá stádia, v konečném stavu působí konstrukce jinak než při výstavbě. Nejdříve jde během stavební fáze o staticky určitou konstrukce dvou konzol, po spojení segmentů monolitickým spojem dojde ke změně statického schématu na staticky neurčitou soustavu s převislými konci. Posledně po dokončení posledních segmentů v krajních polích se změní schéma na sdružený rám.

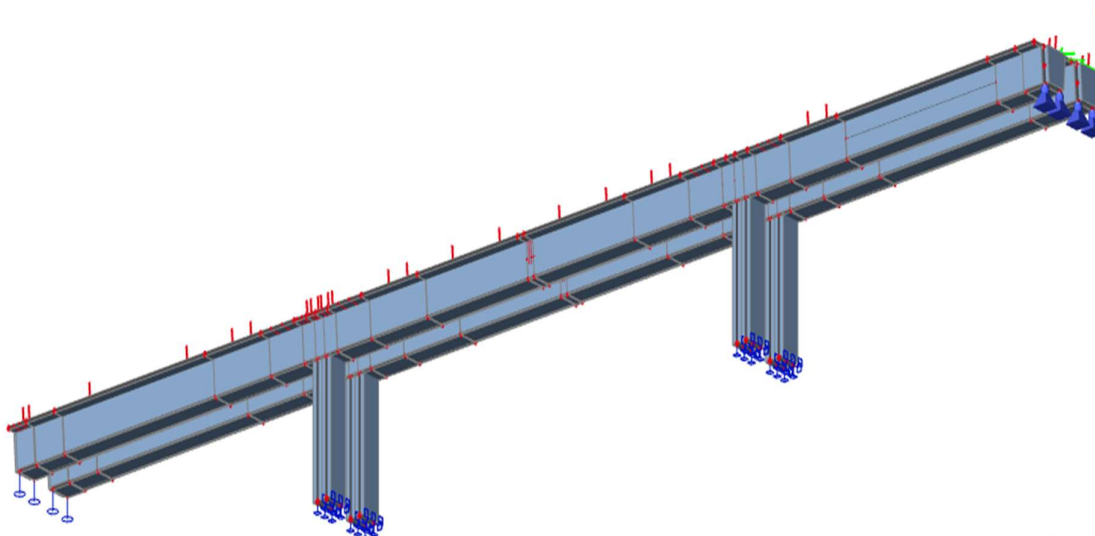
Při statickém výpočtu je důležité posoudit připojení segmentů, kde máme od předpětí vytvořenou tlakovou rezervu, ve spáře nám nesmí vzniknout tah. Dalším důležitým bodem je posoudit stabilitu konstrukce.

### 3.1 Deskostěnový model

#### 3.1.1 Popis modelu, průřezů a zvolených materiálů

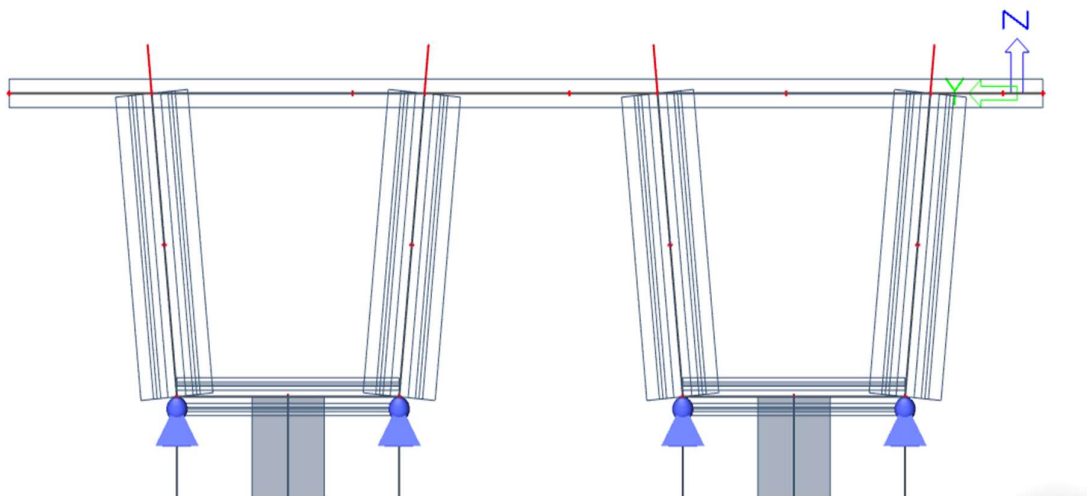
Deskostěnový model je 3D replikací skutečné konstrukce tvořený z plošných prvků. Tento model využívám hlavně pro určení roznosů všech zatížení, abych mohl na jednodušší a lépe vypovídající prutový model zatěžovat rovnou významnější částí zatížení – pro něj připadající.

Konstrukce je modelována pomocí plošných 2D prvků. Průřez jsem rozdělil zvláště na stěny, dolní desku, horní desku. Horní deska je celé šířky mezi římsami, její tloušťka odpovídá přibližně aritmetickému průměru tloušťky horní příruby segmentu + spřažené železobetonové desky.



Obrázek 11 pohled na deskostěnový model

Tato deskostěna má konstantní tloušťku horní desky po celé délce, proměnnými jsou tloušťky stěn a dolní desky. Vytvořil jsem si 4 odstupňované změny tloušťky. U pilíře začínám tloušťkou dolní desky 460 mm, postupně směrem do středů polí se tloušťka zmenšuje na 360, 260 a posledně 160 mm. Stejně se zmenšuje tloušťka stěn postupně od 600 mm na 450, 350 až 250 mm. Pilíře jsou tvořeny dvojicí stěn, každá z nich představuje jednu stojku pilíře.



Obrázek 12 příčný řez deskostěnovým modelem

V průřezích nad opěrou jsem na konstrukci namodeloval vnitřní příčná diafragmata velké tloušťky. Stejná diafragmata jsem vložil v místech připojení pilířů k deskám. Průřezy jsem nemodeloval, jsou zanedbány.

Konstrukce je v podélném směru rozdělena na desky podle tloušťky desek, dále kvůli připojení pilířů. Vznikají pak skupiny u pilířů, první skupina od podpěr, druhá skupina od podpěr a skupina středu pole.

Materiál segmentů a zárodků je beton C40/50. Beton pilířů uvažuji C60/70. Předpětí je uvažováno až na prutovém modelu.

### 3.1.2 Zatížení

#### 3.1.2.1 Vlastní tíha

Program SCIA Engineer si vlastní tíhu počítá sama.

#### 3.1.2.2 Ostatní stálé zatížení

Ostatní stálé zatížení jsem počítal manuálně. Rozložil jsem ho do plošného zatížení vozovky, svodidla a zábradlí jako zatížení liniové. Zatížení od říms jsem rozdělil na 2 části - plošné a liniové.

##### 3.1.2.2.1 zatížení vozovkou

Definováno jako plošné zatížení z tloušťky konstrukce vozovky na mostě a objemových tíh jednotlivých vrstev. Proměnnost výšky vozovky jsem do výpočtu zavedl zvětšujícím součinitelem 1,2. Výsledná hodnota je rovna 2,45 kN/m.

$$g_{voz} = \gamma_{voz} * t_{voz} * 1,2 = 24 * 0,085 * 1,2 = 2,45 \text{ kN/m}^2$$



### 3.1.2.2.2 zatížení římsami

Velikost zatížení jsem vypočítal jako součin objemové tíhy a plochy říms, které jsem vzal z výkresu příčného řezu. Lícni část římsy jsem realizoval jako liniové zatížení na kraji desky a zbytek římsy, který leží na desce, představuje plošné zatížení. Ze součinu jsem dostal liniové zatížení a pomocí zatěžovací šířky převedl na potřebné rovnoměrné spojité plošné zatížení pro vodorovnou část a pro svislou část hned požadovanou liniovou hodnotu.

- Plošné zatížení římsami  $6,5 \text{ kN/m}^2$
- Liniové zatížení římsami  $5,00$  a  $5,25 \text{ kN/m}$

### 3.1.2.2.3 zatížení mostním vybavením

Hodnotu tíhy svodidel a zábradlí jsem bral odhadem, nadefinoval jsem ho jako liniové zatížení v místech osazení těchto mostních vybavení, svodidla hodnotou  $1,5 \text{ kN/m}$  a zábradlí hodnotou  $1,0 \text{ kN/m}$ .

### 3.1.2.3 Zatížení dopravou model

#### zatížení LM1

Konstrukci zatěžuji modelem zatížení LM1, představující běžnou dopravu, a modelem zatížení LM3, které představuje zvláštní vozidla. Šířka vozovky na mostě je  $12,5 \text{ m}$ , vozovku rozdělíme na 4 zatěžovací jízdní pruhy šířky  $3,0 \text{ m}$ . Zbývající plocha vychází na posledních  $0,5 \text{ m}$ .

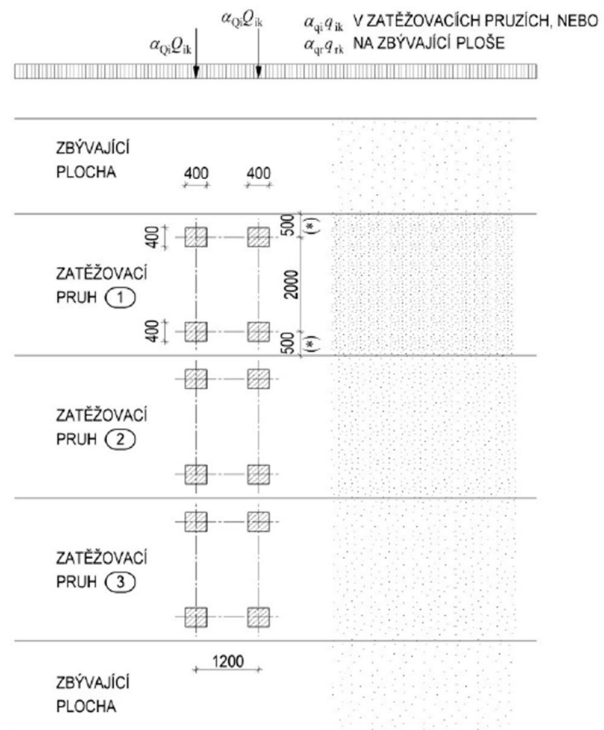
Hledám nejneprůzračnější polohy těchto zatížení pro vyvolání maximální hodnot vnitřních sil v místech, které mě zajímají. Těmito místy jsou opěry, střed krajního a prostředního pole a pilíře.

#### 3.1.2.3.1 Model zatížení LM1

Plošné rovnoměrné zatížení modelu LM1 definuji rozděleně po částech v jednotlivých zatěžovacích stavech. Části jsou vymezené jednak šířkou pruhu/zbývající plochy a dále rozpětím pole mostu. Zvolil jsem si pro sebe výchozí hodnotu zatížení  $3 \text{ kN/m}^2$ . Mám vozovku rozdělenou do 5 pruhů a 3 rozpětí, což ve výsledku dává 15 zatěžovacích stavů, které následně vkládám do kombinací a násobím potřebnými součiniteli.

Automobil je představován jako dvojice stejně velkých náprav. Zatížení nápravami jsem definoval ve SCIA pomocí „Zatížení vlaků“. Zde si mohu namodelovat šablony zatížení nápravami. Pro každý jízdní pruh jsem si vytvořil dráhu a nechal jsem pojet vozidlo. Vzniklo tak pro takto dlouhou

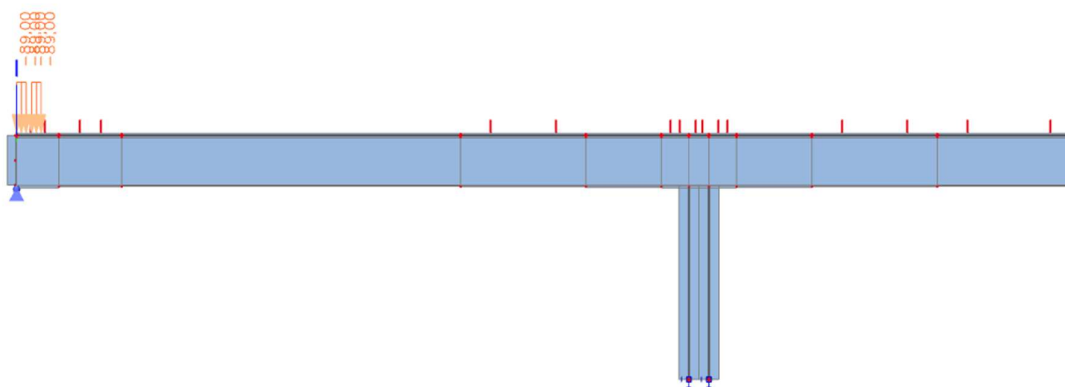
## Model zatížení 1 (LM1)



Obrázek 13 schéma zatížení modelu LM1

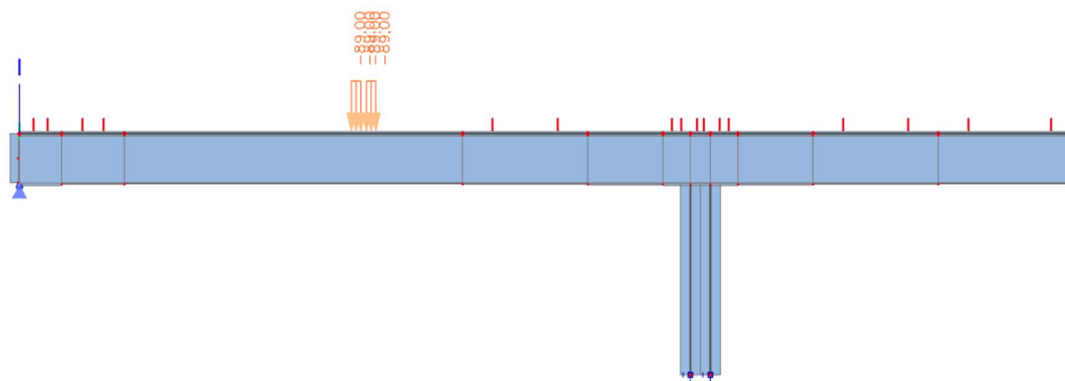
konstrukci mnoho zatěžovacích stavů. Nakonec jsem se rozhodl vybrat jen nejvýznamnější polohy zatížení a zmenšil tak počet zatěžovacích stavů a náročnost na software.

- Poloha 1 pro vyvolání maximální posouvající síly  $V$  u opěry



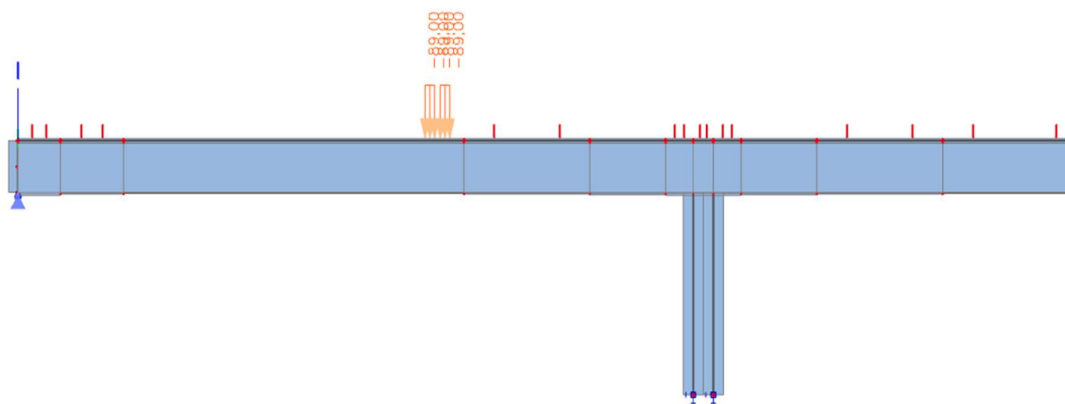
Obrázek 14 poloha zatížení 1

- Poloha 2 pro vyvolání maximálního ohybového momentu  $M$  v polovině rozpětí krajního pole, zatížení ve  $\sim 45\%$  rozpětí krajního pole



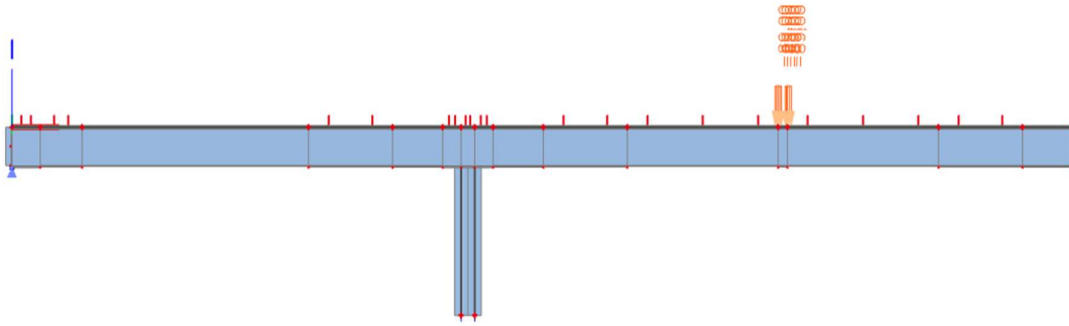
Obrázek 15 poloha zatížení 2

- Poloha 3 pro vyvolání maximální posouvající síly  $V$  nad pilířem, zatížení ve  $\sim 40\%$  rozpětí krajního pole



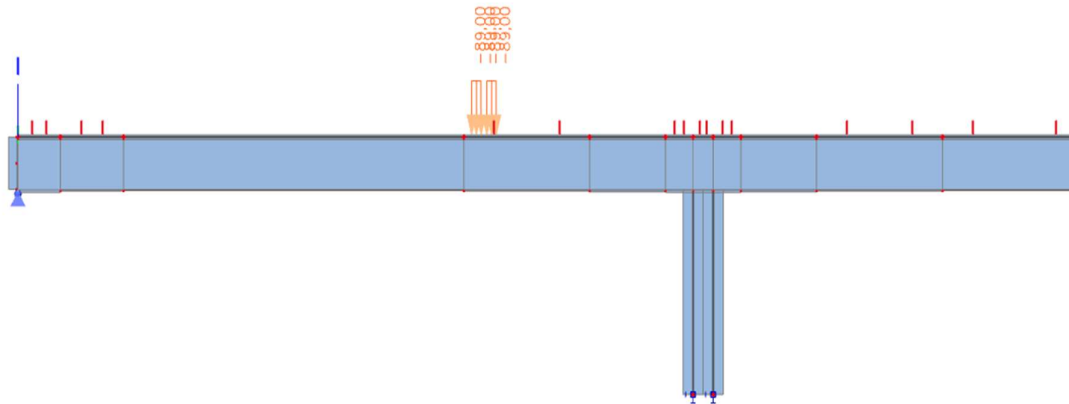
Obrázek 16 poloha zatížení 3

- Poloha 4 pro vyvolání maximálního ohybového momentu  $M$  v polovině rozpětí středního pole



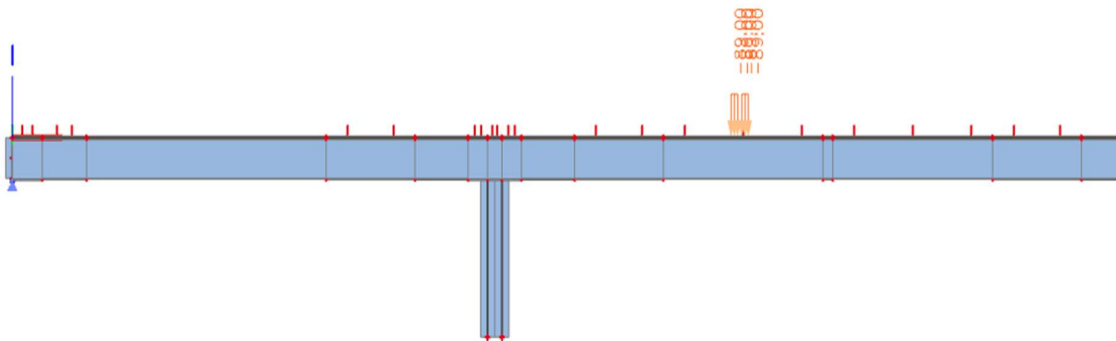
Obrázek 17 poloha zatížení 4

- Poloha 5 pro vyvolání maximálního ohybového moment  $M$  nad pilířem se zatížením v krajním poli, zatížení ve  $\sim 35\%$  rozpětí středního pole



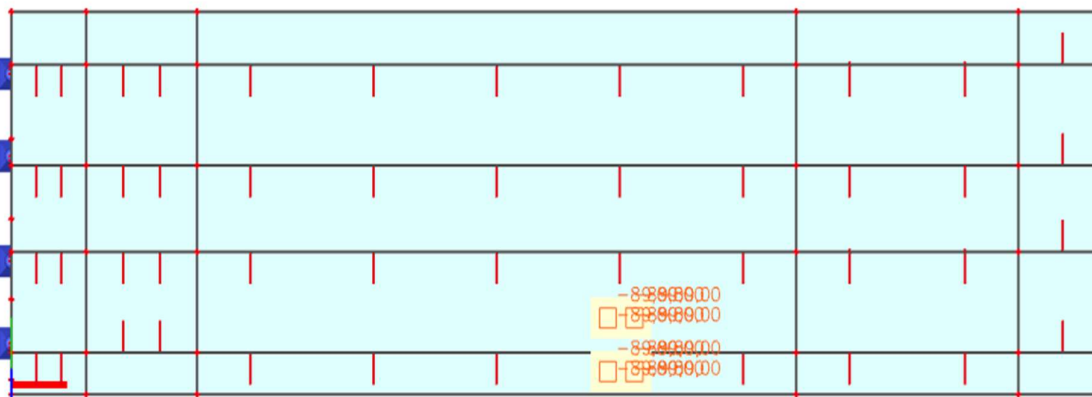
Obrázek 18 poloha zatížení 5

- Poloha 6 pro vyvolání maximálního ohybového moment  $M$  nad pilířem se zatížením ve středním poli, zatížení ve  $\sim 45\%$  rozpětí krajního pole



Obrázek 19 poloha zatížení 6

Pro každou polohu jsem vytvořil jeden jednotkový zatěžovací stav od velikosti nápravového tlaku 100kN a opět pomocí kombinací a součinitelů vytvořil potřebné případy jako u plošného zatížení.



Obrázek 20 LM1 nápravy v pruhu č.1

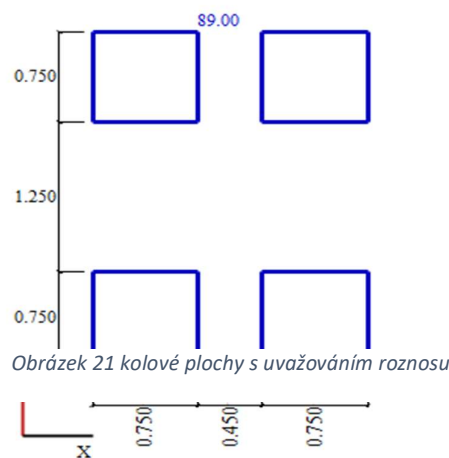
U modelu LM1 je síla na nápravu rozdělena do dvojice ploch 0,4 x 0,4 m, uvažoval jsem roznoš zatížení pod úhlem 45% do střednice horní desky (horní příruba segmentu + spřažená deska) tl. 350 mm. Plochu jsem zvětšil z tohoto důvodu na 0,75 x 0,75 m. Modelové vozidlo má vzdálenost kol v příčném směru 2,0 m a v podélném směru 1,2 m.

Uvedené hodnoty již zahrnují i dynamické účinky.

### 3.1.2.4 Zatížení dopravou model zatížení LM3

Model zatížení LM 3 obsahuje soubor 17 zvláštních vozidel. Úřad v každé zemi si určí, které vozidlo se při jakém případě aplikuje.

Pro dálniční mosty je u nás předepsáno v národním dodatku dva typy vozidel modelu LM3, devítinápravové vozidlo 1800/200 a třináctinápravové zvláštní vozidlo 3000/240. V tabulce níže jsou uvedeny veškeré potřebné informace o těchto vozidlech – od potřebných tíh, dynamickém součiniteli a vzdálenosti náprav.



Obrázek 21 kolové plochy s uvažováním roznoš

**Zvláštní vozidla pro dálnice, rychlostní silnice a vybrané trasy určené příslušným úřadem (Ministerstvo dopravy ČR)**

Celková tíha	1 800 kN	3 000 kN
Označení	1800/200	3000/240
Nápravy	n = 9 × 200 kN, e = 1,50 m	n = 1 × 120 + 12 × 240 kN e = 1,50 m
Umístění zatížení	Zvláštní vozidlo se pohybuje v jednom jízdním pruhu (číslo 1), v tomto pruhu se nesmí umístit současně působící model zatížení LM1 po celé délce mostu. Rozdělení vozovky na zatěžovací pruhy se provede podle čl. A.3 (2).	Zvláštní vozidlo šířky do 4,5 m se pohybuje v ideální stopě v prostoru všech zatěžovacích pruhů podle čl. A.3 (2), přičemž se uvažuje možná odchylka od této polohy ±0,50 m.
Kombinace zatížení	Model zatížení LM1 se uvažuje v pruhu 2 (a dalších) hodnotami pro pruh 2 (a další) bez soustředěných zatížení od dvojnápravy, tj. pouze charakteristickými hodnotami pro rovnoměrné zatížení $\alpha_{q1}Q_{kr}$ , resp. $\alpha_{q2}Q_{kr}$ .	Po celé délce nosné konstrukce mostu musí být vyloučena veškerá ostatní doprava.
Rychlost	Normální (≤ 70 km/hod)	Nízká (≤ 5 km/hod)
Dynamický součinitel	Ano, $\varphi = 1,25^{1)}$	Ano, $\varphi = 1,05$
Poznámka	Při přejezdu zvláštního vozidla nebude povolen souběžný provoz pro vozidla nad 5 t.	Jedná se o jediné vozidlo na mostě.

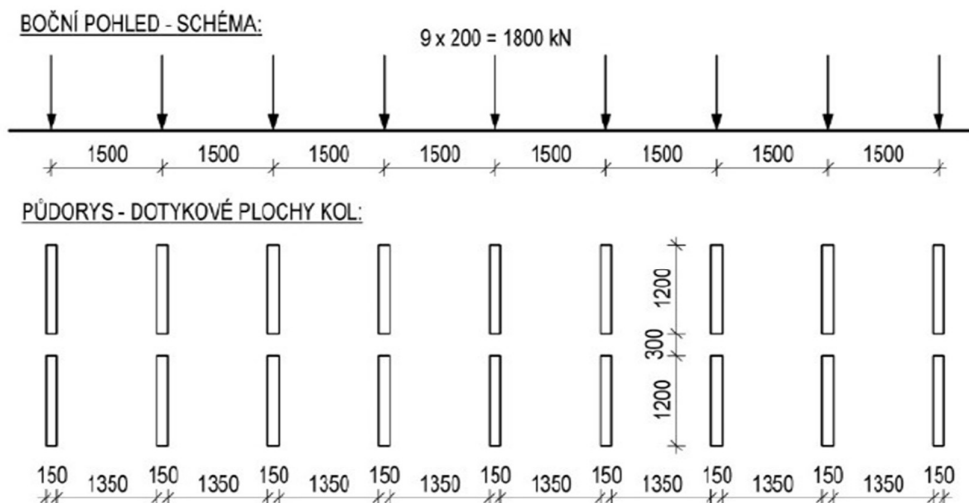
<sup>1)</sup> Pokud není stanoveno přesněji, viz také ČSN 73 6222

*Tabulka 2 národní dodatek k dálnicím a modelu zatížení LM3*

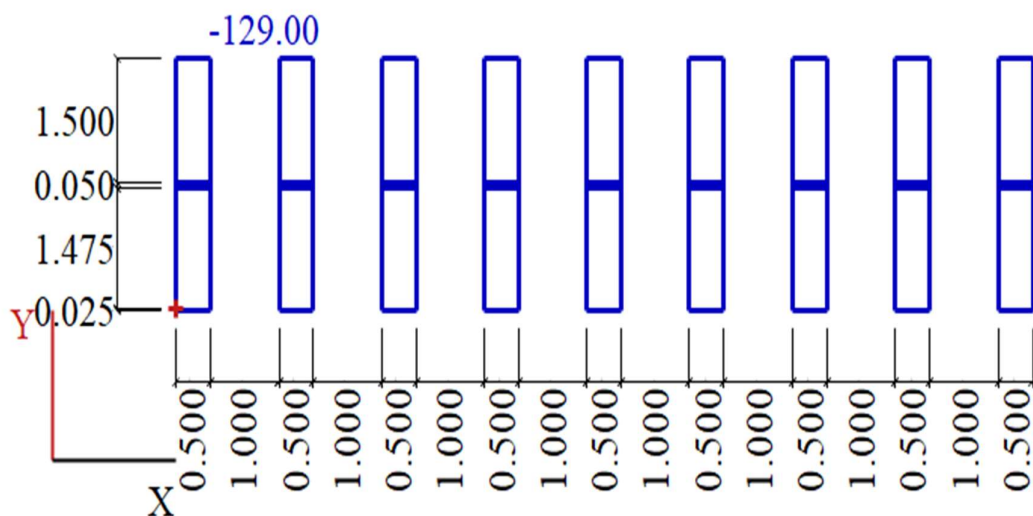
3.1.2.4.1 Model zatížení LM3 1800/200

Zatěžující vozidlo má 9 náprav shodné velikosti 200 kN. V případě tohoto vozidla se na mostě uvažuje rovnoměrné zatížení z modelu LM1, ale s jediným rozdílem. V pruhu, kde se vyskytuje vozidlo, je plošné zatížení nulové.

Náprava je určena dvojicí kolových ploch o rozměrech 1,2 x 0,15 m, s uvažováním roznosu zatížení se zvětší na 1,55 x 0,5 m. Osová vzdálenost mezi těmito plochami je 1,5 m v příčném i podélném směru.



*Obrázek 22 schéma zvláštního vozidla 1800/200*

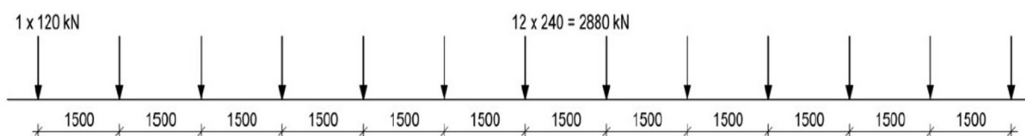


Obrázek 23 šablona zatížení po uvažování roznosu

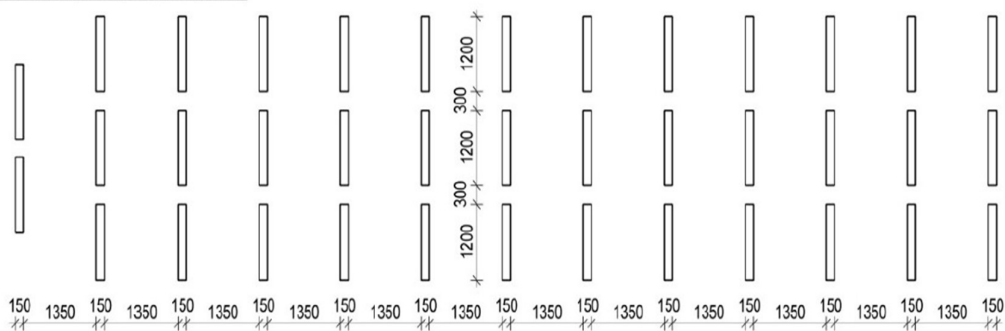
### 3.1.2.4.2 Model zatížení LM3 3000/240

Zvláštní vozidlo je tvořeno celkem 13 nápravami, z toho 12 o tíze 240 kN a 1 přední nápravě o tíze 120 kN. Náprava je tvořena 3 kolovými plochami o stejné ploše a osových vzdálenostech jako u vozidla 1800/200. Je předepsáno, že jde o jediné vozidlo na mostě, kromě něj se na mostě nevyskytují žádné jiné nápravy nebo plošné zatížení. Vozidlo má předepsanou dráhu i způsob (rychlost) jízdy. Osa vozidla musí být umístěna  $\pm 0,5$  m od podélné osy mostu. Já volil přesně 0,5 m od osy, protože mě zajímá nejnepříznivější stav. Získám tak významnější hodnoty pro 1 komoru, které díky roznosu převedu na prutový model jedné komory.

#### BOČNÍ POHLED - SCHÉMA:



#### PŮDORYS - DOTYKOVÉ PLOCHY KOL:



Obrázek 24 schéma zvláštního vozidla 3000/240

### 3.1.2.5 Dynamický součinitel pro vozidel zatížitelností

Dynamický součinitel lze určit přímo, ale my ho určíme pomocí jednoduchého vzorce pomocí náhradní délky, frekvence a odečteme ho z grafu. Pro každou zatížitelnost je hodnota součinitele odlišná dle příslušné křivky. Náhradní délka je pro náš případ aritmetický průměr všech rozpětí polí.

$$L_d = 61 \text{ m}$$

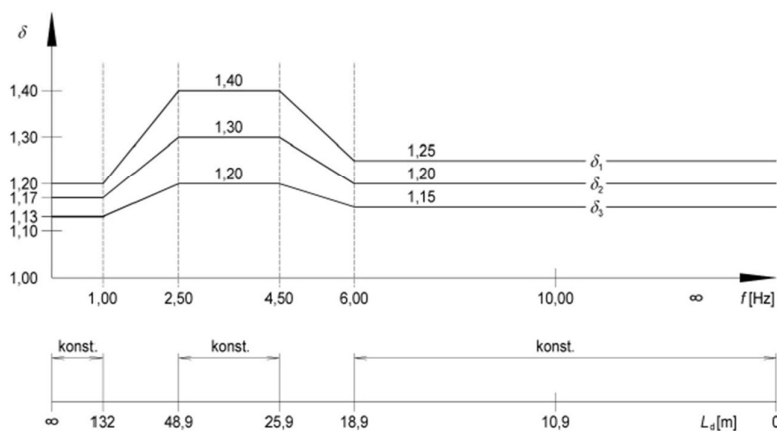
Pro normální zatížitelnost jsou předepsány podle počtu zatěžovacích pruhů příslušné dynamické součinitele. My máme pruhy 4 a zbývající plochu, použijeme dynamický součinitel  $\delta_3$

- Jeden jízdní pruh  $\delta_1$
- Dva jízdní pruhy  $\delta_2$
- Tři a více jízdních pruhů  $\delta_3$

Výhradní zatížitelnosti přísluší dynamický součinitel dle toho, jestli jde o jedno kolo/nápravu nebo o více náprav/celé vozidlo/soupravu. V našem případě jde o druhý případ a použijeme  $\delta_1$ .

Součinitel pro výjimečnou zatížitelnost je pro všechny případy roven 1,05.

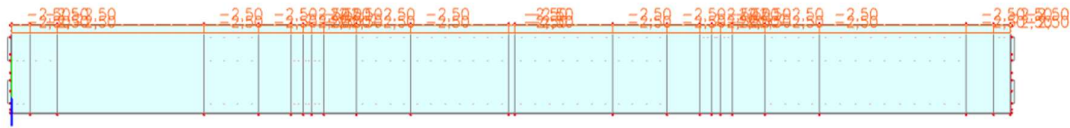
### Dynamické účinky:



Obrázek 25 graf pro určení dynamického součinitele zatížitelností

- Výjimečná zatížitelnost  $\delta = 1,050$
- Výhradní zatížitelnost  $\delta_1 = 1,360$
- Normální zatížitelnost  $\delta_3 = 1,185$
- Chodníky  $\delta = 1,000$

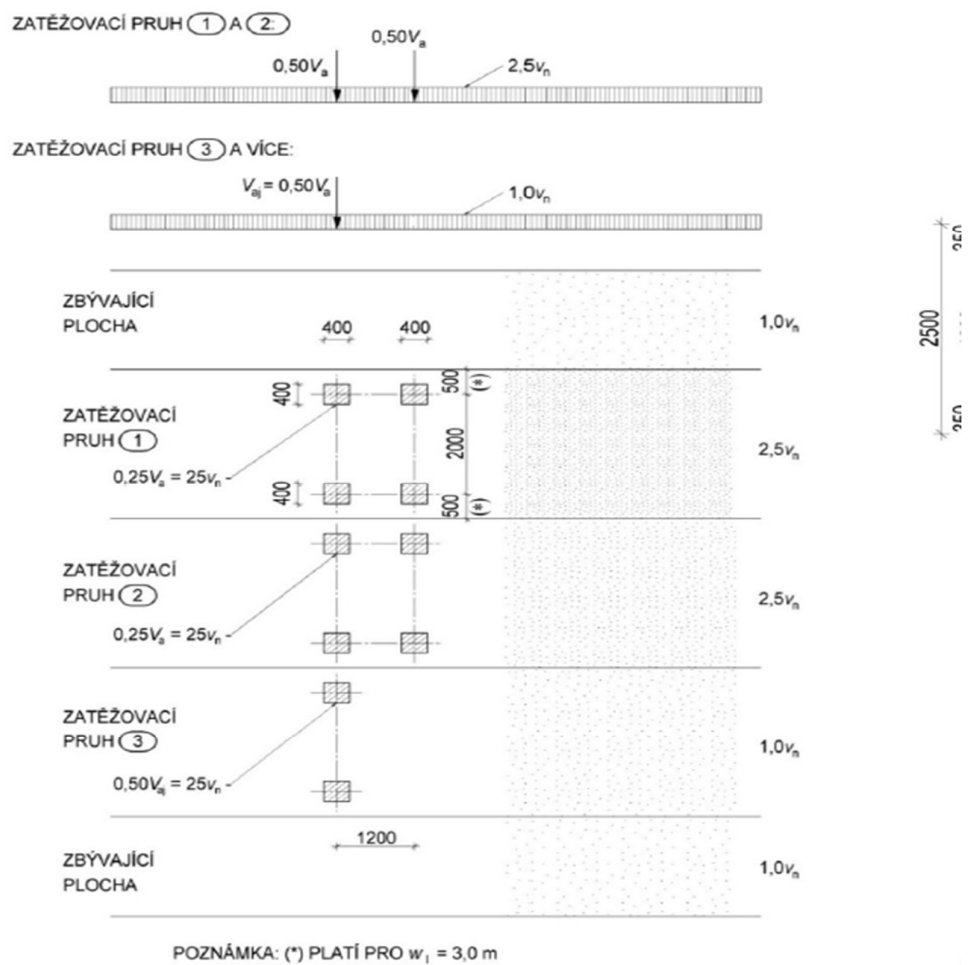
Zatížení na chodníky jsem uvažoval hodnotou 2,5 kN/m<sup>2</sup> pro celou délku konstrukce.



Obrázek 26 zatížení chodníky

### 3.1.2.6 Normální zatížitelnost

Je to největší okamžitá hmotnost jednoho vozidla. Vozidla do této hmotnosti mohou most přejet bez jakýchkoliv dopravních omezení, může jet jakoukoliv stopu a jakoukoliv rychlostí. Normální zatížitelnost je velice podobná modelu zatížení LM1. Konstrukce je opět rozdělena na pruhy, které jsou zatíženy nápravami a plošným zatížením. Rozdíly začínají v tíze vozidel a počtu náprav.



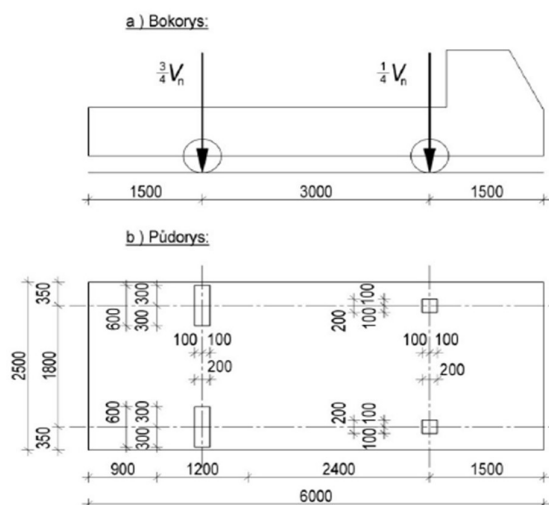
Obrázek 27 zatěžovací schéma normální zatížitelnosti



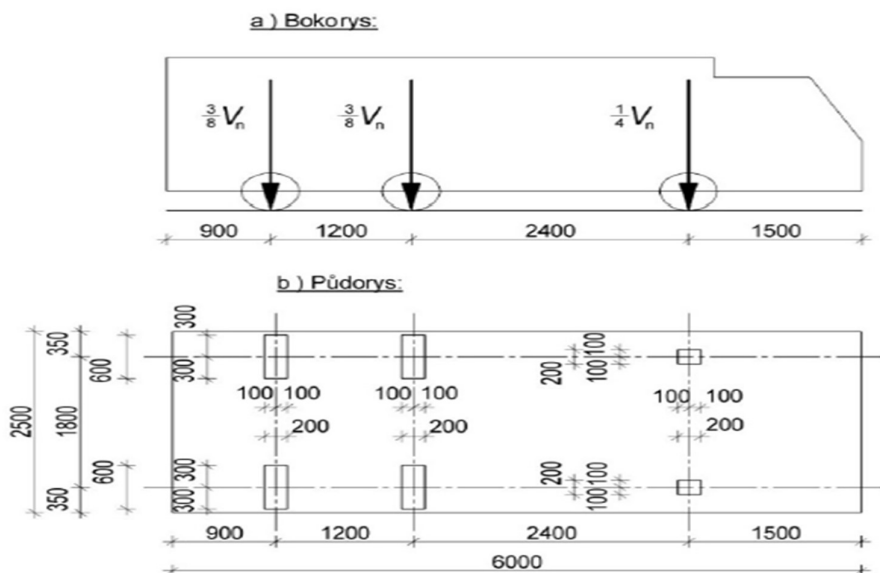
Zatěžovací schémata pro určení normální zatížitelnosti jsou následující:

- dvounápravové vozidlo 2NV pro normální zatížitelnost menší než 16 tun
- třínápravové vozidlo 3NV pro normální zatížitelnost větší než 16 tun.

Pro náš případ víme z diagnostického průzkumu, že z dřívějšího určení zatížitelnosti mostu u Koberovic, byla normální zatížitelnost ~ dvojnásobná oproti rozhodující hodnotě 16 tun. Proto je pro nás rozhodující 3NV.



Obrázek 29 dvounápravové vozidlo



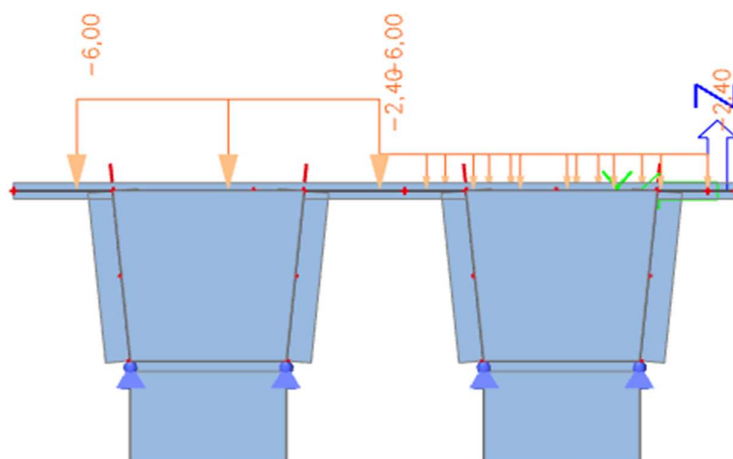
Obrázek 30 třínápravové vozidlo

Schéma, kterým zatěžujeme konstrukci je ve dvou hlavních pruzích zatížena dvěma zadními nápravami. Přední náprava je reprezentována rovnoměrným zatížením pro tento pruh 2,5 vn. Ostatní pruhy jsou zatíženy jednou zadní nápravou a rovnoměrným zatížením 1,0 vn. Jedna náprava je složena ze dvou sil 25 vn rozložených do plochy jako u LM1 0,4 x 0,4 m. V mém případě s uvažováním roznosu opět 0,75 x 0,75 m.

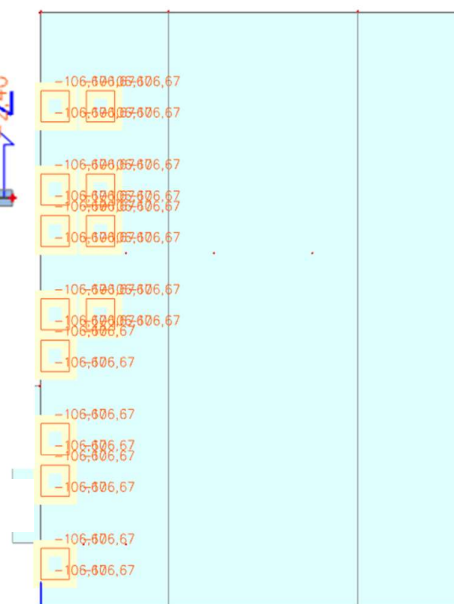
Kdyby byla zatížitelnost menší než 16 tun. Pruhy 1 a 2 by byly zatíženy pouze jednou nápravou bez dalších náprav v ostatních pruzích. Rovnoměrné zatížení by bylo přítomné ve stejných hodnotách.

Tíha uvažovaného vozidla je 32 t, na zadní nápravy dle schématu vychází dvakrát 6 tun a pro přední nápravu dvakrát 4 tuny. Pro mě nejdůležitější kombinací je, když jsou pruhy č.1 a 2 nad jednou komorou vedle sebe. Takto mi vyjde největší % roznos na tuto komoru.

- nápravová síla 25 vn =60 kN, přepočteno na plochu kola –  $60/0,75^2=106,67 \text{ kN/m}^2$
- rovnoměrné zatížení 2,5 vn=6 kN/ m<sup>2</sup> a
- rovnoměrné zatížení 1,0 vn=2,4 kN/m<sup>2</sup>



Obrázek 31 normální zatížitelnost zatížení vozovky



Obrázek 32 normální zatížitelnost nápravy

### 3.1.2.7 Výhradní zatížitelnost

Je to největší okamžitá hmotnost jediného vozidla na mostě, bez ostatních dalších silničních vozidel. Vozidlo může po mostě opět jakkoliv jet, jen je oproti normální zatížitelnosti jediné. Tímto omezení končí, na mostě se mohou vyskytovat chodci i cyklisté.

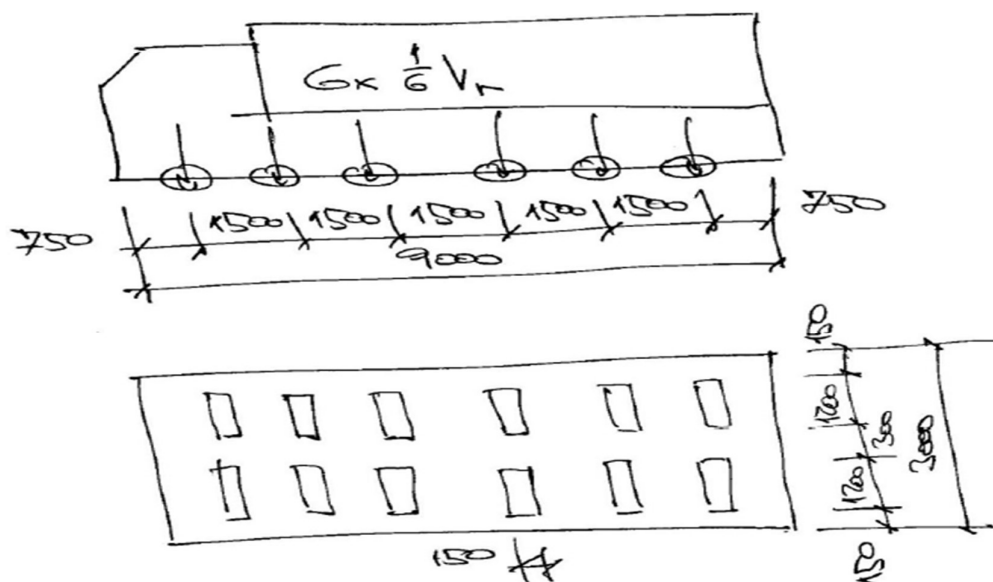
Zatěžovací schémata vycházejí z modelu zatížení LM3

Schématy pro určení výhradní zatížitelnosti jsou následující:

- dvounápravové vozidlo 2NV pro výhradní zatížitelnost menší než 16 tun
- třinápravové vozidlo 3NV pro výhradní zatížitelnost menší než 32 tun.
- Šestinápravové vozidlo 6NV pro výhradní zatížitelnost větší než 32 tun.

# Výhradní zatížitelnost:

## Šestinápravové vozidlo



Obrázek 33 šestinápravové vozidlo výhradní zatížitelnost

První dva případy jsou zcela totožné s normální zatížitelností, ale opět víme z diagnostického průzkumu, že výhradní zatížitelnost nám určuje použít 6NV.

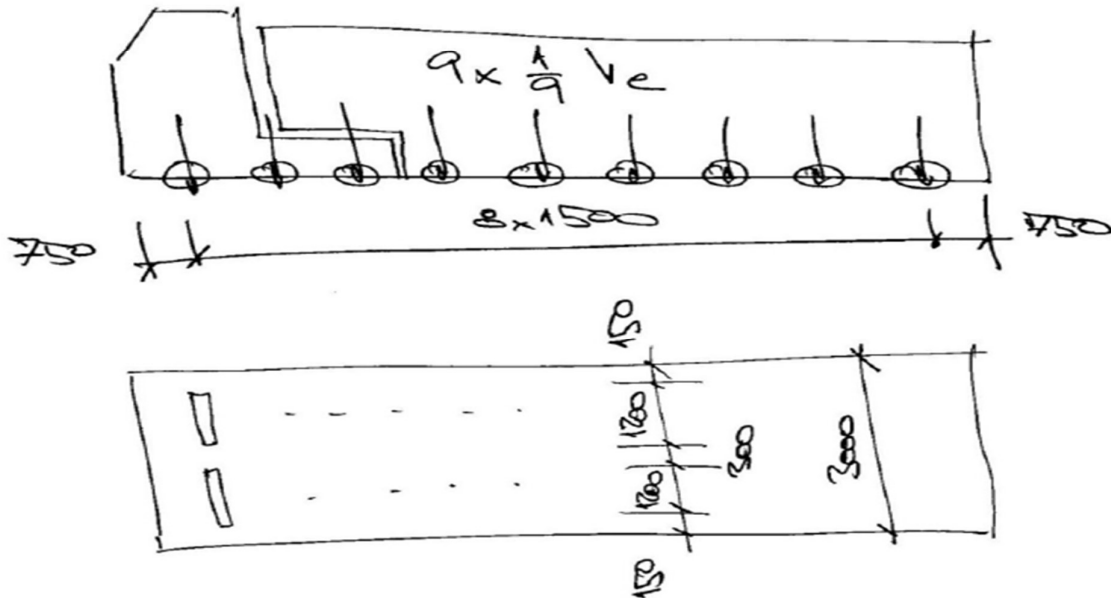
Tíhu vozidla jsem zvolil 60 t, zvolil jsem ji jen z důvodu snadného přepočtu sil na nápravy a kola. Schéma toto vozidla je shodné až na počet náprav a hmotnost jako vozidlo modelu zatížení LM3 1800/200. Využil jsem toho, že jsem toto schéma měl už namodelované, ubral počet náprav a změnil hodnotu zatížení.

### 3.1.2.8 Výjimečná zatížitelnost

Je to největší hmotnost vozidla nebo speciální soustavy, která může přejet most. Vozidlo má určenou trasu přejezdu i rychlost přejezdu. Vyskytuje se na mostě jako jediné zatížení, je vyloučená veškerá ostatní doprava – vozidla, chodci i cyklisté.

Pro můj případ jsem použil 9NV o tíze 90 tun, volba váhy je stejná jako u výhradní zatížitelnosti. Schéma je totožné až na hmotnost se schématem vozidla LM3 1800/200, převzal jsem toto již použité schéma a změnil hodnotu zatížení. Vozidlo má určenou dráhu jako osu mostu s možností odchylky  $\pm 0,5$  m. Volil jsem přímo hodnotu 0,5 m od osy, protože potřebuji co nejvíce zatížit jednu komoru.

# Výjimečná zatížitelnost:



Obrázek 34 devítinápravové vozidlo výjimečná zatížitelnost

## 3.1.3 Kombinace zatížení pro určení roznosu

Model zatížení LM1 má nápravové síly v prvních 3 jízdních pruzích. Namodeloval jsem 4 jízdní pruhy a zbývající plochu 0,5 m – ta se v žádné kombinaci nemění a zůstává 3 kN/m<sup>2</sup>. To mi dává 4 možnosti na 4 pruhy – tedy 4! = 24 možných kombinací. Buď v jízdním pruhu může být nápravová síla 300 kN, 200 kN, 100 kN, nebo se nevyskytuje.

Pro model zatížení LM3 s vozidlem 1800/200 mi počet kombinací řídí plošné zatížení z modelu LM1. Mám opět 4 jízdní pruhy, ale jen 3 odlišné hodnoty plošného zatížení 3, 6, 9 (v tomto případě 0 – protože v pruhu s vozidlem není žádné plošné zatížení viz výše 3.1.2.3.2).

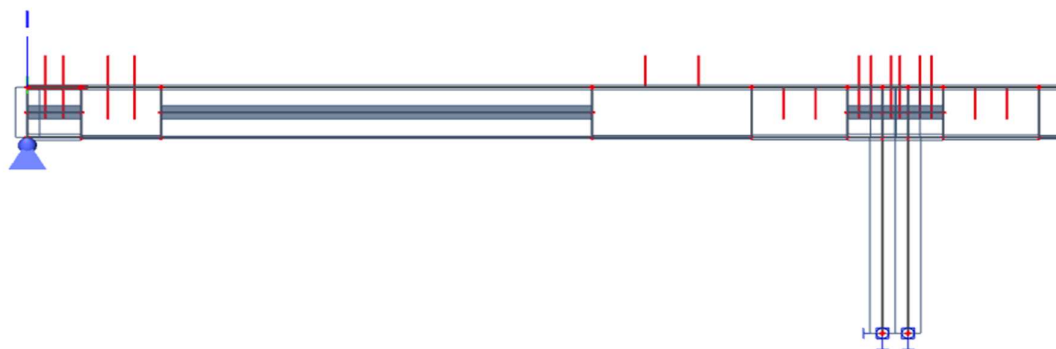
S vozidlem 3000/240 jsem si kombinace vytvořil pouze pro využití součinitelů, abych nemusel hodnoty zatížení přepočítávat. Vozidlo je vždy v příčném řezu 0,5 m od osy mostu.

## 3.1.4 Roznos zatížení

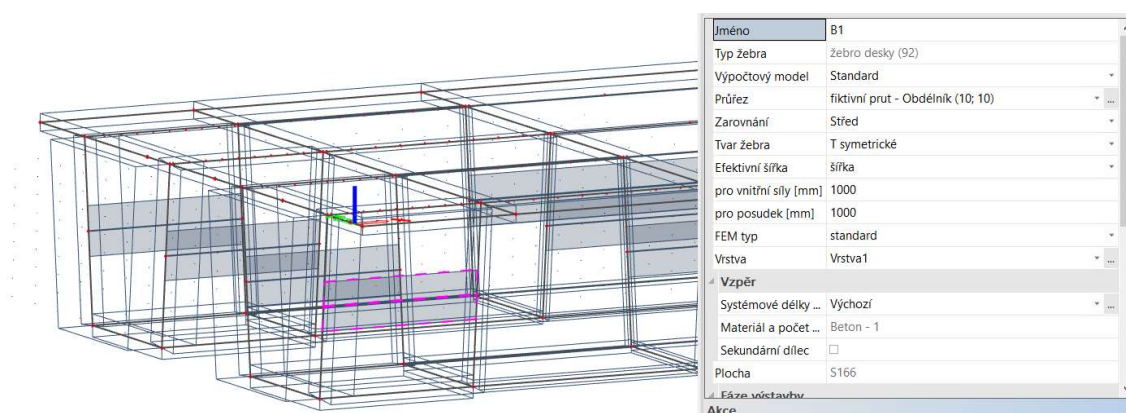
Vytvořil jsem si pro každou polohu tabulku pro modely zatížení LM1, LM3 a pro zatížitelnost. Z toho jsem dostal součinitele roznosu. Díky nim zatížím prutovou konstrukci hodnotou celkového zatížení konkrétního modelu vynásobeného součinitelem roznosu, zatížení nechám po konstrukci pojíždět. Rovnou využiji tohoto kroku a vynásobím si hodnotu dynamickým součinitelem, pokud je nějaký nutný. Zbavím se ho hned a nebudu ho přenášet na prutový model v kombinacích.

Stanovil jsem si zvlášť roznos pro kladné i záporné ohybové momenty a posouvající síly v důležitých místech: opěra, krajní pole, pilíř, střední pole.

Uvedené vnitřní síly z tabulky jsou získávány z žeber na stěnách komor zanedbatelných rozměrů, ale spolupůsobící šířky rovné 1,0 m. Získávám tak hodnoty příslušné pro jeden běžný metr této stěny. Nepotřebuji vědět, kolik přenáší komora nebo celá stěna. V tomto kroku chci zjistit poměr mezi přenosem jednotlivých stěn.



Obrázek 35 detail na krajní pole s žebry pro vytvoření tabulky roznosu



Obrázek 36 pohled na žebra ve stěnách segmentu s informací o dílci



Zatížení	Levá komora						Pravá komora						Celkem
	Levá stěna		Pravá stěna		Celkem na komoru		Levá stěna		Pravá stěna		Celkem na komoru		
	kN/m'	%	kN/m'	%	kN/m'	%	kN/m'	%	kN/m'	%	kN/m'	%	
jednotky													
LM1 Poloha 1	34,73	23,59	112,52	76,41	147,25	26,95	163,69	41,00	235,51	59,00	399,20	73,05	546,45
LM1 Poloha 2	106,99	48,98	111,46	51,02	218,45	40,00	113,13	34,53	214,50	65,47	327,63	60,00	546,08
LM1 Poloha 3	43,56	22,71	148,29	77,29	191,85	35,21	133,26	37,74	219,81	62,26	353,07	64,79	544,92
LM1 Poloha 4	39,46	24,61	120,91	75,39	160,37	29,34	205,40	53,18	180,87	46,82	386,27	70,66	546,64
LM1 Poloha 5	130,86	38,58	208,33	61,42	339,19	61,95	137,95	66,21	70,41	33,79	208,36	38,05	547,55
LM1 Poloha 6	182,98	49,27	188,43	50,73	371,41	67,92	109,65	62,52	65,74	37,48	175,39	32,08	546,80
LM1 Poloha 7	172,88	55,91	136,32	44,09	309,20	56,62	151,95	64,14	84,97	35,86	236,92	43,38	546,12
LM1 Poloha 8	168,15	56,78	127,99	43,22	296,14	54,24	110,24	44,12	139,61	55,88	249,85	45,76	545,99
LM1 Poloha 9	116,44	47,61	128,12	52,39	244,56	44,76	196,56	65,13	105,22	34,87	301,78	55,24	546,34
LM1 Poloha 10	50,56	32,87	103,26	67,13	153,82	28,16	157,74	40,19	234,75	59,81	392,49	71,84	546,31
LM1 Poloha 11	108,26	45,85	127,86	54,15	236,12	43,22	99,26	32,00	210,97	68,00	310,23	56,78	546,35
LM1 Poloha 12	60,66	28,08	155,37	71,92	216,03	39,49	115,44	34,88	215,52	65,12	330,96	60,51	546,99
LM1 Poloha 13	55,29	33,13	111,59	66,87	166,88	30,54	199,46	52,55	180,11	47,45	379,57	69,46	546,45
LM1 Poloha 14	136,35	38,48	217,96	61,52	354,31	64,73	141,27	73,19	51,75	26,81	193,02	35,27	547,33
LM1 Poloha 15	183,95	49,13	190,45	50,87	374,40	68,48	125,09	72,60	47,20	27,40	172,29	31,52	546,69
LM1 Poloha 16	175,11	53,09	154,74	46,91	329,85	60,38	153,52	70,94	62,90	29,06	216,42	39,62	546,27
LM1 Poloha 17	169,42	53,99	144,39	46,01	313,81	57,45	96,36	41,46	136,08	58,54	232,44	42,55	546,25
LM1 Poloha 18	118,69	44,75	146,54	55,25	265,23	48,53	198,13	70,44	83,15	29,56	281,28	51,47	546,51
LM1 Poloha 19	61,58	23,48	200,66	76,52	262,24	47,91	190,26	66,74	94,82	33,26	285,08	52,09	547,32
LM1 Poloha 20	53,02	24,32	164,95	75,68	217,97	39,83	218,69	66,43	110,53	33,57	329,22	60,17	547,19
LM1 Poloha 21	172,88	55,91	136,32	44,09	309,20	56,62	151,95	64,14	84,97	35,86	236,92	43,38	546,12
LM1 Poloha 22	79,91	27,59	209,76	72,41	289,67	52,90	185,88	72,08	72,00	27,92	257,88	47,10	547,55
LM1 Poloha 23	101,23	39,39	155,79	60,61	257,02	46,97	173,50	59,80	116,64	40,20	290,14	53,03	547,16
LM1 Poloha 24	175,11	53,09	154,74	46,91	329,85	60,38	153,52	70,94	62,90	29,06	216,42	39,62	546,27
LM3 1800/200 Poloha 1	60,45	36,01	107,43	63,99	167,88	24,33	170,15	32,59	351,98	67,41	522,13	75,67	690,01
LM3 1800/200 Poloha 2	98,40	47,70	107,87	52,30	206,27	30,00	145,36	30,20	336,02	69,80	481,38	70,00	687,65
LM3 1800/200 Poloha 3	68,17	35,10	126,05	64,90	194,22	28,16	155,59	31,41	339,81	68,59	495,40	71,84	689,62
LM3 1800/200 Poloha 4	66,28	35,93	118,20	64,07	184,48	26,75	336,71	66,66	168,42	33,34	505,13	73,25	689,61
LM3 1800/200 Poloha 5	135,83	29,31	327,59	70,69	463,42	67,32	155,21	68,99	69,78	31,01	224,99	32,68	688,41
LM3 1800/200 Poloha 6	288,88	55,71	229,70	44,29	518,58	75,40	95,92	56,69	73,29	43,31	169,21	24,60	687,79
LM3 1800/200 Poloha 7	289,31	57,21	216,39	42,79	505,70	73,60	105,47	58,14	75,94	41,86	181,41	26,40	687,11
LM3 1800/200 Poloha 8	285,55	57,38	212,08	42,62	497,63	72,24	79,20	41,41	112,05	58,59	191,25	27,76	688,88
LM3 1800/200 Poloha 9	98,51	43,51	127,91	56,49	226,42	32,86	338,51	73,16	124,17	26,84	462,68	67,14	689,10
LM3 1800/200 Poloha 10	89,53	20,87	339,49	79,13	429,02	62,37	181,06	69,96	77,73	30,04	258,79	37,63	687,81
LM3 1800/200 Poloha 11	76,54	35,01	142,11	64,99	218,65	31,86	346,74	74,14	120,96	25,86	467,70	68,14	686,35
LM3 1800/200 Poloha 12	285,31	57,33	212,39	42,67	497,70	72,22	111,47	58,24	79,94	41,76	191,41	27,78	689,11
LM3 3000/240	34,44	11,79	257,57	88,21	292,01	42,21	335,70	83,96	64,15	16,04	399,85	57,79	691,86
Normální zatížitelnost nápravy	23,29	40,41	34,34	59,59	57,63	69,60	17,17	68,22	8,00	31,78	25,17	30,40	82,80
Výhradní zatížitelnost nápravy	93,15	66,15	47,66	33,85	140,81	54,66	9,82	8,41	107,00	91,59	116,82	45,34	257,63
Výjimečná zatížitelnost nápravy	19,88	13,62	126,09	86,38	145,97	62,84	70,48	81,67	15,82	18,33	86,30	37,16	232,27
Chodník zatížitelnost	23,65	86,22	3,78	13,78	27,43	84,01	2,01	38,51	3,21	61,49	5,22	15,99	32,65
Normální zatížitelnost plošné vozovka	100,56	50,38	99,06	49,62	199,62	62,77	72,58	61,31	45,80	38,69	118,38	37,23	318,00

Tabulka 3 příčný roznoš posouvající síly u opěry



Zatížení	Levá komora						Pravá komora						Celkem
	Levá stěna		Pravá stěna		Celkem na komoru		Levá stěna		Pravá stěna		Celkem na komoru		
	kNm/m'	%	kNm/m'	%	kNm/m'	%	kNm/m'	%	kNm/m'	%	kNm/m'	%	
LM1 Poloha 1	16,01	48,22	17,19	51,78	33,20	43,60	20,86	48,58	22,08	51,42	42,94	56,40	76,14
LM1 Poloha 2	17,55	49,15	18,16	50,85	35,71	46,99	19,85	49,28	20,43	50,72	40,28	53,01	75,99
LM1 Poloha 3	16,87	48,84	17,67	51,16	34,54	45,41	20,36	49,02	21,17	50,98	41,53	54,59	76,07
LM1 Poloha 4	16,34	48,26	17,52	51,74	33,86	44,50	20,63	48,85	21,60	51,15	42,23	55,50	76,09
LM1 Poloha 5	23,35	50,28	23,09	49,72	46,44	51,67	22,02	50,70	21,41	49,30	43,43	48,33	89,87
LM1 Poloha 6	20,90	50,94	20,13	49,06	41,03	54,19	17,90	51,60	16,79	48,40	34,69	45,81	75,72
LM1 Poloha 7	19,67	50,10	19,59	49,90	39,26	51,79	18,49	50,60	18,05	49,40	36,54	48,21	75,80
LM1 Poloha 8	19,34	50,10	19,26	49,90	38,60	50,90	18,71	50,24	18,53	49,76	37,24	49,10	75,84
LM1 Poloha 9	18,22	49,18	18,83	50,82	37,05	48,80	19,40	49,91	19,47	50,09	38,87	51,20	75,92
LM1 Poloha 10	16,10	48,06	17,40	51,94	33,50	44,02	20,76	48,72	21,85	51,28	42,61	55,98	76,11
LM1 Poloha 11	17,92	49,60	18,21	50,40	36,13	47,55	19,77	49,61	20,08	50,39	39,85	52,45	75,98
LM1 Poloha 12	17,33	49,14	17,94	50,86	35,27	46,38	20,18	49,50	20,59	50,50	40,77	53,62	76,04
LM1 Poloha 13	16,44	48,11	17,73	51,89	34,17	44,92	20,53	49,00	21,37	51,00	41,90	55,08	76,07
LM1 Poloha 14	20,46	50,62	19,96	49,38	40,42	53,36	18,05	51,09	17,28	48,91	35,33	46,64	75,75
LM1 Poloha 15	21,04	50,97	20,24	49,03	41,28	54,53	17,64	51,25	16,78	48,75	34,42	45,47	75,70
LM1 Poloha 16	20,19	50,55	19,75	49,45	39,94	52,71	18,14	50,63	17,69	49,37	35,83	47,29	75,77
LM1 Poloha 17	19,70	50,50	19,31	49,50	39,01	51,45	18,63	50,61	18,18	49,39	36,81	48,55	75,82
LM1 Poloha 18	18,74	49,67	18,99	50,33	37,73	49,72	19,05	49,92	19,11	50,08	38,16	50,28	75,89
LM1 Poloha 19	18,40	49,42	18,83	50,58	37,23	49,04	19,40	50,14	19,29	49,86	38,69	50,96	75,92
LM1 Poloha 20	19,01	49,75	19,20	50,25	38,21	50,36	18,96	50,35	18,70	49,65	37,66	49,64	75,87
LM1 Poloha 21	17,54	48,89	18,34	51,11	35,88	47,21	19,91	49,63	20,21	50,37	40,12	52,79	76,00
LM1 Poloha 22	18,15	49,24	18,71	50,76	36,86	48,54	19,46	49,81	19,61	50,19	39,07	51,46	75,93
LM1 Poloha 23	19,67	50,10	19,59	49,90	39,26	51,79	18,49	50,60	18,05	49,40	36,54	48,21	75,80
LM1 Poloha 24	20,19	50,55	19,75	49,45	39,94	52,71	18,14	50,63	17,69	49,37	35,83	47,29	75,77
LM3 1800/200 Poloha 1	14,83	47,64	16,30	52,36	31,13	40,81	21,32	47,22	23,83	52,78	45,15	59,19	76,28
LM3 1800/200 Poloha 2	15,82	48,50	16,80	51,50	32,62	42,79	20,59	47,21	23,02	52,79	43,61	57,21	76,23
LM3 1800/200 Poloha 3	15,33	47,80	16,74	52,20	32,07	42,05	20,90	47,29	23,30	52,71	44,20	57,95	76,27
LM3 1800/200 Poloha 4	14,29	47,21	15,98	52,79	30,27	43,02	20,12	50,17	19,98	49,83	40,10	56,98	70,37
LM3 1800/200 Poloha 5	20,01	48,89	20,92	51,11	40,93	53,96	18,22	52,18	16,70	47,82	34,92	46,04	75,85
LM3 1800/200 Poloha 6	22,60	51,62	21,18	48,38	43,78	57,76	16,69	52,12	15,33	47,88	32,02	42,24	75,80
LM3 1800/200 Poloha 7	22,11	51,60	20,74	48,40	42,85	56,49	17,11	51,85	15,89	48,15	33,00	43,51	75,85
LM3 1800/200 Poloha 8	21,92	51,65	20,52	48,35	42,44	55,94	17,07	51,06	16,36	48,94	33,43	44,06	75,87
LM3 1800/200 Poloha 9	16,94	48,23	18,18	51,77	35,12	46,13	20,89	50,93	20,13	49,07	41,02	53,87	76,14
LM3 1800/200 Poloha 10	19,04	48,23	20,44	51,77	39,48	51,94	18,97	51,93	17,56	48,07	36,53	48,06	76,01
LM3 1800/200 Poloha 11	16,44	47,57	18,12	52,43	34,56	45,37	21,20	50,95	20,41	49,05	41,61	54,63	76,17
LM3 1800/200 Poloha 12	22,11	51,60	20,74	48,40	42,85	56,49	17,11	51,85	15,89	48,15	33,00	43,51	75,85
LM3 3000/240	18,58	45,02	22,69	54,98	41,27	47,26	25,06	54,41	21,00	45,59	46,06	52,74	87,33
Normální zatížitelnost nápravy	6,32	46,81	7,18	53,19	13,50	52,78	6,28	51,99	5,80	48,01	12,08	47,22	25,58
Výhradní zatížitelnost nápravy	7,99	55,45	6,42	44,55	14,41	71,02	3,21	54,59	2,67	45,41	5,88	28,98	20,29
Výjimečná zatížitelnost nápravy	6,71	42,52	9,07	57,48	15,78	54,62	7,49	57,13	5,62	42,87	13,11	45,38	28,89
Chodník zatížitelnost	0,87	58,78	0,61	41,22	1,48	66,67	0,40	54,05	0,34	45,95	0,74	33,33	2,22
Normální zatížitelnost plošné vozovka	10,12	50,40	9,96	49,60	20,08	54,37	8,68	51,51	8,17	48,49	16,85	45,63	36,93

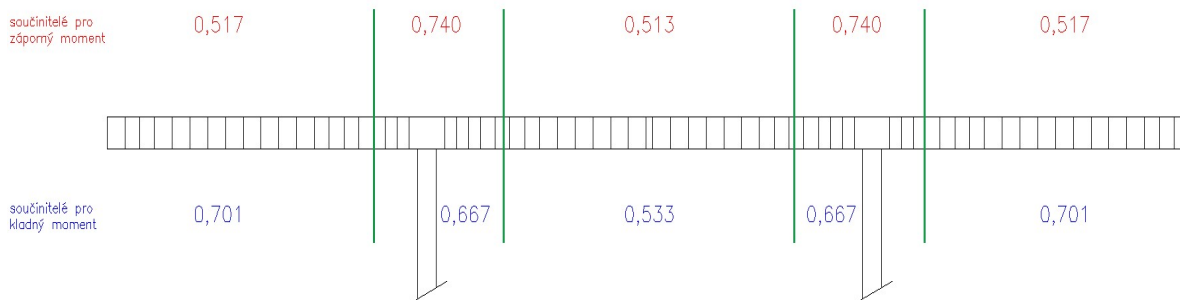
Tabulka 4 příčný roznos ohybového momentu v krajním poli

### 3.1.5 Převod zatížení na prutový model

Prutový model zatížím plnou hodnotou zatížení celého příčného řezu, vynásobím součinitelem roznosu. Rozhraní oblastí s odlišným koeficientem je v místech nulových momentů od vlastní tíhy konstrukce. V celé délce konstrukce mi vzniknou následující oblasti:

- Oblast 1. krajního pole
- Oblast 1. pilíře
- Oblast středního pole
- Oblast 2. pilíře
- Oblast 2 krajního pole

Pro lepší pochopení níže uvádím na schématu obr. 37 rozdělení oblastí se součiniteli roznosu pro případ ohybové momentu šestinápravového vozidla výhradní zatížitelnosti.



Obrázek 37 schéma - součinitel roznosu ohybového momentu od 6NV výhradní zatížitelnosti

## 3.2 Prutový model TDA s fázemi výstavby

### 3.2.1 Popis modelu, průřezů a zvolených materiálů

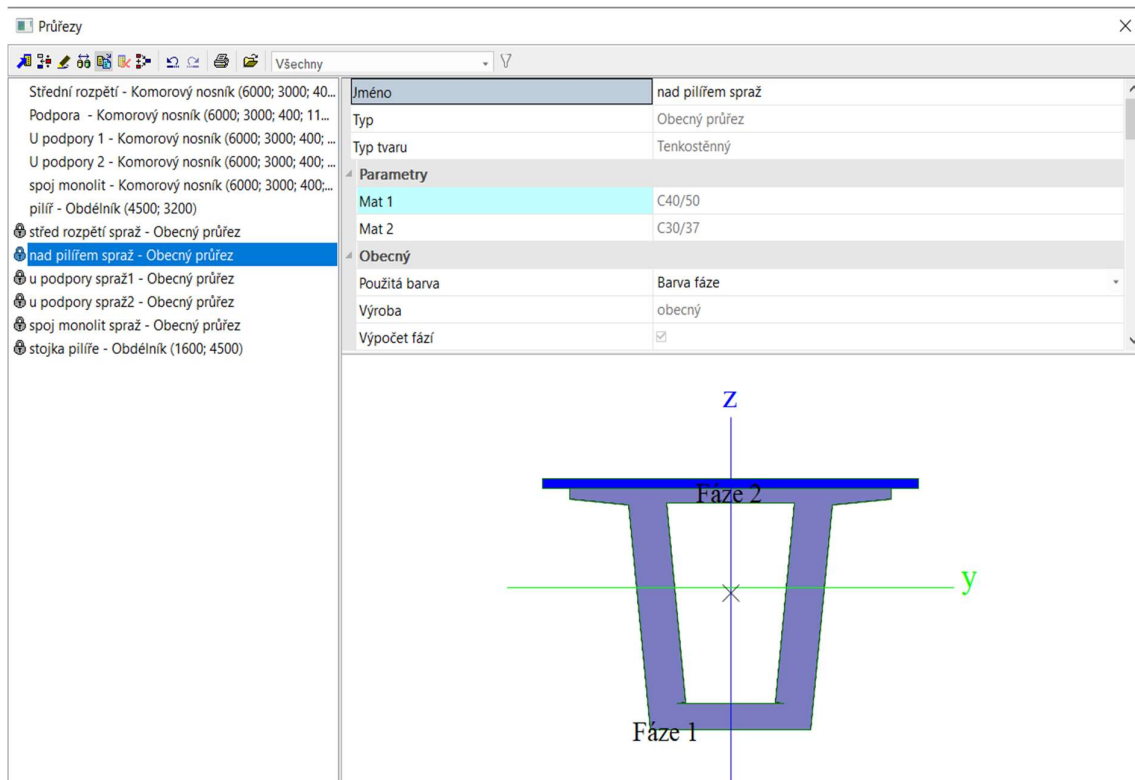
Prutový model využívám hlavně pro stanovení zatížitelnosti mostu a také pokud možno co nejlépe vystihnout množství a stav předpětí mostu. To jsem ověřoval při fázích výstavby, zda nevznikají tahová napětí, nadměrné průhyby, nebo není překročena tlaková pevnost betonu. Vedlejším účelem byl výpočet návrhové únosnosti v ohybu a ve smyku, stanovení návrhových vnitřních sil  $V_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ .

Totožně jako u deskostěnového modelu se zmenšují tloušťky stěn a dolní desky segmentů. Pro každou skupinu mám vytvořené zvlášť segmenty připadající různým tloušťkám. Na tomto modelu je oproti deskostěnovému modelu přítomné předpětí.

Komorové průřezy mají stejné tloušťky stěn i desek jako v prostorovém modelu, rozdílem je rozdělení horní příruby a spřažené železobetonové desky na dvě fáze, které jsou přidávány do modelu v různých časech. Ve SCIA Engineer jsem nadefinoval pět průřezů segmentů.

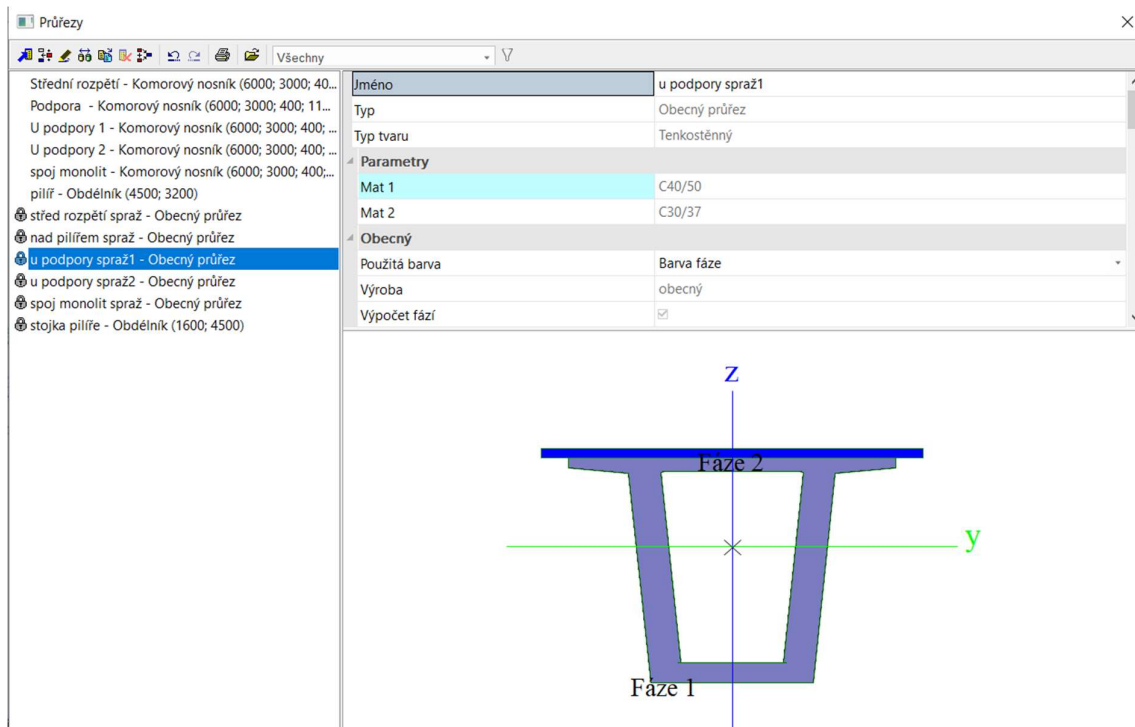


- Zárodky pilířů a segment nad opěrou



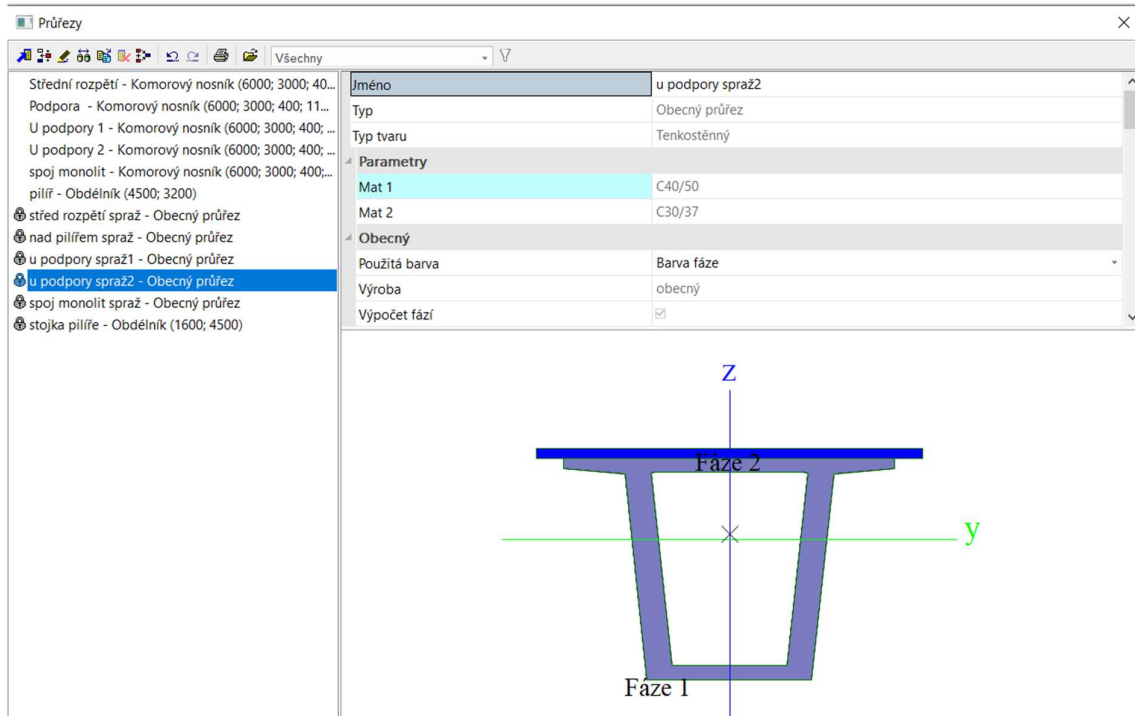
Obrázek 38 průřez 1

- První skupina segmentů od pilíře



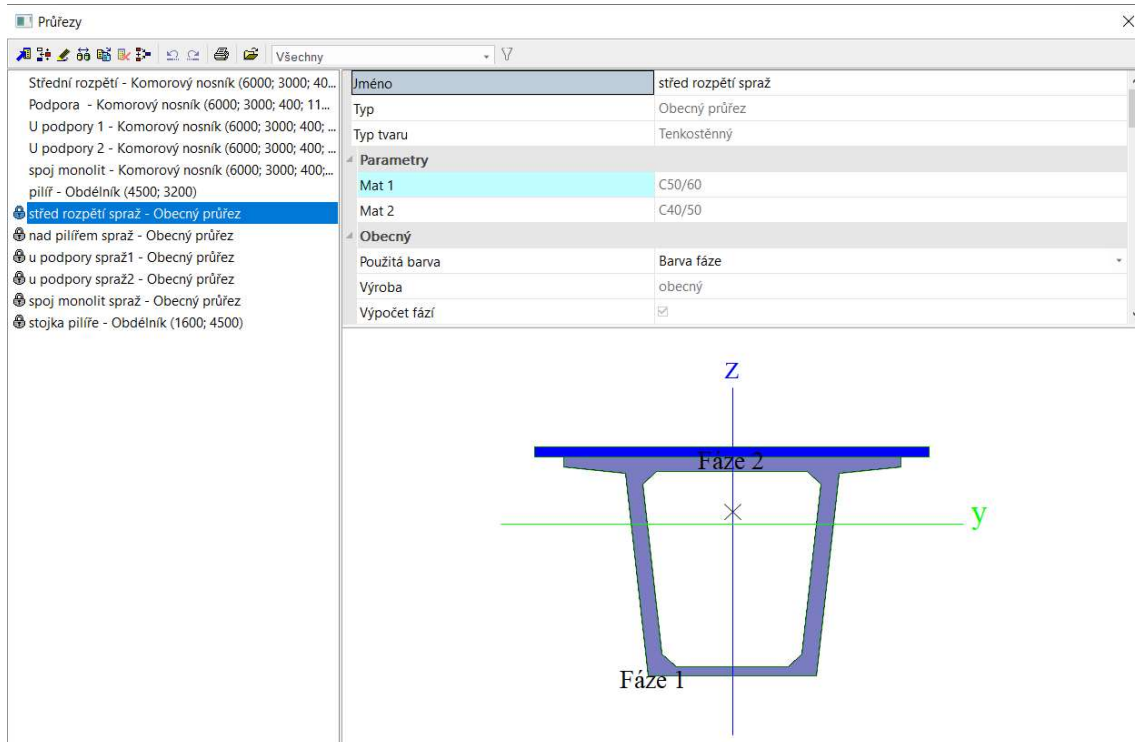
Obrázek 39 průřez 2

- Druhá skupina segmentů od pilíře a první od opěry



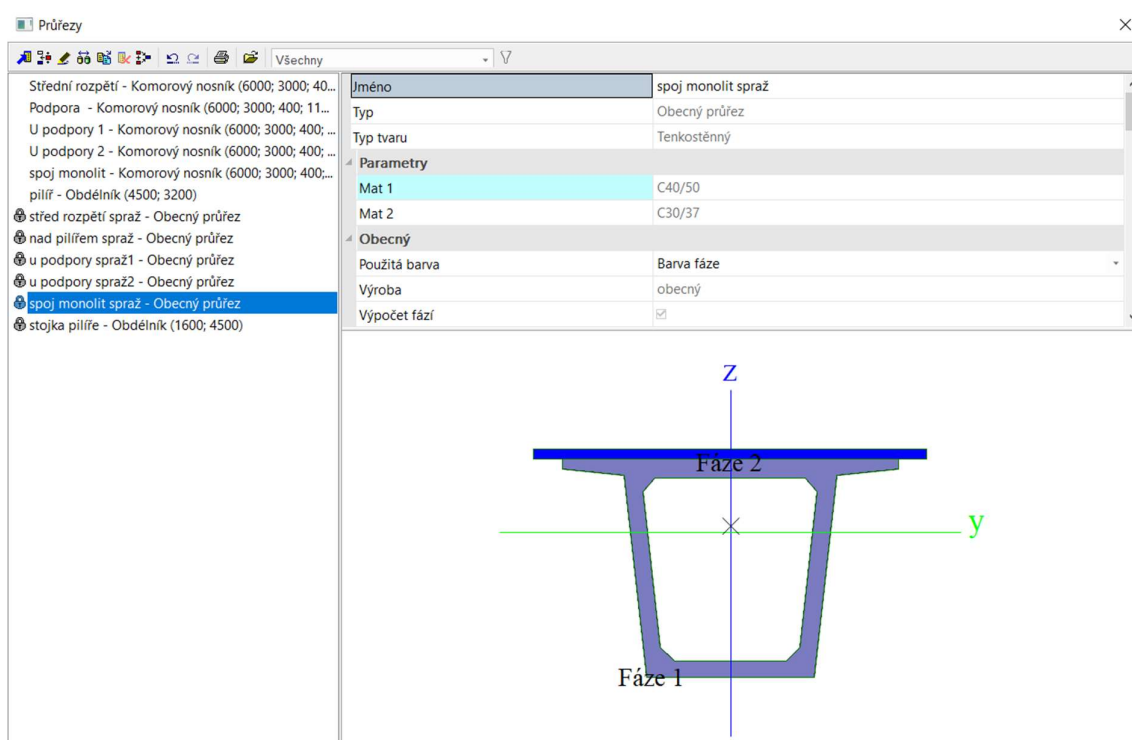
Obrázek 40 průřez 3

- Segmenty ve středu pole



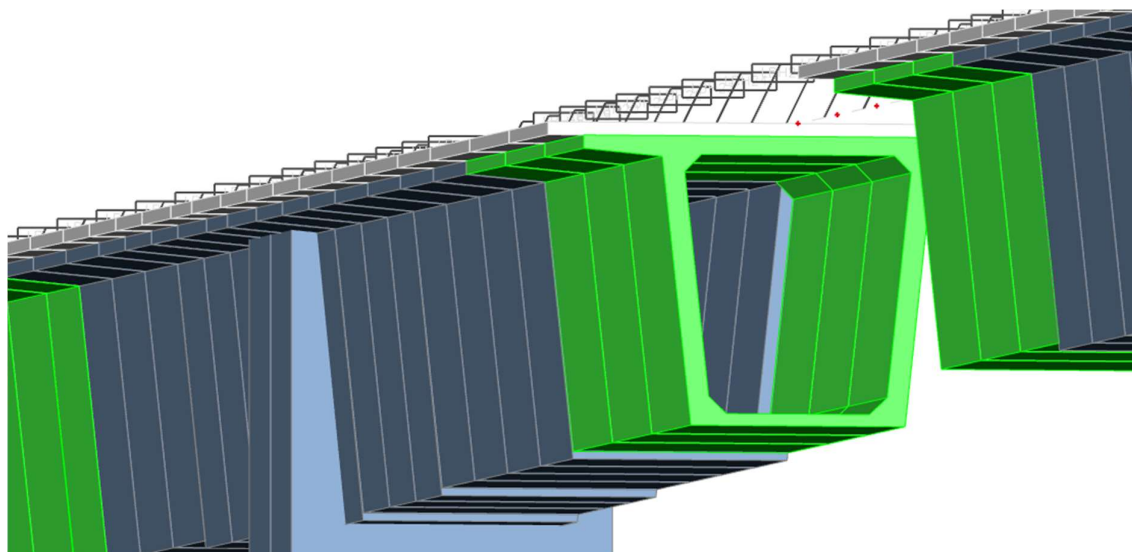
Obrázek 41 průřez 4

- Monolitický spoj



Obrázek 42 průřez 5

Materiál segmentů a zárodků je beton C40/50. Beton pilířů uvažují C60/70. Předpětí je rozdělené na původní předpětí v horní a dolní desce.



Obrázek 43 odstupňování segmentů

Původní přímá předpínací výztuž v horní i spodní desce je tvořena z drátů P7. Kabely jsou z lan 12P7 a 24P7.

Dodatečné volné kabely jsou tvořené 19 lanovými kabely lan Y1770S7-15,7 (plochy 150mm<sup>2</sup>) Použitý je systém VSL. Je uvažováno podržení napětí po dobu 5 minut.

### 3.2.2 Zatížení

Vlastní tíhu jsem počítal ručně přes průřezovou plochu ze SCIA, kde jsem mohl najít plochy každého segmentu i desky zvlášť. Tíhu betonu během betonáže jsem uvažoval pouze u mostovky hodnotou čerstvého železobetonu  $26 \text{ kN/m}^3$ . Považuji za nevýznamné počítat s hodnotou pouze o jednotku vyšší objemové tíhy pouze na zárodcích, opěrách a spoji. Toto zjednodušení nemá téměř vliv na výsledky, nemusím uvažovat malé odlehčení malé části konstrukce. Na zbytku konstrukce uvažuji běžnou objemovou tíhu pro již zatvrdlý předpjatý beton  $26 \text{ kN/m}^3$ .

Ve fázích, kdy není přidávána žádná vlastní tíha (prvky), je potřeba přiřadit každé fázi prázdný zatěžovací stav definovaný jako vlastní tíha.

#### 3.2.2.1 Ostatní stálé zatížení

Ostatní stálé zatížení jsem si rozdělil dle svislé osy v prostorovém modelu a na prutový model s jednou komorou jsem umístil tu část od osy, kde se nachází širší, těžší římsa. Toto zatížení jsem převedl na rovnoměrné liniové zatížení.

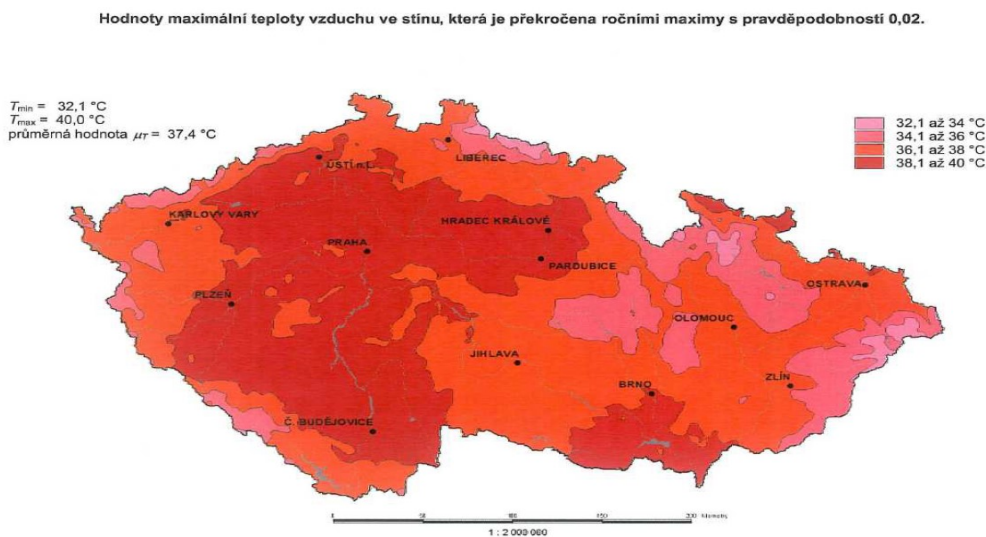
#### 3.2.2.2 Zatížení dopravou

Zatížení na prut je zaváděno pomocí obálek z pojezdu vozidel po konstrukci + dynamického součinitele + součinitelů roznosu. Více o tomto kroku v kapitole 3.2.7.

#### 3.2.2.3 Zatížení teplotou

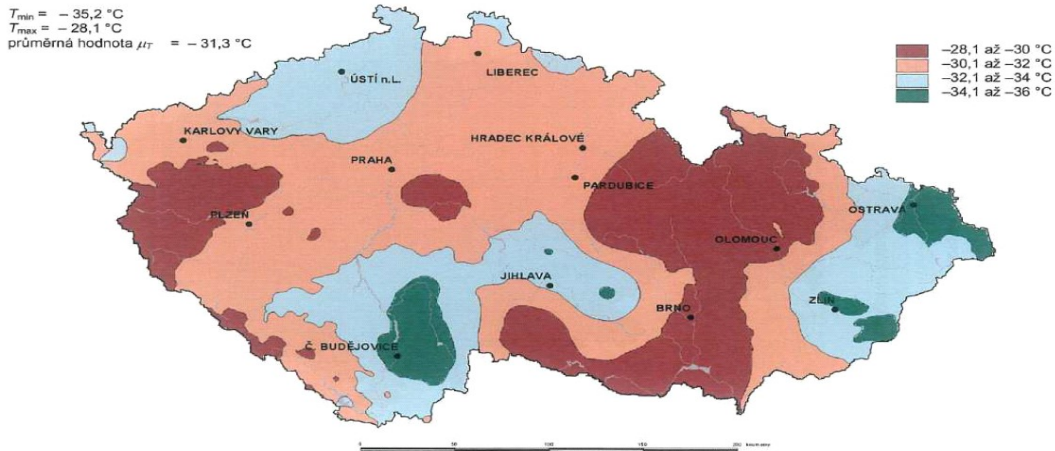
##### 3.2.2.3.1 Rovnoměrná složka teploty

Účinky zatížení teplotou vypočteme pomocí normy ČSN EN 1995-1-5. Odečetl jsem maximální a minimální hodnoty teploty ve stínu z českých teplotních map ČR z této normy. Mostní objekt se nachází severozápadně od města Jihlavy v kraji Vysočina. Pro tuto lokalitu platí tyto hodnoty teplot vzduchu ve stínu.



Obrázek 44 teplotní mapa maximálních teplot ve stínu v ČR

Hodnoty minimální teploty vzduchu ve stínu, která je překročena ročními minimy s pravděpodobností 0,02.



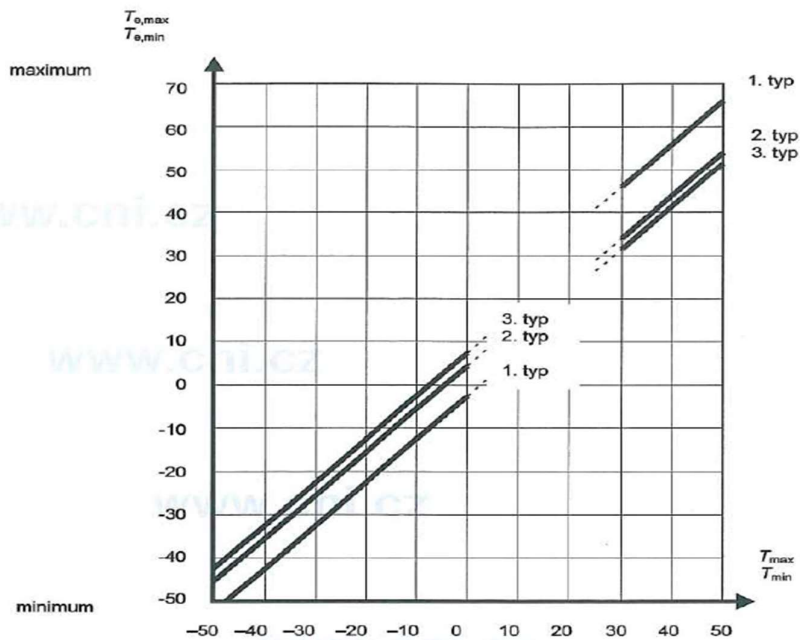
Obr. 2 - Mapa minimálních teplot ve stínu

Obrázek 45 teplotní mapa minimálních teplot ve stínu v ČR

$$T_{max} = 38^{\circ}\text{C}$$

$$T_{min} = -34^{\circ}\text{C}$$

Potřebujeme odečíst extrémní rovnoměrnou teplotu nosné konstrukce z grafu EN 1991-1-5. Naše konstrukce (mostní objekt) je v tomto grafu typem konstrukce 1 – betonová konstrukce.



Obr. 3 – Vztah mezi minimální/maximální teplotou vzduchu ve stínu ( $T_{min}/T_{max}$ ) a minimální/maximální rovnoměrnou složkou teploty konstrukce ( $T_{e,min}/T_{e,max}$ )

Typy konstrukcí :

- 1) Ocelové konstrukce
- 2) Ocelobetonové konstrukce
- 3) Betonové konstrukce

Obrázek 46 graf závislosti  $T_{min}/T_{max}$  a  $T_{e,min}/T_{e,max}$

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

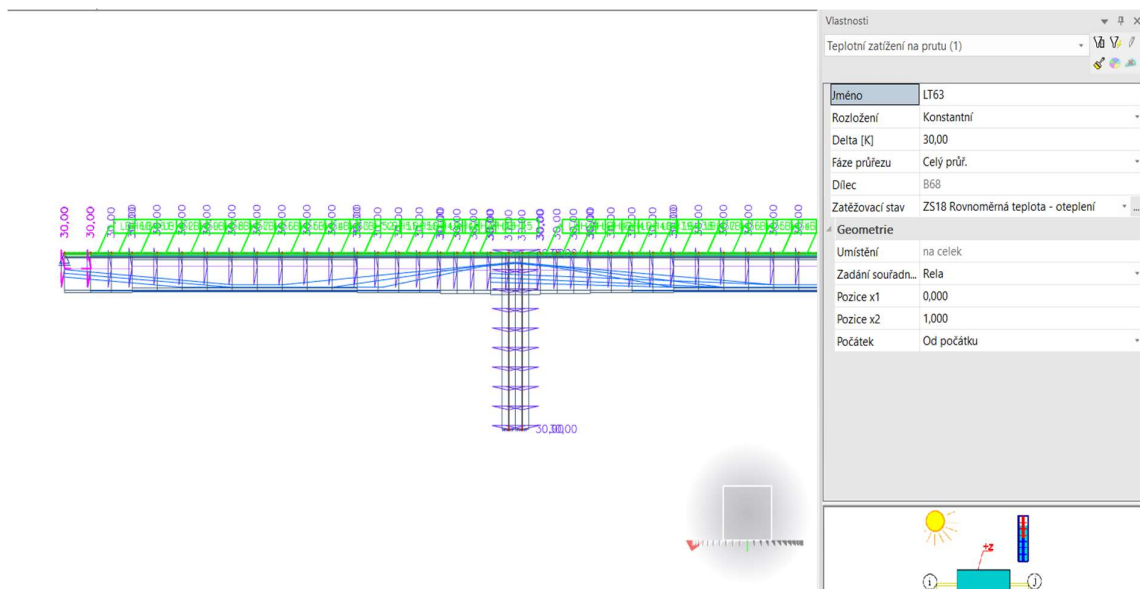
$$T_{e,min} = -26^{\circ}C$$

Pro výpočet charakteristických hodnot zatížení teplotou potřebujeme ještě výchozí teplotu. Uvažujeme výchozí teplotu nosné konstrukce při betonáži (montáži) hodnotou  $T_o=10^{\circ}C$ . Tuto hodnotu odečteme od extrémních hodnot rovnoměrné složky teploty. Prvně vypočtu expanzi, poté smrštění od teploty.

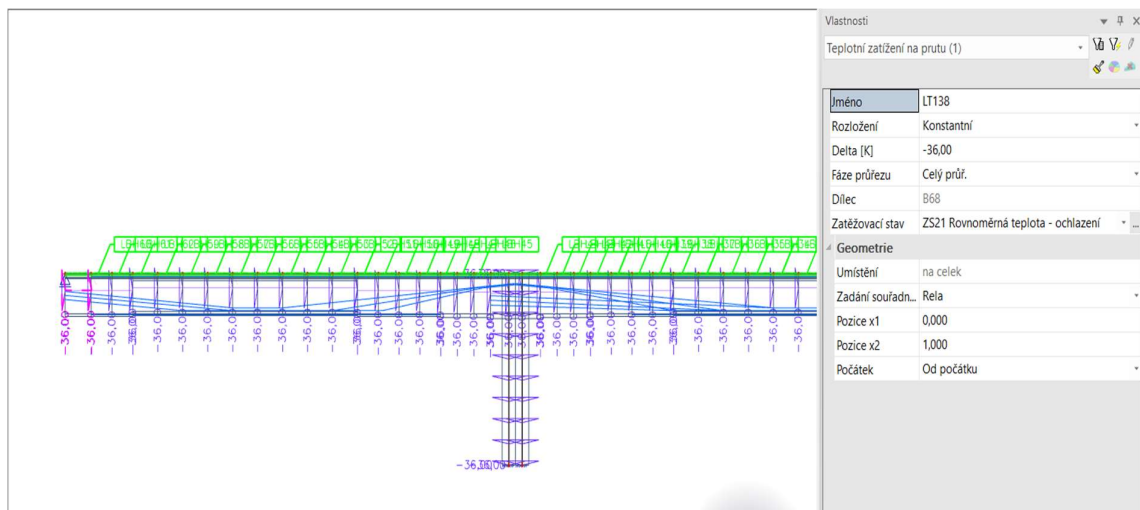
$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_o = 40 - 10 = 30^{\circ}C$$

$$\Delta T_{N,con} = T_{e,min} - T_o = -26 - 10 = -36^{\circ}C$$

Nyní mám hodnoty, kterými budu zatěžovat celou konstrukci včetně pilířů na prutovém modelu.



Obrázek 47 rovnoměrná teplota oteplení

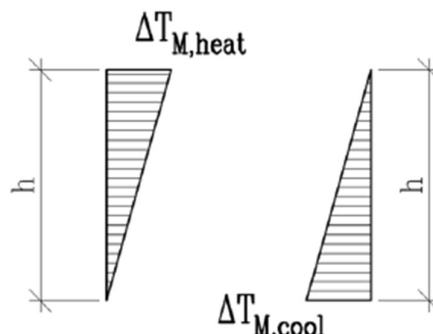


Obrázek 48 rovnoměrná teplota ochlazení



### 3.2.2.3.2 Lineární složka teploty

Vodorovnou nosnou konstrukci budeme ještě zatěžovat nerovnoměrnou složkou teploty. Provedeme zjednodušený způsob s lineární složkou trojúhelníkového tvaru. Budeme mít 2 zatěžovací stavy, v prvním bude horní povrch konstrukce teplejší než dolní (ochlazení dolního povrchu). Teplota dolního povrchu bude nulová. V druhém případě bude teplejší dolní povrch (ochlazení horního povrchu), hodnota na horním povrchu bude opět nulová. Popsané schéma zatížení můžete vidět na obr. 49.



Obrázek 49 lineární složka teploty

Přesné hodnoty  $\Delta T_{M,heat}$  a  $\Delta T_{M,cool}$  určíme z níže uvedených tabulek doporučených hodnot lineární složky teploty a součinitelů  $k_{sur}$  normy ČSN 1995-1-5. Tabulky jsou rozděleny do sloupců dle typu (materiálu) nosné konstrukce a toho, který povrch oteplujeme. Jsou zvýrazněné nás týkající se řádky a sloupce.

**Tabulka 6.1 – Doporučené hodnoty lineárních rozdílových složek teploty pro různé typy nosných konstrukcí mostů pozemních komunikací, lávek pro chodce a železničních mostů**

Typ nosné konstrukce	Horní povrch teplejší než dolní	Dolní povrch teplejší než horní
	$\Delta T_{M,heat}$ (°C)	$\Delta T_{M,cool}$ (°C)
1. typ: ocelová nosná konstrukce	18	13
2. typ: ocelobetonová nosná konstrukce	15	18
3. typ: betonová nosná konstrukce		
– betonový komorový nosník	10	5
– betonový nosník	15	8
– betonová deska	15	8

POZNÁMKA 1 Hodnoty uvedené v tabulce jsou horními mezními hodnotami lineárně proměnné složky teploty pro reprezentativní vzorek geometrie mostů.

POZNÁMKA 2 Hodnoty uvedené v tabulce pro mosty pozemních komunikací, lávky a pro železniční mosty vycházejí z 50 mm tloušťky mostního svršku. Pro jiné tloušťky mostního svršku se mají tyto hodnoty vynásobit součinitelem  $k_{sur}$ . Doporučené hodnoty součinitele  $k_{sur}$  jsou uvedené v tabulce 6.2.

Tabulka 5 doporučené hodnoty pro lineární složku teploty

Z první tabulky nás zajímá betonová konstrukce, náš most je segmentový. Konstrukce je složená z betonových komorových nosníků.

$$\Delta T_{M,heat} = 10^{\circ}C$$

$$\Delta T_{M,cool} = 5^{\circ}C$$



Tabulka 6.2 – Doporučené hodnoty součinitele  $k_{sur}$  pro různé tloušťky mostního svršku

Mosty pozemních komunikací, lávky pro chodce a železniční mosty						
Tloušťka mostního svršku	1. typ		2. typ		3. typ	
	horní povrch teplejší než dolní	dolní povrch teplejší než horní	horní povrch teplejší než dolní	dolní povrch teplejší než horní	horní povrch teplejší než dolní	dolní povrch teplejší než horní
[mm]	$k_{sur}$	$k_{sur}$	$k_{sur}$	$k_{sur}$	$k_{sur}$	$k_{sur}$
bez svršku	0,7	0,9	0,9	1,0	0,8	1,1
vodotěsná izolace <sup>1)</sup>	1,6	0,6	1,1	0,9	1,5	1,0
50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
100	0,7	1,2	1,0	1,0	0,7	1,0
150	0,7	1,2	1,0	1,0	0,5	1,0
štěrkové lože (750 mm)	0,6	1,4	0,8	1,2	0,6	1,0

<sup>1)</sup> Tyto hodnoty představují horní mezní hodnoty pro tmavé barvy.

Tabulka 6 doporučené hodnoty součinitelů pro lineární teplotu

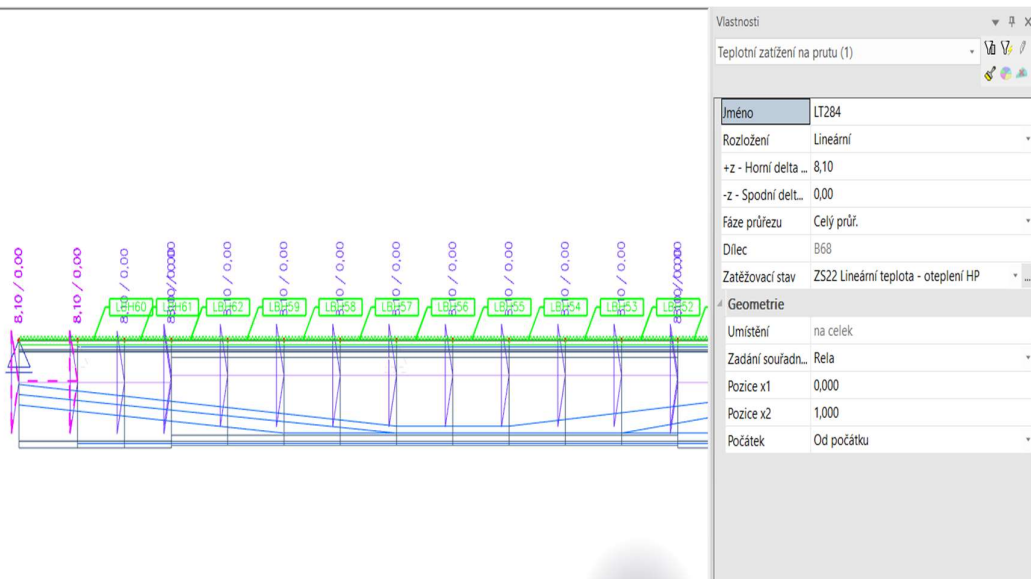
V druhé tabulce si najdeme součinitele  $k_{sur}$  pro komorové průřezy. Tloušťka našeho mostního svršku je 85 mm. Tato hodnota pro horní povrch teplejší než dolní se v tabulce nevyskytuje, budeme tedy interpolovat mezi hodnotu pro 50 a 100 mm. Pro dolní povrch hodnotu přímo odečteme. Výsledné charakteristické hodnoty pro teplotní zatěžovací stavy dopočítáme.

$$k_{sur,horní}=0,81$$

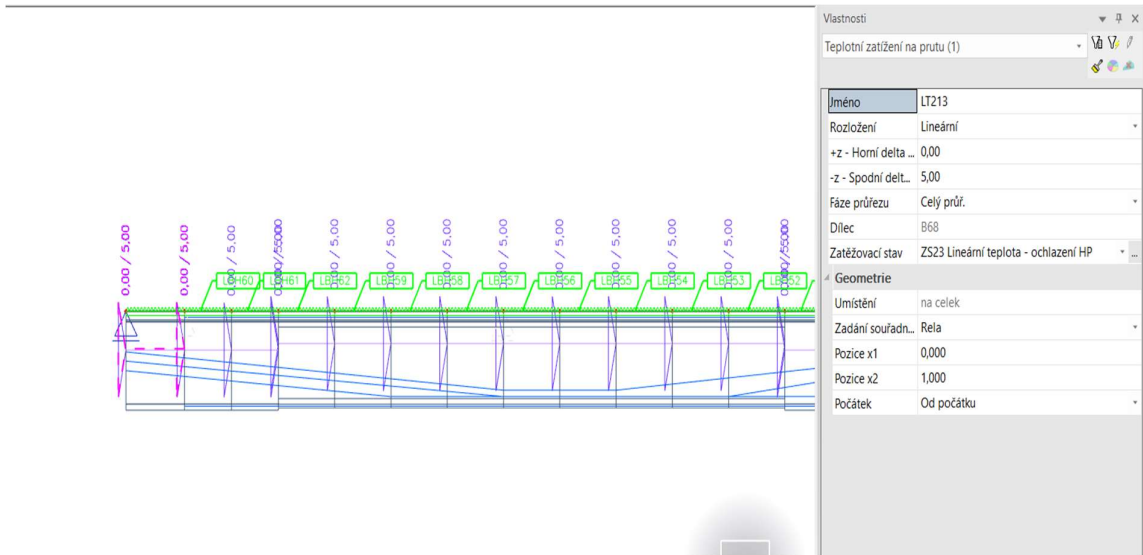
$$\Delta T_{M,heat,k} = \Delta T_{M,heat} * k_{sur,horní} = 10 * 0,81 = 8,1^{\circ}\text{C}$$

$$k_{sur,dolní}=1,0$$

$$\Delta T_{M,cool,k} = \Delta T_{M,cool} * k_{sur,dolní} = 5 * 1,0 = 5,0^{\circ}\text{C}$$



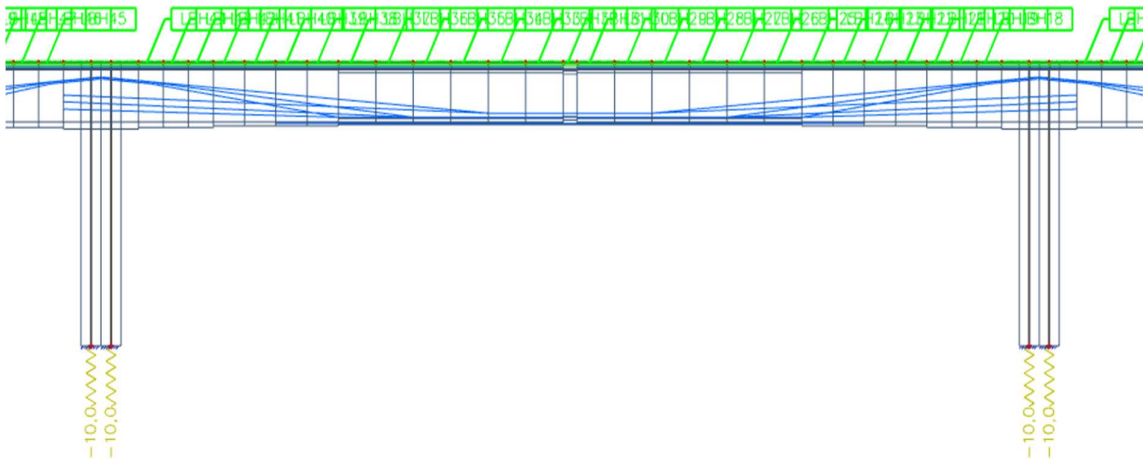
Obrázek 50 lineární teplota oteplení horního povrchu



Obrázek 51 lineární teplota ochlazení horního povrchu

### 3.2.2.4 Zatížení poklesem podpor

Zatížení poklesem podpor zavádíme jako pokles obou pilířů o 10 mm. Nelze jistě říci, kdy přesně tento stav nastane, může nastat kdykoliv v průběhu výstavby. V tomto modelu jsem ho zavedl ve fázi uvedení do provozu.

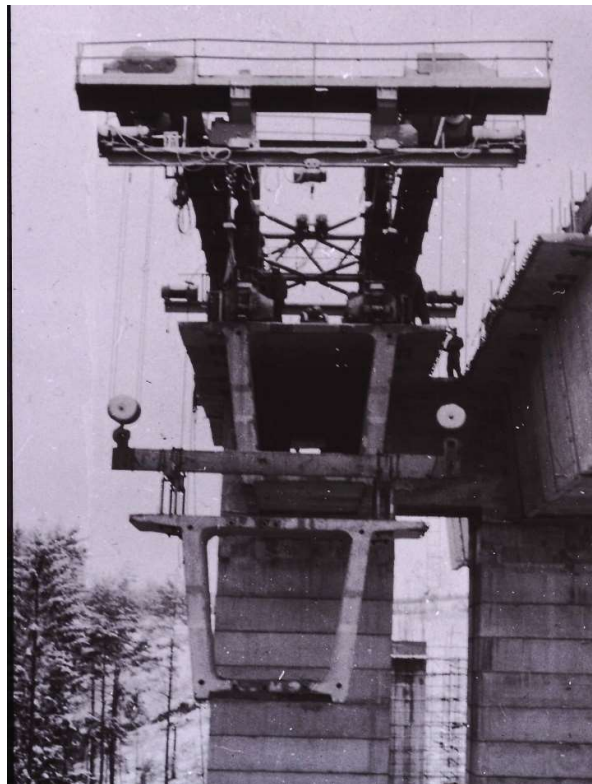


Obrázek 52 pokles podpor

### 3.2.3 Postup výstavby

Postup výstavby jsem nejdříve uvažoval nejběžněji používanějším způsobem montáže segmentových mostů – symetrická montáž od pilířů a současně od podpěr montovat se skruží.

Kontaktoval jsem pana Ing. Macha, který se na stavbě a projektu podílel. Poslal mi původní projektovou dokumentaci, obrázky ze stavby a upřesnil mi postupnou montáž segmentů. Montáž probíhala symetricky od pilířů a při dosažení cca. poloviny krajních polí se zbudovaly provizorní podpěry. Poté se pokračovalo opět směrem k podporám, což bylo v rozporu s mým předchozím postupem, postup výstavby jsem změnil na ten z reálné výstavby.

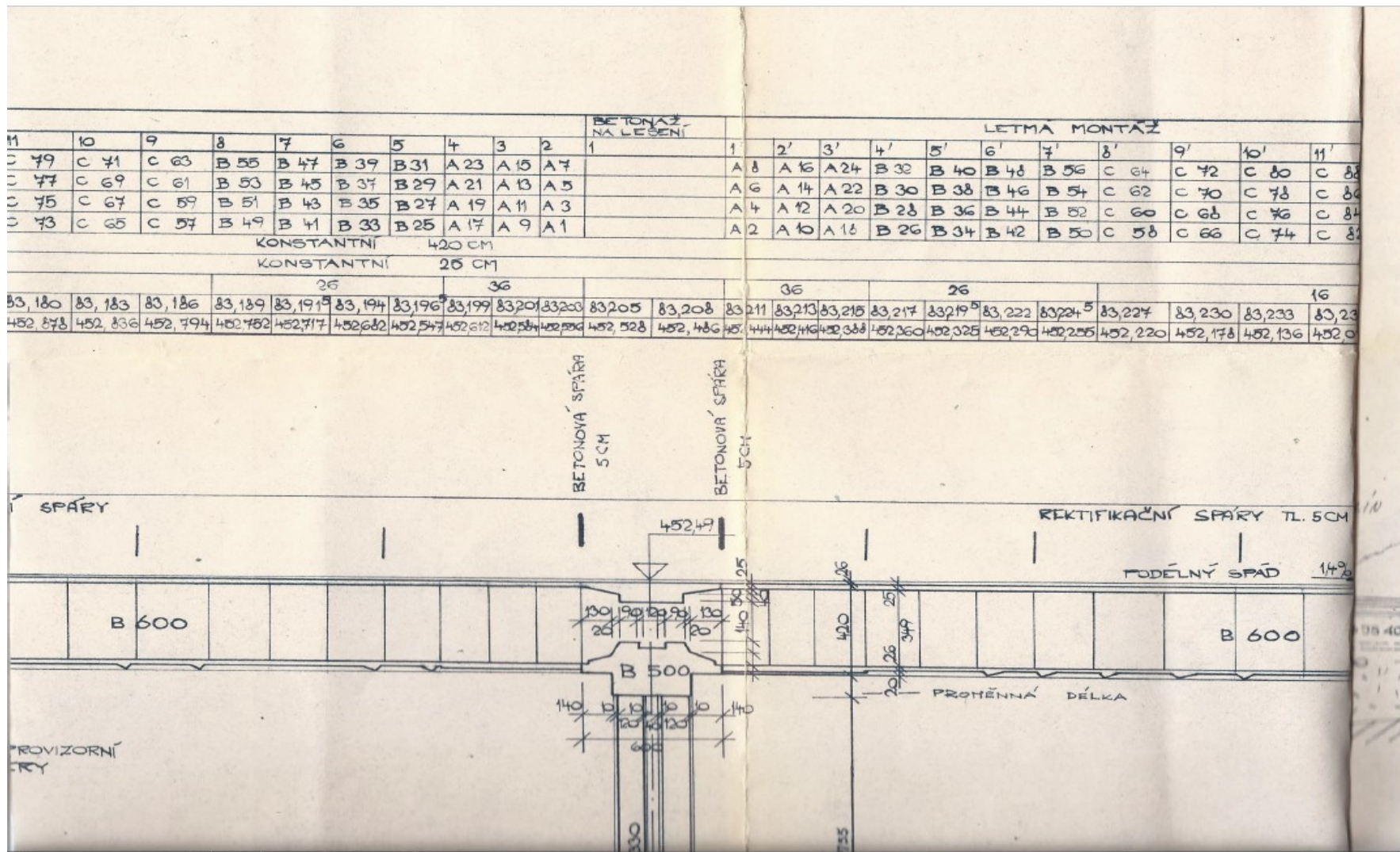


*Obrázek 53 osazování prefabrikátů mostu u Koberovic*



*Obrázek 54 most u Sedlic, použit stejný postup výstavby*

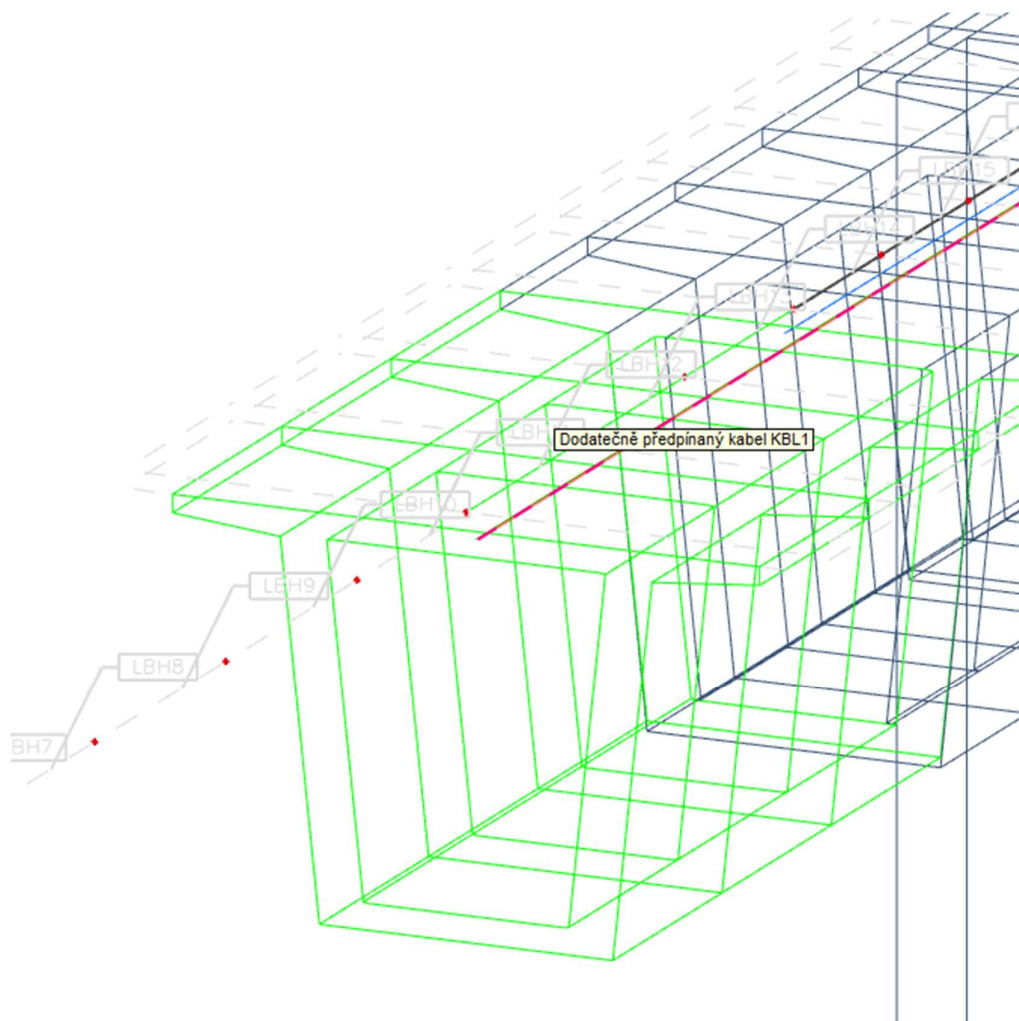




Obrázek 55 příčný řez s popisem betonáže a montáže

### 3.2.4 Předpětí

Původní předpínací výztuž v horní i spodní desce je tvořena z drátů P7. Kabley jsou z lan 12P7 a 24P7. Množství, vedení a hlavně stav původních kabelů bylo problematické určit, snažil jsem se množství přibližně určit z výkresů, diagnostického průzkumu, kontroly napětí a průhybů v průběhu výstavby na modelu.

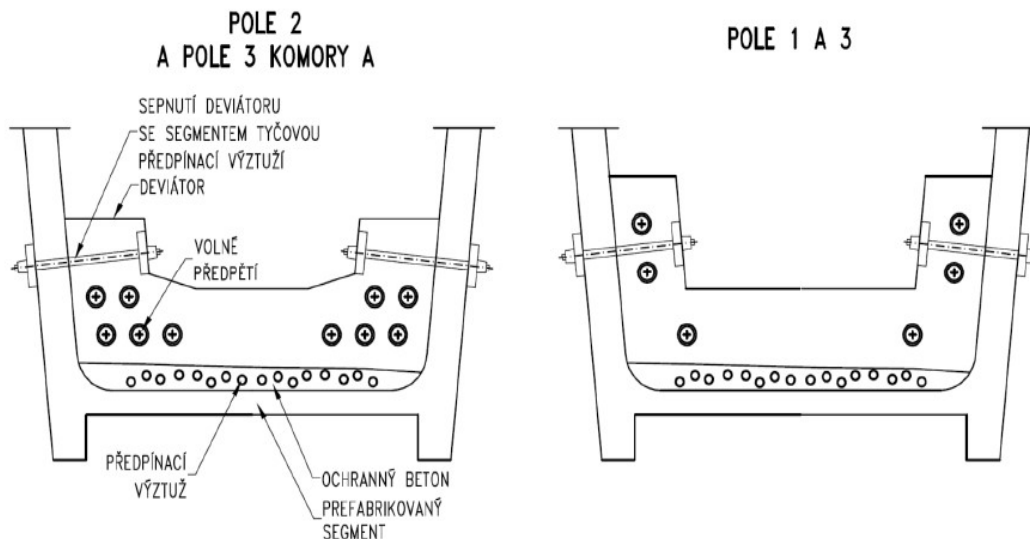


Obrázek 56 předpětí v horní desce

Dodatečné volné kabely jsou tvořené 19 lanovými kabely lan Y1770S7-15,7 (plochy 150mm<sup>2</sup>) Použitý je systém VSL. Je uvažováno podržení napětí po dobu 5 minut. Dodatečné předpětí bylo přidáno až při první rekonstrukci v letech 1998-2000.

Ztráty předpětí jsou uvažované přibližně s přihlédnutím na výsledky diagnostického průzkumu.

Montážní kabely vedou od posledního montovaného segmentu krajního pole až do posledního ve středním poli.



Obrázek 57 schéma umístění volného předpětí a původního předpětí v dolní desce

### 3.2.4.1 Schéma předpětí

Vytvořil jsem samostatné výkresy zjednodušených schémat předpětí, pro lepší orientaci ve vedení předpětí.

- Výkres č.3 schéma vnitřního předpětí
- Výkres č.4 schéma původního předpětí v horní a dolní desce

### 3.2.5 Fáze výstavby

Výstavbu a provoz mostu jsem rozdělil do 12 fází. Původně bylo fází 11, ale musel jsem rozdělit zvláště do každé fáze přidání dolního a vnitřního předpětí. Proces výstavby jsem se snažil co nejjednodušeji shrnout do co nejméně stádií a zjednodušit zatížení, podpory, přidávání částí konstrukce bez značnějšího vlivu na výsledky výpočtu.

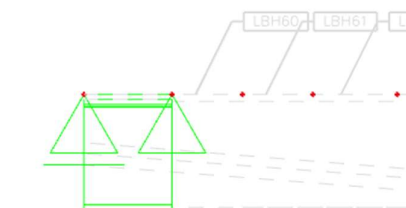
Počet připevněných segmentů jsem volil 3-4 za jednu fázi, čas mezi montážními fázemi jsem uvažoval 2 dny.

#### 3.2.5.1 Fáze 1 - betonáž opěr, pilířů a jejich zárodků

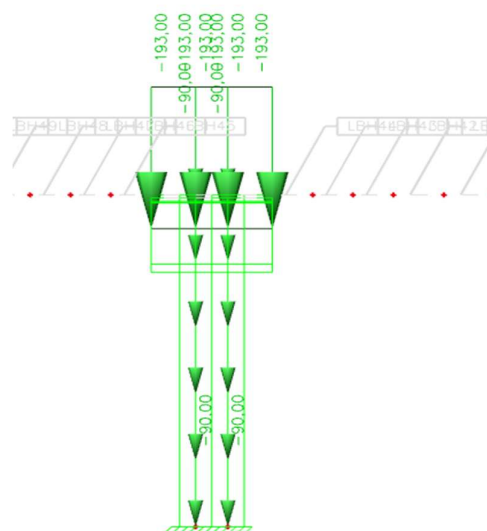
Výstavbu jsem započal vložení pilířů, jejich zárodků a opěr v první fázi. Pilíře jsou ze ztraceného bednění a betonové výplně prefabrikátu, zárodky jsou monolitické. Objemovou tíhu čerstvého betonu jsem zanedbal a vše uvažoval už jako zatvrdlý beton. Konstrukce se skládá hlavně z prefabrikovaných segmentů, proto jsem se rozhodl neuvažovat větší tíhu čerstvého betonu.

Segment opěry (koncový) jsem vložil v první fázi. Sice jsou až do fáze 7 samotné, než dojde ke spojení se segmenty v průběhu výstavby. Segmenty se montují již určitého stáří, tudíž jsem si mohl nastavit v nastavení nosníku stáří betonu, nebo jak jsem se rozhodl, umístit opěru rovnou dřívě.

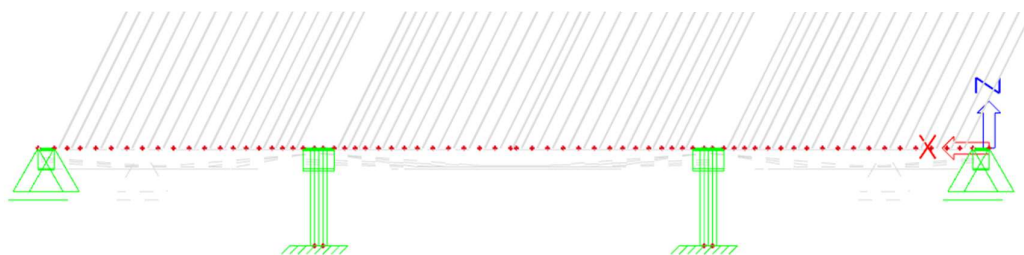
Fáze 1 začíná dnem 1.



Obrázek 59 koncový segment nad opěrou



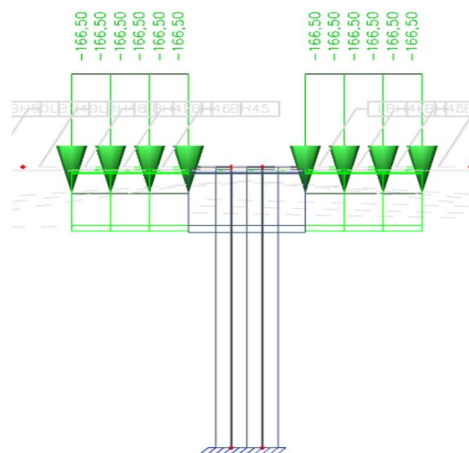
Obrázek 58 FV1 vlastní tíha



Obrázek 61 fáze výstavby 1

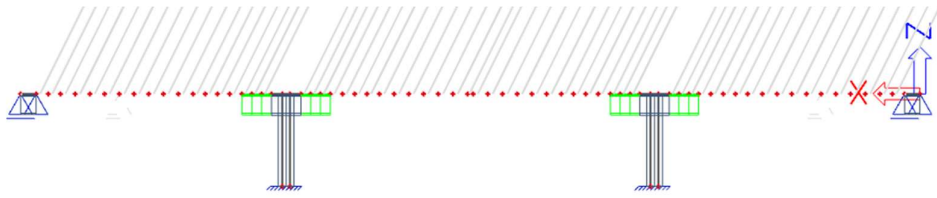
### 3.2.5.2 Fáze 2 – montáž prvních segmentů

Fáze 2 začíná dnem 60. Začíná montáž segmentů na obě strany směrem od pilířů. Osazují se první 3 segmenty a připínají se první skupinou konzolových (montážních) kabelů vedených v horní desce segmentů. Stáří segmentů při montáži je uvažováno 15 dní, nastaveno je to pomocí „nastavení nosníku“ ve SCIA ENGINEER. Takto uvažuji skutečnost, že segmenty jsou prefabrikáty. Přidávám vlastní tíhu segmentů.



Obrázek 60 FV2 vlastní tíha

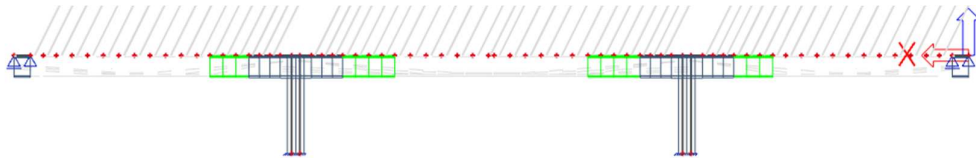




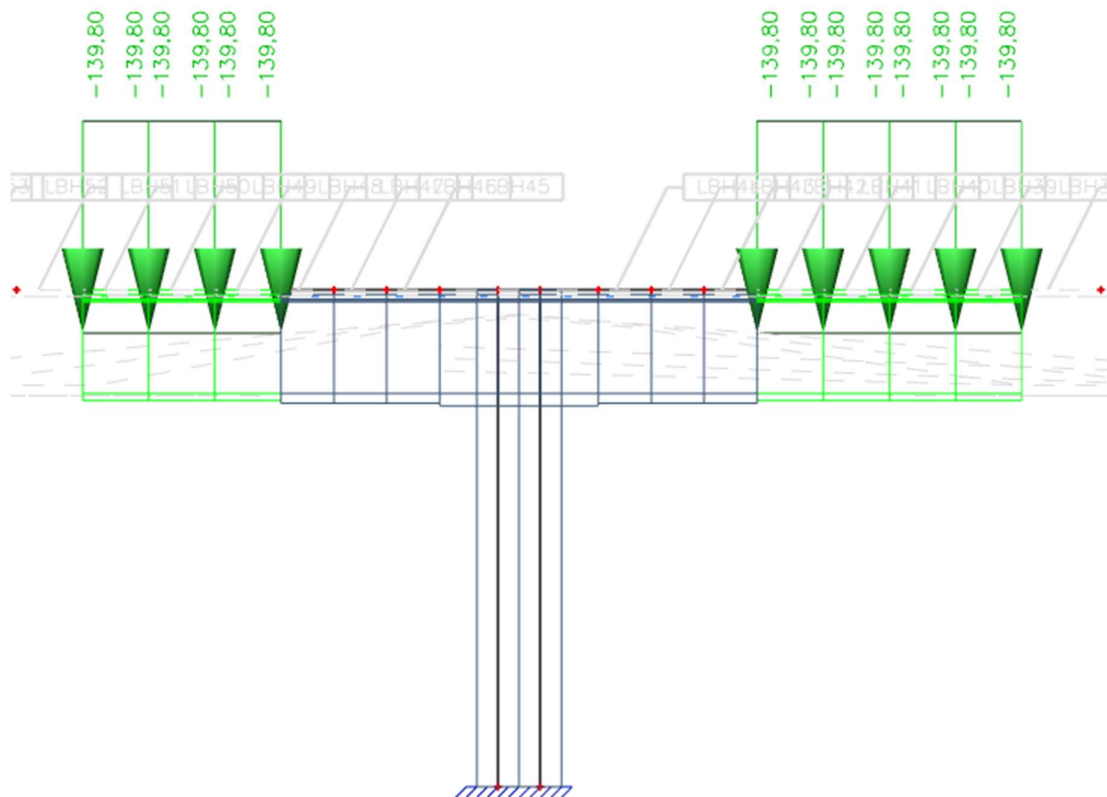
Obrázek 62 fáze výstavby 2

### 3.2.5.3 Fáze 3

Fáze 3 začíná dnem 62. Osazují se 3 segmenty na stranu krajního pole a 4 segmenty středního pole, jsou opět připevňovány předpětím vedoucím od posledního segmentu krajního pole k poslednímu segmentu středního pole. Přidávám vlastní tíhu segmentů a konzolové kabely v horní desce.



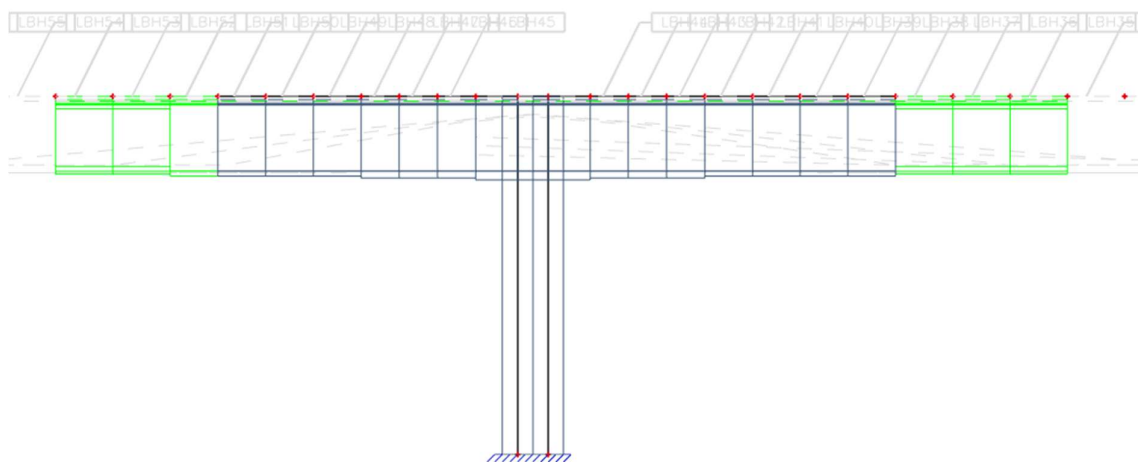
Obrázek 63 fáze výstavby 3



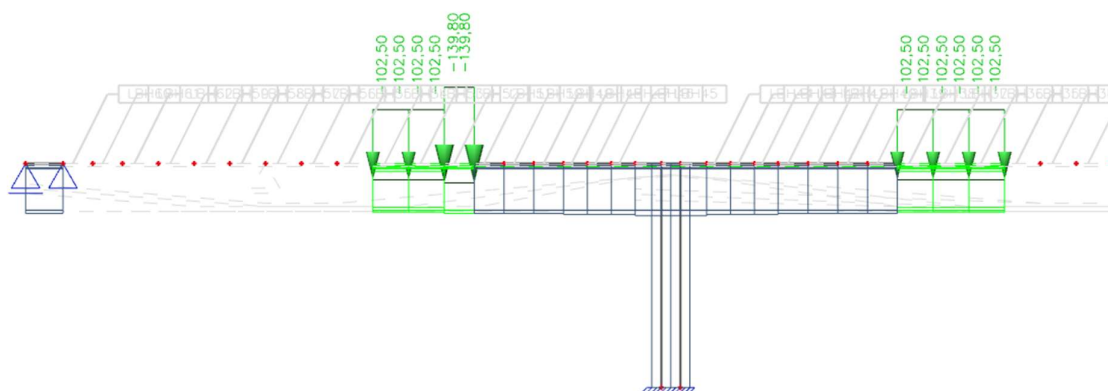
Obrázek 64 FV3 vlastní tíha

### 3.2.5.4 Fáze 4

Fáze 4 začíná dnem 64. Osazují se 3 segmenty symetricky na obě strany. Přidávám další skupinu předpětí montážních kabelů pro tyto segmenty.



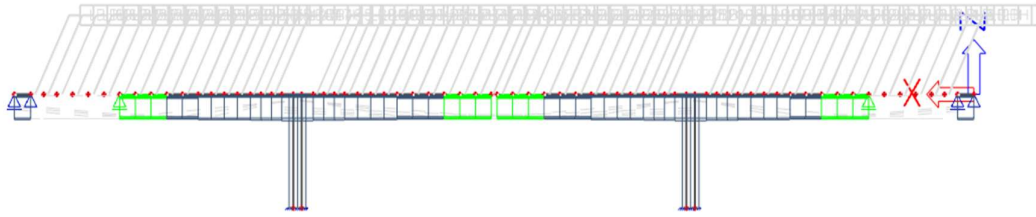
Obrázek 65 Detail na pilířovou oblast ve fázi výstavby 4



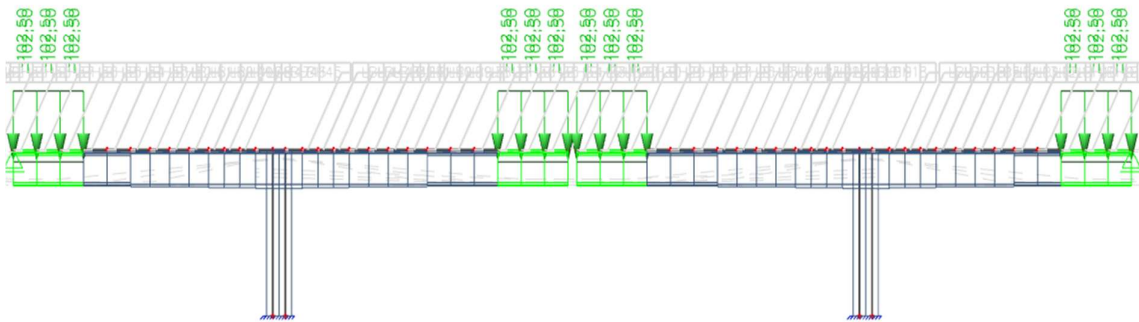
Obrázek 66 FV4 vlastní tíha

### 3.2.5.5 Fáze 5 – provizorní podpěry v krajním poli

Fáze 5 začíná dnem 66. Segmenty krajního pole dosáhly již k polovině krajního pole, při výstavbě si pomohly provizorními podporami v těchto místech, do mnou uvažovaného postupu výstavby jsem se tento fakt rozhodl zavést. Přidávám vlastní tíhu segmentů a konzolové kabely v horní desce.



Obrázek 67 fáze výstavby 5



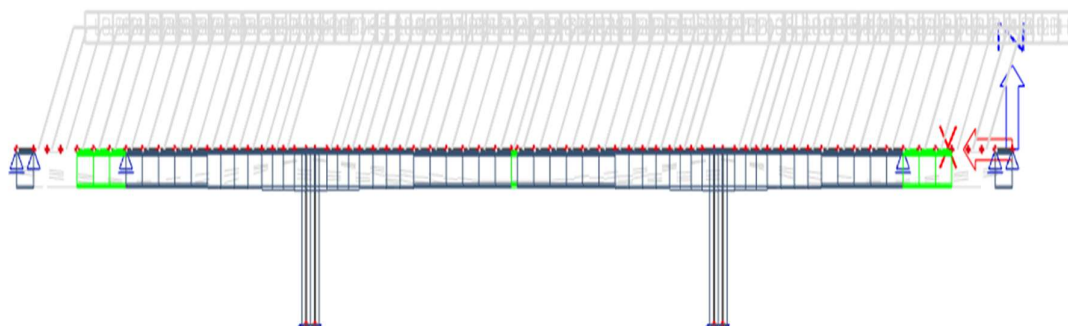
Obrázek 68 FV5 vlastní tíha



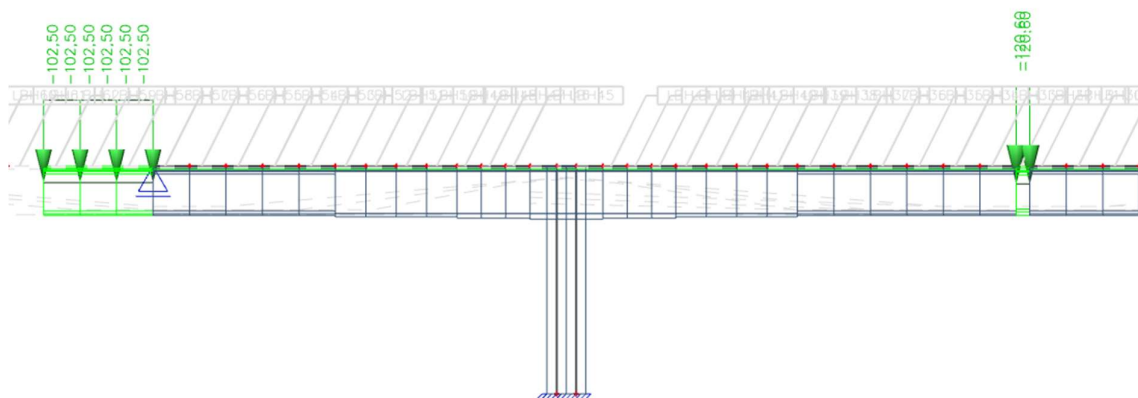
Obrázek 69 provizorní podpory mostu u Sedlice

### 3.2.5.6 Fáze 6 - betonáž monolitického spoje

Fáze 6 začíná dnem 68. Všechny segmenty ve středním poli jsou již osazeny, pokračuje montáž segmentů krajních polí. Střední pole se propojí pomocí monolitického spoje délky 1,11 m. Přidávám vlastní tíhu segmentů, monolitického spoje a konzolové kabely v horní desce. Už dochází ke změně statického schématu z dvojice konzol na rám.



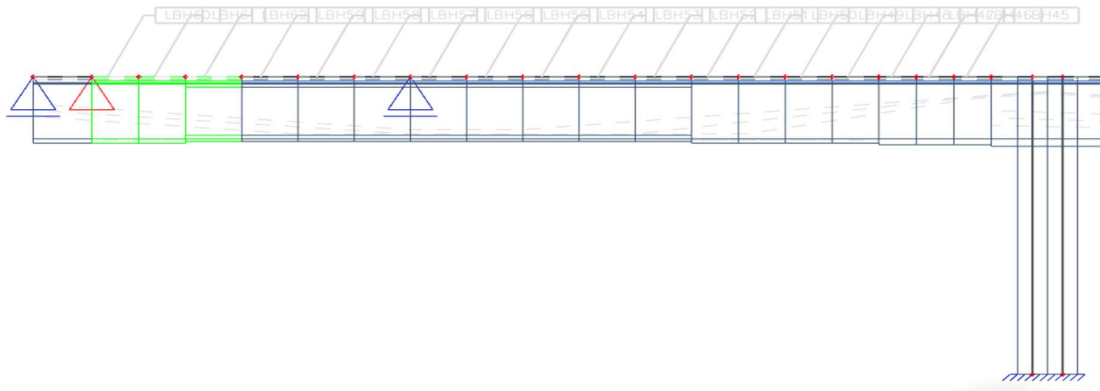
Obrázek 70 fáze výstavby 6



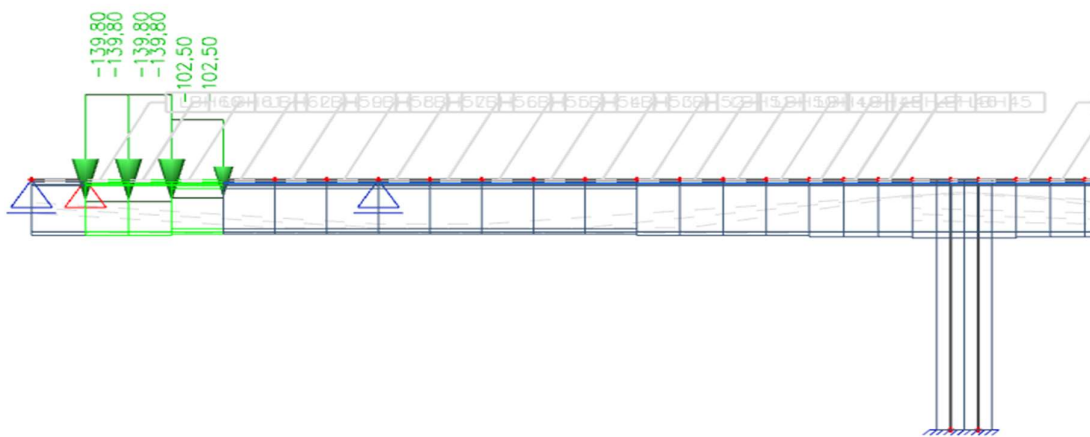
Obrázek 71 FV6 vlastní tíha

### 3.2.5.7 Fáze 7 – montáž posledních segmentů krajních polí

Fáze 7 začíná dnem 70. Jsou montované poslední segmenty konstrukce, konstrukce je propojena s opěrou. Přidávám vlastní tíhu segmentů a konzolové kabely v horní desce. Dochází opět ke změně statického schématu, současné schéma sduženého rámu už je konečné.



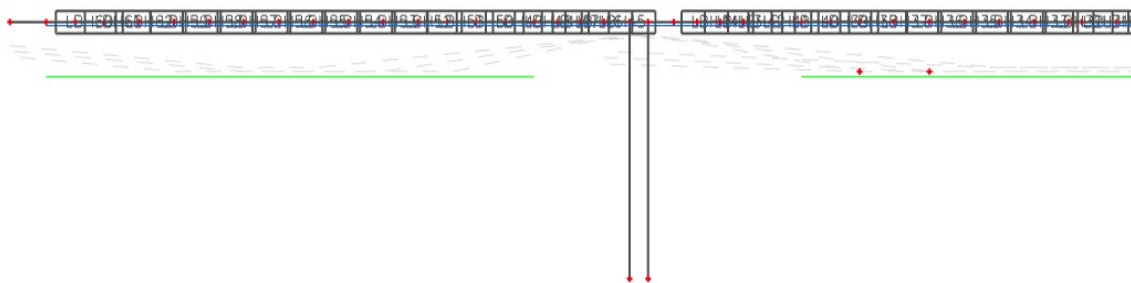
Obrázek 72 detail na montáž posledních segmentů FV7



Obrázek 73 FV7 vlastní tíha

### 3.2.5.8 Fáze 8 – dolní předpětí

Fáze 8 začíná dnem 85. Jsou osazovány dolní kabely v dolní desce segmentů. Tyto segmenty zachytávají kladné momenty od dopravy a ostatního stálého zatížení v krajních polích i ve středním poli.



Obrázek 74 Fáze 8 dolní předpětí

### 3.2.5.9 Fáze 9 – vnitřní předpětí

Fáze 8 začíná dnem 90. Po dokončení montáže a přidání dolního předpětí jsem aplikoval vnitřní dodatečné předpětí – kabely spojitosti vedoucí přes celou konstrukci a kabely ve středním poli kotvené v zárodcích pilířů. Tyto kabely kompenzují stejný typ zatížení jako dolní předpětí.

Lepší stav vnitřních kabelů než původních a skutečnost, že kabely byly přidány až v roce 1999, což je o 23 let později, než byl most uveden do provozu, jsem uvažoval menšími ztrátami předpětí oproti kabelům předpětí se soudržností.

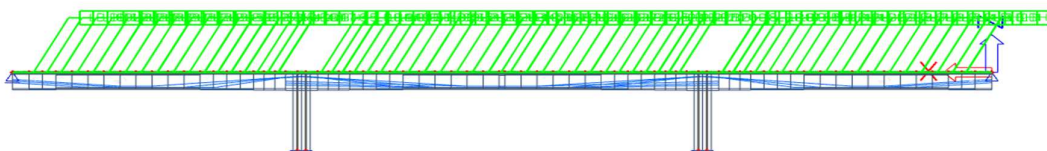


Obrázek 75 Fáze 9 vnitřní předpětí

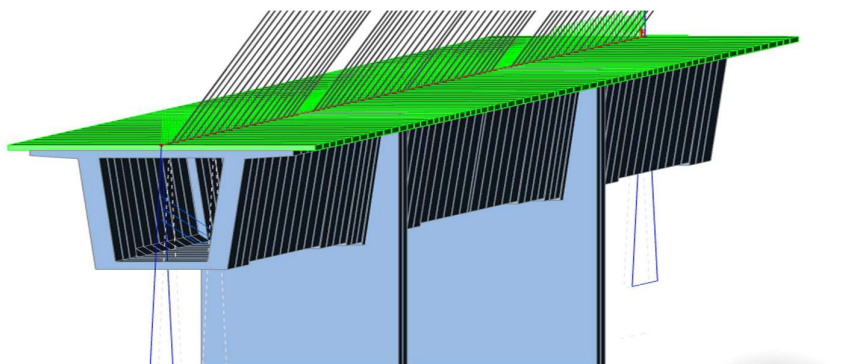
### 3.2.5.10 Fáze 10 – betonáž mostovky

Fáze 9 začíná dnem 100. Betonáž mostovky jsem uvažoval až po aplikaci předpětí, rozhodl jsem se rozdělit tyto dvě činnosti do dvou fází. Ve fázi přidávám vlastní tíhu mostovky.

Toto zatížení a prvek byly přidány také až v roce 1999, rozhodl jsem se nekomplikovat výpočtový model a zavést je před uvedením do provozu.

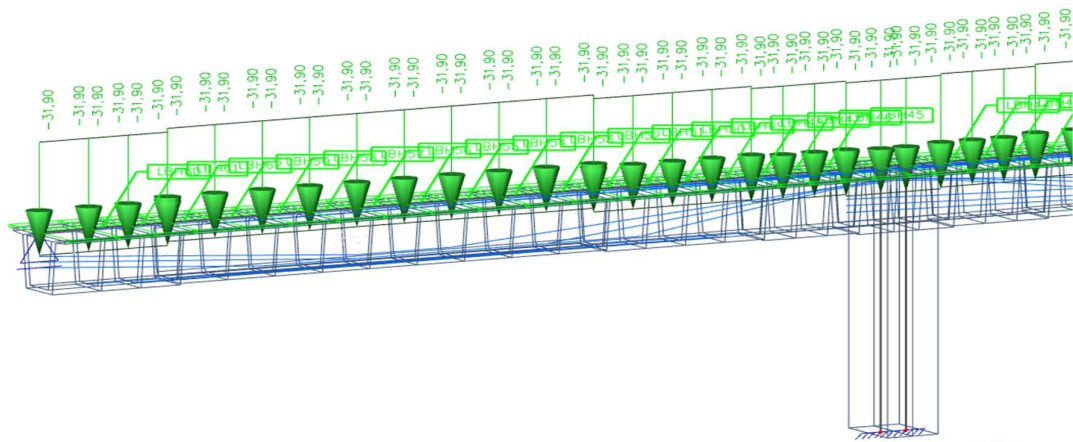


Obrázek 76 fáze výstavby 10



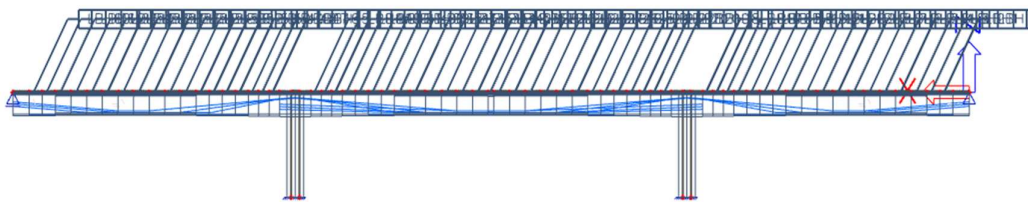
Obrázek 77 pohled na spřaženou desku mostovky





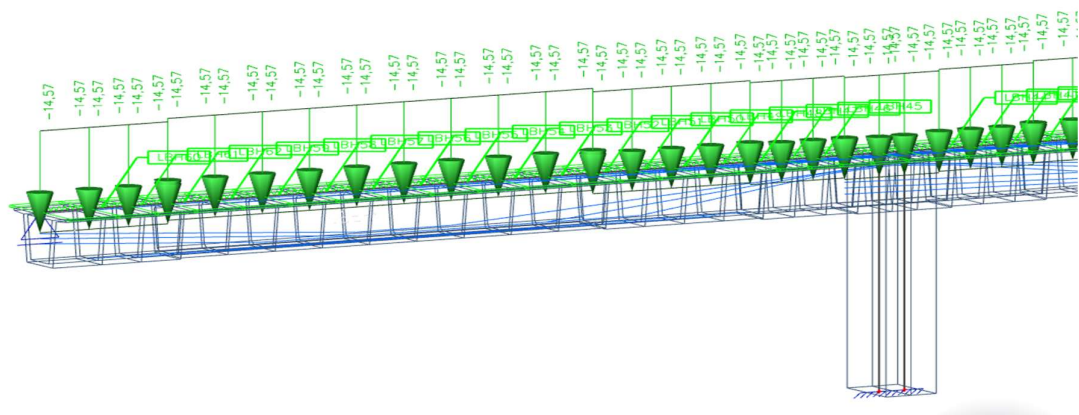
Obrázek 78 FV10 vlastní tíha mostovky

### 3.2.5.11 Fáze 11 – uvedení do provozu



Obrázek 79 FV 11 uvedení do provozu

Fáze začíná dnem 130. Mostovka je již zatvrdlá, přidávám ostatní stálé zatížení, zatížení teplotou, pokles podpor, odlehčení po zatvrdnutí mostovky a zatížení dopravou představanou obálkami vnitřních sil.



Obrázek 80 FV11 ostatní stálé zatížení + odlehčení



### 3.2.5.12 Fáze 12 – konec životnosti

Konec životnosti jsem uvažoval standardně 100 let – 36500 dní. Fáze je nadefinovaná ve SCIA jako poslední fáze výpočtu. K žádné změně v statickém schématu oproti fázi 11 nedochází, ani u zatížení.

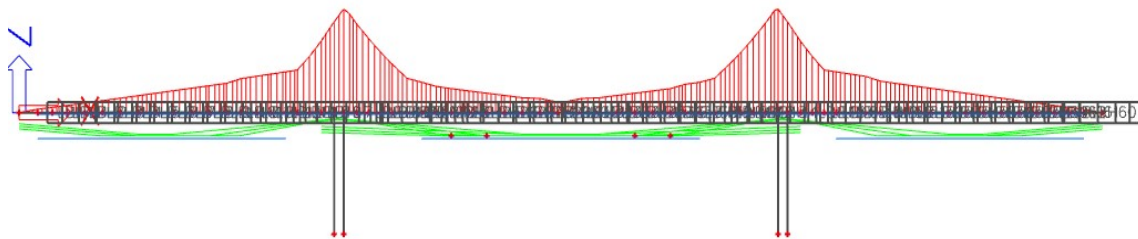
### 3.2.6 Pojezd vozidel dopravy

Na deskostěnovém modelu jsem získal součinitele roznosu, prutový model zatížím plnou hodnotou na celý příčný řez. Prostřednictvím modulu pohyblivých zatížení ve SCIA Engineer si vytvořím obálku při pojezdu vozidel na konstrukci. Tuto obálku pojezdu všech jednotlivých vozidel roznásobím součinitelem roznosu a dynamickým součinitelem v EXCELU a umístím zpátky na konstrukci. Pojezd vozidla jsem uvažoval vzhledem k rozměrům konstrukce délkou 3,0 m.

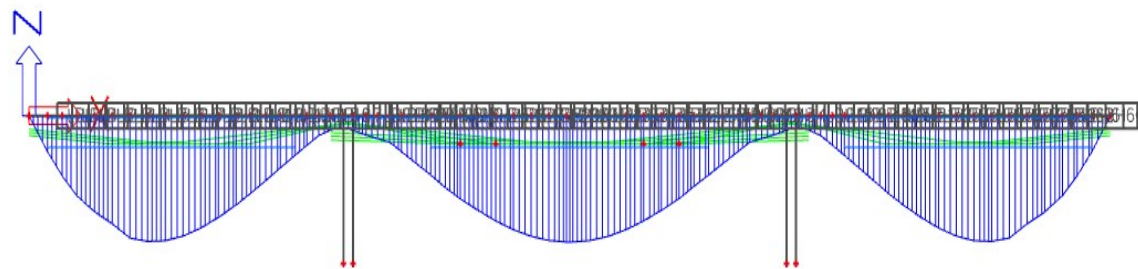
Obálku z EXCELU převedu na soubor .csv a importuji do modulu nepočítaných vnitřních sil a aplikuji na celou délku konstrukce. Výsledné obálky pak vkládám do potřebných kombinací v příslušných fázích výstavby.

### 3.2.7 Vytvoření obálky momentů a posouvajících sil

Obálky je nutné na prutový model rozdělit na kladné a záporné části. Z níže uvedených obrázků je vidět způsob aplikace. Zápornou a kladnou část obálky je potřeba zavést zvlášť v samostatném zatěžovacím stavu nepočítaných vnitřních sil. Na obr. 81 a 82 je tento způsob znázorněný.

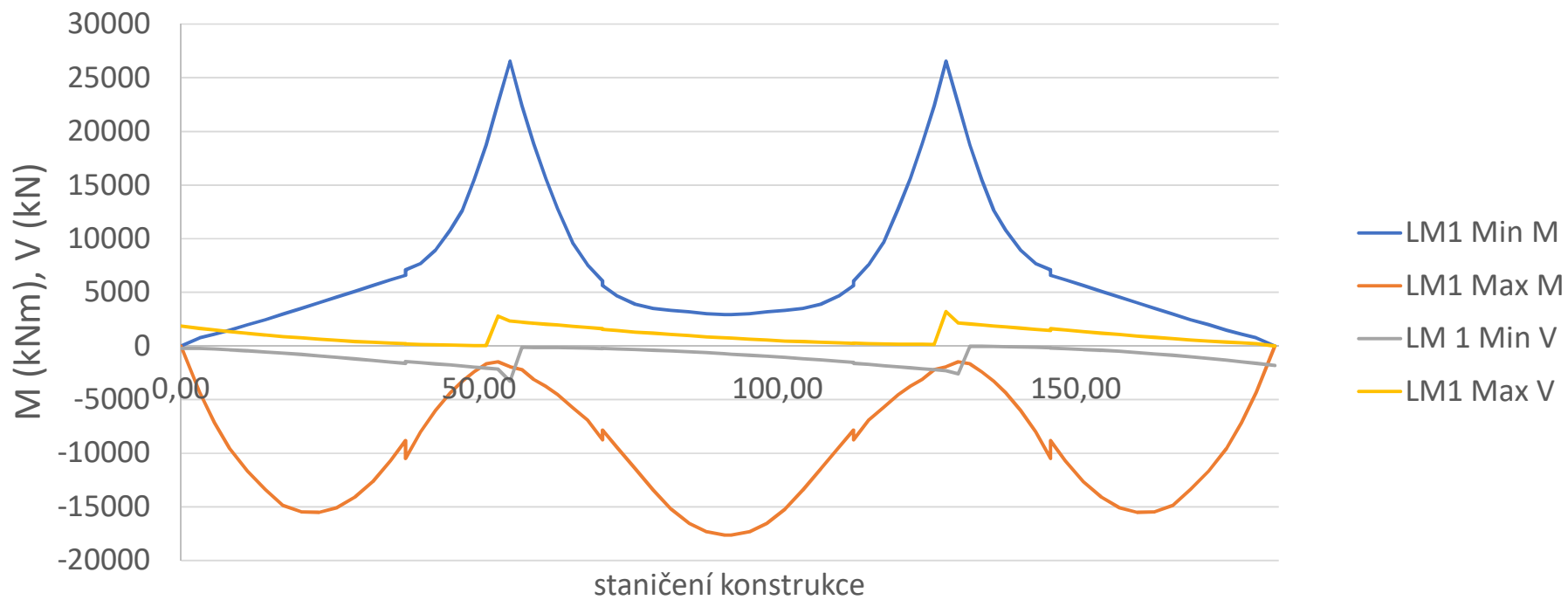


Obrázek 81 obálka záporných momentů od pojezdu

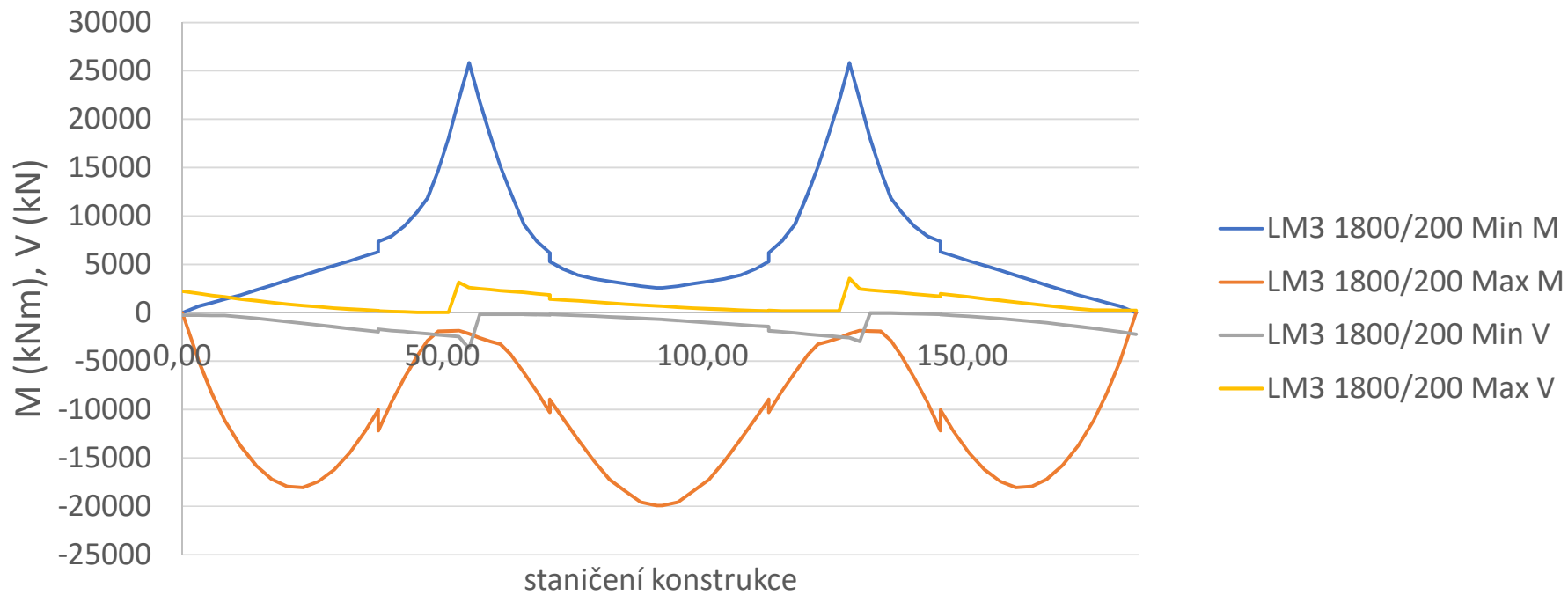


Obrázek 82 obálka kladných momentů od pojezdu

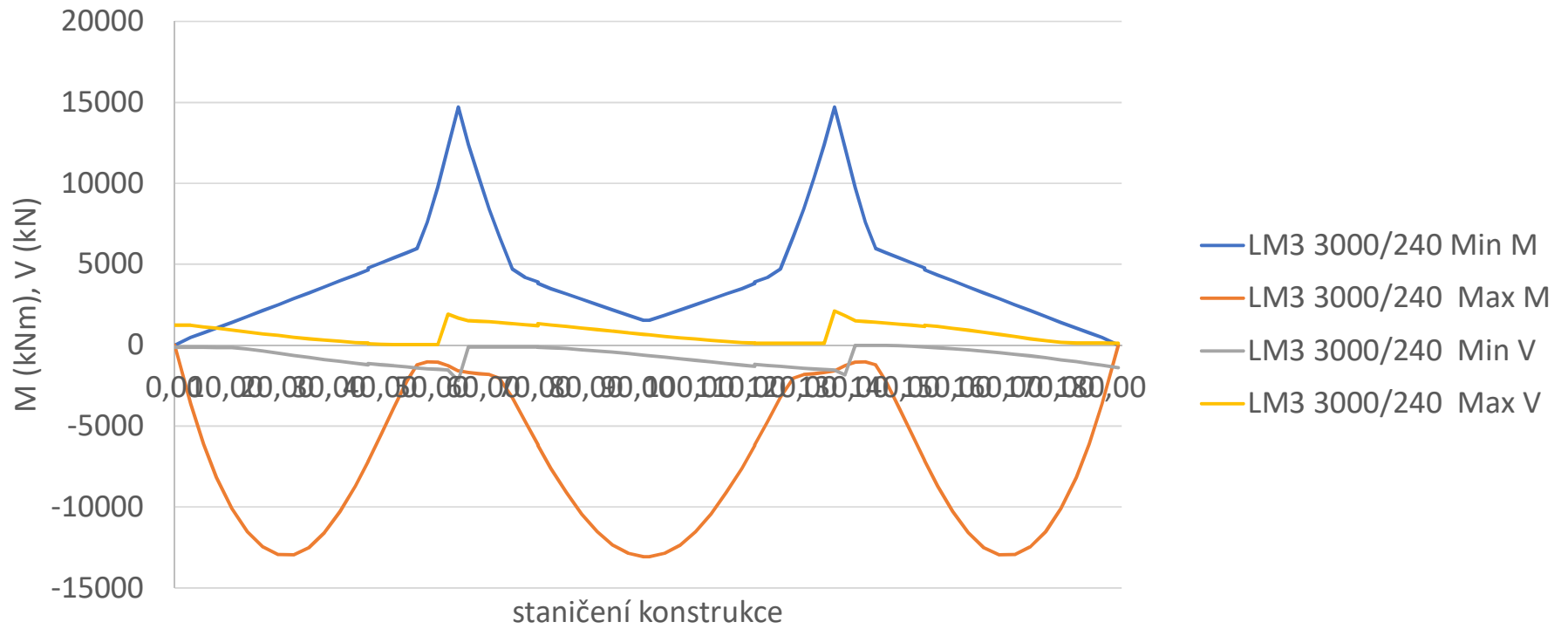
Obálka M,V od modelu zatížení LM1 vynásobená součinitelem roznosu a dynamickým součinitelem



Obálka M,V od modelu zatížení LM3 1800/200 vynásobená součinitelem roznosu a dynamickým součinitelem



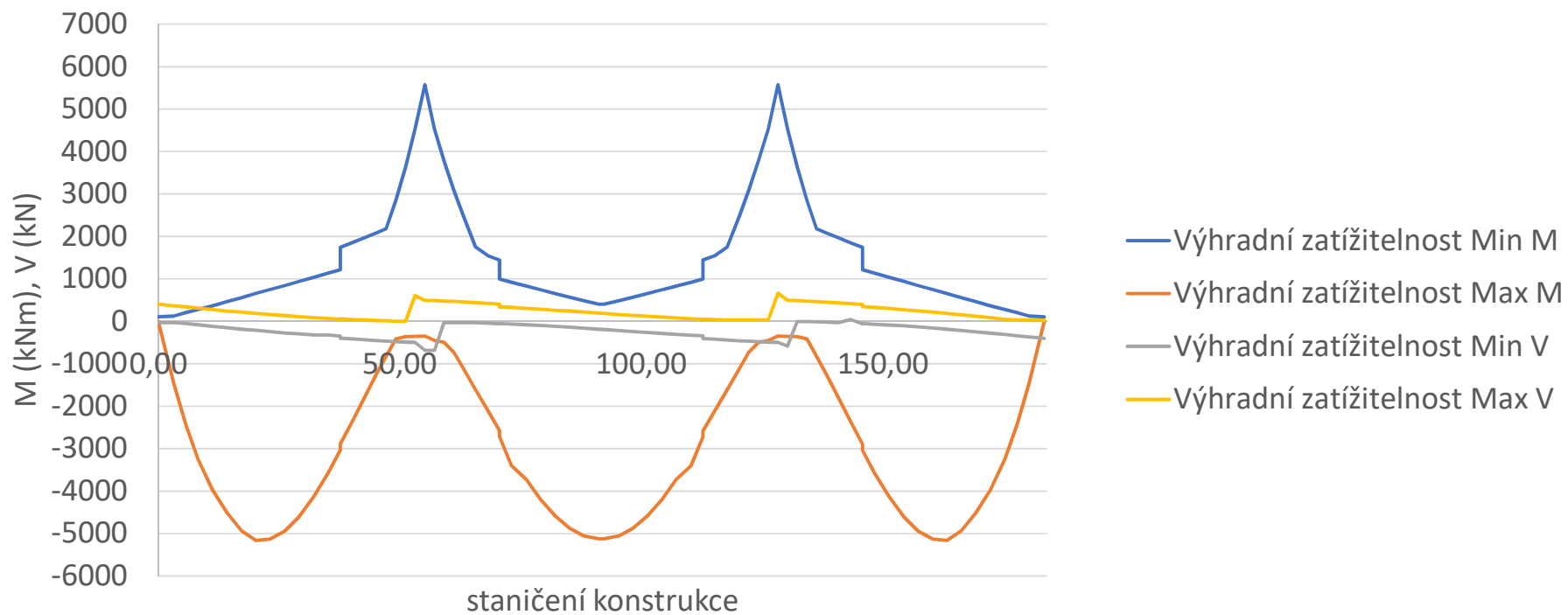
Obálka M,V LM3 3000/240 vynásobená součinitelem roznosu a dynamickým součinitelem



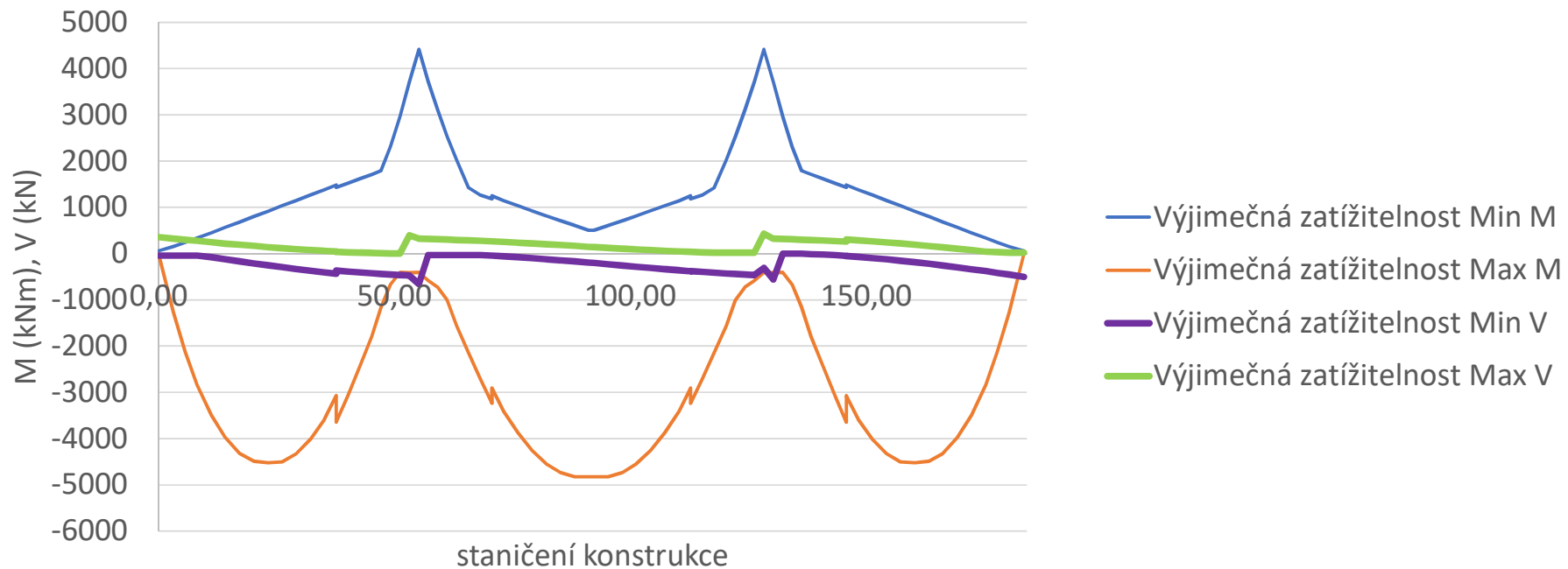
Obálka M,V normální zatížitelnosti od náprav 3NV vynásobená součinitelem roznosu a dynamickým součinitelem



Obálka M,V 9NV výhradní zatížitelnosti vynásobená součinitelem roznosu a dynamickým součinitelem



Obálka M,V od 9NV výjimečné zatížitelnosti vynásobená součinitelem roznosu a dynamickým součinitelem





### 3.2.8 Kombinace zatížení MSÚ

Stanovíme  $V_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$  pro kombinace 6.10a, 6.10b od modelů zatížení LM1 a LM3. Při kombinaci 6.10a jsou redukována proměnná zatížení, při kombinaci 6.10b jsou redukována stálá zatížení.

- Kombinace 6.10a:  $\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \Psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} * Q_{k,i}$
- Kombinace 6.10b:  $\sum \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} * Q_{k,i}$

V nejneprůzračnější kombinaci jsou návrhové vnitřní síly rovny:

- $M_{Ed} = 44,75 \text{ MNm}$  v krajním poli
- $M_{Ed} = 132,15 \text{ MNm}$  nad pilířem
- $M_{Ed} = 37,46 \text{ MNm}$  ve středním poli
- $V_{Ed} = 26,28 \text{ MN}$  u opěry

### 3.2.9 Únosnost konstrukce

Návrhové zatížení bereme z kombinací z kapitoly 3.2.8. Důvodem posudku MSÚ se zatížením od modelů zatížení LM1 a LM3 bylo mé postupné učení se problematiky stanovování zatížitelnosti z hlediska MSÚ a MSP. Byla to pro mne neznámá oblast, ve které jsem se v průběhu vypracování této diplomové práce získával nové vědomosti. Mohl jsem alespoň využít podobnosti mezi modely zatížení LM1 a LM3 a zatížením od vozidel zatížitelnosti. Rovněž už jsem měl vypočtenou návrhovou únosnost.

Z deskostěnového modelu jsem získal roznosy zatížení do jednotlivých komor a rovnou jsem si přidal sloupec pro zjištění, kolik procent z dané vnitřní síly na 1 komoru přenáší každá její stěna. Posouvající síly jsou rozdílné, a tedy dochází ke kroucení. Kroucení do svého výpočtu zavádím principem, že uvažuji, že komora je namáhána dvounásobnou hodnotou zatíženější stěny. Získám značnou rezervu, která mi pokryje zvětšení vnitřních sil způsobených kroucením.

Konstrukce je značně předpjatá, předpětí kompenzuje velké množství zatížení na konstrukci a návrhová únosnost v ohybu vychází mnohem větší než návrhové zatížení.

#### 3.2.9.1 Ohybová únosnost konstrukce

##### 3.2.9.1.1 Posudek v krajním poli

- Dolní předpětí 4x 12P7
- Horní předpětí 3x 12P7
- Vnitřní předpětí 6x 19xY1770S7 - 15,7

$$N_{pd} = A_p * f_{pd} = (7 * 4618) * 1000 + 6 * (19 * 150) * 1239 = 53,51 \text{ MN}$$

$$N_{pd} = N_{cd}$$

$$N_{pd} = b_{desky} * x_u * \eta * f_{cd}$$

$$\eta = 1,0$$

Uvažujeme  $b_{desky}$  14300 mm (mezi římsami/2).

$$x = \frac{N_{pd}}{b_{desky} * 0,8 * \eta * f_{cd}} = \frac{53,51}{7,125 * 0,8 * 1,0 * 26,67} = 0,352 \text{ m} \Rightarrow \text{vychází do horní desky}$$

$$x_u = 0,8 * x = 0,8 * 252 = 0,28 \text{ m}$$

$$N_{cd} = b_{desky} * x_u * \eta * f_{cd} = 7,125 * 0,281 * 1,0 * 26,67 = 5,45 \text{ MN}$$

$$N_{pd} \cong N_{cd}$$

Rameno vnitřních sil

$$z = h - \frac{x_u}{2} = 4,375 - 0,176 = 4,199 \text{ m}$$

Moment únosnosti

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

$$M_{Rd} = N_{cd} * z = N_{pd} * z = 53,51 * 4,199 = 224,7 \text{ MNm}$$

$M_{Ed} = 44,75 \text{ MNm}$  z kombinace 6.10a, 6.10b maximální hodnota pro LM1/LM3

$$224,7 > 44,75 \text{ MNm}$$

3.2.9.1.2 Posudek ve středním poli

- Dolní předpětí 5x 12P7
- Vnitřní předpětí 12x 19xY1770S15,7

$$N_{pd} = A_p * f_{pd} = (5 * 4618) * 1000 + 12 * (19 * 150) * 1239 = 65,46 \text{ MN}$$

$$N_{pd} = N_{cd}$$

$$N_{pd} = b_{desky} * x_u * \eta * f_{cd}$$

$$\eta = 1,0$$

Uvažujeme  $b_{desky}$  14300 mm (mezi římsami/2).

$$x = \frac{N_{pd}}{b_{desky} * 0,8 * \eta * f_{cd}} = \frac{65,46}{7,125 * 0,8 * 1,0 * 26,67} = 0,431 \text{ m}$$

=> *nevychází do horní desky (tl. 425mm)*

$$x_u = 0,8 * x = 0,8 * 431 = 0,344 \text{ m}$$

$$x_{desky} = 0,425 \text{ m}$$

$$tl. stěny = 0,25 \text{ m}$$

$$x_{stěn} = 0,006 * \frac{7150}{500} = 0,086 \text{ m}$$

$$x_{u,desky} = 0,8 * x_{desky} = 0,8 * 0,425 = 0,340 \text{ m}$$

$$x_{u,stěn} = 0,8 * x_{stěn} = 0,8 * 0,086 = 0,069 \text{ m}$$

$$N_{cd} = ((b_{desky} * x_{u,desky}) + (b_{stěn} * x_{u,stěn})) * \eta * f_{cd} = ((7,125 * 0,340) + (0,500 * 0,069)) * 1,0 * 26,67 = 6,53 \text{ MN}$$

$$N_{pd} \cong N_{cd}$$

Rameno vnitřních sil

$$z = h - \frac{x_u}{2} = 4,375 - 0,172 = 4,203 \text{ m}$$

Moment únosnosti

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

$$M_{Rd} = N_{cd} * z = N_{pd} * z = 65,46 * 4,203 = 275,13 \text{ MNm}$$

$$M_{Ed} = 37,46 \text{ MNm kombinace 6.10a, 6.10b maximální hodnota pro LM1/LM3}$$

$$275,13 > 37,46 \text{ MNm}$$

3.2.9.1.3 Posudek u pilíře

- Horní předpětí 6x 12 P7
- Vnitřní předpětí 12x 19xY1770S15,7

$$N_{pd} = A_p * f_{pd} = (6 * 4618) * 1000 + 12 * (19 * 150) * 1239 = 70,08 \text{ MN}$$

$$N_{pd} = N_{cd}$$

$$N_{pd} = b_{desky} * x_u * \eta * f_{cd}$$

$$\eta = 1,0$$

Uvažujeme  $b_{desky}$  3000 mm (dolní deska komory).

$$x = \frac{N_{pd}}{b_{desky} * 0,8 * \eta * f_{cd}} = \frac{70,08}{3,0 * 0,8 * 1,0 * 26,67} = 1,095 \text{ m}$$

=> nevychází do dolní desky 560 mm (460 mm + 100 mm ochranný beton)

$$x_u = 0,8 * x = 0,8 * 1,095 = 0,876 \text{ m}$$

$$x_{desky} = 0,56 \text{ m}$$

$$tl. stěny = 0,6 \text{ m}$$

$$x_{stěn} = 0,535 * \frac{3000}{1200} = 1,34 \text{ m}$$

$$x_{u,desky} = 0,8 * x_{desky} = 0,8 * 0,560 = 0,448 \text{ m}$$

$$x_{u,stěn} = 0,8 * x_{stěn} = 0,8 * 1,340 = 1,072 \text{ m}$$

$$N_{cd} = ((b_{desky} * x_{u,desky}) + (b_{stěn} * x_{u,stěn})) * \eta * f_{cd} = ((3,0 * 0,448) + (1,2 * 1,072)) * 1,0 * 26,67 = 71,15 \text{ MN}$$

$$N_{pd} \cong N_{cd}$$

Rameno vnitřních sil

$$z = h - \frac{x_u}{2} = 4,375 - 0,4 = 3,937 \text{ m}$$

Moment únosnosti

$$M_{Ed} = 132,15 \text{ MNm kombinace 6.10a, 6.10b maximální hodnota pro LM1/LM3}$$

$$M_{Rd} = N_{cd} * z = N_{pd} * z = 70,08 * 3,937 = 275,90 \text{ MNm}$$

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

$$M_{Ed} = 132,15 \text{ MNm kombinace 6.10a, 6.10b maximální hodnota pro LM1/LM3}$$

$$275,90 > 132,15 \text{ MNm}$$

3.2.9.2 Smyková únosnost konstrukce

Segmenty u opěry a pilířové zárodky jsou totožného průřezu, posudek provedeme pro místo větší posouvající síly – pilíř.

$$V_{Ed} = 26280 \text{ kN kombinace 6.10a, 6.10b maximální hodnota pro LM1/LM3}$$

1) Volba  $\cot\theta$  (úhel mezi betonovými tlakovými diagonálami)

$$\text{Mezní hodnoty úhlu } \theta \quad 1,0 \leq \cot\theta \leq 2,5 \rightarrow \text{volíme } \cot\theta = 1,25$$

2) Únosnost tlačené diagonály, výpočet  $d$ , odhad  $z$

$$d = H - c - \emptyset_{sw, odhad} = 4200 - 60 - 8 = 4132 \text{ mm}$$

$$z \cong 0,95 * d \cong 0,95 * 4132 \cong 3925 \text{ mm}$$

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

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} * v * f_{cd} * b_w * z * \frac{\cot\theta}{1 + (\cot\theta)^2}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{40}{1,5} = 26,67 \text{ MPa}$$

$$b_w = 2x \text{ tloušťka stěny} = 2 * 600 = 1200 \text{ mm}$$

$$v = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 * \left(1 - \frac{40}{250}\right) = 0,504$$

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \quad \text{pro } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd}$$

$$\alpha_{cw} = 1,25 \quad \text{pro } 0,25 < \sigma_{cp} \leq 0,5f_{cd}$$

$$\alpha_{cw} = 2,5 \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) \quad \text{pro } 0,5 < \sigma_{cp} \leq 1,0f_{cd}$$

Obrázek 83 součinitel zohledňující stav napjatosti

Průměrné napětí v tlaku

$$\sigma_{cp} \quad 4,71 < 0,25 f_{cd} = 0,25 * 26,67 = 6,67 \text{ MPa} \Rightarrow \alpha_{cw} = 1,22$$

$$V_{Rd,max} = 1,22 * 0,504 * 26,67 * 1,2 * 3,925 * \frac{1,25}{1 + (1,25)^2} = 37,68 \text{ MN}$$

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

$$26,28 \text{ MN} \leq 37,68 \text{ MN OK, podmínka splněna}$$

### 3) Volba průměru třmínků $\phi_{sw}$ a střížnosti $n$

Komora má 2 stěny a smyková výztuž je u obou jejich povrchů. Střížnost tedy uvažujeme  $n=4$ .

$$\phi_{sw} = 25 \text{ mm}$$

$$n = 4$$

### 4) Návrhové třmínky

$$\text{Plocha jednoho třmínku } A_{sw} = \frac{n \cdot \pi \cdot \phi_{tr}^2}{4} = \frac{4 \cdot \pi \cdot 22^2}{4} \cong 1963 \text{ mm}^2$$

$$f_{ywd} = \frac{f_{ywk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\text{Osová vzdálenost třmínků } s_1 \leq \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{V_{Ed,1}} \cdot z \cdot \cot \theta = \frac{1963 \cdot 435}{29280000} \cdot 3944 \cdot 1,25 \cong 143 \text{ mm}$$

Návrh: Dvoustřížné třmínky  $\phi_{sw} = 25 \text{ mm}$  po 125 mm

### 5) konstrukční zásady

Maximální vzdálenost třmínků

$$s_1 \leq \min (0,75 \cdot d, 400 \text{ mm})$$

$$125 \leq \min (2906, 400 \text{ mm})$$

125 ≤ 400 mm OK, návrh vyhoví

Kontrola stupně vyztužení  $\rho_{sw,min} \leq \rho_{sw} \leq \rho_{sw,max}$

$$\frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{ywk}} \leq \frac{A_{sw}}{b \cdot s_1} \leq \frac{0,5 \cdot v \cdot f_{cd}}{f_{ywd}}$$

$$\frac{0,08 \cdot \sqrt{40}}{500} \leq \frac{1963}{1200 \cdot 125} \leq \frac{0,5 \cdot 0,504 \cdot 26,67}{435}$$

0,001012 ≤ 0,01308 ≤ 0,01545 OK, vyhoví

### 6) posouzení třmínků

$$V_{Rd} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{s_1} \cdot z \cdot \cot \theta = \frac{1963 \cdot 435}{125} \cdot 3925 \cdot 1,25 = 33515771 \text{ N} \cong 33,51 \text{ MN}$$

$$V_{Ed} = 26280 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

26280 ≤ 33551 kN OK, návrh vyhoví

## 4 Stanovení zatížitelnosti

### 4.1 Úvod

Termín obecně popisuje maximální hmotnost vozidla, které může přejet mostní objekt. Zatížitelnost určíme na základě momentu únosnosti  $V_{Rd}$ ,  $M_{Rd}$  a účinků zatížení z kombinací 6.10a, 6.10b.

U komorových nosníků často nerozhoduje mezní stav únosnosti, ale rozhoduje právě mezní stav použitelnosti. MSÚ si ověříme, abychom se o tom přesvědčili. Z MSP – omezení napětí získáme hledané zatížitelnosti.

### 4.2 Stanovení zatížitelnosti na základě dosažení MSÚ

Je velmi zřetelné, že opět MSÚ v ohybu ani ve smyku nerozhoduje. Rozhodující pro zatížitelnost bude posouzení MSP – omezení napětí.

Rozdělil jsem si zvlášť část vnitřních sil od známých zatížení – stálé zatížení, ostatní stálé zatížení, teplota, pokles, chodníky a předpětí a na část od neznámé části – nápravy a rovnoměrné zatížení.

Je potřeba provést posouzení mezního stavu použitelnosti. Návrhovou únosnost v ohybu průřezů v krajním i dolním poli a nad pilířem známe z výpočtů v kapitole 3.2.9.1. Rovněž víme únosnost ve smyku v průřezech nad pilířem a nad opěrou z přechozí podkapitoly 3.2.9.2.

Výpočet jsem provedl v EXCELU, známou i neznámou část zatížení kombinace 6.10a a 6.10b jsem dostal ze SCIA kombinací, únosnost známe a součinitele  $v_n, v_r, v_e$  dopočítáme na základě momentu únosnosti.



kombinace	známá část zatížení		neznámý část zatížení		únosnost		
	6.10a Med/Ved (kNm/kN) stálé+ostatní stálé+chodníky	6.10a Med/Ved (kNm/kN) (kNm) vn	6.10b Med/Ved (kNm/kN) stálé+ostatní stálé+chodníky	6.10b Med/Ved (kNm/kN) vn	Mrd/Vrd (kNm/kN)	6.10a vn	6.10b vn
průřez							
krajní pole M	34910,0	10111,8	29855,0	13482,5	224700,0	18,77	14,45
střední pole M	47247,6	11181,0	40379,2	14908,1	275130,0	20,38	15,75
pilíř M	-95757,9	-18880,1	-81893,8	-25173,5	-272460,0	9,36	7,57
opěra V	4173,5	1230,2	3568,1	1640,3	33551,0	23,88	18,28
pilíř V	8667,7	1771,9	7407,7	2362,5	33551,0	14,04	11,07

## Normální zatížitelnost

3NV vozidlo tíhy 32 tun

extrémní hodnota vn (v absolutní hodnotě)= 7,57

Vaw= 757,01 kN

Vnw= 1009,35 kN

Vn= 100,94 t

kombinace	známá část zatížení		neznámý část zatížení		únosnost		
	6.10a Med/Ved (kNm/kN) stálé+ostatní stálé+chodníky	6.10a Med/Ved (kNm/kN) (kNm) vr	6.10b Med/Ved (kNm/kN) stálé+ostatní stálé+chodníky	6.10b Med/Ved (kNm/kN) vr	Mrd/Vrd (kNm/kN)	6.10a vr	6.10b vr
průřez							
krajní pole M	34910,0	5225,5	29855,0	6967,4	224700,0	36,32	27,97
střední pole M	47247,6	5187,0	40379,2	6916,1	275130,0	43,93	33,94
pilíř M	-95757,9	-5643,7	-81893,8	-7524,9	-272460,0	31,31	25,32
opěra V	4173,5	507,3	3568,1	676,4	33551,0	57,91	44,33
pilíř V	8667,7	688,5	7407,7	918,0	33551,0	36,14	28,48

## Výhradní zatížitelnost

6NV vozidlo tíhy 60 tun

extrémní hodnota vr (v absolutní hodnotě)= 25,32

Vr= 1519,48 t

	známá část zatížení	neznámý část zatížení	známá část zatížení	neznámá část zatížení	únosnost		
kombinace průřez	6.10a Med/Ved (kNm/kN) stálé+ostatní stálé+chodníky	6.10a Med/Ved (kNm/kN) (kNm) ve	6.10b Med/Ved (kNm/kN) stálé+ostatní stálé+chodníky	6.10b Med/Ved (kNm/kN) ve	Mrd/Vrd (kNm/kN)	6.10a ve	6.10b ve
krajní pole M	34534,4	4580,6	29354,2	6107,4	224700,0	41,52	31,99
střední pole M	46795,1	4882,3	39775,8	6509,7	275130,0	46,77	36,15
pilíř M	-94724,1	-4469,2	-80515,5	-5958,9	-272480,0	39,77	32,21
opěra V	4131,0	408,0	3511,4	544,1	33551,0	72,10	55,21
pilíř V	8584,7	664,2	7297,0	885,6	33551,0	37,59	29,65

## Výjimečná zatížitelnost

9NV vozidlo tíhy 90 tun

extrémní hodnota ve (v absolutní hodnotě)=

29,65

Ve=

2668,09 t

## 4.3 Stanovení zatžitelnosti na základě dosažení MSÚ

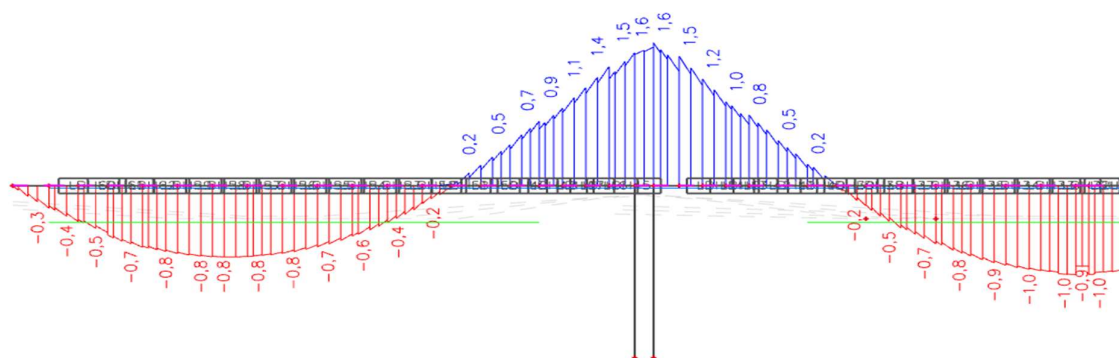
Ověřuji pružné působení konstrukce v provozním stavu. Obdobně jako u MSÚ jsem si rozdělil zatížení na dvě části. Rozhodujícím posouzením bude omezení napětí. U charakteristické kombinace zatížení jsem požadoval podmínku nepřekročení tlakové síly  $0,6 f_{ck} = \text{MPa}$  dekomprese – nevzniká žádné tahové napětí. V časté kombinaci byl požadavek opět na dekompresi + přidáváme další přísnější požadavky na tlakovou rezervu 0,5 MPa a 1,0 MPa, které mohou být rozhodující.

### 4.3.1 Charakteristická kombinace - dekomprese

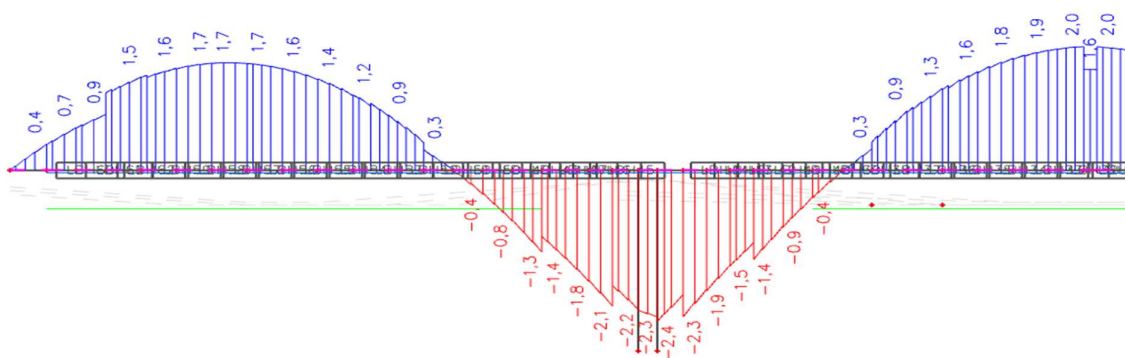
Rozhodujícími kombinacemi zatížení byly ty s ochlazením, které nám snižuje tlakovou rezervu v rozhodujících průřezech. Požadujeme dekompresi, při 100% rozhoduje místo monolitického spoje ve středu rozpětí u horních vláken, kde neprobíhá skrz horní předpětí. Jediná tahová napětí vznikají u vnějších krajů dílců opěr mimo spáry mezi segmenty. Tyto dílce jsou ale monolitické a vyztužené, není tedy s tímto problém.

Při menších procentech horního předpětí rozhodují pilířové oblasti u horních vláken. Na následujících obrázcích jsou vyobrazena napětí na polovině konstrukce od neznámých částí zatížení od vozidel na dolních a horních vláknech.

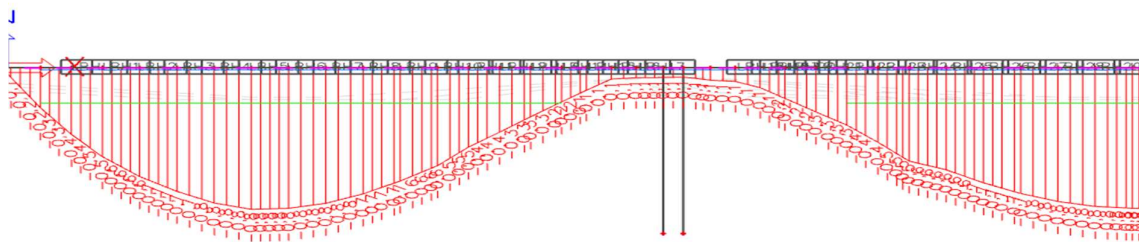
$$\Sigma G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \Sigma \Psi_{0,i} * Q_{k,i}$$



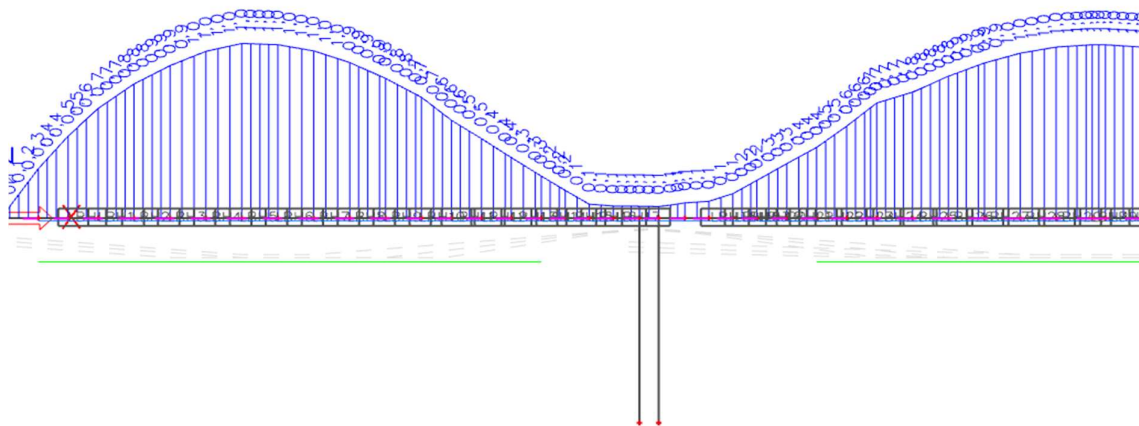
Obrázek 84 char. normální zatžitelnost napětí na horních vláknech od neznámé složky zatížení



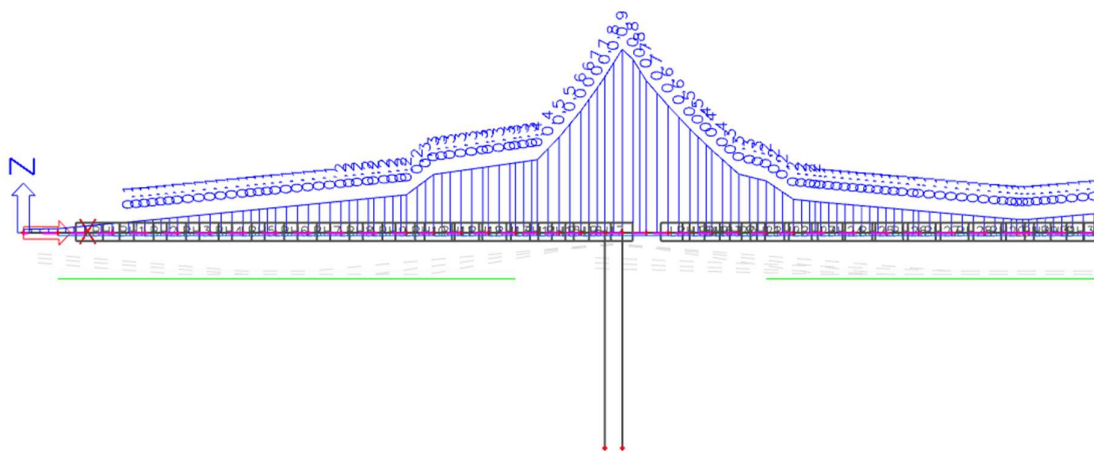
Obrázek 85 char. normální zatžitelnost napětí na dolních vláknech od neznámé složky zatížení



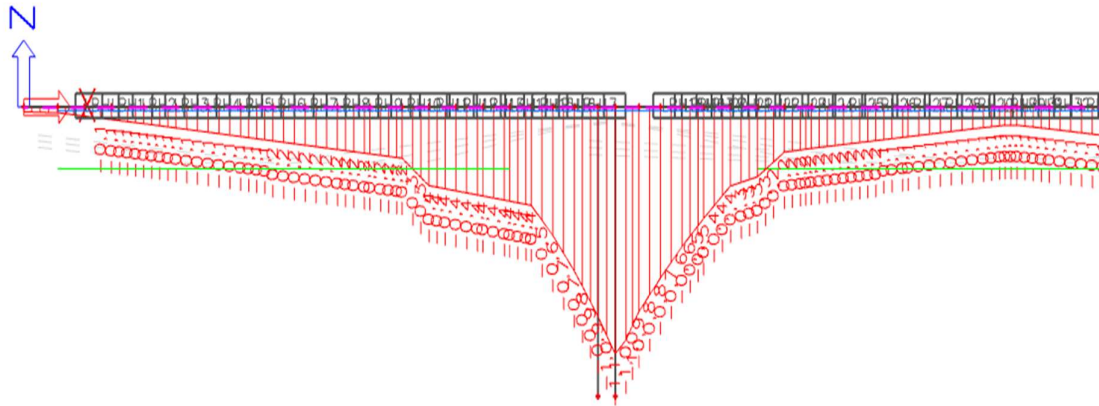
Obrázek 86 char. výhradní zatížitelnost napětí na horních vláknech od neznámé složky kladných momentů



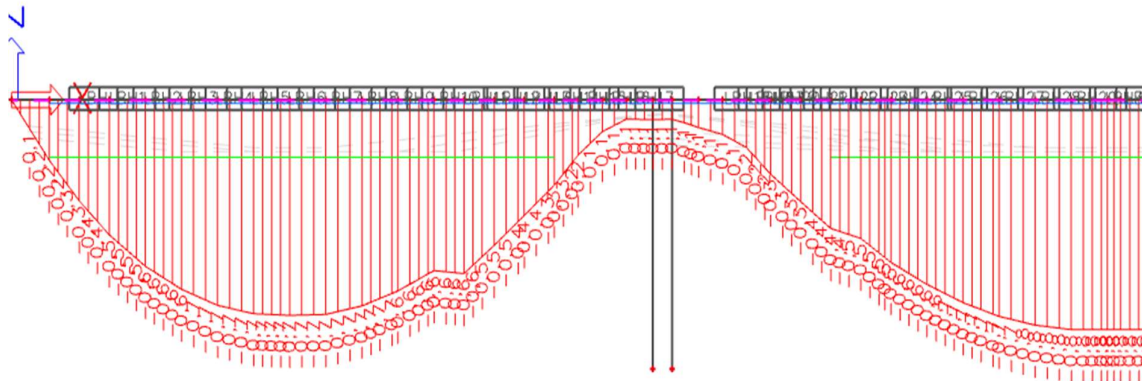
Obrázek 87 char. výhradní zatížitelnost napětí na dolních vláknech od neznámé složky kladných momentů



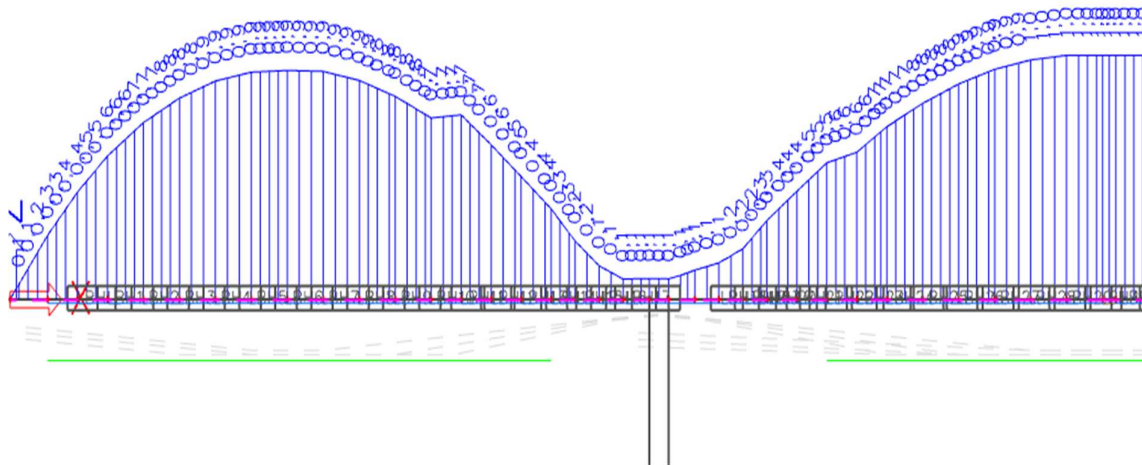
Obrázek 88 char. výhradní zatížitelnost napětí na horních vláknech od neznámé složky záporných momentů



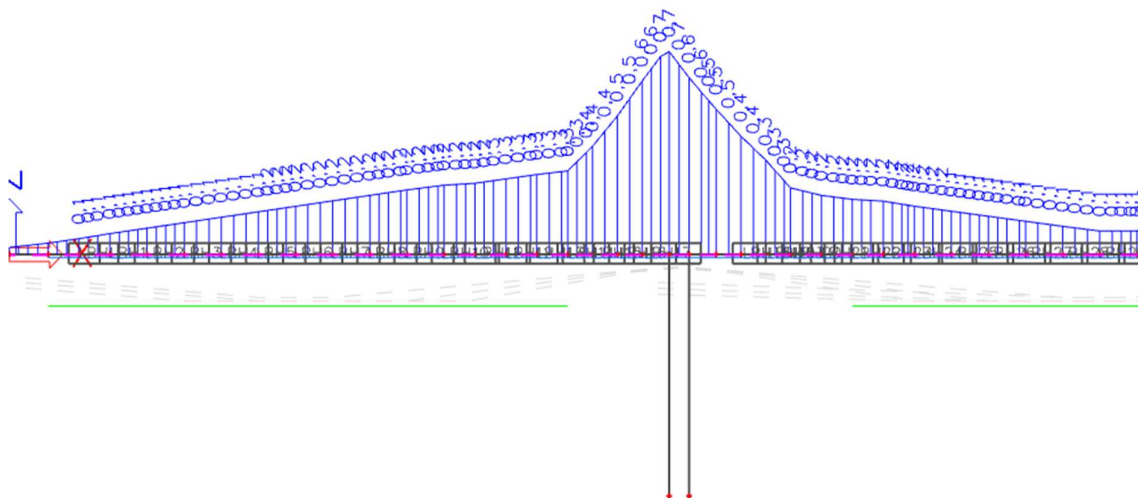
Obrázek 89 char. výhradní zatížitelnost napětí na dolních vláknech od neznámé složky záporných momentů



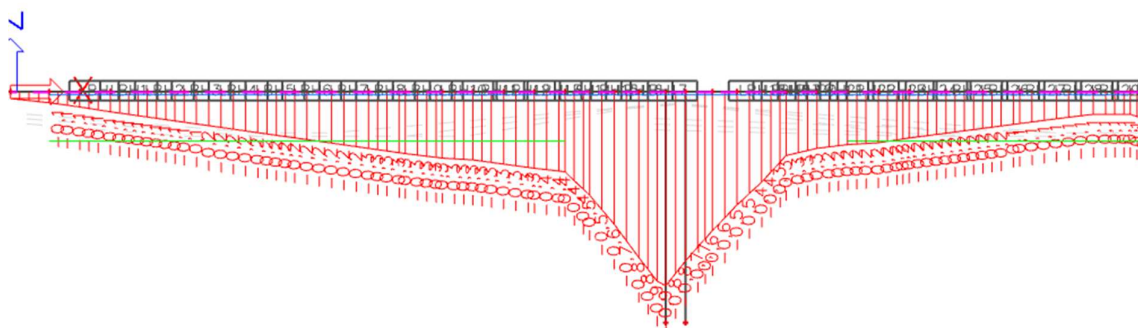
Obrázek 90 char. výjimečná zatížitelnost napětí na horních vláknech od neznámé složky kladných momentů



Obrázek 91 char. výjimečná zatížitelnost napětí na dolních vláknech od neznámé složky kladných momentů

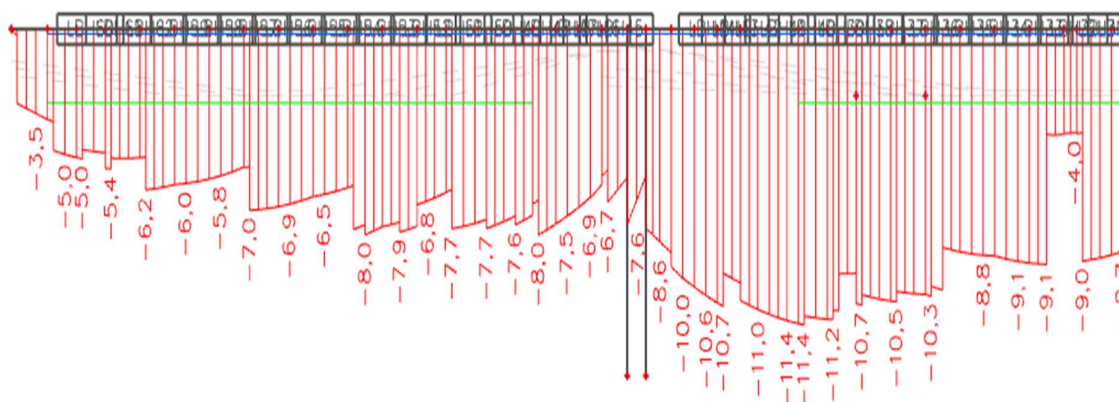


Obrázek 92 char. výjimečná zatížitelnost napětí na horních vláknech od neznámé složky záporných momentů



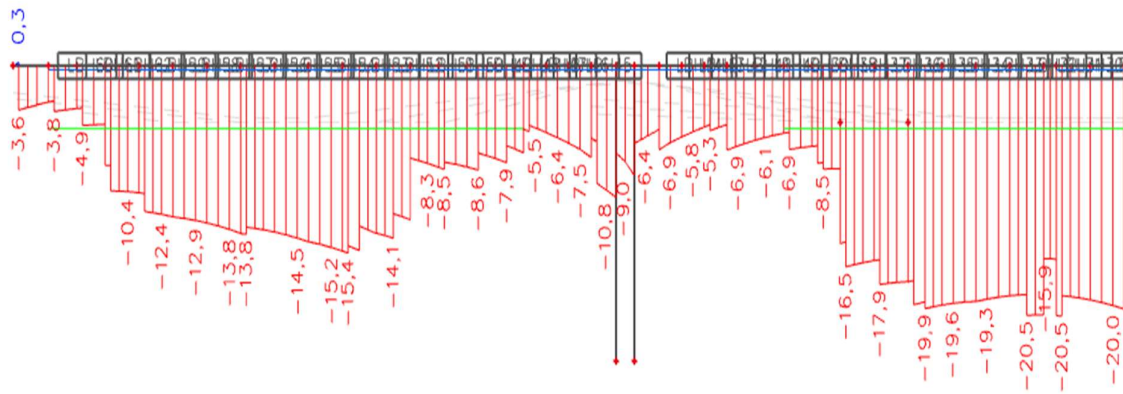
Obrázek 93 char. výjimečná zatížitelnost napětí na dolních vláknech od neznámé složky záporných momentů

Dále jsem vzal zvlášť napětí na horních a dolních vláknech konstrukce od známé části zatížení v charakteristické kombinaci. V tomto případě pro 100% horních kabelů předpětí.

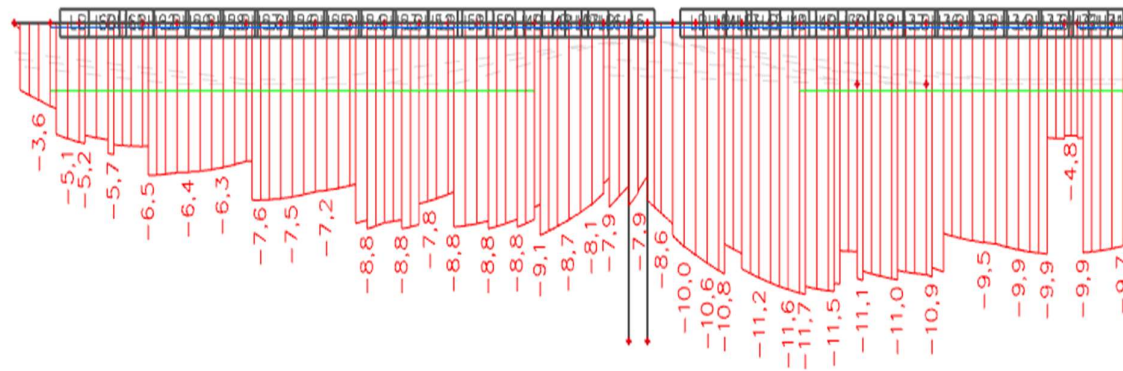


Obrázek 94 napětí od známé části zatížení s ochlazením na horním povrchu 100%

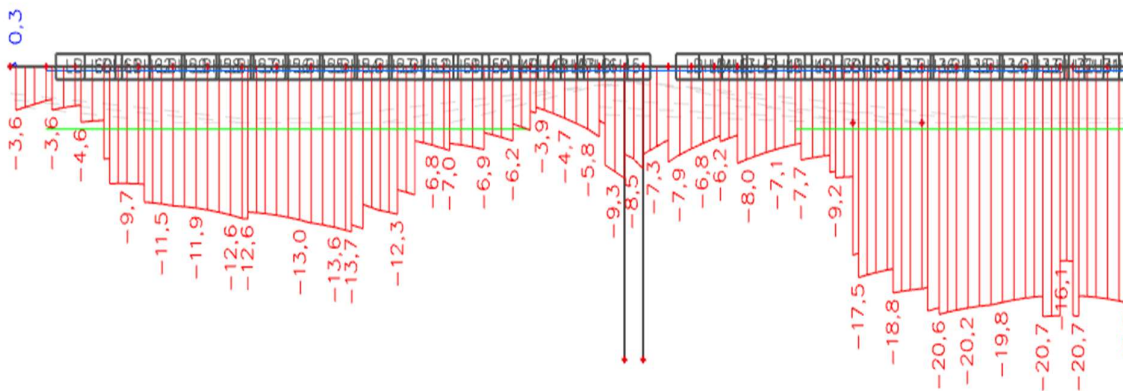




Obrázek 95 napětí od známé části zatížení s ochlazením na dolním povrchu 100%

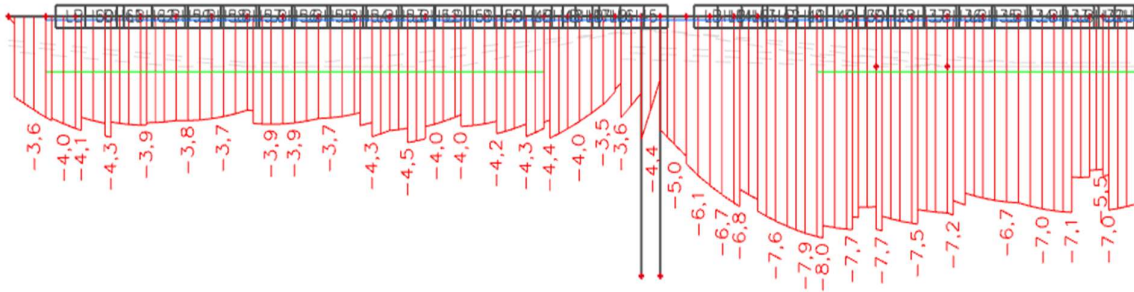


Obrázek 96 napětí od známé části zatížení s oteplením na horním povrchu 100%

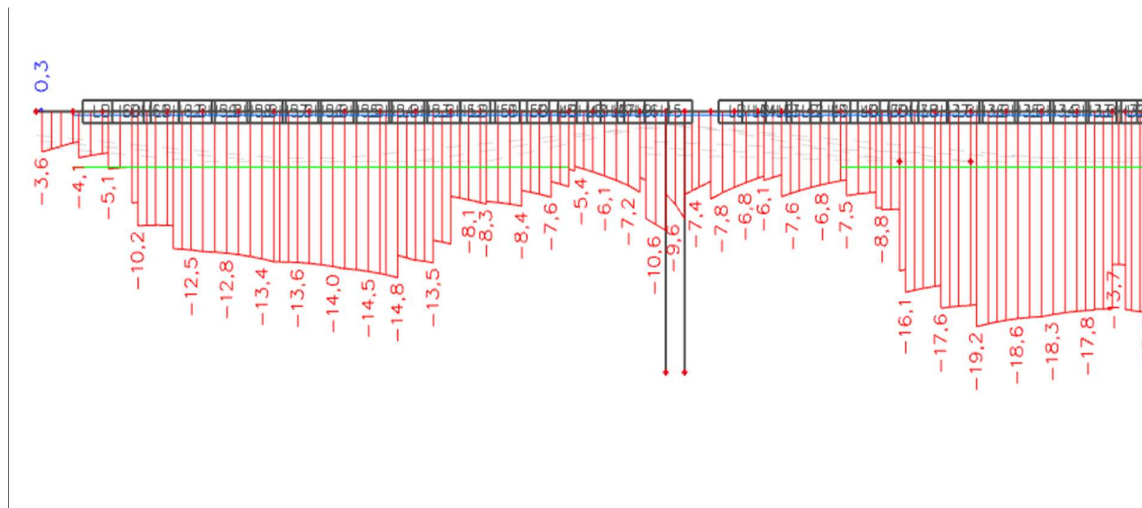


Obrázek 97 napětí od známé části zatížení s oteplením na dolním povrchu 100%

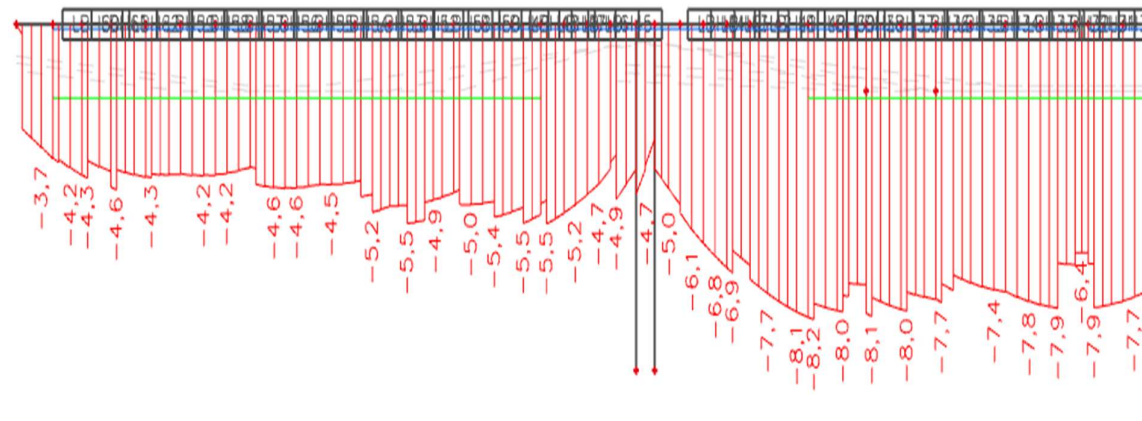
Vzhledem ke stavu konstrukce a předpětí jsem považoval za stav nejlépe vypovídající skutečnosti s určitou mírou rezervy ten s 25 % horního předpětí.



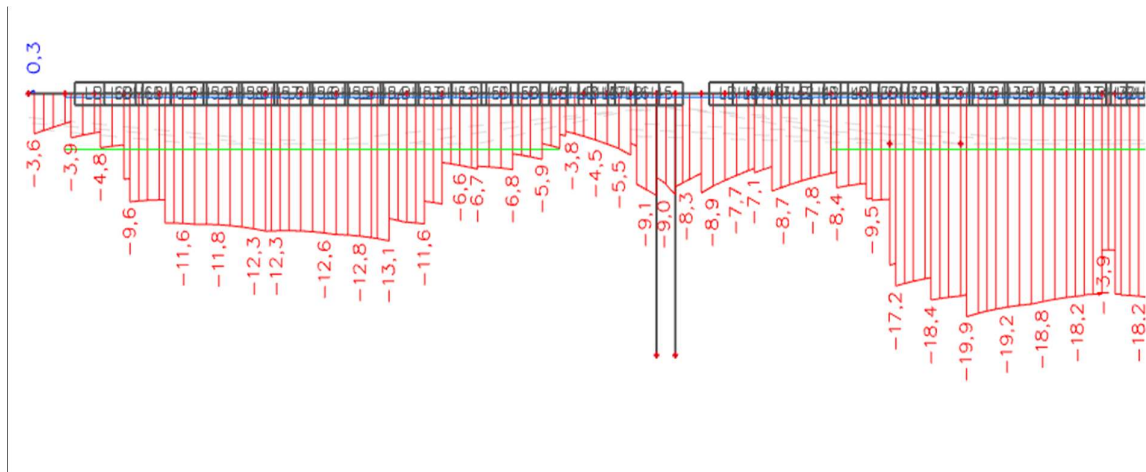
Obrázek 98 napětí od známé části zatížení s ochlazením na horním povrchu 25%



Obrázek 99 napětí od známé části zatížení s ochlazením na dolním povrchu 25%



Obrázek 100 napětí od známé části zatížení s oteplením na horním povrchu 25%



Obrázek 101 napětí od známé části zatížení s oteplením na dolním povrchu 25%

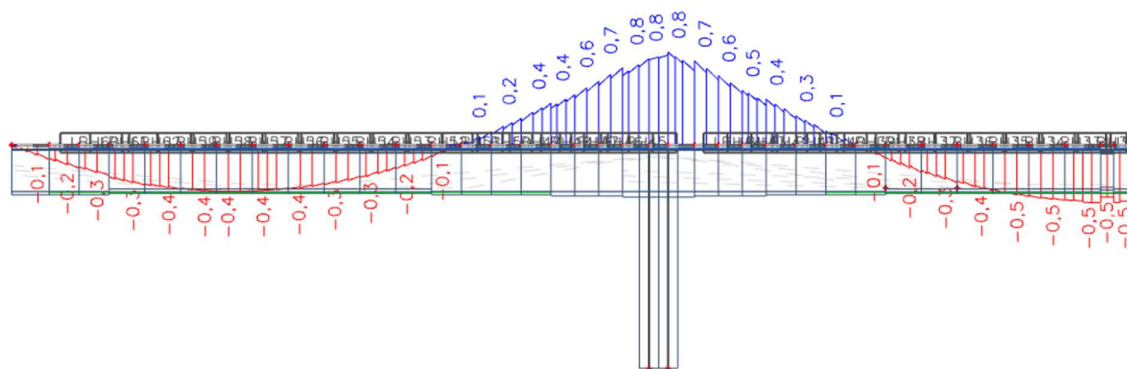
Množství horního předpětí	100%	50%	25%	0%
Normální zatížitelnost	80 tun	54 tun	42 tun	36 tun
Výhradní zatížitelnost	241 tun	180 tun	150 tun	133 tun
Výjimečná zatížitelnost	363 tun	347 tun	302 tun	282 tun

Tabulka 7 hodnoty zatížitelnosti s požadavkem dekomprese v charakteristické kombinaci

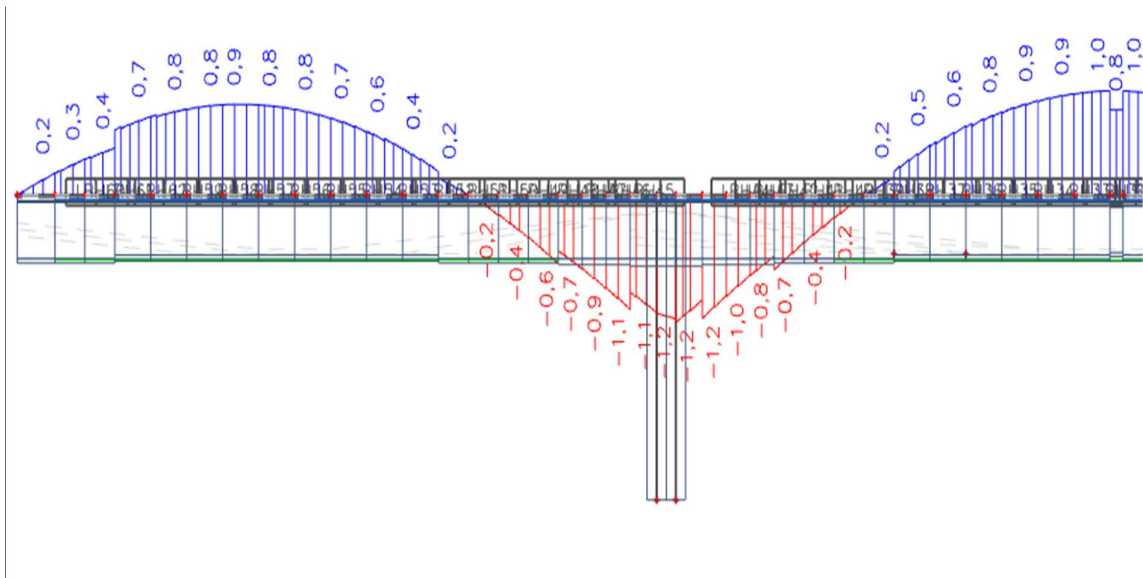
#### 4.3.2 Častá kombinace – dekomprese

Napětí od známých zatížení je odlišné od časté kombinace zatížení pouze součinitelem  $\Psi$  u teploty. Mění se z 0,6 na 0,5. Napětí od teploty se pohybovalo cca od 0-2,5 MPa. Výsledné napětí SCIA vykreslovala stejně velké hodnoty, rozdíl byl tak malý, že se nezměnila ani desetina MPa. Předpokládal jsem tedy, že změna byla v malých jednotkách procent, hodnoty od známých zatížení vycházejí stejně jako u charakteristické kombinace, hodnoty od neznámých zatížení vozidly je ale jiné. Značně je menší rovnoměrná složka zatížení vozidly při normální zatížitelnosti, která tvoří značnou část zatížení. U výhradní a výjimečné zatížitelnosti už změna není tak razantní.

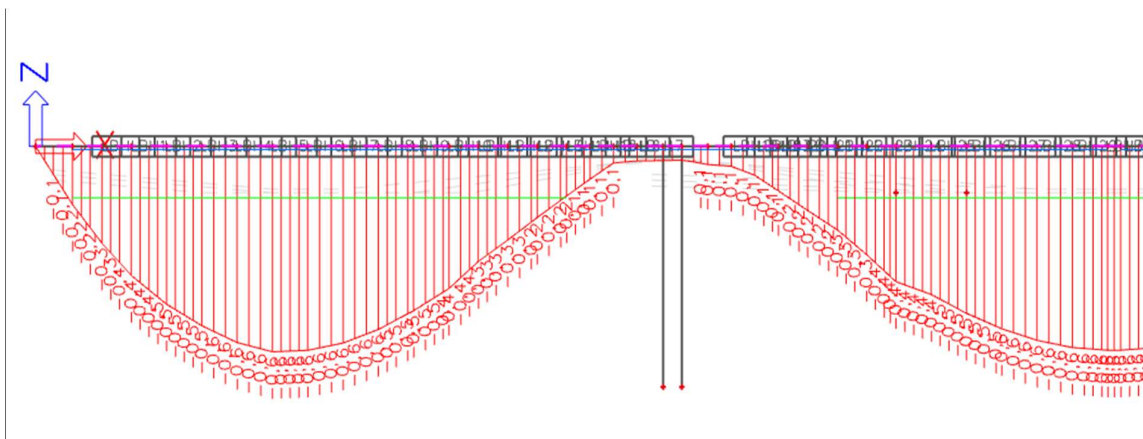
$$\Sigma G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} * Q_{k,1} + \Sigma \Psi_{2,i} * Q_{k,i}$$



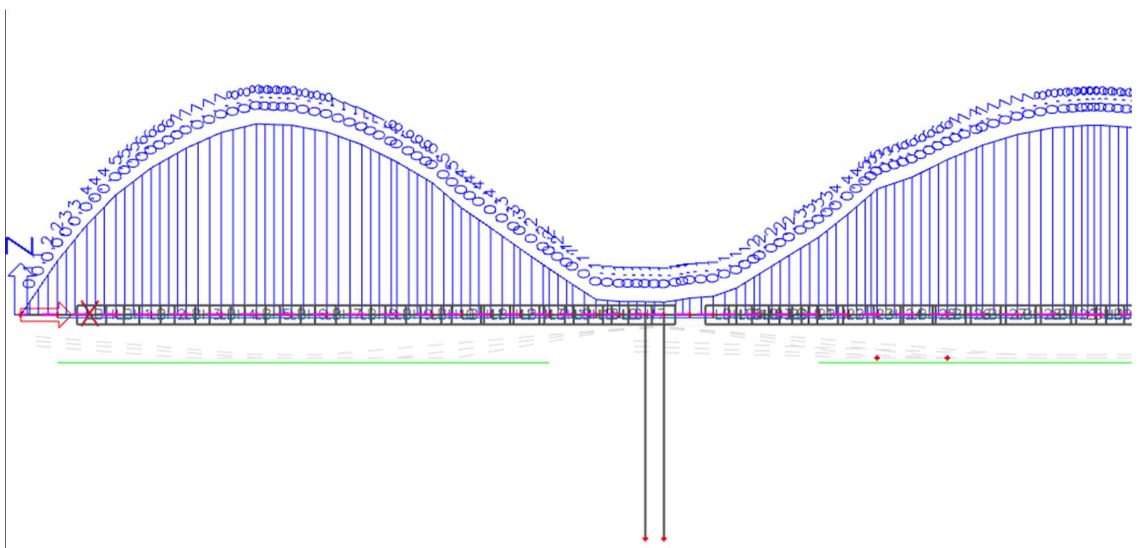
Obrázek 102 častá normální zatížitelnost napětí na horních vláknech od neznámé složky zatížení



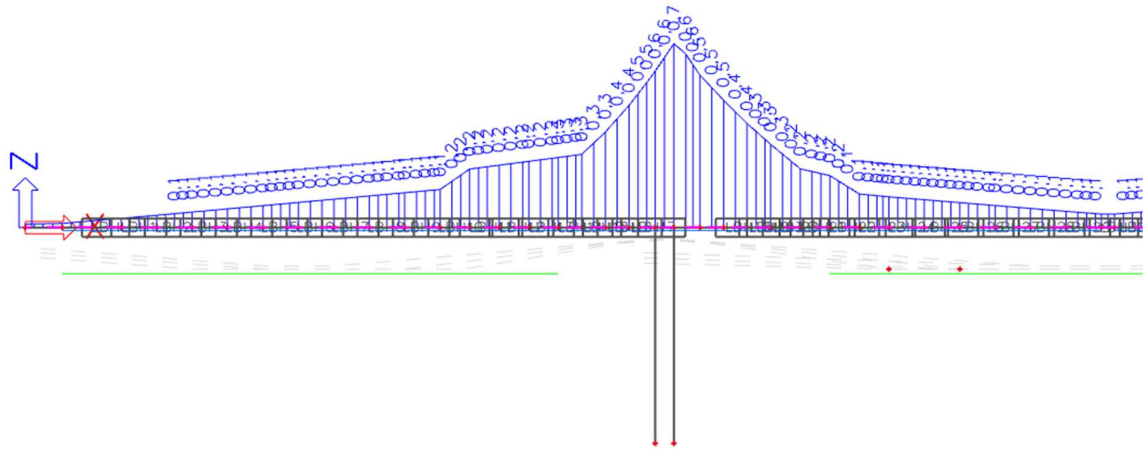
Obrázek 103 častá normální zatížitelnost napětí na dolních vláknech od neznámé složky zatížení



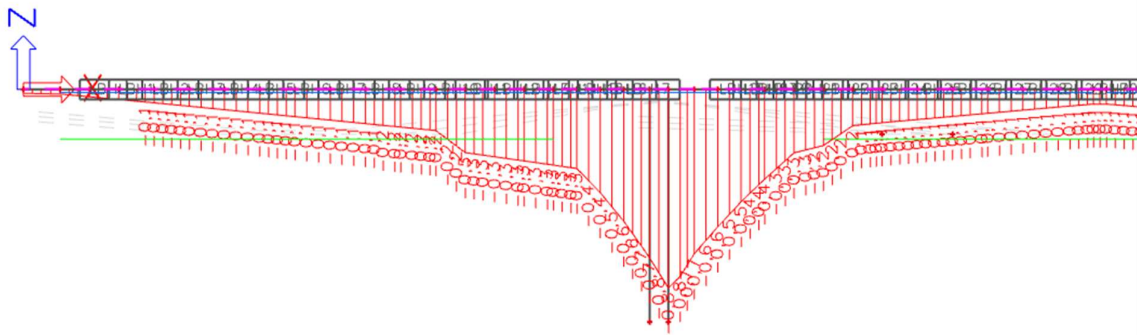
Obrázek 104 častá výhradní zatížitelnost napětí na horních vláknech od neznámé složky kladných momentů



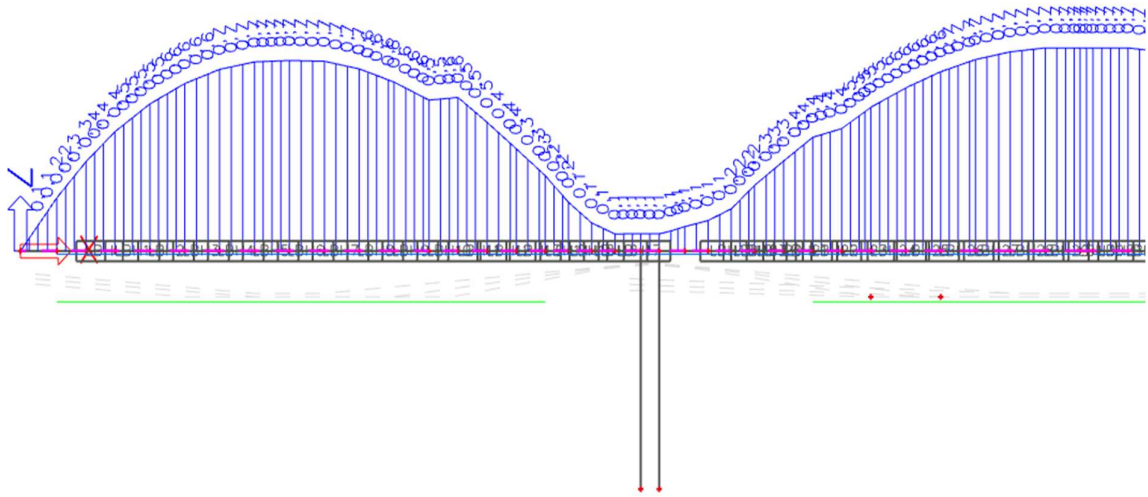
Obrázek 105 častá výhradní zatížitelnost napětí na dolních vláknech od neznámé složky kladných momentů



Obrázek 106 častá výhradní zatížitelnost napětí na horních vláknech od neznámé složky záporných momentů

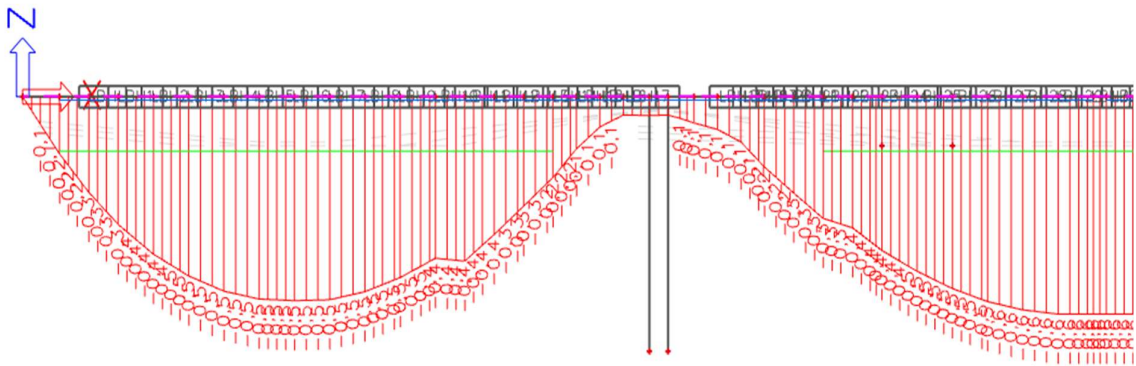


Obrázek 107 častá výhradní zatížitelnost napětí na dolních vláknech od neznámé složky záporných momentů

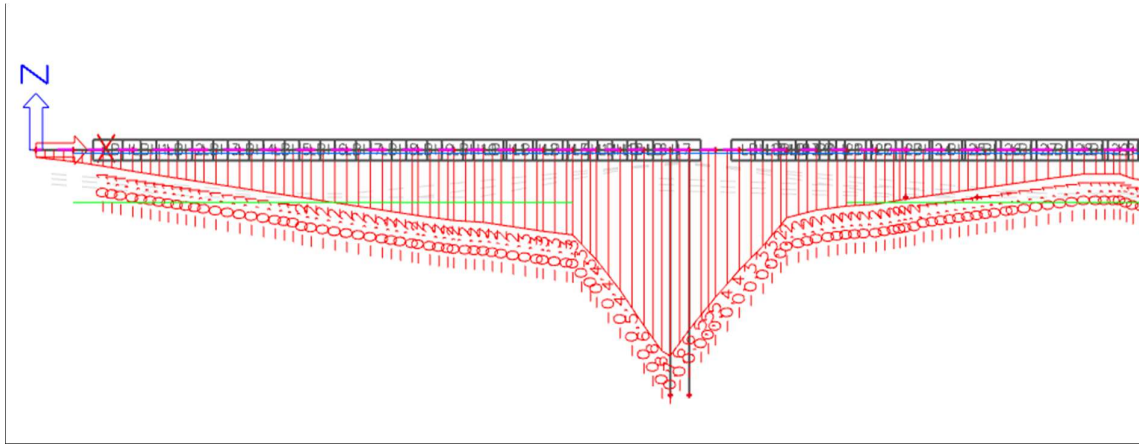


Obrázek 108 častá výjimečná zatížitelnost napětí na dolních vláknech od neznámé složky kladných momentů

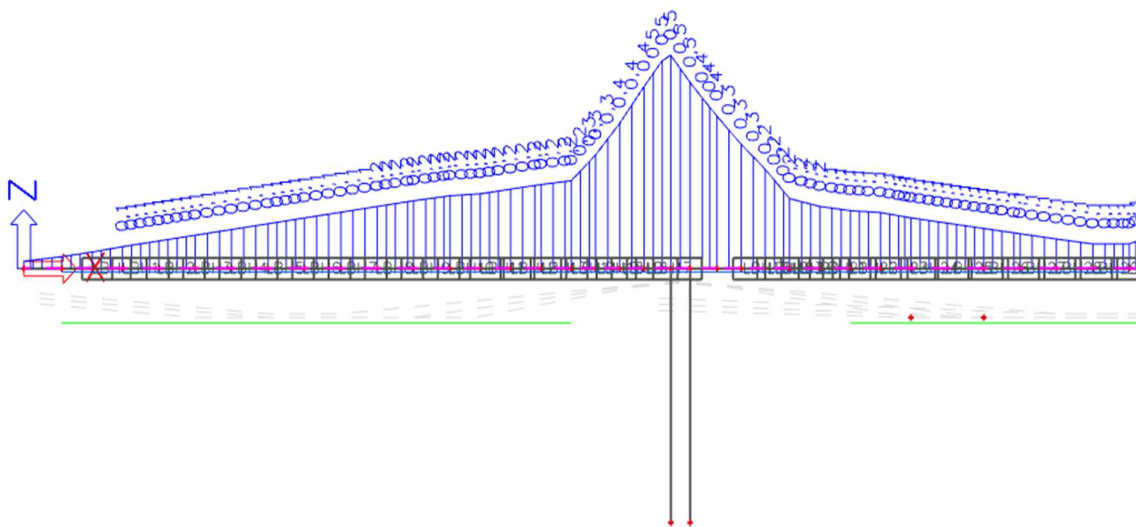




Obrázek 109 častá výjimečná zatížitelnost napětí na dolních vláknech od neznámé složky kladných momentů



Obrázek 110 častá výjimečná zatížitelnost napětí na horních vláknech od neznámé složky záporných momentů



Obrázek 111 častá výjimečná zatížitelnost napětí na dolních vláknech od neznámé složky záporných momentů



Častá kombinace s požadavkem na dekompresi není rozhodující. Rozhoduje charakteristická kombinace. Otázkou je, zda bude rozhodující charakteristická kombinace s požadavkem na dekompresi, nebo častá kombinace s požadavkem na tlakovou rezervu.

Množství horního předpětí	100%	50%	25%	0%
Normální zatížitelnost	160 tun	108 tun	83 tun	72 tun
Výhradní zatížitelnost	300 tun	231 tun	180 tun	161 tun
Výjimečná zatížitelnost	507 tun	486 tun	378 tun	324 tun

Tabulka 8 hodnoty zatížitelnosti s požadavkem dekomprese v časté kombinaci

#### 4.3.3 Častá kombinace – tlaková rezerva

Požadavkem tentokrát byla tlaková rezerva 0,5 MPa.

Množství horního předpětí	100%	50%	25%	0%
Normální zatížitelnost	140 tun	88 tun	64 tun	52 tun
Výhradní zatížitelnost	256 tun	189 tun	137 tun	111 tun
Výjimečná zatížitelnost	443 tun	396 tun	288 tun	234 tun

Tabulka 9 hodnoty zatížitelnosti s požadavkem tlakové rezervy 0,5 MPa v časté kombinaci

Při požadavku na větší tlakovou rezervu 1,0 MPa se změny zatížitelnosti následovně.

Množství horního předpětí	100%	50%	25%	0%
Normální zatížitelnost	120 tun	68 tun	44 tun	32 tun
Výhradní zatížitelnost	225 tun	145 tun	94 tun	69 tun
Výjimečná zatížitelnost	386 tun	306 tun	198 tun	144 tun

Tabulka 10 hodnoty zatížitelnosti s požadavkem tlakové rezervy 1,0 MPa v časté kombinaci

#### 4.3.4 Shrnutí omezení napětí

Skutečně rozhoduje mezní stav použitelnosti – omezení napětí. Pro komorové průřezy bývá tato skutečnost běžná, ale bylo ji potřeba ověřit. Stanovení v časté kombinaci s větší tlakovou rezervou 1,0 MPa bylo z informativních důvodů. Za rozhodující výsledky považujeme charakteristickou kombinaci s dekompresí a častou kombinaci s tlakovou rezervou 0,5 MPa.

Pokud bychom opravdu uvažovali, že veškeré horní předpětí kvůli svému stavu nepůsobí na konstrukci, rozhodujícími zatížitelnostmi by byly nejhorší případy z požadavků v charakteristické a časté kombinaci.

- $V_n = 36 t$
- $V_r = 111 t$
- $V_e = 234 t$

Pravděpodobnějším případem je spíše, že horní předpětí je v rozmezí mezi 50% a 25%. Podle diagnostického průzkumu oslabena o 50 a více procent na zkoušených místech, mimo ně by mohla být i větší. Konzervativnější bude uvažovat 25 % horního předpětí. Vždy pro tyto případy rozhodovala podmínka dosažení dekomprese u horních vláken v oblasti pilíře.

- $V_n = 42 t$
- $V_r = 137 t$
- $V_e = 288 t$

# 5 Rekonstrukce

## 5.1 Současný stav mostu dle shrnutí výsledků zkoušek

Na mostní objekt byl v minulosti rekonstruován, ze známých záznamů údajně v letech 1998-2000 a ještě v roce 2018. Na obou mostech je pravidelně prováděna běžná údržba.

Při rekonstrukci v letech 1998-2000 byly obě dvě mostní konstrukce zesíleny volnými kabely vnitřního předpětí a byly provedeny lokální sanace povrchu objektu včetně celoplošného nátěru. Na všech vnějších površích mostního objektu (i spodní stavbě – pilířích) byly použity hydrofobizační a protikarbonatační nátěry.

Během rekonstrukce v roce 2018 byla provedena výměna mostního svršku, osazení nových mostních závěrů, zádržného systému, hydroizolací a systému odvodnění.

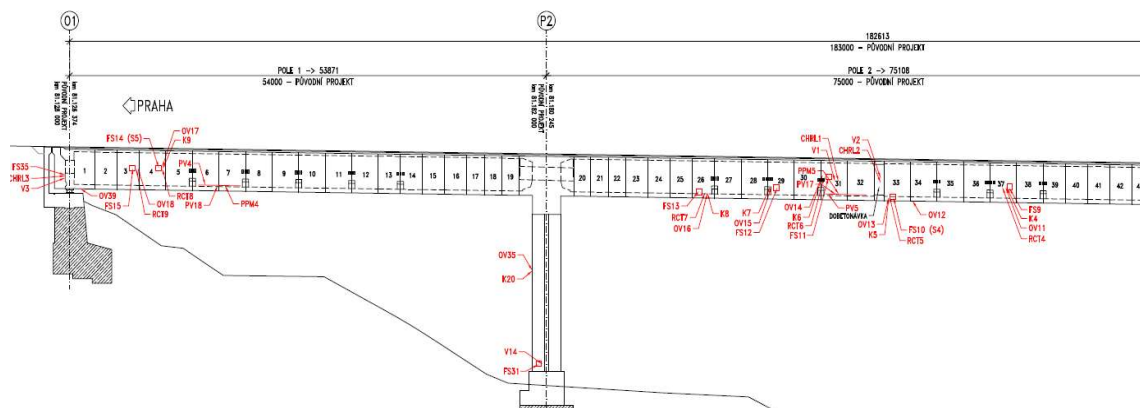
Na vnější straně nosné konstrukce a spodní stavby se objevují závady spojené s korozí betonářské výztuže, při které dochází k tvorbě korozních produktů a jejich nabývání na objemu. Kvůli tomu dochází k oddělování nedostatečně silné krycí vrstvy betonu, sanační hmoty z minulých rekonstrukcí. Lokálně na líci segmentů se objevují nepravidelné trhliny max. šířky 0,4 mm a nezasanovaná štěrková hnízda.

Koroze betonářské výztuže je způsobena agresivitou prostředí, ve kterém je uložena. Zkouškami RCT byly více než polovině zkušebních míst naměřeny hodnoty přesahující limit kontaminace betonu chloridovými ionty do hloubky někde i více než je hloubka uložení výztuže. Dalším faktorem ovlivňující korozi jsou také karbonatační procesy v místech s minimální či nedostatečnou tloušťkou krycí vrstvy betonu. Předpokládá se, že provedené nátěry tyto procesy a jejich další rozvoj značně omezily.

Dále byla zjištěna zcela nedostačující zbytková odolnost povrchu betonu proti působení vody a CHRL segmentů a dobetonávek ve středním poli. Beton nosné konstrukce nesmí být opakovaně dlouhodobě vystavován působení mrazu a CHRL.

Stav volného předpětí lze uvažovat jako dobrý, popř. jako uspokojivý. U původní předpínací výztuže byl zjištěn dobrý stav až uspokojivý na provedených sondách.

ZÁKRES MÍST PROVEDENÝCH ZKOUŠEK – KOMORA B



Obrázek 112 zakreslení zkoušených míst

### 5.1.1 Pevnost betonu v tlaku

Zjištěné pevnosti betonu v tlaku na odebraných jádrových vývrtech byly v porovnání s požadavky projektové dokumentace, pouze na jednom ze vzorků byla naměřena horší třída pevnosti betonu, než byla předepsána projektem. U ostatních jádrových vývrtů byla zjištěna vyhovující nebo vyšší třída pevnosti betonu v tlaku. Doporučuje se tedy při statickém výpočtu uvažovat s třídou pevnosti segmentů C40/50.



Obrázek 113 jádrové vývrty

### 5.1.2 Nasákavost betonu

Hodnoty nasákavosti byly porovnávány s limitním požadavkem 6,5 %. Vyšší hodnoty nasákavosti by mohli znamenat sníženou mrazuvzdornost.

Na konstrukci byla zjištěna nasákavost převyšující limitní hodnotu – na dvou opěrách ze čtyř, prefabrikátů pilířů pravého mostu a dobetonávek středního pole levého mostu.

### 5.1.3 Objemová hmotnost betonu

Objemové hmotnosti vycházejí v odpovídajícím intervalu 2000 až 2600 kg/m<sup>3</sup>. Žádný ze zkoušených jádrových vývrtů nevychází mimo tento vhodný rozsah. Výsledky všech vzorků odpovídají hodnotám pro běžný beton.

### 5.1.4 Odolnost povrchu proti vodě a CHRL

Hodnoty byly porovnávány s hodnotami dle TKP 18 a ČSN EN 206 s přípustnou odchylkou +20% v závislosti na uvažovaném stupni vlivu prostředí (XF2, XF3, XF4).

Zkouškami se zjistila nedostatečná zbytková odolnost povrchu betonu proti působení vody a CHRL na vzorcích ze segmentů NK a dobetonávky v polovině rozpětí středního pole pravého mostu. Na těchto vzorcích překročilo množství odpadů limitní hodnotu 3 až 6x. Z toho vyplývá, že tyto betonové povrchy nejsou vůbec odolné proti působení mrazu a CHRL. Vzhledem k charakteru porušení lze předpokládat sníženou mrazuvzdornost.



Obrázek 114 vzorek na CHRL před zkouškou



Obrázek 115 vzorek po zkoušce na CHRL

### 5.1.5 Kontaminace chloridovými ionty

Pro zjištění kontaminace byla použita metoda RCT s doplněním analytického zkoušení. Zkušební místa byla zvolena v místech s odpadlou krycí vrstvou. Limitní hodnota pro stěny bez předpínací výztuže je 0,4 %.

Na levém mostu byla sondami zjištěna na 70 % zkušebních místech hodnota přesahující limit kontaminace chloridovými ionty a na pravém mostě 50%. U levého mostu bylo překročení značnější než u pravého – 5 až 190% oproti 5 až 62%. Hloubka kontaminace dosahuje až za úroveň uložení výztuže.



Obrázek 116 místo zkoušení kontaminace

### 5.1.6 Karbonatace betonu

Karbonatace byla zjištěna na konstrukci do hloubek 0 – 18 mm. Karbonatací dochází ke snižování pH betonu. Snižování hodnoty pH pod cca 10 zvyšuje riziko koroze výztuže. Zásaditost cementového tmele slouží jako přirozená pasivace výztuže proti korozi. Nátěr z předchozí rekonstrukce pravděpodobně zpomaluje další rozvoj karbonatace.

### 5.1.7 Ověření tloušťky krycí vrstvy betonu

Tloušťka krycí vrstvy byla ověřena nedestruktivní metodou pomocí zařízení Hilti Ferrosan PS 200. V dnešní době jsou legislativou stanoveny vyšší požadavky na tloušťku krycí vrstvy betonu než při stavbě mostního objektu.



Obrázek 117 zkoušení karbonatace - pH betonu



U segmentů nosné konstrukce i prefabrikátech ztraceného bednění pilířů je tloušťka betonové krycí vrstvy cca 5-35 mm. Většina výsledků je vyhodnocena jako zcela nevyhovující.



Obrázek 118 odpadlá krycí vrstva

### 5.1.8 Ověření stavu betonářské výztuže

V místech porušené krycí vrstvy (vystavení vlivům vnějšího prostředí) byly osazeny sondy k betonářské výztuži – celkem 45 sond. Nosná výztuž byla oslabena výrazně méně než výztuž konstrukční, u výztuže plnicí statickou funkci se do statického výpočtu doporučuje oslabení průřezu o 10%.



Obrázek 119 zkorodovaná odhalená výztuž



### 5.1.9 Korozní potenciálová mapa předpínací výztuže

Zkouška byla provedena poločlánekovou zkouškou. Měřením byla zjišťována pravděpodobnost výskytu aktivního korozního procesu na prutech původní předpínací výztuže. U 7 ze 12 měření byla zjištěná pravděpodobnost do 5%.

### 5.1.10 Ověření stavu původní předpínací výztuže

Celkem bylo aplikováno 12 sond. Sondami nebylo vizuálně zjištěno oslabení od koroze, byť na několika sondách byly objeveny dráty s povrchovou výztuží. To nemá vliv na plochu či materiálové vlastnosti předpínací výztuže



Obrázek 121 obnažená výztuž bez koroze



Obrázek 120 podlaha komory

### 5.1.11 Měření aktuální hodnoty předpínací síly v dodatečných volných kabelech

Měření osově síly v kabelech byly určeny nepřímou nedestruktivní frekvenční metodou. Při níž jsou měřeny vlastní frekvence příčného kmitání na každém kabelu v každém poli na dvou nezávislých úsecích.

Výsledky experimentálně stanovených sil se pohybují v intervalu 2500-3400 kN - 71 až 96 % původní předpínací síly ~3531 kN (1239 MPa).

### 5.1.12 Ověření korozního stavu lan volných kabelů

Z výsledků vyplývá zjištění, že v okolí sond CMS na žádném ze sledovaných volných kabelů nedochází ke korozi, výztuž je chráněna svou pasivační vrstvou.

### 5.1.13 Podrobné prohlídky prvků dodatečného předpětí

Během prohlídek se kontroloval stav dodatečného předpínacího systému, deviátorů a kotevních bloků. Prohlídkou se nezjistily žádné závady, které by znamenaly riziko snížení únosnosti, ale byly zjištěny závady, které mohou v dlouhodobém horizontu ovlivnit životnost. Mezi průchodkami chráničkami kabelů volného předpětí v deviátorů dochází k úniku výplně. U deviátorů a kotevních bloků byla zjištěna ojedinělá poškození krytů kotev nebo jejich nedostatečná injektáž.

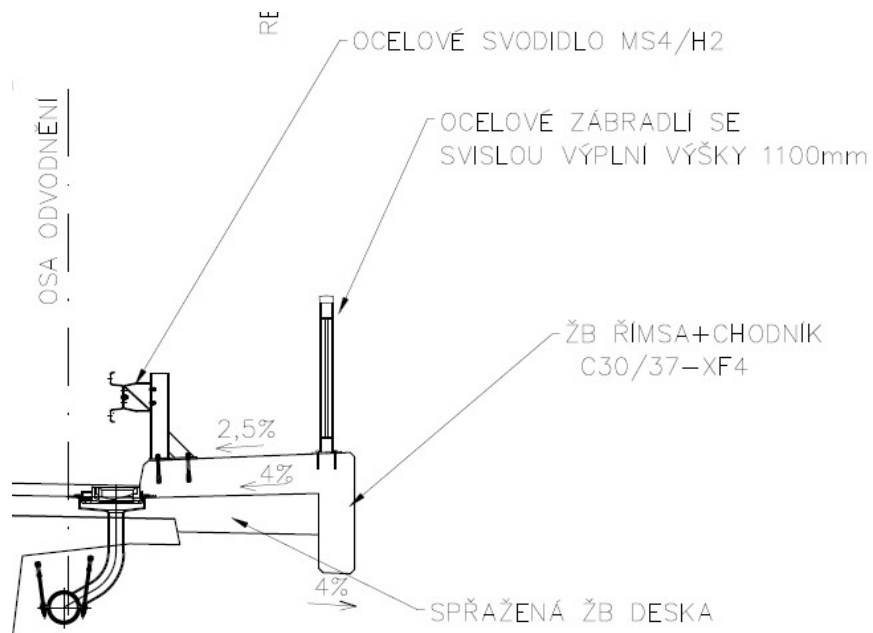


Obrázek 122 únik výplně mezi chráničkou a průchodkou

## 5.2 Návrh příčného řezu

Navrhnul jsem alternativní návrh rekonstrukce mostního svršku. Hlavním pozměněním je návrh revizního chodníku, který usnadní budoucí kontroly, údržby a opravy. V současném stavu a návrhu PD jsou přítomné pouze římsy se zábradelními svodidly, prohlídky tak nejsou v ideálních podmínkách.

- Výkres č.1 příčný řez v poli
- Výkres č.2 příčný řez nad pilířem



## 5.3 Návrhy na odstranění závad, sanace, údržbu a opatření

Z výsledků a zjištění diagnostickým průzkumem je nutné provést mnohá opatření. Pro eliminaci betonářské výztuže je potřeba snížit agresivitu (zvýšit pH) prostředí, ve kterém je uložena. Je potřeba odstranit kontaminovaný beton nadlimitními hodnotami chloridovými ionty v blízkosti zkorodované výztuže v tloušťce ~30 až 40 mm. Výztuž je pak nutné zbavit koroze a pořádně zapasivovat. Povrch konstrukce opatřit sanační hmotou.

Pokud by nebylo možné odbourat kontaminovaný beton u zkorodované výztuže, např. ze statických důvodů, lze využít elektrochemické extrakci chloridů z kontaminovaného betonu a poté nanést novou krycí vrstvu.

### 5.3.1 Pravidelné úkony

Pokračovat v běžné údržbě a pravidelných prohlídkách.

#### 5.3.1.1 Mostní podpěry

Odstraňovat usazené nečistoty z úložných prahů opěr, udržovat funkci odvodňovacích žlábků proti zadržování vody kdekoli na konstrukci. U pilířů odstraňovat nánosy nečistot a napadaný odpadlý beton z pilířů na základových blocích – ze stejného důvodu.

#### 5.3.1.2 Nosná konstrukce

Sledovat napjatost v kabelech vnitřního volného předpětí frekvenční metodou a ověřovat stav koroze lan volných kabelů s osazenými sondami během hlavních prohlídek mostu.



Obrázek 123 detail kabelu se snímačem zrychlení

Pravidelně zajišťovat odstraňování separované krycí vrstvy proti riziku jejich spadu pod most. Rovněž odstraňovat nečistoty z krytů kotev volného předpětí a kotevních desek.

### 5.3.2 Nutné odstranit do 1 roku

Zajistit předprojektovou přípravu sanace odseparovaných ploch krycí vrstvy, ta poslouží jako podklad pro budoucí projekt sanace pláště nosné konstrukce a spodní stavby.

Vyčistit znečištěné deviátory od uniklé výplně mezi průchodkou a chráničkou volného předpětí. Při běžných a hlavních prohlídkách sledovat rozsah možných úniků.

Ověřit funkčnost systému osazených zařízení pro dlouhodobé sledování vertikálních posunů nosné konstrukce

### 5.3.3 Nutné odstranit do 2 let

Zahájit projekt pro provedení sanací pláště nosné konstrukce a spodní stavby s využitím předprojektové přípravy.

Odstranit korozi z krytů kotev a kotevních desek volného předpětí, po odstranění koroze znovu aplikovat protikorozi ochranu. Poškozené kryty kotev vyměnit za nové a doplnit injektáž, kryty poškozené pouze prasklinami opravit vytmelením a korodující materiál vyměnit. Obnažené prvky tyčového předpětí upevnění deviátorů pasivovat.



Obrázek 125 koroze krytů kotev



Obrázek 124 prasklina závěru uzávěru krytu kotvy

## 6 Závěr

Na konstrukci v současné době probíhá rekonstrukce. Současný stav mostního objektu není ideální. V nedávné době byl provedený diagnostický průzkum a mimořádná prohlídka mostu. Při nichž byly zjištěny závady a poruchy na konstrukci. Byla navržena opatření na jejich odstranění. Stanovily se požadavky na údržbu a poznámky pro prohlídky.

Provedeným statickým výpočtem byly vypočteny hodnoty zatížitelnosti pro normální, výhradní a výjimečnou zatížitelnost. Rozhodujícím stavem je MSP – omezení napětí, potvrdil se nám tento známý fakt u komorových mostů. Vypočtené tíhy vozidel nebudou vyhovovat budoucím zatížením pořád zvyšující se dopravy, naproti tomu materiály mostu postupně degradují. Při stanovení zatížitelnosti bylo uvažováno minimálních zjištěných pevnostních hodnot materiálů dle diagnostického průzkumu a omezené funkce horních předpínacích kabelů, které jsou v horším stavu než ostatní předpětí. Počítá se tedy s bezpečnostní rezervou.

V příčném řezu bych doporučil přidělat revizní chodníky zlepšující údržby, kontroly a prohlídky mostu, které jsou pro zachování pokud možno co nejlepšího stavu mostu bez jeho zhoršování.

## 7 Literatura a podklady

DRAHORÁD, Ing. Michal. NÁVRH A POSOUZENÍ NOSNÉ KONSTRUKCE MOSTU Z PREFABRIKOVANÝCH PŘEDEM PŘEDPATÝCH NOSNÍKŮ SPŘAŽENÝCH S ŽB MONOLITICKOU DESKOU MOSTOVKY [online]. In: . [cit. 2021-12-22]. Dostupné z: <http://people.fsv.cvut.cz/www/drahomic/Pomucky/Vzor/KPB-Vzor.pdf>

DRAHORÁD, ing. Michal Drahorád. *Návrh předpjatého silničního mostu o třech polích* [online]. [cit. 2021-12-23]. Dostupné z: [http://people.fsv.cvut.cz/www/drahomic/Pomucky/Vzor/BM01\\_Pr1.pdf](http://people.fsv.cvut.cz/www/drahomic/Pomucky/Vzor/BM01_Pr1.pdf)

DRAHORÁD, ing. Michal Drahorád. *Výpočet zatížitelnosti trémového mostu* [online]. [cit. 2021-12-22]. Dostupné z: [people.fsv.cvut.cz/www/drahomic/Pomucky/Vzor/BEM1\\_Pr1\\_zatiz.pdf](http://people.fsv.cvut.cz/www/drahomic/Pomucky/Vzor/BEM1_Pr1_zatiz.pdf)

KUKAŇ, Vlastimil, Michal DRAHORÁD a Tomáš DVORSKÝ. *Betonové mosty: zatížitelnost : doplňkové skriptum*. Praha: Nakladatelství ČVUT, 2007. ISBN isbn978-80-01-03633-4.

SCIA Engineer Help: Návod pro SCIA Engineer 19 [online]. [cit. 2021-12-22]. Dostupné z: <https://help.scia.net/webhelplatest/cs/>

DRAHORÁD, ing. Michal Drahorád. *Zatížení betonových mostů nerovnoměrnou složkou teploty* [online]. [cit. 2021-12-23]. Dostupné z: [people.fsv.cvut.cz/www/drahomic/Pomucky/Zatizeni/Zat\\_EN\\_Bet\\_most\\_teplota.pdf](http://people.fsv.cvut.cz/www/drahomic/Pomucky/Zatizeni/Zat_EN_Bet_most_teplota.pdf)

DRAHORÁD, ing. Michal Drahorád. *Zatížení betonových mostů rovnoměrnou složkou teploty* [online]. [cit. 2021-12-23]. Dostupné z: [people.fsv.cvut.cz/www/drahomic/Pomucky/Zatizeni/Zat\\_EN-Rovn\\_Tepl.pdf](http://people.fsv.cvut.cz/www/drahomic/Pomucky/Zatizeni/Zat_EN-Rovn_Tepl.pdf)

NEČAS, ing. RADIM NEČAS, Ph.D. • *Cv02 – Zatížení dopravou: Podklady do cvičení*: [online]. [cit. 2021-12-23]. Dostupné z: [www.necasradim.cz/BL12/cviceni/BL12\\_Cv02%20-%20Zatizeni%20dopravou.pdf](http://www.necasradim.cz/BL12/cviceni/BL12_Cv02%20-%20Zatizeni%20dopravou.pdf)

KOHOUTKOVÁ, Alena, Jaroslav PROCHÁZKA a Jitka VAŠKOVÁ. *Navrhování železobetonových konstrukcí: příklady a postupy*. 2016. V Praze: České vysoké učení technické, 2014. ISBN 978-80-01-05587-8.

ŠAFÁŘ, Roman. *Betonové mosty 2 - cvičení: návrh předpjatého mostu podle Eurokódů*. 2015. V Praze: České vysoké učení technické, 2015. ISBN 978-80-01-05690-5.

RYJÁČEK, Pavel. *Ocelové mosty: cvičení*. 2017. V Praze: České vysoké učení technické, 2015. ISBN 978-80-01-05672-1.

ČSN EN 1990. Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. Praha: Český normalizační institut, 2004

ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb. Praha: Český normalizační institut, 2004

ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou. Praha: Český normalizační institut, 2005

ČSN EN 1991-1-5. Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou. Praha: Český normalizační institut, 2005

ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: Český normalizační institut, 2006

ČSN EN 1992-2 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady. Praha: Český normalizační institut, 2007

MINISTERSTVO DOPRAVY. *Vzorové listy staveb pozemních komunikací: VL4-Mosty* [online]. 2015 [cit. 2021-12-22]. Dostupné z: [http://www.pjpk.cz/data/USR\\_001\\_2\\_10\\_VL/VL\\_4\\_2015.pdf](http://www.pjpk.cz/data/USR_001_2_10_VL/VL_4_2015.pdf)

*Modernizace v úseku Mirošovice – Kývalka, úsek 10, EXIT 75 Hořice – EXIT 81 Koberovice: INFORMAČNÍ LETÁK, 09/2018 UVEDENO DO PROVOZU* [online]. [cit. 2021-12-22]. Dostupné z: [https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=&ved=2ahUKEwj7iY3T2Yn1AhWf8LsiHeP5Af4QFnoECAUQAQ&url=https%3A%2F%2Fmapapp.rsd.cz%2FUpload%2FStavby%2F16%2Finfoletak\\_d1-10-horice-koberovice.pdf&usg=AOvVaw1jRG1Mi4SUIGxGKZs9uQMT](https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=&ved=2ahUKEwj7iY3T2Yn1AhWf8LsiHeP5Af4QFnoECAUQAQ&url=https%3A%2F%2Fmapapp.rsd.cz%2FUpload%2FStavby%2F16%2Finfoletak_d1-10-horice-koberovice.pdf&usg=AOvVaw1jRG1Mi4SUIGxGKZs9uQMT)

DRAHORÁD, ing. Michal Drahorád. *Zatížení silniční dopravou - LM1* [online]. [cit. 2021-12-23]. Dostupné z: [people.fsv.cvut.cz/www/drahomic/Pomucky/Zatizeni/Zat\\_EN\\_Silnicni\\_LM1.pdf](http://people.fsv.cvut.cz/www/drahomic/Pomucky/Zatizeni/Zat_EN_Silnicni_LM1.pdf)

ŠAFÁŘ, doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D. *ZATÍŽENÍ A POSOUZENÍ BETONOVÝCH MOSTŮ, 06\_Zatizeni\_a\_posouzeni\_191228: Přednáška, BM01, Fakulta stavební, ČVUT v Praze, pdf soubor 6. přednášky pro studenty absolvující daný předmět* [online]. In: . [cit. 2021-12-22].



# Seznam obrázků

Obrázek 1 příčný řez z projektové dokumentac.....	9
Obrázek 2 výstavba mostu u Koberovic .....	10
Obrázek 3 poloha mostu .....	10
Obrázek 4 stojky pilířů .....	11
Obrázek 5 statické schéma konstrukce v konečném stavu .....	13
Obrázek 6 statické schéma dvojice konzol .....	13
Obrázek 7 Segmentový most v Sedlicích, velmi podobný mostu u Koberovic.....	14
Obrázek 8 montážní kabely .....	16
Obrázek 9 kabely letmo betonovaných/segmentových mostů.....	16
Obrázek 10 zárodky na pilířích .....	18
Obrázek 11 pohled na deskostěnový model .....	19
Obrázek 12 příčný řez deskostěnovým modelem .....	20
Obrázek 13 schéma zatížení modelu LM1 .....	21
Obrázek 14 poloha zatížení 1 .....	22
Obrázek 15 poloha zatížení 2 .....	22
Obrázek 16 poloha zatížení 3 .....	22
Obrázek 17 poloha zatížení 4 .....	23
Obrázek 18 poloha zatížení 5 .....	23
Obrázek 19 poloha zatížení 6 .....	23
Obrázek 20 LM1 nápravy v pruhu č.1.....	24
Obrázek 21 kolové plochy s uvažováním roznosu .....	24
Obrázek 22 schéma zvláštního vozidla 1800/200 .....	25
Obrázek 23 šablona zatížení po uvažování roznosu .....	26
Obrázek 24 schéma zvláštního vozidla 3000/240 .....	26
Obrázek 25 graf pro určení dynamického součinitele zatížitelností .....	27
Obrázek 26 zatížení chodníky .....	28
Obrázek 27 zatěžovací schéma normální zatížitelnosti .....	28
Obrázek 28 dvou nápravové vozidlo .....	28
Obrázek 29 dvounápravové vozidlo .....	29
Obrázek 30 třínápravové vozidlo.....	29
Obrázek 31 normální zatížitelnost zatížení vozovky.....	30
Obrázek 32 normální zatížitelnost nápravy.....	30
Obrázek 33 šestinápravové vozidlo výhradní zatížitelnost .....	31
Obrázek 34 devítinápravové vozidlo výjimečná zatížitelnost.....	32
Obrázek 35 detail na krajní pole s žebry pro vytvoření tabulky roznosu .....	33
Obrázek 36 pohled na žebra ve stěnách segmentu s informací o dílci .....	33
Obrázek 37 schéma - součinitelé roznosu ohybového momentu od 6NV výhradní zatížitelnosti .....	36
Obrázek 38 průřez 1 .....	37
Obrázek 39 průřez 2 .....	37
Obrázek 40 průřez 3 .....	38
Obrázek 41 průřez 4 .....	38
Obrázek 42 průřez 5 .....	39
Obrázek 43 odstupňování segmentů.....	39
Obrázek 44 teplotní mapa maximálních teplot ve stínu v ČR .....	40

Obrázek 45	teplotní mapa minimálních teplot ve stínu v ČR .....	41
Obrázek 46	graf závislosti $T_{min}/T_{max}$ a $T_{e,min}/T_{e,max}$ .....	41
Obrázek 47	rovnoměrná teplota oteplení .....	42
Obrázek 48	rovnoměrná teplota ochlazení .....	42
Obrázek 49	lineární složka teploty .....	43
Obrázek 50	lineární teplota oteplení horního povrchu .....	44
Obrázek 51	lineární teplota ochlazení horního povrchu .....	45
Obrázek 52	pokles podpor .....	45
Obrázek 53	osazování prefabrikátů mostu u Koberovic .....	46
Obrázek 54	most u Sedlic, použit stejný postup výstavby .....	46
Obrázek 55	příčný řez s popisem betonáže a montáže .....	47
Obrázek 56	předpětí v horní desce .....	48
Obrázek 57	schéma umístění volného předpětí a původního předpětí v dolní desce .....	49
Obrázek 58	FV1 vlastní tíha .....	50
Obrázek 59	koncový segment nad opěrou .....	50
Obrázek 61	fáze výstavby 1 .....	50
Obrázek 60	FV2 vlastní tíha .....	50
Obrázek 62	fáze výstavby 2 .....	51
Obrázek 63	fáze výstavby 3 .....	51
Obrázek 64	FV3 vlastní tíha .....	51
Obrázek 65	Detail na pilířovou oblost ve fázi výstavby 4 .....	52
Obrázek 66	FV4 vlastní tíha .....	52
Obrázek 67	fáze výstavby 5 .....	53
Obrázek 68	FV5 vlastní tíha .....	53
Obrázek 69	provizorní podpory mostu u Sedlice .....	53
Obrázek 70	fáze výstavby 6 .....	54
Obrázek 71	FV6 vlastní tíha .....	54
Obrázek 72	detail na montáž posledních segmentů FV7 .....	55
Obrázek 73	FV7 vlastní tíha .....	55
Obrázek 74	Fáze 8 dolní předpětí .....	55
Obrázek 75	Fáze 9 vnitřní předpětí .....	56
Obrázek 76	fáze výstavby 10 .....	56
Obrázek 77	pohled na spřaženou desku mostovky .....	56
Obrázek 78	FV10 vlastní tíha mostovky .....	57
Obrázek 79	FV 11 uvedení do provozu .....	57
Obrázek 80	FV11 ostatní stálé zatížení + odlehčení .....	57
Obrázek 81	obálka záporných momentů od pojezdu .....	58
Obrázek 82	obálka kladných momentů od pojezdu .....	58
Obrázek 83	součinitel zohledňující stav napjatosti .....	68
Obrázek 84	char. normální zatížitelnost napětí na horních vláknech od neznámé složky zatížení .....	73
Obrázek 85	char. normální zatížitelnost napětí na dolních vláknech od neznámé složky zatížení .....	73
Obrázek 86	char. výhradní zatížitelnost napětí na horních vláknech od neznámé složky kladných momentů .....	74
Obrázek 87	char. výhradní zatížitelnost napětí na dolních vláknech od neznámé složky kladných momentů .....	74

Obrázek 88 char. výhradní zatížitelnost napětí na horních vláknech od neznámé složky záporných momentů .....	74
Obrázek 89 char. výhradní zatížitelnost napětí na dolních vláknech od neznámé složky záporných momentů .....	75
Obrázek 90 char. výjimečná zatížitelnost napětí na horních vláknech od neznámé složky kladných momentů.....	75
Obrázek 91 char. výjimečná zatížitelnost napětí na dolních vláknech od neznámé složky kladných momentů.....	75
Obrázek 92 char. výjimečná zatížitelnost napětí na horních vláknech od neznámé složky záporných momentů .....	76
Obrázek 93 char. výjimečná zatížitelnost napětí na dolních vláknech od neznámé složky záporných momentů .....	76
Obrázek 94 napětí od známé části zatížení s ochlazením na horním povrchu 100%.....	76
Obrázek 95 napětí od známé části zatížení s ochlazením na dolním povrchu 100% .....	77
Obrázek 96 napětí od známé části zatížení s oteplením na horním povrchu 100%.....	77
Obrázek 97 napětí od známé části zatížení s oteplením na dolním povrchu 100% .....	77
Obrázek 98 napětí od známé části zatížení s ochlazením na horním povrchu 25%.....	78
Obrázek 99 napětí od známé části zatížení s ochlazením na dolním povrchu 25% .....	78
Obrázek 100 napětí od známé části zatížení s oteplením na horním povrchu 25%.....	78
Obrázek 101 napětí od známé části zatížení s oteplením na dolním povrchu 25% .....	79
Obrázek 102 častá normální zatížitelnost napětí na horních vláknech od neznámé složky zatížení.....	79
Obrázek 103 častá normální zatížitelnost napětí na dolních vláknech od neznámé složky zatížení.....	80
Obrázek 104 častá výhradní zatížitelnost napětí na horních vláknech od neznámé složky kladných momentů.....	80
Obrázek 105 častá výhradní zatížitelnost napětí na dolních vláknech od neznámé složky kladných momentů.....	80
Obrázek 106 častá výhradní zatížitelnost napětí na horních vláknech od neznámé složky záporných momentů .....	81
Obrázek 107 častá výhradní zatížitelnost napětí na dolních vláknech od neznámé složky záporných momentů .....	81
Obrázek 108 častá výjimečná zatížitelnost napětí na dolních vláknech od neznámé složky kladných momentů.....	81
Obrázek 109 častá výjimečná zatížitelnost napětí na dolních vláknech od neznámé složky kladných momentů.....	82
Obrázek 110 častá výjimečná zatížitelnost napětí na horních vláknech od neznámé složky záporných momentů .....	82
Obrázek 111 častá výjimečná zatížitelnost napětí na dolních vláknech od neznámé složky záporných momentů .....	82
Obrázek 112 zakreslení zkoušených míst .....	85
Obrázek 113 jádrové vývrty.....	86
Obrázek 114 vzorek na CHRL před zkouškou .....	87
Obrázek 115 vzorek po zkoušce na CHRL .....	87
Obrázek 116 místo zkoušení kontaminace.....	87
Obrázek 117 zkoušení karbonátce - pH betonu .....	87
Obrázek 118 odpadlá krycí vrstva .....	88
Obrázek 119 zkorodovaná odhalená výztuž.....	88

Obrázek 120 podlaha komory .....	89
Obrázek 121 obnažená výztuž bez koroze.....	89
Obrázek 122 únik výplně mezi chráničkou a průchodkou.....	90
Obrázek 123 detail kabelu se snímačem zrychlení.....	91
Obrázek 124 praklina závitu uzávěru krytu kotvy .....	92
Obrázek 125 koroze krytů kotev.....	92

## Seznam tabulek

Tabulka 1 pevnostní třídy zjištěné diagnostickým průzkumem .....	17
Tabulka 2 národní dodatek k dálnicím a modelu zatížení LM3 .....	25
Tabulka 3 příčný roznos posouvající síly u opěry .....	34
Tabulka 4 příčný roznos ohybového momentu v krajním poli .....	35
Tabulka 5 doporučené hodnoty pro lineární složku teploty .....	43
Tabulka 6 doporučené hodnoty součinitelů pro lineární teplotu .....	44
Tabulka 7 hodnoty zatížitelnosti s požadavkem dekomprese v charakteristické kombinaci... 79	
Tabulka 8 hodnoty zatížitelnosti s požadavkem dekomprese v časté kombinaci .....	83
Tabulka 9 hodnoty zatížitelnosti s požadavkem tlakové rezervy 0,5 MPa v časté kombinaci .	83
Tabulka 10 hodnoty zatížitelnosti s požadavkem tlakové rezervy 1,0 MPa v časté kombinaci	83