

**ČESKÉ VYSOKÉ  
UČENÍ TECHNICKÉ  
V PRAZE**

**KATEDRA BETONOVÝCH A  
ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ**



**ZÁVĚREČNÁ  
PRÁCE**

**2019**

**PAVEL  
VRBA**

České vysoké učení technické v Praze  
Fakulta stavební  
Katedra betonových a zděných konstrukcí

## Most Brunsbecke na A45

Diplomová práce

Vypracoval: Pavel Vrba  
Vedoucí bakalářské práce: Doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.  
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Praha 2019



## ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Vrba	Jméno: Pavel	Osobní číslo: 426342
Zadávací katedra: K133 Katedra betonových a zděných konstrukcí		
Studijní program: (N3607)		
Studijní obor: (3607T009) Konstrukce a dopravní stavby		

### II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Most Brunsbecke na A45	
Název diplomové práce anglicky: Brunsbecke bridge at the A45 motorway	
Pokyny pro vypracování: Diplomová práce bude členěna do základních částí: - varianty řešení přemostění - rešerše betonových mostů stavěných metodou postupného vysouvání - návrh a posouzení výsledné varianty - výkresová část	
Seznam doporučené literatury: Navrátil, J.: Předpjaté betonové konstrukce Stráský, J.: TK21 Betonové mosty Rosignoli, M.: Bridge launching	
Jméno vedoucího diplomové práce: Doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.	
Datum zadání diplomové práce: 5/10/2018	Termín odevzdání diplomové práce: 6/1/2019 <i>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</i>
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 nutné 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

Prohlašuji, že jsem tuto práci vypracoval samostatně. Veškeré literární prameny a informace, které jsem v práci využil, jsou uvedeny v seznamu použité literatury.

Jsem si vědom toho, že se na moji práci vztahují práva a povinnosti vyplývající ze zákona č. 121/2000 Sb., ve znění zákona č. 81/2005 Sb. (autorský zákon).

Souhlasím s prezenčním zpřístupněním své práce v Ústřední knihovně Fakulty stavební a Fakulty architektury ČVUT.

V Praze dne .....

.....

Pavel Vrba

# Poděkování

Rád bych na tomto místě poděkoval panu Doc. Ing. Marku Foglarovi, Ph.D. za konzultace, užitečné rady a pomoc při vypracování této diplomové práce.

## Anotace

Zadáním práce je alternativní návrh řešení mostu Brunsbecke na německé dálnici A45. Obsahem zadání je variantní řešení s volbou výsledné varianty. Pro finální variantu je zpracován podrobný návrh a posouzení nosné konstrukce zohledňující fáze provádění. Závěrem práce je proveden zjednodušený návrh a posouzení konstrukcí spodní stavby. Zpracovaná výkresová část je přílohou této práce.

Výsledná varianta je tvořena dvojicí betonových předpjatých komorových nosníků o devíti polích s délkou typického pole 63,0 m. Předmětem práce je návrh a posouzení pravé nosné konstrukce v půdorysném oblouku o poloměru 1 805,0 m a podélném sklonu 4,039 %. Délka mostu je navržena na 560,9 m, délka nosné konstrukce 538,5 m a délka přemostění 532,5 m. V nejvyšším bodě se konstrukce nachází 79,1 m nad terénem. Spodní stavba mostu je tvořena opěrami, pilíři a konstrukcí lomeného oblouku.

## Klíčová slova

Dálniční most, betonový most, předpjatý most, předpjatý beton, vnější předpětí, fáze výstavby, technologie vysouvání, lomený oblouk, optimalizace střednice, metodika návrhu mostu.

# Anotation

The assignment of diploma thesis is an alternative design of the Brunsbecke bridge on the German A45 motorway. The content of the assignment is a variant solution with the choice of the final variant. For the final variant, a detailed design and calculations of the structure is made, including the construction phases. At the end of this thesis there is a simplified design and calculations of the foundations. The bridge drawings are attached to this work.

The final variant consists of a pair of concrete prestressed box girder beams, made on 9 spans, with a length of typical span of 63,0 m. The subject of the thesis is the design and calculations of the right structure, which is horizontal curved with a radius of 1 805,0 m and in a longitudinal slope of 4,039%. The length of the bridge is 560,9 m, construction itself is 538,5 m long and the length of the bridging is 532,5 m. At the highest point, the structure is 79,1 m above the terrain. The foundations of the bridge are made up of abutments, piers, and an ogive arch construction.

## Key words

Highway bridge, concrete bridge, prestressed bridge, prestressed concrete, external prestressing, construction phases, incremental launching method, ogive arch, centerline optimization, bridge design methodology.

# Obsah

Obsah .....	8
1 Úvod .....	15
2 Obecná metodika návrhu mostu .....	16
2.1 Filozofie návrhu mostu.....	16
2.2 Postup při návrhu mostu.....	17
2.3 Zadání .....	17
2.4 Rozvaha .....	18
2.4.1 Analýza požadavků .....	18
2.4.2 Všeobecné požadavky.....	19
2.4.3 Konkrétní podmínky.....	22
2.4.4 Charakter konstrukce.....	26
2.4.5 Konstrukční systém a technologie výstavby.....	27
2.5 Variantní řešení .....	27
2.5.1 Návrh variant .....	28
2.5.2 Výběr postupujících variant.....	28
2.5.3 Předběžná statika.....	28
2.6 Výběr výsledné varianty.....	29
2.6.1 Předběžná kalkulace nákladů .....	29
2.6.2 Porovnání výpočetních modelů.....	30
2.6.3 Vizualizace .....	30
2.7 Detailní návrh a posouzení .....	30
2.7.1 Parametrická studie problematického jevu.....	30
2.7.2 Posouzení .....	31
2.7.3 Výkresová část .....	31
2.7.4 Kontrola.....	32
2.8 Výstup .....	32
2.9 Shrnutí.....	32
3 Návrh konstrukce.....	33



3.1	Rozvaha .....	33
3.1.1	Zájmová oblast .....	33
3.1.2	Stávající konstrukce .....	34
3.1.3	Popis převáděné komunikace .....	35
3.1.4	Charakter prostředí .....	35
3.1.5	Požadavky investora .....	37
3.1.6	Charakter konstrukce .....	37
3.1.7	Referenční stavby .....	38
3.2	Předběžný návrh variant .....	48
3.2.1	Varianty letmo betonované konstrukce .....	49
3.2.2	Varianty vysouvaných konstrukcí .....	50
3.2.3	Obloukové mostní konstrukce .....	54
3.2.4	Další uvažované konstrukční systémy .....	55
3.3	Volba zpracovávané technologie .....	56
4	Technologie vysouvaných mostů .....	59
4.1	Historie technologie .....	59
4.2	Popis technologie .....	60
4.3	Geometrie konstrukcí .....	62
4.4	Výroba segmentů .....	62
4.4.1	Výrobna .....	62
4.4.2	Výroba .....	63
4.5	Způsob výsuvu .....	64
4.5.1	Tažení .....	65
4.5.2	Tlačení .....	65
4.5.3	Postupný výsuv .....	66
4.6	Kluzná ložiska a vodící prvky .....	68
4.7	Průběh momentu během výsuvu .....	69
4.8	Způsoby redukce ohybových momentů .....	70
4.8.1	Vysouvací nástavec - nos .....	70

4.8.2	Montážní pylon .....	71
4.8.3	Dočasné podpory .....	72
4.9	Předpětí.....	73
4.9.1	Montážní předpětí.....	73
4.9.2	Finální předpětí.....	77
4.10	Vliv výsuvu mostovky na spodní stavbu.....	77
4.11	Další požadavky na spodní stavbu .....	78
4.12	Závěr rešerše .....	79
5	Variantní řešení .....	80
5.1	Varianta VA .....	80
5.1.1	Příčný řez .....	80
5.1.2	Výpočetní modely .....	81
5.1.3	Předběžná vizualizace varianty VA.....	82
5.2	Varianta VB .....	82
5.2.1	Příčný řez .....	83
5.2.2	Výpočetní modely .....	83
5.2.3	Předběžná vizualizace varianty V85 .....	84
5.3	Porovnání variant .....	84
5.3.1	Finální stav .....	85
5.3.2	Stavební fáze .....	86
5.4	Volba výsledné varianty.....	88
6	Výsledná varianta .....	89
6.1	Popis nosné konstrukce.....	89
6.1.1	Geometrie nosné konstrukce .....	89
6.1.2	Příčný řez .....	90
6.1.3	Vysouvací nástavec – nos .....	91
6.2	Popis spodní stavby.....	92
6.2.1	Lomený oblouk .....	92
6.2.2	Pilíře .....	95

6.2.3	Opěry.....	96
6.2.4	Založení konstrukce.....	97
6.3	Materiály.....	97
6.3.1	Beton.....	97
6.3.2	Předpínací výztuž.....	99
6.3.3	Betonářská výztuž.....	101
6.3.4	Konstrukční ocel.....	102
6.4	Reologie průřezu.....	102
6.4.1	Tvorba modelů.....	102
6.4.2	Vytvořené modely.....	103
6.4.3	Výsledky výpočtu.....	104
6.4.4	Závěr pokusu.....	106
6.5	Postup výstavby.....	107
6.5.1	Postup výstavby soumostí.....	107
6.5.2	Postup výstavby mostu.....	109
6.5.3	Realizace spodní stavby.....	110
6.5.4	Výstavba nosné konstrukce.....	112
6.6	Výpočetní model.....	120
6.6.1	Způsob modelování.....	120
6.6.2	Pracovní výpočetní modely.....	122
6.6.3	Finální výpočetní model.....	123
6.6.4	Stanovení spolupůsobící šířky.....	126
6.6.5	Průřezové charakteristiky.....	127
6.6.6	Stanovení tuhosti podpor.....	128
7	Zatížení a kombinace.....	129
7.1	Zatížení stálé.....	129
7.1.1	Vlastní tíha konstrukce.....	129
7.1.2	Ostatní stálé zatížení.....	129
7.1.3	Zatížení nerovnoměrným poklesem podpor.....	130

7.2	Zatížení proměnné.....	131
7.2.1	Zatížení dopravou.....	131
7.2.2	Zatížení teplotou.....	134
7.2.3	Zatížení sněhem.....	136
7.2.4	Zatížení větrem.....	136
7.2.5	Staveništní zatížení .....	144
7.2.6	Zatížení třením v ložiscích .....	144
7.3	Kombinace zatížení .....	146
7.3.1	Účinky zatížení .....	146
7.3.2	Kombinace pro MSP .....	149
7.3.3	Kombinace pro MSÚ.....	150
7.3.4	Ověření kvazistálé kombinace pro finální konstrukci.....	151
8	Návrh předpětí.....	153
8.1	Ztráty předpětí .....	153
8.1.1	Obecně.....	154
8.1.2	Krátkodobé ztráty .....	154
8.1.3	Dlouhodobé ztráty .....	155
8.1.4	Kabel P1-FIN.....	157
8.2	Předběžný návrh předpětí.....	159
8.3	Návrh předpětí ve finálním stavu .....	161
8.3.1	Soudržné kabely předpětí.....	162
8.3.2	Vnější předpětí – návrh.....	163
8.3.3	Vnější předpětí - varianty návrhu .....	164
8.3.4	Popis finálního předpětí .....	167
8.3.5	Ověření návrhu.....	168
8.4	Předpětí během výstavby .....	169
9	Posouzení nosné konstrukce.....	174
9.1	Mezní stav použitelnosti .....	174
9.1.1	Požadavky posudku.....	174

9.1.2	Fáze výstavby.....	175
9.1.3	Finální stav – Konec životnosti.....	179
9.1.4	Finální stav – Uvedení do provozu.....	182
9.2	Mezní stav únosnosti .....	183
9.2.1	Ohyb a normálová síla .....	183
9.2.2	Křehký lom.....	193
9.2.3	Únosnost ve smyku .....	197
9.2.4	Kroucení průřezu .....	199
9.2.5	Ověření únavy .....	202
9.3	Posouzení příčného řezu .....	205
9.3.1	Náhradní model .....	205
9.3.2	Návrh výztuže horní desky (omezení šířky trhlin).....	206
9.3.3	Posouzení únosnosti horní desky průřezu .....	209
10	Ověření souvisejících konstrukcí .....	215
10.1	Spodní stavba.....	215
10.1.1	Pilíř P5.....	215
10.1.2	Lomený oblouk .....	223
10.1.3	Ověření sklápění lomeného oblouku.....	229
10.2	Založení.....	235
10.3	Požadavky na ložiska .....	238
10.4	Požadavky na mostní závěry .....	239
11	Závěr.....	241
12	Seznam použité literatury .....	243
12.1	Normy a předpisy.....	243
12.2	Literatura .....	244
12.3	Internetové zdroje .....	245
13	Další seznamy.....	249
13.1	Seznam tabulek.....	249
13.2	Seznam obrázků.....	251

13.3	Použitý software .....	258
14	Přílohy.....	259

# 1 Úvod

Účelem práce je zpracování alternativního řešení mostu Brunsbecke na německé dálnici A45. Obsahem zadání je zpracování jednotlivých variant řešení, volba výsledné varianty a její podrobný návrh a posouzení. Pro transparentnost práce a podrobnější pochopení řešení problematiky je práce zpracována formou komentovaného postupu. Výkresová část tvoří přílohu této práce.

Před samotným zpracováním variant přemostění byly hledány způsoby vedoucí k optimálnímu návrhu konstrukce. Při studiu v odborných publikacích byly nalezeny různé teorie věnované problematice návrhu mostu. Jednotlivé teorie jsou si v mnohém podobné nebo se doplňují a jejich spojením vzniká obecně použitelný postup. Pro pochopení dané problematiky byly shromážděny poznatky a po konzultaci s vedoucím práce uvedeny v první části práce.

V další části jsou zpracovány jednotlivé varianty přemostění v souvislosti s technologiemi provádění a zohledněním stávající konstrukce mostu. Podkladem pro zpracování variant je skutečná dokumentace z roku 2016. Z dokumentace je také převzato šířkové uspořádání na mostě odpovídající německým požadavkům. S ohledem na rozsah práce byly zpracovávány pouze betonové varianty konstrukce. Dle multikriteriálního hodnocení jsou následně zvoleny postupující varianty příslušné pro zvolenou metodu provádění pomocí výsuvu nosné konstrukce.

Následuje rešerše zpracovaná na téma vysouvaných betonových mostů. Uvedená rešerše slouží k pochopení problematiky výstavby mostů touto technologií, její možnosti a požadavky. Na základě těchto poznatků je navržen postup výstavby vybraných variant. Následně je zvolena výsledná varianta, pro kterou je postup výstavby podrobně zpracován.

V další části práce je podrobně sepsáno uvažované zatížení konstrukce a proveden podrobný návrh dočasného i finálního předpětí. Závěr práce je věnován podrobnému posouzení pravé nosné konstrukce v podélném i příčném směru. Pro úplnost práce je doplněno ověření konstrukcí spodní stavby a založení. Podrobný návrh základových poměrů není náplní této práce.

## 2 Obecná metodika návrhu mostu

### 2.1 Filozofie návrhu mostu

*„Every bridge is in some degree historical document, a demonstration of structural technique, a performance test of building materials, a comment on the values of a society which produced it, and reflection of the richness or poverty of its designer’s imagination.“*  
Sinclair Gouldie [51]

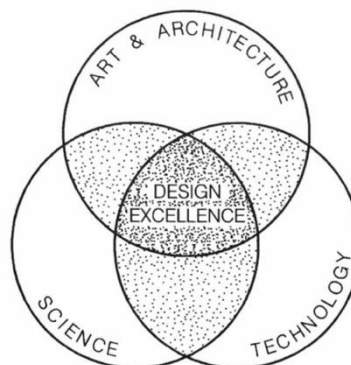
Úryvek popisující význam mostu pro společnost lze volně přeložit slovy: „Most je odrazem doby. Je odkazem technologie, pokroku a požadavků společnosti, ale i autora samotného.“ Další citace pak ukazuje na důležitost konstrukce jako takové.

*„Most je příliš vážená konstrukce, která bude sloužit společnosti více než sto let a která výrazně zasáhne do krajiny. Ke stavbě mostu je nutno vynaložit značné prostředky.“* [29]

Most je konstrukce nahrazující zemní těleso nebo terén samotný v místě překážky. Primárním účelem mostních konstrukcí je efektivně, hospodárně a bezpečně převádět dopravu přes danou překážku. Most by měl být navržen tak, aby byl co nejvhodněji zasazen do okolí s ohledem na funkci i estetiku a měl by zdůrazňovat statický systém. Zároveň je nanejvýš důležité, aby konstrukce mostu plně vyhovovala komunikaci převáděné, ale i nárokům komunikace přemostované.

*„Bridge design is a process requiring the use of science, technology, and artistic judgement for its finest design solution. Each of these three abilities brings a separate and distinct quality to the design process.“* [51]

Citace z knihy *Aesthetic guidelines for bridge design* předpokládá tyto tři hlavní pohledy, které návrh mostu ovlivňují a jejichž prolnutím dochází k dobrému návrhu. Tato myšlenka je graficky znázorněna na obrázku níže.



Obrázek 1 - Schéma ideálního návrhu [51]

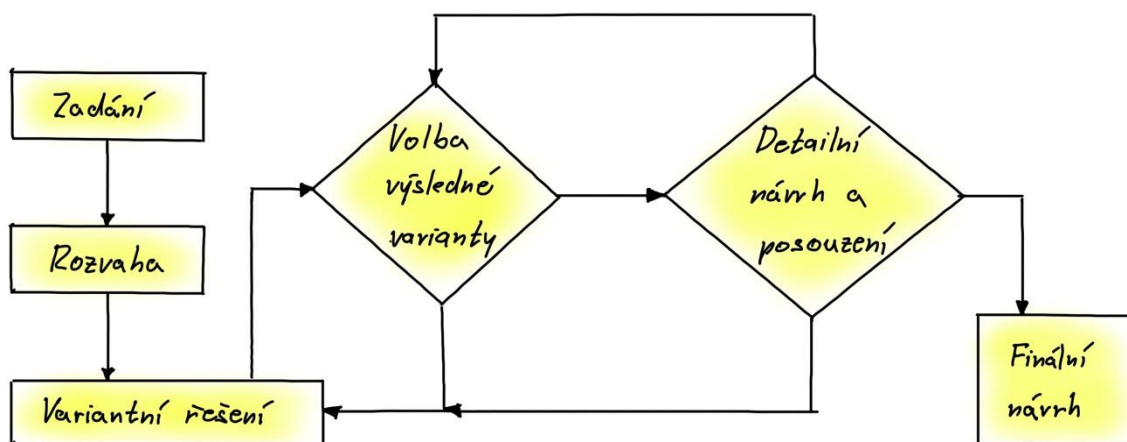


Návrh mostu tedy musí vycházet především z těchto primárních požadavků. Protože se jedná o konstrukce nákladné, rozměrné, dopravně nepostradatelné a společensky významné, jsou zatíženy i dalšími požadavky. Od mostů je společností očekávána jistá dávka elegance, pokrokovosti nebo například rychlosti výstavby. Požadavků kladených na most může být bezpočet a často si mohou navzájem odporovat. Úkolem projektanta je navrhnout řešení, které bude v rámci možností všechny tyto požadavky splňovat. Zároveň to však musí být konstrukce realizovatelná a ekonomicky únosná.

## 2.2 Postup při návrhu mostu

*„Design is an interactive proces, with silgnals shuttling between three notional centres in the brain, those responsible for appreciating beauty, for accumulating experience, and the brain’s calculator. It most definitely is not just a sketching exercise, nor is it a logical, linear proces.“ [21]*

Výše uvedená citace popisuje návrhu mostu jako postup, který nelze jednoznačně algoritmizovat. Podle autorů publikace [21] jde při návrhu mostu především o prolnutí základních myšlenkových pochodů konkrétního projektanta. Tento a další zdroje popisují jednotlivé přístupy k návrhu mostu, které lze obecně shrnout přiloženým schématem.



Obrázek 2 - Schéma postupu při návrhu mostu

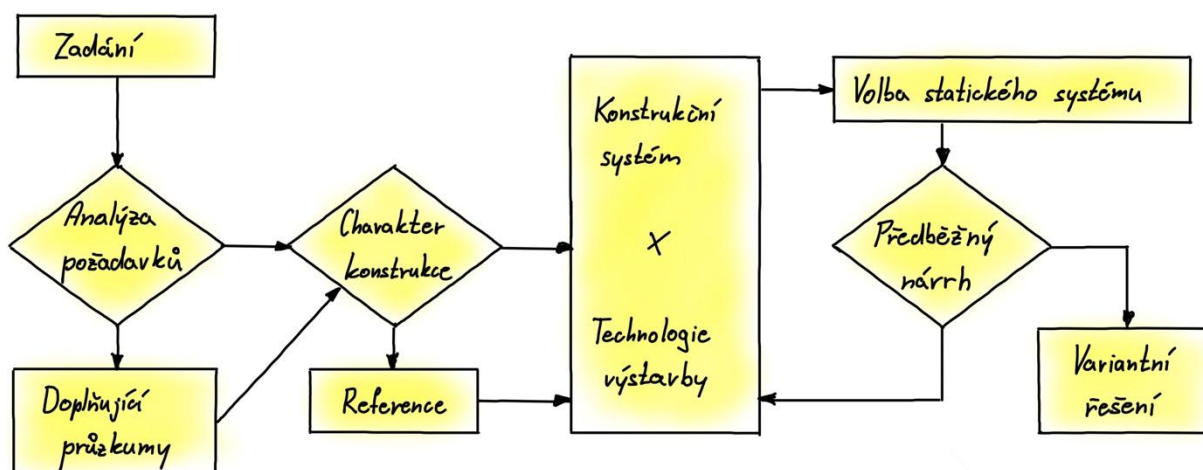
## 2.3 Zadání

V zadání jde o první seznámení s přáním investora. Tento dokument obsahuje základní informace o projektovaném díle jako je: umístění, charakter stavby, požadavky na výslednou konstrukci, požadavky na dokumentaci, doporučené a podmíněné dokumenty. Úplné zadání by mělo definovat, co se od projektanta požaduje a v jakém rozsahu.

S ohledem na rozčlenění celkového projektového postupu na dílčí dokumentace k jednotlivým řízením (studie, územní rozhodnutí, stavební povolení, skutečné provedení stavby, atd...) je častým jevem, že je návrh mostu podmíněn předchozím stupněm. Pokud je v předchozích stupních zvolené nevhodné řešení, může být následná změna konstrukce velmi problematická a vyžaduje velké úsilí. V opačném případě, kdy má projektant volnou ruku, je zadání vodítkem a zároveň odrazovým můstkem pro samotný návrh. Po obdržení zadání čeká projektanta nejdůležitější fáze - rozvaha.

## 2.4 Rozvaha

Rozvaha je fáze návrhu, ve které je potřeba vzít v potaz veškeré požadavky na konstrukci a komplexně je promyslet včetně možných dopadů. Jedná se o nejdůležitější část návrhu a neměla by být v žádném případě opomenuta. Zde se rodí samotná myšlenka konstrukce. Čím více bude v rozvaze zanedbáno, tím bolestnější bude návrh dané konstrukce v dalších fázích.

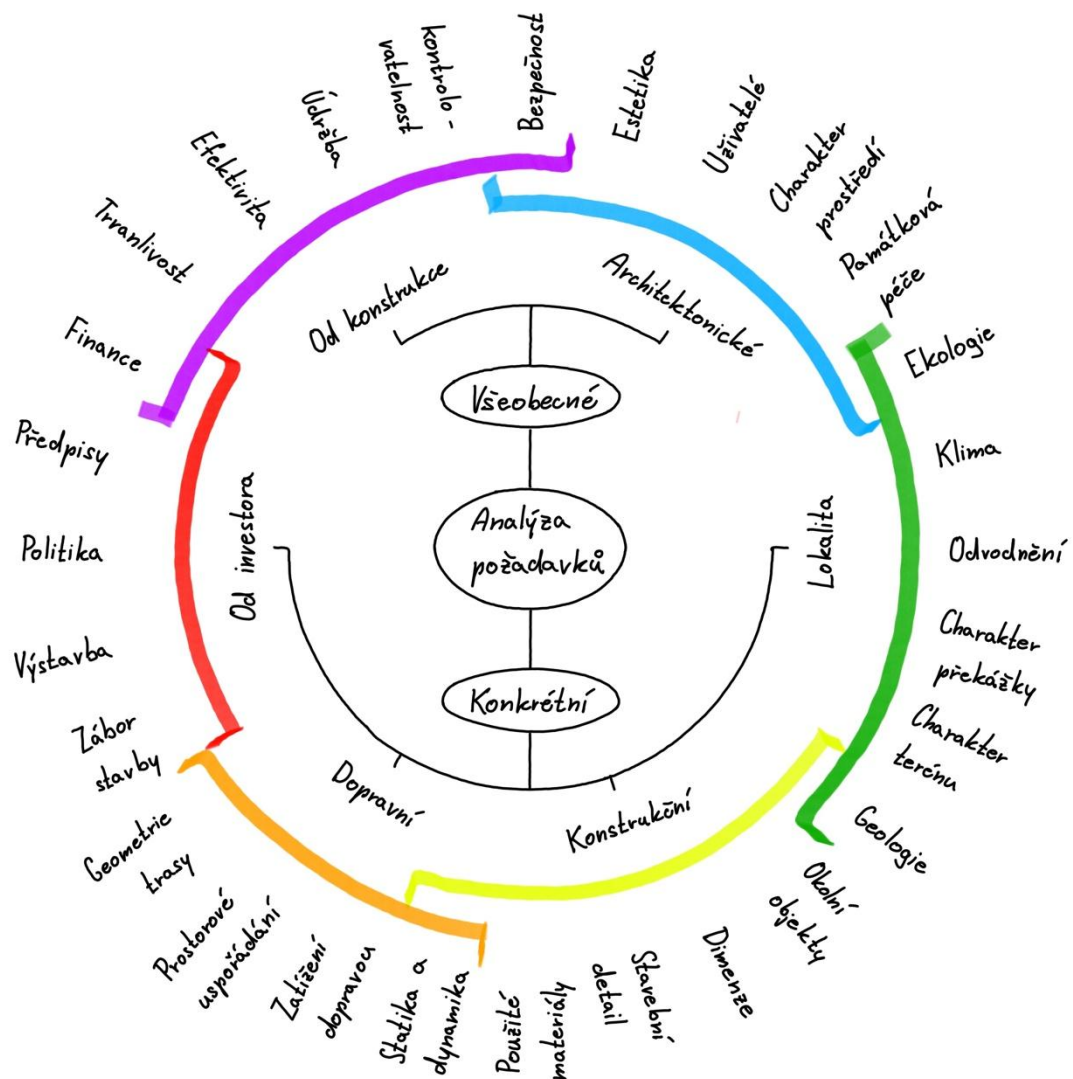


Obrázek 3 - Schéma postupu fáze rozvahy

### 2.4.1 Analýza požadavků

*„The quality of a design is therefore very much dependent on the understanding and synthesis of all aspects of design and construction by the designer who sets about creating the concepts design.“ Seshadri Srinivasan [72]*

Dle Srinivasana je tedy klíč k vhodnému návrhu ukryt v porozumění konkrétních požadavků kladených na most. Ve fázi rozvahy se projektant musí zacílit na dílčí požadavky a zamyslet se nad možnými řešeními. Zvážit jednotlivé klady a zápory možných konstrukčních řešení, technologií a volbou materiálu.



Obrázek 4 - Schéma analýzy požadavků

## 2.4.2 Všeobecné požadavky

Pod tímto termínem si lze představit podmínky plynoucí z účelu a filozofie mostu. Jsou to požadavky kladené na mostní konstrukce jako na celek. Některé z těchto požadavků jsou konkrétní, jiné generují další požadavky, které jsou ovlivněny konkrétními podmínkami lokality, investora nebo typu konstrukce.

### 2.4.2.1 Požadavky architektury

Architektura spojuje estetické a stavební znalosti. Zabývá se globálním pohledem na urbanismus, ale také na uchování kulturních hodnot a historického odkazu stavebního díla. Požadavky architektury jsou estetická stránka stavebního objektu, požadavky na ochranu

historických, kulturně nebo technicky hodnotných staveb. Důležité jsou také konkrétní požadavky uživatelů.

### **Estetika**

Estetika by měla být jedním ze základních aspektů návrhu mostu už od jeho začátku. Most je konstrukce nemalých rozměrů, u které je předpokládána dlouhá životnost. Zároveň je však nutné mít na paměti, že estetika je velice subjektivní pohled a spíše, než módní výstřelky by se projektant měl držet jisté střídmosti.

Za základní nositele estetiky jsou dle [51] považovány: proporce, rytmus, řád, harmonie, vyváženost, kontrast a měřítko. Vhodnou kombinací zmíněných vlastností dojde ke stavu, který autor popisuje jako "unity", tedy jednota nebo spojení, což je popisováno jako celkový efekt.

### **Charakter prostředí**

Charakter prostředí, do kterého má být most navržen, ve značné míře ovlivňuje požadavky návrhu. „Obecně přijímaná definice tvrdí, že architektura je tvorba prostoru.“ [68] S rostoucím množstvím residentů v okolí mostu rostou požadavky na urbanistické a estetické zpracování, zatímco u mostů v odlehlých lokalitách jsou řídicím parametrem funkce, bezúdržbovost a ekonomika. V neobydlených oblastech není tedy prvořadým aspektem estetika, je však třeba pamatovat na fakt, že most je jistým způsobem krajinnotvorný prvek.

### **Památková péče**

Dalším požadavkem ze strany architektury je ochrana historických a kulturně významných objektů. V městském prostředí se mostní konstrukce může často dostávat do konfliktu s touto snahou společnosti. Na to by projektant neměl zapomenout má-li být konstrukce situována v blízkosti chráněného objektu nebo jím sama je. Při návrhu mostu nejde jen o geometrii konstrukce, ale také o zahrnutí veškerých vlivů, jimiž navrhovaná konstrukce může ohrozit chráněné objekty, jako např. působení dopravy, nebo vlivy během výstavby.

### **Požadavky uživatelů**

Za základní cíle architektury je považováno spojení estetiky, statiky a funkce. Aby most mohl dobře plnit svoji funkci, je potřeba vyjít vstříc konkrétním požadavkům uživatelů. Jedná se o požadavky jako je přístupnost, pocit bezpečí nebo časová úspora. Požadavky ze strany uživatelů mohou být jednak na finální stavbu, ale třeba i na rychlost výstavby.

#### **2.4.2.2 Požadavky na konstrukci**

Hlavním požadavkem na most je bezesporu naplnění jeho funkce a bezpečnosti. Tyto aspekty jsou zpravidla ovlivněné fyzikálními zákony nebo lidským myšlením. Často jde pak

o požadavky, které jsou v rozporu s požadavky architektonickými. Za dobře navržený most pak lze považovat takový, kde se tyto požadavky doplňují.

### **Efektivita**

Efektivita je jeden z nejdůležitějších požadavků pro jakýkoli most. Jde o poměr vynaložených zdrojů a získaného užitku. Pod pojmem efektivita si mnoho lidí představuje pouze poměr cena-výkon. S větším odstupem lze pak mluvit o dalších aspektech této problematiky.

Zbytečným tlakem na stavební výšku lze například docílit větších deformací, které vedou k poruchám konstrukce generující nákladné opravy. Naopak zbytečným naddimenzováním konstrukce dochází k mrhání zdrojů. Projektant by se proto nad tímto pojmem měl zamyslet ve větších souvislostech.

### **Ekonomie**

Ekonomická stránka díla je důležitým a v mnoha případech i podmiňujícím faktorem. Finanční náklady stavby slouží jako vhodný nástroj pro popis efektivity a z tohoto předpokladu pak můžeme vycházet při volbě nejhodnější varianty. Zároveň je třeba se nad těmito čísly zamyslet. Pořizovací cenu konstrukce nelze brát jako jediný parametr pro srovnání. Dalším důležitým faktorem je finanční náročnost pravidelné údržby.

### **Bezpečnost**

Jako první si každý představí snahu o to, aby nedošlo k havárii mostu. Jistým vodítkem k dosažení tohoto cíle je legislativa. Ta konstrukcím předepisuje požadavky na maximální deformace nebo napětí, ale například i návrhové situace, které je potřeba při návrhu zahrnout.

Dalšími aspekty bezpečnosti pak může být například přehlednost na konstrukci nebo v jejím okolí. Jde jednak o rozhledové poměry dopravy, ale také o možnost předpovědět nebezpečí na překážce a konstrukci se vyhnout. To je důležité si uvědomit například u lávek pro pěší.

Nemělo by se zapomínat na dopravu pod konstrukcí nebo na inženýrské sítě vedené v okolí konstrukce, u kterých je důležité brát v úvahu bezpečnostní odstupy a ochranné prvky. Zároveň je nutné, aby na nižší úrovni dopravy z mostu nic neodpadávalo.

### **Údržba**

Důležitým aspektem pro dlouhou provozuschopnost mostní konstrukce je možnost a potřeba údržby. Projektant by se měl vždy snažit o takový návrh, který bude vyžadovat co nejméně oprav. Je potřeba vhodně navrhnout režim údržby a zajistit, že bude ze strany správce dodržován.

U mostů s malým dopravním významem se jedná především o minimalizaci údržbových prací na mostě. Například u mostů na komunikacích druhé a třetí třídy je vhodné navrhovat konstrukce integrované, kde se absencí mostních ložisek a závěrů snižuje náročnost údržby.

Opačným příkladem je návrh dálničního mostu přes vysoké údolí. Při použití jednosvazného průřezu mostu dochází v době rekonstrukce ke koncentraci zatížení na jednom okraji průřezu, zatímco druhý okraj je odlehčen například odbouráním říms. Díky tomu dochází k namáhání konstrukce kroucením a zároveň je sanovaná část konstrukce vystavena nežádoucím vibracím. Je na projektantovi, aby zvážil jednotlivé klady a zápory návrhu konstrukce.

### **Kontrolovatelnost**

Aby bylo možné poruchu řešit, je potřeba ji nejprve odhalit. Je proto žádoucí, aby konstrukce byla čitelná a umožňovala přístup k rizikovým místům. Dutiny v konstrukci by měly být revidovatelné, komorové nosníky by měly mít dostatečný rozměr, aby jimi kontrolující vůbec byl schopen projít a na problémy poukázat. Za nevhodné se v tomto ohledu jeví konstrukce zbytečně složitě, kde je obtížné analyzovat jejich chování nebo stav jejich dílčích prvků.

### **2.4.3 Konkrétní podmínky**

Jedná se o podmínky, které vycházejí z požadavků převáděné dopravy, přání investora, lokality stavby a požadavků na realizovatelnost konstrukce. Jedná se o soubor kritérií, které přímo ovlivňují výslednou konstrukci.

#### **2.4.3.1 Podmínky dopravní**

*„Starší mosty byly autonomními stavbami komunikace. Moderní mosty se dnes spíše podřizují trase silnice...“ [23]* Tento úryvek poukazuje na změnu vztahu most – komunikace. Konstrukce ale mají své limity. Těch by si měli být projektanti obou profesí vědomi stejně jako faktu, že opomenutím jedné či druhé funkce je výsledná stavba bezúčelná.

Primárním aspektem funkce mostu je zajistit spojení. Nahradit zemní těleso nad překážkou a umožnit dopravu. Každá forma dopravy klade jiné požadavky na geometrii trasy, prostorové uspořádání a průjezdné profily nebo definuje jiné zatížení.

### **Geometrie trasy**

Je potřeba vzít v úvahu požadavky kladené na směrové a výškové vedení komunikace, následně spolu s osobou zodpovědnou za směrové vedení stanovit vhodné umístění mostu. Umožňuje-li to charakter dopravy je vhodné most umístit mimo směrové a výškové oblouky, popřípadě tak, aby přemostění překážky bylo ideálně kolmé.

## **Prostorové uspořádání**

Množství převáděné dopravy definuje počet a rozměr dopravních pruhů. Ty kladou požadavky na průjezdné profily. Při návrhu prostorového uspořádání je potřeba vzít v úvahu jednak průjezdné profily, ale také jednotlivé prvky vybavení mostu. Zapomínat by se nemělo na inženýrské sítě, které budou po konstrukci vedeny. Je potřeba znát jejich množství a charakter, abychom ve finálních fázích projektové přípravy předešli případným problémům s jejich osazením.

## **Zatížení dopravou**

Zatížení způsobené dopravou je důležitá podmínka pro efektivní návrh. Je důležité uvážit možná zatížení nejen dopravou na mostě, ale například i dopravou pod nebo nad mostem. Stejně tak je důležité vědět maximum o převáděné dopravě. Například u pěších lávek může mít revizní vozidlo zásadní vliv na dimenze konstrukce.

### **2.4.3.2 Podmínky investora**

Z tohoto úhlu pohledu se jedná zejména o efektivitu, rychlost výstavby, bezúdržbovost a někdy estetiku. Nejdůležitějším faktorem ze strany investora jsou vynaložené finance.

## **Výstavba**

Podmínky kladené na postup a rychlost výstavby zásadním způsobem ovlivňují návrh. Je potřeba zvážit časovou náročnost a další vlastnosti jednotlivých stavebních postupů pro volbu vhodné technologie výstavby, která ve svém důsledku ovlivní dimenze nebo tvar mostu.

## **Zábory stavby**

Důležitým faktorem každé stavby je její rozsah a z toho plynoucí požadavky na pozemky. Projektant by měl stavbu umístit na pozemky, které již jsou ve vlastnictví investora, nebo na ty, které je investor schopný zajistit. Nejedná se jen o trvalý zábor vzniklý umístěním konstrukce či zemními úpravami, ale i zábor dočasný, vznikající umístěním zařízení staveniště, provizorními konstrukcemi nebo skládkami materiálu.

## **Trvanlivost konstrukce**

Obecně vzato jde v případě mostních konstrukcí o jasně definované návrhové období 100 let. Nicméně v některých případech se v praxi setkáváme s konstrukcemi provizorními nebo dočasnými. V takovém případě se některé požadavky na chování nebo geometrii konstrukce snižují. Projektant by měl z těchto požadavků vycházet při návrhu konstrukce samotné, ale také u konstrukcí vybavení mostu nebo konstrukcí dočasných, kde může dojít k úspoře zdrojů.

## **Předpisy**

Dalším požadavkem kladeným investorem je dodržení uvedených předpisů a norem. Někteří investoři mají své vlastní předpisy, popřípadě se odkazují na místní vyhlášky, normy jiných států či dodržení přísnějších limitů vycházejících ze starších legislativních nařízení. Přesto, že se nemusí jednat o obecně závazné předpisy na daném území, stávají se závaznými pro konkrétní stavbu.

## **Politická situace**

Stejně jako společnost je stavebnictví ovlivněno politickou situací. Ať už se jedná o nejvyšší politické kruhy nebo jen o místního samosprávu, o politické naladění v rámci územního celku nebo na straně investora. S těmito požadavky často projektant nic nenadělá, nicméně je to zásadní faktor formující výsledné řešení.

### **2.4.3.3 Podmínky lokality**

Jedná se o soubor vlastností a požadavků, které jsou pro každý most jiné. Všechny tyto podmínky vycházejí právě z lokality, do které má být most zasazen.

## **Geologie**

Geologie v místě stavby může zásadním způsobem ovlivnit navrženou konstrukci. Z charakteristik podloží by projektant měl vycházet při návrhu konstrukčního systému. Tuhost a únosnost podloží v dotčené lokalitě zkrátka nemusí odpovídat požadavkům kladeným spodní stavbou. Dalšími zásadními faktory pak jsou: seismická aktivita v okolí, hladina spodní vody nebo problematika sesuvů půdy v okolí.

## **Charakter terénu**

Most je v krajině výrazná konstrukce. Okolní terén se proto podílí na přístupu k návrhu. Pro vleklá a nízká údolí volíme konstrukce s menším rozpětím, zatímco nad vysokým údolím volíme rozpětí větší, kde dále hledáme nejefektivnější poměr mezi náročností nosné konstrukce a spodní stavby. U konstrukcí vedených nízko nad terénem se jako největším problémem jeví stavební výška. Tu je v takových případech vhodné suplovat konstrukcemi nad niveletou komunikace. V případech vysoko umístěných konstrukcí je vhodnější je zbytečně nehmat ještě výš.

## **Charakter překážky**

Charakter překážky definuje volný prostor pod nosnou konstrukcí. Může klást požadavky na velikost průjezdného profilu, výšku konstrukce nad vodní hladinou nebo například požadavky na protihlukové prvky. Důležité je neopomenout možná omezení prostoru nad konstrukcí. Blízká letiště, inženýrské sítě nebo jiné konstrukce v okolí nás při návrhu mostu mohou omezovat.



## Odvodnění

Již naši dávní předkové si dobře uvědomovali, že kromě fyzikálních zákonů je jeden z největších nepřátel stavební konstrukce voda. Srážkovou vodu je třeba z vozovky a obecně z celé konstrukce odvézt. Z tohoto důvodu je potřeba dobře rozmyslet systém odvodnění, jeho jednotlivé prvky, ale také směr, jímž budeme vodu odvádět a kam. Je potřeba konstrukci chránit před zemní vlhkostí, vodou z přemostované vodní překážky a zamezit shromažďování a zatékání vody do konstrukce.

## Lokální ekosystém

V lokalitě budoucí stavby se může nacházet důležitý biokoridor nebo chráněné krajinné území. Ať už se jedná o jakoukoli chráněnou formu života, měl by se projektant snažit těmto požadavkům vyjít vstříc a již v počátečních fázích návrhu by s takovými požadavky měl být seznámen. Opomenutí průchozího profilu jelena se může v budoucnu ukázat jako velký problém.

## Klima

Klima ovlivňuje konstrukci z mnoha úhlů pohledu. V první řadě definuje zatížení konstrukce teplotou, sněhem nebo větrem. Dále se pod termínem klima může schovávat například agresivita a vlhkost prostředí. Klimatické podmínky v lokalitě neovlivňují jen hotovou konstrukci, ale i jednotlivé fáze výstavby. Tato skutečnost může vést až ke změně technologie výstavby, a proto by měla být brána na vědomí.

### 2.4.3.4 Podmínky konstrukční

Na konstrukci jsou kladeny nejrůznější požadavky. Od ostatních profesí, ale také z hlediska volby materiálu, technologie výstavby, statického schématu nebo stavebního detailu. Pro návrh konstrukce je nutné tyto požadavky promyslet a nalézt vhodné řešení.

## Statika a dynamika

Ze strany legislativy jsou na mostní konstrukce kladeny požadavky vycházející z obecně přijímaných poznatků stavební mechaniky, které mají zajistit jejich bezpečnost. Z hlediska statiky se jedná o omezení deformací nebo napětí v konstrukci. Ze strany dynamiky jde především o eliminaci nadměrného kmitání a o vhodné naladění vlastní frekvence konstrukce tak, aby nedocházelo k jevu zvanému rezonance.

## Okolní objekty

Ať už se jedná o další stavby nebo přírodní útvary, je potřeba brát ohled na všechny okolní objekty. Okolní stavby mohou konstrukci omezovat přímo svou situací nebo například hloubkou založení. Přírodních útvarů jako jsou skalní masivy, strmé svahy a vodní plochy mohou ovlivnit volbu spodní stavby nebo definovat stavy mimořádného zatížení.

### **Vlastnosti použitých materiálů**

V rámci rozvahy je také potřeba si položit otázku týkající se použitého materiálu. Každý materiál má nějaké charakteristické rysy ovlivňující jeho použití. Na základě analýzy dalších požadavků kladených na most je potřeba materiál vhodně zvolit. Primárně by se materiál konstrukce měl vybírat na základě zjištěných faktů a teprve poté dle osobních preferencí.

### **Dimenze nosné konstrukce**

Volba stavebního materiálu, konstrukčního systému a technologie výstavby zásadním způsobem ovlivňuje dimenze konstrukce. Pro návrh je proto nutné uvažovat nejen chování výsledné konstrukce, ale především jednotlivé fáze výstavby, které jsou často rizikovější. Při návrhu dimenzí konstrukce je nutné promyslet dopady na provádění a požadavky spojené například s vyztužováním nebo dílčími konstrukčními zásadami pro daný materiál.

### **Stavební detail**

Už v této počáteční fázi je potřeba promyslet jakým způsobem budou stavební detaily řešeny. Spolu s konstrukčními požadavky může detail podstatně ovlivnit rozměry jednotlivých částí konstrukce a jejich odvodnění nebo realizovatelnost. Zároveň je nutné zvážit postup výstavby a detaily těmito postupům přizpůsobit. Předběžným návrhem detailů ve fázi rozvahy si projektant může ušetřit nejednu nepříjemnost.

## **2.4.4 Charakter konstrukce**

Při návrhu jakékoli konstrukce se po analýze jednotlivých požadavků dostáváme k jejich řešení. Nejprve je potřeba určit charakter konstrukce. Na základě zjištěných požadavků se určí jejich priorita a z toho plynoucí další postup. Teprve v tuto chvíli je jasné, co je od konstrukce požadováno a jaký most je potřeba navrhnout.

### **2.4.4.1 Doplňující průzkumy**

Určité informace o místních poměrech v lokalitě navrhovaného mostu může projektant získat například z místního šetření nebo zadávací dokumentace. Vždy se ale objevují další neznámé jako je právě zaměření, složení podloží, místního biotopu nebo stav okolních objektů. Pro návrh je potřeba na všechny tyto otázky znát odpovědi, a k tomu slouží doplňující průzkumy.

### **2.4.4.2 Reference**

Důležitou součástí rozvahy je pořízení referencí. Tedy inspirace z již zhotovených konstrukcí, popřípadě poučení z chyb minulých. Tímto postupem může projektant rychle nabídnout koncept návrhu inspirovaný osvědčeným řešením, místo Cimrmanovského průkopnictví slepých uliček. Průzkumem existujících konstrukcí je zároveň možné odhalit nedostatky mostu, v návrhu se jimi poučit a nalézt vhodnější řešení.

### 2.4.5 Konstrukční systém a technologie výstavby

Volba konstrukčního systému a technologie výstavby jsou kroky, které se navzájem zásadně ovlivňují. Požadavky kladené na výstavbu ovlivňují volbu konstrukčního systému, naopak konstrukční systém spolu s místními podmínkami ovlivní technologii výstavby. Proto je potřeba se touto problematikou zabývat jako celkem.

#### Konstrukční systém

Volba konstrukčního systému vychází z místních podmínek lokality a popřípadě z požadavků architektury. Pro objekty s estetickými požadavky preferujeme konstrukce obloukové, trámové s náběhy nebo systémy lanové. Pro konstrukce menších rozpětí preferujeme trámové prvky s konstantním průřezem, popřípadě deskové či rámové řešení. Pro větší rozpětí se obvykle volí konstrukce obloukové nebo komorové nosníky s náběhy. Konstrukce velkých rozpětí pak vyžadují systémy zavěšené nebo visuté.

#### Technologie výstavby

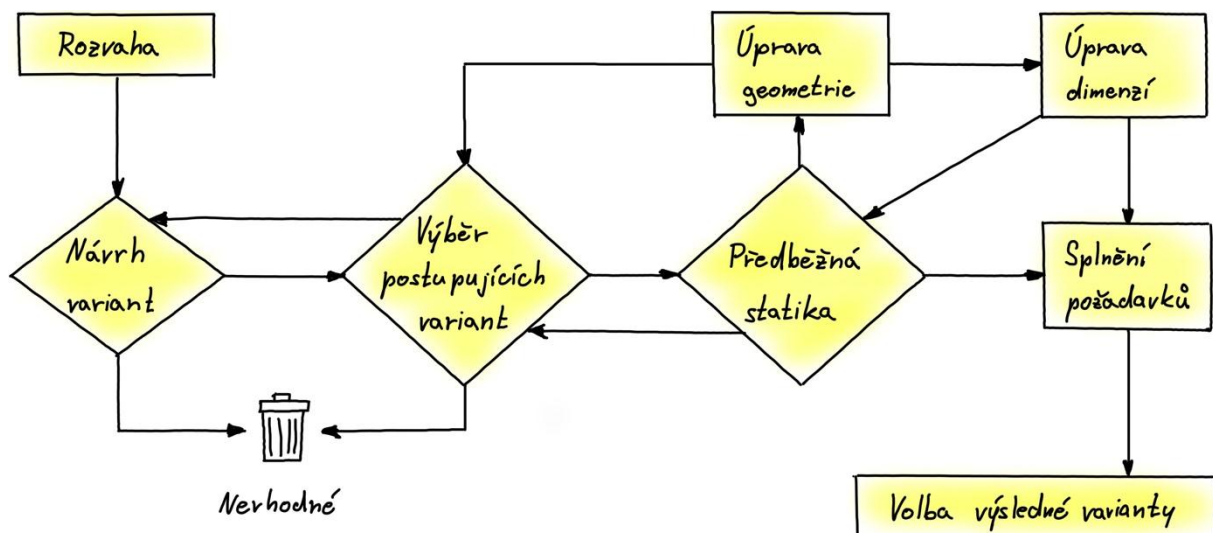
Technologii výstavby je potřeba volit na základě konstrukčního systému, místních podmínek a například požadavků na rychlost výstavby. Z místních podmínek například plynou omezení na přístup pod konstrukci nebo dopad stavby na okolí. U rychlosti výstavby zvažujeme použití prefabrikovaných dílců a montáže oproti metodám jako je výsuv nebo letmá betonáž.

#### Statické schéma

Nedílnou součástí konstrukčního řešení je volba statického schématu. Statické schéma vychází především z konstrukčního systému. Definuje způsob namáhání a deformace, ale také chování konstrukce vlivem klimatických podmínek a požadavky na údržbu.

## 2.5 Variantní řešení

Předchozí fáze byla věnována analýze vnějších vlivů na konstrukci a promyšlení možných řešení. Další postup spočívá v aplikaci těchto znalostí při návrhu jednotlivých variant řešení mostu. Nikdy neexistuje jen jediné správné řešení dané problematiky, a proto je potřeba vytvořit několik návrhů, ze kterých bude následně vybrán návrh finální. Takový, který bude v co největším souladu splňovat veškeré požadavky.



Obrázek 5 - Schéma postupu ve fázi variantního řešení

### 2.5.1 Návrh variant

Návrhem jednotlivých variant se snažíme postihnout veškerá možná řešení dané problematiky. Volbou různých konstrukčních systémů a z toho plynoucích dimenzí získá projektant několik řešení. Z těchto variant je možné vybrat nejvhodnější řešení a nefixovat se pouze na variantu první. Návrh určitého počtu variant zároveň může být jednou z podmínek zadávací dokumentace.

### 2.5.2 Výběr postupujících variant

Variantním řešením získáváme množství návrhů, ze kterých vybíráme nejlepší nebo skupinu nejlepších řešení. Varianty jsou vybírány dle požadavků kladených na most, které byly analyzovány v rozvaze. Za hlavní kritéria předpokládáme splnění požadované funkce, bezpečnost, efektivitu a ekonomickou stránku objektu nebo požadavky na estetiku. Tímto prvním výběrem odstraníme návrhy nevhodné a dále je možné se věnovat úpravám postupujících variant.

### 2.5.3 Předběžná statika

Dalším postupem je analýza chování navržených variant. Díky tomuto kroku je možné konstrukcím upravit geometrii, způsob podepření nebo dimenze a dojít tak k jisté optimalizaci. Vhodným nástrojem je sestavení jednoduchých výpočetních modelů pro globální analýzu konstrukce a jejich následná iterace k co nejideálnějšímu chování.

#### 2.5.3.1 Úprava geometrie

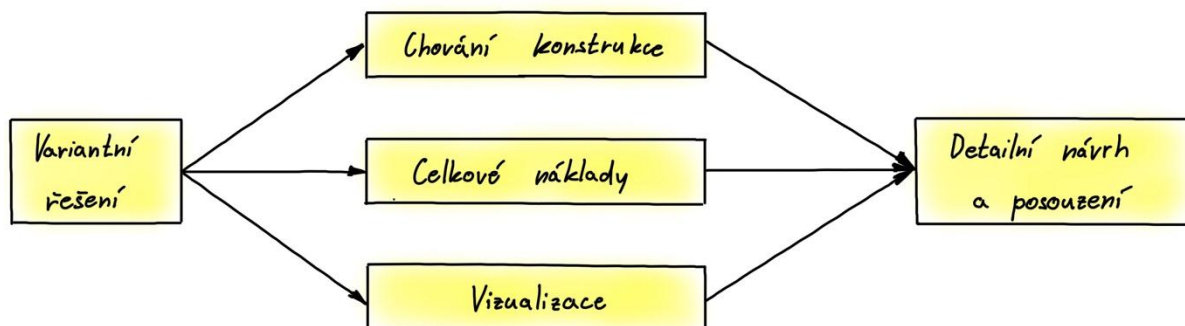
Úpravou geometrie, jako je například změna velikostí rozpětí, charakteru příčného řezu nebo způsobu podepření, dochází k úpravě chování konstrukce. Tímto krokem můžeme

odstranit zásadní nesrovnalosti v chování konstrukce nebo naopak rozhodnout o opuštění varianty.

### 2.5.3.2 Úprava dimenzí

Změnou dimenzí jednotlivých prvků se docílí obdobného efektu jako u úpravy geometrie. Obvykle však nemá tento krok tak významný vliv. K úpravám dimenzí obvykle dochází ve chvíli, kdy prvek nevyhověl na některý z kladených požadavků a je třeba jej zesílit. V opačném případě jde o snahu zefektivnění konstrukce v místech, kde nedochází k takovému namáhání.

## 2.6 Výběr výsledné varianty



Obrázek 6 - Schéma postupu při výběru finální varianty

V této fázi má projektant jasnou představu o vlastnostech navržených variant a přistupuje k výběru výsledné varianty. Vhodnými nástroji pro výběr nejlepší varianty jsou předběžná kalkulace nákladů zastupující ekonomické hledisko, globální analýza konstrukcí hodnotící chování a funkci konstrukce. V případě důrazu na architektonické požadavky pomůže vizualizace.

### 2.6.1 Předběžná kalkulace nákladů

Peníze hýbou stavitelstvím stejně jako zbytkem světa. Finanční kritérium je tedy jedním z nejdůležitějších hledisek pro výběr výsledné varianty. Předběžná kalkulace nákladů na provedení stavby a její následnou údržbu proto zásadním způsobem ovlivňují volbu výsledné varianty.

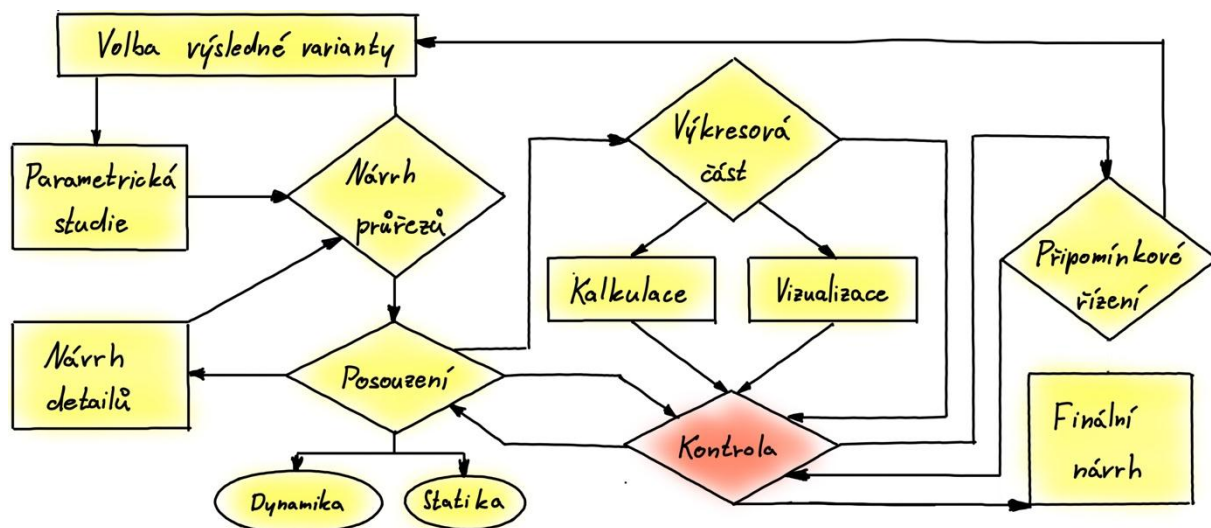
## 2.6.2 Porovnání výpočetních modelů

S ohledem na fakt, že může docházet k porovnávání nejrozličnějších konstrukčních systémů, je nutné srovnávat vhodné veličiny. Hodnotícími veličinami statického fungování jsou veličiny popisující deformace. Pro srovnání dynamických vlastností patří mezi nejdůležitější charakteristiky vlastní frekvence konstrukce a amplituda kmitání.

## 2.6.3 Vizualizace

Nejpředstavitelnějším kritériem široké veřejnosti, pro volbu výsledné varianty, je hezký obrázek. Formou vizualizace může investor zjistit odezvu společnosti, ale zároveň také jasnou představu o tom, jak bude konstrukce vypadat.

## 2.7 Detailní návrh a posouzení



Obrázek 7 - Schéma postupu ve finální fázi

Posledním krokem před dokončením projektových prací je detailní řešení vybrané varianty. Je potřeba doladit poslední problematické oblasti mostu, podrobně konstrukci posoudit, zpracovat výkresovou část, odhady nákladů a vše zkontrolovat. Pokud bylo k první fázi, tedy rozvaze, přistupováno zodpovědně, je postup touto kapitolou do jisté míry motorický. V opačném případě, kdy byl návrh zhotoven horkou jehlou, se zakončovací práce mohou proměnit v hru “majzni krtka”.

### 2.7.1 Parametrická studie problematického jevu

V rámci detailního řešení výsledné varianty je možné vypracovat parametrickou studii vedoucí například ke zlepšení chování konstrukce, doladěním geometrie dílčích prvků nebo jejich dimenzí. Tento krok je pracný, avšak při návrhu komplikovaných konstrukcí jako je geometrie oblouku mostu nebo ve snaze o maximální zefektivnění konstrukce, se jedná o krok nezbytný.

## 2.7.2 Posouzení

Správnou funkci každé konstrukce je potřeba podložit statickým výpočtem. K jeho zhotovení je nutné správně sestavit jednotlivé zatěžovací stavy a jejich kombinace. Je nutné podrobně posoudit konstrukční prvky na jednotlivá namáhání a případně uzpůsobit dimenze. Všechny tyto procedury musí projít řádnou kontrolou.

### 2.7.2.1 Návrh průřezu

Ve fázi detailního návrhu konstrukce se projektant zabývá problematikou dílčích prvků. Železobetonové konstrukce je potřeba dostatečně a vhodně vyztužit. U konstrukcí ocelových je nutné vyřešit velikosti svarů a předepsat požadavky na protikorozní ochranu.

### 2.7.2.2 Statika a dynamika

Konstrukce musí vyhovět limitům na ni kladených. U celku, ale i u dílčích prvků, nesmí dojít ke kolapsu nebo nepříznivým deformacím vedoucím ve svém důsledku ke snižování životnosti stavby. Je potřeba posoudit jednotlivé mezní stavy předepsané Eurokódem nebo k posouzení použít experimentální metody jako je například aerodynamický tunel.

### 2.7.2.3 Návrh stavebních detailů

Ve chvíli kdy jsou známy dimenze a způsob namáhání jednotlivých prvků konstrukce, je nutné těmto poznatkům přizpůsobit jednotlivé detaily. Pomocí použití vhodných metod je potřeba analyzovat namáhání prvků a části konstrukce proti danému namáhání dostatečně dimenzovat. Pokud byla problematika stavebních detailů ve fázi rozvahy opomenuta, může dojít k nutným úpravám, které mohou způsobit změnu dimenzí a tedy chování celé konstrukce.

## 2.7.3 Výkresová část

Hlavní složkou výstupu projektových prací je vedle statického výpočtu část výkresová. Během zhotovení výkresové dokumentace se odhalují dílčí kolize, které je potřeba zapracovat. Zhotovují se výkresy situační, výkresy tvarů použitých prvků a specifikace požadavků na vybavení mostu. Detailně je prováděn návrh systému odvodnění, způsoby zajištění zemního tělesa a dílčí fáze výstavby.

### 2.7.3.1 Kalkulace stavby

Další důležitou přílohou odevzdávané dokumentace je stanovení nákladů stavby. Na základě zpracované výkresové dokumentace se podrobně stanovují kubatury použitých materiálů, výpisy prvků a další požadavky spojené s výstavbou. Výstupy těchto kalkulací jsou výkazy výměr obsahující množstevní položky a odhad nákladů, kde je stavba vyčíslena finančními jednotkami.

### 2.7.3.2 Vizualizace

Na základě výkresové dokumentace je v případě zájmu ze strany investora možné vytvořit vizualizaci výsledné varianty návrhu. Tento krok může sloužit jako pomocný nástroj při projednání stavby, v opačném případě se může jednat o jediný výsledek celé projektové přípravy.

### 2.7.4 **Kontrola**

Ideálním případem je kontrola probíhající průběžně všemi projektovými pracemi. V této fázi je na ni kladen největší důraz. Za účelem odhalení nepřesností, chybných postupů nebo špatně řešených detailů je vhodné ke kontrole přizvat do projektu jinak nezainteresovanou osobu. Nezávislý pohled specialisty je přínosem a může pomoci odhalit dosud skryté vady projektu.

## 2.8 Výstup

Výstupem projektových prací by měla být dokumentace odpovídající stupni projektové přípravy. Dokumentace musí být před odevzdáním řádně zkontrolována, doplněna o všechny požadované přílohy a měly by v ní být zapracovány připomínky vzešlé z připomínkového řízení.

## 2.9 Shrnutí

Problematika návrhu mostu je obecně velmi složitá. S ohledem na jedinečnost lokality, kde má být most postaven a množství rozličných požadavků kladených na jednotlivé mostní konstrukce nelze postup unifikovat. Snahou této části práce je problematiku představit a ukázat dílčí aspekty, nikoli vytvářet dogma jediného správného přístupu.

Chce-li projektant docílit dobrého návrhu, musí porozumět nejen problematice týkající se návrhu konstrukce, ale také všem dalším okrajovým podmínkám a následně jim návrh přizpůsobit. Obecně lze za nejdůležitější část návrhu mostu považovat fázi rozvahy. Zde se rodí myšlenka samotného řešení. Důkladnou analýzou všech požadavků, jejich porozumění a přizpůsobení konstrukce lze předejít problémům v dalších projektových stupních.

Za dobrý návrh mostu pak lze považovat takový, kde dojde ke splnění všech požadavků na něj kladených. Projektant by k návrhu měl přistupovat bez předsudků a snažit se o optimalizaci řešení pro konkrétní zadání. Snahou by zároveň nemělo být jen nalezení toho nejjednoduššího řešení, ale především toho nejvhodnějšího řešení.

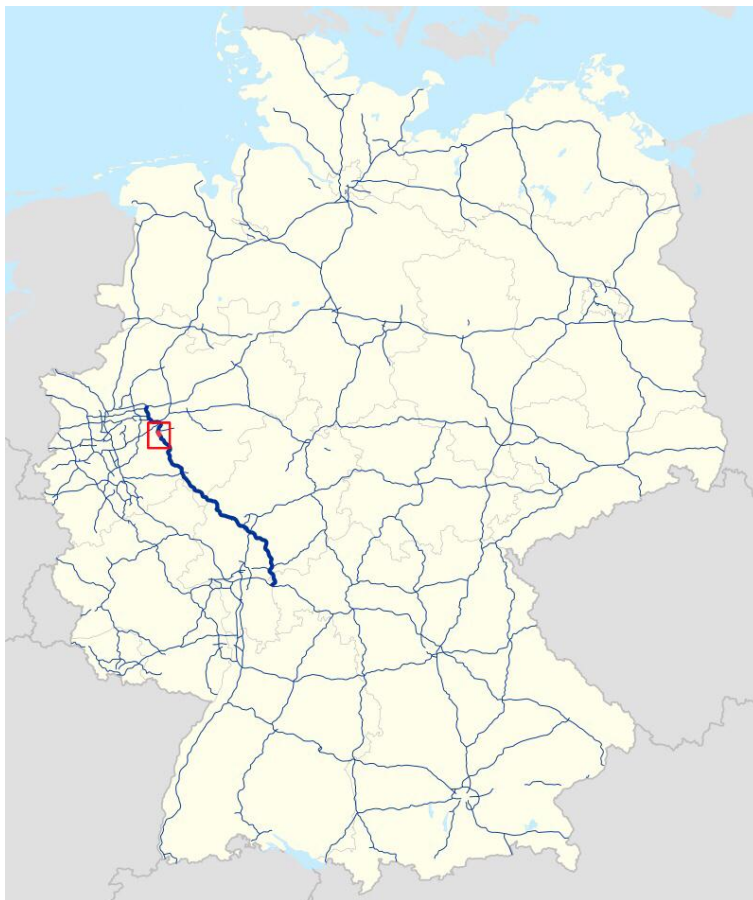


## 3 Návrh konstrukce

### 3.1 Rozvaha

#### 3.1.1 Zájmová oblast

Řešený most „Talbrücke Brunsbecke“ leží na německé dálnici A45. Tato dálnice spojuje města Dortmund ve spolkové zemi Severní Porýní-Vestfálsko s městem Aschaffenburg v Bavorsku. Dálnice se svou délkou 257 km nepatří mezi nejdelší komunikace, avšak díky svému vedení napříč německými pohořími s množstvím velkých mostů, je této komunikaci přezdíváno „Königin der Autobahnen“ (Královna dálnic).



Obrázek 8 - Dálnice A45 [54]

Most před údolím potoka Brunsbecke se nachází 8 km jihovýchodně od města Hagen. Mezi roky 2017 a 2020 má být stávající konstrukce mostu nahrazena novým mostem délky 540 m vedeným ve výšce až 70 m nad terénem. Tato práce bude řešit alternativní návrh konstrukce právě pro tento most.

Přemostované údolí se nachází v zalesněné oblasti mezi místními vrcholy Sommerberg a Luckberg, které dálnice obchází západním směrem. Jedná se o údolí s nesymetrickým

profilem, kdy strmější svah se nachází na severní straně u vrcholu Sommerberg. V údolí se nachází potok Brunsbecke tekoucí západním směrem v jeho nejhlubším bodě.



Obrázek 9 - Situace širších vztahů [73]

### 3.1.2 Stávající konstrukce

Stávající most je řešený jako jediná konstrukce. V podélném směru je řešen jako spojitý nosník se sestavou polí  $70 + 5 \times 80 + 70$  m. Nosná konstrukce je tvořena dvojicí vysokých ocelových plnostěnných nosníků, spřažených s železobetonovou deskou, které jsou doplněny ocelovými příhradovými příčníky.

Stávající opěry mostu jsou řešeny jako masivní železobetonové opěry s rovnoběžnými svahovými křídly. Mezilehlé podpory jsou pak tvořeny šesti dvojicemi železobetonových pilířů. Nosná konstrukce je na spodní stavbu uložena pomocí ložisek umožňující posun konstrukce vlivem teploty.



Obrázek 10 - Foto stávajícího mostu [76]

### 3.1.3 Popis převáděné komunikace

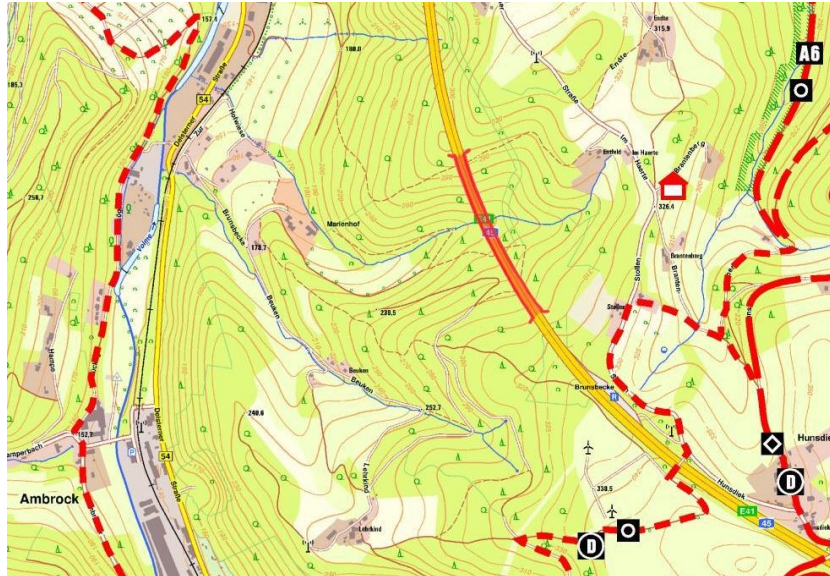
Pro tuto práci bude uvažováno stejné směrové vedení jako v dokumentaci z roku 2016, která se návrhem nového soumostí zabývá. Na samotném mostě je komunikace vedena pomocí směrového oblouku. Vnější konstrukce nesoucí dálnici směrem k Frankfurtu je zaoblena poloměrem  $R = 1\,805$  m. Vnitřní konstrukce ve směru na Dortmund pak s poloměrem  $R = 1\,786,4$  m. Výškově je komunikace vedena v konstantním sklonu. Vnější konstrukce stoupá směrem k Frankfurtu pod  $4,039\%$  a vnitřní konstrukce  $3,921\%$ .

Zásadním rozdílem oproti stávajícímu stavu je příčné uspořádání komunikace. Dle průběžného sčítání dopravy, se stávající šířkové uspořádání čítající v každém směru dva dopravní pruhy a jeden odstavný, jeví jako nevyhovující. Z tohoto titulu je pro novou konstrukci investorem požadováno rozšíření komunikace o další pruh. Do budoucna je v každém směru počítáno s dvěma dopravními pruhy šířky  $3,50$  m, jedním dopravním pruhem šířky  $3,75$  m a odstavným pruhem o šířce  $2,50$  m. Po započítání bezpečnostních odstupů je tedy požadovaná šířka mezi obrubami  $14,50$  m.

### 3.1.4 Charakter prostředí

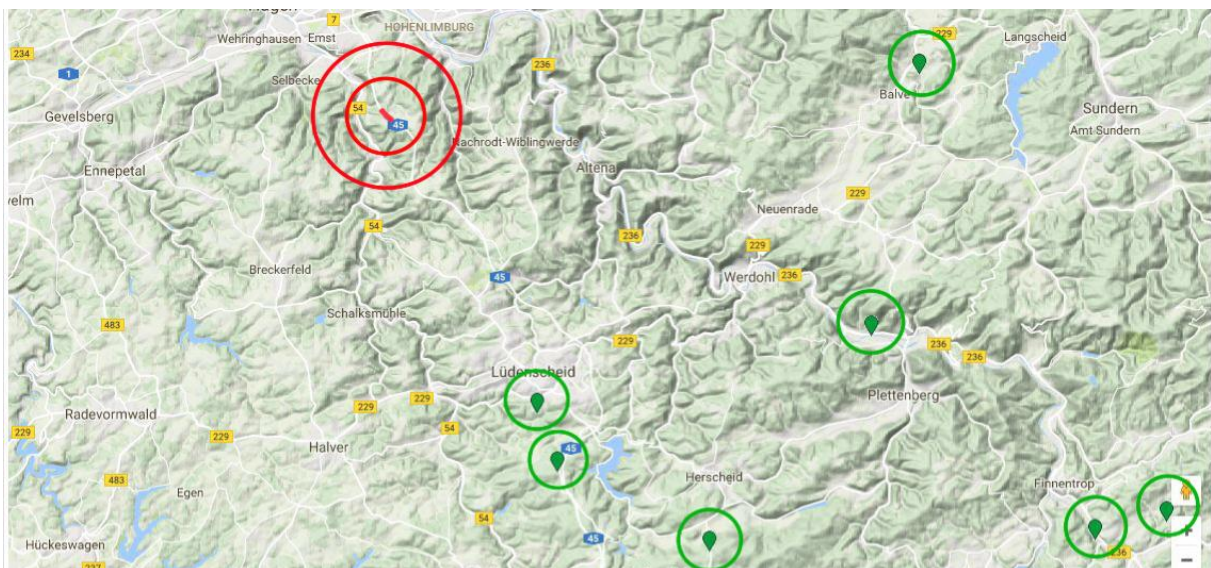
Přesto že se dotčený most nachází v nejhustěji obydlené oblasti Severního Porýní-Vestfálska, je tato konstrukce umístěna mimo zastavěné oblasti. Nejbližší obcí je vesnice Brantenberg cca  $500$  m směrem na východ, která je od mostu vizuálně oddělena lesem. Na druhé straně údolí v místě, kde se potok Brunsbecke vlévá do řeky Volme, se nachází drobné průmyslové centrum, které je však také mimo vizuální dosah.

V okolí mostu se dle níže přiložené mapy nenachází turisticky významné místo nebo turistická stezka. Zároveň se pod mostem nenachází žádná další komunikace. Z tohoto důvodu je důraz na architektonické řešení konstrukce upozaděn. Nikoli však opomenut, neboť se bezpochyby bude jednat o významnou stavbu s velkým dopadem na krajinný ráz.



Obrázek 11 - Turistická mapa okolí mostu [55]

Navzdory zalesnění a kopcovitému terénu se v okolí nenachází oblast zvláště přírodně chráněna ani nepodléhá památkové ochraně. Nejbližší oblasti s ochranou přírody se nacházejí zhruba 20 km daleko. Z tohoto hlediska tedy na konstrukci taktéž nejsou kladeny zvláštní nároky.



Obrázek 12 - Mapa chráněných oblastí v okolí mostu [65]

### 3.1.5 Požadavky investora

Ze strany investora jsou nejdůležitějšími požadavky zajištění dopravy a v tomto konkrétním případě je kladen extrémní důraz na rychlost výstavby. Převáděná komunikace je důležitou dopravní tepnou s vysokými intenzitami dopravy, z čehož plyne potřeba minimalizovat dopad stavby na automobilovou dopravu. Konkrétně se jedná především o minimalizaci doby, kdy bude silniční provoz stavbou omezen.

Dalším pro investora důležitým aspektem jsou náklady stavby. A to nejen náklady stavby samotné, ale i dlouhodobé náklady spojené s údržbou konstrukce. Je tedy potřeba navrhnout konstrukci, jejíž výstavba bude rychlá, náklady stavby budou přijatelné a zároveň se bude jednat o konstrukci nenáročnou na údržbu.

### 3.1.6 Charakter konstrukce

Mezi hlavní požadavky kladené na konstrukci mostu patří spolehlivost, bezpečnost a splnění funkce. Tyto požadavky musí být samozřejmě splněny, což bude náplní dalších kapitol této práce. Pro samotný návrh variant je potřeba vycházet z charakteru konstrukce, tedy zohlednit veškeré požadavky kladené na tento most.

V případě řešeného mostu Brunsbecke se jedná o dálniční most nad vysokým údolím mimo zastavěné území. S ohledem na tuto definici a charakter prostředí, je potřeba klást větší důraz na požadavky ze strany funkce a efektivity konstrukce, na úkor estetických nároků.

Dalším krokem je volba konstrukčního systému. Protože se jedná o most nad vysokým údolím, jeví se jako vhodné řešení použití konstrukčních systémů zapadajících do okolní krajiny. S ohledem na okolní kopcovitý terén se nabízí konstrukce, které svoji hmotu soustředí pod niveletou převáděné konstrukce, kde je dostatek prostoru. Naopak se nevhodně jeví konstrukce zavěšené a vysuté, které jsou mimo jiné náročnější na údržbu.

Důležitou otázkou je využití dvou nosných konstrukcí, tedy jednoho mostu pro každý dálniční směr, nebo varianty jednosvazného průřezu s velmi vyloženými konzolami. V případě velké výšky nad terénem se volba jednoho průřezu ukazuje jako úspornější s ohledem na konstrukci spodní stavby. Zároveň se při volbě jednoho průřezu komplikují údržbové a opravné práce, při kterých je nutno dopravu svést jen na část průřezu čímž dochází ke značnému torznímu namáhání. V rámci variantního řešení bude tato skutečnost prozkoumána, avšak kvůli značné šířce komunikace na mostě je možné předpokládat, že přeložení dopravy na jednu polovinu mostu bude vykazovat enormní namáhání průřezu torzním momentem. Preferovaným řešením bude volba dvou konstrukcí.

Jednou ze zásadních otázek návrhu mostu je volba materiálu konstrukce. Je zvykem pro návrh silničních mostů upřednostňovat betonové varianty. S ohledem na charakter a umístění

řešeného mostu není nutné stlačovat stavební výšku konstrukce nebo hledat architektonicky zajímavé řešení. Dále dle literatury věnující se porovnávání celkových nákladů v průběhu životnosti mostu (viz zdroje [60] a [75]), se jako levnější, a proto i vhodnější jeví volba betonových mostních konstrukcí. Z těchto důvodů a ve snaze snížit náročnost údržby, bude předmětem této práce návrh betonového řešení tohoto přemostění.

### 3.1.7 Referenční stavby

Na základě výše sepsaných poznatků o okolí navrhované konstrukce a požadavků byl proveden průzkum referenčních staveb. Jak bylo popsáno v kapitole 2.4.2.2, průzkum referenčních staveb byl proveden pro inspiraci možných konstrukčních uspořádání nebo technologií provádění. Zároveň u těchto staveb byly hledány informace o dimenzích, samotné výstavbě nebo případných problémech, které realizace provázely.

Stavby popisované v následujících odstavcích byly vybírány dle srovnatelného měřítko, různorodosti použité stavební technologie a v neposlední řadě dle terénního reliéfu. Z množství nalezených staveb byly následně vybrány realizace, které návrh výsledné konstrukce významně poznamenaly.

#### 3.1.7.1 Most přes údolí Chomutovky – I/27 Velemyšleves

Most se nachází na silnici I/27 mezi Mostem a Žatcem. Jedná se o most s celkovou délkou 538 m. Celkem je most tvořen sedmi poli, kdy délka největšího pole činí 120 m ve výšce 37 m nad dnem řeky Chomutovky. Nosná konstrukce je tvořena spojitým předpjatým nosníkem proměnné výšky (2,6 - 6,0 m).



Obrázek 13 - Most přes údolí Chomutovky (Velemyšleves) [62]

Nosná konstrukce mostu byla budována převážně monoliticky na pevné skruži, avšak v místě nejdelšího pole nad pilíři P4 a P5 byla použita technologie letmé betonáže. V tomto poli byly na pilířích spodní stavby nejprve zbudovány zárodky jednotlivých vahadel. Následně byly

osazeny vozíky letmé betonáže a postupně betonovány lamely. Pro stavbu mostu byly použity dvě dvojice betonážních vozíků. Materiály tvořící nosnou konstrukci jsou beton třídy C35/45 a předpínací ocel s pevností 1860 MPa. Doba výstavby jednotlivých lamel délky 3-5 m trvala 7-10 dní.



Obrázek 14 - Výstavba mostu I/27 Veľký Štárek [74]

Spodní stavbu mostu tvoří dvojice opěr komorového typu, soustava masivních železobetonových pilířů a dvojice rámových stojek pod vahadly P4 a P5. Běžné pilíře jsou tvořeny obdélníkovým dříkem konstantních rozměrů s rozšiřující se hlavicí. Rámové stojky jsou pak tvořeny dvojicí obdélníkových dříků s obdobnými hlavicemi přecházejícími v zárodky vahadel. Pro snížení ohybového namáhání pilíře vahadla P4 byla použita provizorní podpora v blízkosti této podpory.

### 3.1.7.2 Slovenská dálnice D3 – Valy a Rieka

Popisované mosty se nacházejí na území Slovenské republiky mezi městy Svrčinovec a Skalité. Jedná se o dvojici letmo-betonovaných dálničních mostů s délkami 592 (objekt Valy) a 501 m (objekt Rieka). Mostní objekt Valy se nad údolím rozprostírá pomocí 9 polí, zatímco Rieka čítá 8 polí, dosahující maximálního rozpětí polí až 92,0 m.



Obrázek 15 - Most Valy na dálnici D3 (Slovensko) [64]

V případě obou mostů se jedná o shodnou koncepci. Příčný řez je tvořen jednokomorovým průřezem s proměnnou výškou 2,7 - 5,0 m. V podélném směru se jedná o spojitě nosníky s proměnným rozpětím polí od 24,5 až do 92,0 m. Zatímco Váhy se nachází v podélném směru v přímé, Rieka je umístěna do údolnicového oblouku nivelety komunikace. Oba mosty se pak směrově nacházejí v oblouku. Po zhotovení zárodku na rámových stojkách byl most letmo betonován po lamelách délky 5 m (doba zhotovení lamely 12 dní). Po zmonolitnění celé konstrukce byly osazeny nesoudržné volné kabely spojitosti. Beton použit pro stavbu nosné konstrukce je třídy C45/55.



Obrázek 16 - Letmá betonáž mostu [59]

Spodní stavba obou mostů je založena na velkopřůměrových pilotách. Opěry jsou masivní železobetonové s rovnoběžnými křídly. Rámové stojky pilířů jsou tvořeny dvojicí železobetonových stěn konstantního obdélníkového průřezu. Dvojice stěn každého pilíře jsou ztuženy pomocí příčle, a to od založení až do výšky 20 m pod nosnou konstrukcí. Výška pilířů se mění s terénem v rozmezí 7,6 - 76,0 m.

### 3.1.7.3 Most přes Rybný potok

Most se nachází na severních hranicích České republiky na dálnici D8. Je to sedmipolový most, jehož celková délka činí 356 m, rozpětí polí se pohybuje v rozmezí 34-58 m a výška nejvyššího pilíře je 47 m. Jedná se o jeden most převádějící oba směry dálnice přes hluboké údolí. Dálniční úsek je v přemostovaném úseku zakřiven směrově a zároveň se nachází ve výškovém oblouku.





*Obrázek 17 - Most přes Rybný potok [63]*

Příčný řez nosnou konstrukcí je tvořen jednokomorovým průřezem s velmi vyloženými konzolami na prefabrikovaných vzpěrách. Výška komory je 4,3 m a celková šířka nosné konstrukce je 30,5 m. Nosná konstrukce byla zhotovena technologií postupného výsuvu. Výrobní tvořená dvěma výrobními úseky byla trvale umístěna za níže položenou opěrou. Postup výstavby lamel dlouhých 30 m, tedy probíhal dvoufázově. Zatímco v první části výroby probíhala výroba spodní desky a stěn komory, v druhém úseku byla po osazení prefabrikovaných vzpěr realizována horní deska průřezu, následně byl most vysunut o délku jedné lamely pro opakování cyklu. Tento postup je technologicky náročný, avšak velice efektivní s ohledem na kvalitu a rychlost výstavby jednotlivých lamel. Délka jednoho pracovního cyklu, kdy bylo vytvořeno nových 30 m konstrukce, činila 10 dní.

Během výsuvu byla konstrukce centricky předepnuta předpínacími kabely vedenými v obou deskách průřezu, ale i v jeho stěnách. Po dokončení výsuvu byla konstrukce osazena kabely vnějšího předpětí vyrovnávající zatížení provozních zatížení.



Obrázek 18 - Výsuv mostu (pohled na nos a boční vedení na pilíři) [85]

Nosník mostovky je podepřen štíhlými železobetonovými pilíři s otevřeným průřezem půdorysného tvaru I. Pilíře mají po celé své výšce konstantní průřez, jehož tuhost byla volena s ohledem na přípustné meze deformace pilířů během výsuvu. Zároveň byly pilíře během výsuvu ztuženy předpínacími kabely vedenými mezi hlavicemi pilířů a opěrami. Pro urychlení výstavby (jedno z hlavních kritérií tohoto mostu) bylo pro výstavbu pilířů použito posuvné bednění.

#### 3.1.7.4 Massetalbrücke

Obloukový most nacházející se ve spolkové republice Durynsko je mostem německé železniční sítě překonávající údolí řeky Masse u města Masserberg. Jedná se o betonový obloukový most s rozpětím oblouku 165 m a výškou 78 m nad vodní hladinou, jehož stavba byla zahájena v květnu 2009.



Obrázek 19 – Massetalbrücke – výsuv nosné konstrukce [61]

Mostovka je tvořena spojitým předpínaným jednokomorovým nosníkem konstantní výšky 4,5 m. Běžné rozpětí polí je 44 m, avšak nad samotným obloukem jsou pole zkrácena na délku

23,6 m. K výstavbě nosné konstrukce byla použita metoda postupného výsuvu. Most byl vysouván z jižní výše položené opěry.



Obrázek 20 - Massetalbrücke - skruž oblouku [70]

Zajímavostí mostu je technologie zvolená pro stavbu železobetonového oblouku. Pro oblouky těchto rozměrů se dnes metoda pevné skruže nepoužívá příliš často. Nejprve proběhla stavba skruže a následně se po taktech dlouhých 15 m symetricky betonovalo. Příčný řez tvoří komorový průřez zužující se od podpor (šířka 7,1 m výška 4,5 m) směrem k vrcholu oblouku (5,8 / 3,0 m). Po dokončení oblouku byla skruž demontována a následoval výsuv mostovky.

#### 3.1.7.5 River Deza viaduct

Viadukt se nachází ve španělském regionu Galicia na severozápadě země. Jedná se o most převádějící vysokorychlostní trať přes řeku Deza poblíž městečka Ferrenza. Celková délka viaduktu je 1 175 m, výška nejvyššího pilíře činí 96,5 m a nad řekou samotnou se konstrukce tyčí do výšky přes 100 m.



Obrázek 21 - Deza River Viaduct (Španělsko) [79]

Nosná konstrukce mostu byla realizována pomocí metody postupného vysouvání. Jednotlivé lamely byly vyráběny v délce 35 m, což je délka odpovídající polovině běžného rozpětí mostních polí (70 m běžné pole, 75 m největší pole). Příčný řez je tvořen jednokomorovým průřezem konstantní výšky 4,5 m. Během výsuvu byl použit ocelový nos délky 43,5 m, čímž bylo na konci každého výsuvu dosaženo posledního pilíře pomocí vysouvacího nosu. Tímto došlo k omezení nežádoucího namáhání konstrukce.

Protože se most se svojí výškou nad terénem řadí k nejvyšším mostům vysokorychlostních tratí na světě a zároveň se jedná o velice dlouhý spojitý nosník, bylo nutné bezpečně zachytit podélné brzdné a rozjezdové síly od souprav vlaků. Toho bylo docíleno osazením brzdného pilíře tvaru lomeného oblouku (wishbone). Obě poloviny ztužujícího prvku byly betonovány ve vertikální poloze a následně sklápěny do finální polohy.



Obrázek 22 - River Deza viaduct - sklápění lomeného oblouku [26]

Most tak byl dostatečně podélně ztužen a zbylé sloupy výšky téměř 100,0 m mohly být navrženy podstatně štíhlejší. Příčný řez mostních pilířů je podlouhlý osmiúhelník, který se s výškou lineárně zužuje. Pilíře byly prováděny pomocí šplhavého bednění.

### 3.1.7.6 Most přes Opárenské údolí

Most leží na dálnici D8 20 km jižně od Ústí nad Labem. Dálniční soumostí se skládá ze dvou nezávislých nosných konstrukcí, které se svou délkou nosné konstrukce 275 m, rozpětím oblouku 135 m a jeho vzepětím 30 m a celkovou výškou nad terénem 50 m, řadí na druhé místo co do velikosti betonových obloukových mostů v České republice.



Obrázek 23 - Most přes Opárenské údolí [66]

Betonový oblouk byl postaven metodou letmé betonáže s postupným vyvěšováním, kdy během závěrečné etapy jeho výstavby byly pro vyvěšení použity dočasné pylony. Přesto, že se komunikace na mostě nachází ve směrovém oblouku, je konstrukce oblouku půdorysně přímá. Oblouk samotný je tvořen dvěma žebry proměnné výšky (2,4 - 1,3 m) propojenými tenkou deskou. Konstrukce oblouku je železobetonová, s použitím třídy betonu C45/55. Přesná geometrie betonového oblouku byla rektifikována pomocí síly vnášené do jednotlivých závěsů. Přestože konstrukce působí vcelku subtilně, je příčný řez obloukem považován vzhledem k jeho geometrii za masivní, což přineslo velké problémy spojené s vývinem hydratačního tepla. Pro snížení těchto teplot bylo využito chlazení betonové směsi pomocí vody vedené trubkami uvnitř betonového průřezu.



Obrázek 24 - Most přes Opárenské údolí - vyvěšování oblouku [66]

Konstrukce mostovky je půdorysně zakřivena dle požadavků komunikace. Jedná se o dvoutrámovou konstrukci tloušťky 1,2 m z předpjatého betonu klasifikovaného jako C35/45. Mostovka byla betonována po jednotlivých polích délky 17-24 m pomocí posuvné skruže.

Mostovka je podpírána pomocí betonového oblouku a štíhlých pilířů zhotovených pomocí šplhavého bednění. Propojení mezi konstrukcí mostovky a pilíři je řešeno pomocí vrubových kloubů. V místě opěr a blízkých krátkých pilířů pak pomocí hrncových ložisek.

### 3.1.7.7 Almonte HSR Viaduct

Španělský obloukový most vysokorychlostní tratě se nachází na úseku Madrid Lisabon v místě křížení s řekou Almonte poblíž portugalských hranic. Se svým obloukem o rozpětí 384 m a výškou nad hladinou řeky 70 m se po svém dokončení stal největším obloukovým mostem vysokorychlostních tratí. Celková délka mostu pak činí 996 m.



Obrázek 25 - Almonte River Viaduct (Španělsko) [52]

Dominantní částí mostu je zmíněná oblouková konstrukce. Pro konstrukci takto smělého oblouku byl zvolen beton klasifikovaný třídou C80/95. Příčný řez je v místě založení tvořen dvěma sbíhajícími se komorovými průřezy, které se zhruba ve čtvrtinách rozpětí spojují v jediný průřez. Oblouk byl zhotoven pomocí technologie letmé betonáže s postupným vyvěšováním za použití dočasných pylonů (výšky 50 m). Celkem je oblouk tvořen 67 lamelami průměrné délky 6,7 m.



Obrázek 26 - Almonte River viaduct - vyvěšování oblouku [53]

Nosná konstrukce podpíraná obloukem je tvořena předpjatým jednokomorovým průřezem výšky 3,1 m a celkovou šířkou 14,0 m. Rozpětí jednotlivých polí se pohybuje v rozmezí 36-45 m. Realizace této části mostu probíhala na posuvné skruži. Mostovka je podpírána sloupy prostřednictvím ložisek na jejich kontaktu s výjimkou středové části oblouku, kde bylo provedeno zmonolitnění s obloukem pro přenos podélných sil od dopravy.

#### 3.1.7.8 Study of River Deba bridge

Most přes údolí řeky Deba se nachází ve španělské provincii Guipuzcoa poblíž hranic s Francií. Zadávacími podmínkami pro projekt (2007) bylo navrhnout most pro vysokorychlostní trať přes údolí s celkovou délkou okolo 900,0 m s nosnou konstrukcí ve výšce 90,0 m nad terénem. Zároveň byl kladen velký důraz na začlenění stavby do okolí se snahou o minimalizaci dopadu na vzhled údolí.

Vítězným návrhem se stala konstrukce dle obrázku 27. Nosná konstrukce byla navržena jako vysouvaný ocelový příhradový nosník konstantní výšky spřažený s betonovou deskou. Ve středu rozpětí projektanti navrhli stojky tvaru "V", čímž se snažili redukovat počet podpor na kontaktu s terénem, ale zároveň zachovat délku pole nepřesahující 90,0 m. Zároveň by tak byl vyřešen velký účinek vodorovných brzdících sil.



Obrázek 27 - River Deba Viaruct – studie (Španělsko) [82]

S přicházející ekonomickou krizí a komplikacemi se stojkami tvaru “V” byl návrh mostu mnohokrát přepracován až do podoby, v jaké se dnes nad údolím tyčí. Ve snaze o snížení finančních nákladů byl pro nosnou konstrukci zvolen betonový předpjatý jednokomorový nosník s maximální délkou pole 80,0 m (standartní pole 70,0 m). Od původní myšlenky výsuvu konstrukce bylo ustoupeno a místo toho byla konstrukce budována na posuvné skruži. Výška předpjaté komory je proměnná od 4,0 do 6,0 m v nadpodporových oblastech.



Obrázek 28 - River Deba viaduct - finální konstrukce [83]

Most má celkem 13 pilířů s maximální výškou až 86 m. Pilíře mají komorový průřez zužující se s výškou. V hlavě pilíře dosahují rozměry v příčném směru šířky 6,5 m a v podélném směru 3,5 m. Nosná konstrukce je sloupy podpírána dvojicí ložisek, kdy jedno je příčně tuhé a druhé je všesměrně posuvné. Výjimku tvoří čtyři nejvyšší pilíře, které jsou osazeny pevnými ložisky pro zachycení vodorovných sil.

### 3.2 Předběžný návrh variant

Na následujících stranách jsou představeny vybrané uvažované varianty. Varianty jsou s ohledem na shodné směrové i výškové vedení prezentovány pouze pomocí rozvinutého pohledu a příčného řezu doplněné o popis jednotlivých variant. Z představených variant bude

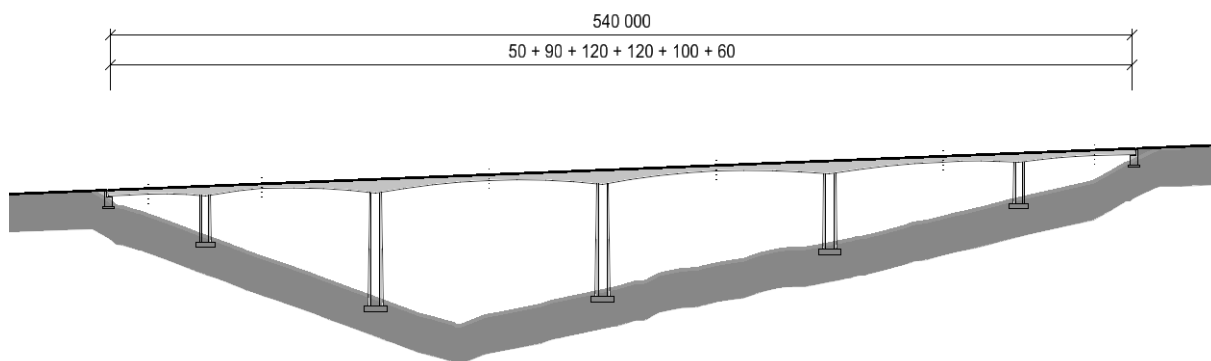


následně vybrán vhodný konstrukční systém a technologie výstavby, které budou v kapitole 5 podrobněji zpracovány.

### 3.2.1 Varianty letmo betonované konstrukce

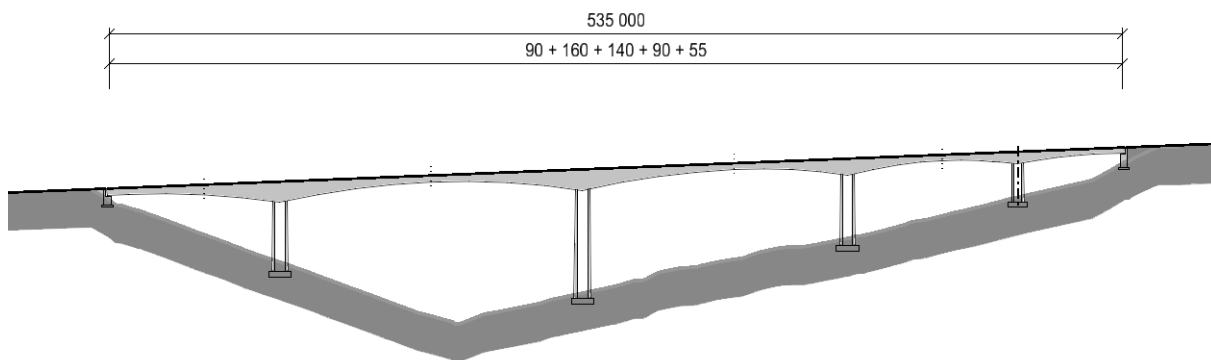
Prvním návrhem v rámci variantního řešení jsou konstrukce předpínaných letmo betonovaných komorových konstrukcí. Pro všechny tyto varianty je uvažováno řešení pomocí dvou mostních konstrukcí. V obou navrhovaných variantách se jedná o průřezy s proměnnou výškou. Mezilehlé pilíře spodní stavby jsou v příčném řezu navrženy jako dvojice štíhlých stěn s orientací střednice kolmo k ose mostu pro umožnění dilatace konstrukce. Krajiní opěry jsou pak uvažovány jako masivní železobetonové konstrukce.

První navrhovaná varianta je tvořena celkem šesti poli, kdy prostřední dvě pole dosahují rozpětí 120 m. Toto rozpětí je směrem k opěrám postupně zmenšováno ve snaze zachovat v polích stejný poměr rozpětí pole ku výšce vyšší podpory (zlatá diagonála). Pro takto volené rozpětí dosahuje výška komorového nosníku nad podporou delších polí 7,5 m a uprostřed polí 3,5 m. V krajních polích je volena komora vysoká 5,0 m v nadpodporovém průřezu a výška 3,0 m ve středu polí.



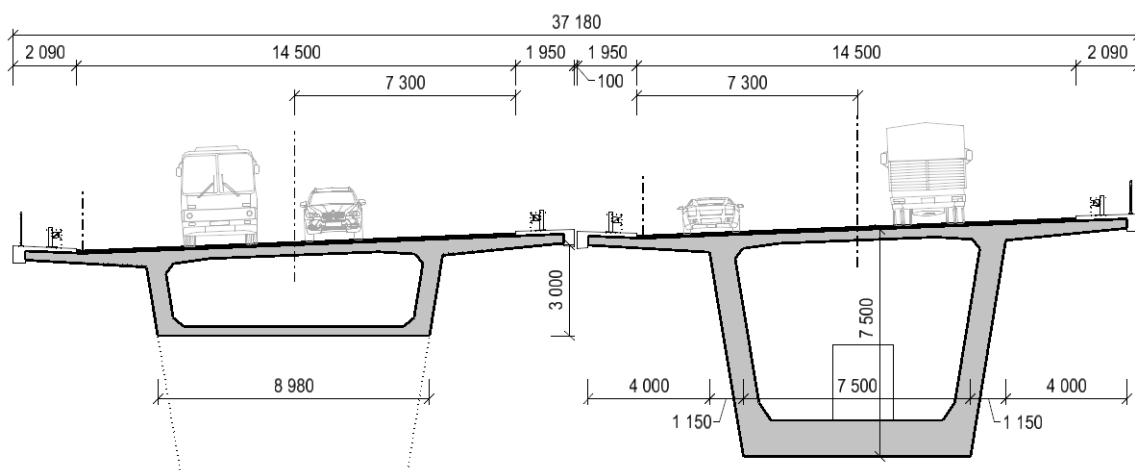
Obrázek 29 - Schéma varianty L120 - letmá betonáž

Další navrhovaná varianta vznikla ve snaze snížit množství mezilehlých podpor mostu. Zde je navrženo celkem pět polí. Nejdelší pole se nachází nad nejhlubším místem údolí a dosahuje délky 160 m. Následující pole jsou stejně jako v předchozí variantě zkracovány směrem k opěrám. S navýšením rozpětí došlo ke zvětšení nadpodporových průřezů v hlavním poli až na výšku 11,0 m.



Obrázek 30 - Schéma varianty L160 - letmá betonáž

Řešení druhé varianty se ukazuje esteticky méně zdařilé. Zároveň lze předpokládat, že s rostoucím rozpětím polí bude konstrukce náročnější na výstavbu samotných vahadel a zároveň i rozměrů spodní stavby. Z tohoto důvodu je pro další návrh preferována první představená varianta s maximálním rozpětím 120 m. Pro tuto variantu je pak navržen příčný řez dle níže přiloženého schématu.

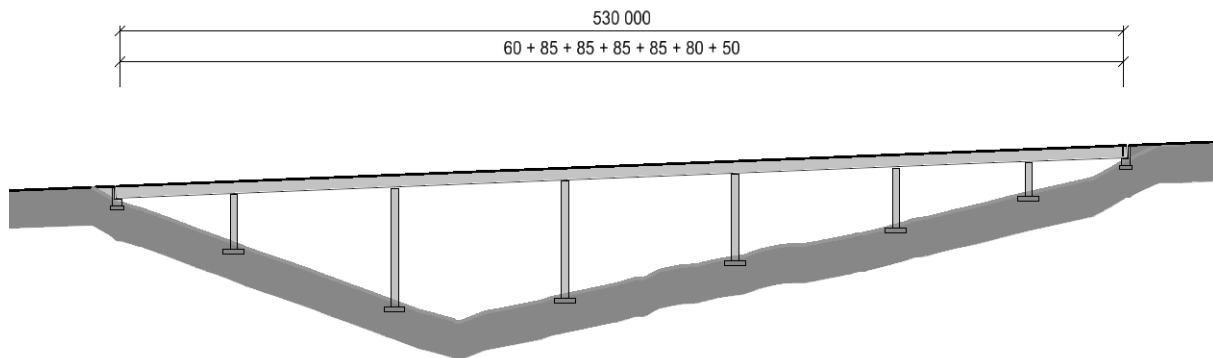


Obrázek 31 - Schéma příčného řezu varianty L120

### 3.2.2 Varianty vysouvaných konstrukcí

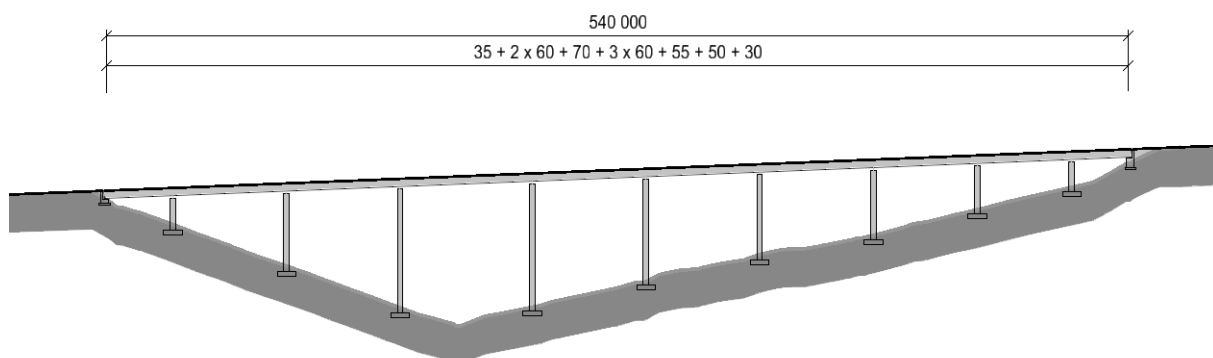
Další navrhovanou variantou přemostění je komorový předpjatý průřez konstantní výšky, který umožňuje postup výstavby pomocí výsuvu. Pro takto řešené konstrukce je nutno volit větší výšku komorového nosníku odpovídající  $1/10 - 1/15$  maximálního rozpětí pole. Tento fakt a komplikovanost realizace takovýchto konstrukcí vyžaduje menší rozpětí polí oproti výše představovaným variantám. S ohledem na postup výstavby je pak vhodné volit pole obdobných, v ideálním případě shodných rozpětí polí. Mezilehlé podpory jsou uvažovány jako komorový průřez, který lépe vzdoruje vodorovným silám během výstavby. Opěry jsou uvažovány obdobně jako v případě letmé betonáže jako masivní železobetonové konstrukce.

První varianta pro tento postup výstavby byla navržena jako spojitý komorový nosník o sedmi polích s maximálním rozpětím 85 m. Toto rozpětí bylo voleno ve snaze o dodržení poměru 1,4 délky ku výšce konstrukce nad terénem ve středních polích. V takovémto případě dosahuje komorový nosník v příčném řezu výšky 6,0 m. Krajní pole jsou uvažované jako 0,7 násobek sousedního pole.



Obrázek 32 - Schéma varianty V85 - výsuv

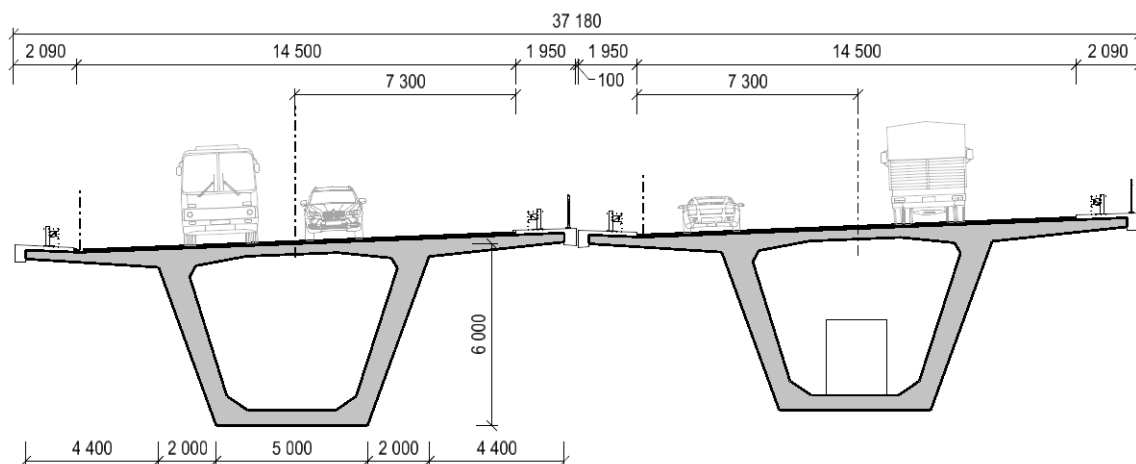
První varianta se esteticky jeví přijatelně, nicméně je zde překročena doporučená hodnota rozpětí pro tuto technologii výstavby, na základě čehož lze předpokládat komplikace během výstavby. Z tohoto důvodu byl vytvořen druhý návrh pro tuto technologii výstavby. Návrh druhé varianty vychází z dodržení doporučených hodnot rozpětí polí pro postup výstavby pomocí výsuvu. Konstrukce spojitého nosníku je tvořena celkem deseti poli. Nejdelší pole o rozpětí 70 m se nachází nad nejhlubším místem údolí. Na střední pole navazují v obou směrech pole s konstantním rozpětím 60 m. Krajní pole směrem na Dortmund a poslední tři pole směrem na Frankfurt jsou zkracována s klesající výškou pod konstrukcí. Velké množství mezilehlých podpor pro takto navrženou konstrukci působí neesteticky.



Obrázek 33 - Schéma varianty V70 - výsuv

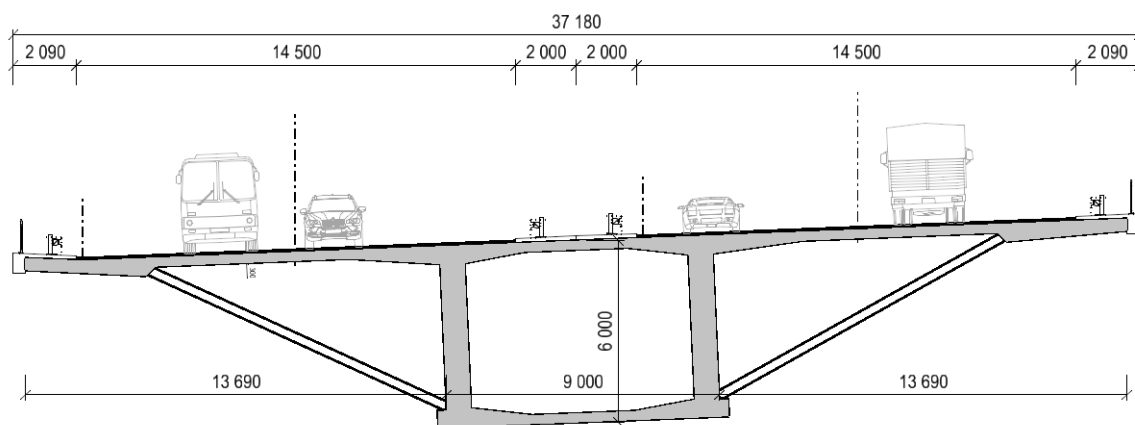
Preferovanou variantou pro postup výstavby pomocí výsuvu je varianta první. Lze předpokládat, že navrhovaný průřez bude dosahovat značné hmotnosti, a proto je s ohledem na postup výstavby navržen příčný řez dle obrázku níže. Vysunuta bude nejprve centrální část

komorové „krabice“ a k ní budou po dokončení výsuvu dobetonovány konzoly, které budou příčně předpjaty.



Obrázek 34 - Schéma příčného řezu varianty V85

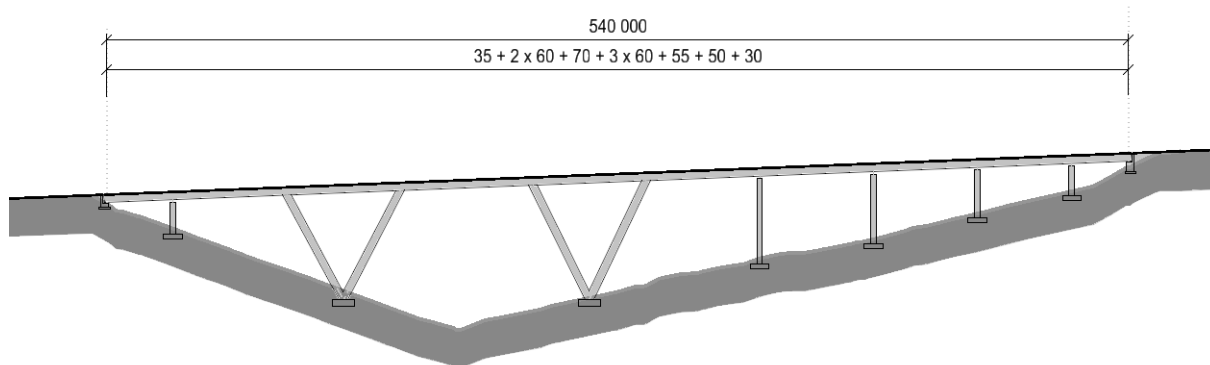
Možnou variantou příčného řezu je využití jediného průřezu dle schématu níže. U tohoto příčného řezu bude postupováno obdobně jako v prvním případě. Nejprve bude realizována centrální část průřezu, po jejímž vysunutí budou osazeny šikmé vzpěry a následně pak dokončena deska mostovky nad vzpěrami.



Obrázek 35 - Schéma varianty V85 jednosvazného příčného řezu

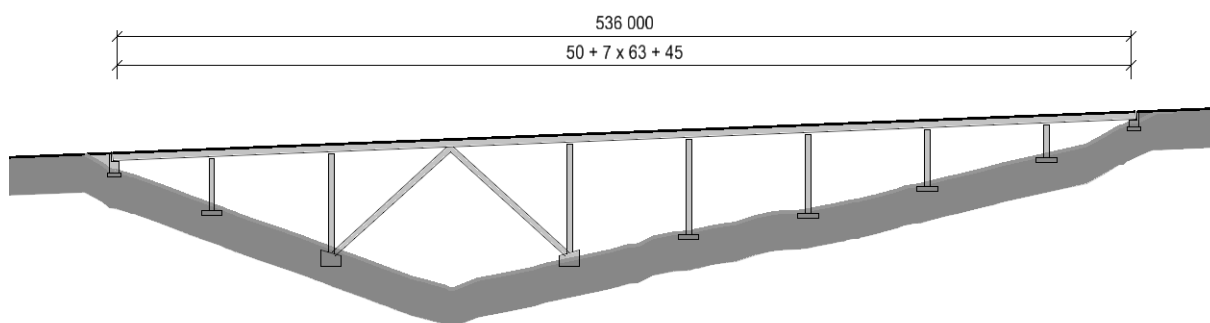
Autorem práce byly hledány další varianty řešení mostů realizovaných technologií vysouvání nosné konstrukce. Třetí varianta určená pro technologii výsuvu nosné konstrukce je modifikace druhé varianty. Třetí varianta je navržena se shodnými rozměry polí i výškou nosné konstrukce činící 4,5 m obdobně jako u varianty předcházející. V tomto návrhu jsou namísto prostředních čtyř nejvyšších pilířů voleny podpory ve tvaru „V“. S takovýmto tvarem

mezilehlých podpor je možné se setkat na estakádách vysokorychlostních tratí, kde jsou navrhovány především z důvodu zachycení značných brzdících sil. V tomto případě jsou podpory tvaru „V“ navrženy ve snaze „odlehčení“ výchozí varianty. Průřez „V“ podpor by byl podobně jako ostatní podpory tvořen komorovým průřezem. Třetí varianta se oproti své předchůdkyni jeví estetičtěji, avšak jedná se o netradiční konstrukci, která si vyžádá značné nároky v oblasti založení „V“ pilířů.



Obrázek 36 - Schéma varianty V2V - výsuv

Varianta VA vznikla na základě obdobných myšlenek jako varianta V2V. Snahou návrhu bylo otevřít nejhlubší úroveň údolí a zanechat jej bez pilířů. I zde byly k tomuto účelu nad nejhlubším místem údolí použity atypické podpory. Brzdící prvek tvaru „A“ je oproti předchozí variantě „V“ stabilnější před zmonolitněním s nosnou konstrukcí, což přináší značné výhody během procesu výsuvu. Zároveň je možné vrcholem této lomené podpory rozdělit konstrukci na jednotlivé dilatační celky, čímž jsou značnou mírou sníženy negativní účinky teploty.



Obrázek 37 - Schéma varianty VA - výsuv

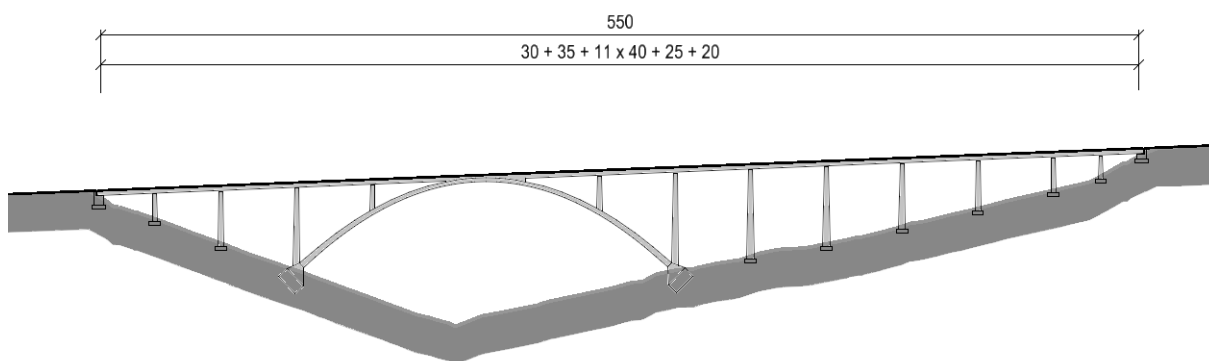
Finálními variantami technologie výsuvu tedy jsou varianty V85 a VA. První z variant je zástupcem standardního uskupení spodní stavby, druhá pak využívá prvku lomeného oblouku jako brzdícího pilíře a rozdělení konstrukce na dilatační úseky. Příčné uspořádání konstrukce bude řešeno pomocí dvou samostatných jednokomorových průřezů jako na obrázku 34, a to

zejména s ohledem na zmenšení rozpětí jednotlivých polí a tím i snížení konstrukční výšky na 4,5 m.

### 3.2.3 Obloukové mostní konstrukce

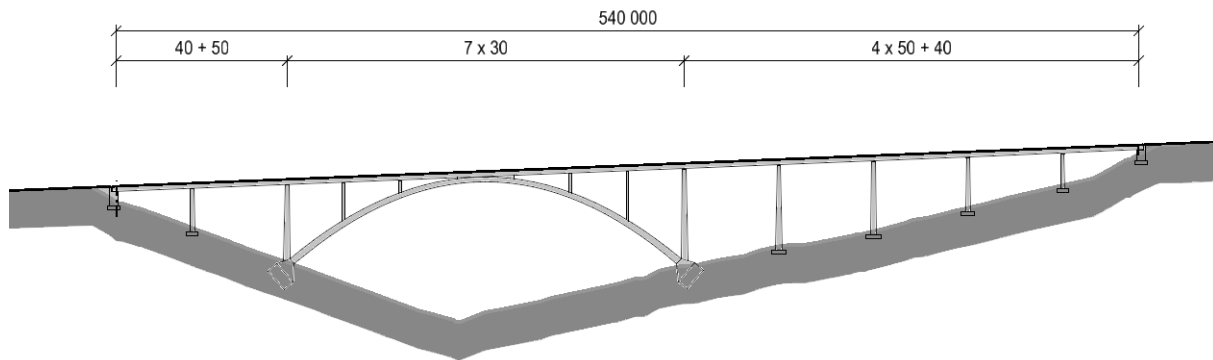
Posledním favorizovaným konstrukčním systémem pro přemostění řešeného údolí je využití obloukové mostní konstrukce. Tento systém využívá přirozeného předpětí zajištěného vhodným vedením střednice oblouku, což umožňuje přemostit značné rozpětí. Obvykle se jedná o konstrukce esteticky zdařilé, které jsou ale náročné na založení a realizaci.

Oblouk první varianty byl navržen nad nejhlubší místo údolí a zároveň tak, aby se jeho základy nacházely ve stejné výšce. Rozpětí obloukové konstrukce bylo zvoleno v délce 200,0 m a to z důvodu použitého modulu standardního pole mostovky 40,0 m. Mimo vlastní oblouk je zbytek mostní konstrukce podpírán soustavou pilířů. Realizace oblouku tohoto rozměru je uvažována pomocí technologie letmé betonáže s postupným vyvšováním. Mostovka by byla realizována buďto výsuvem nebo pomocí betonáže na posuvné skruži.



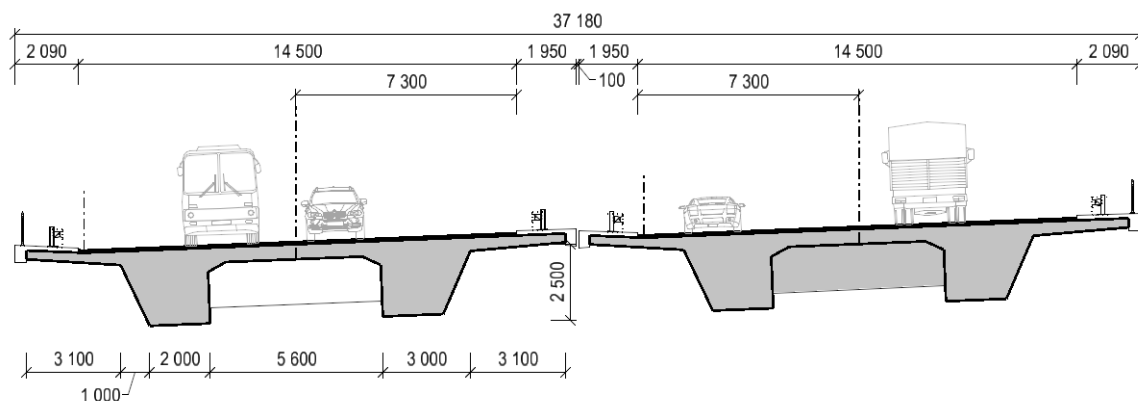
Obrázek 38 - Schéma varianty O200

Prvotní návrh byl následně modifikován. Pole nenáležící oblouku, byly ve snaze odstranění efektu „lesu stojek“ rozšířeny na hodnotu rozpětí 50 m. Rozpětí polí nad samotným obloukem bylo naopak zmenšeno pro zmenšení lokálních sil působících v oblasti stojek, díky čemu lze předpokládat lepší funkci klenbového efektu v oblouku. Pro danou konstrukci spodní stavby byla následně navržena konstrukce mostovky dle obrázku 40 o výšce průřezu 2,5 m. Druhá varianta obloukové konstrukce působí esteticky přijatelněji, zároveň je zde snížen počet mezilehlých podpor a dosaženo lepšího přerozdělení zatížení na oblouk. Pro další výběr variant se proto jedná o favorita obloukového přemostění.



Obrázek 39 - Schéma varianty O210

Příčný řez pro mostovku obloukové varianty přemostění byl zvolen jako dvoutrámová předpjatá konstrukce. Volba dvoutrámového průřezu vychází z relativně malé výšky průřezu, kdy by v případě použití komorového průřezu byla světlá výška otvoru komory menší než 2,0 m. Ze stejného principu pak vychází volba použití dvou mostních konstrukcí. Použitím jediného průřezu s výškou 2,5 m a celkovou šířkou konstrukce 37,18 m by vznikla buďto příliš „měkká“ mostovka nebo příliš robustní oblouková konstrukce.

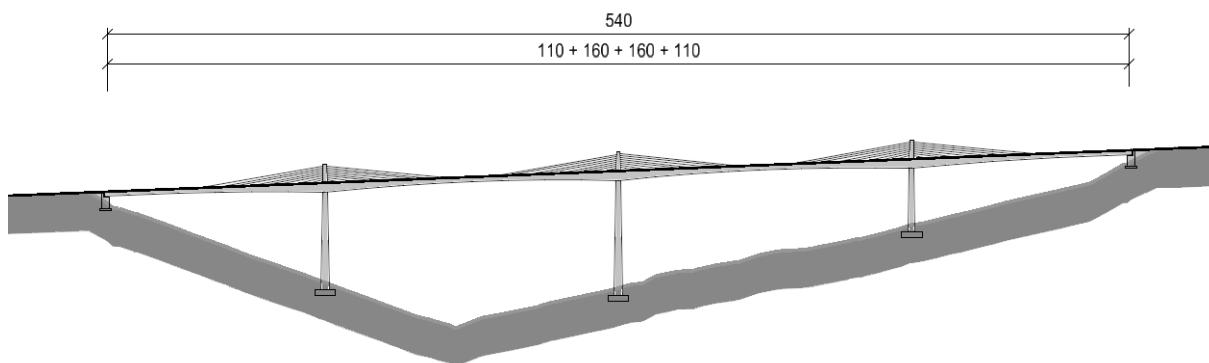


Obrázek 40 - Schéma příčného řezu varianty O210

### 3.2.4 Další uvažované konstrukční systémy

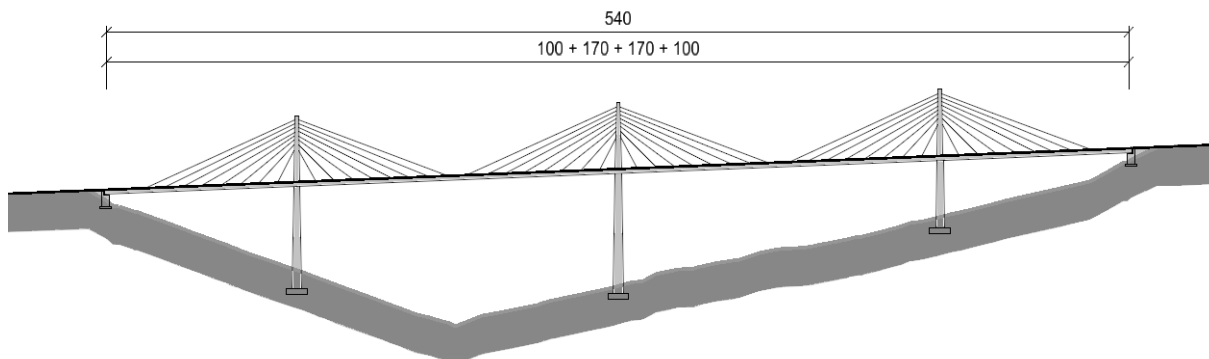
Jak již bylo řečeno v odstavci věnovaném charakteru konstrukce, byly uvažovány i konstrukce vystupující nad niveletu převáděné komunikace. Prvním zástupcem této kategorie je konstrukční systém označovaný jako extradosed. Konstrukce mostu je tvořena spojitým nosníkem o čtyřech polích se symetrickým uspořádáním rozpětí polí 110 + 160 + 160 + 110 m. Jedná se o spojitý předpínaný nosník s proměnnou výškou průřezu, u kterého je díky použití malých pylonů zajištěna velká excentricita předpínací výztuže nad podporami, což umožňuje v polích navrhovat velmi subtilní průřez. Hlavní výhodou tohoto systému se zde zároveň ale stává i velkou slabinou. Při navržení průřezu velmi malé stavební výšky je potřeba použít pro každý směr dálnice jednu konstrukci což se nejeví esteticky. Dále je pak toto konstrukční

řešení náročné na údržbové práce. Z těchto důvodů bylo od této konstrukce pro dané přemostění upuštěno.



Obrázek 41 - Schéma varianty Extradosed

Poslední variantou je zavěšená mostní konstrukce. Obdobně jako v předchozím případě by pro most tohoto šířkového uspořádání a malé stavební výšky bylo nutné navrhovat dvě mostní konstrukce vedle sebe. To přináší problémy s umístěním pylonů mezi mostovky, jejich duplicitu a tím ztrátu elegance těchto konstrukcí. Mimo jiné se jedná o konstrukci v daném prostředí neekonomickou a náročnou na údržbu. Proto od této varianty bylo stejně jako v předchozím případě upuštěno.



Obrázek 42 - Schéma zavěšené varianty

### 3.3 Volba zpracovávané technologie

Pro volbu výsledné konstrukce a s ní spojenou volbu technologie výstavby byla sestavena tabulka multikriteriálního hodnocení jednotlivých preferovaných variant z kapitoly 3.2.

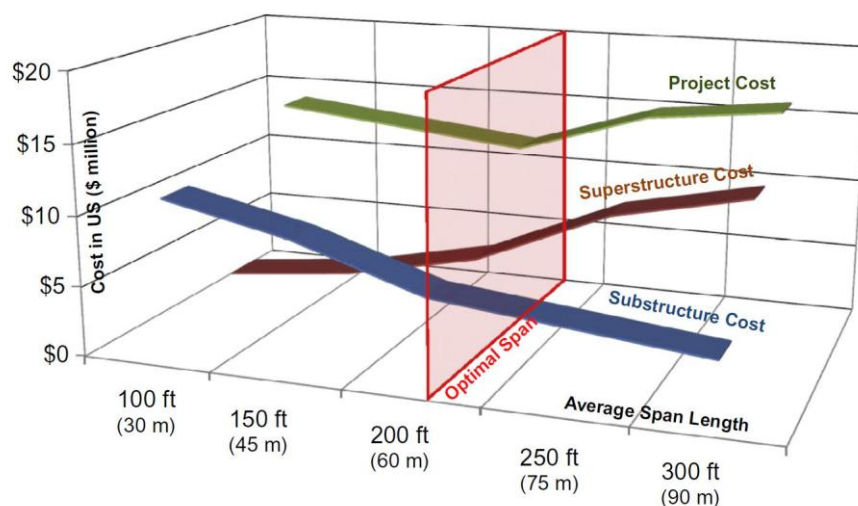
Prvním kritériem byla stanovena rychlost výstavby, tedy jeden z nejdůležitějších požadavků na tuto stavbu a s tím spojené omezení provozu na dálnici. Při uvažování postupu výstavby byla zároveň shledána nevhodnost použití jednosvazného průřezu. Použití jediné nové konstrukce, v místě jediné stávající konstrukce se ukazuje jako nerealizovatelné, a



protože je vedení komunikace neměnné. S jednosvazným průřezem nebude nadále uvažováno.

Dalším hodnoceným kritériem jsou nároky na založení stavby. Zejména se jedná o umístění prvků základů nové konstrukce v blízkosti stávající spodní stavby a velikost svislých nebo vodorovných sil v základové spáře. První jev limituje postup výstavby, druhý se projevuje na velikosti základu, jeho složitosti a z toho vyplývajících nákladech.

Třetím jevem jsou náklady stavby, protože peníze jsou ve stavebnictví až na prvním místě. Do těchto nákladů jsou uvažovány náklady na stavbu konstrukce, včetně spodní stavby a založení. V úvahu nejsou brány náklady na údržbu během životnosti mostu. Náklady byly předběžně odhadovány dle rozpětí polí (viz obrázek 43), konstrukčního systému a zvolené technologie výstavby.



Obrázek 43 - Schéma volby rozpětí s ohledem na cenu [26]

Posledním hodnoceným prvkem byla estetika a začlenění stavby do krajiny. Pro účely práce byla provedena anketa na jinak nezúčastněných osobách. Výsledky srovnání jsou hodnoceny bodově 0 až 3 body (více = lépe). Přiřazení bodů a jejich součty jsou shrnuty v tabulce 1.

Tabulka 1 - Multikriteriální hodnocení preferovaných variant

VARIANTA	RYCHLOST VÝSTAVBY	NÁROKY ZALOŽENÍ	NÁKLADY STAVBY	VZHLED / PROSTŘEDÍ	CELKEM
L120	1	1	3	2	<b>7</b>
L160	-	-	-	-	-
V85	2	3	1	0	<b>6</b>
V70	-	-	-	-	-
V2V	-	-	-	-	-
VA	3	2	2	1	<b>8</b>
O200	-	-	-	-	-
O210	0	0	0	3	<b>3</b>

Pro další postup návrhu mostu byla dle bodových zisků zvolena technologie výsuvu nosné konstrukce. Pro tuto technologii jsou nejlépe splněny požadavky plynoucí ze zadání projektu, tedy hlavně rychlost výstavby a následně finanční náklady. Z těchto důvodů budou dále rozpracovávány a hodnoceny varianty V85 a VA.

## 4 Technologie vysouvaných mostů

Rešerše na téma technologie vysouvaných mostů byla zpracována pro hlubší pochopení dané problematiky na základě podnětů vedoucího práce. Pro zpracování této teoretické části sloužily zdroje uvedené v citacích práce, zejména publikace Bridge launching [28] od autora Marco Rosignoli. Na úvod je důležité zmínit, že rešerše je zaměřena pouze na betonové vysouvané mosty.

### 4.1 Historie technologie

Zatímco u ocelových konstrukcí byla tato metoda již roky známa, první pokus související s metodou výsuvu betonové předpjaté konstrukce proběhl v roce 1959 při výstavbě mostu přes řeku Angre. Na této stavbě byly nejprve vyrobeny segmenty, které byly jeden po druhém posouvány po dřevěné skruži ze skládky do jejich finální pozice. Následně byly segmenty spojeny dobetonávkou a poté doplněny ještě o vnější kabely předpětí.

Za první realizaci pomocí metody výsuvu nosné konstrukce tak jak ji známe dnes, je považován most přes řeku Caroni ve Venezuele z roku 1962. Oproti předchozímu pokusu zde nebyla použita dřevěná skruž. Místo toho byly segmenty sestaveny za opěrou, kde byly doplněny o kabely vnějšího předpětí. Takto vystrojená konstrukce byla následně vysouvána pomocí vysouvacího nosu a dočasných pilířů. Konstrukce byla vysouvána po olejem mazaných dřevěných kolejnicích snižující tření mezi mostovkou a spodní stavbou.



Obrázek 44 - Most přes řeku Caroni (Venezuela 1962) [77]

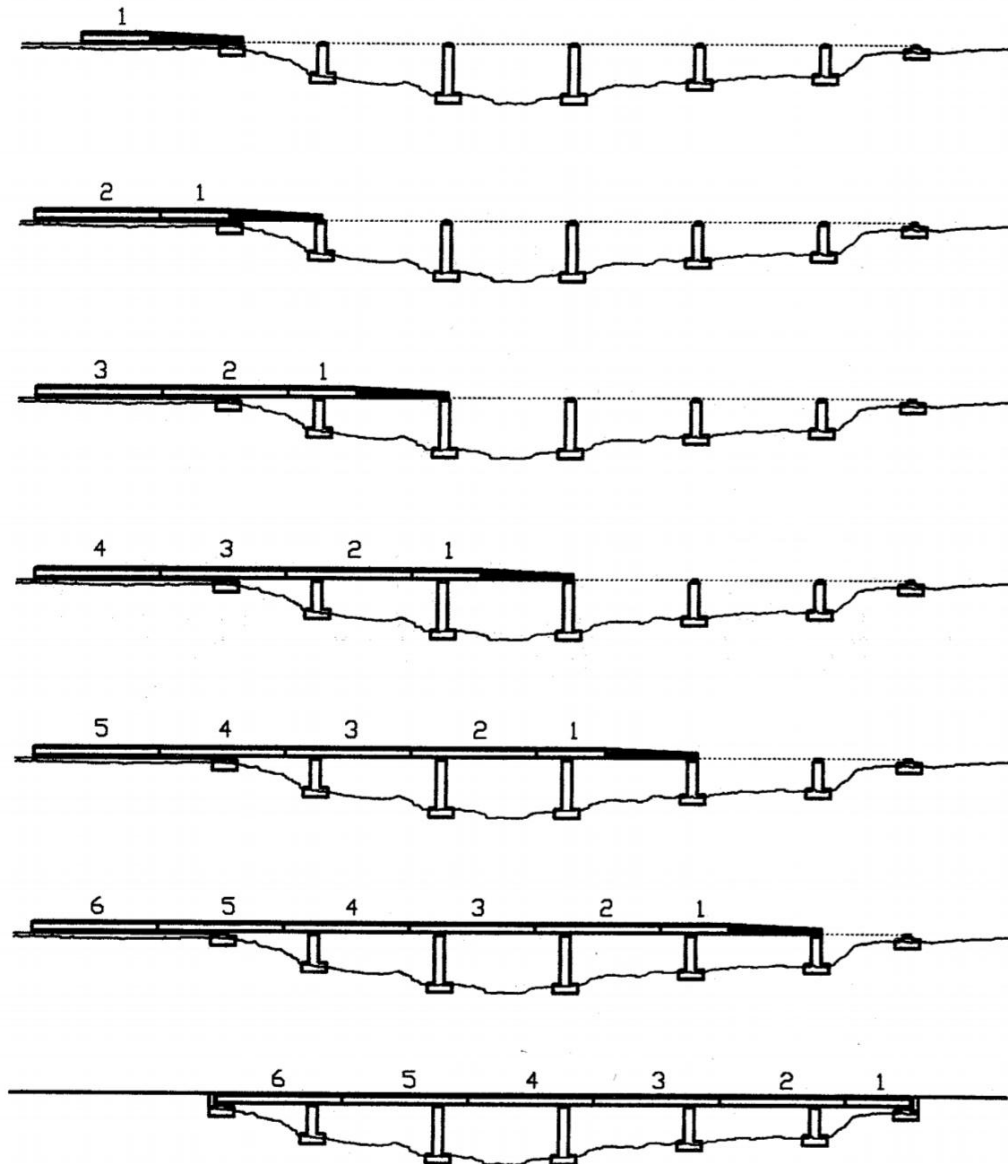
Obě tyto realizace byly dílem prof. Dr. F. Leonharda a jeho partnera Willi Baura, kteří si po několika dalších realizacích, nechali tuto metodu v roce 1967 patentovat. Díky komerčnímu rozšíření teflonu, jehož nízký součinitel tření na kontaktu s ocelovým plechem umožňuje vysouvat těžší konstrukce o větším rozpětí polí a díky značné rychlosti výstavby, se tato metoda celosvětově rozšířila.

## 4.2 Popis technologie

Technologie vysouvané konstrukce je moderní metoda stavby mostu, která využívá značné mechanizace. Jedná se o postup výstavby, kdy je nosná konstrukce mostu realizována za jednou nebo oběma opěrami. Následně je pomocí hydraulických zařízení a kluzných ložisek konstrukce vysouvána do finální polohy, kde je konstrukce vystrojena vybavením mostního svršku. Konstrukce takto může být vysouvána po své délce, ale také v příčném směru, například z dočasných podpor.

Jedná se o metodu vhodnou pro rozpětí okolo 30-50 m, avšak v odůvodněných případech a za použití vhodného vybavení je možné vysouvat i pole délky až 150 m. Konstrukční výška se u vysouvaných konstrukcí volí v rozmezí 1/10 - 1/14 rozpětí nejdelšího pole. Obzvláště ekonomická se tato technologie jeví v případě, kdy je použita pro výstavbu dlouhých estakád sestávajících se z velkého množství polí. Dalšími důvody pro volbu tohoto postupu výstavby může být komplikovaný přístup pod nosnou konstrukci nebo například rychlost výstavby.

Tato metoda výstavby je pak charakteristická tím, že dochází ke změnám statického systému v konstrukci během výstavby. Zvolený příčný řez se postupně nachází jak nad podporou, tak po několika posunech i v poli což vede ke značným změnám v jeho namáhání. Z tohoto důvodu je potřeba celou konstrukci pro dobu výstavby centricky předepnout, což vede k nutnosti použít velké množství předpínací výztuže. Dle zdroje [21] využívá konstrukce realizovaná tímto postupem až o 20 % více předpínací výztuže než obdobná konstrukce postavená jinými technologiemi.



Obrázek 45 - Schéma postupu výstavby vysouvaných mostů [28]

Zároveň s sebou tato technologie přináší i další nevýhody. Omezením může být půdorysný tvar konstrukce nebo proměnný příčný řez. Obecně je tato metoda vhodná pro konstrukce s konstantním příčným řezem, konstantním podélným sklonem a půdorysnou křivostí.

Výsuvem nosné konstrukce také dochází ke značnému namáhání konstrukcí spodní stavby vlivem horizontálních sil vzniklých třením v ložiscích. Jejich vliv roste s výškou pilířů. To znamená vyšší nároky na konstrukci spodní stavby, popřípadě nutnost dočasných konstrukcí zajišťujících stabilitu konstrukce.

## 4.3 Geometrie konstrukcí

Metoda výsuvu nosné konstrukce přináší do návrhu samotné konstrukce omezení geometrie konstrukce vycházející z postupu výstavby. Jak již bylo zmíněno v obecné charakteristice této metody, je vhodné volit půdorysné a sklonové poměry se stálou křivostí v celé délce konstrukce. Tento požadavek vychází ze skutečnosti, kdy každý další příčný řez kopíruje trajektorii svého předchůdce, tedy je vysouván po stejných prvních na stejných podporách. Vhodné je s ohledem na realizovatelnost mostu volit konstrukce přímé nebo konstantně zakřivené. Konstantní zakřivení pak může být aplikováno na půdorysnou osu nebo niveletu mostu, nebo v obou případech.

Obdobné je to s příčným řezem. Jelikož se každý průřez konstrukce posouvá z výroby do své finální pozice, dochází ke změnám jeho polohy a charakteru namáhání konstrukcí. Protože průřezy procházejí od nadpodporových oblastí skrze středy jednotlivých rozpětí je vhodné volit po délce konstantní průřez. U takto zvoleného průřezu se snižuje počet možných kombinací namáhání a usnadňuje se návrh předpětí. V opačném případě, například pokud rozpětí jednotlivých polí po délce roste, je možné navrhnou proměnný průřez, který konstantně snižuje svoji výšku, aby ve finálním stavu odpovídal poměr výšky nosníku konstrukce ku rozpětí pole.

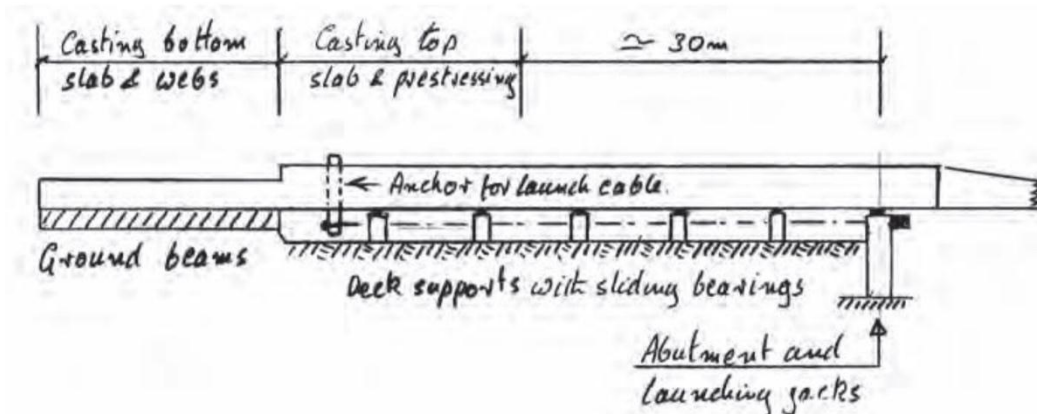
Pro návrh geometrie příčného řezu je pak nutné rozmyslet, jakým způsobem bude konstrukce vysouvána. Konkrétně zda bude docházet ke kontaktu mezi konstrukcí a vysouvacími přípravky na spodním líci průřezu nebo zda bude k tomuto kontaktu docházet na spodním líci mostovky. Těžké betonové předpínané konstrukce je běžné vysouvat po spodních vláknech průřezu. Druhý zmiňovaný způsob je pak možné použít pro podstatně lehčí ocelové konstrukce, které mají například proměnnou výšku. V obou těchto případech je nutné zajistit rovnoměrné podepření konstrukce. U betonových konstrukcí je vhodné navrhovat průřez s rovným podhledem, aby nedocházelo k nadměrnému namáhání jednotlivých vysouvacích zařízení, nežádoucímu namáhání spodní stavby a s tím spojenými komplikacemi během výstavby.

## 4.4 Výroba segmentů

### 4.4.1 Výrobna

Výrobnu betonových lamel je obvykle vhodné umístit zhruba 30,0 m za opěru. Tato vzdálenost je volena jednak s ohledem na jednodušší sestavení vysouvacího nosu, zároveň pak pro vytvoření dostatečné hmoty za opěrou bránící překlopení konstrukce během výsuvu prvního pole. Další výhodou výroby umístěné ve velké vzdálenosti za opěrou je také větší stáří betonu, kdy narůstá jeho pevnost a snižuje se vliv reologických jevů. V případě, kdy není

možné výrobu umístit v dostatečné vzdálenosti za opěrou, je potřeba v délce prvního pole sestavit dočasné podpory nebo částečného podsukružení.



Obrázek 46 - Schéma výroby [21]

#### 4.4.2 Výroba

Doba jednoho cyklu výroby a výsuvu lamely se volí mezi 7 - 10 dny. Délka jedné betonované lamely se obvykle volí jako 1/3 až 1/2 rozpětí pole, v případě větších rozpětí například 1/4 délky pole [21]. V absolutních číslech se pak jedná zhruba o délku 20 - 30 m, která odpovídá právě výkonosti výroby v daném čase jednoho cyklu. Zároveň se velikost lamel volí v ideálním případě tak, aby ve finální poloze nebyly pracovní spáry umístěny v místech maximálních ohybových momentů. Dalším omezením pro velikost lamel je samozřejmě tvar příčného řezu, zvolená forma výroby a přípustná velikost výroby.

Deskový a dvoutrámový průřez je obvykle betonován naráz v jediném bednění. Pro mosty se složitějším příčným řezem, jako jsou jednokomorové a vícekomorové nosníky, se volí postup výstavby sestávající se z více fází. Nejčastěji se pro komorové nosníky volí dvoufázový postup, kdy je nejprve zhotovena spodní deska společně se stěnami komory a v druhé fázi teprve dobetonována horní deska.

Betonáž jednotlivých fází může probíhat v jediné sekci výroby nebo ve dvou po sobě navazujících sekcích. V prvním případě jde především o jednodušší příčné řezy nebo konstrukce menších rozměrů. V druhém případě se jedná o metodu zvláště vhodnou pro konstrukce velkých rozměrů. Při tomto postupu dochází k rozdělení pracovních postupů do dvou pracovišť, kdy zároveň dochází ke zkrácení času potřebného k dokončení jednoho cyklu. Na prvním stanovišti se obdobně jako v předchozím případě zhotovuje spodní deska a stěny nosníku, následně se konstrukce posune o jednu lamelu k dalšímu stanovišti, kde je nejprve dobetonována horní deska a následně vneseno předpětí. Výhodou této metody je větší stáří betonu, kdy beton spodní desky je v době předpínání a vysouvání již dva cykly starý, tedy bude lépe těmto vlivům vzdorovat. Nevýhodou jsou větší požadavky na rozměry výroby.

Samotná realizace nosné konstrukce ve výrobě může probíhat několika způsoby. Postupně, tedy po vyrobení každé další lamely, následuje výsuv o její délku, čímž dochází k uvolnění výroby. Dále je možné realizovat více lamel, nebo delší úsek konstrukce, který je následně vysunut například na délku celého jednoho pole. Popřípadě dle zdroje [28] existují i způsoby, kdy je výroba umístěna daleko za opěrou, čímž na vzniklém prostoru vzniká zásobník. Nová část konstrukce je vyráběna do tohoto zásobníku, kdy po jejím dokončení je spojena s již vysouvanou konstrukcí a následně vysunuta o její vzdálenost.

Důležitým aspektem výroby je její založení a kvalita bednění. S ohledem na neustále se opakující cykly bednění, vyztužování, betonáže, odbedňování a posunů konstrukce, dochází ke značnému namáhání bednicích konstrukcí, u kterých není s ohledem na charakter technologie možné tolerovat velké odchylky. Bednění tedy musí být velice přesné a dostatečně odolné. Přesnost a kvalita povrchu na jehož líci dochází k výsuvu ovlivňuje samotný posun a jím vzniklé namáhání konstrukce.

#### 4.5 Způsob výsuvu

Způsob, jakým je konstrukce vysouvána, je obvykle volen podle hmotnosti a délky konstrukce. Dalším rozhodujícím atributem může být cena jednotlivých komponentů, technologická náročnost postupu nebo požadavky na rychlost výstavby. Pro lehké konstrukce jako například ocelové nosníky a krátké betonové nebo spřažené nosníky se jako vhodná technologie ukazuje tažení konstrukce. Pro konstrukce větších hmotností, tedy pro menší rozpětí předpjatých betonových průřezů, je vhodnější použít metodu, kdy je přesouvajícími se hydraulickými písty tlačeno na zadní část konstrukce. V případě velkých mostů a velkých hmotností se pak používají metody postupného vysouvání využívající složité strojírenské zařízení. Všechny uvedené postupy vyvozují velké namáhání spodní stavby, zejména pak opěry, ze které je výsuv prováděn. Na tuto skutečnost by měla být opěra navržena, popřípadě zvolena jiná metoda výsuvu.

Dalším důležitým aspektem výsuvu je jeho orientace v podélném směru. Pokud to prostorové poměry umožňují, je vhodnější volit výsuv ve směru do kopce, u kterého konstrukce neklade takové nároky na brzděné systémy. Zároveň se u výsuvu do kopce lépe kontroluje pohyb vysouvané konstrukce. Směr výsuvu pak může být dalším vodítkem pro volbu vysouvací techniky.

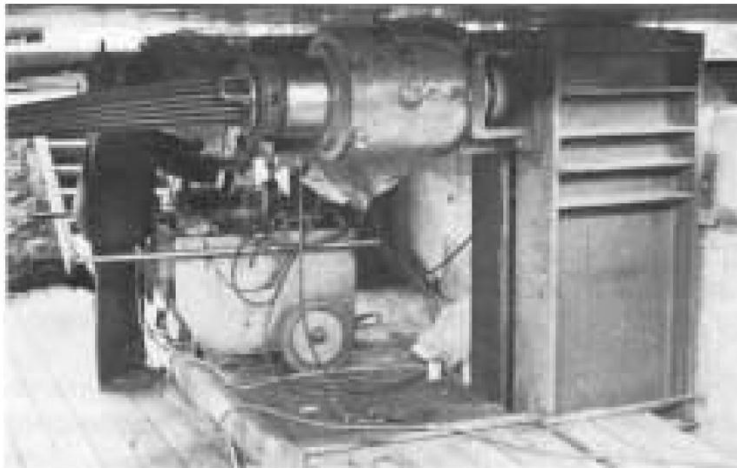
Proces samotného výsuvu by měl být kvalitně monitorován. Jednotlivé deformace by měly být neustále kontrolovány a srovnávány s předpokládanými hodnotami pro odhalení možných problémů jako je například nesymetrické zatížení spodní stavby, nadměrné deformace pilířů



nebo výchylka z předpokládané trasy výsuvu. Včasným odhalením těchto skutečností může být výsuv zastaven dříve, než dojde k trvalému poškození stavby.

#### 4.5.1 Tažení

Metoda tažení je obvykle volena kvůli své jednoduchosti a ve srovnání s ostatními metodami nejnižšími finančními nároky. Jedná se o postup, kdy jsou k vysouvané konstrukci pomocí různých přípravků připevněny předpínací lana nebo tyče. Předpínací prvky jsou dále vedeny po směru výsuvu k místu, kde jsou na opěře osazena tažná zařízení. Vnášením tahu do předpínacích prvků dochází k rozpohybování konstrukce.

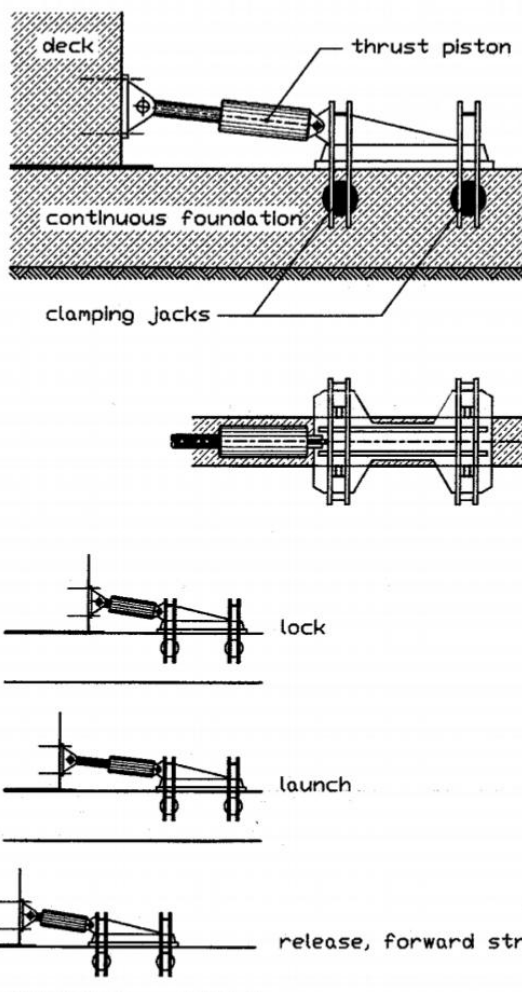


Obrázek 47 - Tažné zařízení [78]

Vysouvaná konstrukce je po celou dobu usazena na kluzných ložiscích, což v případě podélných sklonů přesahující tření ložisek vyvolává potřebu osazení brzdného systému. Brzdový systém slouží k zachycení nechtěného posunu konstrukce v případě, kdy například dojde k poškození tažných zařízení. Aplikace brzdného systému je nutná u konstrukcí jejichž výsuv je provozován shora dolů. Velkým nedostatkem tohoto postupu je pak neproveditelnost výsuvu “vzad” v případě problémů během výsuvu.

#### 4.5.2 Tlačení

Pro tuto metodu výsuvu je v porovnání s tažením potřeba nasazení sofistikovanější mechanizace. Obdobně jako v prvním případě je konstrukce osazena na kluzných ložiscích, zároveň je ale nutno podél výrobní linky osadit prvky sloužící k “uzamčení” tlačného zařízení. Samotné zařízení je připevněno na zadní plochu poslední lamely. Skládá se z kotvy připevněné k vysouvané konstrukci a uzamykací paty pohybující se po předem připravené trajektorii. Tyto dva prvky jsou spojeny hydraulickým pístem. Vnesením tlaku do pístu dojde k jeho roztažení a v důsledku toho se konstrukce posune. V dalším kroku se písty zasunou, dojde k přesunu uzamykací paty do nové pozice a následnému uzamčení.



Obrázek 48 - Schéma tlačného zařízení [28]

Prvky pro uzamčení tlačného zařízení jsou obvykle tvořeny ocelovými kolejnicemi s vhodně orientovanými zářezy. Protože se jedná o liniový prvek v celé délce výrobny, který je zároveň potřeba náležitě založit, dochází k navýšení nákladů. Obdobně jako u první metody není možné konstrukci posouvat vzad.

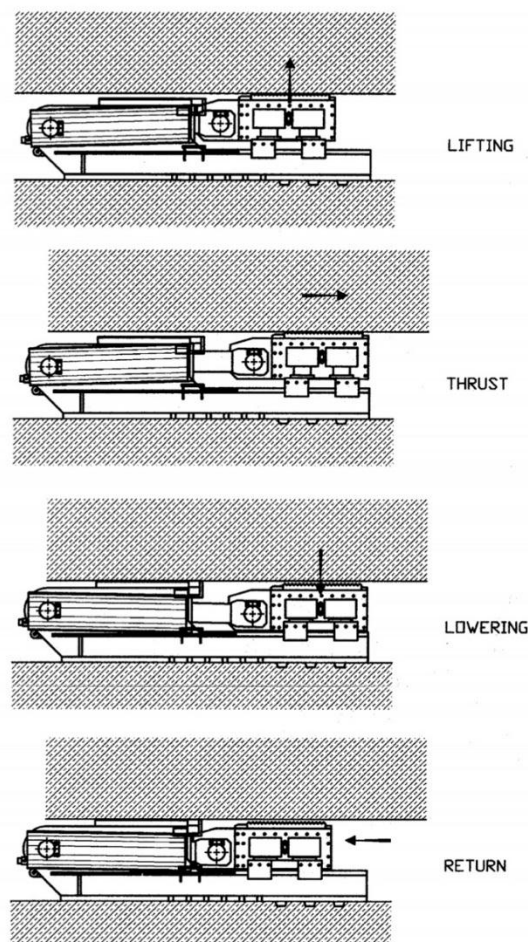
Možným příkladem výše popisované technologie je použití podobné jednotky při vysouvání směrem z kopce. Tato jednotka je zároveň vybavena brzdým prvkem. Popisované zařízení je zobrazeno na obrázku 48. Zařízení na tomto principu bylo v minulosti použito pro lehké konstrukce vysouvané směrem z kopce.

#### 4.5.3 Postupný výsuv

Další používanou metodou je postupný výsuv. Jedná se o technologicky nejnáročnější postup, kdy je potřeba zkoordinovat potřebný počet výsuvných jednotek. Tato zařízení jsou osazeny pod nosnou konstrukcí v místě opěry, ze které k výsuvu dochází, ale zároveň mohou být použity na dílčích pilířích ve snaze minimalizovat třecí síly a jejich nežádoucí efekt na

spodní stavbu. S ohledem na komplikovanost výsuvných jednotek a jejich koordinaci se jedná o postup vyžadující největší finanční nároky společně s velkými požadavky na know-how. Na oplátku pak tato metoda umožňuje vysouvat ty největší a nejtěžší konstrukce.

Výsuvné jednotky jsou komplikované strojírenské zařízení, které se obvykle sestávají z dvou hydraulických lisů (zvedací a posuvný) a vysoce lubrikované podložky umožňující pohyb zvedacího lisu bez nežádoucího tření. Postup práce této jednotky je zobrazen na obrázku 49. Postupně se jedná o fázi zdvihu konstrukce zvedacím lisem, posunu konstrukce aktivací druhého lisu, položením konstrukce zpět na podložku a v závěru deaktivaci posouvacího lisu, čímž se celá jednotka uvede do stavu před prvním krokem.



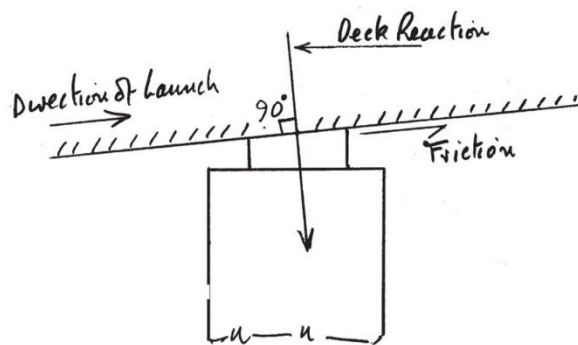
Obrázek 49 - Schéma zařízení pro postupný výsun [28]

Oproti již popisovaným postupům výsuvu je možné posunout konstrukci zpět. Další výhodou je brzdící efekt posouvacích jednotek, tedy odpadá nutnost zvláštního brzdného systému. Metoda je tak vhodná pro výsuv v kladném i záporném podélném sklonu.

## 4.6 Kluzná ložiska a vodící prvky

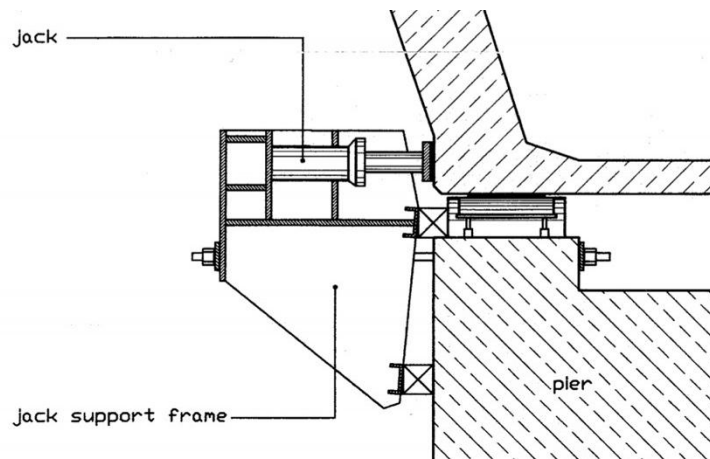
Během procesu výsuvu je obecně vhodné zajistit co nejmenší tření mezi nosnou konstrukcí a podpory. Tím je dosaženo nižší síly nutné k posunutí konstrukce, ale také ke zmenšení horizontálních sil působících na spodní stavbu. Z těchto důvodů jsou během výstavby používána tzv. kluzná ložiska. Další variantou je použití speciálně upravených trvalých ložisek nebo přípravků na principu hydraulických pístů.

Posuvná ložiska jsou betonové bloky uložené na konstrukci podpor, které jsou na vrchním líci opatřeny leštěným nerezovým plechem. Mezi tento přípravek a povrch nosné konstrukce jsou pak vkládány desky, které jsou na spodním líci opatřeny vrstvou teflonu (PTFE) snižujícím tření. Na horním líci je tato deska opatřena vrstvou gumy, která vyrovnává případné nerovnosti vysouvaného povrchu a zároveň poskytuje dostatečnou přilnavost k nosné konstrukci.



Obrázek 50 - Schéma namáhání výsuvného ložiska [21]

Dalším důležitým prvkem pro tuto technologii je systémy bočního vedení. Jedná se o zařízení udržující konstrukci v požadovaném směru při samotném výsuvu, ale také proti povětrnostním a popřípadě i seismickým vlivům. Tato zařízení mohou být tvořena jednoduchými nepohyblivými ocelovými prvky, ale také sofistikovanými prvky vybavenými hydraulickými lisami. Jedná se o prvky instalované na podpory, kde brání konstrukci v nežádoucím vybočení v horizontálním směru. Styk mezi prvky bočního vedení a nosnou konstrukcí bývá řešen obdobně jako v případě kluzných ložisek.

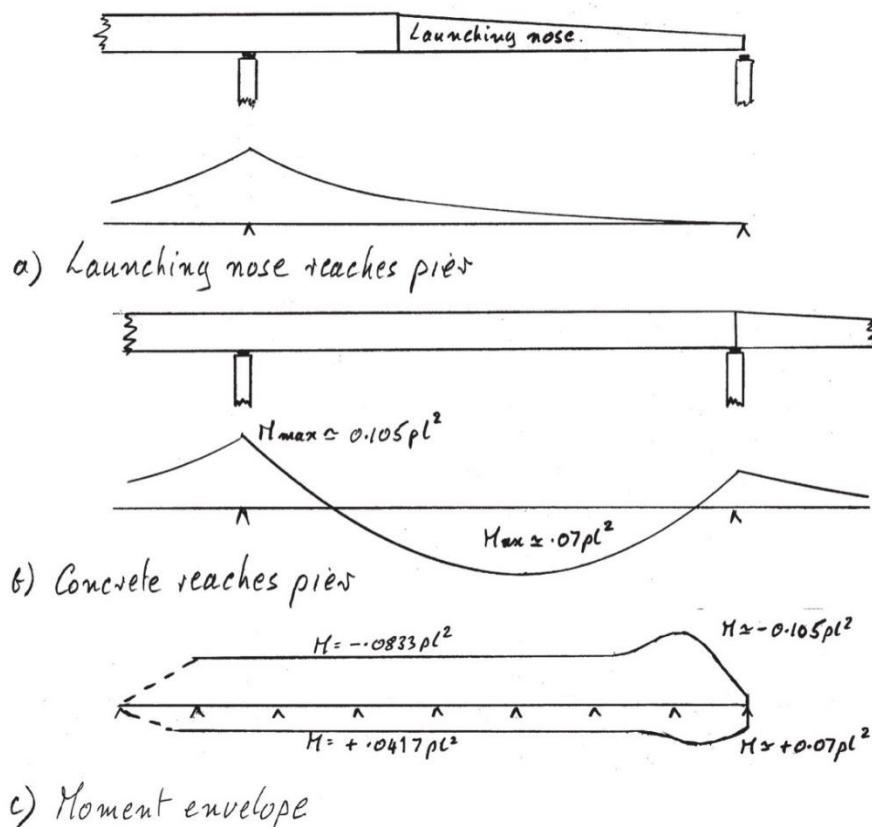


Obrázek 51 - Schéma bočního vedení [28]

#### 4.7 Průběh momentu během výsuvu

Během vysouvání konstrukce dochází k neustálým změnám statického systému. Vybraný příčný řez na konstrukci postupně mění svoji polohu a tím i hodnotu ohybového momentu a velikost posouvající síly, která na něj působí. U spojitých nosníků dosahuje nadpodporový moment hodnoty  $-1/12 \cdot f \cdot l^2$  zatímco ve středu pole dosahuje hodnoty  $+1/24 \cdot f \cdot l^2$ . Proto je potřeba navrhnout příčný řez takový, aby odolal tomuto rozsahu namáhání.

K ještě většímu rozdílu namáhání dochází v přední části vysouvané konstrukce. V těchto místech se nosník před dosažením další podpory chová jako konzola, tedy v místě první podpory dosahuje hodnoty ohybového momentu až  $-1/2 \cdot f \cdot l^2$ . K redukci tohoto extrémního namáhání se používají prostředky jako je vysouvací nástavec, montážní pylon nebo použití provizorních podpor. Nejčastěji používanou variantou je právě použití vysouvacího nosu, kdy v případech běžných délek nosu je možné konzolový moment redukovat na hodnotu  $-21/200 \cdot f \cdot l^2$ , čímž je ovlivněn ohybový moment v novém poli odpovídající hodnotě  $+7/100 \cdot f \cdot l^2$ . Graficky je tato problematika popsána na obrázku 52 níže. Obrázek obecně popisuje obálku ohybových momentů, na kterou je nutné konstrukci dimenzovat.

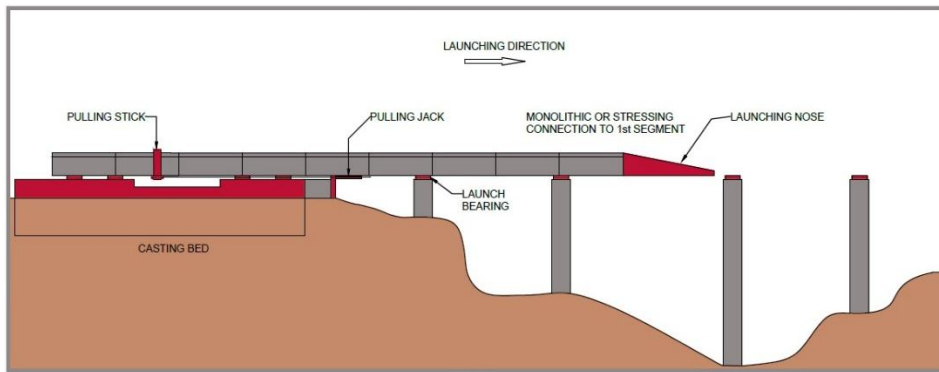


Obrázek 52 - Schéma obálky ohybových momentů vysouvaných konstrukcí [21]

## 4.8 Způsoby redukce ohybových momentů

### 4.8.1 Vysouvací nástavec - nos

Výsuvný nástavec je nejjednodušší a nejběžnější způsob redukce konzolových momentů. Obvykle je tvořen dvojicí ocelových nosníků, plnostěnných nebo příhradových, které jsou příčně ztuženy a tím zajištěny proti ztrátě stability. Díky nízké váze ocelového prvku dochází k redukci konzolového momentu před dosažením následující podpory. Stupeň redukce je závislý na délce výsuvného nosu. Při použití delšího nástavce dochází k menším konzolovým momentům, avšak zároveň roste ekonomická náročnost samotného nástavce a je tedy vhodné hledat rovnováhu mezi úsporou na předpětí a cenou ocelového nástavce.

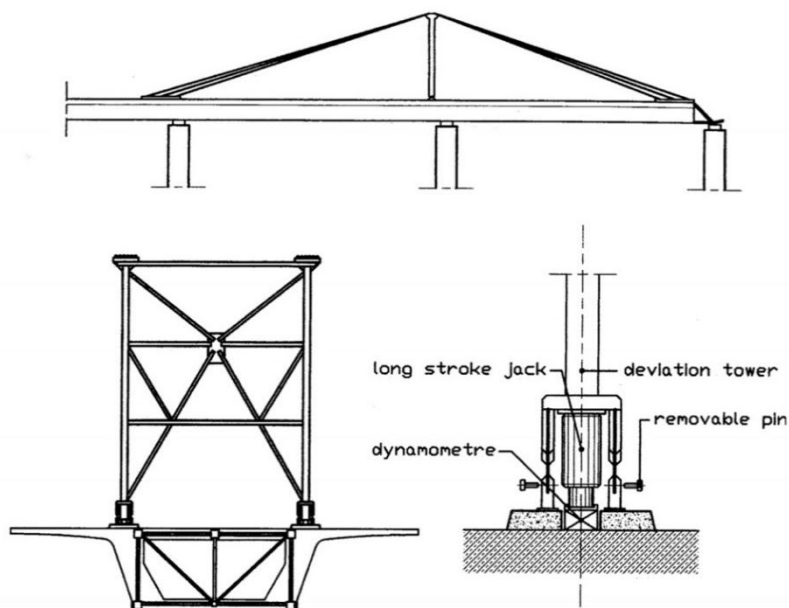


Obrázek 53 - Schéma vysouvacího nástavce [58]

Za běžné se považují vysouvací nosy délek 60-70 % nejdelšího rozpětí, dlouhé nosy pak dosahují hodnot kolem 80 % a krátké okolo 50 % délky rozpětí. Ocelový nástavec bývá k nosné konstrukci pevně připojen pomocí ocelových předpínacích tyčí. Na druhém konci bývá opatřen hydraulickými lisami, které eliminují svislou deformaci vysouvacího nosu před dosažením další podpory.

#### 4.8.2 Montážní pylon

Postup sloužící pro snížení konzolového momentu během výsuvu u delších polí, je použití montážního pylonu společně s krátkým výsuvným nosem. Montážní pylon je ocelová konstrukce, přes kterou jsou vedena závěsná lana. Lana jsou na jedné straně kotvena na přední konec nosníku a na druhé straně pak k vysouvané konstrukci. V patě pylonu je pro docílení větší efektivity systému umístěn hydraulický lis, jehož pohybováním dochází k úpravě předpínací síly v závěsech.



Obrázek 54 - Schéma montážního pylonu [28]

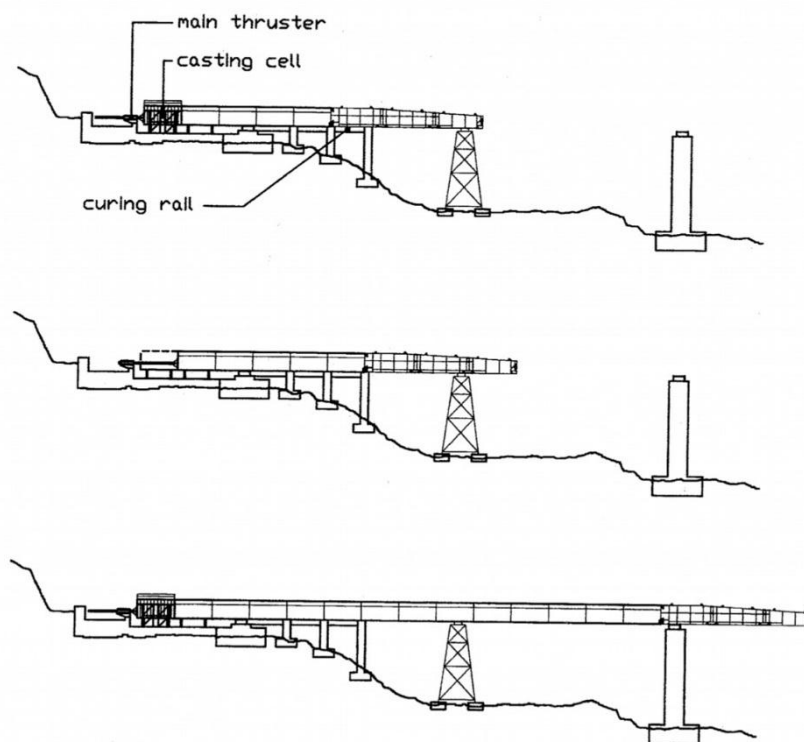
Pylon se společně s ocelovým nosem na konstrukci připevňuje před samotným výsuvem ve fázi, kdy jsou již vyrobeny alespoň dvě lamely vysouvaného nosníku, aby jeho lana bylo možné zakotvit. Tato skutečnost tedy klade větší nároky na velikost výroby. Pata montážního pylonu se umísťuje tak, aby se pylon nacházel jen několik málo metrů před první opěrou ve chvíli, kdy vysouvací nos dosáhne nové podpory. Výška pylonu se volí v závislosti na délce pole a délce výsuvného nosu dle vztahů níže. Délka výsuvného nosu obvykle odpovídá 50 % délky nejdelšího pole.

$$0,4 \leq \frac{L_n}{L} \leq 0,6 \quad (01)$$

$$0,4 \leq \frac{h_t}{L - L_n} \leq 0,44 \quad (02)$$

### 4.8.3 Dočasné podpory

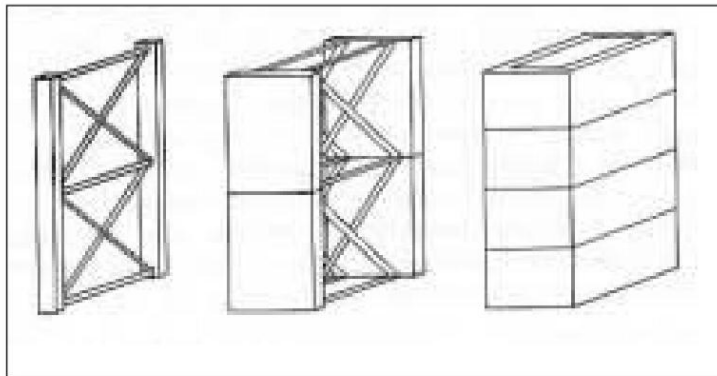
Pro rozpětí polí přesahující délku 50,0 m může být výhodné použití mezilehlých montážních podpor. Vložením montážní podpory je docíleno rozdělení pole na menší rozpětí, čímž zároveň dojde ke zmenšení konzolového momentu nad první podporou. Tento systém byl často používán u prvních vysouvaných mostů, avšak v dnešní době se používá stále méně. Za vhodný ho lze považovat ve specifických případech, kdy je nutné překlenout dlouhá rozpětí. Zdroj [78] uvádí ekonomičnost dočasných podpor do 40 m jejich výšky.



Obrázek 55 - Schéma použití dočasných podpor [28]



Montážní podpory u prvních vysouvaných mostů byly zhotoveny monoliticky z železobetonu. Takovéto řešení se však ukázalo nákladné a zdlouhavé. Ekonomicky výhodnější bylo použití ocelových dočasných podpor, které jsou lehčí, umožňují demontáž a opakované použití. Nevýhodou ocelových podpor jsou větší elastické deformace oceli oproti betonu a také větší citlivost vůči teplotě. Nejvhodnějším řešením se ukazuje použití kombinace těchto materiálů využívající jejich předností. Železobeton se používá jako materiál pro dvojici svislých stěn, zatímco ocelové prvky slouží jako ztužení. Další alternativou je použití ocelových trub plněných betonem. Tyto systémy mohou být použity jako modulární prvky umožňující opakované použití a vysokou rychlost výstavby.



Obrázek 56 - Schéma příkladů dočasných podpor [78]

## 4.9 Předpětí

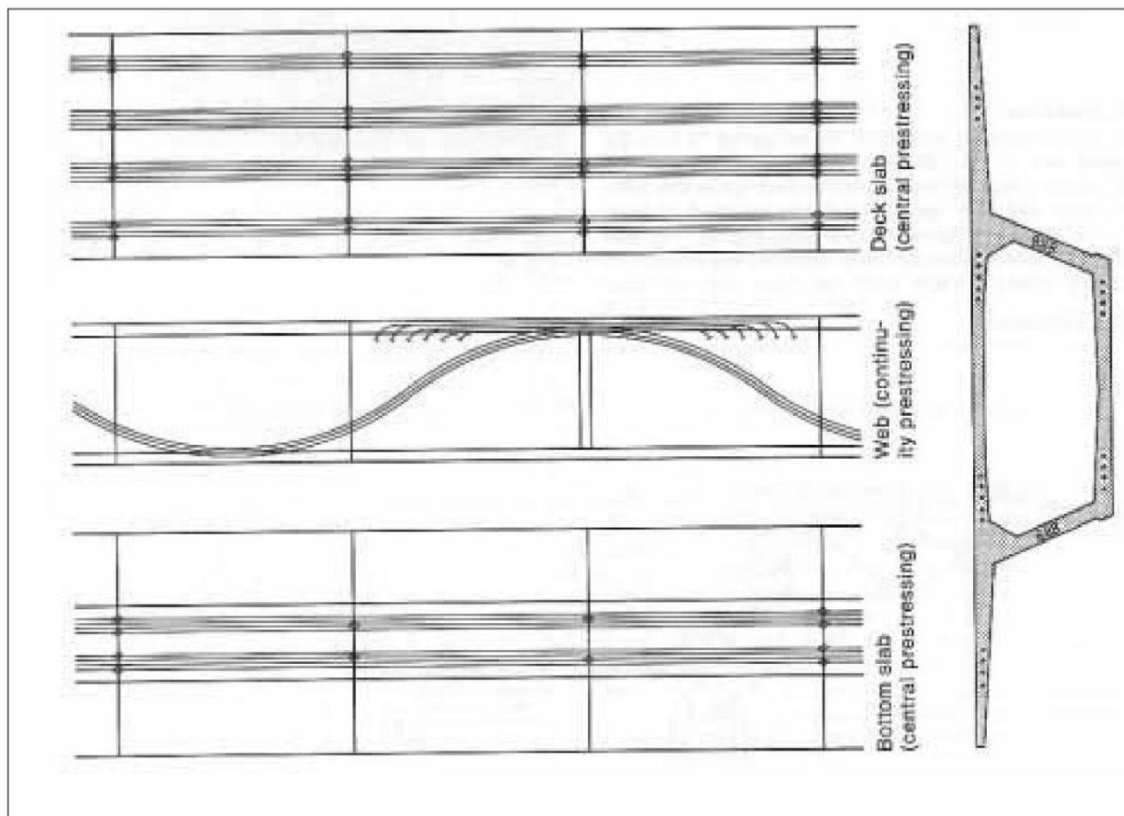
S ohledem na neustále se měnící polohu vysouvané konstrukce během stavby, není možné navrhnout předpínací výztuž pouze na finální stav mostu, ale také na všechny fáze výstavby. Pro montážní stav je vhodné použít centricky vedené předpětí, které se však pro finální stav jeví velmi neekonomické. Po vysunutí do finální polohy je charakter předpětí upraven, aby odpovídal účinkům zatížení v provozní fázi.

U dlouhých vícepolových mostů se používá postup, kdy je sestavena obálka ohybových momentů od vlastní tíhy a staveništního zatížení. Na tuto obálku, jejíž hodnoty jsou popisovány v kapitole 4.7, je následně navrženo centrické montážní předpětí. Takto předepnutá konstrukce je postupně vysunuta do výsledné polohy, kde je montážní předpětí doplněno o kabely spojitosti a potřebné příložky. Naopak je uvolněno nežádoucí předpětí v některých kabelech montážního předpětí.

### 4.9.1 Montážní předpětí

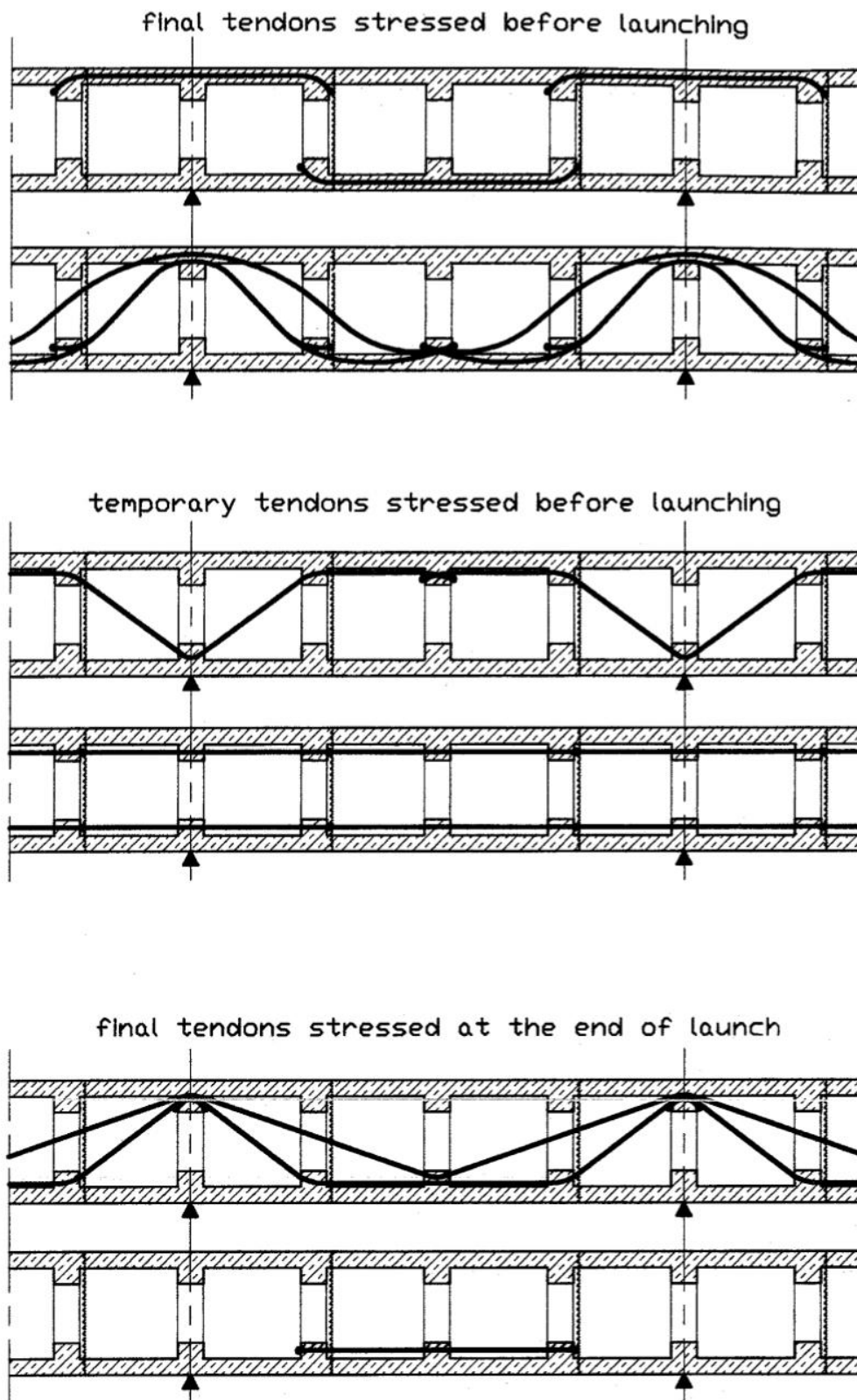
Kabely centrického předpětí jsou obvykle vedeny v horní a spodní desce komorového průřezu. Pokud to podmínky dovolují, je vhodné vést kabely spodní desky skrze délku tří lamel, zatímco u horních lamel se jedná o délku dvou lamel (viz obrázek 57). Použití takto krátkých

kabelů vede k vyšší efektivitě ve výrobě, nižší tlakové síle vnesené do mladého betonu a snazšímu postupu při uvolnění nežádoucích kabelů do finálního stavu. Zároveň se snižují síly, jež je nutné podchytit v kotevních oblastech, což snižuje rozměry kotevních bloků i tloušťku samotné desky.

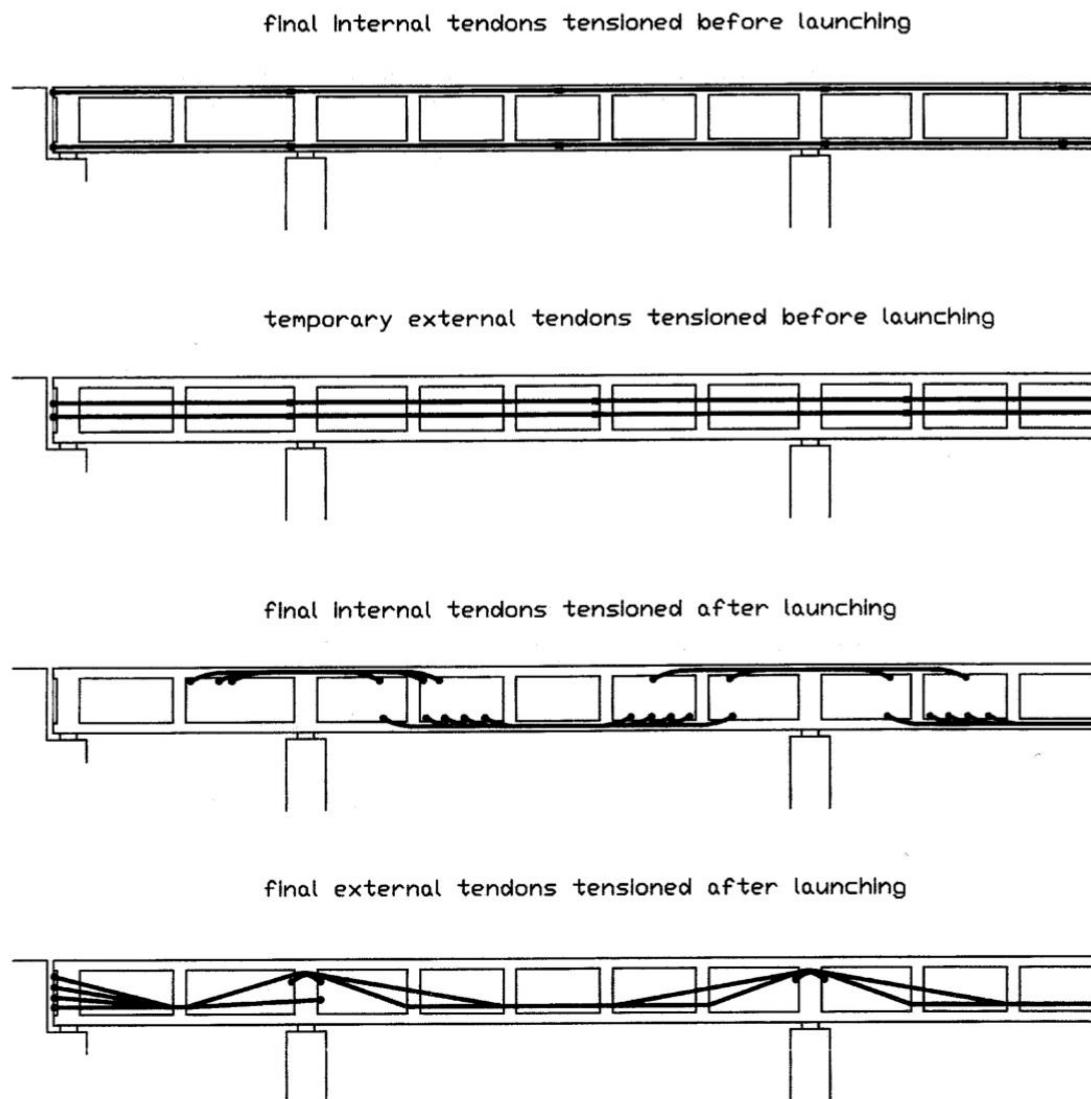


Obrázek 57 - Schéma vedení předpětí v příčném řezu [78]

Pro montážní stav se dále používají i další způsoby předpětí, které jsou navrhovány ve snaze o úsporu předpínací oceli. Lze použít způsob, kdy je část předpětí vedena v definitivním parabolickém tvaru ve stěnách komory. K definitivním kabelům jsou pak přidány kabely volného předpětí vedené uvnitř komory, avšak s inverzní orientací. Výsledný účinek těchto kabelů je centrický. Po vysunutí konstrukce jsou aplikovány zbývající kabely spojitosti a vnější kabely předpětí jsou odepnuty, viz obrázek 58 zdroje [28]. Popřípadě lze použít přímo vedené nesoudržné kabely, které po dokončení výsuvu budou uvolněny a následně napnuty v nové poloze jako finální kabely spojitosti, viz obrázek 59.



Obrázek 58 - Schéma vedení předpínací výztuže během fází výstavby 1 [28]

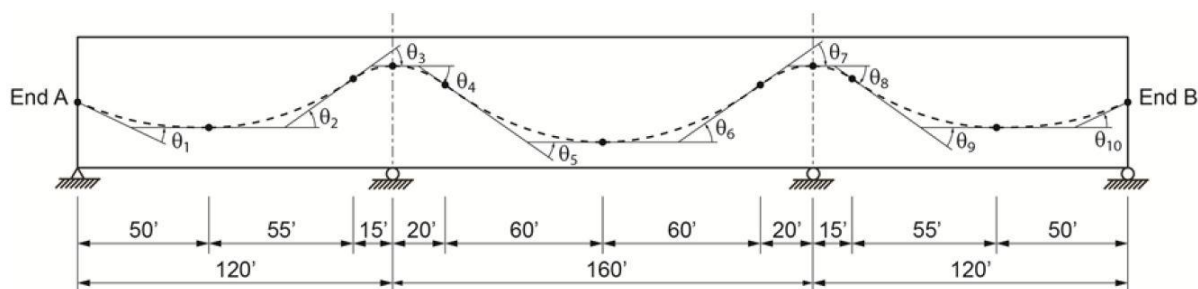


Obrázek 59 - Schéma vedení předpínací výztuže během fází výstavby 2 [28]

Dalším způsobem může být použití nesoudržných kabelů předpětí, které jsou vedeny mimo příčný řez komorového nosníku. Toto řešení je vhodné především u dlouhých rozpětí a stlačených stavebních výšek. Zdroj [21] dále uvádí způsob, kdy jsou pro montážní stav předpětí použity nesoudržné kabely vedené podél neutrální osy, které jsou po vysunutí konstrukce přemístěny do finální polohy. Odpovídající tvar kabelů spojitosti je docílen pomocí hydraulických lisů. V současnosti nepříliš používaným způsobem je pak použití předpínacích tyčí jako dočasné vnesení předpětí.

### 4.9.2 Finální předpětí

Výslednice finálního vedení předpínací výztuže odpovídá tvaru běžných kabelů spojitosti, používaných u spojitých nosníků, viz obrázek 60. Běžně se používají soudržné i vnější kabely předpětí. Vhodným řešením z hlediska ekonomiky stavby, je nejprve uvolnění přebytečných kabelů centrického předpětí, které jsou následně aplikovány v nové trase jako definitivní kabely.



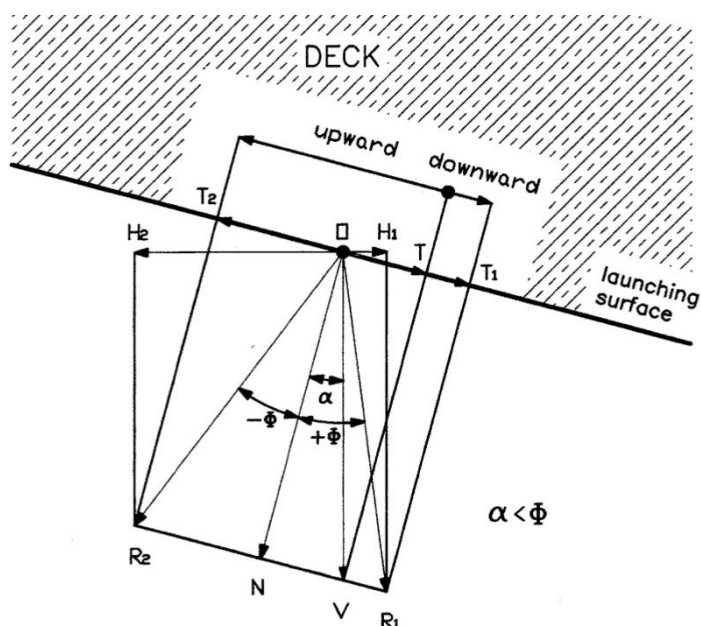
Obrázek 60 - Schéma vedení kabelu spojitosti [69]

U mostů do rozpětí 150 m se obvykle používají systémy, kdy je kabel spojitosti napínán z obou stran ve snaze minimalizovat ztráty předpětí zapříčiněné třením v kanálku. U dlouhých rozpětí jsou používány systémy vnějšího předpětí skládající se z lan překlenujících rozpětí dvou až tří polí, které jsou napínány v kotvách umístěných v nadpodporových příčnicích.

### 4.10 Vliv výsuvu mostovky na spodní stavbu

V případě vysouvaných konstrukcí je nutno navrhovat spodní stavbu nejen na účinky zatížení v provozní fázi, ale také musí být zohledněn postup výstavby. Během výstavby je hlava pilíře namáhána vodorovnou silou vznikající třením konstrukce o výsuvné ložisko. Dle zdroje [21] je tato síla pro účely návrhu uvažována jako 5,0 % ze svislé reakce působící v ložisku. Dále je pak nutné uvažovat vliv podélného sklonu vysouvané konstrukce. Účinek odpovídající podélnému sklonu je pak s hodnotou tření sčítán dle vzorce (03).

$$H = -\overline{OV} \times \frac{\cos \alpha}{\cos \varphi} \times \sin(\alpha + \varphi) \quad (03)$$



Obrázek 61 - Rozbor sil působící na hlavu pilíře [28]

S ohledem na vzpěrnou délku pilíře dochází ke značnému namáhání pilíře po jeho délce, ale také v místě založení. Na tyto účinky je nutné navrhnout průřez pilíře. V opačném případě je nutné pilíře během stavby dočasně podepřít. Ohybové účinky na pilíři lze snížit osazením posuvacích zařízení, popisovaných v kapitole 4.5.3, na hlavu každého pilíře. Jednodušší variantou je osazení posuvného ložiska takovým způsobem, kdy bude osa ložiska předsazena ose pilíře. V takovém případě je ohybový účinek vodorovné síly redukován účinkem svislé reakce na excentricitě os.

#### 4.11 Další požadavky na spodní stavbu

Pilíře vysouvaných konstrukcí musí umožnit osazení zvedacích zařízení sloužících k úpravě ložisek. Jedná se zejména o nahrazení posuvných ložisek za ložiska finální po vysunutí konstrukce, ale také pro nadzvednutí konstrukce v případě, kdy dojde k zablokování ložiska pro opravu či výměnu. Tato zařízení je pro omezení ohybových momentů vhodné umísťovat co nejbližže ose pilíře. Alternativou je použití dvou menších zvedacích lisů umístěných po stranách výsuvného ložiska v podélném směru.

Nadměrné deformace pilířů vzniklé například zablokováním ložisek musí být pečlivě hlídány. Stavba využívající tuto metodu by měla být vybavena systémy umožňující okamžité zastavení výsuvu v případě, kdy dojde k nežádoucím jevům, aby bylo možné zabránit trvalému poškození spodní stavby.

## 4.12 Závěr rešerše

Přestože se jedná o technologii jejíž myšlenka je již 60 let známa, možnosti její aplikace jsou stále otevřené. Jedná se o poměrně rychlou metodu výstavby vhodnou zejména pro dlouhé mosty. Metodu, jejíž možnosti jsou velkou výzvou pro každou dotčenou profesi. Dle níže uvedených slov pana Rosignoliho, technologický pokrok nám umožňuje realizovat konstrukce, které byly jen před několika lety nepředstavitelné.

*“On the other hand, technological progress has permitted realizations that were unimaginable just a few years ago, and technological implications of these high-tech construction methods will continue to influence the design aspects more and more.” [28]*



Obrázek 62 - Vysuv mostu přes údolí Val Restel (Itálie, půdorysný oblouk  $R = 150$  m) [28]

## 5 Variantní řešení

Tato kapitola je věnována dopracování vybraných variant, pochopení jejich chování, získání lepší představy o vizuální stránce konstrukce a následnému výběru finálního návrhu. Pro obě varianty byla rozpracována schémata příčných řezů s předběžným návrhem dimenzí. Dále byly vytvořeny zjednodušené výpočetní modely postihující chování dokončené konstrukce, ale také kritické fáze výstavby. Z výpočetního softwaru byla následně získána předběžná vizualizace konstrukce. V závěru kapitoly budou varianty porovnány dle všech provedených kroků a vybrána varianta finální.

### 5.1 Varianta VA

První z vybraných variant je varianta VA, tedy konstrukce s rozpětím běžných polí 63,0 m a lomenou obloukovou konstrukcí nad nejvyšším místem údolí. Krajní pole jsou pak navržena v délce 49,5 a 45,0 m (viz schéma na obrázku 37).

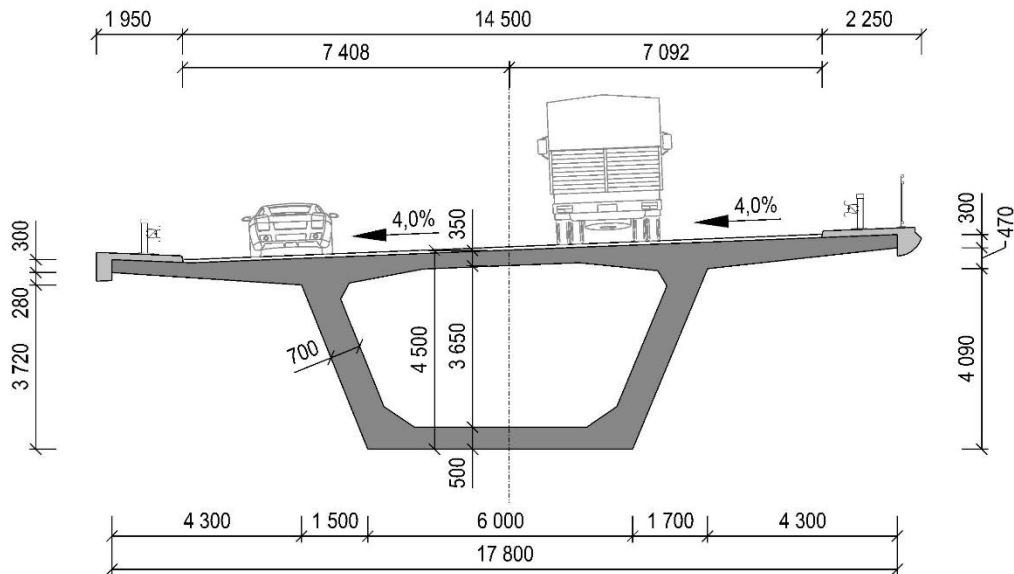
Konstrukce bude realizována metodou vysouvání z níže umístěné Dortmundské opěry. Výsuv bude probíhat na délku celého pole, konkrétně do bodu, kdy bude nejnovější podpora dosažena polovinou vysouvacího nosu. Během procesu výsuvu bude konstrukce osazena vysouvacímnosem, jehož délka byla dle zpracované rešerše stanovena hodnotou  $2/3$  pole, tedy 42,0 m.

Komorový průřez bude ve výrobě vyráběn po jednotlivých lamelách délky 21,0 m. Při zpracovávání průzkumu referenčních staveb byly nalezeny komory hmotnějšího příčného řezu, které byly vysouvány na obdobnou vzdálenost, a proto bylo přistoupeno k realizaci celého příčného řezu již ve výrobě. Po dokončení třetí z realizovaných lamel, bude nově vzniklá část konstrukce předepnuta a následně vysunuta o délku 63,0 m. Po vysunutí konstrukce do finální polohy bude po jednotlivých polích vyměněna dočasná předpínací výztuž za předpětí finální. Posledním krokem bude realizace mostního svršku a vybavení. Podrobný popis postupu výstavby je popsán v kapitole 6.5.

#### 5.1.1 Příčný řez

Výška příčného řezu byla dle doporučení zvolena jako  $1/14$  rozpětí, tedy 4,5 m. Tloušťka stěny řezu byla navržena pro možné vedení 3 kabelových kanálků v jedné úrovni. Tloušťka horní a spodní desky byla zvolena dle referenčních staveb. Kromě podélně vedené předpínací výztuže byla při návrhu tloušťky horní desky uvažována rezerva pro vedení příčného předpětí. V této fázi práce bylo pro celou konstrukci předpokládán jeden typ příčného řezu. Uspořádání mostního svršku bylo voleno dle skutečné dokumentace stavby, tedy zvyklostí Spolkové republiky Německo. Schéma předběžně navrženého příčného řezu je uvedeno na obrázku 63.



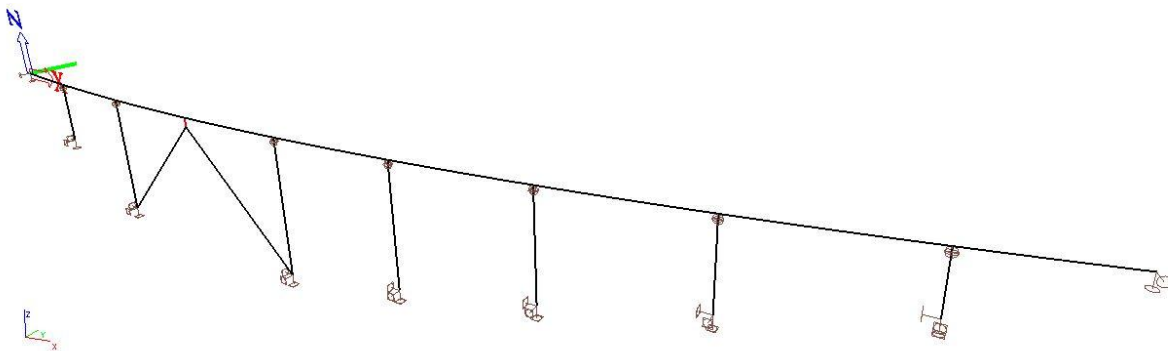


Obrázek 63 - Schéma příčného řezu varianty VA

### 5.1.2 Výpočetní modely

Celkem byly zpracovány dvě trojice zjednodušených modelů. Jedna sada byla věnována chování konstrukce modelované jako 3D prut uvažující prostorové zakřivení a podélné stoupání konstrukce. Druhá sada byla tvořena přímými prutovými modely vytvořenými ve 2D, které slouží k porovnání rozdílných přístupů v modelování a ověření správnosti získaných výsledků. Hodnoty popisující chování konstrukce a jejich srovnání s druhou postupující variantou jsou uvedeny v závěru kapitoly.

Prvním modelem každé sady byla dokončená konstrukce, na kterém bylo zkoumáno její chování. Ostatní modely popisují okamžik před a po dosažení nové podpory, tedy okamžiky, ve kterých je předpokládán maximální ohybový moment v prvním poli. Dle hodnoty tohoto namáhání pak bylo předběžně stanoveno množství dočasné předpínací výztuže centrického charakteru.



Obrázek 64 - Zakřivený prutový model varianty VA

Předběžné modely byly tvořeny ve výpočetním softwaru SCIA Engineer. Po importování čárového schématu z grafického softwaru byl konstrukci přiřazen příslušný průřez, osazeny podpory a zadáno zatížení. Pro konstrukci byl použit beton C40/50, pro nos byla použita ocel S355 a spodní stavba je předpokládána z betonu C35/45. Průřez pilířů byl předběžně stanoven jako komorový průřez s vnějšími půdorysnými rozměry 3,0 x 5,0 a tloušťkou stěny 1,0 m. Lomený oblouk je taktéž tvořen komorovým průřezem rozměrů 2,0 x 5,0 s tloušťkou stěn při kratším rozměru 1,0 m a tloušťkou desek 0,5 m.

Předběžné modely stavebních fází vznikly úpravou výše popisovaného modelu. Konstrukci byly odstraněny pole za pilířem P6 a část konstrukce byla nahrazena ocelovým vysouvacímnosem. V pozici 0,01 m před a po dosažení pilíře P6.

### 5.1.3 Předběžná vizualizace varianty VA

Z výpočetního modelu byla následně vytvořena předběžná vizualizace stavby. V prostorovém prutovém modelu byla konstrukce zkopírována do požadované vzdálenosti a zapnuto rendrované zobrazení. Tímto jednoduchým způsobem bylo možné získat lepší představu o geometrii konstrukce a prostorovém působení zvolených dimenzí. Na obrázku níže je zobrazen pohled na variantu VA z perspektivy.



Obrázek 65 - Předběžná vizualizace varianty VA

## 5.2 Varianta VB

Druhou postupující variantou je prvotní návrh konstrukce s délkou typického pole 85,0 m. Délky krajních polí mají délku 60,0 a 50,0 m, viz obrázek 32.

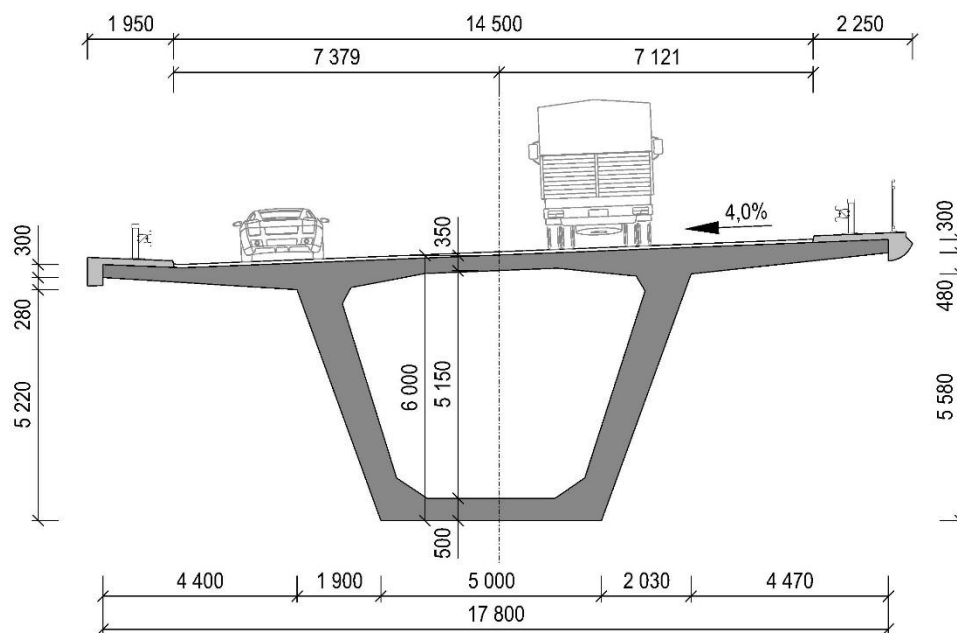
Stejně jako v případě varianty VA se jedná o vysouvanou konstrukci. Výsuv taktéž realizován z Dortmundské opěry. Rozdílem oproti předchozí variantě je ale postup samotného výsuvu. Protože je délka pole větší, je možné předpokládat možnou kolizi mezi prostorem potřebným k umístění výroby a blízkým mostem Kattenohl. V tomto případě je tedy výsuv předpokládán v délce poloviny typického pole. Výsuv bude v jedné fázi ukončen po dosažení nové podpory vysouvacímnosem a na konci následné fáze bude v tom samém místě umístěn

konec betonové konstrukce (obdobný postup jako při realizaci mostu přes Rybný potok). S ohledem na postup výstavby byl navržen vysouvací nos délky 48,0 m.

Průřez nosné konstrukce bude ve výrobě realizován ve dvou krocích s předpokládanou délkou každé lamely 21,25 m. S ohledem na hmotnost konstrukce je vhodné zvážit, zda bude vysouván celý příčný řez, nebo pouze komora, která bude konzolami vybavena až ve své finální poloze. Zbytek postupu výstavby je obdobný jako ve variantě VA. Do dokončení druhé realizované lamely bude vneseno předpětí a proveden výsuv v délce 42,5 m. Do vysunutí do finální polohy bude osazena finální předpínací výtěž a následně dokončen svršek mostu.

### 5.2.1 Příčný řez

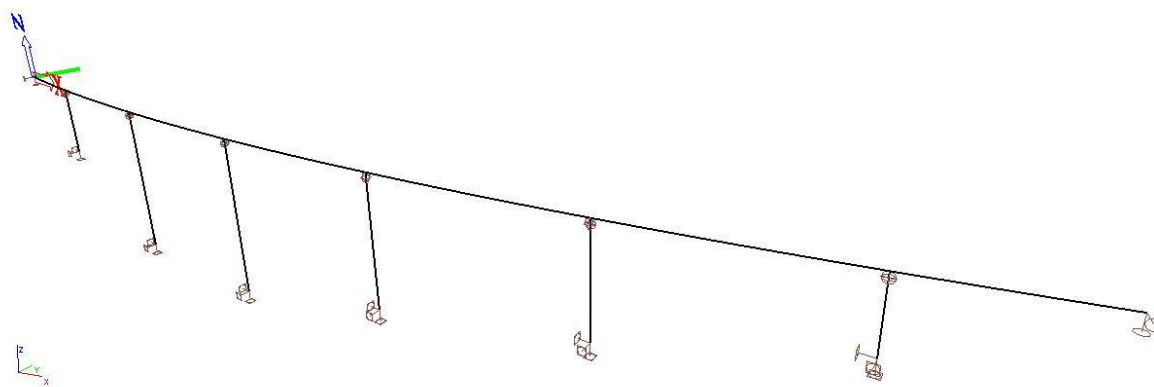
Příčný řez konstrukce byl navržen obdobného tvaru jako u varianty VA, jen s rozdílnou výškou, která byla navržena jako 6,0 m. Dalšími rozdíly oproti předchozí variantě je menší šířka komory v úrovni spodní desky a větší vyložení konzol.



Obrázek 66 - Schéma příčného řezu varianty V85

### 5.2.2 Výpočetní modely

Při tvorbě výpočetních modelů bylo postupováno stejným způsobem jako u varianty VA. Opět byly vytvořeny rovinné i prostorové sady všech tří typů modelů. V předběžném modelu byl použit příčný řez odpovídající obrázku 66, který odpovídá postupu, kdy bude ve výrobě realizován celý příčný řez a následně vysouván. Použité materiály odpovídají betonu C40/50 pro nosnou konstrukci, C35/45 pro spodní stavbu a S355 pro ocelový nos. Pilíře spodní stavby byly pro předpokládané větší zatížení navrženy jako komorový průřez půdorysného rozměru 4,0 x 5,0 m.



Obrázek 67 - Zakřivený prutový model varianty V85

### 5.2.3 Předběžná vizualizace varianty V85

Stejně jako v případě varianty VA byl ve výpočetním softwaru vytvořen rendrovaný model konstrukce, který byl následně zhodnocen po vizuální stránce. Oproti variantě VA tato konstrukce působí jednodušeji, což je způsobeno větší délkou pole a menším počtem pilířů. Zápory jsou pak samotné dimenze konstrukce, které jsou patrné především při pohledu z boku a zespoda. Za klady varianty VA lze pak označit právě použití menších dimenzí, ale především netradiční lomený oblouk.



Obrázek 68 - Předběžná vizualizace varianty V85

## 5.3 Porovnání variant

Pro zkoumání chování obou konstrukcí byla sestavena trojice jednoduchých kombinací zatížení. První kombinace popisuje chování konstrukce při společném působení vlastní tíhy, ostatního stálého zatížení, spojitého zatížení modelu LM1 umístěného v lichých polích a složek teploty. Druhá kombinace přesouvá model LM1 na sudá pole. Zatížení modelem LM1 je vkládáno ke krajní obrubě, tedy ve snaze vyvodit maximální torzní účinky. Poslední kombinace popisuje dlouhodobé chování konstrukce při působení vlastní tíhy a ostatního stálého zatížení.

### 5.3.1 Finální stav

Ve finálním stavu byly na konstrukci zkoumány deformace, průběhy ohybových momentů a reakce v podporách. Hodnoty byly zkoumány nad všemi podporami a ve středu jednotlivých polí. Hodnoty jsou řazeny ve směru od Dortmundu k Frankfurtu. Rozdílný počet polí je v tabulce vyřešen absencí hodnot v druhém a předposledním poli u varianty V85. Hodnoty deformací finální konstrukce jsou uvedeny v tabulce 2. Průběh momentů a velikost svislých reakcí jsou uvedeny v tabulce 3.

Tabulka 2 - Srovnání deformací dokončených konstrukcí

ŘEZ	CO1				CO2				CO3			
	VA		V85		VA		V85		VA		V85	
	$u_z$	$\varphi_x$	$u_z$	$\varphi_x$	$u_z$	$\varphi_x$	$u_z$	$\varphi_x$	$u_z$	$\varphi_x$	$u_z$	$\varphi_x$
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	-16,1	0,66	-11,3	0,23	-11,6	-0,17	-17,1	-0,48	-12,9	0,02	-13,3	0,02
20	-4,7	0,43	-	-	-4,9	-0,37	-	-	-4,5	0,02	-	-
25	-18,3	0,54	-	-	-26,2	-0,99	-	-	-20,7	0,04	-	-
30	-10,3	0,61	-7	0,43	-10,2	-0,5	-6,8	-0,3	-9,6	0,03	-6,5	0,02
35	-36,6	1,41	-50,9	1,3	-27,7	-0,61	-37	-0,39	-30,3	0,05	-41,6	0,04
40	-21,7	0,8	-15,2	0,59	-22,2	-0,76	-15,5	-0,53	-20,7	0,04	-14,4	0,03
45	-27,5	0,87	-35	0,69	-39,1	-1,97	-53,6	-1,79	-30,4	0,06	-40,7	0,05
50	-10,8	0,91	-15,5	0,75	-10,8	-0,72	-15,5	-0,58	-10	0,04	-14,5	0,03
55	-30,4	2,33	-52,3	2,14	-18,5	-0,64	-33,5	-0,52	-22	0,05	-39,3	0,05
60	-9,4	0,88	-11,8	0,73	-9,2	-0,59	-11,6	-0,5	-8,7	0,04	-11	0,03
65	-18,9	0,81	-30,8	0,65	-28,5	-1,11	-46	-1,09	-22,3	0,05	-36,4	0,05
70	-7,6	0,69	-8,5	0,52	-7,7	-0,51	-8,7	-0,38	-7,2	0,03	-8,1	0,02
75	-25,5	1,32	-37,8	1,11	-16,7	-0,44	-27,4	-0,26	-19,6	0,05	-30,6	0,04
80	-5,8	0,53	-4,3	0,3	-5,7	-0,4	-4,1	-0,18	-5,4	0,03	-3,9	0,01
85	-18,1	0,43	-	-	-25,6	-0,89	-	-	-20,4	0,04	-	-
90	-3,3	0,29	-	-	-3,4	-0,25	-	-	-3,1	0,02	-	-
95	-9,7	0,51	-4,4	0,16	-6,3	-0,12	-7,7	-0,32	-7,4	0,02	-5,7	0,01
100	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Z výše uvedené tabulky lze vyvodit následující závěry. Konstrukce varianty VA v běžných polích vykazuje menší svislé deformace, a naopak v krajních polích dochází k větším deformacím. Toto chování lze odůvodnit menším poměrem délky krajních polí ku běžným polím u varianty V85. Zároveň k tomuto jevu může docházet z důvodu větší tuhosti nadpodporového průřezu, kde dochází k menším pootočením. Samotná velikost svislých deformací souvisí s délkou pole.

Dalším pozorovatelným faktem je svislá tuhost odhadnutých podpor. U varianty VA dochází k větší svislé deformaci v samotné konstrukci pilířů. Podstatný je rozdíl svislých tuhostí především v Řezu 40, tedy vrcholu lomeného oblouku.

Druhou sledovanou veličinou je natočení průřezu. V tomto ohledu se jako vhodnější jeví varianta V85, v jejíchž modelech dochází k menším natočením téměř ve všech sledovaných řezech. To je zapříčiněno větší výškou průřezu a tím pádem i větší symetrie samotné komory.

Jinými slovy, komorový průřez použitý u varianty V85 lépe odolává kroutícím účinkům díky své větší torzní tuhosti.

Tabulka 3 - Srovnání vnitřních sil dokončených konstrukcí

ŘEZ	CO1				CO2				CO3			
	VA		V85		VA		V85		VA		V85	
	Rz	My	Rz	My	Rz	My	Rz	My	Rz	My	Rz	My
10	10,6	0	10,9	0	8,7	0	13,4	0	9	0	11,4	0
14	-	93,6	-	83,6	-	66,5	-	129,1	-	74,6	-	99,4
20	36,2	-156,5	-	-	37	-166,6	-	-	34,4	-150,4	-	-
25	-	68,6	-	-	-	100	-	-	-	78,3	-	-
30	68,5	-182	53,2	-317,8	68,6	-179	51,4	-290,2	65,1	-168,8	49,5	-286,1
35	-	106,5	-	218,2	-	71	-	160,5	-	83,5	-	178,7
40	-	-150,6	61,3	-346,4	-	-154,7	62,6	-362,1	-	-139,8	58,6	-329,7
45	-	70	-	138,7	-	119	-	220,3	-	83,1	-	161,7
50	69,8	-187,9	61,8	-349,5	70,2	-187,2	61,7	-348,8	65,8	-169,6	58	-320,2
55	-	111,2	-	221,3	-	61,1	-	139,5	-	75,1	-	162,6
60	41,2	-173,3	59,5	-358	40,3	-166,2	58,4	-345,4	38,3	-155,9	55,6	-327,3
65	-	67,3	-	142	-	104,7	-	204,5	-	80,9	-	163,7
70	39,2	-167,8	55,2	-331	39,4	-170,2	56,3	-346	37,1	-157,9	52,8	-318,5
75	-	100,4	-	192,7	-	66	-	143,6	-	77,3	-	157,5
80	38,4	-177,1	46,4	-258,4	38	-173,4	44,2	-228,8	35,9	-163,1	42,8	-228,4
85	-	78,1	-	-	-	-108,1	-	-	-	86,8	-	-
90	33,5	-142,5	-	-	34,7	-156	-	-	32	-139	-	-
95	-	68	-	39,2	-	43,4	-	76	-	51,8	-	54,2
100	9,2	0	8,3	0	7,3	0	10,7	0	7,7	0	8,9	0

Dle svislých reakcí v patách konstrukce spodní stavby je na první pohled patrné použití hmotnějšího průřezu na delší rozpětí polí u varianty V85. Zatímco na opěrách jsou reakce srovnatelné, v případě vnitřních polí jsou patrné nárůsty svislých sil, které je nutno základovými konstrukcemi přerozdělit do podloží.

Zvláštní pozornost je věnována konstrukci lomeného oblouku a přilehlých pilířů. Přerozdělením zatížení od tří polí do dvou základových bloků, dochází k nárůstu hodnot svislých reakcí, které jsou podobné pro základ běžného pole varianty V85. Oproti tomu v patách ostatních pilířů jsou tyto hodnoty o 20-25 % nižší.

Průběh lokálních ohybových momentů  $M_y$  má pro obě konstrukce obdobný charakter, který se liší pouze hodnotami extrémů. Byl potvrzen původní předpoklad většího namáhání u varianty V85. Získané hodnoty v charakteristických průřezích ukazují na až 100% nárůst ohybové složky mezi jednotlivými variantami. Již zde jsou patrné větší požadavky konstrukce V85 na množství použité předpínací výztuže.

### 5.3.2 Stavební fáze

Modely věnované postupu výstavby byly porovnávány dle vnitřních sil. Nejdůležitějším kritériem byla hodnota ohybového momentu  $M_y$  v prvním vysouvaném poli. Z této hodnoty a

příslušných průřezových charakteristik bylo možné předběžně stanovit množství předpínací výztuže, kterou je nutno osadit během procesu výsuvu. Pro úplnost porovnání byly uvedeny i další hodnoty vnitřních sil, které jsou uvedeny v tabulkách 4 a 5. V těchto tabulkách je dále porovnáván vliv modelování prutové konstrukce ve 2D a 3D s uvážením prostorové křivosti.

Tabulka 4 - Popis chování při výstavbě, varianta VA

ŘEZ	CHAR.	CO1		CO2		CO3	
		2D	3D	2D	3D	2D	3D
max M podpora	Nx	0	0,611	0	0,577	0	0,592
	Vz	15,047	15,096	14,223	14,275	14,566	14,617
	My	-178,992	-181,37	-178,993	-181,304	-178,993	-181,331
	Mz	-	0,032	-	0,047	-	0,041
max M pole	Nx	0	0,02	0	-0,012	0	0,001
	Vz	-1,534	-1,511	-2,346	-2,316	-2,007	-1,98
	My	121,184	121,021	95,617	95,717	106,27	106,259
	Mz	-	-4,566	-	-3,802	-	-4,101
Ø M podpora	Nx	0	0,562	0	0,556	0	0,559
	Vz	13,94	13,998	13,774	13,83	13,843	13,9
	My	-130,121	-132,703	-169,704	-171,961	-153,211	-155,604
	Mz	-	-7,646	-	-5,51	-	-6,303
Ø M pole	Nx	0	-0,031	0	-0,021	0	-0,025
	Vz	-0,666	-0,658	-0,455	-0,446	-0,543	-0,534
	My	97,903	97,258	53,951	53,504	72,265	71,732
	Mz	-	-9,201	-	-8,09	-	-8,502

Tabulka 5 - Popis chování při výstavbě, varianta V85

ŘEZ	CHAR.	CO1		CO2		CO3	
		2D	3D	2D	3D	2D	3D
max M podpora	Nx	0	0,918	0	0,885	0	0,899
	Vz	22,797	22,872	21,951	22,035	22,303	22,384
	My	-394,606	-399,084	-394,606	-399,002	-394,606	-399,036
	Mz	-	0	-	0,023	-	0,013
max M pole	Nx	0	-0,097	0	-0,131	0	-0,117
	Vz	-3,63	-2,369	-4,515	-3,245	-4,146	-2,88
	My	246,386	253,651	206,555	216,47	223,152	231,962
	Mz	-	-0,798	-	0,758	-	0,14
Ø M podpora	Nx	0	0,847	0	0,84	0	0,843
	Vz	21,125	21,169	20,894	20,938	20,99	21,034
	My	-249,712	-252,535	-303,016	-305,217	-280,805	-283,267
	Mz	-	-2,659	-	1,408	-	-0,195
Ø M pole	Nx	0	0,001	0	0,004	0	0,002
	Vz	0	0,096	0	0,141	0	0,122
	My	203,588	203,55	133,634	134,199	162,782	163,094
	Mz	-	-5,851	-	-3,926	-	-4,67

Hodnoty maximálního momentu nad podporou byly určeny z modelu těsně před dosažením nového pilíře. Maximální moment v poli byl naopak odečítán z modelu, kdy byl nový pilíř dosažen. Hodnoty průměrného momentu v poli a nad podporou byly odečítány z třetího pole, kde se účinky konzolového nebo naopak maximálního podporového momentu

značně neprojevují. Použité kombinace odpovídají kombinacím popisovaných v minulé kapitole jen s tím rozdílem, že během výstavby nebyl uvažován model zatížení LM1.

Z uvedených tabulek je patrný rozdíl hodnot vnitřních sil mezi sledovanými variantami. Zároveň lze dle získaných hodnot konstatovat, že zakřivení konstrukce nemá zásadní vliv na vnitřní síly a s ohledem na rozsah práce je možné dále používat modely, které půdorysné zakřivení a podélné stoupání zanedbávají.

$$\sigma_x = \frac{N}{A} + \frac{M_y \times z}{I_y} - \frac{M_z \times y}{I_z} \quad (04)$$

Ze získaných hodnot ohybových momentů a působící normálové síly bylo pomocí vztahu (04) dopočítáno extrémní napětí na krajních vláknech. Následně bylo vyčísleno množství potřebných lan předpětí při použití 22 lanového systému. Pro vyrovnání tahového napětí na nulovou hodnotu je potřeba použít 40 lan u varianty VA a 72 lan v případě V85. Důležitá v této fázi práce není absolutní hodnota, ale především poměr těchto hodnot, kdy pro realizaci varianty V85 je nutné o 80% více předpětí než u varianty VA.

## 5.4 Volba výsledné varianty

Výběr výsledné varianty vychází z poznatků sepsaných v předcházející kapitole 5.3 a z poznatků o metodě vysouvání mostů z kapitoly 4. Vybraná konstrukce bude následně podrobněji zpracována ve zbytku práce.

Dle tabulek 2 a 3 lze chování dokončené konstrukce označit za velmi podobné. Rozdílné jsou velikosti deformací, avšak to je u rozdílného rozpětí očekávatelné. Z tabulek popisující namáhání konstrukce během výstavby lze vyvodit jasnější závěry. V případě varianty V85 dochází ke značnému nárůstu namáhání, které by bylo nutné vyřešit snížením hmotnosti vysouvaného řezu a použitím sofistikovanějších zařízení redukující toto namáhání jako je delší vysouvací nos nebo použití montážního pylonu. Dalším možným krokem by bylo vysunutí samotné komorové části průřezu a dokončení konzol až ve finální pozici konstrukce.

Možným měřítkem pro srovnání by byly náklady stavby, které ale vzhledem k časné fázi práce a nezkušenosti autora práce nejsou k dispozici. Posledním faktorem je tedy vizuální stránka. Přes jisté výhrady dotazovaných osob byla jako atraktivnější vybrána varianta VA a její dominanta v podobě lomeného oblouku.

Pro lepší chování konstrukce během procesu výstavby a dle osobních preferencí byla pro další postup zvolena varianta s lomeným obloukem.



## 6 Výsledná varianta

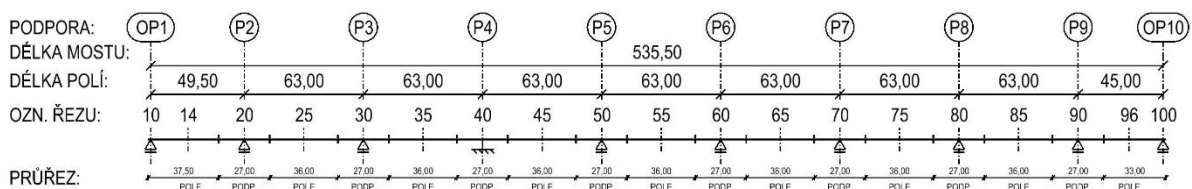
Dle poznatků z kapitol 3 a 5 byla pro finální návrh dálničního mostu zvolena varianta vysouvané konstrukce VA, tedy spojitý nosník o devíti polích s konstantní výškou průřezu. Dominantou tohoto konstrukčního řešení je lomený oblouk sloužící jako podpora, který je umístěn nad nejhlubším místem údolí. Navrhované přemostění se skládá ze dvou paralelně vedených nosných betonových konstrukcí předpjatého komorového průřezu.

Protože se jedná o návrh dvou konstrukcí, bude s ohledem na rozsah práce podrobně zpracována pravá nosná konstrukce zajišťující přemostění dálničního směru na Frankfurt. U druhé konstrukce je předpokládána identická geometrie příčného řezu a podobného postupu výstavby, kdy zásadní změnou oproti řešené pravé konstrukci je příčný výsuv do definitivní polohy na konci výstavby. Tento postup je blíže popsán v kapitole 6.5 Postup výstavby.

### 6.1 Popis nosné konstrukce

#### 6.1.1 Geometrie nosné konstrukce

Geometrie navrhované konstrukce je vedena v trase stávajícího dálničního mostu. Pravý (vnější) most je v celé své délce veden v konstantním půdorysném oblouku o poloměru  $R_p = 1\,805,0$  m a pro levý most je navržen půdorysný oblouk  $R_l = 1\,786,4$  m. Výškově je pravá konstrukce vedena v konstantním podélném sklonu  $p_p = 4,039$  % a levá konstrukce  $p_l = 3,921$  %. Sklon obou konstrukcí má stoupavý charakter, a to od opěry OP1 k opěře OP10.

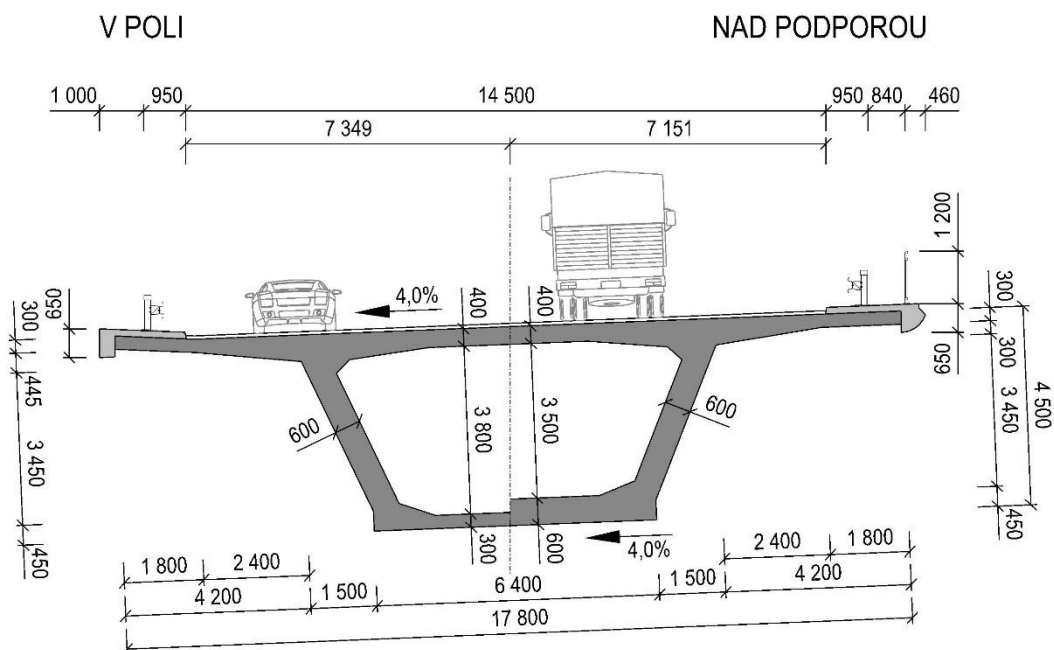


Obrázek 69 - Statické schéma konstrukce

Délky jednotlivých polí jsou patrné z přiloženého obrázku 69 statického schématu. Délka běžných polí je 63 m. Krajní pole u opěry OP1 má délku 49,5 m a u opěry OP10 délku 45,0 m. Konstrukce bude ve finálním stavu uložena na podpory dvojicí kalotových ložisek. Ložisko situované pod vnější stěnou komory umožňuje posuny ve všech směrech, zatímco vnitřní ložisko umožňuje podélný posun konstrukce po směrnici spojující střed ložiska a pevný bod v podpoře P4. Výjimku tvoří právě podpora P4, ve které je nosná konstrukce zmonolitněna se spodní stavbou, čímž je vytvořen pevný (neposuvný) bod. Charakter ložisek je patrný z výkresové přílohy B.2 Půdorys.

### 6.1.2 Příčný řez

Příčný řez nosné konstrukce je tvořen jednokomorovým průřezem výšky 4,5 m v příčném sklonu 4,0 %. Byly použity rozdílné řezy pro oblasti v poli a oblasti nad podporou. Nadpodporový průřez na obou stranách zasahuje do vzdálenosti 13,5 m od podpory. Oproti kapitole 5 byly provedeny úpravy ve snaze zefektivnění průřezu. Tvar příčného řezu je patrný z obrázku 70 a z výkresové přílohy A.4 Vzorový příčný řez.



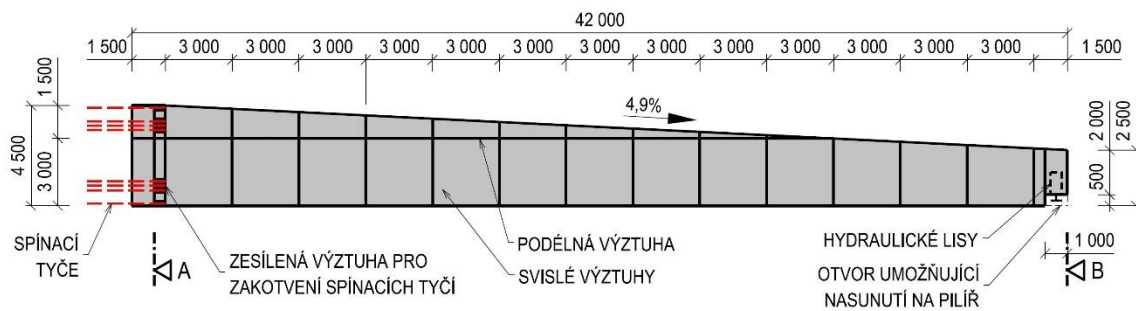
Obrázek 70 - Schéma příčného řezu konstrukce

Byla upravena tloušťka stěny na hodnotu 600 mm, která bezpečně umožňuje vedení dvou předpínacích lan v jedné úrovni a zároveň byla zmenšena celková plocha průřezu, což přispívá k úspoře množství předpínací výztuže. Stěny komory jsou zkoseny v poměru 1:2,3.

Spodní deska má v poli tloušťku 300 mm a v nadpodporových průřezích 600 mm. Na bocích této desky je navržena kolmá plocha výšky 450 mm umožňující snazší vedení nosníku během výsuvu. Celková šířka spodní desky pak je 6,4 m.

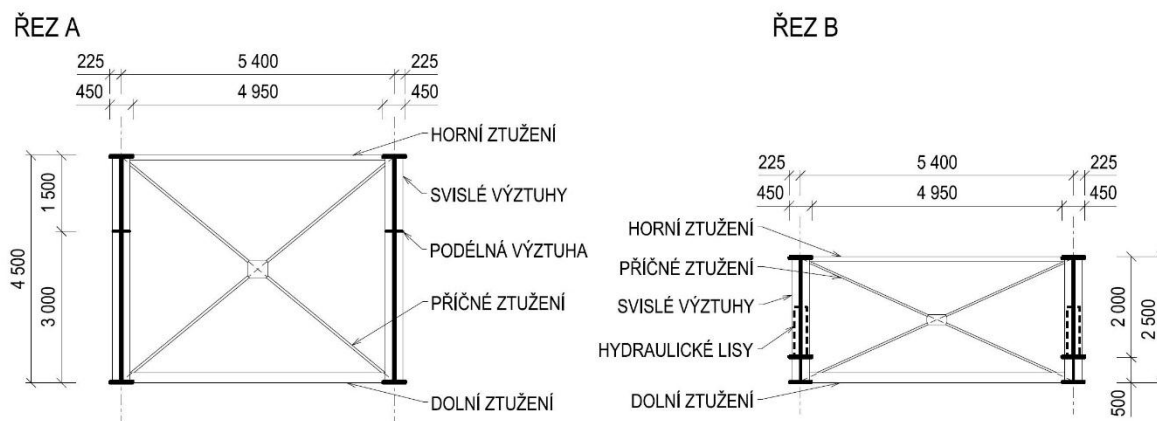
Horní deska mezi stěnami průřezu je proměnné tloušťky od 600 mm v místě napojení na stěny průřezu až k hodnotě 400 mm uprostřed pole, která umožňuje vézt předpínací výztuž zároveň v podélném i příčném směru. Oboustranné konzoly mají vyložení délky 4,2 m. Směrem ke koncům konzol se tloušťka desky snižuje z 600 mm na 300 mm.

### 6.1.3 Vysouvací nástavec – nos



Obrázek 71 - Schéma vysouvacího nástavce

Podrobný návrh a posouzení vysouvacího nástavce není předmětem této práce. Pro provedení návrhu vysouvané konstrukce je ale nutné tento prvek uvažovat. Vysouvací nástavec je uvažován jako dvojice plnostěnných nosníků s proměnnou výškou. Oba nosníky budou vybaveny svislými a podélnými výztuhami. Dále bude osazeno příčné ztužení mezi dvojicí nosníků, a to v úrovních horní i dolní pásnice a pomocí diagonálních prvků (viz obrázek 72). Dimenze vysouvacího nosu byly odvozeny z empirických vztahů tíhy nosu ze zdroje [28]. Pro konstrukci plnostěnných nosníků bylo uvažováno 75 % stanovené tíhy (podrobněji v kapitole 7.1), zbytek zatížení je vyhrazen pro prvky ztužení. Rozměry prvků hlavního nosníku uvažované ve výpočtu jsou uvedeny v tabulce 6.



Obrázek 72 - Schéma příčného řezu vysouvacího nástavce

Tabulka 6 - Popis geometrie příčného řezu vysouvacího nosu

Prvek		Řez A		Řez B	
		b	tl.	b	tl.
Příruba H	[mm]	450	40	450	40
Stojina	[mm]	4420	30	1920	25
Příruba D	[mm]	450	40	450	40

Přípevnění vysouvacího nástavce je uvažováno jako tuhé, pomocí předepnutých ocelových tyčí (červeně na obrázku 71). Posouzení a návrh přípoje vysouvacího nosu přesahuje časové kapacity práce. Pro umožnění nasunutí deformované konstrukce na následující pilíř byl v přední části nosu umístěn výřez. Po dosažení nového pilíře tímto výřezem bude aktivován hydraulický lis, který navede posuvné ložisko na pilíři do úrovně spodní pásnice vysouvacího nosu.

## 6.2 Popis spodní stavby

### 6.2.1 Lomený oblouk

Původní myšlenkou pro tento prvek bylo použití přímých ramen oblouku, které však vykazují značné namáhání ohybovým momentem vznikajícím od vlastní tíhy prvku. Tento problém by bylo možné řešit použitím ocelového průřezu s nižší hmotností a lepšími tahovými vlastnostmi materiálu. Pro tuto práci bylo přistoupeno k řešení vycházejícímu z úpravy geometrie jednotlivých ramen oblouku ve snaze eliminovat tahové napětí na krajních vláknech průřezu.

#### 6.2.1.1 Návrh geometrie

Snahou autora práce bylo navrhnout takový tvar střednice oblouku, který eliminuje ohybové momenty vznikající při kvazistálé a charakteristické kombinaci ve finálním stavu. Zároveň bylo nutné brát v úvahu postup výstavby, kdy tento prvek bude značně namáhán vodorovnými silami od výsuvu, neboť je uvažováno osazení posuvného zařízení právě na lomený oblouk (pro odlehčení posuvného zařízení umístěného na opěře OP1).

Návrh optimalizované střednice je založen na zdroji [67] „Optimalizace střednice přespaného mostu“ z roku 2012, který vznikl jako studentská vědecká a odborná činnost.

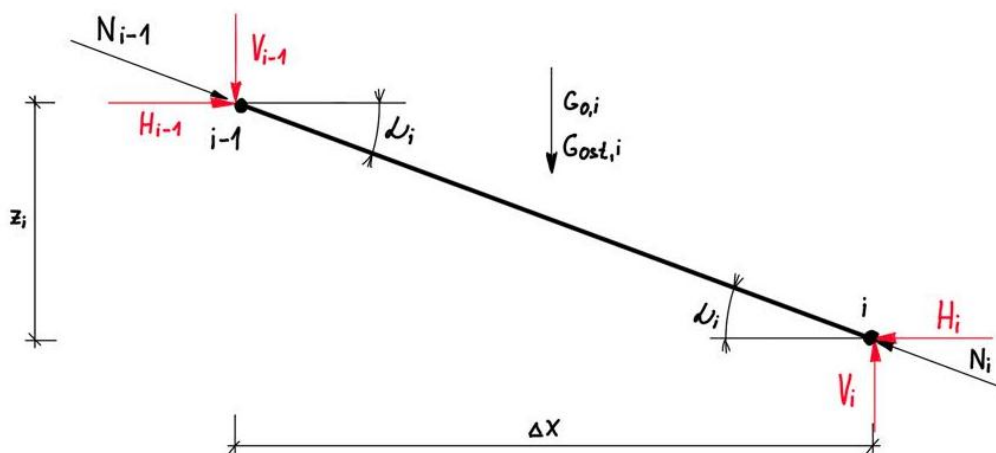
V tabulkovém editoru nejprve byla vyjádřena vstupní geometrie jednoho ramene oblouku. Toto rameno má půdorysnou délku poloviny rozpětí oblouku tedy 57,5 m a výšku dosahující 55,5 m. Prvotní tvar střednice byl zvolen jako parabola druhého stupně se vzepětím 4,0 m. Samotný popis geometrie je proveden pomocí hodnot  $x$  a  $z$  příslušných jednotlivým bodům po délce střednice.

Následně bylo stanoveno zatížení působící na lomený oblouk. Hlavní složku namáhání tvoří bodové síly působící v samotném vrcholu oblouku. Dalším statickým zatížením je vlastní tíha průřezu a ostatní stálé zatížení vyplývající z prvků uvnitř komory umožňující prohlídky stavby. Bodové zatížení ve vrcholu oblouku vychází z reakcí výpočetního modelu nosné konstrukce, viz tabulka 7.

Tabulka 7 - Bodové zatížení vrcholu oblouku od nosné konstrukce

[MN]	Vítr x	Vítr y	LM1	SW	G0
Fk,x	2,002	-	1,735	0	0
Fk,y	-	1,032	0	0	0
Fk,z	-	-	-6,429	26,127	1,5

Zatížení vlastní tíhou konstrukce je proměnné a vyplývá z příčného řezu. Pro zefektivnění navrhovaného prvku byl použit komorový průřez s proměnnou výškou a svislou světlostí vnitřního prostoru minimálně 1,0 m. Ostatní stálé zatížení bylo konzervativně stanoveno na 2,0 kN/m. Obě tato zatížení mají charakter svislého zatížení a jsou aplikována na délku jednotlivých dílků konstrukce.



Obrázek 73 - Schéma prutu při analytickém vyjádření

Z výše popsaného zatížení byly stanoveny velikosti svislých a vodorovných sil v jednotlivých uzlech konstrukce dle vzorců (05) a (06) založených na rovnováze sil. V bezmomentové střednici dále platí vztah definovaný vzorcem (07), který vychází z rovnováhy sil na prutu, viz obrázek 73 výše. V případě splnění tohoto vztahu vzniká na daném prutu pouze normálová síla, což v opačném pohledu znamená zamezení vzniku posouvající síly a z toho plynoucí ohybový moment.

$$V_i = V_{i-1} + G_{0,i} + G_{ost,i} \quad (05)$$

$$H_i = H_{i-1} \quad (06)$$

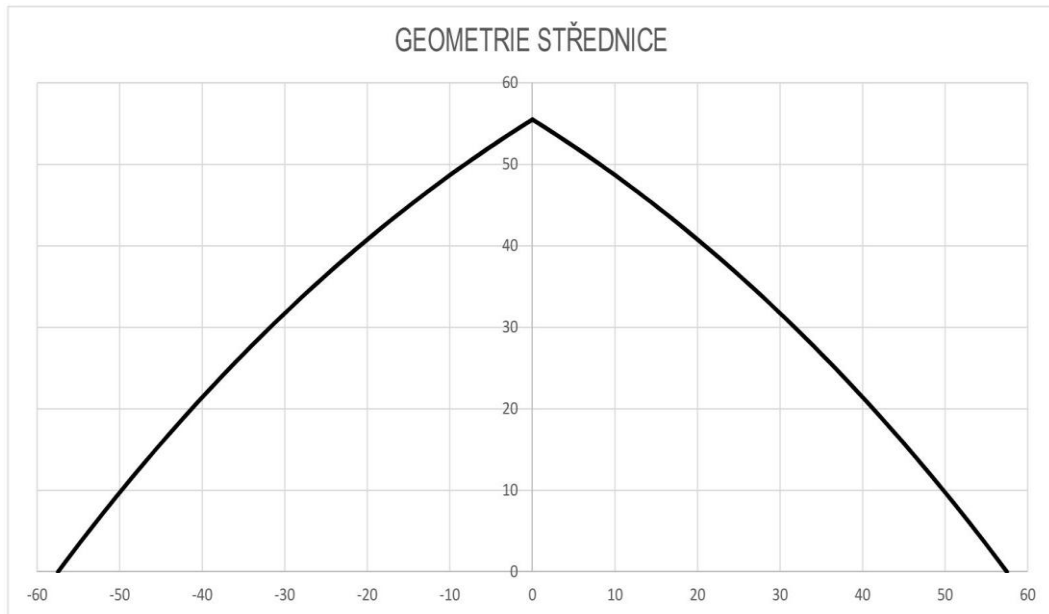
$$\tan \alpha_i = \frac{V_i}{H_i} \quad (07)$$

Protože je dle obrázku 73 úhel  $\alpha_i$  definovaný vztahem (08), lze po jeho dosazení do vztahu (07) získat rovnici optimalizující tvar střednice (09).

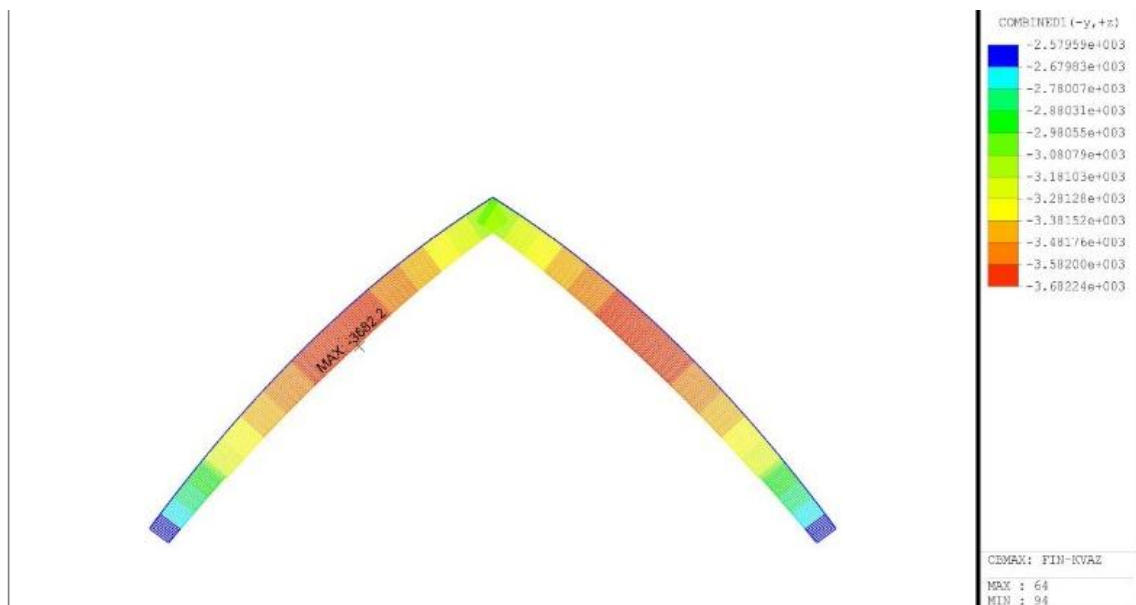
$$\tan \alpha_i = \frac{z_i}{\Delta x} \quad (08)$$

$$z_i = \frac{V_i}{H_i} \times \Delta x \quad (09)$$

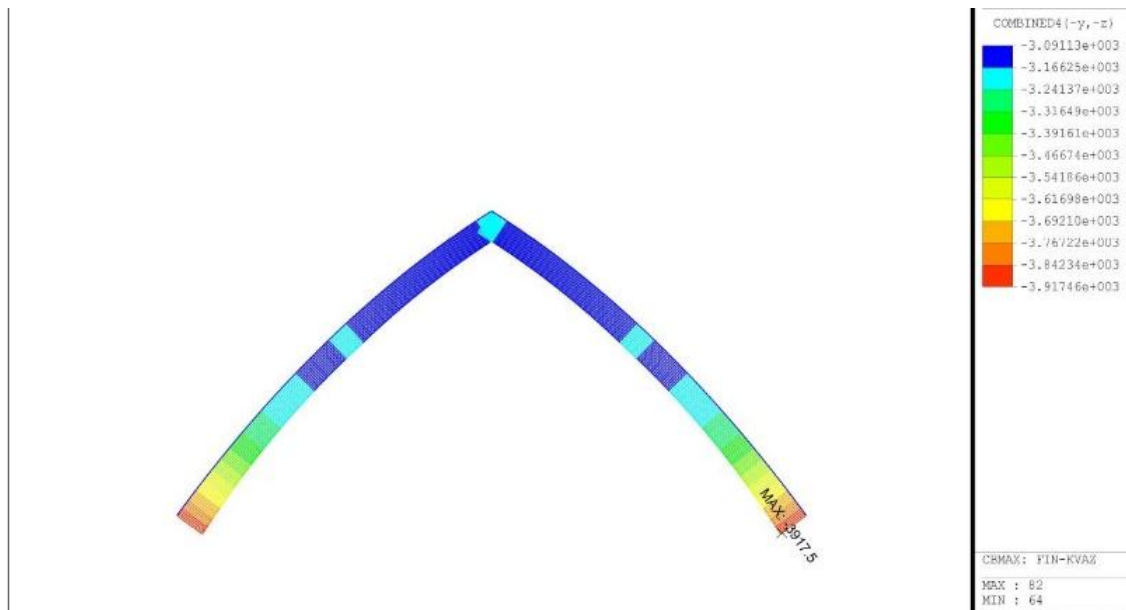
Po aplikaci výše uvedených vzorců do tabulkového editoru a po provedení několika iterací, během kterých byly měněny rozměry příčného řezu, byl stanoven požadovaný tvar střednice. Tvar střednice je patrný z grafu na obrázku 74. Průběh maximálních kladných hodnot napětí na horních i dolních vláknech vznikající od kvazistálé kombinace je patrný z obrázků 75 a 76.



Obrázek 74 - Geometrie střednice lomeného oblouku



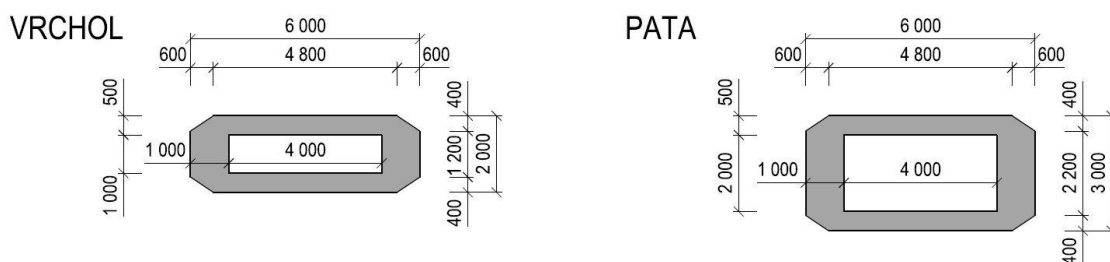
Obrázek 75 - Průběh napětí na horních vláknech, kvazistálá kombinace



Obrázek 76 - Průběh napětí na dolních vláknech, kvazistálá kombinace

### 6.2.1.2 Popis konstrukce lomeného oblouku

Geometrie střednice oblouku byla stanovena v předchozí kapitole. Podrobnější popis je patrný z výkresové přílohy C.5 Výkres tvaru lomeného oblouku. Použitý průřez má po délce proměnnou výšku od 3,0 m v patě oblouku ke 2,0 m ve vrcholu. Šířka je konstantní  $b = 6,0$  m. Vnější hrany průřezu jsou zkoseny 600/400 mm. Tloušťka horní a dolní desky byla zvolena na 500 mm, boční stěny na 1000 mm. Tyto rozměry byly voleny s ohledem na značné namáhání během výsuvu nosné konstrukce a pro možnost revize prostoru uvnitř komory. Podrobněji viz výkresová příloha nebo schéma níže.



Obrázek 77 - Schéma příčných řezů lomeného oblouku

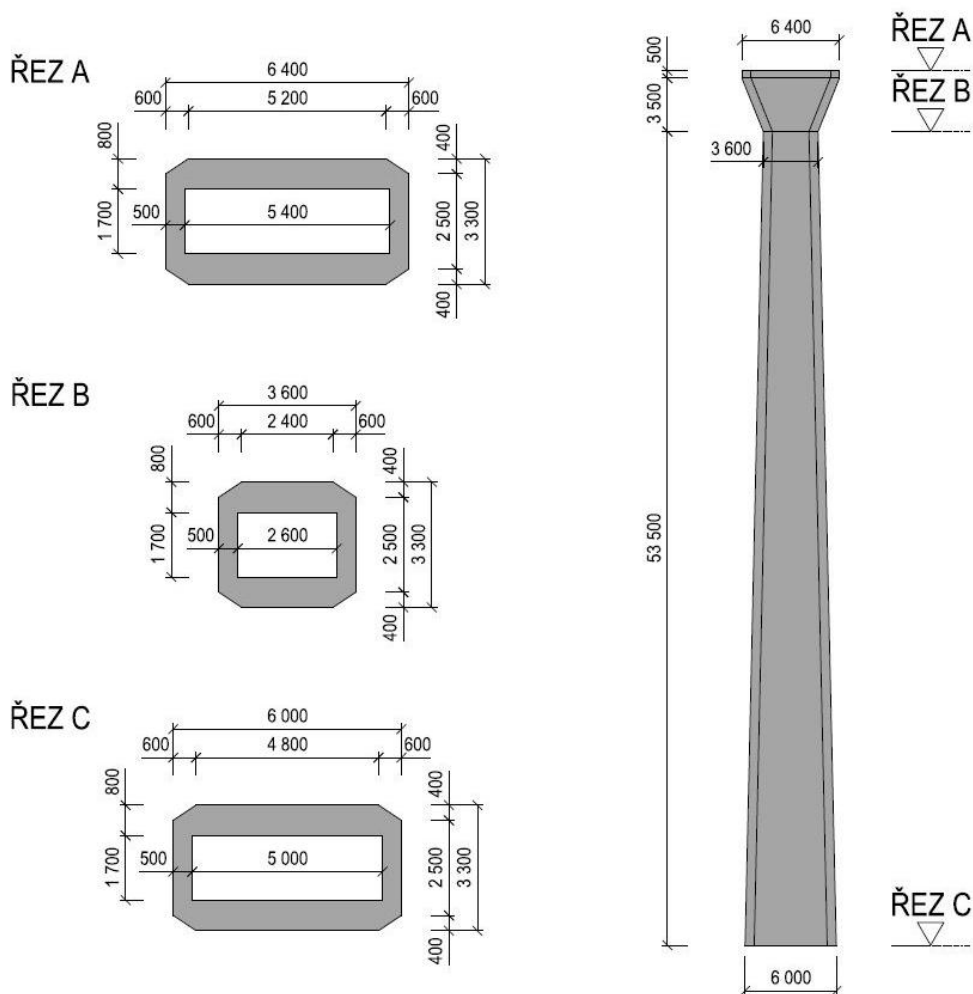
### 6.2.2 Pilíře

Pilíře spodní stavby jsou navrženy jako komorový průřez s proměnnou šířkou. Rozměr sloupu ve směru délky konstrukce je konstantních 3,3 m. Na horní hraně hlavy pilíře je šířka 6,4 m. Následně se po výšce 3,5 m šířka průřezu zužuje na hodnotu 3,6 m (dodržení shodného sklonu se stěnou komory). Od tohoto „krku“ pilíře následně dochází k lineárnímu rozšíření na hodnotu 6,0 m v patě nejvyššího pilíře. Kratší pilíře drží stejný sklon rozšíření, což v jejich patě

znamená menší šířku (viz tabulka 8). Tloušťka kratších stěn je navržena na 500 mm a delší stěny pak 800 mm. Geometrie pilíře je znázorněna na obrázku 78.

Tabulka 8 - Geometrie pilířů

Pilíř	-	P2	P3	P5	P6	P7	P8	P9
Výška	m	27,50	50,00	57,50	50,00	41,00	30,00	18,00
Šířka v patě	m	4,66	5,66	6,00	5,66	5,26	4,76	4,23



Obrázek 78 - Schéma geometrie pilíře

### 6.2.3 Opěry

Opěry mostu jsou uvažovány jako masivní železobetonové konstrukce s rovnoběžnými zavěšenými křídly. Dimenze OP1 by měly být navrženy na vodorovné účinky vznikající během výsuvu konstrukce. Tato problematika je však nad rámec této diplomové práce.



## 6.2.4 Založení konstrukce

Pro všechny opěry i pilíře je uvažováno hlubinné založení pomocí velkopřůměrových pilot. Detailní návrh počtu pilot a dimenzí základových konstrukcí není předmětem této práce. Avšak pro ověření realizovatelnosti návrhu bude v kapitole 10.2 proveden zjednodušený návrh a posouzení.

## 6.3 Materiály

### 6.3.1 Beton

#### Nosná konstrukce

Nosná konstrukce je navržena z betonu klasifikovaného třídou C45/55 XC4, XD3, XF4. Třída pohledového betonu je dle zdroje [14] stanovena jako PB2-C1-H1-Z0-B1-T1, tedy pohledový beton pro dopravní stavby bez přidaných barviv se sraženými hranami. Bednicí prvky pro zhotovení konstrukcí jsou předpokládány v podobě systémového bednění. Výpočtem uvažované materiálové charakteristiky jsou uvedeny v tabulce 9. Pevnostní třída betonu byla dle předběžného výpočtu zvolena na splnění kritérií mezního stavu použitelnosti omezení napětí.

Tabulka 9 - Materiálové charakteristiky betonu C45/55

C 45/55					
TLAK			TAH		
$f_{ck}$	[MPa]	45,000	$f_{ctk}$	[MPa]	0,000
$\gamma_c$	[-]	1,50	$\gamma_c$	[-]	1,50
$\alpha_{cc}$	[-]	0,85	$\alpha_{ct}$	[-]	1,00
$f_{cd}$	[MPa]	25,500	$f_{ctd}$	[MPa]	0,000
$\epsilon_{cc,pl}$	[*10 <sup>-3</sup> ]	-1,75	$\epsilon_{cc,pl}$	[*10 <sup>-3</sup> ]	0,00
$\epsilon_{cc,u}$	[*10 <sup>-3</sup> ]	-3,50	$\epsilon_{cc,u}$	[*10 <sup>-3</sup> ]	100,00
$f_{cm}$	[MPa]	53,000	$E_{cm}$	[MPa]	36

Protože navržený postup výstavby počítá s předpínáním komorového průřezu při stáří betonu (nejmladší lamela) 5 dní, byly zároveň stanoveny časově závislé materiálové charakteristiky v tomto čase. Dosazením času  $t = 5$  dní a koeficientu charakterizující druh zvoleného běžného cementu  $s = 0,25$  do vztahu (10) byla získána hodnota součinitele  $\beta_{cc}$ .

$$\beta_{cc(t)} = \exp \left\{ s \times \left[ 1 - \left( \frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (10)$$

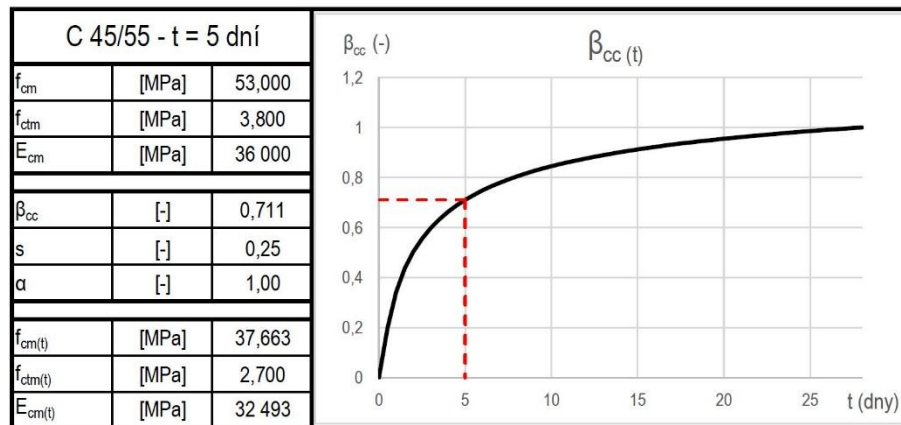
Dosazením hodnoty  $\beta_{cc} = 0,711$  (-) do vztahů (11)-(13) byly získány vlastnosti betonu v čase vnesení předpětí. Tyto hodnoty jsou shrnuty v tabulce 10.

$$f_{cm(t)} = \beta_{cc(t)} \times f_{cm} \quad (11)$$

$$f_{ctm(t)} = \beta_{cc(t)}^\alpha \times f_{ctm} \quad (12)$$

$$E_{cm(t)} = (f_{cm(t)}/f_{cm})^{0,3} \times E_{cm} \quad (13)$$

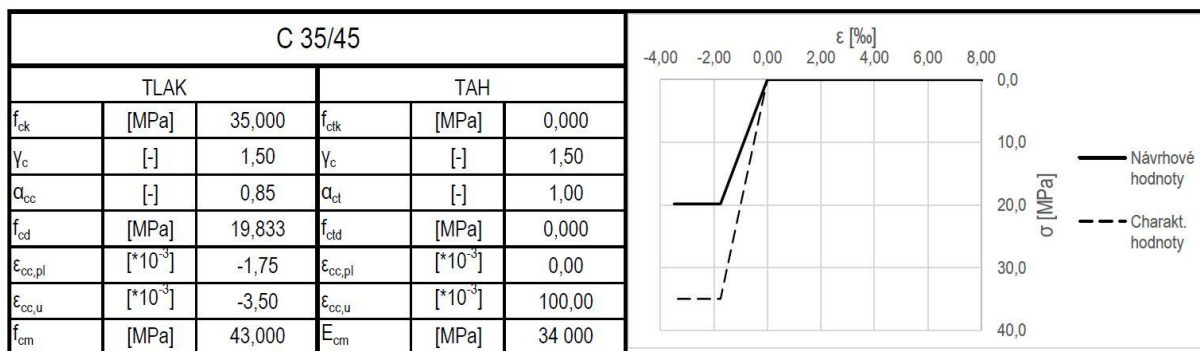
Tabulka 10 - Časově závislé charakteristiky betonu C45/55 (NK)



### Spodní stavba

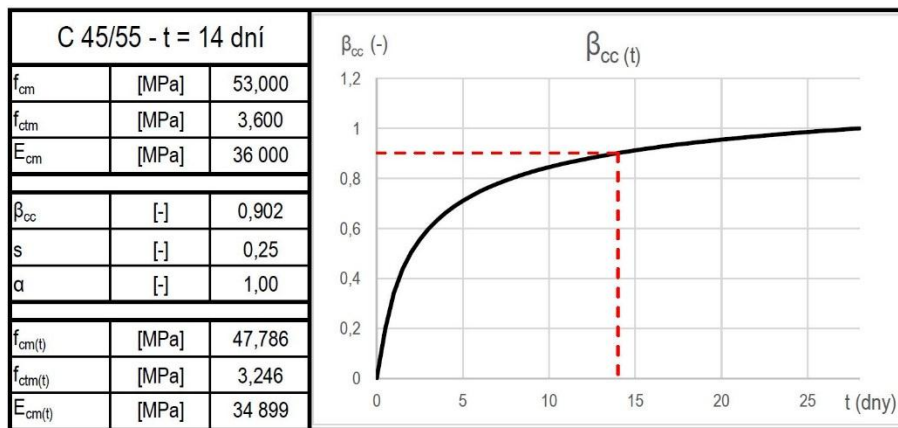
Konstrukce spodní stavby zahrnující svíslé pilíře a opěry jsou navrženy z betonu třídy C35/45 XC4, XD1, XF2. Třída pohledového betonu pro konstrukce spodní stavby je klasifikována PB2-C1-H1-Z1-B1-T1. Hodnoty materiálových charakteristik viz tabulka 11.

Tabulka 11 - Materiálové charakteristiky betonu C35/45



Konstrukce lomeného oblouku bude s ohledem na zvolenou technologii realizace (sklápění svíslé betonovaných částí) obdobně jako nosná konstrukce zhotovena z betonu třídy C45/55, s úlevou na požadované podmínky vlivu prostředí XC4, XD1, XF2. Sklápění částí betonového oblouku je předpokládáno ve stáří poslední betonované lamely alespoň  $t = 14$  dní. Vlastnosti použitého betonu v daném čase popisuje níže přiložená tabulka 12.

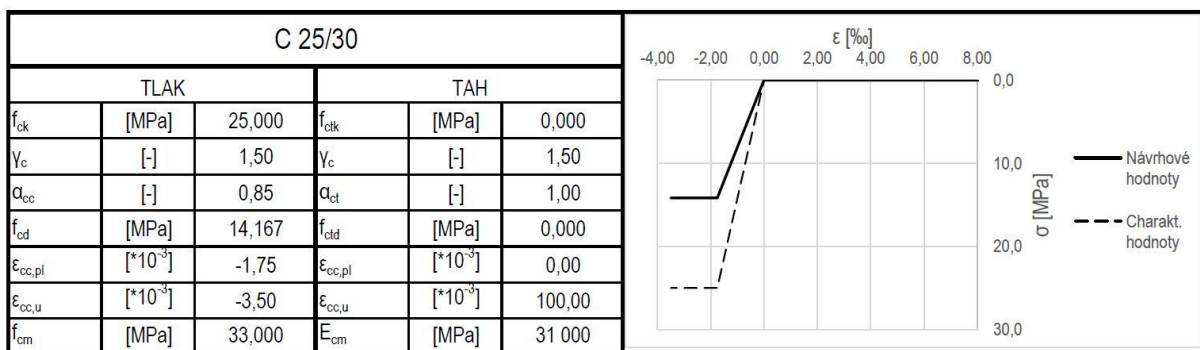
Tabulka 12 - Časově závislé charakteristiky betonu C45/55 (SS)



## Základy

Pro zhotovení konstrukcí základů a pilot umístěných pod úroveň terénu je uvažován beton C25/30 XA2, jehož materiálové charakteristiky jsou shrnuty v tabulce 13 níže.

Tabulka 13 - Materiálové charakteristiky betonu C25/30

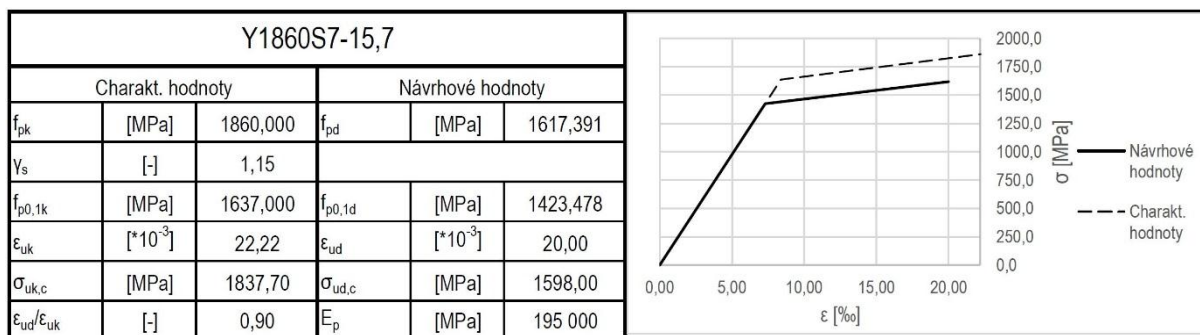


## 6.3.2 Předpínací výztuž

### 6.3.2.1 Materiálové charakteristiky

Návrh předpětí nosné konstrukce byl v případě dočasného i finálního vedení proveden pomocí předpínací oceli s nízkou relaxací a charakteristickou pevností v tahu  $f_{pk} = 1860$  MPa. Použity byly sedmidrátová lana o průměru 15,7 mm a ploše jedné vložky  $A = 150$  mm<sup>2</sup>.

Tabulka 14 - Materiálové charakteristiky předpínací výztuže



### 6.3.2.2 Krytí výztuže

Krycí vrstva předpínací výztuže byla stanovena pomocí vztahů (14) a (15) dle příručky [22]. V úvahu byla brána rozdílná pevnostní třída jednotlivých konstrukcí mostů i rozdílné vlivy prostředí.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (14)$$

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \} \quad (15)$$

Pomocí níže přiložené tabulky byla stanovena hodnota krytí  $c_{min,dur}$ . V případě všech konstrukcí mostu je uvažována trvanlivost 100 let, jednotlivé části průřezů je možné s ohledem na jejich rozměry považovat za deskové a zároveň není zajištěna zvláštní kontrola kvality.

$c_{min,dur}$ (mm) požadované z hlediska podmínek prostředí							
Třída konstrukce	Stupeň vlivu prostředí podle tabulky 1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

Obrázek 79 - Minimální hodnoty krycí vrstvy  $c_{min,dur}$  [8]

Hodnoty jednotlivých členů vzorce (15) jsou uvedeny v tabulce níže. Protože se jedná o konstrukci realizovanou na stavbě, uvažuje se člen  $\Delta c_{dev}$  dle doporučení eurokódu [8] hodnotou 10 mm.

Tabulka 15 - Krycí vrstva předpínací výztuže

KRYCÍ VRSTVA $c_{nom}$ PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE												
KONSTRUKCE	TŘÍDA BETONU	STUPEN VLIVU PROSTŘEDÍ	TŘÍDA KONSTRUKCE	$c_{min,b}$	$c_{min,dur}$	$c_{dur,y}$	$c_{dur,add}$	$c_{dur,st}$	$c_{min}$	$\Delta c_{dev}$	$c_{nom}$	
NOSNÁ KONSTRUKCE	C 45/55	XD3	S4	80	55	0	0	0	80	10	90	
SPODNÍ STAVBA	LOM. OBLOUK	XD1	S4	80	45	0	0	0	80	10	90	
	PILÍŘE	C 35/45	S5	-	-	-	-	-	-	-	-	

### 6.3.3 Betonářská výztuž

#### 6.3.3.1 Materiálové charakteristiky

Pro vyztužování betonových prvků byla použita betonářská výztuž označovaná jako B500B, jejíž materiálové charakteristiky jsou podrobněji popsány v tabulce 16.

Tabulka 16 - Materiálové charakteristiky betonářské výztuže

B500B					
TLAK			TAH		
$f_{yk,c}$	[MPa]	-500,000	$f_{yk,t}$	[MPa]	500,000
$\gamma_{y,c}$	[-]	1,15	$\gamma_{y,t}$	[-]	1,15
$f_{cd}$	[MPa]	-434,783	$f_{ctd}$	[MPa]	434,783
$\epsilon_{uk,c}$	[*10 <sup>-3</sup> ]	-50,00	$\epsilon_{ukt}$	[*10 <sup>-3</sup> ]	50,00
$\epsilon_{uk,o}/\epsilon_{ud,c}$	[-]	0,90	$\epsilon_{uk,t}/\epsilon_{ud,t}$	[-]	0,90
$\epsilon_{cc,pl}$	[*10 <sup>-3</sup> ]	-45,00	$\epsilon_{cc,pl}$	[*10 <sup>-3</sup> ]	45,00
kc	[-]	1,08	kt	[-]	1,08
$\sigma_{ud,c}$	[MPa]	-466,100	$\sigma_{ud,t}$	[MPa]	466,100
$E_s$	[MPa]	200 000			

#### 6.3.3.2 Krytí výztuže

Při stanovení krytí betonářské výztuže bylo postupováno dle stejných vztahů, jen pomocí jiné tabulky pro určení hodnoty  $c_{min,dur}$  viz obrázek 80. Získané hodnoty jednotlivých členů i celkové krytí jsou uvedeny v tabulce 17. U konstrukcí základů nebyla uvažována úleva třídy deskové konstrukce.

Třída konstrukce	$c_{min,dur}$ (mm) požadované z hlediska podmínek prostředí						
	Stupeň vlivu prostředí podle Tab. 1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Obrázek 80 - Minimální hodnoty krycí vrstvy  $c_{min,dur}$  [8]

Tabulka 17 - Krycí vrstva betonářské výztuže

KRYCÍ VRSTVA $c_{nom}$ BETONÁŘSKÉ VÝZTUŽE											
KONSTRUKCE	TRÍDA BETONU	STUPEN Vlivu PROSTŘEDÍ	TRÍDA KONSTRUKCE	$c_{min,b}$	$c_{min,dur}$	$c_{dur,y}$	$c_{dur,add}$	$c_{dur,st}$	$c_{min}$	$\Delta c_{dev}$	$c_{nom}$
NOSNÁ KONSTRUKCE	C 45/55	XD3	S4	32	45	0	0	0	45	10	55
SPODNÍ STAVBA	LOM. OBLOUK	XD1	S4	32	35	0	0	0	35	10	45
	PILÍŘE	XD1	S5	32	40	0	0	0	40	10	50
ZALOŽENÍ	C 25/30	XA1	S6	32	45	0	0	0	45	10	55

### 6.3.4 Konstrukční ocel

Protože podrobný návrh dimenzí vysouvacího nástavce a jeho posouzení není předmětem této práce, nejsou uvedeny materiálové charakteristiky pro tento prvek. Ve výpočetním modelu je uvažována ocel S355 J2 a geometrie popsána v kapitole 6.1.3.

## 6.4 Reologie průřezu

Pro bližší pochopení vlivů reologie na navržený průřez byl proveden pokus založený na vytvoření a následném analyzování několika výpočetních modelů. Jednotlivé modely simulují možné postupy výstavby a zároveň vliv přesnosti výpočetního modelu na získané výsledky. Závěry tohoto pokusu měly vliv na tvorbu výpočetního modelu navrhované konstrukce, ale také ovlivnily návrh postupu výstavby.

### 6.4.1 Tvorba modelů

Pro získání vhodných hodnot pro analýzu výsledků byly vytvořeny výpočetní modely, které byly oproti navrhované konstrukci zjednodušeny a co možná nejvíce sjednoceny. Pokusné modely byly tvořeny pomocí prutových prvků s přiděleným příčným řezem. Ve všech případech byl použit příčný řez popisovaný v kapitole 6.1.1 jako řez v poli. Pokusné modely odpovídají navrhované konstrukci také rozpětím polí rovnému 63,0 m. Statické schéma použité v pokusných modelech je prosté pole, které zlepšuje čitelnost chování jednotlivých modelů, a to především pro modely uvažující rozdílné stáří částí průřezu (spodní deska a stěny oproti horní desce). Zároveň se na takto jednoduchém modelu snadněji ověřují hodnoty získaných výsledků.

Předpětí v tomto pokusu bylo odhadnuto na 36 přímo vedených kabelů tvořených 27 lany Y1860S7-15,7 pro stavební stav a 12 lany s parabolickým vedením pro finální stav. Po realizaci finálního předpětí je prvek zatížen ostatním stálým zatížením.

Ve všech případech byly použity shodné časové intervaly pro jednotlivé postupy výstavby. Betonový průřez v délce celého pole je realizován v čase 0-30 dní, kdy na konci tohoto intervalu je prvek plně centricky předepnut. Předpětí je vneseno v čase, které odpovídá stáří nejmladšího betonu 3 dny.

V čase 30 dní je proveden výsuv – změna podepření konstrukce z liniového (výrobna) na finální (prosté pole) a v čase 50 dní je provedena změna předpětí do finálního stavu (VP). V čase 80 dní je prvek zatížen ostatním stálým zatížením a uveden do provozu (UP). Konec životnosti (KZ) je uvažován v čase 36 580 dní.

#### **6.4.2 Vytvořené modely**

První sada výpočetních modelů odpovídá postupu výstavby, kdy je ve výrobně naráz realizována část konstrukce odpovídající délce typického pole. Nově vzniklý prvek je centricky předepnut, vysunut do finální pozice a následně je realizováno konečné předpětí.

##### **Model M1**

První model označený jako M1 popisuje postup, kdy je konstrukce celého příčného řezu komory realizována naráz. Popřípadě lze tento model použít v případě, kdy tento pokus prokáže zanedbatelný vliv rozdílného stáří betonu na výsledné napětí po průřezu.

##### **Model M1-CCS**

Model M1-CCS (composite cross section) je rozvinutou variantou modelu M1 uvažující rozdílné stáří betonu v příčném řezu. V tomto modelu je uvazována nejprve fáze realizace spodní části průřezu a o 5 dní později realizace horní desky.

Druhá sada odpovídá technologii postupného výsuvu, kdy jsou postupně realizovány jednotlivé lamely. Po získání dostatečné tlakové pevnosti nejmladší lamely je vneseno centrické předpětí a následně je prvek vysunut z výroby pro umožnění opakování tohoto cyklu. Po vysunutí konstrukce do finální polohy je provedena změna předpětí do finálního stavu.

##### **Model M2-CS**

Model M2-CS (construction stage) zastupuje výše popisovanou sadu modelů simulující postupné vysouvání konstrukce. Prvek mostovky je realizován po taktech délky 21 m a době realizace jednoho taktu 10 dní. Příčný řez je realizován naráz (obdobně jako v případě modelu M1).

##### **Model M2-CS-CCS**

Poslední vytvořený model vychází z modelu M2-CS. Tento model je doplněn o informace o rozdílném stáří betonu v příčném řezu, stejně jako u modelu M1-CCS. V modelu jsou uvažovány časy 4 dní pro realizaci spodních částí průřezu, 3 dní pro horní desku a dalších 3 dní, po kterých je možné vnést předpětí. Celkem tedy 10 dní na takt.

### 6.4.3 Výsledky výpočtu

Hodnoty získané tímto pokusem jsou shrnuty v následujících tabulkách 18 a 19. Pro porovnání chování jednotlivých modelů byly hledány extrémní veličiny popisující svistou deformaci, napětí na horních i dolních vláknech průřezu a napětí v pracovní spáře (pokud je uvažována). Pro podrobnější popis chování konstrukce a jeho pochopení jsou v tabulce 19 sepsány hodnoty ohybových momentů vzniklých od účinků předpětí a účinků dotvarování. Pro provedení analýzy těchto výsledků byly hodnoty zkoumány v čase vnesení finálního předpětí (VP), při uvedení do provozu (UP) a na konci životnosti (KZ).

Tabulka 18 - Srovnání pokusných reologických modelů (část 1.)

Model	DEFORMACE			NAPĚTÍ $\sigma_x$ [MPa]					
	uz [mm]			UP	UP	KZ	KZ	$\Delta\sigma_x$ ve spáře	
	VP	UP	KZ	horní	dolní	horní	dolní	UP	KZ
M1	30,749	26,754	47,340	-5,384	-0,003	-5,514	1,077	-	-
M1-CCS	39,937	35,493	61,536	-5,106	0,674	-5,235	1,663	2,537	2,257
M2-CS	29,808	26,778	46,202	-5,758	-0,145	-5,743	0,815	-	-
M2-CS-CCS	37,206	33,347	57,625	-5,553	0,425	-5,574	1,341	2,300	2,127

Z hodnot deformací uvedených v tabulce výše lze vyčíst následující trendy. Při užití delších betonážních celků (M1 a M1-CCS) je dosaženo větších hodnot průhybů. Dále pak u modelů uvažujících spřažený průřez (M1-CCS a M2-CS-CCS) dochází k větším deformacím, které ale v čase pomaleji narůstají.

U napětí lze vypořadovat podobné chování. Modely zahrnující vliv spřaženého průřezu vykazují větší tahové namáhání na spodních vláknech, avšak toto napětí s časem roste pomaleji. Menšího tlakového napětí na horních vláknech pak dosahují modely uvažující realizaci delších betonážních taktů. Tyto modely pak také dosahují větších napětí v pracovní spáře.

Tabulka 19 - Srovnání pokusných reologických modelů (část 2.)

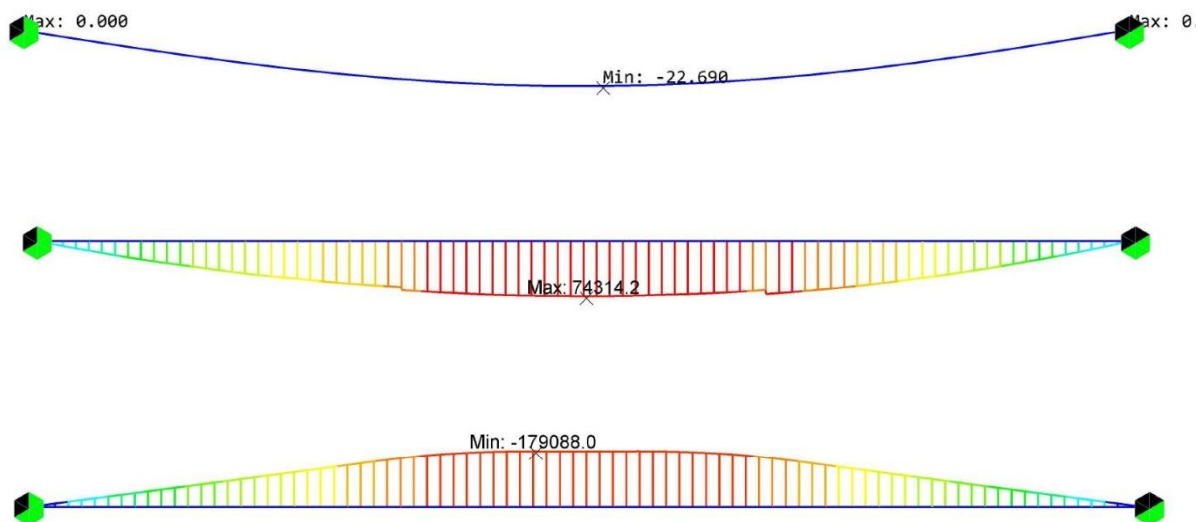
Model	My [MNm]					Nx [MN]	
	dotvarování			předp.		předp.	
	VP	UP	KZ	VP	KZ	VP	KZ
M1	80,413	33,939	96,036	-178,574	-165,859	-66,618	-61,198
M1-CCS	90,382	42,349	113,434	-167,705	-155,043	-66,618	-61,231
M2-CS	74,314	30,802	88,274	-179,088	-166,453	-66,774	-61,514
M2-CS-CCS	83,526	42,211	112,220	-172,538	-159,927	-66,774	-61,544

Nežádoucí vlivy dotvarování popisované v tabulce 19 výše ukazují na následující poznatky. Modely zahrnující rozdílné stáří betonu v příčném řezu vykazují větší namáhání prvku od účinků dotvarování. Zároveň se zde opět ukazuje pozitivní vliv kratších lamel.



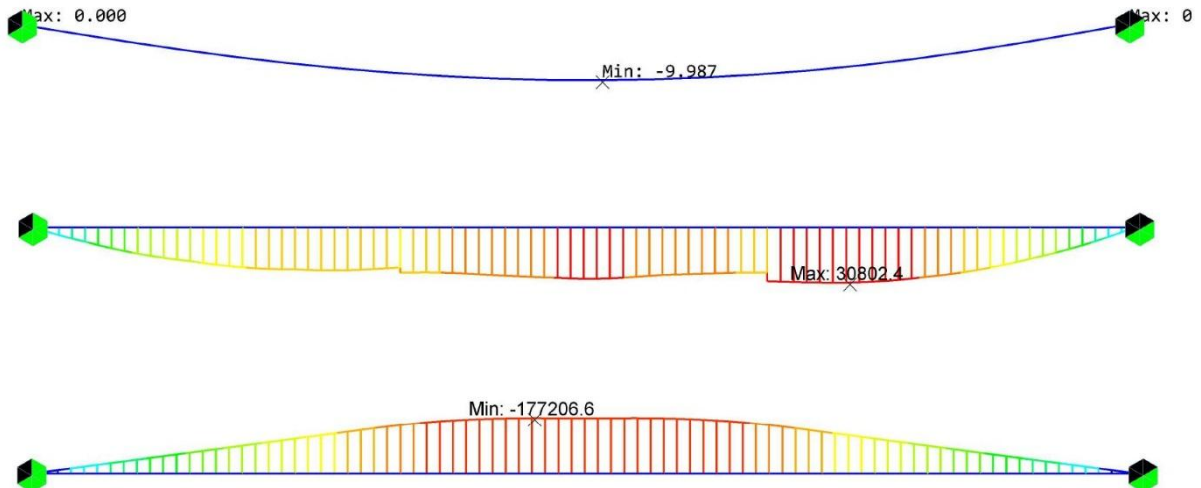
Ztráty předpětí měřené na normálové síle (pravá část tabulky) jsou obecně větší pro delší takty betonáže. Zároveň dochází k menším ztrátám u modelů zahrnující rozdílné stáří betonu v průřezu. Výčet hodnot ohybových momentů vyplývajících z účinků předpětí ukazuje na větší efektivitu u modelů tvořených kratšími lamelami a paradoxně větším účinkům předpětí u průřezů nezahrnujících spřažený průřez.

Z tabulky 18 je také patrný na první pohled nelogický průběh deformace v čase. S nárůstem účinků zatížení mezi časy VP a UP dochází ke zmenšení svislé deformace průřezu u všech pokusných modelů. To je dáno výrazným snížením tlakového napětí v průřezu, čímž se zmenšuje negativní vliv dotvarování. S rostoucím časem a s ním i plynoucím vlivem dotvarování betonu se tento skok eliminuje.

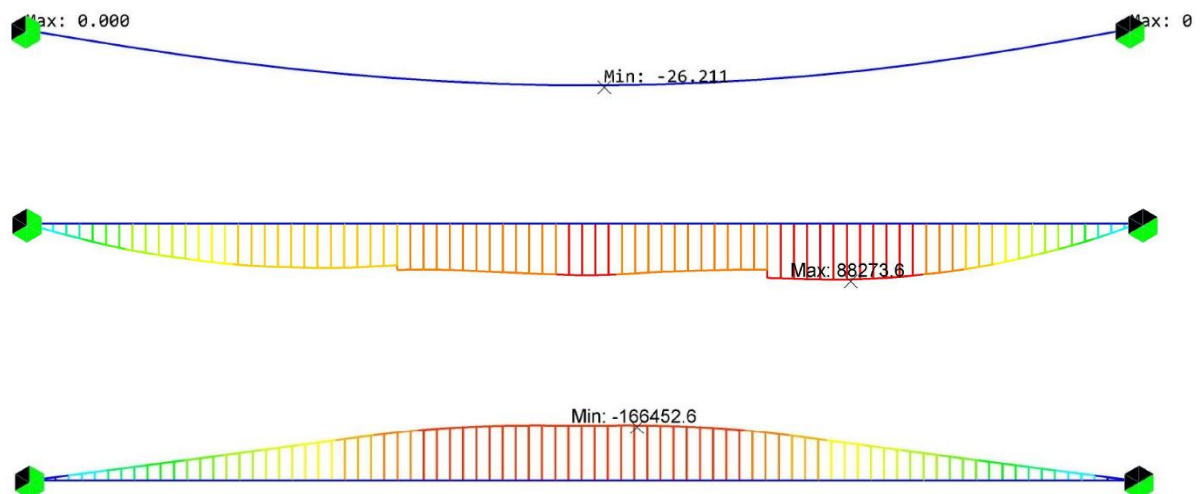


Obrázek 81 - Model M2-CS, vnesení předpětí

Na obrázcích 81 - 83 jsou pro ilustraci zobrazeny průběhy deformací a momentů vznikajících od dotvarování konstrukce a nejnižší pak momentový účinek předpětí v daném čase. Tyto průběhy jsou vykresleny pro model M2-CS, který nejvíce odpovídá dalšímu postupu při návrhu konstrukce.



Obrázek 82 - Model M2-CS, uvedení do provozu



Obrázek 83 - Model M2-CS, konec životnosti

#### 6.4.4 Závěr pokusu

Na základě výše popsaných poznatků bylo analyzováno chování konstrukce v oblasti reologie betonu. Zároveň byl prověřen vliv jednotlivých postupů modelování ve výpočetním SW na tuto problematiku. Pro realizaci konstrukce je dle výše popsaných poznatků vhodnější volit kratší takty betonáže, mezi které se snadněji rozdělí negativní účinky dotvarování, ale také ztrát předpětí.

Vliv rozdílného stáří betonu po průřezu je dle získaných hodnot roven hodnotě nižší 5 %. Protože byl pokus prováděn na konstrukci tvořené jedním polem, kde v porovnání s ostatními konstrukčními systémy dochází k největším negativním účinkům (velikost ohybových

momentů), lze na navrhované konstrukci předpokládat hodnotu ještě nižší. S ohledem na rozsah této práce proto nebude vliv spráženého průřezu uvažován. Uvažován však bude postup výstavby s rozdílným stářím kratších celků. Pro návrh fází výstavby bude použita délka taktu betonáže  $L = 21,0$  m, a to s ohledem na provedený pokus a poznatky nabyté v kapitole 4. Předpětí bude do průřezu vneseno po dokončení poslední lamely dané fáze.

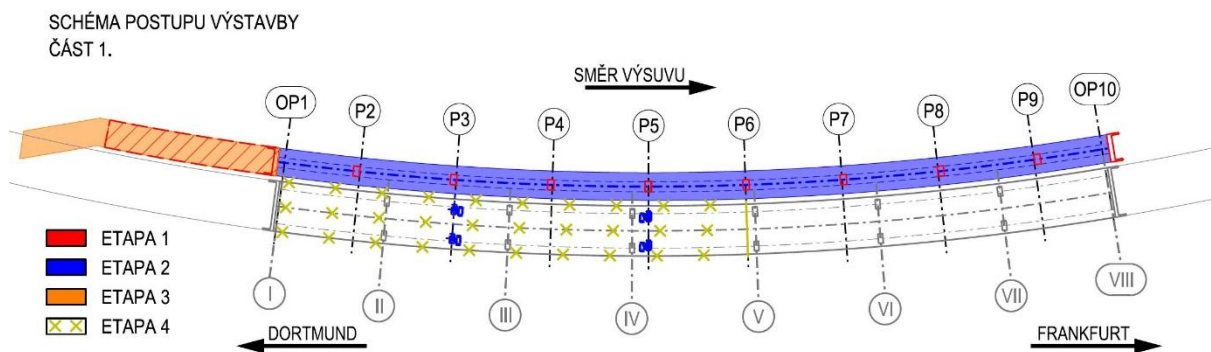
## 6.5 Postup výstavby

Předmětem této kapitoly a celé práce je podrobný návrh pravé mostní konstrukce. Celkem je nové soumostí tvořeno dvěma samostatnými konstrukcemi, které jsou umístěny ve stopě stávajícího mostu. Protože nelze dálnici A45 zcela uzavřít, je nutné navrhnout takový postup výstavby, který umožní realizaci nové konstrukce a zároveň zajistí provoz automobilové dopravy.

Postup výstavby soumostí byl inspirován projektovou dokumentací z roku 2016. Levý most bude zhotoven v souběžné poloze se stávajícím mostem. Následně na něj bude během demolice stávající konstrukce a stavby nového pravého mostu svedena všechna doprava. Po realizaci pravého mostu bude doprava převedena na něj, zatímco levý most bude příčně vysunut do své finální polohy.

### 6.5.1 Postup výstavby soumostí

Pro podrobnější popis výstavby soumostí byla zpracována výkresová příloha B.1 Schéma postupu výstavby. V této kapitole je postup výstavby celého soumostí popisován pomocí zjednodušených schémat na obrázcích 84, 85 a 86. Postup jednotlivých prací je popsán v odstavci pod příslušným schématem.

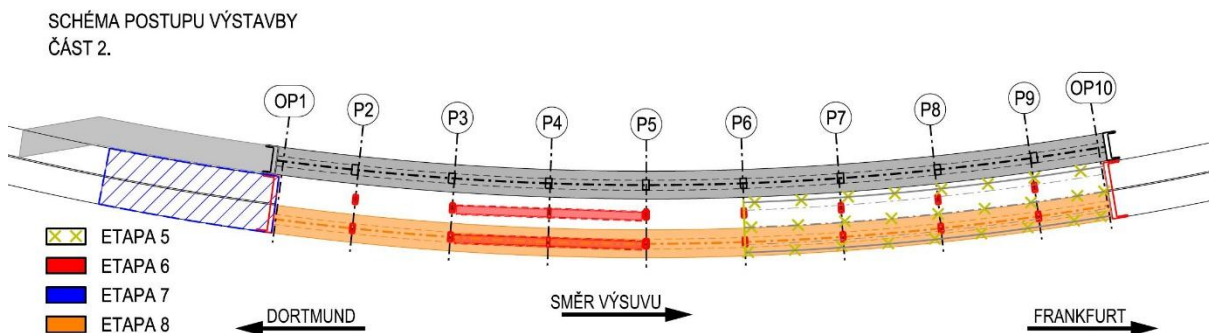


Obrázek 84 - Postup výstavby soumostí, část 1.

První schéma popisuje realizaci levé konstrukce mostu v dočasné pozici na vnitřní straně směrového oblouku stávajícího mostu. Nejprve (červená etapa) bude realizována konstrukce dočasné spodní stavby a připravena oblast výroby za dortmundskou opěrou.

Následně bude realizován výsuv nosné konstrukce (modrá etapa). Během výsuvu levého mostu budou zhotoveny základové konstrukce pilířů P3 a P5. Dále budou realizovány prvky mostního svršku a vybavení. Souběžně budou probíhat práce na nových pilířích P3, P5 a lomeném oblouku.

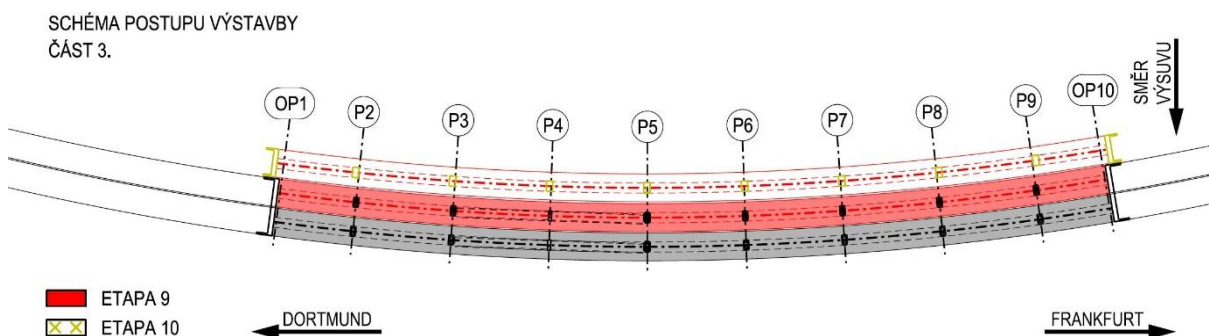
Po převedení silniční dopravy na nový most (oranžová etapa) bude snesen úsek stávajícího mostu mezi podpěrami I a V (žlutá etapa).



Obrázek 85 - Postup výstavby soumostí, část 2.

Druhé schéma navazuje na předchozí práce dokončením pilířů, lomeného oblouku ve svislé poloze a následným sklopením obou ramen (červená etapa), viz kapitola 6.5.3. Po dokončení obloukové konstrukce bude snesen zbytek stávající konstrukce (žlutá etapa).

Dalším krokem (modrá etapa) bude realizace výrobní pravého mostu a zbylých konstrukcí spodní stavby. Posledním krokem popsaným na tomto schématu je výsuv a dokončovací práce na pravé nosné konstrukci. Podrobně je tento krok rozepsán v kapitole 6.5.4.

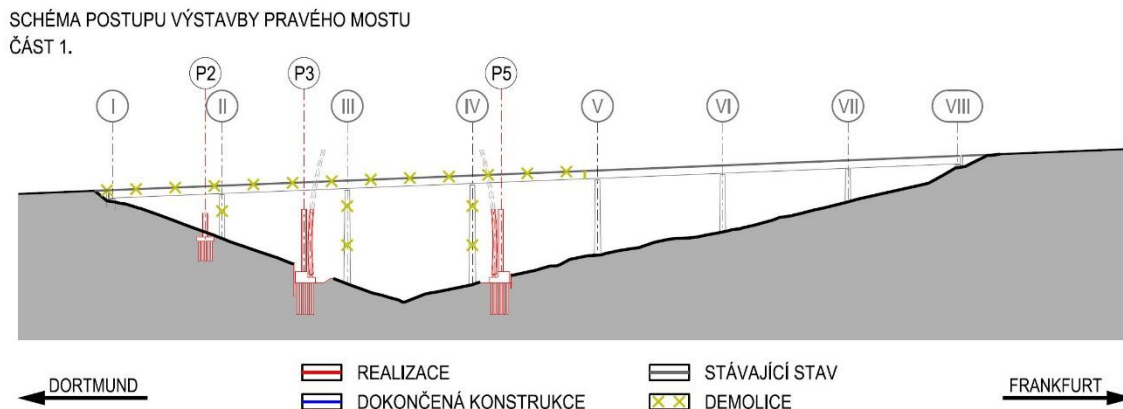


Obrázek 86 - Postup výstavby soumostí, část 3.

Po převedení silniční dopravy z levého na pravý most proběhne příčný výsuv levé nosné konstrukce do její finální polohy. V závěru bude spuštěn provoz na obou mostech a odstraněny konstrukce dočasné spodní stavby.

### 6.5.2 Postup výstavby mostu

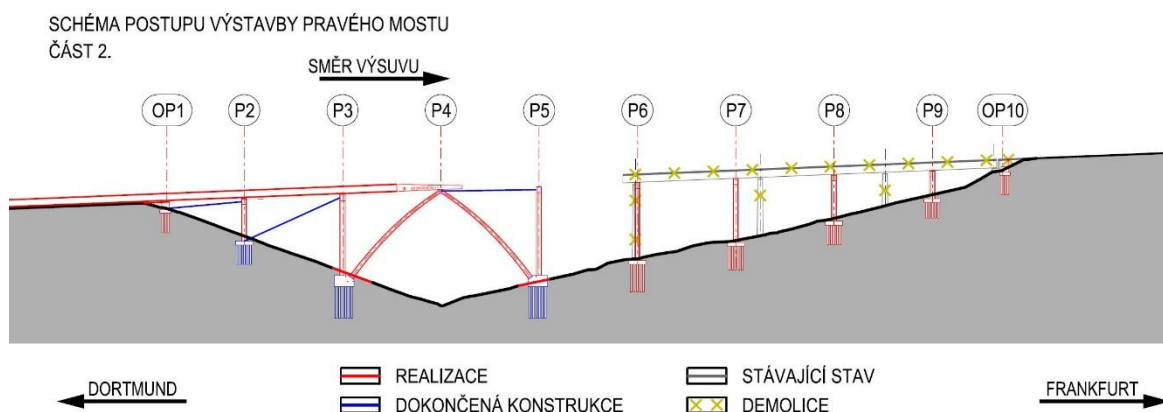
V této kapitole je podrobněji shrnut postup výstavby pravého mostu, zmiňovaný pod schématem na obrázku 85. V dalších kapitolách budou jednotlivé etapy výstavby zpracovány detailněji.



Obrázek 87 - Postup výstavby mostu, část 1.

První schéma popisuje postupy prací po úspěšném převedení dopravy na novou nosnou konstrukci levého mostu (viz předchozí kapitola) a realizaci základových bloků pilířů P3 a P5. Dále bude zahájena demolice stávajícího mostu, a to v úseku mezi Dortmundskou opěrou a pilířem V. Souběžně s demolicí budou probíhat práce na nových pilířích P3 a P5, společně s realizací lomeného oblouku ve svislé poloze. Dalšími pracemi v souběhu jsou realizace dříku nové Dortmundské opěry a příprava výroby pro výsuv konstrukce.

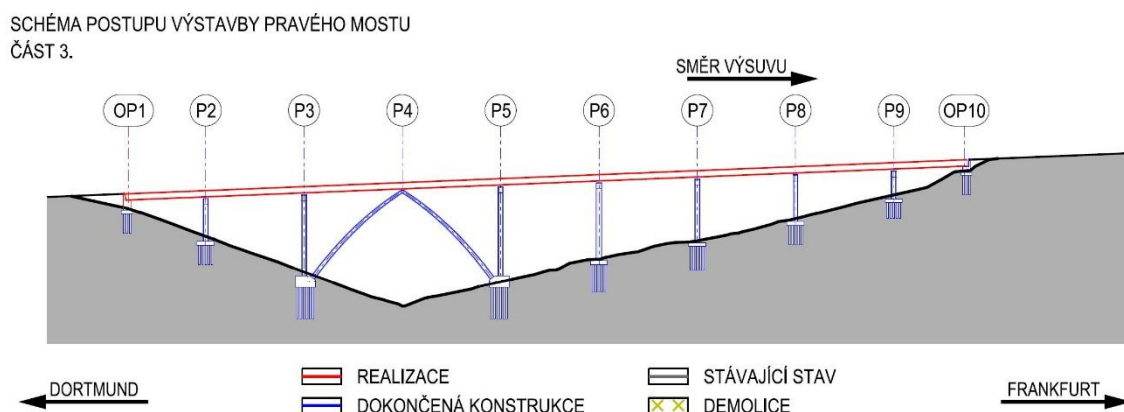
Po úspěšném snesení úseku stávající konstrukce budou dokončeny konstrukce pilířů P3 a P5. Dále budou dokončeny ve svislé poloze prováděné části lomeného oblouku a realizován pilíř P2.



Obrázek 88 - Postup výstavby mostu, část 2.

Dalším krokem výstavby je zřízení dočasných lanových prvků ztužujících pilíře P3 a P5, které umožní sklopení lomeného oblouku do finální polohy. Samotné sklápění a zmonolitnění oblouku ve vrcholu je podrobněji popsáno v kapitole 6.5.3. Po úspěšné realizaci oblouku bude snesen zbytek původní konstrukce, provedena demolice původní spodní stavby a zahájena stavba zbývajících pilířů a Frankfurtské opěry.

Po úspěšném dokončení pilířů P6 a P7 bude v nové výrobě započat proces výroby a výsuvu nosné konstrukce pravého mostu. Před dosažením nové podpory je vždy nutné realizovat konstrukce dočasného podélného ztužení pilířů.



Obrázek 89 - Postup výstavby mostu, část 3.

Na posledním schématu jsou dokončeny všechny konstrukce nové spodní stavby. Je dokončen výsuv nosné konstrukce, jsou započaty dokončovací práce na koncových příčnicích, mostním svršku a vybavení před uvedením mostu do provozu. Po převedení dopravy na tuto část konstrukce bude pokračovat práce na příčném výsuvu levého mostu (viz předchozí kapitola 6.5.1).

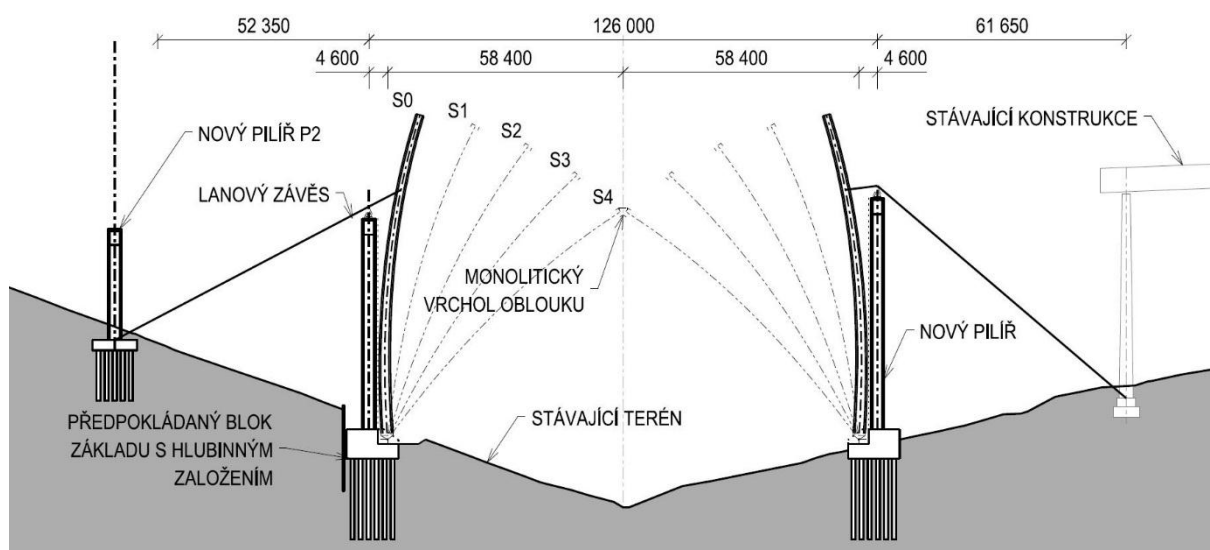
### 6.5.3 Realizace spodní stavby

Prvky konstrukce dočasných pilířů nejsou v této práci s ohledem na její rozsah navrhovány. Dle připravené rešerše lze předpokládat použití prefabrikovaných železobetonových stěn ztužených ocelovými příhradovými prvky, které umožní jejich snadné odstranění po dokončení stavby. Konstrukce dočasných opěr budou železobetonové monolitické a po dokončení stavby budou také odstraněny.

Konstrukce finálních pilířů budou realizovány monoliticky pomocí šplhavého bednění. Podrobný návrh postupu výstavby je podmíněn volbou výrobce bednicích prvků. Obecně lze s přihlédnutím, k již realizovaným konstrukcím předpokládat takty vysoké 3-5 m s dobou realizace do 10 dnů. Konstrukce opěr budou zhotoveny monoliticky pomocí systémového bednění.

Konstrukce lomeného oblouku bude realizována pomocí prvků systémového bednění, které budou postupně překládány. Realizace jednotlivých ramen oblouku bude probíhat ve vertikální poloze v těsné blízkosti přilehlého pilíře. V patě oblouku bude před započítím realizace osazen ocelový prvek umožňující finální sklopení a úpravu natočení realizovaného ramene dle potřeby.

Realizace spodní poloviny obou ramen je předpokládána v poloze, kdy střednice prvního segmentu bude rovnoběžná s osou pilíře. Pro další postup bude upraveno natočení v patním kloubu, a to opřením realizované části o konstrukci pilíře. Kontakt obou konstrukcí bude řešen pomocí ocelových přípravků, zajišťujících dočasné spojení. Úprava geometrie bude prováděna uvolňováním a vnášením předpětí do lanových závěsů.



Obrázek 90 - Postup sklápění lomeného oblouku

Po dokončení celého ramene oblouku bude následovat jeho sklopení do finální polohy. Sklápění bude realizováno pomocí soustavy lanových závěsů. Tyto závěsy budou ve směru na Dortmund kotveny do základového bloku pilíře P2 a ve směru na Frankfurt do základů stávajícího pilíře V. Následně budou vedeny přes ocelové rámy na pilířích P3 a P5 do kotevních prvků na konstrukci oblouku. Průběh samotného sklápění je patrný ze schématu na obrázku 90.

Po sklopení ramen oblouku budou tyto prvky rozepřeny hydraulickými lisami do přesné polohy. Posledním krokem bude zmonolitnění oblouku v jeho vrcholu a v jeho patách, kde byla jednotlivá ramena dosud uložena na ocelových kloubech.

Založení všech konstrukcí spodní stavby je uvažováno na monolitickém základovém bloku přerodělovujícím namáhání do vrtaných velkopřůměrových pilot pod ním.

## 6.5.4 Výstavba nosné konstrukce

### Výrobna

Výrobna je umístěna za níže položenou opěrou ve směru na Dortmund. Je situována ve vzdálenosti 33,0 m za bodem, ze kterého je uvažován výsuv a v budoucnu také finální ložisko opěry. Podélný sklon výroby a oblasti před výrobnou je stejně jako u hotové konstrukce 4,039 %. Délka výroby odpovídá délce tří taktů betonáže, tedy 63,0 m, což je zároveň délka jednoho běžného pole. Délka obou oblastí byla volena s ohledem na postup realizace lamel, postup předpínání a samotný výsuv.

### Postup prací ve výrobě

Práce ve výrobě bude postupně probíhat na třech pracovištích dlouhých 21,0 m. Po vysunutí předchozí fáze, bude nejprve realizována spodní část komorového průřezu první lamely. Během tohoto procesu bude připravována výztuž a bednění druhé lamely. Po dokončení spodní části první lamely budou probíhat dokončovací práce na druhé lamelě, přípravné práce na třetí lamelě a zároveň bude realizováno bednění a výztuž pro desku prvního průřezu. V tomto duchu budou realizovány vždy tři nové lamely, které budou na závěr výrobního cyklu dlouhého 21 dnů předepnuty a posunuty o délku 63,0 m.

První a poslední výrobní fáze (fáze F1 a F10) jsou od ostatních odlišné. Odlišností je samozřejmě délka lamel a postup vnášení předpětí, ale také je potřeba pamatovat na montáž vysouvacího nástavce v první fázi a jeho odstranění ve fázi 10.

### Výsuv konstrukce

Nosná konstrukce bude z výroby před Dortmundskou opěrou vysouvána vždy po dokončení a předepnutí příslušné stavební fáze. Celkem bude provedeno devět posunů konstrukce. Prvních osm v délce 63,0 m a poslední pak v délce 65,5 m. Po vysunutí do finální polohy bude provedena změna předpětí (viz následující odstavce), zmonolitnění s konstrukcí oblouku v podpoře P4 a uložení na finální ložiska. Celý tento postup je znázorněn na obrázku 91.

### Dočasná předpínací výztuž

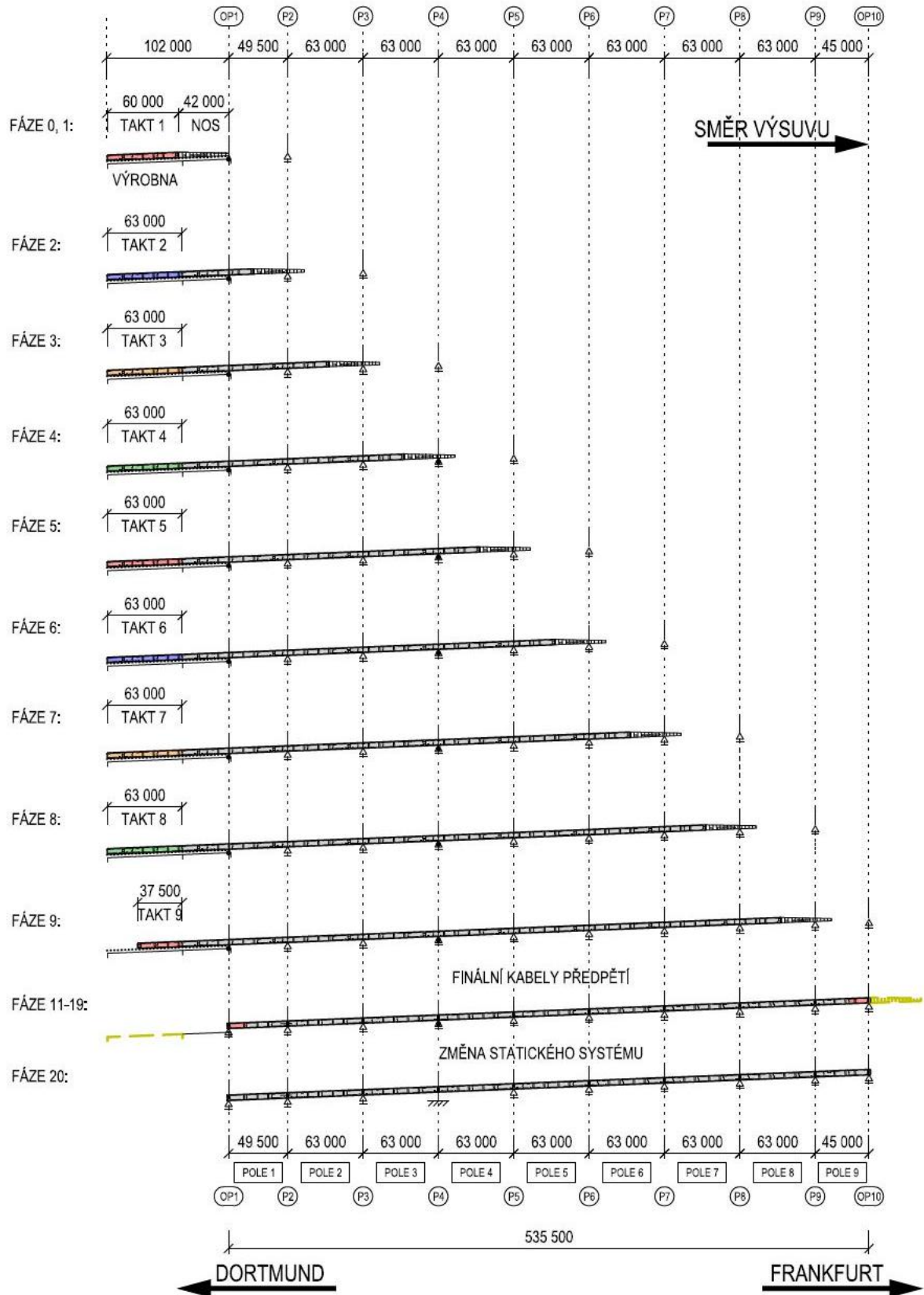
Během výsuvu nosné konstrukce je nutné tuto konstrukci centricky předepnout, aby lépe vzdorovala proměnlivým účinkům zatížení vycházejících z postupné změny statického schématu. Shrnutí této problematiky je popsáno ve výkresových přílohách.

Před samotným výsuvem bude konstrukce předepnuta částí finálního předpětí vedeného parabolickým průběhem uvnitř stěn komorového nosníku (kabely FIN) společně s finálními příložkami (kabely PR). Dále bude aplikováno dočasné vnější nesoudržně předpětí, a to s inverzním průběhem (kabely INV), pro vyrovnání účinků finálních parabolických kabelů. Zbylá

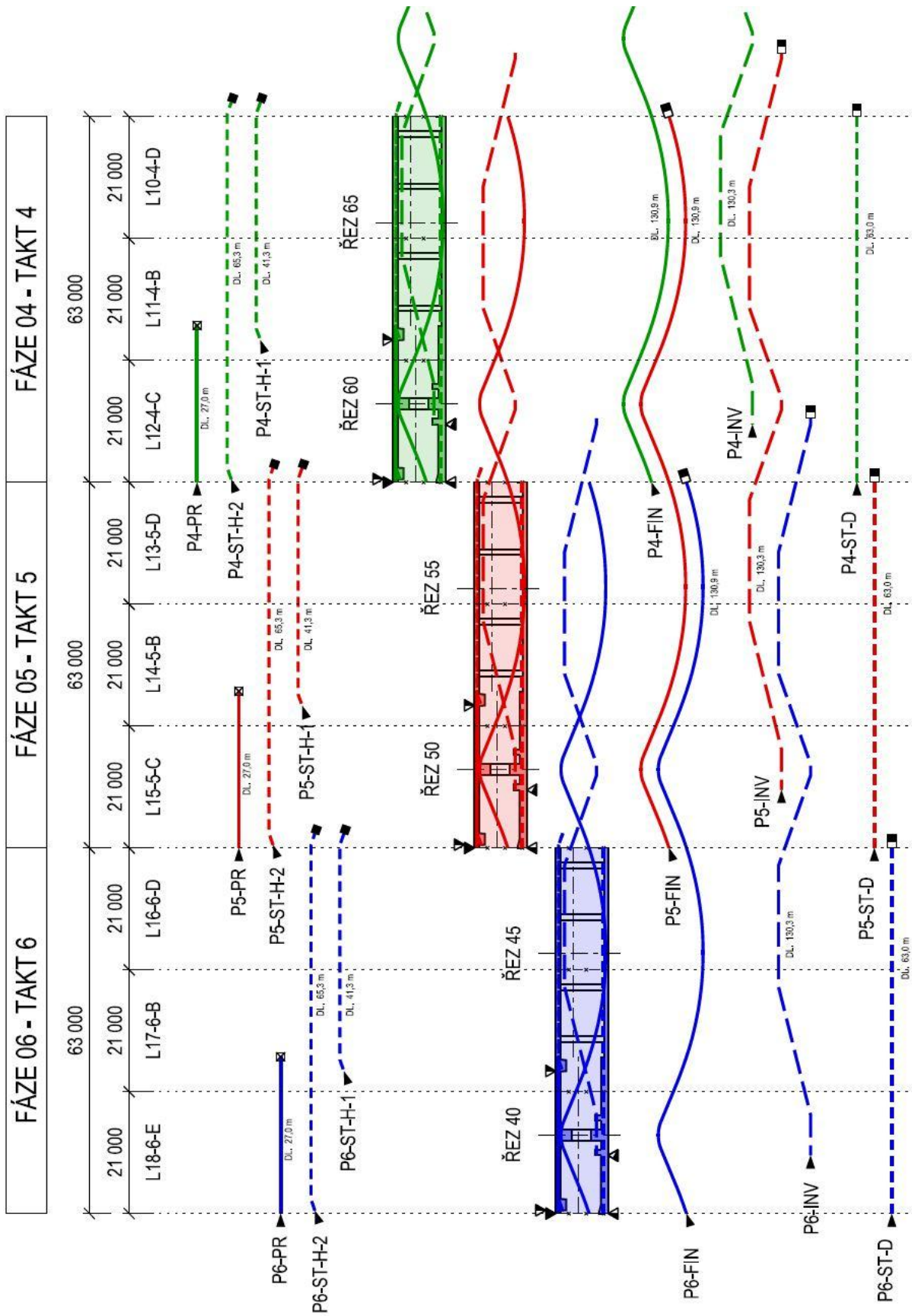


tlaková rezerva bude do konstrukce vnesena pomocí dočasných nesoudržných kabelů vedených v horní (kabely ST-H) a dolní (ST-D) desce průřezu.

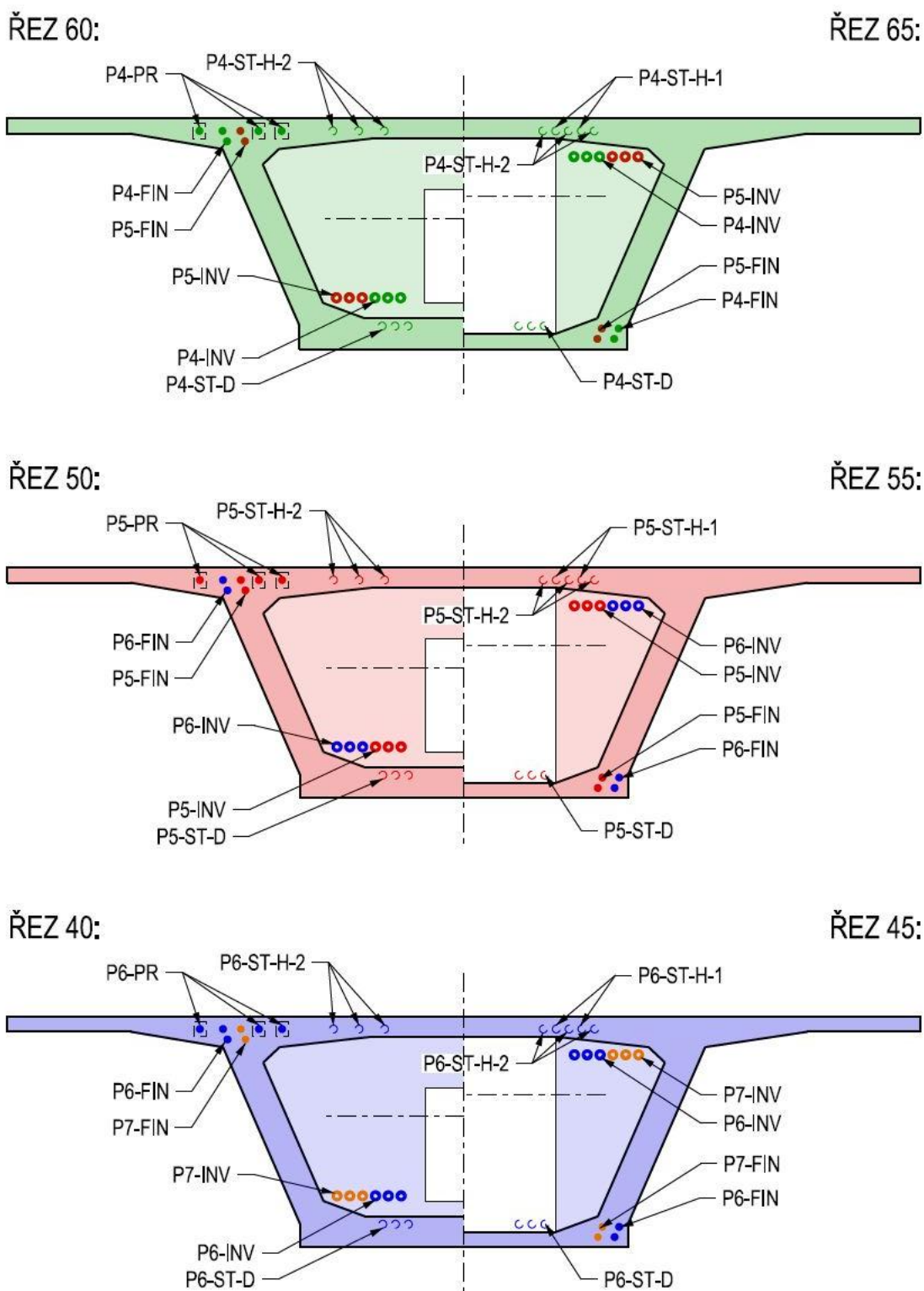
Postup napínání lan je předpokládán v obráceném pořadí oproti výčtu jednotlivých prvků výše. Všechny kabely budou napínány pouze z jedné strany (od Dortmundu), a to z důvodu postupu výstavby, kdy je uvažováno spojování předpínacích lan. Průběh geometrie jednotlivých lan a jejich návaznost na předcházející a následující fáze je patrný z obrázku 92. Umístění kabelů v příčném řezu je zobrazeno na obrázku 93. Přesná geometrie a množství použité výztuže bude stanoveno v kapitole 8.4. Všechny tyto informace jsou pak předmětem příloh B.3 věnovaných postupu výstavby a schématu předpínací výztuže.



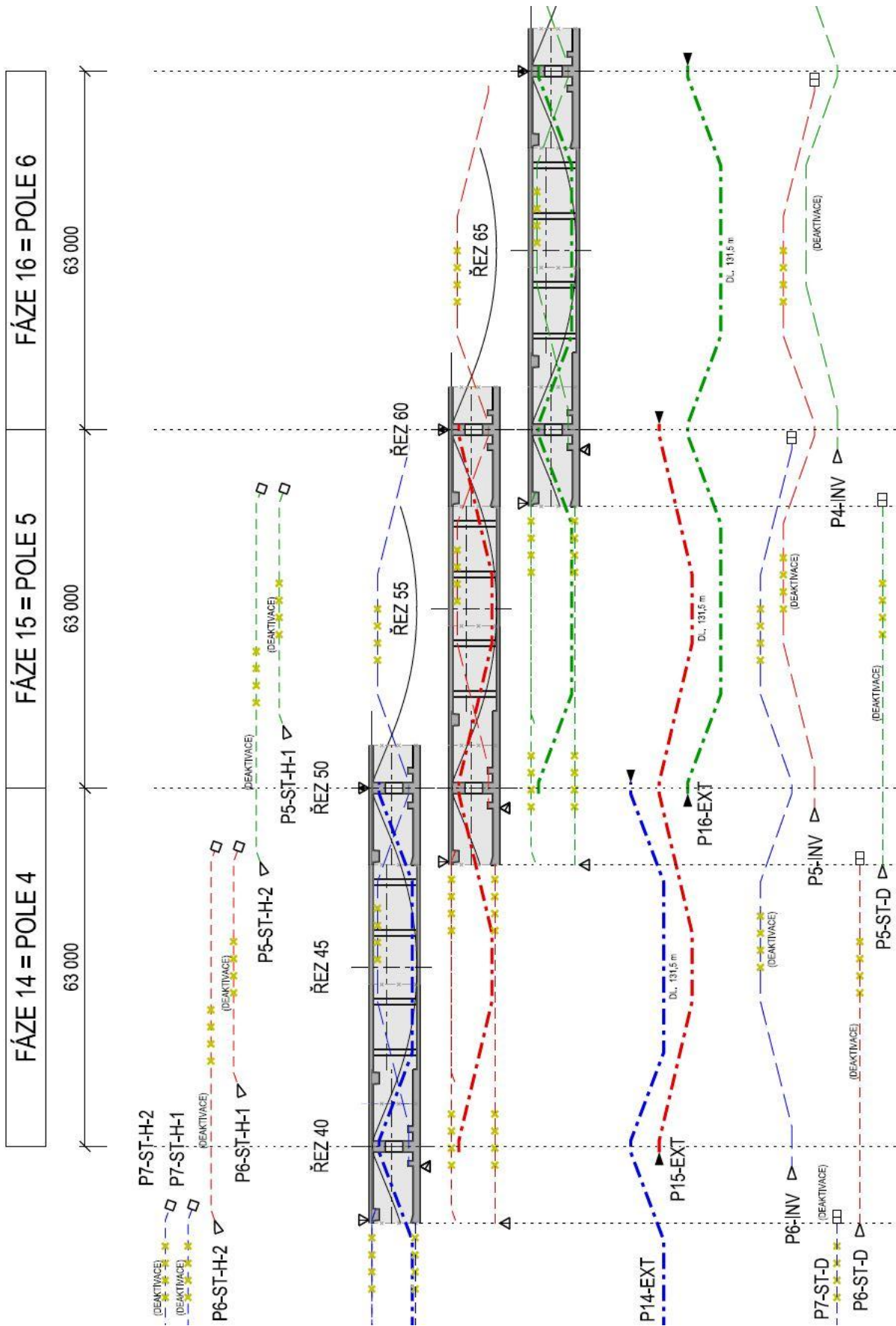
Obrázek 91 - Fáze výsuvu nosné konstrukce



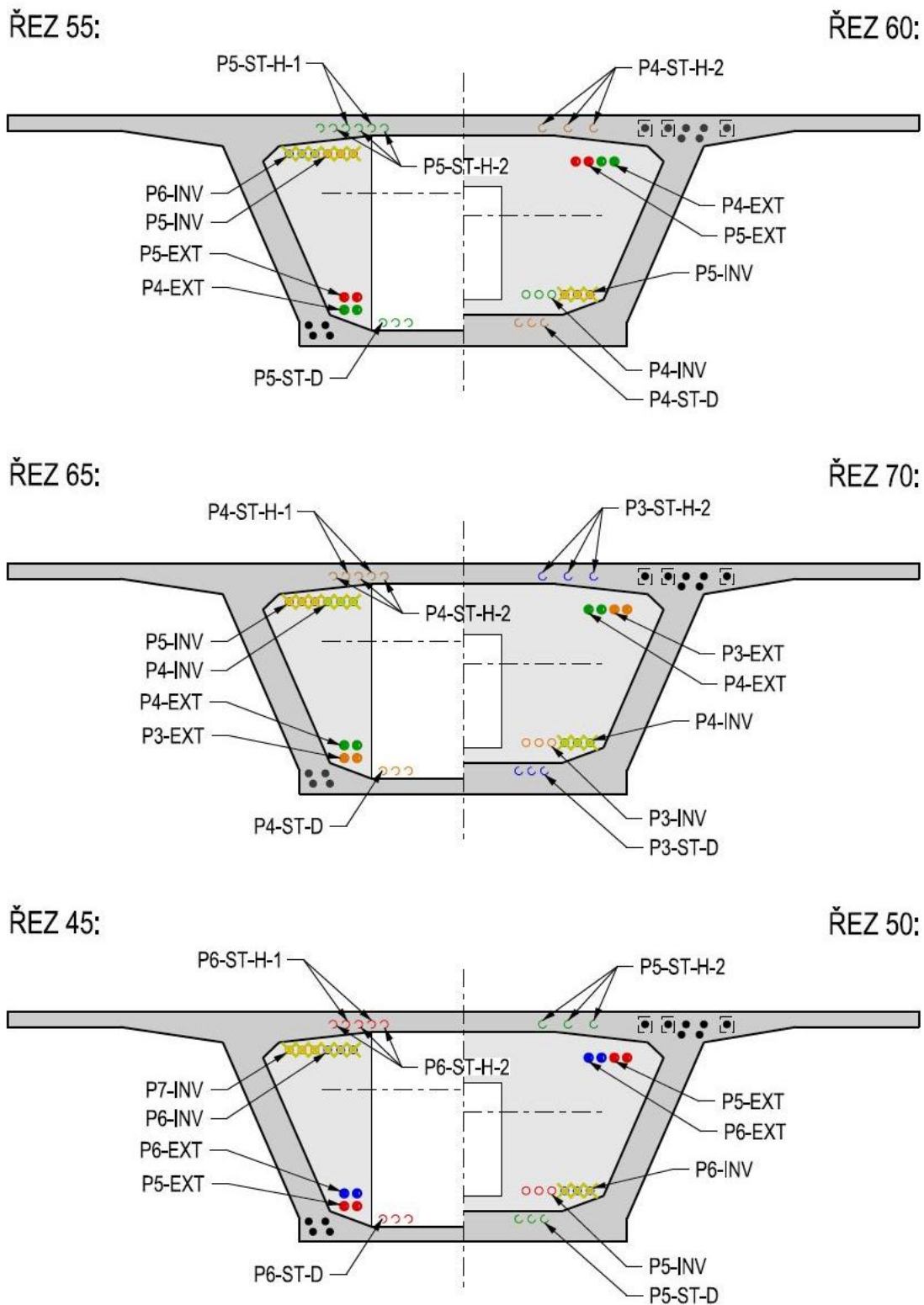
Obrázek 92 – Schéma fází výroby nosné konstrukce (podélný řez)



Obrázek 93 – Schéma fází výroby nosné konstrukce (příčný řez)



Obrázek 94 - Postup realizace finálního předpětí (podélný řez)



Obrázek 95 - Postup realizace finálního předpětí (příčný řez)

### **Finální předpínací výztuž**

Finální vedení předpínací výztuže bude realizováno po vysunutí konstrukce do konečné pozice a zhotovení koncových příčníků. Příčnický jsou realizovány v této fázi z důvodu úspory vysouvané hmoty a minimalizaci jejich negativních účinků na vysouvanou konstrukci. Dokončením příčníků zároveň vzniknou oblasti pro osazení finálních ložisek.

Zatímco dočasná výztuž byla napínána ve směru na Dortmund, deaktivace těchto prvků musí probíhat v obráceném směru z důvodu přístupu ke kotvám předpětí. Nejprve budou deaktivovány inverzní kabely vnějšího předpětí (kabely INV). Následně budou přestavěny kanálky vnějšího předpětí a aktivovány vnější kabely finálního předpětí (kabely EXT). Posledním krokem každého cyklu bude deaktivace kabelů předpětí umístěných v deskách komorového průřezu, příslušných předcházejícímu poli. Napínání kabelů vnějšího finálního předpětí je předpokládáno z obou stran.

Tento postup je znázorněn na obrázcích 94 a 95. První z obrázků popisuje návaznost postupu na okolní pole, druhý tyto změny popisuje na příčném řezu. Shrnutí a podrobnější grafický popis tohoto postupu je předmětem přílohy 9.4. Stejně jako v případě dočasného předpětí je návrh podrobné geometrie a množství proveden v kapitole 8.3.

### **Dokončovací práce**

Po dokončení výsuvu mostu a osazení finální předpínací výztuže bude provedeno zmonolitnění s lomeným obloukem a vyměněna dočasná kluzná ložiska za finální kalotová ložiska. Dále budou realizovány mostní závěry, římsy, zábradlí, vozovka a v samotném závěru osazeno silniční svodidlo.

Nejprve bude realizována betonářská výztuž mezi vrcholem oblouku a předem připravenými otvory v dolní desce nosné konstrukce. Následně bude provedeno probetonování oblasti pod nosnou konstrukcí a zesílení nadpodporového příčnicku uvnitř komory. Tímto postupem vznikne na konstrukci pevný bod, díky kterému bude konstrukce lépe vzdorovat vodorovným silám a zároveň bude bezpečnější proces výměny mostních ložisek.

Posledním z výše popsaných procesů je výměna ložisek. Výměna bude provedena pomocí vložených hydraulických lisů mezi nosnou konstrukcí a příslušný pilíř. Následně bude umístěno finální kalotové ložisko a odstraněna kluzná plocha. Postupně bude tento postup proveden na všech pilířích.

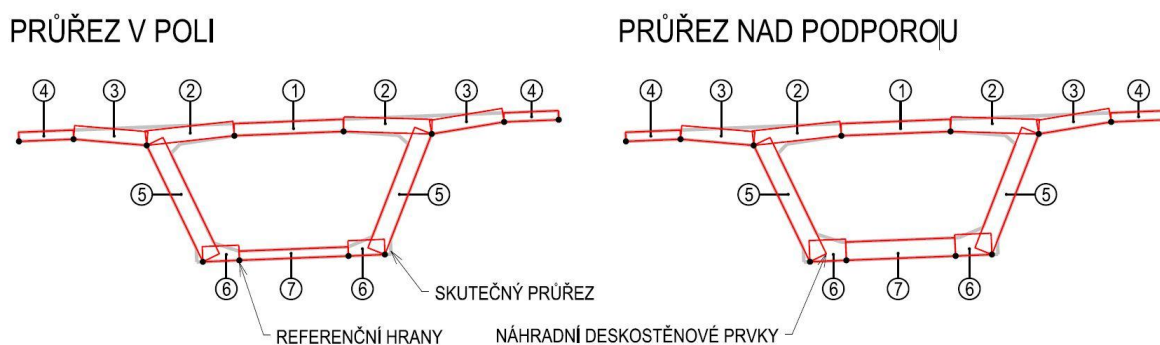
## 6.6 Výpočetní model

### 6.6.1 Způsob modelování

Pro vhodnou volbu výpočetního modelu byly v programu SCIA Engineer vytvořeny pokusné modely nosné konstrukce, ve kterých byly aplikovány statické zatěžovací stavy a model zatížení LM1 vyvolávající maximální ohybový moment v poli 2. První z pokusů provedený v kapitole 5.3 cílil na zhodnocení vlivu zakřivení a podélného sklonu na získané výsledky. Druhý pokus pak srovnával výsledky mezi jednoduchým prutovým modelem a modelem ve kterém je konstrukce tvořena deskostěnovými prvky. Pokusné modely zároveň sloužily k ověření získaných výsledků finálního modelu.

#### 6.6.1.1 Prut vs. deskostěna

Prutový model byl vytvořen pomocí importované střednice a následného přiřazení příčného řezu popsaného v kapitole 6.1. Do prutového modelu byly dále pro uvážení vlivu smykového ochabnutí zavedeny efektivní průřezové charakteristiky. Deskostěnový model byl vytvořen obdobným způsobem. Do programu byly importovány hrany os jednotlivých desek. Následně byla deskám přiřazena jejich tloušťka a excentricita. Postup tvorby příčného řezu z deskostěnových prvků je patrný ze schématu na obrázku 96. Geometrie náhradních deskostěnových prvků byla volena ve snaze se přiblížit shodným průřezovým charakteristikám mezi oběma modely. Tloušťky jednotlivých desek jsou uvedeny v tabulce na obrázku. Referenční hrany odpovídají hranám konstrukce.



Obrázek 96 - Schéma deskostěnových náhrad

Tabulka 20 - Tloušťky jednotlivých deskostěnových náhrad

Deska	-	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Tloušťka	mm	400	480	450	300	600	500	300	750	600

Vytvořené modely byly zatíženy shodnými zatěžovacími stavy a jejich kombinacemi. Pro účely porovnání konstrukce na různé účinky namáhání byly sestaveny následující kombinace. První kombinace je součet vlastní tíhy konstrukce a ostatní stálé zatížení. V druhé kombinaci

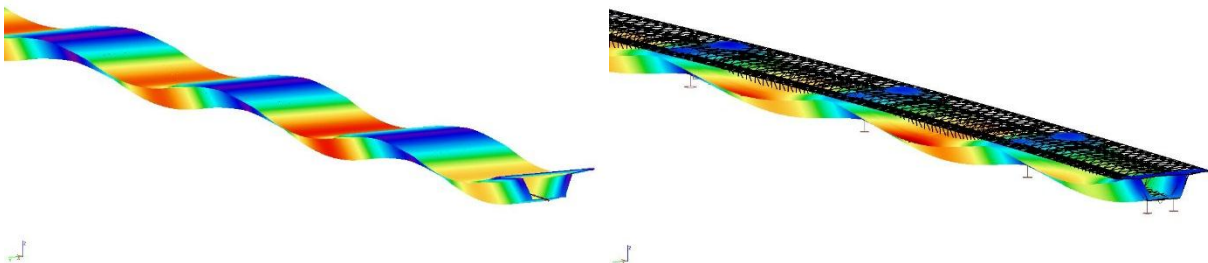


je doplněno zatížení modelem LM1 pro vyvolání maximálního namáhání uprostřed pole 2. Třetí kombinace zatížení vyvozuje maximální torzní účinky. Nejzatíženější pruh modelu LM1 je umístěn k vnitřní obrubě a dále je doplněno zatížení bočním větrem působící na vnější stěnu komory.

Tabulka 21 - Srovnání vytvořených modelů

Reakce/ Defomrace	Model	CO1			CO2			CO3		
		Ry	Rz	uz	Ry	Rz	uz	Ry	Rz	uz
		[kN]	[kN]	[mm]	[kN]	[kN]	[mm]	[kN]	[kN]	[mm]
OP1/ Pole1	Deskostěna	11,59	8 438	-16,66	12,15	8 100	-14,56	318,03	8 104	-14,69
	Pрут	12,35	8 339	-16,15	12,04	8 023	-14,40	317,77	8 023	-14,38
P2/ Pole2	Deskostěna	-9,48	27 885	-21,25	-7,18	30 528	-27,70	911,14	30 534	-27,77
	Pрут	-9,19	27 519	-20,53	-6,59	30 076	-27,11	910,67	30 083	-27,12
P3/ Pole3	Deskostěna	-36,26	27 971	-20,37	-44,70	30 059	-16,84	893,85	30 025	-16,68
	Pрут	-35,90	27 747	-19,55	-45,17	30 060	-16,84	893,62	30 032	-16,65
P4/ Pole4	Deskostěna	-9,96	28 088	-20,36	-0,95	30 331	-26,13	-1632,52	30 289	-26,29
	Pрут	-9,73	27 639	-19,84	-1,61	29 862	-25,87	-1632,68	29 816	-26,04
P5 / Pole5	Deskostěna	-54,39	27 802	-20,79	-60,89	29 958	-16,52	904,17	30 000	-16,60
	Pрут	-53,79	27 656	-19,90	-61,38	29 615	-16,06	903,98	29 651	-16,04
P6/ Pole6	Deskostěna	20,79	27 863	-20,14	28,85	30 076	-25,54	982,56	30 075	-27,07
	Pрут	21,22	27 673	-19,73	28,74	29 918	-26,01	982,87	29 919	-26,01
P7/ Pole7	Deskostěna	-6,95	27 994	-19,79	-14,21	30 213	-16,07	920,55	30 225	-16,26
	Pрут	-6,95	27 561	-19,77	-14,40	29 762	-15,77	921,16	29 771	-15,80
P8/ Pole8	Deskostěna	15,59	28 222	-21,27	24,60	30 289	-27,52	971,28	30 301	-28,16
	Pрут	16,35	28 017	-21,81	24,64	30 106	-28,60	970,82	30 116	-28,59
P9/ Pole9	Deskostěna	-33,41	27 200	-9,82	-41,17	29 899	-8,41	804,37	29 904	-8,71
	Pрут	-33,49	26 410	-10,26	-41,47	29 062	-8,67	804,42	29 070	-8,69
OP10	Deskostěna	19,50	7 418	-	24,48	7 022	-	278,06	7 029	-
	Pрут	20,49	7 228	-	24,37	6 855	-	277,59	6 857	-

Ze získaných hodnot je vidět úzká shoda mezi jednotlivými měřenými veličinami. Tuto shodu podporuje i charakter deformací, který je patrný z obrázku 97. Míra neshody mezi jednotlivými modely je menší než 4,5 %, což prokazuje použitelnost prutového modelu pro tuto práci.



Obrázek 97 - Charakter deformace od stálého zatížení

Míra shody mezi jednotlivými modely je přisuzována charakteru příčného řezu. Uzavřené průřezy obecně lépe odolávají účinkům kroucení, čímž dochází k menším deformacím po

příčném řezu. Na uzavřeném komorovém řezu také dochází k lepšímu přerozdělení nesymetricky působících sil.

Určitá míra neshody mezi použitými modely se nachází v oblasti konců konzol. Menší deformace na koncích konzol u prutového modelu jsou způsobeny tím, že výpočetní software neuvažuje u prutových modelů deformaci příčného řezu. Naopak deformace zjištěné na deskostěnovém modelu bude možné redukovat pomocí příčného předpětí horní desky, které bylo při návrhu geometrie příčného řezu uvažováno.

S ohledem na složitost deskostěnového modelu, komplikované zadávání jednotlivých zatížení, interpretaci výsledků a značných nároků výpočtu na hardware bylo rozhodnuto použít pro další postup model prutový. V dalších fázích návrhu konstrukce bude použit výpočetní software MIDAS Civil, který na prutovém modelu umožňuje snazší analýzu fází výstavby a zohlednění reologických vlivů použitého materiálu.

#### 6.6.1.2 Prostorový vs. přímý model

Jak již bylo ověřeno v kapitole 5.3, vliv zakřivení konstrukce a podélného sklonu se významně nepodílí na hodnotách výsledků. S ohledem na tuto skutečnost a podrobnost práce bude konstrukce modelována jako přímá a bez podélného sklonu.

#### 6.6.2 **Pracovní výpočetní modely**

Před vytvořením samotného finálního modelu bylo vytvořeno několik modelů zkoumající chování celé konstrukce nebo některých fází výstavby. Na základě těchto modelů bylo možné identifikovat kritická místa a následně navrhnout řešení, jako je například úprava geometrie konstrukce, množství předpínací výztuže nebo její úprava geometrie.

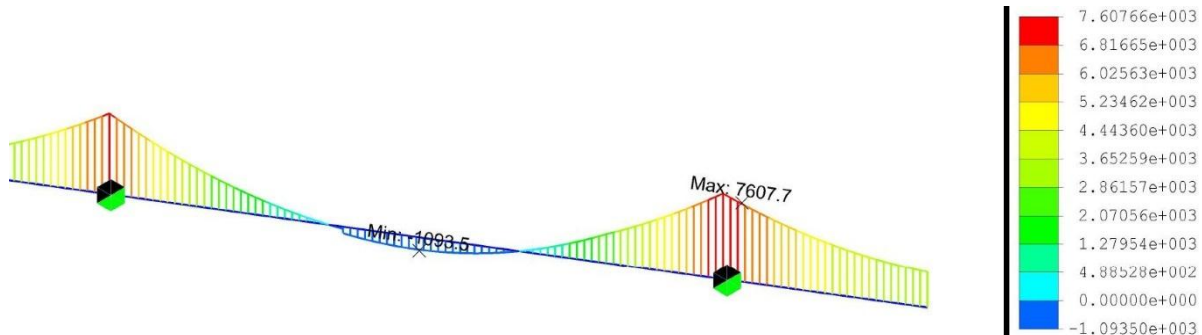
#### **Model finální konstrukce**

Tento model popisující chování výsledné konstrukce po vystavení zatížení popisovaném v kapitole 7.1 a 7.2. Model byl vytvořen v softwaru MIDAS Civil jako přímý prutový model se zanedbáním podélného sklonu. Pro kontrolu správnosti modelu byly hodnoty popisující chování konstrukce porovnány s prostorovým a deskostěnovým modelem. Model byl použit pro úpravu geometrie příčného řezu a ověření množství předpínací výztuže stanovené v kapitole 8.3.5. Výhodou použití tohoto modelu před finálním modelem je jeho jednoduchost a rychlost výpočtu umožňující snazší iterace návrhu předpětí.

#### **Modely výsuvu před a po dosažení podpory**

Sada modelů byla vytvořena pro získání hodnot deformací konstrukce a napětí na jejích krajních vláknech během postupu výsuvu. Pro modely byly zvoleny nejkritičtější fáze výsuvu, tedy okamžiky těsně před dosažením nové podpory, po dosažení podpory a okamžiky ukončení dané části výsuvu. V první popisované fázi je vyvoláno maximální tahové napětí

v horní desce průřezu. Na konci fáze dílčího výsuvu naopak dochází k maximálnímu tahovému napětí na spodních vláknech průřezu, viz kapitola 6.5.4. Stejně jako v případě výše popisovaného modelu jde o přímý prutový model. Na základě těchto modelů bylo možné stanovit velikost centrického předpětí nutného ve stavebních fázích.



Obrázek 98 - Průběh napětí na horních vláknech před dosažením nové podpory

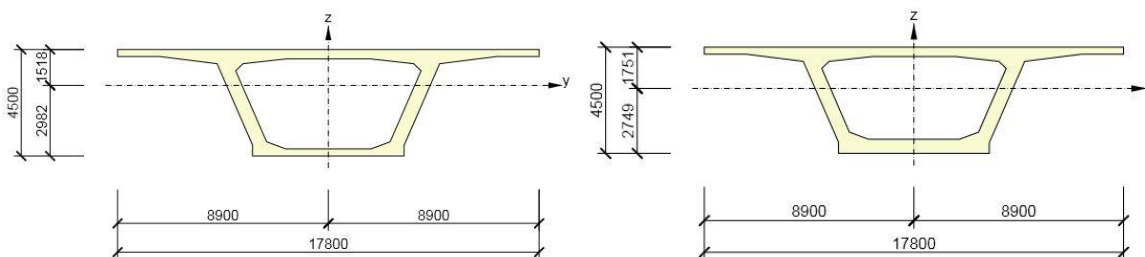
### 6.6.3 Finální výpočetní model

Finální výpočetní model byl vytvořen ve výpočetním softwaru MIDAS Civil 2019 jako přímý prutový model s přidělenými průřezy. Směrové zakřivení a podélný sklon v modelu nebyly zohledněny, viz kapitola 6.6.1. Ve výpočetním softwaru byly zahrnuty fáze výstavby, geometrie předpětí a časově závislé charakteristiky ztrát předpětí a reologických procesů materiálu. Při stanovení podélné tuhosti konstrukce byl použit přístup dle ČSN EN 1992-1-1 [8], redukce efektivních šířek průřezu (viz kapitola 6.6.4). Průřezové charakteristiky použité v modelu jsou stanoveny v kapitole 6.6.5. Nosná konstrukce je v modelu uložena na soustavě pružných podpor (viz kapitola 6.6.6).

#### Geometrie

Výpočetní model byl modelován pomocí prutových prvků dlouhých 3,0 m. Tato délka byla zvolena dle délky běžného pole a postupu výstavby, tedy se zohledněním technologie výsuvu. Vytvořený model odpovídá navrhované konstrukci popisované v kapitole 6.1. Běžný průřez v poli je uveden vlevo na obrázku 99. V nadpodporových oblastech do vzdálenosti 13,5 m od podpor je použit pravý průřez dle obrázku 99.

Geometrie vysouvaného nosu je popsána v kapitole 6.1.3. Ve výpočetním modelu byla použita náhrada v podobě plnostěnného nosníku průřezu I s dvojnásobnými šířkovými rozměry. Prvek byl stejně jako nosná konstrukce modelován pomocí dílčích prutů délky 3,0 m. Těmto prutům byl přiřazený příčný řez a celé skupině pak funkcionalita „Tapered Group“.



Obrázek 99 - Průřezy použité ve výpočetním modelu

### Fáze výstavby

Ve snaze zohlednit reologické jevy materiálu byla použita časově závislá analýza pomocí fází výstavby. Na začátku jednotlivých fází byly v modelu prováděny změny prvků konstrukce nebo podpor. Zatížení bylo vnášeno dle příslušných časů. Způsob zanesení fází výstavby do výpočetního modelu je popsán v tabulkách 22 a 23.

Tabulka 22 - Postup fází výstavby, část 1.

Fáze	Pracovní proces	Doba trvání	Trvání fáze	Celkový čas
F0	Sestavení vysouvacího nosu a výroby	-	-	0
F1-L	Výroba lamel 1-3	20	0	0
F1-P	Předpínání F1	0	0	0
F1-V	Výsuv F1 - dl. 63 m	1	20	20
F2-L	Výroba lamel 4-6	20	1	21
F2-P	Předpínání F2	0	0	21
F2-V	Výsuv F2 - dl. 63 m	1	20	41
F3-L	Výroba lamel 7-9	20	1	42
F3-P	Předpínání F3	0	0	42
F3-V	Výsuv F3 - dl. 63 m	1	20	62
•	•	•	•	•
•	•	•	•	•
•	•	•	•	•
F9-L	Výroba lamel 25-26	13	1	179
F9-P	Předpínání F9	0	0	180
F9-V	Výsuv F9 - dl. 65,5 m	1	1	181

V tabulce 22 jsou popsány procesy spojené s realizací nosné konstrukce, které jsou blíže popsány v kapitole 6.5 a výkresové příloze B.3.1. Fázím, kdy je ve výrobně realizováno nové pole konstrukce, je přiřazen čas trvání 1 den, během kterého jsou aktivovány lamely stáří 15, 10 a 5 dnů. V další fázi trvající 0 dnů je vneseno předpětí. Závěrečná fáze cyklu se skládá z 21 dílčích fází, ve kterých jsou postupně (po 3 metrech) měněny podpory, čímž je modelován výsuv. Všem fázím, ve kterých probíhá výsuv je přiřazeno 0 dnů, kromě poslední trvající 20 dnů. Těmito 20 dny je v modelu chápáno skutečných 20 dní, kdy jsou realizovány nové lamely konstrukce. Takto je cyklus opakován pro všech 9 polí. Rozdílná je fáze 9, kdy jsou realizovány pouze 2 lamely a proveden delší výsuv.

Tabulka 23 - Postup fází výstavby, část 2.

Fáze	Pracovní proces	Doba trvání	Trvání fáze	Celkový čas
F10	Demontáž nosu a realizace koncových příčniců	21	23	205
F11	Změna předpětí Pole 9	2	3	208
F12	Změna předpětí Pole 8	3	3	211
F13	Změna předpětí Pole 7	3	3	214
•	•	•	•	•
•	•	•	•	•
•	•	•	•	•
F18	Změna předpětí Pole 2	3	3	221
F19	Změna předpětí Pole 1	5	31	252
F20	Výměna ložisek a zmonolitnění s obloukem	28	0	252
F21-R	Provedení říms	28	28	280
F21-V	Provedení vozovky	28	28	308
F22	Provoz	36500	36500	36808
-	Konec životnosti	0	0	36808

Tabulka 23 popisuje práce na změně předpětí, dokončovací práce, změnu podpor do finálního stavu a provoz konstrukce. Nejprve je po fázích měněno předpětí pro jednotlivá pole. Podrobněji je tento postup popsán v kapitole 6.5 a na výkresu B.3.2. Na počátku každé fáze jsou odepnuty příslušné inverzní kabely vnějšího předpětí, uprostřed fáze je realizováno finální vnější předpětí a na jejím závěru jsou odepnuty kabely horní a spodní desky předchozího pole. Celé fázi jsou věnovány 3 dny.

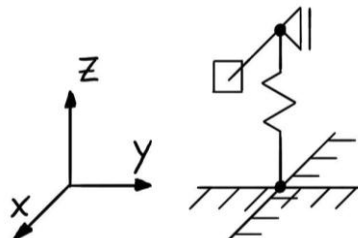
Ve fázi F20 je modelována změna podpory v podpoře P4 – zmonolitnění s vrcholem lomeného oblouku. Následně jsou ve fázích F21-R a F21-V trvajících každá po 28 dnech zavedeny dílčí zatížení od mostního svršku. Fází F22 je modelován provoz konstrukce. Pro analýzu konstrukce a provádění posudků věnovaných uvedení konstrukce do provozu je výpočet ukončen na konci fáze F21-V. Pro výsledky popisující stav konstrukce na konci životnosti je výpočet prováděn až do konce fáze F22.

### Podpory

Během modelování byla použita řada typů podpor. Během samotného výsuvu byly konstrukce spodní stavby modelovány jako běžné podpory (bez uvážení jejich tuhosti). Po dokončení výsuvu a změny předpínací výztuže do finálního stavu byly tyto podpory zaměněny za podpory typu „point spring“ s uvážením tuhostí. Ve vrcholu lomeného oblouku pak bylo použito vetknutí s uvážením svislých a vodorovných tuhostí. Postup stanovení hodnot tuhostí je uveden v kapitole 6.6.6.

Za zmínku stojí postup modelování výroby. Zde byly modelovány podpory zabraňující pouze tlaku, a to po vzdálenosti 3,0 m (v každém uzlu konstrukce). Tento druh podpory byl ve výpočetním softwaru modelován pomocí 3 jednotlivých prvků podpor. Ve spodní úrovni

modelovaného nosníku byla použita tuhá podpora zabraňující pootočení na ose  $X$  a posunu ve směru  $Y$ . Tato podpora byla podepřena pružinou zabraňující pouze tlaku, která byla na spodním okraji držena ve všech směrech absolutně tuhou podporou. Názorně je tato soustava uvedena na obrázku níže.



Obrázek 100 - Schéma podpor ve výrobě

### Zatížení

Časově závislé typy zatížení jako je vlastní tíha, předpínací výztuž a ostatní stálé zatížení jsou vnášeny dle příslušného času právě ve fázích výstavby. Ostatní zatížení popisovaná v kapitole 7.1 a 7.2 jsou spočítána na konstrukci ve finálním stavu. V rámci výpočetního softwaru byly pro proměnná zatížení vykresleny obálky zatížení, se kterými bude dále pracováno v kapitole věnované kombinacím zatížení.

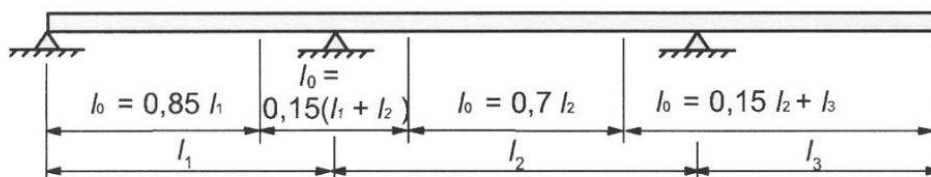
### Předpětí

Předpínací výztuž je ve výpočetním softwaru modelována jako geometrie ideálního kabelu s přiděleným množstvím kabelů a lan. Ve výpočtu jsou použity charakteristiky předpínací výztuže tahové pevnosti 1860 MPa s nízkou relaxací (viz kapitola 6.3), napínací napětí 1420 MPa, tření v kanálku  $\mu = 0,2$  a posunu v kotevním kuželu rovném 6 mm.

Jednotlivé druhy předpínacích kabelů byly rozděleny do příslušných skupin předpětí, čímž bylo umožněno zohlednit jejich aktivaci a deaktivaci během procesu výstavby.

#### 6.6.4 Stanovení spolupůsobící šířky

Normálové napětí na horní a spodní desce průřezu není vlivem smykového ochabnutí rovnoměrné. S rostoucí vzdáleností od stěny průřezu tento vliv roste, čímž klesá hodnota přenášeného napětí, a proto je nutné tuto skutečnost zohlednit ve výpočtu.



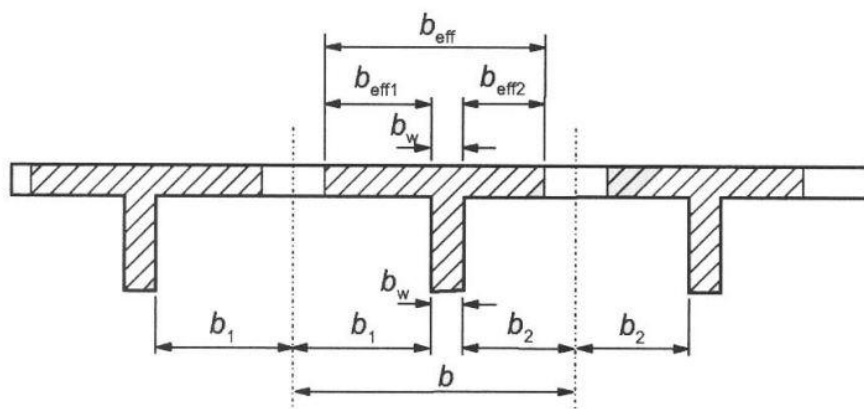
Obrázek 101 - Schéma efektivních průřezů [8]

Podle normy ČSN EN 1992-1-1 se spolupůsobící šířka určí na základě vzdálenosti mezi body, ve kterých dosahuje ohybový moment nulové hodnoty, označované jako  $l_0$ . Tuto vzdálenost je možné stanovit pomocí schématu na obrázku 101. Norma zároveň udává podmínky platnosti schématu, které jsou v případě této konstrukce splněny. Dále je pokračováno dle vzorců (16) - (18). Hodnoty použité ve vzorcích jsou popsány na obrázku 102.

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \quad (16)$$

$$b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0 \quad (17)$$

$$b_{eff,i} \leq b_i \quad (18)$$



Obrázek 102 - Efektivní šířka průřezu [8]

Tabulka 24 - Uvažované efektivní šířky průřezů

OZN	(-)	14	20	25	80	85	90	96
L	m	49,5	63,0	63,0	63,0	63,0	63,0	45,0
$L_{0,1}$	m	42,075	16,875	44,100	18,900	44,100	16,200	38,250
$b_{nP}$	m	4,200	4,200	4,200	4,200	4,200	4,200	4,200
$b_{hL}$	m	3,915	3,915	3,915	3,915	3,915	3,915	3,915
$b_d$	m	2,350	2,500	2,350	2,500	2,350	2,500	2,350
$b_{eff,hP}$	m	4,200	2,528	4,200	2,730	4,200	2,460	4,200
$b_{eff,hL}$	m	3,915	2,471	3,915	2,673	3,915	2,403	3,915
$b_{eff,d}$	m	2,350	2,188	2,350	2,390	2,350	2,120	2,350

### 6.6.5 Průřezové charakteristiky

Z efektivních šířek průřezu zjištěných v předchozí kapitole byly pomocí grafického softwaru zjištěny efektivní průřezové charakteristiky. Hodnoty popsané v tabulce 24 byly

zavedeny k příslušným průřezům ve výpočetním modelu pro zpřesnění výsledků při uvážení vlivů smykového ochabnutí.

Tabulka 25 - Uvažované efektivní průřezové charakteristiky

OZN	(-)	pole		20		80		90	
		full	beff	full	beff	full	beff	full	beff
A	m2	14,779	14,779	16,302	16,302	16,302	16,302	16,302	16,302
ly	m4	38,763	38,763	47,360	40,217	47,360	42,083	47,360	39,546
lz	m4	252,406	252,406	255,787	189,512	255,787	196,316	255,787	187,279
tz	m	2,980	2,980	2,750	2,540	2,750	2,545	2,750	2,540

### 6.6.6 Stanovení tuhosti podpor

Tuhost prvků spodní stavby v jednotlivých směrech byla stanovena dle základního vztahu pro obecnou deformační metodu (19). Zkoumané prvky spodní stavby byly vymodelovány ve výpočetním softwaru a zatíženy známou silou  $F_i$ . Směr této síly odpovídá zkoumanému směru a její velikost byla s ohledem na rozměry konstrukce zvolena jako 1 000 MN. Použitím tohoto postupu zůstala poslední neznámou právě hledaná tuhost, která je vyčíslena vztahem (19). Protože podrobné řešení založení stavby není předmětem této práce, je v patě všech zkoumaných prvků uvažováno vetknutí. Tuhosti konstrukcí všech sloupů i lomeného oblouku jsou uvedeny v tabulce 26.

$$K \times r = f \quad (19)$$

Tabulka 26 - Stanovení tuhosti podpor

Pilíř	-	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
Výška	m	27,50	50,00	oblouk	57,50	50,00	41,00	30,00	18,00
ux	m	20,152	117,117	1,272	144,716	117,117	59,157	25,557	5,906
uy	m	13,415	78,033	57,865	65,662	78,033	33,042	16,523	3,789
uz	m	-0,101	-0,186	-0,884	-0,192	-0,186	-0,144	-0,110	-0,065
Kx	MN/m	49,623	8,538	786,164	6,910	8,538	16,904	39,128	169,319
Ky	MN/m	74,543	12,815	17,282	15,230	12,815	30,265	60,522	263,922
Kz	MN/m	9 901	5 376	1 131	5 208	5 376	6 944	9 091	15 385

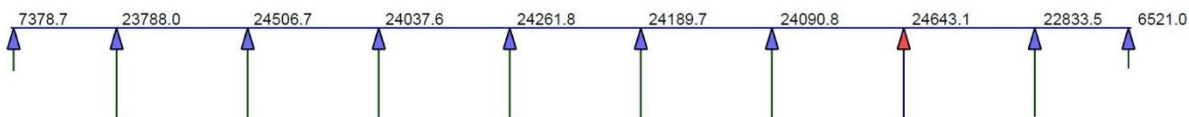


## 7 Zatížení a kombinace

### 7.1 Zatížení stálé

#### 7.1.1 Vlastní tíha konstrukce

Vlastní tíha nosné konstrukce a její silové účinky byly získány pomocí výpočetního softwaru a následně ověřeny ručním výpočtem (bez uvažování příčníků a stěn deviátorů). Pro konstrukce tvořené vyztuženým a předpínaným betonem je uvažována hodnota objemové hmotnosti  $25 \text{ kN/m}^3$ . Ověření proběhlo sečtením všech svislých reakcí ze softwarového výstupu a sečtením objemů jednotlivých celků konstrukce v ručním ověření. Hodnoty tohoto ověření jsou shrnuty v tabulce 27.



Obrázek 103 - Svislé reakce od vlastní tíhy komorového průřezu

Tabulka 27 - Ověření vlastní tíhy generované modelem

	A	gk	L	Gk	$\Sigma Gk$	$\Sigma Gk, SW$	Ověření	
	[m <sup>2</sup> ]	[kN/m]	[m]	[MN]	[MN]	[kN]	[%]	[-]
pole	14,779	369,475	322,500	119,156	<b>207,219</b>	<b>206,251</b>	0,47%	<b>OK</b>
podpora	16,308	407,700	216,000	88,063				

Pro konstrukci spodní stavby je rovněž uvažován železobeton s objemovou tíhou  $25 \text{ kN/m}^3$ . (Konkrétní hodnoty nejsou uvedeny z důvodu značné proměnlivosti průřezů.)

Konstrukce vysouvacího nosu je tvořena ocelovými nosníky o objemové hmotnosti  $78,5 \text{ kN/m}^3$ . Zatížení vzniklé tíhou vysouvacího nosu je odhadnuto pomocí vztahů ze zdroje [28]. Autor publikace popisuje tíhu vysouvacího nosu dle vzorce (20), kdy se konstanta  $k$  pohybuje v rozmezí  $0,012 - 0,020$  (-) pro silniční mosty. Výsledná hodnota zatížení vznikajícího od vysouvacího nosu po zaokrouhlení je  $g_{nose,1} = 36,0 \text{ kN/m}$  v místě připojení nosu ke konstrukci a  $g_{nose,2} = 22,0 \text{ kN/m}$  v místě zúženého volného konce (změna velikosti zatížení mezi těmito body je uvažována s lineárním průběhem).

$$q_n = k \times L_n^2 \quad (20)$$

#### 7.1.2 Ostatní stálé zatížení

Ostatní stálé zatížení je pro navrhovanou konstrukci tvořeno souvrstvím vozovky, římsami, svodidly a zábradlím (protihluková stěna není uvažována). Rozmístění a rozměry

mostního svršku jsou patrné z výkresové přílohy A.4 Příčný řez nebo obrázku 70. Zábradlí je uvažované jednostranně s hodnotou zatížení konzervativně zvolenou na 1 kN/m. Ocelová silniční svodidla jsou osazena na obou hranách vozovky s uvažovanou tíhou 1 kN/m (každé svodidlo). Šířka vozovky je 14,5 m, její tloušťka 75 mm. Podrobný výpočet zatížení je uveden v tabulce 28. Pro zohlednění případných nepřesností při provádění jsou uvažovány koeficienty  $\gamma_{k,sup} = 1,4 (-)$  a  $\gamma_{k,inf} = 0,8 (-)$ .

Tabulka 28 - Ostatní stálé zatížení

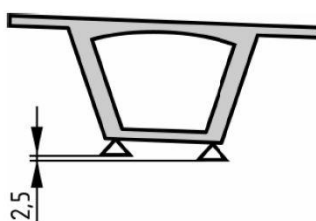
	n	tl	š	A	$\gamma_M$	g	$\Sigma g$	e
	[ks]	[mm]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m]	[kN/m]	[m]
vozovka	1	75	14,500	1,088	25	27,188	<b>27,188</b>	<b>0,05</b>
sup						38,063	38,063	
inf						21,750	21,750	
římسا P	1	-	-	0,640	25	16,000	<b>33,000</b>	<b>0,125</b>
římسا L	1	-	-	0,580	25	14,500		
svodidla	2	-	-	-	-	2,000		
zábradlí	1	-	-	-	-	0,500		

### 7.1.3 Zatížení nerovnoměrným poklesem podpor

Dle ČSN EN 1991-1-6 [6] se mají v průběhu výstavby postupným výsuvem uvažovat návrhové hodnoty svislých odchylek osazení ložisek dle hodnot popisovaných na obrázku 104. Z tohoto důvodu bude nerovnoměrný pokles podpor vyčíslen hodnotou 10 mm pro fáze výstavby i začátek životnosti konstrukce.



a) Odchylka v podélném směru



b) Odchylka v příčném směru

Obrázek 104 - Poklesy podpor uvažované během fází výstavby [6]

Uvažováním vlivu dotvarování betonu dle působícího zatížení, dochází v čase ke snižování účinků vyvolaných nerovnoměrným poklesem podpor. Zároveň lze uvažovat, že

k nerovnoměrnému poklesu podpor bude docházet právě ve fázích výstavby, případně při spuštění konstrukce do provozu. Pro konec životnosti je proto volena přípustná hodnota nerovnoměrného poklesu podpor rovna 5 mm.

## 7.2 Zatížení proměnné

### 7.2.1 Zatížení dopravou

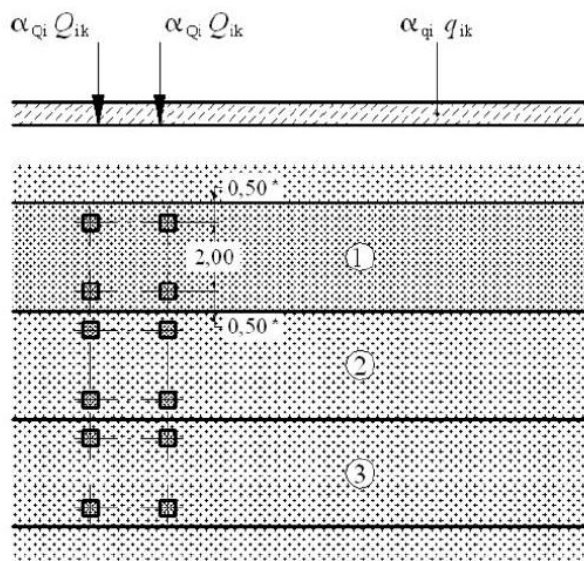
Svislá pohyblivá zatížení od dopravy jsou do výpočtu zahrnuta pomocí modulu „moving load analysis“ ve výpočetním softwaru. Dopravní pruhy jsou do výpočetního programu definovány jejich trajektorií a složením zatížení. V modulu samotném proběhne proces, jehož výsledkem je rozestavení prvků pohyblivého zatížení pro vyvození maximálního účinku.

#### Model LM1

Základním modelem pro posouzení účinků zatížení vyvozeného dopravou je model LM1 popisující stav, kdy je konstrukce zatížena proudem vozidel při zahlcení nebo dopravní zácpě [7]. Tento model je tvořen dvěma skupinami zatížení. Soustavou soustředných sil od působení dvounáprav a souvislými zatěžovacími pruhy. Hodnoty, umístění a rozměry tohoto zatížení jsou poprány na obrázku 105 a v tabulce 29.

Tabulka 29 - Model zatížení LM1 [7]

Umístění	Dvojnáprava (TS)	Rovnoměrné zatížení (UDL)
	nápravové síly $Q_{ik}$ (kN)	$q_{ik}$ (nebo $q_{rk}$ ) (kN/m <sup>2</sup> )
Pruh č. 1	300	9
Pruh č. 2	200	2,5
Pruh č. 3	100	2,5
Ostatní pruhy	0	2,5
Zbývající plocha ( $q_{rk}$ )	0	2,5



Obrázek 105 - Schéma modelu zatížení LM1 [7]

Součinitele  $\alpha_{Q1}$  a  $\alpha_{q1}$  jsou pro vyčíslení tohoto zatížení uvažovány dle tabulky 30. Skupina pozemních komunikací je pro navrhovanou konstrukci s charakterem dálničního mostu volena jako skupina 1.

Tabulka 30 - Součinitele pro skupiny pozemních komunikací [7]

Skupina pozemních komunikací	$\alpha_{Q1}$	$\alpha_{Q2}$	$\alpha_{Q3}$	$\alpha_{q1}$	$\alpha_{q2}$	$\alpha_{qi} (i > 2)$ a $\alpha_{qr}$
1	1	1	1	1	2,4	1,2
2	0,8	0,8	0,8	0,45 <sup>1)</sup>	1,6	1,6

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

### Model LM3

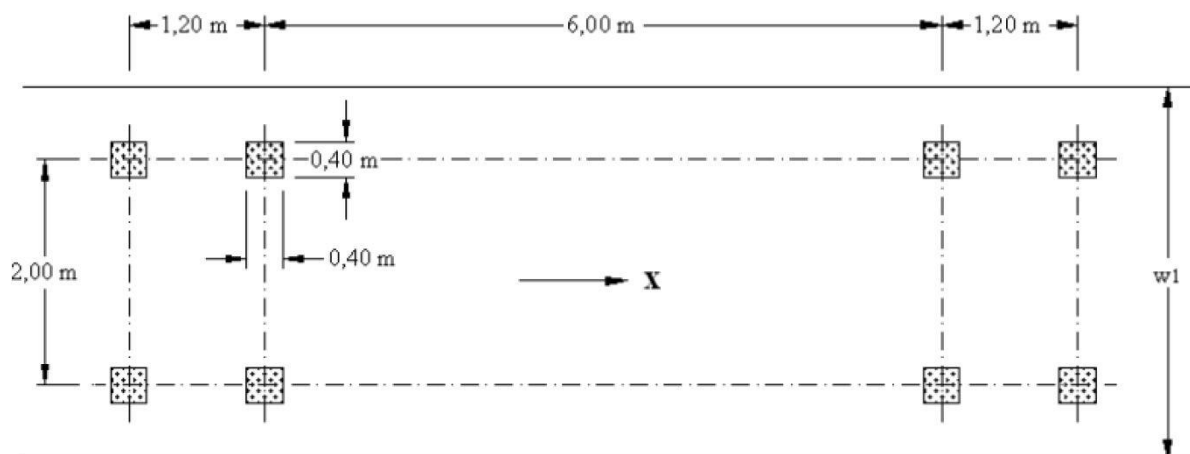
Model LM3 uvažuje účinky vzniklé působením zvláštních vozidel na nosnou konstrukci. Protože se jedná o dálnici značného významu, je možné předpokládat využití této komunikace nadměrnými náklady. Pro účely této práce je uvažováno zvláštní vozidlo popisované v národní příloze ČSN EN 1991-2 [7] jako vozidlo 1800/200 (viz tabulka 31).

Tabulka 31 - Model zatížení LM3

Celková tíha	1 800 kN	3 000 kN
Označení	1800/200	3000/240
Nápravy	$n = 9 \times 200$ kN, $e = 1,50$ m	$n = 1 \times 120 + 12 \times 240$ 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 A.3(2).	Zvláštní vozidlo šířky do 4,5 m se pohybuje v ideální stopě v prostoru všech zatěžovacích pruhů podle A.3(2), přičemž se uvažuje možná odchylka od této polohy $\pm 0,50$ 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 $\alpha_{qr}Q_{ki}$ , resp. $\alpha_{qr}Q_{kr}$ .	Po celé délce nosné konstrukce mostu musí být vyloučena veškerá ostatní doprava.
Rychlost	Normální ( $\leq 70$ km/hod)	Nízká ( $\leq 5$ 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.

### Model zatížení na únavu FLM1 a FLM3

Pro posouzení únavového namáhání jsou použity FAT modely FLM1 a FLM3. Model FLM1 má stejné uspořádání svislých zatížení jako model LM1, avšak dochází zde ke změně velikosti těchto sil na hodnoty  $0,7 * Q_{ik}$  a  $0,3 * q_{ik}$ . Model FLM3 je pak tvořen čtyřmi nápravami dle schématu na obrázku 106 a na most lze umístit maximálně 2 vozidla.



Obrázek 106 - Schéma uspořádání modelu FLM3 [7]

První popisovaný model bude použit pro vyvození únavových účinků a jejich posouzení v tlačeném betonu. Model FLM3 byl použit pro ověření únavy použité výztuže.

### Brzdné a rozjezdové síly

Brzdné a rozjezdové síly se mají uvažovat jako podélná síla v úrovni vozovky. Charakteristická hodnota těchto sil je vyčíslena pomocí vzorce (21). Při uvažování normových

součinitelů  $\alpha_{Q1}$  a  $\alpha_{q1} = 1,0$  (-), hodnoty  $Q_{1k}$  a  $q_{1k}$  jsou uvedeny v odstavci o modelu LM1 a šířka zatěžovacího pruhu je rovna  $w = 3,0$  m získáváme hodnotu  $Q_{Ik,1} = 835,2$  kN a  $Q_{Ik,2} = 900$  kN. Hodnota s indexem 1 popisuje hodnotu brzdných a rozjezdových sil v části mostu před brzdným pilířem a index 2 označuje tyto síly za brzdným pilířem.

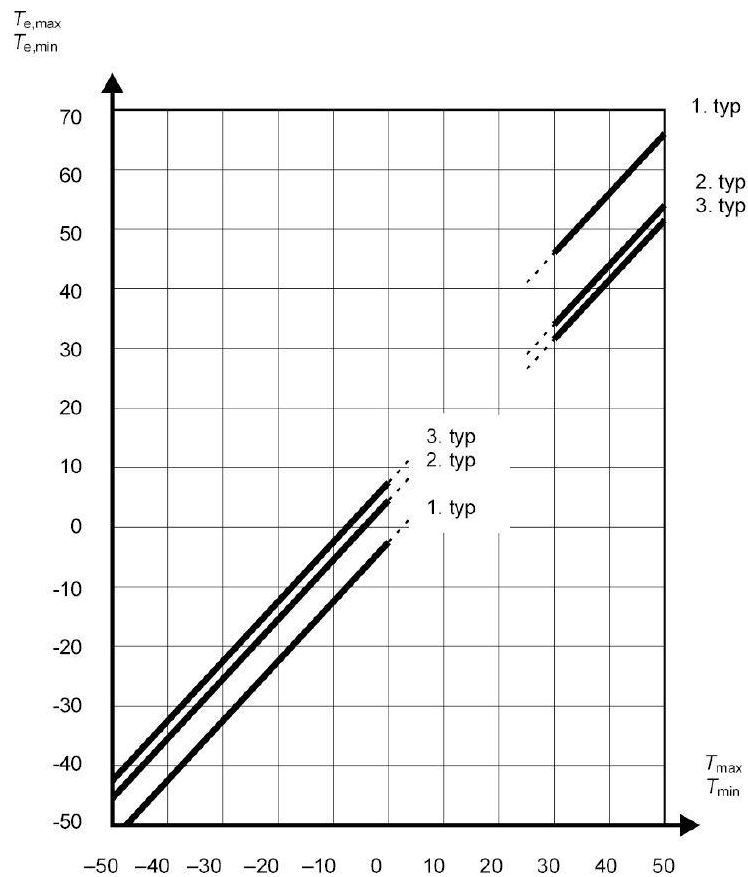
$$Q_{Ik} = 0,6 \times 2 \times Q_{1k} + 0,1 \times \alpha_{q1} \times q_{k1} \times w_l \times L \quad (21)$$

Odstředivé a jiné příčné síly nejsou s ohledem na velikost poloměru mostní konstrukce a rozsahu práce uvažovány.

## 7.2.2 Zatížení teplotou

Pro návrh nosné konstrukce je uvažován vliv rovnoměrné i nerovnoměrné teploty. S ohledem na zeměpisnou polohu a předpokládanou betonáž v časných ranních hodinách je uvažována teplota provádění  $T_0 = 10^\circ\text{C}$ . Protože pro oblast stavby nejsou v českých normách dostupné informace o hodnotách teploty ani větru (příslušné mapy), jsou uvažovány teplotní rozsahy podobných lokalit na území ČR.

### 7.2.2.1 Rovnoměrné zatížení teplotou

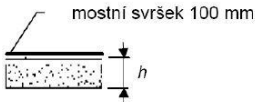
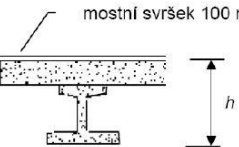
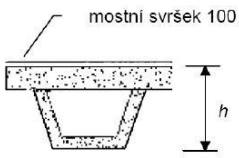
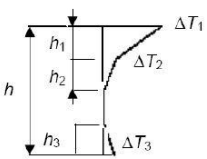
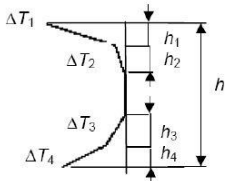


Obrázek 107 - Vztah mezi teplotou vzduchu a rovnoměrnou složkou teploty konstrukce [5]

Hodnoty teploty vzduchu uvažované pro zatížení rovnoměrnou teplotou na posuzovanou konstrukci jsou rovny  $T_{min} = -32,0 \text{ °C}$  a  $T_{max} = +40 \text{ °C}$ . Dle postupu uvedeného v ČSN EN 1991-1-5 [5] je pro danou konstrukci uvažován 3. typ konstrukce (betonový komorový nosník). Z příslušné křivky na obrázku 107 níže byly odečteny hodnoty  $T_{e,max} = 41,0 \text{ °C}$  a  $T_{e,min} = -24,0 \text{ °C}$ . Tyto hodnoty byly následně konfrontovány s referenční teplotou  $T_0$ . Výsledné teploty uvažované pro rovnoměrné ohřátí / ochlazení konstrukce jsou  $T_{n,exp} = 31,0 \text{ °C}$  a  $T_{n,noc} = -34,0 \text{ °C}$ .

### 7.2.2.2 Nerovnoměrné zatížení teplotou

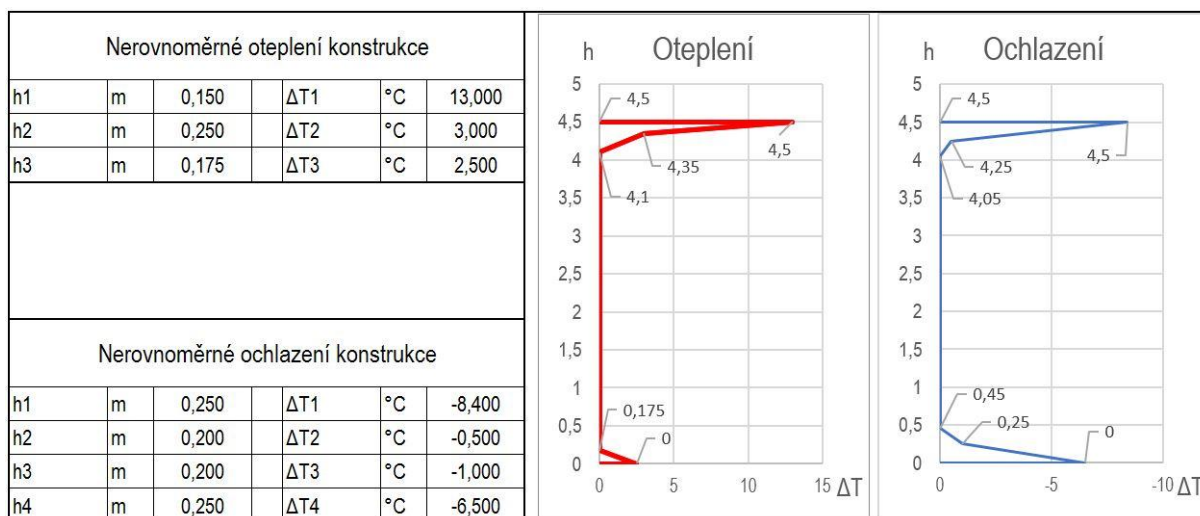
Účinky nerovnoměrné teploty byly stanoveny dle postupu 2 uváděného v normě [5]. Navrhovaná konstrukce je zatížena jako typ 3.c, viz tabulka na obrázku 108. Výška komorového nosníku je 4,5 m, dle které jsou vybrány příslušné hodnoty  $\Delta T$ .

Typ konstrukce	Rozdíly teplot $\Delta T$																																																																	
	(a) oteplení	(b) ochlazení																																																																
<p>mostní svršek 100 mm</p>  <p>Typ 3.a: betonová desková konstrukce</p> <p>mostní svršek 100 mm</p>  <p>Typ 3.b: betonový nosník</p> <p>mostní svršek 100 mm</p>  <p>Typ 3.c: betonový komorový nosník</p>	 <p><math>h_1 = 0,3 h</math>, avšak <math>\leq 0,15 \text{ m}</math>  <math>h_2 = 0,3 h</math>, avšak <math>\geq 0,10 \text{ m}</math>  avšak <math>\leq 0,25 \text{ m}</math>  <math>h_3 = 0,3 h</math>, avšak <math>\leq (0,10 +</math>  tloušťka mostního svršku v m)  pro tenké desky je <math>h_3</math> omezeno  <math>h - h_1 - h_2</math>)</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th><math>h</math></th> <th><math>\Delta T_1</math></th> <th><math>\Delta T_2</math></th> <th><math>\Delta T_3</math></th> </tr> <tr> <td>m</td> <td colspan="3">°C</td> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><math>\leq 0,2</math></td> <td>8,5</td> <td>3,5</td> <td>0,5</td> </tr> <tr> <td>0,4</td> <td>12,0</td> <td>3,0</td> <td>1,5</td> </tr> <tr> <td>0,6</td> <td>13,0</td> <td>3,0</td> <td>2,0</td> </tr> <tr> <td><math>\geq 0,8</math></td> <td>13,0</td> <td>3,0</td> <td>2,5</td> </tr> </tbody> </table>	$h$	$\Delta T_1$	$\Delta T_2$	$\Delta T_3$	m	°C			$\leq 0,2$	8,5	3,5	0,5	0,4	12,0	3,0	1,5	0,6	13,0	3,0	2,0	$\geq 0,8$	13,0	3,0	2,5	 <p><math>h_1 = h_4 = 0,20 h</math>, avšak <math>\leq 0,25 \text{ m}</math>  <math>h_2 = h_3 = 0,25 h</math>, avšak <math>\leq 0,20 \text{ m}</math></p> <table border="1"> <thead> <tr> <th><math>h</math></th> <th><math>\Delta T_1</math></th> <th><math>\Delta T_2</math></th> <th><math>\Delta T_3</math></th> <th><math>\Delta T_4</math></th> </tr> <tr> <td>m</td> <td colspan="4">°C</td> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><math>\leq 0,2</math></td> <td>-2,0</td> <td>-0,5</td> <td>-0,5</td> <td>-1,5</td> </tr> <tr> <td>0,4</td> <td>-4,5</td> <td>-1,4</td> <td>-1,0</td> <td>-3,5</td> </tr> <tr> <td>0,6</td> <td>-6,5</td> <td>-1,8</td> <td>-1,5</td> <td>-5,0</td> </tr> <tr> <td>0,8</td> <td>-7,6</td> <td>-1,7</td> <td>-1,5</td> <td>-6,0</td> </tr> <tr> <td>1,0</td> <td>-8,0</td> <td>-1,5</td> <td>-1,5</td> <td>-6,3</td> </tr> <tr> <td><math>\geq 1,5</math></td> <td>-8,4</td> <td>-0,5</td> <td>-1,0</td> <td>-6,5</td> </tr> </tbody> </table>	$h$	$\Delta T_1$	$\Delta T_2$	$\Delta T_3$	$\Delta T_4$	m	°C				$\leq 0,2$	-2,0	-0,5	-0,5	-1,5	0,4	-4,5	-1,4	-1,0	-3,5	0,6	-6,5	-1,8	-1,5	-5,0	0,8	-7,6	-1,7	-1,5	-6,0	1,0	-8,0	-1,5	-1,5	-6,3	$\geq 1,5$	-8,4	-0,5	-1,0	-6,5
$h$	$\Delta T_1$	$\Delta T_2$	$\Delta T_3$																																																															
m	°C																																																																	
$\leq 0,2$	8,5	3,5	0,5																																																															
0,4	12,0	3,0	1,5																																																															
0,6	13,0	3,0	2,0																																																															
$\geq 0,8$	13,0	3,0	2,5																																																															
$h$	$\Delta T_1$	$\Delta T_2$	$\Delta T_3$	$\Delta T_4$																																																														
m	°C																																																																	
$\leq 0,2$	-2,0	-0,5	-0,5	-1,5																																																														
0,4	-4,5	-1,4	-1,0	-3,5																																																														
0,6	-6,5	-1,8	-1,5	-5,0																																																														
0,8	-7,6	-1,7	-1,5	-6,0																																																														
1,0	-8,0	-1,5	-1,5	-6,3																																																														
$\geq 1,5$	-8,4	-0,5	-1,0	-6,5																																																														

Obrázek 108 - Rozdíly teplot pro nosné konstrukce [5]

Hodnoty  $h_i$ , příslušné stavům nerovnoměrného ohřátí/ochlazení konstrukce jsou přehledně vyčísleny v tabulce níže. Průběhy teplot po výšce konstrukce jsou pro názornost vykresleny.

Tabulka 32 - Uvažované nerovnoměrné ohřátí/ochlazení konstrukce



### 7.2.3 Zatížení sněhem

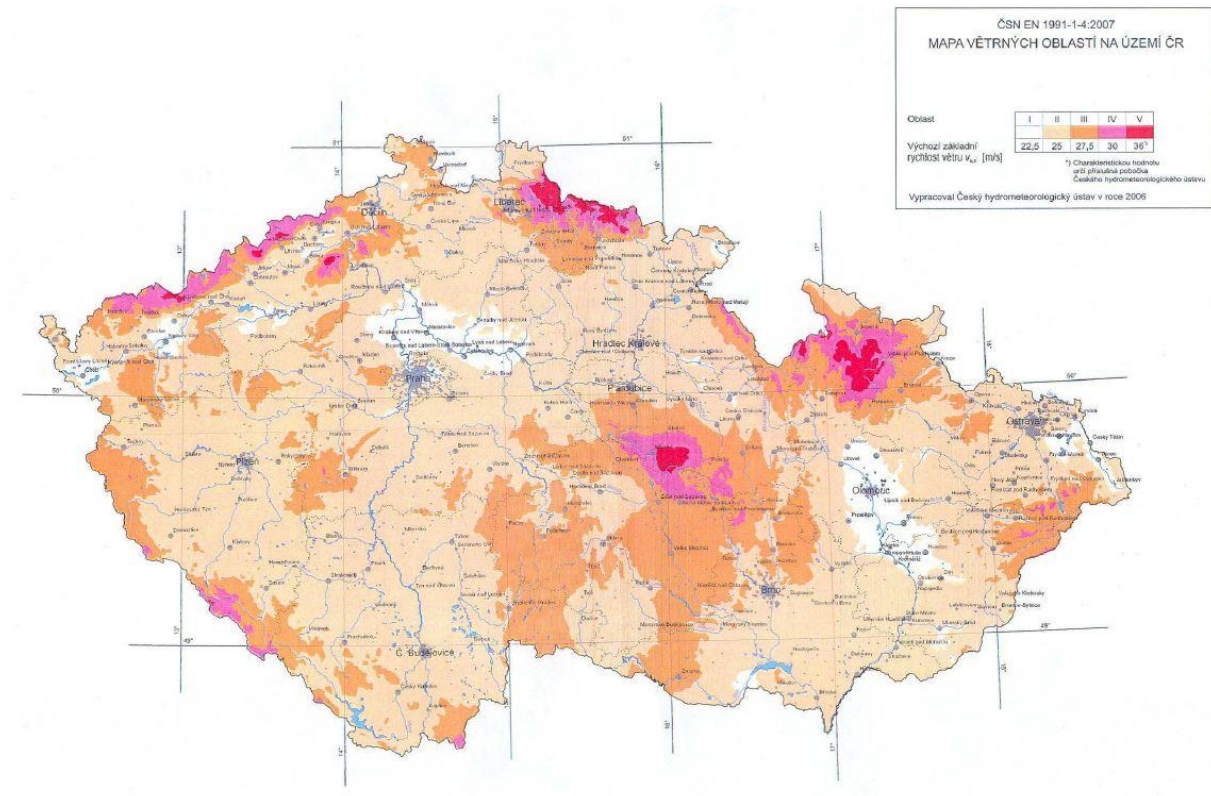
Norma ČSN EN 1991-1-3 [3] neuvádí zvláštní pokyny pro stanovení zatížení sněhem na mostních konstrukcích. Protože se ale zatížení sněhem zpravidla nekombinuje s modely zatížení dopravou ani větrem a zároveň se jedná o zatížení, které má v porovnání právě s těmito modely poměrně malý účinek, nebude v posouzení konstrukce toto zatížení uvažováno. (Nejedná se o zastřešený most.)

### 7.2.4 Zatížení větrem

Zatížení větrem bylo stanoveno pro finální stav konstrukce, ale také pro jednotlivé stavební fáze. V následující kapitole je popsán způsob, jakým bylo dosaženo vyčíslení hodnot zatížení větrem. Tyto hodnoty byly následně vkládány do modelu jako liniové zatížení v jednotlivých návrhových směrech pro zjištění účinků tohoto zatížení na nosnou konstrukci, ale hlavně pro zohlednění účinků na spodní stavbu.

Výpočet dynamické odezvy konstrukce na zatížení větrem není s ohledem na rozsah práce uvažován. Součin součinitelů zohledňující dynamickou odezvu  $c_s c_d$  je roven 1,0 (-).





Obrázek 109 - Mapa větrných oblastí [4]

Tabulka 33 - Kategorie terénu a jejich parametry [4]

Kategorie terénu	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
0 Moře nebo pobřežní oblasti vystavené otevřenému moři	0,003	1
I Jezera nebo vodorovné oblasti se zanedbatelnou vegetací a bez překážek	0,01	1
II Oblasti s nízkou vegetací jako je tráva a s izolovanými překážkami (stromy, budovy), jejichž vzdálenost je větší než 20násobek výšky překážek	0,05	2
III Oblasti rovnoměrně pokryté vegetací nebo budovami nebo s izolovanými překážkami, jejichž vzdálenost je maximálně 20násobek výšky překážek (jako jsou vesnice, předměstský terén, souvislý les)	0,3	5
IV Oblasti, ve kterých je nejméně 15 % povrchu pokryto pozemními stavbami, jejichž průměrná výška je větší než 15 m	1,0	10

POZNÁMKA Kategorie terénu jsou zobrazeny v A.1.

#### 7.2.4.1 Charakteristika zatížení

##### Základní rychlost větru

Základní rychlost větru se určí dle vzorce (22) za uvažování hodnot  $c_{dir}$  a  $c_{season}$  rovných 1,0 (-) a základní rychlosti větru odvozené z větrné mapy na obrázku 109. Protože se konstrukce, která je předmětem této práce nenachází na území ČR, byla větrná oblast vybrána na základě podobnosti lokalit. Byla uvažována nadmořská výška a charakter terénu, které jsou pro posuzovanou konstrukci podobné jako u železničního mostu Červená nad Vltavou nebo

silničního Podolského mostu, které se obě nacházejí ve větrné oblasti II. Základní rychlost větru byla stanovena na hodnotu  $v_b = 25,0$  m/s.

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} \quad (22)$$

### Střední rychlost větru

Pro stanovení střední rychlosti větru byl použit vztah (23). Součinitel ortografie je národní přílohou doporučen uvažovat hodnotou  $c_o = 1,0$  (-). Hodnota součinitele drsnosti terénu je stanovena s ohledem na vztah (24). Součinitel terénu je pro uvažovanou větrnou oblast roven hodnotě  $k_r = 0,19$  (-), referenční výška  $z = 75$  m a  $z_0 = 0,05$  m. Hodnota součinitele ortografie tedy je  $c_{r(z)} = 1,39$  (-) a z toho vyplývající střední rychlost větru  $v_{m(z)} = 34,7$  m/s.

$$v_{m(z)} = c_{r(z)} \times c_{o(z)} \times v_b \quad (23)$$

$$c_{r(z)} = k_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (24)$$

### Turbulence větru

Intenzita turbulence větru byla stanovena dle vztahu (25). Pro její stanovení je národní přílohou doporučena hodnota součinitele turbulence  $k_l = 1,0$  (-), součinitel ortografie je uvažován  $c_o = 1,0$  (-) (viz výše) a hodnoty výšek  $z$  a  $z_0$  byly popsány ve výpočtu střední rychlosti větru. Intenzita turbulence je po dosazení příslušných hodnot stanovena hodnotou  $l_v = 0,137$  (-).

$$l_v = \frac{k_l}{c_{o(z)} \times \ln(z/z_0)} \quad (25)$$

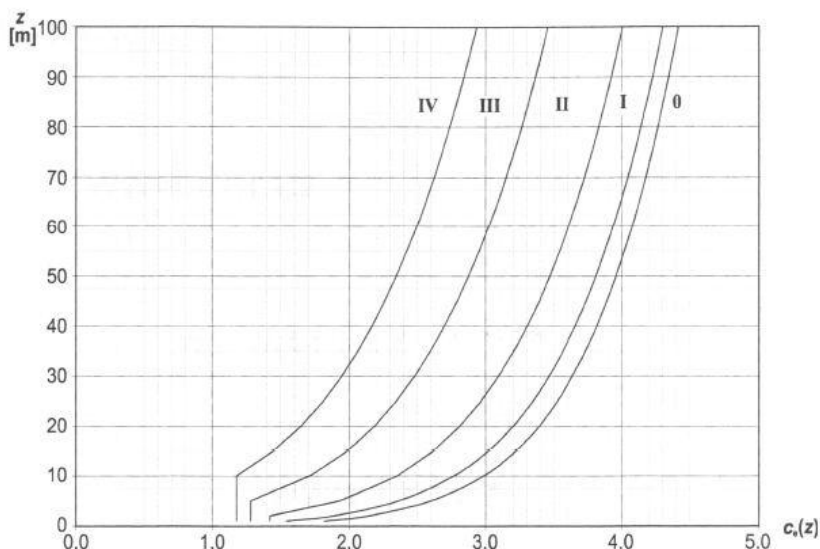
### Dynamický tlak

Hodnota maximálního dynamického tlaku větru je po dosazení již zjištěných hodnot do vzorce (26) rovna  $q_p = 1,474$  kPa. Hodnota základního dynamického tlaku byla vztahem (27) stanovena na hodnotu  $q_b = 0,391$  kPa. Ze zjištěných hodnot dynamického tlaku větru byl dle vztahu (28) následně dopočítán součinitel expozice  $c_e = 3,77$  (-). Tato hodnota byla ověřena grafem na obrázku 110 obecně popisující součinitel expozice pro jednotlivé větrné oblasti v závislosti na výšce nad terénem.

$$q_p = \left[1 + 7 \times l_{v(z)}\right] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_{m(z)}^2 \quad (26)$$

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \quad (27)$$

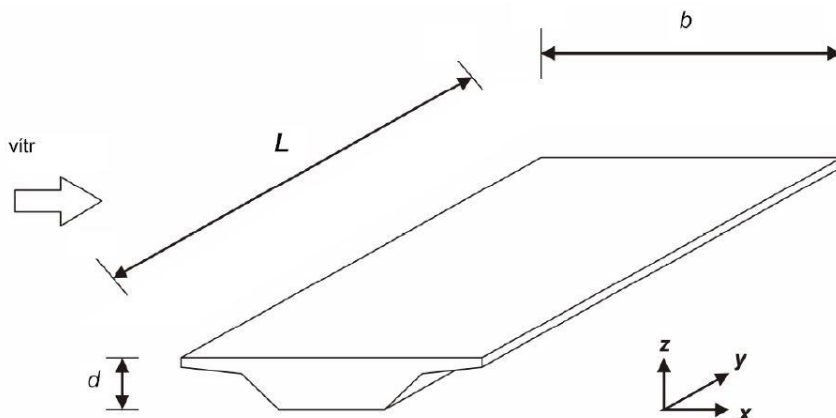
$$c_e = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (28)$$



Obrázek 110 - Součinitel expozice  $c_{e(z)}$  [4]

#### 7.2.4.2 Zatížení NK větrem

Zatížení mostních konstrukcí je pro nosnou konstrukci dle normy ČSN EN 1991-1-4 [4] popisováno ve třech směrech (obr níže). Dále norma popisuje jejich výskyt, kdy hodnoty směru  $x$  a  $y$  nepůsobí současně, avšak jednotlivé směry  $x$  a  $y$  mohou působit současně se zatížením směru  $z$ . Po vytvoření jednotlivých zatěžovacích stavů pro jednotlivé směry byly vytvořeny obálky zatížení, popisující současné působení větru ve směrech  $x$  a  $z$  i  $y$  a  $z$ .



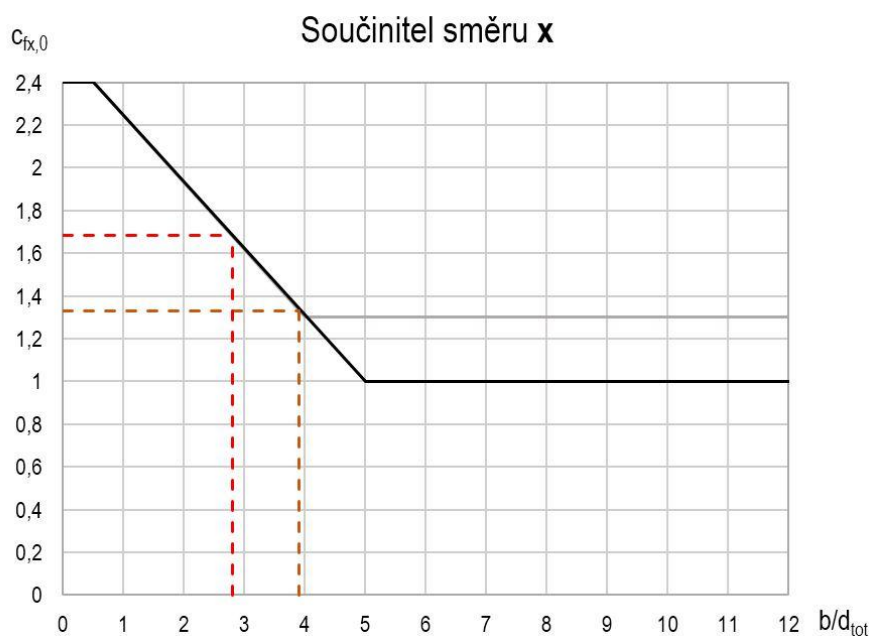
Obrázek 111 - Směry zatížení větrem na mostě [4]

„Tam, kde jsou na stejné úrovni dvě obecně podobné nosné konstrukce mostu a jsou příčně odděleny mezerou nepřevyšující významně 1 m, lze sílu větru na návětrnou konstrukci počítat tak, jako by byla jedna konstrukce.“ [4]

Souhrnná tabulka hodnot zatížení použitých ve výpočetním modelu včetně hodnot mezivýpočtů je uveden v tabulce 34 na konci kapitoly.

### Směr x

Pro stanovení hodnoty součinitele síly větru  $c_{f,0}$  je pro směr x použit graf na obrázku 112. Jako vstupní hodnota slouží poměr  $b/d_{tot}$ . Tento poměr vychází z geometrie příčného řezu (obrázek 70). Pro stavební fáze byla uvažována hodnota  $d_{tot}$  rovna výšce samotné nosné konstrukce, ve finálním stavu pak výšce nosné konstrukce vystrojené mostním svrškem a zatěžovacím pásem výšky 2,0 m zohledňujícím působení větru na projíždějící dopravu. Hodnoty pro posuzovanou konstrukci jsou  $b/d_{tot} = 3,93$  (-) ve stavební fáze a  $b/d_{tot} = 2,76$  (-) pro finální stav konstrukce (v  $d_{tot}$  je uvažováno s výškou zatěžovacího pásu nad vrcholem vozovky 2,0 m).

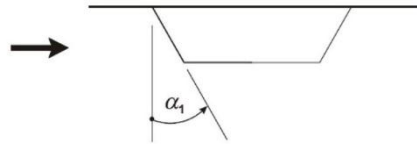


Obrázek 112 - Součinitel síly  $c_{fx,0}$  pro mosty (odečtení hodnot)

Odečtené hodnoty síly větru jsou  $c_{fx,0,stav} = 1,33$  (-) pro stavební fáze a  $c_{fx,0,prov} = 1,68$  (-) pro finální stav konstrukce. Na základě níže uvedené rovnice (29) byl následně stanoven celkový součinitel síly větru  $C$ .

„Tam, kde je návětrná čelní plocha odkloněná od svislice (obrázek výše), lze zmenšit součinitel čelního odporu  $c_{fx,0}$  o 0,5 % na stupeň sklonu  $\alpha_1$  od svislice. Maximální zmenšení je omezeno na 30 %.“ [4]

$$C = c_e \times c_{fx,0} \quad (29)$$



Obrázek 113 - Most se šikmou návětrnou plochou [4]

„Tam kde je nosná konstrukce skloněná příčně, má se  $c_{fx,0}$  zvýšit o 3 % na stupeň sklonu, ale ne více než o 25 %.“ [4]

Pro posuzovanou konstrukci, jejíž odklon od svislice je v nejnepříznivější poloze roven  $\alpha_1 = 21,2^\circ$  je možné redukovat hodnotu součinitele o 10,5 %. Nosná konstrukce je zároveň skloněná pod úhlem  $2,3^\circ$ , čemuž odpovídá navýšení o 6,9 %. Součtem získáváme hodnotu rovnou redukci 3,6 %. Hodnoty součinitelů po redukci jsou  $c_{fx,0,stav} = 1,24$  (-) a  $c_{fx,0,prov} = 1,56$  (-). Hodnoty síly větru jsou při použití vztahu (30) rovny  $f_{w,x,stav} = 8,630$  kN/m a  $f_{w,x,prov} = 15,461$  kN/m.

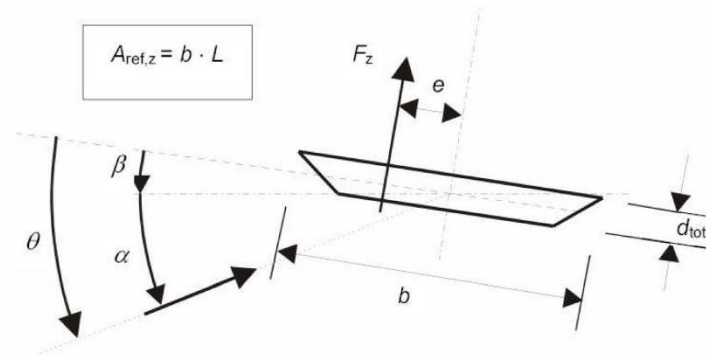
$$f_{w,x} = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \times C \times d_{tot} \quad (30)$$

### Směr y

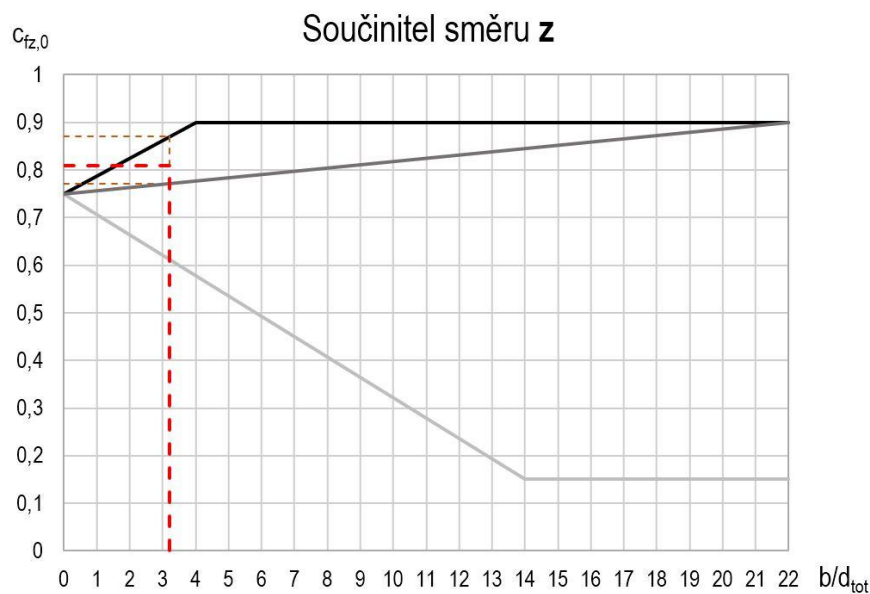
Dle eurokódu [4] se pro zatížení podélného směru plnostěnné nosné konstrukce uvažuje hodnota rovna 25,0 % hodnoty směru příčného. Hodnoty zatížení jsou rovny  $f_{w,y,stav} = 2,070$  kN/m a  $f_{w,y,prov} = 3,717$  kN/m.

### Směr z

Součinitele pro výpočet síly větru jsou dle normy [4] definovány pro směr nahoru i dolů. Pro ploché, vodorovné terény nebo konstrukce ve výšce větší než 30 m nad zemí se uvažuje úhel větru  $\alpha = \pm 5^\circ$ . K tomuto úhlu působení se dle obrázku níže připočítává hodnota příčného sklonu vozovky  $\beta$ , čímž je dosaženo hodnoty úhlu šikmo nabíhajícího větru  $\theta$ . V případě posuzované konstrukce je tato hodnota  $\theta = 7,29^\circ$ . Výšku  $d_{tot}$  je možné pro tento směr zatížení uvažovat rovnou výšce konstrukce mostu (tedy bez vlivu dopravy). Na základě této hodnoty a grafu na obrázku 115 a příslušné hodnoty  $d_{tot} = 5,79$  m, je stanoven poměr  $b/d_{tot}$  a následně součinitel  $c_{fz,0} = \pm 0,809$  (-).



Obrázek 114 - Síly na nosnou konstrukci ve směru z [4]



Obrázek 115 - Součinitel síly  $c_{f,z}$  pro mosty s příčným náklonem

Po dosažení hodnoty  $c_{fz,0}$  společně s hodnotou  $c_e$  do vzorce (29) a získáme nový součinitel síly větru příslušný pro tento směr. Po dosažení hodnot do vztahu (31) získáváme hodnotu  $f_{w,z} = \pm 6,898$  kN/m. Hodnota excentricity působícího větru je po dosažení do vztahu  $e = b / 4$  rovna hodnotě 4,638 m.

$$f_{w,z} = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \times C \times d_{tot} \quad (31)$$

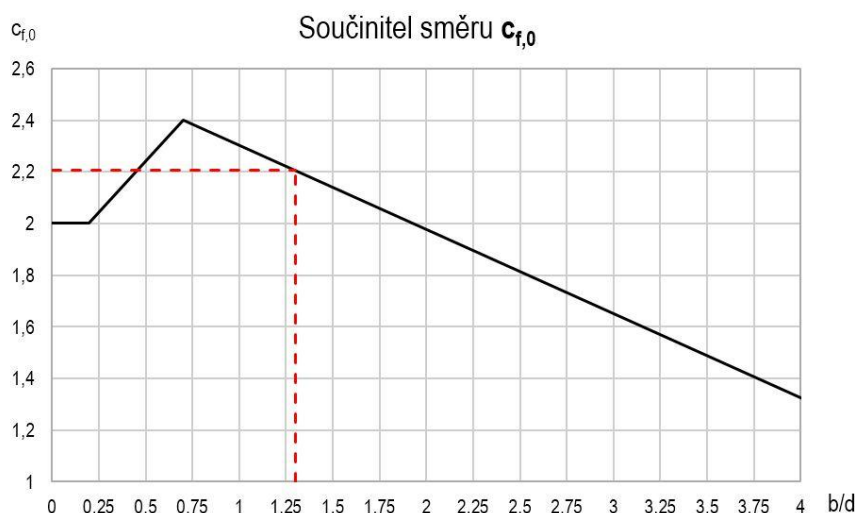
Tabulka 34 - Souhrn zatížení větrem na nosnou konstrukci

zatížení NK		$d_{tot}$	$b/d_{tot}$	$c_{f,0}$	$c_{f,0}'$	$c_e$	C	$v_b$	$f_w$	e
		[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[m/s]	[kN/m]	[m]
směr x	stav.	4,725	3,93	1,33	1,24	3,77	4,67	25,000	<b>8,628</b>	-
	provoz.	6,730	2,76	1,68	1,56	3,77	5,88	25,000	<b>15,461</b>	-
	nos	3,500	1,83	1,90	-	3,77	7,16	25,000	<b>9,793</b>	-
směr y	stav.	-	-	-	-	-	-	-	<b>2,157</b>	-
	provoz.	-	-	-	-	-	-	-	<b>3,865</b>	-
směr z	stav.	4,725	3,93	0,82	-	3,77	3,10	25,000	<b>5,713</b>	4,638
	provoz.	5,790	3,20	0,81	-	3,77	3,05	25,000	<b>6,898</b>	4,638

### 7.2.4.3 Zatížení SS větrem

Účinky větru na konstrukce spodní stavby se mají dle normy [4] uvažovat dle obecného postupu v normě popsaného v dané normě. Nejprve byly získány hodnoty součinitele  $c_{f,0}$  pro jednotlivé sloupy odečtením z grafu na obrázku 116 (národně je vyneseno příklad nejvyššího pilíře). Geometrii spodní stavby řešené konstrukce odpovídá součinitel zohledňující zaoblené rohy  $\psi_r = 1,0$  (-) (ostré rohy). Součinitel zohledňující koncové efekty byl konzervativně (hodnota kritického směru pro oba směry působícího zatížení) zvolen s ohledem na výšku nejvyššího pilíře a jeho plný průřez dle normy [4] na hodnotu  $\psi_\lambda = 0,8$  (-).

$$c_f = c_{f,0} \times \Psi_r \times \Psi_\lambda \quad (32)$$



Obrázek 116 - Součinitel síly  $c_{f,0}$

Hodnota součinitele  $c_{e(z)}$  je pro jednotlivé pilíře určena zjednodušeným postupem pomocí odečítání z grafu na obrázku 110. Základní dynamický tlak  $q_b$  byl v odstavci věnovaném dynamickému tlaku vyčíslen na hodnotu  $q_b = 0,391$  kPa. Dosazením těchto hodnot do vztahu (33) byla získána hodnota maximálního dynamického tlaku v dané referenční výšce.

$$q_{p(z)} = c_{e(z)} \times q_b \quad (33)$$

Dosažením do vztahu (34) byla získána hodnota lineárního zatížení pro jednotlivé sloupy. Do výpočtu byly uvažovány součinitele  $c_s c_d = 1,0$  (-),  $c_f$  a  $q_{p(z)}$  dle předcházejícího postupu. Šířka průřezu byla konzervativně brána jako náhradní šířka v daném směru (tedy plocha v daném směru podělená výškou pilíře). Všechny hodnoty tohoto postupu jsou přehledně sepsány v tabulce 35 níže.

$$f_w = c_s c_d \times c_f \times q_{p(z)} \times b \quad (34)$$

Tabulka 35 - Souhrn zatížení větrem na spodní stavbu

	h	b <sub>x</sub>	b <sub>y</sub>	c <sub>e(z)</sub>	Ψ <sub>λ</sub>	d/b <sub>x</sub>	c <sub>f,0,x</sub>	d/b <sub>y</sub>	c <sub>f,0,y</sub>	q <sub>pz</sub>	f <sub>w,x</sub>	f <sub>w,y</sub>
	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kPa]	[kN/m]	[kN/m]
P2, P8	30,000	4,067	3,400	3,10	0,80	0,84	2,35	1,20	2,24	1,212	<b>9,271</b>	<b>7,375</b>
P3, P6	50,000	4,386	3,400	3,45	0,80	0,78	2,38	1,29	2,21	1,349	<b>11,284</b>	<b>8,090</b>
P5	60,000	4,380	3,400	3,60	0,80	0,78	2,38	1,29	2,21	1,408	<b>11,758</b>	<b>8,442</b>
P7	40,000	4,215	3,400	3,30	0,80	0,81	2,37	1,24	2,22	1,290	<b>10,299</b>	<b>7,791</b>
P9	20,000	4,000	3,400	2,80	0,80	0,85	2,35	1,18	2,24	1,095	<b>8,236</b>	<b>6,661</b>
P4	60,000	6,000	2,500	3,60	0,87	0,42	2,16	2,56	1,80	1,408	<b>15,871</b>	<b>5,505</b>

## 7.2.5 Staveništní zatížení

Staveništní zatížení bylo uvažováno hodnotou 1,0 kN/m<sup>2</sup> zahrnující účinky tíhy osob a ručního nářadí. Pro aplikaci na prutový model byla tato hodnota vynásobena šířkou konstrukce a získána hodnota liniového zatížení 17,8 kN/m.

Po délce vysouvacího nástavce bylo uvažováno staveništní zatížení hodnotou 3,0 kN/m<sup>2</sup>. Toto zatížení slouží jako rezerva pro pohyb pracovníků a ručního nářadí během nájezdu nosu na novou podporu.

## 7.2.6 Zatížení třením v ložiscích

Zatížení třením v úrovni ložisek bylo stanoveno pro finální stav konstrukce a také pro fáze výstavby. Třením v ložiscích dochází k přenosu části svislé reakce do vodorovného směru. To má zásadní vliv na návrh geometrie spodní stavby. Hodnoty vodorovných reakcí byly získány dle vztahu níže.

$$R_x = R_z \times \frac{\cos \alpha}{\cos \varphi} \times \sin(\alpha + \varphi) \quad (35)$$

### 7.2.6.1 Tření během výstavby

Během výsuvu konstrukce dochází k tření mezi kluzným ložiskem osazeným na pilíři a vkládanými kluznými deskami PTFE. Na základě poznatků ze zdroje [28] a postupu uvedeného v kapitole 4.10 byl koeficient tření výsuvných ložisek konzervativně stanoven



hodnotou  $\varphi = 0,10$ . Výše této hodnoty je záměrně volena s ohledem na rychlejší opotřebování kluzných ploch desek v extrémních podmínkách stavby.

Další složkou vstupující do vztahu (35) je hodnota podélného sklonu rovna 4,0 %. Poslední neznámou je velikost svislé reakce, která byla zjištěna výpočetním softwarem. Pro výpočet vodorovné síly namáhající pilíř během výsuvu byla konzervativně uvažována největší hodnota zjištěná během vysouvacích cyklů. Tato hodnota se skládá ze složky stálého zatížení  $R_{z,max,g} = 26\,059$  kN a proměnného zatížení  $R_{z,max,q} = 1\,633,8$  kN. Po dosazení všech těchto hodnot do vztahu (35) byl získány hodnoty vodorovného zatížení  $F_{x,k} = 3\,877,7$  kN a  $F_{x,d} = 5\,269,3$  kN.

Opačným případem je vrchol lomeného oblouku, kde je předpokládáno osazení další jednotky vysouvacího zařízení. V takovém případě není kritickým zatížení tření v ložiscích, ale naopak vodorovné působení od posouvacího zařízení. Součet stálého zatížení celého mostu (včetně vysouvacího nosu) během výstavby je roven hodnotě  $\Sigma R_{z,g} = 211,863$  MN a proměnné zatížení pak  $\Sigma R_{z,q} = 9,712$  MN. Jejich součtem a dosazením do vztahu (35) získáváme hodnotu vodorovného zatížení. Protože je předpokládáno osazení celkem dvou vysouvacích jednotek (OP1 a P4), je pro návrh lomeného oblouku předpokládán podíl až 75 % této vodorovné složky v hodnotě  $F_{x,k} = 19,093$  MN a  $F_{x,d} = 25,901$  MN.

#### 7.2.6.2 Tření v ložiscích finální konstrukce

Ve finálních kalotových ložiscích byla dle proměnlivosti charakteristik různých výrobců stanovena hodnota součinitele tření  $\varphi = \mu = 0,04$ . Pro vyčíslení vodorovné síly v hlavě pilíře byly použity maximální reakce příslušné jednotlivým zatěžovacím kombinacím. Hodnoty reakcí a jejich přepočty do vodorovného směru je uveden v tabulce 36.

Tabulka 36 - Tření v ložiscích finální konstrukce

		OP1	P2	P3	P5	P6	P7	P8	P9	OP10
$F_{z,sum}$	[MN]	9,368	27,35	28,639	28,691	28,544	27,753	28,626	25,459	8,55
$F_{z,char}$	[MN]	4,641	8,67	9,035	6,535	9,352	9,387	9,397	8,682	4,563
$F_{z,kvaz}$	[MN]	0,793	1,805	2,082	2,088	2,086	2,084	2,121	1,886	0,855
$\alpha$	[%]	4,000								
$\varphi$	[%]	4,000								
$F_{x,6.10}$	[MN]	1,343	3,452	3,611	3,376	3,632	3,560	3,644	3,272	1,257
$F_{x,Char.}$	[MN]	0,671	1,726	1,805	1,688	1,816	1,780	1,822	1,636	0,628
$F_{x,Kvaz}$	[MN]	0,406	1,164	1,227	1,229	1,223	1,192	1,228	1,092	0,376

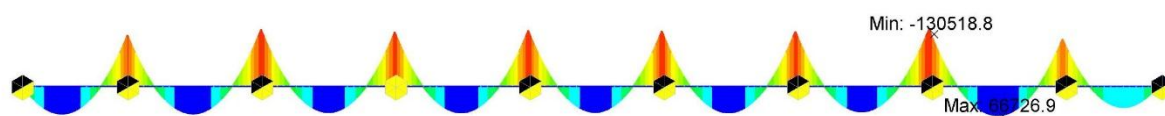
## 7.3 Kombinace zatížení

První sestavenou kombinací byla kombinace kvazistálá, která byla použita pro návrh předpětí. Ověření hodnot této kombinace je uvedeno v závěru této kapitoly. Po návrhu přesné geometrie předpětí byla kvazistálá kombinace o účinky předpětí doplněna a následně vyčísleny i ostatní kombinace.

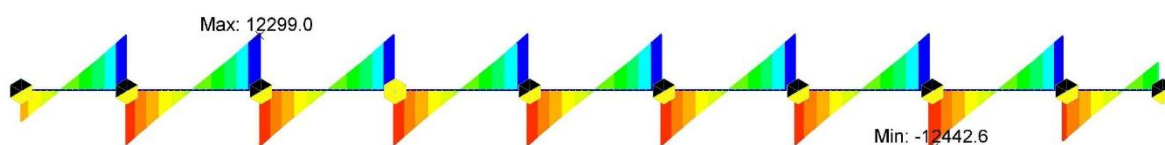
### 7.3.1 Účinky zatížení

Vnitřní síly vznikající od účinků jednotlivých zatěžovacích stavů jsou graficky popsány na níže uvedených obrázcích. Pro zjednodušení tvorby jednotlivých kombinací byly u proměnných zatížení uvedeny obálky vnitřních sil uvádějící nejnepříznivější namáhání.

#### Vlastní tíha – SW

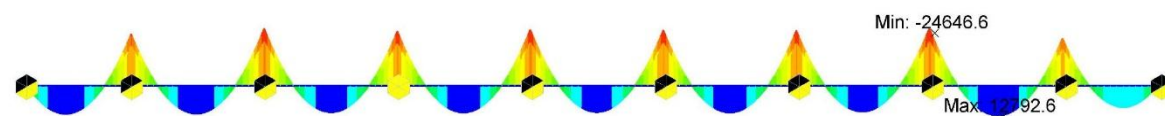


Obrázek 117 - SW - Ohybový moment  $M_y$  [kNm]

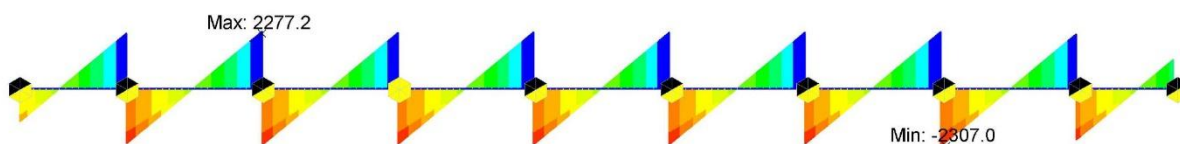


Obrázek 118 - SW - Posouvající síla  $V_z$  [kN]

#### Ostatní stálé zatížení – G0 (obálka)

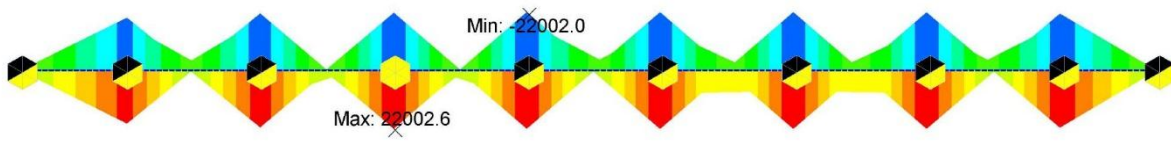


Obrázek 119 - G0 - Ohybový moment  $M_y$  [kNm]

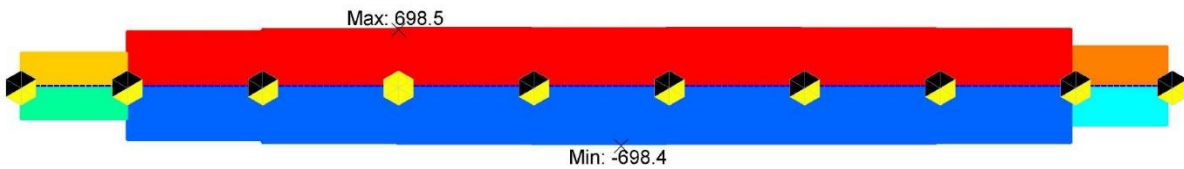


Obrázek 120 - G0 - Posouvající síla  $V_z$  [kN]

### Nerovnoměrné sedání podpor 10 mm– Setl (obálka)



Obrázek 121 - Setl - Ohybový moment  $M_y$  [kNm]

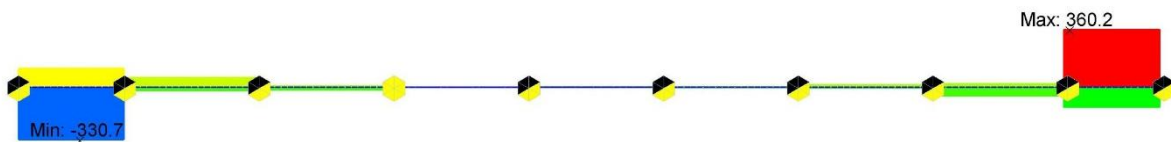


Obrázek 122 - Setl - Posouvající síla  $V_z$  [kN]

### Teplota – Tall (obálka rovnoměrné a nerovnoměrné teploty)

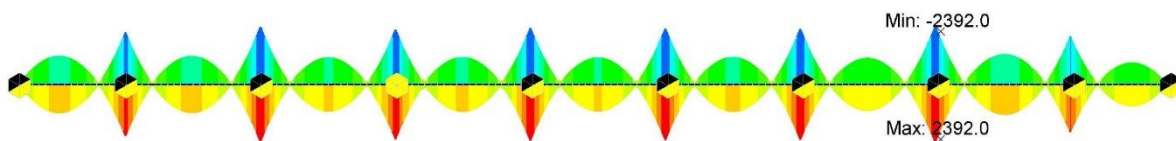


Obrázek 123 - Tall - Ohybový moment  $M_y$  [kNm]

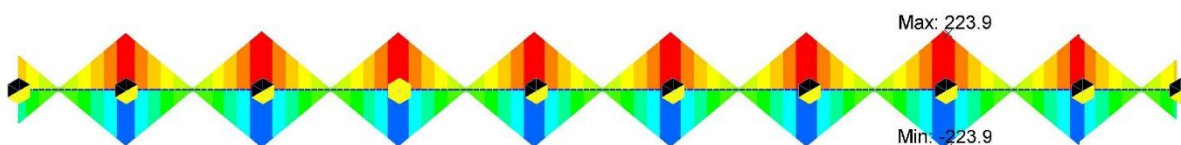


Obrázek 124 - Tall - Posouvající síla  $V_z$  [kN]

### Vítr – Vitr (obálka)

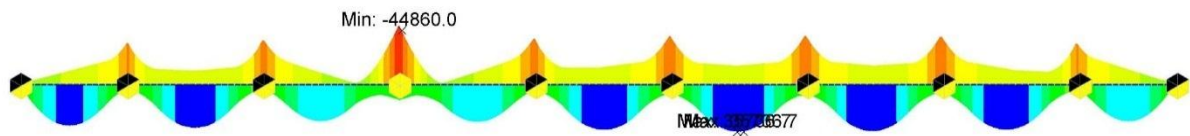


Obrázek 125 - Vitr - Ohybový moment  $M_y$  [kNm]

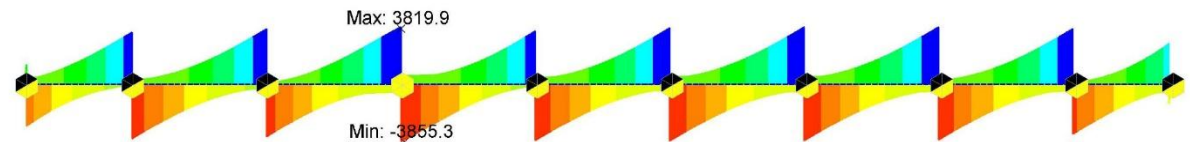


Obrázek 126 - Vitr - Posouvající síla  $V_z$  [kN]

### Charakteristická hodnota pohyblivého zatížení LM1 – LM1char (obálka)

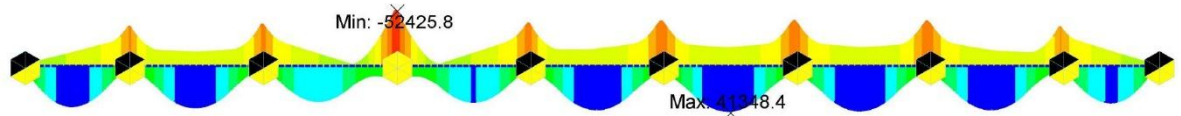


Obrázek 127 - LM1char - Ohybový moment  $M_y$  [kNm]

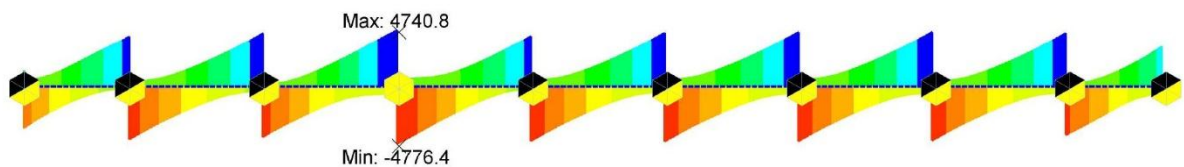


Obrázek 128 - LM1char - Posouvající síla  $V_z$  [kN]

### Charakteristická hodnota pohyblivého zatížení LM1/LM1+LM3/LM3 – MVLchar (obálka)

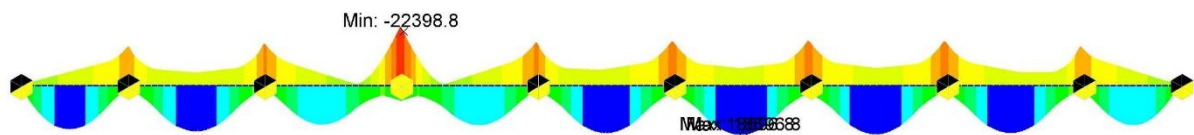


Obrázek 129 - MVL - Ohybový moment  $M_y$  [kNm]

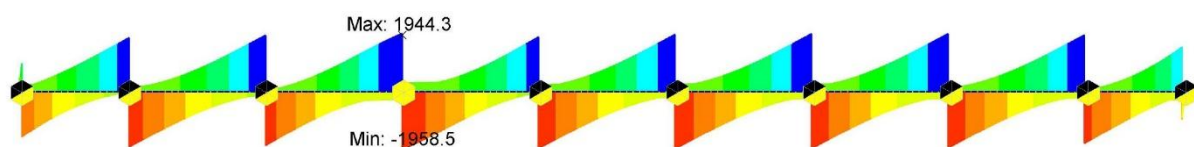


Obrázek 130 - MVL - Posouvající síla  $V_z$  [kN]

### Častá hodnota pohyblivého zatížení LM1 – LM1cas (obálka)

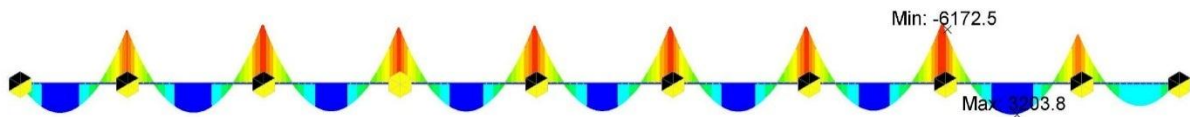


Obrázek 131 - LM1cas - Ohybový moment  $M_y$  [kNm]

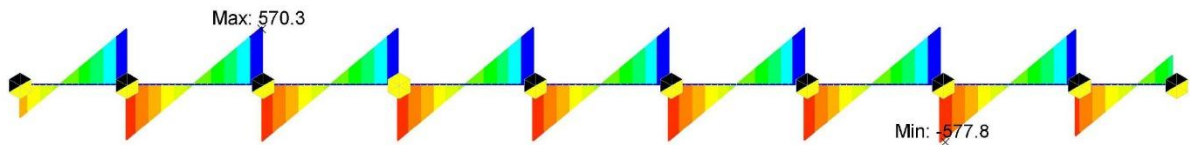


Obrázek 132 - LM1cas - Posouvající síla  $V_z$  [kN]

### Stavební zatížení – ST

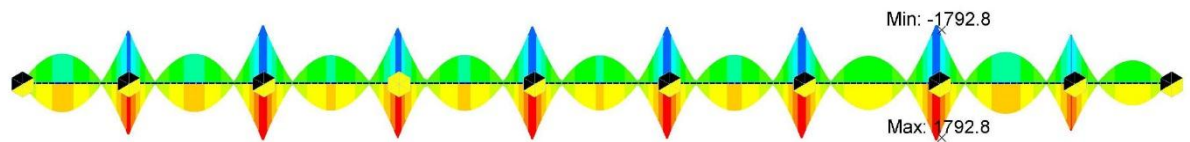


Obrázek 133 - ST - Ohybový moment  $M_y$  [kNm]

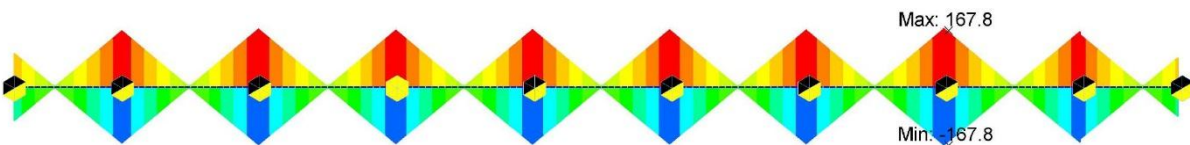


Obrázek 134 - ST - Posouvající síla  $V_z$  [kN]

### Vítr ve stavebních fázích – ST Wind (obálka)



Obrázek 135 - ST Wind - Ohybový moment  $M_y$  [kNm]



Obrázek 136 - ST Wind - Posouvající síla  $V_z$  [kN]

## 7.3.2 Kombinace pro MSP

### Charakteristická kombinace zatížení

Kombinace zatížení použitá pro posouzení omezení napětí ve finálním stavu i během realizace. Dále byla kombinace použita pro stanovení maximálního krátkodobého průhybu konstrukce.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} \times Q_{k,i} \quad (36)$$

### Častá kombinace zatížení

Kombinace použitá pro posouzení omezení vzniku trhlin mezního stavu použitelnosti.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \times Q_{k,i} \quad (37)$$

### Kvazistálá kombinace zatížení

Kombinace použitá pro posouzení omezení napětí, návrhu předpětí a ověření dekomprese. Další použití bylo při stanovení dlouhodobého průhybu konstrukce.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \times Q_{k,i} \quad (38)$$

Dle průběhů a hodnot vnitřních sil uvedených v kapitole 7.3.1 je možné předpokládat největší účinky právě v těch kombinacích, kde bude dominantní zatížení dopravou. Výjimku tvoří kvazistálá kombinace, kde se krátkodobé účinky zatížení neuvažují. Sestava použitých kombinací pro posouzení finální konstrukce je popsána v tabulce 37. Pro posouzení fází výstavby jsou předpokládány součinitele dle tabulky 38. Hodnoty účinků předpětí budou stanoveny dle navržené výztuže.

Tabulka 37 - Použité součinitele kombinací MSP

Kombinace	Použité součinitele pro zatěžovací stavy								
	SW	P-FIN	G0	Setl	Tall	Vítr	LM1	LM3	MVL
Char-MVL	1	1	1	1	0,6	0,6	0	0	1
Char-T					1	0,6	1	0	0
Char-V					0,6	1	1	0	0
Cas-LM1					0,5	0	1	0	0
Cas-T					0,6	0	0	0	0
Kvaz					0,5	0	0	0	0

Tabulka 38 - Použité součinitele kombinací MSP během výstavby

Kombinace ST	Použité součinitele pro zatěžovací stavy						
	SW	P-ST	G0	Setl	Tall	Vítr-ST	ST
Char-T	1	1	0	1	1	0,8	1
Char-V					0,6	1	1
Cas					0,6	0	0
Kvaz					0,5	0	1

### 7.3.3 Kombinace pro MSÚ

#### Kombinace dle rovnice 6.10 ČSN EN 1990-2 [1]

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_P \times P + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \times \Psi_{0,i} \times Q_{k,i} \quad (39)$$

Kombinace 6.10 bude pro zjednodušení použita při stanovení návrhových hodnot pro posouzení meze únosnosti spodní stavby a příčného řezu konstrukce.

### Kombinace dle rovnice 6.10a ČSN EN 1990-2 [1]

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_P \times P + \gamma_{Q,1} \times \Psi_{0,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \times \Psi_{0,i} \times Q_{k,i} \quad (40)$$

### Kombinace dle rovnice 6.10b ČSN EN 1990-2 [1]

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \times \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_P \times P + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \times \Psi_{0,i} \times Q_{k,i} \quad (41)$$

Z kombinací 6.10a a 6.10b budou vybírány méně příznivé hodnoty, které budou použity při posouzení mezního stavu únosnosti nosné konstrukce v podélném směru. Hodnoty použitých součinitelů pro sestavení těchto kombinací jsou uvedeny v tabulce 39 a 40.

Tabulka 39 - Použité součinitele kombinací MSÚ

Kombinace	Použité součinitele pro zatěžovací stavy						
	SW	P-FIN	G0	Setl	Tall	Vítr	MVL
6.10	1,35	1	1,35	1,2	1,5*0,6	1,5*0,6	1,35
6.10a	1,35	1	1,35	1,2	1,5*0,6	1,5*0,6	$\psi_0 \cdot 1,35$
6.10b	0,85*1,35	1	1,35	1,2	1,5*0,6	1,5*0,6	1,35

Tabulka 40 - Použité součinitele kombinací MSÚ během výstavby

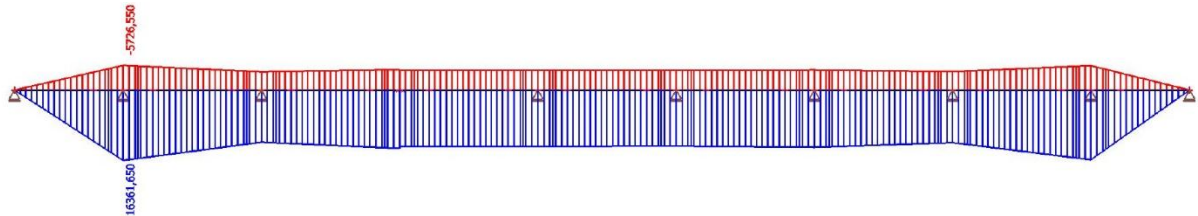
Kombinace ST	Použité součinitele pro zatěžovací stavy						
	SW	P-ST	G0	Setl	Tall	Vítr-ST	ST
6.10a-ST	1,35	1	0	1,2	1,5*0,6	1,2	1
6.10b-ST	0,85*1,35	1	0	1,2	1,5	1,2	1

### 7.3.4 Ověření kvazistálé kombinace pro finální konstrukci

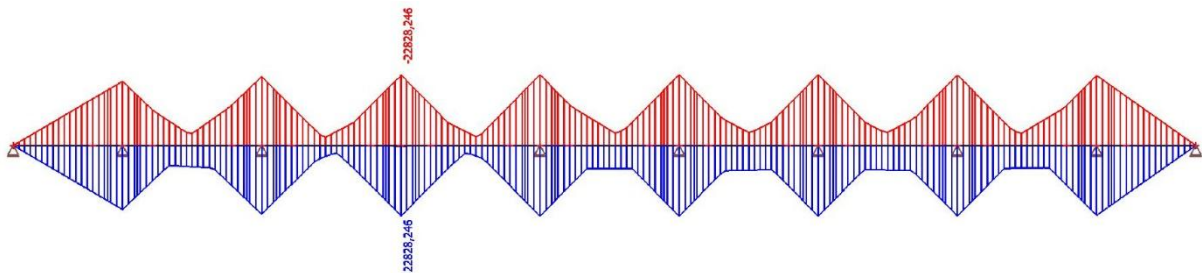
V této kapitole je předveden postup ověření kvazistálé kombinace. Tabulka 41 uvádí srovnání hodnot jednotlivých výpočetních softwarů a empirického ručního výpočtu sloužícího pro ověření správnosti výpočtu. Výsledné hodnoty označené jako „CO´“ jsou hodnoty vzniklé při uvažování konstantního průřezu. Hodnoty označené „CO<sub>fin</sub>“ jsou získány z výpočetních softwarů zohledňující proměnlivost průřezu. V posledních řádcích uvedeny hodnoty „CO<sub>beff</sub>“ a „CO<sub>T</sub>“. První z nich je získána z modelu uvažující vliv efektivní šířky průřezu. Druhá kombinace uvažuje navíc účinky teploty společně s nerovnoměrným poklesem podpor. Účinky těchto zatěžovacích stavů byly ověřeny v dalším softwaru. Jejich průběh je patrný z obrázků 137 a 138 (ostatní průběhy v kapitole 7.3.1). Obdobným postupem byly ověřeny všechny používané kombinace.

Tabulka 41 - Ověření hodnot ohybových momentů kvazistálé kombinace

OZN	(-)	14	20	25	80	85	90	96
CO <sub>kvaz'</sub>	kNm	75 233	-141 106	70 553	-141 106	70 553	-141 106	57 594
CO <sub>Scia'</sub>	kNm	70 679	-132 747	71 579	-142 840	75 251	-122 986	53 603
CO <sub>Midas'</sub>	kNm	71 682	-133 488	73 197	-144 406	77 041	-123 693	54 309
CO <sub>Scia,fin</sub>	kNm	70 328	-145 582	68 061	-155 051	72 008	-134 841	53 146
CO <sub>Midas,fin</sub>	kNm	71 312	-146 388	69 579	-156 897	73 714	-135 604	53 853
CO <sub>Midas,beff</sub>	kNm	73 410	-135 484	73 000	-151 844	77 902	-125 084	55 809
CO <sub>Midas,Tmax</sub>	kNm	87 233	-85 528	81 350	-100 522	89 679	-74 062	70 150
CO <sub>Midas,Tmin</sub>	kNm	61 554	-161 655	66 845	-179 828	64 930	-152 546	42 288



Obrázek 137 – Ověření momentu My (nerovnoměrná teplota)



Obrázek 138 - Ověření momentu My (nerovnoměrný pokles podpor)



## 8 Návrh předpětí

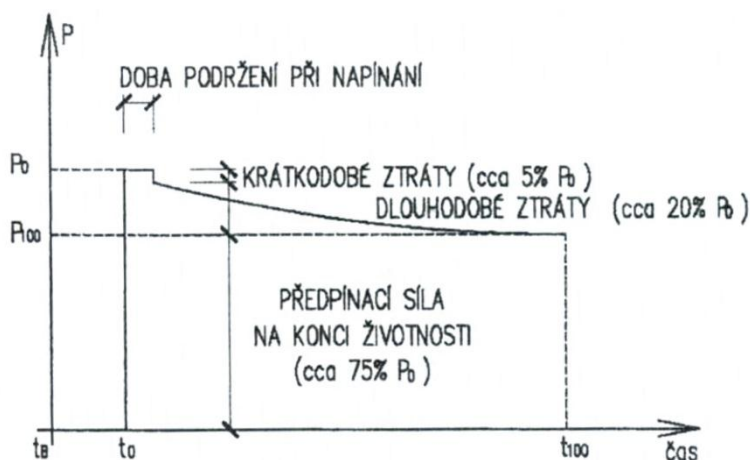
„Pro předpjaté betonové konstrukce je více než pro jiné typy stavebních konstrukcí charakteristická mnohočetnost montážních a provozních stavů, ve kterých se mění zatížení, předpětí či statické schéma konstrukce.“ [25]

Výše uvedená citace reflektuje problematiku, které je věnována následující kapitola. Zatímco ve finálním stavu se jako nejefektivnější jeví použití soudržných kabelů spojitosti, je nutné konstrukci dimenzovat především pro stavební fáze. Během procesu výsuvu konstrukce je žádoucí centrický charakter vneseného předpětí (viz kapitola 4). Po dokončení konstrukce musí být předpětí následně transformováno do stavu efektivně vyrovnávajícího stálé zatížení konstrukce.

Pro optimalizaci množství použité výztuže bude postupováno dle schématu na obrázku 58 z kapitoly 4.9.1. Postup vnášení předpětí a značení prvků výztuže je popsáno v kapitole 6.5.4 věnované postupu výstavby. V této kapitole bude navržena geometrie ideálního kabelu a množství jednotlivých předpínacích prvků finálního i dočasného předpětí. Problematika ztrát předpětí je automaticky řešena výpočetním softwarem. Podrobněji je popsána na konci kapitoly.

### 8.1 Ztráty předpětí

Během předběžného návrhu množství předpínací výztuže byly předpokládány ztráty předpětí na konci životnosti ve výši 25 %, viz obrázek 139 zdroje [30]. Při následném návrhu geometrie a optimalizaci předpínací výztuže byly tyto vlivy uvažovány pomocí výpočetního softwaru MIDAS Civil, který při použití modulu fází výstavby umožňuje jejich zohlednění v čase.



Obrázek 139 - Schéma průběhu ztrát předpětí v čase [30]

### 8.1.1 Obecně

Protože se návrh věnuje dodatečně předpjaté konstrukci, jsou dle zdroje [25] uvažovány následující ztráty předpětí.

#### Krátkodobé ztráty:

- třením mezi kabelem a stěnami kabelového kanálku,
- pokluzem v kotvě,
- okamžitým pružným přetvořením betonu,
- postupným předpínáním.

#### Dlouhodobé ztráty:

- relaxací oceli,
- smrštěním a dotvarováním betonu.

Materiálové charakteristiky použité předpínací výztuže Y1860-S7-15,7 byly popsány v kapitole 6.3.2. Maximální působící napětí po zakotvení bylo vztahem (42) stanoveno jako  $\sigma_{p,m0} = 1395$  MPa. Pro výpočet předpětí v programu MIDAS Civil byly dále předpokládány následující parametry. Vnější průměr kanálku byl zvolen 100 mm, koeficient tření v oblouku  $\mu = 0,2 \text{ rad}^{-1}$ , pokluz v kotvě 6 mm, podržení napětí při aktivaci výztuže  $t = 5$  min a napínací napětí  $\sigma_{p,in} = 1420$  MPa.

$$\sigma_{p,m0} = \min\{0,75 \times f_{pk}; 0,85 \times f_{p0,1k}\} \quad (42)$$

### 8.1.2 Krátkodobé ztráty

#### Tření v kabelovém kanálku a pokluz v kotvě

Tření v kabelovém kanálku a pokluz v kotevním zařízení byly uvažovány pomocí softwaru. Pro zohlednění tření byly použity hodnoty součinitele tření  $\mu = 0,2 \text{ rad}^{-1}$ . Pokluz v kotvě byl předpokládán hodnotou 6 mm. Způsob nastavení ve výpočetním softwaru je zobrazen na obrázku 140. Zbylý vliv na tyto ztráty má samotná geometrie předpínacího kabelu.

S ohledem na navržený postup výstavby není ve většině případů možné napínat kabel z obou stran, tedy nelze tyto ztráty efektivně omezit. Výjimkou jsou kabely finálního vnějšího vedení (kabely EXT), které budou napínány po vysunutí konstrukce a které umožňují přístup z obou stran.

#### Postupné napínání výztuže

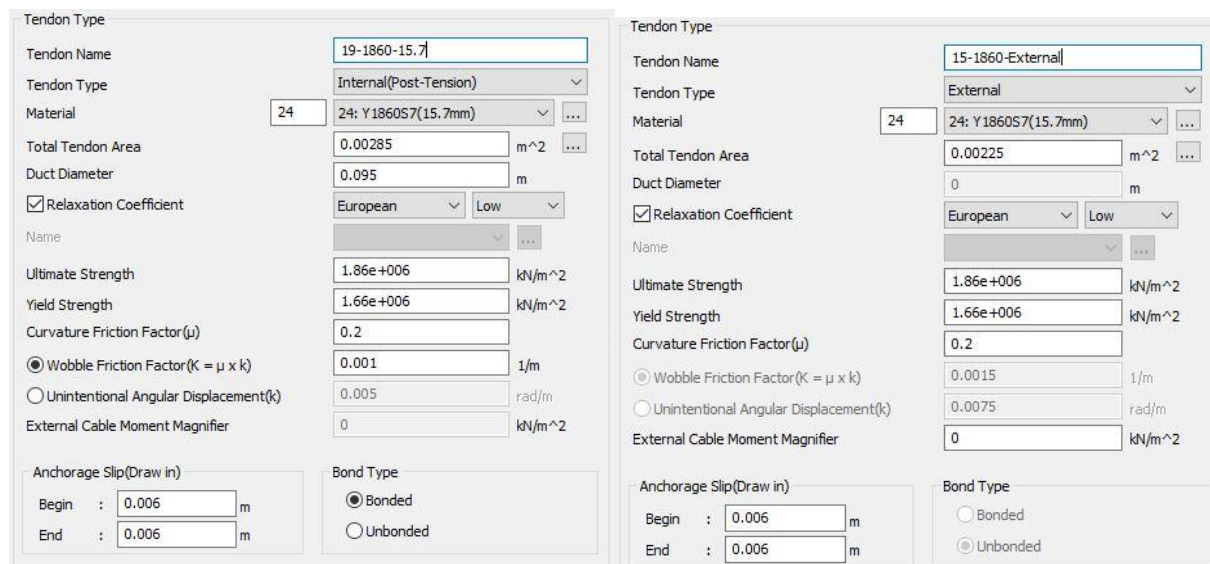
Ztráty vznikající postupným napínáním prvku byly zohledněny pomocí rozdílných fází, ve kterých byly vnášeny jednotlivé složky předpětí. Protože bylo předpětí v softwaru modelováno pomocí tzv. ideálního kabelu, jsou tímto postupem zohledněny ztráty v celých skupinách předpětí nikoli v každém kabelu. Podrobné řešení těchto ztrát pro každý napínaný kabel přesahuje časovou kapacitu této práce.

Dle popisu v kapitole 6.5.4 byly nejprve napínány dočasné kabely vedené při horní a spodní desce průřezu. V následující fázi byly předpjety kabely vnějšího polygonálního předpětí, které dalším vneseným tlakem snížily účinek výztuže v deskách. V poslední fázi byla napnuta skupina finálních soudržných kabelů. Postup napínání byl zvolen ve snaze minimalizovat ztráty předpětí právě ve finální výztuži.

### 8.1.3 Dlouhodobé ztráty

#### Relaxace předpínací výztuže

Pro zohlednění vlivu relaxace předpínací výztuže byl v programu jako příslušná norma nastaven eurokód a nízký součinitel relaxace. Pro názornost jsou přiloženy obrázky popisující nastavení 19 lanových soudržných kabelů vedených ve stěně komory a 15 lanových nesoudržných kabelů vnější výztuže.



Obrázek 140 - Způsob zadání kabelů předpětí do MIDAS Civil

#### Dotvarování a smršťování

Zahrnutí reologických procesů (dotvarování a smršťování) betonu a jejich vliv na časově závislé ztráty předpětí bylo provedeno pomocí nastavení materiálových charakteristik ve výpočetním softwaru MIDAS Civil. Při tvorbě modelu byl použit výchozí materiál C45/55, který byl poprvé předpínán v čase  $t = 5$  dní. Při nastavení vlivů dotvarování a smršťování byla uvažována evropská norma, běžný cement třídy N, relativní vlhkost prostředí 75 % a čas předpokládající počátek smrštění  $t = 3$  dny. Fiktivní délka prvku byla stanovena hodnotou  $h = 0,532$  m pro podporový průřez a v poli  $h = 0,480$  m. Pro zjednodušení byla pro celou konstrukci uvažována hodnota  $h = 0,5$  m. Konkrétní nastavení v softwaru je patrné z obrázku 141. Softwarem dopočítaný průběh součinitele dotvarování je zobrazen na obrázku 142.

Name :  Code :

European

Characteristic compressive cylinder strength of concrete at the age of 28 days (f<sub>ck</sub>) :  kN/m<sup>2</sup>

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

Notional size of member :  m  
h = 2 \* A<sub>c</sub> / u (A<sub>c</sub> : Section Area, u : Perimeter in contact with atmosphere)

Type of cement

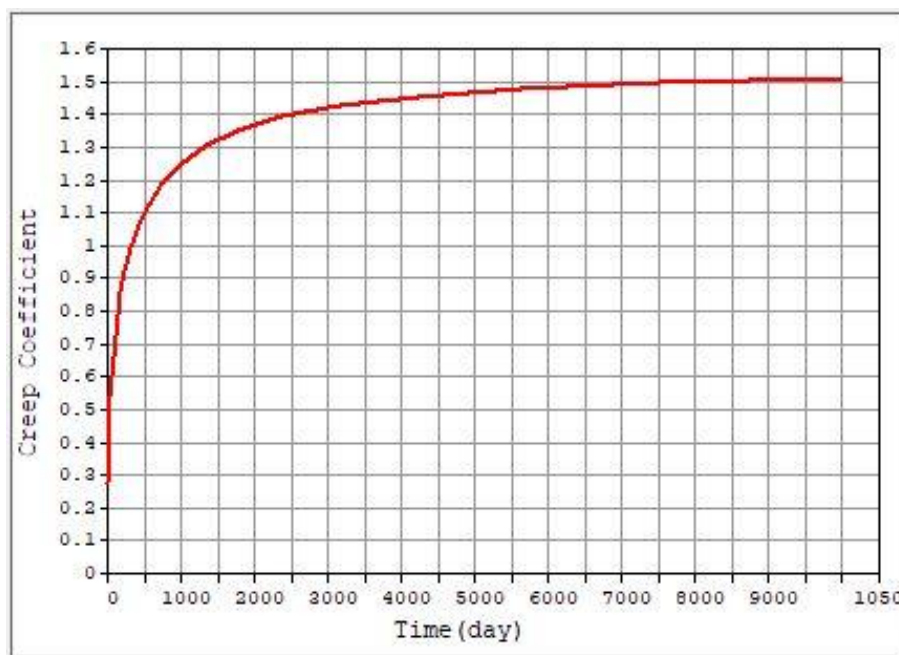
Class S     Class N     Class R

Type of code

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

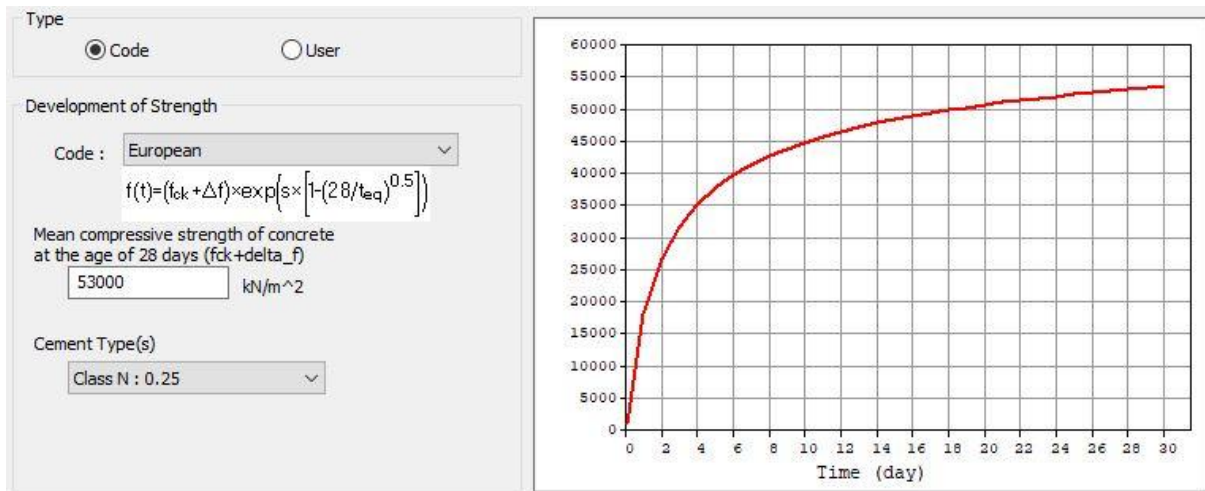
Age of concrete at the beginning of shrinkage :  day

Obrázek 141 - Nastavení dotvarování a smrštění v MIDAS Civil



Obrázek 142 – Průběh součinitele dotvarování dle MIDAS Civil

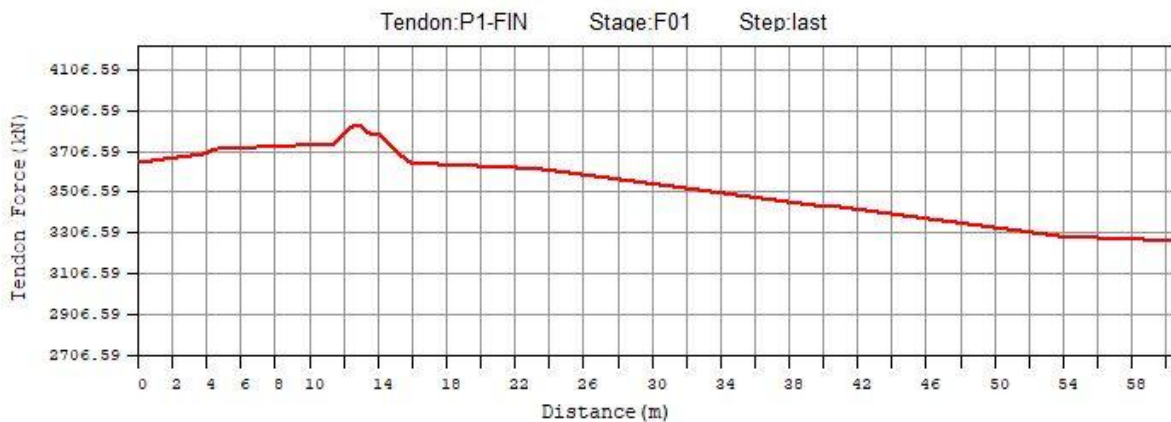
Předpětí je vždy vnášeno přes několik lamel různého stáří. Tento efekt byl zohledněn pomocí modulu fází výstavby, kdy bylo jednotlivým prvkům přiřazeno jejich stáří, ze kterých jsou následně dopočítávány patřičné materiálové vlastnosti. Softwarem uvažovaný nárůst pevnosti betonu v čase je pak zobrazen na obrázku 143.



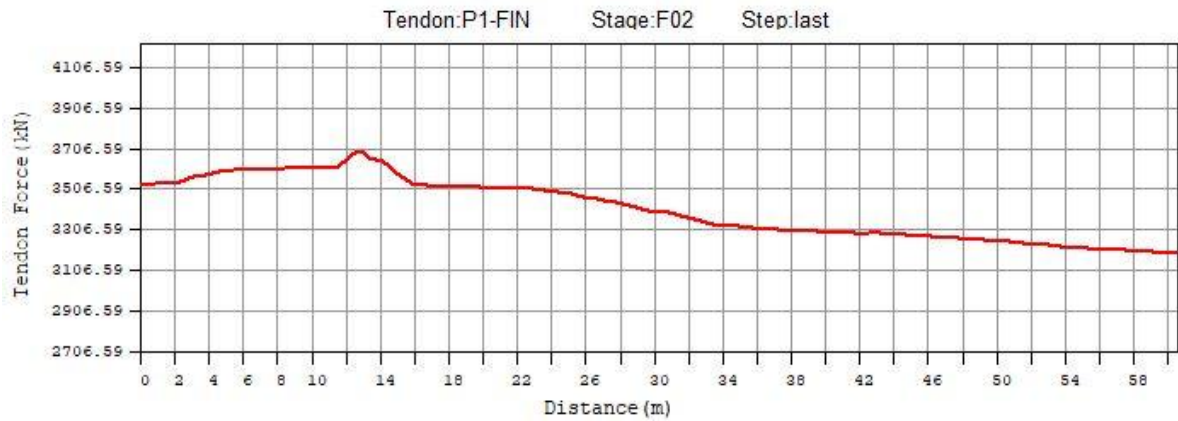
Obrázek 143 - Předpokládaný nárůst pevnosti betonu dle MIDAS Civil

### 8.1.4 Kabel P1-FIN

Pro ilustraci a názorné vysvětlení chování ztrát předpětí v čase byly z programu získány průběhy sil v jednom kabelu skupiny P1-FIN, tedy parabolického kabelu uvnitř stěny prvních realizovaných lamel. Tento kabel byl zvolen jednak pro svoji délku, ale především z důvodu, že prochází celou životností stavby. Průběhy předpínací síly v charakteristických časech jsou patrné z příložených grafů.

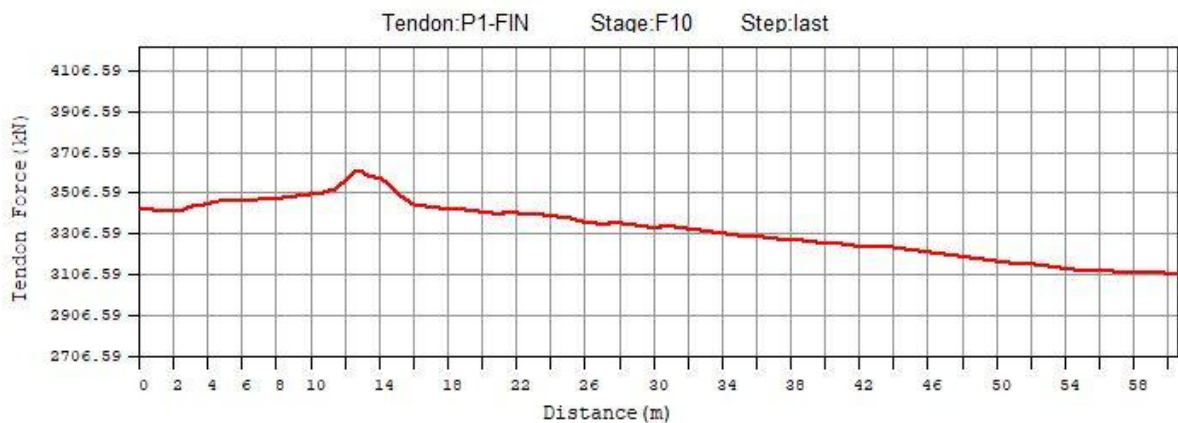


Obrázek 144 - Průběh předpínací síly kabelu P1-FIN po vnesení předpětí

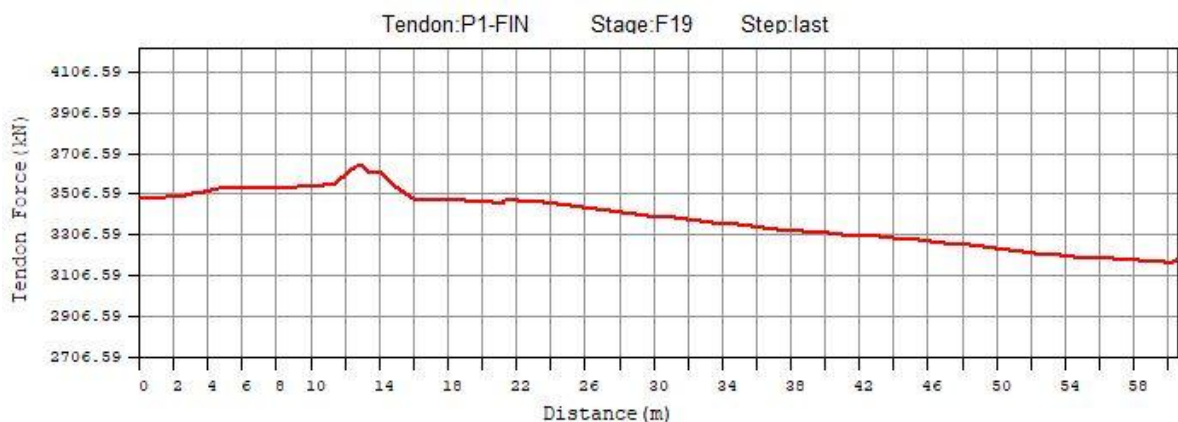


Obrázek 145 - Průběh předpínací síly kabelu P1-FIN po předepnutí následné fáze

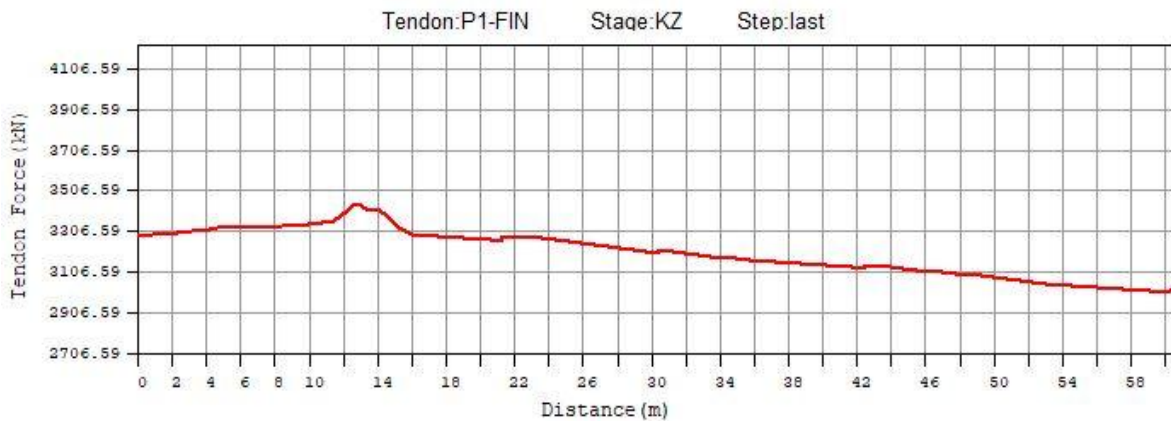
K prvnímu znatelnému poklesu předpínací síly dochází na konci fáze F02, tedy v čase vnesení předpětí do druhé realizované fáze, které se zároveň překrývá s kabely první fáze. Při napínání kabelů fáze 2 dochází k nárůstu poměrné deformace (stlačení) již aktivovaných kabelů P1-FIN a tím k poklesu napětí.



Obrázek 146 - Průběh předpínací síly kabelu P1-FIN po vysunutí konstrukce



Obrázek 147 - Průběh předpínací síly kabelu P1-FIN po změně na finální předpětí



Obrázek 148 - Průběh předpínací síly kabelu P1-FIN na konci životnosti

Poslední tři schémata ukazují vliv ztrát předpětí v čase. Průběh sil z grafu 146 popisuje úbytek předpínací síly na konci procesu výsuvu. V následném grafu 147 dochází k drobnému nárůstu předpínací síly, který je zapříčiněn změnou dočasného předpětí za finální. Finální předpětí je řešeno pomocí menšího množství výztuže, čímž dochází k uvolnění stlačené poměrné deformace, protažení kabelů a tím zvýšení napětí.

Na posledním schématu je zobrazen průběh předpínací síly na konci životnosti. Dle maximální působící síly po vnesení předpětí a na konci životnosti dochází v tomto kabelu k dlouhodobým ztrátám předpětí odpovídající cca 10,3 %. Tuto nevelkou hodnotu lze zdůvodnit postupem napínání a změnou předpětí před dokončením konstrukce. Krátkodobá složka odpovídá času ještě před injektáží kanálku a její velikost lze dopočítat z nejnižší hodnoty síly v grafu 148 a předpokládané vnášené síly. Předpokládaná napínací síla je rovna hodnotě  $F_{p,0} = 4,047$  MN, minimální síla na klesající větvi odpovídá  $F_{p,min} = 3,267$  MN a hodnota krátkodobých ztrát odpovídá hodnotě až 19,3 % (extrémní hodnota v nenapínané kotvě).

## 8.2 Předběžný návrh předpětí

Pro získání představy byl proveden předběžný návrh předpínací výztuže, který nepředpokládá postup výstavby technologií výsuvu. Předpínací výztuž byla navržena metodou vyrovnání zatížení dle zdroje [25], viz tabulka 42.

Návrh finálních prvků předpětí vychází ze snahy o dosažení tzv. dekomprese. Tedy stavu, kdy napětí na krajních vláknech od zatížení kvazistálou kombinací dosahuje na konci životnosti nanejvýš nulové tahové hodnoty. Splnění tohoto kritéria na vnějších vláknech je dáno polohou předpínací výztuže, která se v kritických průřezích obvykle nachází právě ve vzdálenosti 100 mm od líce konstrukce.

Z vyčíslené kvazistálé kombinace zatížení byl dle zdroje [30] nejprve odhadnut staticky neurčitý moment od předpětí ve výši 10 -15 % největší hodnoty nadpodporového momentu.

Následně byla po vyčíslení excentricity předpínacího kabelu dopočítána hodnota potřebné normálové síly. Dále byla při návrhu uvažována ztráta předpětí na konci životnosti hodnotou 25 %, čímž bylo redukováno napětí v předpínací výztuži. V závěru tabulky je uvedeno potřebné množství kabelů při použití různých počtů lan.

Tabulka 42 - Předběžný návrh předpínací výztuže

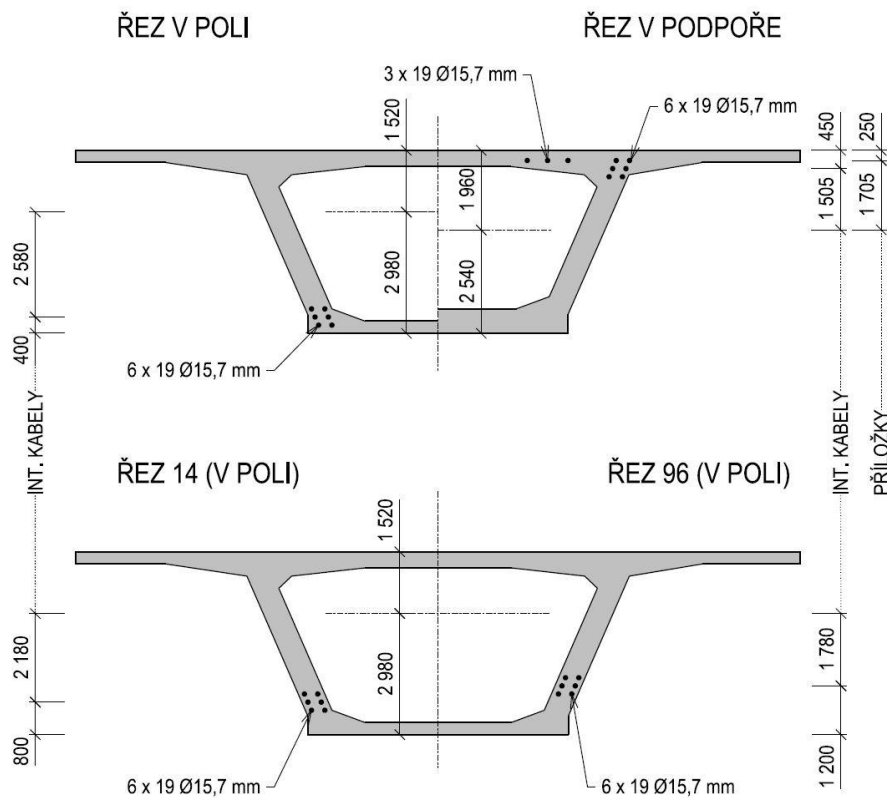
OZN	-	14	20	25	80	85	90	96
$M_{kvaz}$	kNm	87 233	-161 655	81 350	-179 828	89 679	-152 546	70 150
$\Delta M_p$	kNm	23 000						
$M_i'_{kvaz}$	kNm	96 433	-138 655	104 350	-156 828	112 679	-129 546	79 350
A	m <sup>2</sup>	14,779	16,302	14,779	16,302	14,779	16,302	14,779
ly	m <sup>4</sup>	38,763	40,217	38,763	42,083	38,763	39,546	38,763
$t_z$	m	2,980	2,540	2,980	2,545	2,980	2,540	2,980
$t_{p,z}$	m	<b>2,130</b>	<b>-1,520</b>	<b>2,530</b>	<b>-1,520</b>	<b>2,530</b>	<b>-1,520</b>	<b>1,730</b>
$N_{p,nut}$	kN	32 036	49 899	30 600	55 212	33 042	46 976	30 401
$\sigma_{p,max}$	MPa	1420						
$\sigma_{p,KZ}$	MPa	1065						
$A_{p,nut}$	mm <sup>2</sup>	30 081	46 854	28 732	51 842	31 026	44 109	28 545
$n_{p,nut}$	ks	201	312	192	346	207	294	190
$n_{19}$	ks	<b>11</b>	<b>17</b>	<b>11</b>	<b>19</b>	<b>11</b>	<b>16</b>	<b>11</b>
$n_{22}$	ks	<b>10</b>	<b>15</b>	<b>9</b>	<b>16</b>	<b>10</b>	<b>14</b>	<b>9</b>
$n_{27}$	ks	<b>8</b>	<b>12</b>	<b>8</b>	<b>13</b>	<b>8</b>	<b>11</b>	<b>8</b>

Predběžný návrh je tvořen:

Spojité kabely: **12 x 19 Ø15,7 mm**

Příložky: **6 x 15 Ø15,7 mm**





Obrázek 149 - Schéma předběžného návrhu předpínací výztuže

### 8.3 Návrh předpětí ve finálním stavu

Návrh finálního předpětí byl proveden pomocí zjednodušeného výpočtu založeného na vyrovnání zatížení stejným postupem jako v kapitole 8.2. Následně bylo předpětí namodelováno ve výpočetním SW, kde bylo podrobněji ověřeno jeho skutečné působení a další vlivy jako jsou ztráty předpětí nebo vliv staticky neurčitého momentu od předpětí. Výsledky byly následně porovnány s výpočtem v jiném SW, který byl proveden pomocí náhradních sil vyplývajících z geometrie kabelu.

V této fázi bylo nutné stanovit poměr, v jakém bude finální předpínací výztuž aplikována během výsuvu a po jeho dokončení. Předpokládané množství finální výztuže a její vzdálenost od těžiště je patrná z předběžného návrhu v kapitole 8.2. Vyrovnat účinek veškeré této výztuže by vyžadovalo abnormální množství inverzně vedené výztuže. Při použití kabelů vnějšího předpětí umístěných uvnitř komory, by bylo nutné osadit více než 36 inverzních kabelů o 19 lanech pro vyvolání centrického charakteru předpětí v běžném poli. Toto množství kabelů přináší problém prostorový, ale také napjatostní, kdy samotné vnesení předpětí by vyčerpalo polovinu přípustného napětí v charakteristické kombinaci při MSP.

### 8.3.1 Soudržné kabely předpětí

Dle uvedených poznatků byly soudržné kabely předpínací výztuže (kabely FIN) navrženy na vyrovnání stálého zatížení od vlastní tíhy. Zbylé předpětí bude aplikováno po vysunutí konstrukce. Hodnota zatížení byla získána z výpočetního SW (průběh momentu viz obrázek 118), návrh množství kabelů je uveden níže v tabulce 43, geometrie na obrázku 150. Úbytek napětí v předpínací výztuži na konci životnosti je uvažován hodnotou 25 %.

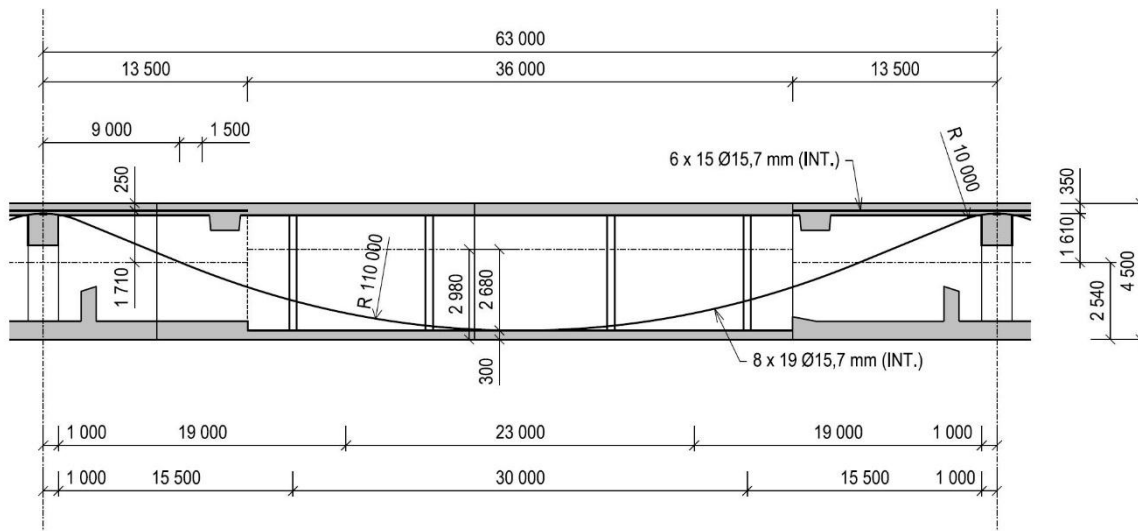
Tabulka 43 - Návrh soudržných kabelů finálního předpětí

OZN	-	14	20	25	80	85	90	96
$M_{kvaz,int}$	kNm	63 110	-116 835	61 755	-130 956	67 019	-107 877	48 006
$\Delta M_p$	kNm	17 000						
$M_i'_{kvaz}$	kNm	69 910	-99 835	78 755	-113 956	84 019	-90 877	54 806
$t_z$	m	2,980	2,540	2,980	2,540	2,980	2,540	2,980
$t_{p,z}$	m	<b>2,180</b>	<b>-1,610</b>	<b>2,680</b>	<b>-1,610</b>	<b>2,680</b>	<b>-1,610</b>	<b>1,780</b>
$N_{p,nut}$	kN	22 845	34 801	22 121	38 886	23 600	31 912	20 603
$\sigma_{p,max}$	MPa	1420						
$\sigma_{p,KZ}$	MPa	1065						
$A_{p,nut}$	mm <sup>2</sup>	21 451	32 677	20 771	36 513	22 160	29 965	19 345
$n_{p,nut}$	ks	143	218	138	243	148	200	129
$n_{19}$	ks	<b>8</b>	<b>12</b>	<b>8</b>	<b>13</b>	<b>8</b>	<b>11</b>	<b>7</b>
$n_{22}$	ks	<b>7</b>	<b>10</b>	<b>7</b>	<b>12</b>	<b>7</b>	<b>10</b>	<b>6</b>
$n_{27}$	ks	<b>6</b>	<b>9</b>	<b>6</b>	<b>10</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>5</b>

Protože je navrhovaný most tvořen jednokomorovým průřezem, je nutné volit sudou hodnotu množství kabelů a zároveň se v kterémkoli průřezu budou překrývat kabely dvou fází. Z těchto důvodů je nutné volit počet kabelů dělitelný čtyřmi. Dle tabulky 43 těmto požadavkům vyhovuje použití osmi 19 lanových kabelů. Zvedané kabely jsou v oblastech nad podporou doplněny o sady šesti příložek (kabely PR) tvořenými 15 lanovým systémem. Geometrie vedení výztuže je patrná z obrázku 150. Soudržné kabely finálního předpětí, které budou v konstrukci aktivovány před jejím vysunutím, jsou navrženy jako:

Spojité kabely (FIN): **8 x 19 Ø15,7 mm**

Příložky (PR): **6 x 15 Ø15,7 mm**



Obrázek 150 - Schéma vedení soudržné předpínací výztuže typickým polem

### 8.3.2 Vnější předpětí – návrh

Druhou složkou finálního předpětí aktivovanou po vysunutí konstrukce jsou kabely vnějšího vedení umístěné uvnitř komory (kabely EXT). Návrh konstrukce předpokládá předpínací výztuž vedenou v HDPE chrániče s mazivem umožňující snadnou výměnu nebo dopnutí kabelu. Kabely budou napínány dle postupu popsaného v kapitole 6.5.4, tedy průběžně vždy po deaktivaci inverzního předpětí.

Prvním krokem bylo odstranění zatěžovacího stavu vlastní tíhy z kvazistálé kombinace (zatížení vyrovnané soudrzným předpětím). Na takto získané hodnoty ohybového momentu v charakteristických řezech bylo navrženo vnější předpětí metodou vyrovnání zatížení (viz předchozí postup). Při stanovení excentricit výztuže v jednotlivých řezech bylo nutné uvažovat obě meze vyrovnávaného zatížení, ale také prostorové podmínky uvnitř komorové konstrukce ovlivňující uspořádání a kotvení kabelů. Samotný návrh je popsán v tabulce 44. Navržená výztuž byla ověřována ve finálním výpočetním modelu uvažujícím fáze výstavby.

Tabulka 44 - Návrh volného předpětí ve finálním stavu

OZN	-	14	20	25	80	85	90	96
$M_{kvaz,ext-min}$	kNm	24 123	31 307	19 595	30 434	22 660	33 815	22 144
$M_{kvaz,ext-max}$		-1 556	-44 820	5 090	-48 872	-2 089	-44 669	-5 718
$\Delta M_p$	kNm	7 000						
$M_i'_{kvaz}$	kNm	26 923	-37 820	26 595	-41 872	29 660	-37 669	24 944
$t_z$	m	2,980	2,540	2,980	2,545	2,980	2,540	2,980
$t_{p,z}$	m	<b>1,180</b>	<b>-0,960</b>	<b>1,980</b>	<b>-0,960</b>	<b>1,980</b>	<b>-0,760</b>	<b>0,880</b>
$N_{p,nut}$	kN	13 069	17 046	9 298	18 361	10 370	18 856	14 172
$\sigma_{p,max}$	MPa	1420						
$\sigma_{p,KZ}$	MPa	1065						
$A_{p,nut}$	mm <sup>2</sup>	12 271	16 006	8 731	17 240	9 737	17 705	13 307
$n_{p,nut}$	ks	82	107	58	115	65	118	89
$n_{15}$	ks	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>4</b>	<b>8</b>	<b>5</b>	<b>8</b>	<b>6</b>
$n_{19}$	ks	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>4</b>	<b>7</b>	<b>4</b>	<b>7</b>	<b>5</b>
$n_{22}$	ks	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>3</b>	<b>6</b>	<b>3</b>	<b>6</b>	<b>5</b>

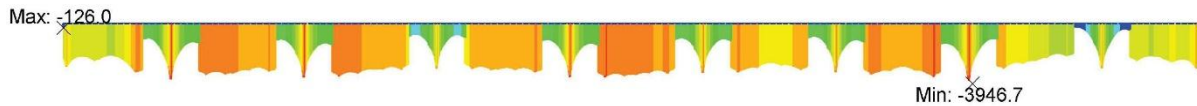
### 8.3.3 Vnější předpětí - varianty návrhu

Návrh konstrukce předpokládá vnější předpětí (kabely EXT) v délce celé konstrukce. Stejně jako u soudržného předpětí je vhodné volit počet kabelů dělitelný čtyřmi. Byl tedy hledán kritický průřez a v něm potřebné množství zaokrouhlo na hodnotu dělitelnou čtyřmi. Dle hodnot potřebné výztuže z tabulky 44 je možné vnější předpětí realizovat následujícími způsoby.

#### Varianta předpětí 22 lanového systému

První variantou je použití sestavy kabelů 8 x 22 Ø15,7 mm, což je oproti tabulce 44 nevhodný návrh. Po doladění geometrie v krajních polích a ověření této varianty ve výpočetním softwaru byl získán průběh napětí na krajních vláknech průřezu na konci životnosti. Na horních vláknech došlo k vyrovnání všech tahových oblastí. Na spodním okraji (viz obrázek 151) se návrh ukazuje jako limitní s ohledem na splnění dekomprese.

Nežádoucí průběh hodnot napětí na krajních vláknech podpory P9 je zapříčiněn současným působením nerovnoměrné teploty a nerovnoměrného poklesu podpor v kvazistálé kombinaci. Působením těchto zatížení dochází ke značnému rozptylu hodnot vyrovnávaného ohybového momentu, který se vzhledem k délce krajního pole a tuhosti nosníku komplikovaně vyrovnává.

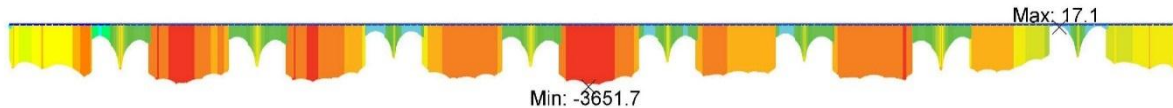


Obrázek 151 - Průběh napětí na spodních vláknech, varianta předpětí 1, KŽ

### Varianta předpětí 19 lanového systému

Důležitým aspektem pro zefektivnění návrhu předpětí je podstata samotné dekomprese. Jak již bylo uvedeno na začátku kapitoly 7.4.2, jedná se o eliminaci tahových napětí ve vzdálenosti 100 mm od líce předpínacího kanálku. Kritické oblasti na obrázku 152 (modrá oblast) jsou situovány na spodním líci konstrukce v blízkosti podpor. Při prolnutí těchto poznatků a dle vedení předpínací výztuže (obr. 155) je možné připustit v daných oblastech drobná tahová namáhání.

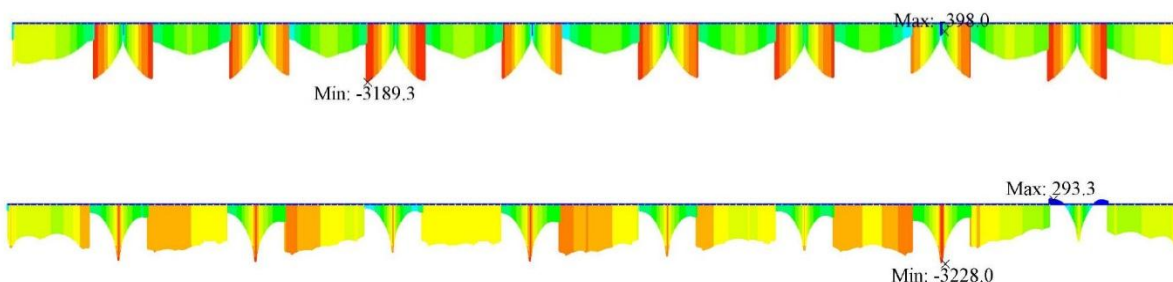
Varianta 2 vnějšího předpětí proto uvažuje úspornější množství kabelů z tabulky 44 definovanou jako 8 x 19 Ø15,7 mm. Po ověření návrhu ve výpočetním softwaru byl zjištěn obdobný průběh napětí na krajních vláknech. Oproti variantě 1 dosáhlo napětí na dolních vláknech na konci životnosti tahových hodnot. Úbytek tlaku v kritickém místě v okolí podpory P9 byl oproti očekávání malý (viz obrázek 152) a dle tlakových rezerv na horním okraji je možné množství výztuže dále redukovat.



Obrázek 152 - Průběh napětí na spodních vláknech, varianta předpětí 2, KŽ

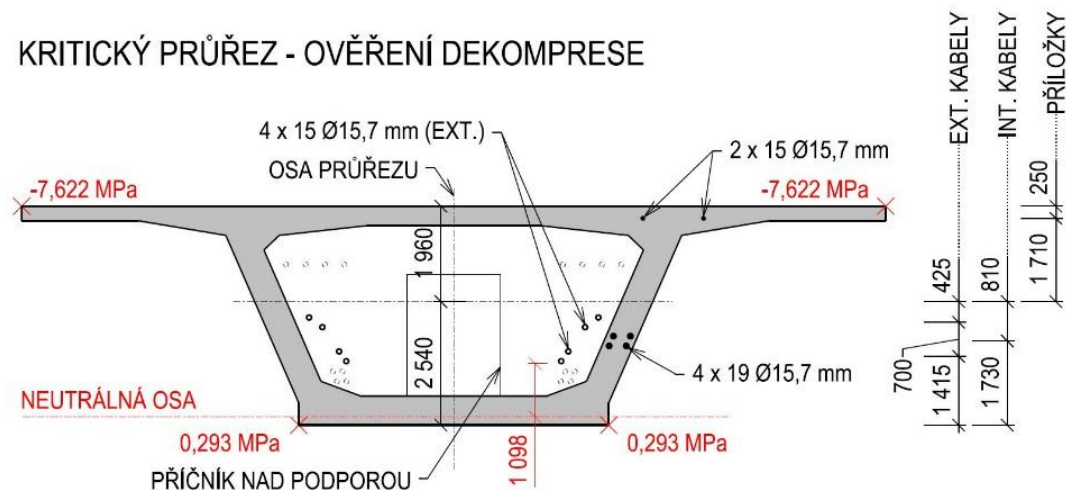
### Varianta předpětí 15 lanového systému

Poslední variantou předpětí je sestava kabelů 8 x 15 Ø15,7 mm. Na obrázku 153 jsou zobrazeny průběhy napětí při krajních vláknech průřezu na konci životnosti. Na horních vláknech došlo v oblasti podpor k výraznému snížení tlakové rezervy. Na spodních vláknech došlo k nárůstu tahového napětí na hodnotu 0,293 MPa, tedy hodnotu výrazně menší, než je tahová pevnost použitého betonu.



Obrázek 153 - Průběh napětí na horních a spodních vláknech, varianta předpětí 3, KŽ

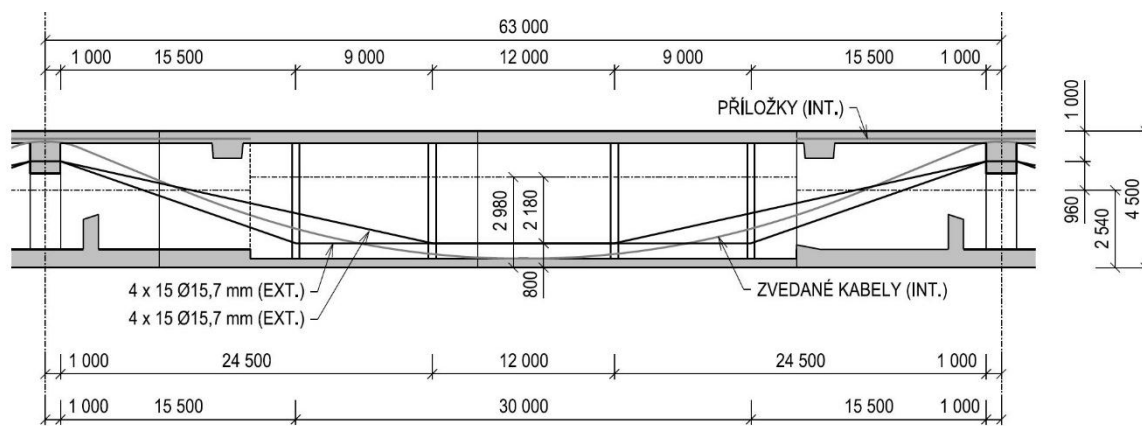
Ověření vzdálenosti tahových napětí od předpínacího kanálku je provedeno na obrázku 154. Schéma je založeno na hodnotách napětí na krajních vláknech a předpokladu lineárního průběhu deformace po průřezu. Kolmá vzdálenost líce kanálku od neutrální osy 1 098 mm ověřuje požadavek dekomprese.



Obrázek 154 - Ověření dekomprese v kritickém průřezu

### Volba vnějšího předpětí

Maximální hodnoty napětí od kvazistálé kombinace v jednotlivých variantách jsou shrnuty v tabulce 45. Dle těchto hodnot a průběhu napětí na krajních vláknech byla pro další postup zvolena varianta vnějšího předpětí 3 využívající 15 lanové kabely. Pro tuto variantu byla ověřena podmínka dekomprese a zároveň je využíváno nejmenší množství výztuže. Polygonálně vedené vnější předpětí je rozděleno do dvou skupin, jejichž trajektorie je měněna v rozdílných deviátorech. Navržený průběh ideálních kabelů jednotlivých skupin je patrný z obrázku 155.



Obrázek 155 - Schéma vedení vnějšího předpětí typickým polem

Tabulka 45 - Srovnání variant vnějšího předpětí

Var.	UP-Uvedení do provozu				KZ - Konec životnosti			
	σx [MPa]				σx [MPa]			
	horní vlákna		spodní vlákna		horní vlákna		spodní vlákna	
	min	max	min	max	min	max	min	max
15Ø	-8,010	-3,655	-7,457	0,214	-7,644	-0,398	-7,666	0,293
19Ø	-8,582	-1,161	-6,991	-0,006	-8,114	-1,067	-7,253	0,017
22Ø	-8,801	-1,489	-8,103	-0,251	-8,343	-0,930	-8,389	-0,126

### 8.3.4 Popis finálního předpětí

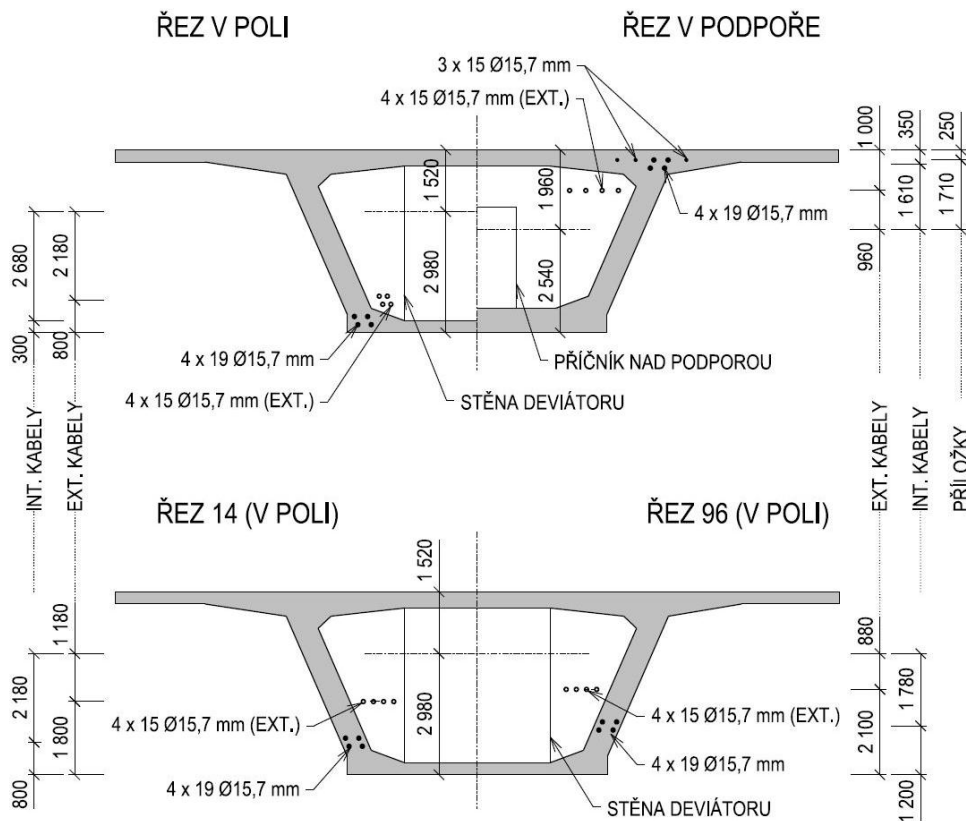
Předpínací výztuž ve finálním stavu konstrukce je tvořena:

Spojité soudržné kabely (FIN): **8 x 19 Ø15,7 mm**

Příložky (PR): **6 x 15 Ø15,7 mm**

Vnější kabely (EXT): **8 x 19 Ø15,7 mm**

Uspořádání všech kabelů finálního předpětí v příčném řezu je schematicky uvedeno na obrázku 156. Konkrétní rozmístění předpínací výztuže v příslušných příčných řezech, viz přílohy C.1 a C.2 společně s podrobným popisem geometrie ideálního kabelu v délce celého mostu.



Obrázek 156 - Umístění předpínacích vložek během výstavby (příčný řez)

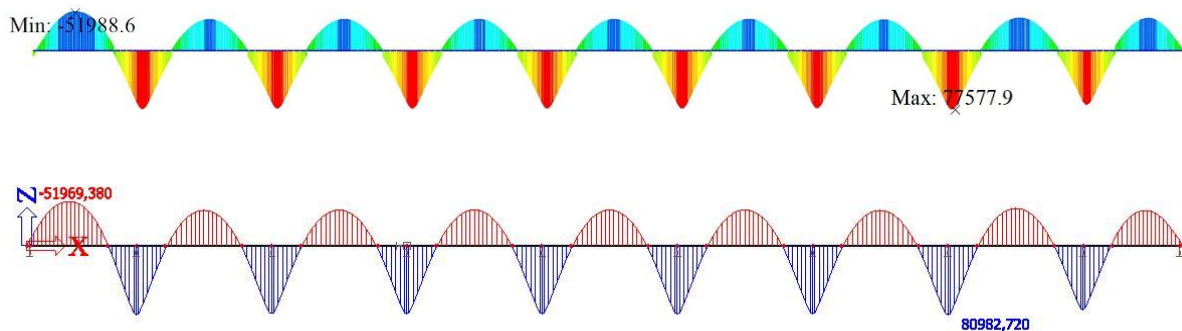
### 8.3.5 Ověření návrhu

Pro kontrolu navržené výztuže a jejího zadání do výpočetního softwaru bylo provedeno následující zjednodušené ověření. Ve výpočetním softwaru SCIA Engineer byl vytvořený jednoduchý prutový model, obdobný finálnímu modelu v programu MIDAS Civil. Dle geometrie navržených ideálních kabelů byly pomocí vztahů (43) a (44) pro zjednodušenou metodu ekvivalentního zatížení stanoveny silové náhrady účinků předpětí.

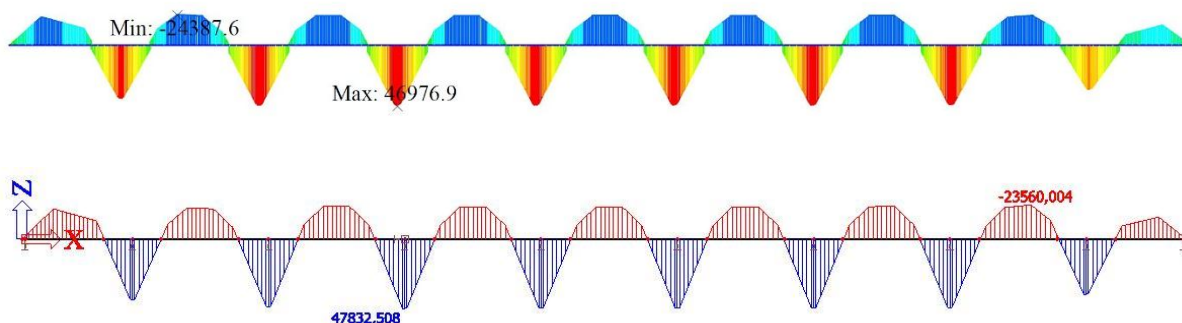
$$F_{i,p,pol} = P \times \left( \frac{e_{i-1}-e_i}{L_i} + \frac{e_{i+1}-e_i}{L_{i+1}} \right) \quad (43)$$

$$f_{i,p} = F_{i,p,pol}/L_{i,obl} \quad (44)$$

Aby bylo možné získané výstupy srovnat, bylo nutné jednotlivé modely co nejvíce vyvážit. V softwaru MIDAS Civil byl odstraněn postup výstavby a efektivní náhrady průřezových charakteristik. V softwaru SCIA Engineer nebyla použita funkcionálita zohledňující vliv smykového ochabnutí. Dále byly obecně vyjádřeny průměrné hodnoty krátkodobých ztrát jako cca 13 %. Získané hodnoty a průběhy pro jednotlivé kabely jsou uvedeny na obrázcích níže. Horní z obrázků vždy představuje výstup ze softwaru MIDAS Civil, spodní z SCIA Engineer.

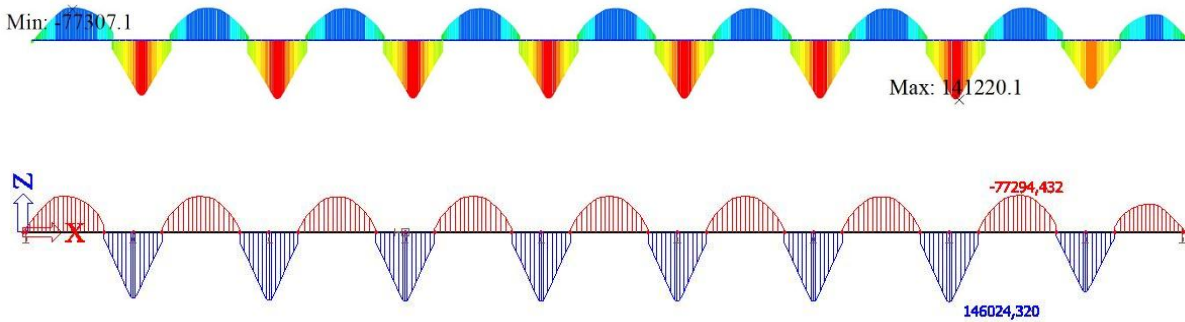


Obrázek 157 - Srovnání ohybového momentu od skupiny předp. kabelů FIN



Obrázek 158 - Srovnání ohybového momentu od skupiny předp. kabelů EXT





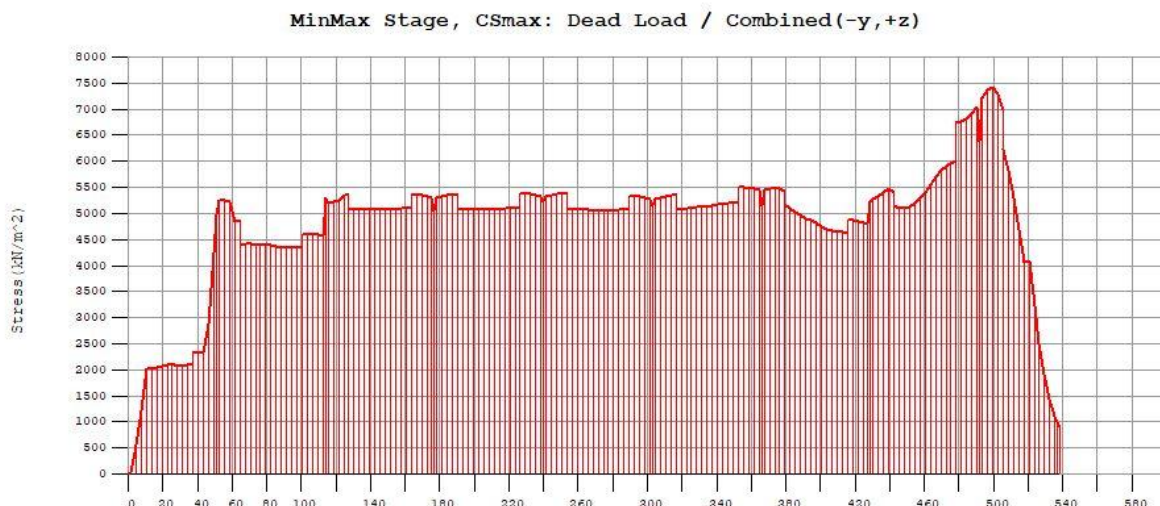
Obrázek 159 - Srovnání ohybového momentu finálního předpětí

Dle přiložených schémat je patrná shoda mezi oběma softwary. Průběhy ohybových momentů jsou obdobně jako zjištěné hodnoty téměř totožné. Srovnávané hodnoty by při zanedbání postupu výstavby odpovídali času uvedení do provozu. Lze tedy předpokládat, že výztuž je ve výpočetním softwaru zadána správně a hodnoty jejího působení jsou ověřené.

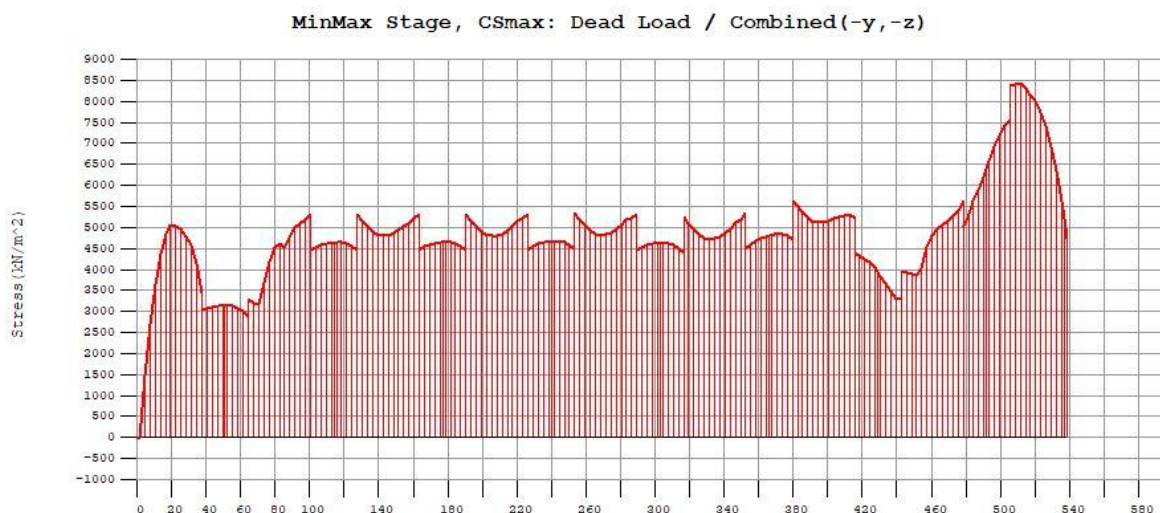
#### 8.4 Předpětí během výstavby

Centrický charakter předpětí během výsuvu konstrukce je tvořen polygonálními kabely vnějšího předpětí s inverzní geometrií oproti kabelům vedených uvnitř stěn. Ostatní položky dočasného předpětí byly navrženy dle metody vyrovnání napětí, která dle zdroje [25] umožňuje efektivní vykrytí tahových namáhání na konstrukci. Minimální vliv těchto předpínacích vložek na deformace a omezení posouvajících sil je s ohledem na dočasný charakter výztuže přípustný.

Hodnoty napětí byly nejprve odhadnuty v předběžných modelech a následně byly zpřesněny obálkou napětí vzniklých analýzou výsuvu. S každou iterací geometrie výztuže ve výpočetním softwaru se obálky napětí společně s tuhostí konstrukce měnily. Vyrovnávaná obálka napětí poslední iterace je zobrazena na obrázcích 160 a 161.



Obrázek 160 - Obálka tahových napětí na horním líci konstrukce



Obrázek 161 - Obálka tahových napětí na dolním líci konstrukce

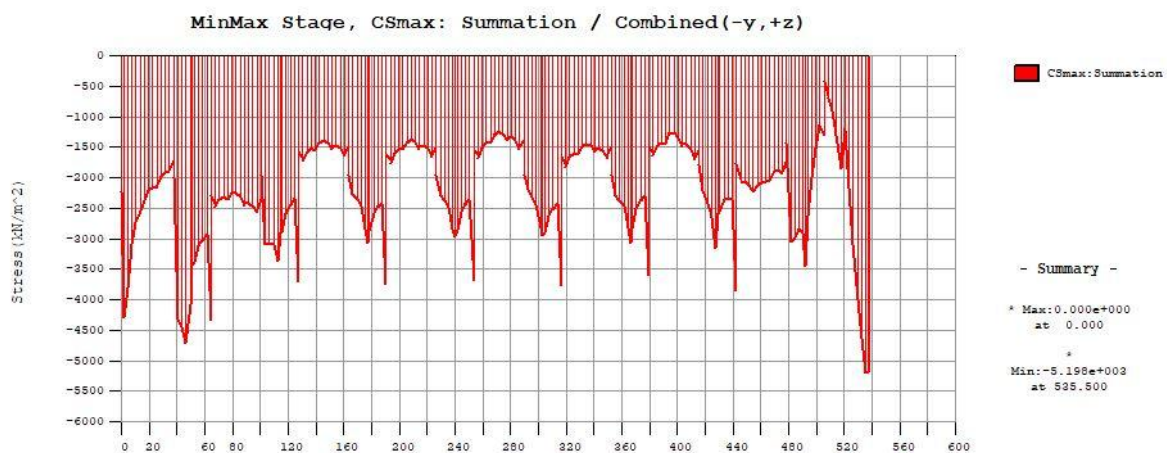
Dočasné polygonální předpětí (kabely INV) bylo pro zefektivnění stavby navrženo stejně jako finální polygonální předpětí pomocí 15 lanového systému. To umožní znovupoužití kabelových kanálků a zjednoduší proces změny předpětí. Stejně jako u finálního předpětí byl polygon zakřiven v místě stěn sloužící jako deviátory. Kabel je v poli veden při horní desce průřezu ve vzdálenosti 1,0 m od horního líce. V oblastech podporových příčniců je kabel sveden ke spodní desce, kde bude zakotven v deviátorech. Z prostorových důvodů v kotevní oblasti byly navrženy 2 skupiny těchto kabelů po 6 lanech, které se z důvodů provádění překrývají o jedno pole (viz kapitola 6.5.4 obr 93).

Ostatní kabely dočasného předpětí byly následně procesem postupné iterace navrženy na dosažení nulových tahových hodnot od vlastní tíhy (během celého procesu výsuvu). Při spodním okraji komory byla navržena sada předpínacích kabelů (kabely ST-D), která je

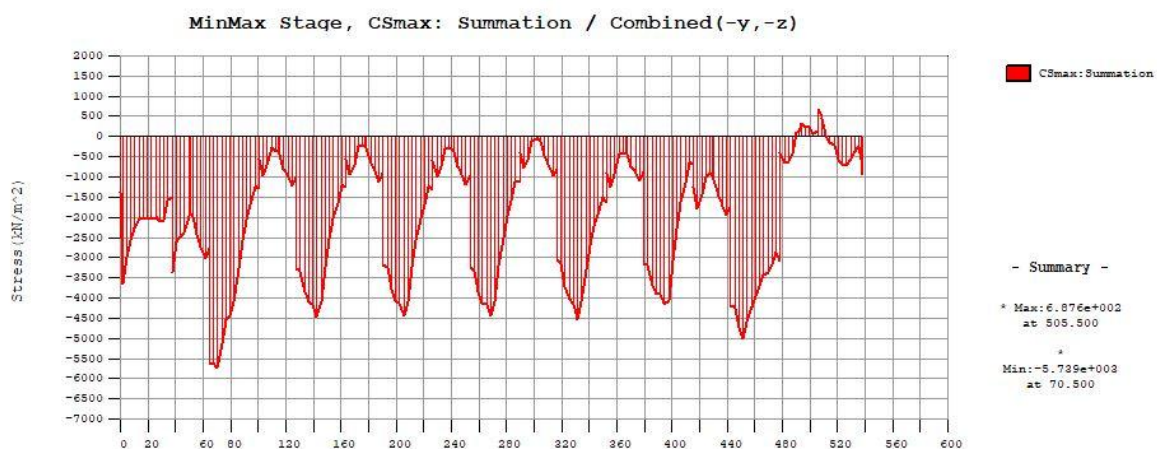
střídavě vedena spodní deskou podporového průřezu a 150 mm nad spodní deskou v poli. Tato sada je tvořena 6 kabely o 15 lanech.

Předpínací výztuž horní desky se skládá ze složky vedené mezi finálními příložkami a druhé složky vedené na délku celého pole. První kratší položka (ST-H-1) je tvořená čtveřicí 15 lanových kabelů. Druhá sestava horní výztuže (kabely ST-H-2) je v podélném směru tvořena 6 kabely. Výztuž je vedena v horní desce na délce 63 m a kotvena v nálitcích situovaných na koncích podporového průřezu.

Podrobná analýza fází výstavby si kromě četných úprav předpínací výztuže vyžádala také úpravu samotné koncepce výsuvu. S ohledem na geometrii příčného řezu a množstvím použitého předpětí bylo nutné výsuv vždy ukončit až po dosažení nového pilíře podporovým průřezem. Tímto krokem došlo k lepšímu přerozdělení napětí v podporových řezech a získání dostatečné tahové rezervy v poli. Získané obálky minimálních napětí od stálého zatížení a předpětí, sloužící k identifikaci kritických průřezů, jsou přiloženy na obrázcích 162 a 163.

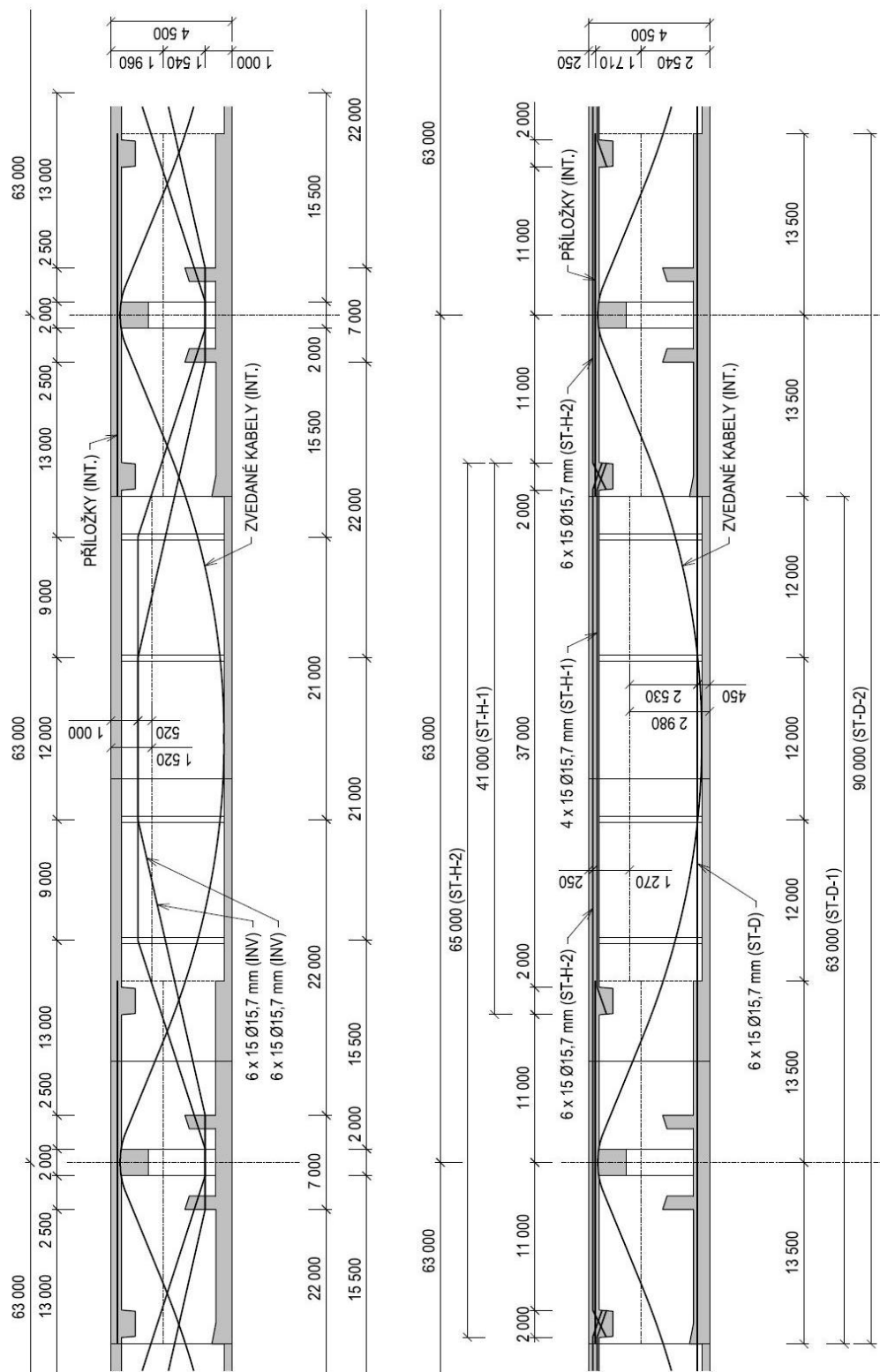


Obrázek 162 - Obálka napětí na horních vláknech ( fáze výstavby)



Obrázek 163 - Obálka napětí na dolních vláknech ( fáze výstavby)

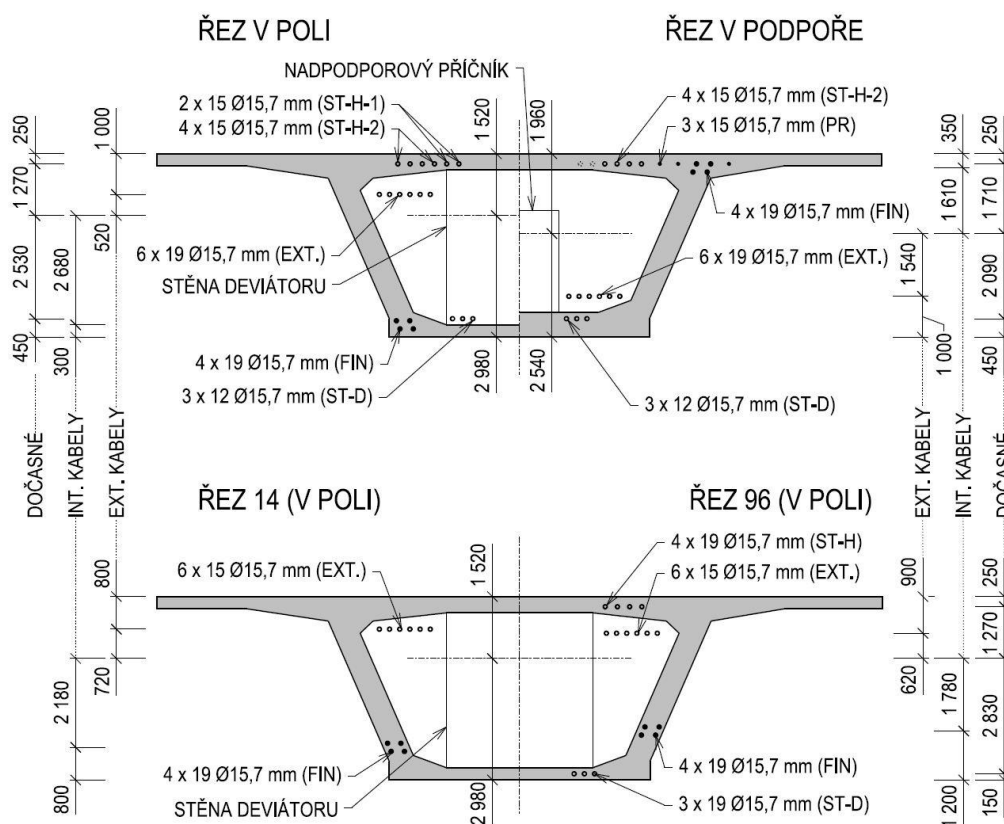
Geometrie dočasné výztuže typického pole je popsána na obrázku 164 a pro celý most ve výkresové příloze C.2. Oproti výztuži typických polí byla výztuž první fáze posílena na sestavu 8 x 19 Ø15,7 mm při horním okraji a 6 x 19 Ø15,7 mm při okraji spodním. V poslední fázi nebyla výztuž v deskách použita vůbec.



Obrázek 164 - Schéma vedení dočasné předpínací výztuže (podélný řez)

Rozmístění dočasné předpínací výztuže v příčném řezu je schématicky zobrazeno na obrázku 165. V konečném návrhu dočasného předpětí se podařilo (až na výjimku prvního pole) použít pouze 15 lanový předpínací systém. Výčet prvků dočasné výztuže typického pole je následující:

Polygonální vnější výztuž (INV):	<b>12 x 15 Ø15,7 mm</b>
Horní deska (ST-H-1):	<b>4 x 15 Ø15,7 mm</b>
(ST-H-2):	<b>6 x 15 Ø15,7 mm</b>
Dolní deska (ST-D):	<b>6 x 15 Ø15,7 mm</b>



Obrázek 165 - Schéma vedení dočasné předpínací výztuže (příčný řez)

## 9 Posouzení nosné konstrukce

### 9.1 Mezní stav použitelnosti

#### 9.1.1 Požadavky posudku

Pro posuzovanou konstrukci byly stanoveny následující kritéria a časy posouzení požadavků mezních stavů použitelnosti.

##### Fáze výstavby

- Omezení napětí pro charakteristickou kombinaci za splnění požadavků:

$$\sigma_{cc} \geq 0,6 \times f_{ck} \quad (45)$$

$$\sigma_{ct} \leq 1,0 \times f_{ctm} \quad (46)$$

$$\sigma_s \leq 0,8 \times f_{yk} \quad (47)$$

- Omezení napětí pro kvazistálou kombinaci zatížení dle požadavků:

$$\sigma_{cc} \geq 0,45 \times f_{ck} \quad (48)$$

$$\sigma_{ct} \leq f_{ctk,0,05} \quad (49)$$

- Omezení pevnosti betonu při vnesení předpětí:

$$\sigma_{c(t)} \geq 0,6 \times f_{ck(t)} \quad (50)$$

- Ověření šířky trhliny při časté kombinaci zatížení.
- Deformace vysouvacího nástavce.

##### Uvedení do provozu

- Omezení napětí pro charakteristickou kombinaci, viz fáze výstavby.
- Ověření dekomprese a omezení napětí pro kvazistálou kombinaci zatížení dle požadavků:

$$\sigma_{ct} \leq 0,0 \text{ [MPa]} \quad (51)$$

- Ověření šířky trhliny při časté kombinaci zatížení:

$$w_{max} = 0,2 \text{ [mm]} \quad (52)$$

##### Konec životnosti

- Ověření dekomprese a omezení napětí pro kvazistálou kombinaci zatížení, viz uvedení do provozu.
- Ověření šířky trhliny při časté kombinaci zatížení, viz uvedení do provozu.
- Ověření omezení průhybů pro kvazistálou a charakteristickou kombinaci zatížení.

### 9.1.2 Fáze výstavby

Dle normy [1] jsou mezní stavy použitelnosti takovými mezními stavy, které se týkají „funkce konstrukce nebo nosných prvků za běžného užívání, pohody osob a vzhledu stavby.“ Samotná kvazistálá kombinace je definována jako kombinace určená k ověření dlouhodobých účinků a vzhledu konstrukce. Výsuv nosné konstrukce nelze klasifikovat jako běžné užívání stavby a zároveň norma přesně nedefinuje časový úsek pro dlouhodobé účinky. Pro fáze během procesu výsuvu budou proto ověřovány napětí při charakteristické kombinaci. Mezi jednotlivými fázemi výsuvu zůstává konstrukce ve stejné poloze po dobu 20 dní, která je uvažována jako dlouhodobá, proto zde budou ověřeny požadavky pro lineární průběh dotvarování.

Ověření požadavků je provedeno pomocí grafických výstupů z výpočetního softwaru MIDAS Civil.

#### 9.1.2.1 Omezení napětí

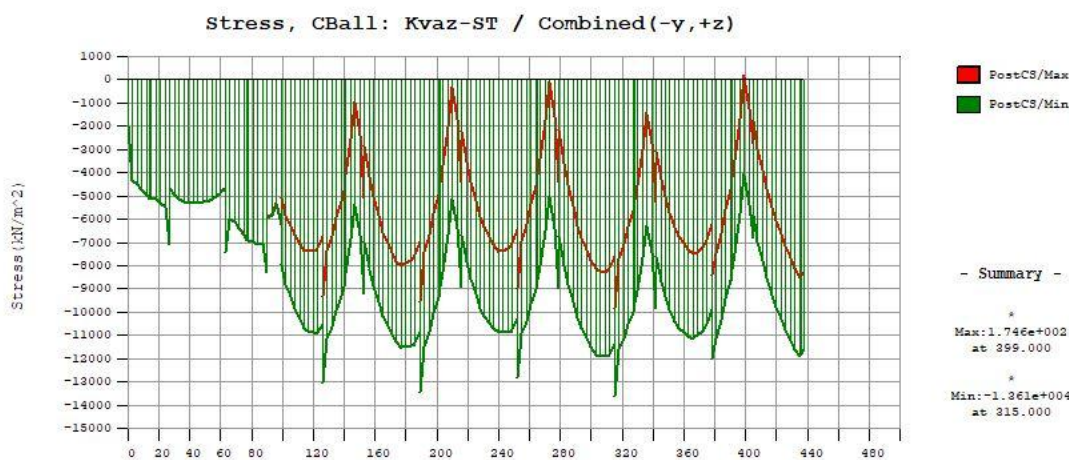
##### Ověření požadavků omezení napětí a lineárního dotvarování – kvazistálá kombinace

Ověření napětí od kvazistálé kombinace bylo pro časový úsek mezi jednotlivými výsuvy prokázáno ve fázi F07 (viz kapitola 6.5.4) na délce celé konstrukce. Průběh napětí na obou površích společně s hodnotami jsou popsány pomocí grafů na obrázku 166 a 167.

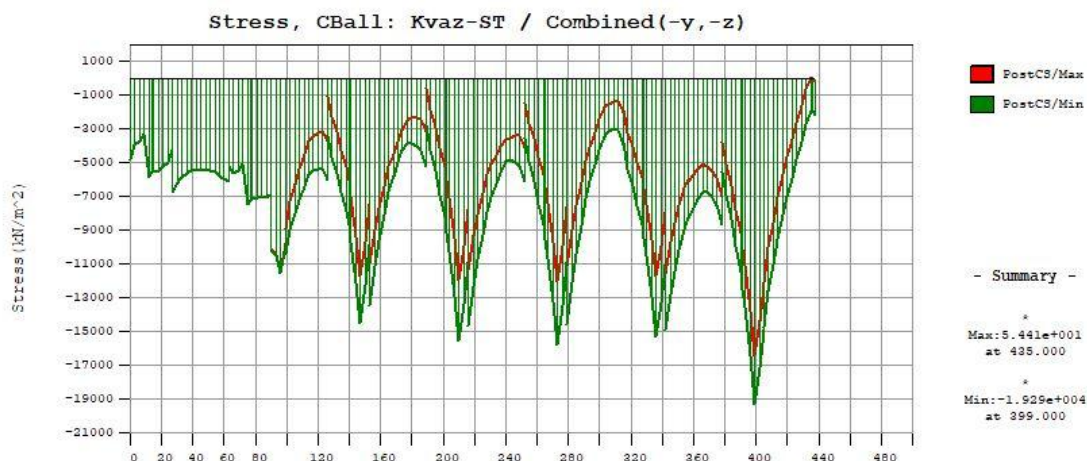
$$\sigma_{ct} = 0,175 \text{ MPa} < f_{ctk,0,05} = 2,700 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cc} = -19,294 \text{ MPa} > 0,45 \times f_{ck} = -20,250 \text{ MPa}$$

**požadavky lineárního dotvarování SPLNĚNY  
konstrukce VYHOVUJE**



Obrázek 166 - Napětí na horních vláknech - kvazistálá kombinace



Obrázek 167 - Napětí na dolních vláknech - kvazistálá kombinace

### Ověření požadavků omezení napětí – charakteristická kombinace

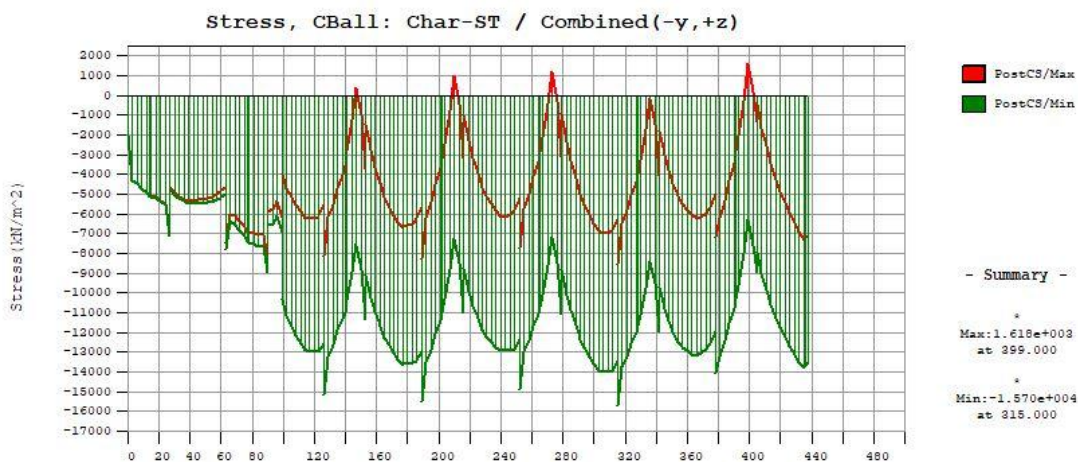
Ověření napětí od charakteristické kombinace bylo provedeno pomocí grafů na obrázcích 168 a 169. Jako v případě posouzení kvazistálé kombinace se jedná o fázi F07 mezi jednotlivými výsuvy.

Protože nedochází k překročení tahové pevnosti betonu  $f_{ctm}$ , lze předpokládat plné spolupůsobení betonu s betonářskou výztuží. V takovém případě je hodnota napětí ve výztuži blízká hodnotě v okolním betonu, tedy podstatně nižším než limitních  $0,8 \cdot f_{yk} = 400 \text{ MPa}$ .

$$\sigma_{ct} = 1,618 \text{ MPa} < f_{ctm} = 3,800 \text{ MPa}$$

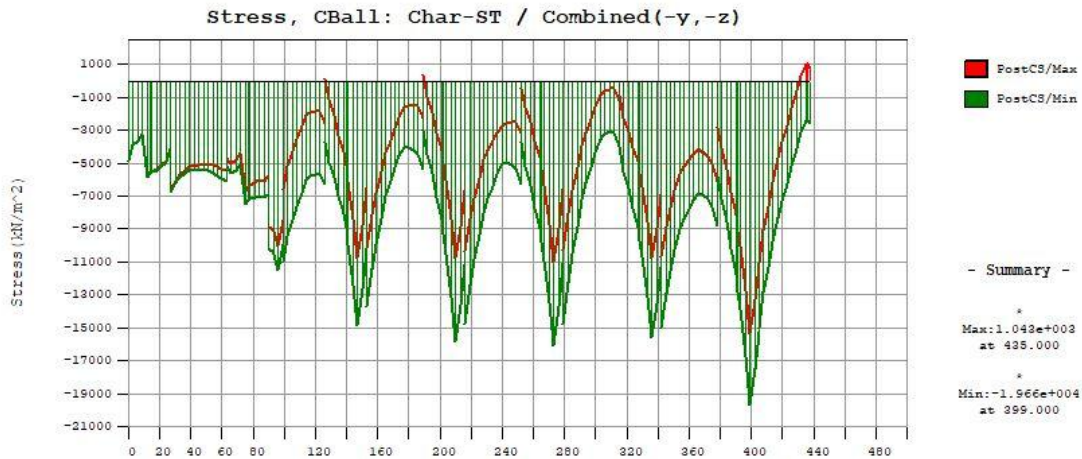
$$\sigma_{cc} = -19,661 \text{ MPa} > 0,6 \times f_{ck} = -27,000 \text{ MPa}$$

**požadavky omezení napětí SPLNĚNY**



Obrázek 168 - Napětí na horních vláknech - charakteristická kombinace

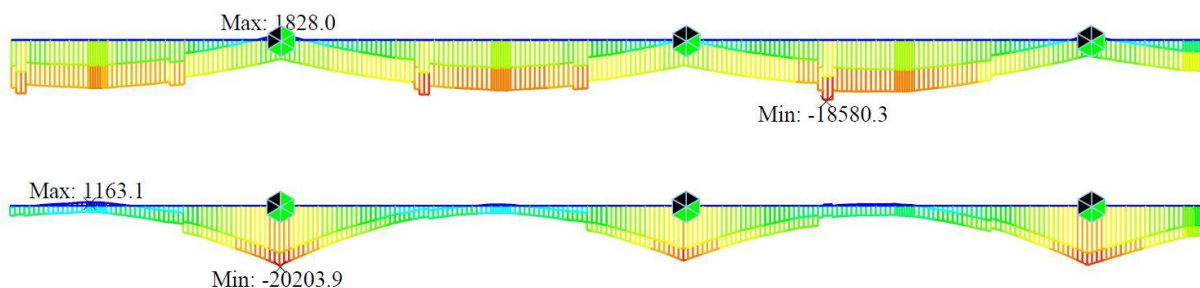




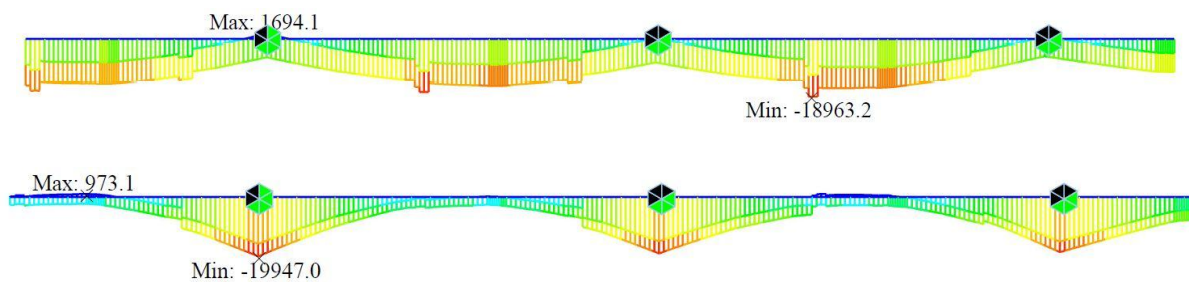
Obrázek 169 - Napětí na dolních vláknech - charakteristická kombinace

Posouzení během procesu výsuvu bylo s ohledem na rozsah práce provedeno v kritických řezech, které byly nalezeny analýzou výpočetního modelu (viz obrázek 162 a 163). Dle očekávání se jedná o okamžiky před a po dosažení nové podpory pomocí vysouvacího nosu.

Pro ukázkou byl vybrán výsuv po fázi F07. Pro přehlednost byl použit výřez pouze prvních 3 polí konstrukce. Vysouvací nos se nachází na pravém okraji výseku, pro čitelnost průběhu napětí nebyl zobrazen. Výstupy zachycují extrémní hodnoty napětí na příslušném lici konstrukce jsou uvedeny na obrázcích 170 a 171. Horní schéma vždy zobrazuje horní líc a spodní schéma líc spodní.



Obrázek 170 - Napětí na horním a spodním lici před dosažením podpory



Obrázek 171 - Napětí na horním a spodním lici po dosažení podpory

$$\sigma_{ct} = 1,828 \text{ MPa} < f_{ctm} = 3,800 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cc} = -20,204 \text{ MPa} > 0,6 \times f_{ck} = -27,000 \text{ MPa}$$

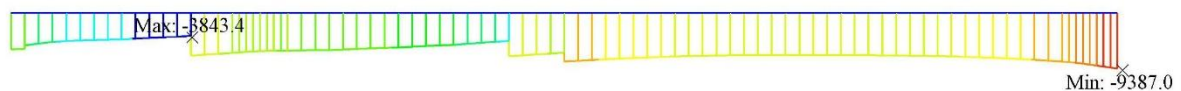
**požadavky omezení napětí SPLNĚNY**  
**konstrukce VYHOVUJE**

### Ověření pevnosti betonu při vnesení předpětí

Předpětí je do betonu vnášeno ve dvou etapách. K prvnímu předpínání dochází v čase nejmladší lamely  $t = 5$  dní. Zbylé předpětí, je vzhledem k postupu prací vnášeno o jednu fázi později ( $t = 26$  dní), kdy beton téměř dosáhne plné pevnosti. Protože se kotevní oblasti zpravidla nacházejí v poslední z betonovaných lamel, je omezující hodnota napětí stanovena na pevnost betonu  $f_{ck(5)} = 19,2$  MPa. Na obrázku 172 je zobrazeno napětí ve fázi F01 po vnesení předpětí.

$$\sigma_{cc} = -9,476 \text{ MPa} > 0,6 \times f_{ck(t)} = -19,200 \text{ MPa}$$

**konstrukce VYHOVUJE**



Obrázek 172 - Maxima napětí po vnesení předpětí

### 9.1.2.2 Omezení trhlin

Protože při charakteristické kombinaci zatížení nebyla přesažena hodnota tahové pevnosti betonu  $f_{ctm}$ , není předpokládán vznik trhlin a dle zdroje [22] není nutné konstrukci více posuzovat na omezení šířky trhlin.

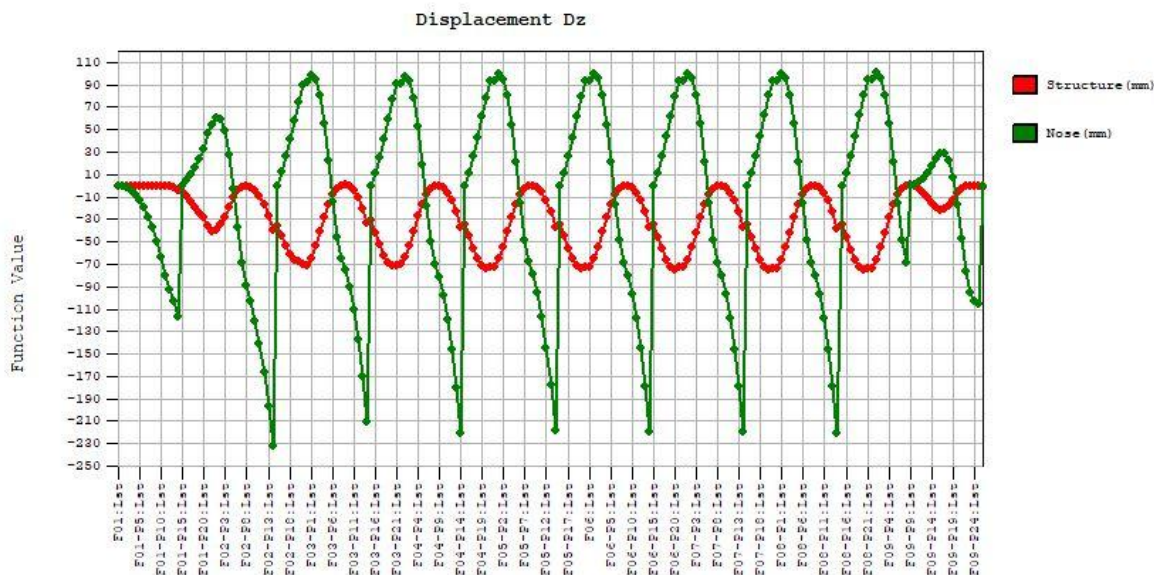
$$\sigma_{ct,CH} = 2,409 \text{ MPa} < f_{ctm} = 3,800 \text{ MPa}$$

**vznik trhlin se NEPŘEDPOKLÁDÁ**  
**konstrukce VYHOVUJE**

### 9.1.2.3 Omezení deformací

Největších deformací konstrukce během výsuvu nastává před dosažením nové podpory. V tuto chvíli nesmí být nos deformován způsobem znemožňující nájezd na podporu. Obrázek 173 zobrazuje deformace konce nosu (zelená) a konce konstrukce (červená) v závislosti na postupu výstavby. Z obrázku je patrná maximální časově závislá deformace na konci nosu  $D_{z,nose} = 232,2$  mm a konstrukce  $D_{z,str} = 73,47$  mm od stálých zatížení (vlastní tíha + předpětí). Při uvažování charakteristické kombinace je hodnota deformace na konci nosu

$D_{z,nose,ch} = 262,642$  mm. Dle těchto poznatků bylo zvoleno vybrání na konci nosu o výšce 500 mm. Hodnota  $D_{z,str,ch} = 88,266$  mm je ku délce pole rovna poměru 1/710, čímž je splněna podmínka přípustného průhybu předpjaté konstrukce L/600 dle skript [30].



Obrázek 173 - Deformace  $Dz(t)$  konstrukce a vysouvacího nosu

**konstrukce VYHOVUJE**

### 9.1.3 Finální stav – Konec životnosti

Ověření požadavků (viz kapitola 9.1.1) zaručujících správnou funkci konstrukce a její vzhled ve finálním stavu bylo provedeno pomocí grafických výstupů z výpočetního programu, viz postup posuzování stavebních fází. V rámci práce byly nejprve posouzeny požadavky MSP pro konec životnosti stavby.

#### 9.1.3.1 Omezení napětí

##### Ověření požadavků omezení napětí a lineárního dotvarování – kvazistálá kombinace

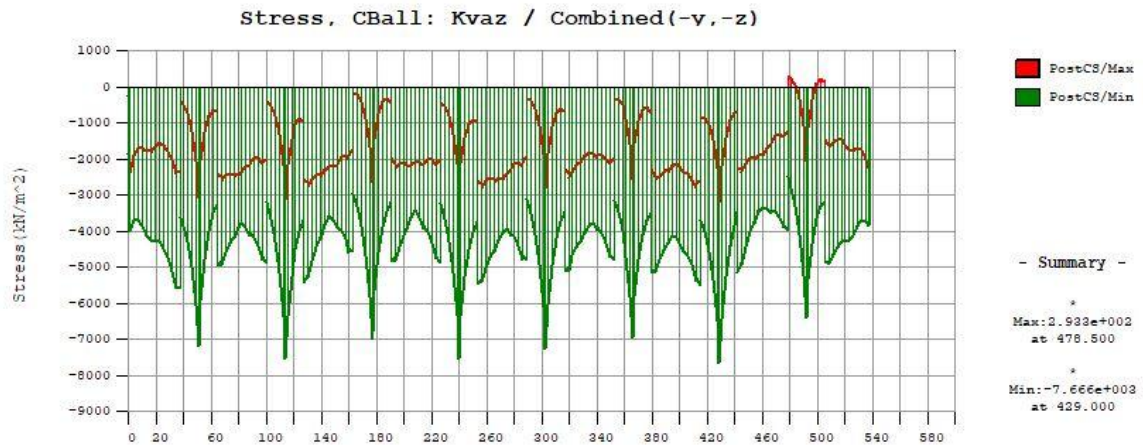
Ověření dekomprese finální konstrukce při kvazistálé kombinaci bylo provedeno v kapitole 8.3.3 návrhu předpětí (obrázek 154). Pro ověření maximálních hodnot napětí (tahová i tlaková složka se nacházejí na spodním okraji) byl přiložen obrázek 174.

$$\sigma_{ct} = 0,293 \text{ MPa} < f_{ctk,0,05} = 2,700 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cc} = -7,666 \text{ MPa} > 0,45 \times f_{ck} = -20,250 \text{ MPa}$$

**požadavky lineárního dotvarování SPLNĚNY**

**konstrukce VYHOVUJE**



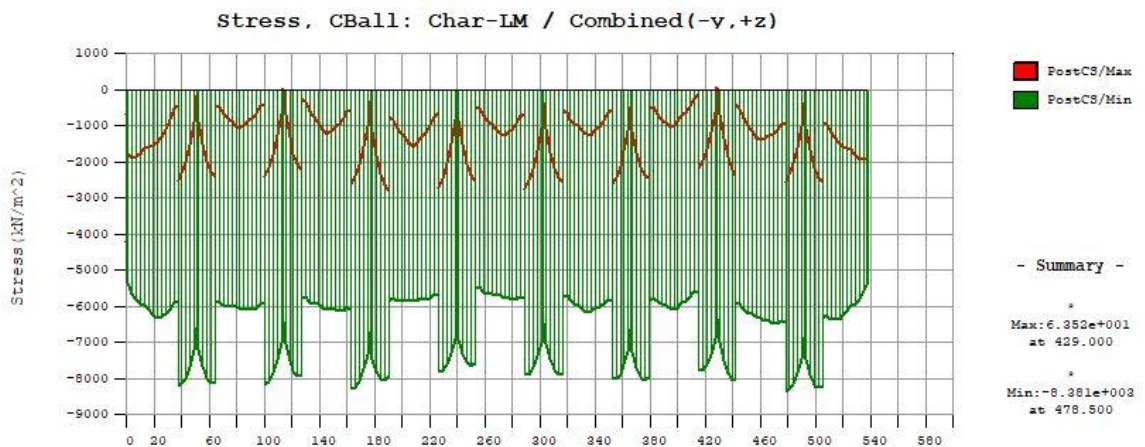
Obrázek 174 - Napětí na dolních vláknech - kvazistálá kombinace

**Ověření požadavků omezení napětí – charakteristická kombinace**

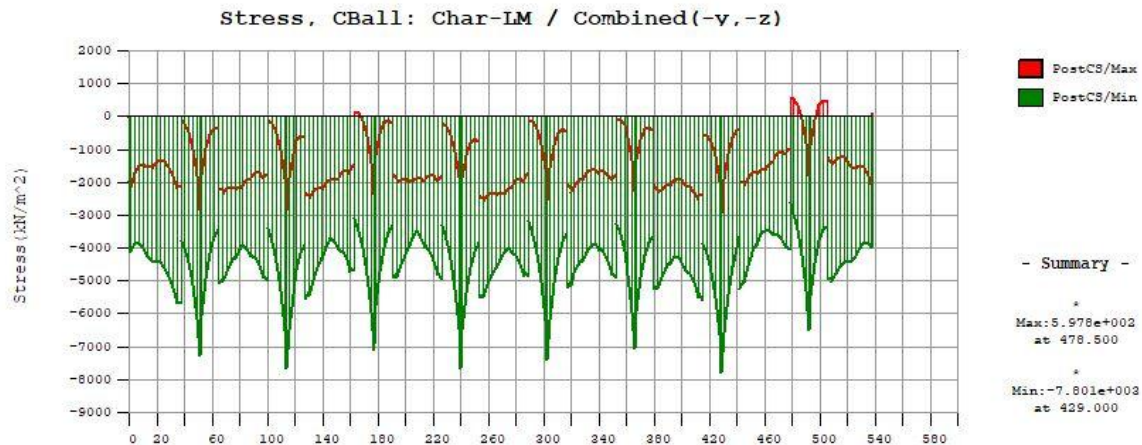
$$\sigma_{ct} = 0,598 \text{ MPa} < f_{ctm} = 3,800 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cc} = -8,381 \text{ MPa} > 0,6 \times f_{ck} = -27,000 \text{ MPa}$$

**konstrukce VYHOVUJE**



Obrázek 175 - Napětí na horních vláknech - charakteristická kombinace



Obrázek 176 - Napětí na dolních vláknech - charakteristická kombinace

### 9.1.3.2 Omezení trhlin

Tahová napětí během provozu konstrukce nedosahují hodnot vzniklých během realizace. Tento jev je patrný z již provedených posudků omezení napětí. Obdobně jako v posouzení trhlin během výstavby zde nedochází k překročení tahových pevností betonu při charakteristické kombinaci. Na základě tohoto zjištění na konstrukci nevznikají trhliny a není nutné provádět posudek.

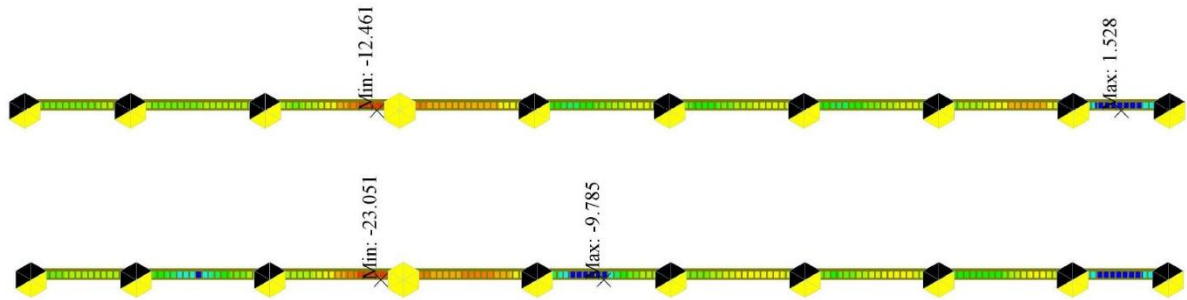
$$\sigma_{ct,CH} = 0,598 \text{ MPa} < f_{ctm} = 3,800 \text{ MPa}$$

**vznik trhlin se NEPŘEDPOKLÁDÁ  
konstrukce VYHOVUJE**

### 9.1.3.3 Omezení deformací

Dle požadavků přípustné hodnoty deformace předpínaných konstrukcí L/600 je nutné splnit maximální deformaci průřezu rovnou 105 mm. Na obrázku níže jsou popsány hodnoty svislých deformací od stálého zatížení (nahore) a charakteristické kombinace (dole) na konci životnosti. Dle získaných hodnot jsou splněny výše popsané požadavky. Z hodnot je také patrný maximální vliv proměnných zatížení roven hodnotě  $D_{z,prom} = 10,59$  mm. Takto malá hodnota vyplývá z velké výšky komorového nosníku požadované odbornými publikacemi pro zvolenou technologii provádění. Z obrázku lze dále vyzorovat koncentraci deformace v podpoře tvořené lomeným obloukem, která vykazuje nejmenší svislou tuhost.

**konstrukce VYHOVUJE**



Obrázek 177 - Svislý průhyb od stálého zatížení a char. kombinace

### 9.1.4 Finální stav – Uvedení do provozu

Pro úplnost posudku bylo provedeno ověření napětí v čase uvedení do provozu. Posudek omezení napětí je dle poznatků z posudku konce životnosti proveden jen pro kvazistálou kombinaci, jejíž požadavky se ukazují přísnější. Ostatní účinky jako jsou deformace a omezení šířky trhlin, nebyly limitující pro konstrukci na konci životnosti s již proběhlými časově závislými jevy (reologie betonu a ztráty předpětí), a proto není nutné je nyní více ověřovat.

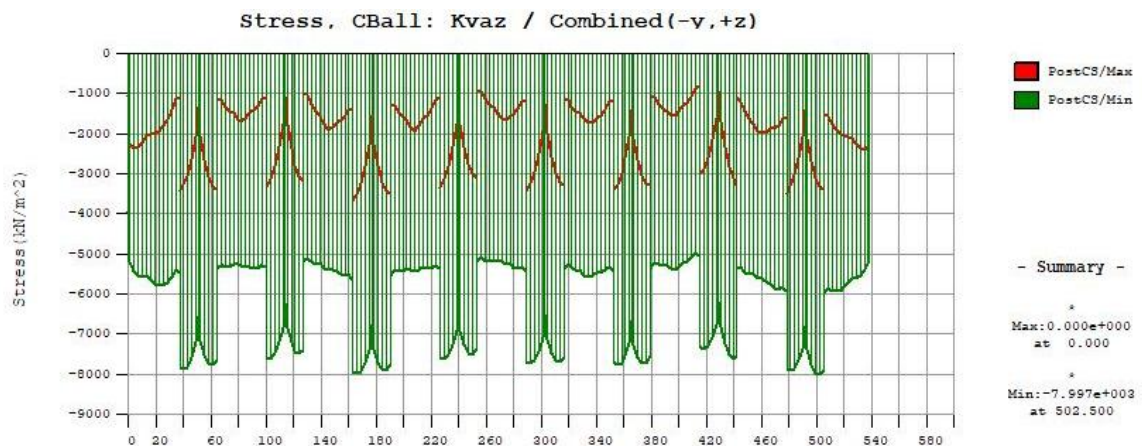
### Ověření požadavků omezení napětí – kvazistálá kombinace

Hodnoty napětí vycházejí z grafů 178 a 179. Ověření dekomprese již bylo provedeno v kapitole 8.3.3 pro větší hodnotu tahového napětí, dekompresi lze považovat za splněnou.

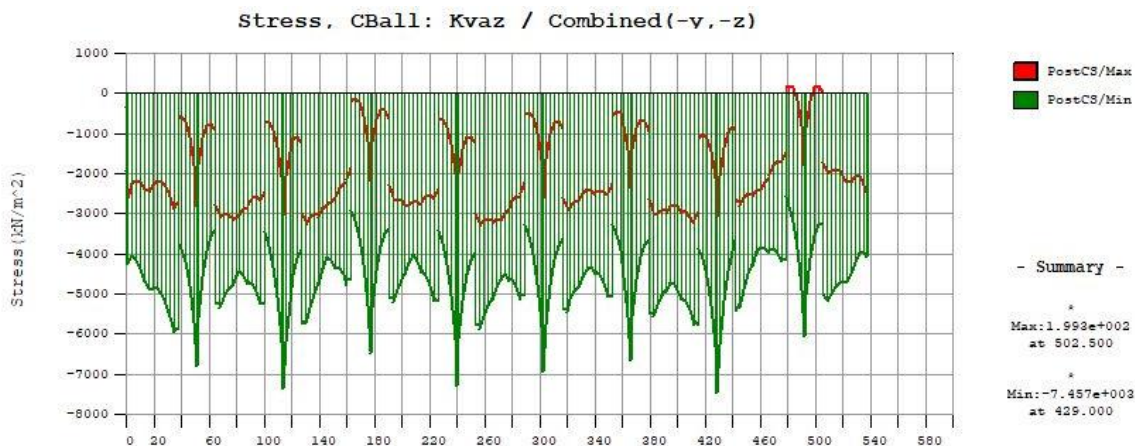
$$\sigma_{ct} = 0,199 \text{ MPa} < f_{ctk,0,05} = 2,700 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cc} = -7,997 \text{ MPa} > 0,45 \times f_{ck} = -20,250 \text{ MPa}$$

**konstrukce VYHOVUJE**



Obrázek 178 - Napětí na horních vláknech - kvazistálá kombinace

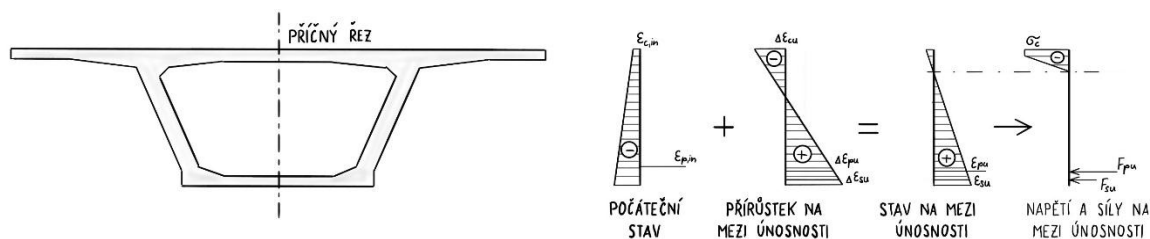


Obrázek 179 - Napětí na dolních vláknech - kvazistálá kombinace

## 9.2 Mezní stav únosnosti

### 9.2.1 Ohyb a normálová síla

Moment únosnosti průřezu byl stanoven dle teorie poměrných přetvoření. Zohledněny byly materiálové charakteristiky vyplývající z použití bilineárních pracovních diagramů. Při stanovení této únosnosti bylo respektováno počáteční přetvoření vyplývající ze zatížení vlastní tíhou a ostatního stálého zatížení. Tento postup je graficky znázorněn na obrázku 180.



Obrázek 180 - Princip výpočtu ohybové únosnosti průřezu

Prvním krokem bylo stanovení počáteční deformace průřezu. Počáteční deformace betonu a betonářské výztuže vychází z předpokladu, že v počátečním stavu není konstrukce porušena trhlinami. Proto bylo možné použít deformace odvozené na základě průběhu napětí při mezním stavu použitelnosti. Dle těchto deformací a pracovních diagramů byly stanoveny hodnoty napětí pro mezní stav únosnosti. Síly v předpínací výztuži byly získány z výpočetního softwaru při uvážení pouze stálých zatížení.

Následně byl stanoven přírůstek poměrné deformace v rozhodujících vláknech. V případě fází výstavby se obvykle jednalo o porušení tláčeného betonu. U konstrukce ve finálním stavu dochází většinou k porušení předpínací výztuže. Poloha neutrální osy posuzovaného průřezu je stanovena iteračním postupem na základě silové podmínky rovnováhy. Ohybová únosnost průřezu je následně vypočítána pomocí momentové podmínky rovnováhy.

$$\Sigma N = 0 \Rightarrow \int \sigma_s a A = \Sigma F_{pu} + \Sigma F_{su} \quad (53)$$

$$M_{Rd} = \int \sigma_c \times z_c dA + \Sigma F_{pu} \times z_{p,i} + \Sigma F_{su} \times z_{s,i} \quad (54)$$

Pro tuto metodiku výpočtu byl průřez po výšce rozdělen na vrstvy konstantní tloušťky, ve kterých byly odečítány deformace, příslušná napětí a vnitřní síly. Tloušťka těchto řezů byla zvolena hodnotou 10 mm.

Pro možnost aplikace této metody na konstrukci je navržené předpětí nutné vyčíslit deformace ve volném předpětí, které se s okolním betonem neshodují. S ohledem na podrobnost práce byl použit níže citovaný článek 5.10.8 normy ČSN EN 1992-1-1 [8].

*„U předpjatých prvků s trvale nesoudržnými předpínacími vložkami je obecně nutné při výpočtu přírůstku napětí v předpínací oceli uvažovat deformaci celého prvku. Pokud se neprovede podrobnější výpočet, lze předpokládat přírůstek napětí od účinného předpětí do napětí v mezním stavu únosnosti hodnotou  $\Delta\sigma_{p,ULS}$ .“*

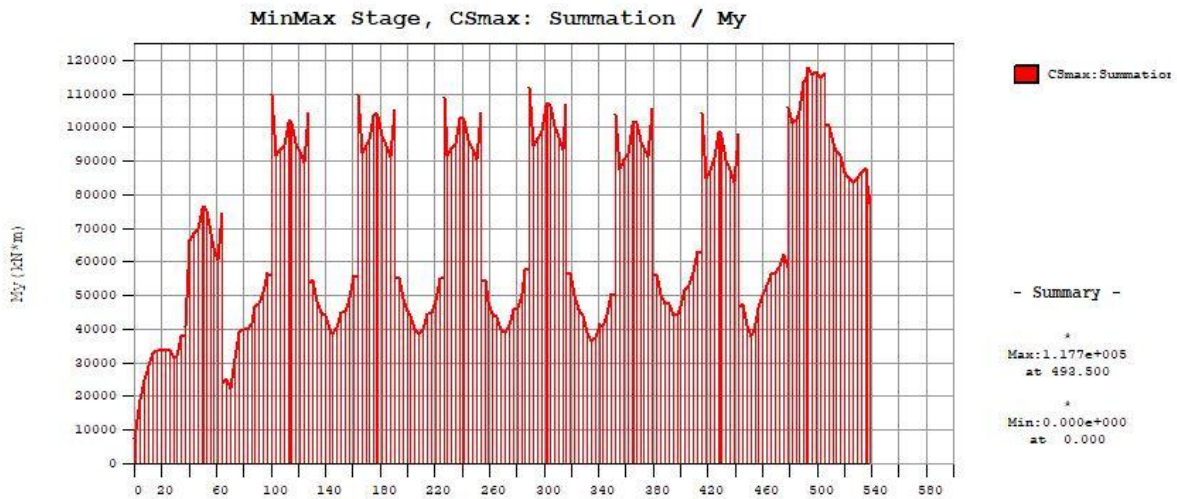
Dle národního dodatku NP42 je uvažovaná hodnota  $\Delta\sigma_{p,ULS} = 100$  MPa pro konstrukce o jednom poli. Pro konstrukce o více polích je nutné redukovat v poměru délky pole k půdorysné délce předpínací vložky. V případě navrhované konstrukce je délka předpínací vložky rovna dvojnásobku délky pole. Uvažovaná hodnota přírůstku předpětí je tedy omezena hodnotou  $\Delta\sigma_{p,ULS} = 50$  MPa.

Vnější předpínací vložky jsou obvykle vedeny s menší excentricitou než předpětí soudržné, a tedy není předpokládáno jejich porušení dříve, než dojde k přetržení soudržné výztuže. V případě použití většího množství vložek volného přepětí (fáze výstavby) jsou přírůstky napětí ve vnitřních vložkách interpolovány s ohledem na excentricitu k neutrální ose.

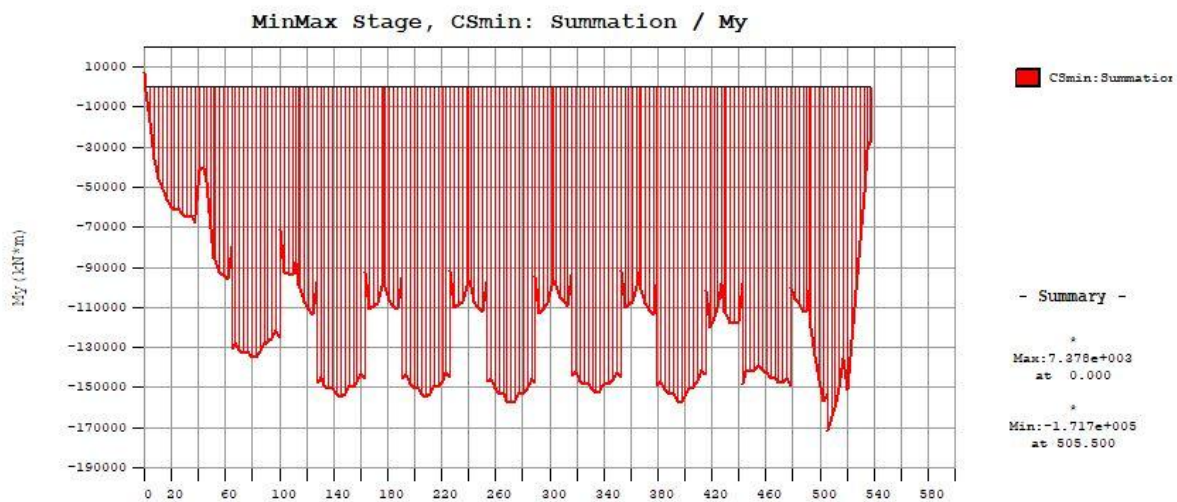
### 9.2.1.1 Fáze výstavby

Pro stanovení kritických průřezů ve fázích výstavby byly použity obálky ohybového momentu od vlastního zatížení (viz obrázky 181 a 182). Po určení kritických řezů byly vyčísleny hodnoty kombinací 6.10a a 6.10b, z nichž byl vždy vybrán méně příznivý účinek. Při posouzení ohybové únosnosti se zpravidla jedná o kombinaci 6.10a, která neredukuje složku vlastní tíhy.





Obrázek 181 - Obálka kladných ohybových momentů během fází výstavby



Obrázek 182 - Obálka záporných ohybových momentů během fází výstavby

Číslování posuzovaných průřezů odpovídá umístění průřezu na konstrukci ve finálním stavu.

Jako první byl posouzen nadpodporový průřez 93 před dosazením nové podpory, ve kterém dochází k extrémním hodnotám záporného ohybového momentu. V tomto průřezu nedochází k největší hodnotě záporného momentu na konstrukci, avšak jedná se o průřez, který se ve finálním stavu nachází uprostřed pole 9. Dále byly posouzeny další průřezy „v poli“ (které se během výsuvu nacházejí nad podporami) s rozdílným vedením předpínací výztuže. Ověřena byla také únosnost opačného úkazu, tedy stavu, kdy je nadpodporový průřez namáhán maximálním kladným momentem (zároveň extrémní kladný moment).

Tabulka 46 – Ověření momentu únosnosti Řezu 93, fáze výstavby

ŘEZ 93 (F6-14)			počáteční deformace	deformace na M.Ú.	napětí v betonu na M.Ú.
$M_{Ed}$	[MNm]	-196,377			
$x_{hor}$	[m]	2,413			
$F_c$	[MN]	-109,687			
$F_{p,FIN}$	[MN]	22,655			
$F_{p,ST-H}$	[MN]	31,864			
$F_{p,EXT}$	[MN]	35,394			
$F_{p,ST-D}$	[MN]	11,232			
$\epsilon_{c,max}$	[‰]	-3,500			
$\epsilon_{p,max}$	[‰]	6,723			
$M_{Rd}$	[MNm]	-234,366			
ověření		OK			

Navržena betonářská výztuž:

$\varnothing_s$	[mm]	25	$n_s$	[ks]	40	$h_s$	[m]	4,405	$F_s$	[MN]	8,541
-----------------	------	----	-------	------	----	-------	-----	-------	-------	------	-------

V případě níže uvedeného posudku řezu 74 bylo nutné navrhnout betonářskou výztuž při horním okraji, aby byla neutrální osa posunuta výše a tím došlo ke snížení poměrných deformací na tlačných vláknech. Jedná se o průřez „v poli“ s maximální excentricitou soudržné předpínací výztuže, který je vystaven extrémnímu zápornému momentu.

Tabulka 47 - Ověření momentu únosnosti Řezu 74, fáze výstavby

ŘEZ 74 (F6-15)			počáteční deformace	deformace na M.Ú.	napětí v betonu na M.Ú.
$M_{Ed}$	[MNm]	-222,795			
$x_{hor}$	[m]	2,232			
$F_c$	[MN]	-105,256			
$F_{p,FIN}$	[MN]	16,534			
$F_{p,ST-H}$	[MN]	31,480			
$F_{p,EXT}$	[MN]	37,242			
$F_{p,ST-D}$	[MN]	15,726			
$\epsilon_{c,max}$	[‰]	-3,500			
$\epsilon_{p,max}$	[‰]	7,074			
$M_{Rd}$	[MNm]	-231,970			
ověření		OK			

Navržena betonářská výztuž:

$\varnothing_s$	[mm]	25	$n_s$	[ks]	20	$h_s$	[m]	4,405	$F_s$	[MN]	4,274
-----------------	------	----	-------	------	----	-------	-----	-------	-------	------	-------

Řez 59 reprezentuje část konstrukce, ve které dochází k přesahu předpínacích vložek horní desky (zároveň podporový průřez). V osmnáctém kroku výsuvu se tento průřez nachází uprostřed pole, kde ve spojení s účinky předpětí vzniká maximální kladný moment.

Tabulka 48 - Ověření momentu únosnosti Řezu 59, fáze výstavby

ŘEZ 59 (F6-18)			počáteční deformace	deformace na M.Ú.	napětí v betonu na M.Ú.
$M_{Ed}$	[MNm]	<b>163,94</b>			
$X_{hor}$	[m]	0,716			
$F_c$	[MN]	-147,594			
$F_{p,FIN}$	[MN]	34,515			
$F_{p,ST-H}$	[MN]	55,880			
$F_{p,EXT}$	[MN]	37,941			
$F_{p,ST-D}$	[MN]	19,258			
$\epsilon_{c,max}$	[‰]	-3,500			
$\epsilon_{p,max}$	[‰]	13,874			
$M_{Rd}$	[MNm]	<b>218,643</b>			
ověření		<b>OK</b>			

Tabulka 49 - Ověření momentu únosnosti Řezu 92, fáze výstavby

ŘEZ 92 (F6-18)			počáteční deformace	deformace na M.Ú.	napětí v betonu na M.Ú.
$M_{Ed}$	[MNm]	<b>-227,644</b>			
$X_{hor}$	[m]	2,473			
$F_c$	[MN]	-111,242			
$F_{p,FIN}$	[MN]	23,927			
$F_{p,ST-H}$	[MN]	32,224			
$F_{p,EXT}$	[MN]	35,412			
$F_{p,ST-D}$	[MN]	11,140			
$\epsilon_{c,max}$	[‰]	-3,500			
$\epsilon_{p,max}$	[‰]	6,726			
$M_{Rd}$	[MNm]	<b>-245,533</b>			
ověření		<b>OK</b>			

Navržena betonářská výztuž:

$\varnothing_s$	[mm]	25	$n_s$	[ks]	40	$h_s$	[m]	4,405	$F_s$	[MN]	8,539
-----------------	------	----	-------	------	----	-------	-----	-------	-------	------	-------

Tabulka 50 - Ověření momentu únosnosti Řezu 91, fáze výstavby

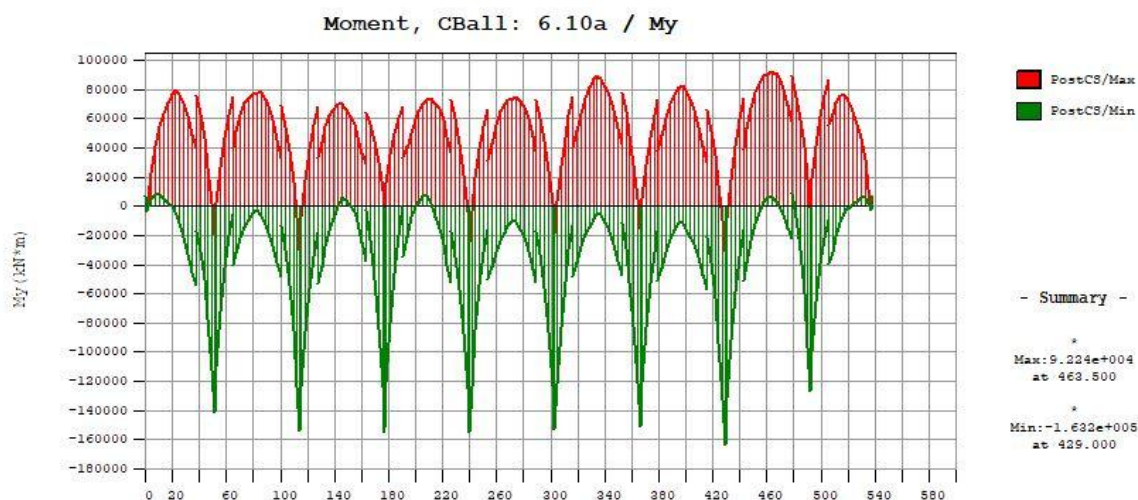
ŘEZ 91 (F07)			počáteční deformace	deformace na M.Ú.	napětí v betonu na M.Ú.
$M_{Ed}$	[MNm]	<b>-227,032</b>			
$X_{hor}$	[m]	1,726			
$F_c$	[MN]	-130,800			
$F_{p,FIN}$	[MN]	32,878			
$F_{p,ST-H}$	[MN]	30,788			
$F_{p,EXT}$	[MN]	34,788			
$F_{p,ST-D}$	[MN]	32,346			
$\epsilon_{c,max}$	[‰]	-3,500			
$\epsilon_{p,max}$	[‰]	8,650			
$M_{Rd}$	[MNm]	<b>-258,078</b>			
ověření		<b>OK</b>			

Posledními uvedenými posudky jsou ověření absolutní hodnoty záporného momentu ve fázi F6-18 a po ukončení jednotlivých částí výsuvu.

**konstrukce VYHOVUJE**

### 9.2.1.2 Konec životnosti

Dalším krokem bylo posouzení únosnosti v tlaku za ohybu na konci životnosti, kde dochází k maximálním ztrátám v předpětí a tím snížení jeho pozitivních účinků. Dle níže uvedené obálky ohybových momentů byly nalezeny kritické průřezy, které byly následně posouzeny. Jednotlivé průřezy byly vybírány s ohledem na absolutní maxima ohybových momentů, ale také s ohledem na geometrii vedení předpínací výztuže a charakter průřezu.



Obrázek 183 - Obálka ohybových momentů kombinace 6.10a, konec životnosti

Posouzeny byly nejprve průřezy v poli, nad podporami prvního pole a posledních tří polí. Jednotlivé posudky nebudou komentovány, neboť se jedná o obdobný postup jako v předchozí kapitole. Na základě těchto posudků byly vybrány průřezy, jejichž únosnost byla ověřena i v čase uvedení do provozu.

Tabulka 51 - Ověření momentu únosnosti KŽ v řezu 14

ŘEZ 14 (Pole 1)			počáteční deformace	deformace na M.Ú.	napětí v betonu na M.Ú.
$M_{Ed}$	[MNm]	80,629			
$X_{hor}$	[m]	0,312			
$F_c$	[MN]	-59,838			
$F_{p,FIN}$	[MN]	36,406			
$F_{p,PR}$	[MN]	-			
$F_{p,EXT}$	[MN]	23,432			
$\epsilon_{c,max}$	[‰]	-1,357			
$\epsilon_{p,max}$	[‰]	20,000			
$M_{Rd}$	[MNm]	191,299			
ověření		OK			

Tabulka 52 - Ověření momentu únosnosti KŽ v řezu 20

ŘEZ 20 (P2)			počáteční deformace	deformace na M.Ú.	napětí v betonu na M.Ú.
$M_{Ed}$	[MNm]	-140,095			
$X_{hor}$	[m]	3,803			
$F_c$	[MN]	-80,986			
$F_{p,FIN}$	[MN]	36,199			
$F_{p,PR}$	[MN]	21,557			
$F_{p,EXT}$	[MN]	23,230			
$\epsilon_{c,max}$	[‰]	-2,826			
$\epsilon_{p,max}$	[‰]	19,916			
$M_{Rd}$	[MNm]	-301,949			
ověření		OK			

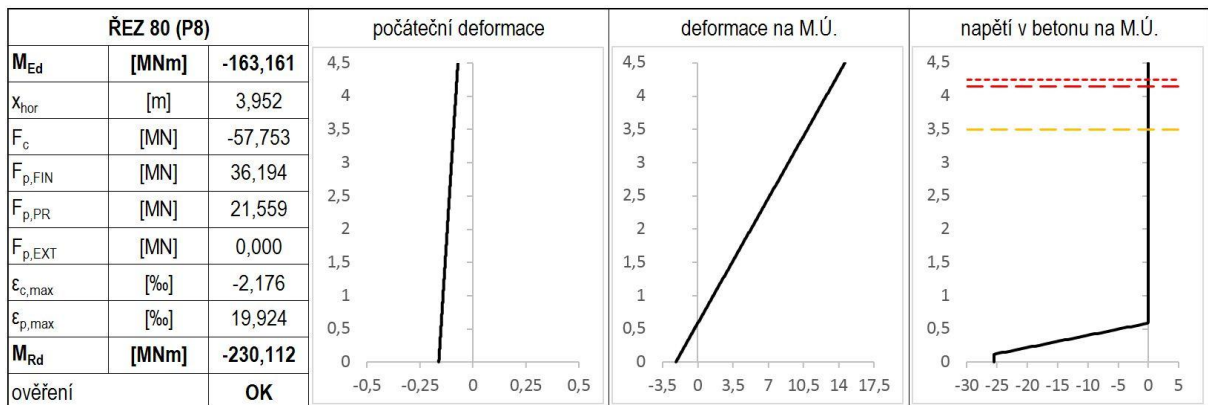
Tabulka 53 - Ověření momentu únosnosti KŽ v řezu 70

ŘEZ 70 (P7)			počáteční deformace	deformace na M.Ú.	napětí v betonu na M.Ú.
$M_{Ed}$	[MNm]	-150,563			
$X_{hor}$	[m]	3,803			
$F_c$	[MN]	-80,789			
$F_{p,FIN}$	[MN]	36,185			
$F_{p,PR}$	[MN]	21,557			
$F_{p,EXT}$	[MN]	23,048			
$\epsilon_{c,max}$	[‰]	-2,821			
$\epsilon_{p,max}$	[‰]	19,911			
$M_{Rd}$	[MNm]	-301,344			
ověření		OK			

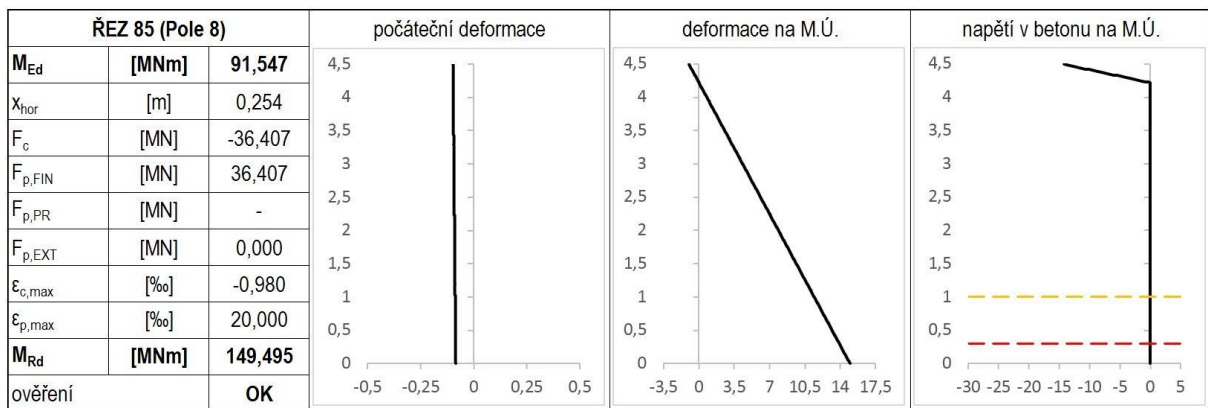
Tabulka 54 - Ověření momentu únosnosti KŽ v řezu 75

ŘEZ 75 (Pole 7)			počáteční deformace	deformace na M.Ú.	napětí v betonu na M.Ú.
$M_{Ed}$	[MNm]	83,379			
$X_{hor}$	[m]	0,335			
$F_c$	[MN]	-60,225			
$F_{p,FIN}$	[MN]	36,401			
$F_{p,PR}$	[MN]	-			
$F_{p,EXT}$	[MN]	23,824			
$\epsilon_{c,max}$	[‰]	-1,283			
$\epsilon_{p,max}$	[‰]	20,000			
$M_{Rd}$	[MNm]	233,893			
ověření		OK			

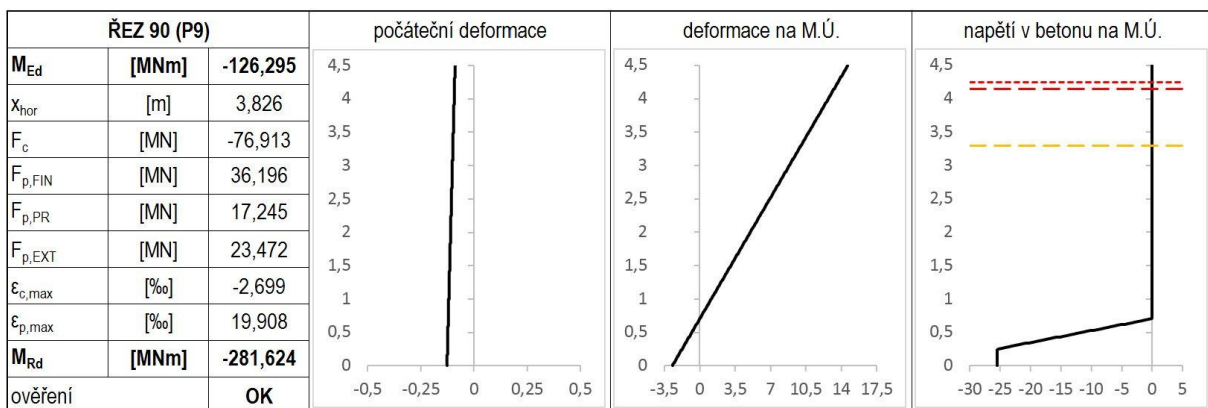
Tabulka 55 - Ověření momentu únosnosti KŽ v řezu 80



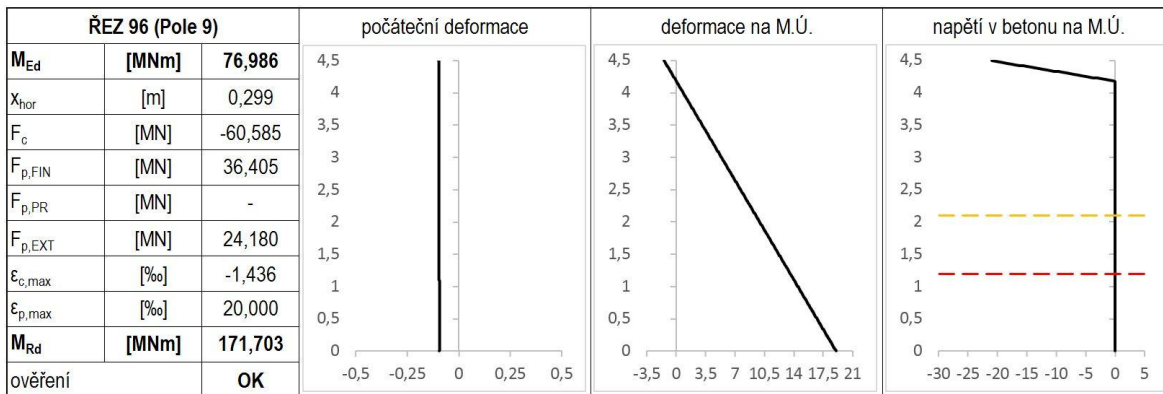
Tabulka 56 - Ověření momentu únosnosti KŽ v řezu 85



Tabulka 57 - Ověření momentu únosnosti KŽ v řezu 90



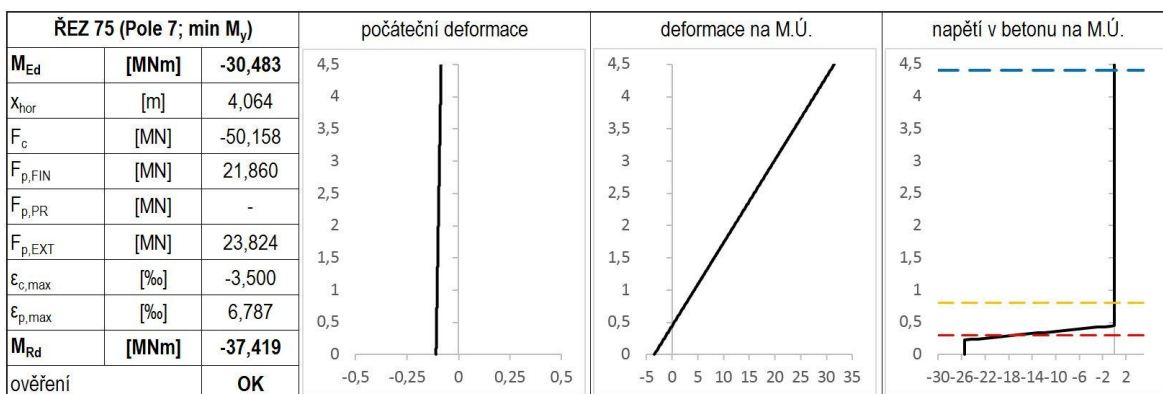
Tabulka 58 - Ověření momentu únosnosti KŽ v řezu 96



### 9.2.1.3 Zvláštní případy

Zvláštní pozornost byla věnována oblastem s extrémními účinky opačného charakteru. V prvním případě se jedná o průřez v poli, kdy při současném působení účinku poklesu podpor, teploty a dopravy umístěné pouze v sousedních polích dochází k výskytu záporné hodnoty ohybového momentu. Pro zachycení těchto účinků bylo nutné navrhnout betonářskou výztuž.

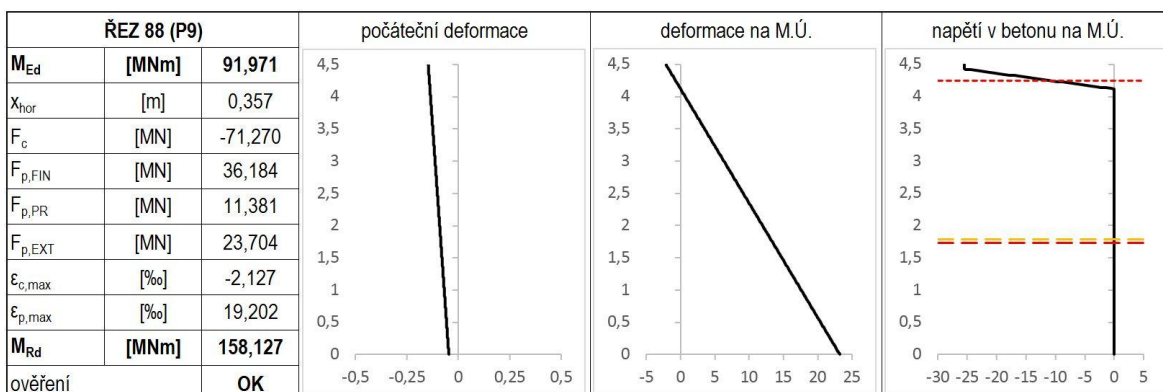
Tabulka 59 - Ověření momentu únosnosti KŽ v řezu 75



Navržena betonářská výztuž:

$\varnothing_s$	[mm]	25	$n_s$	[ks]	20	$h_s$	[m]	4,405	$F_s$	[MN]	4,474
-----------------	------	----	-------	------	----	-------	-----	-------	-------	------	-------

Tabulka 60 - Ověření momentu únosnosti KŽ v řezu 88

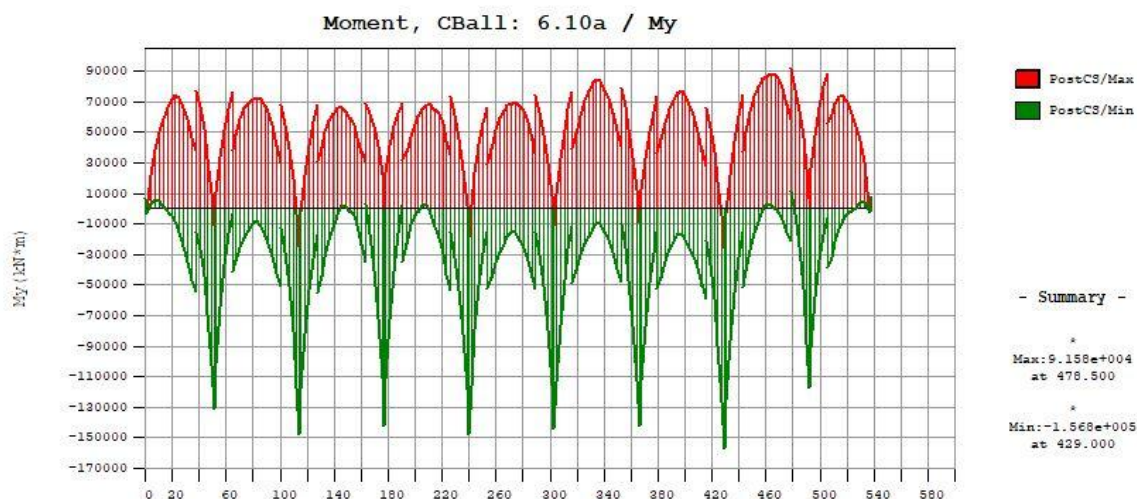


Druhým zvláštním případem je oblast nadpodporového průřezu v oblasti podpory P9, kde díky zmenšené délce krajního pole a velké tuhosti konstrukce (výška průřezu odpovídá 1/10 délky rozpětí pole) může dojít k výskytu tahových napětí na spodním líci. Tento jev může být také ovlivněn nepříliš vhodně zvolenou délkou nadpodporové oblasti v tomto poli, která ale byla vyžadována navrženým postupem výstavby.

**konstrukce VYHOVUJE**

#### 9.2.1.4 Uvedení do provozu

Pro ověření ohybové únosnosti při uvedení do provozu byly dle předchozích poznatků a extrémních hodnot kombinace zatížení vybrány řezy 80 a 92. V prvním případě se jedná o průřez s výskytem maximálního ohybového momentu. Průřez 92 je pak nadpodporovým průřezem vystaveným kombinaci maximálního kladného ohybového momentu a nejmenší vnášené normálové síly (tlakové). Na obrázku 184 je pro doplnění uvedena obálka ohybových momentů při uvedení konstrukce do provozu.



Obrázek 184 - Obálka ohybových momentů kombinace 6.10a, uvedení do provozu

Tabulka 61 - Ověření momentu únosnosti UP v řezu 80

ŘEZ 80 (P8)			počáteční deformace	deformace na M.Ú.	napětí v betonu na M.Ú.
$M_{Ed}$	[MNm]	-156,793			
$x_{hor}$	[m]	3,789			
$F_c$	[MN]	-82,185			
$F_{p,FIN}$	[MN]	36,170			
$F_{p,PR}$	[MN]	21,557			
$F_{p,EXT}$	[MN]	24,458			
$\epsilon_{c,max}$	[‰]	-2,817			
$\epsilon_{p,max}$	[‰]	19,913			
$M_{Rd}$	[MNm]	-305,516			
ověření		OK			



Tabulka 62 - Ověření momentu únosnosti KŽ v řezu 92

ŘEZ 92 (P9)			počáteční deformace	deformace na M.Ú.	napětí v betonu na M.Ú.
$M_{Ed}$	[MNm]	91,971			
$X_{hor}$	[m]	0,337			
$F_c$	[MN]	-73,916			
$F_{p,FIN}$	[MN]	36,812			
$F_{p,PR}$	[MN]	12,220			
$F_{p,EXT}$	[MN]	24,884			
$\epsilon_{c,max}$	[‰]	-2,498			
$\epsilon_{p,max}$	[‰]	21,206			
$M_{Rd}$	[MNm]	137,682			
ověření		OK			

**konstrukce VYHOVUJE**

## 9.2.2 Křehký lom

Podle článku 5.10.1(5)P normy ČSN EN 1992-1-1 [8] má být zabráněno křehkému lomu způsobenému přetržením předpínací výztuže. Norma se dále odkazuje na ČSN EN 1992-2 [9], která v článku 6.1(109) definuje tři postupy pro splnění těchto požadavků. Ověření křehkého lomu bylo pro názornost provedeno ve vybraných kritických průřezech v podpoře P8 a Poli 8.

### 9.2.2.1 Metoda B

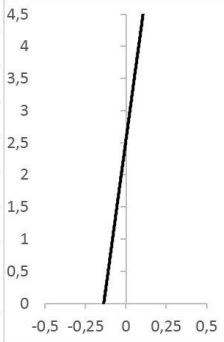
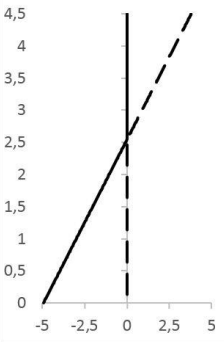
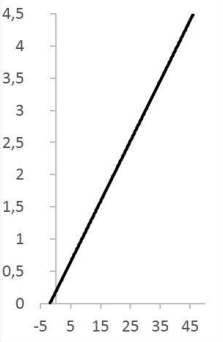
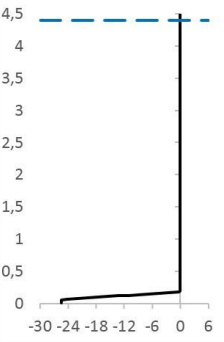
Druhou popisovanou metodou je návrh minimální plochy výztuže, vypočtené dle vzorce (55). Ohybový moment  $M_{rep}$  je moment při vzniku trhlin, tedy při hodnotě na krajních vláknech rovné hodnotě  $f_{ctm}$  (viz národní příloha). Při stanovení této hodnoty nejsou uvažovány účinky předpětí. Veličina  $z_s$  je pak rameno vnitřních sil použité v mezním stavu únosnosti.

$$A_{s,min} = \frac{M_{rep}}{z_s \times f_{yk}} \quad (55)$$

Postup stanovení momentu  $M_{rep}$  je podobný s postupem použitým v kapitole 9.2.1. Při výpočtu nebyla uvažována předpínací ani betonářská výztuž. Pro stanovení hodnoty momentu na vzniku trhlin byly uvažovány charakteristické hodnoty materiálových charakteristik betonu.

Po stanovení hodnot  $M_{rep}$ , byla vypočítána minimální hodnota betonářské výztuže, která byla dále použita pro výpočet únosnosti průřezu  $M_{Rd}$ . Splněním požadavku  $M_{rep} \leq M_{Rd}$  je umožněn vznik trhlin, aniž by došlo k okamžitému kolapsu konstrukce, proto lze považovat ověření kritéria křehkého lomu za splněné. Postup výpočtu a použité hodnoty jsou přiloženy v následujících tabulkách (čárkovaná modrá čára popisuje umístění navrhované výztuže).

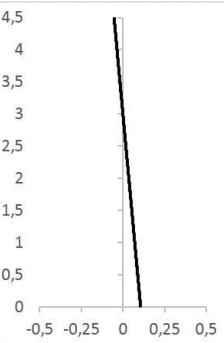
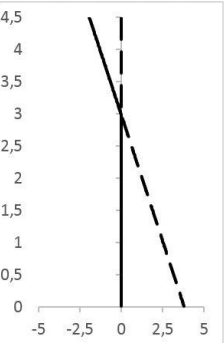
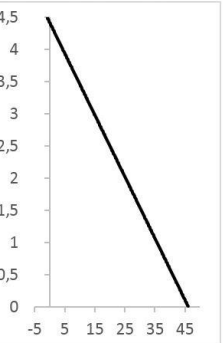
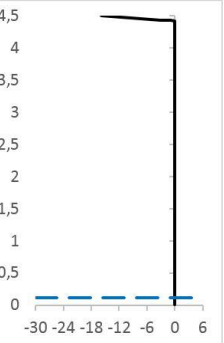
Tabulka 63 - Ověření křehkého lomu metodou B v řezu 80

ŘEZ 80 (P8)			deform. před vznikem trhlin	napětí před vznikem trhlin	deformace betonu na M.Ú.	napětí v betonu na M.Ú.
$X_{hor}$	[m]	2,543				
$M_{rep}$	[MNm]	-81,766				
$Z_s$	[m]	4,341				
$A_{s,min}$	[m <sup>2</sup> ]	0,038				
$F_c$	[MN]	-19,218				
$F_s$	[MN]	19,218				
$\epsilon_{c,max}$	[‰]	-1,826				
$\epsilon_s$	[‰]	45,000				
$M_{Rd}$	[MNm]	-83,431				
ověření		OK				

Navržená betonářská výztuž:

$\varnothing_s$	[mm]	25	$n_s$	[ks]	84	$A_{s,prov}$	[m <sup>2</sup> ]	0,041	$h_s$	[m]	4,405	$f_{yk}$	[MPa]	500
-----------------	------	----	-------	------	----	--------------	-------------------	-------	-------	-----	-------	----------	-------	-----

Tabulka 64 - Ověření křehkého lomu metodou B v řezu 85

ŘEZ 85 (Pole 8)			deform. před vznikem trhlin	napětí před vznikem trhlin	deformace betonu na M.Ú.	napětí v betonu na M.Ú.
$X_{hor}$	[m]	1,518				
$M_{rep}$	[MNm]	49,413				
$Z_s$	[m]	4,364				
$A_{s,min}$	[m <sup>2</sup> ]	0,026				
$F_c$	[MN]	-11,919				
$F_s$	[MN]	11,919				
$\epsilon_{c,max}$	[‰]	-0,776				
$\epsilon_s$	[‰]	22,521				
$M_{Rd}$	[MNm]	52,019				
ověření		OK				

Navržená betonářská výztuž:

$\varnothing_s$	[mm]	25	$n_s$	[ks]	54	$A_{s,prov}$	[mm <sup>2</sup> ]	0,027	$h_s$	[m]	0,109	$f_{yk}$	[MPa]	500
-----------------	------	----	-------	------	----	--------------	--------------------	-------	-------	-----	-------	----------	-------	-----

Pro splnění požadavků této metody byla v řezu 80 (P8) navržená výztuž 84  $\varnothing 25$  mm při horním povrchu a v řezu 85 (Pole 8) 54  $\varnothing 25$  mm při dolním povrchu.

**konstrukce VYHOVUJE**

### 9.2.2.2 Metoda A

Dále bylo provedeno ověření pomocí metody A. Tato metoda je založena na ověření únosnosti při redukované ploše předpínací výztuže. Nejprve byly pro posuzované průřezy stanoveny hodnoty ohybového momentu časté kombinace zatížení při uvedení do provozu. Dle této kombinace byla určena hodnota redukce předpínací výztuže pro dosažení hodnoty  $f_{ctm}$  na extrémně zatížených vláknech. Posledním krokem byl výpočet únosnosti průřezu s redukovanou plochou předpínací výztuže. Tato hodnota má být větší než ohybový moment vyvolaný častou kombinací s použitím součinitelů zatížení pro kombinace MSÚ  $\gamma_F$ . Hodnoty redukcí jsou stanoveny v tabulce 65, postup výpočtu momentu únosnosti  $M_{Rd}$  je uveden v tabulkách 66 a 67.

Tabulka 65 - Postup redukce plochy předpinací výztuže

$A_c$	[m <sup>2</sup> ]	16,302	14,779	$N_{cas,UP}$	[MN]	0	0
$I_y$	[m <sup>4</sup> ]	40,360	38,763	$M_{cas,UP}$	[MNm]	-197,987	110,889
$z_t$	[m]	2,540	2,980	$N_{p,red,UP}$	[MN]	-37,888	-25,198
$e_h$	[m]	-1,960	-1,520	$M_{p,red,UP}$	[MNm]	71,879	-39,281
$e_d$	[m]	2,540	2,980	$\sigma_{c,h}$	[MPa]	3,800	-4,513
$k_{red}$	[-]	0,550	0,478	$\sigma_{c,d}$	[MPa]	-10,261	3,800
$A_{p,FIN,red,KZ}$	[m <sup>2</sup> ]	0,012541	0,010907	$F_{p,FIN,red,KZ}$	[MN]	14,555	12,795
$A_{p,PR,red,KZ}$	[m <sup>2</sup> ]	0,007426	-	$F_{p,PR,red,KZ}$	[MN]	9,076	-
$A_{p,EXT,red,KZ}$	[m <sup>2</sup> ]	0,009901	0,008610	$F_{p,EXT,red,KZ}$	[MN]	12,462	11,050

Při redukci plochy předpinací výztuže byly účinky ztrát předpětí uvažovány jako přímo úměrné k redukované ploše výztuže.

Tabulka 66 - Ověření křehkého lomu metodou A v řezu 80

ŘEZ 80 (P8)		počáteční deformace	deformace na M.Ú.	napětí v betonu na M.Ú.	
$M_{cas,Ed}$	[MNm]	-134,176			
$X_{hor}$	[m]	4,028			
$F_c$	[MN]	-44,726			
$F_{p,FIN}$	[MN]	19,910			
$F_{p,PR}$	[MN]	11,859			
$F_{p,EXT}$	[MN]	12,957			
$\epsilon_{c,max}$	[%o]	-1,858			
$\epsilon_{p,max}$	[%o]	19,924			
$M_{Rd}$	[MNm]	-170,689			
ověření		OK			

Tabulka 67 - Ověření křehkého lomu metodou A v řezu 85

ŘEZ 85 (Pole 8)		počáteční deformace	deformace na M.Ú.	napětí v betonu na M.Ú.	
$M_{cas,Ed}$	[MNm]	67,294			
$X_{hor}$	[m]	0,224			
$F_c$	[MN]	-28,896			
$F_{p,FIN}$	[MN]	17,416			
$F_{p,PR}$	[MN]	-			
$F_{p,EXT}$	[MN]	11,481			
$\epsilon_{c,max}$	[%o]	-0,868			
$\epsilon_{p,max}$	[%o]	20,000			
$M_{Rd}$	[MNm]	110,903			
ověření		OK			

Dle uvedených tabulek popisujících aplikaci metody A bylo ve finálním stavu zabráněno křehkému lomu i bez dodatečné betonářské výztuže.

**ve finálním stavu je křehkému lomu zabráněno bez betonářské výztuže  
konstrukce VYHOVUJE**

### 9.2.2.3 Fáze výstavby

S ohledem na proměnnost statického systému během fází výstavby bylo ověření křehkého lomu provedeno metodou B (bez uvažování účinků předpětí). Při výpočtu minimální plochy výztuže bylo postupováno dle kapitoly 9.2.2.1.

Posouzeny byly průřezy 59 a 92 (kritické průřezy z kapitoly 9.2.1.1), které jsou v dané fázi vystaveny opačným účinkům zatížení oproti finálnímu stavu. Konkrétní hodnoty jsou uvedeny v tabulkách 68 a 69.

Tabulka 68 - Ověření křehkého lomu metodou B v řezu 59, fáze výstavby

ŘEZ 59 (F6-18)			deform. před vznikem trhlin	napětí před vznikem trhlin	deformace betonu na M.Ú.	napětí v betonu na M.Ú.
$X_{hor}$	[m]	1,957				
$M_{rep}$	[MNm]	62,897				
$Z_s$	[m]	-4,356				
$A_{s,min}$	[m <sup>2</sup> ]	-0,029				
$F_c$	[MN]	-14,642				
$F_s$	[MN]	14,642				
$\epsilon_{c,max}$	[‰]	-1,052				
$\epsilon_s$	[‰]	44,990				
$M_{Rd}$	[MNm]	63,781				
ověření		OK				

Navržena betonářská výztuž:

$\varnothing_s$	[mm]	25	$n_s$	[ks]	64	$A_{s,prov}$	[m <sup>2</sup> ]	0,031	$h_s$	[m]	0,109	$f_{yk}$	[MPa]	500
-----------------	------	----	-------	------	----	--------------	-------------------	-------	-------	-----	-------	----------	-------	-----

Tabulka 69 - Ověření křehkého lomu metodou B v řezu 92, fáze výstavby

ŘEZ 92 (F6-18)			deform. před vznikem trhlin	napětí před vznikem trhlin	deformace betonu na M.Ú.	napětí v betonu na M.Ú.
$X_{hor}$	[m]	2,982				
$M_{rep}$	[MNm]	-97,022				
$Z_s$	[m]	-4,327				
$A_{s,min}$	[m <sup>2</sup> ]	-0,052				
$F_c$	[MN]	-24,279				
$F_s$	[MN]	24,279				
$\epsilon_{c,max}$	[‰]	-2,167				
$\epsilon_s$	[‰]	22,500				
$M_{Rd}$	[MNm]	-105,049				
ověření		OK				

Navržena betonářská výztuž:

$\varnothing_s$	[mm]	25	$n_s$	[ks]	110	$A_{s,prov}$	[mm <sup>2</sup> ]	0,054	$h_s$	[m]	4,405	$f_{yk}$	[MPa]	500
-----------------	------	----	-------	------	-----	--------------	--------------------	-------	-------	-----	-------	----------	-------	-----

Pro zamezení křehkého lomu byla v řezu 59 (nadpodporový průřez v poli) navržena podélná výztuž 64 Ø25 mm při spodním povrchu a v řezu 92 (průřez v poli v poloze nad podporou) výztuž 110 Ø25 mm při horním povrchu. Podélná výztuž pro zabránění křehkého lomu v předpokládané poloze průřezů byla navržena v kapitole 9.2.2.1.

Zabránění křehkému lomu napříč všemi fázemi výstavby bylo provedeno pomocí metody B, normy ČSN EN 1992-2 [9]. Nutné množství betonářské výztuže je následující:

Nadpodporový průřez:

Horní povrch: **84 x Ø25 mm**

Dolní povrch: **64 x Ø25 mm**

Průřez v poli:

Horní povrch: **110 x Ø25 mm**

Dolní povrch: **54 x Ø25 mm**

**konstrukce VYHOVUJE**

### 9.2.3 Únosnost ve smyku

Protože se statické schéma mění s postupem výstavby, předpokládá se vznik trhlin při mezním stavu únosnosti, a to ve všech řezech. Z tohoto důvodu bude proveden návrh smykové výztuže pro zachycení smykových trhlin dle postupu uvedeného normou [9].

Nejprve je ověřena únosnost tlakové diagonály dle vztahu (56), která je omezujícím faktorem celé smykové únosnosti. Dalším krokem je ověření navržené výztuže dle vztahu (58). Protože se jedná o předpjatý prvek, je volen úhel  $\Theta = 40^\circ$ .

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \times v \times f_{cd} \times b_w \times z \times \frac{\cot \Theta}{1 + \cot^2 \Theta} \quad (56)$$

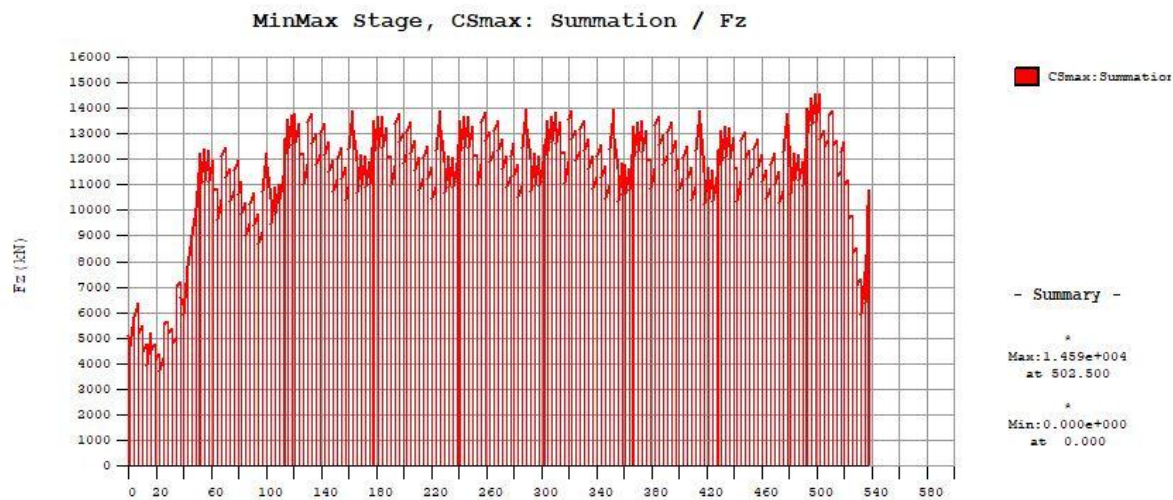
$$v = 0,6 \times (1 - f_{ck}/250) \quad (57)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw} \times f_{ywd}}{s} \times z \times \cot \Theta \quad (58)$$

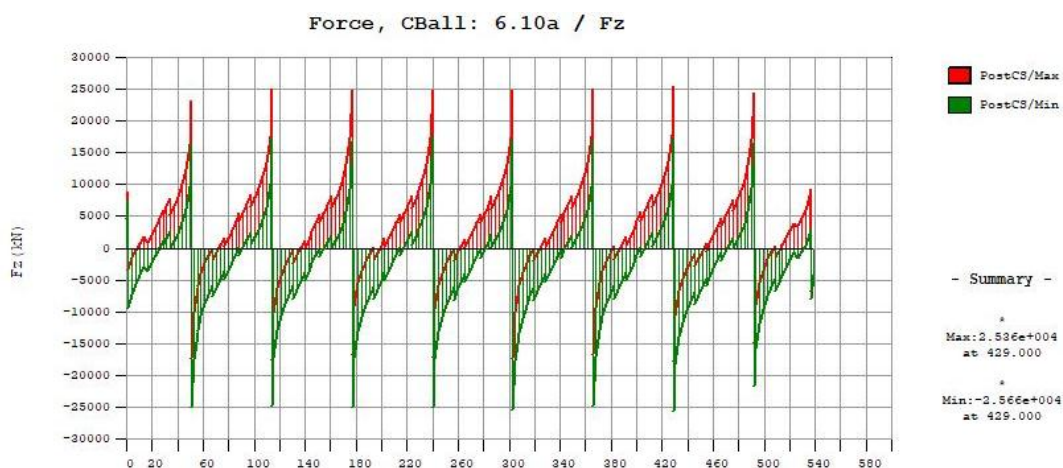
Dle ČSN 1992-1-1 [8], čl. 6.2.1 (8), není u prvků, které jsou namáhány převážně rovnoměrným zatížením třeba posuzovat návrhovou posouvající sílu do vzdálenosti  $d$  od líce uložení. Zároveň však musí být ověřeno, že návrhová hodnota v podpoře nepřevyšuje hodnotu  $V_{Rd,max}$ .

Dle charakteru práce bylo provedeno ověření smykové únosnosti vždy pro průřez nad podporou a v poli v časech uvedení do provozu a na konci životnosti. Pro úplnost bylo

provedeno ověření pro maximální účinky posouvajících sil zjištěných napříč všemi fázemi výstavby. Z výpočetního SW byla získána obálka posouvajících sil, podle které byly identifikovány kritické průřezy. Následně byly dopočítány návrhové hodnoty posouvajících sil ve vzdálenosti  $z \cdot \cot \Theta$ .



Obrázek 185 - Obálka posouvajících sil během fází výstavby



Obrázek 186 - Obálka posouvajících sil při kombinaci 6.10a, konec životnosti

Získané návrhové hodnoty posouvajících sil byly posouzeny dle tabulky 70. Nejprve byla ověřena únosnost tlakové diagonály a následně navržena potřebná plocha výztuže. U průřezu v poli byly navrženy dvoustřížné třmínky  $\varnothing 20$  mm v každé stěně po vzdálenosti 150 mm. V případě nadpodporových průřezů byl tento rastr zesílen o příložku  $\varnothing 20$ , čímž byl vytvořen trojstřížný třmínek ve stejném rastru.

Tabulka 70 - Posouzení smykové únosnosti

Fáze		Fáze výstavby		Uvedení do provozu		Konec životnosti	
Průřez		V poli	Podporový	V poli	Podporový	V poli	Podporový
$V_{Ed}$	[MN]	<b>17,561</b>	<b>18,461</b>	<b>8,559</b>	<b>17,931</b>	<b>8,811</b>	<b>18,280</b>
$\alpha_{cw}$	[-]	1,283	1,318	1,136	1,164	1,126	1,148
$v$	[-]	0,492	0,492	0,492	0,492	0,492	0,492
$f_{cd}$	[MPa]	25,5	25,5	25,5	25,5	25,5	25,5
$b_w$	[m]	0,980	0,980	0,980	0,980	0,980	0,980
$z$	[m]	4,143	3,952	4,143	3,952	4,143	3,952
$\cot\theta$	[-]	1,192	1,192	1,192	1,192	1,192	1,192
$V_{Rd,max}$	[MN]	<b>32,185</b>	<b>31,538</b>	<b>28,489</b>	<b>27,841</b>	<b>28,255</b>	<b>27,477</b>
ověření		<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>
$n_w$	[ks]	4	6	4	6	4	6
$\varnothing_w$	[mm]	20	20	20	20	20	20
$A_{sw}$	[mm <sup>2</sup> ]	1257	1885	1257	1885	1257	1885
$s$	[m]	0,150	0,150	0,150	0,150	0,150	0,150
$f_{ywd}$	[MPa]	435	435	435	435	435	435
$V_{Rd,s}$	[MN]	<b>17,993</b>	<b>25,746</b>	<b>17,993</b>	<b>25,746</b>	<b>17,993</b>	<b>25,746</b>
ověření		<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>

**konstrukce VYHOVUJE**

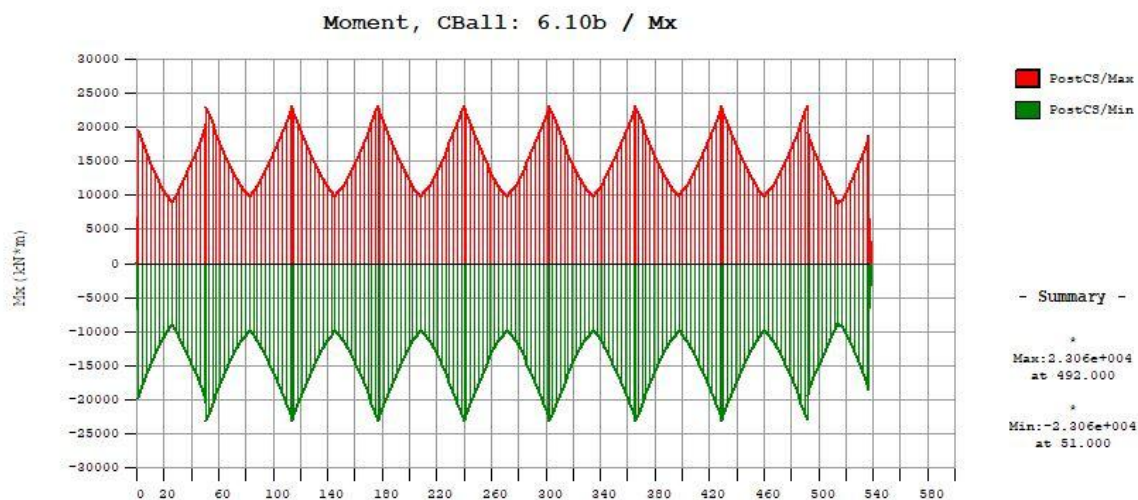
### 9.2.4 Kroucení průřezu

Únosnost prvku konstrukce v kroucení se provádí na náhradním průřezu s uzavřeným smykovým tokem. Tloušťku stěny náhradního průřezu lze uvažovat hodnotou  $A/u$ , avšak je dále omezena dle následujícího vztahu. Obálka kroučícího momentu  $M_x$  při méně příznivé kombinaci 6.10b je uvedena na obrázku 187.

$$2 \times d_i \leq t_{ef,i} = \frac{A}{u} \leq t_{skut,i} \quad (59)$$

Tabulka 71 - Účinná tloušťka stěny

Průřez	A	u	A/u	2d <sub>i</sub>	deska [m]		stěna [m]	
	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]	[m]	$t_{skut,i}$	$t_{ef,i}$	$t_{skut,i}$	$t_{ef,i}$
V poli	39,001	41,662	0,936	0,170	0,300	<b>0,300</b>	0,600	<b>0,600</b>
Podporový	39,001	41,662	0,936	0,170	0,400	<b>0,400</b>	0,600	<b>0,600</b>



Obrázek 187 - Obálka kroutícího momentu od kombinace 6.10b

Maximální únosnost prvku namáhaného kroucením a smykem je omezena únosností tláčené betonové diagonály. Únosnost této diagonály je počítána pomocí vztahu (60). Dále pak musí být splněna podmínka zohledňující společné působení kroucení právě se smykem. Za předpokladu stejného sklonu tlakových diagonál lze účinky těchto namáhání superponovat dle vztahu (61).

$$T_{Rd,max} = 2 \times v \times \alpha_{cw} \times f_{cd} \times A_k \times t_{ef,i} \times \sin\theta \times \cos\theta \quad (60)$$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1 \quad (61)$$

Tabulka 72 - Ověření tlakové diagonály na účinky kroucení

Průřez		V poli		Podporový	
		deska	stěna	deska	stěna
$T_{Ed}$	[MNm]	<b>16,256</b>	<b>16,256</b>	<b>23,063</b>	<b>23,063</b>
$v$	[-]	0,492	0,492	0,492	0,492
$\alpha_{cw}$	[-]	1,283	1,283	1,318	1,318
$f_{cd}$	[MPa]	25,5	25,5	25,5	25,5
$A_k$	[m <sup>2</sup> ]	29,284	29,284	28,477	28,477
$t_{ef,i}$	[m]	0,300	0,600	0,400	0,600
$\cos\theta$	[-]	0,766	0,766	0,766	0,766
$\sin\theta$	[-]	0,643	0,643	0,643	0,643
$T_{Rd,max}$	[MNm]	<b>139,281</b>	<b>278,561</b>	<b>185,516</b>	<b>278,274</b>
ověření		<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>

Dle ČSN EN 1992-1-1 [8] je u přibližně obdélníkových prvků požadováno pouze minimální vyztužení dle konstrukčních zásad při splnění podmínky vztahu (62). Kdy únosnost prvku namáhaného kroucením je stanovena dle vztahu (63).



$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} \leq 1 \quad (62)$$

$$T_{Rd,c} = t_{ef,i} \times 2 \times A_k \times f_{ctd} \quad (63)$$

Tabulka 73 - Ověření kroutícího momentu při vzniku trhlin

Průřez		V poli		Podporový	
		deska	stěna	deska	stěna
$T_{Ed}$	[MNm]	<b>16,256</b>	<b>16,256</b>	<b>23,063</b>	<b>23,063</b>
$t_{ef,i}$	[m]	0,300	0,600	0,400	0,600
$A_k$	[m <sup>2</sup> ]	29,284	29,284	28,477	28,477
$f_{ctk0,05}$	[MPa]	2,700	2,700	2,700	2,700
$\alpha_{ct}$	[-]	0,850	0,850	0,850	0,850
$f_{ctd}$	[MPa]	1,530	1,530	1,530	1,530
$T_{Rd,c}$	[MNm]	26,883	53,765	34,856	52,284
ověření		<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>

Tabulka 74 - Ověření interakce kroucení a smyku

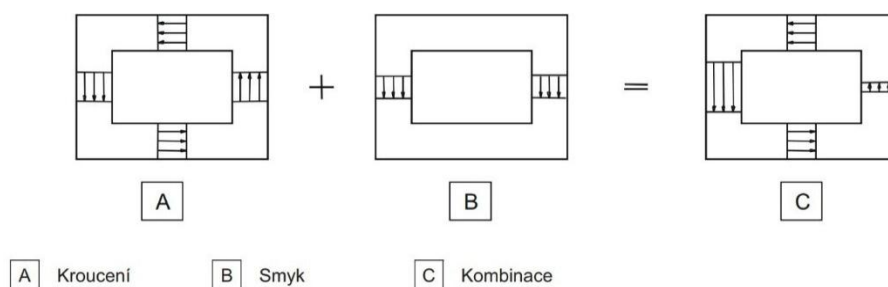
Průřez	$T_{ed}$	$V_{ed}$	$T_{Rd,max}$	$V_{Rd,max}$	<1	$T_{Rd,c}$	$V_{Rd,c}$	<1
	[MNm]	[MN]	[MNm]	[MN]	[-]	[MNm]	[MN]	[-]
V poli	16,256	8,811	139,281	28,255	<b>0,429</b>	26,883	2,086	<b>4,829</b>
Podporový	23,063	18,280	185,516	27,477	<b>0,790</b>	34,856	2,448	<b>8,128</b>
tlaková diagonála					<b>OK</b>	konstrukční výztuž		<b>NE!!!</b>

Při splnění únosnosti tlakové diagonály, avšak nesplnění výše uvedeného požadavku normy je nutné přistoupit k návrhu výztuže na kroucení. Účinky kroucení jsou přenášeny podélnými výztužnými pruty spolu s příčnou výztuží, která zabraňuje i smykovému porušení prvku. Pro návrh minimální podélné výztuže lze uplatnit vztah (64). Pro návrh příčné výztuže je možné použít obdobný vztah jako v případě smyku (viz rovnice 58). Smykovou složku síly vznikající kroucením v i-té stěně získáme vztahem (65).

$$\sum A_{sl} = \frac{T_{Ed}}{2 \times A_k \times f_{yd}} \times u_k \times \cot \theta \quad (64)$$

$$V_{Ed,i} = \frac{T_{Ed} \times z_i}{2 \times A_k} \quad (65)$$

Dle ČSN EN 1992-2 [9] je pro komorové průřezy požadováno posouzení každé stěny zvlášť dle obrázku níže. Toto schéma popisuje způsob interakce smyku s ohybem, ke kterému dochází ve svislých stěnách průřezu, zatímco v deskách působí samotné kroucení. Posudek interakce bude tedy proveden v případě obou průřezů pro svislé stěny (viz tabulka 75). Účinek kroucení byl nahrazen přírůstkem k posouvající síle a následně posouzen dle únosnosti na smyk (postup viz předcházející kapitola).



Obrázek 188 - Kombinace účinků vnitřních sil v jednotlivých stěnách [9]

Tabulka 75 - Posudek únosnosti svislých stěn průřezu

Průřez	$T_{Ed}$	$z_i$	$A_k$	$V_{Ed(T)}$	$V_{Ed}$	$\Sigma V_{Ed}$	$V_{Rd,s}$	ověření
	[MNm]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[MN]	[MN]	[MN]	[MN]	
V poli	16,256	3,634	29,284	<b>1,009</b>	8,811	<b>9,820</b>	<b>17,993</b>	OK
Podporový	23,063	3,485	28,477	<b>1,411</b>	18,280	<b>19,691</b>	<b>25,746</b>	OK

Tabulka 76 - Návrh potřebné plochy podélné výztuže

Průřez	$T_{Ed}$	$A_k$	$f_{yd}$	$u_k$	$\cot\theta$	$\Sigma A_{sl}$	$\varnothing_{sl}$	$n_{sl}$
	[MNm]	[m <sup>2</sup> ]	[MPa]	[m]	[-]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[ks]
V poli	<b>16,256</b>	29,284	435	21,920	1,192	16668	<b>16</b>	<b>Ø 84</b>
Podporový	<b>23,063</b>	28,477	435	21,739	1,192	24117	<b>16</b>	<b>Ø 120</b>

Protože je na mezi únosnosti předpokládán vznik smykových trhlin od interakce smyku a kroucení, byla v tabulce 76 navržena podélná betonářská výztuž pro zachycení účinků kroucení.

**konstrukce VYHOVUJE**

### 9.2.5 Ověření únavy

Ověření konstrukce na účinky únavových procesů je provedeno z důvodu jejího vystavení pravidelným zatěžovacím cyklům. Toto ověření je provedeno dle normy [9] zvláště pro každý z použitých materiálů. V této kapitole je ověřena únosnost předpjaté nosné konstrukce v podélném směru. Posouzení desky mostovky včetně konzol je uvedeno v kapitole věnované příčnému řezu.

Při ověření konstrukce na únavu je v prvním kroku použita častá kombinace zatížení, která je v mnohém podobná zatěžovacímu modelu FLM1. Častá kombinace zatížení je zároveň méně příznivá než oba únavové modely zatížení. Případné zpřesnění účinků cyklického zatížení bude provedeno aplikací modelu FLM1 a FLM3.

### 9.2.5.1 Zjednodušené ověření únavy betonu v tlaku

Posouzení tláčeného betonu na únavu je provedeno pomocí zjednodušené metody uvedené v normě [8]. Norma předpokládá únavu tláčeného betonu za ověřenou, pokud je splněna podmínka vztahu (66). Návrhová hodnota únavové pevnosti betonu v tlaku byla vyčíslena dle vztahu (67). Vnesení prvního cyklického zatížení do mladého betonu se předpokládá až po dokončení konstrukce, kdy již beton nabyl celé své pevnosti. Součinitel  $\beta_{cc}$  je tedy roven hodnotě 1,0.

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \times \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \quad (66)$$

$$f_{cd,fat} = 0,85 \times \beta_{cc(t_0)} \times f_{cd} \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (67)$$

Ověření únavy bylo provedeno ve vybraných řezech. Výběr těchto řezů postihuje proměnnost průřezů, různá vedení vložek předpínací výztuže a rozdílný charakter namáhání v krajních polích. Hodnoty použité při výpočtu jsou společně s výsledky a ověřením uvedeny v tabulce 77.

Tabulka 77 - Ověření tláčeného betonu v podélném směru

Horní vlákna	Řez	14	20	70	75	80	85	90	96
$\sigma_{max}$	[MPa]	6,420	6,050	6,310	6,130	5,850	6,330	6,390	6,430
$\sigma_{min}$	[MPa]	1,680	0,001	0,112	1,290	0,000	1,730	0,143	1,610
$\sigma_{c,min}/f_{cd,fat}$	[-]	0,361	0,340	0,355	0,345	0,329	0,356	0,360	0,362
$0,5 + 0,45 \times \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}}$	[-]	0,509	0,509	0,509	0,509	0,508	0,509	0,509	0,509
ověření		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Dolní vlákna	Řez	14	20	70	75	80	85	90	96
$\sigma_{max}$	[MPa]	4,650	8,210	8,090	4,660	8,790	3,740	7,450	4,800
$\sigma_{min}$	[MPa]	0,301	2,950	2,300	0,750	3,010	0,446	1,860	0,321
$\sigma_{c,min}/f_{cd,fat}$	[-]	0,262	0,462	0,455	0,262	0,495	0,210	0,419	0,270
$0,5 + 0,45 \times \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}}$	[-]	0,507	0,512	0,512	0,507	0,513	0,505	0,511	0,507
ověření		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

**konstrukce VYHOVUJE**

### 9.2.5.2 Ověření výztuže pomocí maximálního možného rozkmitu napětí

Dle článku 6.8.6 normy 1992-1-1 [8] je možné předpokládat odpovídající únosnost výztuže v tahu, pokud je splněn rozkmit napětí dle uvedené podmínky. Hodnota  $k_1$  je uvažována dle národní přílohy pro nesvařované výztužné pruty.

$$\Delta\sigma_s \leq k_1, \text{ kdy dle [8] } k_1 = 70 \text{ MPa} \quad (68)$$

Dle stejné normy článku 6.1 je u mezních stavů únosnosti uvažováno shodné poměrné přetvoření předpínací a betonářské výztuže s okolním betonem. Tento předpoklad je zároveň splněn dle poznatků z kapitoly 9.1.3, kde napětí vyvolané cyklickou kombinací nepřekračuje tahovou pevnost betonu.

Na základě těchto skutečností byl pro zjednodušení posudku použit rozkmit napětí na krajních vláknech průřezu nosné konstrukce. Toto napětí je následně převedeno pomocí Hookova zákona na poměrnou deformaci. Získaná hodnota poměrné deformace je násobena hodnotou modulu pružnosti betonářské výztuže a v posledním kroku je stanoven rozkmit napětí. Protože jsou vložky výztuže umístěny v menší vzdálenosti od neutrální osy, lze předpokládat, že v nich bude docházet k menší poměrné deformaci. Tento zjednodušený postup se tedy nachází na straně bezpečné. Celý postup posudku je shrnut v tabulce 78 společně s uvažovanými hodnotami.

Tabulka 78 - Ověření rozkmitu napětí v tažené výztuži

Horní vlákna	Řez	14	20	70	75	80	85	90	96
$\sigma_{c,max}$	[MPa]	-1,680	-0,001	-0,112	-1,290	0,303	-1,730	-0,143	-1,610
$\sigma_{c,min}$	[MPa]	-6,420	-6,050	-6,310	-6,130	-5,850	-6,330	-6,390	-6,430
$\Delta\sigma_{c,hor}$	[MPa]	4,740	6,049	6,198	4,840	6,153	4,600	6,247	4,820
$\Delta\epsilon_{hor}$	[prom]	0,132	0,168	0,172	0,134	0,171	0,128	0,174	0,134
$\Delta\sigma_{s,hor}$	[MPa]	<b>26,333</b>	<b>33,604</b>	<b>34,433</b>	<b>26,889</b>	<b>34,183</b>	<b>25,556</b>	<b>34,706</b>	<b>26,778</b>
$k_1$	[MPa]	<b>70,000</b>							
ověření		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

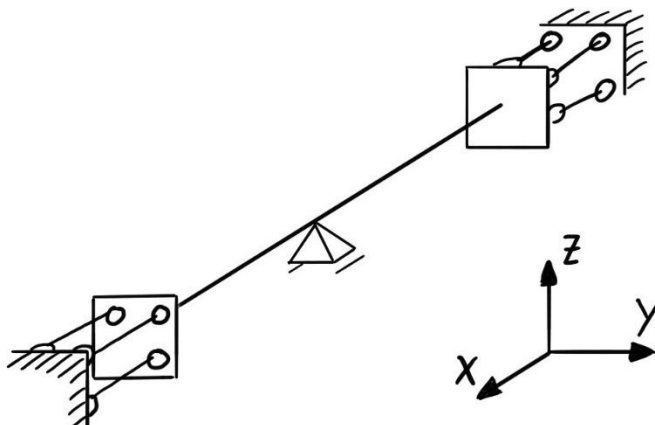
Dolní vlákna	Řez	14	20	70	75	80	85	90	96
$\sigma_{c,max}$	[MPa]	-0,301	-2,950	-2,300	-0,750	-3,010	-0,446	-1,860	-0,321
$\sigma_{c,min}$	[MPa]	-4,650	-8,210	-8,090	-4,660	-8,790	-3,740	-7,450	-4,800
$\Delta\sigma_{c,dol}$	[MPa]	4,349	5,260	5,790	3,910	5,780	3,294	5,590	4,479
$\Delta\epsilon_{dol}$	[prom]	0,121	0,146	0,161	0,109	0,161	0,092	0,155	0,124
$\Delta\sigma_{s,dol}$	[MPa]	<b>24,161</b>	<b>29,222</b>	<b>32,167</b>	<b>21,722</b>	<b>32,111</b>	<b>18,300</b>	<b>31,056</b>	<b>24,883</b>
$k_1$	[MPa]	<b>70,000</b>							
ověření		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Protože norma nedefinuje zvláštní postup posudku mezi betonářskou a předpínací výztuží, byl tento postup aplikován i v případě soudržných předpínacích vložek. Jediným rozdílem mezi posudky výztužných vložek je součinitel  $\eta$ , který zvětšuje rozkmit napětí v betonářské výztuži. Excentricita předpínací výztuže je pak ještě menší než výztuže betonářské, čímž dochází k menšímu rozkmitu napětí a je splněna podmínka vztahu (68). V případě kabelů volného předpětí je podmínka splněna také, neboť dle poznatků uvedených v kapitole 9.2.1 nedochází k většímu rozkmitu než 50 MPa.

**konstrukce VYHOVUJE**

### 9.3 Posouzení příčného řezu

Posouzení desky mostovky v příčném směru bylo pro snížení požadavků na výpočet provedeno na náhradním modelu. Tento model reprezentuje geometrii konstrukce v délce jednoho pole (63,0 m), a to od středu jednoho běžného pole přes podporu do středu pole druhého. V oblastech řezu byla pro simulování zbytku konstrukce aplikována liniová podpora umožňující svislý a příčný posun. Statické schéma náhradního modelu je graficky znázorněno na obrázku 189. Popis tvorby samotného modelu je uveden v další podkapitole.



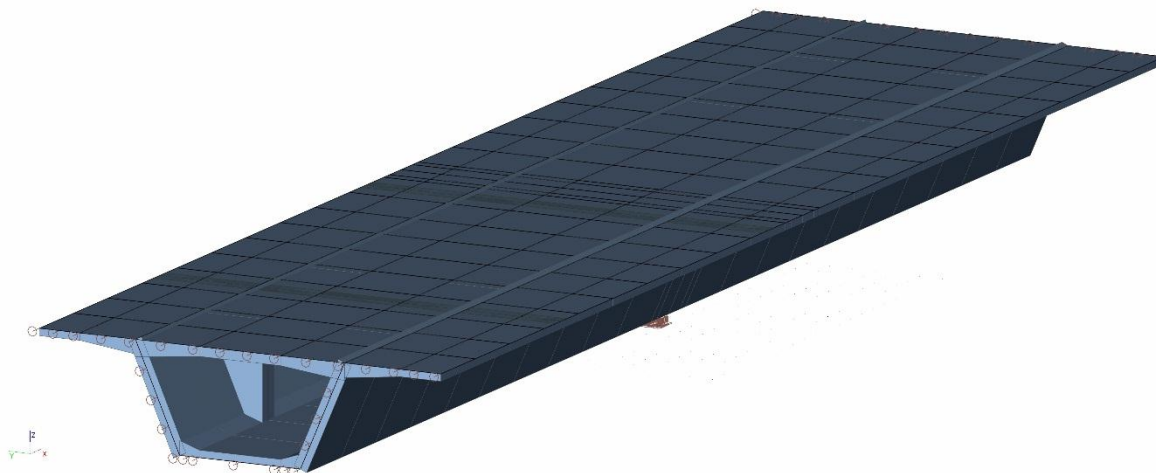
Obrázek 189 - Statické schéma náhradního modelu

Na náhradním modelu byla vyšetřována oblast průřezu v poli a nad podporou. Model byl nejprve zatížen stálým a ostatním stálým zatížením. Následně byly aplikovány proměnné zatěžovací stavy pro dosažení maximálních ohybových účinků na konzole, v oblasti nad svislou stěnou a v horní desce komory.

#### 9.3.1 Náhradní model

Náhradní model byl vytvořen ve výpočetním softwaru SCIA Engineer. S ohledem na podrobnost práce bylo zanedbáno půdorysné zakřivení konstrukce a podélný sklon. Model byl vytvořen pomocí deskostěnových prvků. Skladba těchto prvků odpovídá popisu z kapitoly 6.6.1.1. s tím rozdílem, že nyní byly použity desky s náběhy. V modelu byly také osazeny konstrukce nadpodporového příčnicku a stěnových deviátorů, které významně ovlivňují chování konstrukce v příčném řezu.

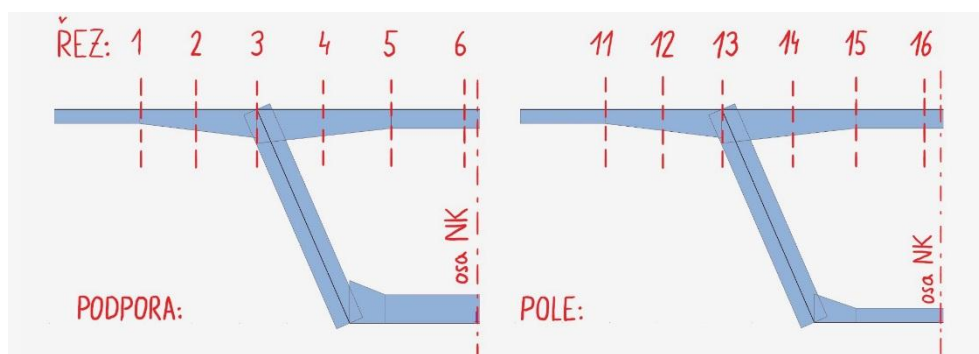
Jako posuvné podpory v řezech konstrukce byly použity liniové podpory na hraně desky. Podpory simulující ložiska jsou sestaveny ze skupiny rovnoběžných liniových podpor s přiřazenou tuhostí. Půdorysně byly tyto náhrady umístěny dle rozměrů předpokládaných ložisek. Pro usnadnění posudků byly při interpretaci výsledků použity integrační pásy se šířkou 1,0 m umístěné ve vyšetřovaných průřezích.



Obrázek 190 - Rendrovaný pohled na deskostěnový model

Vyšetřovanými průřezy jsou nadpodporový průřez umístěný v polovině vzdálenosti mezi podporou a koncem nadpodporové oblasti a průřez v poli umístěný ve středu vzdálenosti mezi jednotlivými deviátory. Průřezy byly voleny ve snaze o snížení vlivu příčného ztužení a tím docílení větších hodnot vnitřních sil. Oblasti ztužení (nadpodporový příčník a stěnové deviátory) by při podrobnějším posudku bylo nutné uvažovat jako D oblasti a použít například metodu příhradové analogie.

Ve výše zmiňovaných průřezech byla konstrukce posuzována v šesti řezech, jejichž umístění je zobrazeno na obrázku 191. Řezy označované číslovkami 1-6 jsou řezy umístěné na horní desce nadpodporového průřezu (na obrázku vlevo). Řezy 11-16 jsou stejné řezy, avšak pro průřez v poli (na obrázku vpravo).



Obrázek 191 - Umístění vyšetřovaných řezů

### 9.3.2 Návrh výztuže horní desky (omezení šířky trhlin)

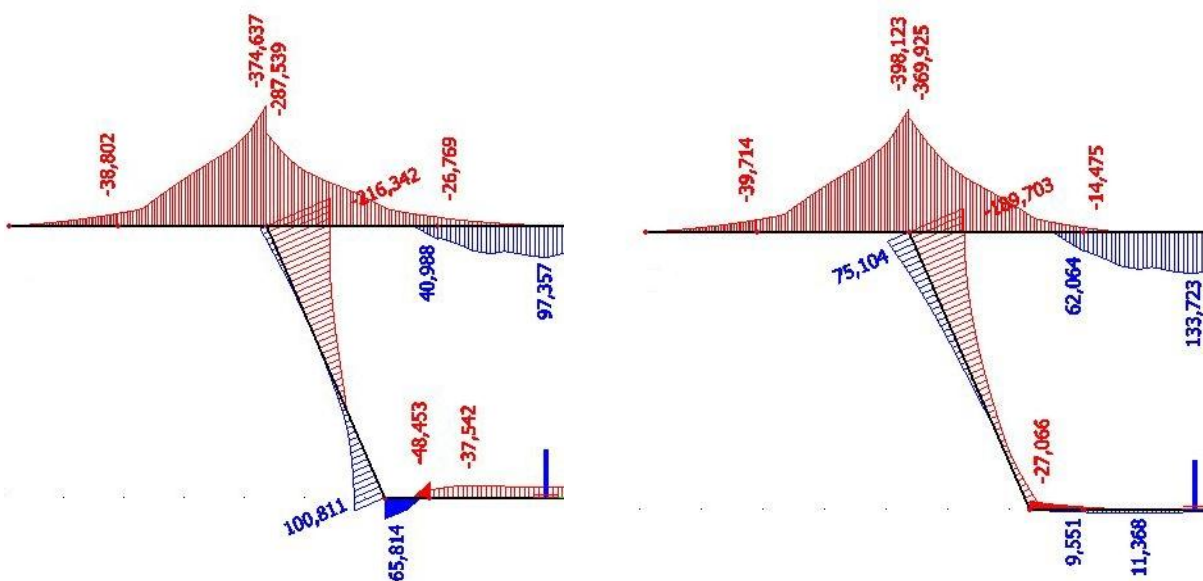
Návrh betonářské výztuže ve vyšetřovaných řezech byl proveden dle požadavků na omezení šířky trhlin. Protože se jedná o podélně předpjatou konstrukci, je použito kritérium maximální šířky trhliny  $w_{max} = 0,2$  mm při časté kombinaci zatížení. Pro výpočet šířky trhliny byly použity vztahy dle normy ČSN EN 1992-1-1 [8].

$$w_k = s_{r,max} \times (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (69)$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \times \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \times (1 + \alpha_e \times \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \times \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (70)$$

$$s_{r,max} = k_3 \times c + k_1 \times k_2 \times k_4 \times \frac{\sigma}{\rho_{p,eff}} \quad (71)$$

Průběh obálky ohybového momentu od časté kombinace zatížení je patrný z výřezů na obrázku 192. Obdobně jako u popisu vyšetřovaných průřezů je vlevo umístěn nadpodporový průřez a vpravo průřez v poli. Zvýšená pozornost byla při kontrole výsledků výpočetního modelu věnována srovnání hodnot těchto momentů mezi jednotlivými řezy.



Obrázek 192 - Obálky ohybových momentů od časté kombinace

Hodnoty veličin použité pro výpočet šířky trhliny dle uvedených vzorců jsou společně s výsledky shrnuty v tabulce 79 věnované posudkům průřezu nad podporou a v tabulce 80 pro průřez v poli. Při výpočtu šířky trhliny byl zároveň proveden posudek omezení napětí ve výztuži při časté kombinaci zatížení, který ale s ohledem na malý stupeň namáhání vyhoví i při kombinaci charakteristické.

V obou případech byla pro omezení šířky trhlin navržena betonářská výztuž. Při horním okraji desky je uvažováno použití výztuže Ø25 mm kladené ve vzdálenosti 100 mm. Při spodním okraji horní desky komory je pak uvažována výztuž Ø20 mm v rastru 150 mm (stejný rastr jako výztuž na smyk).

Tabulka 79 - Návrh výztuže pro omezení trhlin, průřez nadpodporový

Řez		1	2	3	4	5	6
$M_{cas}$	[kNm]	-38,802	-165,259	-374,637	-116,921	40,988	97,357
h	[mm]	300	450	600	500	400	400
b	[mm]	1000	1000	1000	1000	1000	1000
$\varnothing_s$	[mm]	25	25	25	25	20	20
s	[mm]	100	100	100	100	150	150
$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	4909	4909	4909	4909	2094	2094
d	[mm]	232	382	532	432	335	335
$x_r$	[mm]	90,135	122,019	148,247	131,241	79,078	79,078
$I_r$	[mm <sup>4</sup> ]	8,E+08	3,E+09	5,E+09	3,E+09	1,E+09	1,E+09
$\sigma_{s,cas}$	[MPa]	39,141	98,634	158,149	61,349	63,408	150,611
$\sigma_{s,max}$	[MPa]	400,000	400,000	400,000	400,000	400,000	400,000
omezení napětí		<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>
$\alpha_e$	[-]	5,833	5,833	5,833	5,833	5,833	5,833
$\xi_{jt}$	[-]	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$\rho_{p,eff}$	[-]	0,070170	0,044900	0,032598	0,039934	0,019579	0,019579
$h_{c,eff}$	[mm]	69955	109327	150584	122920	106974	106974
$k_t$	[-]	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	[-]	<b>0,000112</b>	<b>0,000282</b>	<b>0,000452</b>	<b>0,000175</b>	<b>0,000181</b>	<b>0,000430</b>
$s_{r,max}$	[mm]	<b>247,567</b>	<b>281,656</b>	<b>317,376</b>	<b>293,424</b>	<b>360,659</b>	<b>360,659</b>
$w_k$	[mm]	<b>0,028</b>	<b>0,079</b>	<b>0,143</b>	<b>0,051</b>	<b>0,065</b>	<b>0,155</b>
$w_{max}$	[mm]	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200
omezení trhlin		<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>



Tabulka 80 - Návrh výztuže pro omezení trhlin, průřez v poli

Řez		11	12	13	14	15	16
$M_{cas}$	[kNm]	-39,714	-165,805	-398,123	-118,973	62,064	133,723
$h$	[mm]	300	450	600	500	400	400
$b$	[mm]	1000	1000	1000	1000	1000	1000
$\varnothing_s$	[mm]	25	25	25	25	20	20
$s$	[mm]	100	100	100	100	100	100
$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	4909	4909	4909	4909	3142	3142
$d$	[mm]	232	382	532	432	335	335
$x_r$	[mm]	90,135	122,019	148,247	131,241	93,987	93,987
$I_r$	[mm <sup>4</sup> ]	8,E+08	3,E+09	5,E+09	3,E+09	1,E+09	1,E+09
$\sigma_{s,cas}$	[MPa]	40,061	98,959	168,064	62,426	65,056	140,169
$\sigma_{s,max}$	[MPa]	400,000	400,000	400,000	400,000	400,000	400,000
omezení napětí		<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>
$\alpha_e$	[-]	5,833	5,833	5,833	5,833	5,833	5,833
$\xi_1$	[-]	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$\rho_{p,eff}$	[-]	0,070170	0,044900	0,032598	0,039934	0,030799	0,030799
$h_{c,eff}$	[mm]	69955	109327	150584	122920	102004	102004
$k_t$	[-]	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$	[-]	<b>0,000114</b>	<b>0,000283</b>	<b>0,000480</b>	<b>0,000178</b>	<b>0,000186</b>	<b>0,000400</b>
$s_{r,max}$	[mm]	<b>247,567</b>	<b>281,656</b>	<b>317,376</b>	<b>293,424</b>	<b>297,395</b>	<b>297,395</b>
$w_k$	[mm]	<b>0,028</b>	<b>0,080</b>	<b>0,152</b>	<b>0,052</b>	<b>0,055</b>	<b>0,119</b>
$w_{max}$	[mm]	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200
omezení trhlin		<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>

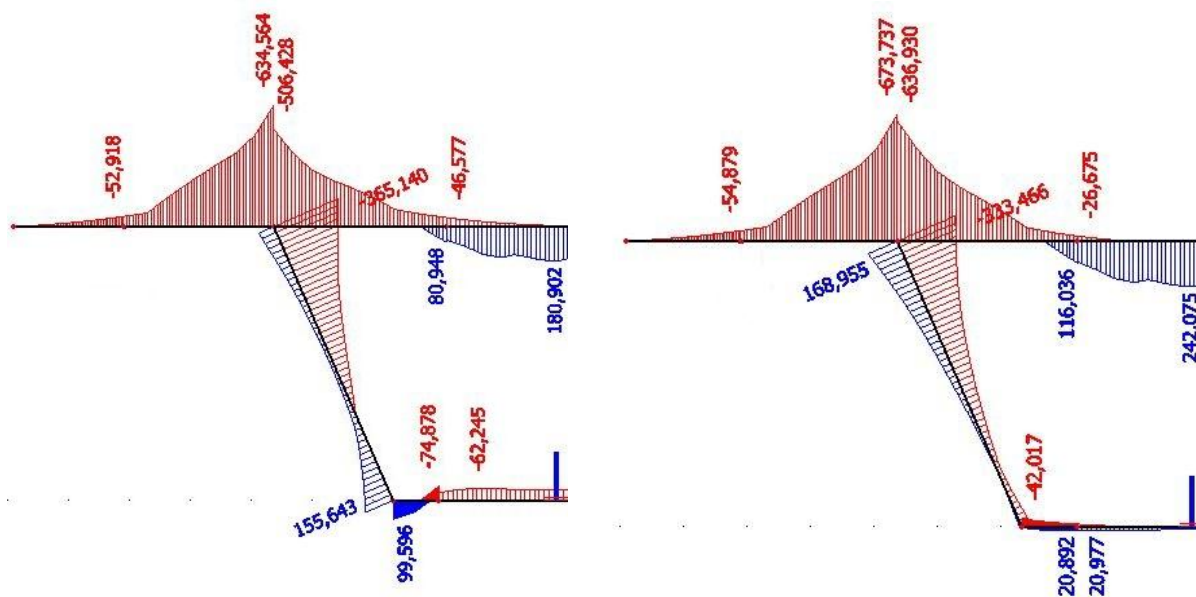
**konstrukce VYHOVUJE**

### 9.3.3 Posouzení únosnosti horní desky průřezu

#### 9.3.3.1 Únosnost v ohybu

Pro posouzení ohybové únosnosti horní desky příčného řezu byla použita teorie poměrných přetvoření popisovaná již v kapitole 9.2.1. Protože se však v příčném řezu jedná o nepředpínanou konstrukci a zároveň o prvek s jednoduchou geometrií (deska), byl tento postup zjednodušen.

Místo dělení konstrukce na řezy konstantní tloušťky byla konstrukce rozdělena na oblast pružného a plastického působení tlačeného betonu. Ve zbylé oblasti je pevnost betonu v tahu zanedbána a vnitřní rovnováha sil je zajištěna taženou betonářskou výztuží. Umístění neutrální osy bylo obdobně jako v kapitole 9.2.1 stanoveno iteračním procesem na základě silové podmínky rovnováhy.



Obrázek 193 - Obálky ohybových momentů od návrhové kombinace

Obálka návrhových hodnot ohybového momentu pro jednotlivé průřezy je uvedena na obrázku 193. Posudek únosnosti jednotlivých řezů je uveden v tabulkách 81 a 82. Ve všech případech byla ohybová únosnost splněna.

Tabulka 81 - Ověření únosnosti horní desky nadpodporového průřezu

Řez		1	2	3	4	5	6
$M_{Ed}$	[kNm]	-53,623	-268,59	-634,564	-186,662	80,948	180,902
$\varnothing_s$	[mm]	25	25	25	25	20	20
s	[mm]	100	100	100	100	150	150
$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	4908,7385	4908,7385	4908,7385	4908,7385	2094,3951	2094,3951
d	[mm]	232	382	532	432	335	335
x	[mm]	188	338	488	388	352	352
$F_{cc}$	[kN]	-2139,917	-2139,917	-2139,917	-2139,917	-913,175	-913,175
$F_{ty}$	[kN]	2139,917	2139,917	2139,917	2139,917	913,175	913,175
$M_{Rd}$	[kNm]	<b>-403,346</b>	<b>-724,334</b>	<b>-1045,321</b>	<b>-831,330</b>	<b>288,957</b>	<b>288,957</b>
ověření únosnosti		<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>

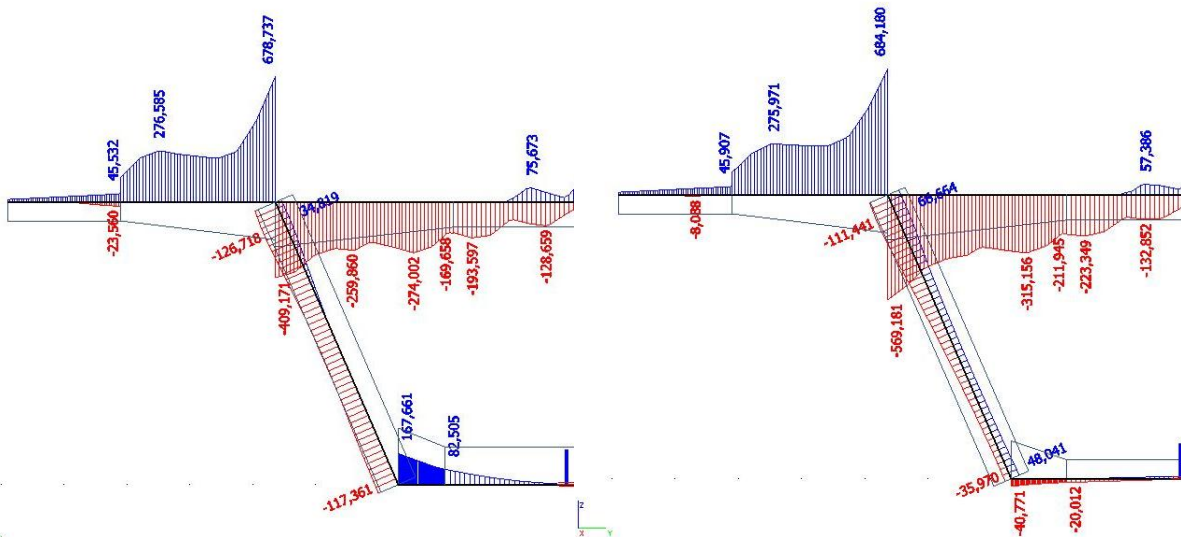
Tabulka 82 - Ověření únosnosti horní desky průřezu v poli

Řez		11	12	13	14	15	16
$M_{Ed}$	[kNm]	-54,879	-268,611	-673,737	-203,207	116,036	242,075
$\varnothing_s$	[mm]	25	25	25	25	20	20
s	[mm]	100	100	100	100	100	100
$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	4908,7385	4908,7385	4908,7385	4908,7385	3141,5927	3141,5927
d	[mm]	232	382	532	432	335	335
x	[mm]	188	338	488	388	328	328
$F_{oc}$	[kN]	-2139,917	-2139,917	-2139,917	-2139,917	-1369,762	-1369,762
$F_{ty}$	[kN]	2139,917	2139,917	2139,917	2139,917	1369,762	1369,762
$M_{Rd}$	[kNm]	<b>-403,346</b>	<b>-724,334</b>	<b>-1045,321</b>	<b>-831,330</b>	<b>420,719</b>	<b>420,719</b>
ověření únosnosti		OK	OK	OK	OK	OK	OK

**konstrukce VYHOVUJE**

### 9.3.3.2 Únosnost ve smyku

Horní deska komorového průřezu byla dále posouzena na účinky smyku. Z obrázků je patrný průběh obálky posouvajících sil při návrhové kombinaci 6.10. Tvar obalové křivky je způsoben počtem použitých kombinací pohyblivého zatížení. Pro odečtení mezilehlých návrhových hodnot byla použita interpolace.



Obrázek 194 - Obálky posouvajících sil od návrhové kombinace

Prvním krokem bylo ověření smykové únosnosti při vzniku trhlin. Díky značnému množství podélné výztuže byly návrhové hodnoty posouvajících sil přeneseny betonem ve všech řezech s výjimkou řezů 3 a 13. Postup tohoto ověření je popsán v tabulce 83.

Tabulka 83 - Ověření smykové únosnosti při vzniku trhlin

Průřez		Nad podporou						V poli					
Řez		1	2	3	4	5	6	11	12	13	14	15	16
$V_{Ed}$	[kN]	131,1	276,6	678,7	274,0	169,7	193,6	122,3	270,2	684,2	315,8	223,3	132,9
h	[mm]	300	450	600	500	400	400	300	450	600	500	400	400
d	[mm]	232	382	532	432	335	335	232	382	532	432	335	335
$A_{sI}$	[mm <sup>2</sup> ]	4909	4909	4909	4909	2094	2094	4909	4909	4909	4909	3142	3142
k	[-]	1,928	1,724	1,613	1,680	1,773	1,773	1,928	1,724	1,613	1,680	1,773	1,773
$\rho_I$	[-]	0,021	0,013	0,009	0,011	0,006	0,006	0,021	0,013	0,009	0,011	0,009	0,009
$V_{Rd,c}$	[kN]	245,2	305,5	356,6	323,3	216,7	216,7	245,2	305,5	356,6	323,3	248,1	248,1
ověření		OK	OK	výztuž!	OK	OK	OK	OK	OK	Výztuž!	OK	OK	OK

Pro řezy 3 a 13 byla navržena smyková výztuž v podobě spon. Nejprve bylo ověřeno splnění únosnosti tlakové diagonály (viz tabulka 84). Dalším krokem byl návrh počtu spon a jeho posouzení. U obou průřezů byla smyková únosnost splněna při použití 11 spon Ø10 mm na m<sup>2</sup>.

Tabulka 84 - Posouzení smykové únosnosti v řezu 3 a 13

Únosnost tlačené diagonály							
Hodnota	$\alpha_{cw}$	v	$b_w$	d	z	cot $\theta$	$V_{Rd,max}$
Řez	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[m]	[-]	[kN]
3, 13	1,000	0,492	1000	532	479	1,303	2901,170

Návrh smykové výztuže							
Hodnota	$V_{Ed}$	$n_w$	$\varnothing_{sw}$	$A_{sw}$	$f_{ywd}$	d	$V_{Rd,s}$
Řez	[kN]	[ks]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[mm]	[kN]
3, 13	678,737	11	10	2592	435,000	532	701,763

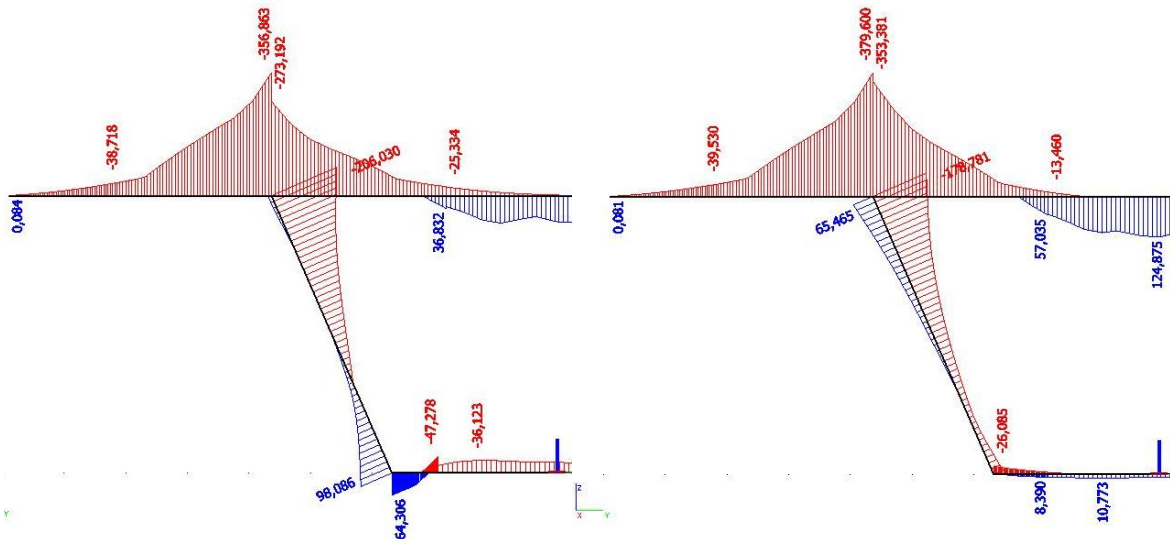
**konstrukce VYHOVUJE**

### 9.3.3.3 Ověření únavy

Ověření únavy tlačného betonu a tažené výztuže bylo provedeno obdobným způsobem, který byl použit v kapitole 9.2.5. Při výpočtu založeném na časté kombinaci však nebyly normové požadavky splněny, a proto byly použity únavové modely zatížení FLM1 a FLM3.

#### **Tlačený beton**

Rozkmit napětí pro ověření únavové odolnosti betonu bylo stanoveno pomocí modelu FLM1 ve výpočetním SW. Získaná obálka maximálních ohybových momentů je uvedena na obrázku 195. Ze získaných mezí ohybových momentů byly dopočítány napětí ve výztuži a krajních vláknech betonového průřezu. Tyto hodnoty byly následně použity ve vztahu (66).



Obrázek 195 - Obálky ohybových momentů od návrhové kombinace a modelu FLM1

Postup ověření tlačeného betonu je pro oba průřezy shrnut v tabulce 85. Ve všech případech byla podmínka splněna.

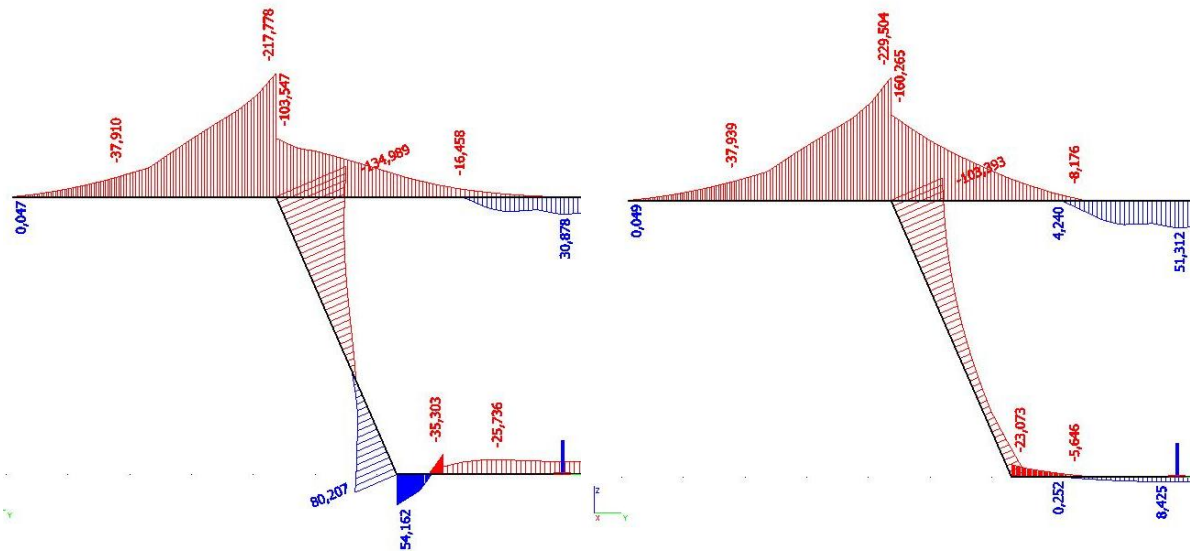
Tabulka 85 - Ověření únavy tlačeného betonu

Průřez		Nad podporou						V poli					
Řez		1		3		6		11		13		16	
Meze		max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min
h	[mm]	300	600	600	600	400	600	300	600	600	600	400	600
$\varnothing_s$	[mm]	25	25	25	25	20	20	25	25	25	25	20	20
s	[mm]	100	100	100	100	150	150	100	100	100	100	100	100
$A_s$	[m <sup>2</sup> ]	4909	4909	4909	4909	2094	2094	4909	4909	4909	4909	3142	3142
$M_{FLM1}$	[kNm]	-38,7	-10,6	-356,9	-129,2	84,2	0,0	-39,5	-7,1	-379,6	-139,0	124,9	12,6
d	[mm]	232	532	532	532	332	532	232	532	532	532	332	532
x	[mm]	104	156	156	156	86	107	104	156	156	156	102	129
z	[mm]	265	548	548	548	371	564	265	548	548	548	366	557
$\sigma_s$	[MPa]	29,721	3,948	132,680	48,045	108,203	0,000	30,345	2,650	141,133	51,694	108,637	7,181
$\sigma_c$	[MPa]	2,810	0,248	8,339	3,020	5,280	0,000	2,869	0,167	8,870	3,249	6,670	0,350
$\sigma_{c,min}/f_{cd,fat}$		0,158		0,469		0,297		0,161		0,499		0,375	
$0,5 + 0,45 \times \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}}$		0,506		0,576		0,500		0,504		0,582		0,509	
ověření		OK		OK		OK		OK		OK		OK	

**konstrukce VYHOVUJE**

### Betonářská výztuž

Pro ověření betonářské výztuže na únavu byl opět použit zjednodušený postup, avšak s použitím modelu únavového zatížení FLM3. Obálka maximálních hodnot kombinace zatížení včetně cycklického zatížení je uvedena na obrázku 196.



Obrázek 196 - Obálky ohybových momentů od návrhové kombinace a modelu FLM3

Ověření rozkmitu napětí je shrnuto v tabulce 86. I v tomto případě byla splněna podmínka vztahu (68) a není tedy třeba provádět další posouzení. Splnění obou podmínek (pro beton i výztuž) bylo možné díky značnému množství výztuže navrženého pro omezení šířky trhlin a značné pevnostní třídy betonu. *Tabulka 86 - Ověření únavy tažené výztuže*

Průřez		Nad podporou						V poli					
Řez		1		3		6		11		13		16	
Meze		max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min
h	[mm]	300	600	600	600	400	600	300	600	600	600	400	600
$\varnothing_s$	[mm]	25	25	25	25	20	20	25	25	25	25	20	20
s	[mm]	100	100	100	100	150	150	100	100	100	100	100	100
$A_s$	[m <sup>2</sup> ]	4909	4909	4909	4909	2094	2094	4909	4909	4909	4909	3142	3142
$M_{FLM3}$	[kNm]	-37,9	-25,6	-217,8	-129,7	30,9	0,2	-39,9	-24,2	-229,5	-139,6	51,3	14,4
x	[mm]	104	156	156	156	86	107	104	156	156	156	102	129
z	[mm]	265	548	548	548	371	564	265	548	548	548	366	557
$\sigma_s$	[MPa]	29,101	9,523	80,969	48,212	39,698	0,183	30,659	9,001	85,328	51,918	44,640	8,229
$\Delta\sigma_s$	[MPa]	19,578		32,757		39,515		21,658		33,411		36,411	
$k_1$	[MPa]	70,000											
ověření		OK		OK		OK		OK		OK		OK	

**konstrukce VYHOVUJE**

## 10 Ověření souvisejících konstrukcí

Pro komplexnost návrhu konstrukce byl zpracován zjednodušený návrh a posouzení nejvíce namáhaných prvků spodní stavby. Účelem této kapitoly je ověření geometrie spodní stavby, její případné úpravy, ale především prokázání únosnosti navržených dimenzí konstrukce. Posouzení prvků spodní stavby je pro zjednodušení provedeno pomocí softwaru IDEA StatiCa. Dále budou stanoveny požadavky na prvky ložisek a mostních závěrů.

### 10.1 Spodní stavba

Vybranými prvky pro posouzení jsou nejvyšší pilíř P5 a konstrukce lomeného oblouku tvořící podélné ztužení spodní stavby. S ohledem na rozsah práce nebyl pro tyto konstrukce detailně uvažován postup výstavby.

Nejprve byly ve výpočetním modelu softwaru MIDAS Civil vymodelovány jednotlivé konstrukce, které byly zatíženy příslušnými kombinacemi zatížení. Z modelu byly následně získány vnitřní síly v kritických průřezích. Průřezy byly poté posouzeny v programu IDEA StatiCa v modulu RCS. Výsledky posudku byly následně ověřeny zjednodušeným ručním výpočtem.

#### 10.1.1 Pilíř P5

Pilíř P5 je se svou výškou 57,5 m nevyšším a zároveň nejvíce namáhaným pilířem. Dle tabulky 87 a dle výšky pilíře byla již při návrhu geometrie předpokládána nutnost provizorního ztužení během procesu výsuvu nosné konstrukce. Z tohoto důvodu je prvek navrhován na zatížení v provozním stavu. Prvky provizorního ztužení nejsou po konzultaci s vedoucím práce náplní této práce. Při návrhu pilíře bylo předpokládáno dokonalé vetknutí v základové konstrukci. Pro zohlednění účinků druhého řádu byla v programu zvolena metoda jmenovité křivosti.

##### 10.1.1.1 Působící vnitřní síly

Kombinace zatížení byly stanoveny dle vztahů (36), (38) a (39) z kapitoly 7.3. Extrémními zatíženími pro pilíř této výšky jsou tření v ložiscích a boční vítr, převážně pak složka vznikající na ploše nosné konstrukce. Vodorovné síly vznikající třením v ložiscích byly v tabulce 36 vyčísleny na charakteristickou hodnotu 2,479 MN a to v obou směrech osy y. Podélné deformace jsou spjaty s proměnlivostí teploty konstrukce. V kombinacích je proto tření uvažováno stejnými součiniteli jako zatížení teplotou. Pro mezní stav únosnosti je dále předpokládáno přidření ložiska pomocí násobitele 1,5. Stanovené kritické kombinace jsou patrné z tabulky 87. S ohledem na pozitivní účinek přitížení během ohybu bylo uvažováno

maximální odlehčení konstrukce od proměnného zatížení. Na stanovené kombinace byly průřezy následně posouzeny.

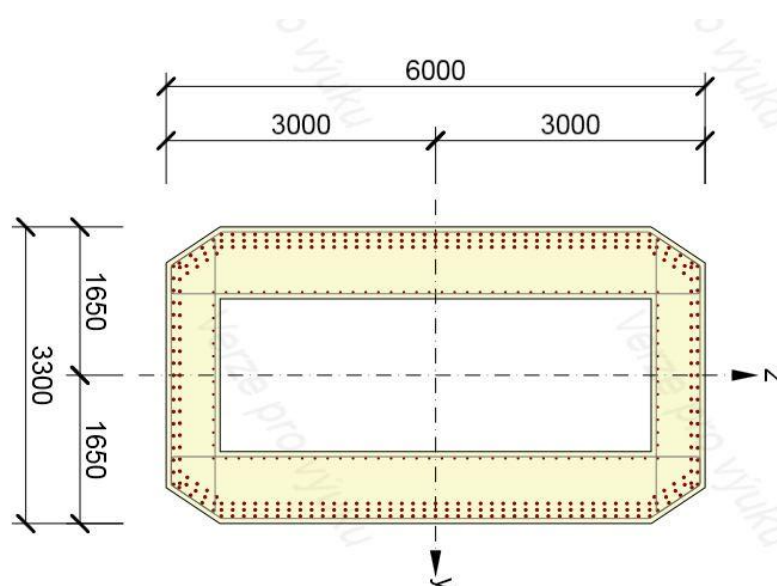
Tabulka 87 - Kombinace zatížení průřezů pilíře P5

		Kombinace zatížení pilíře P5 [MN, MN/m]					
		N	V <sub>y</sub>	V <sub>z</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>
Pata	MSÚ	-52,091	3,585	-1,279	0,000	89,078	188,614
	Charakteristická	-38,892	1,894	-0,852	0,000	59,178	97,223
	Kvazistálá	-39,805	1,240	0,000	0,000	0,400	71,300
Krk	MSÚ	-36,021	3,018	-0,842	0,000	31,498	11,989
	Charakteristická	-26,978	1,516	-0,561	0,000	21,033	6,008
	Kvazistálá	-27,901	1,240	0,000	0,000	0,381	4,960

### 10.1.1.2 Výztuž průřezu

Kritické průřezy byly dle navržené geometrie předpokládány v patě pilíře a v jeho neuzším místě pod hlavicí. Během tohoto ověření bylo nutné zesílit původně navrženou geometrii pilíře. Změna se projevila na kratších stranách pilíře, které byly zesíleny o 100 mm z původních 500 mm na výsledných 600 mm.

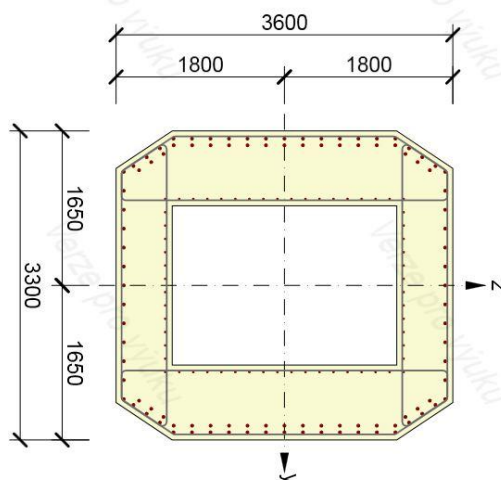
Prvním krokem bylo navržení betonářské výztuže do jednotlivých průřezů. Byly uvažovány hodnoty krytí  $c = 50$  mm stanovené pro použitý beton C35/45 kapitolou 6.3.3. Vyztužení průřezů bylo navrženo symetricky pro vykrytí oboustranných účinků od větru i tření v ložiscích. Množství a rozmístění výztuže bylo navrhováno ve snaze vyhovět meznímu napětí v oceli. Charakter výztuže v jednotlivých řezech je patrný z přiložených schémat.



Obrázek 197 - Výztuž v patě pilíře P5



V patě pilíře byly na vnějším líci uvažovány vložky  $\text{Ø}32$  s roztečí 125 mm rozmístěné ve třech řadách při delší a dvou řadách při kratší hraně průřezu. Na vnitřním líci byly použity vložky  $\text{Ø}18$  mm v rastru 150 mm. Třmínky byly pro zachycení posouvajících sil zvoleny jako  $\text{Ø}12$  po vzdálenosti 200 mm.



Obrázek 198 - Výztuž v zúžení pilíře P5

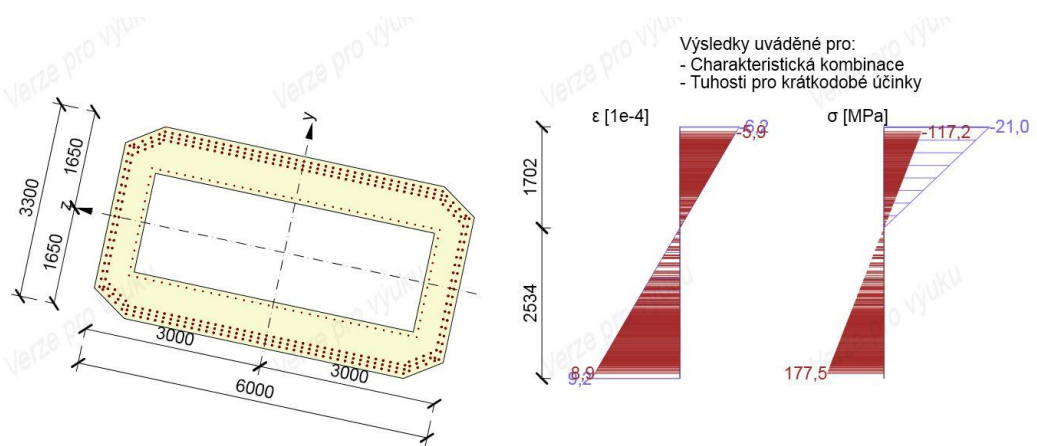
Výztuž v zúžení pilíře byla navržena z prutů  $\text{Ø}32$  o osové vzdálenosti 200 mm. Při okrajích rovnoběžných s osou  $y$  jsou seskupeny v jedné řadě, na ostatních hranách bylo použito dvouřadé uspořádání. Podélná výztuž při vnitřním okraji byla stejně jako v patě řešena pruty  $\text{Ø}18$  po 150 mm. Třmínky byly taktéž voleny  $\text{Ø}18$ , s osovou vzdáleností 125 mm.

#### 10.1.1.3 Posouzení mezního stavu použitelnosti

Pro posouzení pilíře byly použity požadavky uvedené v kapitole 9.1.1. Jediným rozdílem je přípustná velikost trhliny, která je v případě železobetonových konstrukcí vystavených vlivu prostředí XF rovna  $w_{max} = 0,2$  mm.

#### **Omezení napětí**

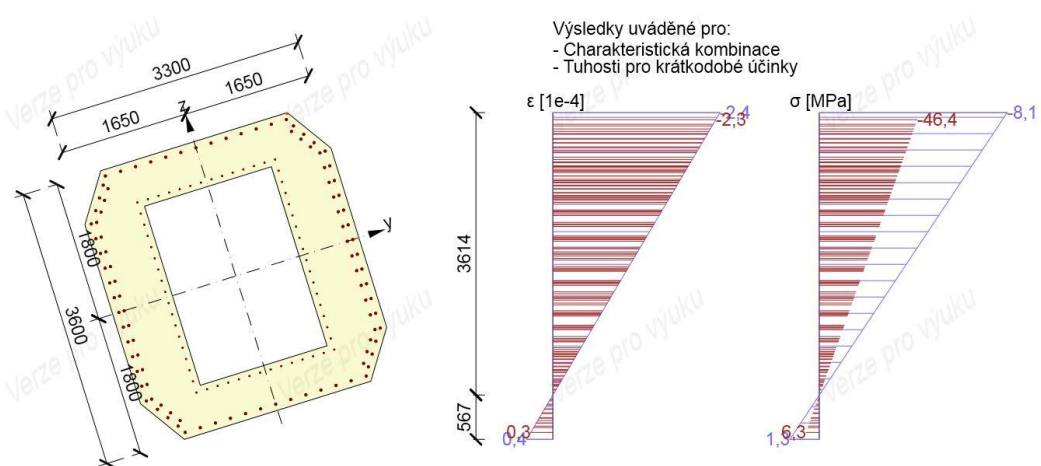
Posudek omezení napětí byl proveden v programu IDEA StatiCa a to především z důvodu značného dvouosého namáhání prvku a komplikované geometrii. Získané hodnoty napětí při charakteristické kombinaci zatížení jsou patrné z přiložených schémat. Napětí od kvazistálé kombinace je následně posouzeno společně s posouzením šířky trhliny.



Obrázek 199 - Průběh napětí char. kombinace v patě pilíře P5

$$\sigma_{cc} = -21,000 \text{ MPa} = 0,6 \times f_{ck} = -21,000 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 177,500 \text{ MPa} < 0,8 \times f_{yk} = 400,000 \text{ MPa}$$



Obrázek 200 - Průběh napětí char. kombinace v zúžení pilíře P5

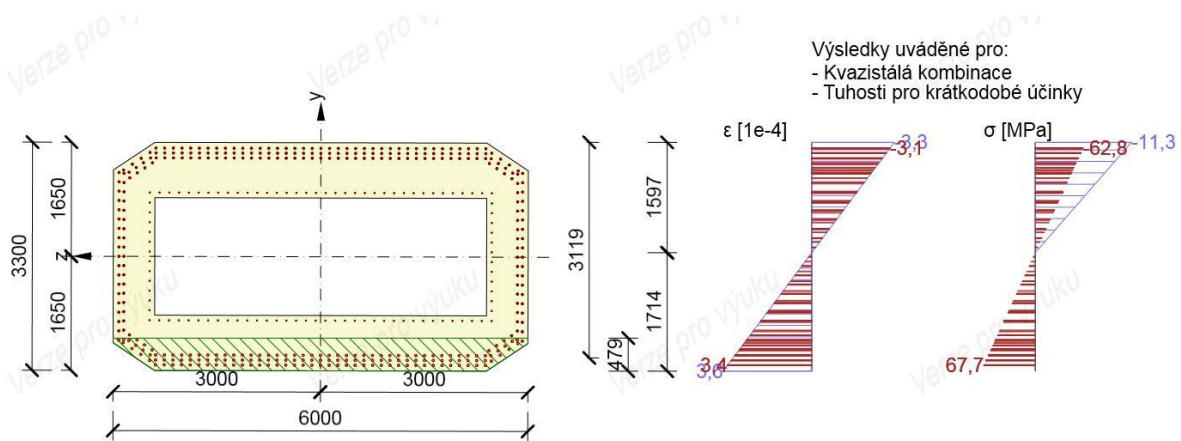
$$\sigma_{cc} = -8,100 \text{ MPa} > 0,6 \times f_{ck} = -21,000 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = -46,400 \text{ MPa} < 0,8 \times f_{yk} = 400,000 \text{ MPa}$$

**konstrukce VYHOVUJE**

### Omezení šířky trhlin

Posudek omezení trhlin byl dle charakteru železobetonové konstrukce proveden pro kvazistálou kombinaci zatížení. Společně s posudkem velikosti trhlin byly ověřeny napětí a podmínka lineárního dotvarování při kvazistálé kombinaci. Obdobně jako v případě posudku omezení napětí bylo použito výpočetního SW.



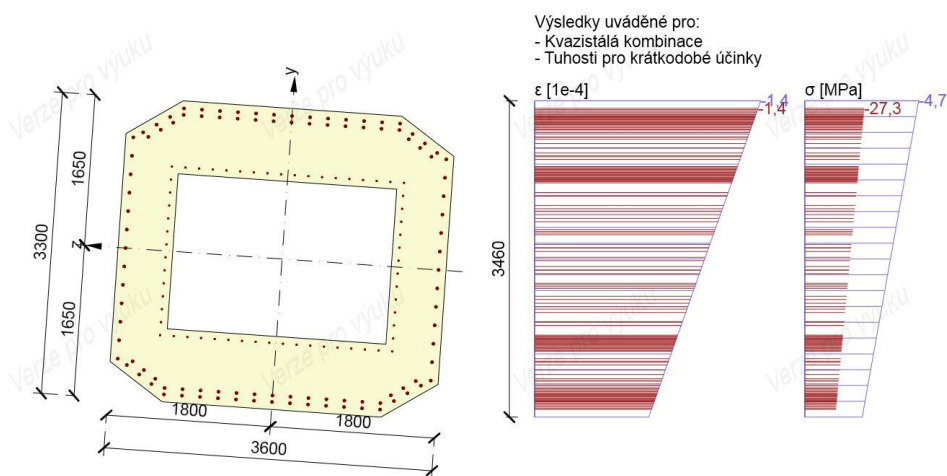
Obrázek 201 - Průběh napětí kvaz. kombinace v patě pilíře P5

$$\sigma_{cc} = -11,300 \text{ MPa} > 0,45 \times f_{ck} = -15,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 67,700 \text{ MPa} < 0,8 \times f_{yk} = 400,000 \text{ MPa}$$

$$w_k = 0,049 \text{ mm} < w_{max} = 0,200 \text{ mm}$$

**požadavky lineárního dotvarování SPLNĚNY**



Obrázek 202 - Průběh napětí kvaz. kombinace v zúžení pilíře P5

$$\sigma_{cc} = -4,700 \text{ MPa} > 0,45 \times f_{ck} = -15,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = -27,300 \text{ MPa} < 0,8 \times f_{yk} = 400,000 \text{ MPa}$$

$$w_k = 0,000 \text{ mm} < w_{max} = 0,200 \text{ mm}$$

**požadavky lineárního dotvarování SPLNĚNY**

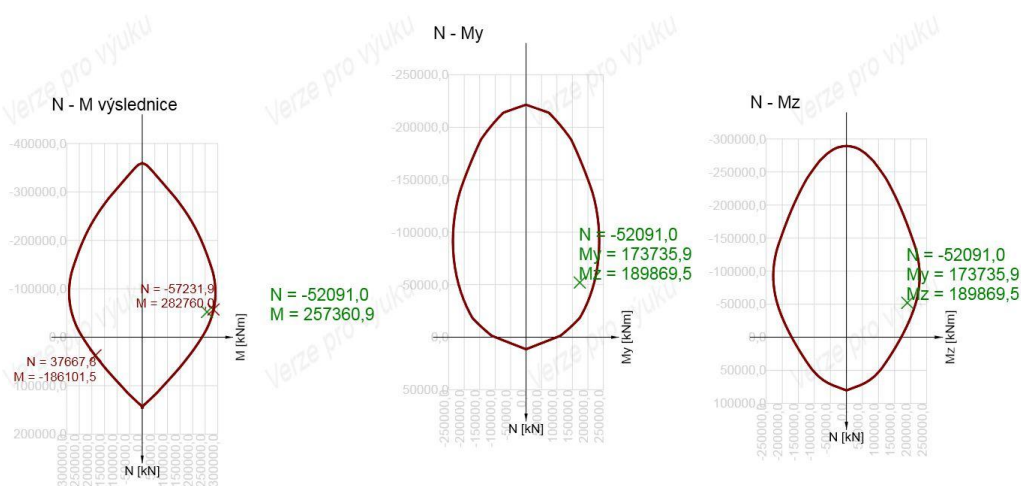
**konstrukce VYHOVUJE**

#### 10.1.1.4 Posouzení mezního stavu únosnosti

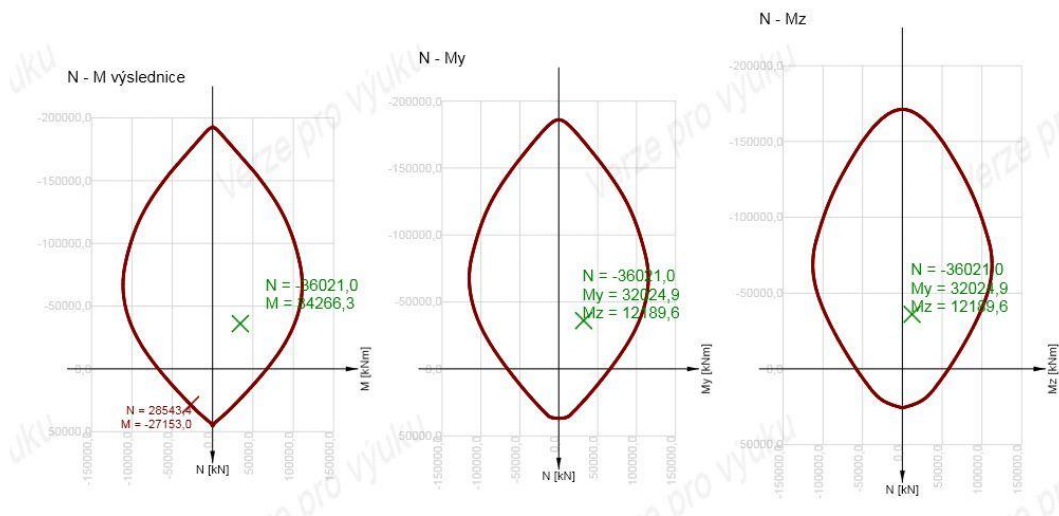
Posouzení mezního stavu únosnosti bylo provedeno pomocí interakčního diagramu ověřujícího únosnost prvku při společném působení ohybové složky momentu. Vykreslené diagramy byly následně ověřeny stanovením dostředného tlaku, prostého ohybu a tahu, které by měly být extrémny jednotlivých diagramů. Smyková únosnost průřezu byla ověřena ručním výpočtem.

#### Únosnost průřezu

Interakční diagramy získané pomocí softwaru jsou uvedeny na následujících schématech. Vlevo je zobrazen interakční diagram zobrazující působení normálové síly s výslednicí ohybového momentu. Diagram uprostřed a vlevo pak popisují namáhání jednotlivých složek momentu  $M_y$  a  $M_z$ . Tabulka 88 popisuje extrémní body dostředného tlaku a prostého tahu, které zjednodušeně ověřují extrémny přiložených diagramů.



Obrázek 203 - Interakční diagram únosnosti v patě pilíře P5



Obrázek 204 - Interakční diagram únosnosti v zúžení pilíře P5

Tabulka 88 - Ověření hodnot interakčních diagramů P5

Ověření hodnot interakčních diagramů pilíře P5							
		Pata	Krk			Pata	Krk
$A_c$	[m <sup>2</sup> ]	11,160	7,320	$F_{cc}$	[MN]	-23,954	-9,754
$f_{cd}$	[MPa]	19,833	19,833	$F_{yc}$	[MN]	-37,387	-8,701
$N_{c,Rd}$	[MN]	357,141	187,482	$F_{yt}$	[MN]	61,341	18,455
$A_s$	[m <sup>2</sup> ]	0,312	0,097	$x$	[m]	2,997	3,065
$f_{yd}$	[MPa]	434,783	434,783	$M_{Rd}$	[MNm]	170,134	50,355
$N_{t,Rd}$	[MN]	135,804	42,305				

Tabulka 88 ověřuje hodnoty výslednicového interakčního diagramu ve vrcholech na svislé ose. Jedná se o krajní meze při uvažování dostředného tlaku a prostého tahu. Dále byla pro diagramy plochy  $M_z$  ověřena hodnota ohybové únosnosti při zanedbání normálové síly, která představuje hodnotu odměřenou z diagramu v místě protnutí s vodorovnou osou. Dle hodnot osového namáhání jsou výslednicové diagramy vykresleny v očekávaných mezích. U diagramů  $M_z$  byla taktéž nalezena shoda. Výstupy výpočetního softwaru jsou tedy ověřeny.

**konstrukce VYHOVUJE**

### Smyková únosnost

Ověření smykové únosnosti bylo provedeno ručním výpočtem. Dle normových vztahů (72) až (75) z normy ČSN EN 1992-1-1 [8] byla nejprve ověřena smyková odolnost průřezu bez smykové výztuže. Při ověření byla použita výslednice působících posouvajících sil  $V_y$  a  $V_z$ . Výčet použitých hodnot a samotné ověření je popsáno v tabulce 89.

$$V_{Rd,c} = \left[ \frac{0,18}{\gamma_c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d \quad (72)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (73)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} \quad (74)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \times f_{cd} \quad (75)$$

Tabulka 89 - Únosnost betonu pilíře P5 ve smyku

		PATA	KRK
$N_{Ed}$	kN	52091	36021
$A_c$	m <sup>2</sup>	11,160	7,320
$\sigma_{cp}$	MPa	4,668	4,921
$A_{sl}$	m <sup>2</sup>	0,164	0,058
$b_w$	m	1,027	1,246
$d$	m	3,468	1,732
$\rho_l$	-	0,020	0,020
$\gamma_c$	-	1,5	1,5
$k$	-	1,240	1,340
$f_{ck}$	MPa	35,000	35,000
$V_{Rd,c}$	kN	<b>4678,1</b>	<b>3022,9</b>
$V_{Ed}$	kN	<b>3682,6</b>	<b>3133,3</b>
		OK	NE
		78,7%	103,7%

Z výsledných hodnot uvedených v tabulce vyplývá, že smykové namáhání v patě pilíře je přeneseno betonem. Smyková výztuž tedy není nutná z důvodu únosnosti, ale pro splnění normových konstrukčních zásad. Proto byly navrženy třmínky dle konstrukčních zásad Ø12 po 200 mm. V případě průřezu v zúžení bylo nutné navrhnout smykovou výztuž. Nejprve byla ověřena únosnost tlakové diagonály.

Tabulka 90 - Ověření tlacené diagonály

Únosnost tlacené diagonály						
$\alpha_{cw}$	$v$	$b_w$	$d$	$z$	$\cot \theta$	$V_{Rd,max}$
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[MN]
1,211	0,516	1,246	1,732	0,928	1,300	7,333

Po ověření tlakové diagonály byla ověřena únosnost navržených třmínků Ø18 po 125 mm. Hodnoty uvažované ve výpočtu jsou uvedeny v tabulce 91.

Tabulka 91 - Ověření únosnosti navržené smykové výztuže

Únosnost smykové výztuže						
$V_{Ed}$	$n_w$	$\emptyset_{sw}$	$A_{sw}$	$f_{ywd}$	$s$	$V_{Rd,s}$
[MN]	[ks]	[mm]	[m <sup>2</sup> ]	[MPa]	[m]	[MN]
3,133	4	18	1018	435,000	0,125	4,273

**konstrukce VYHOVUJE**

## 10.1.2 Lomený oblouk

Pro konstrukci lomeného oblouku byly ověřeny průřezy v patách oblouku a v jeho vrcholu. Jako vrcholový průřez není uvažován vrchol střednice oblouku, ale část konstrukce, kde je naposledy použit komorový průřez. Samotný vrchol, který bude zmonolitněn s nosnou konstrukcí, je řešen jako masivní betonový průřez, který není pro rozsah práce a z důvodu spolupůsobení s nosnou konstrukcí podrobně posouzen.

### 10.1.2.1 Působící vnitřní síly

Pro návrh a posouzení konstrukce pylonu oblouku byly sestaveny kombinace zatížení, které jsou přehledně popsány v tabulce 92. Protože je předpokládáno značné namáhání konstrukce zapříčiněné osazením posuvného zařízení do vrcholu oblouku, byly sestaveny také kombinace zohledňující proces výstavby. Pro posouzení průřezů byly obdobně jako v případě sloupu použity kombinace zohledňující minimální normálové síly, jejichž efekt příznivě působí proti ohybovým momentům. Pro posouzení průřezu v patě byla sestavena také kombinace s maximálním tlakovým účinkem pro ověření účinku vzpěru.

Tabulka 92 - Kombinace zatížení průřezů lomeného oblouku

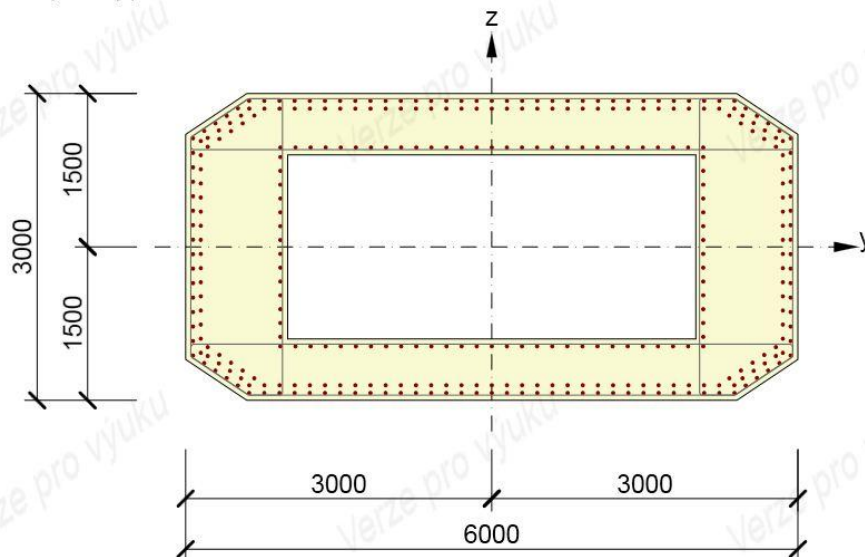
		Kombinace zatížení lomeného oblouku v P4 [MN, MN/m]					
		N	V <sub>y</sub>	V <sub>z</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>
Pata (P3)	MSÚ	-46,725	0,865	3,068	1,922	-71,244	65,686
	Charakteristická	-34,910	0,576	2,093	1,281	-48,327	43,790
	Kvazistálá	-37,578	0,000	0,530	0,000	-10,198	0,000
	MSÚ-ST	-69,973	1,150	-4,506	-0,933	98,653	62,964
	Charakteristická-ST	-52,555	0,768	-3,394	-0,622	73,369	41,976
Pata (P5)	MSÚ-ST	-31,869	-1,150	5,687	0,933	-112,771	-62,964
	Charakteristická-ST	-24,797	-0,768	3,936	0,622	-75,280	-41,976
Vrchol	MSÚ	-31,617	-0,471	-3,343	12,501	63,787	-23,784
	Charakteristická	-23,685	-0,314	-2,232	8,334	42,482	-15,856
	Kvazistálá	-26,015	0,000	-0,062	0,000	2,329	0,000
	MSÚ-ST	-17,089	-0,337	-3,112	1,590	7,849	-2,121
	Charakteristická-ST	-13,770	-0,225	-2,067	1,054	7,360	-1,414

Při sestavování kombinací a následném posouzení se jako rozhodující obvykle ukázaly silové účinky v patě oblouku poblíž pilíře P5, tedy „tažená“ část oblouku. V tomto místě bylo jako kritický parametr shledáno současné působení ohybových momentů s minimálním účinkem přitížení. V případě průřezu v patě pilíře P3 se naopak jako rozhodující ukázaly vzpěrné účinky konstrukce.

### 10.1.2.2 Výztuž průřezu

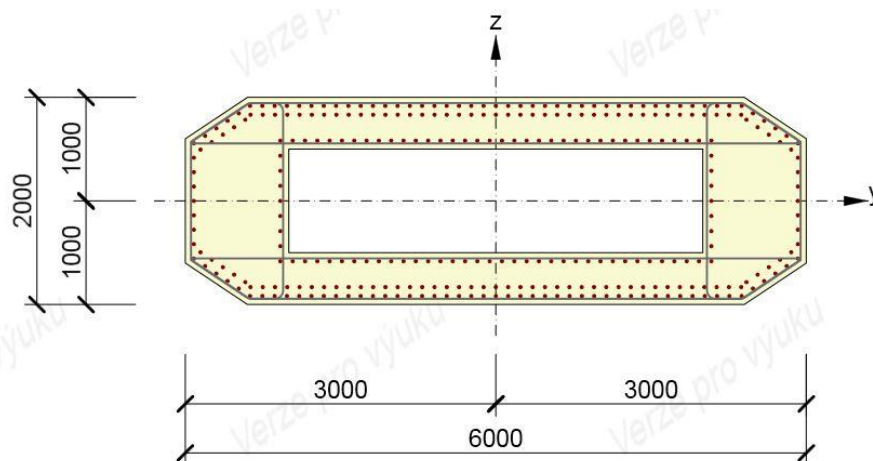
Pro návrh výztuže obou posuzovaných průřezů lomeného oblouku se jako kritický ukázala interakce působícího napětí. V případě vrcholového průřezu pak byla rozhodujícím faktorem

únosnost průřezu na účinky kroucení. Charakter navržené výztuže je zobrazen na přiložených schématech a pod schématem slovně popsán. Během posouzení prvku nebyl splněn požadavek omezení napětí v tlačeném betonu, proto bylo nutné delší stěnu průřezu zesílit o 100 mm na výsledných 600 mm.



Obrázek 205 - Výztuž oblouku v patě

Výztuž průřezu v patě oblouku byla navržena symetrická, a to z důvodu proměnnosti namáhání během procesu výsuvu nosné konstrukce. Podélná výztuž je tvořena profily Ø32 při všech površích. Při vnějším povrchu je výztuž uspořádána ve dvou vrstvách při osové vzdálenosti 150 mm. Při vnitřním povrchu je použita stejná vzdálenost vložek, avšak v jedné řadě. Třmínky jsou navrženy z profilu Ø12 ve vzdálenosti 200 mm.



Obrázek 206 - Výztuž oblouku ve vrcholu

Podélné vložky výztuže jsou navrženy z profilu Ø32. Po delších stranách průřezu jsou uspořádány ve dvou řadách a osové vzdálenosti 120 mm. Na kratších hranách je dodržen

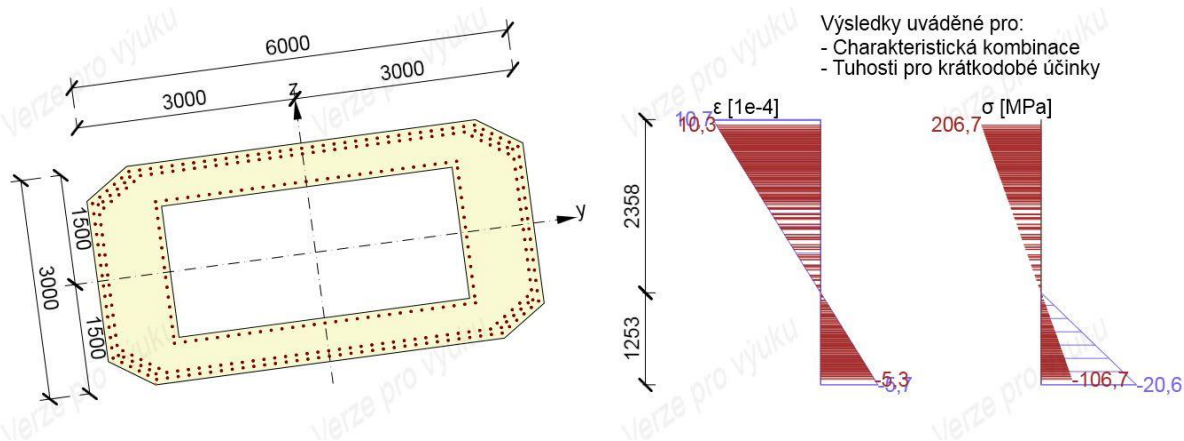


stejný rastr, avšak v jediné řadě. Vnitřní líc je taktéž vyztužen profily Ø32 ve vzdálenostech odpovídajících výztuži na vnějších hranách. Pro tříminky byly v tomto průřezu použity profily Ø20. Zdůvodnění použití tohoto profilu je uvedeno v podkapitole věnované kroucení průřezu.

### 10.1.2.3 Posouzení mezního stavu použitelnosti

Při posouzení požadavků mezního stavu použitelnosti bylo v případě lomeného oblouku postupováno obdobně jako u pilíře. Z níže přiložených výstupů programu IDEA StatiCa je patrné splnění jednotlivých požadavků.

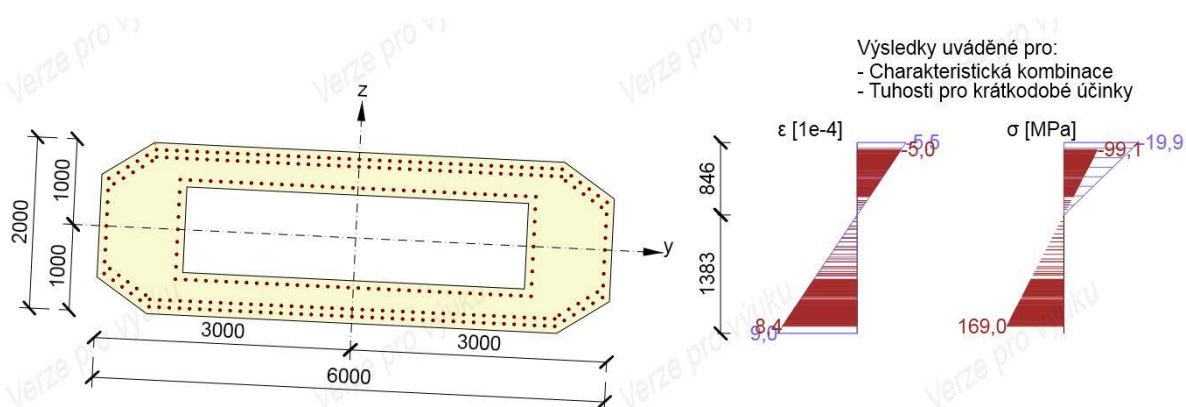
#### Omezení napětí



Obrázek 207 - Průběh napětí char. kombinace v patě oblouku

$$\sigma_{cc} = -20,600 \text{ MPa} > 0,6 \times f_{ck} = -27,000 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 206,700 \text{ MPa} < 0,8 \times f_{yk} = 400,000 \text{ MPa}$$



Obrázek 208 - Průběh napětí char. kombinace ve vrcholu oblouku

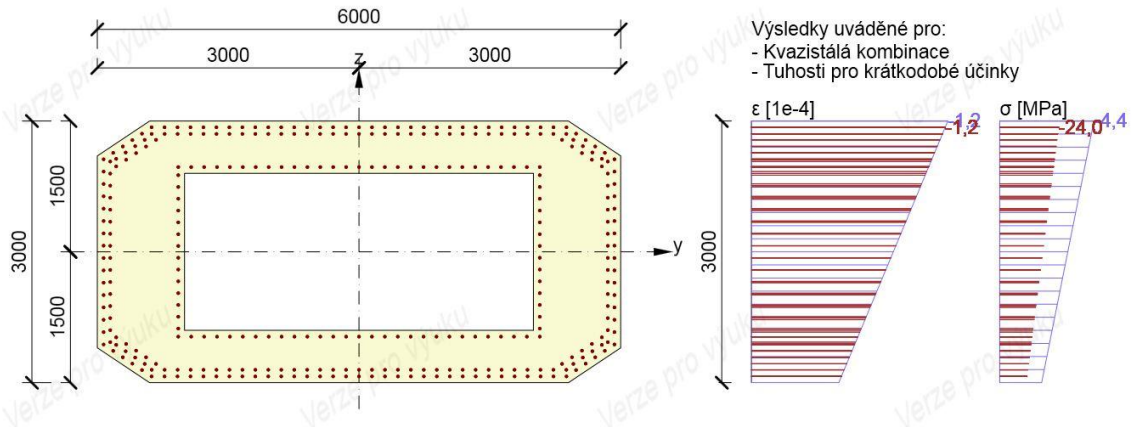
$$\sigma_{cc} = -19,900 \text{ MPa} > 0,6 \times f_{ck} = -27,000 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 169,000 \text{ MPa} < 0,8 \times f_{yk} = 400,000 \text{ MPa}$$

**konstrukce VYHOVUJE**

### Omezení šířky trhlin

Omezení šířky trhlin a ověření napětí při kvazistálé kombinaci zatížení bylo provedeno pro finální stav konstrukce, kdy bylo oproti výstavbě vykazováno větší působící zatížení. Kvazistálá kombinace pro fáze výsuvu nebyla uvažována, viz kapitola 9.1.2.



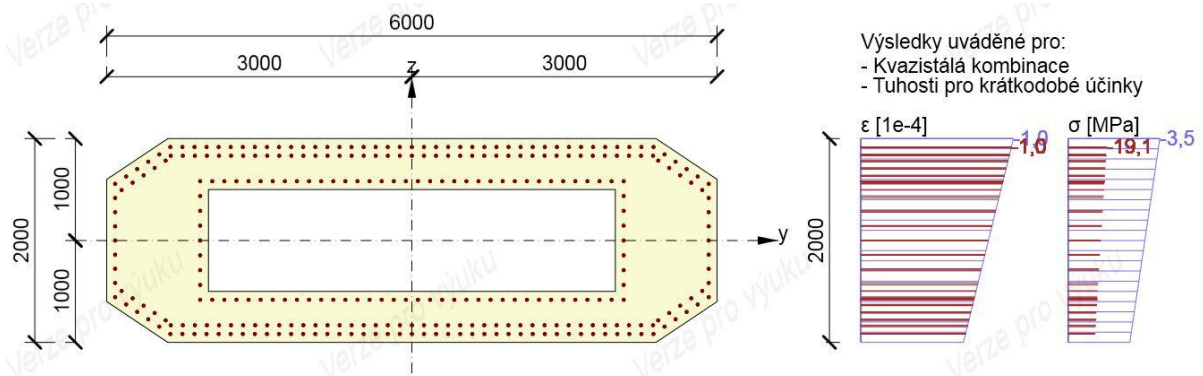
Obrázek 209 - Průběh napětí kvaz. kombinace v patě oblouku

$$\sigma_{cc} = -4,400 \text{ MPa} > 0,45 \times f_{ck} = -20,250 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = -24,000 \text{ MPa} < 0,8 \times f_{yk} = 400,000 \text{ MP}$$

$$w_k = 0,000 \text{ mm} < w_{max} = 0,200 \text{ mm}$$

### požadavky lineárního dotvarování SPLNĚNY



Obrázek 210 - Průběh napětí kvaz. kombinace ve vrcholu oblouku

$$\sigma_{cc} = -3,500 \text{ MPa} > 0,45 \times f_{ck} = -20,250 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = -19,100 \text{ MPa} < 0,8 \times f_{yk} = 400,000 \text{ MPa}$$

$$w_k = 0,000 \text{ mm} < w_{max} = 0,200 \text{ mm}$$

### požadavky lineárního dotvarování SPLNĚNY

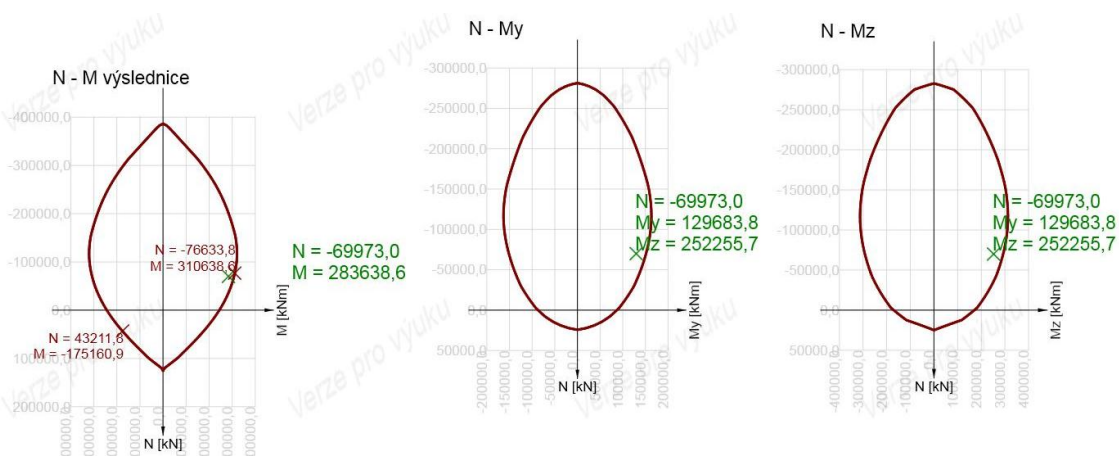
konstrukce VYHOVUJE

### 10.1.2.4 Posouzení mezního stavu únosnosti

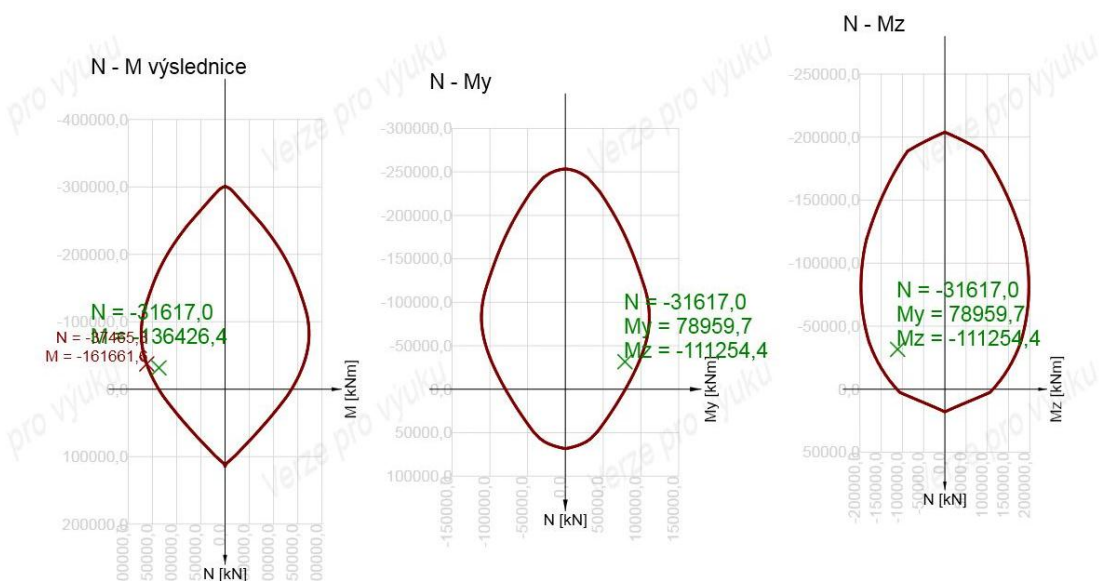
Posouzení průřezů na mezní stav bylo obdobně jako u pilíře provedeno na základě interakčních diagramů a následného ručního ověření smykové výztuže. Ve vrcholovém průřezu oblouku se dle tabulky 93 vyskytuje velký vliv kroutícího momentu, který byl ve výpočetním programu rovněž posouzen. Požadavek kroucení byl rozhodujícím pro návrh smykové výztuže.

#### Únosnost průřezu

Pro posouzení únosnosti průřezu v patě ramena oblouku se jako rozhodující ukázala kombinace s maximální působící normálovou silou, tedy průřez nacházející se v blízkosti základu podpory P3. Vrcholový průřez je více namáhán během provozu stavby, tedy není rozhodující orientace jeho umístění.



Obrázek 211 - Interakční diagram únosnosti v patě oblouku



Obrázek 212 - Interakční diagram únosnosti ve vrcholu oblouku

Tabulka 93 - Ověření hodnot interakčních diagramů P4

Ověření hodnot interakčních diagramů lomeného oblouku P4							
		Pata	Vrchol			Pata	Krk
$A_c$	[m <sup>2</sup> ]	10,320	7,520	$F_{cc}$	[MN]	-45,513	-28,671
$f_{cd}$	[MPa]	25,500	25,500	$F_{yc}$	[MN]	-30,080	-30,601
$N_{c,Rd}$	[MN]	379,951	298,061	$F_{yt}$	[MN]	75,592	59,272
$A_s$	[m <sup>2</sup> ]	0,269	0,244	$x$	[m]	2,562	1,716
$f_{yd}$	[MPa]	434,783	434,783	$M_{Rd}$	[MNm]	145,863	84,866
$N_{t,Rd}$	[MN]	116,791	106,301				

Tabulkou získané hodnoty se shodují se všemi hodnotami odečtenými v diagramech. Ověření tedy bylo úspěšné a hodnoty lze považovat za správné.

**konstrukce VYHOVUJE**

### Smyková únosnost

Posouzení smykové únosnosti bylo provedeno dle vztahů uvedených v kapitole 10.1.1.4. Hodnoty uvažované tímto ověřením jsou uvedeny v tabulce 94.

Tabulka 94 - Únosnost betonu lomeného oblouku ve smyku

		PATA	VRCHOL
$N_{Ed}$	kN	69973	31617
$A_c$	m <sup>2</sup>	10,320	7,520
$\sigma_{cp}$	MPa	6,780	4,204
$A_{sl}$	m <sup>2</sup>	0,154	0,137
$b_w$	m	2,002	1,969
$d$	m	3,218	2,116
$\rho_l$	-	0,020	0,020
$\gamma_c$	-	1,5	1,5
$k$	-	1,249	1,307
$f_{ck}$	MPa	45,000	45,000
$V_{Rd,c}$	kN	<b>10880,5</b>	<b>5557,0</b>
$V_{Ed}$	kN	<b>4650,4</b>	<b>3376,0</b>
		OK	OK
		42,7%	60,8%

Dle přiložené tabulky jsou smykové síly přeneseny pevností betonu. Dle výpočtu není nutno navrhovat třmínky na vliv smykových sil. Pro průřez v patě pilíře proto byly navrženy třmínky dle konstrukčních zásad.

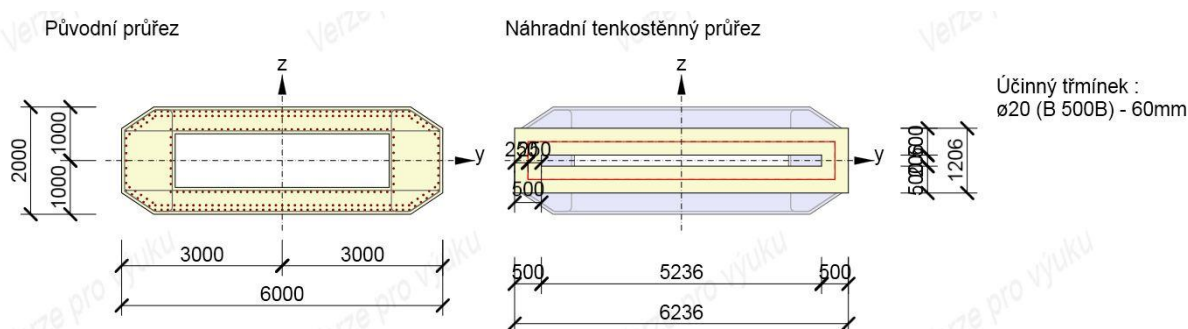
## Kroucení průřezu

U průřezu ve vrcholu oblouku se jako rozhodující namáhání projevuje působení kroucení zapříčiněné spolupůsobením s nosnou konstrukcí. Kroucení průřezu bylo posouzeno pomocí programu. Pro splnění požadavků interakce s ostatními složkami namáhání bylo nutné navrhnout třmínky  $\varnothing 20$  mm v osové vzdálenosti 60 mm.

$$T_{Ed} = 12\,501 \text{ kNm} < T_{Rd} = 18\,435 \text{ kNm}$$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{12,501}{18,435} + \frac{3,376}{13,625} = 0,926 < 1,0$$

**konstrukce VYHOVUJE**



Obrázek 213 - Schéma náhradního tenkostěnného průřezu pro posouzení smyku

### 10.1.3 Ověření sklápění lomeného oblouku

Ověření dimenzí konstrukce lomeného oblouku bylo dále provedeno pro stavy spojené s postupem výstavby. Dle zdroje [26] byla zvolena technologie sklápění ramen betonovaných ve svislé poloze. Samotný postup výstavby je předmětem kapitoly 6.5.3.

Vyšetřované polohy během sklápění ramene jsou popsány na obrázku 90. Ve fázi S0 je dokončena celá konstrukce ramena. Následují fáze S1 až S4, ve kterých je konstrukce ramene zavěšena za lanový závěs vedený z vrcholu přilehlého pilíře. Na konci fáze S4 dochází ke změně statického schématu na trojkloubový oblouk. Následně bude provedeno zmonolitnění vrcholu a paty lomeného oblouku, a nakonec budou odepnuty montážní závěsy.

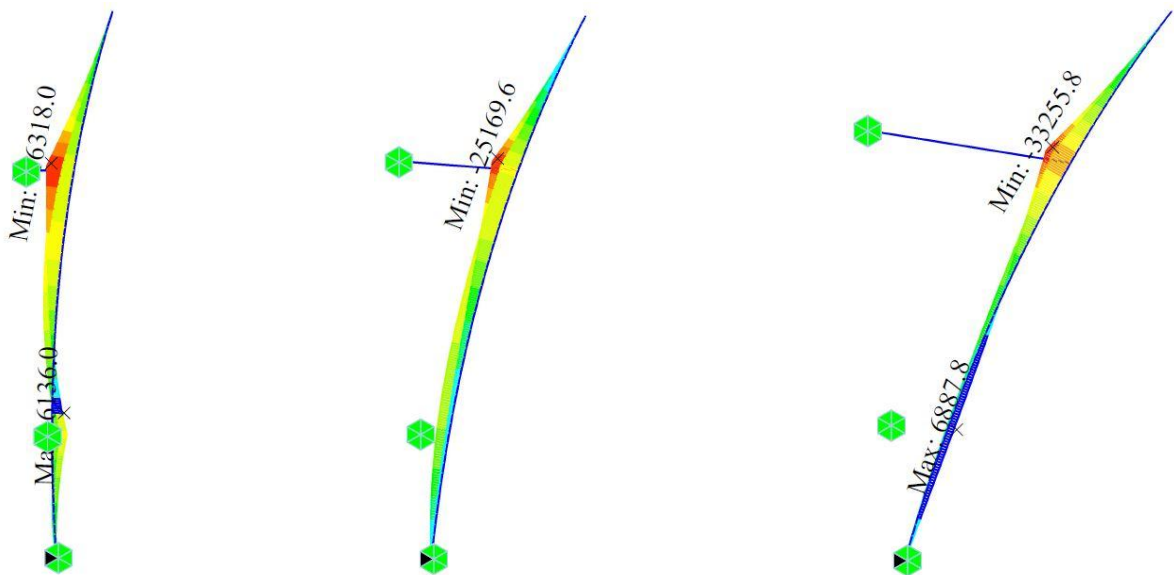
V místě samotného přípoje montážního závěsu je předpokládáno zesílení pomocí příčnicku. Tato kapitola je věnována přilehlým průřezům, ve kterých dochází během procesu sklápění k většímu namáhání, než které je vyvozováno výsuvem nosné konstrukce.

#### 10.1.3.1 Působící vnitřní síly

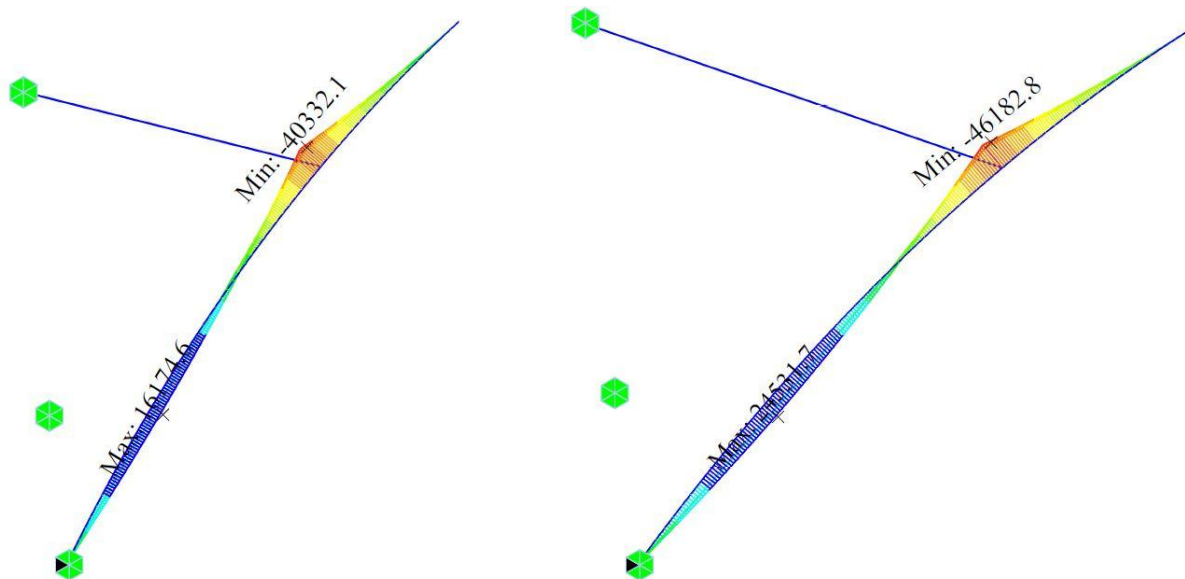
Hodnoty vnitřních sil a charakter jejich průběhu byl získán z výpočetního softwaru. Sklápěné rameno bylo modelováno jako pruhový prvek s proměnným průřezem. Na spodním okraji bylo rameno osazeno podporou umožňující pouze pohyb v ose sklápění. Dalšími

podporami je podpora umístěná ve výšce 18,0 m nad osou sklápění a lanový závěs vedený z vrcholu dočasné konstrukce (umožňující osazení hydraulických lisů) umístěného 1,0 m nad vrcholem přilehlého pilíře.

Následně byly aplikovány zatěžovací stavy od vlastní tíhy, větru a staveništní zatížení uvažované hodnotou 6,0 kN/m. Ze zatěžovacích stavů byly stanoveny kombinace pro mezní stav použitelnosti (charakteristická a kvazistálá) a návrhová kombinace 6.10. Pro názornost je na obrázcích 214 a 215 uvedena obálka průběhu ohybového momentu  $M_y$  vyvolaného charakteristickou kombinací.



Obrázek 214 - Ohybový moment  $M_y$  od charakteristické kombinace (fáze S0-S2)



Obrázek 215 - Ohybový moment  $M_y$  od charakteristické kombinace (fáze S3, S4)

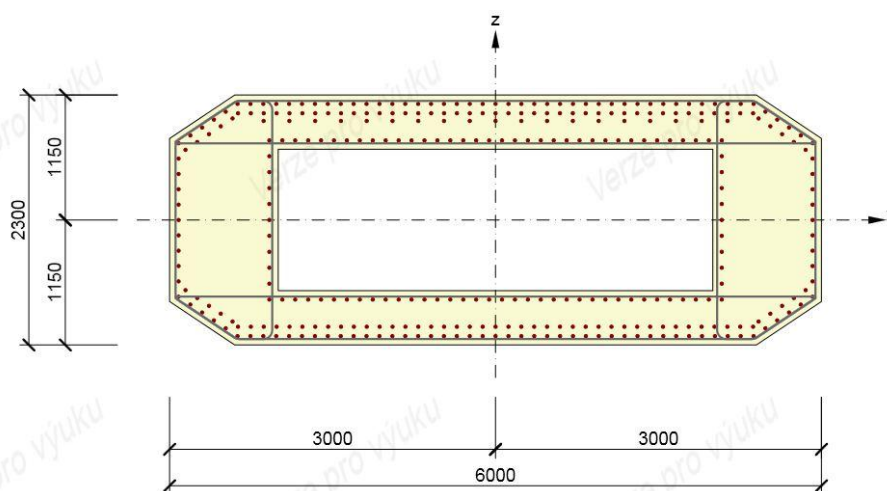
Z uvedených obrázků jsou patrné extrémní hodnoty namáhání během jednotlivých fází sklápění. Pomocí těchto hodnot byl jako extrém konstrukce identifikován průřez, ve kterém je ke konstrukci připojen závěs. V této oblasti bude u obou ramen lokálně zesílena betonářská výztuž pro splnění požadavků na omezení trhlin během procesu sklápění. Hodnoty vnitřních sil pro uvažované kombinace zatížení v místě kotvení závěsu jsou shrnuty v tabulce 95. V ostatních průřezích nedochází k většímu namáhání, než které je vyvoláno během výsuvu konstrukce (tento stav byl posouzen v kapitole 10.1.2).

Tabulka 95 - Kombinace zatížení kritického průřezu

		Kombinace zatížení lomeného oblouku v P4 [MN, MN/m]					
		N	V <sub>y</sub>	V <sub>z</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>
Kotvení	MSÚ	-4,519	0,196	5,233	0,092	-62,985	2,326
	Charakteristická	-3,303	0,131	3,836	0,061	-46,183	1,551
	Kvazistálá	-3,242	0,105	3,784	0,049	-45,599	1,240

### 10.1.3.2 Výztuž průřezu

Charakter vyztužení příčného řezu je obdobný s výztuží vrcholového průřezu (kapitola 10.1.2.1). Při všech hranách byly navrženy vložky podélné výztuže Ø32 mm s osovou vzdáleností 120 mm. Na spodním okraji je použito uspořádání ve dvou řadách, které vyplývá z proměnnosti průběhu zatížení popisovaném v minulé kapitole. Obdobné vyztužení je navrženo i při horním okraji, avšak lokálně jsou doplněny vložky třetí řady profilu Ø32 mm s dvojnásobnou osovou vzdáleností (240 mm).



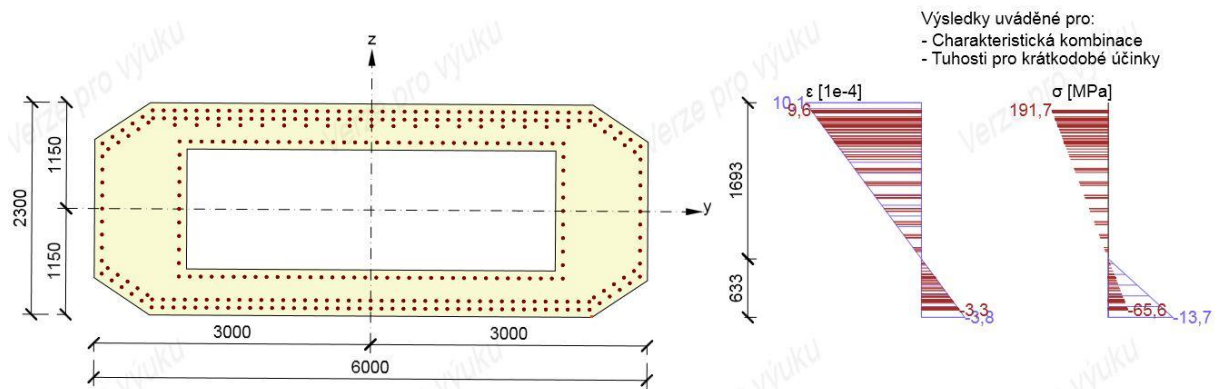
Obrázek 216 - Výztuž kritického průřezu oblouku

Pro únosnost průřezu ve smyku byly navrženy tříminky Ø20 mm s osovou vzdáleností 150 mm. Hodnoty kroutícího momentu během výstavby dosahují zanedbatelných hodnot.

### 10.1.3.3 Posouzení mezního stavu použitelnosti

Posouzení mezního stavu použitelnosti bylo provedeno dle postupu použitého v kapitole 10.1.1.3. Konstrukce splňuje požadavky pro uvažování lineárního dotvarování i omezení napětí od kombinací mezního stavu použitelnosti.

#### Omezení napětí



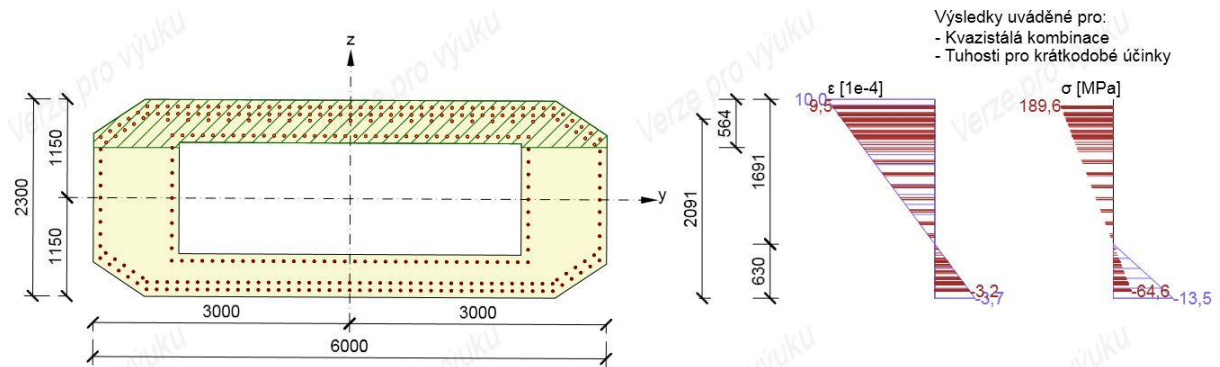
Obrázek 217 - Průběh napětí char. kombinace v kritickém průřezu

$$\sigma_{cc} = -13,700 \text{ MPa} > 0,6 \times f_{ck} = -27,000 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 191,700 \text{ MPa} < 0,8 \times f_{yk} = 400,000 \text{ MPa}$$

**konstrukce VYHOVUJE**

#### Omezení šířky trhlin



Obrázek 218 - Průběh napětí kvaz. kombinace v kritickém průřezu

$$\sigma_{cc} = -13,500 \text{ MPa} > 0,45 \times f_{ck} = -20,250 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 189,600 \text{ MPa} < 0,8 \times f_{yk} = 400,000 \text{ MPa}$$

$$w_k = 0,177 \text{ mm} < w_{max} = 0,200 \text{ mm}$$

**požadavky lineárního dotvarování SPLNĚNY**

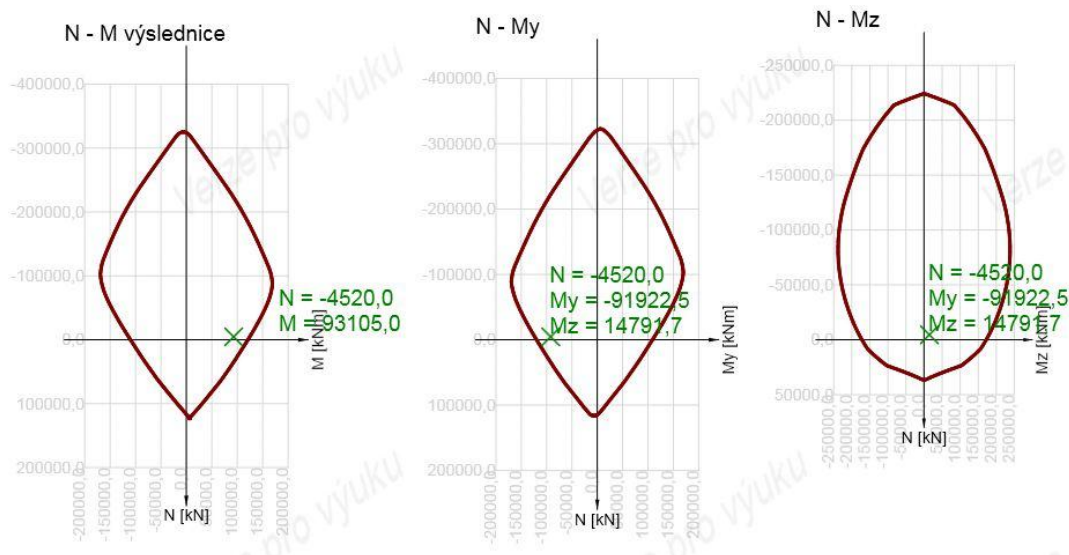
**konstrukce VYHOVUJE**



### 10.1.3.4 Posouzení mezního stavu únosnosti

Stanovení ohybové únosnosti bylo provedeno pomocí programu IDEA StatiCa. Smyková únosnost spočítána v tabulkovém editoru. Únosnost v obou způsobech namáhání i jejich interakci byly splněny.

#### Únosnost průřezu



Obrázek 219 - Interakční diagram únosnosti oblouku v kritickém průřezu

**konstrukce VYHOVUJE**

#### Smyková únosnost

Výpočet únosnosti ve smyku byl proveden stejným způsobem jako v kapitole 10.1.1.4 dle vztahů (72) až (75). Výpočet únosnost průřezu před vznikem smykových trhlin je shrnut v tabulce 96. Následné ověření tlakové diagonály a výpočet únosnosti smykové výztuže je uveden v tabulce 97.

Tabulka 96 - Únosnost betonu lomeného oblouku ve smyku

KOTVENÍ	$N_{Ed}$	$A_c$	$\sigma_{cp}$	$A_{sl}$	$b_w$	$d$
	kN	m <sup>2</sup>	MPa	m <sup>2</sup>	m	m
	4520	8,120	0,557	0,150	2,001	3,218
$\rho_l$	$\gamma_c$	$k$	$f_{ck}$	$V_{Rd,c}$	$V_{Ed}$	ověření
-	-	-	MPa	kN	kN	107,7%
0,020	1,5	1,249	45,000	<b>4863,7</b>	<b>5237,7</b>	<b>NE</b>

Tabulka 97 - Ověření únosnosti navržené smykové výztuže

Únosnost tlačené diagonály						
$\alpha_{cw}$	$v$	$b_w$	$d$	$z$	$\cot \theta$	$V_{Rd,max}$
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[MN]
1,211	0,516	2,001	2,148	1,796	1,300	22,791

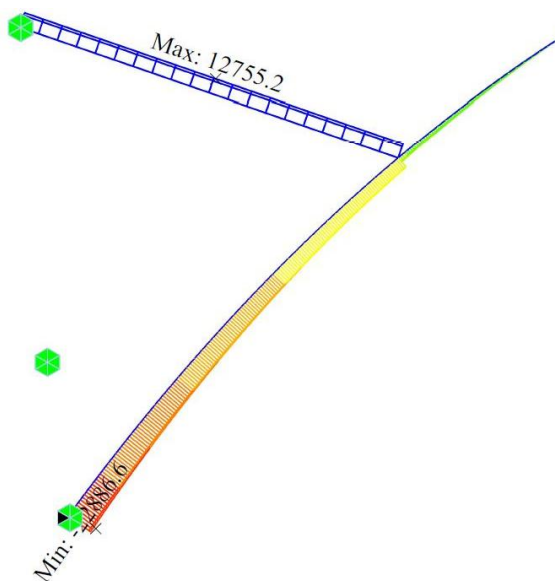
  

Únosnost smykové výztuže						
$V_{Ed}$	$n_w$	$\varnothing_{sw}$	$A_{sw}$	$f_{ywd}$	$s$	$V_{Rd,s}$
[MN]	[ks]	[mm]	[m <sup>2</sup> ]	[MPa]	[m]	[MN]
5,238	4	18	1018	435,000	0,150	6,892

**konstrukce VYHOVUJE**

### 10.1.3.5 Vliv procesu sklápění na pilíř P3

Během procesu sklápění ramene oblouku dochází ke značnému namáhání vrcholu pilíře P3 (pro druhé rameno P5). V obou případech je vrchol vystaven maximální vodorovné síle o hodnotě  $H_{x,max} = 12,053$  MN. Tato hodnota byla získána z maximální síly v závěsu vznikající od návrhové kombinace 6.10, viz obrázek 220.

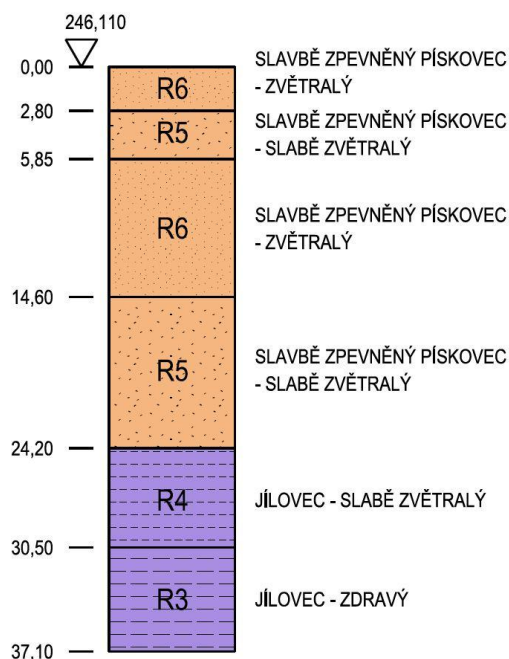


Obrázek 220 - Maximální síla v závěsu

Jedná se o hodnotu větší než účinek výsuvu nosné konstrukce. Pro zachycení těchto účinků je nutné zřídit dočasné ztužení obou pilířů pomocí závěsů vedených z vrcholu pilířů do základu sousedního pilíře. Po sklopení ramen lomeného oblouku do finální polohy a jejich zmonolitnění bude ztužení pilíře P3 ponecháno pro zachycení účinků vznikajících výsuvem konstrukce. Ztužení pilíře P5 bude s ohledem na opačnou orientaci sneseno a následně instalováno jako ztužení jiných pilířů. Podrobný návrh prvků dočasného ztužení spodní stavby přesahuje rámec této práce.

## 10.2 Založení

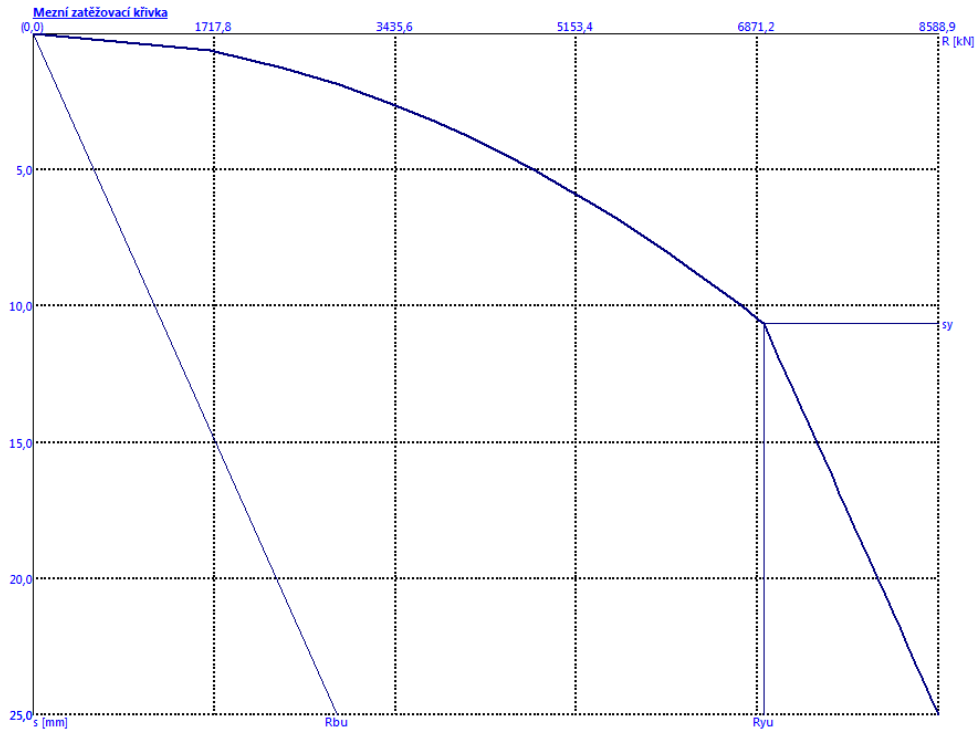
Pro ověření realizovatelnosti založení stavby byl proveden zjednodušený návrh a posouzení nejzatíženějšího základu. Pro ověření byl vybrán sdružený základ podpor P3 a P4, ve kterém dochází ve fázích výstavby k největšímu namáhání. Pilotové založení bylo navrženo na omezení sednutí  $s_{max} = 5,0$  mm. Z důvodu absence geologického pasportu a dle rozsahu práce nebyl základ posuzován jako skupina pilot, ale jen pro nejvíce namáhanou pilotu. Konstrukční zásady pro navrhování základu byly voleny dle zdroje Vrtané piloty [24].



Obrázek 221 - Uvažovaný geologický profil

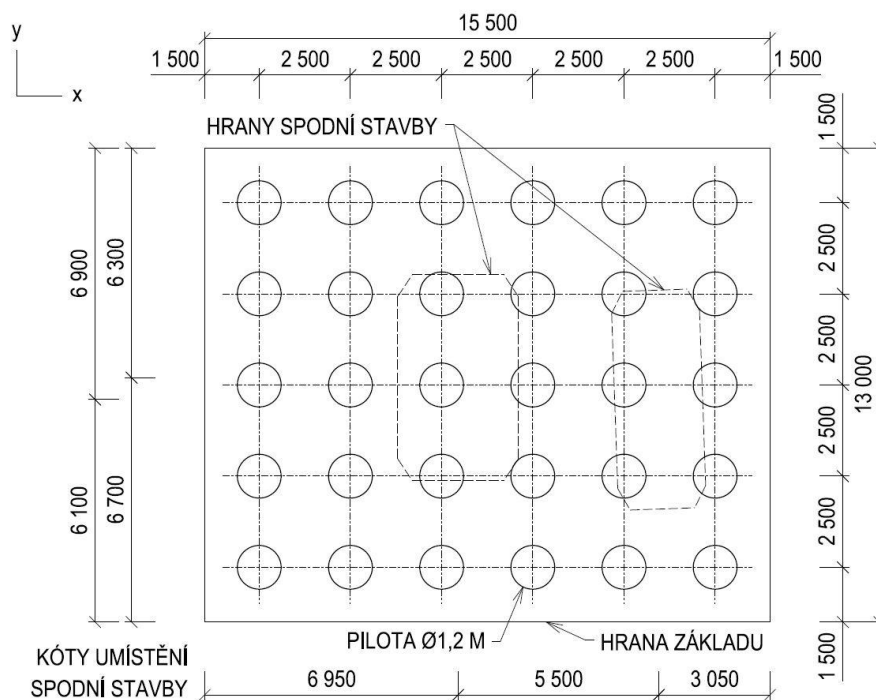
Profil podloží byl volen dle projektové dokumentace sloužící jako podklad pro tuto práci. Protože se spodní stavba tohoto návrhu od původní dokumentace liší, byl pro navrhovaný základ zvolen nejbližší nejnepříznivější profil vrtu. Klasifikace vrstev podloží byla z důvodu absence dalších známých charakteristik stanovena dle popisu typu hornin pomocí již nepoužívané normy ČSN 73 1001 [12].

Použitý profil podloží je uveden na obrázku 221. Pro návrh založení byly použity piloty průměru 1,2 m a délky 22 m. Úroveň založení je předpokládána v hloubce 2,80 m vůči známému geologickému profilu (2,95 m oproti terénu). Délka piloty byla zvolena pro dosažení vrstvy horniny R4. Následně byla v programu GEO5 stanovena mezní zatěžovací křivka sedání piloty dle Masopusta, viz obrázek 222.



Obrázek 222 - Mezní zatěžovací křivka

Na základě stanoveného požadavku maximálního sedání byla stanovena svislá tuhost piloty  $K_z = 886,94 \text{ MN/m}$  a vodorovná tuhost  $K_{x,y} \approx 150,00 \text{ MN/m}$ . Tyto charakteristiky byly zaneseny do modelu základu ve výpočetním softwaru MIDAS Civil jako náhrada samotných pilot. Geometrie základu byla navržena dle charakteru namáhání a je patrná z obrázku 223.



Obrázek 223 - Půdorysné schéma geometrie sruženého základu

Dále byly stanoveny hodnoty zatížení od charakteristické a návrhové kombinace vyvolaných během výsuvu konstrukce (viz tabulka 93). Těmito hodnotami byl následně základ zatížen. Výpočtem byla lokalizována nejvíce namáhaná pilota a silové účinky v její hlavě.

Tabulka 98 - Kombinace zatížení nejzatíženějšího základu

	Kombinace zatížení pro základ [MN, MN/m]					
	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>	F <sub>z</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>
Char-max	-29345	-1,428	-77,39	-29,638	116,531	-17,425
Char-min	-26,817	1,129	-74,558	45,742	165,332	5,221
Návrh-max	-37,788	-2,144	-101,959	-44,457	106,006	-26,138
Návrh-min	-33,996	1,794	-97,718	68,614	178,767	7,831

Maximální svislá reakce v hlavě piloty je rovna  $F_z = 4\,603,17$  kN. Této hodnotě zatížení odpovídá dle křivky na obrázku 222 hodnota sednutí piloty  $s = 4,7$  mm. Následně byly do programu GEO5 zaneseny hodnoty ostatních reakcí a byl proveden posudek samotné piloty na zvolené vyztužení. Výsledky posudku a zvolené zatížení je zobrazeno na obrázku 224.

Obrázek 224 - Posouzení prvku piloty dle GEO5

Tímto postupem byla ověřena velikost základu, namáhání piloty a její sedání při charakteristické hodnotě zatížení ve fázích výstavby. Během provozu konstrukce je základ namáhán menší měrou. Navržený základ dle uvedeného zjednodušeného posudku vyhovuje na požadavky sedání  $s_{max} = 5,0$  mm. Dle softwaru jsou splněny také požadavky vodorovné a svislé únosnosti (stupeň bezpečnosti  $6,98 > 2,00$ ).

### 10.3 Požadavky na ložiska

Ložiska byla navržena na maximální svislé a vodorovné reakce návrhových kombinací vznikajících během provozu konstrukce. Během výstavby je předpokládáno použití dočasných kluzných ložisek a přípravků bočního vedení, které v této práci nejsou podrobně navrhována.

Výpočet maximálních reakcí byl proveden dle vztahu (76), kdy je účinek kroutícího momentu převeden na účinky dvojice sil. K tomuto účinku je následně přičtena polovina svislé reakce. Rameno těchto sil odpovídá osové vzdálenosti ložisek na pilířích a opěře. Hodnoty reakcí sloužící jako vstupy a samotný výpočet jsou shrnuty v tabulce 99.

$$R_z = \frac{M_x}{r} \pm \frac{F_z}{2} \quad (76)$$

Tabulka 99 - Stanovení požadavků na ložiska

	F <sub>y</sub>	F <sub>z</sub>	M <sub>x</sub>	r		R <sub>y,max</sub>	R <sub>z,max</sub>	R <sub>z,min</sub>
	[MN]	[MN]	[MNm]	[m]		[MN]	[MN]	[MN]
OP1	0,648	17,098	16,458	5,500		0,810	11,541	0,474
	0,810	8,950	22,006					
P2	0,864	45,995	22,084	4,400		1,080	28,017	7,229
	1,080	28,034	29,867					
P3	1,048	47,667	23,738	4,400		1,311	29,229	7,361
	1,311	29,314	32,104					
P5	1,122	47,698	23,949	4,400		1,402	29,292	7,156
	1,402	29,024	32,368					
P6	1,137	47,976	23,994	4,400		<b>1,421</b>	29,441	6,926
	1,421	28,589	32,423					
P7	1,116	47,593	23,934	4,400		1,396	29,236	6,578
	1,396	27,861	32,349					
P8	1,019	48,777	23,652	4,400		1,273	<b>29,764</b>	7,258
	1,273	29,060	31,997					
P9	0,811	43,881	21,559	4,400		1,014	26,840	6,231
	1,014	25,713	29,152					
OP10	0,606	16,157	15,670	5,500		0,757	10,928	<b>0,135</b>
	0,757	7,921	21,039					

Požadavky na podélný posun jsou stanoveny v následující kapitole věnované mostním závěrům. Dle hodnot tabulky 99 je nutné použít kalotová ložiska splňující následující požadavky (kladně hodnoty znamenají tlak v ložisku):

Ložiska na pilířích:

Minimální svislá reakce:

$$R_{z,min} = 0,135 \text{ MN}$$

Maximální svislá reakce:

$$R_{z,max} = 11,541 \text{ MN}$$

Maximální vodorovná reakce:  **$R_{y,max} = 0,810 \text{ MN}$**

Ložiska na opěrách:

Minimální svislá reakce:  **$R_{z,min} = 6,231 \text{ MN}$**

Maximální svislá reakce:  **$R_{z,max} = 29,764 \text{ MN}$**

Maximální vodorovná reakce:  **$R_{y,max} = 1,421 \text{ MN}$**

## 10.4 Požadavky na mostní závěry

Osazení konstrukce mostními závěry je předpokládáno v čase blízkému času uvedení do provozu. Tímto krokem jsou sníženy účinky dotvarování a smršťování betonu nosné konstrukce. Stanovení těchto účinků bylo provedeno dle vztahů (77) až (79). Pro získání hodnot deformace konstrukce vlivem teploty byly použity teploty z kapitoly 7.2.2.1 navýšené o 10°C. Hodnoty dotvarování a smršťování na krajních vláknech v jednotlivých časech byly zjištěny z výpočetního softwaru. Natočení koncového příčnicku a z toho plynoucí posun v mostním závěru byly s ohledem na velikost svislých deformací v přilehlém poli zanedbány.

$$d_{x,min} = d_{x,Texp} \quad (77)$$

$$d_{x,max} = \Delta d_{x,c} + \Delta d_{x,s} + d_{Tcon} \quad (78)$$

$$\Delta d_x = d_{x,max} - d_{x,min} \quad (79)$$

Tabulka 100 - Stanovení posunů mostních závěrů

[mm]	Dotvarování			Smršťování			Teplota		Celkové posuny		
	$d_{x,c,UP}$	$d_{x,c,KZ}$	$\Delta d_{x,c}$	$d_{x,s,UP}$	$d_{x,s,KZ}$	$\Delta d_{x,s}$	$T_{exp}$	$T_{con}$	$d_{x,max}$	$d_{x,min}$	$\Delta d_x$
OP1	25,4	39,7	14,3	20,3	71,6	51,2	-87,1	93,5	159,0	-87,1	<b>246,1</b>
OP10	27,2	67,3	40,2	42,2	131,1	88,9	-177,9	190,9	320,0	-177,9	<b>497,8</b>

Tabulka 100 popisuje dílčí hodnoty posunů v mostních závěrech. Pro ložiska umístěné na opěrách jsou předpokládány stejné posuny jako v mostních závěrech. U posunu v ložiscích na pilířích jsou rozhodující hodnoty posunů v pilířích krajích polí. Celkové požadavky na posun v závěrech a ložiscích jsou následující:

Mostní závěr OP1:

Minimální možný posun:  **$d_{x,min} = -87,1 \text{ mm}$**

Maximální možný posun:  **$d_{x,max} = 159,0 \text{ mm}$**

Mostní závěr OP10:

Minimální možný posun:  $d_{x,\min} = -177,9 \text{ mm}$

Maximální možný posun:  $d_{x,\max} = 497,8 \text{ mm}$

Ložiska na pilíři P2:

Minimální možný posun:  $d_{x,\min} = -62,5 \text{ mm}$

Maximální možný posun:  $d_{x,\max} = 116,2 \text{ mm}$

Ložiska na pilíři P9:

Minimální možný posun:  $d_{x,\min} = -155,6 \text{ mm}$

Maximální možný posun:  $d_{x,\max} = 283,2 \text{ mm}$



## 11 Závěr

Úvodem práce byla vypracována teoretická část věnovaná obecné metodice návrhu mostu, jejíž postup byl následně v práci aplikován. Dále byla zpracována rešerše na téma technologie vysouvaných betonových mostů sloužící k podrobnému seznámení s danou problematikou. Dle získaných poznatků byl v pozdější fázi práce podrobně navržen postup výstavby.

Na základě zadání byly zpracovány možné varianty přemostění údolí potoka Brunsbecke pro technologie, které byly na počátku práce uvažovány. Z navržených variant byly pro podrobnější zpracování vybrány postupující varianty a s nimi spojená technologie výstavby metodou výsuvu nosné konstrukce. Dalším krokem byla volba finální varianty pro detailní zpracování. U této varianty byl podrobně zpracován postup výstavby konstrukce, který umožňuje nahrazení jediné stávající mostní konstrukce bez uzavření provozu na komunikaci. Pro podrobný návrh a posouzení byla zvolena pravá nosná konstrukce.

Následovalo sestavení zatěžovacích stavů a všech použitých kombinací zatížení. Proveden byl předběžný návrh předpínací výztuže, který byl následně dopracován v prostředí programu MIDAS Civil, který umožňuje zohlednit reologické procesy materiálu a postup výstavby. Pro řešení konstrukce v daném výpočetním softwaru byly použity prutové modely doplněné o efektivní charakteristiky průřezu a tuhosti podpor. Ověření výsledků a správnosti modelu bylo provedeno v programu SCIA Engineer.

S ohledem na měnící se charakter statického schématu bylo ve fázích výstavby navrženo centricky působící předpětí. Tohoto účinku bylo dosaženo pomocí finální parabolicky vedené soudržné výztuže doplněné o příložky. Tato první skupina byla navržena na vyrovnání účinků vlastní tíhy konstrukce ve finální poloze. Zbylá předpínací výztuž, nutná pro fáze výstavby, byla navržena z vnějších kabelů inverzní geometrie (oproti soudržné výztuži) a přímých kabelů vedených při horním a spodním okraji konstrukce. Po vysunutí konstrukce do finální polohy budou kabely dočasného předpětí nahrazeny skupinami polygonálně vedených vnějších kabelů předpětí.

Konstrukce byla posouzena na mezní stavy použitelnosti během fází výstavby, při uvedení do provozu a na konci životnosti uvažovaném v čase 100 let od uvedení do provozu. Konkrétně byly zpracovány posudky omezení napětí při kvazistálé a charakteristické kombinaci, kdy bylo zároveň prokázáno, že nedochází ke vzniku trhlin. Ověřeny byly také deformace konstrukce. Stav dekomprese byl podrobněji ověřen pro kritický průřez v pilíři P9, kdy vlivem nerovnoměrného sedání podpor dochází k tahovým napětím na spodních vláknech.

Dalším krokem bylo ověření konstrukce v mezním stavu únosnosti. V tomto kroku byla ověřena únosnost konstrukce v ohybu, včetně zamezení křehkého lomu, smyku a kroucení s návrhem požadovaného množství výztuže. Provedeno bylo také ověření konstrukce na únavu betonu, betonářské a předpínací výztuže. Poté co byla konstrukce posouzena v podélném směru byl proveden posudek horní desky příčného řezu. Pro tento posudek byl zhotoven deskostěnový model v programu SCIA Engineer. Na tomto modelu bylo zkoumáno chování průřezu v poli a nad podporou. Následně byl proveden návrh betonářské výztuže horní desky s ohledem na splnění požadavku omezení trhlin  $w_{\max} = 0,2$  mm. Ověřeny byly také účinky smyku a únavových procesů.

V závěru byla pro úplnost práce ověřena realizovatelnost a navržené dimenze prvků spodní stavby a založení. Pomocí programu IDEA StatiCa bylo provedeno ověření konstrukce pilíře P5 a lomeného oblouku tvořící podporu P4 v kritických průřezích. V obou případech byla navržena betonářská výztuž a následně provedeny posudky mezních stavů použitelnosti a únosnosti. U konstrukce lomeného oblouku, jejíž realizace je uvažována pomocí metody sklápění. Zjednodušeně bylo ověřeno namáhání ramene oblouku během samotného procesu sklápění a následně navržena potřebná betonářská výztuž v kritickém průřezu.

S ohledem na absenci geologického pasportu nebyl předmětem práce podrobný návrh a posouzení založení stavby. Ověření únosnosti základu bylo zjednodušeně provedeno pro nejzatíženější pilotu nejvíce zatíženého základu. Úplným závěrem práce byly stanoveny požadavky na kalotová ložiska a mostní závěry.

## 12 Seznam použité literatury

### 12.1 Normy a předpisy

- [1] ČSN EN 1990 ed. 2:2011. (ČSN 73 0002) Eurokód: *Zásady navrhování konstrukcí*. Praha: ČNI 76s.
- [2] ČSN EN 1991-1-1:2004. (ČSN 73 0035) Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. Praha: ČNI. 44s.
- [3] ČSN EN 1991-1-3:2005. (ČSN 73 0035) Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem*. Praha: ČNI. 52s.
- [4] ČSN EN 1991-1-4:2007. (ČSN 73 0035) Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Zatížení větrem*. Praha: ČNI. 124s.
- [5] ČSN EN 1991-1-5:2005. (ČSN 73 0035) Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Zatížení teplotou*. Praha: ČNI. 44s.
- [6] ČSN EN 1991-1-6:2006. (ČSN 73 0035) Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Část 1-6: Zatížení během provádění*. Praha: ČNI. 36s.
- [7] ČSN EN 1991-2:2005. (ČSN 73 6203) Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou*. Praha: ČNI. 152s.
- [8] ČSN EN 1992-1-1:2006. (ČSN 73 6208) Eurokód 2: *Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Navrhování betonových konstrukcí – Obecně – Část 1-1: Obecná pravidla pro pozemní a inženýrské stavby*. Praha: ČNI. 210s.
- [9] ČSN EN 1992-2:2007. (ČSN 73 6208) Eurokód 2: *Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady*. Praha: ČNI. 90s.
- [10] ČSN EN 1997-1 změna A1 (73 1000) Eurokód 7: *Navrhování geotechnických konstrukcí*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2014. Česká technická norma.
- [11] ČSN EN 206+A1: *Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda*. Praha: ČNI.
- [12] ČSN 73 1001:1987. *Zakládání staveb. Základová půda pod plošnými základy*. Praha. 2018. 76s.
- [13] ČSN 73 6200:2011. *Mosty – Terminologie a třídění*. Praha ČNI. 44s.

- [14] KASAL, Pavel, Rudolf HELA, Petr FINKOUS, Václav LORENC. *TP 03 (2018) – Pohledový beton*. Praha: Česká betonářská společnost, 2018

## 12.2 Literatura

- [21] BENAİM, Robert. *The design of prestressed concrete bridges: concepts and principles*. New York: Taylor & Francis, 2008. ISBN 0-203-96205-2.
- [22] ČAMBULA, Jaroslav. *Navrhování mostních konstrukcí podle Eurokódů*. Praha: Pro Ministerstvo dopravy a Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě (ČKAIT) vydalo Informační centrum ČKAIT, 2010. Technická knihnice (ČKAIT). ISBN 978-80-87093-90-0.
- [23] KUČERA, Václav. *Architektura inženýrských staveb*. Praha: Grada, 2009. ISBN 978-80-247-2504-8.
- [24] MASOPUST, Jan. *Vrtané piloty*. Praha: Čeněk a Ježek, 1994. ISBN 8023827553
- [25] NAVRÁTIL, Jaroslav. *Předpjaté betonové konstrukce*. Vyd. 2. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2008. ISBN 978-80-7204-561-7.
- [26] PIPINATO, Alessio. *Innovative bridge design handbook: construction, rehabilitation and maintenance*. Amsterdam: Butterworth-Heinemann is an imprint of Elsevier, [2016]. ISBN 978-0-12-800058-8.
- [27] PROCHÁZKA, Jaroslav. *Navrhování betonových konstrukcí: příručka k ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-1-2*. Praha: Pro Ministerstvo pro místní rozvoj a Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě (ČKAIT) vydalo Informační centrum ČKAIT, 2010. Technická knihnice (ČKAIT). ISBN 978-80-87438-03-9.
- [28] ROSIGNOLI, Marco. *Bridge launching*. London: Thomas Telford, 2002. ISBN 0-7277-3146-7.
- [29] STRÁSKÝ, Jiří. *Betonové mosty*. Praha: ŠEL, 2001. Technická knihnice autorizovaného inženýra a technika. ISBN 80-86426-05-x.
- [30] ŠAFÁŘ, Roman. *Betonové mosty 2 - cvičení: návrh předpjátého mostu podle Eurokódů*. V Praze: České vysoké učení technické, 2015. ISBN 978-80-01-05690-5.

### 12.3 Internetové zdroje

- [51] *Aesthetic guidelines for bridge design* [online]. Minnesota: Minnesota department of transportation, 1995 [cit. 2018-12-28]. Dostupné z: <https://www.dot.state.mn.us/bridge/pdf/aestheticguidelinesforbridgedesign.pdf>
- [52] Almonte. In: *The art of Spanish Bridge Design* [online]. [cit. 2018-12-28]. Dostupné z: <http://spanishbridges.princeton.edu/Almonte.html>
- [53] Arenas & Asociados visits Almonte Viaduct construction site. In: *Arenas & Asociados: Bridge Designers* [online]. [cit. 2018-12-28]. Dostupné z: <http://www.arenasing.com/en/news/arenas-asociados-visits-almonte-viaduct-construction-site>
- [54] Bundesautobahn 45. *Wikipedia: Die freie enzyklopadie* [online]. [cit. 2018-12-28]. Dostupné z: [https://de.wikipedia.org/wiki/Bundesautobahn\\_45](https://de.wikipedia.org/wiki/Bundesautobahn_45)
- [55] Freizeitkataster. In: *GEOportal.nrw* [online]. [cit. 2018-12-28]. Dostupné z: <https://www.geoportal.nrw/themenkarten>
- [56] ICE-Strecke Nurnberg-Erfurt: Bogenbrucken uber den Talern des Thuringer Walds. In: *Obermeyer* [online]. [cit. 2018-12-28]. Dostupné z: [https://www.opb.de/fileadmin/user\\_upload/Presse/2015-03\\_Bauingenieur\\_Bogenbruecken\\_NBS\\_Nuernberg-Erfurt.pdf](https://www.opb.de/fileadmin/user_upload/Presse/2015-03_Bauingenieur_Bogenbruecken_NBS_Nuernberg-Erfurt.pdf)
- [57] I/27 obchvat obce Velemyšleves a přemostění Chomutovky. In: *Časopis SILNICE ŽELEZNICE* [online]. [cit. 2018-12-28]. Dostupné z: <http://www.silnice-zeleznice.cz/clanek/i-27-obchvat-obce-velemysleves-a-premosteni-chomutovky/>
- [58] JACKING & LAUNCHING. In: *Dywidag-Systems international* [online]. [cit. 2018-12-28]. Dostupné z: [http://www.amsteele.com/29/Jacking\\_\\_Launching/](http://www.amsteele.com/29/Jacking__Launching/)
- [59] Letmo betonované mosty „Valy“ a „Rieka“ na dálnici D3. In: *Časopis SILNICE ŽELEZNICE* [online]. [cit. 2018-12-28]. Dostupné z: <http://www.silnice-zeleznice.cz/clanek/letmo-betonovane-mosty-valy-a-rieka-na-dalnici-d3/>
- [60] Life cycle cost nanlysis of steel and pre-stressed concrete bridges: A case study of a new highway bridge in Taiwan. In: *FIPDF* [online]. [cit. 2018-12-28]. Dostupné z: [https://kipdf.com/life-cycle-cost-analysis-of-steel-and-pre-stressed-concrete-bridges-a-case-study\\_5ab57f5b1723dd329c642202.html](https://kipdf.com/life-cycle-cost-analysis-of-steel-and-pre-stressed-concrete-bridges-a-case-study_5ab57f5b1723dd329c642202.html)

- [61] Massetalbrücke Mai 2012. In: *Wikipedia Commons* [online]. [cit. 2018-12-28]. Dostupné z: [https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Massetalbr%C3%BCcke\\_Mai\\_2012.jpg](https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Massetalbr%C3%BCcke_Mai_2012.jpg)
- [62] Most na silnici I/27 přes údolí řeky Chomutovky, Velemyšles. In: *SMP CZ* [online]. [cit. 2018-12-28]. Dostupné z: <http://www.smp.cz/referencni-projekty/detail/most-na-silnici-i-27-pres-udoli-reky-chomutovky-velemysles>
- [63] Most přes Rybný potok, dálnice D8. In: *Stráský, Hustý a partneři* [online]. [cit. 2018-12-28]. Dostupné z: [http://www.shp.eu/index\\_detail.php?path=hl-udoli-d8-rybny-potok&sort\\_by=name&typ=SUA&showid=60&picture\\_num=1](http://www.shp.eu/index_detail.php?path=hl-udoli-d8-rybny-potok&sort_by=name&typ=SUA&showid=60&picture_num=1)
- [64] Most 'Valy', stavba Svrčinovec - Skalité, dálnice D3, Slovensko. In: *Stráský, Hustý a partneři* [online]. [cit. 2018-12-28]. Dostupné z: [http://www.shp.eu/index\\_detail.php?typ=SUA&showid=412&path=hl-udoli-d3-244-valy&sort\\_by=name&picture\\_num=1](http://www.shp.eu/index_detail.php?typ=SUA&showid=412&path=hl-udoli-d3-244-valy&sort_by=name&picture_num=1)
- [65] Naturschätze. In: *Naturschätze: Sudwestfalens* [online]. [cit. 2018-12-28]. Dostupné z: <http://www.naturschaetze-suedwestfalens.de/Karte>
- [66] Obloukový most přes Oparenské údolí a komplikace před jeho dokončením. In: *Časopis Stavebnictví* [online]. [cit. 2018-12-28]. Dostupné z: [https://www.casopisstavebnictvi.cz/obloukovy-most-pres-oparenske-udoli-a-komplikace-pred-jeho-dokoncenim\\_N3779](https://www.casopisstavebnictvi.cz/obloukovy-most-pres-oparenske-udoli-a-komplikace-pred-jeho-dokoncenim_N3779)
- [67] Optimalizace střednice přespaného mostu. In: *České vysoké učení technické v Praze: Fakulta stavební* [online]. [cit. 2018-12-28]. Dostupné z: <https://www.fsv.cvut.cz/svoc/2012/vysledky/i2.pdf>
- [68] PAVLÍK, Václav. Co je to architektura?. In: *Earch.cz* [online]. 3. 8. 2016 [cit. 2018-12-28]. Dostupné z: <http://www.earch.cz/cs/revue/co-je-architektura>
- [69] Post-Tensioned box girder design manual. In: *U.S. Department of Transportation: Federal Highway Administration* [online]. [cit. 2018-12-28]. Dostupné z: <https://www.fhwa.dot.gov/bridge/concrete/hif15016.pdf>
- [70] Referenz Massetalbrücke, Oelze. In: *Trigoform* [online]. [cit. 2018-12-28]. Dostupné z: <https://www.trigoform.de/index.php?page=referenzen>
- [71] Spodní stavba mostu přes Rybný potok. In: *BETON: Technologie, konstrukce, sanace* [online]. [cit. 2018-12-28]. Dostupné z: <http://www.betontks.cz/sites/default/files/2005-4-08.pdf>

- [72] SRINIVASAN, Seshadri. *Philosophy of Design and Construction of Concrete Bridges* [online]. [cit. 2018-12-28]. Dostupné z: [http://coepalumni.net/article\\_pdf/article\\_pdf1464769970.pdf](http://coepalumni.net/article_pdf/article_pdf1464769970.pdf)
- [73] Stadtplan. In: *Metropole Ruhr* [online]. [cit. 2018-12-28]. Dostupné z: <https://www.stadtplan.geoportal.ruhr/?bbox=373000,5680000,406000,5698500>
- [74] Stavba půlkilometrového mostu nad Velemyševsík. In: *YouTube* [online]. [cit. 2018-12-28]. Dostupné z: <https://www.youtube.com/watch?v=9KF89CnxW11>
- [75] Steel versus steel-reinforced concrete bridges: Enviromental assessment. In: *Semantic Scholar* [online]. 09/1998 [cit. 2018-12-28]. Dostupné z: <https://pdfs.semanticscholar.org/155d/ed42b3481530bc083535dabf63633926729c.pdf>
- [76] Talbrücke Brunsbecke. In: *Die A45 wird neu* [online]. [cit. 2018-12-28]. Dostupné z: <http://www.a45wirdneu.de/planung-und-fortschritt/dortmund-hagen-luedenscheid/hagen-sued-luedenscheid-nord/talbruecke-brunsbecke/>
- [77] The Charming History of the Incremental Launching Method. *Bridge tech* [online]. [cit. 2018-12-28]. Dostupné z: <https://www.bridgetech-world.com/blogs/the-bridge-club/the-charming-history-of-the-incremental-launching-method>
- [78] The incremental launching method in prestressed concrete bridge konstruktion. In: *Structural technologies: A structural group company* [online]. 04/1977 [cit. 2018-12-28]. Dostupné z: [http://www.structuraltechnologies.com/wp-content/uploads/2018/02/PT\\_Incremental\\_Launching\\_Method.pdf](http://www.structuraltechnologies.com/wp-content/uploads/2018/02/PT_Incremental_Launching_Method.pdf)
- [79] VIADUCT OVER RIVER DEZA. In: *ConstruGomes* [online]. [cit. 2018-12-28]. Dostupné z: <http://www.construgomes.pt/?lg=EN&id=7&aid=58&f=p&f2=&f3=>
- [80] Viaduct over River Almonte, Spain. In: *IABSE* [online]. [cit. 2018-12-28]. Dostupné z: [https://www.iabse.org/IABSE/association/Award\\_files/Outstanding\\_Structure\\_Award/Viaduct\\_Spain.aspx](https://www.iabse.org/IABSE/association/Award_files/Outstanding_Structure_Award/Viaduct_Spain.aspx)
- [81] Viaductos sobre Río Deza y Anzo 2. In: *Structurae* [online]. [cit. 2018-12-28]. Dostupné z: <https://structurae.net/literature/journal-article/viaductos-sobre-rio-deza-y-anzo-2>
- [82] Viaduct over the River Deba on the 'Basque-Y' high-speed rail line. In: *Elsevier* [online]. [cit. 2018-12-28]. Dostupné z: <http://www.elsevier.es/es-revista-hormigon-acero-394-articulo-viaduct-over-river-deba-on-S0439568916300791>

- [83] Viaduct over the River Deba on the 'Basque-Y' high-speed rail line. In: *ScienceDirect* [online]. [cit. 2018-12-28]. Dostupné z: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0439568916300791>
- [84] Výsuv mostu přes Rybný potok. In: *KONSTRUKCE: Odborný časopis pro stavebnictví a strojírenství* [online]. [cit. 2018-12-28]. Dostupné z: <http://www.konstrukce.cz/clanek/vysuv-mostu-pres-rybny-potok/>
- [85] Výsuv mostních konstrukcí. *VSL* [online]. [cit. 2018-12-28]. Dostupné z: <http://www.vsl.cz/mosty/>



## 13 Další seznamy

### 13.1 Seznam tabulek

Tabulka 1 - Multikriteriální hodnocení preferovaných variant.....	58
Tabulka 2 - Srovnání deformací dokončených konstrukcí .....	85
Tabulka 3 - Srovnání vnitřních sil dokončených konstrukcí .....	86
Tabulka 4 - Popis chování při výstavbě, varianta VA.....	87
Tabulka 5 - Popis chování při výstavbě, varianta V85 .....	87
Tabulka 6 - Popis geometrie příčného řezu vysouvacího nosu.....	91
Tabulka 7 - Bodové zatížení vrcholu oblouku od nosné konstrukce .....	93
Tabulka 8 - Geometrie pilířů.....	96
Tabulka 9 - Materiálové charakteristiky betonu C45/55 .....	97
Tabulka 10 - Časově závislé charakteristiky betonu C45/55 (NK) .....	98
Tabulka 11 - Materiálové charakteristiky betonu C35/45 .....	98
Tabulka 12 - Časově závislé charakteristiky betonu C45/55 (SS).....	99
Tabulka 13 - Materiálové charakteristiky betonu C25/30 .....	99
Tabulka 14 - Materiálové charakteristiky předpínací výztuže.....	100
Tabulka 15 - Krycí vrstva předpínací výztuže .....	101
Tabulka 16 - Materiálové charakteristiky betonářské výztuže .....	101
Tabulka 17 - Krycí vrstva betonářské výztuže .....	102
Tabulka 18 - Srovnání pokusných reologických modelů (část 1.) .....	104
Tabulka 19 - Srovnání pokusných reologických modelů (část 2.) .....	104
Tabulka 20 - Tloušťky jednotlivých deskostěnových náhrad.....	120
Tabulka 21 - Srovnání vytvořených modelů.....	121
Tabulka 22 - Postup fází výstavby, část 1. ....	124
Tabulka 23 - Postup fází výstavby, část 2. ....	125
Tabulka 24 - Uvažované efektivní šířky průřezů.....	127
Tabulka 25 - Uvažované efektivní průřezové charakteristiky .....	128
Tabulka 26 - Stanovení tuhosti podpor.....	128
Tabulka 27 - Ověření vlastní tíhy generované modelem .....	129
Tabulka 28 - Ostatní stálé zatížení.....	130
Tabulka 29 - Model zatížení LM1 [7] .....	131
Tabulka 30 - Součinitele pro skupiny pozemních komunikací [7].....	132
Tabulka 31 - Model zatížení LM3 .....	133
Tabulka 32 - Uvažované nerovnoměrné ohřátí/ochlazení konstrukce.....	136
Tabulka 33 - Kategorie terénu a jejich parametry [4] .....	137

Tabulka 34 - Souhrn zatížení větrem na nosnou konstrukci .....	143
Tabulka 35 - Souhrn zatížení větrem na spodní stavbu.....	144
Tabulka 36 - Tření v ložiscích finální konstrukce .....	145
Tabulka 37 - Použité součinitele kombinací MSP .....	150
Tabulka 38 - Použité součinitele kombinací MSP během výstavby .....	150
Tabulka 39 - Použité součinitele kombinací MSÚ.....	151
Tabulka 40 - Použité součinitele kombinací MSÚ během výstavby .....	151
Tabulka 41 - Ověření hodnot ohybových momentů kvazistálé kombinace.....	152
Tabulka 42 - Předběžný návrh předpínací výztuže.....	160
Tabulka 43 - Návrh soudržných kabelů finálního předpětí .....	162
Tabulka 44 - Návrh volného předpětí ve finálním stavu .....	164
Tabulka 45 - Srovnání variant vnějšího předpětí .....	167
Tabulka 46 – Ověření momentu únosnosti Řezu 93, fáze výstavby .....	186
Tabulka 47 - Ověření momentu únosnosti Řezu 74, fáze výstavby .....	186
Tabulka 48 - Ověření momentu únosnosti Řezu 59, fáze výstavby .....	187
Tabulka 49 - Ověření momentu únosnosti Řezu 92, fáze výstavby .....	187
Tabulka 50 - Ověření momentu únosnosti Řezu 91, fáze výstavby .....	187
Tabulka 51 - Ověření momentu únosnosti KŽ v řezu 14.....	188
Tabulka 52 - Ověření momentu únosnosti KŽ v řezu 20.....	189
Tabulka 53 - Ověření momentu únosnosti KŽ v řezu 70.....	189
Tabulka 54 - Ověření momentu únosnosti KŽ v řezu 75.....	189
Tabulka 55 - Ověření momentu únosnosti KŽ v řezu 80.....	190
Tabulka 56 - Ověření momentu únosnosti KŽ v řezu 85.....	190
Tabulka 57 - Ověření momentu únosnosti KŽ v řezu 90.....	190
Tabulka 58 - Ověření momentu únosnosti KŽ v řezu 96.....	191
Tabulka 59 - Ověření momentu únosnosti KŽ v řezu 75.....	191
Tabulka 60 - Ověření momentu únosnosti KŽ v řezu 88.....	191
Tabulka 61 - Ověření momentu únosnosti UP v řezu 80 .....	192
Tabulka 62 - Ověření momentu únosnosti KŽ v řezu 92.....	193
Tabulka 63 - Ověření křehkého lomu metodou B v řezu 80.....	194
Tabulka 64 - Ověření křehkého lomu metodou B v řezu 85.....	194
Tabulka 65 - Postup redukce plochy předpínací výztuže.....	195
Tabulka 66 - Ověření křehkého lomu metodou A v řezu 80.....	195
Tabulka 67 - Ověření křehkého lomu metodou A v řezu 85.....	195
Tabulka 68 - Ověření křehkého lomu metodou B v řezu 59, fáze výstavby .....	196
Tabulka 69 - Ověření křehkého lomu metodou B v řezu 92, fáze výstavby .....	196
Tabulka 70 - Posouzení smykové únosnosti .....	199

Tabulka 71 - Účinná tloušťka stěny .....	199
Tabulka 72 - Ověření tlakové diagonály na účinky kroucení .....	200
Tabulka 73 - Ověření kroutícího momentu při vzniku trhlin .....	201
Tabulka 74 - Ověření interakce kroucení a smyku.....	201
Tabulka 75 - Posudek únosnosti svislých stěn průřezu .....	202
Tabulka 76 - Návrh potřebné plochy podélné výztuže .....	202
Tabulka 77 - Ověření tlačeného betonu v podélném směru .....	203
Tabulka 78 - Ověření rozkmitu napětí v tažené výztuži .....	204
Tabulka 79 - Návrh výztuže pro omezení trhlin, průřez nadpodporový .....	208
Tabulka 80 - Návrh výztuže pro omezení trhlin, průřez v poli .....	209
Tabulka 81 - Ověření únosnosti horní desky nadpodporového průřezu.....	210
Tabulka 82 - Ověření únosnosti horní desky průřezu v poli .....	211
Tabulka 83 - Ověření smykové únosnosti při vzniku trhlin .....	212
Tabulka 84 - Posouzení smykové únosnosti v řezu 3 a 13.....	212
Tabulka 85 - Ověření únavy tlačeného betonu .....	213
Tabulka 86 - Ověření únavy tažené výztuže.....	214
Tabulka 87 - Kombinace zatížení průřezů pilíře P5 .....	216
Tabulka 88 - Ověření hodnot interakčních diagramů P5.....	221
Tabulka 89 - Únosnost betonu pilíře P5 ve smyku.....	222
Tabulka 90 - Ověření tlačené diagonály .....	222
Tabulka 91 - Ověření únosnosti navržené smykové výztuže .....	222
Tabulka 92 - Kombinace zatížení průřezů lomeného oblouku .....	223
Tabulka 93 - Ověření hodnot interakčních diagramů P4.....	228
Tabulka 94 - Únosnost betonu lomeného oblouku ve smyku.....	228
Tabulka 95 - Kombinace zatížení kritického průřezu .....	231
Tabulka 96 - Únosnost betonu lomeného oblouku ve smyku.....	233
Tabulka 97 - Ověření únosnosti navržené smykové výztuže .....	234
Tabulka 98 - Kombinace zatížení nejzatíženějšího základu .....	237
Tabulka 99 - Stanovení požadavků na ložiska .....	238
Tabulka 100 - Stanovení posunů mostních závěrů.....	239

## 13.2 Seznam obrázků

Obrázek 1 - Schéma ideálního návrhu [51] .....	16
Obrázek 2 - Schéma postupu při návrhu mostu .....	17
Obrázek 3 - Schéma postupu fáze rozvahy.....	18
Obrázek 4 - Schéma analýzy požadavků .....	19

Obrázek 5 - Schéma postupu ve fázi variantního řešení .....	28
Obrázek 6 - Schéma postupu při výběru finální varianty .....	29
Obrázek 7 - Schéma postupu ve finální fázi .....	30
Obrázek 8 - Dálnice A45 [54] .....	33
Obrázek 9 - Situace širších vztahů [73] .....	34
Obrázek 10 - Foto stávajícího mostu [76] .....	35
Obrázek 11 - Turistická mapa okolí mostu [55] .....	36
Obrázek 12 - Mapa chráněných oblastí v okolí mostu [65] .....	36
Obrázek 13 - Most přes údolí Chomutovky (Velemyšleves) [62] .....	38
Obrázek 14 - Výstavba mostu I/27 Velemyšleves [74] .....	39
Obrázek 15 - Most Valy na dálnici D3 (Slovensko) [64] .....	39
Obrázek 16 - Letmá betonáž mostu [59] .....	40
Obrázek 17 - Most přes Rybný potok [63] .....	41
Obrázek 18 - Výsuv mostu (pohled na nos a boční vedení na pilíři) [85] .....	42
Obrázek 19 – Massetalbrücke – výsuv nosné konstrukce [61] .....	42
Obrázek 20 - Massetalbrücke - skruž oblouku [70] .....	43
Obrázek 21 - Deza River Viaduct (Španělsko) [79] .....	43
Obrázek 22 - River Deza viaduct - sklápění lomeného oblouku [26] .....	44
Obrázek 23 - Most přes Opárenské údolí [66] .....	45
Obrázek 24 - Most přes Opárenské údolí - vyvěšování oblouku [66] .....	45
Obrázek 25 - Almonte River Viaduct (Španělsko) [52] .....	46
Obrázek 26 - AlmonteRiver viaduct - vyvěšování oblouku [53] .....	47
Obrázek 27 - River Deba Viaruct – studie (Španělsko) [82] .....	48
Obrázek 28 - River Deba viaduct - finální konstrukce [83] .....	48
Obrázek 29 - Schéma varianty L120 - letmá betonáž .....	49
Obrázek 30 - Schéma varianty L160 - letmá betonáž .....	50
Obrázek 31 - Schéma příčného řezu varianty L120 .....	50
Obrázek 32 - Schéma varianty V85 - výsuv .....	51
Obrázek 33 - Schéma varianty V70 - výsuv .....	51
Obrázek 34 - Schéma příčného řezu varianty V85 .....	52
Obrázek 35 - Schéma varianty V85 jednosvazného příčného řezu .....	52
Obrázek 36 - Schéma varianty V2V - výsuv .....	53
Obrázek 37 - Schéma varianty VA - výsuv .....	53
Obrázek 38 - Schéma varianty O200 .....	54
Obrázek 39 - Schéma varianty O210 .....	55
Obrázek 40 - Schéma příčného řezu varianty O210 .....	55
Obrázek 41 - Schéma varianty Extradosed .....	56

Obrázek 42 - Schéma zavěšené varianty .....	56
Obrázek 43 - Schéma volby rozpětí s ohledem na cenu [26].....	57
Obrázek 44 - Most přes řeku Caroni (Venezuela 1962) [77].....	59
Obrázek 45 - Schéma postupu výstavby vysouvaných mostů [28] .....	61
Obrázek 46 - Schéma výroby [21] .....	63
Obrázek 47 - Tažné zařízení [78] .....	65
Obrázek 48 - Schéma tlačného zařízení [28].....	66
Obrázek 49 - Schéma zařízení pro postupný výsun [28] .....	67
Obrázek 50 - Schéma namáhání výsuvného ložiska [21] .....	68
Obrázek 51 - Schéma bočního vedení [28] .....	69
Obrázek 52 - Schéma obálky ohybových momentů vysouvaných konstrukcí [21] .....	70
Obrázek 53 - Schéma vysouvacího nástavce [58].....	71
Obrázek 54 - Schéma montážního pylonu [28].....	71
Obrázek 55 - Schéma použití dočasných podpor [28] .....	72
Obrázek 56 - Schéma příkladů dočasných podpor [78] .....	73
Obrázek 57 - Schéma vedení předpětí v příčném řezu [78].....	74
Obrázek 58 - Schéma vedení předpínací výztuže během fází výstavby 1 [28] .....	75
Obrázek 59 - Schéma vedení předpínací výztuže během fází výstavby 2 [28] .....	76
Obrázek 60 - Schéma vedení kabelu spojitosti [69].....	77
Obrázek 61 - Rozbor sil působící na hlavu pilíře [28] .....	78
Obrázek 62 - Výsuv mostu přes údolí Val Restel (Itálie, půdorysný oblouk $R = 150$ m) [28] .....	79
Obrázek 63 - Schéma příčného řezu varianty VA.....	81
Obrázek 64 - Zakřivený prutový model varianty VA.....	81
Obrázek 65 - Předběžná vizualizace varianty VA .....	82
Obrázek 66 - Schéma příčného řezu varianty V85 .....	83
Obrázek 67 - Zakřivený prutový model varianty V85 .....	84
Obrázek 68 - Předběžná vizualizace varianty V85 .....	84
Obrázek 69 - Statické schéma konstrukce .....	89
Obrázek 70 - Schéma příčného řezu konstrukce.....	90
Obrázek 71 - Schéma vysouvacího nástavce.....	91
Obrázek 72 - Schéma příčného řezu vysouvacího nástavce .....	91
Obrázek 73 - Schéma prutu při analytickém vyjádření .....	93
Obrázek 74 - Geometrie střednice lomeného oblouku.....	94
Obrázek 75 - Průběh napětí na horních vláknech, kvazistálá kombinace .....	94
Obrázek 76 - Průběh napětí na dolních vláknech, kvazistálá kombinace .....	95
Obrázek 77 - Schéma příčných řezů lomeného oblouku .....	95

Obrázek 78 - Schéma geometrie pilíře .....	96
Obrázek 79 - Minimální hodnoty krycí vrstvy $c_{min,dur}$ [8].....	100
Obrázek 80 - Minimální hodnoty krycí vrstvy $c_{min,dur}$ [8] .....	101
Obrázek 81 - Model M2-CS, vnesení předpětí .....	105
Obrázek 82 - Model M2-CS, uvedení do provozu.....	106
Obrázek 83 - Model M2-CS, konec životnosti .....	106
Obrázek 84 - Postup výstavby soumostí, část 1.....	107
Obrázek 85 - Postup výstavby soumostí, část 2.....	108
Obrázek 86 - Postup výstavby soumostí, část 3.....	108
Obrázek 87 - Postup výstavby mostu, část 1. ....	109
Obrázek 88 - Postup výstavby mostu, část 2. ....	109
Obrázek 89 - Postup výstavby mostu, část 3. ....	110
Obrázek 90 - Postup sklápění lomeného oblouku .....	111
Obrázek 91 - Fáze výsuvu nosné konstrukce.....	114
Obrázek 92 – Schéma fází výroby nosné konstrukce (podélný řez) .....	115
Obrázek 93 – Schéma fází výroby nosné konstrukce (příčný řez) .....	116
Obrázek 94 - Postup realizace finálního předpětí (podélný řez) .....	117
Obrázek 95 - Postup realizace finálního předpětí (příčný řez) .....	118
Obrázek 96 - Schéma deskostěnových náhrad .....	120
Obrázek 97 - Charakter deformace od stálého zatížení .....	121
Obrázek 98 - Průběh napětí na horních vláknech před dosažením nové podpory.....	123
Obrázek 99 - Průřezy použité ve výpočetním modelu .....	124
Obrázek 100 - Schéma podpor ve výrobě .....	126
Obrázek 101 - Schéma efektivních průřezů [8].....	126
Obrázek 102 - Efektivní šířka průřezu [8] .....	127
Obrázek 103 - Svislé reakce od vlastní tíhy komorového průřezu .....	129
Obrázek 104 - Poklesy podpor uvažované během fází výstavby [6].....	130
Obrázek 105 - Schéma modelu zatížení LM1 [7].....	132
Obrázek 106 - Schéma uspořádání modelu FLM3 [7] .....	133
Obrázek 107 - Vztah mezi teplotou vzduchu a rovnoměrnou složkou teploty konstrukce [5] .....	134
Obrázek 108 - Rozdíly teplot pro nosné konstrukce [5] .....	135
Obrázek 109 - Mapa větrných oblastí [4].....	137
Obrázek 110 - Součinitel expozice $c_{e(z)}$ [4].....	139
Obrázek 111 - Směry zatížení větrem na mostě [4] .....	139
Obrázek 112 - Součinitel síly $c_{ix,0}$ pro mosty (odečtení hodnot) .....	140
Obrázek 113 - Most se šikmou návětrnou plochou [4].....	141

Obrázek 114 - Síly na nosnou konstrukci ve směru z [4] .....	142
Obrázek 115 - Součinitel síly $c_{f,z}$ pro mosty s příčným náklonem.....	142
Obrázek 116 - Součinitel síly $c_{f,0}$ .....	143
Obrázek 117 - SW - Ohybový moment $M_y$ [kNm].....	146
Obrázek 118 - SW - Posouvající síla $V_z$ [kN] .....	146
Obrázek 119 - G0 - Ohybový moment $M_y$ [kNm].....	146
Obrázek 120 - G0 - Posouvající síla $V_z$ [kN] .....	146
Obrázek 121 - Setl - Ohybový moment $M_y$ [kNm].....	147
Obrázek 122 - Setl - Posouvající síla $V_z$ [kN] .....	147
Obrázek 123 - Tall - Ohybový moment $M_y$ [kNm].....	147
Obrázek 124 - Tall - Posouvající síla $V_z$ [kN] .....	147
Obrázek 125 - Vitr - Ohybový moment $M_y$ [kNm] .....	147
Obrázek 126 - Vitr - Posouvající síla $V_z$ [kN].....	147
Obrázek 127 - LM1char - Ohybový moment $M_y$ [kNm].....	148
Obrázek 128 - LM1char - Posouvající síla $V_z$ [kN] .....	148
Obrázek 129 - MVL- Ohybový moment $M_y$ [kNm] .....	148
Obrázek 130 - MVL - Posouvající síla $V_z$ [kN].....	148
Obrázek 131 - LM1cas - Ohybový moment $M_y$ [kNm] .....	148
Obrázek 132 - LM1cas - Posouvající síla $V_z$ [kN].....	148
Obrázek 133 - ST - Ohybový moment $M_y$ [kNm] .....	149
Obrázek 134 - ST - Posouvající síla $V_z$ [kN].....	149
Obrázek 135 - ST Wind - Ohybový moment $M_y$ [kNm] .....	149
Obrázek 136 - ST Wind - Posouvající síla $V_z$ [kN].....	149
Obrázek 137 – Ověření momentu $M_y$ (nerovnoměrná teplota) .....	152
Obrázek 138 - Ověření momentu $M_y$ (nerovnoměrný pokles podpor) .....	152
Obrázek 139 - Schéma průběhu ztrát předpětí v čase [30].....	153
Obrázek 140 - Způsob zadání kabelů předpětí do MIDAS Civil .....	155
Obrázek 141 - Nastavení dotvarování a smrštění v MIDAS Civil .....	156
Obrázek 142 – Průběh součinitele dotvarování dle MIDAS Civil.....	156
Obrázek 143 - Předpokládaný nárůst pevnosti betonu dle MIDAS Civil.....	157
Obrázek 144 - Průběh předpínací síly kabelu P1-FIN po vnesení předpětí .....	157
Obrázek 145 - Průběh předpínací síly kabelu P1-FIN po předepnutí následné fáze....	158
Obrázek 146 - Průběh předpínací síly kabelu P1-FIN po vysunutí konstrukce .....	158
Obrázek 147 - Průběh předpínací síly kabelu P1-FIN po změně na finální předpětí....	158
Obrázek 148 - Průběh předpínací síly kabelu P1-FIN na konci životnosti.....	159
Obrázek 149 - Schéma předběžného návrhu předpínací výztuže .....	161
Obrázek 150 - Schéma vedení soudržné předpínací výztuže typickým polem .....	163

Obrázek 151 - Průběh napětí na spodních vláknech, varianta předpětí 1, KŽ .....	165
Obrázek 152 - Průběh napětí na spodních vláknech, varianta předpětí 2, KŽ .....	165
Obrázek 153 - Průběh napětí na horních a spodních vláknech, varianta předpětí 3, KŽ .....	165
.....	165
Obrázek 154 - Ověření dekomprese v kritickém průřezu.....	166
Obrázek 155 - Schéma vedení vnějšího předpětí typickým polem .....	166
Obrázek 156 - Umístění předpínacích vložek během výstavby (příčný řez) .....	167
Obrázek 157 - Srovnání ohybového momentu od skupiny předp. kabelů FIN .....	168
Obrázek 158 - Srovnání ohybového momentu od skupiny předp. kabelů EXT .....	168
Obrázek 159 - Srovnání ohybového momentu finálního předpětí.....	169
Obrázek 160 - Obálka tahových napětí na horním líci konstrukce .....	170
Obrázek 161 - Obálka tahových napětí na dolním líci konstrukce .....	170
Obrázek 162 - Obálka napětí na horních vláknech ( fáze výstavby) .....	171
Obrázek 163 - Obálka napětí na dolních vláknech ( fáze výstavby) .....	171
Obrázek 164 - Schéma vedení dočasné předpínací výztuže (podélný řez) .....	172
Obrázek 165 - Schéma vedení dočasné předpínací výztuže (příčný řez) .....	173
Obrázek 166 - Napětí na horních vláknech - kvazistálá kombinace.....	175
Obrázek 167 - Napětí na dolních vláknech - kvazistálá kombinace .....	176
Obrázek 168 - Napětí na horních vláknech - charakteristická kombinace.....	176
Obrázek 169 - Napětí na dolních vláknech - charakteristická kombinace .....	177
Obrázek 170 - Napětí na horním a spodním líci před dosažením podpory .....	177
Obrázek 171 - Napětí na horním a spodním líci po dosažení podpory .....	177
Obrázek 172 - Maxima napětí po vnesení předpětí.....	178
Obrázek 173 - Deformace $Dz(t)$ konstrukce a vysouvacího nosu .....	179
Obrázek 174 - Napětí na dolních vláknech - kvazistálá kombinace .....	180
Obrázek 175 - Napětí na horních vláknech - charakteristická kombinace.....	180
Obrázek 176 - Napětí na dolních vláknech - charakteristická kombinace .....	181
Obrázek 177 - Svislý průhyb od stálého zatížení a char. kombinace.....	182
Obrázek 178 - Napětí na horních vláknech - kvazistálá kombinace.....	182
Obrázek 179 - Napětí na dolních vláknech - kvazistálá kombinace .....	183
Obrázek 180 - Princip výpočtu ohybové únosnosti průřezu .....	183
Obrázek 181 - Obálka kladných ohybových momentů během fází výstavby .....	185
Obrázek 182 - Obálka záporných ohybových momentů během fází výstavby .....	185
Obrázek 183 - Obálka ohybových momentů kombinace 6.10a, konec životnosti.....	188
Obrázek 184 - Obálka ohybových momentů kombinace 6.10a, uvedení do provozu. ....	192
Obrázek 185 - Obálka posouvajících sil během fází výstavby .....	198
Obrázek 186 - Obálka posouvajících sil při kombinaci 6.10a, konec životnosti .....	198



Obrázek 187 - Obálka kroutícího momentu od kombinace 6.10b .....	200
Obrázek 188 - Kombinace účinků vnitřních sil v jednotlivých stěnách [9] .....	202
Obrázek 189 - Statické schéma náhradního modelu .....	205
Obrázek 190 - Rendrovaný pohled na deskostěnový model.....	206
Obrázek 191 - Umístění vyšetřovaných řezů .....	206
Obrázek 192 - Obálky ohybových momentů od časté kombinace .....	207
Obrázek 193 - Obálky ohybových momentů od návrhové kombinace .....	210
Obrázek 194 - Obálky posouvajících sil od návrhové kombinace .....	211
Obrázek 195 - Obálky ohybových momentů od návrhové kombinace a modelu FLM1	213
Obrázek 196 - Obálky ohybových momentů od návrhové kombinace a modelu FLM3	214
Obrázek 197 - Výztuž v patě pilíře P5 .....	216
Obrázek 198 - Výztuž v zúžení pilíře P5.....	217
Obrázek 199 - Průběh napětí char. kombinace v patě pilíře P5.....	218
Obrázek 200 - Průběh napětí char. kombinace v zúžení pilíře P5 .....	218
Obrázek 201 - Průběh napětí kvaz. kombinace v patě pilíře P5 .....	219
Obrázek 202 - Průběh napětí kvaz. kombinace v zúžení pilíře P5.....	219
Obrázek 203 - Interakční diagram únosnosti v patě pilíře P5 .....	220
Obrázek 204 - Interakční diagram únosnosti v zúžení pilíře P5 .....	220
Obrázek 205 - Výztuž oblouku v patě.....	224
Obrázek 206 - Výztuž oblouku ve vrcholu .....	224
Obrázek 207 - Průběh napětí char. kombinace v patě oblouku .....	225
Obrázek 208 - Průběh napětí char. kombinace ve vrcholu oblouku .....	225
Obrázek 209 - Průběh napětí kvaz. kombinace v patě oblouku .....	226
Obrázek 210 - Průběh napětí kvaz. kombinace ve vrcholu oblouku .....	226
Obrázek 211 - Interakční diagram únosnosti v patě oblouku .....	227
Obrázek 212 - Interakční diagram únosnosti ve vrcholu oblouku.....	227
Obrázek 213 - Schéma náhradního tenkostěnného průřezu pro posouzení smyku .....	229
Obrázek 214 - Ohybový moment $M_y$ od charakteristické kombinace (fáze S0-S2).....	230
Obrázek 215 - Ohybový moment $M_y$ od charakteristické kombinace (fáze S3, S4).....	230
Obrázek 216 - Výztuž kritického průřezu oblouku.....	231
Obrázek 217 - Průběh napětí char. kombinace v kritickém průřezu.....	232
Obrázek 218 - Průběh napětí kvaz. kombinace v kritickém průřezu .....	232
Obrázek 219 - Interakční diagram únosnosti oblouku v kritickém průřezu .....	233
Obrázek 220 - Maximální síla v závěsu .....	234
Obrázek 221 - Uvažovaný geologický profil.....	235
Obrázek 222 - Mezní zatěžovací křivka.....	236
Obrázek 223 - Půdorysné schéma geometrie sdruženého základu .....	236

Obrázek 224 - Posouzení prvku piloty dle GEO5 ..... 237

### 13.3 Použitý software

MIDAS Civil 2019 (v1.1)

SCIA Engineer 15.1

IDEA StatiCA 9

GEO5 Piloty (v2019)

MicroStation V8i

MS Office 2016 (Word, Excel)

SketchUp 2018

## 14 Přílohy

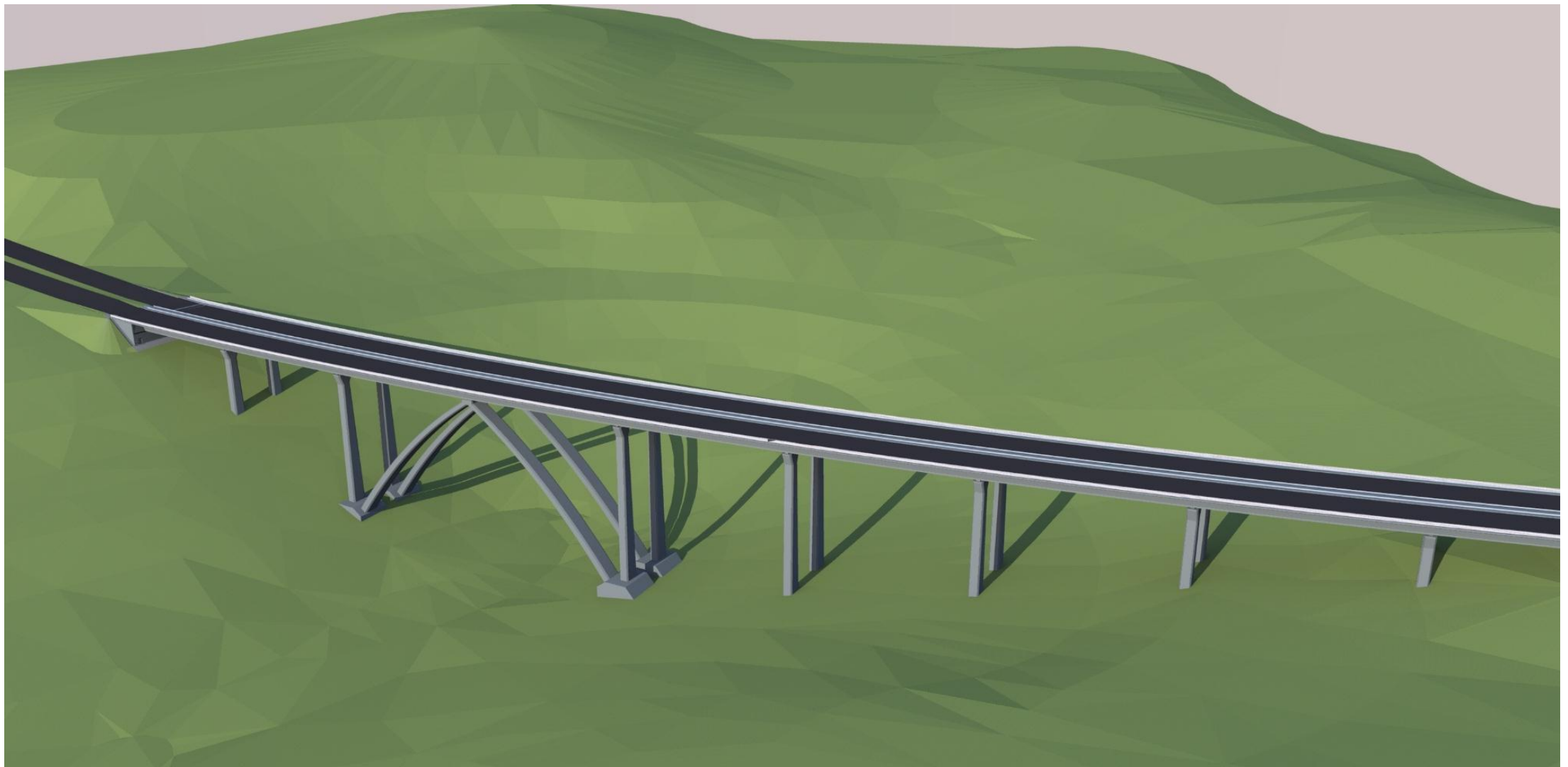
### Seznam příloh

Příloha 1 – Vizualizace.....	260
Příloha 2 – Výkresová část.....	tkanice desky
Příloha 3 – Digitální verze práce.....	CD

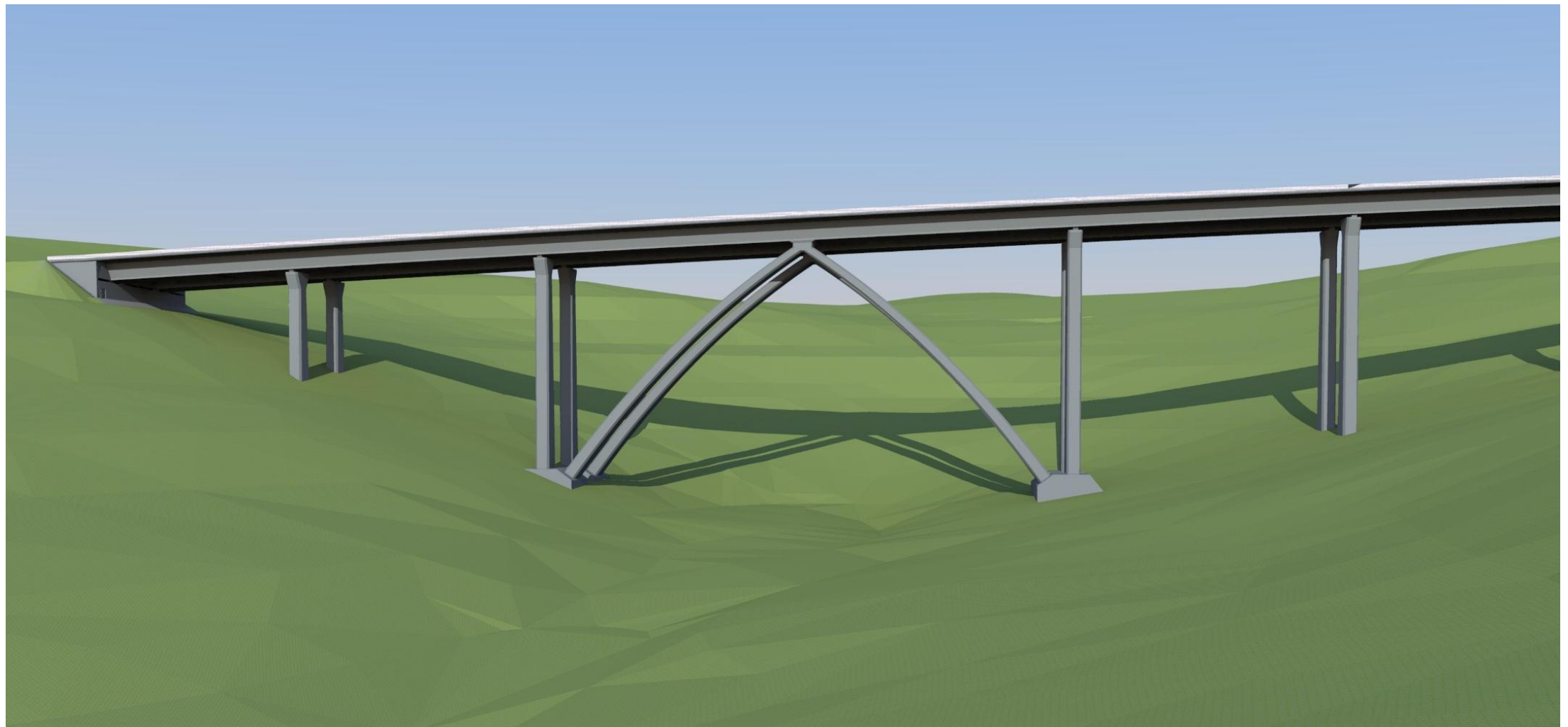
## Příloha 1 – Vizualizace

### Seznam pohledů

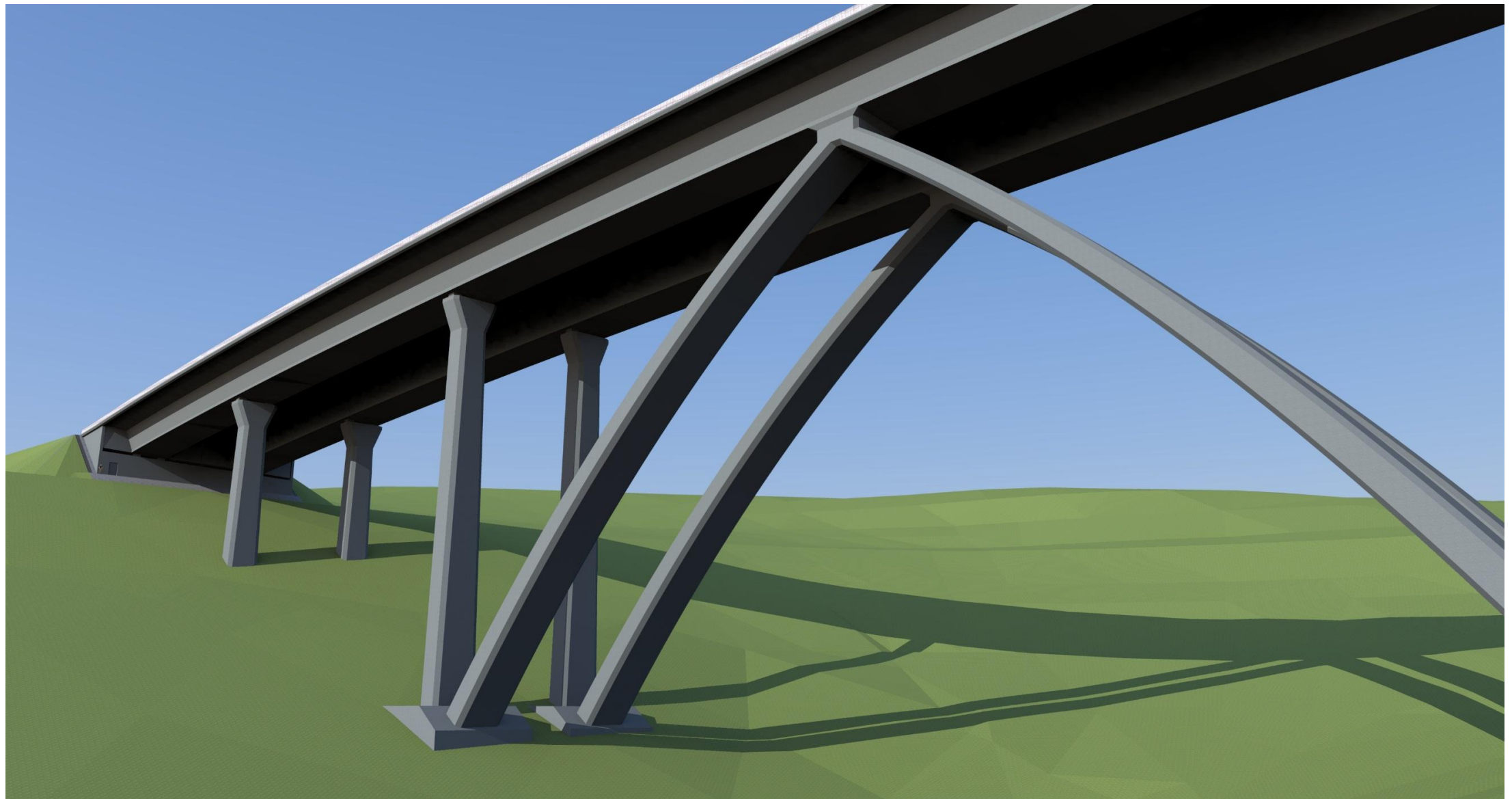
- 1.1 Axonometrický pohled
- 1.2 Pohled pod most
- 1.3 Pohled na lomený oblouk



1.1 – Axonometrický pohled



1.2 – Pohled na most



1.3 – Pohled na lomený oblouk