

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ
V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových konstrukcí



Diplomová práce

**Analýza dlouhodobého působení letmo
betonované mostní konstrukce ve
Velemyšlevsi**

Autor: Martin Tomanec

Vedoucí práce: doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.

Praha, 2020

CZECH TECHNICAL UNIVERSITY
IN PRAGUE

Faculty of Civil Engineering
Engineering

Department of Concrete structures



Diploma Thesis

Analysis of the long-term behaviour of
bridge structure in Velmysleves erected by
balanced cantilever method

Author: Martin Tomanec

Supervisor: doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.

Prague, 2020

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: **Tomanec** Jméno: **Martin** Osobní číslo: **438400**
Fakulta/ústav: **Fakulta stavební**
Zadávací katedra/ústav: **Katedra betonových a zděných konstrukcí**
Studijní program: **Stavební inženýrství**
Studijní obor: **Konstrukce a dopravní stavby**

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce:

Analýza dlouhodobého působení letmo betonované mostní konstrukce ve Velemyšlevsi

Název diplomové práce anglicky:

Analysis of long-term behaviour of bridge structure in Velemysleves erected by balanced cantilever method

Pokyny pro vypracování:

Seznam doporučené literatury:

Jméno a pracoviště vedoucí(ho) diplomové práce:

doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D., katedra betonových a zděných konstrukcí FSv

Jméno a pracoviště druhé(ho) vedoucí(ho) nebo konzultanta(ky) diplomové práce:

Datum zadání diplomové práce: **10.02.2020**

Termín odevzdání diplomové práce: **24.05.2020**

Platnost zadání diplomové práce: _____

doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.
podpis vedoucí(ho) práce

podpis vedoucí(ho) ústavu/katedry

prof. Ing. Jiří Máca, CSc.
podpis děkana(ky)

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Diplomant bere na vědomí, že je povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je třeba uvést v diplomové práci.

Datum převzetí zadání

Podpis studenta

Rád bych poděkoval vedoucímu mé diplomové práce doc. Ing. Lukášovi Vráblíkovi, Ph.D. za pomoc při sestavování modelu, ochotu, trpělivost a vstřícnost při konzultacích.
(SGS17/168/OHK1/3T/11)

Prohlašuji, že jsem tuto diplomovou práci vypracoval samostatně, pouze za odborného vedení doc. Ing. Lukáše Vráblíka, Ph.D. Dále prohlašuji, že všechny podklady, ze kterých jsem čerpal, jsou uvedeny v seznamu použité literatury.

V Praze, dne 25. května 2020

Martin Tomanec

Název práce: Analýza dlouhodobého působení letmo betonované mostní konstrukce ve Velemyšlevesi

Autor: Martin Tomanec

Katedra: Katedra betonových konstrukcí

Vedoucí bakalářské práce: doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.

E-mail vedoucího: lukas.vrablik@fsv.cvut.cz

Abstrakt: Diplomová práce je zaměřena na analýzu dlouhodobého působení letmo betonované mostní konstrukce ve Velemyšlevesi. Zabývá se časově závislou analýzou deformací konstrukce (TDA) během postupu výstavby a po uvedení konstrukce do provozu. Tato analýza probíhá na výpočetním modelu konstrukce v softwaru SCIA Engineer 19.1. Následně se zabývá vyhodnocením výsledků softwaru a dat z kontrolních měření konstrukce samotného mostu, která byla uvedena do provozu na podzim roku 2016.

Klíčová slova: beton, most, konstrukce, letmá betonáž, skruž, komora, betonážní vozík, výpočetní model, materiálové charakteristiky, deformace, průhyb, TDA, fáze výstavby

Title: Analysis of the long-term behaviour of bridge structure in Velmysleves erected by balanced cantilever method

Author: Martin Tomanec

Department: Department of concrete structures

Supervisor: doc. Ing. Lukáš Vráblik, Ph.D.

Supervisor's e-mail address: lukas.vrablik@fsv.cvut.cz

Abstract: This master thesis is dedicated to the analysis of long-term behaviour of the bridge structure in Velmysleves, which was erected by balanced cantilever method. The main theme is a time dependent analysis (TDA) of a vertical deflection of the construction model in software called SCIA Engineer 19.1. It's goal is to show the results of TDA and the results of in-situ measurements of the Velmysleves bridge, which was put into the traffic in the late 2016.

Key words: concrete, bridge, construction, cantilever, engineering construction kit, chamber, cantilever form traveller, construction model, deformation, deflection, TDA, construction phase

Obsah

1	Cíle diplomové práce	1
2	Úvod	2
3	Letmo betonované konstrukce	3
3.1	Definice	3
3.2	Postup výstavby	4
3.2.1	Souměrná konzola - Princip metody	4
3.2.2	Sdružené rámy	7
3.2.3	Jednostranná konzola	7
3.2.4	Letmá betonáž oblouků	7
3.2.5	Letmá betonáž zavěšených mostů	9
3.2.6	Letmá montáž	10
3.3	Statické působení	12
3.4	Předpětí	14
3.4.1	Montážní kabely	14
3.4.2	Kladné a záporné kabely	15
3.4.3	Kabely spojitosti	15
4	Nadměrné dlouhodobé průhyby letmo betonovaných konstrukcí	17
4.1	Technologické chyby	18
4.2	Ztráty předpětí	19
4.2.1	Krátkodobé ztráty předpětí	19
4.2.2	Dlouhodobé ztráty předpětí	21
4.3	Vedení předpětí	33
4.3.1	Kabely instalované ve stavebních stavech (konzolové)	35
4.3.2	Kabely instalované na definitivním statickém systému (spodní kabely a kabely spojitosti)	35
4.4	Reologické změny	35
4.4.1	Dotvarování změnou statického systému	36
4.4.2	Diferenční smršťování	37

4.4.3	Vliv trhlin a nerovnoměrné vysychání po tloušťce konstrukce	42
4.5	Smyk	44
4.5.1	Vliv smykové deformace stěn	44
4.5.2	Ochabnutí smykem	46
5	Příklady realizovaných letmo betonovaných konstrukcí	49
5.0.1	Nuselský most, ČR	49
5.0.2	Zvíkovské mosty, ČR	51
5.0.3	Biaschina viaduct, SUI	52
5.0.4	Mtentu bridge, JAR - Most budoucnosti	53
6	Pevné skruže	55
7	Analýza konstrukce mostu ve Velmyšlevsi	56
7.1	Identifikační údaje mostu	57
7.2	Charakteristika mostu	57
7.3	Geometrie mostu	58
7.4	Technické řešení nosné konstrukce	59
7.5	Postup výstavby	62
7.5.1	Vahadlo P4	62
7.5.2	BD1	62
7.5.3	BD2	63
7.5.4	Dokončení P4	63
7.5.5	Vahadlo P5	63
7.5.6	BD3 + BD4	63
7.5.7	Uzavírací spára	63
7.5.8	Dokončení výstavby	64
7.6	Popis výpočetního modelu letmo betonované mostní konstrukce	66
7.6.1	Dílce	66
7.7	Tvorba fází výstavby pro TDA	68
7.7.1	Založení - ST1	70
7.7.2	Spodní stavba - ST2, ST3	70
7.7.3	Zárodek P4 - ST4.Z	71
7.7.4	Vahadlo P4 - ST4.L	72

7.7.5	P5 - ST5	75
7.7.6	Betonážní díly BD1 - BD4 + Středová spára - ST6	75
7.7.7	Předpětí, ostatní stálé zatížení - ST7	77
7.7.8	Uvedení do provozu - ST8	78
7.8	Výpočet	79
8	Výsledky	85
8.1	Vyhodnocení měření	85
8.1.1	Tenzometrická měření	85
8.1.2	Geodetická měření	91
8.1.3	Měření na stavbě	96
9	Závěr	100

Seznam obrázků

3.1	Zárodek s lamelami a betonážním vozíkem	3
3.2	Betonážní vozík	4
3.3	Postup letmé betonáže	5
3.4	Dokončený most - Arachthos Bridge, Řecko	6
3.5	Letmo betonovaný obloukový most přes ostrov Krk	8
3.6	Postup výstavby letmo betonovaného obloukového mostu	8
3.7	Letmo betonovaný zavěšený most	9
3.8	Foto z letmé montáže	10
3.9	Schéma letmé montáže	11
3.10	Metoda span-by-span	11
3.11	Změna ohybového momentu vlivem výstavby lamel	12
3.12	Změna statického systému vlivem po spojení sousedních vahadel	13
3.13	Vedení předpínacích kabelů v podélném řezu mostu	14
3.14	Volné kabely uvnitř komory	16
3.15	Vedení předpínacích kabelů v příčném řezu mostu	17
4.1	Ztráty třením - předpínací kabel	21
4.2	Změna napětí ve výztuži důsledkem ztrát relaxací předpínací výztuže	22

4.3	Změna relativního přetvoření betonu v čase důsledkem ztrát dotvarováním betonu	23
4.4	Smršťování	25
4.5	Změna napětí v předpínací výztuži (σ_p) důsledkem ztrát předpětí	29
4.6	Účinky předpětí	30
4.7	Moment a průhyb od stálého zatížení na staticky neurčitém nosníku	32
4.8	Příklad - Vedení předpětí	33
4.9	Závislost předpínací síly P na stupni paraboly n	34
4.10	Vrstvičkový model - Nízká komora (vlevo) a vysoká komora (vpravo)	39
4.11	Vrstvičkový model - Časový vývoj průhybu od diferenčního smršťování - Nízká komora (nahore) a vysoká komora (dole)	40
4.12	Vrstvičkový model - Srovnání časového vývoje poměrného přetvoření na konci konzoly pro horní desku a dolní desku - Nízká komora (nahore) a vysoká komora (dole)	41
4.13	Napětí po tloušťce stěny vlivem teploty a vlhkosti	42
4.14	Rozvoj trhlin - Zatížení 25 kN/m^2	43
4.15	Závislost průhybu horní desky na zatížení pro rozdílné přístupy	44
4.16	Smykové působení - Příčné řezy modelů pro analýzu podporové oblasti	48
4.17	Smykové působení - Vyhodnocení rozdílu průhybů pro jednotlivé modely	48
5.1	Nuselský most	49
5.2	Nuselský most - Příčný řez	50
5.3	Nuselský most - Letmá betonáž	50
5.4	Zvíkovské mosty	51
5.5	Zvíkovský most - Výstavba a dnes	52
5.6	Biaschina viaduct, SUI	53
5.7	Mtentu bridge, JAR - Vizualizace, příčný řez	54
6.1	Pevná skruž dálničního mostu přes Rio Sordo	55
6.2	Předpětí části kece betonované na pevné skruži - most Velmyšleves	56
7.1	Most Velmyšleves	56
7.2	Příčný řez v oblasti podpory	59
7.3	Příčný řez v poli	60
7.4	Schéma předpětí vahadla P4	61
7.5	Schéma předpětí BD1 a BD2 (sym. BD3 a BD4)	61

7.6	Schéma NK - Vývoj kce během nejdůležitějších etap postupu výstavby - Spodní stavba (2. etapa), dokončení vahadla P4 (9. etapa) a definitivní stav (16. etapa)	65
7.7	Model - 3D pohled - Uložení pilířů P1 - P3 v dílech BD1 a BD2	67
7.8	Model - 2D pohled - Vahadlo P4	67
7.9	Model - 3D pohled - Znázornění proměnnosti komorového průřezu	67
7.10	Tvorba fází	69
7.11	ST1, ST2 - Tvorba fází	70
7.12	ST3 - Tvorba vybraných fází	71
7.13	ST4 - Tvorba fází - Zárodek P4	72
7.14	ST4 - Tvorba vybraných fází - Lamely 1 vahadla P4	73
7.15	Tvorba vybraných fází části ST6 - BD1	76
7.16	Nastavení sítě KP - MeshSetup1	79
7.17	Nastavení sítě KP - MeshSetup2	80
7.18	Chyba výpočtu TDA	81
7.19	TDA - Crash Report	81
7.20	Nastavení sítě KP - MeshSetup3	82
8.1	Zárodek P5 - Schéma umístění tenzometrů	85
8.2	Tenzometrické měření - Časový vývoj poměrného přetvoření lamel vahadla P5	87
8.3	Tenzometrické měření - Časový vývoj poměrného přetvoření vahadla P5	88
8.4	Tenzometrické měření - Časový vývoj poměrného přetvoření vahadla P5	89
8.5	Tenzometrické měření - Časový vývoj poměrného přetvoření vahadla P5	90
8.6	Schéma osazení geodetických značek	91
8.7	Geodetická měření - Časový vývoj sedání opěry OP8	92
8.8	Geodetická měření - Časový vývoj sedání pilíře P6	92
8.9	Geodetická měření - Časový vývoj sedání rámové stojky P4	93
8.10	Geodetická měření - Časový vývoj sedání rámové stojky P5	93
8.11	Geodetická měření - Časový vývoj deformace nosné konstrukce (nahore) a jednotlivé přírůstky mezi měřeními (dole)	94
8.12	Geodetická měření - Časový vývoj deformace středního pole	95
8.13	Geodetická měření - Deformace NK vlivem účinků nerovnoměrné teploty	95
8.14	Vývoj deformace vahadla P4 - A) Měření na stavbě, B) Změna deformace od vlastní tíhy betonážních vozíků	97

8.15	Vývoj deformace vahadla P4 - Odečtení deformace od bet. vozíků A) Levé lamely, B) Pravé lamely	98
8.16	Vývoj deformace vahadla P5 - Odečtení deformace od bet. vozíků A) Levé lamely, B) Pravé lamely	99

Seznam tabulek

7.1	Dělení fází výstavby	68
7.2	ST3 - Výstavba betonážních taktů pilířů	71
7.3	ST4 - Tvorba fází, kde $x=[1;13]$ je číslování lamely směrem od zárodku P4	74
7.4	ST4 - Počáteční fáze výstavby jednotlivých lamel	74
7.5	ST6 - Tvorba fází betonážních dílů BD1 - BD4 a střední spáry; Počáteční fáze výstavby jednotlivých betonážních dílů	77
7.6	ST7, ST8 - Tvorba fází	78

1 Cíle diplomové práce

Diplomová práce je zaměřena na analýzu dlouhodobého působení letmo betonované mostní konstrukce ve Velmyšlevsi. Pro její správné uchopení jsou nutné znalosti z teorie výstavby letmo betonovaných konstrukcí. Cíle diplomové práce jsou:

A) Letmo betonované konstrukce (Teoretická část)

- Popis principů výstavby letmo betonovaných konstrukcí
- Popis principů namáhání a mechanického působení letmo betonovaných konstrukcí
- Popis principů výstavby konstrukcí na pevné skruži
- Popis problémů letmo betonovaných konstrukcí
- Další příklady podobných konstrukcí

B) Analýza (Praktická část)

- Charakteristika mostu ve Velmyšlevsi
- Popis výpočetního modelu letmo betonované mostní konstrukce
- Analýza výsledků výpočetního modelu
- Analýza výsledků měření
- Porovnání modelu konstrukce s reálnými hodnotami z měření
- Analýza vlivu veličin ovlivňujících nadměrné průhyby konstrukcí na výsledky modelu

2 Úvod

Diplomová práce je zaměřena na analýzu dlouhodobého působení letmo betonované mostní konstrukce ve Velmyšlevsi. Pro její správné uchopení je důležité porozumět esenciální teorii letmo betonovaných konstrukcí. Úvodní část psaného textu je proto zpracována formou rešerše o letmo betonovaných konstrukcích. Je zaměřena na pochopení základní problematiky této technologie, která je velmi efektivní pro výstavbu mostů s velkým rozpětím a byla tak užita pro výstavbu vahadel P4 a P5, které jsou nejdůležitější částí této konstrukce. V této kapitole je vysvětlen základní princip metody, popis výstavby a působení namáhání. Ve zkratce je zmíněna i technologie výstavby na skruži, a to z toho důvodu, že postup výstavby tohoto mostu byl kombinovaný a zbytek nosné konstrukce byl betonován na skruži, v podobě čtyř betonážních dílů s označením BD1 - BD4. Druhá část diplomové práce je věnována tvorbě výpočetního modelu mostu ve Velmyšlevsi pro časově závislou analýzu průhybů (TDA) a následnou analýzu jejích výsledků. Tyto výsledky jsou následně porovnány s daty kontrolních měření reálné konstrukce, která je součástí silnice I. třídy I/27 a přemostuje údolí podél řeky Chomutovky. Konstrukce byla uvedena do provozu na podzim roku 2016.

3 Letmo betonované konstrukce

3.1 Definice

Technologie letmé betonáže je jednou z nejefektivnějších a nejehospodárnějších metod výstavby mostů s typickým rozpětím 60-150 m. Letmou betonáž lze ale použít pro konstrukce s rozpětím až 300 m, používá se tak i u konstrukcí s velkým rozpětím. Je málo závislá na terénu pod mostem, a je tak vhodná i pro mosty, které překlenují hluboká údolí, v nepříznivém terénu. Touto technologií lze provádět v podstatě všechny druhy betonových mostů, typickým příkladem jsou mosty trámové komorové, lze ji ale užít i pro mosty rámové, zavěšené nebo obloukové. [5, 1]

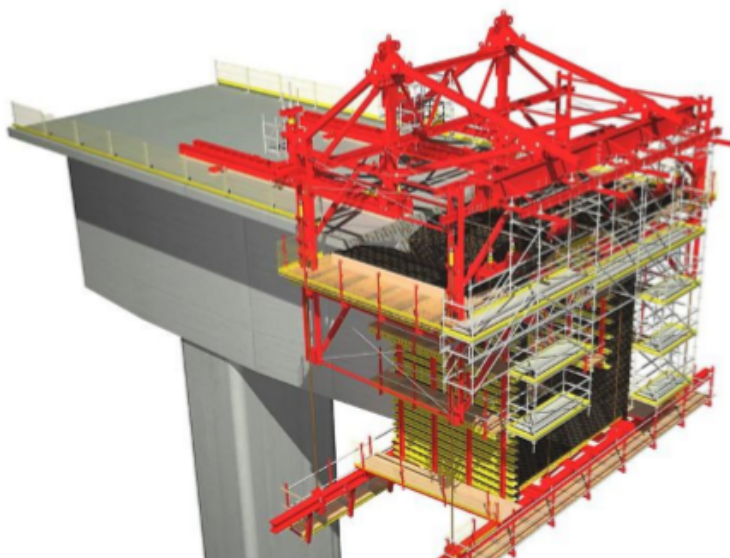


Obrázek 3.1: Zárodek s lamelami a betonážním vozíkem [5].

3.2 Postup výstavby

3.2.1 Souměrná konzola - Princip metody

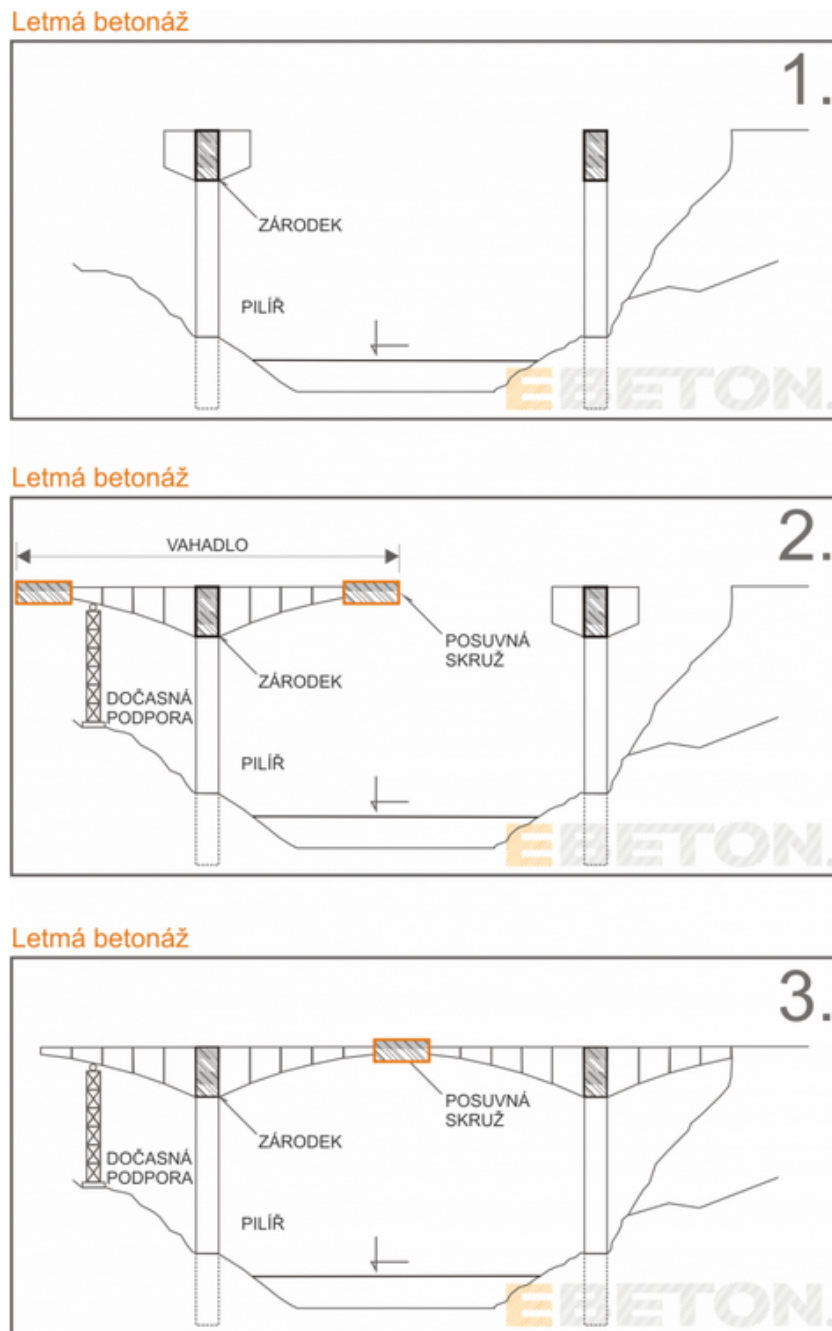
Základním principem metody je vybudování konstrukce souměrné konzoly, po jednotlivých dílech. Začíná se vyhotovením vnitřních pilířů, na nichž se následně vybuduje zárodek, který je základem pro další postup výstavby (obr. 3.1).



Obrázek 3.2: Betonážní vozík [8].

Na zárodek se připevní posuvný betonážní vozík (Obr. 3.2), který se pohybuje po kolejnicích. Nese bednění připraveného tvaru, do kterého se nalije čerstvý beton. Pro typicky používané komorové průřezy se takto vybetonuje spodní část průřezu typu U. Horní deska se bední i betonuje samostatně. Po zatvrdnutí betonu v bednění se posune vozík do nové pozice. Takto je ze zárodku budována konstrukce symetricky po jednotlivých částech, tzv. lamelách, které dosahují délky cca 3-5 m. Beton ve vozíku může dosahovat hmotnosti i přes 100 tun. Z tohoto důvodu musí být vozík dostatečně tuhý, jeho konstrukce je většinou z příhradové ocelové konstrukce a jeho vlastní tíha se může pohybovat okolo 50 tun. Nakonec se lamely obou sousedních pilířů propojí střední (uzavírací) lamelou. [1, 9] (Obr. 3.3)

3.2 Postup výstavby



Obrázek 3.3: Postup letmé betonáže [5].

Před zmonolitněním v místě střední lamely jsou obě sousední vahadla rozepřeny hydraulickými lisami, což vede k rektifikaci geometrického tvaru konstrukce. Pro zajištění lepší stability lze využít i systém vzpěr, dočasných podpór (obr. 3.3 2.) nebo pylon se závěsy. [7]

3 LETMO BETONOVANÉ KONSTRUKCE

Rychlost výstavby je díky užití technologie letmé betonáže obecně velmi vysoká. Kromě možností výstavby v obtížných podmínkách je výhodou letmo betonovaných konstrukcí i v nižší pracnosti bednění, jehož plocha je díky betonážnímu vozíku velmi omezena. Nevýhodou je však malý pracovní prostor ve vysoké výšce a problematický transport materiálů, který musí být často zajišťován těžkými jeřáby. Narozdíl od konstrukcí betonovaných na skruži se musí řešit i rektifikace [5] Daleko větším problémem letmo betonovaných konstrukcí je však složitost jejich statického chování. Statické schéma konstrukce se kontinuálně mění během postupu výstavby a stýkají se části různého stáří, což se projevuje na deformacích konstrukce vlivem reologických jevů - smršťování a dotvarování. [5, 1]



Obrázek 3.4: Dokončený most - Arachthos Bridge, Řecko [20].

3.2 Postup výstavby

3.2.2 Sdružené rámy

Historicky byl používán systém sdruženého rámu s posuvnými klouby uprostřed pole s velkými náběhy k pilířům. Vlivem dotvarování tento systém vykazoval velké průhyby ve středu rozpětí a proto bylo od tohoto typu výstavby časem upuštěno a nahrazujícím systémem se stala výstavba spojitých nosníků.

3.2.3 Jednostranná konzola

Jednostranná konzola je systém, který řeší problém s dopravou materiálu, který se vyskytuje u souměrných konzol. Výstavba probíhá od vnějšího pilíře a dopravu materiálu lze zabezpečit po mostovce stávající konstrukce. Tento systém spočívá v kombinaci systému letmé betonáže s jednostranným vyvěšováním nebo provizorním podepřením. Jednostranné vyvěšování je tak vhodné například pro situaci, kdy není dostupný prostor pod mostem z důvodu výstavby nad rozsáhlou vodní plochou.

3.2.4 Letmá betonáž oblouků

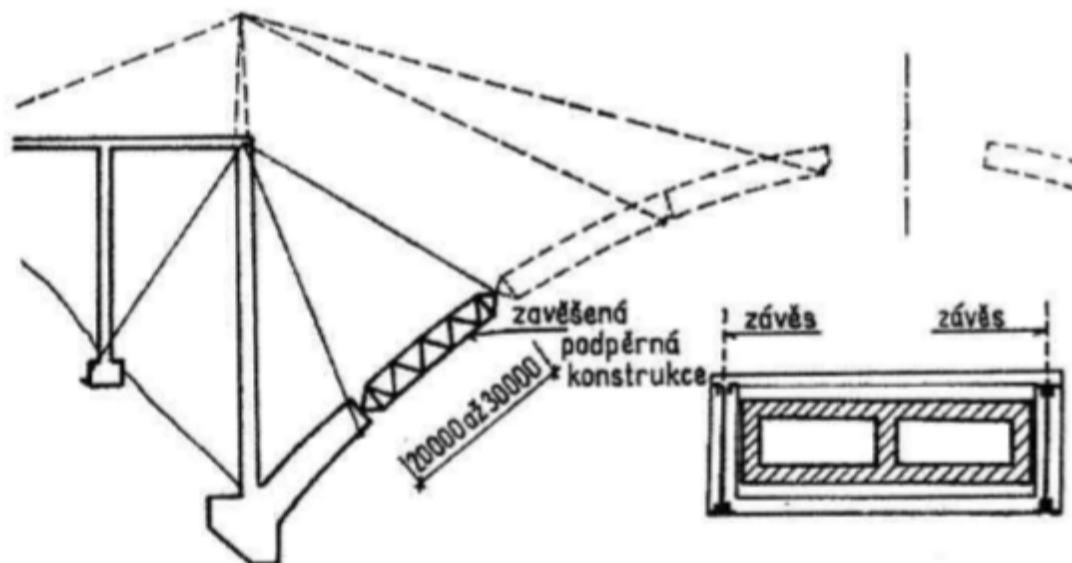
Letmá betonáž oblouků je nejefektivnější pro obloukové mosty velkých rozpětí mezi 150 až 400 *m*. Touto technologií byl postaven jeden z největších betonových mostů světa přes ostrov Krk v Chorvatsku. Jeho rozpětí je 1430 *m*. (Obr. 3.15) Český příklad takového mostu je dálniční most přes Opárenské údolí. [1]

Výstavba oblouku je při této metodě realizována z pylonu, který má společnou patu s obloukem. Z paty se postupuje po jednotlivých lamelách. Ty se realizují na vyvěšené podpěrné konstrukci, která funguje jako skruž. Takto se postupuje až k vrcholu oblouku. Po spojení obou jeho částí se vloží do vrcholu hydraulické lisy, vyvodí se navržená vodorovná síla a střední lamela se zabetonuje. (Obr. 3.6) [1]

3 LETMO BETONOVANÉ KONSTRUKCE



Obrázek 3.5: Letmo betonový obloukový most přes ostrov Krk [18].



Obrázek 3.6: Postup výstavby letmo betonovaného obloukového mostu [1].

3.2 Postup výstavby

3.2.5 Letmá betonáž zavěšených mostů

Letmá betonáž je vhodná i pro výstavbu zavěšených mostů. V případě konstrukce s ohybově měkkou mostovkou je možné vozík zavěsit na definitivní závěs, v němž vzniká při montáži tahové napětí a napomáhá tak při výstavbě. Jeho zakotvení je zajištěno do připraveného betonového prefabrikátu se závažím, který je pevně spojen s vozíkem a do vybetonované konstrukce následně přenáší vodorovnou složku tahové síly závěsu. Pro ohybově tuhou mostovku se používá klasický betonážní vozík, který je spojen pouze s předchozí lamelou. (Obr. 3.7) [1]



Obrázek 3.7: Letmo betonovaný zavěšený most [4].

3.2.6 Letmá montáž

Technologie letmé montáže kopíruje letmou betonáž. Montáž probíhá pomocí jeřábové dráhy dopravující jednotlivé segmenty. Dráhu lze využít jak pro souměrnou, tak pro jednostrannou montáž. Pilíře montážní dráhy jsou založeny přímo na mostovce hotové konstrukce.

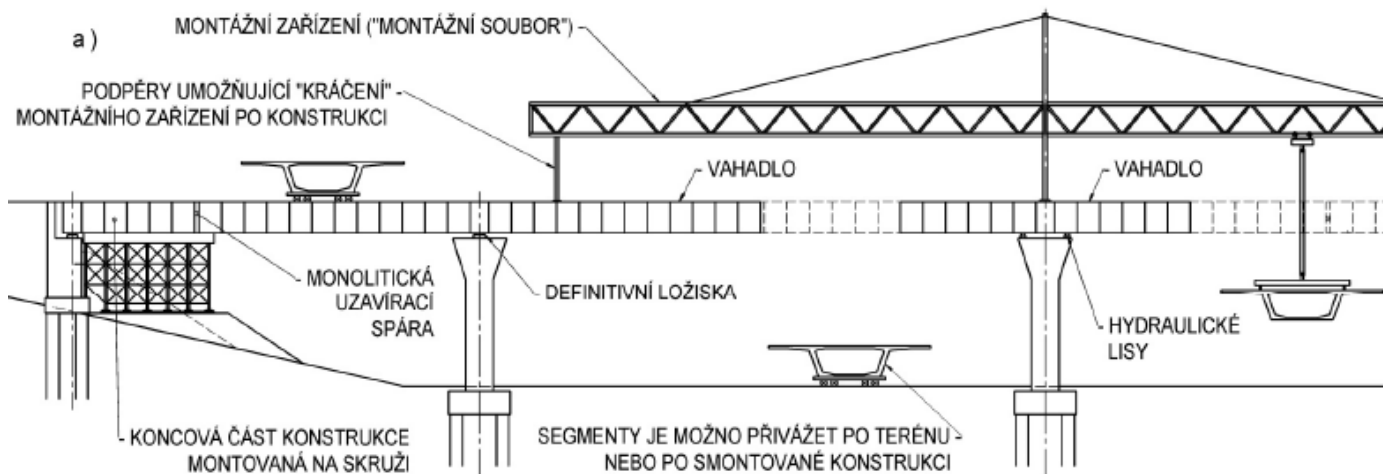


Obrázek 3.8: Foto z letmé montáže [2].

Od vahadel se montáží jednotlivých dílců postupuje až do středu rozpětí. Je možné postupovat jak symetrickou montáží, ale i střídavým způsobem. V druhém případě se nejdříve montuje lamela 1 z levé strany (při pohledu na vahadlo) a následně lamela 1 ze strany pravé. To způsobuje nesymetrické zatížení pilířů, na kterou musí být konstrukce v tomto montážním stavu řádně posouzena. (obr.)

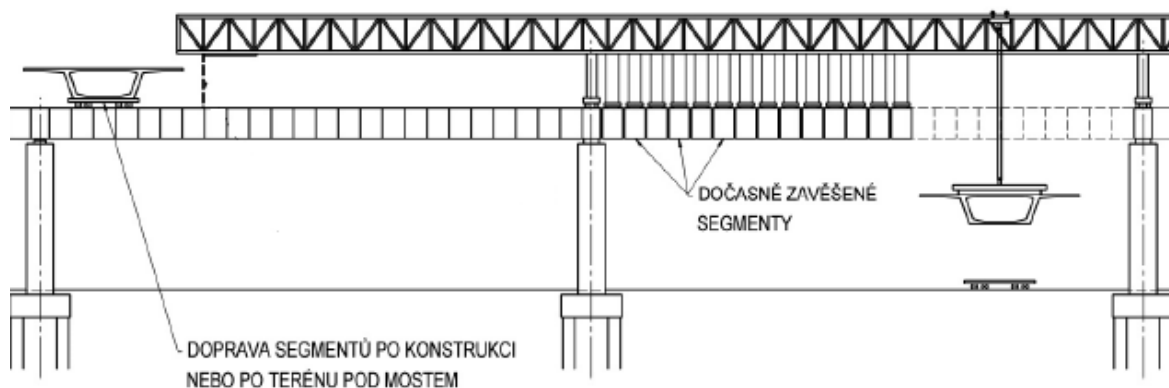
3.2 Postup výstavby

Metoda letmé montáže je nejvhodnější pro konstrukce s rozpětím 40-60 m. Velkou výhodou je velmi rychlý postup výstavby. Délka segmentů je o něco kratší než délka lamel letmé betonáže, a to 2-3 m. Systém předpětí je podobný jako u letmé betonáže. (viz. kap. 3.4) [2]



Obrázek 3.9: Schéma letmé montáže [2].

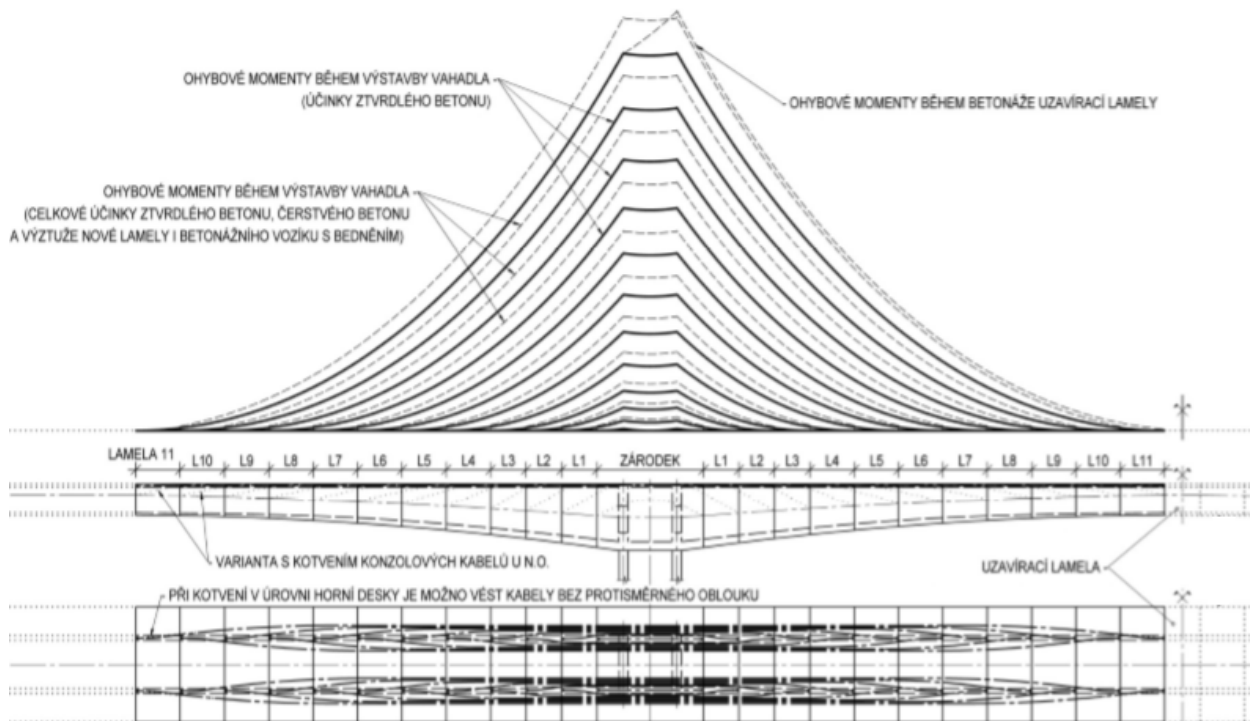
Její alternativou je progresivní konstrukční metoda *span-by-span* (z anglického jazyka), kterou jsou jednotlivé segmenty dočasně zavěšovány na montážní konstrukci. Takto je možné vyvést konstrukci celého pole. Hlavní výhodou je opět rychlost a jednoduchost výstavby. Nevýhodou je naopak nutnost dodatečného montážního podepření pevnou skruží po uvolnění segmentů a složitost rektifikace polohy jednotlivých lamel. [2]



Obrázek 3.10: Metoda span-by-span [2].

3.3 Statické působení

Přidáváním jednotlivých lamel dochází ke změně ohybového momentu. Vznikají dlouhé konzoly na obou stranách zárodku a podporový moment tak narůstá do velmi vysokých hodnot.

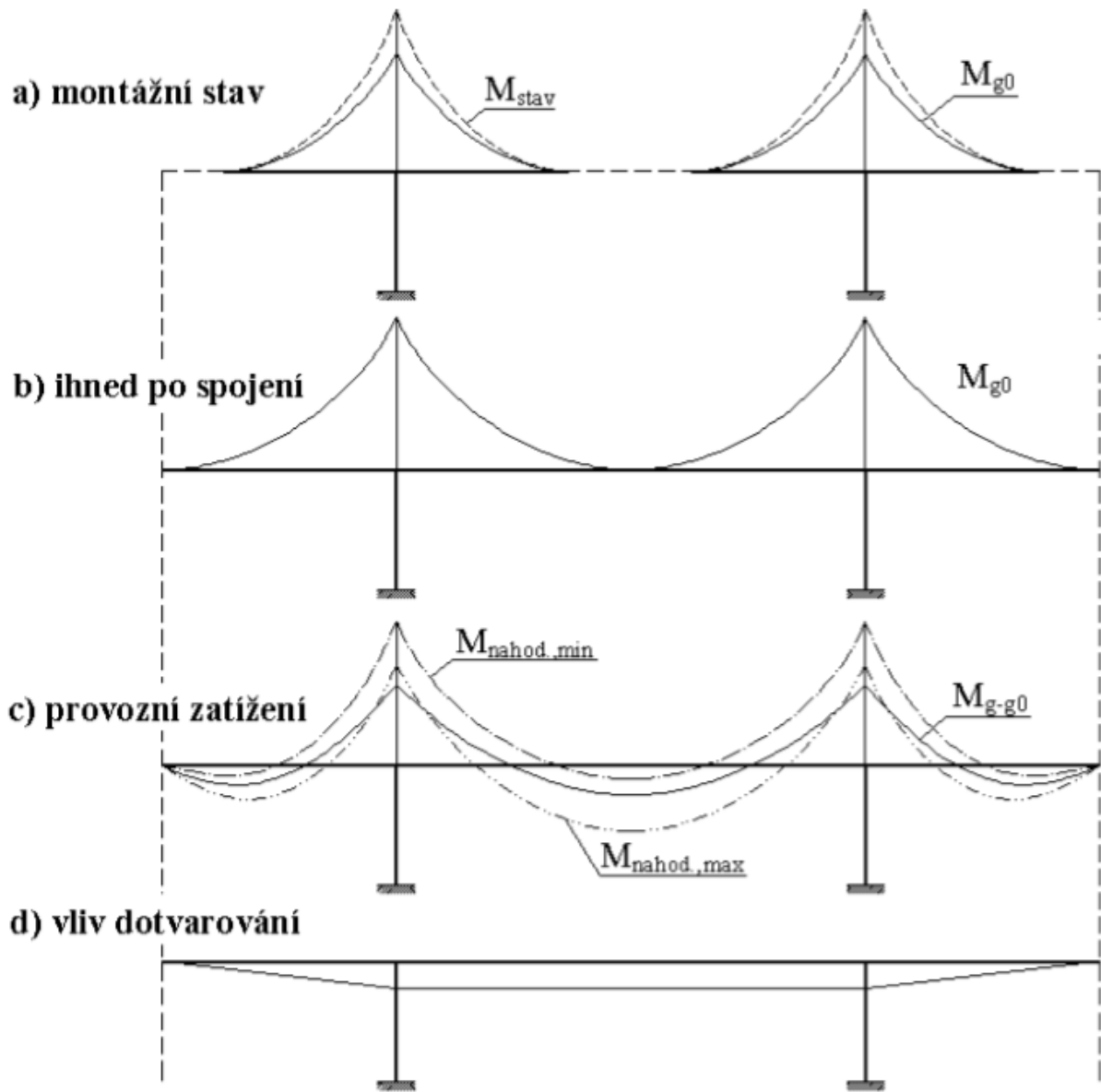


Obrázek 3.11: Změna ohybového momentu vlivem výstavby lamel [2].

Z tohoto důvodu je pro letmo betonované konstrukce typický návrh komorového průřezu s proměnnou výškou a proměnnou tloušťkou spodní desky. Větší výška průřezu a větší tloušťka desky zajišťují větší ohybovou únosnost v místě podpor. (Obr. 3.11) [1]

Po vybetonování poslední (střední) lamely konstrukce mění svůj statický systém z konzoly na spojitý, staticky neurčitý nosník. Dochází tak k redistribuci ohybových momentů a vzniká kladný ohybový moment v poli. Spojité nosníky jsou obecně velmi náchylné na vnější vlivy jako je teplota, smršťování nebo dotvarování [1].

3.3 Statické působení

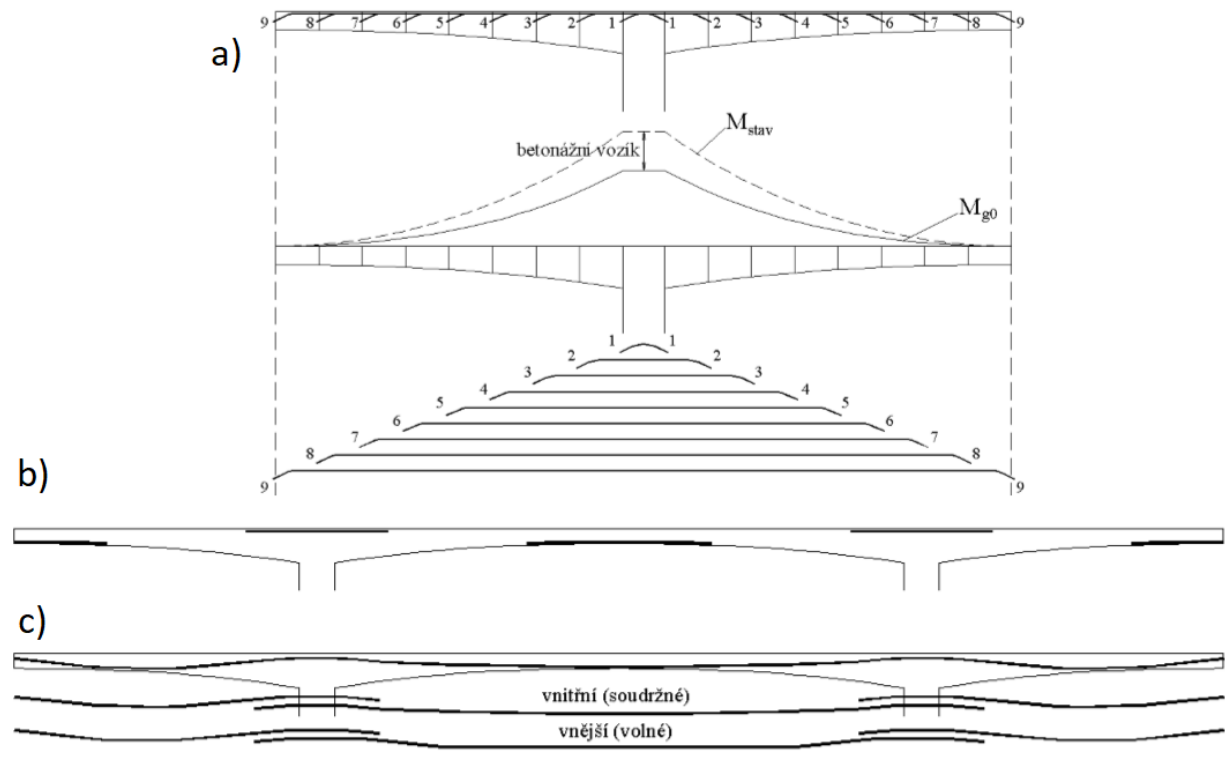


Obrázek 3.12: Změna statického systému vlivem spojení sousedních vahadel [4].

Letmo betonované konstrukce jsou při celkové analýze složeny z několika částí různého stáří. Z tohoto důvodu je pro stanovení správných výsledků důležité vytvořit dostatečně složitý a podrobný statický model s uvažováním proměnlivosti zatížení, změny statického systému během postupu výstavby a vliv dotvarování a smršťování [1].

3.4 Předpětí

Při návrhu předpínacích kabelů je nutné posoudit oba rozhodující návrhové stavy - provozní i montážní. Tyto dvě soustavy se staticky velmi liší a oběma stádiím tak musí odpovídat i celkový návrh předpětí. [1]:



Obrázek 3.13: Vedení předpínacích kabelů v podélném řezu mostu [4, 1].

3.4.1 Montážní kabely

Montážní kabely (obr.3.13a) jsou kabely konzolové a slouží k přenesení záporných podporových momentů během výstavby, jejichž průběh je dobře ilustrován na obrázku 3.12. Konzolové kabely jsou vedeny v horní desce mostovky nebo její těsné blízkosti a pro omezení ztrát předpětí mohou být vedeny přímo. Kotveny mohou být v náběžích uvnitř komory.

3.4 Předpětí

Dominantním zatížením je stálé zatížení. To zapříčiňuje zatížení průřezu posouvající silou, kterou montážní kabely nejsou schopny přenést. Průřez je tak nutný na tuto sílu dostatečně vyztužit. Je možné využít i kotvení do stojiny a tím tak pomoci redukci posouvající síly. Tento typ vedení ale naopak vede k větším ztrátám předpětí a prostorové vedení je velmi složité. [1]

3.4.2 Kladné a záporné kabely

Kladné a záporné kabely (obr.3.13b) jsou napínány po vybetonování střední spáry. Tyto kabely slouží k redukci tahových napětí od ostatního stálého a nahodilého zatížení ve středu rozpětí jednotlivých polí a nad podporami [1].

3.4.3 Kabely spojitosti

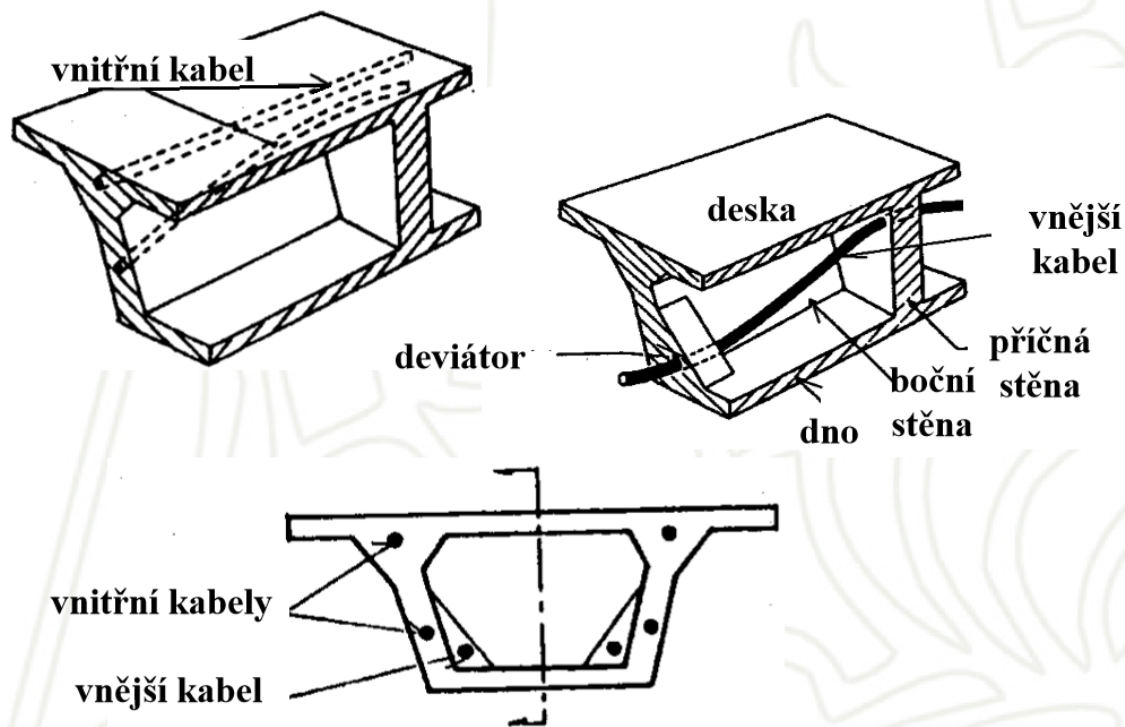
Kabely spojitosti (obr.3.13c) procházejí skrz celé pole a jsou kotveny ve vedlejším poli. Navrhují se buď jako vnitřní soudržné, které se kotví do zesílené stěny podpory nebo jako vnější volné, které se kotví do podporových příčníků. [1]



Obrázek 3.14: Volné kabely uvnitř komory [17].

Volné kabely zajišťují menší ztráty předpětí, snadno se kontrolují a v případě poruch se dají i vyměnit, usnadňují zpracování betonu a kabely jsou i lépe chráněny proti korozi. [17] Nelze s nimi však počítat do ideálního průřezu a snižují tím tak stupeň bezpečnosti průřezu. Způsobují navíc velké radiální síly v prostorech deviátorů - míst, kde dochází ke změně tvaru kabelů [1].

Projekt předpínací výztuže musí zahrnovat i možnost přetržení kabelu nebo poruchy kabelového kanálku. Z tohoto důvodu je tak nutná možnost doplnění montážních a kladných kabelů, včetně prostoru pro jejich kotvení. Nevyužité kabelové kanálky jsou po skončení výstavby zainjektovány. Pro zesílení je nutné umožnit i předeprnutí volnými kabely. Aby bylo umožněno jejich vedení, vytvoří se dodatečné deviátory v polích a volné kabelové kanálky v příčnicích. [1]



Obrázek 3.15: Vedení předpínacích kabelů v příčném řezu mostu [17].

4 Nadměrné dlouhodobé průhyby letmo betonovaných konstrukcí

Jedním z nejdůležitějších faktorů ovlivňující současný vývoj a principy navrhování předpjatých mostních konstrukcí je důraz na kvalitu, trvanlivost a bezproblémový provoz s minimálními náklady. Z hlediska dlouhodobé použitelnosti a spolehlivosti předpjatých mostních konstrukcí větších rozpětí je otázka růstu deformací v čase proto velmi důležitým tématem. Zkušenosti měření u konstrukcí komorových mostů z předpjatého betonu, které jsou typicky užívány pro výstavbu mostů dlouhých rozpětí, často ukazují na větší hodnoty skutečných průhybů (zvláště z hlediska dlouhodobého vývoje), než stanovují dosavadní výpočty a predikce, které jsou součástí aktuálních principů pro navrhování těchto konstrukcí. [28]

Je nutné si uvědomit, že tyto konstrukce jsou budovány postupně a během výstavby

tak naprosto zásadním způsobem mění statický systém, což zapříčiňuje i vývoj namáhání v čase, například vlivem reologických vlivů. Rozdíly v průběhu průhybů mezi hodnotami stanovenými modely a hodnotami stanovenými měřeními tedy poukazují na nepřesnosti v procesu navrhování co se týče redistribuce vnitřních sil, na které jsou tyto konstrukce dimenzovány. Z tohoto důvodu je tak třeba stanovení nových, zpřesněných kritérií pro mezní stanovení použitelnosti u konstrukcí tohoto typu. [28]

Typickým příkladem mostních konstrukcí s velkým rozpětím jsou i letmo betonované mosty. [28] Příčinou vzniku nadměrných dlouhodobých průhybů letmo betonovaných konstrukcí může být hned několik. Tyto důvody jsou popsány v této kapitole a rozdělené do pěti hlavních skupin.

4.1 Technologické chyby

Prvním důvodem, způsobujícím nadměrné průhyby jsou technologické chyby, které jsou nejjednoduššeji odhalitelným a zároveň i odstranitelným důvodem, který má vliv na zvyšování průhybů krátkodobých i dlouhodobých. Většina z nich neplyne z důvodu nesprávného procesu navrhování, ale z chyb při výstavbě konstrukce. Další příčinou může být nedodržení složení a kvality betonové směsi, a to jak záměsové vody, tak použitého kameniva, cementu, příměsí nebo přísad. Mohou plynout i z nevhodných podmínek na staveništi při betonáži, z chyb při ošetřování a ukládání betonové směsi, z nedostatečné přípravy bednění, nedodržování konstrukčních zásad při vázání betonářské výztuže a krycí vrstvy, nedodržení předepsaných zkoušek, či špatného odhadu relativní vlhkosti prostředí. Příčiny vzniku technologických chyb mohou být způsobeny i nerespektováním postupu výstavby, porušováním sledu časového harmonogramu výstavby, nedodržováním geometrie a velikosti předpětí, nedodržováním tuhosti montážního podepření, chybami při kotvení předpínací výztuže, apod. [16]

Tyto chyby mohou následně vést k nedodržení modulu pružnosti, výsledné pevnosti, či objemové hmotnosti betonu, které jsou základními návrhovými parametry každé betonové konstrukce. Dále mohou vést k redukcí účinků předpětí vlivem jeho odlišného působení nebo ztrát předpětí. Všechny tyto důsledky tak přímo vedou k odlišnostem mezi navrženou a

4.2 Ztráty předpětí

skutečně realizovanou konstrukcí, která tím pádem neodpovídá posudkům navržené konstrukce. [16]

4.2 Ztráty předpětí

Jedním z důvodů nárůstu dlouhodobých průhybů na letmo betonovaných konstrukcích jsou ztráty předpětí, které oslabují namáhání, jímž předpínací kabely působí na konstrukci a vyrovnávají účinky opačně působícího ekvivalentního (především stálého) zatížení. Napětí a deformace konstrukce jsou z hlediska ztrát předpětí velmi citlivé, protože ekvivalence zatížení, působících na konstrukci je dána složkami sil o velkých hodnotách a jejich případný rozdíl může působit velké změny v napjatosti a deformacích konstrukce. [14]

Podstatou správného návrhu předpjatého betonového prvku je tedy správná a přesná definice ztrát předpětí a jejich eliminace do co nejvyšší možné míry. S touto podstatou bohužel nekorespondují některé zastaralé, dosud používané přístupy při navrhování prvků, zvláště co se týče problematiky vlivu dotvarování, smršťování a deplanace průřezu. Takovým příkladem je například hypotéza o zachování rovinnosti průřezu nebo nerealistické modely dotvarování a smršťování betonu, které zanedbávají nebo ne zcela přesně vystihují tyto účinky. Tyto skutečnosti mohou vést ke zcela chybným závěrům při návrhu a způsobení velké odchylky výsledků oproti skutečným hodnotám měření na realizované konstrukci. [14]

Ztráty předpětí se dle vývoje dělí na dvě kategorie - krátkodobé (okamžité, technologické) a dlouhodobé (provozní). [14, 31]

4.2.1 Krátkodobé ztráty předpětí

Krátkodobé ztráty se na konstrukci projevují mezi okamžikem napínání a zakotvení předpínací výztuže (t_0). Jsou ovlivněny vlastnostmi tohoto předpínacího systému a zpravidla je jejich popis velmi dobře znám již od počátků předpjatého betonu. To znamená, že jejich působení není tak problematické zahrnout do výpočtu a při dodržení postupů při předpínání nemají vliv na celkový průhyb konstrukce. [14]

4 NADMĚRNÉ DLOUHODOBÉ PRŮHYBY LETMO BETONOVANÝCH KONSTRUKCÍ

Typickým příkladem krátkodobých ztrát jsou ztráty třením (mezi kabelem a stěnami kabelového kanálku), pokluz v kotvě, okamžité pružné přetvoření betonu, postupné předpínání, krátkodobá relaxace předpínací výztuže nebo přetvoření opěrného zařízení (obr. 4.5). [31]

Ztráty třením $\Delta\sigma_{P,1}(x)$ v čase x , po celé délce kabelu jsou:

$$\Delta\sigma_{P\mu}(x) = \sigma_{p,0,max}(1 - e^{-\mu(\alpha+kx)}). [31] \quad (4.1)$$

$\sigma_{p,0,max}$ je hodnota maximálního napětí ve výztuži po zakotvení,

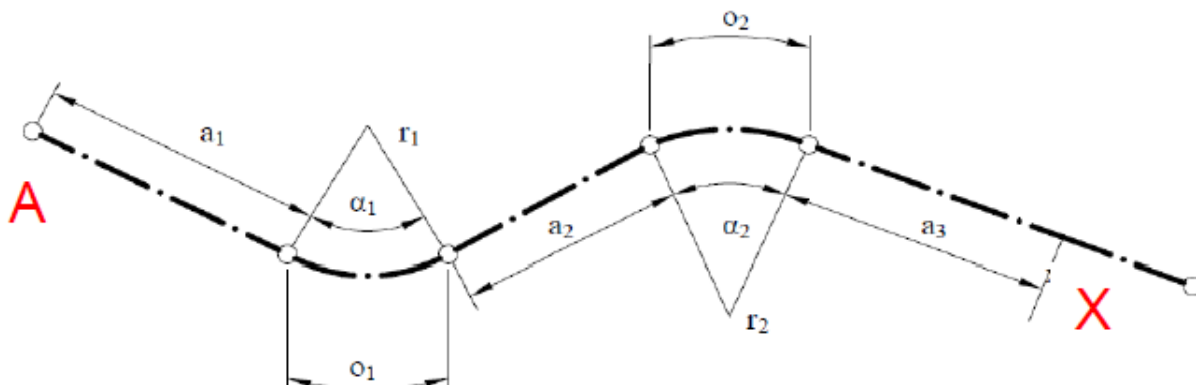
α je součet úhlů ovinutí na délce $x = AX$,

k je charakteristika vlivu výrobních nepřesností na zakřivení původně přímé části dráhy vnitřní předpínací vložky na jednotku délky,

μ závisí na vlastnostech povrchu předpínacích vložek a na délce předpínací výztuže ,

k je koeficient, závislý na kvalitě provádění, vzdálenosti mezi podpěrami předpínací vložky a na typu kanálku (obr. 4.1) .

4.2 Ztráty předpětí



Obrázek 4.1: Ztráty třením - předpínací kabel [31]

4.2.2 Dlouhodobé ztráty předpětí

Dlouhodobé ztráty se na konstrukci projevují mezi zakotvení předpínací výztuže (t_0) a sledovaným časem (t), případně předpokládaným koncem životnosti konstrukce. K jejich stanovení je rozhodující správný popis reologických vlastností materiálu, tedy dotvarování a smršťování pro beton a relaxace pro předpínací výztuž. [14]

Ztráty předpětí relaxací předpínací výztuže

Relaxace oceli velmi ovlivňuje dlouhodobé chování předpjatého prvku. Při konstantním protažení výztuže, klesá předpínací napětí (rce 4.21) a tedy i předpínací síla (rce 4.21), resp. účinek předpětí (rce 4.22 - 4.24). Její kapacita a časový vývoj závisí na mechanických vlastnostech použité oceli a na technologickém postupu předpínání. Relaxace je velmi závislá na teplotě a pro teploty nad 50 stupňů Celsia může způsobit i dvojnásobný úbytek napětí oproti 20 stupňům Celsia. [14]

Z výsledků měření na mostních konstrukcích bylo v minulosti doloženo, že právě podcenění ztráty relaxací je jednou z hlavních příčin, které způsobují nadměrné deformace předpjatých betonových konstrukcí v čase. [14]

4 NADMĚRNÉ DLOUHODOBÉ PRŮHYBY LETMO BETONOVANÝCH KONSTRUKCÍ

Tato fakta v minulosti vedla ke změně návrhové normy vytvořením eurokódu EC 2 (ČSN EN 1992-1), jenž předepisuje pro ztráty předpětí relaxací vztah:

$$\Delta\sigma_{p,r} = \sigma_{p,m0} \times 0,66 \times \rho_{1000} e^{9,1 \frac{\sigma_{p,m0}}{f_{pk}}} \frac{t}{1000}^{0,75(1 - \frac{\sigma_{p,m0}}{f_{pk}})} 10^{-5}. [14] \quad (4.2)$$

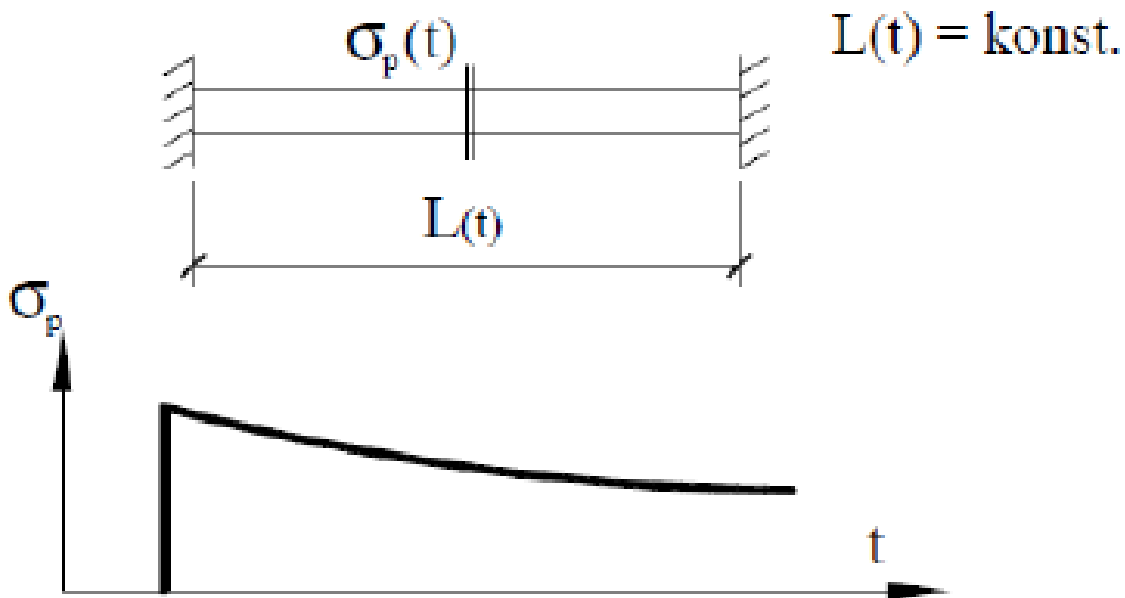
$\sigma_{p,m0}$ je počáteční napětí v předpínací výztuži při zakotvení,

f_{pk} charakteristická pevnost předpínací oceli,

t je čas vyšetřování ztrát relaxací,

ρ_{1000} je ztráta relaxací 1000 hodin po napnutí při průměrné teplotě 20 stupňů Celsia pro počáteční napětí 0,7 fp (pro třídu relaxačního chování 2 podle EC 2 je $\rho_{1000} = 2,5\%$).

Dle eurokódu je stanovena třída relaxačního chování, pro kterou je definován funkční předpis časového vývoje ztráty, pro čas 57 let. Rozdíly úbytku předpětí mezi stanovením dle EC 2 a dříve používanou normou ČSN 73 6207 tak mohou být i přes 100 MPa. [14]



Obrázek 4.2: Změna napětí ve výztuži důsledkem ztrát relaxací předpínací výztuže [31].

4.2 Ztráty předpětí

Ztráty předpětí dotvarováním betonu

Dotvarování je jev, kdy se vlivem působení vnějšího zatížení konstrukce deformuje v čase. Relativní přetvoření od dotvarování $\epsilon_c(t)$ vlivem obecné síly F popisuje rovnice:

$$\epsilon_c(t) = \epsilon_0(1 + \phi(t, t_0)), \epsilon_0 = \frac{F}{A_c E_c(t_0)}. [38] \quad (4.3)$$

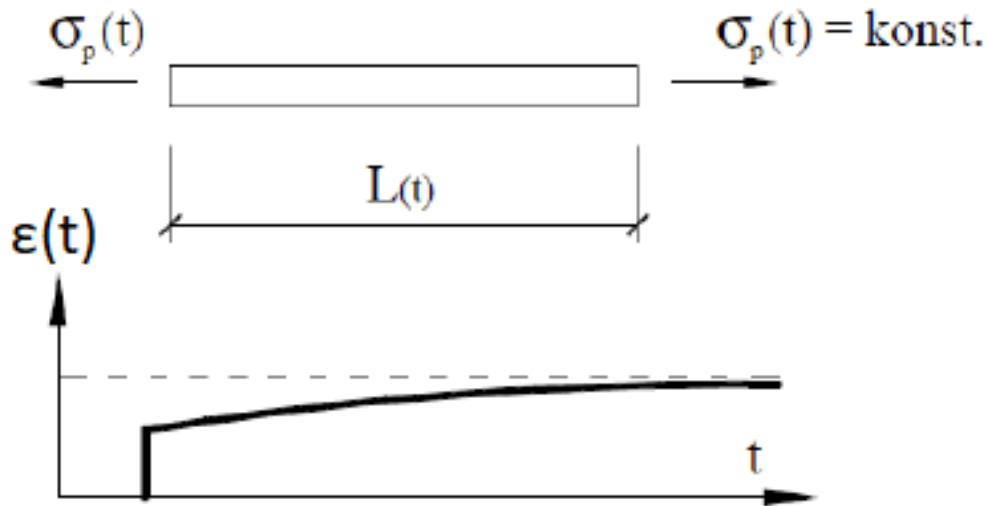
ϵ_0 je počáteční přetvoření prvku v čase t_0 ,

$\phi(t, t_0)$ je součinitel dotvarování závislý na čase t_0 a posuzovaném čase t ,

F je zatížení,

A_c je plocha betonu prvku,

$E_c(t_0)$ je modul pružnosti betonu v čase t .



Obrázek 4.3: Změna relativního přetvoření betonu v čase důsledkem ztrát dotvarováním betonu [31].

Na reálné konstrukci působí na betonový prvek komplikovanější a komplexnější zatížení, než je obecná bodová síla F , například předpínací síla od předpínací výztuže (rce 4.9).

Ztráty předpětí od dotvarování následně plynou ze vztahu:

$$\Delta\sigma_{pc} = \epsilon_c(t)E(t).[31] \quad (4.4)$$

Ztráty předpětí smršťováním betonu

Ke smršťování pak nejčastěji dochází kvůli autogennímu, tj. chemickému smršťování, důsledkem ztráty objemu betonu z důvodu hydratace cementového pojiva v betonu. Druhým důvodem, kvůli němuž dochází ke smršťování, je únik vody z betonu do okolí, tedy plastické smrštění a vysychání. [37]

Ve všech případech smršťování následně dochází k relativní deformaci od smršťování ϵ_{shr} :

$$\epsilon(shr) = \frac{\Delta L}{L}, \quad (4.5)$$

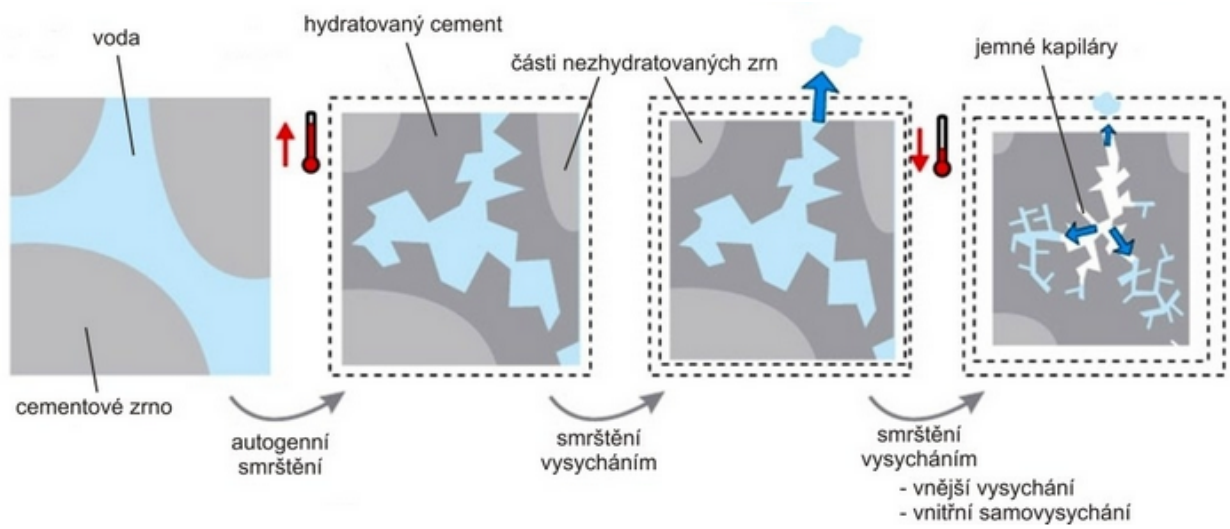
kde ΔL je zkrácení prvku a L jeho počáteční délka. [38] Ztráty předpětí od smršťování následně plynou ze vztahu:

$$\Delta\sigma_{ps} = \epsilon_c(t)E(t).[31] \quad (4.6)$$

Z výsledků experimentálních studií se potvrzuje, že v současné době používané přístupy pro stanovení ztrát dotvarováním a smršťováním jsou nerealistické a podceňují nebo dokonce ignorují některé významné faktory. Jedním z nich je například 3D působení předpjatého prvku nebo celé konstrukce. Primitivní předpoklad zachování rovinnosti příčného řezu po deformaci je naprosto nezdůvodnitelný v souvislosti se známými jevy jako je ochabnutí smykem, vázané kroucení nebo deplanace průřezu. [30]

Pro predikci reálného vývoje dotvarování a smršťování je tak vhodné užít výstižné matematické modely, například model B3. Vývoj dotvarování a smršťování také zcela zásadně závisí na tloušťce stěn a desek průřezu, je tedy nutné respektovat reologické nehomogenity těchto částí příčného řezu. [14]

4.2 Ztráty předpětí



Obrázek 4.4: Smršťování [37].

Pro podrobný popis problematiky tohoto působení je vhodný tenký deskový prvek obdélníkového tvaru o rozměrech b , h a L , předepnutý přímým, nesoudržným předpínacím kabelem ve střednicové ploše jeho podélné osy. Přenos předpínací síly je realizován kotvením, s roznášecí deskou. V působišti předpínací síly (kotvení) dochází k deformaci - zřejmému zatlačení betonu, tedy dochází k porušení rovinnosti průřezu prvku. [14]

Zatlačení betonu na povrchu příčného řezu prvku zároveň dochází k zkrácení předpínacího kabelu a tedy nárůstu ztráty předpětí. Na základě analýzy pole podélných normálových napětí došlo k aproximaci nerovinného chování průřezu pomocí analytických předpisů - použitím roznášení napětí z kotevní desky na plochu příčného řezu. Po úpravách je roznášecí plocha tohoto obdélníkového průřezu definována vztahem:

$$A_{c,vz} = bh - \frac{\pi d_p^2}{4}. [14] \quad (4.7)$$

$A_{c,vz}$ je vzdorující plocha,

d_p je průměr předpínacího kabelu,

4 NADMĚRNÉ DLOUHODOBÉ PRŮHYBY LETMO BETONOVANÝCH KONSTRUKCÍ

V dalším kroku je průřez zatížen předpínací silou $N_{p,0}$:

$$N_{p,0} = -A_p E_p \epsilon_{p,0}; \epsilon_{p,0} = \frac{2\Delta L_{kab}}{L_{kab}}. [14] \quad (4.8)$$

A_p je plocha předpínacího kabelu,

E_p je modul pružnosti oceli předpínací výztuže,

$\epsilon_{p,0}$ je přetvoření předpínací výztuže po napnutí,

ΔL_{kab} je zkrácení kabelu,

L_{kab} je počáteční délka kabelu.

Následně lze dosadit rovnice 4.7 a 4.8) do vztahu 4.5. Poměrné přetvoření v čase předpětí $\epsilon_{p,t_p}(x)$ je dáno rovnicí:

$$\epsilon_{p,t_p}(x) = \frac{-A_p E_p \epsilon_{p,0}}{E_c(t_p) A_{c,vz}(x)}. [14] \quad (4.9)$$

Dojde ke zkrácení prvku. Za předpokladu symetrie, homogenity a zanedbání ztrát předpětí lze stanovit hodnotu jeho zkrácení $u_{x,0}$:

$$u_{x,0} = \frac{-2A_p E_p \epsilon_{p,0}}{E_c(t_p)} \int_0^{L/2} \frac{1}{A_{c,vz}(x)} dx. [14] \quad (4.10)$$

Celková délka prvku (a kabelu) je tak po předeptnutí a zakotvení rovna:

$$L_{kab,p} = L + u_{x,0}. [14] \quad (4.11)$$

Při uvážení zjednodušení, že předpínací síla $N_{p,0}$ je v celém intervalu mezi časem předpětí t_p a časem na konci životnosti t_∞ konstantní, platí:

$$\epsilon_{p,t_\infty}(x) = \frac{N_{p,0}}{E_c(t_p) A_{c,vz}(x)} (1 + \phi(t_\infty, t_p)) + \epsilon_{shr}(t_\infty, t_p). [14] \quad (4.12)$$

4.2 Ztráty předpětí

Samotný účinek dotvarování a smrštění na poměrné přetvoření je:

$$\epsilon_{c,creep,shr}(x) = \frac{N_{p,0}}{E_c(t_p)A_{c,vz}(x)}\phi(t_\infty, t_p) + \epsilon_{shr}(t_\infty, t_p). [14] \quad (4.13)$$

Integrací předchozího vztahu dostaneme rovnici zkrácení délky prvku:

$$u_{c,creep,shr}(x) = \frac{2N_{p,0}}{E_c(t_p)}\phi(t_\infty, t_p) \int_0^{L/2+1/2u_{x,0}} \frac{1}{A_{c,vz}(x)} dx + \epsilon_{shr}(t_\infty, t_p)(L + u_{x,0}). [14] \quad (4.14)$$

Tímto zkrácením dochází i ke snížení přetvoření od předpětí na konci životnosti $\epsilon_{p,\infty}$:

$$\epsilon_{p,\infty} = \epsilon_{p,0} + \frac{u_{x,creep,shr}}{L_{kab,p}}. [14] \quad (4.15)$$

Následkem je snížení předpínací síly P_∞ :

$$P_\infty = A_p E_p \epsilon_{p,\infty}. [14] \quad (4.16)$$

Při tomto postupu se dopouštíme chyby při stanovení předpínací síly, kterou nahrazujeme diskrétní změnou v čase t_∞ . Bylo však prokázáno, že tato chyba není zásadní. Pro zpřesnění výpočtu je možné užít metodu časové diskretizace. Dalším výpočtu může být zavedení ztrát předpětí vyvolaných deplanací průřezu, jejichž velikost je závislá na dotvarování betonu. [14]

Nárůst průhybů z důvodu působení ztrát předpětí

Princip navýšení průhybů z důvodu ztrát předpětí je takový, že oslabením napětí ve výztuži, a tedy i poklesu předpínací síly, dochází ke změně zatížení a redistribuci vnitřních sil v konstrukci. To vede k oslabení účinků předpětí navrženého k pokrytí vnějšího zatížení na konstrukci a vzniká svislý průhyb od tohoto zatížení. K navýšení dochází primárně z důvodu, že jsou idealizovány nebo zcela zanedbány dlouhodobé ztráty předpětí, které mají podstatný vliv na redukci napětí ve výztuži a vzniká tak značná výpočetní chyba. [5]

4 NADMĚRNÉ DLOUHODOBÉ PRŮHYBY LETMO BETONOVANÝCH KONSTRUKCÍ

Součet jednotlivých uvedených krátkodobých ztrát $\Delta\sigma_{pi}(x)$ se promítne do počátečního napětí $\sigma_{pm0}(x)$ předpínací výztuže v místě x :

$$\sigma_{pm0}(x) = \sigma_{p,max} - \sum_i \Delta\sigma_{pi}(x). [31] \quad (4.17)$$

σ_{max} je maximální napětí při předpínání v místě x .

Maximální napětí při předpínání se stanoví vztahem:

$$\sigma_{p,max}(x) = \min(k_1 f_{pk}, k_2 f_{p0,1k}). [31] \quad (4.18)$$

$$k_1 = 0,8, k_2 = 0,9,$$

f_{pk} je mez kluzu oceli předpínací výztuže,

$f_{p0,1k}$ je smluvní mez kluzu oceli předpínací výztuže,

Počáteční předpínací napětí (rce 4.17) se následně dosadí do rovnice pro výpočet počáteční předpínací síly $P_{m0}(x)$ v místě x :

$$P_{m0}(x) = A_p \sigma_{p,m0}(x). [31] \quad (4.19)$$

A_p je plocha předpínací výztuže.

Střední hodnota předpínací síly $P_{m,t}(x)$ v posuzovaném okamžiku $t > t_0$ a vyšetřovaném místě x je:

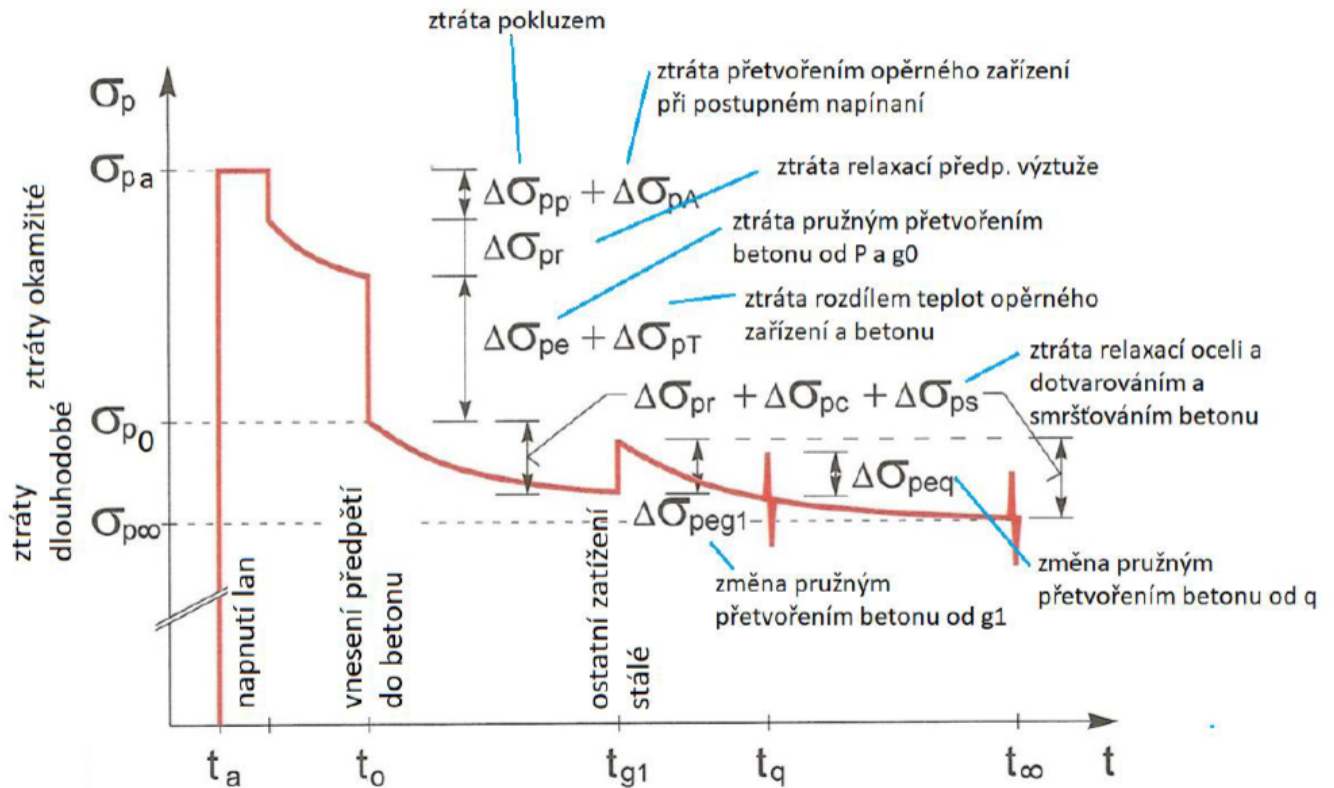
$$P_{m,t}(x) = A_p \sigma_{m,t}(x), \quad (4.20)$$

kde $\sigma_{m,t}(x)$ je střední předpínací napětí v čase $t > t_0$ a místě x . [31] Toto napětí se vyjádří:

$$\sigma_{m,t}(x) = \sigma_{p,m0}(x) - \Delta\sigma_{c+s+r}(x). [31] \quad (4.21)$$

$\Delta\sigma_{c+s+r}(x)$ je součet od dlouhodobých ztrát dotvarováním, smršťováním a relaxací.

4.2 Ztráty předpětí

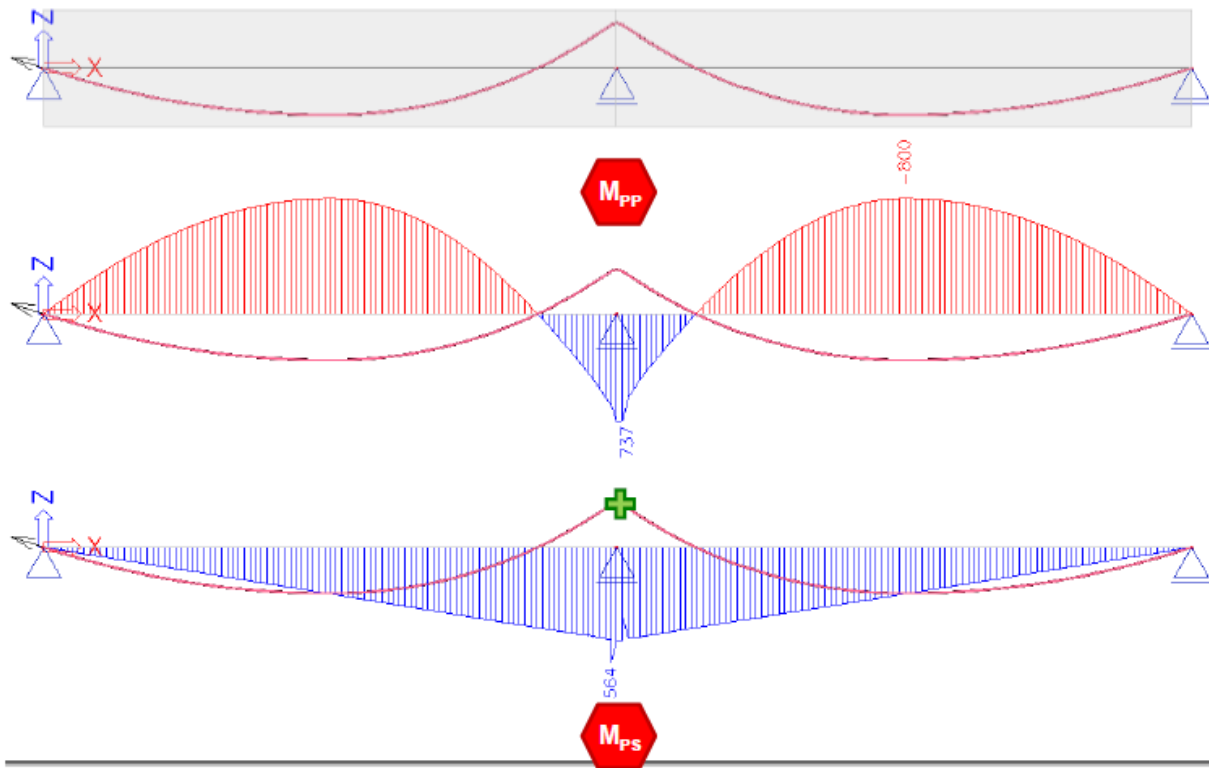


Obrázek 4.5: Změna napětí v předpínací výztuži (σ_p) důsledkem ztrát předpětí [31]. Některé z nich nejsou v této kapitole popsány.

Ze střední hodnoty předpínací síly lze následně stanovit účinky od předpětí. Pro analytické vysvětlení je uveden případ staticky neurčitého nosníku o dvou polích (obr. 4.7).

Na staticky neurčité konstrukci se zvedanými kabelem vzniká od předpínací síly $P(x)$ primární moment (M_{pp}) a sekundární moment (M_{ps} - staticky neurčitý) od předpětí, tedy dohromady celkový moment $M_p = M_{pp} + M_{ps}$. Jeho účelem je vyrovnání momentového účinku zatížení - M_f . Při návrhu této předpínací síly $P(x)$ se však v běžné projektové praxi stává, že se problém některých ztrát předpětí zjednodušuje a jsou uvažovány zastaralé a nerealistické modely. Jde hlavně o stanovení dotvarování a smršťování betonu, které zanedbávají nebo ne zcela přesně vystihují tyto účinky. [5] Pro účel analýzy tuto sílu nazvěme $P(x)$.

4 NADMĚRNÉ DLOUHODOBÉ PRŮHYBY LETMO BETONOVANÝCH KONSTRUKCÍ



Obrázek 4.6: Účinky předpětí [5].

Při podcenění účinků ztrát předpětí pro návrh předpínací síly $P(x)$ zcela jistě dojde k tomu, že tato síla neodpovídá síle $P_{m,t}(x)$, pro jejíž výpočet je zahrnut výpočet ztrát předpětí, odpovídající přesnějším modelům dotvarování a smršťování dle nových poznatků. Tato síla $P_{m,t}(x)$ tedy lépe vystihuje reálné účinky ztrát předpětí na konstrukci.

Pro účel tohoto srovnání řekněme, že tyto modely odpovídají realitě a hodnoty předpínací síly $P_{m,t}(x)$ tak odpovídají reálným hodnotám předpínací síly, působící v konstrukci. Může se tedy stát, že vlivem nepřesností a zjednodušení při návrhu předpínací síly $P(x)$ dojde k jejímu poddimenzování, protože v takovém případě platí:

$$P(x) > P_{m,t}(x). \quad (4.22)$$

Tím dojde především ke snížení primárního momentu od předpětí, který je na síle P přímo závislý:

4.2 Ztráty předpětí

$$M_p = M_{pp} + M_{ps}; M_{pp} = P e_p, \quad (4.23)$$

kde e_p je vzdálenost kabelu k neutrální ose. Platí, že jsou hodnoty momentu od předpětí ve skutečnosti nižší než při návrhu:

$$M_p > M_{p,m,t}(x). \quad (4.24)$$

Tento skutečný moment menší, než moment od zatížení, na který předpínací sílu dimenzujeme posouzením v daném místě:

$$M_f > M_{p,m,t}(x). \quad (4.25)$$

Součet obou momentů je celkový moment, působící na konstrukci M_c :

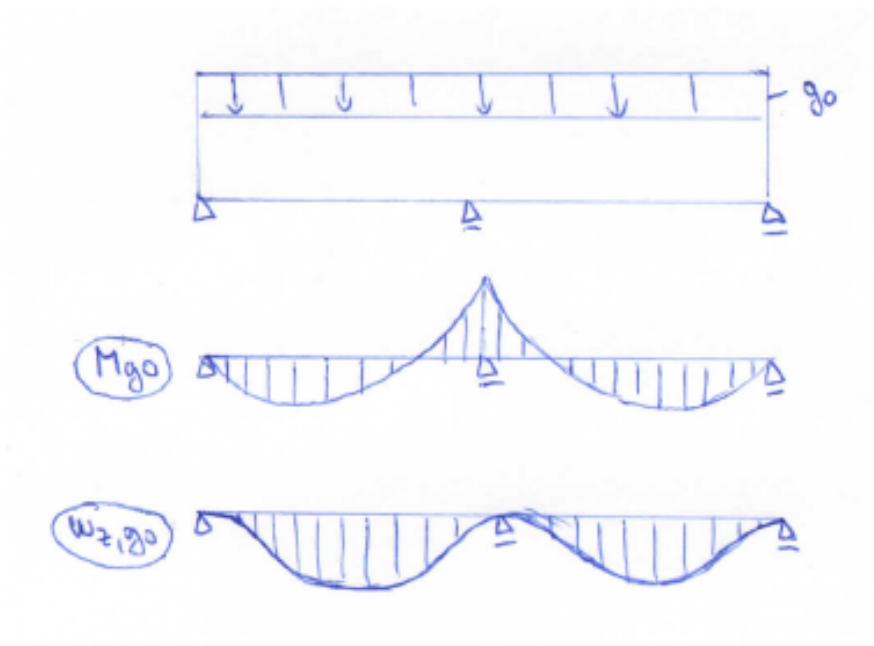
$$M_c = M_f + M_{p,m,t}(x), \quad (4.26)$$

kde M_f - je moment od zatížení s kladnou hodnotou v poli a $M_{p,m,t}$ - moment od předpětí se zápornou hodnotou v poli (obr. 4.7), který je zároveň menší než M_f (rce 4.25). Pro celkový moment v poli, na který je navrhována předpínací síla tedy musí platit i podmínka $M_c > 0$. Takový moment, který vznikl z důsledku porušení ekvivalence těchto posuzovaných hodnot M_f a M_p , je tedy momentem od zbytkového stálého zatížení na konstrukci a tvoří svislý průhyb $w(x)$.

Ze znalostí o staticky neurčitých spojitých nosnicích víme, že průběh momentu a průhybu od stálého zatížení dosahuje kladných hodnot v poli. (obr. 4.7)

Nelze sice říci, že průběh momentu ani průhybu od takového zbytkového stálého zatížení má stejný průběh jako tyto veličiny pro stálé zatížení, platí pro ně však diferenciální rovnice ohybové čáry (rce 4.27), ze které tyto průběhy vychází. Při stanovení rovnice $M_c(x)$ lze tak dopočítat i odpovídající průběh $w(x)$ od zbytkového zatížení. Pro toto stanovení lze za předpokladu přesné interpretace dlouhodobých ztrát užít i pokročilejších výpočetních modelů.

4 NADMĚRNÉ DLOUHODOBÉ PRŮHYBY LETMO BETONOVANÝCH KONSTRUKCÍ



Obrázek 4.7: Moment a průhyb od stálého zatížení na staticky neurčitém nosníku [5].

$$w''(x) = -\frac{M(x)}{EI_y} [36], \quad (4.27)$$

kde $M(x)$ je obecný moment, daný jeho předpisovou funkcí, tedy například i $M_c(x)$. E je modul pružnosti a I_y moment setrvačnosti kolem osy y .

Po dvojitě integraci dle x dostaneme rovnici průhybu:

$$w(x) = -\frac{M(x)x^2}{2EI_y} + Cx + D \quad (4.28)$$

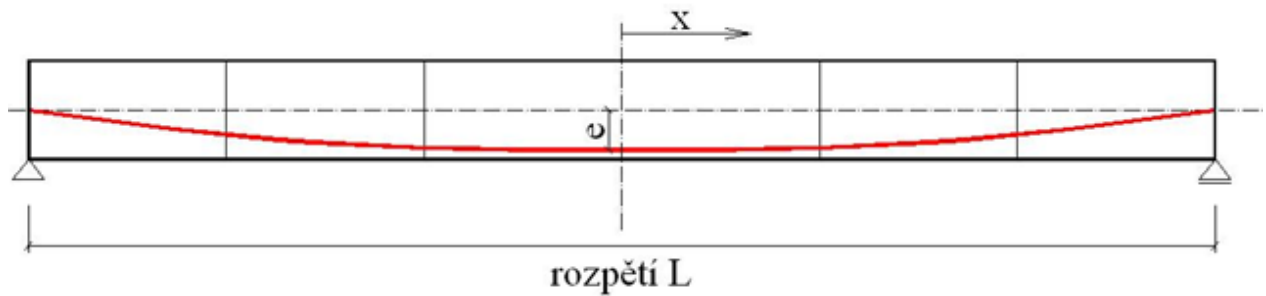
Po konečném výpočtu integračních konstant C a D z okrajových podmínek vyjde průhyb $w(x)$ tedy i průhyb od celkového momentu M_c .

Z těchto skutečností plyne, že při užití nepřesného modelu pro výpočet dlouhodobých ztrát může dojít k poddimenzování předpětí. S časově narůstajícím vývojem dlouhodobých ztrát, které jsou výraznější než bylo předpokládáno, se bude rychleji snižovat předpínací síla $P_{m,t}(x)$, růst celkový moment M_c a následně i celkový dlouhodobý svislý průhyb $w(x)$.

4.3 Vedení předpětí

4.3 Vedení předpětí

Jedním z velmi účinných způsobů omezení nárůstu dlouhodobých průhybů je vhodný návrh předpětí, pro jehož efektivní návrh je důležité znát poměr stálých a nahodilých zatížení. Ukazuje se, že klasický návrh, založený na kritériu plného předpětí průřezů na účinky stálých a nahodilých zatížení, nemusí garantovat i omezení nárůstu dlouhodobých průhybů. Zajištění řízeného vývoje průhybů proto nevyžaduje striktní splnění převzetí stálých ohybových účinků zatížení. [33]



Obrázek 4.8: Příklad - Vedení předpětí [33].

Elementárním příkladem pro analýzu vhodného předpětí je homogenní prostý nosník s masivním nízkým průřezem, pro který lze ignorovat vliv smyku. Průhyb v jeho středu je dán zatížením η . Pro eliminaci průhybu nosníku je nutný kabel s předpínací silou P :

$$P = 8\eta EI(n^2 + 3n + 2)/(eL^2n(n + 3)).[33] \quad (4.29)$$

L je rozpětí prostého nosníku,

e je excentricita kabelové dráhy uprostřed rozpětí,

n je stupeň paraboly definující dráhu kabelu,

E je modul pružnosti materiálu,

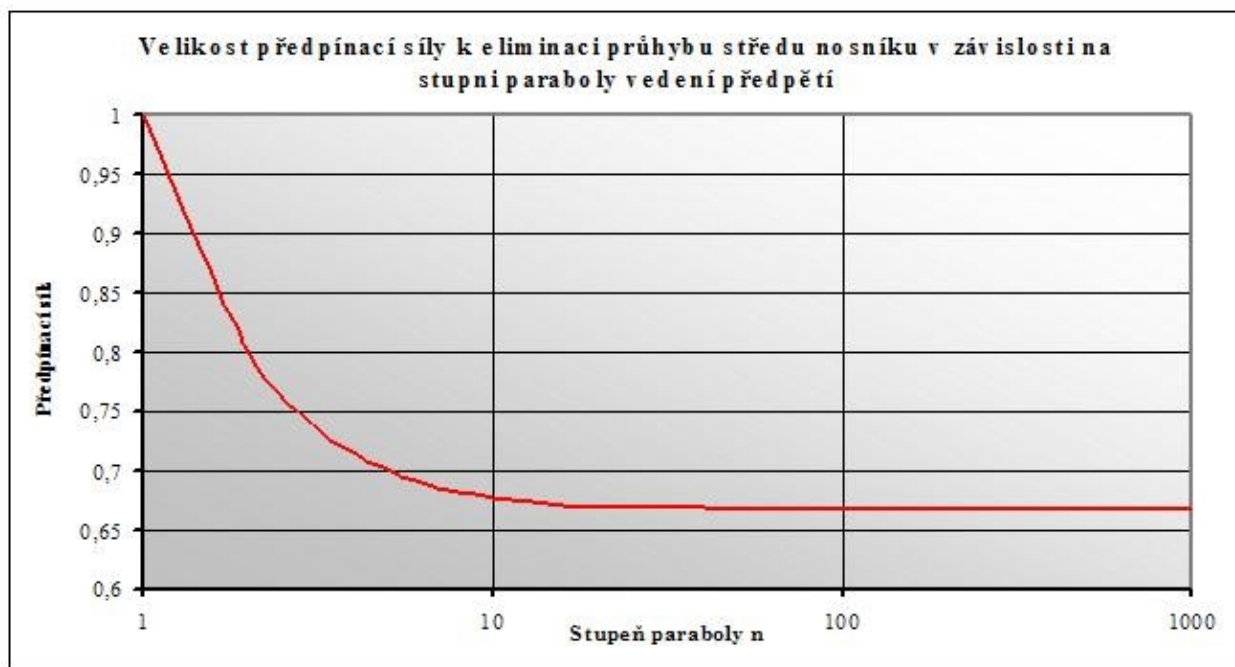
I je moment setrvačnosti průřezu.

Velikost předpětí P nutného k eliminaci průhybu s rostoucím stupněm n klesá (obr. 4.9). Při stupni $n = 2$ je nosník namáhán jen axiální silou - průhyb je nulový v celém rozsahu.

4 NADMĚRNÉ DLOUHODOBÉ PRŮHYBY LETMO BETONOVANÝCH KONSTRUKCÍ

Pro limitní případ neomezeně rostoucího n se kabel blíží přímému kabelu, P pro tuto variantu je o 17 % nižší, průhyb je eliminován jen uprostřed rozpětí. Druhá varianta je tedy efektivnější a dokazuje, že pro eliminaci průhybu není třeba plné převzetí stálých ohybových účinků. [33]

Na reálných staticky neurčitých konstrukcích je mnohem více stupňů volnosti, proto je interpretace problému vedení předpětí složitější. Je nutné si uvědomit, že na úrovni omezení napětí postačí zabývat se jednotlivými průřezy, například v místech, kde dochází ke koncentraci zatížení. Na úrovni posouzení průhybů je ale nutné zabývat se chováním celé konstrukce a posuzovat tak rozložení zatížení a vývoj průhybů na celé konstrukci. [33]



Obrázek 4.9: Závislost předpínací síly P na stupni paraboly n [33].

U mostů malých rozpětí je často vysoký podíl nahodilého zatížení a předpětí potřebné pro splnění napěťových kritérií většinou postačuje i k zajištění eliminace dlouhodobých průhybů. U mostů velkých rozpětí je ale situace opačná a předpětí pro splnění napěťových kritérií nestačí pro eliminaci ohybových namáhání od stálého zatížení. To má za následek vznik průhybů, k jejichž eliminaci je nutné upravit vedení předpětí. Jednou z hlavních otázek optimalizace vedení předpínacích kabelů je umístění jejich kotvení v průřezu.

4.4 Reologické změny

Je zřejmé, že z hlediska ohybového namáhání kabely na konstrukci působí příčnými silami vyvolanými zakřivením a ohybovými momenty vyvolanými excentrickým kotvením kabelů. Vedení předpětí je pro ovlivnění průhybů nejefektivnější v okamžiku, kdy jsou vznikající příčné síly umístěny v místech nejvyšších pořadnic příčinkových čar průhybu a ukotvení kabelů v místech jejich nejvyšších sklonů. [33]

4.3.1 Kabely instalované ve stavebních stavech (konzolové)

Tyto kabely jsou vysoce účinné v době výstavby a v montážním stavu výrazně redukuje průhyb konzoly, kterou předpínají. Po spojení do definitivního systému situace může být opačná, je proto důležité je vhodně ukotvit, aby nezvyšovaly celkový dlouhodobý průhyb z důvodu změny statického systému. Pro řešení změny vlivu statického systému na vývoj vnitřních sil a deformací lze užít relaxační metodu (kap. 4.4.1). [33]

Přímé kabely působí zejména svými koncovými momenty, a proto jsou velmi účinné pro zachycení ohybových momentů od stálého zatížení. Z hlediska omezení průhybů ale nepůsobí z důvodu, že sklony příčinkových čar průhybů v místech jejich kotvení mají po délce takřka stejný sklon. Podobně jsou na tom i kabely ve středu rozpětí. [33]

4.3.2 Kabely instalované na definitivním statickém systému (spodní kabely a kabely spojitosti)

Tyto kabely se napínají po spojení konstrukce a jsou velmi účinné pro redukci dlouhodobých průhybů. Pro jejich účinnost je rovněž velmi důležité jejich vedení a umístění kotev. Kabely kotvené při dolním povrchu mají kotvy v místech velkých sklonů příčinkových čar průhybu, v oblasti okolo čtvrtiny rozpětí pole. Pro redukci průhybu jsou účinnější. [33]

4.4 Reologické změny

Reologické změny konstrukce mají podstatný vliv na vývoj dlouhodobých průhybů. Některé z nich jsou velmi často podceňovány, idealizovány a nebo úplně zanedbávány. V takovém

případě může dojít k zanesení významné chyby do výpočtu dlouhodobého průhybu, jejíž vznik na později realizované konstrukci může mít vážné následky. [33]

4.4.1 Dotvarování změnou statického systému

Pro řešení účinků vázaného dotvarování z důvodu změny statického systému na vývoj deformací lze použít relaxační metodu. Konverguje k přesnému řešení za předpokladu lineární pružnosti konstrukce a reologické homogenity, tedy pro konstrukce, které jsou většinou tvořeny z jednoho materiálu. Takovým příkladem je například předpjatý betonový most. Pro výpočet postačuje nalezení řešení v jediném časovém intervalu. Touto metodou lze provést například výpočet účinnosti předpětí z důvodu změny statického systému. [30]

Pro příklad je uvažována betonová, staticky neurčitá konstrukce, zatížená stálým zatížením v čase t_0 . Z důvodu účinků tohoto stálého zatížení vznikají vnitřní síly. Deformace se časem nemění. Za předpokladu zachování deformací nastává relaxace a pokles vnitřních sil na r -násobek jejich původní hodnoty. V myšleném upnutí konstrukce vznikají reakce, vyrovnávající vnitřní síly od zatížení. Platí:

$$r(t) = 1 - \frac{\phi(t, t_0) - \phi(t_r, t_0)}{1 + \chi(t, t_r)\phi(t, t_r)}. [30] \quad (4.30)$$

t_0 je stáří betonu při zatížení,

t_r je stáří betonu při změně statického systému.

Po změně statického systému nastává upnutí konstrukce, které bylo v první části postupu předpokládáno. Pak je konstrukce zatížena obrácenými reakcemi, na jejichž základě vznikají vnitřní síly jako přídatné k vnitřním silám od stálého zatížení. Jejich součet je tedy součtem vnitřních sil na konstrukci. Nárůst průhybů nastává až v druhém kroku, kdy je konstrukce v novém statickém systému. Jeho časový přírůstek je dán vztahem:

$$\Delta y_z = (1 - r)(1 + \chi\phi)y_z. [30] \quad (4.31)$$

y_z je okamžitý (pružný) průhyb na konstrukci v konečném statickém systému [30].

4.4 Reologické změny

Po dosazení 4.30 do 4.32 a následných úpravách dostáváme vztah:

$$\Delta y_z = [\phi(t, t_0) - \phi(t_r, t_0)] y_z. [30] \quad (4.32)$$

Přírůstek průhybu od vázaného dotvarování je součinem rozdílu funkčních hodnot součinitele dotvarování a pružného průhybu, vyvolaného tímto zatížením. Při návrhu konstrukce lze z přírůstku spočítat účinnost tohoto zatížení na vznik průhybu v definitivním statickém systému, například pro účinky předpětí. [30]

Teorie dotvarování konstrukce tak tímto přímo koresponduje s teorií vedení předpětí (kap. 4.3), jejímž cílem je vytvoření takové dráhy vedení, která je efektivní jednak pro splnění kritérií napětí v průřezu, tak pro omezení průhybů. Lze soudit, že takové zatížení od předpětí, které způsobuje co největší možný přírůstek průhybu konstrukce směrem vzhůru, nejlépe omezuje celkový průhyb. [33]

4.4.2 Diferenční smršťování

Komorový příčný řez je z hlediska smršťování a dotvarování výrazně nehomogenní. Tato skutečnost je dána především rozdílnými tloušťkami horní a spodní desky příčného řezu. Odlišnost rozměrů desek má za následek rozdílné vysychání betonu, a tím pádem i rozdílný časový vývoj smršťování jednotlivých částí průřezu. Vliv na tuto skutečnost má i technologický postup výstavby, zejména postup betonáže komory, kdy jsou jednotlivé části průřezu betonovány zvlášť v po sobě jdoucích betonážních taktech. Nejdříve spodní deska a stěny a po technologické pauze a zhotovení bednění i deska horní. Tím tak dochází k další nehomogenitě z důvodu rozdílného stáří betonu těchto částí průřezu. Dalším důvodem nehomogenity může být rozdílná plocha průřezu vystavená okolnímu prostředí. [32]

Podmínky, kterým jsou části průřezu vystaveny, jsou navíc rovněž diametrálně rozdílné. Při bednění komory zakrývá spodní část průřezu bednění, přes které je jeho vlastní tíha přenášena do motážního podepření konstrukce z čerstvého betonu (např. skruž nebo betonážní vozík). Na horní desce bednění není a její vnější povrch je tak nutno ošetřovat. Po skončení ošetřování a následném odbednění ale na konstrukci stále působí vnější vlivy, hlavně

4 NADMĚRNÉ DLOUHODOBÉ PRŮHYBY LETMO BETONOVANÝCH KONSTRUKCÍ

v podobě teplot a vlhkosti prostředí, které jsou rozdílné pro spodní i horní desku. [33]

Tyto popsané vlivy způsobují rozdílné vysychání jednotlivých částí průřezu. Jelikož jsou tyto části pevně spojeny, je toto působení doprovázeno vznikem napětí a změnou deformací. Tyto vlivy jsou v běžné projekční praxi často podceňovány nebo zcela zanedbány, což může působit závažné chyby ve výpočtu, a to hlavně u průřezů s rozdílnými tloušťkami desek a relativně tenkými, skloněnými bočními stěnami s velmi nízkou ohybovou tuhostí, které takřka nepřispívají do celkové ohybové tuhosti příčného řezu. Takové prvkové uspořádání příčného řezu je typické právě pro komorové řezy, které jsou běžně užívány pro výstavbu letmo betonovaných konstrukcí. [32]

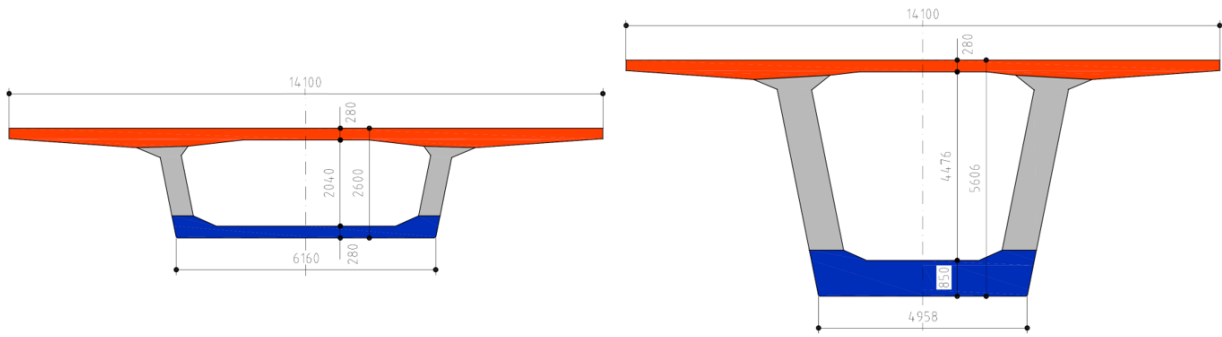
Hlavním důvodem pro vznik průhybu od diferenčního smršťování je právě rozdílná tloušťka obou desek, kdy tloušťka dolní desky je navíc často rozdílná i po celé délce mostu, kde dosahuje nejvyšší hodnoty v oblasti podpor a nejnižší v oblasti středu pole. Z toho vyplývá, že rozdíl smrštění obou desek je rozhodující pro vznik přídatného průhybu. Tento rozdíl má rostoucí tendenci hlavně v období realizace konstrukce, kdy může být velmi podstatný. Časem následně klesá a nemá velký vliv na konečnou hodnotu průhybů na konci životnosti konstrukce. Při konzolovitém způsobu výstavby (např. letmá betonáž) proto dochází k tzv. „falešnému nadvýšení“. Rozdílná tloušťka desek má vliv i na dotvarování z důvodu různé rychlosti vysychání, čímž dochází k jevu zvanému „drying creep“. [32]

V případě staticky neurčitých konstrukcí, kde je bráněno volné deformaci, má diferenční smršťování za následek vznik doplňkového namáhání - vzniká přídatný ohybový moment po celé délce konstrukce. Typickým příkladem vzniku takového momentu jsou právě konstrukce vystavěné technologií letmé betonáže, které během výstavby mění svůj statický systém při přechodu z konzoly na spojitý nosník. Tento moment má za následek vznik přídatného namáhání konstrukce, které je nutné respektovat a zohlednit při komplexním výpočtu. Takové zohlednění lze velmi dobře uskutečnit například ve výpočetních modelech, založených na prostorových objemových konečných prvcích nebo na prutových modelech, za předpokladu rozdělení příčného řezu na jednotlivé tuze spojené konečné prvky. [33]

Pro ilustraci výše popsaného chování byla provedena analýza „vrstvičkových“ modelů

4.4 Reologické změny

dvou konzol délky 20 m, tvořených příčnými komorovými průřezy, rozdělenými po výšce. Prvním je nízká komora s vyšší efektivní tloušťkou horní desky a druhým vysoká komora s vyšší efektivní tloušťkou dolní desky (obr. 4.10).



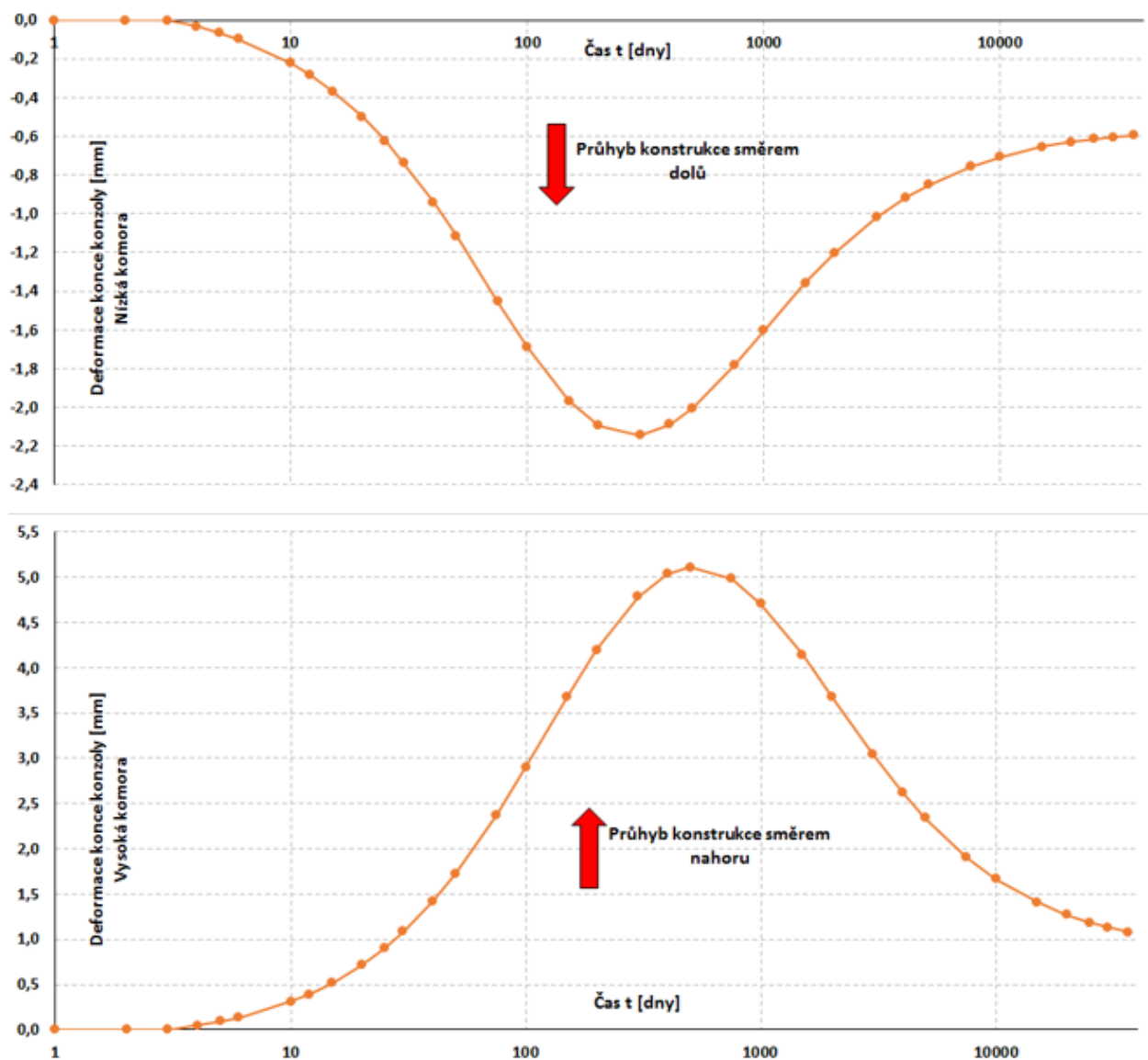
Obrázek 4.10: Vrstvičkový model - Nízká komora (vlevo) a vysoká komora (vpravo) [32].

Na oba modely byla aplikována časově závislá analýza (TDA). Konstrukce nebyla vystavena žádnému vnějšímu zatížení, pouze účinkům smršťování dle ČSN EN 1992-2. Betonáž proběhla v čase 0 dní, po které byla konstrukce následně ošetřována 3 dny. [32]

Na obrázku 4.11 je ukázán vývoj deformace konce konzoly v čase. Časový vývoj potvrzuje, že vývoj diferenčního smršťování je intenzivní především v raném stáří konstrukce, následně růst deformací ustává. Patrný je i rozdílný vývoj průhybu pro oba modely z důvodu nehomogenity tloušťky desek. U nízké komory se subtilnější dolní deskou byl kvůli rozdílu smršťování obou desek zaznamenán průhyb konstrukce směrem dolů. U vysoké komory se subtilnější horní deskou byl zaznamenán efekt opačný - průhyb konstrukce směrem nahoru. [32]

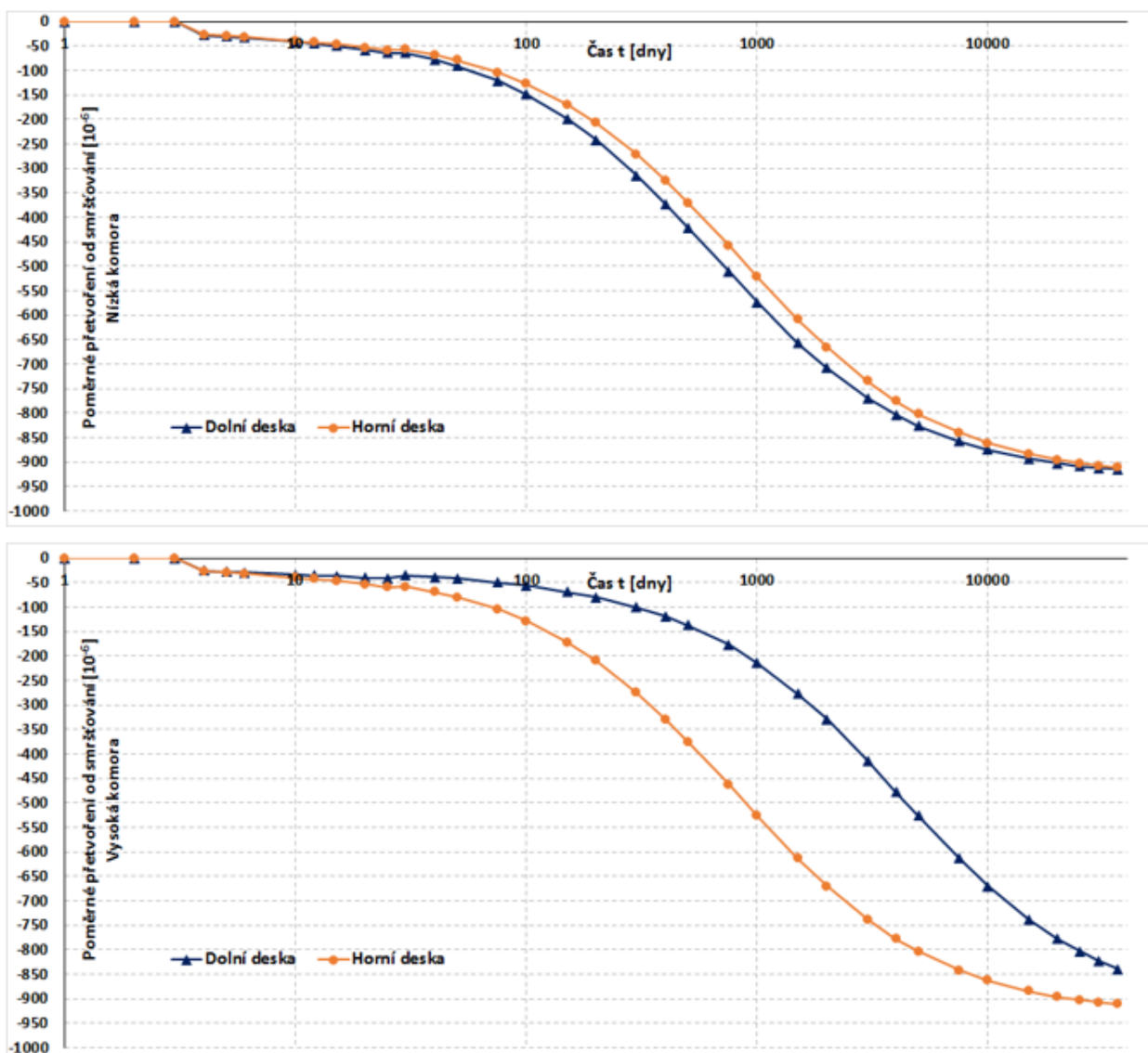
Na obrázku 4.12 je ukázáno srovnání časového vývoje poměrného přetvoření na konci konzoly pro horní desku a dolní desku. V obou případech lze spatřit vyšší hodnoty přetvoření pro subtilnější desku, tedy pro dolní desku v případě nízké komory a pro horní desku v případě vysoké komory. [32]

4 NADMĚRNÉ DLOUHODOBÉ PRŮHYBY LETMO BETONOVANÝCH KONSTRUKCÍ



Obrázek 4.11: Vrstvičkový model - Časový vývoj průhybu od diferenčního smršťování - Nízká komora (nahore) a vysoká komora (dole) [32].

4.4 Reologické změny

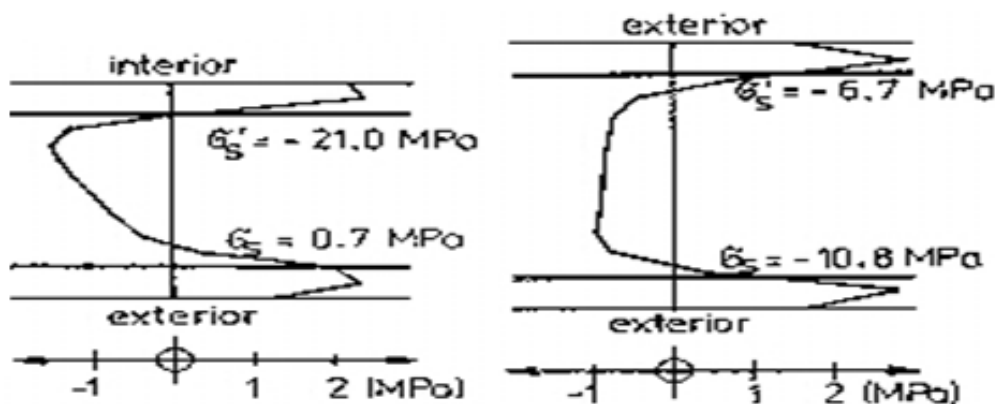


Obrázek 4.12: Vrstvičkový model - Srovnání časového vývoje poměrného přetvoření na konci konzoly pro horní desku a dolní desku - Nízká komora (nahore) a vysoká komora (dole) [32].

4.4.3 Vliv trhlin a nerovnoměrné vysychání po tloušťce konstrukce

Je logické, že pro přesné a objektivní posouzení betonových mostů nestačí pouhé užití zjednodušených materiálových modelů. Dalším vlivem, který je nutné zahrnout do řešení, je nelineární chování materiálů. Do komplexního a přesného modelu je tak nutné zahrnout poškození betonu v tlaku, způsobené vlivem trhlin, spolupůsobení betonu a výztuže a nebo tahovou houževnatost betonu. Vhodným přístupem k řešení tohoto problému je využití poznatků nelineární lomové mechaniky. [29]

Výchozím stavem konstrukce je konstrukce namáhaná napětími od nerovnoměrného vysychání a teplotních vlivů, působících po celou dobu výstavby. Tyto jevy vyvolávají napětí takových intenzit, které mohou být příčinou vzniku a rozvoje trhlin v poruchových oblastech ještě před zatížením. Otázkou je tedy vliv nerovnoměrného vysychání na napjatost prvků ve stavu před zabudováním do konstrukce a tedy vliv tohoto primárního poškození na celkovou napjatost po vystavení působení vnějšího zatížení. [29]



Obrázek 4.13: Napětí po tloušťce stěny vlivem teploty a vlhkosti [29].

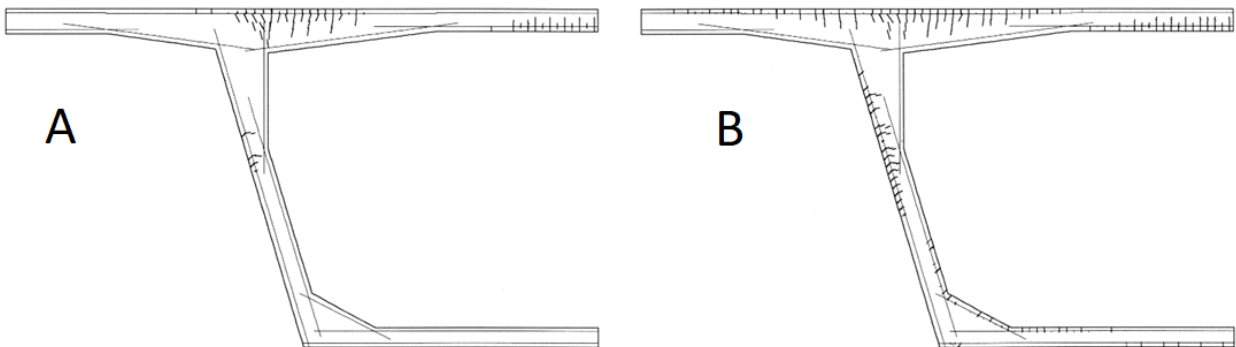
Pro znázornění tohoto počátečního vlivu objemových změn na únosnost a použitelnost byl vybrán komorový průřez a vyztužený betonářskou výztuží podle běžných principů. Počáteční rozložení napětí po tloušťce desky, charakterizující vlivy teploty a vlhkosti, je zřejmé na obrázku 4.13. Hodnoty napětí jsou závislé na stáří betonu, vzdálenosti bodu od povrchu a poloze sledovaného místa. Je zřejmé nelineární působení, maximální napětí vzniká v raném

4.4 Reologické změny

stáří. Lze sledovat tahové změkčení betonu při vzrůstající deformaci a vznik trhlin při povrchu. Byl pozorován dokonce vznik napětí opačných znamének, než poskytl výpočet bez zahrnutí vysychání. [29]

Tyto skutečnosti ukazují, že běžné technické výpočty návrhové praxe, které jsou založeny na charakteristikách celých průřezů a průměrných hodnot projevů smršťování a dotvarování, jsou rozdílné od výstižného řešení a poskytují zavádějící výsledky. [29]

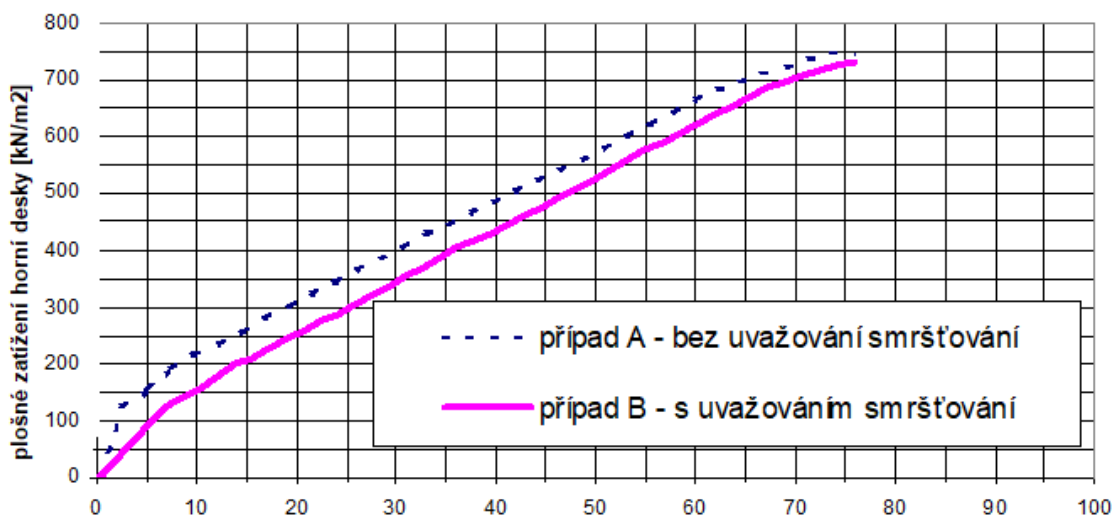
Dále je uvedena studie chování segmentu při zatěžování. Jsou srovnány dva přístupy - v prvním nebyl zahrnut vliv vysychání (*A*) a v druhém (*B*) tento vliv zahrnut byl. Výchozím stavem je tak napjatost dle obr. 4.13. V obou případech byla realizována následná zatěžovací zkouška - postupným přitěžováním po hodnotácha $1,25 \text{ kN/m}^2$. [29]



Obrázek 4.14: Rozvoj trhlin - Zatížení 25 kN/m^2 [29].

Během zatěžování byl pozorován postupný vývoj trhlin. Přístup *A* ukazuje na podstatnější rozvoj trhlin už při zatížení hodnoty 25 kN/m^2 . Pro porovnání obou přístupů je zobrazena závislost průhybu středu horní desky na velikosti zatížení segmentu. Lze usoudit, že počáteční napětí má poměrně malý vliv na únosnost konstrukce (cca 75 kN/m^2 pro oba případy), nárůst průhybu způsobeného smršťováním je ale značný a pohybuje se okolo 10 mm . Z hlediska životnosti konstrukce je tak zasažení segmentu trhlinami významné. Důležitým hodnotícím kritériem je jejich rozmístění a šířka. Zanedbání vlivů prostředí při návrhu může vést jednak ke zvýšení průhybu, tak ke zvýšení rizika koroze betonářské výztuže, a tím ke znehodnocení konstrukce. Tento jev je tak podstatný z hlediska řešení mezního stavu použitelnosti. [29]

4 NADMĚRNÉ DLOUHODOBÉ PRŮHYBY LETMO BETONOVANÝCH KONSTRUKCÍ



Obrázek 4.15: Závislost průhybu horní desky na zatížení pro rozdílné přístupy [29].

4.5 Smyk

V návrhové praxi se stává, že i přes zdánlivou jednoduchost ohybového chování komorových nosníků nemusí být smykové působení zcela jednoznačně vystiženo. Jedním z důvodů je opomíjení a idealizace smykových účinků - smykových deformací stěn a ochabnutí smykem.

4.5.1 Vliv smykové deformace stěn

Význam problému smykové deformace stěn roste především u komor, u kterých je průřezová plocha stěn malá ve srovnání s celkovou plochou průřezu. Vliv smykových deformací bude ukázan na následujícím příkladu. Je dán vetknutý nosník konstantního průřezu (pole spojitého mostu), zatížen rovnoměrným svislým zatížením g . Úkolem je vypočítat přírůstek svislého průhybu. [34]

Průhyb od svislého zatížení veprostřed rozpětí je dán vztahem:

$$y_0 = \frac{gL^4}{384EI} \cdot [34] \quad (4.33)$$

L je rozpětí nosníku,

4.5 Smyk

E je modul pružnosti materiálu,

I je moment setrvačnosti průřezu,

Přírůstek průhybu uprostřed rozpětí nosníku vlivem smykových deformací je:

$$y_{ss} = \frac{gL^2}{8A_sG} \cdot [34] \quad (4.34)$$

G je modul pružnosti materiálu ve smyku.

Celkový průhyb od obou složek je:

$$y_c = y_0 + y_{ss} \cdot [34] \quad (4.35)$$

Po dosazení a následných úpravách dostáváme poměr průhybů:

$$\frac{y_{ss}}{y_0} = \frac{96I(1+v)}{A_sL^2}, \lambda = \frac{L}{\sqrt{\frac{I}{A_s}}} \cdot [34] \quad (4.36)$$

A_s je plocha průřezu stěn (idealizace).

$$\frac{y_{ss}}{y_0} = \frac{113,28}{\lambda^2} \cdot [34] \quad (4.37)$$

λ je smykový součinitel štíhlosti,

v je Poissonovo číslo materiálu (pro beton $v = 0,18$).

Po dosazení průřezových charakteristik lze vypočítat přírůstek průhybu. Pro $I = 12,26 \text{ m}^4$, $A = 7,725 \text{ m}^2$ a $A_s = 3 \text{ m}^2$ je přírůstek 28,9 % pro rozpětí 40 m, 18,5 % pro rozpětí 50 m a 9,4 % pro rozpětí 70 m.

Je tak zřejmé, že vliv smykové deformace stěn je značný a musí být ve výpočtu řádně zohledněn.

4.5.2 Ochabnutí smykem

Druhým smykovým vlivem, typicky se projevujícím u konstrukcí komorových mostů, je smykové ochabnutí. Vzniká v důsledku vodorovných deformací způsobených deplanací průřezu v rovině vodorovných desek. Z toho plyne nerovnoměrné rozložení axiálních poměrných deformací a napětí podél šíře těchto desek. Ve většinové části konstrukcí prostých a spojitých nosníků je tento jev známým problémem. Problém ale nastává při vyšetřování smykového ochabnutí v případě konzolových nosníků, kde vzniká jev označovaný jako *negativní* smykové ochabnutí, které se vyznačuje vyššími hodnotami deformací uprostřed šířky desek. Může dojít i k extrémnímu stavu, označovanému jako *supernegativní* smykové ochabnutí, kde vznikají deformace hodnot s opačnými znaménky, než odpovídají charakteru namáhání konstrukce. V obou případech ztrácí smysl koncepce spolupůsobících šířek, která je v návrhové praxi často používána. [34]

Faktory, ovlivňujícími intenzitu smykového ochabnutí, jsou například poměr šířky komory k rozpětí nebo přítomnost soustředěných zatížení vysokých hodnot. Smykové ochabnutí obvykle vyvolává také redukci tuhosti průřezu vedoucí obvykle k nárůstu průhybů na konstrukci. Objevily se však i případy negativního smykového ochabnutí, pro které došlo k výskytu opačné situace, tedy ke snížení průhybů vlivem jeho působení. Interpretace problému je velmi složitá a je nutno používat výstižné postupy výpočtu, které jsou komplexnější než běžné technické teorie ohybového namáhání. [34]

Intenzita smykového ochabnutí je dále závislá na poměru modulů pružnosti materiálu při axiálním a smykovém namáhání (E/G). Materiál s nižším Poissonovým součinitelem tedy vykazuje nižší projevy ochabnutí. Betonové konstrukce ($\nu = 0,18$) vykazují nižší projevy než konstrukce spřažené a mnohem nižší než ocelové ($\nu = 0,3$). Smykové ochabnutí rovněž vyvolává změnu hodnot staticky neurčitých reakcí. [34]

U komorových mostů se vznik smykového ochabnutí projevuje ve všech statických systémech a tedy i fázích výstavby konstrukce. Zvláště pak u letmo betonovaných konstrukcí, které jsou před propojením vahadel realizovány jako konzoly se značným poměrem šířky průřezu ku rozpětí pole. Jejich konce tak vykazují výrazná natočení na dlouhých ramenech. Komorové

4.5 Smyk

nosníky jsou kromě toho podepřeny ložisky v mezilehlých podporách, kde působí značné svislé napětí ve stěnách průřezu a následný vznik deformací v oblasti podpor, které jsou tak další příčinou nárůstu průhybů. [34]

Přírůstek ochabnutí y_{s0} je tak přídatným průhybem k průhybu konstrukce s uvážením smykové deformace stěn (rce 4.35). Celkový průhyb s uvážením přírůstků od smykového působení je:

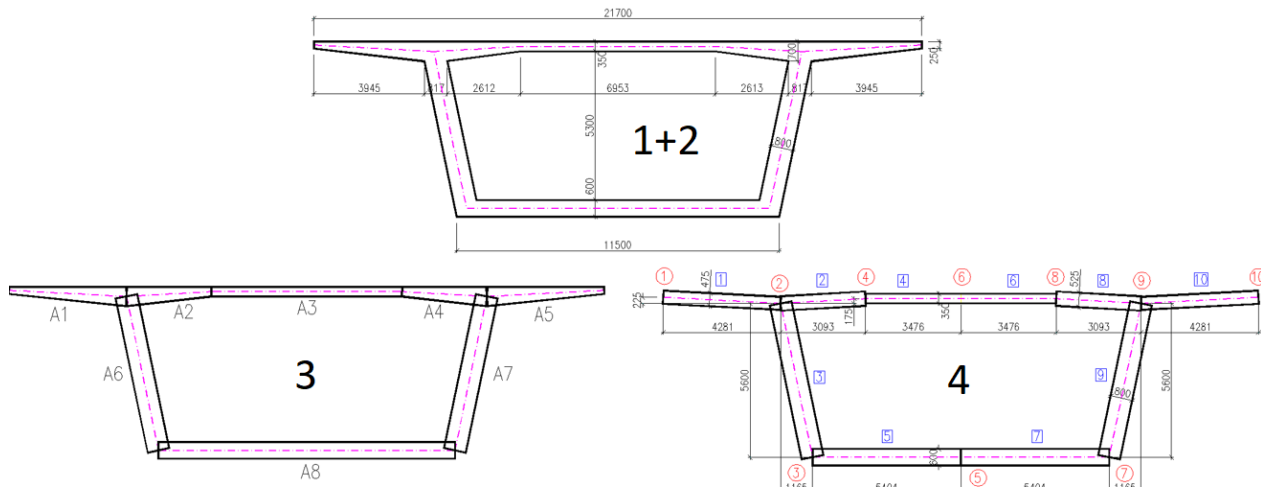
$$y_s = y_0 + y_{ss} + y_{s0}. [34] \quad (4.38)$$

Přírůstek y_{s0} obvykle dosahuje podobných hodnot jako y_{ss} a vlivem smykového ochabnutí tak dochází zhruba ke zdvojnásobení celkového přírůstku. Zanedbání byť jen jednoho z těchto faktorů tak může způsobit podstatnou chybu ve výpočtu a následném návrhu dimenzí příslušných konstrukčních prvků. [34]

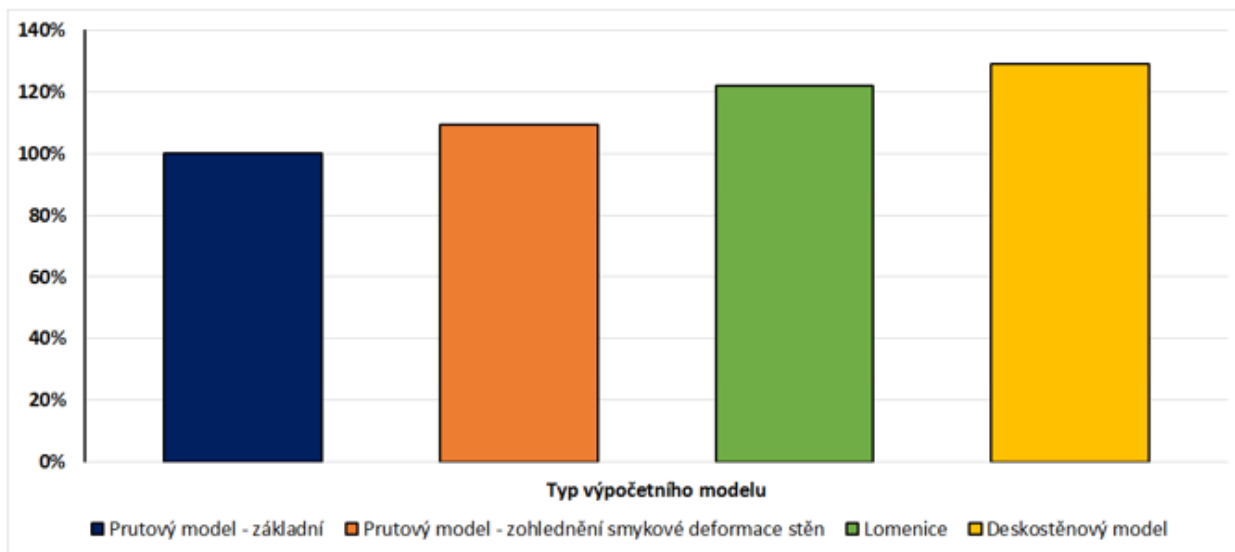
Pro ukázkou tohoto problému byl proveden srovnávací výpočet podporové části spojitého nosníku mezi body nulových ohybových momentů od zatížení vlastní tíhou. Jde tedy o část konstrukce, ve které je průřez komory výrazně zatížen smykem. Tato oblast je tak vhodná pro srovnání výstižnosti jednotlivých typů modelů z hlediska výpočtu deformací konstrukce vlivem smykového ochabnutí a smykových deformací stěn. Byla uvažována konstrukce spojitého nosníku o čtyřech polích, zatížena rovnoměrným spojitým zatížením. [35]

Pro analýzu byly použity celkem čtyři různé modely (obr. 4.16). Prvníma dvěma byly základní prutové modely, kdy druhý respektoval smykové deformace stěn. Třetím byl model desko-stěnový a čtvrtým lomenicový. Všechny čtyři modely byly navrženy tak, aby měly stejný moment setrvačnosti. Porovnání jejich průhybů ukazuje, že prutový model je pro výpočet dostačující, je ale nutné, aby v něm byl zohledněn vliv smykových účinků, který představuje přírůstek průhybu asi 10 %. Zbývající dva modely (lomenice a deskostěnnový model) poukazují na průhyby ještě o něco vyšší. Přírůstek průhybu je cca 20 % v případě lomenice a 30 % v případě deskostěnnového modelu. [35]

4 NADMĚRNÉ DLOUHODOBÉ PRŮHYBY LETMO BETONOVANÝCH KONSTRUKCÍ



Obrázek 4.16: Smykové působení - Příčné řezy modelů pro analýzu podporové oblasti:
 1+2 - Prutový model, 3 - Deskostěnový model, 4 - Lomenice [35].



Obrázek 4.17: [Smykové působení - Vyhodnocení rozdílu průhybů pro jednotlivé modely [35].

5 Příklady realizovaných letmo betonovaných konstrukcí

5.0.1 Nuselský most, ČR

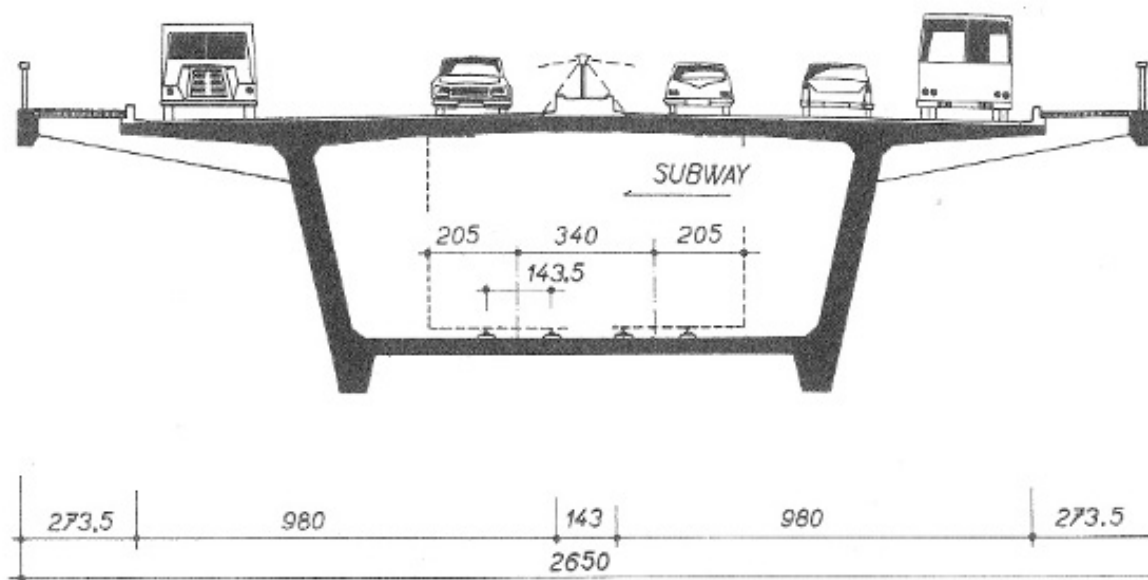
Nuselský most je dopravně nejvýznamnějším pražským mostem, přivádějícím do centra městskou radiálu, navazujícím na hlavní dálniční tah ČR - D1 a linku metra C. Byl uveden do provozu v roce 1974 a je vystavěn koncepcí sdruženého rámu celkové délky 485 m o pěti po 5 polích s rozpětími $68,25 + 3 \times 115,5 + 68,25$ m. [21]



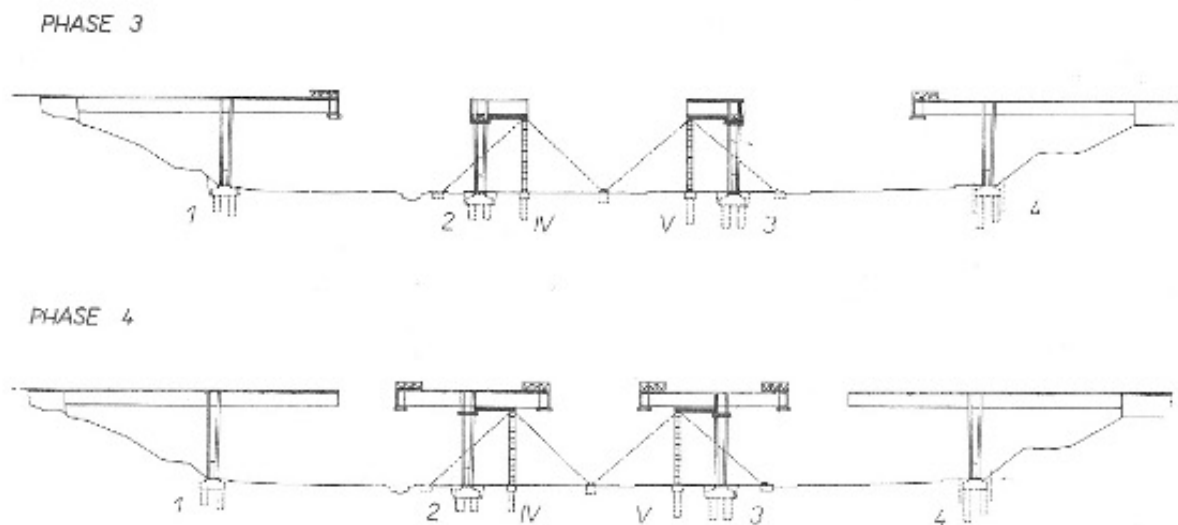
Obrázek 5.1: Nuselský most [21].

Je vystavěn na pružných podpěrách tvořených čtyřmi rozbíhajícími se stojkami obdélníkového průřezu, příčný řez trémové konstrukce je jednokomorový nosník s celkovou šířkou mostovky 26,5 metru, převádějící 6 dopravních pruhů a chodníky pro chodce v obou směrech. Světlá šířka komory je 14,2 metru, čímž umožňuje průjezd vlaků metra. Hlavní podélnou předpínací výztuží jsou usměrněné kabely z 24 patentovaných drátů o průměru 7 mm.[21] (obr. 5.2)

5 PŘÍKLADY REALIZOVANÝCH LETMO BETONOVANÝCH KONSTRUKCÍ



Obrázek 5.2: Nuselský most - Příčný řez [21].

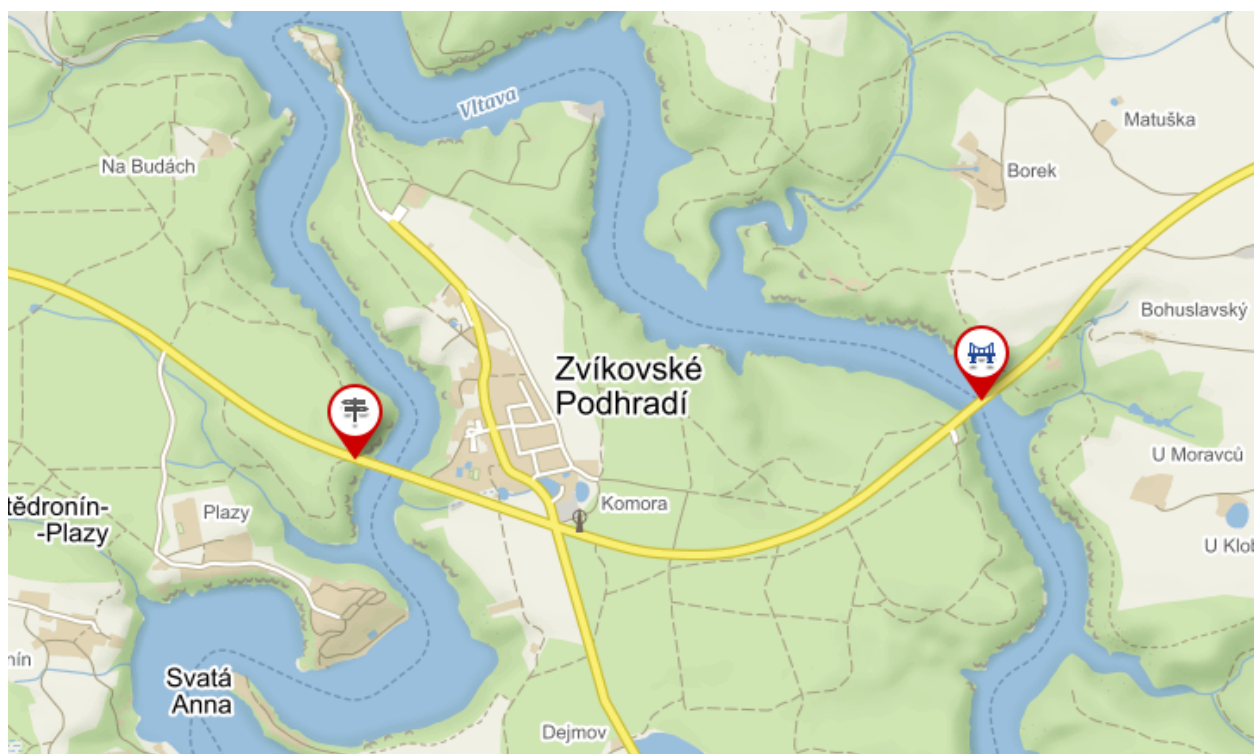


Obrázek 5.3: Nuselský most - Letmá betonáž [21].

Hlavní pole byly vystavěny kombinací jednostranné letmé betonáže z vnějších pilířů (obr. 5.5 "phase 3", kap. 3.2.1) a souměrné letmé betonáže (obr. 5.5 "phase 4", kap. 3.2.3). Takto bylo vystavěno celkem 2 x 18 lamel délky 2 až 3,5 metru o objemu betonu maximálně 200 tun na jednu lamelu. Krajní pole byly vystavěny na pevné skruži. [21] Postup výstavby je tedy velmi podobný, jako je tomu u mostu ve Velmyšlevsi.

5.0.2 Zvíkovské mosty, ČR

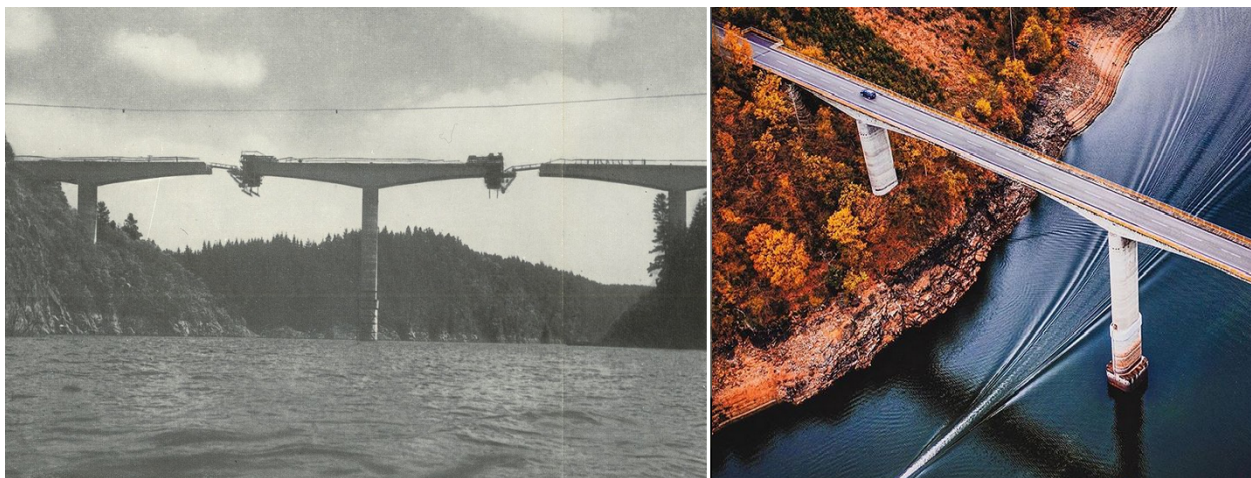
Při zmínce využití technologie letmé betonáže na území ČR nelze opomenout dvojici Zvíkovských mostů. Obě tyto konstrukce překračují vodní nádrž Orlické nádrže těsně před soutokem Otavy s Vltavou. Geograficky západně situovaný Otavský most přes Otavu a východně situovaný most Vltava přes stejnojmennou řeku - Vltavu. [22] Mosty byly uvedeny do provozu 1963, zhotovitelem jsou *Stavby silnic a železnic*. [23]



Obrázek 5.4: Zvíkovské mosty [22].

5 PŘÍKLADY REALIZOVANÝCH LETMO BETONOVANÝCH KONSTRUKCÍ

Důvodem výstavby z betonu byl nedostatek oceli a vzhledem k rozpětí a potřebné stavební výšce byla letmá betonáž nejvhodnější variantou. Oba mosty mají identické rozpětí všech čtyř polí $42 + 84 + 84 + 42 = 252 \text{ m}$. Výška pod mostem se pohybuje 30 metrů nad vodní hladinou a hloubka vody pod mostem je 40 metrů. Celková výška ode dna řeky je tedy 70 metrů. Příčný řez hlavního trámu je komorový třístěnný nosník proměnné výšky 1,9 - 5,1 metru. Postup výstavby lamel byl souměrný, s délkou lamely 3 metry a maximální hmotností 100 tun. [23]



Obrázek 5.5: Zvíkovský most - Výstavba a dnes [22].

Oba mosty měly původně uprostřed rozpětí kloub. Zkušenosti ale během let ukázaly, že tehdejší teorie dotvarování betonu nebyly zcela správné a kloub vedl ke zvýšení svislého průhybu. Nadměrný průhyb byl později odstraněn zrušením kloubů a náhradou dodatečným předpětím nosné konstrukce. [23]

5.0.3 Biaschina viaduct, SUI

Zahraničním příkladem využití technologie letmé betonáže je například Biaschina viaduct z roku 1983 spojující údolí v kantonu Ticino v západním Švýcarsku, jenž je součástí mezinárodního dálničního tahu A2 mezi hlavním městem, Bernem, a italským Milánem. Je členěn na levý a pravý most, každý pro jeden směr.

Celková délka levého mostu je 657 metrů a je tvořen šesti poli, pravý most má 577 metrů a polí pouze pět. 610 metrů. Průměrná stavební výška 120 metrů. Vahadlové podpory jsou tvořeny dvěma nepravidelnými osmiúhelníkovými pilíři, rozšířenými v hlavě i patě. Hlavní nosnou konstrukcí je trám s náběhy v oblasti podpor s výškou průřezu 3 - 9,5 metru. [20]

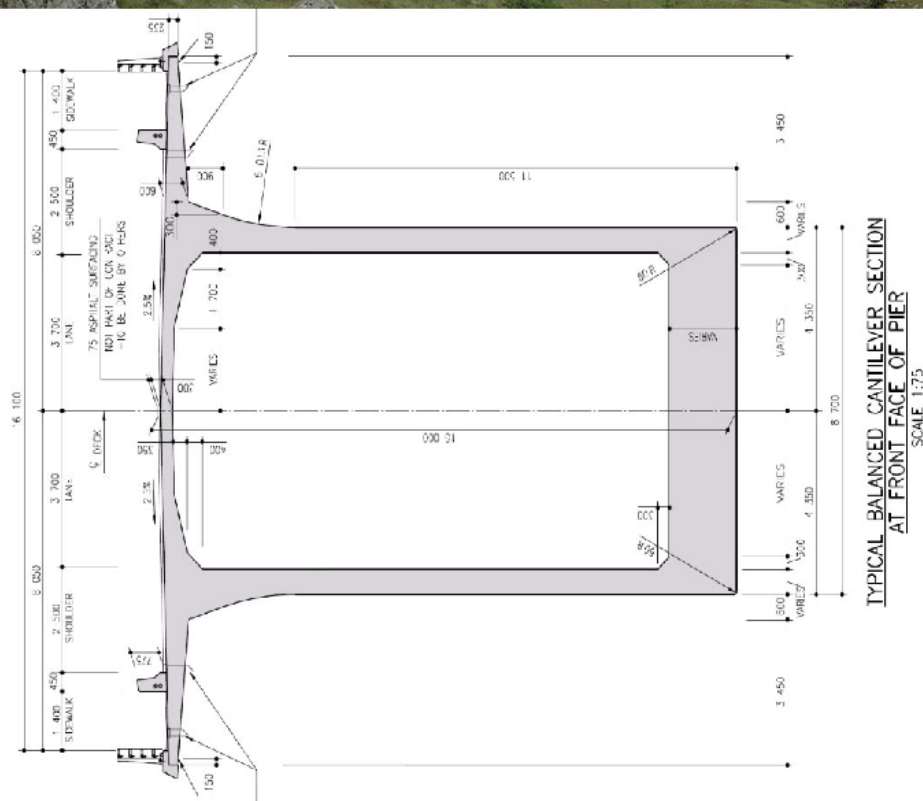


Obrázek 5.6: Biaschina viaduct, SUI [22].

5.0.4 Mtentu bridge, JAR - Most budoucnosti

Budoucností letmé betonáže je Mtentu bridge přes stejnojmennou řeku v oblasti Lundini v Jihoafrické republice. Plánovaný začátek výstavby byl plánován na začátek roku 2018, ale byl odložen kvůli násilným občanským protestům a právnickým sporům. Navrhovaná délka mostu je 1133 *m* s rozpětím hlavního pole 260 *m* a konstrukční výškou pilířů 223 *m*. Trám je komorového průřezu proměnné výšky 5 - 15 *m*. (obr. 5.7). Výše cenové kalkulace návrhu společnosti ASJV (Joint Venture Avengu - JAR a Strabagu - AUT), jež výhrála tender, je 1,63 bilionu jihoafrických randů čili v přepočtu 2,29 bilionu českých korun ($ZAR = 1,41 CZK$). Celková doba výstavby je odhadována na 40 měsíců. [25]

5 PŘÍKLADY REALIZOVANÝCH LETMO BETONOVANÝCH KONSTRUKCÍ



Obrázek 5.7: Mtentu bridge, JAR - Vizualizace, příčný řez [24].

6 Pevné skruže

Skruže jsou pevné podpůrné konstrukce, které v montážním stavu přenášejí vlastní tíhu konstrukce a bednění do základové půdy. V případě pevných skruží se každá taková konstrukce zřizuje zvlášť montováním ocelových prvků dohromady. Nejčastěji jsou tvořeny válcovanými nosníky nebo celoplošným podepřením s lehkými stojkami z kovových materiálů. V minulosti pro tento typ výstavby bylo použito i dřevo. [1] Dřevo se rovněž používá na nosníkovou konstrukci, která nese podlahu a bednění.[19]

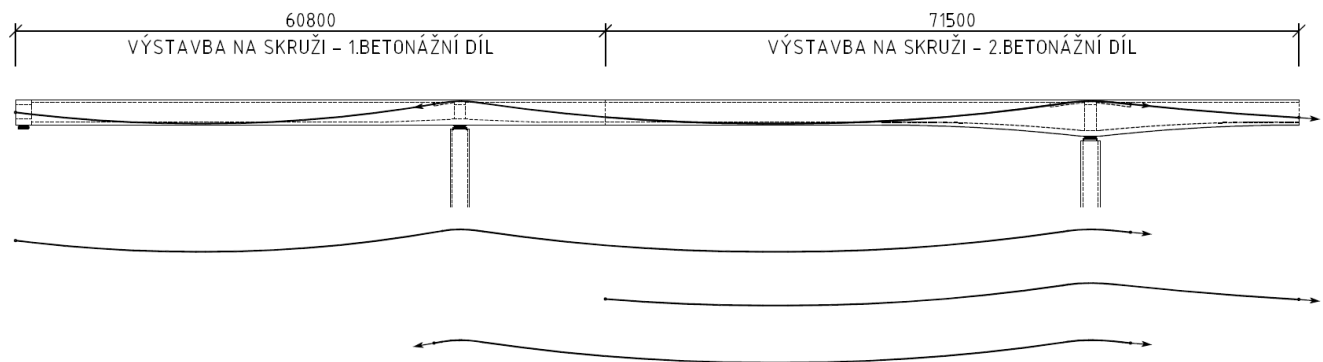


Obrázek 6.1: Pevná skruž dálničního mostu přes Rio Sordo [19].

Jsou vhodné pro konstrukce (nebo jejich části) složitého půdorysného tvaru a velké šířky (typicky menší dálniční betonové mosty) pro rozpětí do 40 metrů a ve výšce 10-15 metrů nad terénem. Je pro ně nutný dobrý přístup z terénu pod mostem, jinak není možné most postavit. [4] Pokud realizujeme konstrukce o několika polích, je nutné na skruži betonovat části s přesahem do cca 1/5 následujícího pole, do místa nulového momentu. Předpětí je

7 ANALÝZA KONSTRUKCE MOSTU VE VELMYŠLEVSI

vedeno formou spodních kabelů, jsou vedeny s přesahem, které je nutné je spojkovat. [8]



Obrázek 6.2: Předpětí části kce betonované na pevné skruži - most Velmyšleves.

7 Analýza konstrukce mostu ve Velmyšlevsi



Obrázek 7.1: Most Velmyšleves [26].

7.1 Identifikační údaje mostu

V následující kapitole bude přistoupeno k analýze modelu a měření mostu ve Velmyšlevsi (obr. 7.1), jehož model je hlavním podkladem pro praktickou část této práce. Nejdříve je pozornost věnována informacím o stávající konstrukci a následně představen výpočetní model.

7.1 Identifikační údaje mostu

Stavba: I/27 Velemyšleves – obchvat a přemostění Chomutovky

Objekt číslo: 201

Název objektu: Most přes údolí Chomutovky

Katastrální území: Velemyšleves

Kraj: Ústecký

Investor: Ředitelství silnic a dálnic ČR – Správa Chomutov

Nadřízený orgán investora: Ministerstvo dopravy a spojů ČR

Uvažovaný správce mostu: Ředitelství silnic a dálnic ČR – Správa Chomutov

Zhotovitel stavby: Silnice Group a.s., Divize Žatec

Zhotovitel mostu – základy: AZ Sanace a.s.

Zhotovitel mostu: SMP CZ, a.s.

Zhotovitel proj. dokumentace: Novák & Partner, spol. s r.o.

Projektant mostu: Novák & Partner, spol. s r.o.

Převáděná komunikace: přeložka I/27, kategorie S 11,5/80

[27]

7.2 Charakteristika mostu

podle druhu převáděné komunikace: pozemní komunikace

podle překračované překážky: most přes údolí, vodoteč a komunikace

podle počtu mostních otvorů: 7 otvorů mezi podporami mostu

podle výškové polohy mostovky: s horní mostovkou

podle měnitelnosti základní polohy: nepohyblivý

podle plánované doby trvání: trvalý

7 ANALÝZA KONSTRUKCE MOSTU VE VELMYŠLEVSI

podle průběhu trasy na mostě: ve výškovém a půdorysném oblouku

podle situativního uspořádání: kolmý

podle projektované zatížitelnosti: zatížitelnost tř. A (ČSN 73 6203)

podle hmotné podstaty: betonový

podle členitosti NK: vylehčený

podle výchozí charakteristiky: trémový most, kombinace spojitého nosníku a sdruženého rámu

podle konstr. uspořádání příč. řezu: otevřeně uspořádaný

podle omezení volné výšky: s neomezenou volnou výškou

podle založení mostu: hlubinné na vrtaných velkopřůměrových pilotách

[27]

7.3 Geometrie mostu

Délka přemostění: 518,40 m

Délka mostu: 538,00 m

Délka nosné konstrukce: 521,60 m

Šířka nosné konstrukce: 14,1 m

Rozpětí jednotlivých polí: 45,0 + 65,0 + 90,0 + 120,0 + 90,0 + 65,0 + 45,0 m

Šikmost mostu: kolmý 90°

Šířka mezi svodidly: 11,5 m

Plocha nosné konstrukce mostu: určena jako součin délky nosné konstrukce a šířky nosné konstrukce $521,6 \times 14,10 = 7354,56 \text{ m}^2$

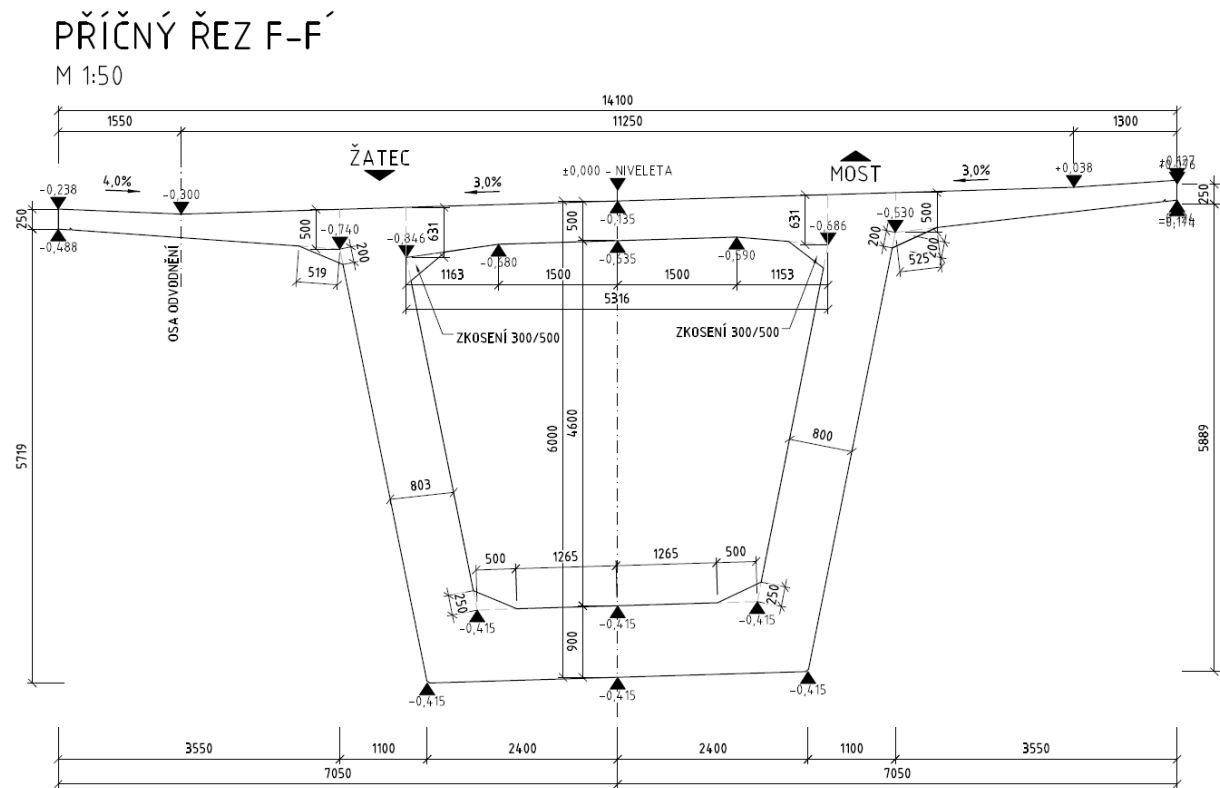
Zatížení mostu: Zatěžovací třída A dle ČSN73 6203 dle předchozího stupně projektové dokumentace s ohledem na sdělení Ministerstva dopravy most není dimenzován na zatížení dle čl.91 normy ČSN 73 6203.

Doplňující informace: Na mostě je umístěno oboustranné zábradlí výšky 1,5 m s plnou protihlukovou výplní. [27]

7.4 Technické řešení nosné konstrukce

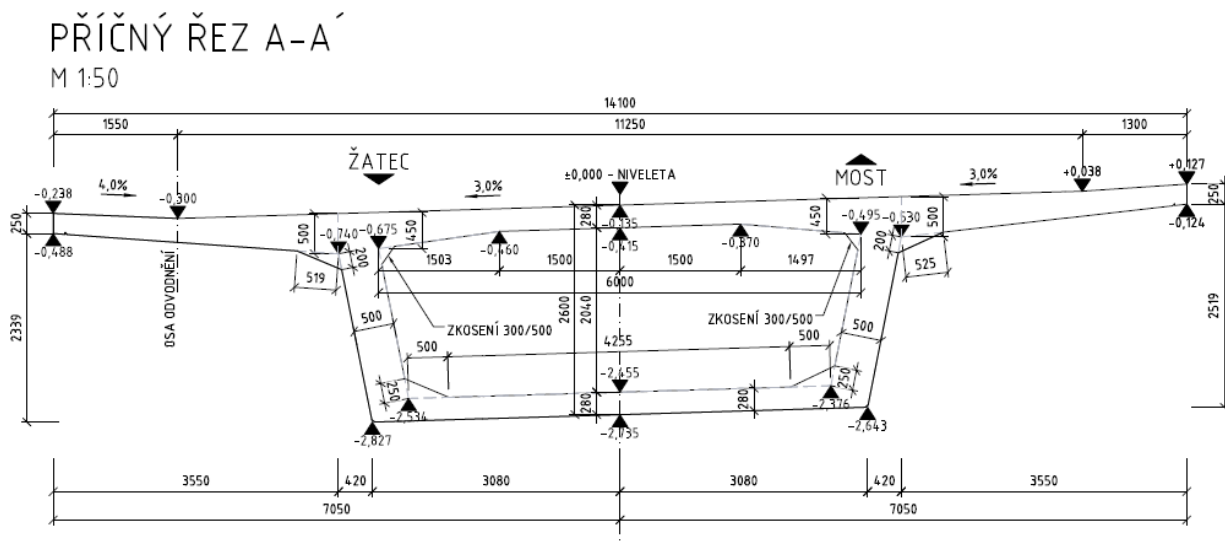
Nosná konstrukce (dále NK) mostu komorového průřezu tvoří rámový nosník o sedmi polích. Lze ji opticky rozdělit na tři části - levou, prostřední a pravou. Nejdříve byla vystavěna část prostřední (v okolí podpor P4 a P5) technologií letmé betonáže ve formě dvou vahadel. Následovaly části vnější, levá v okolí podpor OP1 - P3 a pravá v okolí P6 - OP8. Ty jsou vystaveny na pevné skruži formou čtyř betonážních dílů (BD1 - BD4). [27]

Konstrukční výška NK je proměnná od 2,6 do 6,0 m. Maxima dosahuje v oblasti podpor P4 a P5 a minima ve středu polí vyjma hlavního pole, kde dosahuje hodnoty 3,0 m. Proměnnou tloušťku má i dolní deska, její škálování je provedeno podobným způsobem, od 280 do 850 mm. Šířka komory je rovněž proměnná - od 4,8 do 6,16 m na hraně dolní desky s maximem ve středu polí a minimem v oblasti podpor P4 a P5. Pro betonážní díly je neměnná kromě těsné blízkosti P3 a P6, kde je realizován výškový náběh (obr. 7.2, 7.3). [27]



Obrázek 7.2: Příčný řez v oblasti podpory [27].

7 ANALÝZA KONSTRUKCE MOSTU VE VELMYŠLEVSI



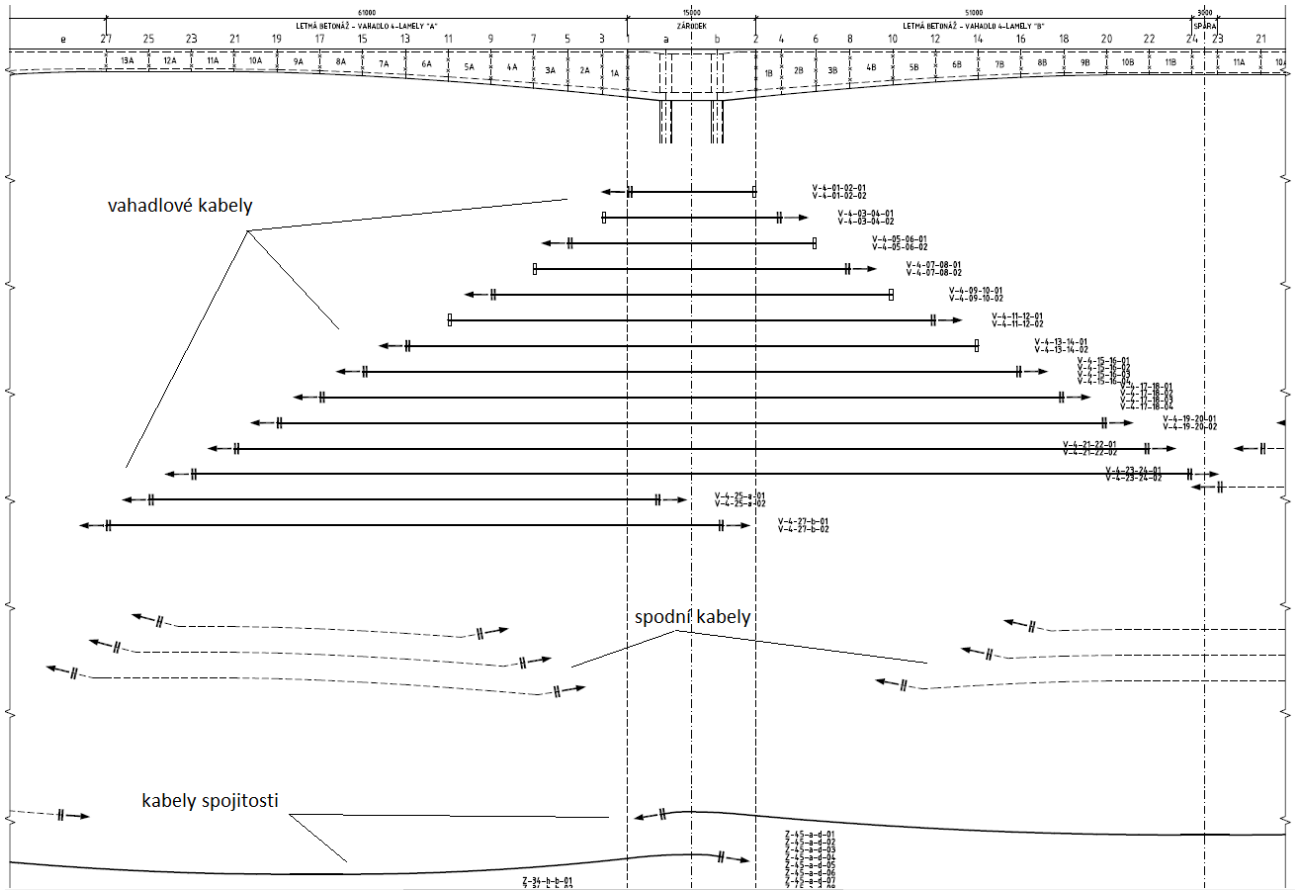
Obrázek 7.3: Příčný řez v poli [27].

Horní povrch mostovky má jednostranný sklon 3 %, na levé vnější straně mostu je navržen protispád 4 %. Vnitřní pilíře P4 a P5, na nichž je vybudován zárodek, slouží k montáži ocelových betonážních vozíků, z nichž je realizována souměrná letmá betonáž jednotlivých lamel.[27]

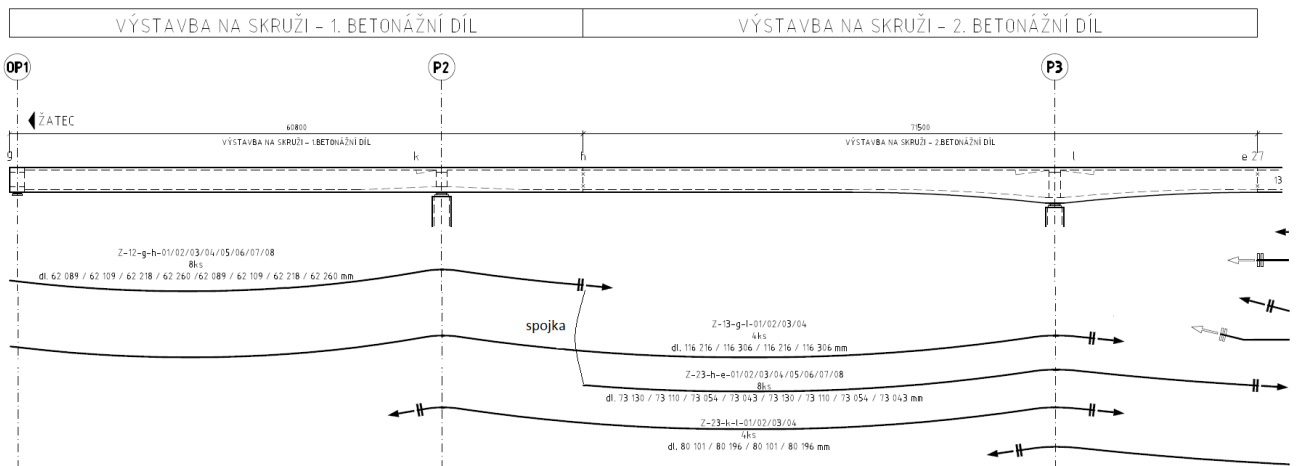
Celá nosná konstrukce je navržena z betonu C35/45 - XC4+XD1+XF2, jehož horní frakce kameniva je 32 mm. Pro vyztužení betonářskou výztuží byla použita ocel B 500B, s minimálním krytím 40 mm v oblasti horní desky a 45 mm v oblasti dolní desky a stěn komory. Přípustná odchylka rozměrů nosné konstrukce je od -5 do +15 mm. Všechny její hrany jsou zkoseny lištou 30/30 mm. [27]

Pro dodatečné předpětí NK byla použita předpínací lana průměru 15,7 mm z oceli St 1640 /1860 MPa. Systém předpětí je jednotný. Plocha jednoho lana je 150 mm² a jednotlivé kabely jsou složeny z 19 lan. Vahadlové kabely byly napnuty při minimální pevnosti betonu 36 MPa a stáří 3 dny, napínací silou 4,036 MN během konzolového stadia výstavby, odpovídající kotevnímu napětí 1416 MPa. Spodní kabely a kabely spojitosti byly napnuty napínací silou 4,104 MN odpovídající kotevnímu napětí 1440 MPa. Přípustná odchylka vedení kabelů je +/- 20 mm pro všechny typy kabelů. [27]

7.4 Technické řešení nosné konstrukce



Obrázek 7.4: Schéma předpětí vahacla P4 [27].



Obrázek 7.5: Schéma předpětí BD1 a BD2 (sym. BD3 a BD4) [27].

7.5 Postup výstavby

Postup výstavby mostu ve Velmyšlevsi byl realizován během celkem 16 etap. V prvních dvou etapách bylo provedeno založení a výstavba spodní stavby - celkem dvou opěr OP1 a OP8 a šesti pilířů P2 - P7. [27]

7.5.1 Vahadlo P4

Ve třetí etapě byl realizován zárodek P4, podpůrná konstrukce sloužící pro následnou betonáž lamel, zakotvené do dříků pilíře P4. Po nezbytné časové pauze pro vyzrání betonu byl předepnut příslušnými vahadlovými kabely a odbedněn. Následně proběhlo osazení betonážních vozíků na oba konce zárodku. [27]

Ve čtvrté etapě proběhla realizace lamel 1-11 vahadla P4 symetricky kolem zárodku a jejich předepnutí. Po předepnutí každého páru lamel příslušnými vahadlovými kabely byly betonážní vozíky přesunuty do nové polohy pro realizaci nového páru. Každá z lamel byla vybetována po dvou částech. Nejdříve spodní deska a stěny, a nakonec horní deska. [27]

7.5.2 BD1

V páté etapě byla souběžně provedena montáž pevné skruže betonážního dílu BD1 a výstavba zárodku P5 stejným způsobem jako zárodek P4 v etapě třetí. Proběhla betonáž první fáze průřezu BD1 v podobě spodní desky a stěn, která byla po dosažení minimální krychelné pevnosti betonu (0,8 fck,cube) a minimálního stáří betonu (3 dny) předepnuta čtyřmi kabely. Tyto kabely jsou zakotveny v příčnicku OP1 na straně jedné a ve stěnách v místě budoucí spáry BD1 a BD2. Důsledkem předepnutí bylo odlehčení průřezu, po kterém proběhla realizace horní desky BD1 a její předepnutí zbývajících kabely. Montážní podepření BD1 bylo odstraněno týden po předepnutí. [27]

7.5 Postup výstavby

7.5.3 BD2

V šesté etapě byla podobným způsobem realizována betonáž BD2, jejíž spodní kabely byly spojovány s kabely BD1 ve stěnách v místě spáry BD1 a BD2 a budoucí spáry BD2, a lamely 13 vahadla P4. Následovala dobetonávka horní desky, její předepnutí a konečně dopnutí čtyřech zbývajících kabelů vedených v oblasti OP1 - P3 a a 4 kabely v oblasti P2 - P3. [27]

7.5.4 Dokončení P4

V sedmé etapě byla zřízena montážní podpora vahadla P4 v ose 9. vnější lamely, za účelem snížení namáhání vahadla z důvodu nesymetrických vnějších lamel 12 a 13. V následujících dvou etapách (8. a 9.) byly vybetonovány tyto zbývající lamely vahadla P4, čímž bylo dokončeno jeho propojení s BD2. [27]

7.5.5 Vahadlo P5

V desáté etapě byla realizována výstavba druhého, letmo betonovaného vahadla P5, a to obdobným postupem jako P4 (kap. 7.5.1). Po dokončení vnitřní lamely 11 byl využit betonážní vozík pro realizaci střední spáry. Betonážní vozík vnější lamely byl využit k dokončení vnějších lamel 12 a 13. [27]

7.5.6 BD3 + BD4

V 11. etapě proběhlo vyskružení a následná výstavba zbývajících betonážních dílů BD3 a BD4, které jsou osově symetrické s BD1 a BD2. Výstavba proběhla tedy identicky jako u prvních dvou betonážních dílů 7.5.2, 7.5.3). [27]

7.5.7 Uzavírací spára

Ve 12. etapě bylo provedeno rozepření obou vahadel (P4 a P5) od sebe hydraulickými lisami, jehož účelem je snížení namáhání pilířů od objemových změn vlivem dotvarování a

7 ANALÝZA KONSTRUKCE MOSTU VE VELMYŠLEVSI

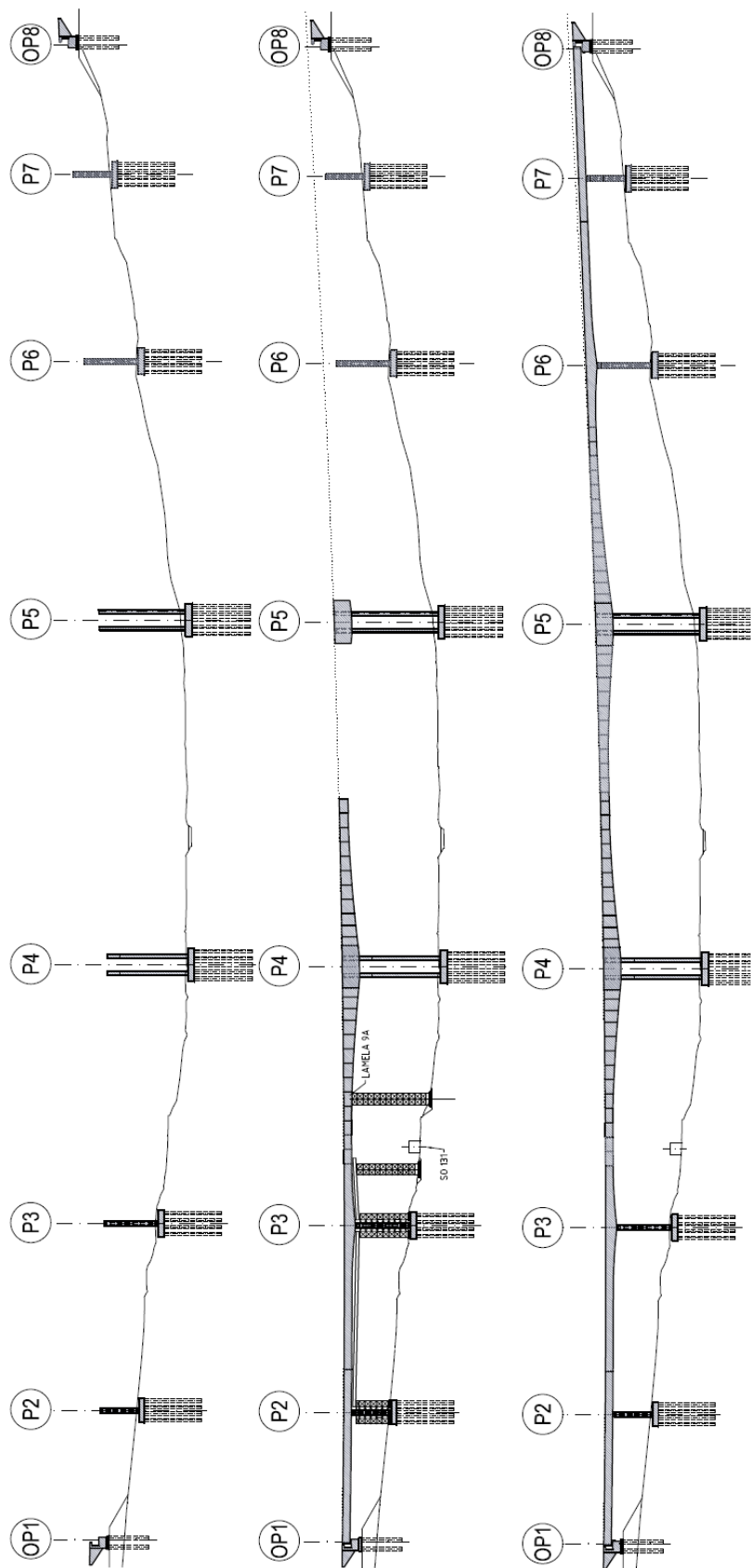
smršťování betonu. Mezi rozepraná vahadla byla realizována první část "uzavírací" lamely v podobě spodní desky a stěn a následně předepnuta dvojicí spodních předpínacích kabelů, kotvených v nálitcích spodní desky 8. lamel vahadel P4 a P5. Po zatvrdnutí 1. části byly uvolněny hydraulické lisy, dobetonována horní deska uzavírací lamely a předepnuta dvojicí spodních kabelů zakotvených v nálitcích spodní desky 7. lamel vahadel P4 a P5. Nakonec byl odmontován betonážní vozík. [27]

7.5.8 Dokončení výstavby

Ve 13. etapě byla realizována lamela 12 vahadla P5 a ve 14. lamela 13, čímž bylo dokončeno vahadlo P5 a došlo ke spojení celé konstrukce v jeden celek. Jejich realizace byla uskutečněna bez výstavby dočasné podpory, jako tomu bylo u vahadla P4. Konstrukce byla předepnuta zbývajícimi spodními kabely a následně i kabely spojitosti ve všech třech hlavních polích, P3 - P4, P4 - P5 a P5 - P6. [27]

V etapě 15. došlo k betonáži říms, realizaci vozovky, svodidel a ostatního příslušenství mostu. 16. etapa je tak uvedením do provozu, k němuž došlo v listopadu roku 2016. [27]

Rozdělení na etapy výstavby 1 - 16 neodpovídá přesnému časovému harmonogramu výstavby. Výstavba některých částí probíhala souběžně. Zvláště výstavba jednotlivých betonážních dílů s letmou betonáží lamel. Pro zpřehlednění bude vysvětleno v kapitole 7.7, věnující se tvorbě výpočetního modelu časově závislé analýzy, kde přidávání jednotlivých lamel koresponduje s datací v harmonogramu. [27]



Obrázek 7.6: Schéma NK - Vývoj ke během postupu výstavby - Spodní stavba (2. etapa), dokončení vahadla P4 (9. etapa) a definitivní stav (16. etapa) [27].

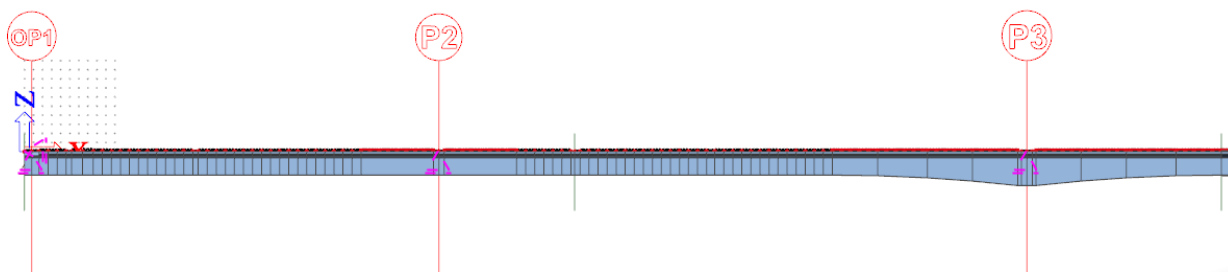
7.6 Popis výpočetního modelu letmo betonované mostní konstrukce

Výpočetní model konstrukce mostu ve Velmyšlevsi byl poskytnut společností Novák & Partner, spol. s.r.o. Konstrukce je modelována jako rám XZ ve výpočetním softwaru SCIA Engineer 16, společnosti SCIA CZ s.r.o. Model je zjednodušený a tvoří ho vahadla P4 a P5 s příslušnými pilíři, jejich pilotové založení a čtyři betonážní díly BD1 - BD4. Opěry OP1 a OP8 a pilíře P2, P3, P6 a P7 nejsou součástí modelu. V jejich teoretickém umístění je modelováno pouze podepření uzlovými podporami. Konstrukci tvoří jednotlivé pruty, které jsou modelovány soustavami tuhých 1D dílců, tvořících rám XZ. K vymodelování 3D konstrukce slouží propojení rámu s databází průřezů v systému souřadnic YZ, jsou vymodelovány zvlášť, uloženy v databázi softwaru společně s jejich materiálovými a průřezovými charakteristikami a nakonec přiřazeny každému z jednotlivých dílců.

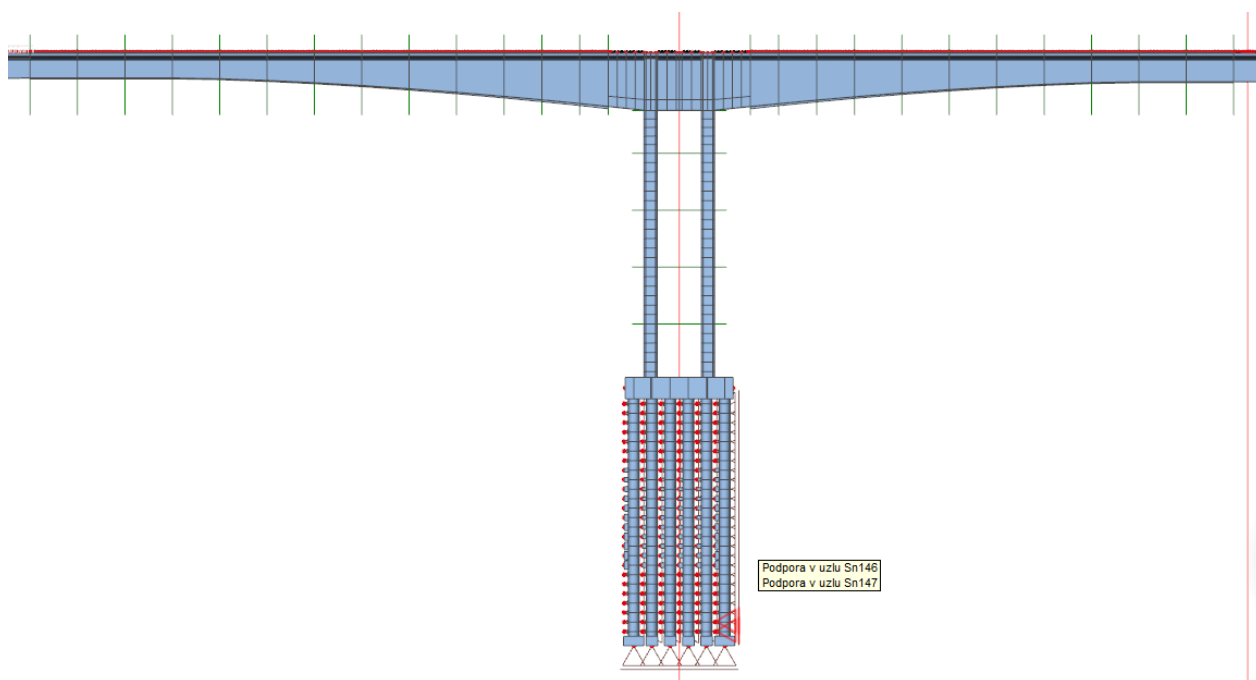
7.6.1 Dílce

Založení spodní stavby vahadel P4 a P5 je modelováno systémem pilot obecného kruhového průřezu, z betonu C30/37. Piloty jsou uloženy tuhými uzlovými podporami ve směru osy X a volným ve směru os Y a Z. Jejich pružné uložení je simulováno připojením podpor na betonových dílcích jednotkové délky s ekvivalentní vodorovnou tuhostí. Základy pilířů jsou modelovány obecným obdélníkovým průřezem z betonu C30/37. Pro vymodelování nosné konstrukce jsou využity obecné průřezy různých proměnných i neproměnných tvarů importovaných ze softwaru AutoCAD. Nosnou konstrukci tvoří vahadla P4 a P5 a 4 betonážní díly. Vytvořeny jsou z betonu C35/45. Všechny využití materiály jsou v souladu s technickou národní normou ČSN-EN 1992-2. Uložení krajních opěr OP1 a OP8 je modelováno jako dvojice uzlových podpor, jedna s tuhým uložením ve směru osy X a druhá ve směru osy Z. Uložení pilířů P2, P3, P6 a P7 je modelováno jako uzlová podpora s tuhým uložením ve směru osy Z.

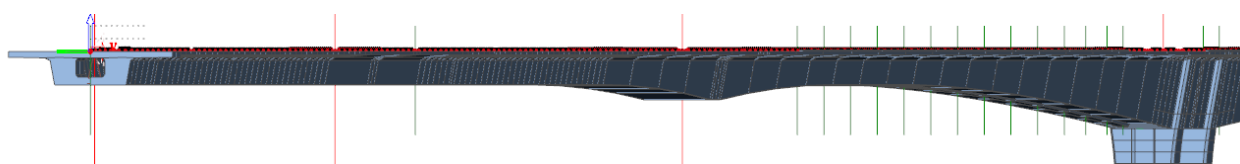
7.6 Popis výpočetního modelu letmo betonované mostní konstrukce



Obrázek 7.7: Model - Uložení pilířů P1 - P3 v dílech BD1 a BD2 [27].



Obrázek 7.8: Model - Vahadlo P4 [27].



Obrázek 7.9: Model - 3D pohled - Znázornění proměnnosti komorového průřezu [27].

7.7 Tvorba fází výstavby pro TDA

Pro výpočet časově závislé analýzy (TDA) bylo nutné model upravit a nastavit konstrukční dílce v závislosti na přesném postupu výstavby konstrukce. Několik dalších stran tedy bude věnováno popisu úprav modelu před konečným výpočtem. Tyto úpravy proběhly v softwaru SCIA Engineer 19.1 od společnosti SCIA CZ s.r.o., novější verzi programu, ve kterém byl projektován původní konstrukční model mostu. Celkově bylo vytvořeno 366 výpočetních fází včetně několika prázdných fází beze změny konstrukce, které jsou mezifázemi pro výpočet. Fáze výstavby byly rozděleny do 8 hlavních částí (ST1 - ST8) pro zpřehlednění (tab. 7.1).

Tabulka 7.1: Dělení fází výstavby

Fáze	Akce	Začátek	Datum
ST1	Piloty	0,0	05.06.2015
ST2	Spodní stavba	60,0	05.08.2015
ST3	Spodní stavba	105,0	20.09.2015
ST4	Vahadlo P4	195,0	20.12.2015
ST5	Vahadlo P5	259,0	22.02.2016
ST6	Betonážní díly BD1 - BD4	268,0	28.02.2016
ST7	Dokončovací práce	429,0	14.08.2016
ST8	Provoz	510,0	05.11.2016

Ve výpočetním modelu bylo přidáno celkem 366 fází, některé s rozdílným účelem. Základní důvody pro přidání výpočetní fáze jsou tyto (obr. 7.10):

1) Přidání prvku do TDA

Přidání prvku (celého prutu, části prutu - dílce, části dílce nebo podpory) do modelu TDA je uskutečněno za účelem přidání jeho tuhosti do matice tuhosti konstrukce. Přiřazení odpovídající fáze výstavby dle harmonogramu se navolí ve vlastnostech prvku, zvolením příslušné fáze výstavby v rolovacím seznamu. Ve fázi přidané z tohoto důvodu nebylo přidáno žádné zatížení prvku, a to pro zpřehlednění rozdělení fází. V softwaru je pro uskutečnění výpočtu nutné pro každou fázi vyplnit odpovídající zatěžovací stav. Z tohoto důvodu byly pro každý stav, kdy není přidáno žádné zatížení, vytvořeny prázdné zatěžovací stavy s příslušným

7.7 Tvorba fází výstavby pro TDA

označením. Pro přidání prvků z betonu je nastaven čas ošetřování 3 dny.

2) Odebrání prvku z TDA

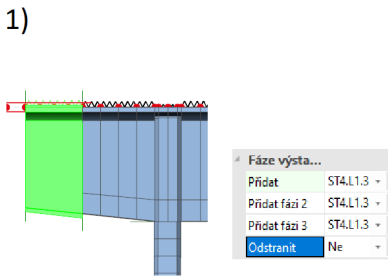
Ze stejného důvodu a stejným způsobem jako u přidání lze prvek odebrat.

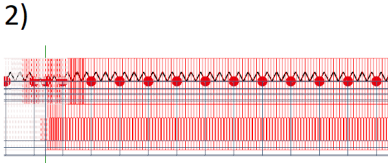
3) Přidání zatížení na dílec

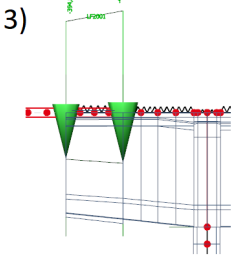
Přidání zatížení je realizováno přiřazením zatěžovacího stavu z modulu "Zatížení". Jelikož jde v případě tohoto modelu pouze o stálé zatížení nebo předpětí, toto zatížení je ve většině případů přidáváno ve stejném čase jako tuhost prvku. V softwaru nelze zvolit pro dvě fáze stejný čas jejich přidání, proto byl pro přidání nastaven nejmenší možný časový odstup - 0,1 dne. Při konfliktu časů výstavby jednotlivých prvků je postupováno stejným způsobem. Výpočetní chyba způsobená tímto časovým rozdílem má malý vliv na změnu prvků matice tuhosti. [4]

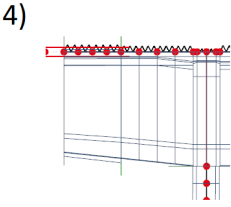
4) Mezifáze pro výpočet

Pro přidání fáze pro mezivýpočet není třeba přidání prvku ani zatížení. Přidán je tak pouze zatěžovací stav. Důvodem přidání výpočetních mezifází do TDA je zjištění výsledků v příslušném čase těchto fází. Tím je tak možno posoudit časový vývoj posuzovaných veličin.

1) 

2) 

3) 

4) 

Jméno	ST4.L1.5 - Lamely 1 vahařa P4
Pořadí fáze	44
Popis	Vlastní tíha lamely - Levá lamely
Čas fáze [den]	293,00
Počet subintervalů	1
Vlhkost [%]	70,00
Poslední fáze výstavby	<input type="checkbox"/>
Stálá nebo dlouhodobá zatížení	
Zatížení	ZS_7.4A.01 - Vlastní tíha lamely 4A 01
Předpětí	
Zatížení	žádný

Jméno	ST4.L2.M
Pořadí fáze	53
Popis	Mezifáze pro výsledky
Čas fáze [den]	297,20
Počet subintervalů	1
Vlhkost [%]	70,00
Poslední fáze výstavby	<input type="checkbox"/>
Stálá nebo dlouhodobá zatížení	
Zatížení	ST-4.L2.M - Mezifáze - Prázdný
Předpětí	
Zatížení	žádný

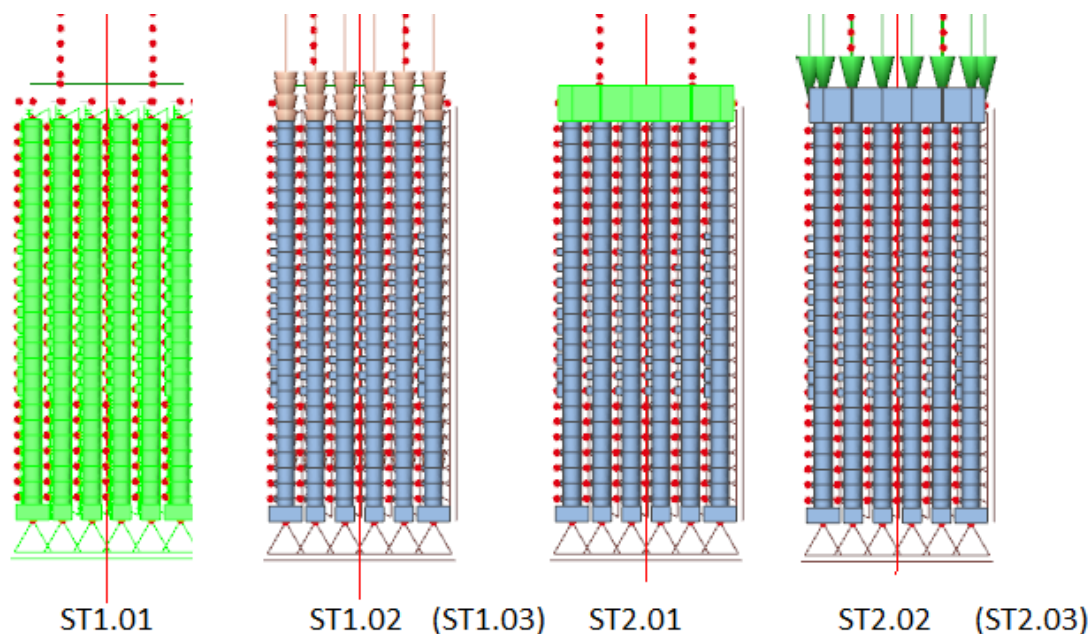
Obrázek 7.10: Tvorba fází [27].

7.7.1 Založení - ST1

V první části TDA - ST1 jsou ve třech fázích přidány do modelu piloty vahadel P4 a P5 a jejich podpor. Ve fázi ST1.01 je v čase 0,0 (dny) přidán prvek do modelu, čímž dojde k jeho přidání do matice tuhosti. Ve druhé fázi, ST1.02, je přidáno zatížení jeho vlastní tíhou, v čase 16,0 *d*. Třetí fáze (ST1.03, 20,0 *d*) je mezifází pro výpočty, kde není model nijak měněn (obr. 7.11).

7.7.2 Spodní stavba - ST2, ST3

Stejným způsobem jsou do modelu přidány základy pilířů P4 a P5 v části ST2, pomocí třech fází - ST2.01 až ST2.03 (60,0; 67,0 a 75 *d*, obr. 7.11).



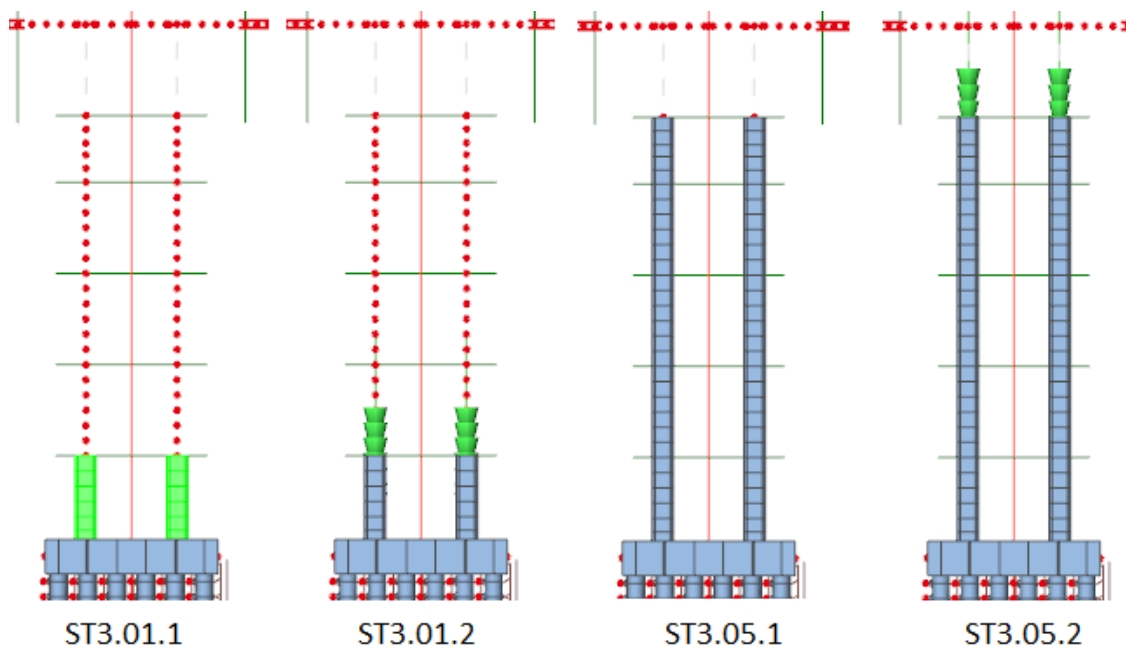
Obrázek 7.11: ST1, ST2 - Tvorba fází [27].

V části ST3 jsou do TDA přidány pilíře P4 a P5. Pro zjednodušení modelu byly přidány současně. Přidání proběhlo rozdělením na 5 částí dle příslušných betonážních taktů, na které byla jeho výstavba rozdělena. Každému taktu odpovídají 3 fáze - přidání prvku, zatížení vlastní tíhou a mezifáze pro výpočet. Celkem tedy 15 fází (obr. tab. 7.2, 7.12).

7.7 Tvorba fází výstavby pro TDA

Tabulka 7.2: ST3 - Výstavba betonážních taktů pilířů

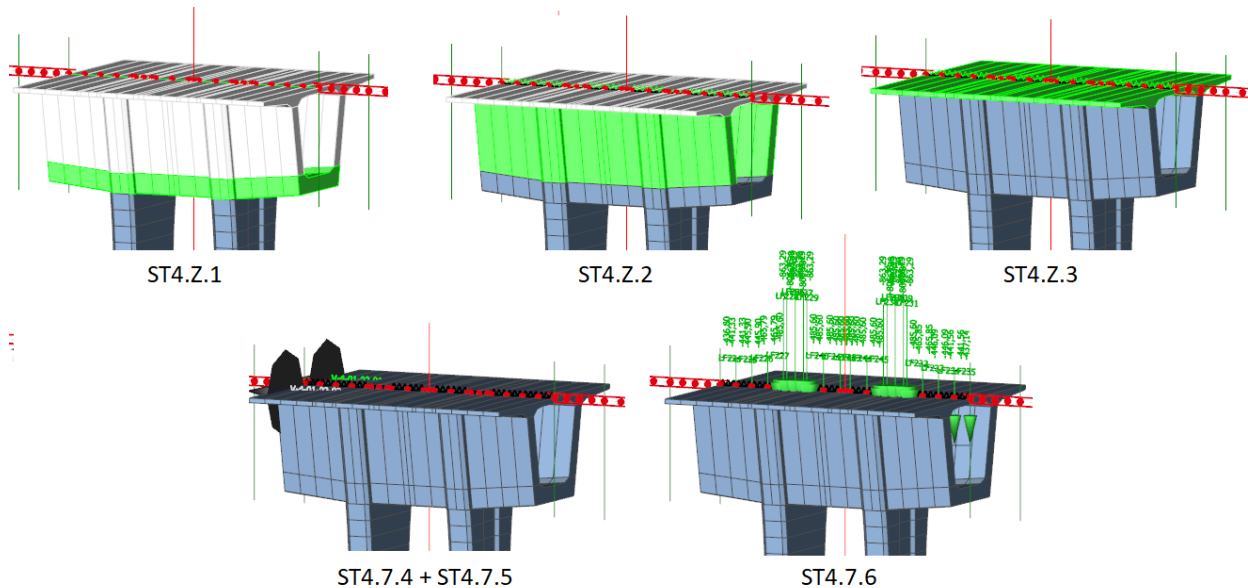
Fáze	Akce	Čas
ST3.01	Betonáž 1. taktu	105,0
ST3.02	Betonáž 2. taktu	119,0
ST3.03	Betonáž 3. taktu	133,0
ST3.04	Betonáž 4. taktu	147,0
ST3.05	Betonáž 5. taktu	168,0



Obrázek 7.12: ST3 - Tvorba vybraných fází [27].

7.7.3 Zárodek P4 - ST4.Z

Tvorba zárodku P4 je zachycena v části ST4, oddílu ST4.Z, který se dělí na celkem 11 fází. V prvních třech byl vytvořen průřez komory - spodní deska (ST4.Z.1), následně stěny (ST4.Z.2) a horní deska (ST4.Z.3). Následně byl zárodek předeprnut (ST4.Z.4 + ST4.Z.5) a přidána vlastní tíha (ST4.Z.6). Zbýlých pět fází výstavby zárodku (ST4.Z.7 - ST4.Z.11) tvoří mezifáze pro výpočet, které mezi sebou dělí časový interval o délce $10,0 d$ (obr. 7.13, 7.3). (Uvedený postup výstavby byl použit i pro zárodek vahadla P5, který je osově souměrný se zárodkem vahadla P4 - kap. 7.7.5.)



Obrázek 7.13: ST4 - Tvorba fází - Zárodek P4 [27].

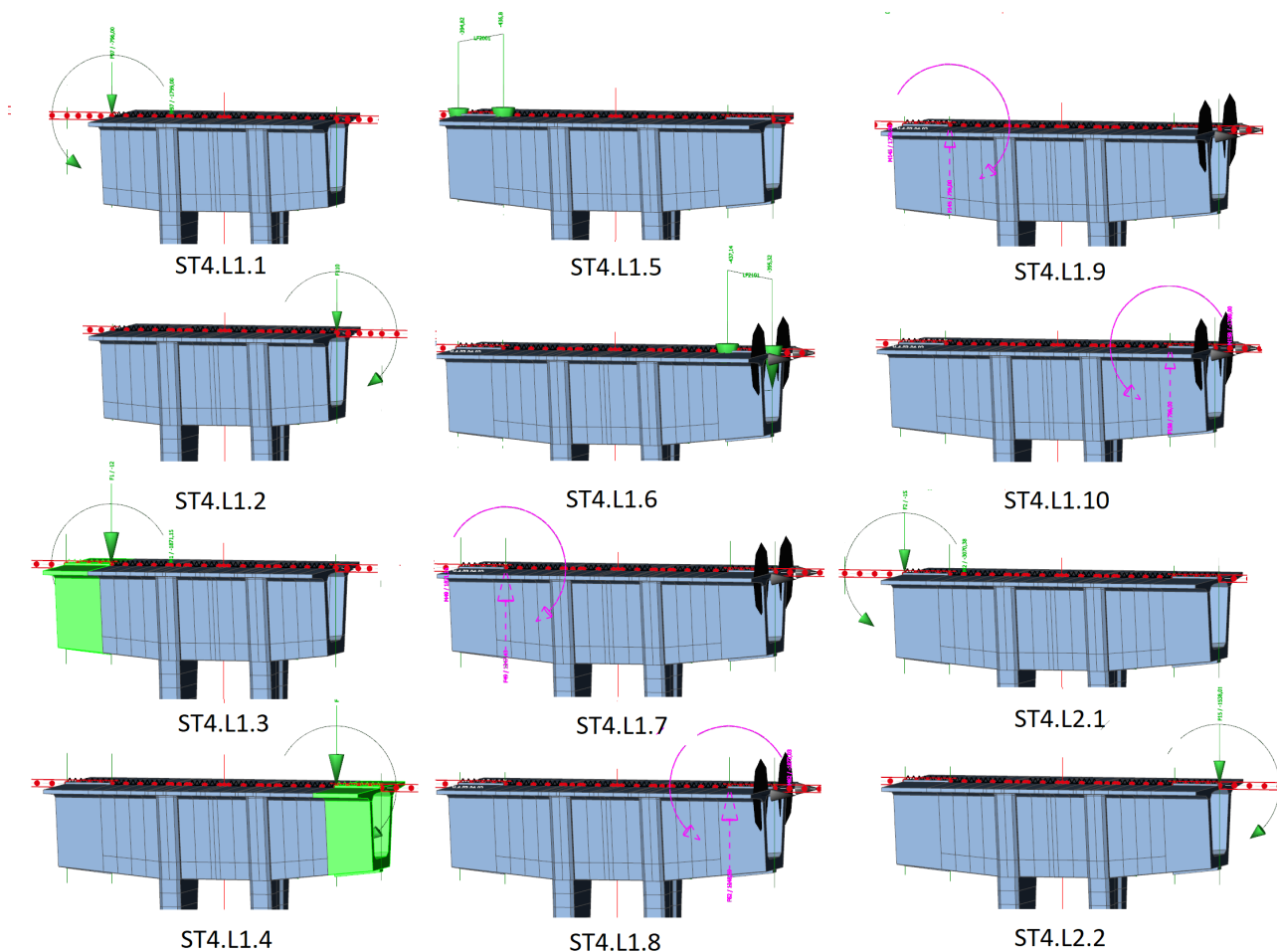
7.7.4 Vahadlo P4 - ST4.L

Po přidání zárodku bylo přistoupeno k druhé části ST4 s označením ST4.L, co se týče počtu fází nejpočetnější části celého modelu, která zahrnuje celkem $13 \times 10 + 12 \times 1 = 142$ fází výstavby. Ty se dále dělí do fázových cyklů ($ST4.Lx$, kde x je číslování lamely směrem od zárodku P4 od 1 do 13), ve kterých byly realizovány jednotlivé dvojice lamel. Každá dvojice lamel (levé a pravé) je tvořena z 10 fází se zatěžovacími stavy a jednou mezifází pro výpočet s prázdným (manipulačním) zatěžovacím stavem, sloužícím pouze k zachování funkcionality výpočtu. Fáze s lichou koncovou číslicí v názvu nesou změny levé lamely (např. $ST4.Lx.1$; $-.3$; $-.5, \dots$). Fáze se sudou koncovkou pak změny lamely pravé (např. $ST4.Lx.2$; $-.4$; $-.6, \dots$).

Každý fázový cyklus pro přidání dvojice lamel začíná přidáním zatížení betonážním vozíkem ve fázích $.1$ a $.2$ ($ST4.Lx.1$, $ST4.Lx.2$). V případě první lamely toto zatížení působí na kraj zárodku, v případě všech ostatních na kraj předchozí lamely. Pak byla přidána mezifáze pro výpočet s označením $.M$ ($ST4.Lx.M$). Ve fázích s pořadovým číslem $.3$ a $.4$ byl okraj zárodku/lamel přitížen vlastní tíhou čerstvého betonu, působící na již realizovanou část konstrukce skrze betonážní vozík. Pro tyto fáze byl zároveň do TDA přidán dílec od-

7.7 Tvorba fází výstavby pro TDA

povídající nové dvojici lamel, a tím i její tuhosti do matice tuhosti konstrukce. Ve fázích .5 a .6 byla přidána vlastní tíha lamel, působící na tento nově přidaný dílec. Důvodem pro toto přidání je vytvrnutí betonu v čase těchto dvou fází. Ve fázi .6 byl kromě vlastní tíhy přidán i zatěžovací stav s odpovídajícími vahadlovými kabely pro levou i pravou lamelu. V dalších dvou fázích .7 a .8 s minimálním časovým odstupem 0,1 dne byly okamžitě odtíženy předchozí dílce vlastní tíhou čerstvého betonu, aby nedošlo k duplikaci zatížení betonem na lamelu, působících zároveň od čerstvého a ztvrdlého betonu. Ve fázích .9 a .10 došlo k odtížení vlastní tíhy betonážních vozíků, které byly následně přesunuty do nové polohy, tj. fáze $ST4.L(x+1).1$ a $ST4.L(x+1).2$ (obr. 7.14).



Obrázek 7.14: ST4 - Tvorba vybraných fází - Lamely 1 vahadla P4 [27].

7 ANALÝZA KONSTRUKCE MOSTU VE VELMYŠLEVSI

Přehledný popis jednotlivých fází je uveden v pravé části tabulky 7.3, kde t_0 je čas, odpovídající přidání fáze výpočtu $ST4.Lx.1$, tedy první fáze výstavby cyklu $ST4.Lx$, ve kterém bylo modelováno přidání nové dvojice lamel x (tab. 7.4). Pro lamely L12 a L13 nebyla realizována dvojice symetrických lamel, nýbrž jen levé lamely. Z tohoto důvodu jsou fáze výstavby se sudou koncovou číslicí prázdnou fází s prázdným zatěžovacím stavem.

Tabulka 7.3: ST4 - Tvorba fází, kde $x=[1;13]$ je číslování lamely směrem od zárodku P4

Fáze	Akce	Začátek	Fáze	Akce	Začátek
ST4.Z.1	Dolní deska	195,0	ST4.Lx.1	levá lamela - vl. tíha vozíku - zat.	t_0
ST4.Z.2	Stěny	215,0	ST4.Lx.2	pravá lamela - vl. tíha vozíku - zat.	$t_0+0,1$
ST4.Z.3	Zárodek	236,0	ST4.Lx.3	l. l. - v. t. ČB - zat. + tuhost	$t_0+1,0$
ST4.Z.4	Předpětí 1	239,0	ST4.Lx.4	p. l. - v. t. ČB - zat. + tuhost	$t_0+1,1$
ST4.Z.5	Předpětí 2	239,5	ST4.Lx.5	l. l. - v. t. lamely - zat.	$t_0+6,0$
ST4.Z.6	Vl. tíha	240,0	ST4.Lx.6	p. l. - v. t. lamely - zat. + předpětí	$t_0+6,1$
ST4.Z.7	Mezifáze	241,0	ST4.Lx.7	levá lamela - vl. tíha ČB - odt.	$t_0+6,2$
ST4.Z.8	Mezifáze	251,0	ST4.Lx.8	pravá lamela - vl. tíha ČB - odt.	$t_0+6,3$
ST4.Z.9	Mezifáze	261,0	ST4.Lx.9	levá lamela - vl. tíha vozíku - odt.	$t_0+7,0$
ST4.Z.10	Mezifáze	271,0	ST4.Lx.10	pravá lamela - vl. tíha vozíku - odt.	$t_0+7,1$
ST4.Z.11	Mezifáze	281,0	ST4.Lx.M	mezifáze pro výpočet	$t_0+8,2$

Tabulka 7.4: ST4 - Počáteční fáze výstavby jednotlivých lamel

Fáze	Začátek	Konec	Fáze	Začátek	Konec
ST4.L1	289,0	296,1	ST5.L1	338,0	345,1
ST4.L2	297,0	304,1	ST5.L2	348,0	355,1
ST4.L3	306,0	313,1	ST5.L3	356,0	363,1
ST4.L4	315,0	322,1	ST5.L4	362,0	369,1
ST4.L5	324,0	331,1	ST5.L5	370,0	377,1
ST4.L6	332,0	339,1	ST5.L6	378,0	385,1
ST4.L7	340,0	347,1	ST5.L7	386,0	393,1
ST4.L8	348,0	355,1	ST5.L8	394,0	401,1
ST4.L9	356,0	363,1	ST5.L9	403,0	410,1
ST4.L10	363,0	370,1	ST5.L10	410,0	417,1
ST4.L11	372,0	379,1	ST5.L11	418,0	425,1
ST4.L12	386,0	393,1	ST5.L12	427,0	434,1
ST4.L13	395,0	402,1	ST5.L13	440,0	447,1

7.7 Tvorba fází výstavby pro TDA

7.7.5 P5 - ST5

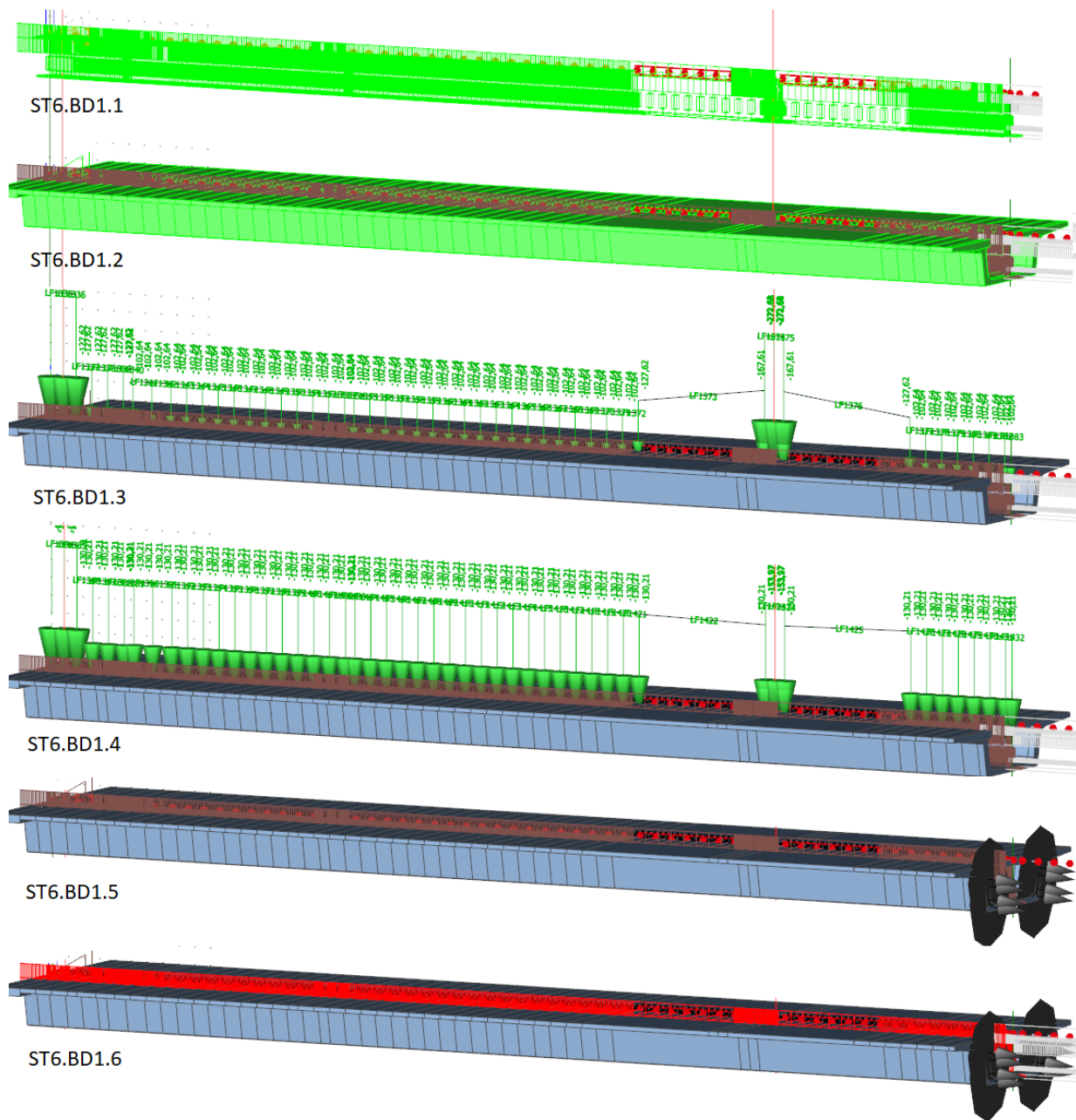
Poté byl postup výstavby vahadla opakován pro vahadlo P5, které bylo vystavěno na dřívěji přidaném pilíři P5 v části *ST3*. Nejdříve byl přidán zárodek *ST5.Z* s indentickými fázemi výstavby jako u *ST4.Z*. Počáteční fáze byla přidána v čase 259 *d* a předpětí s vlastní tíhou v časech 303 a 305 *d* a nakonec ještě 5 výpočetních mezifází s časovými odstupy 10 dní. Letmá betonáž dvojic lamel byla započata v čase 338 *d* (tab. 7.4 - vpravo) dle výstavbových cyklů *ST5.Lx* (kde *x* je umístění lamely od 1 do 13), složených z 10 fází a jedné mezifáze, identicky jako u cyklu *ST4.Lx* (tab. 7.3 - vpravo).

Jediný rozdíl mezi částmi *ST4* a *ST5* spočívá v tom, že pro cykly *ST5.L12* a *ST5.L13* byly pro úpravy modelu využity pouze fáze se sudou koncovkou. Rozdílnost oproti vahadlu *P4* plyne z osově symetrie konstrukce vahadla *P5* s vahadlem *P4*. V případě *P5* byly v těchto cyklech přidány pouze lamely vnější, tedy v případě *P5* lamely pravé, jimž náleží sudé fáze. Fáze liché proto nesou prázdný zatěžovací stav.

7.7.6 Betonážní díly BD1 - BD4 + Středová spára - ST6

Dále byly v části *ST6* postupně přidány betonážní díly 1 - 4 a nakonec středová spára mezi vahadly *P4* a *P5*. Pro cyklus výstavby každého z betonážních dílů bylo vytvořeno celkem 6 fází výstavby (tab. 7.5 - vlevo), kdy ve fázi .1 (*ST6.BDy.1*, kde *y* je číslo *BD* od 1 do 4) byly přidány podpory na prutu pro každý dílec, tedy liniové podepření betonážního dílu simulující pevnou skruž dílu. Liniové podepření zajišťuje tuhé uložení ve směru osy *Z*, volné ve směrech *X*, *Y* a podepírá dílec po celé jeho konstrukční délce. Po 6 dnech, v části .2 byly do modelu přidány všechny dílce reprezentující příslušný betonážní díl. Pro zjednodušení byl přidán celý průřez komory - spodní i horní deska zároveň. Po sedmi dnech byly ve třech fázích .3, .4 a .5 přidány odpovídající zatěžovací stavy s vlastní tíhou a předpětím. Nakonec došlo k odskružení - tedy k odebrání liniové podpory po dalších 7 dnech, ve fázi .6 (obr. 7.15). Takto proběhlo přidání všech betonážních dílů (tab. 7.5 - vpravo).

7 ANALÝZA KONSTRUKCE MOSTU VE VELMYŠLEVSI



Obrázek 7.15: Tvorba vybraných fází části ST6 - BD1 [27].

7.7 Tvorba fází výstavby pro TDA

Tabulka 7.5: ST6 - Tvorba fází betonážních dílů BD1 - BD4 a střední spáry; Počáteční fáze výstavby jednotlivých betonážních dílů

Fáze	Akce	Začátek	Fáze	Začátek	Konec	Demontáž
ST6.BD1.1	Vyskružení	268,0	ST6.BD1	268,0	288,2	295,0
ST6.BD1.2	Bet.+Prvek	274,0	ST6.BD2	321,0	341,2	348,0
ST6.BD1.3	VT dd+stěny	288,0	ST6.BD3	363,0	383,2	390,0
ST6.BD1.4	VT hd	288,1	ST6.BD4	404,0	424,2	431,0
ST6.BD1.5	Předpětí	288,2	ST6.S	425,0	445,2	-
ST6.BD1.6	Demontáž skr.	295,0				

Nakonec byla v části *ST6* - oddílu *ST6.S* přidána středová spára mezi vahadla *P4* a *P5*, k čemuž byl využit betonážní vozík přesunutý z vnitřní lamely vahadla *P5*. Tak bylo učiněno po ukončení její výstavby, v čase 425,0 *d.* Přidání lamely proběhlo celkem v 5 fázích. Ve fázi .1 (*ST6.S.1*) byly krajní vnitřní lamely obou vahadel zatíženy polovinou vlastní tíhy betonážního vozíku, simulující jeho ukotvení mezi lamelami. Ve fázi .2 byl přidán dílec spáry reprezentující její tuhost a přitížení vozíku čerstvým betonem v podobě dvojice svislých sil, z nichž každá dosahuje hodnoty poloviny vlastní tíhy čerstvého betonu ve vozíku. Síly zatěžují konstrukci obou vahadel na okraji vnitřních lamel 11 stejně jako vozík. Ve fázi .3 byla přidána vlastní tíha spáry. Předepnutí lamely bylo pro zjednodušení přidáno až v části *ST7*, společně s ostatními spodními kabely. Čas jejich přidání však koresponduje s ukončením výstavby spáry (tab. 7.5 a tab. 7.6). Ve fázi .4 byla konstrukce odtížena od vlastní tíhy čerstvého betonu a v poslední fázi .5 od betonážního vozíku. Tímto došlo k propojení vahadel *P4* a *P5*.

7.7.7 Předpětí, ostatní stálé zatížení - ST7

V části 7 bylo přidáno celkem 9 fází. Prvních šest (*ST7.1* - *ST7.6*) z nich bylo vytvořeno pro přiřazení zatěžovacích stavů typu předpětí obsahující předpínací kabely. Pro obsazení pozice stálého zatížení ve vlastnostech těchto fází byly vytvořeny prázdné zatěžovací stavy. Tři z fází obsahují přidání spodních kabelů pro každé z hlavních polí - *P3* - *P4*, *P4* - *P5* a *P5* - *P6*. Další tři obsahují kabely spojitosti pro stejná pole. Zbylé tři fáze výstavby (*ST7.7* - *ST7.9*), přidané v této části, jsou fáze nesoucí ostatní stálé zatížení - .7 pro římsy, .8 pro vozovku a .9 pro zábradlí a svodidla (tab. 7.6).

7 ANALÝZA KONSTRUKCE MOSTU VE VELMYŠLEVSI

Tabulka 7.6: ST7, ST8 - Tvorba fází

Fáze	Akce	Čas	Fáze	Akce	Čas
ST7.1.P45	Spodní kabely P4 - P5	429,0	ST7.7	Římsy	484,0
ST7.2.P34	Kabely spojitosti P3 - P4	457,0	ST7.8	Vozovka	491,0
ST7.3.P45	Kabely spojitosti P4 - P5	457,1	ST7.9	Zábradlí a svodidla	498,0
ST7.4.P56	Kabely spojitosti P5 - P6	457,2	ST8.1	Uvedení do provozu	523,0
ST7.5.P34	Spodní kabely P3 - P4	461,0			
ST7.6.P56	Spodní kabely P5 - P6	464,0			

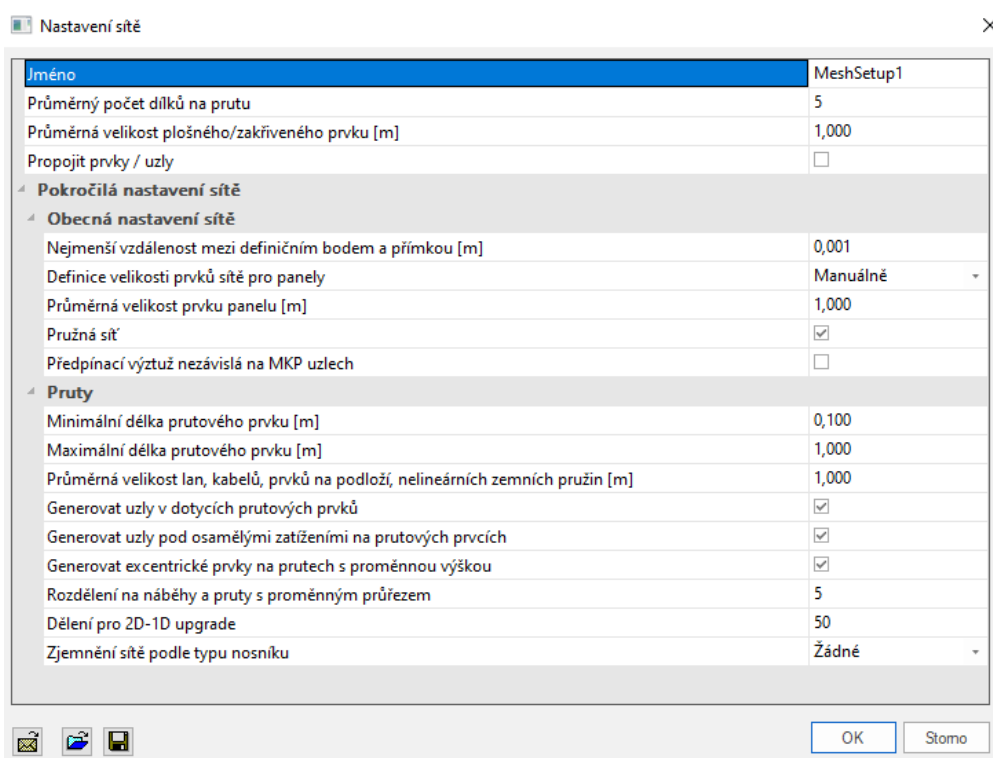
7.7.8 Uvedení do provozu - ST8

V poslední části byla vytvořena finální fáze TDA s číslem 366 - Uvedení do provozu, která je fází pro ukončení výpočtu. Její přidání došlo v čase 523 *d*, tedy 18.11.2016 (tab. 7.6). Rozfázování celého postupu výstavby bylo provedeno na základě dat z předpínací protokolů jednotlivých kabelů, s předpokladem, že byl dodržen postup výstavby (kap. 7.5). Přidání některých kabelů bylo zjednodušeno přidáním v omezeném počtu časů. Byla však učiněna pouze taková zjednodušení, která byla konzultována a schválena vedoucím diplomové práce, a která nevedla ke způsobení zásadních chyb v následujícím výpočtu, z důvodu časových nepřesností.

7.8 Výpočet

7.8 Výpočet

Po ukončení procesu tvorby fází výstavby pro TDA, nastavení všech průřezů a přiřazení zatěžovacích stavů bylo přistoupeno k prvnímu pokus o výpočet. Nejdříve proběhla úspěšná kontrola geometrie modelu a vytvoření sítě konečných prvků. Pro první výpočet bylo použito původní nastavení "MeshSetup1" (obr. 7.16)

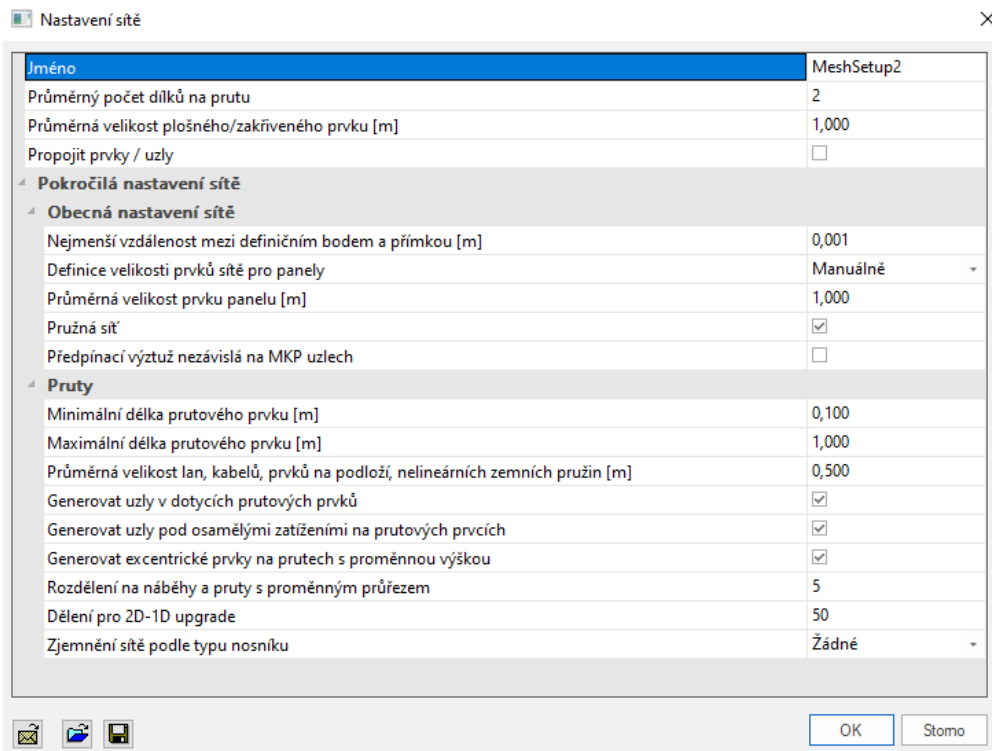


Obrázek 7.16: Nastavení sítě KP - MeshSetup1.

Před spuštěním modelu bylo nutné vyřešit několik konfliktů v přiřazení zatěžovacích stavů především stavů s předpětím, které nenáležely příslušným fázím. Následně bylo přistoupeno k výpočtu. Pro několik prvních pokusů byl výpočet pokaždé po několika hodinách procesování dat ukončen s hlášením "Výpočet ukončen s chybou". Proběhla tedy následná kontrola modelu a konzultace s vedoucím. Bylo přistoupeno k několika úpravám sítě konečných prvků, především ve smyslu redukce počtu dílků na prutu a zvýšení průměrných délek prvků, bohužel

7 ANALÝZA KONSTRUKCE MOSTU VE VELMYŠLEVSI

stále bez úspěchu. Po několika iteracích byla kontaktována i technická podpora týmu SCIA a model odeslán na testování. Výsledkem testování a komunikace s podporou bylo doporučené nastavení sítě, uvedené na obrázku 7.17:

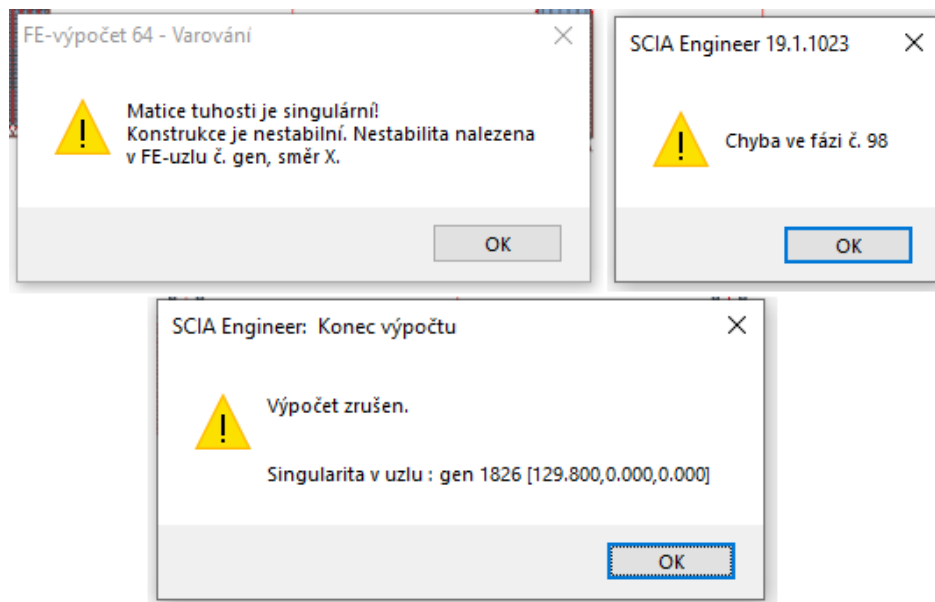


Obrázek 7.17: Nastavení sítě KP - MeshSetup2.

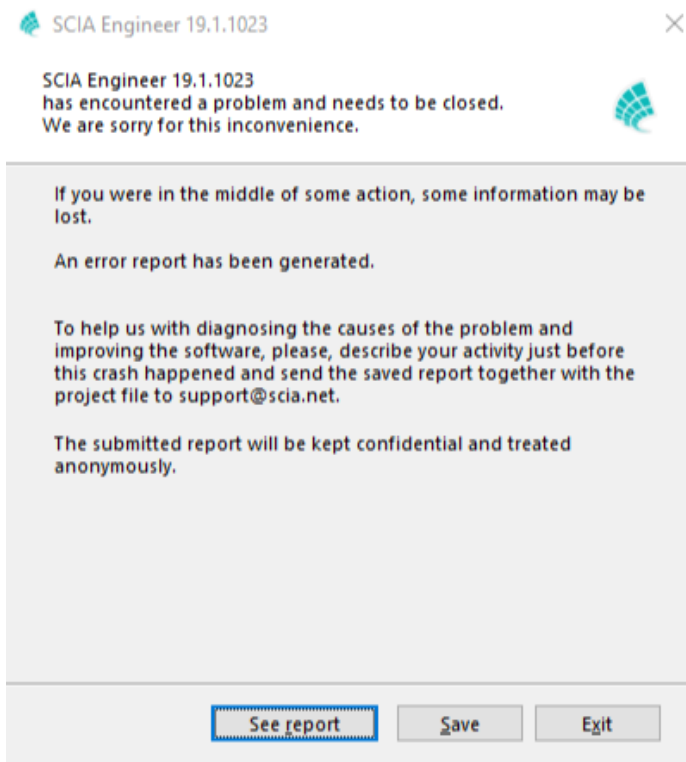
Po několika neúspěšných pokusech, ukončených stejnou chybou jako při nastavení "Mesh-Setup1" došlo k prvnímu dílčímu úspěchu. Výpočet skončil s chybou při výpočtu TDA (obr. 7.18 z důvodu špatného přiřazení jednoho z prvků do příslušné výpočetní fáze. Chyba byla bez větších problémů opravena.

Toto byl bohužel jediný dílčí úspěch a odstranění chyby nevedlo ke zdárnému ukončení výpočtu. Tentokrát již ne z důvodu chyb modelu, nýbrž pádu programu, což dokládá crash report na obrázku 7.19. Toto vedlo i k oddálení termínu odevzdání elektronické verze diplomové práce, za účelem pokusit se dospět k závěru. Ukázalo se, že software je velmi citlivý na nastavení sítě, které vyžaduje patřičné zkušenosti.

7.8 Výpočet



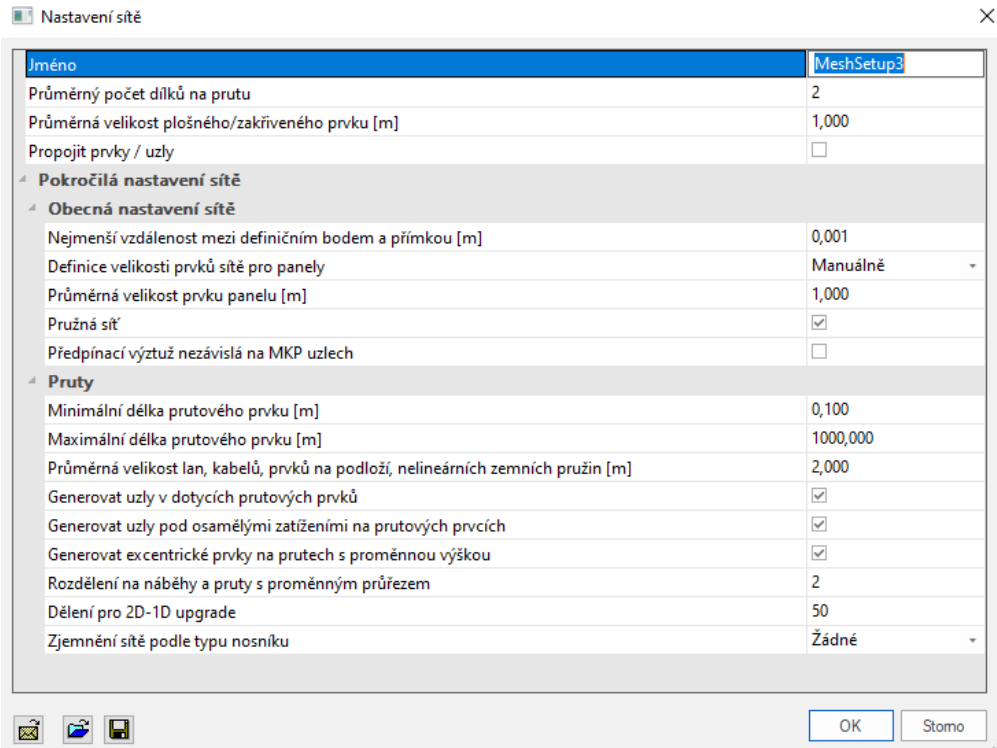
Obrázek 7.18: Chyba výpočtu TDA



Obrázek 7.19: TDA - Crash Report

7 ANALÝZA KONSTRUKCE MOSTU VE VELMYŠLEVI

Po nespočtu marných pokusů bylo přistoupeno k nastavení doporučeného nejhrubšího nastavení sítě, které je možné užít pro výpočet TDA (7.20).



Obrázek 7.20: Nastavení sítě KP - MeshSetup3.

To sice vedlo k prodloužení maximální doby, po kterou program pracoval, ale bez úspěchu. Výpočet po více než deseti hodinách vždy skončil pádem programu. Bylo přistoupeno i k pokusu o lineární výpočet modelu, který proběhl v pořádku hned na první pokus jak pro nastavení "MeshSetup2", tak "MeshSetup3". To sice dokládá, že model by měl být alespoň co se týče geometrie a zatěžovacích stavů v pořádku, bohužel výsledky lineárního výpočtu bez provedení časové analýzy nejsou příliš použitelné pro účel této diplomové práce.

Na základě komunikace s podporou společnosti SCIA a konzultací s vedoucím diplomové práce se dospělo k závěru, že neúspěchy výpočtu jsou s nejvyšší pravděpodobností způsobeny faktem, že tato užívaná část softwaru - modul "Fáze výstavby" a s ním spojená časově závislá analýza (TDA) užívá pouze část procesoru počítače a běží jako 32-bitová verze softwaru, která používá paměť maximálně 4 GB RAM. S nejvyšší pravděpodobností v průběhu výpočtu

7.8 Výpočet

TDA dochází k vyčerpání kapacity procesní paměti i přesto, že verze softwaru je 64-bitová. Nedostatek výpočetní paměti pak pravděpodobně pravděpodobně k pádu programu, nelze však určit, v jaké části výpočtu. Bylo několikrát kontrolováno úložiště disku PC, čistěno a přemístěno úložiště dočasných (výpočetních) souborů na disk jiný, ale bez úspěchu. Tyto procesní parametry softwaru tak nejsou slučitelné se zdárným výpočtem takto obsáhlého modelu letmo betonované konstrukce velkého rozpětí polí, která vyžaduje vysoký počet fází výstavby korespondujících s přesným postupem výstavby.

Reference o úspěších výpočtu TDA v softwaru SCIA Engineer 19.1 však ukazují na fakt, že je možné podobný typ letmo betonované konstrukce v programu spočítat a dojít tak k výsledkům výpočtu. Nabízí se tak otázka, co je třeba udělat k úpravě modelu a pokusit se výpočet uskutečnit ke zdárnému výsledku. Možné úpravy modelu byly konzultovány s vedoucím práce. Po zvážení rizik bylo rozhodnuto, že tyto úpravy jsou příliš časově náročné a s nejvyšší pravděpodobností je nebude možné aplikovat a dostatečně jejich výsledky posoudit do konečného data odevzdání elektronické verze. Čas do odevzdání tak byl využit k práci na teoretické části práce. Pokus o aplikaci některých těchto změn bude uskutečněn po odevzdání a výsledky této aplikace konzultovány při obhajobě práce.

Smysl úprav představuje snížit komplexitu a členění modelu, což vede ke snížení objemu dat, který vstupuje do výpočtu a zatěžuje paměť RAM, jejíž nedostatečná kapacita byla identifikována jako nejpravděpodobnější příčina pádů programu. Bohužel ani tato cesta nezaručuje jistý výsledek, jelikož dosud nebyla zdůvodněno přesná příčina pádů ani čas, kdy byl výpočet přerušen. Typy změn se dělí na tři skupiny.

Změny stávajících částí modelu

První možností je změna stávajících částí modelu a úprava prvků vedoucí ke zjednodušení modelu, a to bez redukce modelu či odpojení jeho částí. Tím se rozumí například změna tvaru dílců, ze kterých je tvořen prutový model. Jde o ruční dělení náběhů na konstatní průřezy místo průřezů po délce proměnných tvarů. Výsledkem je zhuštění a zjednodušení sítě KP.

Průběh výsledků na lokální úrovni prutů bude velmi ostrý, nemělo by ale jít o vytvoření zásadní chyby ve výpočtu.

Rozdělení modelu

Princip úprav spočívá v odebrání části konstrukce, čímž dojde ke zjednodušení modelu. Tím je například odebrání zbývající části spodní stavby (pilíře $P4$ a $P5$) včetně založení. Její výpočet je možné uskutečnit zvlášť a její spolupůsobení s nosnou konstrukcí následně zohlednit vytvořením pružných podpor pod zárodky vahadel $P4$ a $P5$ podobně jako v oblasti podpor betonážních dílů.

Redukce počtu fází výstavby

V této skupině jsou zahrnuty změny, které představují zjednodušení výpočtu TDA tak, aby nebyla zanesena zásadní chyba do výpočtu. V první řadě je možné odebrat výpočetní mezifáze. Druhou možností je sloučit zatěžovací stavy párových lamel tak, aby stejné typy zatížení byly umístěny ve stejných zatěžovacích stavech (zatížení vlastní tíhou lamely, vozíku, atd.). Tím by došlo k redukci počtu fází, nutných pro výstavbu každé lamely na polovinu.

Poslední variantou je kombinace těchto postupů. Může jít například o redukci počtu fází výstavby odstraněním montážních stavů se zatížením od vlastní tíhy vozíku a čerstvého betonu. Tyto zatížení působí jen krátkodobě a jsou následně odebrány, tedy tvoří model TDA mnohem složitější a neměly by mít velký vliv na konečnou tuhost konstrukce po spojení jejích částí. Pro tento postup je samozřejmě důležité vytvoření odděleného - porovnávacího modelu vahadla před spojením částí konstrukce, na kterém se ponechají všechny montážní stavy a výsledky se posoudí ve srovnání s celkovým modelem, v čase před připojením vahadla ke zbytku konstrukce. Při ověření předpokladu nízkého ovlivnění výsledků odebráním montážních zatěžovacích stavů z fází výstavby by tak bylo možné montážní stavy odebrat a zjednodušit tak finální model.

8 Výsledky

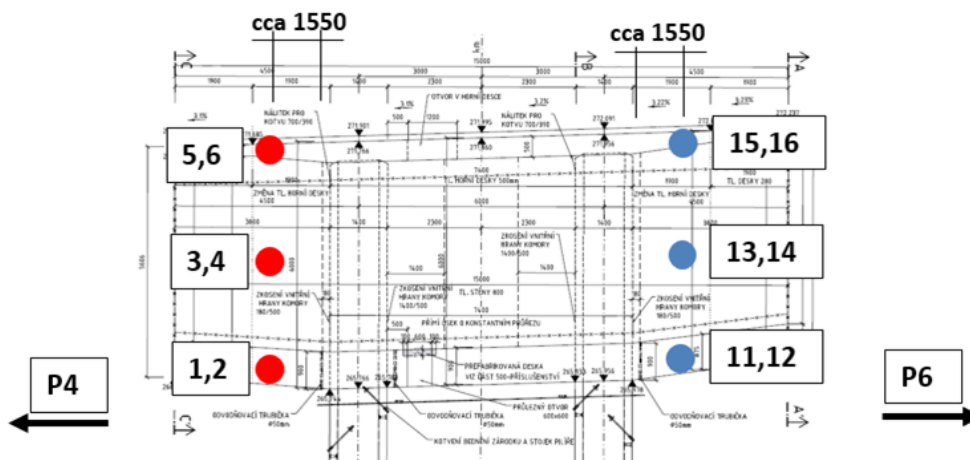
Na základě postupu z kapitoly 7.8 bohužel výpočet modelu nedospěl k získání výsledků potřebných k porovnání s měřením na stávající konstrukci. Uvedeny jsou tak pouze výsledky měření později realizované konstrukce. Poskytnuty byly docentem Vrábílkem, který je zároveň vedoucím této diplomové práce a souhlasil s jejich uveřejněním v práci.

8.1 Vyhodnocení měření

Dlouhodobé sledování mostu během výstavby i po jejím ukončení proběhlo dvěma způsoby. Prvním z nich bylo tenzometrické měření, druhou částí pak geodetická měření.

8.1.1 Tenzometrická měření

Mostní konstrukce je na základě výzkumného projektu FSv ČVUT vybavena celkem 20 tenzometry, z nichž 12 je umístěno v oblasti zárodku vahadla P5 přímo na betonářské výztuži, kam byly připevněny před zabetonováním (obr. 8.1). Zbývajících 8 pak na rámové stojky pilíře P5 - dvojice na každou stojku - v patě a hlavě. Pro všech 20 tenzometrů je vytvořena ústředna uvnitř komory NK, poblíž zárodku P5.



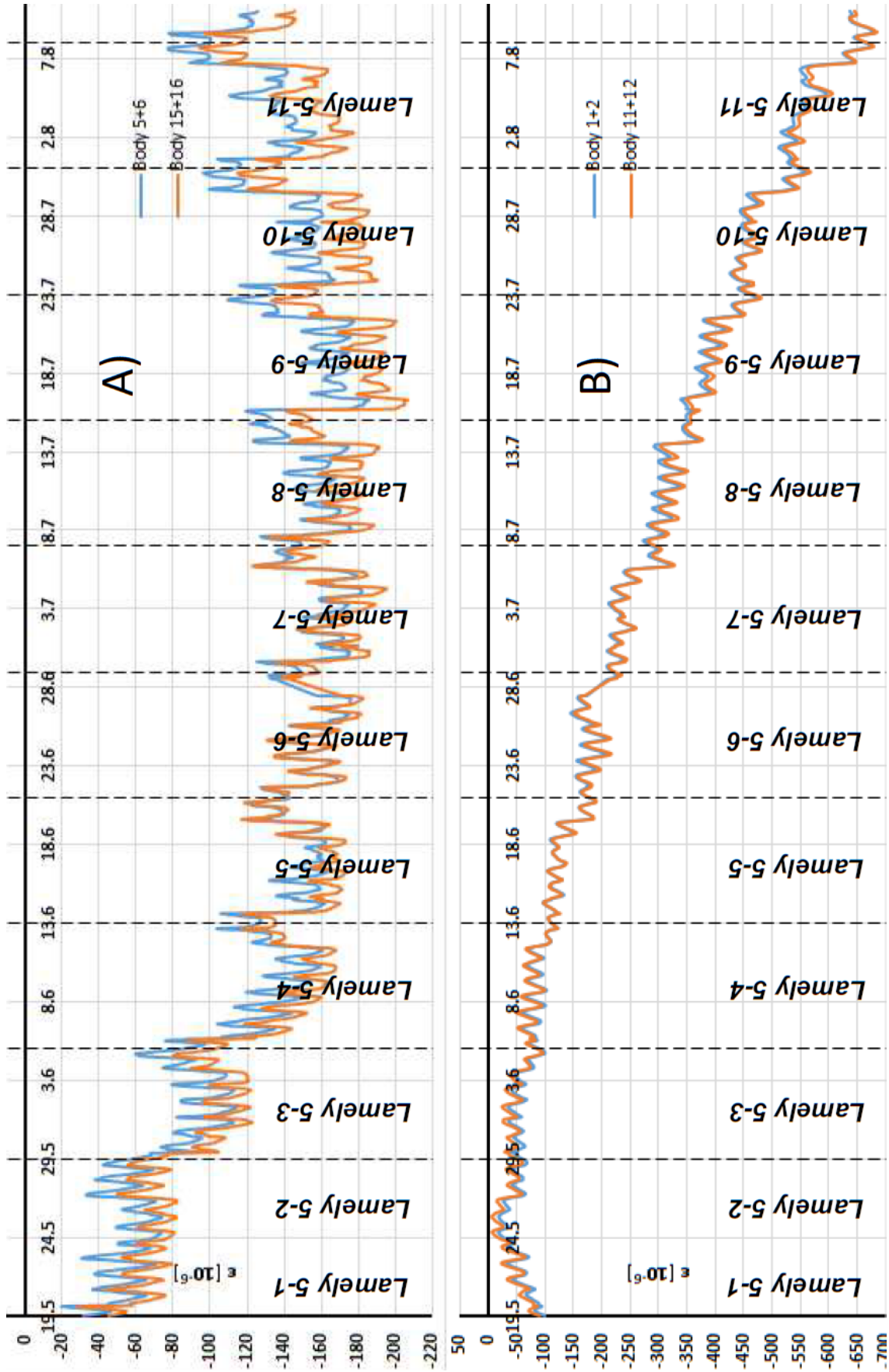
Obrázek 8.1: Zárodek P5 - Schéma umístění tenzometrů

Na prvním obrázku (8.2) můžeme vidět vývoj poměrného přetvoření horních a spodních vláken v intervalu od předepnutí lamel 1 vahadla P5 do předepnutí posledních symetrických lamel 5-11. Maximální hodnota na tomto intervalu je $-210 \cdot 10^{-6}$ pro horní vlákna a $-680 \cdot 10^{-6}$ pro dolní.

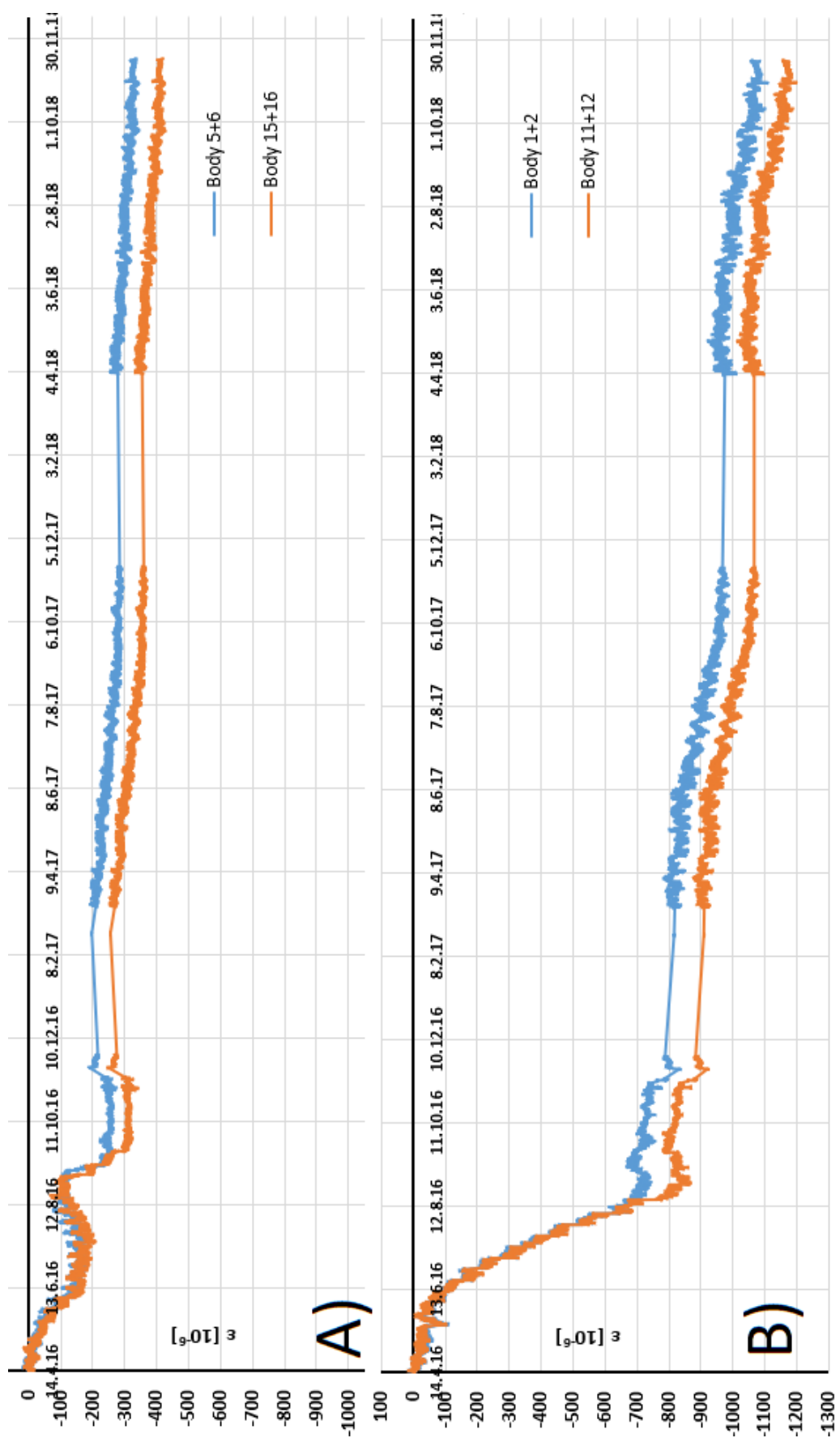
V intervalu, kdy proběhla letná betonáž lamel, došlo zároveň k nejvyššímu nárůstu těchto záporných hodnot poměrného přetvoření, především u dolních vláken průřezu, kde je křivka průběhu na grafu strmě klesající. Celkový průběh hodnot i po uvedení mostu do provozu je vyobrazen na obrázku 8.3. Zahrnuta jsou měření ze dvou následujících roků - 2017 a 2018 v období od dubna do listopadu. Po uvedení konstrukce do provozu se průběh nepatrně ustálil a vývoj nepokračoval takovou rychlostí.

Na obrázku 8.4 je zobrazen rozdíl hodnot horních a dolních vláken. Hodnoty z předešlých let byly doplněny o hodnoty z roku 2019. Průměrné hodnoty rozdílu poměrného přetvoření jsou pak propojeny křivkou, čímž byla vytvořena predikce hodnot i v intervalech od listopadu do března, kdy měření na konstrukci neprobíhala. Na vývoji teplotního gradientu v tomto období lze spatřit jistou podobnost ve vývoji tvaru křivky, spojnice jejích průměrných hodnot je konkávního charakteru a koresponduje s vývojem rozdílu poměrného přetvoření jednotlivých vláken. Lze tak soudit, že podstatná část změn naměřeného přetvoření je způsobena vývojem teplot.

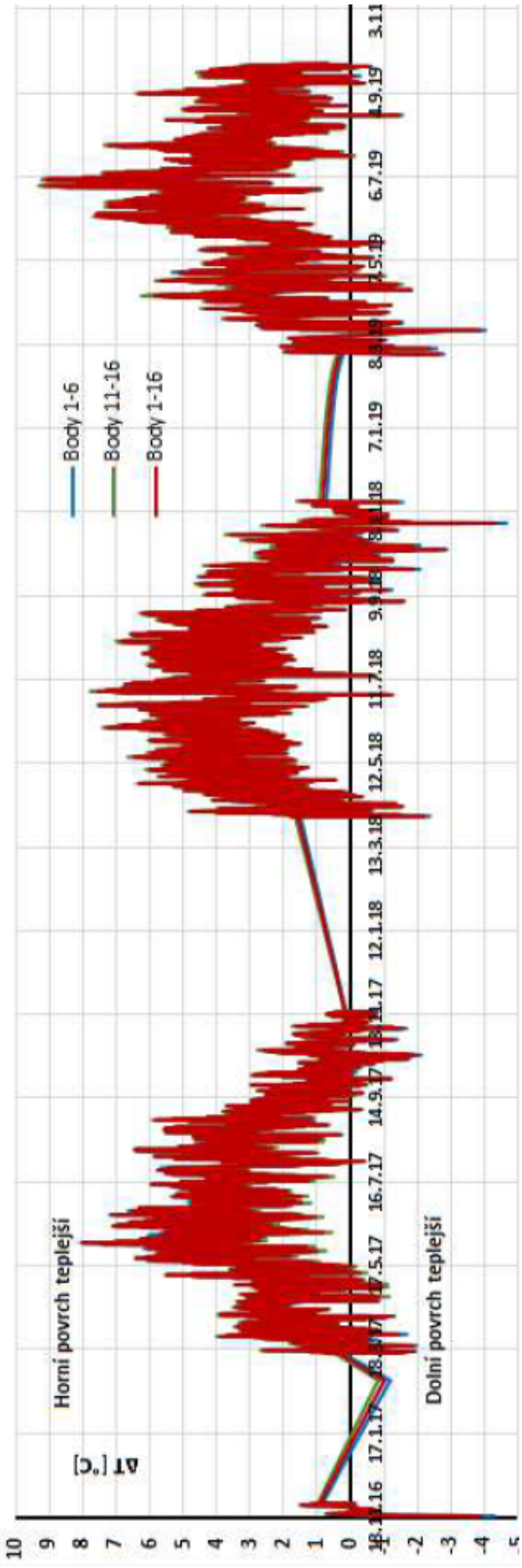
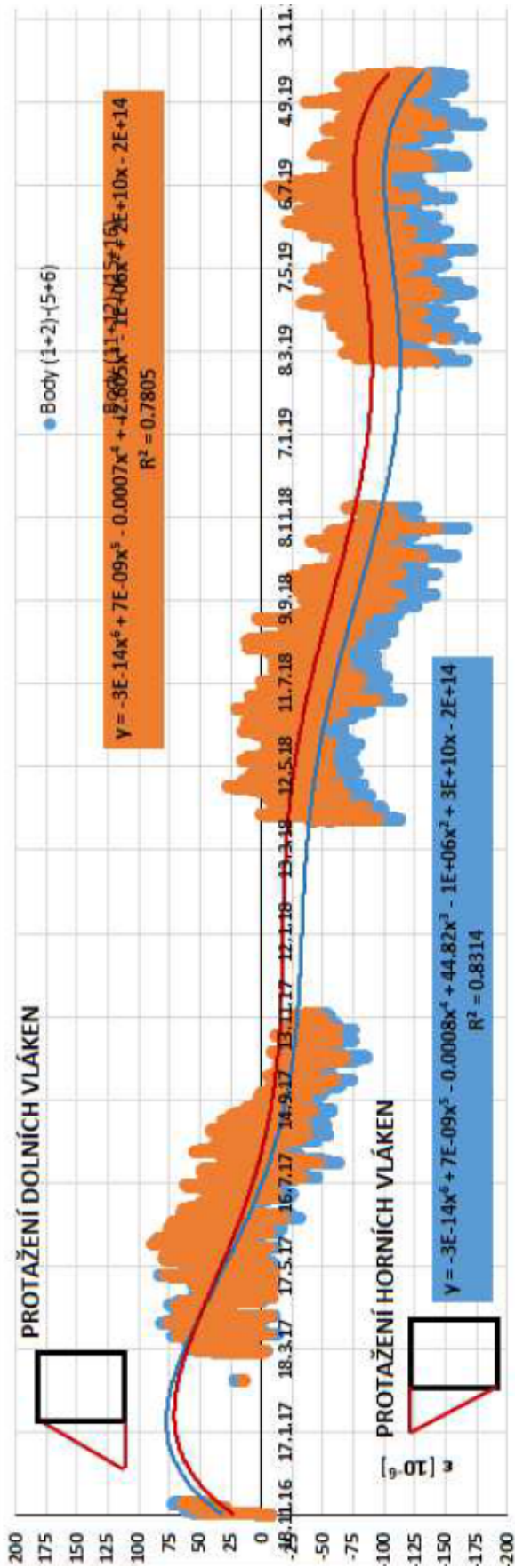
Na posledním obrázku 8.5 je uvedeno srovnání vývoje poměrného přetvoření v horních a dolních vláknech pro tři po sobě jdoucí roky - 2017, 2018 a 2019. Hodnoty poměrného přetvoření s časem stále narůstají, na obrázku lze ale spatřit postupně se ustalující trend tohoto vývoje. Přírůstek poměrného přetvoření za dobu měření z roku 2017 byl více než $-140 \cdot 10^{-6}$ pro dolní vlákna. V následujícím roce došlo ke snížení přírůstku na $-115 \cdot 10^{-6}$ za podobnou dobu měření. V roce 2019 byl přírůstek už jen $-60 \cdot 10^{-6}$ za kratší čas měření, z grafu ale lze odhadnout, že přírůstek přetvoření v listopadu 2019 by nepřesáhl ani hodnotu $-100 \cdot 10^{-6}$.



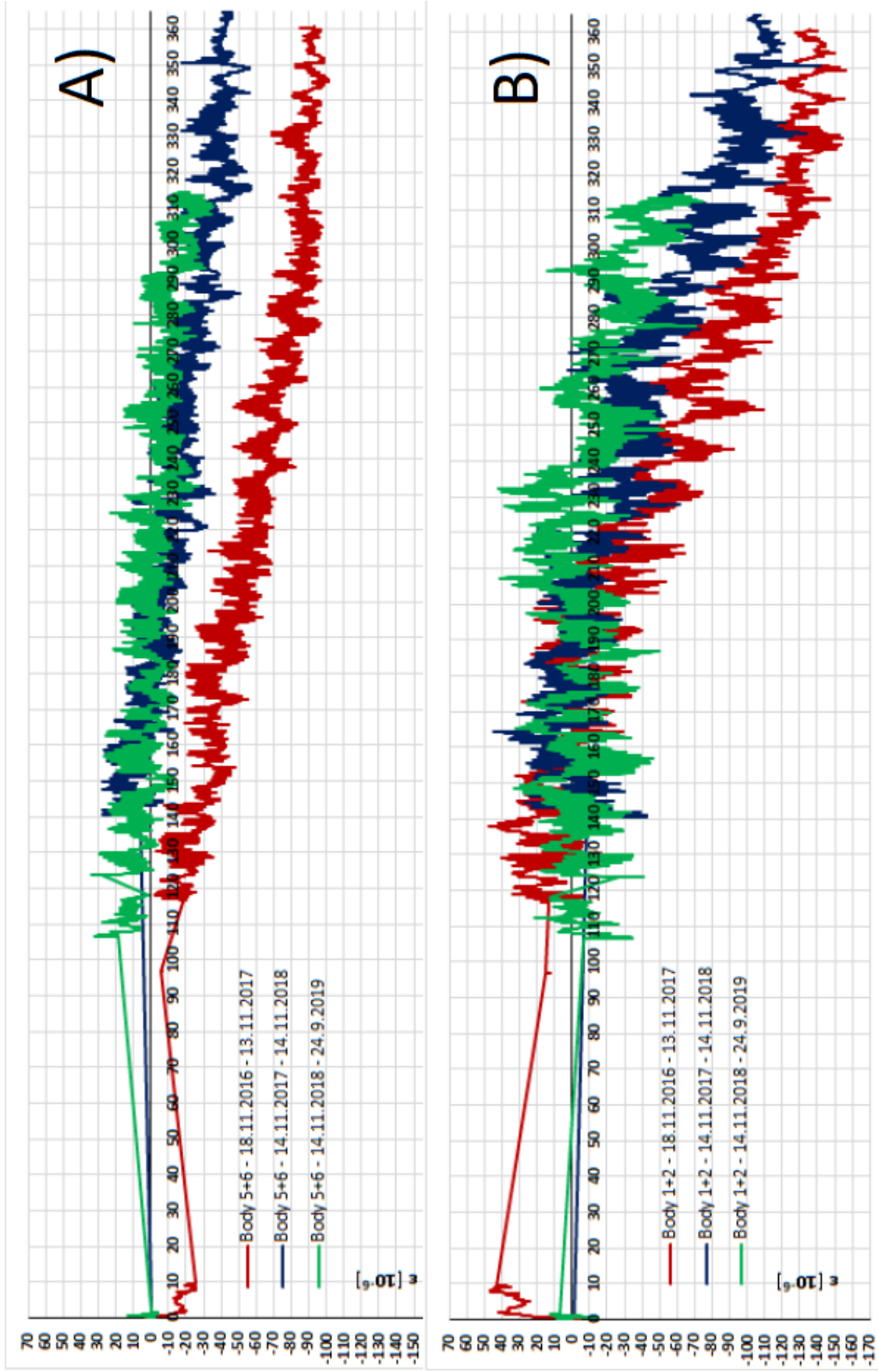
Obrázek 8.2: Tenzometrické měření - Časový vývoj j poměrného přetvoření lamel vahadla P5 - A) Horní vlákna, B) Spodní vlákna [39]



Obrázek 8.3: Tenzometrické měření - Časový vývoj poměrného přetvoření vahadla P5 - A) Horní vřetena, B) Spodní vřetena [39]



Obrázek 8.4: Tenzometrické měření - Časový vývoj poměrného přetvoření vahadla P5 - A) Srovnání horních a spodních vláken, B) Teplotní gradient [39]

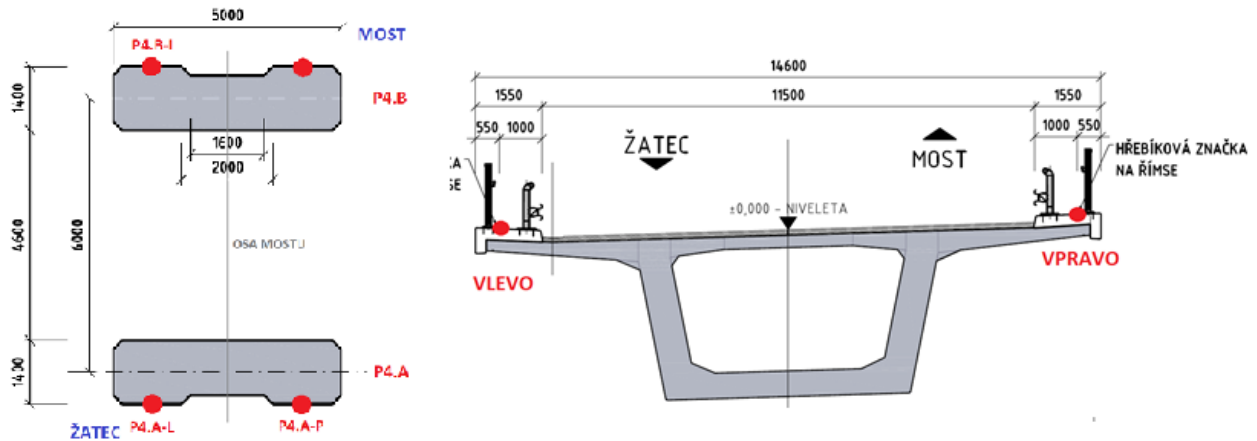


Obrázek 8.5: Tenzometrické měření - Časový vývoj poměrného pretvoření vahadla P5 - Srovnání jednotlivých roků: A) Horní vlákna, B) Spodní vlákna [39]

8.1 Vyhodnocení měření

8.1.2 Geodetická měření

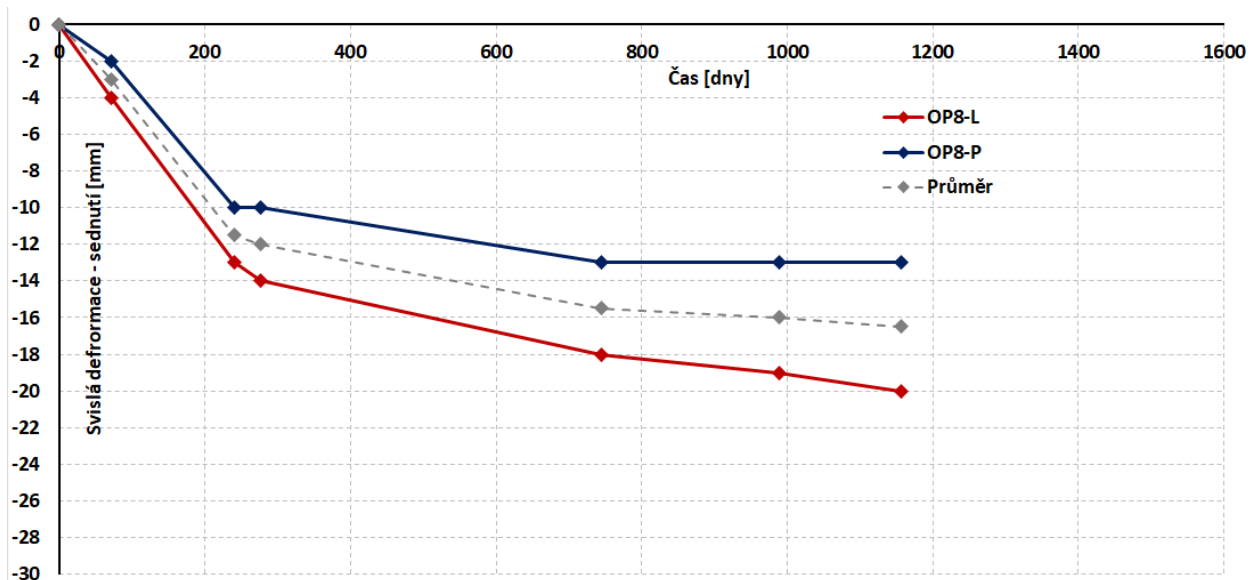
Geodetická měření na mostu byla provedena na základě umístění pevných stabilizovaných bodů na jednotlivých částech spodní stavby a nosné konstrukci. Celkem 25 párů pro NK. Jejich poloha je zobrazena na obrázku 8.6 pro spodní stavbu i NK.



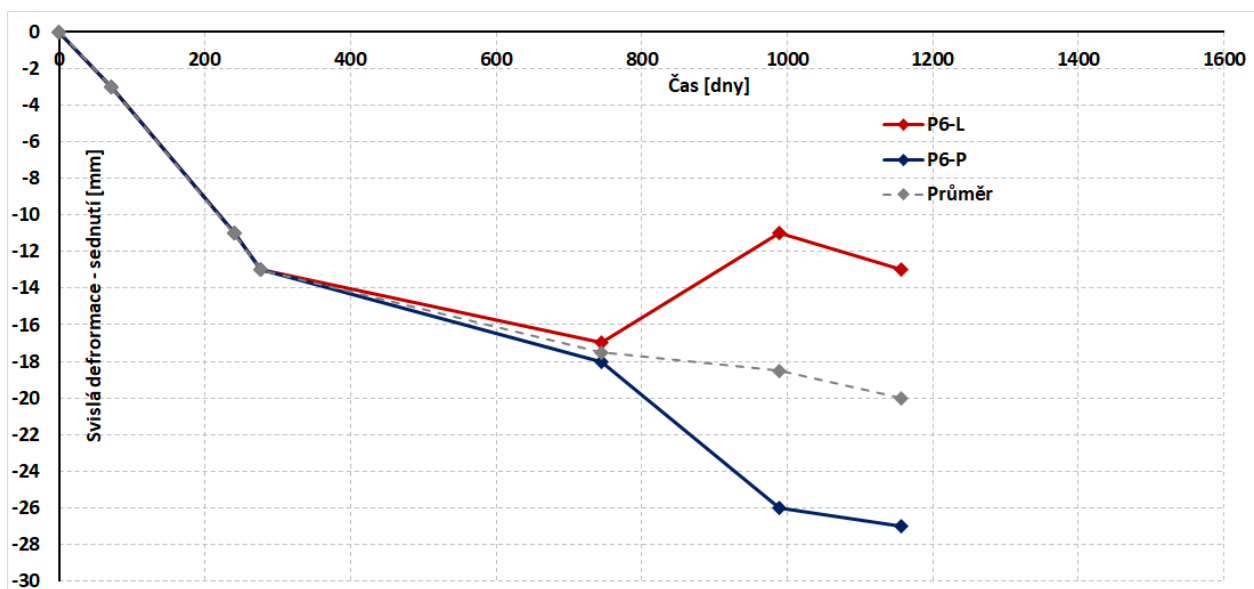
Obrázek 8.6: Schéma osazení geodetických značek [39]

Na několika dalších grafech 8.7 - 8.10 je zobrazen časový vývoj deformace spodní stavby. Nejdříve pro OP8, kde bylo naměřeno maximální sedání 18 mm. Na pilířích (vyjma stojek P4 a P5) dosáhlo sedání nejvyšší hodnoty u pilíře P6, a to 27 mm. Hodnoty sedání pro rámové stojky jsou maximálně 14 mm pro stojku P4 a 11 mm pro P5.

Hodnoty vychází ze změn oproti nultému měření z data 1. 10. 2015. Pro každý z prvků spodní stavby bylo do 1.5.2019 provedeno minimálně 8 měření, pro rámové stojky jich bylo více, celkem 10. Z grafu průběhu sedání je patrné, že hodnoty sedání na těchto stojkách se nezměnily po dobu více než jednoho roku - v intervalu 9. 3. 2018 až 1. 5. 2019.

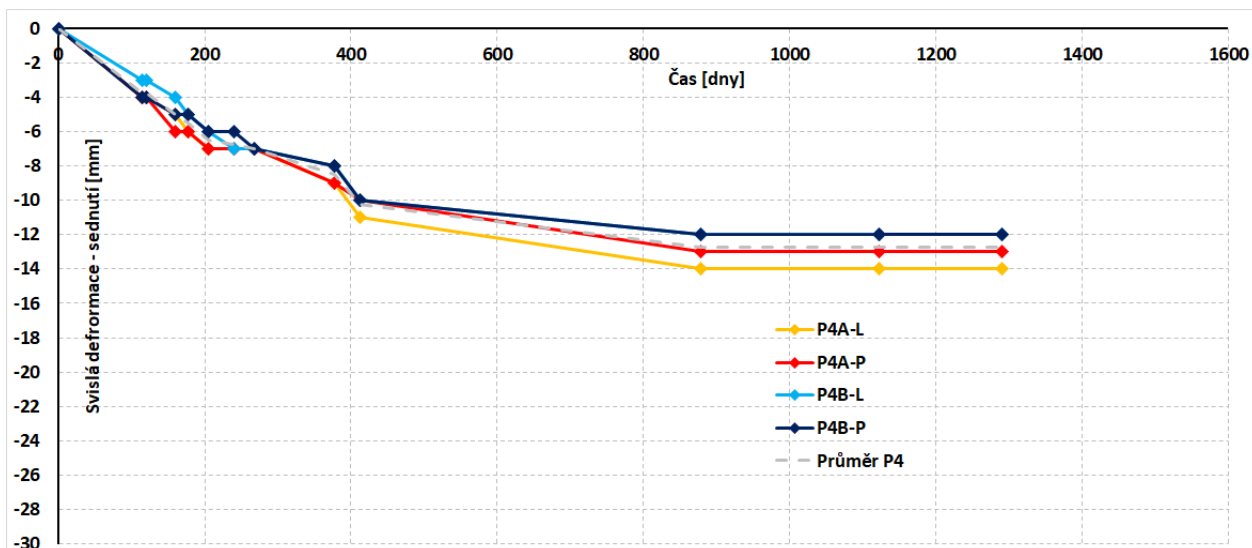


Obrázek 8.7: Geodetická měření - Časový vývoj sedání opěry OP8 [40]

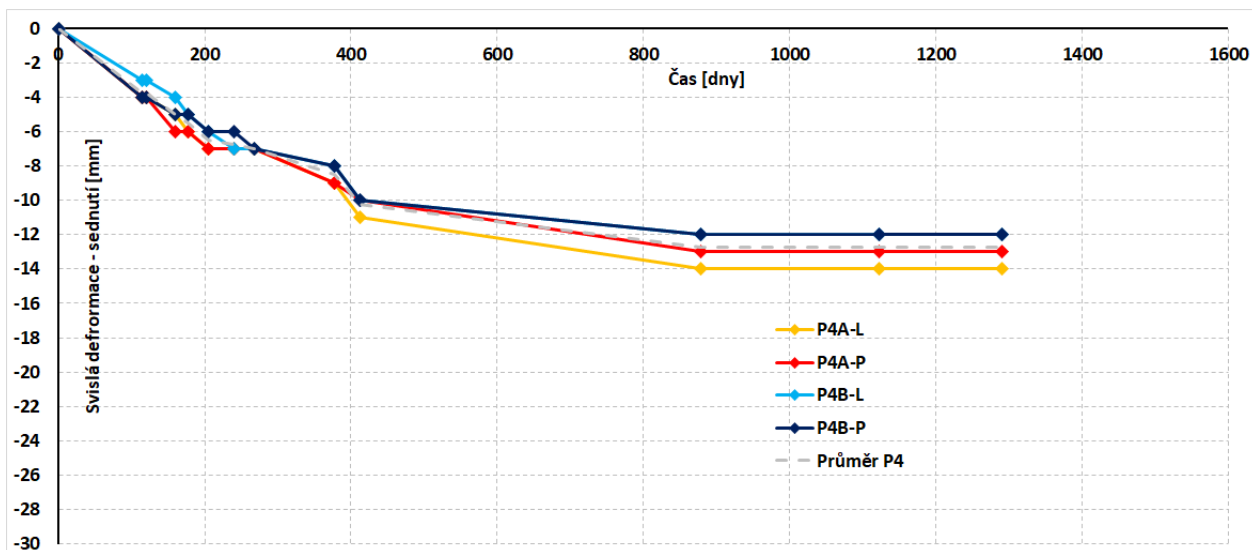


Obrázek 8.8: Geodetická měření - Časový vývoj sedání pilíře P6 [40]

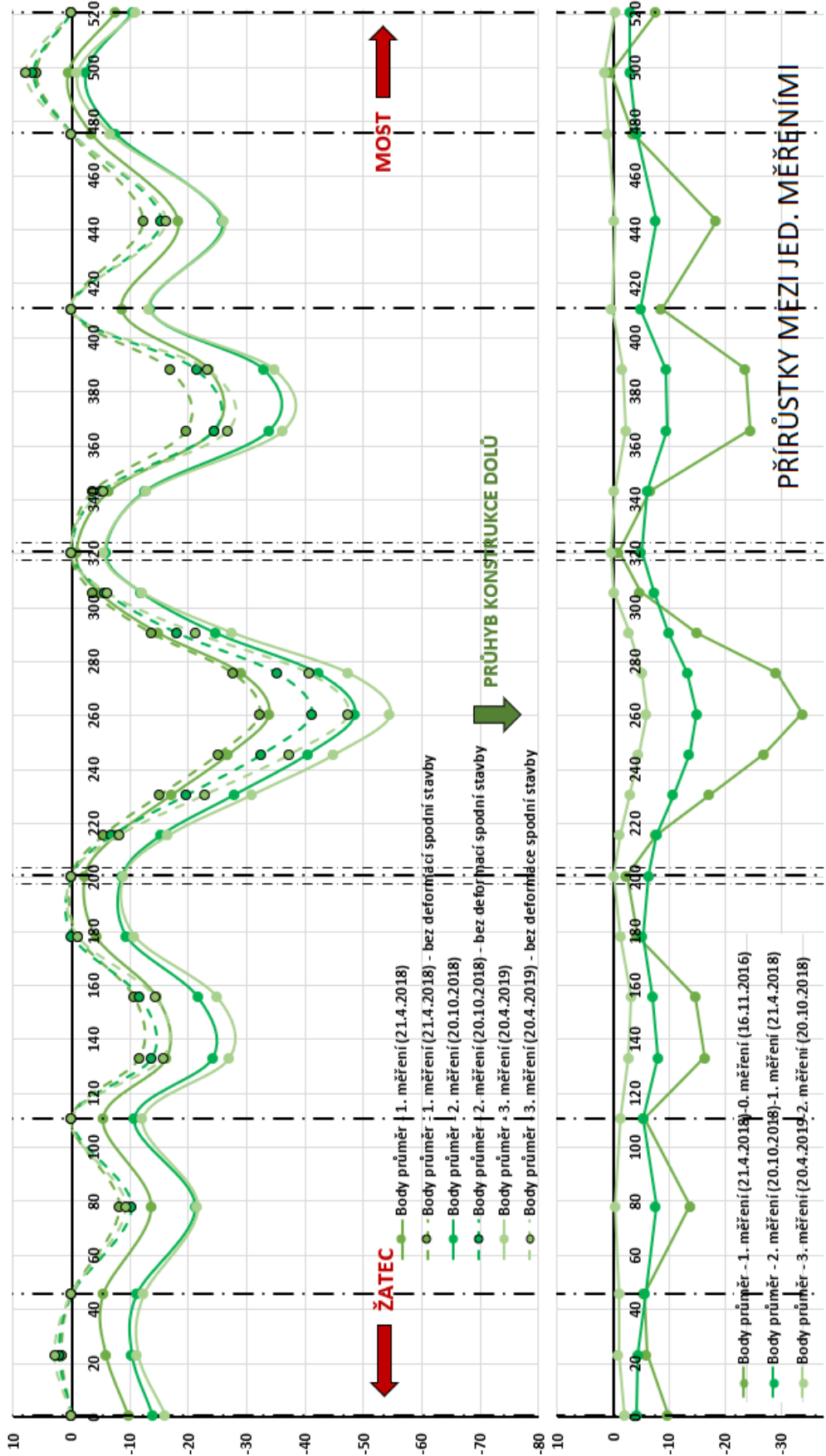
8.1 Vyhodnocení měření



Obrázek 8.9: Geodetická měření - Časový vývoj sedání rámové stojky P4 [40]

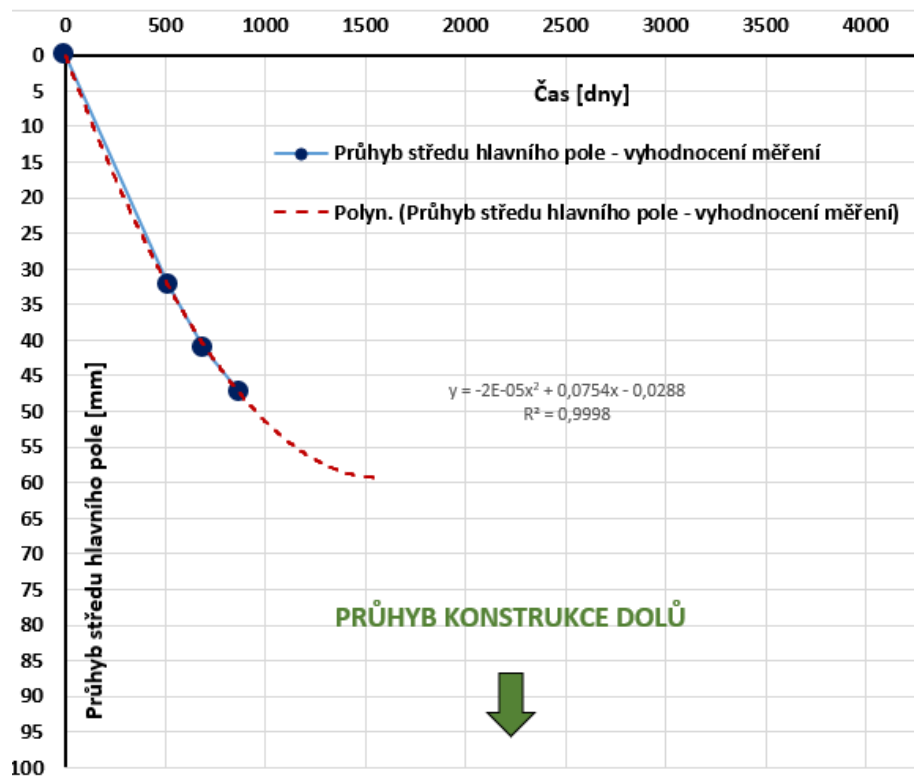


Obrázek 8.10: Geodetická měření - Časový vývoj sedání rámové stojky P5 [40]

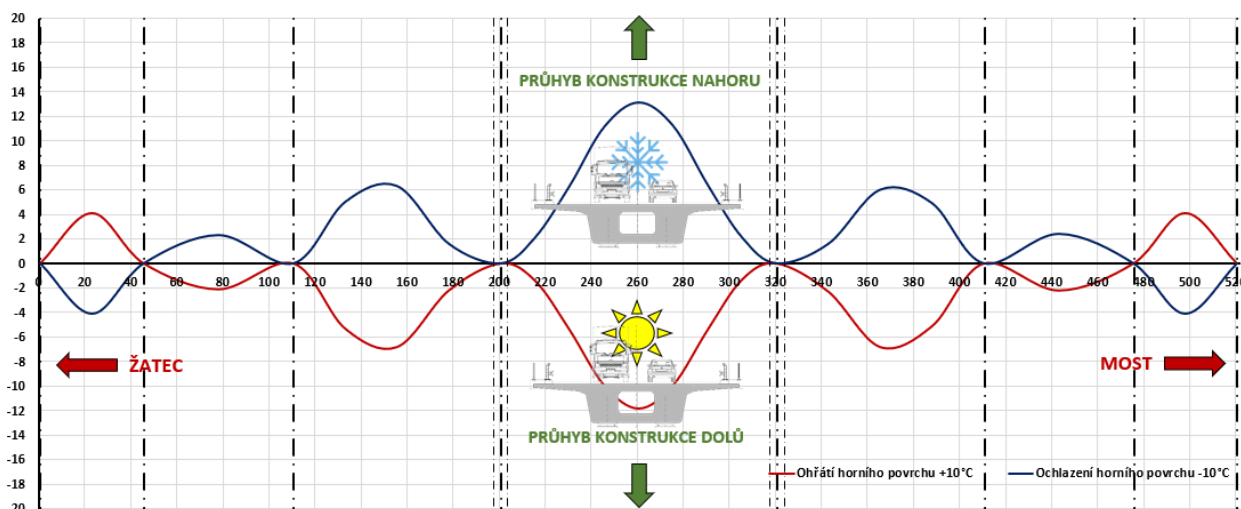


Obrázek 8.11: Geodetická měření - Časový vývoj deformace nosné konstrukce (nahore) a jednotlivé přírůstky mezi měřeními (dole)[40]

8.1 Vyhodnocení měření



Obrázek 8.12: Geodetická měření - Časový vývoj deformace středního pole [40]

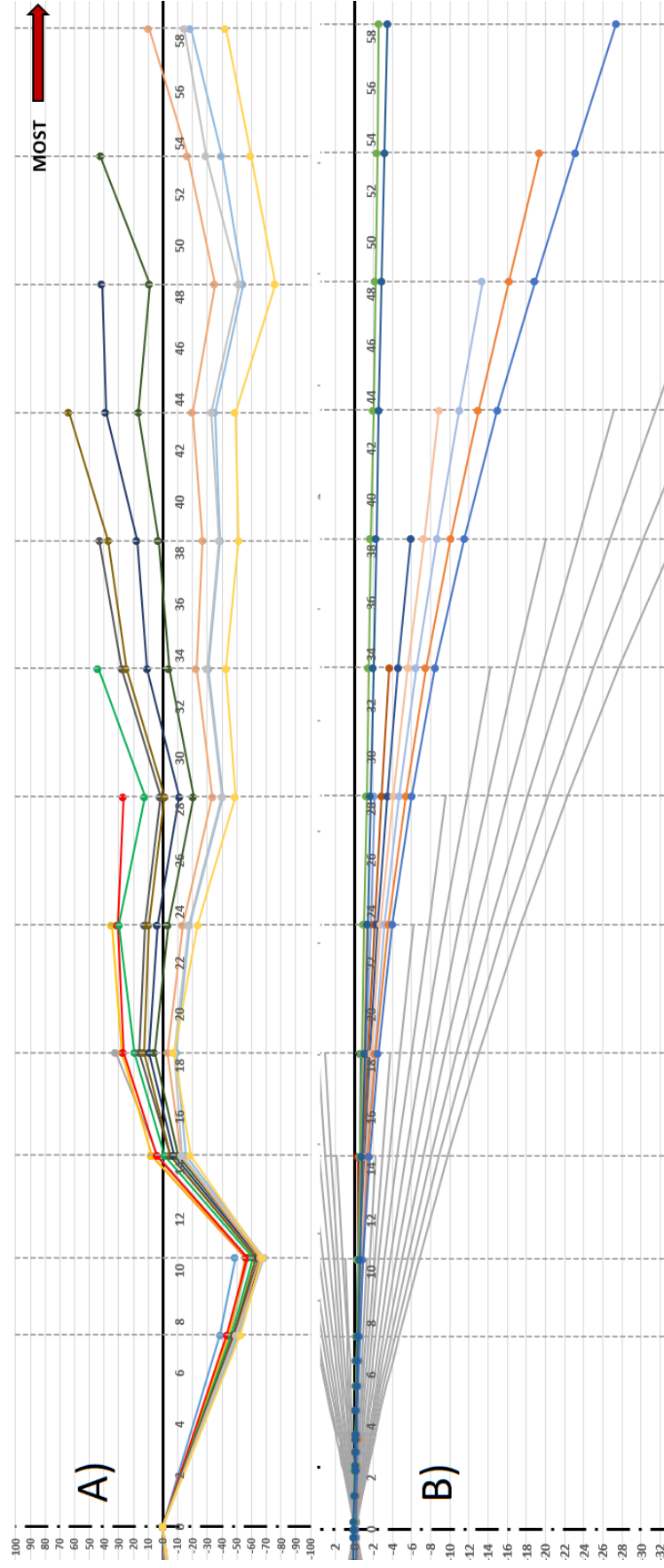


Obrázek 8.13: Geodetická měření - Deformace NK vlivem účinků nerovnoměrné teploty [40]

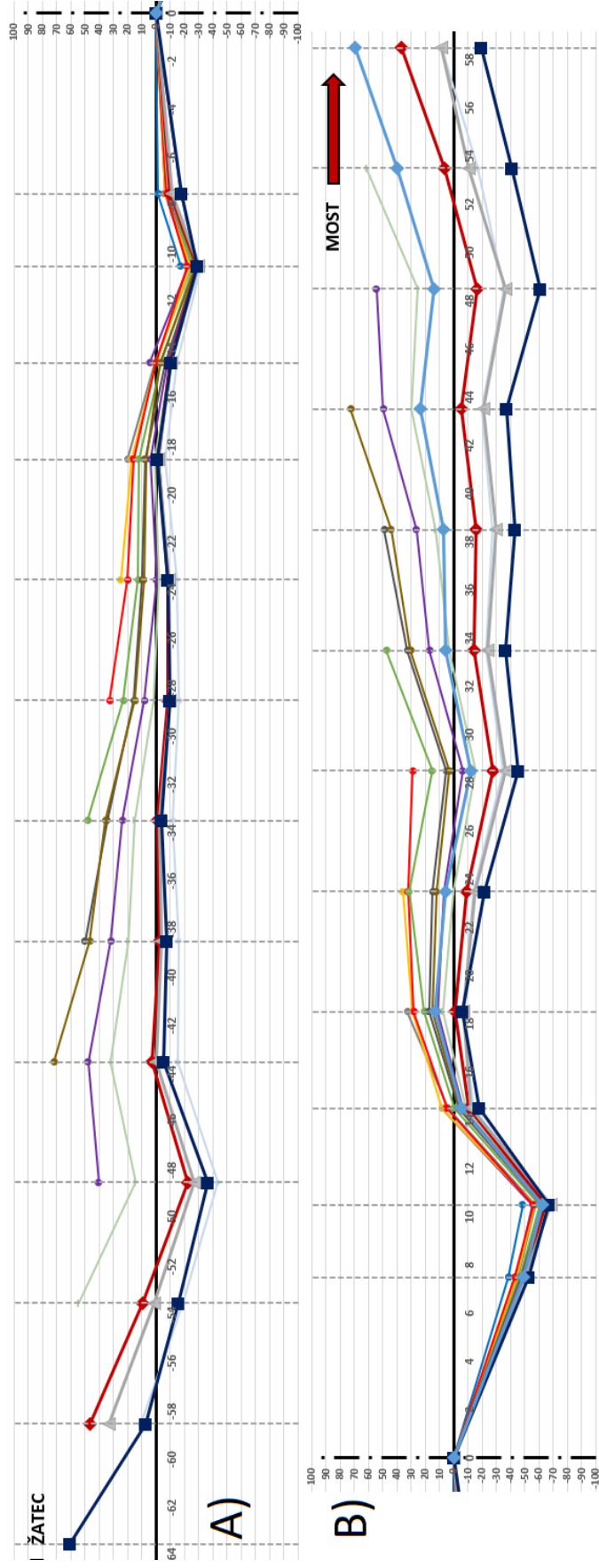
Hodnoty deformací NK pro body "vlevo" a "vpravo" vykazují nepatrné odchylky, ve většině případů do 5 *mm* absolutní hodnoty. Jsou tak uvedeny průměrné hodnoty z měření, jejichž srovnání z oddělených kontrolních měření je zobrazeno v grafu na obrázku 8.11 včetně křivek zahrnující odečtení deformací od spodní stavby. Maximální hodnota průhybu k datu 20.4.2019 je 54 *mm* uprostřed středního pole a 48 *mm* při odečtení deformace od spodní stavby. Graf na obrázku 8.12 pak zobrazuje vývoj průhybu středního pole. Na posledním grafu, na obrázku 8.13 je zobrazen vypočítaný účinek nerovnoměrné teploty na průhyb konstrukce. Tyto hodnoty se kromě hodnot prvního kontrolního měření blíží hodnotám přírůstku průhybu na konstrukci. Lze tak usoudit, že v takto krátkém analyzovaném intervalu není změna deformace vlivem účinků časově závislého chování konstrukce tak významná a její příčinou je především nerovnoměrná změna teploty.

8.1.3 Měření na stavbě

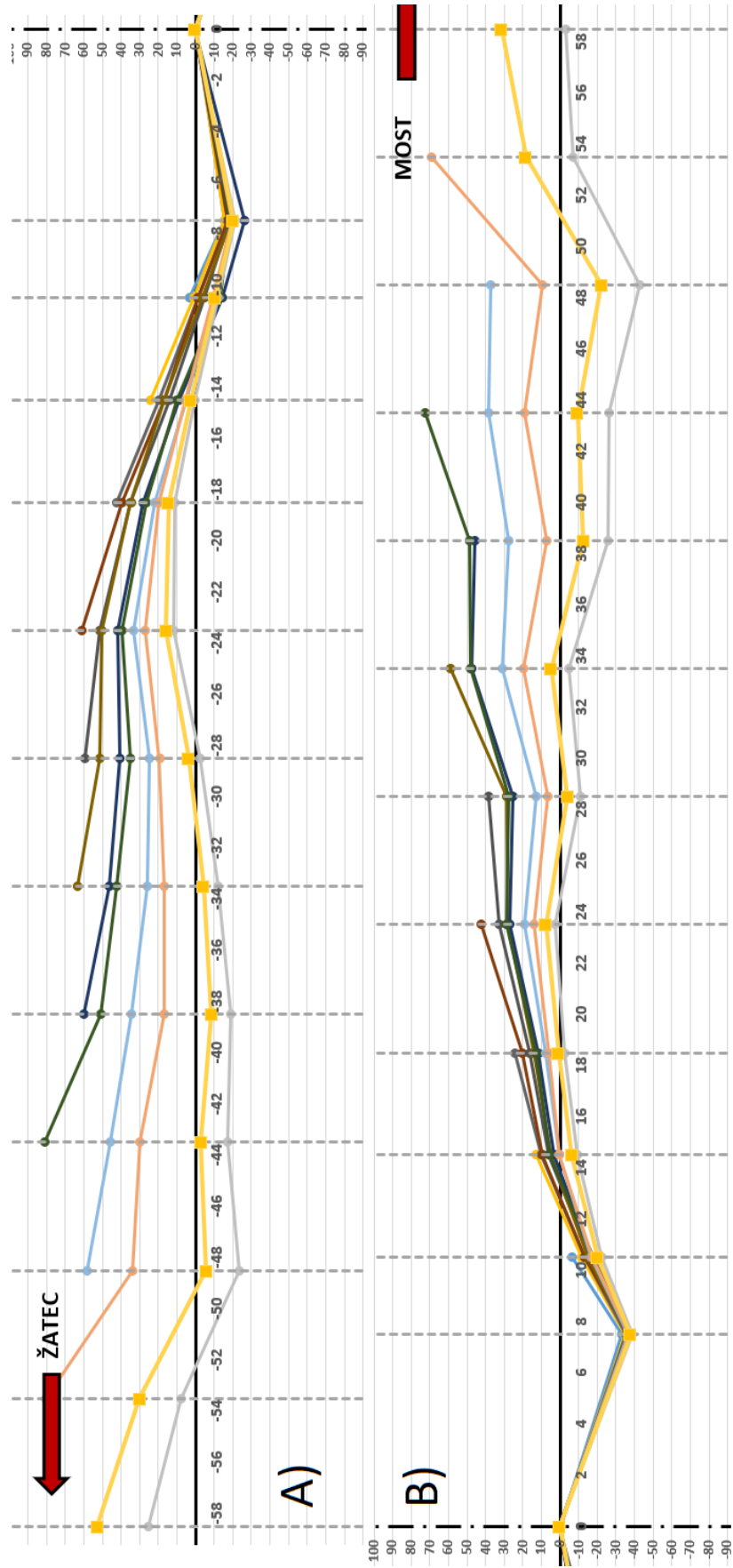
Během výstavby obou vahadel bylo prováděno měření na stavbě pro každou lamelu - v časech po betonáži a v časech po předepnutí vahadlových kabelů. Jedná se tedy o průběh deformace se zahrnutím vlivu vlastní tíhy lamel, betonážních vozíků a vlivu teploty, v jednotlivých fázích výstavby. Pro ukázkou je průběh těchto měření graficky názorně na obrázku 8.14 pro pravé lamely P4. Pod tímto průběhem je znázorněn vliv vlastní tíhy betonážních vozíků na deformaci těchto lamel. Po následném odečtení hodnot z těchto dvou grafů získáme průběh deformace od vlastní tíhy lamel během výstavby. Toto je znázorněno pro obě části vahadla P4 i P5 na obrázcích 8.15 a 8.16. Po odečtení korekcí se hodnoty deformace na konci konzoly vahadel pohybovaly v intervalu -65 až +75 *mm* pro vahadlo P4 a v intervalu -40 až +80 *mm* pro vahadlo P5. Maximální hodnota přírůstku deformace od vlastní tíhy vozíku je -28,8 *mm* (svislý průhyb dolů).



Obrázek 8.14: Vývoj deformace vahadla P4 - A) Měření na stavbě, B) Změna deformace od vlastní tíhy betonážních vozíků [40]



Obrázek 8.15: Vývoj deformace vahadla P4 - Odečtení deformace od bet. vozíků A) Levé lamely, B) Pravé lamely [40]



Obrázek 8.16: Vývoj deformace vahadla P5 - Odečtení deformace od bet. vozíků A) Levé lamely, B) Pravé lamely [40]

9 Závěr

V první části diplomové práce, teoretické části, byly popsány teoretické informace, související s analýzou reálné mostní konstrukce ve Velmyšlevsi, která je předmětem praktické části této diplomové práce. Byly vysvětleny základní principy postupu výstavby, statického působení a materiálového složení konstrukcí budovaných technologií letmé betonáže, která byla užita pro výstavbu vahadel P4 a P5 mostu ve Velmyšlevsi (kap. 3). Rovněž byla provedena důkladná teoretická analýza účinků několika různých faktorů, které jsou možnými příčinami vzniku nadměrných dlouhodobých průhybů na mostech velkých rozpětí, jejichž typickým příkladem jsou právě letmo betonované mosty (kap. 4). Typickým příkladem jsou znalosti z oboru ztrát předpětí, vedení předpětí a účinků dotvarování a smršťování. Přesná a důkladná interpretace veličin vstupujících do výpočtu je tak velmi důležitá společně se zkušenostmi v oboru navrhování předpjatých betonových mostů. Výše zmíněné příčiny byly doloženy výpočetními ověřeními a rovněž uvedeny. Na konec teoretické části bylo pro zajímavost zmíněno několik příkladů konstrukcí z ČR i zahraničí, které jsou vhodným příkladem užití technologie letmé betonáže (kap. 5) a informace o principu výstavby konstrukcí na pevné skruži (kap. 6), technologie, která byla užita pro výstavbu předpolí (betonážních dílů 1 - 4) mostu ve Velmyšlevsi.

V praktické části byly nejprve představeny základní údaje konstrukce mostu ve Velmyšlevsi, jeho technické řešení a postup výstavby. Dále byl popsán jeho původní výpočetní model a historie a smysl úprav, které byly užity pro jeho transformaci v model, vhodný pro užití při výpočtu časově závislé analýzy (TDA, kap. 7). Poté bylo přistoupeno k samotnému výpočtu, který se bohužel nepodařilo dokončit kvůli problémům se softwarem, jejichž nejpravděpodobnější příčinou je omezená výpočtová kapacita softwaru SCIA Engineer 19.1, ve kterém byly pokusy o výpočet prováděny. V souvislosti s tímto problémem se nabízí otázka, jestli by nebylo vhodné užití výkonějšího softwaru pro výpočty časově závislé analýzy, jejíž počítačové výpočty aktuálně trvají velmi dlouho. I kdyby byl takový software dostupný, je jisté, že by bylo vhodné věnovat jeho vývoji více času. Argumentů založených na proble-

matice nadměrných dlouhodobých průhybů, které jsou závislé na podrobné a přesné časově analýze všech prvků, se pro takový vývoj najde zcela jistě dost.

Jako možné řešení tohoto problému byly uvedeny vhodné metody, které by mohly být užity pro změny modelu, pokus o dokončení výpočtu a následnou analýzu výsledků, která byla dílčím cílem této práce, který nebyl splněn. Na konci práce byly uvedeny alespoň výsledky měření na reálné konstrukci (kap. 8).

Reference

- [1] HRDOUŠEK, Vladislav. *Betonové mosty 2*. Praha: Česká technika - nakladatelství ČVUT, 2005. ISBN 80-010-3321-x.
- [2] ŠAFÁŘ, Roman. *Betonové mosty 2: přednášky*. V Praze: České vysoké učení technické, 2014. ISBN 978-80-01-05543-4.
- [3] Přednáška z předmětu BM01. ŠAFÁŘ, Roman. *Přednáška BM01: Konstrukce letmo betonované, konstrukce segmentované*. České vysoké učení technické v Praze.
- [4] Přednáška z předmětu ARST. VRÁBLÍK, Lukáš. *Přednáška 2*. České vysoké učení technické v Praze. Dostupné z: <http://people.fsv.cvut.cz/>
- [5] Přednáška z předmětu BK04. VRÁBLÍK, Lukáš. *Přednáška 2*. České vysoké učení technické v Praze. Dostupné z: <http://people.fsv.cvut.cz/>
- [6] STRÁSKÝ, Jiří. *Betonové mosty 1*. vyd. Praha: ŠEL, 2001. Technická knižnice autorizovaného inženýra a technika. ISBN 80-864-2605-X
- [7] STRÁSKÝ, Jiří a NEČAS, Radim: *Betonové mosty II. Modul M01 až M03* (studijní opora v elektronické podobě). Brno: VUT, 2007. (CS)
- [8] BABICA, Jan. Most na silnici I/27 v Plzni. ČVUT DSpace [online]. Copyright © [cit. 18.05.2020]. Dostupné z: <https://dspace.cvut.cz/handle/10467/83554>
- [9] NEDVED, Michael. Dvorecký most v Praze. ČVUT DSpace [online]. Copyright © [cit. 18.05.2020]. Dostupné z: <https://dspace.cvut.cz/handle/10467/81152>
- [10] VOBECKY, Jan. Návrh dálničního mostu přes údolí Vltavy u Suchdola. ČVUT DSpace [online]. Copyright © [cit. 18.05.2020]. Dostupné z: <https://dspace.cvut.cz/handle/10467/70176>
- [11] Časopis Lafarge Cement JOURNAL. *Časopis Lafarge Cement Journal, Vydání 01/2018*. Lafarge, building better cities Copyright © Lafarge Česká republika 2020.
- [12] Politika jakosti pozemních komunikací MDČR. *TP 144 - Doporučení pro navrhování, posuzování a sledování betonových mostů PK*. [online]. Copyright © pjpgk.cz [cit. 18.05.2020]. Dostupné z: <http://www.pjpgk.cz/technicke-podminky-tp/>

- [13] Časopis BETON. *Časopis BETON, Vydání 4/2015*. Časopis BETON - technologie, konstrukce, sanace (BETON TKS) [online]. Dostupné z: <http://www.betontks.cz/archiv/42015>
- [14] Časopis BETON. *Časopis BETON, Vydání 4/2003 - Studie příčin nadměrných dlouhodobých průhybů mostů velkých rozpětí*. Časopis BETON - technologie, konstrukce, sanace (BETON TKS) [online]. Dostupné z: <http://www.betontks.cz/archiv/42003>
- [15] Časopis BETON. *Časopis BETON, Vydání 4/2009 - K otázce stanovení ztrát předpětí v prvcích a konstrukcích z předpjatého betonu*. Časopis BETON - technologie, konstrukce, sanace (BETON TKS) [online]. Dostupné z: <http://www.betontks.cz/archiv/42009>
- [16] NAVRÁTIL, Jaroslav. *Příčiny nadměrných dlouhodobých průhybů mostů velkých rozpětí: teze habilitační práce*. Brno: Vysoké učení technické, 1999. Vědecké spisy Vysokého učení technického v Brně. ISBN 80-214-1134-1.
- [17] Přednáška z předmětu PSBZ. ŠTEFAN, Radek. *Přednáška B3*. České vysoké učení technické v Praze. Dostupné z: <http://people.fsv.cvut.cz/www/stefarad/vyuka/133PSBZ.html>
- [18] claudio-sama Instagram. [online]. Dostupné z: <https://www.instagram.com/>
- [19] Dálniční most přes Rio Sordo. PERI Česká republika - Bednění Lešení Služby [online]. Dostupné z: <https://www.peri.cz/projekty/inzenyrsk-stavby/dalnicni-most-pres-rio-sordo.html>
- [20] structurae.net - *The Largest Database for Civil and Structural Engineers* [online]. Copyright © 1998 [cit. 20.05.2020]. Dostupné z: <https://structurae.net/en/>
- [21] EARCH - Architektura online. *Nuselský most - 40 let od uvedení do provozu* [online]. Copyright © Lukáš Pelech [cit. 20.05.2020]. Dostupné z: <http://www.earch.cz/cs/architektura/nuselsky-most-40-let-od-uvedeni-do-provozu>
- [22] Mapy.cz. *Mapy.cz* [online]. Dostupné z: <https://mapy.cz/>
- [23] Stavby. STAVBY STOLETÍ [online]. Dostupné z: <http://www.stavbystoleti.cz/>
- [24] Mtentu Bridge - HighestBridges.com. [online]. Dostupné z: <http://www.highestbridges.com/wiki/>
- [25] Mtentu Bridge - Wikipedia. [online]. Dostupné z: <https://en.wikipedia.org/wiki/>

- [26] Most na silnici I/27 přes údolí řeky Chomutovky, Velemysleves - SMP CZ. Home SMP - SMP CZ [online]. Dostupné z: <https://www.smp.cz/most-na-silnici-i-27-pres-udoli-reky-chomutovky-velemysleves-1543>
- [27] *RDS - Projektová dokumentace*. Novák a Partner, spol. s r.o.
- [28] KŘÍSTEK, Vladimír a VRÁBLÍK, Lukáš. *K otázce řízení průhybů mostů z předpjatého betonu*.
- [29] VRÁBLÍK, Lukáš. *A505 - Analýza vlivu trhlin a nerovnoměrného vysychání po tloušťce pruku na průhyby konstrukce*.
- [30] VRÁBLÍK, Lukáš. *A601 - Parametrická studie na prostorových modelech*.
- [31] VUT Brno. *Přednáška předmětu CL01 - Betonové konstrukce (S) - Ztráty předpětí*. Brno: VUT. [online]. Dostupné z: <http://www.fce.vutbr.cz/>
- [32] VRÁBLÍK, Lukáš. *MD_Zpráva za rok 2005 - Diferenční smršťování*.
- [33] VRÁBLÍK, Lukáš. *MD_Zpráva za rok 2005 - Optimalizace vedení předpětí*.
- [34] VRÁBLÍK, Lukáš. *Analýza vlivu ochabnutí smykem v deskách a smykových deformací stěn na průhyby*.
- [35] VRÁBLÍK, Lukáš. *MD_Zpráva za rok 2005 - Porovnání výpočetních modelů komorových mostů*.
- [36] ZEMAN, Radek. *Diferenciální rovnice průhybové čáry* Onlineschool.cz [online]. [cit. 31.05.2020]. Dostupné z: <https://onlineschool.cz/pruznost-pevnost/diferencialni-rovnice-pruhybove-cary/>
- [37] eBeton - Specialista na beton. *Smršťování betonu* [online]. Dostupné z: <http://www.ebeton.cz/pojmy/smrstovani-betonu>
- [38] VRÁBLÍK, Lukáš. *Prezentace k tématu: Účinky dotvarování a smršťování na chování mostních konstrukcí* České vysoké učení technické v Praze. Dostupné z: <https://www.youtube.com/>
- [39] VRÁBLÍK, Lukáš. *Průběžné výsledky geodetického sledování mostu přes údolní Chomutovky na silnici I/27 u obce Velemysleves*.
- [40] VRÁBLÍK, Lukáš. *Vyhodnocení měření*.