ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební
Katedra betonových a zděných konstrukcí

Návrh letmo betonovaného dálničního mostu přes údolí Vltavy

Design of a balanced cantilever highway bridge over the Vltava River

Diplomová práce

Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Vedoucí diplomové práce: prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc., FEng.

Bc. Jakub Dvořák

Praha 2019

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
Fakulta stavební
Thákurova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Dvořák Jméno: Jakub Osobní číslo: 426346

Zadávající katedra: Katedra betonových a zděných konstrukcí

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dpravní stavby

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Návrh letmo betonovaného dálničního mostu přes údolí Vltavy

Název diplomové práce anglicky: Design of a balanced cantilever highway bridge over the Vltava River

Pokyny pro vypracování:
Vypracujte:
Variantní řešení, technickou zprávu, statický výpočet hlavních částí mostu s ohledem na technologii výstavby, výkresovou dokumentaci a schéma postupu výstavby

Seznam doporučené literatury:
současné platné normy
Navrátil, J.: Předpjaté betonové konstrukce
Šafář, R.: Betonové mosty 2 - přednášky

Jméno vedoucího diplomové práce: prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc., FEng.

Datum zadání diplomové práce: 18.2.2019 Termín odevzdání diplomové práce: 19.5.2019
Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

Podpis vedoucího práce Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

18. 2. 2019

Datum převzetí zadání Podpis studenta(ky)

Prohlášení autora

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci vypracoval samostatně s uvedením všech použitých informačních zdrojů podle Metodického pokynu č. 1/2009 O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací.

V Praze dne 19. května 2019 …..……

Bc. Jakub Dvořák

Poděkování

Rád bych poděkoval prof. Ing. Janu L. Vítkovi, CSc., FEng za odborné vedení diplomové práce, vstřícnost při konzultacích a za cenné rady či připomínky. Dále bych rád poděkoval své rodině za podporu po celou dobu studia.

V Praze dne 19. května 2019 Bc. Jakub Dvořák

Abstrakt

Diplomová práce se zabývá statickým návrhem hlavní nosné konstrukce dálničního mostu stavěného metodou letmé betonáže. Most se nachází na budoucím úseku Silničního okruhu kolem Prahy č. 519 Suchdol – Březiněves a překonává údolí Vltavy. Konstrukce má celkovou délku 543 m a skládá se z pěti polí o rozpětí 60 m + 115 m + 190 m + 115 m + 60 m. Příčný řez je tvořen komorovým betonovým průřezem s proměnnou výškou.

Klíčová slova

Dálniční most, komorový most, předpjatý beton, letmá betonáž, časově závislá analýza

Abstract

The diploma thesis deals with design of the main supporting structure of highway bridge constructed by using the free cantilever method. The bridge is situated on the future part of Prague ring road n. 519 Suchdol – Brezineves and pass over the Vltava River valley. Overall length of the construction is 543 m consisted of five spans of 60 m + 115 m + 190 m + 115 m + 60 m. The bridge is made of box girder cross section.

Keywords

Highway bridge, box girder bridge, prestressed concrete, free cantilever method, time dependent analysis

Použitá literatura

Knihy

[1] NAVRÁTIL, Jaroslav. *Předpjaté betonové konstrukce*. Vyd. 2. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2008. ISBN 978-80-7204-561-7.

[2] FOGLAR, Marek, Michaela FRANTOVÁ a Pavel JIŘÍČEK. *Betonové konstrukce 3: navrhování betonových konstrukcí na MSP, úvod do předpjatého betonu.* Praha: České vysoké učení technické, 2011. ISBN 978-80-01-04943-3.

[3] HRDOUŠEK, Vladislav. *Betonové mosty 2*. Praha: Česká technika – nakladatelství ČVUT, 2005. ISBN 80-01-03321-x.

[4] ŠAFÁŘ, Roman. *Betonové mosty 2: přednášky*. Praha: České vysoké učení technické, 2014. ISBN 9788001055434.

[5] ŠAFÁŘ, Roman. *Betonové mosty 2 - cvičení: návrh předpjatého mostu podle Eurokódů*. V Praze: České vysoké učení technické, 2015. ISBN 9788001056905.

[6] HANZLOVÁ, Hana a Jiří ŠMEJKAL. *Betonové a zděné konstrukce 1: základy navrhování betonových konstrukcí.* 2. přepracované vydání. Praha: České vysoké učení technické, 2018. ISBN 978-80-01-06508-2.

Normy

[7] ČSN EN 1990 ed. 2, Eurokód. *Zásady navrhováni konstrukcí.* Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.

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

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

[10] ČSN EN 1991-1-6, Eurokód 1. *Zatížení konstrukcí – Část 1-6: Obecná zatížení – Zatížení během provádění.* Praha: Český normalizační institut, 2006.

[11] ČSN EN 1991-2 ed. 2, Eurokód 1. *Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou.* Praha: Český normalizační institut, 2015.

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

[13] ČSN 73 6214. *Navrhování betonových mostních konstrukcí.* Praha: Český normalizační institut, 2014.

Ostatní

[14] PUDIS. R1 – *Silniční okruh kolem Prahy: stavba č. 519 Suchdol – Březiněves, Technická studia pro změnu Územního plánu.* Praha. Technická studie. 2014.

[15] ABF Fórum: *Čtvrtletník vydávaný ABF nadací pro rozvoj architektury a stavitelství.* Praha: ABF, 2007, 7/1999. ISSN 1210-7395.

[16] DRÁHORÁD, Michal. *Návrh a posouzení nosné konstrukce mostu z prefabrikovaných předem předpatých nosníků spřažených s žb monolitickou deskou mostovky*. © 2016 v rámci projektu RPMT podpořeného MŠMT a ČVUT, 2018.

[17] VSL International Ltd. *VSL STRAND POST-TENSIONING SYSTEMS* [online]. Copyright © 1/2015 VSL SYSTEMS [cit. 04. 05. 2019]. Dostupné z: http://www.vsl.com/download.php?brochure_cat=post-tensioning-strand-systems&getfile=vsl-strand-post-tensioning-systems.pdf

[18] VSL International Ltd. *VSL POST-TENSIONING SOLUTIONS* [online]. 2009. Copyright © 2009 VSL SYSTEMS [cit. 04. 05. 2019]. Dostupné z: http://www.vsl.cz/download/42

[19] VSL | Letmá betonáž. VSL. *VSL* [online]. Copyright © VSL SYSTEMS [cit. 04. 05. 2019]. Dostupné z: http://www.vsl.cz/letma-betonaz/

[20] SCIA CZ s.r.o. Prague. *Fáze výstavby, časově závislá analýza Manuál* [online]. Copyright © 2016 SCIA nv. [cit. 04. 05. 2019]. Dostupné z: http://help.scia.net/download/17.0/cs/ConstructionStages_csy.pdf

[21] SCIA CZ s.r.o. Prague. *Advanced Expert Training Post-tensioning* [online]. Copyright © 2015 SCIA nv. [cit. 04. 05. 2019]. Dostupné z: https://downloads.scia.net/support/sciaengineer/manuals/15/prestress/[eng]advanced%20expert%20training%20-%20post-tensioning%202012.0.1049_v2.pdf

[22] SCIA CZ s.r.o. Prague. *Časově závislá analýza (TDA) – popis modulu.* [online]. Copyright © 2016 SCIA nv. [cit. 04. 05. 2019]. Dostupné z: https://resources.scia.net/download/cs/fs/Analyzer_TDA_csy.pdf

[23] Pražská příroda. *Pražská příroda* [online]. Copyright © [cit. 07.05.2019]. Dostupné z: http://www.praha-priroda.cz/priloha/51d2d7a4149dc/plan-pece-sedlecke-skaly-pp-2010-2024-51d2d7cd168f8.pdf

Použité programy

SCIA Engineer 18.1.2052 – studentská licence, SCIA CZ s.r.o. Prague

AutoCAD 2017 – studentská licence, Autodesk spol. s.r.o.

Microsoft Excel 2010, Microsoft, s. r. o.

Microsoft Word 2010, Microsoft, s. r. o.

Úvod

Předmětem této diplomové práce je statický návrh nového dálničního letmo betonovaného mostu přes údolí Vltavy. Jedná se o dva souběžné mosty, jeden pro každý jízdní pás. Práce obsahuje návrh pravého mostu, který je z důvodu vedení cyklostezky přibližně o 3 m širší. Jako podklad pro návrh slouží Technická studie pro změnu Územního plánu z roku 2014, konkrétně varianta úrovňová, která definuje směrové a výškové vedení nivelety komunikace.

Cílem práce je stanovení hlavních rozměrů mostu a ověření, zda by bylo možné v návrhu pokračovat a projekt dále rozšířit a zpracovat do větších detailů. Dalším z cílů práce je snaha o získání přehledu o technologii letmé betonáže a základním návrhu či posouzení takovéto komplikovanější konstrukce.

Z důvodu časové náročností a rozsáhlosti konstrukce je provedeno posouzení pouze hlavní nosné konstrukce. Výpočet zahrnuje postup výstavby s uvážením časově závislého chování betonu. Jelikož rychlost výstavby, resp. zatěžování a předpínání velmi mladého betonu (a obecně stadia před uvedením do provozu) značně ovlivňují celkový návrh mostu, jsou porovnány dvě varianty rychlosti postupu betonážního vozíku. (Variantu I a Varianta II)

Konstrukce bude posouzena na mezní stav únosnosti a na mezní stav použitelnosti podle platných evropských norem.

Variantní řešení

Charakter přemosťovaného údolí je možné považovat za poměrně vhodný pro použití technologie letmé betonáže jednak z důvodu velké hloubky a jednak špatnou přístupností (široké koryto řeky, skalní masiv). Za vhodný však není možné považovat požadavek na nezasažení do chráněných území nacházejících se na obou svazích údolí, zejména na pravém břehu, kde by se mohl nalézat pilíř oddělující první a druhé mostní pole. Absencí zmiňovaného pilíře a překlenutím celé chráněné oblasti bez podpěry vznikne vzhledem k hlavnímu poli nepřiměřeně velké pole krajní, které se se svými parametry nachází na hraně realizovatelnosti.

Z výše uvedeného důvodu byly navrženy dvě varianty podélného uspořádání mostu. První varianta (Varianta A) bere ohled na co nejmenší zásah do chráněného území – přírodní památky Sedlecké skály a varianta druhá (Varianta B) naopak vychází v daných podmínkách ze staticky optimálního řešení.

Pro další postup je vybrána Varianta B s umístěním pilíře do zmiňovaného území, předmětem statického výpočtu je tedy pouze vybraná varianta.

Seznam příloh

ČÁST A: TECHNICKÁ ZPRÁVA

ČÁST B: STATICKÝ VÝPOČET

ČÁST C: VÝKRESOVÁ DOKUMENTACE

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební
Katedra betonových a zděných konstrukcí

Návrh letmo betonovaného dálničního mostu přes údolí Vltavy

Diplomová práce

ČÁST A: TECHNICKÁ ZPRÁVA

Bc. Jakub Dvořák

Praha 2019

Obsah

1 Identifikační údaje stavby ... 3
2 Základní údaje o stavbě ... 4
3 Zdůvodnění stavby mostu a jeho umístění ... 6
3.1 Účel mostu ... 6
3.2 Charakter převáděné komunikace ... 6
3.3 Charakter překračované překážky ... 6
3.4 Vztah k území ... 7
4 Technické řešení mostu ... 8
4.1 Založení ... 8
4.2 Spodní stavba ... 8
4.3 Nosná konstrukce ... 8
4.3.1 Hlavní nosná konstrukce ... 8
4.3.2 Ložiska ... 9
4.3.3 Mostní závěry ... 9
4.4 Mostní svršek a vybavení mostu ... 9
4.4.1 Izolace mostovky ... 9
4.4.2 Vozovka a izolace ... 10
4.4.3 Římsy ... 10
4.4.4 Svodidla a protihlukové stěny ... 10
4.4.5 Odvodnění ... 10
5 Materiály ... 11
5.1 Beton ... 11
5.2 Betonářská výztuž ... 11
5.3 Předpínací výztuž ... 11
6 Postup výstavby ... 12
6.1 Letmá betonáž ... 12
6.2 Krajní pole ... 12
6.3 Spojení ... 12
6.4 Kabely spojitosti a dokončení ... 13
7 Statický výpočet ... 13

1 Identifikační údaje stavby

Stavba:	Silniční okruh kolem Prahy, stavba č. 519 Suchdol – Březiněves
Název objektu:	Most SOKP přes Vltavu
Kraj:	Hlavní město Praha
Okres:	Praha
Katastrální území:	Suchdol
Druh převáděné komunikace:	Dálnice D0
Kategorie převáděné komunikace:	D 33,5/100
Překážky:	Řeka Vltava Železniční trať 090 Silnice II/242 Místní komunikace Místní komunikace – cyklostezka

2 Základní údaje o stavbě

Popis technického řešení

Jednokomorový most o pěti polích s proměnnou výškou průřezu. Nosná konstrukce z dodatečně přepjatého betonu vetknuta do dvou středních pilířů, dále uložená na ložiscích, stavěna metodou letmé betonáže.

Zatřídění mostu dle ČSN 73 6200

Podle druhu převáděné komunikace:	pozemní komunikace
Podle překračované překážky:	přes silnici, železniční trať, řeku
Podle počtu polí:	o pěti polích
Podle počtu mostovkových podlaží:	jednopodlažní
Podle výškové polohy mostovky:	s horní mostovkou
Podle měnitelnosti základní polohy:	nepohyblivý
Podle plánované doby trvání:	trvalý
Podle průběhu trasy na mostě:	v přímé, v přechodnici, v oblouku
Podle situačního uspořádání:	šikmý
Podle hmotné podstaty:	masivní
Podle členitosti konstrukce:	plnostěnný
Podle statické funkce konstrukce:	rámový
Podle uspořádání příčného řezu:	otevřeně uspořádaný
Podle omezené volné výšky:	s neomezenou volnou výškou

Návrhové charakteristiky mostu:

Délka přemostění:	537,80 m
Délka mostu:	567,50 m
Délka nosné konstrukce:	543,00 m
Rozpětí jednotlivých polí:	60,00 m + 115,00 m + 190,00 m + 115,00 m + 60,00 m = 540,00 m
Šikmost mostu:	64 °
Šířka mostu:	21,10 m
Volná šířka mostu:	15,50 m
Šířka průchozího prostoru:	3,50 m
Šířka nosné konstrukce:	20,50 m
Výška mostu	cca 84,20 m
Volná výška pod mostem (pole 2):	cca 61,50 m

Stavební výška:	5,135 – 11,135 m
Konstrukční výška	5,000 – 11,000 m
Plocha nosné konstrukce:	20,50 x 543,00 = 11 131,50 m^2

Staničení podpěr

Staničení je vztaženo k ose ložiska, resp. k ose pilíře. Dále se používá staničení lokální.

Označení	Globální staničení [km]	Lokální staničení [m]
Čelo NK	km 38,285 51	0,00
Opěra OP1	km 38,287 01	1,50
Pilíř P2	km 38,347 01	61,50
Pilíř P3	km 38,462 01	176,50
P3a	km 38,458 01	172,50
P3b	km 38,466 01	180,50
Pilíř P4	km 38,652 01	366,50
P4a	km 38,648 01	362,50
P4b	km 38,656 01	370,50
Pilíř P5	km 38,767 01	481,50
Opěra OP6	km 38,827 01	541,50
Čelo NK	km 38,828 51	543,00

3 Zdůvodnění stavby mostu a jeho umístění

3.1 Účel mostu

Samotný most převádí pravou polovinu (jednosměrný jízdní pás) šestipruhové směrově rozdělené dálniční komunikace na budoucím Silničním okruhu kolem Prahy. Celá komunikace je tvořena dvěma souběžnými mosty.

3.2 Charakter převáděné komunikace

Označení:	D0
Návrhová kategorie:	D34/120
Směrové poměry:	Přímá (délka 308,81 m) Přechodnice (délka 120,00 m) Oblouk R = 1000 m v ose dálnice (délka 138,69 m)
Příčný sklon	Jednostranný 2,50 % – 5,25 %
Výškové poměry:	Podélný sklon -1,60 % (klesá)

3.3 Charakter překračované překážky

Řeka Vltava

Říční kilometr:	cca km 40,3
Úhel křížení:	65°

Železniční trať 090

Provozní staničení	nezjištěno
Úhel křížení:	64°

Komunikace II/242

Provozní staničení:	cca km 1,80
Úhel křížení:	67°

Místní komunikace – V Zámcích, místní komunikace – cyklostezka

Úhel křížení:	*69°, 63°*

3.4 Vztah k území

Most překonává hluboké údolí řeky Vltavy v blízkosti městské části Praha – Suchdol a Praha – Bohnice, samotné údolí je bez obytné zástavby.

Původní projektovaná trasa vede přes dvě chráněná území – přírodní památku Sedlecké skály a přírodní památku Zámky. Dle [23] se zde nachází významná společenstva skal, teplomilné skalní stepi a křoviny s výskytem chráněných a ohrožených druhů. Pro účely diplomové práce nebyl požadavek z hlediska nezasahování do tohoto území dodržen, a to zejména z důvodu snahy o staticky optimální návrh nosné konstrukce mostu.

4 Technické řešení mostu

4.1 Založení

Pilíře P3 a P4 jsou založené hlubině na velkoprůměrových pilotách o průměru 1,20 m. U ostatních podpěr se z důvodu umístění v podstatě přímo na skalním podloží předpokládá plošně založení.

4.2 Spodní stavba

Opěry O1 a O6 jsou tvořeny základovým blokem tloušťky 2,00 m, půdorysných rozměrech 10,50 x 41,60 m. Základový blok je uložen na vrstvě podkladního betonu. Ze základu vystupuje dřík opěry tloušťky 4,85 m. Výška opěry O1 je 12,60 m, opěra O6 je vysoká 14 m. Úložný práh je ve sklonu 4 % směrem k závěrné zídce, tloušťky 1,00 m. Na úložném prahu jsou umístěny podložiskové bloky výšky 300 mm. Na závěrné zídce je vybrán prostor pro osazení mostního závěru. Z druhé strany je na závěrnou zídku uložena přechodová deska, která má délku 6,00 m na opěře O1 a 8,00 m na opěře O6.

Pilíře P2 a P5 jsou vetknuty do základového bloku o tloušťce 3,50 m a půdorysných rozměrech 11,40 x 15,00 m. Jejich dřík tvoří stěna tloušťky 2,40 m a šířky 7,50 m. Pro optické zmenšení tloušťky se stěny zmenšují směrem k okraji. Výška pilíře P2 je 26,65 m a pilíře P5 15,50 m. v horní části se šířka pilíře zvětšuje a lícuje tak se stěnami nosné konstrukce. Na pilířích jsou umístěny podložiskové bloky výšky 300 mm.

Pilíře P3 a P4 jsou vždy tvořeny dvojící stěn stejného průřezu jako P2 a P5, které jsou během výstavby propojeny ve dvou místech ocelovými prvky. Stěny jsou v osové vzdálenosti 8,00 m. Pilíře jsou v horní části rozděleny na dva samostatné prvky, které se rozšiřují na šířku spodní desky nosné konstrukce. V prostoru pod spodní deskou je tak vytvořen průhled ve tvaru písmene V. Nosná konstrukce je vetknuta do pilířů, které dosahují až k její horní desce. Výška pilíře P3 je 73,00 m a pilíře P4 65,00 m.

4.3 Nosná konstrukce

4.3.1 Hlavní nosná konstrukce

Nosná konstrukce je tvořena komorovým průřezem se šikmými stěnami a s proměnnou výškou, je dlouhá 543,00 m v ose mostu. U pilířů P3 a P4 je výška 11,00 m, odkud plynule přechází až na výšku 5,00 m. u zbylých dvou pilířů P2 a P5 je výška průřezu stejná, ale zvětšuje se tloušťka dolní desky a stěn. Konstrukce je široká 20,50 m, konzoly na krajích jsou dlouhé 4,00 m.

Konstrukce je v podélném sklonu -1,60 %. Příčný sklon horní desky je proměnný kopíruje sklon vozovky, v přímé nabývá hodnoty 2,50 %. V půdorysu je osa konstrukce tvořena přímým úsekem, přechodnicí a kružnicovým obloukem o poloměru 1 000,625 m.

Horní deska má konstantní výšku 0,35 m, v místech spojení se stěnami jsou vytvořeny náběhy. Spodní deska má proměnnou výšku od 0,25 m do 1,40 m. Stěny jsou odstupňovány po tloušťkách 0,85 m, 0,65 m, 0,55 m.

V místech podpěr jsou uvnitř komory umístěny příčníky, ve kterých se nachází prostup pro pohyb osob. Spolu s pilíři P3a P4 tvoří střední rámové pole.

Konstrukce je vyztužena betonářskou výztuží. Popis předpínací výztuže je uveden ve statickém výpočtu.

4.3.2 Ložiska

Na mostě jsou na všech podpěrách kromě P3 a P4 umístěna kalotová ložiska, v příčném směru vždy jedno posuvné a jedno pevné. V podélném směru jsou všechna ložiska posuvná.

Orientace ložisek je zvolena směrem k pevnému bodu konstrukce, který se nachází přibližně ve středu pole 3, blíže k pilíři P4. Konstrukce tedy nebude dilatovat ve směru své osy, ale obecným směrem vzhledem k pevnému bodu.

4.3.3 Mostní závěry

Na opěrách O1 a O6 jsou navrženy lamelové mostní závěry s pohybem ±200 mm. Závěry musí kromě podélného posunu umožňovat také příčný posun vzniklý z důvodu orientace ložisek.

4.4 Mostní svršek a vybavení mostu

4.4.1 Izolace mostovky

Horní deska bude opatřena hydroizolací z natavovaných pásů z modifikovaného asfaltu na pečetící vrstvu. Izolace je celoplošná.

4.4.2 Vozovka a izolace

Vozovka na mostě je navržena třívrstvá s následující skladbou o tloušťce 135 mm.

Asfaltový koberec mastixový	SMA 11 S	40 mm
Asfaltový beton pro ložní vrstvu	ACL 16 S	50 mm
Ochranná vrstva z litého asfaltu	MA 11 IV	40 mm
Hydroizolace	AIP	5 mm
Celkem tloušťka vozovky		135 mm

4.4.3 Římsy

Na obou stranách mostu jsou umístěný železobetonové monolitické římsy. Na pravé straně, kde se nachází cyklostezka a chodník je římsa široká 4,30 m a je v příčném sklonu 2,0 %. Na levé straně je šířka 0,80 m a sklon 4,0 %. Nášlap je výšky 0,17 m a zkosen ve sklonu 5:1.

4.4.4 Svodidla a protihlukové stěny

Na obou stranách vozovky se nachází ocelová svodidla s úrovní zadržení H2, která jsou kotvena do říms. Na pravé straně svodidlo odděluje vozovku a přilehlý chodník s cyklostezkou. Po celé délce je na mostě navržena protihluková stěna výšky 3,40 m s ocelovým zábradlím.

4.4.5 Odvodnění

Odvodnění povrchu vozovky je zajištěno podélným sklonem 1,60 % a jednostranným příčným sklonem proměnné hodnoty nabývající od 2,50 % do 5,25 %. Na okraji vozovky je umístěn odvodňovací proužek, ve kterém jsou po cca 19,5 m mostní odvodňovače. Voda je dále svedena skrz horní desku do podélného svodu.

Odvodnění izolace je pomocí trubiček zaústěno rovněž do podélného svodu odvodnění.

5 Materiály

5.1 Beton

Konstrukční část	*Třída betonu*	*SVP*
Piloty	C 30/37	XC2, XA1
Základy	C 30/37	XC2, XF1, XA1
Opěry, Pilíře P2, P5	C 30/37	XC4, XF2, XD1
Pilíře P3, P4	C 40/50	XC4, XF2, XD1
Přechodové desky	C 25/30	XC4, XF2, XD1
Nosná konstrukce	C 50/60	XC4, XF2, XD1
Římsy	C 30/37	XC4, XF4, XD3

5.2 Betonářská výztuž

Jako betonářské výztuže je použito B500B.

5.3 Předpínací výztuž

Všechny navržené kabely jsou složeny ze sedmidrátových splétaných lan s velmi nízkou relaxací Y1860-S7-15,7.

6 Postup výstavby

6.1 Letmá betonáž

V první fázi začne výstavba pilířů P3 a P4, za plné uzavírky silnice druhé třídy č. II/242. Výkop pilíře P3 bude zapažen a nesmí zasáhnout do přilehlé železniční tratě. Jelikož se se úroveň základové spáry nachází pod hladinou vodního toku, z těsněné jámy je nutné kontinuálně odčerpávat přítok vody. Jáma pro pilíř P4 je rovněž těsněna a práce probíhají za kontinuálního čerpání vody.

Po dokončení základového bloku začne současně samotná betonáž stěn obou dvojic pilířů, a to po úsecích dlouhých přibližně 5 m. Pilíře jsou během výstavby až do rámového spojení celé konstrukce provizorně ztuženy propojujícími ocelovými příhradovými prvky celkem na dvou místech po délce pilíře.

Na dokončených pilířích se provede betonáž zárodků a příprava betonážních vozíků. Poté začne samotná letmá betonáž konzol souběžně na obě strany. V každé fázi proběhne přesun a nastavení polohy betonážního vozíku, instalace měkké výztuže a kabelových kanálků, betonáž, ošetřování betonu, předepnutí zhotovené lamely, odbednění a opět přestavba betonážního vozíku, Celkem bude takto zhotoveno 21 lamel. Lokálně je je potřeba vybednit nálitky pro budoucí kabely předpětí.

6.2 Krajní pole

Současně s letmou betonáží bude probíhat výstavba krajních polí. Nejdříve se začnou betonovat pilíře P2 a P5, dále opěry O1 a O6. Pro relativně menší výšku nad terénem je možně betonovat nosnou konstrukci na pevné skruži. Krajní pole budou ještě před spojením předepnuta kabely KA a KB. Výstavbu je třeba koordinovat tak, aby budované konstrukce byly dokončeny přibližně ve stejnou dobu.

Během doby, kdy ještě krajní pole nejsou spojena s rámovou konstrukcí, je třeba zajistit dočasné podpory proti podélnému posunu.

6.3 Spojení

Nejdříve proběhne rozepření konců obou konzol ve středním poli, vyrovnání případných rozdílů v průhybu sepnutím obou částí a betonáž spojovací lamely, která propojí vahadla. Následuje předpětí kabelů ve středním poli u spodního povrchu.

Dále se spojí krajní část v poli 2 a poté zbývající část v poli 4. Proběhne předpětí kabely spojující krajní pole s vahadly.

6.4 Kabely spojitosti a dokončení

V poslední fázi se na konstrukci aplikují kabely spojitosti po celé délce mostu, které jsou tvořeny soudržným předpětím ve stěnách komory. Dále se zhotoví vozovkové souvrství, železobetonové římsy, mostní příslušenství a proběhnou dokončovací práce.

7 Statický výpočet

V rámci statického výpočtu bude posouzena hlavní nosná konstrukce, komorový spojitý nosník se středním rámovým polem, na mezní stav použitelnosti a na mezní stav únosnosti. Posouzení ostatních částí mostní konstrukce není předmětem tohoto výpočtu.

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební
Katedra betonových a zděných konstrukcí

Návrh letmo betonovaného dálničního mostu přes údolí Vltavy

Diplomová práce

ČÁST B: STATICKÝ VÝPOČET

Bc. Jakub Dvořák

Praha 2019

Obsah

1 Úvod ... 17
1.1 Postup výpočtu ... 17
1.2 Časová osa ... 17
1.3 Předpoklady výpočtu ... 19
2 Konstrukce ... 20
2.1 Schéma konstrukce ... 20
2.2 Posuzované řezy ... 20
3 Výpočetní modely ... 21
3.1 Prutový model ... 21
3.2 Deskostěnový model ... 23
4 Materiály ... 25
4.1 Beton ... 25
4.2 Betonářská výztuž ... 27
4.3 Předpínací výztuž ... 28
5 Zatížení ... 29
5.1 Stále ... 29
5.1.1 Vlastní tíha ... 29
5.1.2 Ostatní stále ... 30
5.1.3 Poklesy podpor ... 31
5.1.4 Předpětí ... 31
5.2 Proměnné ... 31
5.2.1 Staveništní zatížení ... 31
5.2.2 Zatížení teplotou ... 31
5.2.3 Zatížení od dopravy ... 32
6 Porovnání výpočetních modelů ... 36
6.1 Porovnání napětí ... 36
6.2 Porovnání průhybu ... 38
7 Předpětí ... 41
7.1 Konstrukční zásady ... 41
7.2 Návrh předpínacích kabelů ... 42
7.2.1 Vahadlové kabely (VA, VB) ... 44
7.2.2 Kabely v krajních polích (KA, KB) ... 45
7.2.3 Kabely ve středním poli (PO) ... 45

7.2.4 Kabely v poli 2 a 4 (SA, SB) ... 46
7.2.5 Kabely spojitosti ... 47
8 Výpočet vnitřních sil a kombinací ... 50
8.1 Vnitřní síly od vybraných zatěžovacích stavů ... 50
8.1.1 Stálé zatížení ... 50
8.1.2 Proměnné – teplota ... 51
8.1.3 Proměnné – doprava ... 51
8.2 Kombinace ... 52
8.3 Výsledky kombinací pro MSP ... 54
8.4 Výsledky kombinací pro MSÚ ... 58
8.5 Vnitřní síly od stálého zatížení ... 59
9 Posouzení MSP ... 63
9.1 Úvod ... 63
9.1.1 Výpočet napětí ... 63
9.1.2 Kritéria posouzení ... 64
9.2 Výstavba vahadla ... 65
9.3 Stavební fáze po dokončení vahadel ... 66
9.4 Provozní fáze ... 68
9.5 Průběh napětí v čase ... 73
9.6 Omezení průhybu ... 78
10 Mezní stav únosnosti ... 83
10.1 Řez u pilíře P3 ve fázi před spojením vahadel ... 84
10.2 Shrnutí ... 89
11 Závěr ... 91

1 Úvod

1.1 Postup výpočtu

Statický výpočet a následné posouzení je založené na výpočetním modelu v programu SCIA Engineer, ve kterém jsou stanoveny vnitřní síly, dále přepočtené na napětí.

Do modelu jsou zadány pilíře P3 a P4 pro vystižení chování rámového pole a všechny předpínací kabely včetně ztrát předpětí. Výsledné kombinace zatížení jsou počítány rovněž programem. Model zahrnuje fáze výstavby a provozu s časovou osou pro výpočet časově závislého chování betonu.

Posouzení je provedeno v grafické podobě vynesením napětí pro krajní horní a dolní vlákna komorového průřezu.

1.2 Časová osa

Časová osa je rozdělena na následující fáze. Každá fáze je podle potřeby dále členěna pro přesnější popis chování konstrukce (např. pro každou lamelu jsou použity tři fáze, nebo předpínání kabelů je rozděleno do více fází, pro postižení ztráty postupným předpínáním).

Tabulka 1 uvádí přehled vybraných fází požitých v modelu. V pravé části tabulky jsou vypsány fáze, ve kterých byly vyčísleny vnitřní síly a napětí pouze od stálého zatížení.

Fáze pro posudky		
Ozn. dílčí fáze	Popis fáze	čas [dny]
F1	Pilíře P3, P4	3
F21	Dokončení pilířů	68
F24	Betonáž zárodku	78
F27	Lamela 1	90
F30	Lamela 2	100
F33	Lamela 3	110
F36	Lamela 4	120
F39	Lamela 5	130
F42	Lamela 6	140
F45	Lamela 7	150
F48	Lamela 8	160
F51	Lamela 9	170

Fáze pro stálé zatížení		
Ozn. dílčí fáze	popis	čas [dny]
F91	**Před spoj. Pole 3**	**296**
F96	**Před spoj. Pole 2**	**305**
F100	Před spoj. Pole 4	321
F104	**Před předep. ZA**	**330**
F108	Po předepnutí ZA	331
F112	Po předepnutí ZB	332
F117	**Po předepnutí ZC**	**360**
F119	Ostatní stálé	361
F121	**Před uv. do prov.**	**395**
F130	0,1 let	451
F132	0,5 let	541
F133	1 rok	724

Tabulka 1 – Časová osa

Fáze pro posudky		
Ozn. dílčí fáze	Popis fáze	čas [dny]
F54	Lamela 10	180
F58	Lamela 11	190
F61	Lamela 12	200
F64	Lamela 13	210
F67	Lamela 14	220
F70	Lamela 15	230
F73	Lamela 16	240
F76	Lamela 17	250
F79	Lamela 18	260
F82	Lamela 19	270
F85	Lamela 20	280
F88	Lamela 21	290
F90	**Před spoj. Pole 3**	**296**
F92	Spojení Pole 3	300
F95	**Předpětí Pole 3**	**305**
F97	Spojení Pole 2	310
F98	Předpětí Pole 2	314
F101	Spojení Pole 4	321
F102	Předpětí Pole 4	325
F103	**Před dopínáním**	**330**
F107	Předpětí ZA	331
F111	**Předpětí ZB**	**332**
F115	Předpětí ZC	333
F116	**Před ost. stálým**	**360**
F118	Ostatní stálé	360
F120	**Před uv. do prov.**	**395**
F128	Uvedení do prov.	401
F131	0,1 let	452
F138	15 let	5 986
F143	100 let	36 500

Fáze pro stálé zatížení		
Ozn. dílčí fáze	Popis fáze	čas [dny]
F134	2 roky	1 091
F135	4 roky	1 831
F136	7 let	2 931
F137	10 let	4 091
F138	15 let	5 986
F140	25 let	9 691
F141	50 let	18 891
F142	100 let	36 490

Tabulka 1 (Pokračování) – Časová osa

Srovnání variant I a II

Výpočet dále obsahuje srovnání dvou variant rychlosti postupu letmé betonáže. Parametry obou možností uvádí Tabulka 2. Údaje v druhém až čtvrtém řádku jsou vztaženy k začátku cyklu – betonáže lamely.

Varianta	**I**	**II**
Celková doba 1 cyklu betonážního vozíku [dny]	**10**	**5**
Ošetřování betonu [dny]	3	2
Předpínání [dny]	4	3
Přesun vozíku a zatížení ČB [dny]	6	4

Tabulka 2 – Srovnání varianty I a II

1.3 Předpoklady výpočtu

Pro účely diplomové práce jsou přijata některá zjednodušení či opatření, která buď značně zkrátí dobu výpočtu v programu SCIA Engineer, nebo jsou přímo podmínkou pro jeho uskutečnění.

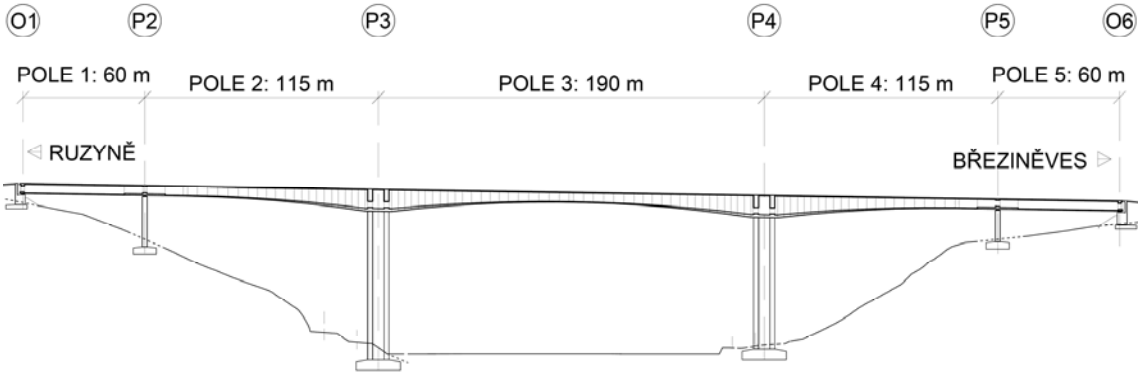
Konstrukce je modelována jako 2D prutový rám v rovině XZ, jinak by nebylo možné použít modul časově závislé analýzy. Zanedbaný je podélný sklon komory a příčný sklon její horní desky. Podpěry O1, P2, P5, a O6 jsou modelovány jako bodové, pilíře P3 a P4 v modelu figurují celou svou výškou a jsou vetknuté v patě. Podrobnější popis modelu je uveden v kapitole 3 Výpočetní modely.

Kabely, v podélném řezu identické, jsou sloučeny do jednoho prvku.

2 Konstrukce

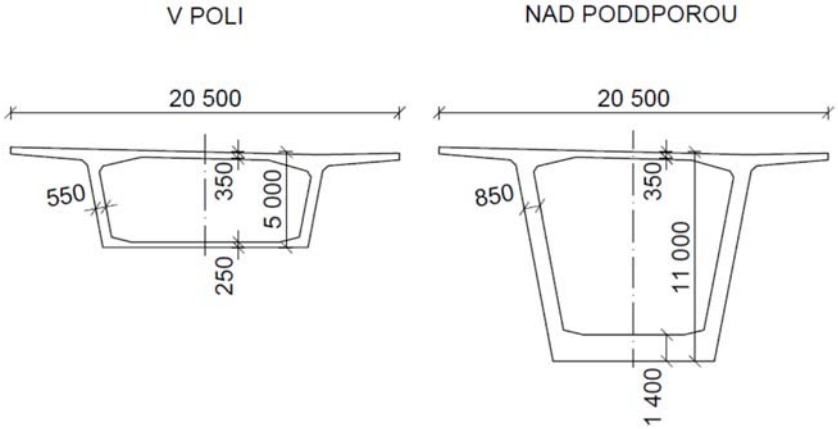
2.1 Schéma konstrukce

Podélný řez



Obrázek 1 – Podélný řez

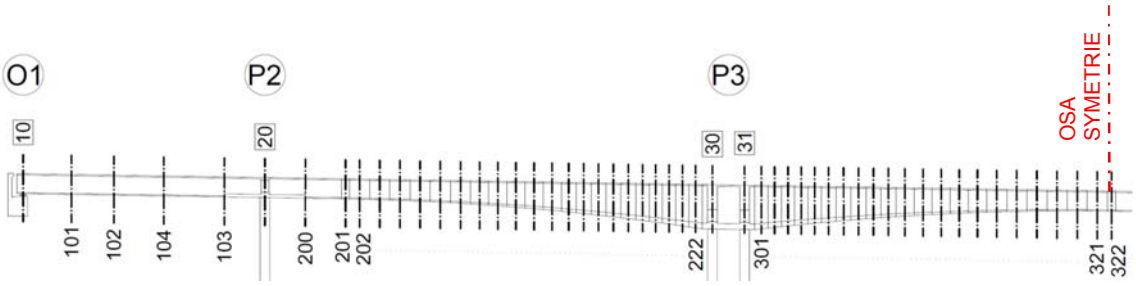
Příčný řez



Obrázek 2 – Příčný řez

2.2 Posuzované řezy

Na levé polovině konstrukce je určeno několik řezů, ve kterých je provedeno posouzení. Z důvodu symetrie modelu by byly výsledky na pravé polovině prakticky stejné.

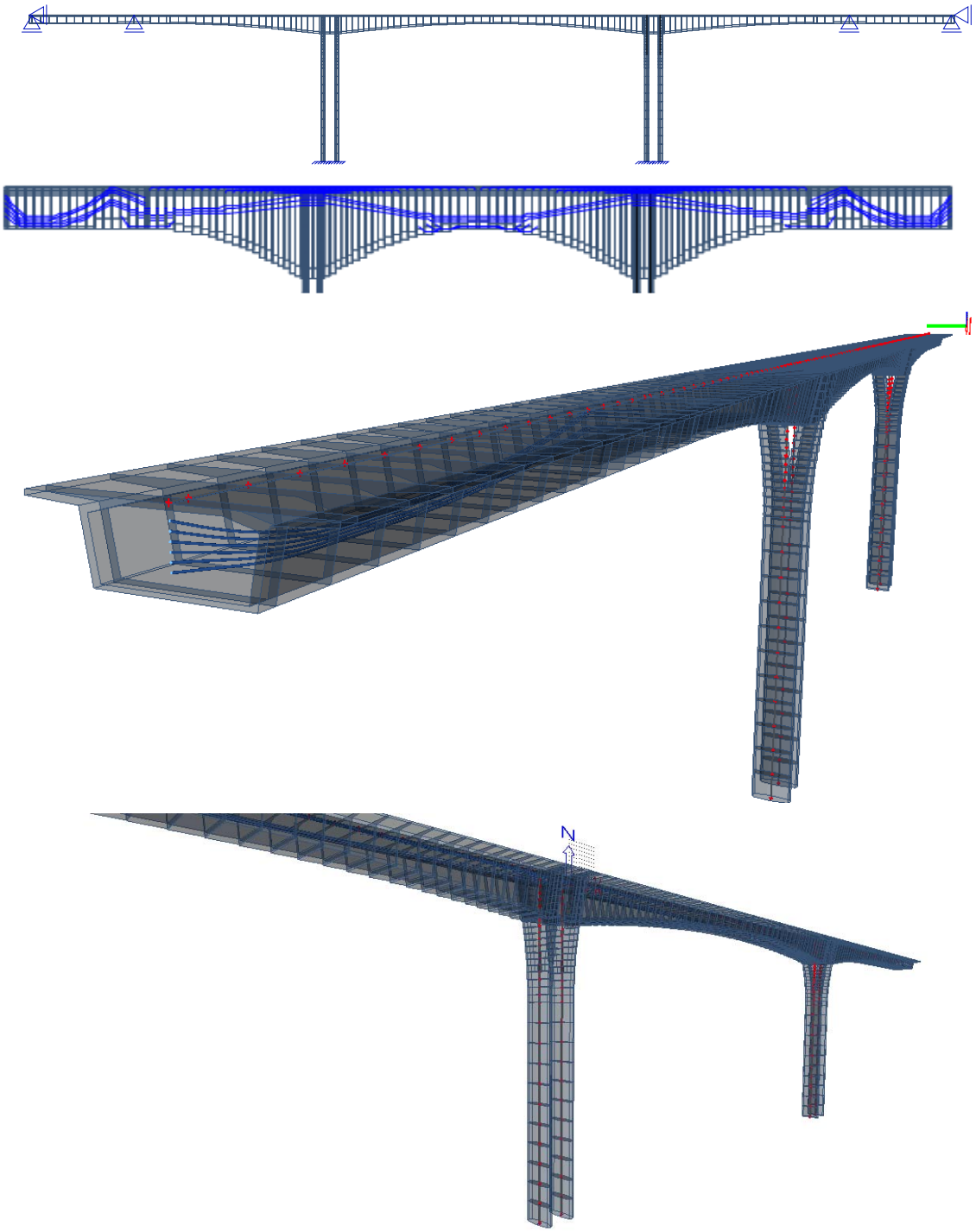


Obrázek 3 – Posuzované řezy

3 Výpočetní modely

Pro výpočet vnitřních sil v podélném směru byly vytvořeny dva výpočetní modely, jejichž jednoduchou kombinací byly získány výsledné hodnoty napětí pro posouzení konstrukce.

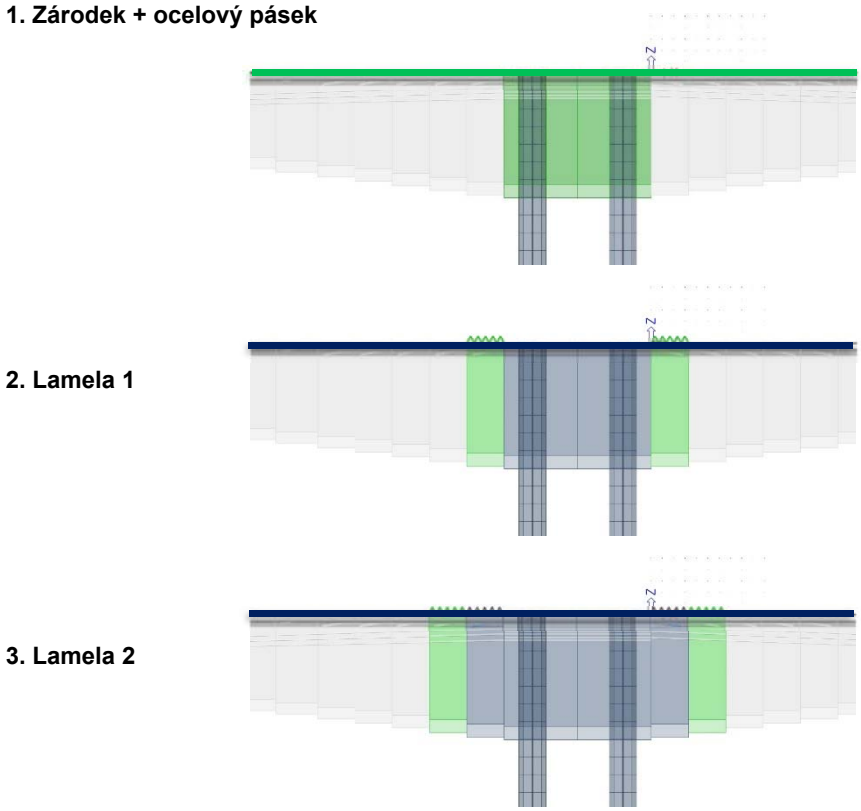
3.1 Prutový model



Obrázek 4 – Prutový model

Jedná se o 2D rovinný model v programu SCIA Engineer vytvořený z prutů o průměrné délce cca 5 m. Jeden prvek tedy představuje jednu lamelu ve fázích výstavby. Každá lamela má jinou výšku průřezu, po délce prvku konstantní. Řezy pro posouzení jsou proto umístěny uprostřed každého prvku, kde těžišťová osa prvku v modelu protíná reálnou těžišťovou osu celé konstrukce.

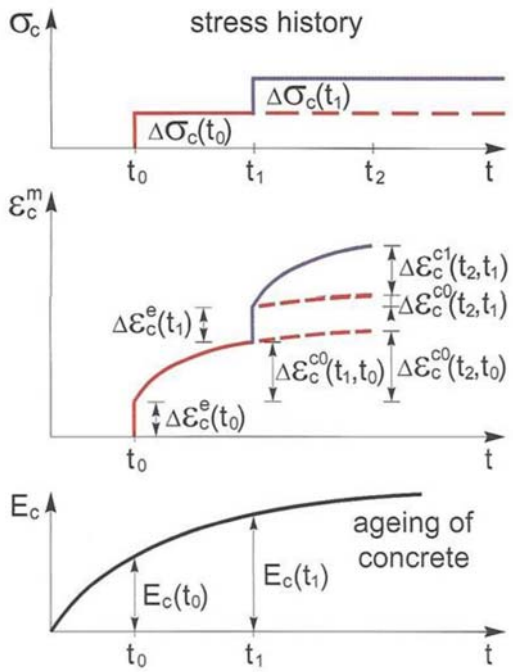
Do modelu byl k horní desce přidán tenký ocelový pásek (v rámci spřaženého fázovaného průřezu), zajišťující vložení betonové lamely do správné, již deformované polohy, viz Obrázek 5.



Obrázek 5 – Tvorba prutového modelu

Model zahrnuje výpočet dotvarování i smršťování pomocí modulu TDA – časové závislá analýza, včetně výpočtu ztrát předpětí od dotvarování a smršťování, to je však podmíněno použitím právě rovinného modelu. Výpočet dotvarování je proveden obecnou přírůstkovou metodou, viz Obrázek 6.

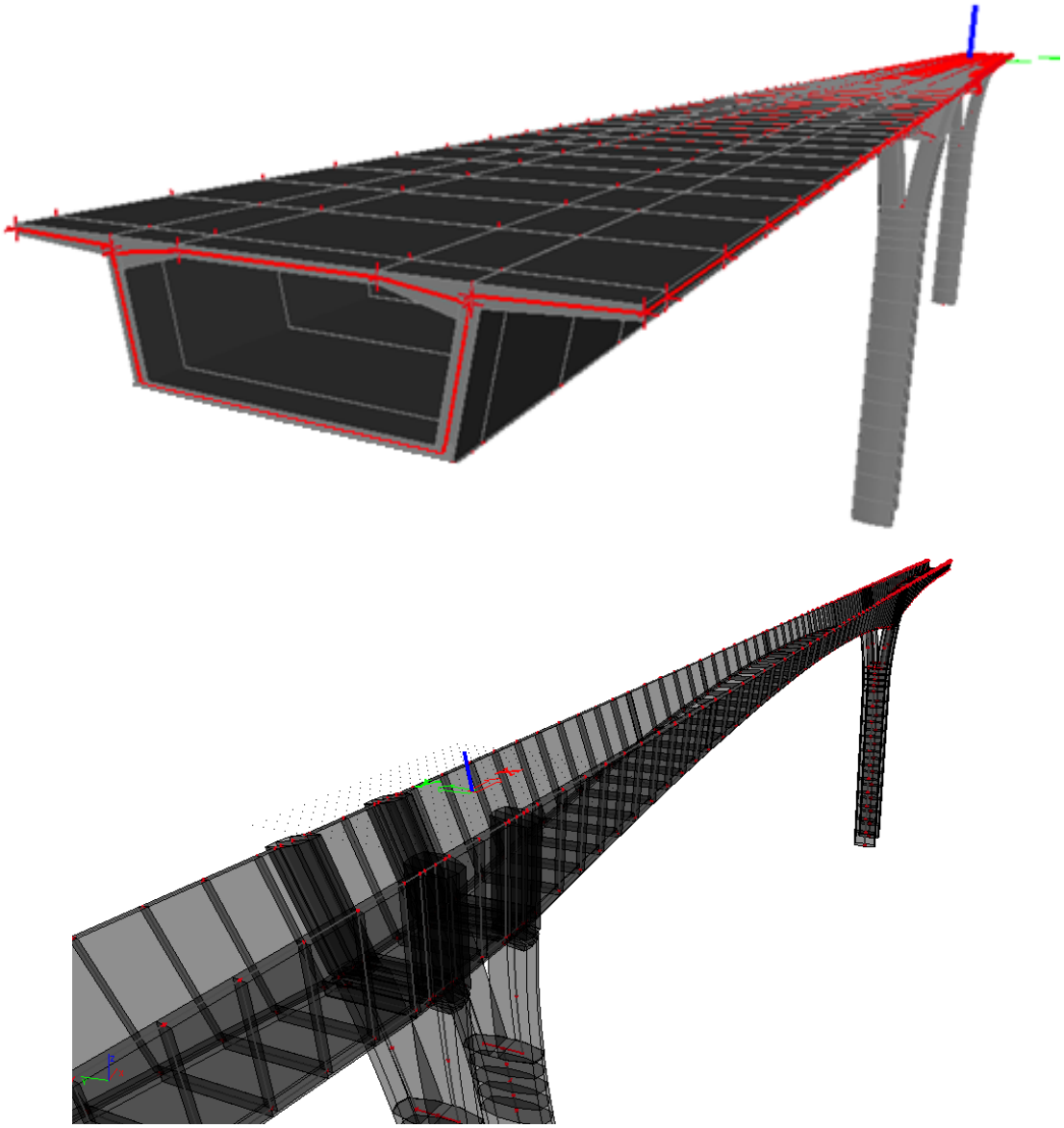
S ohledem na omezený výpočetní výkon je nastaven průměrný počet dílků na prutu na 8, vzdálenost řezů na předpínacích kabelech na 0,40 m a pro TDA výpočet počet vložených časových intervalů (mezi zadané fáze) na 2, což je pro potřeby diplomové práce dostačující.



Obrázek 6 – Výpočet dotvarování

3.2 Deskostěnový model

Pro ověření získaných výsledků a zahrnutí vlivu smykového ochabnutí je dále vytvořen 3D deskostěnový model, na kterém jsou vyšetřovány pouze dva zatěžovací stavy. Velikosti 2D prvků přibližně odpovídají velikosti prvků v předchozím modelu. Průměrná velikost plošného prvku je nastavena na hodnotu 0,40 m.



Obrázek 7 – Deskostěnový model

4 Materiály

4.1 Beton

Nosná konstrukce je vyrobena z betonu C50/60.

Pevnost v tlaku

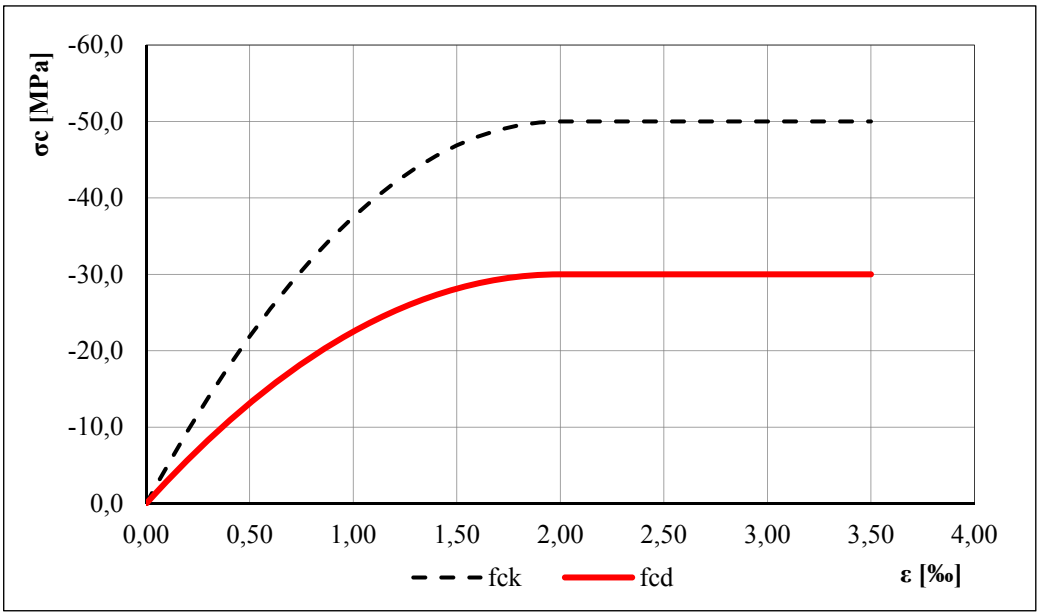
$f_{cm} = 58\ \text{MPa}$

$f_{ck} = 50\ \text{MPa}$

$f_{cd} = \alpha_{cc}\frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0{,}90\,.\frac{50}{1{,}5} = 30{,}00\ \text{MPa}$

Součinitel zohledňující dlouhodobé účinky na pevnost v tlaku: $\alpha_{cc} = 0{,}90$ pro mosty

Dílčí součinitel betonu v tlaku: $\gamma_c = 1{,}5$



Obrázek 8 – Pracovní diagram betonu

Pevnost v tahu

$f_{ctm} = 4{,}07\ \text{Mpa}$

$f_{ctk0,05} = 2{,}85\ \text{MPa}$

Modul pružnosti

Sečnový modul pružnosti: $E_{cm} = 37\,300\ \text{MPa}$

Tečnový modul: $E_c = 1{,}05\,.E_{cm} = 1{,}05\,.37\,300 = 39\,150\ \text{MPa}$

Pevnost betonu v čase 3 dny

$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8\ \text{MPa}$

$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t).f_{cm}$

$$\beta_{cc}(3) = \exp\left[s\left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)\right] = \exp\left[0{,}2\left(1 - \sqrt{\frac{28}{3}}\right)\right] = 0{,}663$$

s = 0,2 pro cement třídy R

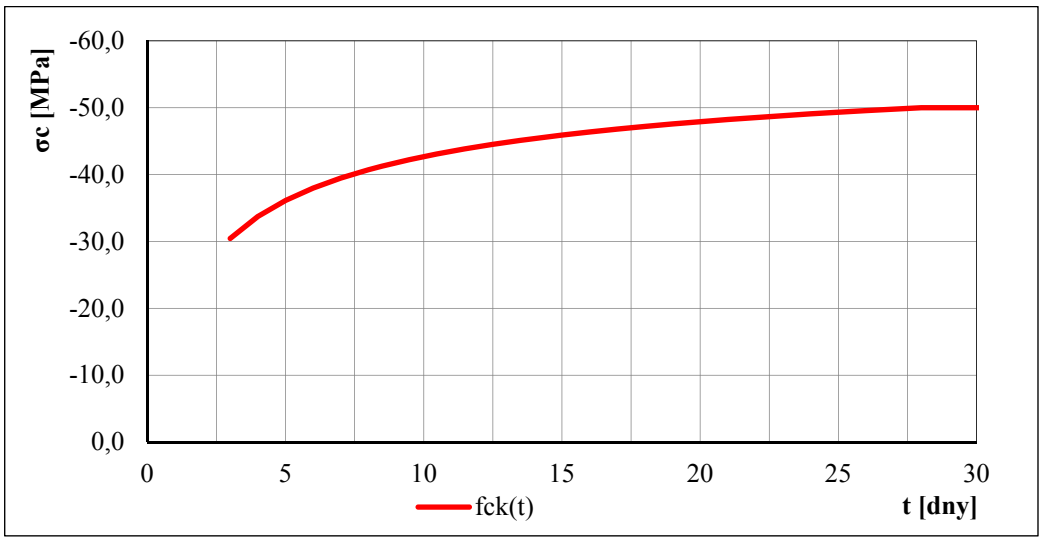
$f_{cm}(3) = \beta_{cc}(3)\,.\,f_{cm} = 0{,}663\,.\,58 = 38{,}45\ \text{MPa}$

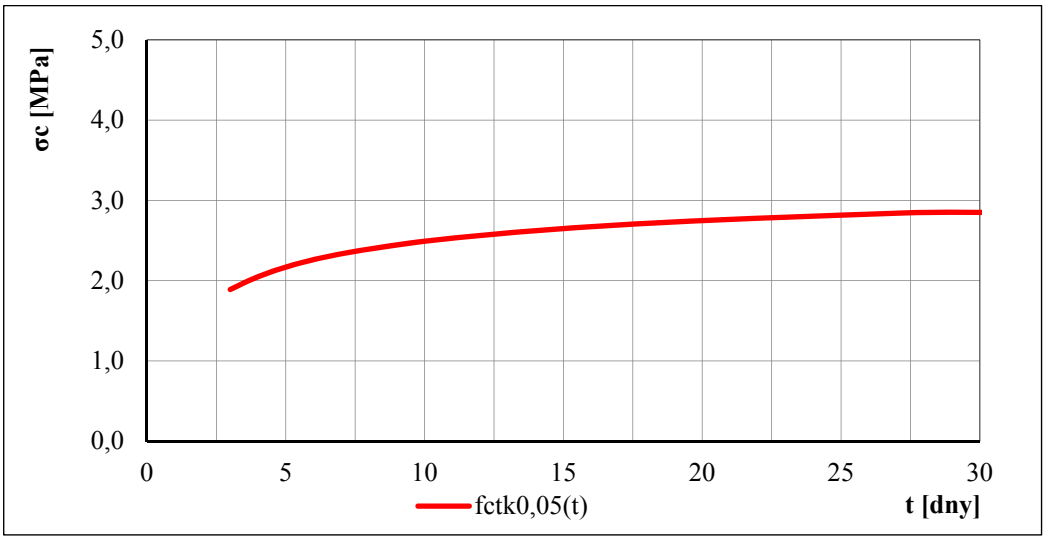
$f_{ck}(3) = f_{cm}(3) - 8\ \text{MPa} = 38{,}45 - 8 = 30{,}45\ \text{MPa}$

$f_{\text{ctm}}(t) = [\beta_{cc}(t)]^{\alpha}\,.\,f_{\text{ctm}} = (0{,}663)^{1}.\,4{,}07 = 2{,}70\ \text{MPa}$

$\alpha = 1$ pro $t < 28$ dní

$f_{ctk0{,}05}(t) = 0{,}7\,.\,f_{\text{ctm}}(t) = 0{,}7\,.\,2{,}70 = 1{,}89\ \text{MPa}$





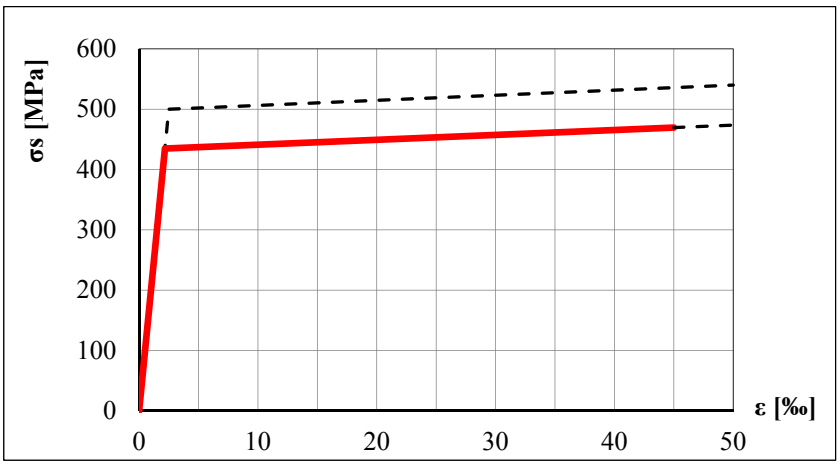
Obrázek 9 – Pevnost betonu v čase

4.2 Betonářská výztuž

Betonářská výztuž je zvolena B500B

Parametry materiálu:

f_{yk}	=	500,0 MPa
1,08 f_{yk}	=	540,0 MPa
f_{yd}	=	434,8 MPa
1,08 f_{yd}	=	469,6 MPa
E_s	=	200 000 MPa
f_{yd} / E_s	=	2,174 ‰
ε_{uk}	=	50,000 ‰
ε_{ud}	=	45,000 ‰
σ_{ud}	=	465,9 MPa



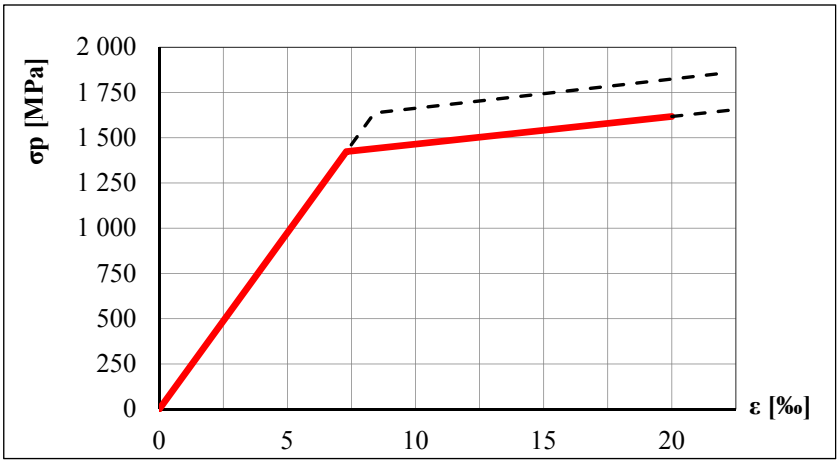
Obrázek 10 – Pracovní diagram betonářské výztuže

4.3 Předpínací výztuž

Pro všechny předpínací kabely jsou použita lana Y1860 S7 – 15,7 s plochou $A_p = 50\ \text{mm}^2$ a průměrem $Ø = 15{,}7\ \text{mm}$

Parametry materiálu:

$f_{p0,1k}$	=	1 640,0 MPa
f_{pk}	=	1 860,0 MPa
$f_{p0,1d}$	=	1 426,1 MPa
f_{pd}	=	1 617,4 MPa
E_p	=	195 000 MPa
f_{pd} / E_p	=	7,313 ‰
ε_{uk}	=	22,222 ‰
ε_{ud}	=	20,000 ‰
σ_{ud}	=	1 588,9 MPa



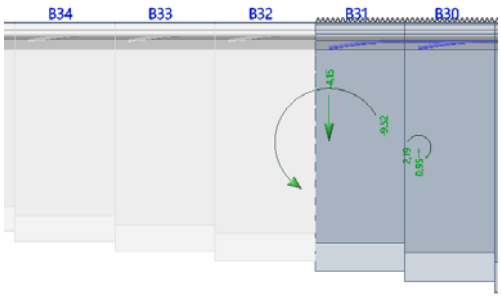
Obrázek 11 – Pracovní diagram předpínací výztuže

5 Zatížení

5.1 Stále

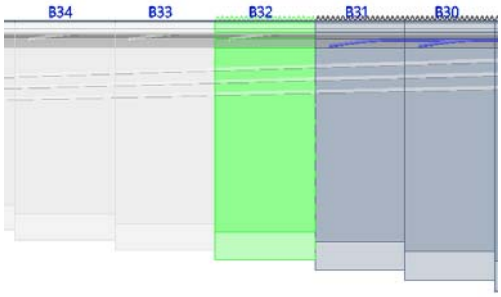
5.1.1 Vlastní tíha

Stálé zatížení je aplikováno na konstrukci v každé fázi manuálně. V případě betonáže lamel je vždy společně se zatížením čerstvým betonem. Jeden cyklus je rozdělen do tří fází, viz Obrázek 12.



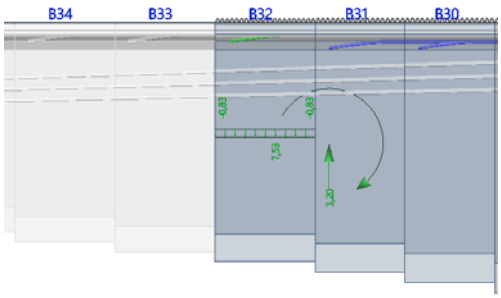
Fáze 0.C – Příprava betonážního vozíku pro lamelu B32 (Přesun z B30 na B31). Zatížení B31 vozíkem a ČB.

t = - 5 dní



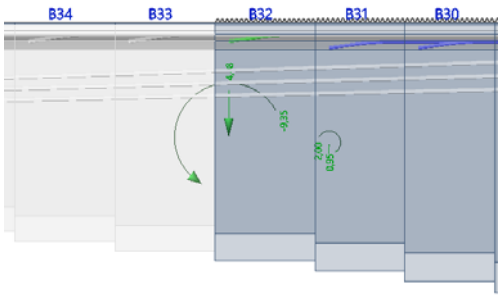
Fáze 1.A – Betonáž lamely B32

t = 0 dní



Fáze 1.B – Předepnutí a odbednění lamely B32 (aplikace vlastní tíhy). Odtížení B31 ČB vloženého ve fázi 0.C.

t = + 3 dny

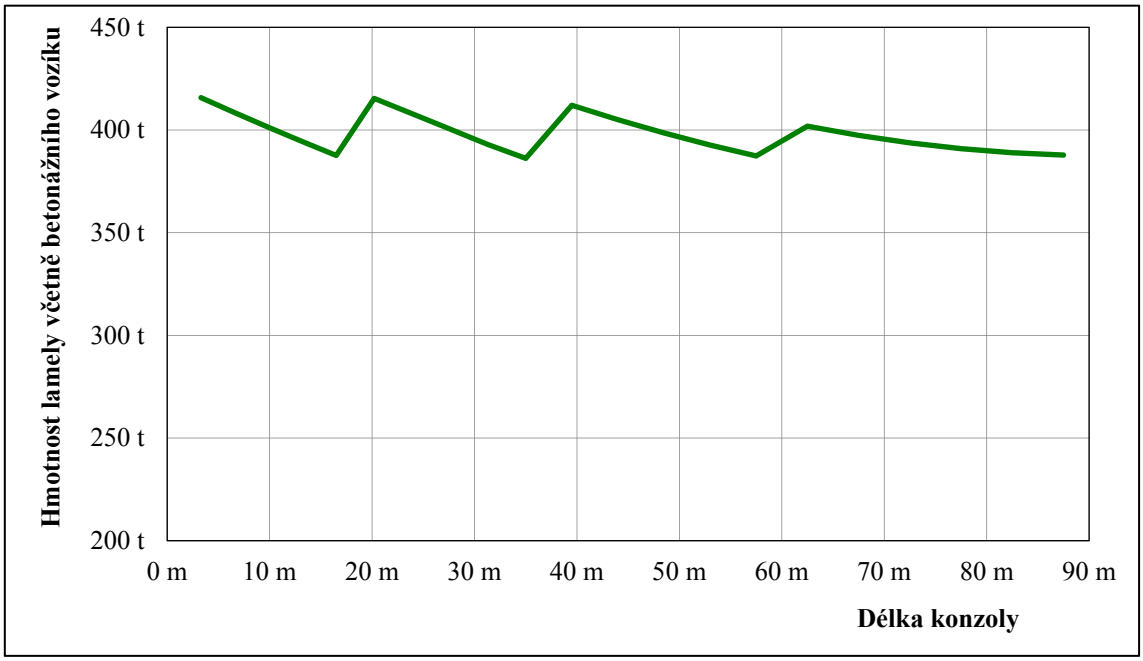


Fáze 1.C – Příprava betonážního vozíku pro lamelu B33 (Přesun z B31 na B32). Odtížení B31 vozíkem. Zatížení B31 vozíkem a ČB.

t = + 5 dní

Obrázek 12 – Příklad aplikace zatížení

Hmotnost betonážního vozíku se uvažuje hodnotou 95 t a tíha čerstvého betonu 26 kN/m^3. Délka lamel je volena s ohledem na vyrovnanou hmotnost vozíku během celé výstavby.



Obrázek 13 – Tíha ČB včetně betonážního vozíku

5.1.2 Ostatní stále

Ostatního stálé zatížení zahrnuje vozovkové souvrství, železobetonové římsy, ocelová svodidla a protihlukovou stěnu. Rozptyl tloušťky vozovky má oproti ostatním zatížením velmi nepodstatný vliv a je možné ho zanedbat.

Zatížení	Tíha	Šířka	Tloušťka	Plocha	Zatížení
	[kN/m^3]	[m]	[m]	[m^2]	[kN/m]
Vozovka	23	15,50	0,135	2,09	48,13
Pravá římsa	25			1,26	31,50
Levá římsa	25			0,47	11,87
Svodidlo (2x)					2,00
Protihluková stěna (1x)					1,20
Celkem					**94,70**

Tabulka 3 – Ostatní stálé zatížení

5.1.3 Poklesy podpor

Na všechny podpory se postupně uplatní svislý posun o hodnotě 20 mm. Z těchto zatěžovacích stavů je vytvořena obálka vstupující do kombinací.

5.1.4 Předpětí

Počítáno automaticky programem, viz. Kapitola 7.

5.2 Proměnné

5.2.1 Staveništní zatížení

Během výstavby je do modelu zadáno staveništní zatížení průměrnou hodnotou 1,0 kN/m^2, resp. 20,5 kN/m.

5.2.2 Zatížení teplotou

Zatížení teplotou se skládá z kombinace rovnoměrné a nerovnoměrně teploty, kde se použije postup 1, zahrnující lineární rozdílovou složku teploty, popsanou rozdílem teploty horního a dolního povrchu nosné konstrukce.

Zatížení teplotou se použije v provozních fázích.

Rovnoměrná složka teploty

Maximální a minimální teplota je odvozena z ČSN EN 1991-1-5, NA.2.23:

$T_{max} = 40{,}0\ °\mathrm{C}$

$T_{min} = -32{,}0\ °\mathrm{C}$

Maximální a minimální rovnoměrná složky teploty pro typ konstrukce 3 – betonový komorový nosník:

$T_{e,max} = T_{max} + 1{,}5\ °\mathrm{C} = 40{,}0 + 1{,}5 = 41{,}5\ °\mathrm{C}$

$T_{e,min} = T_{min} + 8\ °\mathrm{C} = -32{,}0 + 8{,}0 = -24{,}0\ °\mathrm{C}$

Výchozí teplota mostu:

$T_0 = 10{,}0\ °\mathrm{C}$

Charakteristická hodnota maximálního rozsahu roztažení a zkrácení:

$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 41{,}5 - 10{,}0 = \mathbf{31{,}5\ °C}$

$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 10{,}0 - (-24{,}0) = \mathbf{34{,}0\ °C}$

Rozdílová složka teploty

Hodnoty lineárních teplotních rozdílů pro typ konstrukce 3 – betonový komorový nosník, horní povrch teplejší než dolní:

$\Delta T_{M,heat} = 10{,}0\ °C$

Dolní povrch teplejší než horní:

$\Delta T_{M,cool} = 5{,}0\ °C$

Hodnoty budou při výpočtu kombinací přenásobeny koeficientem k_{sur} vyjadřujícím tloušťku mostního svršku, který se určí lineární interpolací z tabulkových hodnot pro tloušťku vozovky 135 mm.

	Horní povrch teplejší než dolní	Dolní povrch teplejší než horní
Definitivní stav	0,62	1,00

Tabulka 4 – Hodnoty součinitele k_{sur}

Kombinace rovnoměrné a rozdílové složky teploty

Současné působení rovnoměrné a rozdílové složky teploty lze popsat pomocí následujících vztahů.

$\Delta T_{M,heat}$ (nebo $\Delta T_{M,cool}$) $+ \omega_N \Delta T_{N,exp}$ (nebo $\Delta T_{N,con}$)

nebo

$\omega_M \Delta T_{M,heat}$ (nebo $\Delta T_{M,cool}$) $+ \Delta T_{N,exp}$ (nebo $\Delta T_{N,con}$)

kde

$\omega_N = 0{,}35$

$\omega_M = 0{,}70$

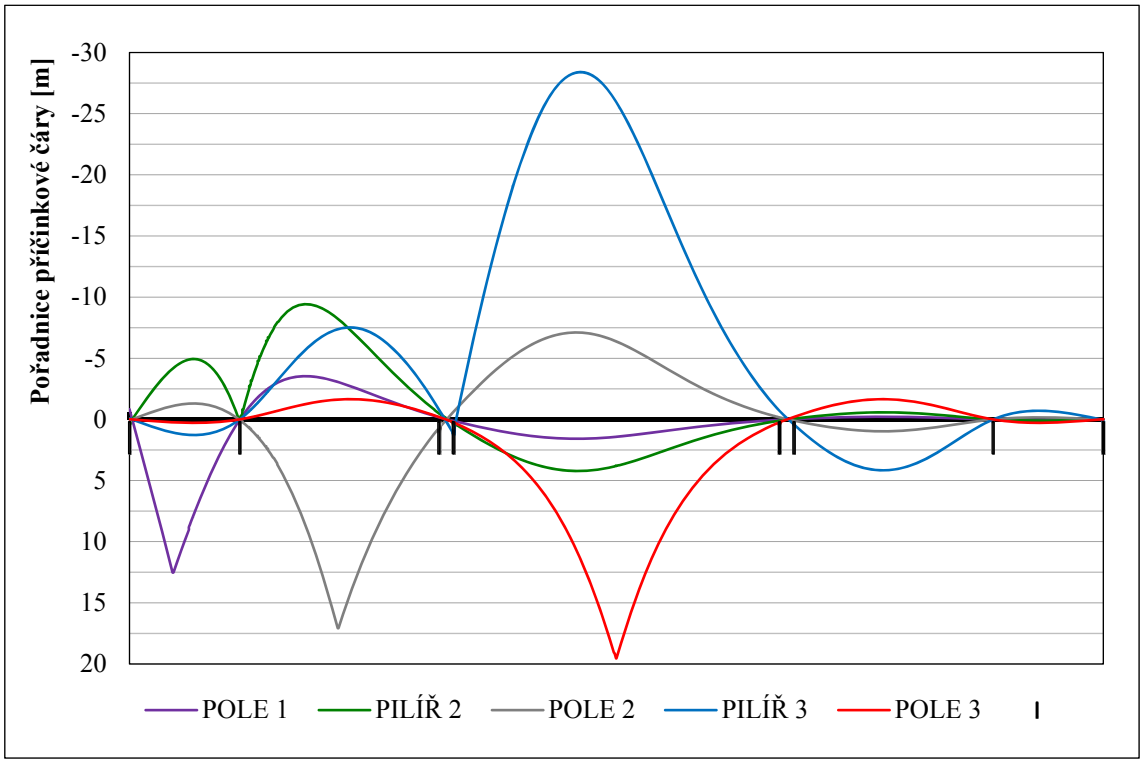
Pro další výpočet se pracuje s obálkou těchto čtyř zatěžovacích stavů.

5.2.3 Zatížení od dopravy

Jsou uvažovány modely zatížení LM1, LM3, LM4, zatížení chodníků a skupina pozemních komunikací 1. Dále jsou vytvořeny sestavy zatížení gr1a, gr2, gr4 a gr5, které se navzájem vylučují a považují se za charakteristickou hodnotu zatížení použitou v kombinacích.

Protože se jedná o most delší než 200 m, je možné aplikovat plnou hodnotu dopravy jen na úsek dlouhý právě 200 m.

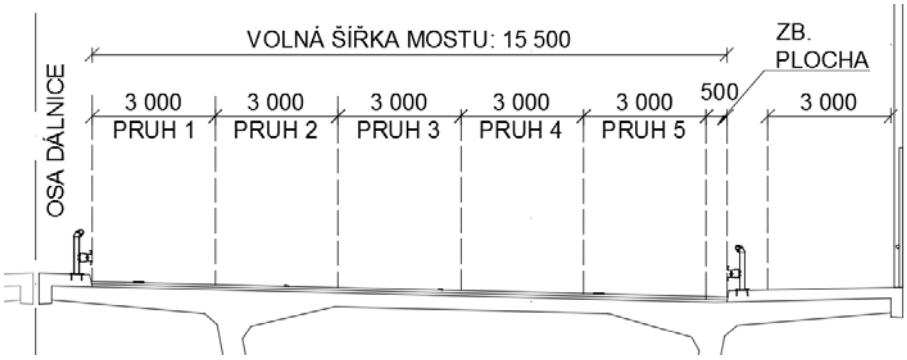
Z programu SCIA Engineer jsou vykresleny příčinkové čáry pro vybrané průřezy. Nápravové zatížení je umístěno do vybraných rozhodujících pozic, spojitá zatížení jsou rozdělena po jednotlivých polích.



Obrázek 14 – Příčinkové čáry

Rozdělení na zatěžovací pruhy

Volná šířka mostu je 15,5 m, cyklostezka je široká 3,0 m. Protože se jedná o samostatnou konstrukci, oddělenou od druhého mostu, použije samostatné číslování pruhů pro každý most. Vozovka je rozdělena na pět zatěžovacích pruhů šířky 3,0 m a zbývající plochu šířky 0,5 m.



Obrázek 15 – Rozdělení na zatěžovací pruhy

Model zatížení 1

Pruh	Šířka [m]	TS		UDL – plošné		UDL – liniové
		Q_{ik} [kN]	α_{Qi} [-]	q_{ik} [kN/m^2]	α_{qi} [-]	$\alpha_{qi} \cdot q_{ik}$ [kN/m]
1	3,0	300,0	1,0	9,0	1,0	27
2	3,0	200,0	1,0	2,5	2,4	18
3	3,0	100,0	1,0	2,5	2,4	18
4	3,0	-	-	2,5	1,2	9
5	3,0	-	-	2,5	1,2	9
Zb.	0,5	-	-	2,5	1,2	1,5
Celkem						**82,5**

Tabulka 5 – LM1

Model zatížení 3

Dle tabulky NA.2.2 EN 1991-2 Z3, se použijí níže popsaná speciální vozidla o celkové tíze 1 800 kN a 3 000 kN.

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

Tabulka 6 – LM3

Model zatížení 4

Model zatížení 4 je tvořen davem lidí o rovnoměrném spojitém zatížení 5,0 kN/m^2.

Zatížení chodníků

Zatížení obsahuje rovnoměrné spojité zatížení hodnoty 5,0 kN/m^2 pro kombinaci s LM4 a hodnoty 3,0 pro kombinaci s LM1.

Vodorovné

Uvažují se brzdné a rozjezdové síly podle vztahu:

Qlk = $0{,}6\ \alpha_{Q1}\,(2\ Q_{1k}) + 0{,}10\ \alpha_{q1} q_{1k} w_l L$

Qlk = 0,6 . 1,0 . 600 + 0,1 . 1,0 . 9,0 . 3,0 . 200 = 900 kN

Zatížení je aplikované jako spojité a kombinováno s častými hodnotami LM1.

6 Porovnání výpočetních modelů

6.1 Porovnání napětí

Na oba modely je aplikováno

- zatížení po celé délce mostu o hodnotě 26,00 kN/m^2 ~ 533 kN/m, které přibližně simuluje zatížení vlastní tíhou.

Jsou porovnány hodnoty napětí v krajních vláknech průřezu. Na prutovém modelu je napětí přepočítáno z ohybových momentů M_y, na deskostěnovém přímo odečteno na horní a dolní desce z příslušných řezů. Po srovnání můžeme na deskostěnovém modelu očekávat větší hodnoty napětí v oblasti spojení se stěnou komory.

Tento trend znázorňuje 5 reprezentativních průřezů po délce konstrukce:

Pole 1 – ve středu rozpětí řez A
Pilíř 2 – 1 metr od osy uložení řez B
Pole 2 – ve středu rozpětí řez C
Pilíř 3 – 1 metr od osy pilíře řez D
Pole 3 – ve středu rozpětí řez E

Tabulka 7 uvádí shrnutí všech řezů. Obrázek 16 až Obrázek 18 ukazuje průběh napětí na deskostěnovém modelu.

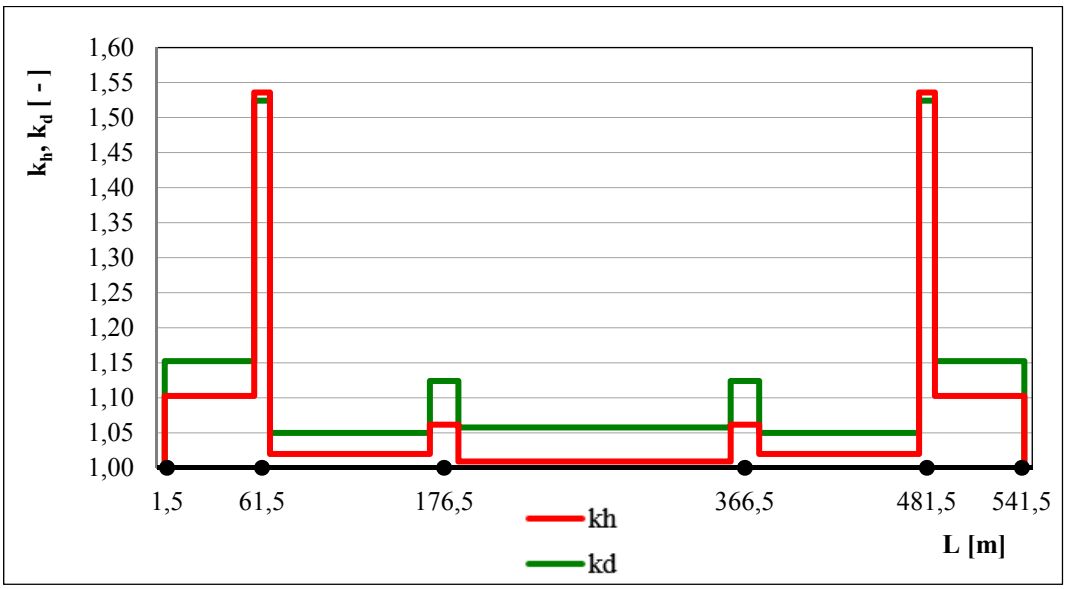
		Prutový model		**Deskostěnový model**			**k_i**
řez	vlákna	M_y [MPa]	σ [MPa]	σ [MPa]			
				Kraj	Stěna	Střed	
A	h	140,0	-3,46	-3,32	-3,82	-3,26	**1,10**
	d		4,18		4,82	4,41	**1,15**
B	h	-205,8	4,63	4,16	7,10	3,80	**1,54**
	d		-5,06		-7,67	-4,93	**1,52**
C	h	-662,5	7,53	7,08	7,69	7,32	**1,02**
	d		-8,25		-8,68	-8,18	**1,05**
D	h	-1 569,2	13,08	11,41	13,89	11,59	**1,06**
	d		-13,90		-15,63	-14,20	**1,12**
E	h	529,3	-13,12	-12,14	-13,24	-12,37	**1,01**
	d		15,79		16,70	16,32	**1,06**

Tabulka 7 – Porovnání napětí jednotlivých modelů

Pro další výpočet je poměr napětí mezi modely vyjádřen zvětšujícími součiniteli, kterými se následně vynásobí hodnoty napětí z prutového modelu. Součinitele jsou zavedeny dle následujícího vztahu:

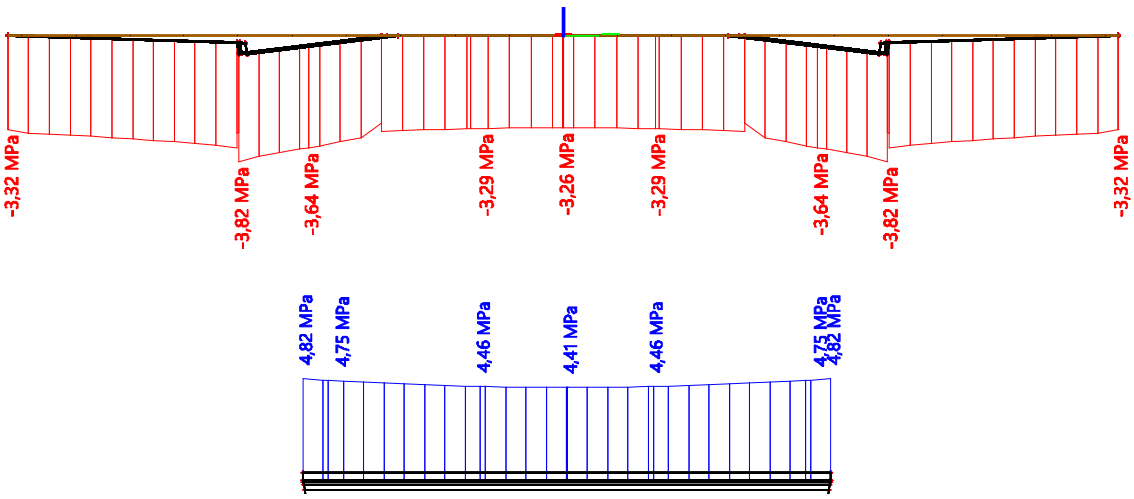
$$k_{h,i} = \frac{\sigma_{c,DS,i}^{h}}{\sigma_{c,PR,i}^{h}}; \quad k_{d,i} = \frac{\sigma_{c,DS,i}^{d}}{\sigma_{c,PR,i}^{d}}$$

Kde $\sigma_{c,PR}$ je napětí vypočtené prutovém modelu a $\sigma_{c,DS}$ je napětí vypočtené deskostěnovém modelu.

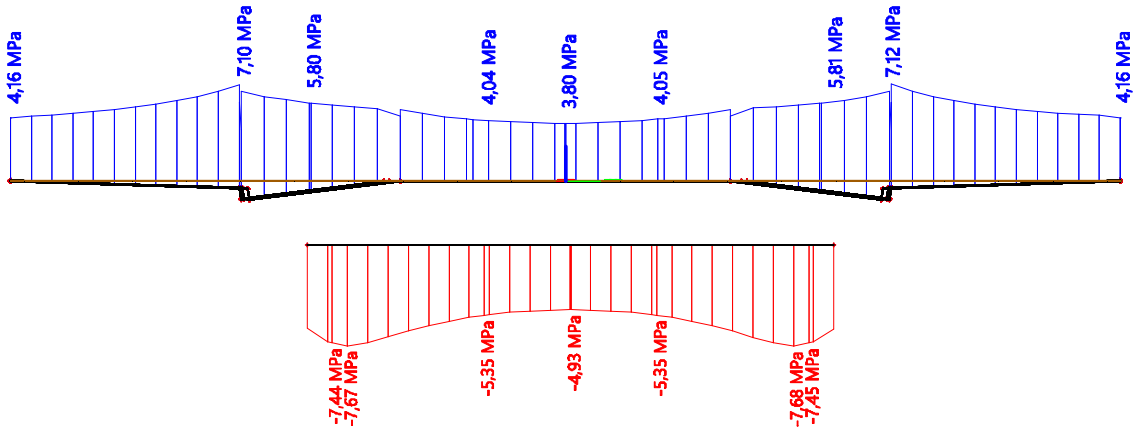


Obrázek 16 – Zvětšující součinitele napětí po délce konstrukce

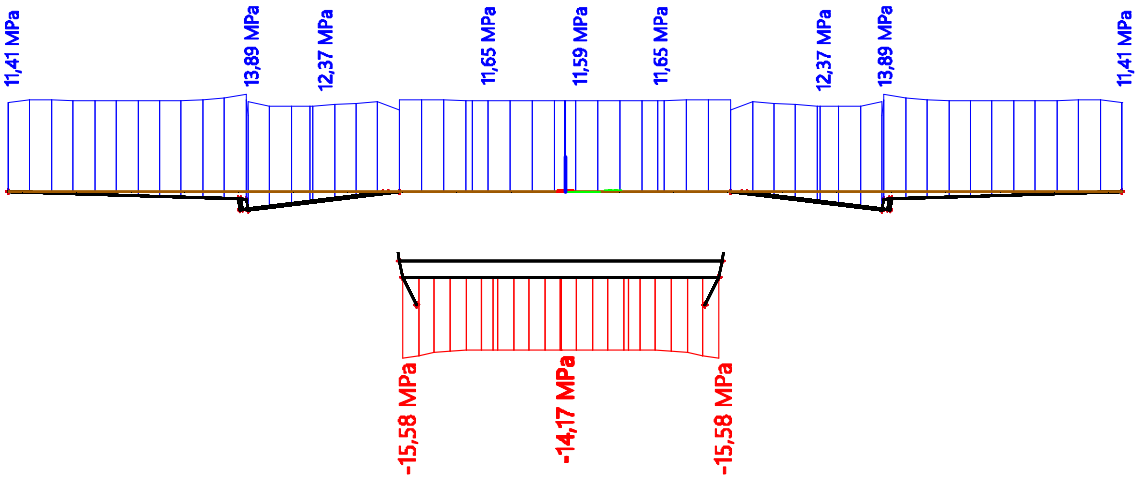
Průběhy napětí ve vybraných průřezech na deskostěnovém modelu



*Obrázek 17 – Průběh napětí – řez **A (pole 1)***



*Obrázek 18 – Průběh napětí – řez **B (pilíř 2)***



*Obrázek 19 – Průběh napětí – řez **D (pilíř 3)***

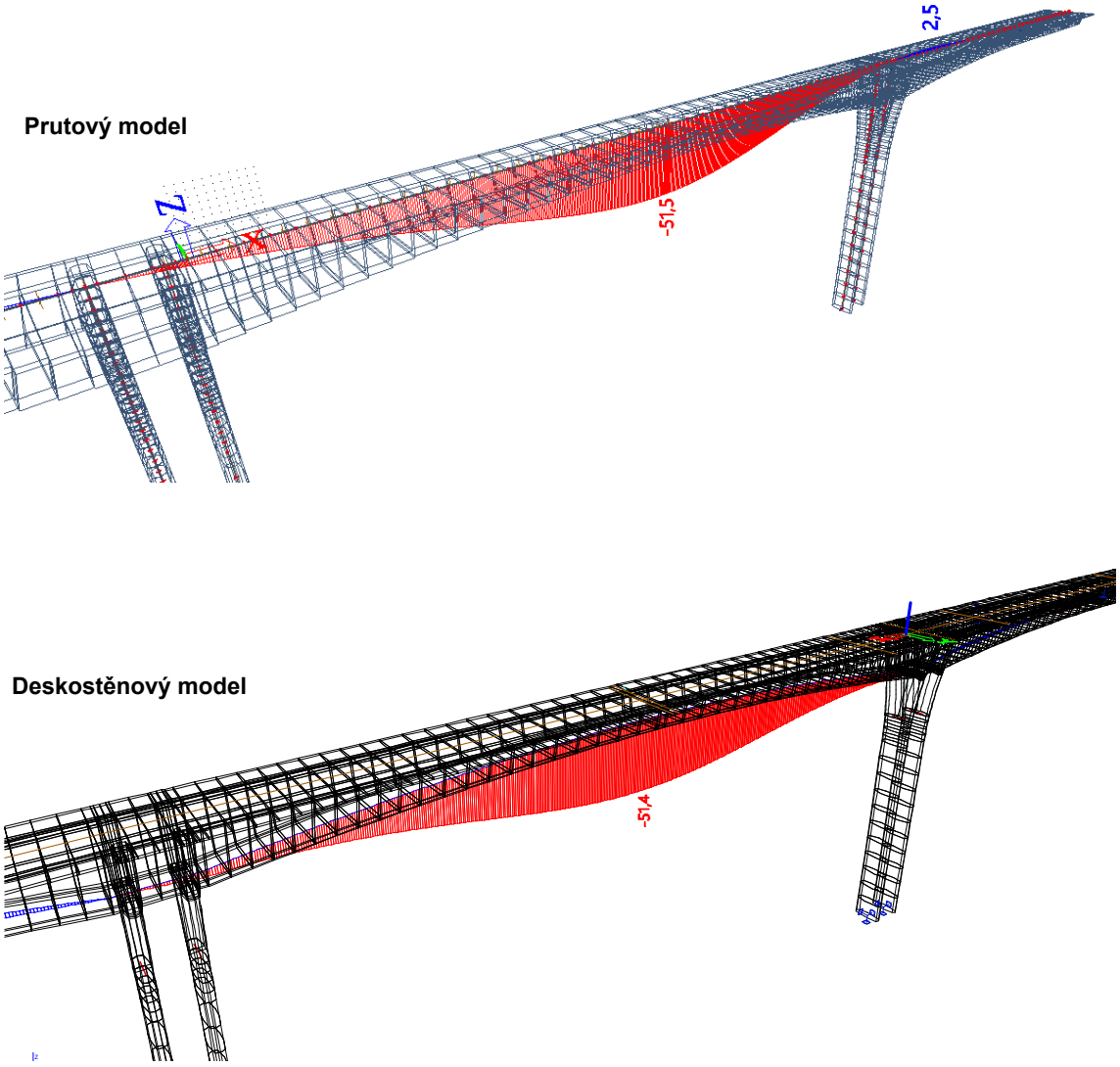
6.2 Porovnání průhybu

Na oba modely je aplikováno

- ostatní stálé zatížení o hodnotě 4,62 kN/m^2 ~ 94,7 kN/m
- zatížení po celé délce mostu o hodnotě 26,00 kN/m^2 ~ 533 kN/m, které přibližně simuluje zatížení vlastní tíhou.

Vzájemné porovnání uvádí Obrázek 19 a Obrázek 20. Ve výpočetním programu je v prutovém modelu zahrnuta smyková deformace stěn, proto je deformace na obou modelech prakticky identická.

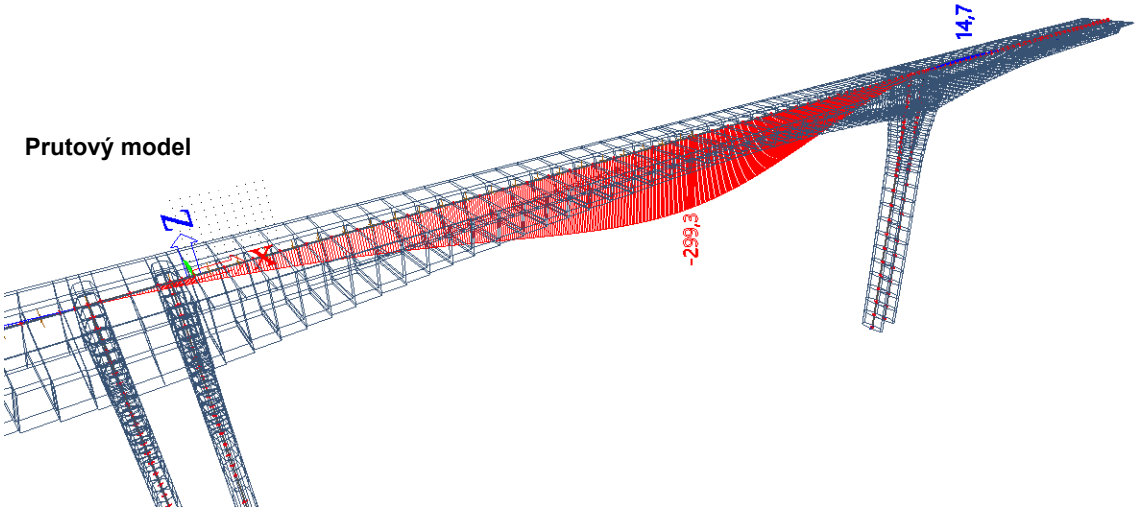
Ostatní stálé zatížení



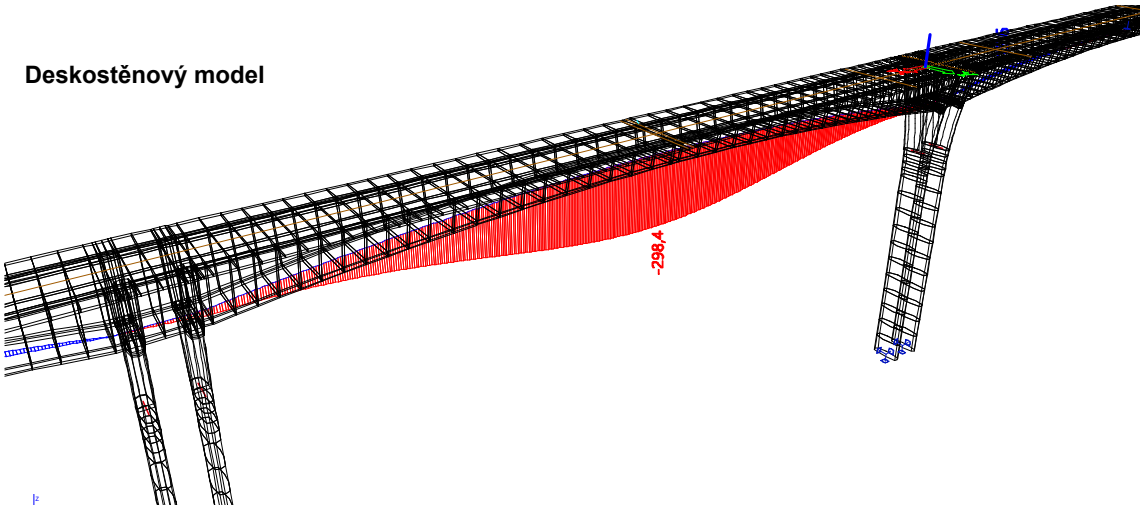
Obrázek 20 – Porovnání průhybu od ostatního stálého zatížení

Zatížení po celé délce mostu o hodnotě 26,00 kN/m2

Prutový model



Deskostěnový model



Obrázek 21 – Porovnání průhybu od zatížení 26 kN/m²

7 Předpětí

7.1 Konstrukční zásady

Návrh krycí vrstvy betonářské výztuže

$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$

kde:

c_{nom} je nominální krycí vrstva výztuže

c_{min} je minimální krycí vrstva výztuže

Δc_{dev} je přídavek na návrhovou odchylku

$\Delta c_{dev} = 10$ mm

$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} + \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\}$

kde:

$c_{min,b}$ je minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti

$c_{min,dur}$ je minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí

$\Delta c_{dur,\gamma}$ je přídavná bezpečností složka

$\Delta c_{dur,st}$ je redukce minimální krycí vrstvy při použití nerezové oceli

$\Delta c_{dur,add}$ je redukce minimální krycí vrstvy při použití přídavné ochrany

$c_{min,b} = 1{,}5\ \emptyset = 1{,}5 \,.\, 25 = 37{,}5$ mm

Stanovení $c_{min,dur}$:

Stupeň vlivu prostředí: XC4 + XF2 + XD1

Třída konstrukce: S4 + 2 – 1 = S5

$c_{min,dur} = 40$ mm

$\Delta c_{dur,\gamma} = 0$ mm

$\Delta c_{dur,st} = 0$ mm

$\Delta c_{dur,add} = 0$ mm

$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} + \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\} =$

$= \max\{37{,}5; 40; 10\} = 40$ mm

$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 40 + 10 \text{ mm} = \mathbf{50\ mm}$

Návrh krycí vrstvy předpínací výztuže

$\Delta c_{dev} = 10$ mm

$c_{min,b} = \min(\emptyset_p; 80\ mm) = \min(137\ mm; 80\ mm) = 80\ mm$

Třída konstrukce: S4 + 2 – 1 = S5

$c_{min,dur} = 50\ mm$

$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} + \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\ mm\} =$

$= \max\{80; 50; 10\} = 80\ mm$

$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 80 + 10\ mm = \mathbf{90\ mm}$

7.2 Návrh předpínacích kabelů

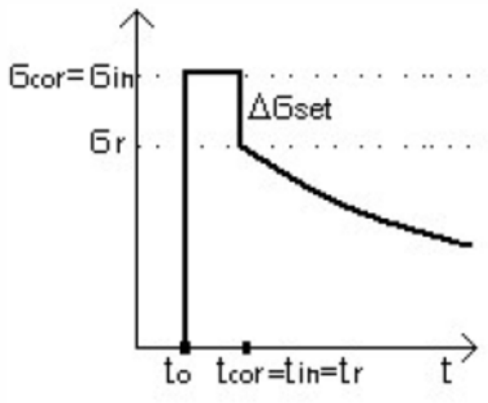
Veškeré kabely jsou navrženy jako dodatečně předpjaté se soudržností. Pro výpočet byla použita sedmi drátová splétaná lana VSL s průměrem 15,7 mm s ocelovými kabelovými kanálky.

Předpětí je vždy vedeno polygonální dráhou s kružnicovými oblouky s příslušným poloměrem zaoblení.

Vstupní parametry výpočtu

Minimální poloměr zaoblení (pro 37 lan):	$R_{min} = 3\sqrt{F_{pk}}$	=	9,65 m
Minimální délka přímé části v místě kotvení:	L_{min}	=	1,50 m
Vnější poloměr kabelového kanálku:	d_{ext}	=	137 mm
Minimální světlá vzdálenost mezi kanálky:	$x = 0{,}7.d_{ext}$	=	96 mm
Minimální osová vzdálenost mezi kanálky:	b	=	233 mm
Součinitel tření mezi lany a kanálkem:	μ	=	0,18
Nezamýšlená změna směru:	k	=	0,005 m^{-1}
Pokluz v kotvě	s	=	6 mm
Doba podržení napětí	t	=	5 min

Postup napínání je zvolen dle Obrázku 22 s podržením napínacího napětí pro omezení relaxace předpínacích lan.



Obrázek 22 – Postup napínání

Uvažované ztráty (počítány automaticky programem SCIA Engineer):

Krátkodobé	Dlouhodobé
Ztráty třením	Ztráty dotvarováním a smršťováním
Ztráty pokluzem v kotvě	Ztráty dlouhodobou relaxací
Ztráty pružným přetvořením betonu	
Ztráty postupným předpínáním	

Tabulka 8 – Ztráty předpětí

Z důvodu omezené výpočetní kapacity jsou kabely se stejnou geometrií sdruženy do ideálního kabelu, který následně vstupuje do výpočtu. Vždy jsou sdruženy maximálně 4 kabely (2+2 v každé stěně komory). Vzdálenost řezů kabelů pro výpočet je určena hodnotou 0,40 m. Celkem výpočetní model obsahuje sdružených 62 kabelů, které dohromady představují 164 reálných kabelů.

U popisu kabelů je vždy ukázka silových účinků celé skupiny kabelů na konstrukci (obrázky 23 až 30). V horní části je normálová síla ve spodní části celkový ohybový moment od předpětí. Hodnoty jsou jsou v MN a MNm.

Označení kabelů

XX_aa-bb

XX – viz Tabulka 9 – Označení kabelů

aa – číslo sdruženého kabelu (ve výpočetním modelu)

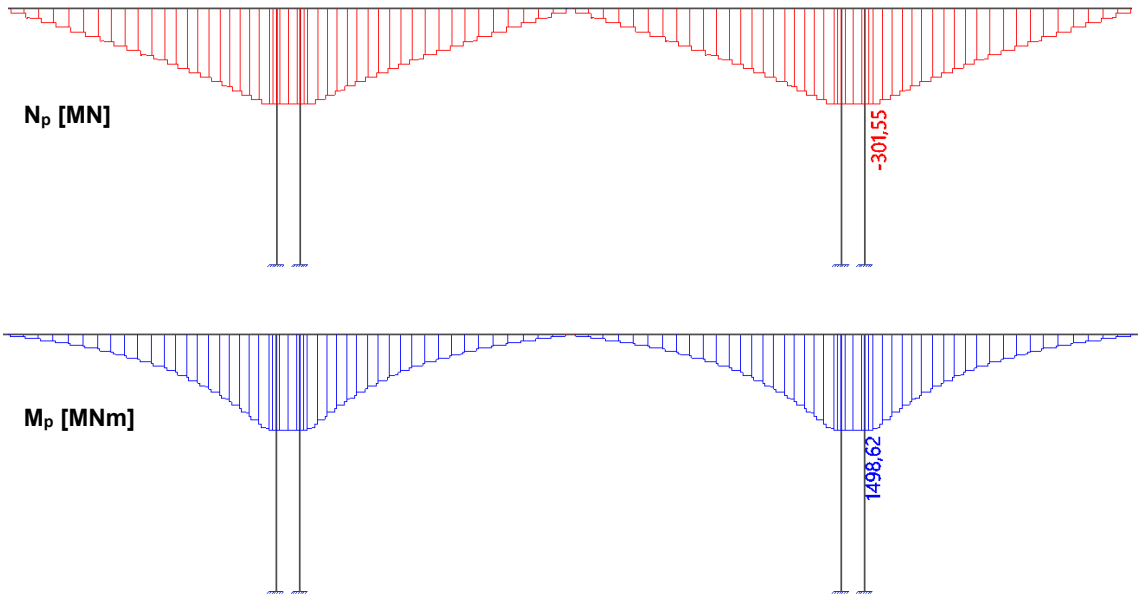
bb – číslo reálného kabelu obsaženého ve sdruženém kabelu

Vahadlové kabely (pilíř 3)	VA
Vahadlové kabely (pilíř 4)	VB
Kabely v poli 1 (zvedané)	KA
Kabely v poli 2	SA
Kabely v poli 3	PO
Kabely v poli 4	SB
Kabely v poli 5 (zvedané)	KB
Kabely spojitosti (pole 1 a 2)	ZA
Kabely spojitosti (pole 3)	ZC
Kabely spojitosti (pole 4 a 5)	ZB

Tabulka 9 – Označení kabelů

7.2.1 Vahadlové kabely (VA, VB)

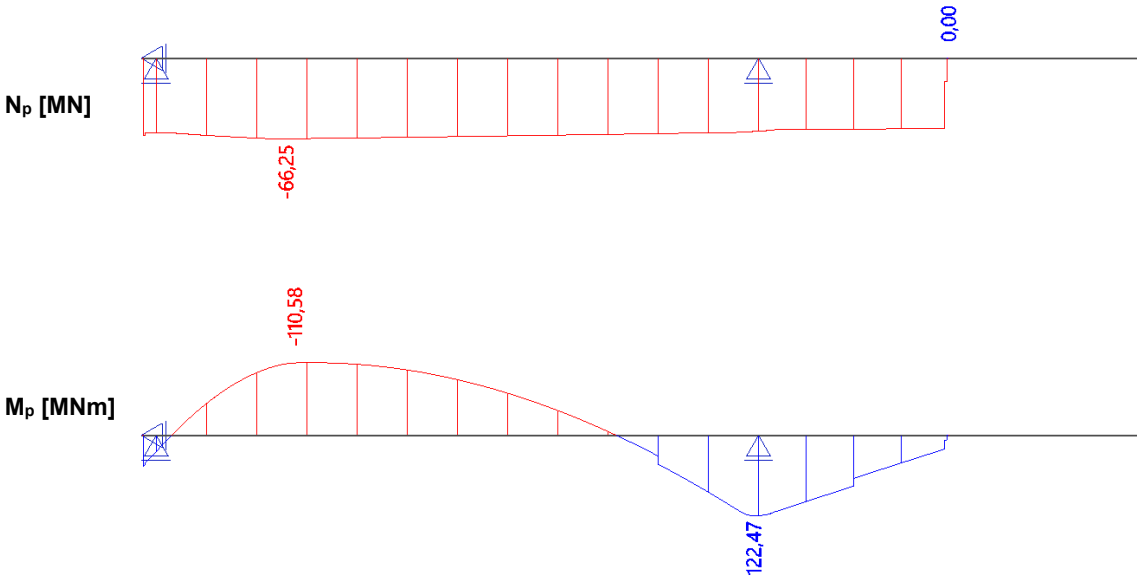
V každém vahadle je v horní desce umístěno 21 páru přímých kabelů se 37 lany, které slouží pro vyrovnání záporných momentů od vlastní tíhy při výstavbě konzol.



Obrázek 23 – Silové účinky VA, VB

7.2.2 Kabely v krajních polích (KA, KB)

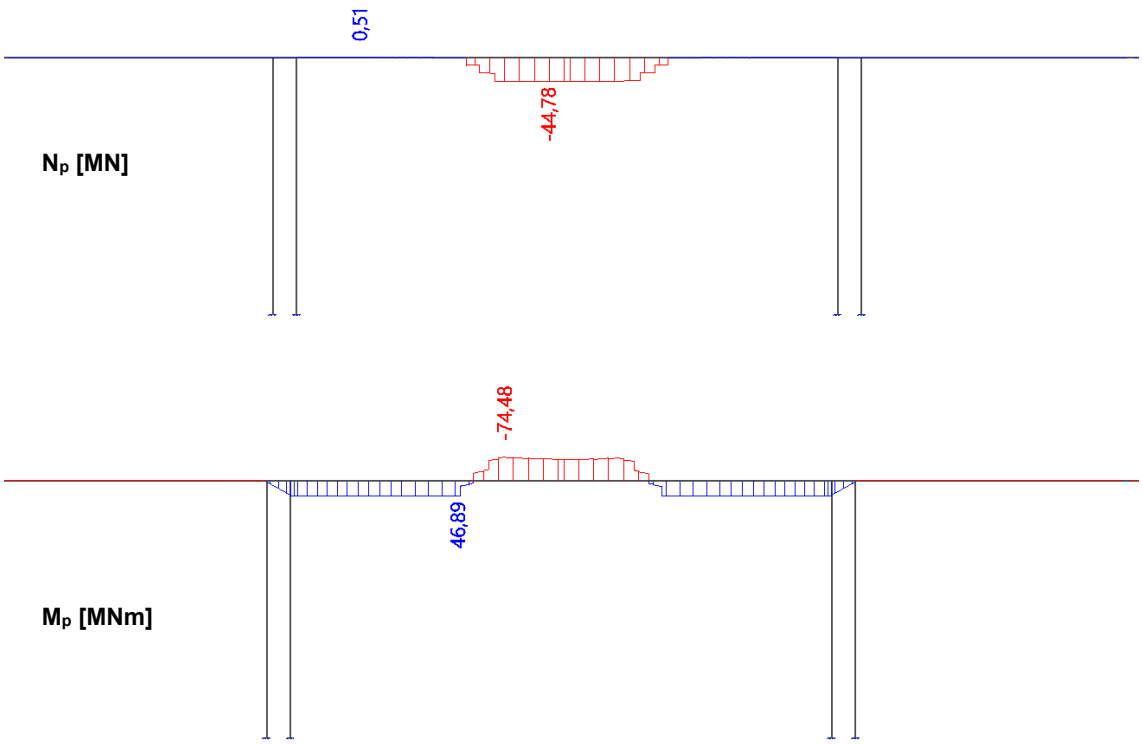
Jedná se o průběžné zvedané kabely v části konstrukce betonované na skruži (prostý nosník s převislým koncem), umístěné ve třech vrstvách do stěn komory. Každý z 12 kabelů se skládá z 27 lan.



Obrázek 24 – Silové účinky KA

7.2.3 Kabely ve středním poli (PO)

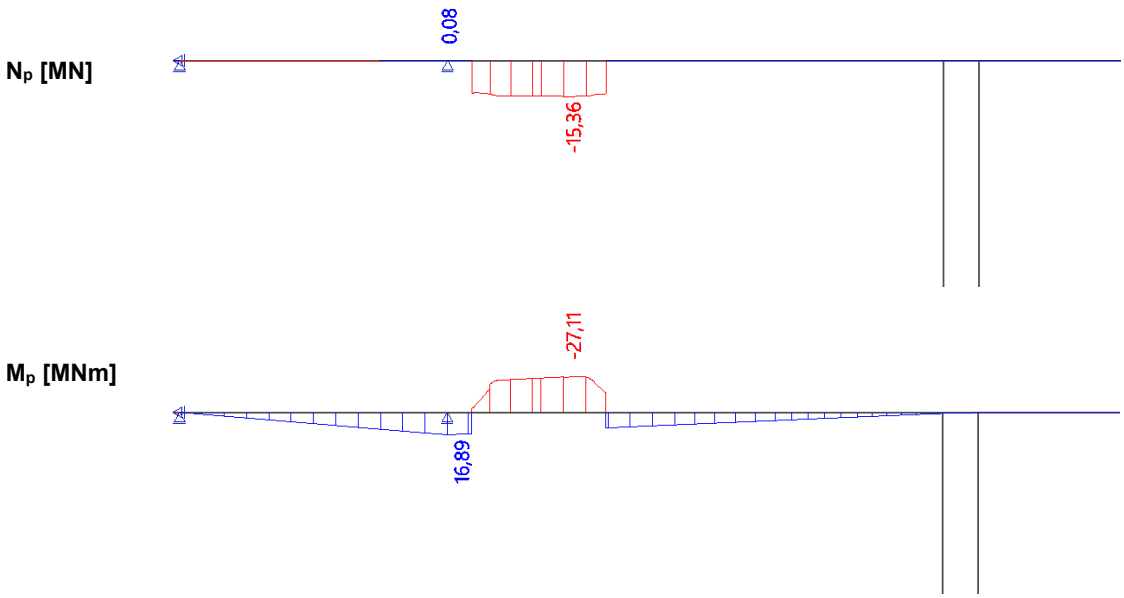
Kabely umístěné ve spodní desce komory, jejíž tvar zakřivení kopírují. Celkem 12 kabelů, kotvených v nálitcích vystupujících z dolní desky, je tvořeno vždy 37 lany. Předpětí vnáší tlakovou sílu do oblasti spojení vahadel, ale především zachycuje kladné momenty ve středu pole v pozdějších fázích působení konstrukce.



Obrázek 25 – Silové účinky PO

7.2.4 Kabely v poli 2 a 4 (SA, SB)

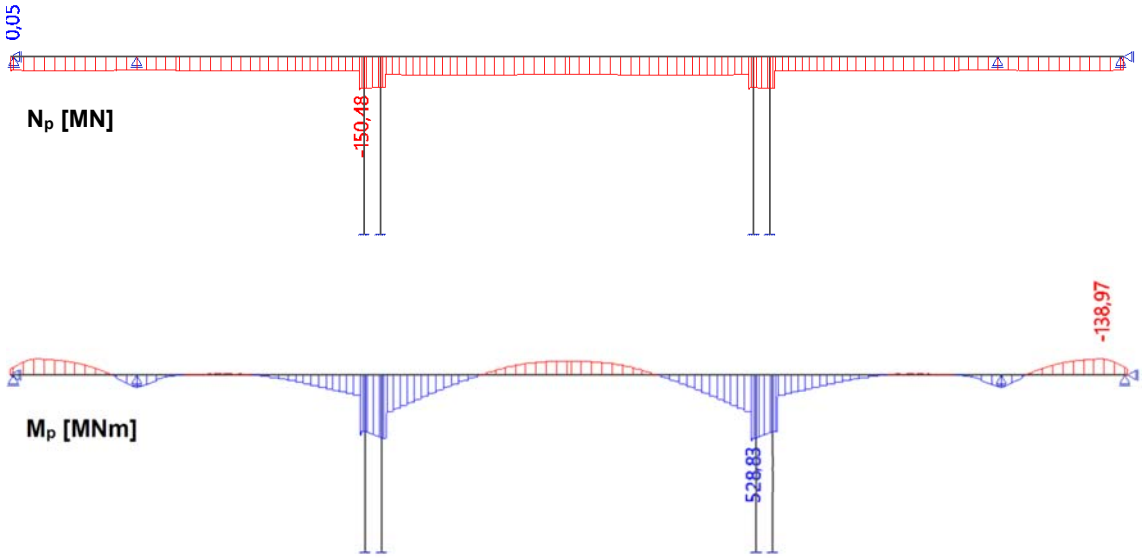
Jedná se kabely umístěné ve spodní desce, které zajišťují vnesení tlakové síly do oblastní spojení vahadla a krajní části konstrukce. Dále slouží pro vyrovnání kladných momentů, vzniklých v průběhu životnosti. Jedná se vždy o 4 kabely z 19 lan.



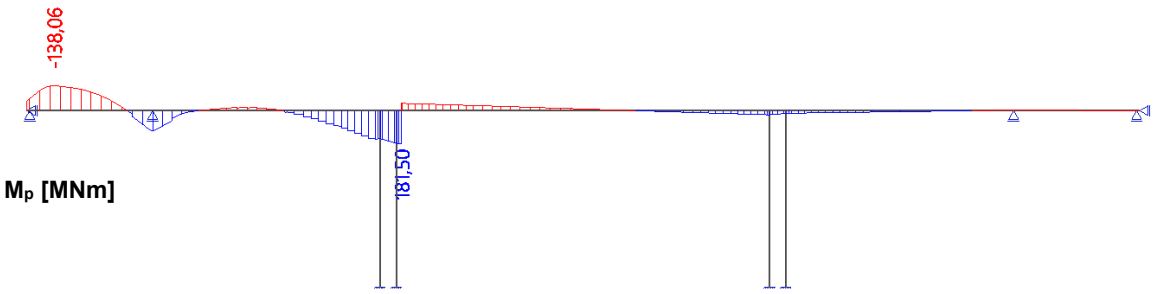
Obrázek 26 – Silové účinky SA

7.2.5 Kabely spojitosti

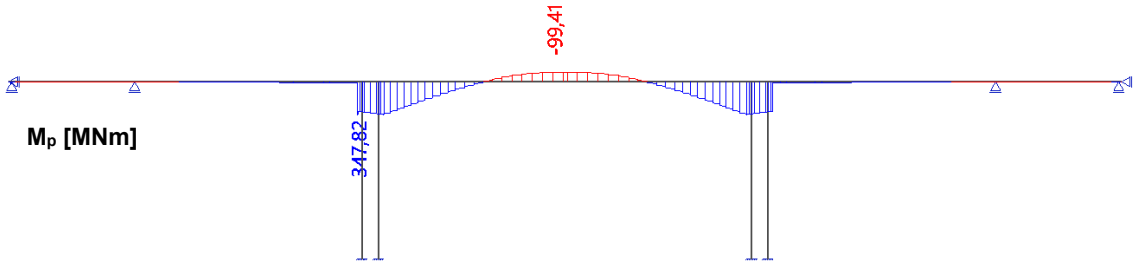
Celkem 12 zvedaných kabelů v každé části, tvořených z 27 (kabely ZA, ZB), resp. z 37 lan (kabely ZC), pokrývá celou délku nosné konstrukce. Kotvení je realizováno v koncových ztuženích a místech rámového spojení pilíře s nosnou konstrukcí. Předpětí je umístěno v stěnách komory, v místě zárodků se jednotlivé kabely z přilehlých polí překrývají pro dosažení větší předpínací síly v nejvíce namáhaném řezu konstrukce.



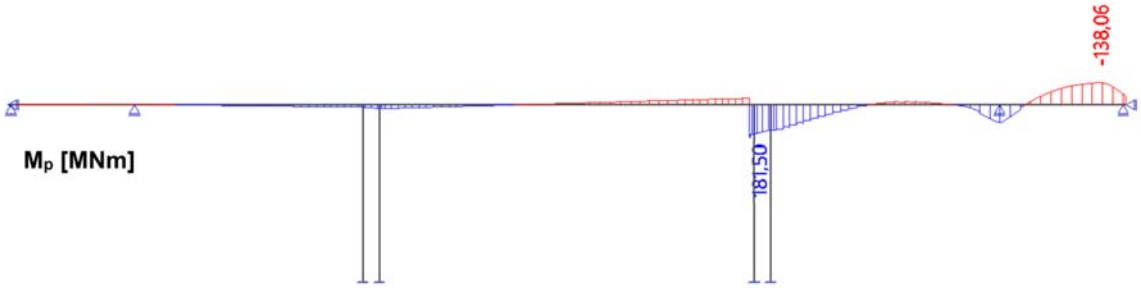
*Obrázek 27 – Silové účinky **ZA +ZB + ZC***



Obrázek 28 – Ohybový moment od ZA

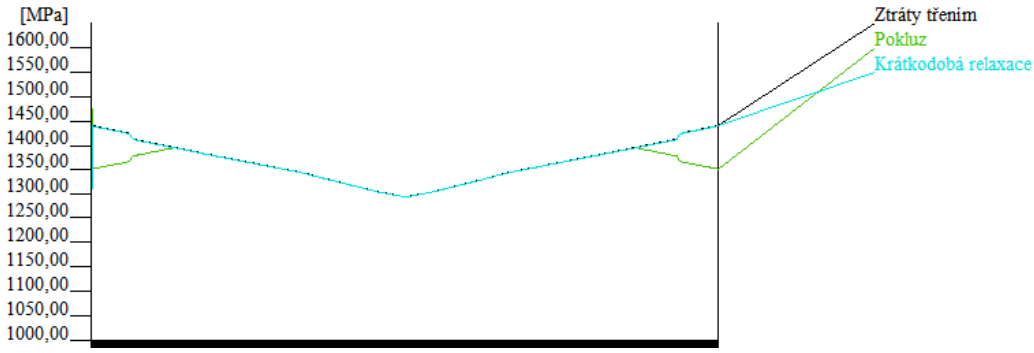


Obrázek 29 – Ohybový moment od ZC

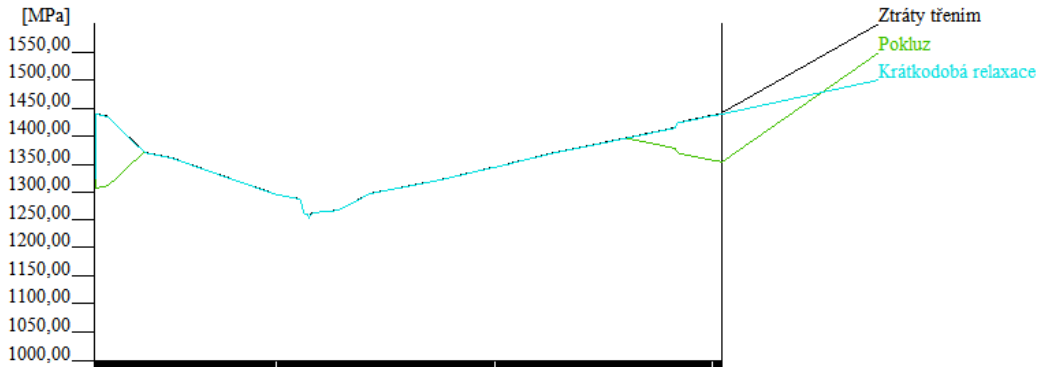


Obrázek 30 – Ohybový moment od ZB

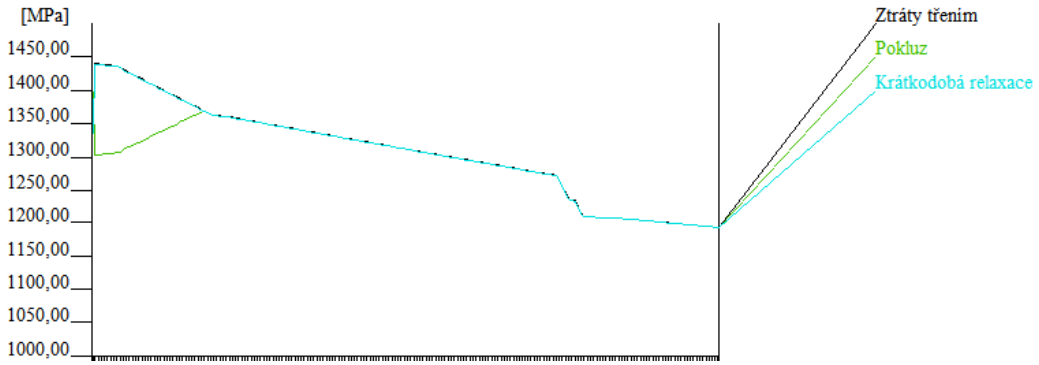
Následující obrázky ukazují krátkodobé ztráty vybraných kabelů.



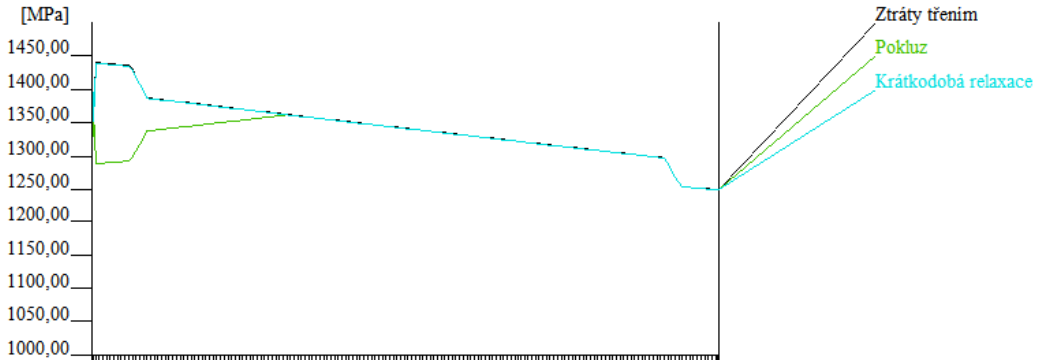
Obrázek 31 – Krátkodobé ztráty – ZC_01



Obrázek 32 – Krátkodobé ztráty – ZA_01



Obrázek 33 – Krátkodobé ztráty – KA_01



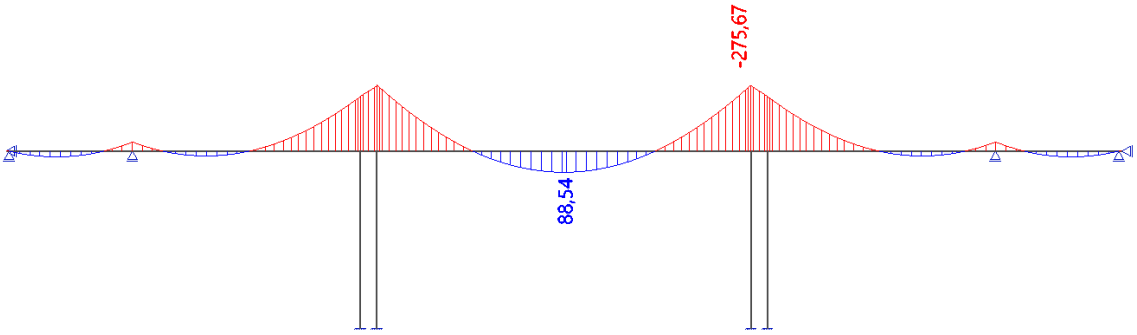
Obrázek 34 – Krátkodobé ztráty – PO_01

8 Výpočet vnitřních sil a kombinací

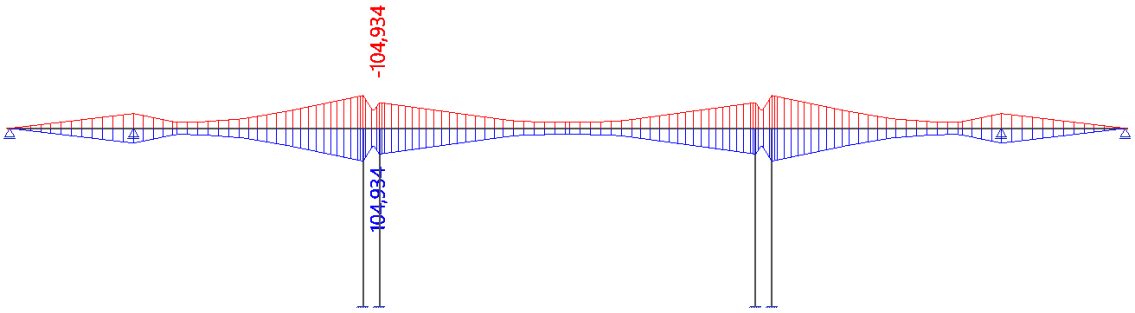
8.1 Vnitřní síly od vybraných zatěžovacích stavů

Výpočet je proveden v programu SCIA Engineer včetně sil od předpětí a ztrát. Výsledné charakteristické hodnoty ohybových momentů v MNm od vybraných zatěžovacích stavů zobrazují následující obrázky.

8.1.1 Stálé zatížení

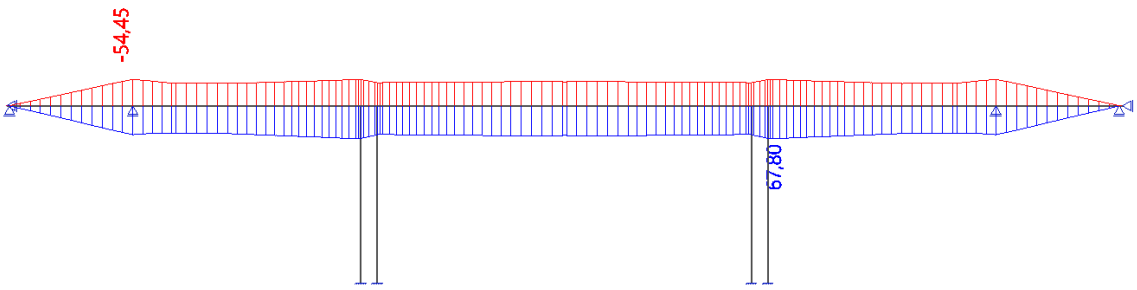


Obrázek 35 – Ostatní stálé



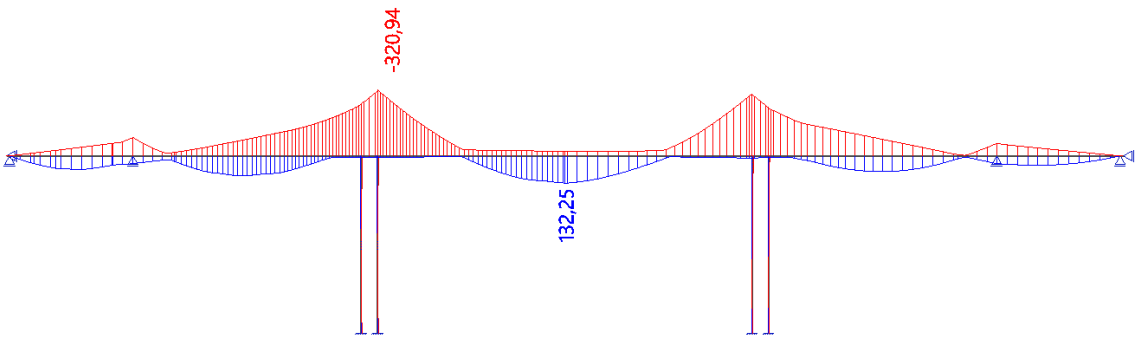
Obrázek 36 – Poklesy podpor

8.1.2 Proměnné – teplota

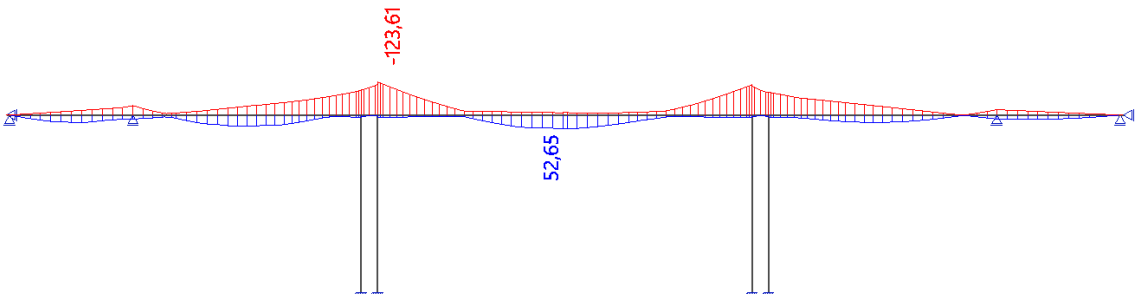


Obrázek 37 – Teplota

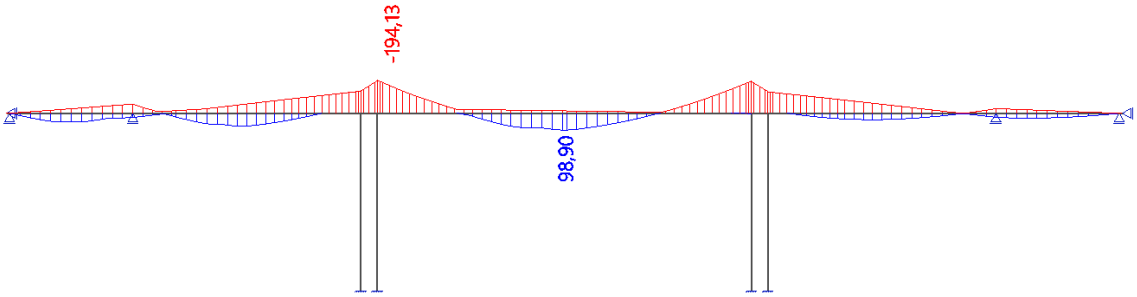
8.1.3 Proměnné – doprava



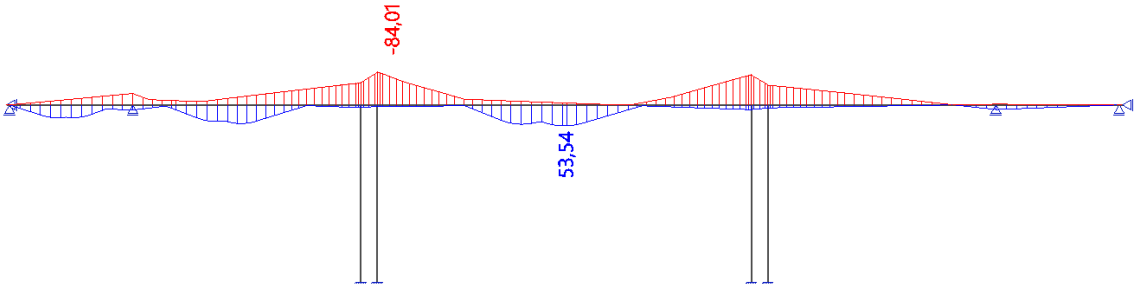
Obrázek 38 – LM1 + chodníky



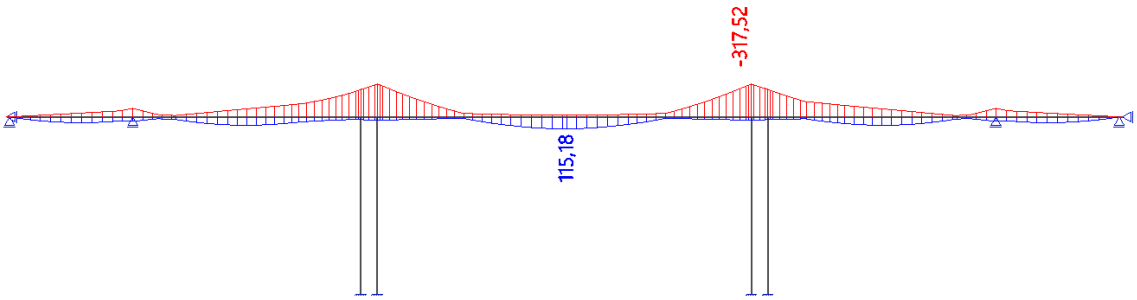
Obrázek 39 – LM1 (častá hodnota) + vodorovné



Obrázek 40 – LM3 1 800 kN



Obrázek 41 – LM3 3 000 kN



Obrázek 42 – LM4 + chodníky

8.2 Kombinace

Kombinace vnitřních sil jsou rovněž sestaveny včetně předpětí a ztrát v programu SCIA Engineer, ze kterého byly odečteny hodnoty normálových sil N a ohybových momentů M_y. Jako hlavní proměnné zatížení je postupně uvažováno zatížení od dopravy gr1a, gr2, gr4, gr5 a zatížení teplotou.

Kombinace pro MSÚ

Rovnice 6.10 podle ČSN EN 1990:

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_G G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_P P \text{ "+" } \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Rovnice 6.10a a 6.10b podle ČSN EN 1990:

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_G G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_P P \text{ "+" } \gamma_{Q,1} \Psi_{0,1} Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$\sum_{j\geq 1} \xi_j \gamma_G G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_P P \text{ "+" } \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Kombinace pro MSP

Charakteristická kombinace zatížení:

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

Častá kombinace zatížení:

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

Kvazistálá kombinace zatížení:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } P \text{ "+" } \sum_{i\geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Použité součinitele

Stálé zatížení		
nepříznivé	γ_{Gsup}	1,35
příznivé	γ_{Ginf}	1,00
Poklesy podpor		
nepříznivé	γ_{Gset}	1,20
příznivé	γ_{Gset}	0,00
Zatížení silniční dopravou		
nepříznivé	γ_Q	1,35
příznivé	γ_Q	0,00
Ostatní proměnná zatížení		
nepříznivé	γ_Q	1,50
příznivé	γ_Q	0,00

Tabulka 10 – Součinitele zatížení

Redukční součinitel pro stálá zatížení	ξ	0,85
Přídavný dynamický součinitel pro LM3 – 1,8 MN	φ	1,35
Přídavný dynamický součinitel pro LM3 – 3,0 MN	φ	1,05
součinitel tloušťky mostního svršku (oteplení horního povrchu)	k_{sur}	0,56
součinitel tloušťky mostního svršku (oteplení spodního povrchu)	k_{sur}	1,00

Tabulka 11 – Ostatní součinitele

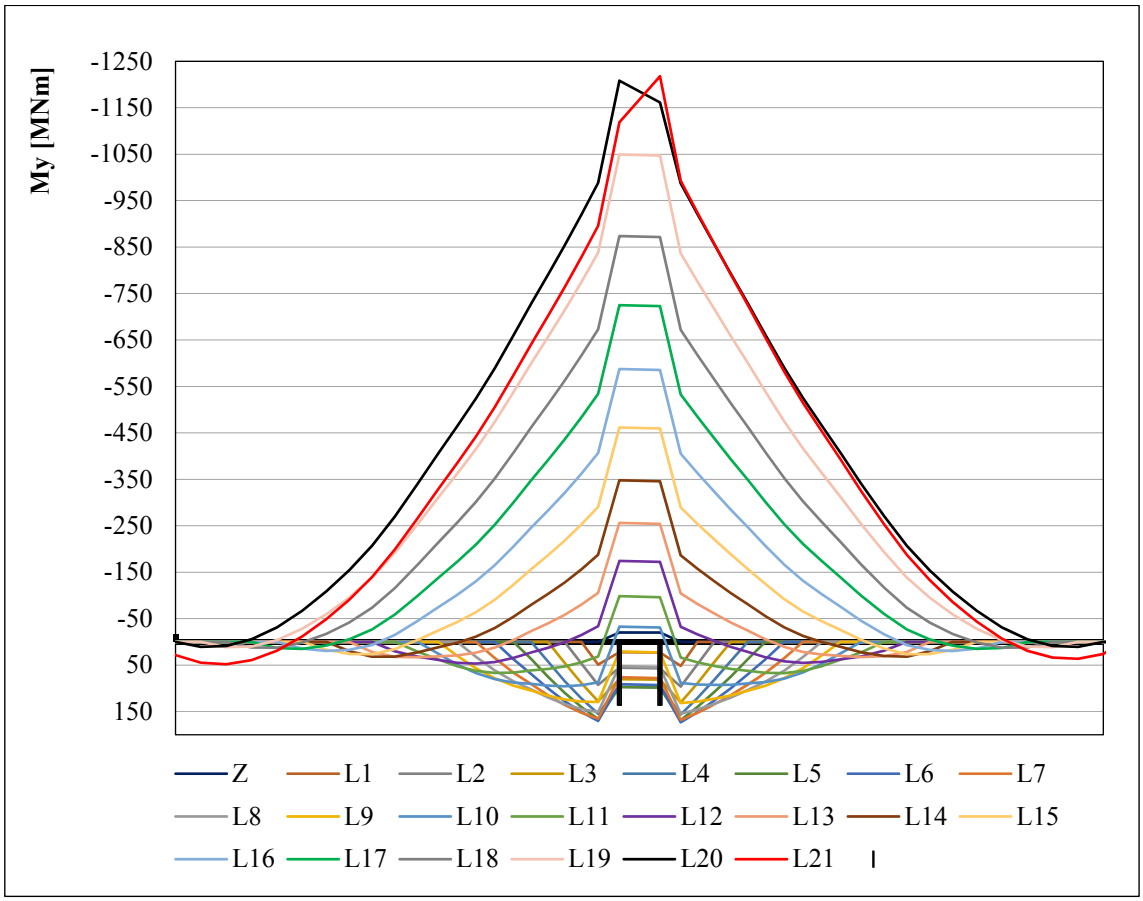
Zatížení	Značka		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Zatížení silniční dopravou	gr1a (LM1)	TS	0,75	0,75	0
		UDL	0,40	0,40	0
	Zatížení chodci + cyklisty		0,40	0,40	0
	gr2 (vodorovné síly)		0	0	0
	gr4 (LM4 – zatížení davem lidí)		0	-	0
	gr5 (LM3 – zvláštní vozidla)		0	-	0
Teplota	T_k		0,60	0,60	0,50
Staveništní	Q_c		1,00	-	1,00

Tabulka 12 – Kombinační součinitele

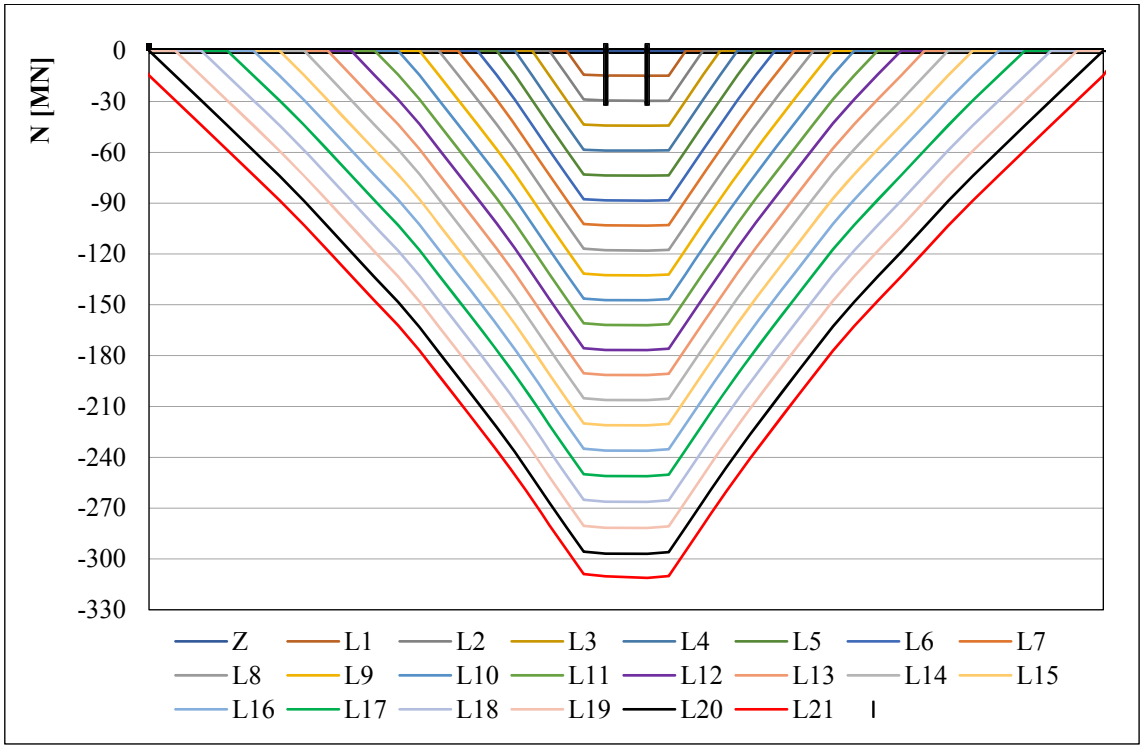
8.3 Výsledky kombinací pro MSP

Vnitřní síly ve vybraných fázích jsou vykresleny na Obrázku 43 až 56.

Výstavba vahadla

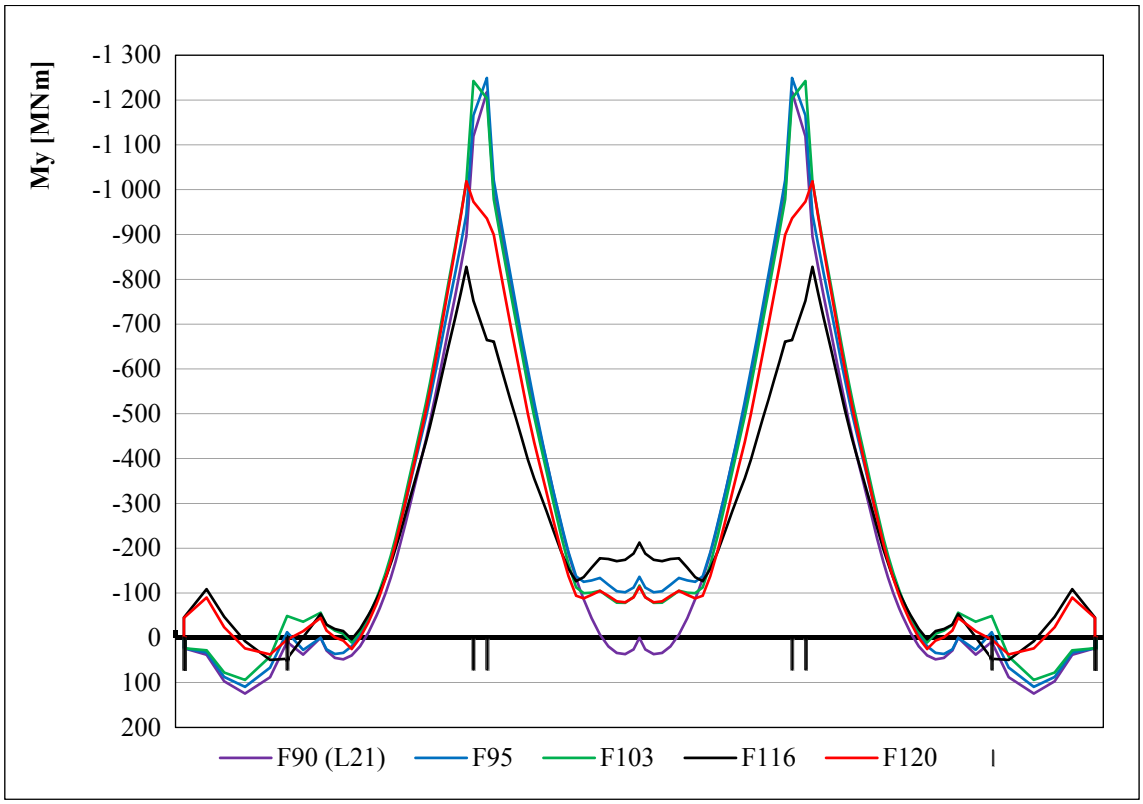


Obrázek 43 – Ohybový moment během výstavby vahadla

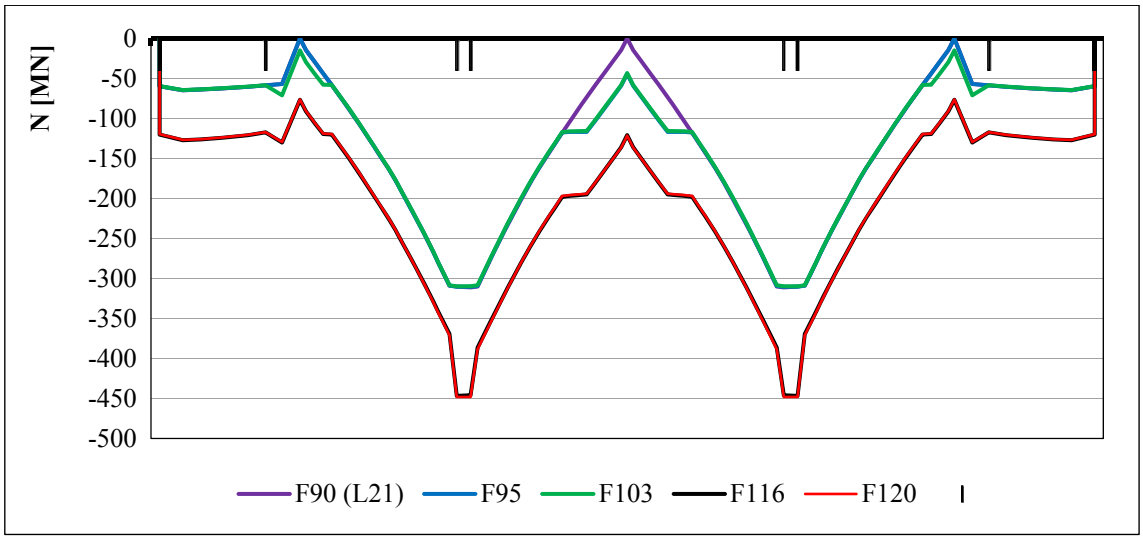


Obrázek 44 – Normálová síla během výstavby vahadla

Stavební fáze po dokončení vahadel

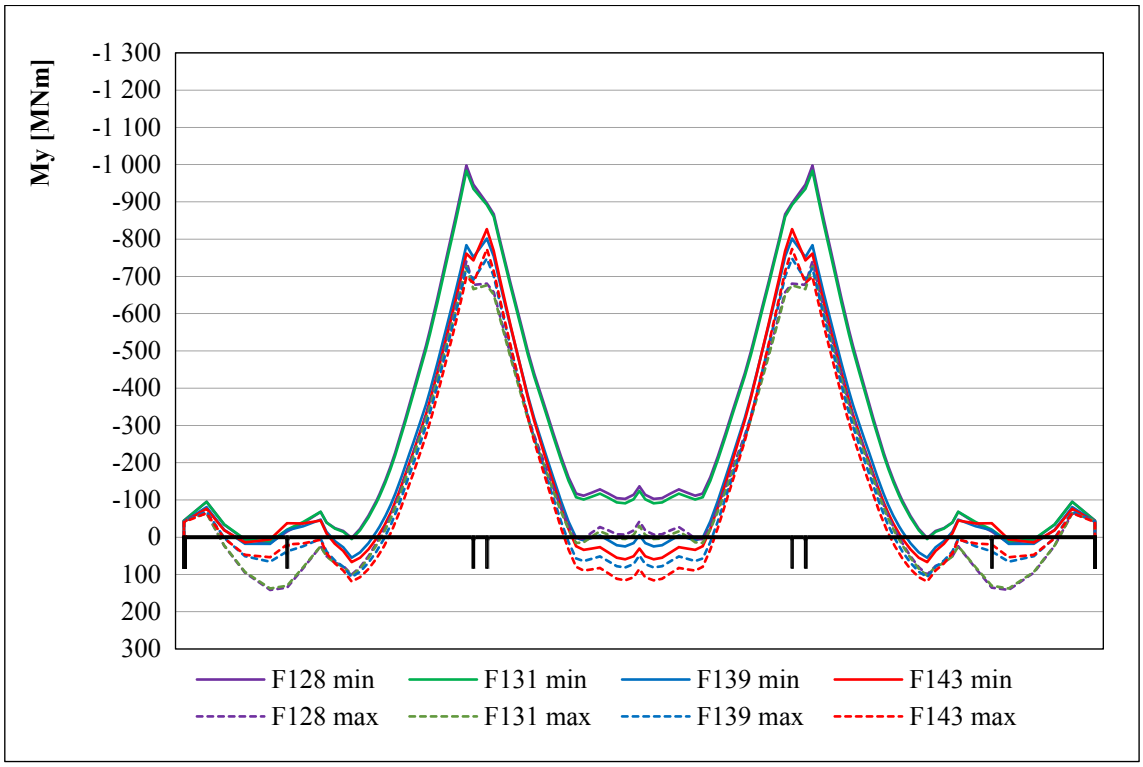


Obrázek 45 – Ohybový moment na konstrukci



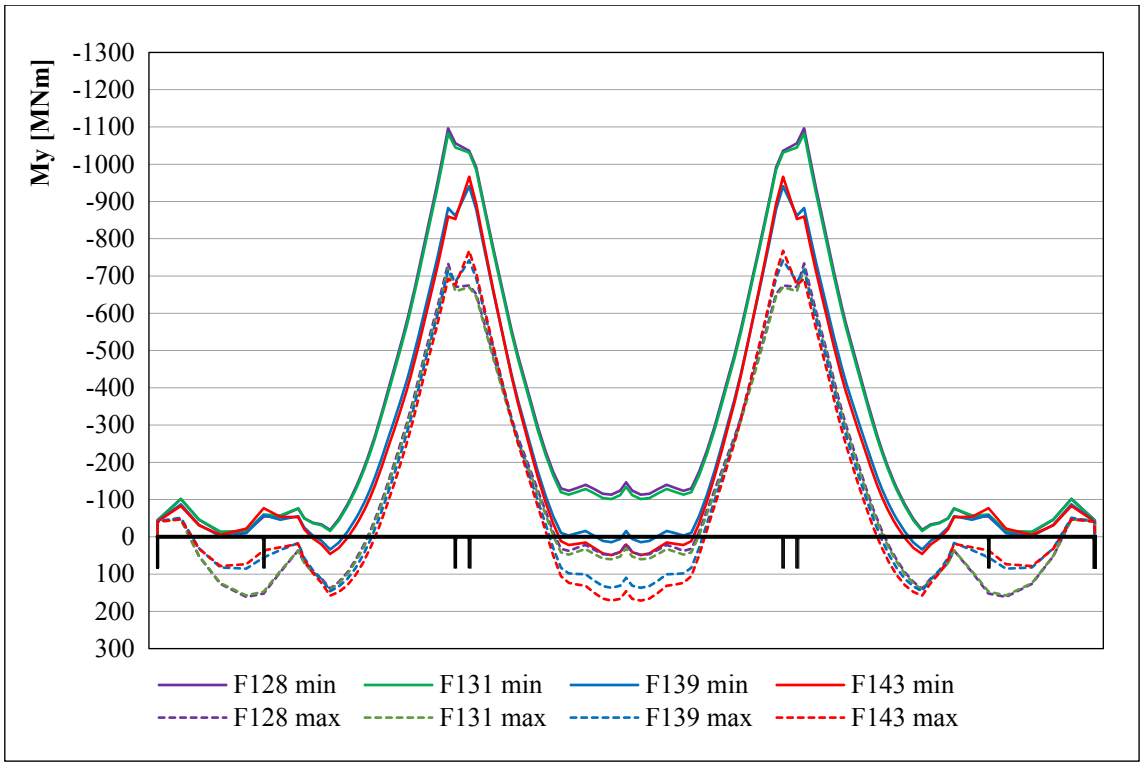
Obrázek 46 – Normálová síla na konstrukci

Provozní fáze – kvazistálá kombinace



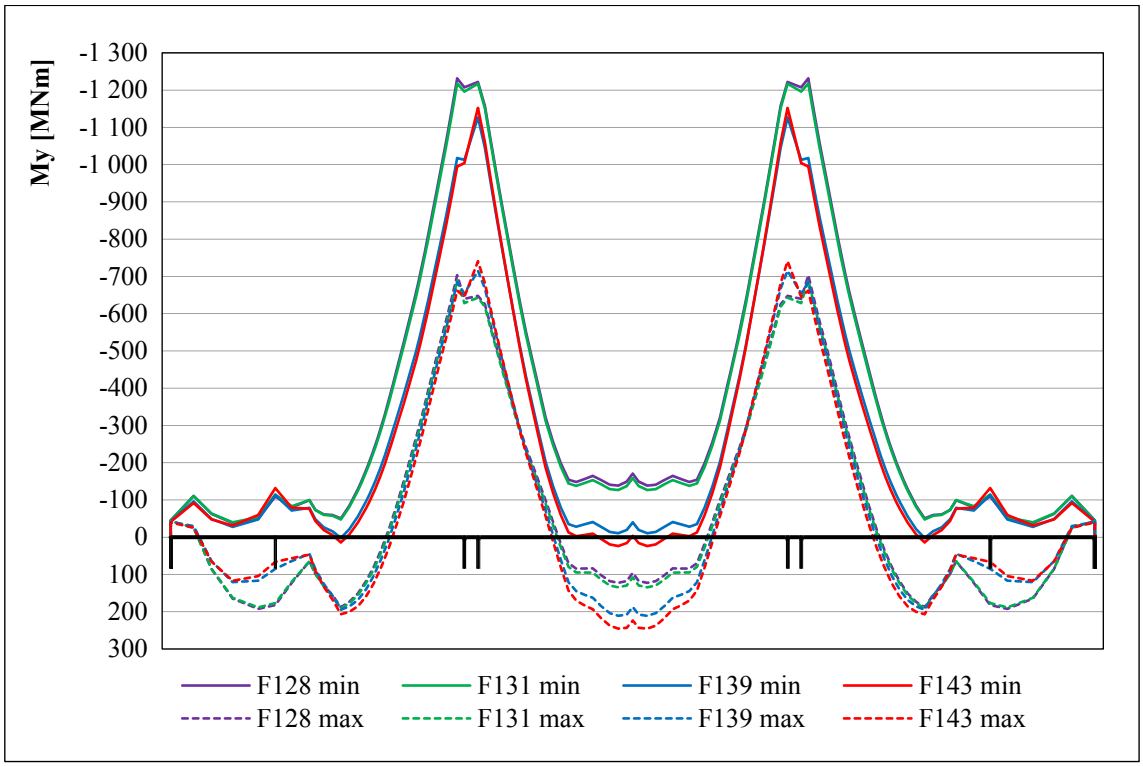
Obrázek 47 – Ohybový moment od kvazistálé kombinace

Provozní fáze – častá kombinace



Obrázek 48 – Ohybový moment od časté kombinace

Provozní fáze – charakteristická kombinace

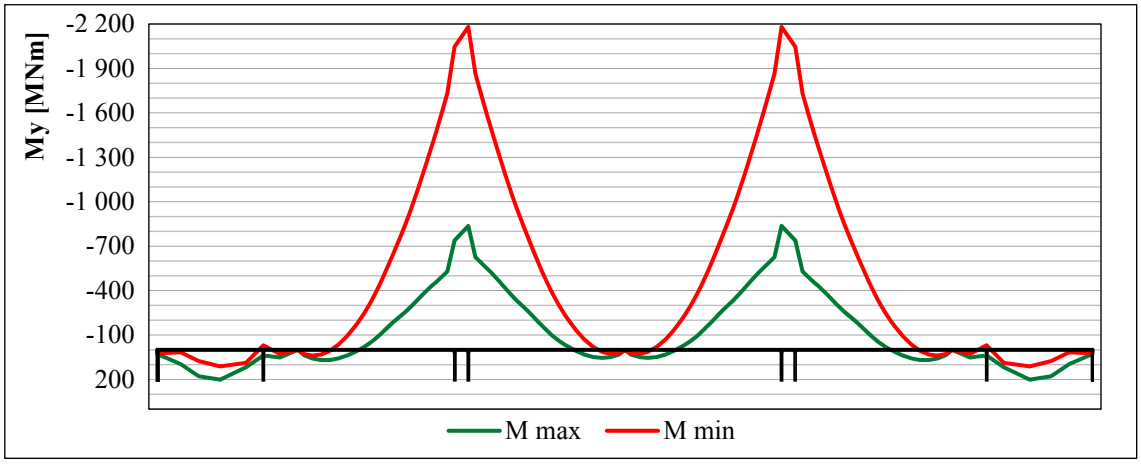


Obrázek 49 – Ohybový moment od charakteristické kombinace

8.4 Výsledky kombinací pro MSÚ

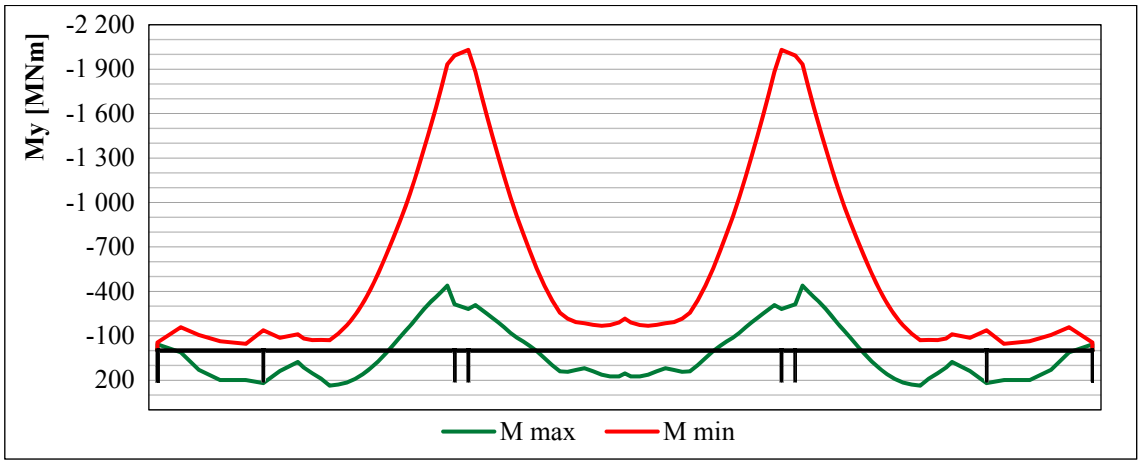
Uplatní se kombinace podle rovnice 6.10 dle ČSN EN 1990.

Fáze po dokončení vahadel



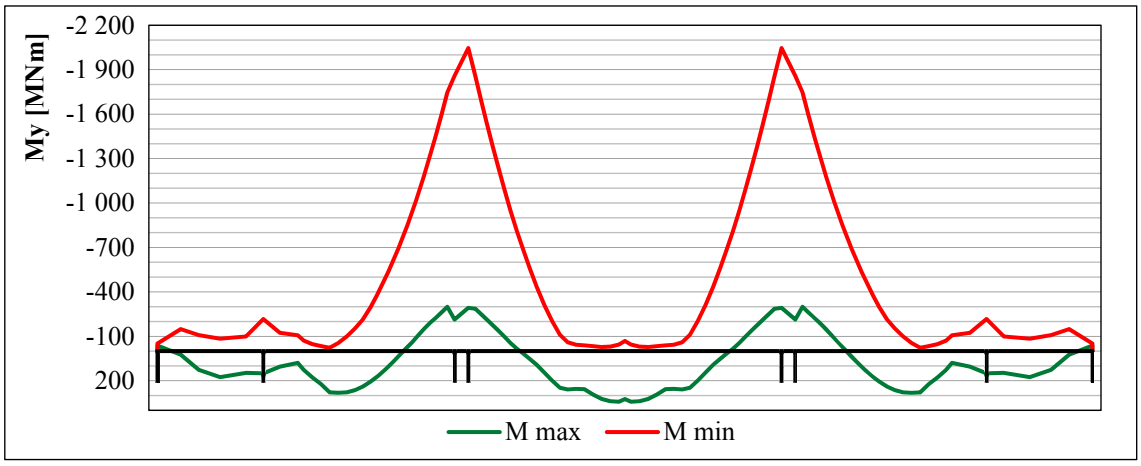
Obrázek 50 – Ohybový moment od kombinace 6.10

Uvedení do provozu



Obrázek 51 – Ohybový moment od kombinace 6.10

Konec životnosti

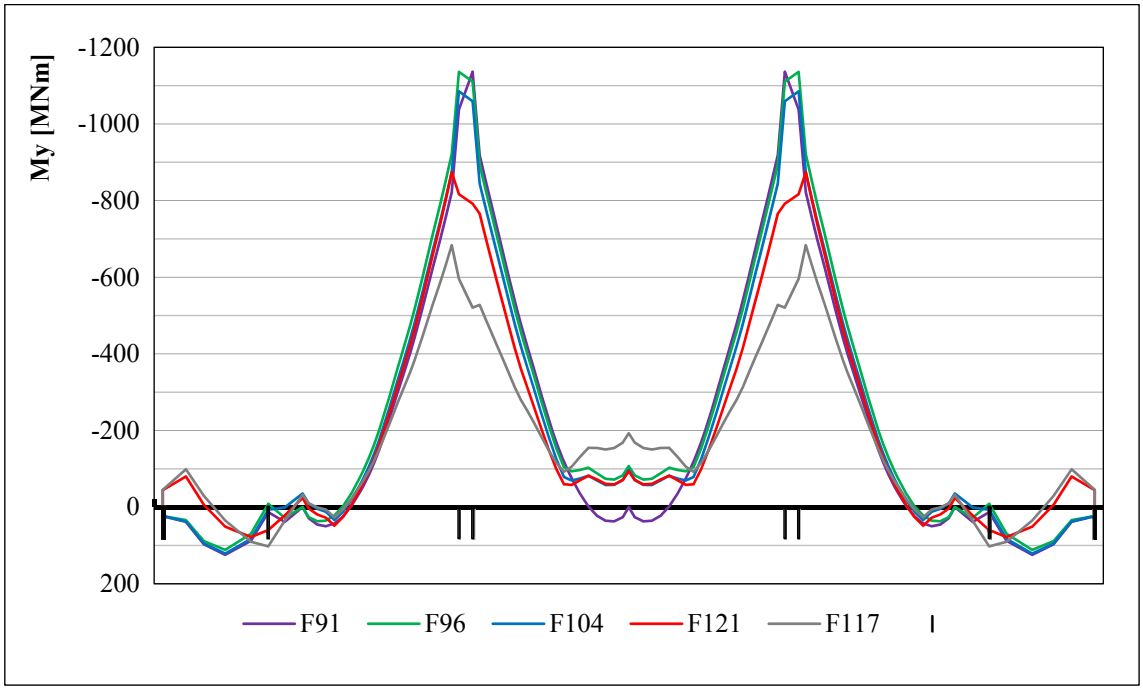


Obrázek 52 – Ohybový moment od kombinace 6.10

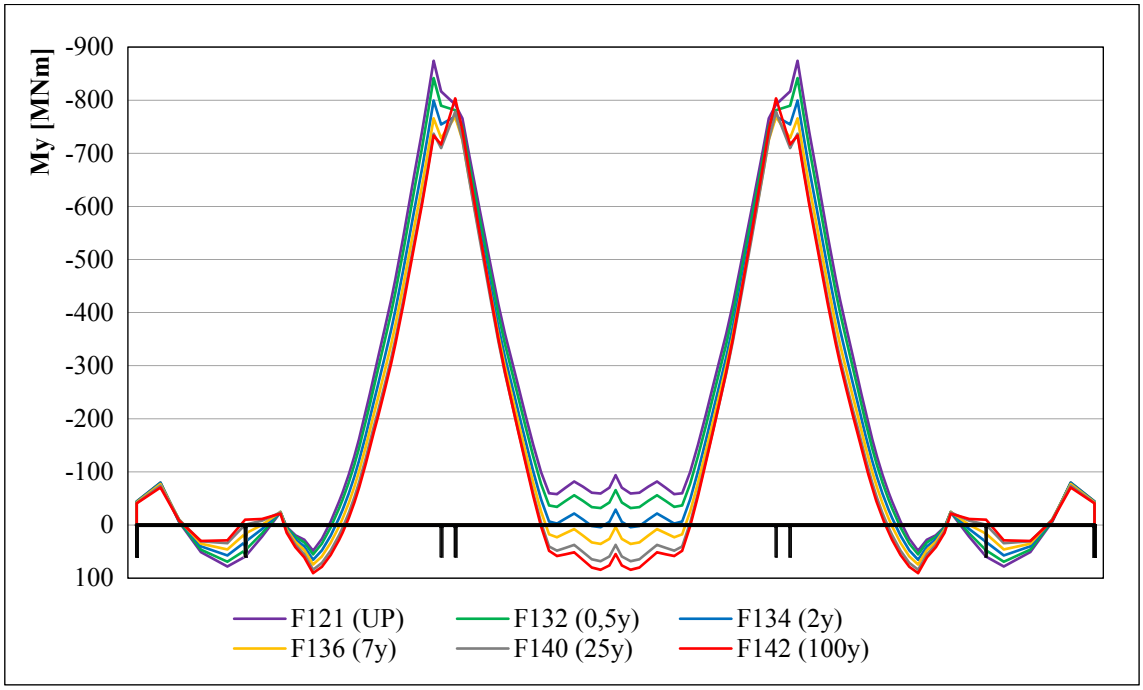
8.5 Vnitřní síly od stálého zatížení

Pro lepší charakteristiku časového vývoje sil na konstrukci je vykreslen ohybový moment a normálová síla pouze od stálého zatížení bez součinitelů, jedná se o vlastní tíhu, předpětí a ostatní stálé zatížení. Tato kombinace zatížení není předmětem posouzení, ale slouží jen pro lepší přehled.

Výpočet sil od stálého zatížení dále zahrnuje srovnání výsledných hodnot vnitřních sil, příslušných napětí a průhybu v závislosti na rychlosti výstavby.



Obrázek 53 – Ohybové momenty od stálého zatížení



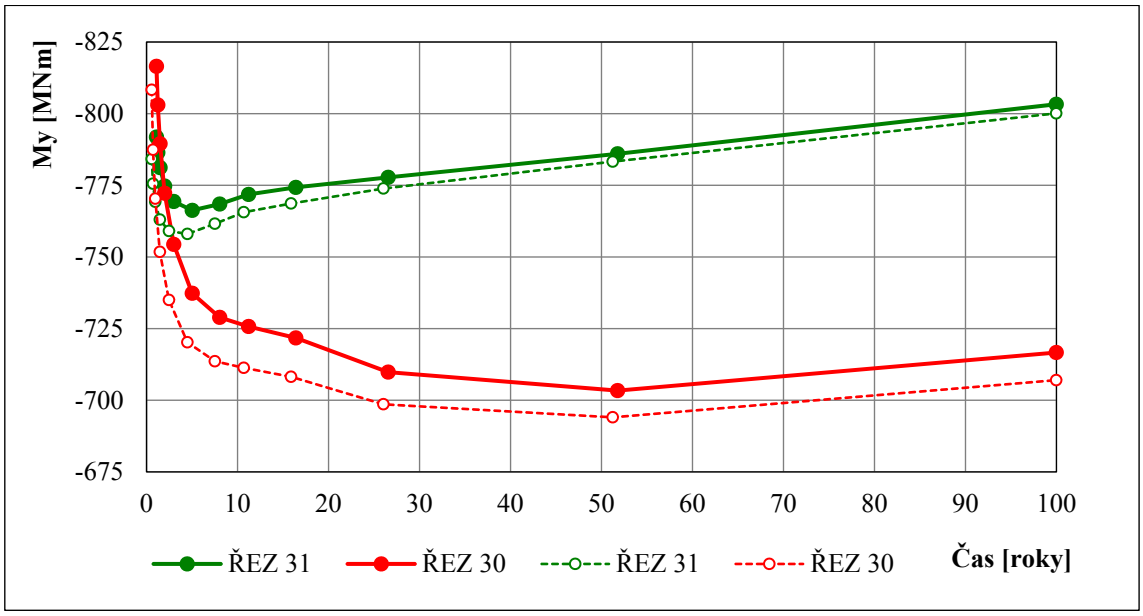
Obrázek 54 – Ohybové momenty od stálého zatížení

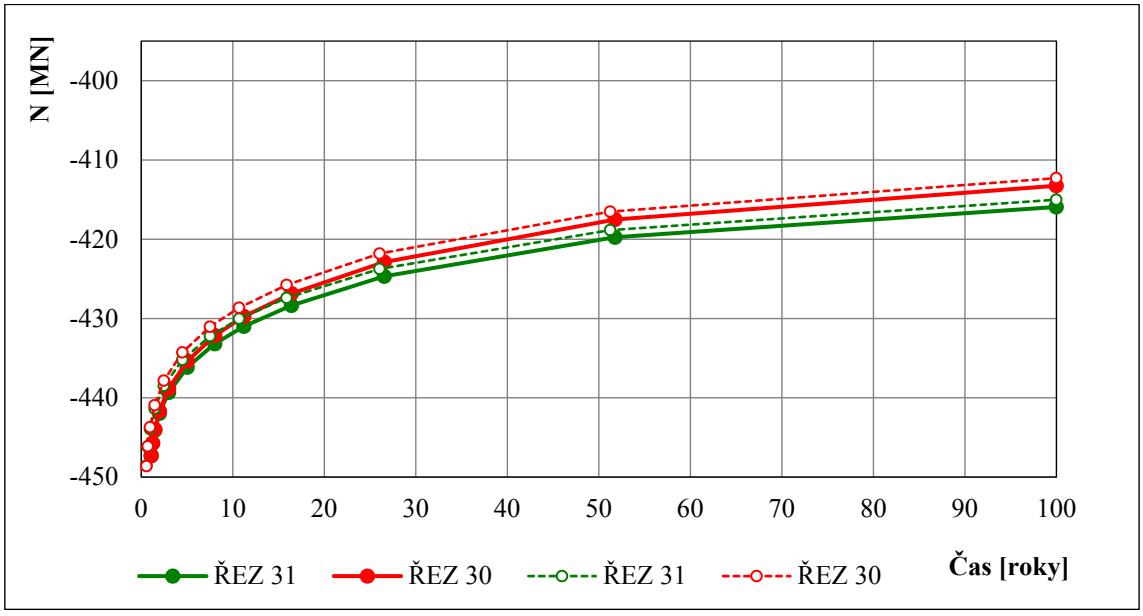
Časový průběh vnitřních sil na jednotlivých řezech

Na následujících obrázcích je možné pozorovat obecný trend nárůstu kladného momentu v poli a pokles záporného momentu nad podporou.

Čárkované křivky vždy ukazují veličiny na konstrukci s rychlejší výstavbou vahadla (varianta II).

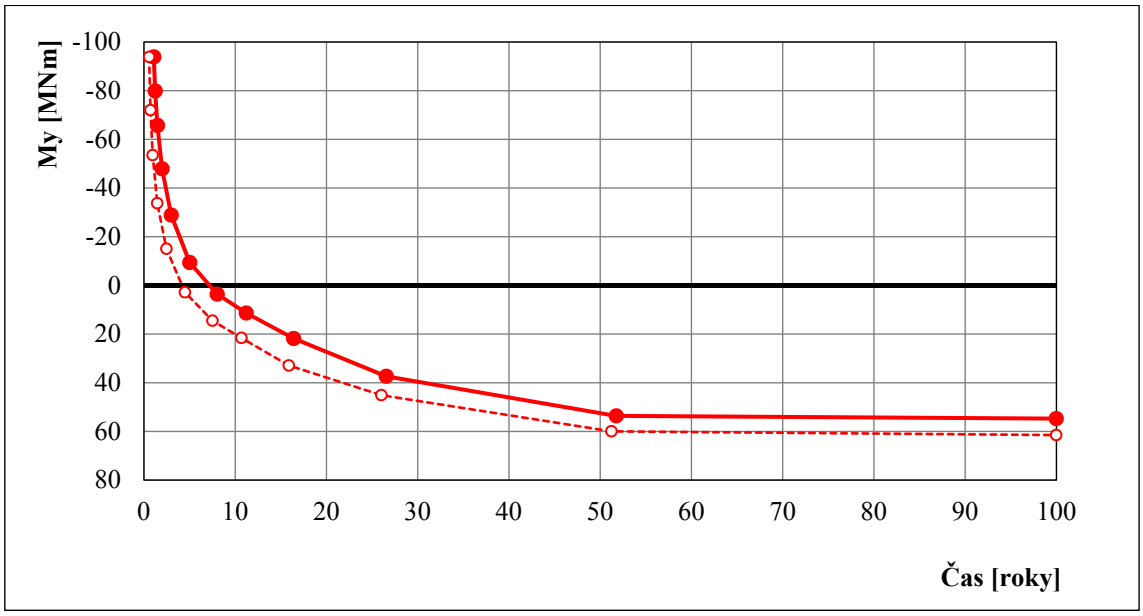
V místě pilíře P3

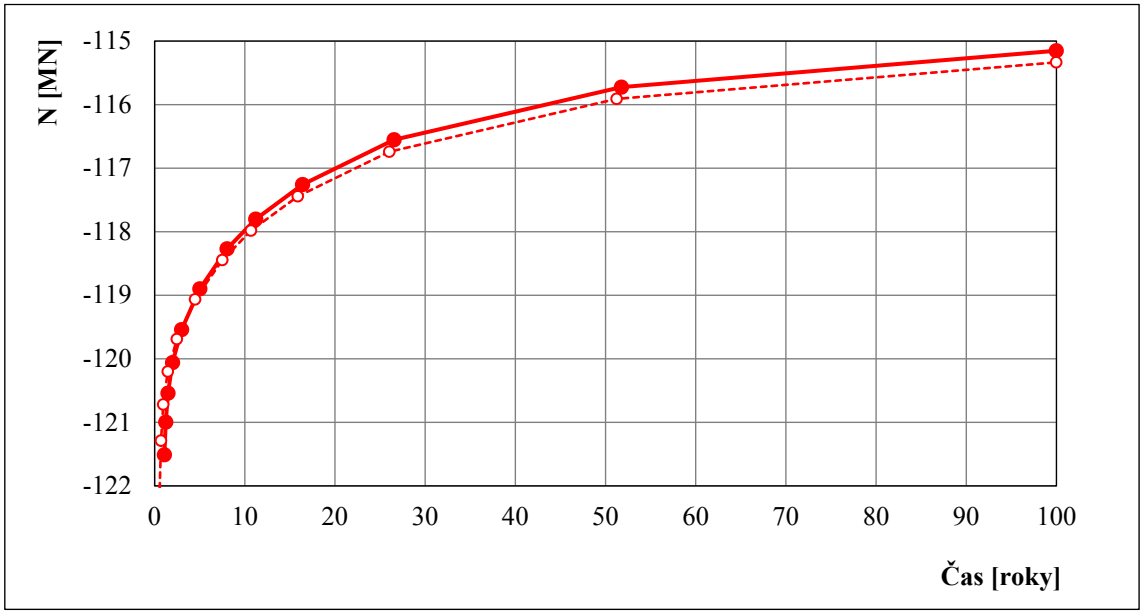




*Obrázek 55 – Vnitřní síly v místě pilíře **P3** (řez 30 a 31)*

V poli 3





*Obrázek 56 – Vnitřní síly v **Poli 3** (řez 322)*

9 Posouzení MSP

9.1 Úvod

Nosná konstrukce je posouzena z hlediska mezního stavu omezení napětí, omezení trhlin a omezení průhybu. Výpočet napětí v betonu a jeho posouzení je provedeno ve všech uvažovaných řezech a ve všech fázích výstavby. Zde jsou zobrazeny pouze rozhodující fáze, resp. rozhodující průřezy. Posouzení je uvedeno v grafické podobě a je řazeno chronologicky. Mezní stav omezení přetvoření je umístěn na konci kapitoly.

9.1.1 Výpočet napětí

Napětí je zjednodušeně počítáno na betonovém průřezu, v přesnějším vyjádření by figuroval ideální průřez s betonářskou a předpínací výztuží.

Obecný vzorec pro výpočet napětí:

$$\sigma_{c,i}^{d} = \left(\frac{M_{\mathrm{i}}}{W_{d,i}} + \frac{N_{\mathrm{i}}}{A_{c,i}} \right) . k_{d,i}$$

$$\sigma_{c,i}^{h} = \left(\frac{M_{\mathrm{i}}}{W_{h,i}} + \frac{N_{\mathrm{i}}}{A_{c,i}} \right) . k_{h,i}$$

kde:

M_i, N_i představují vnitřní síly od zatížení z příslušných kombinací

$k_{d,i}, k_{h,i}$ jsou zvětšující součinitele napětí pro horní a dolní desku

Znaménková konvence:

tlaková normálová síla	-
kladný ohybový moment	+
záporný ohybový moment	-
dolní průřezový modul	+
horní průřezový modul	-

Hodnoty napětí a vnitřních sil jsou uvedeny v MPa, MNm a MN.

9.1.2 Kritéria posouzení

Požadavky na omezení napětí

Tlakové napětí v betonu nesmí z důvodu vyloučení nadměrného dotvarování a vzniku podélných trhlin překročit hodnotu při charakteristické kombinaci:

$0{,}6 f_{ck} = 0{,}6 \,.\, 50{,}00 = 30{,}00$ MPa pro $t > 28$ d

$0{,}6 f_{ck}(t)$ pro $t < 28$ d

kde t je rozdíl mezi časem betonáže posuzovaného řezu a časem posouzení.

A při kvazistálé kombinaci pro uvažování lineárního dotvarování:

$0{,}45 f_{ck} = 0{,}45 \,.\, 50{,}00 = 22{,}50$ MPa pro $t > 28$ d

$0{,}45 f_{ck}(t)$ pro $t < 28$ d

Toto omezení však není nutné bezpodmínečně splnit, protože hodnoty vnitřních sil jsou získané z modelu zahrnujícího výpočet dotvarování obecnou přírůstkovou metodou. Obecně však byla snaha přibližně dodržet tuto hodnotu.

Požadavky na omezení trhlin

Tahové napětí v betonu nesmí překročit hodnotu

při kvazistálé kombinaci:

0,0 MPa v provozních stavech (dekomprese)

$f_{ctk0,05} = 2{,}85$ MPa ve stavebních stavech pro $t > 28$ d

$f_{ctk0,05}(t)$ ve stavebních stavech pro $t < 28$ d

při časté kombinaci:

0,00 MPa (dekomprese)

při charakteristické kombinaci:

$f_{ctk0,05} = 2{,}85$ MPa v provozních stavech

$f_{ctk0,05} = 2{,}85$ MPa ve stavebních stavech pro $t > 28$ d

$\sigma_{ct,lim}(t) = f_{ctk0,05}(t)$ ve stavebních stavech pro $t < 28$ d

Požadavky na omezení průhybu

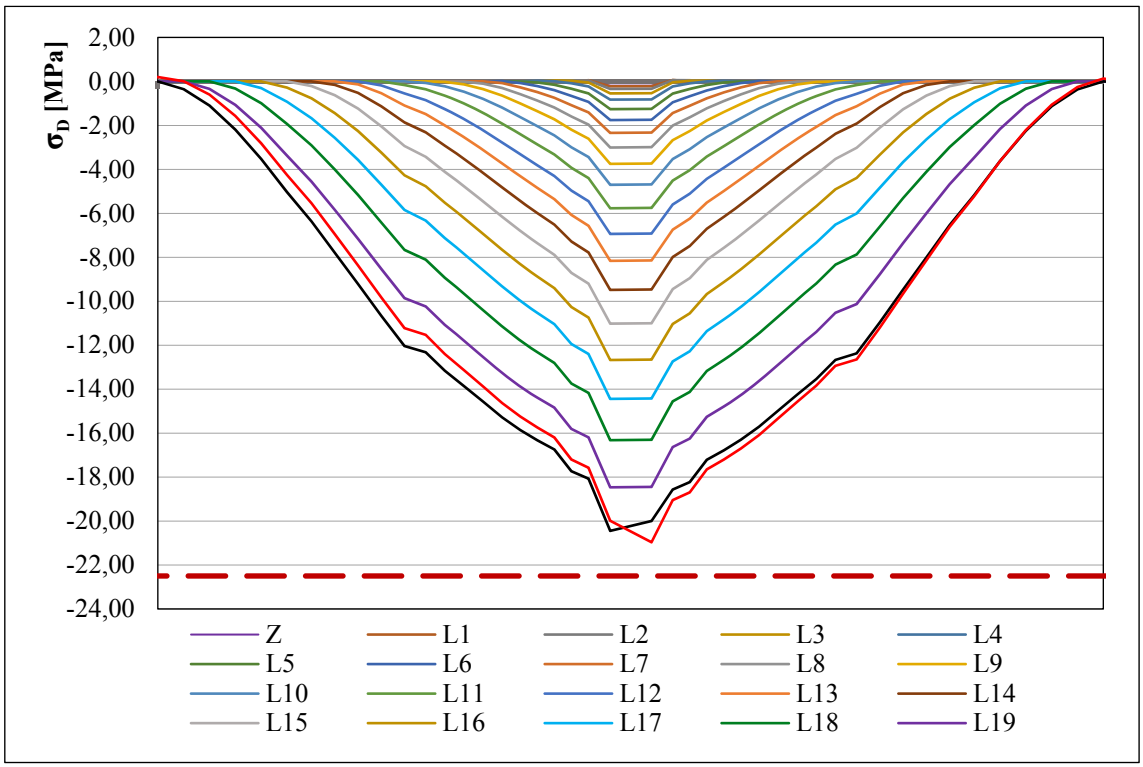
Průhyb od zatížení dopravou nesmí překročit hodnotu L/600. Přesné hodnoty jsou shrnuty v Tabulce 13.

	L	w_{lim}
Pole 1	60 m	100 mm
Pole 2	115 m	190 mm
Pole 3	190 m	315 mm

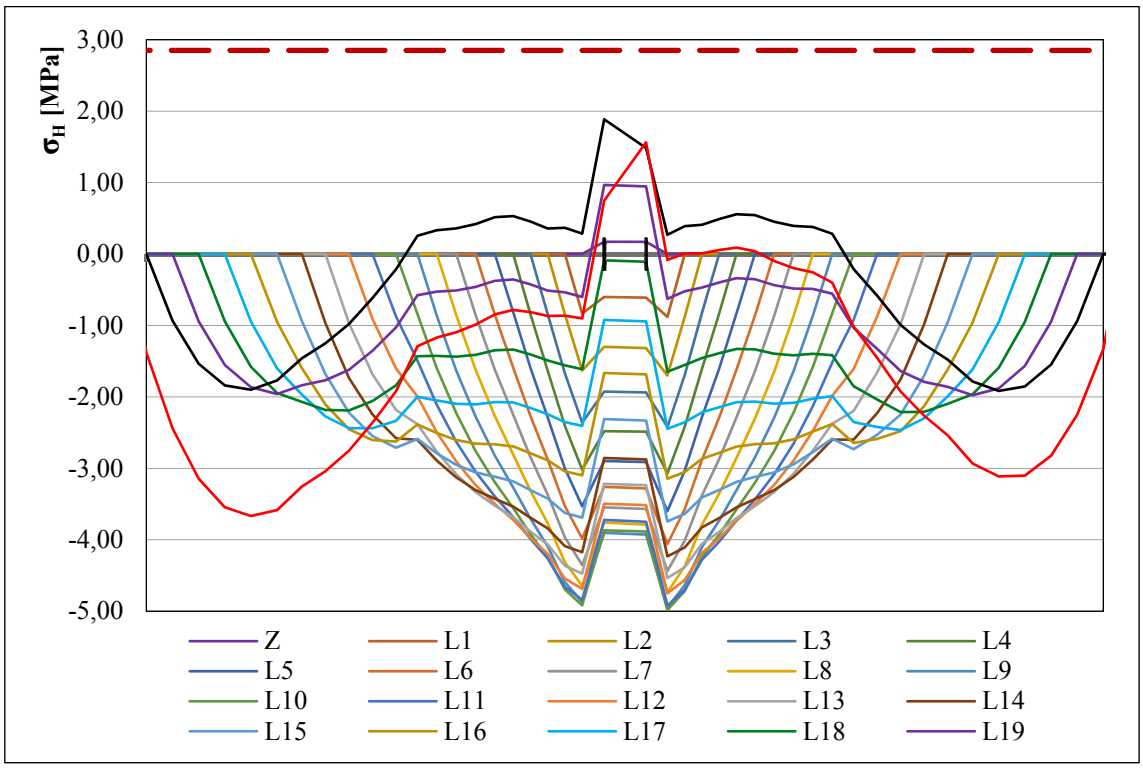
Tabulka 13 – Limitní hodnoty pro průhyb

9.2 Výstavba vahadla

V těchto etapách výstavby je uvažováno pouze stálé zatížení a zatížení od výstavby, tudíž charakteristická a kvazistálá kombinace dává identické hodnoty.

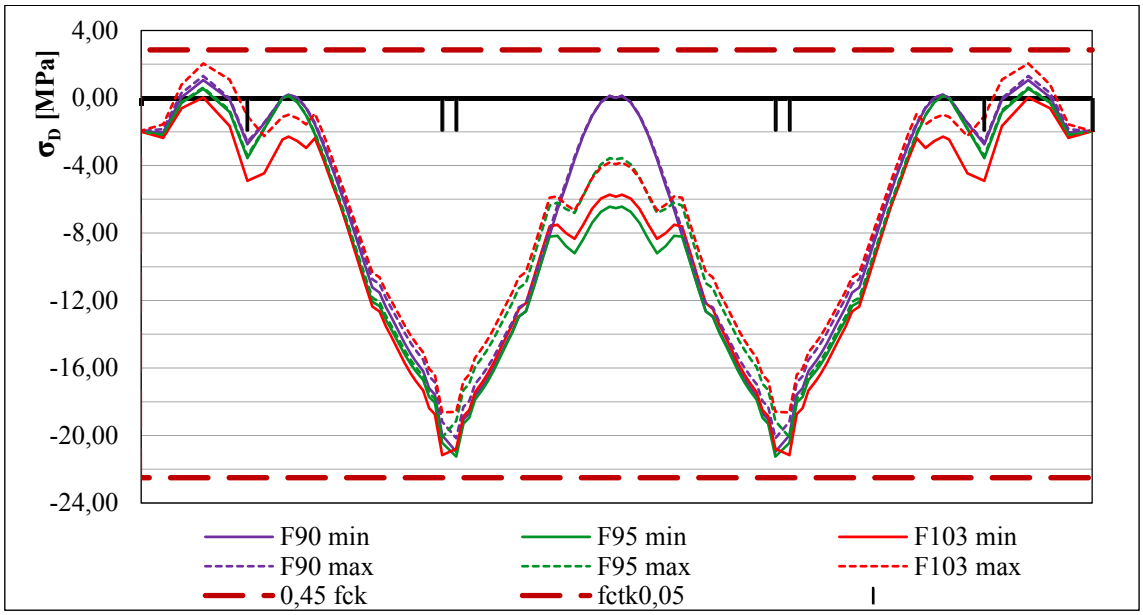


Obrázek 57 – Napětí – Dolní vlákna

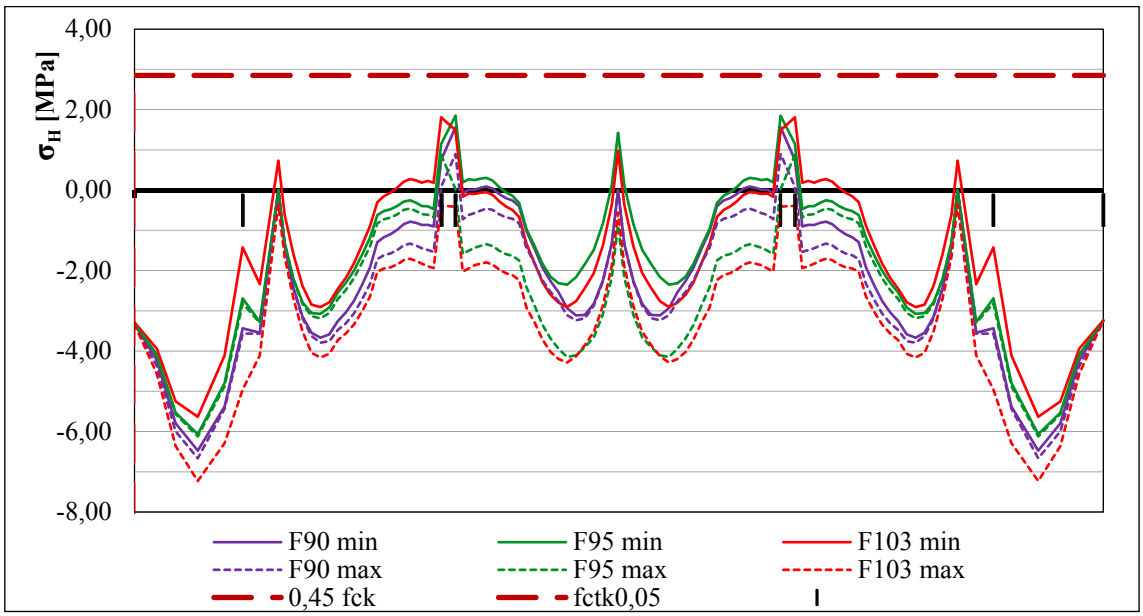


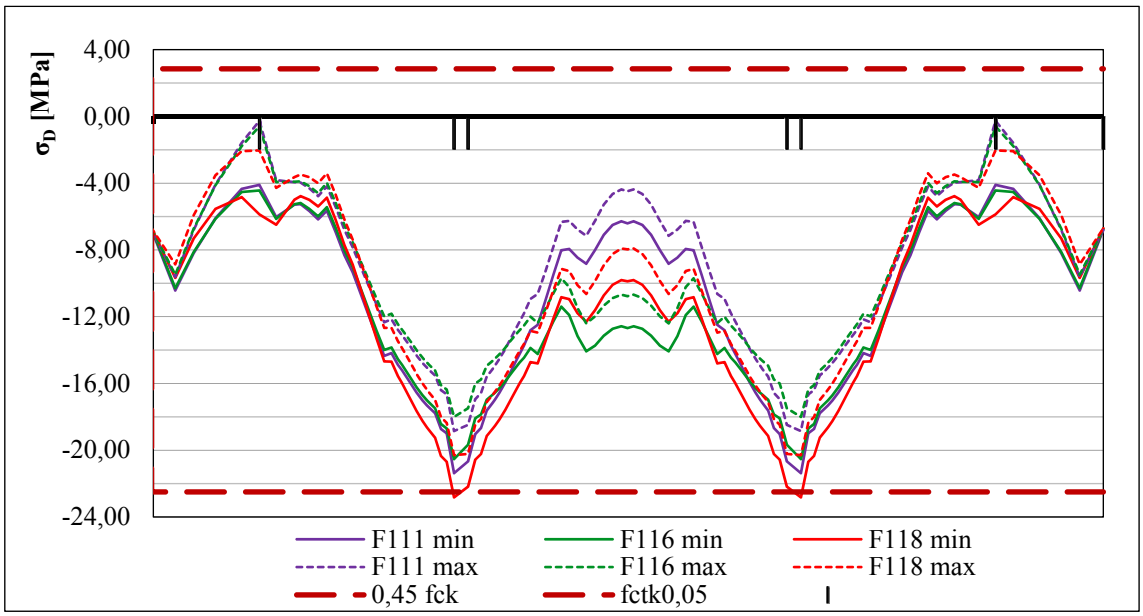
Obrázek 58 – σH na vahadle

9.3 Stavební fáze po dokončení vahadel

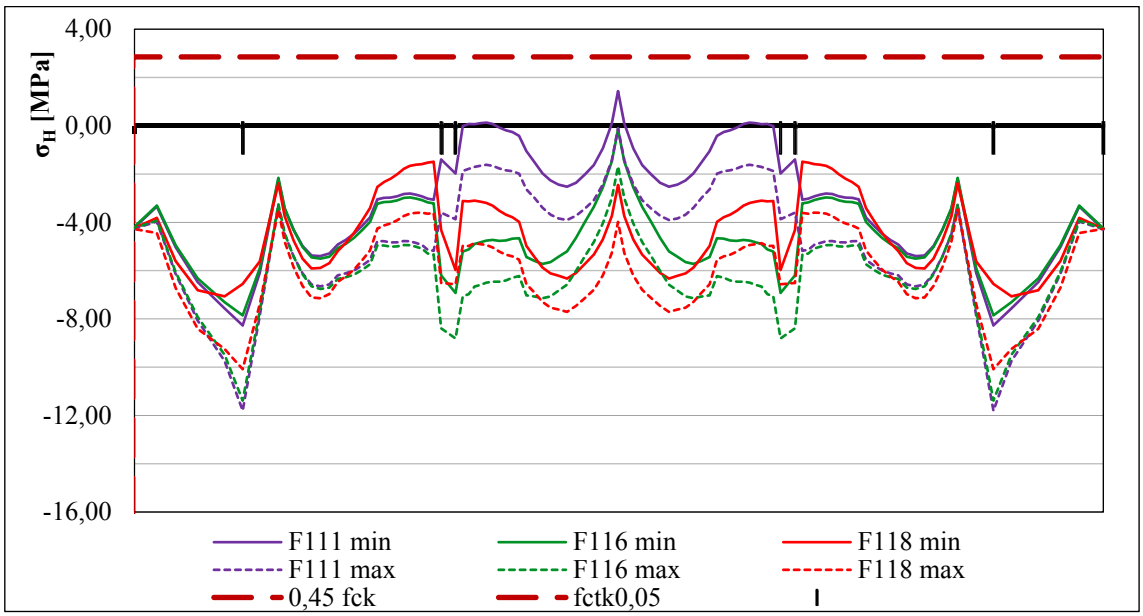


Obrázek 59 – Napětí – Dolní vlákna



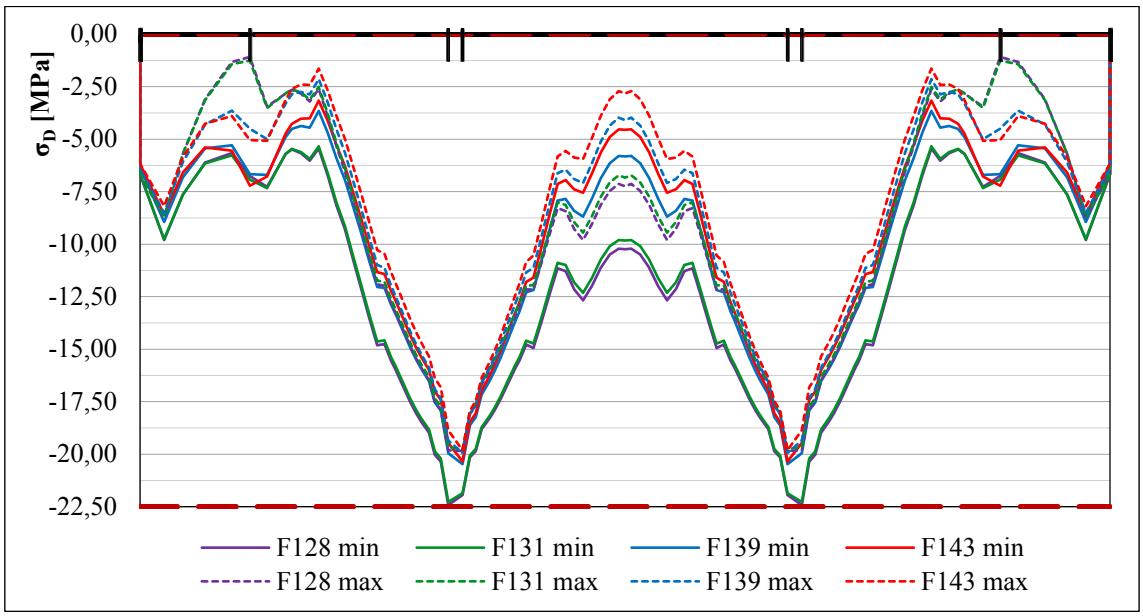


Obrázek 60 – Napětí – Dolní vlákna

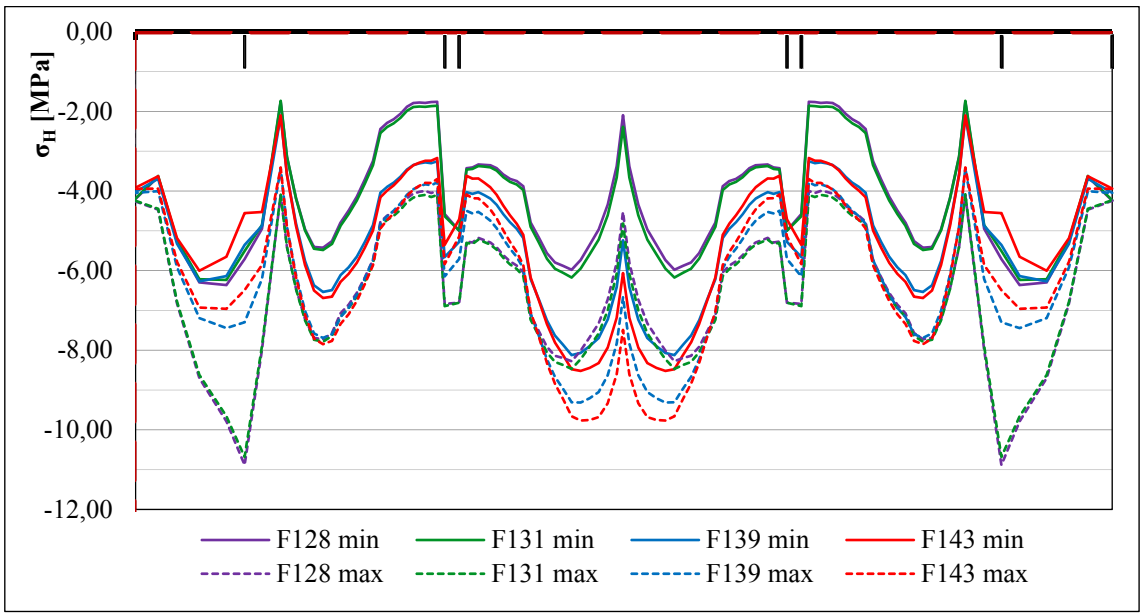


9.4 Provozní fáze

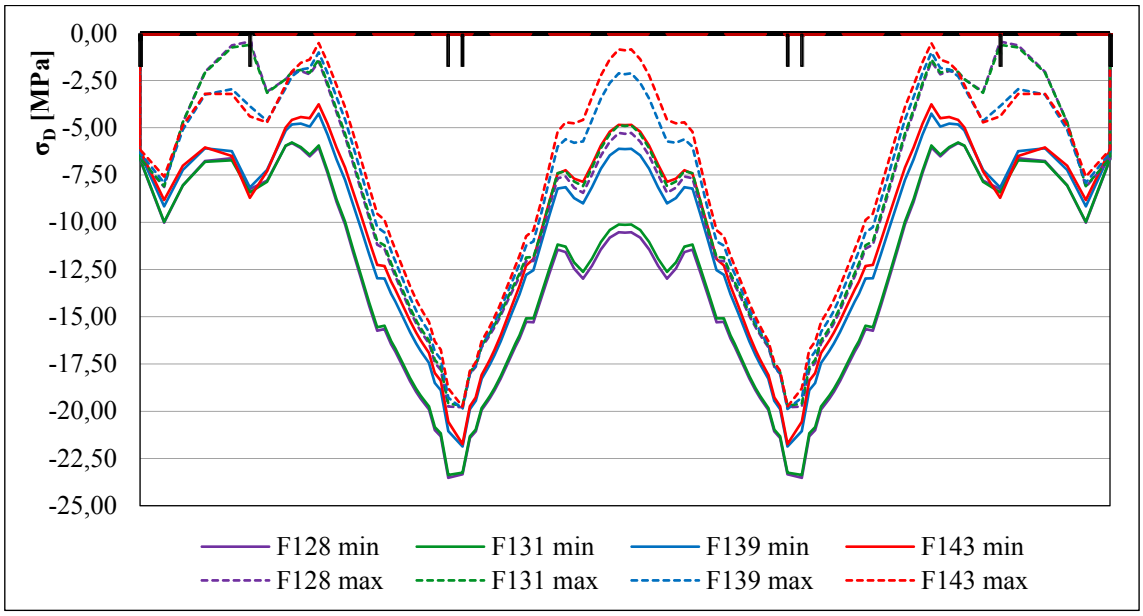
Kvazistálá kombinace



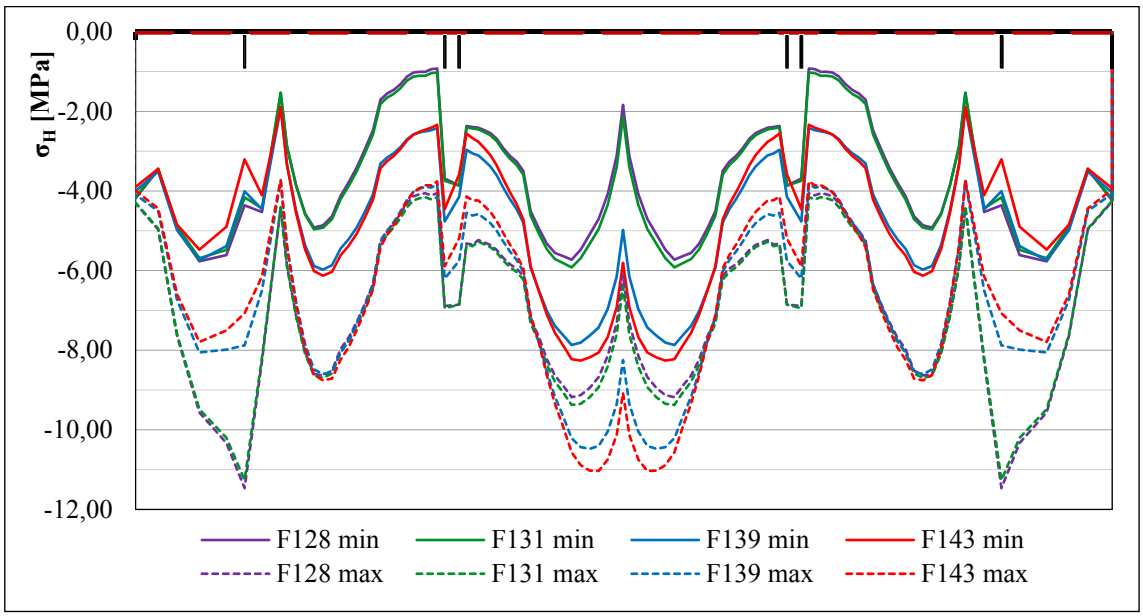
Obrázek 61 – Napětí – Dolní vlákna



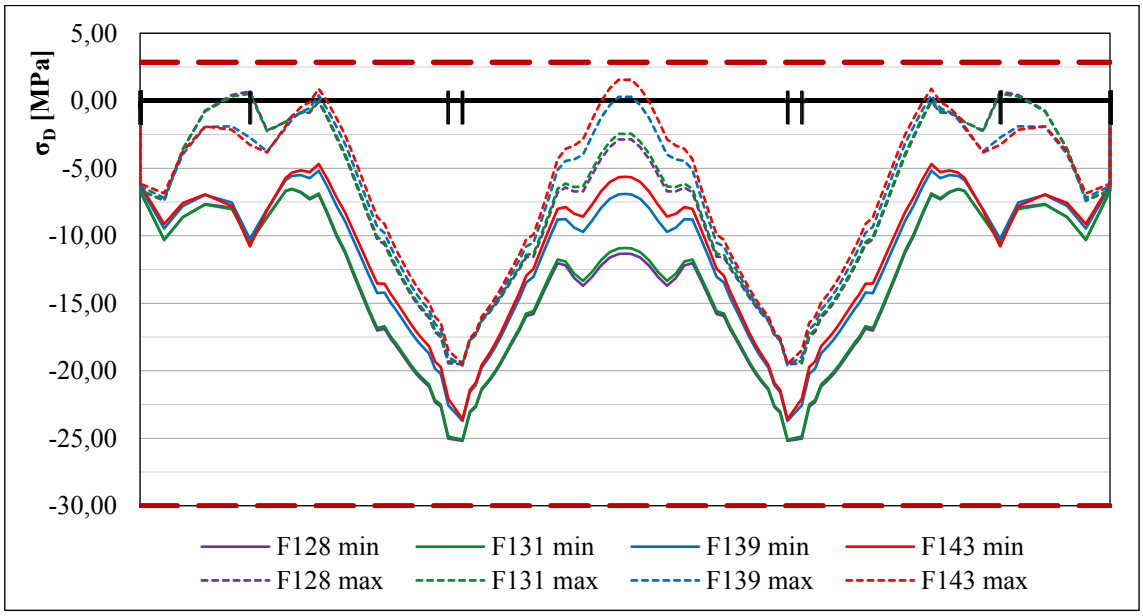
Častá kombinace



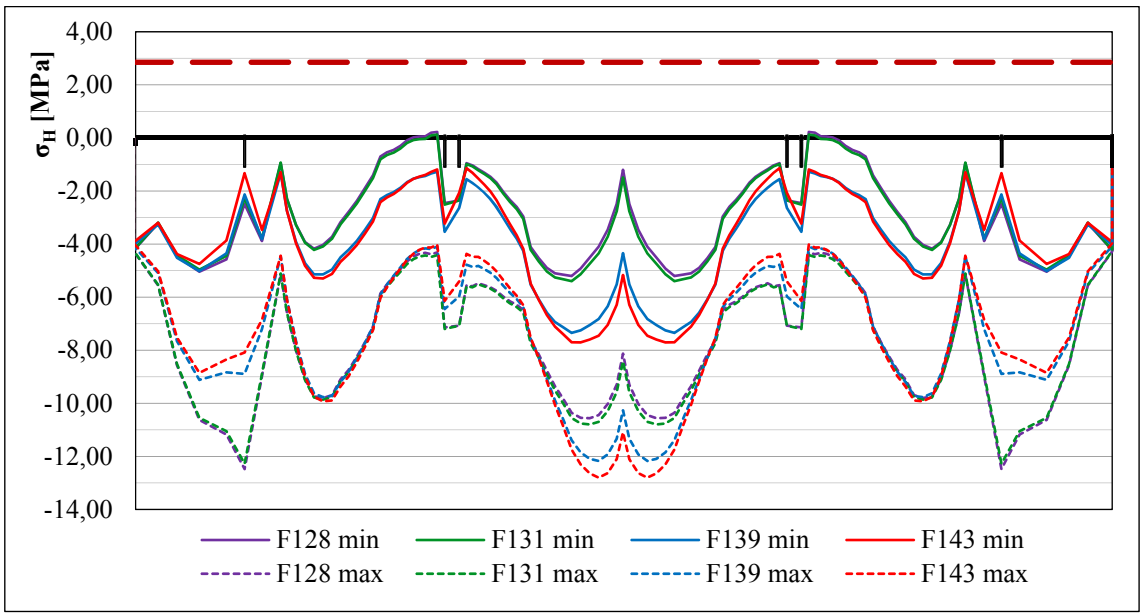
Obrázek 62 – Napětí – Dolní vlákna



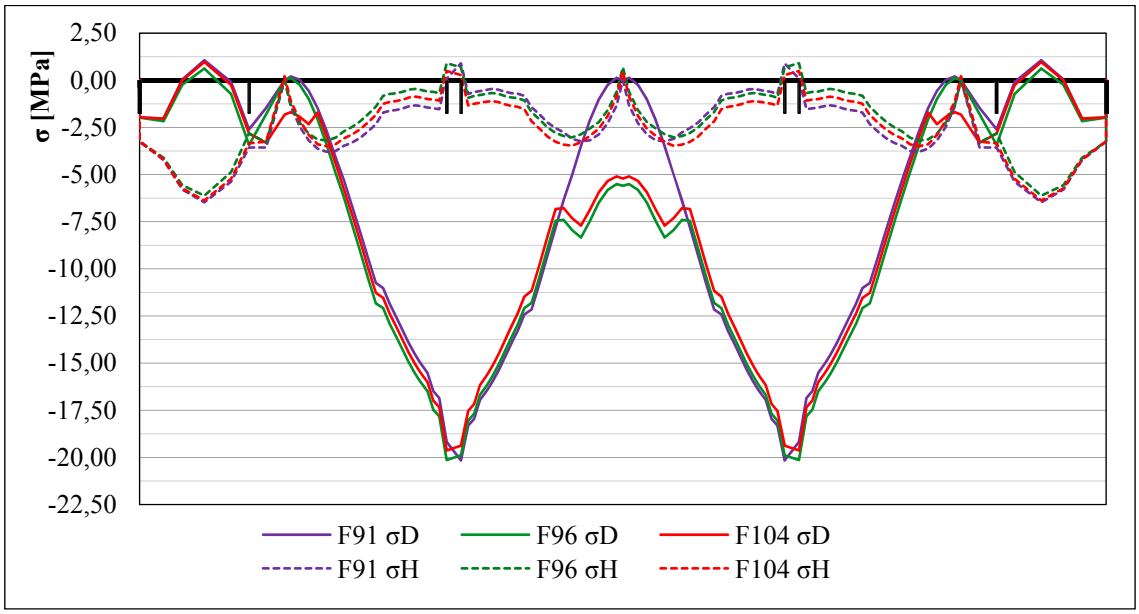
Charakteristická kombinace



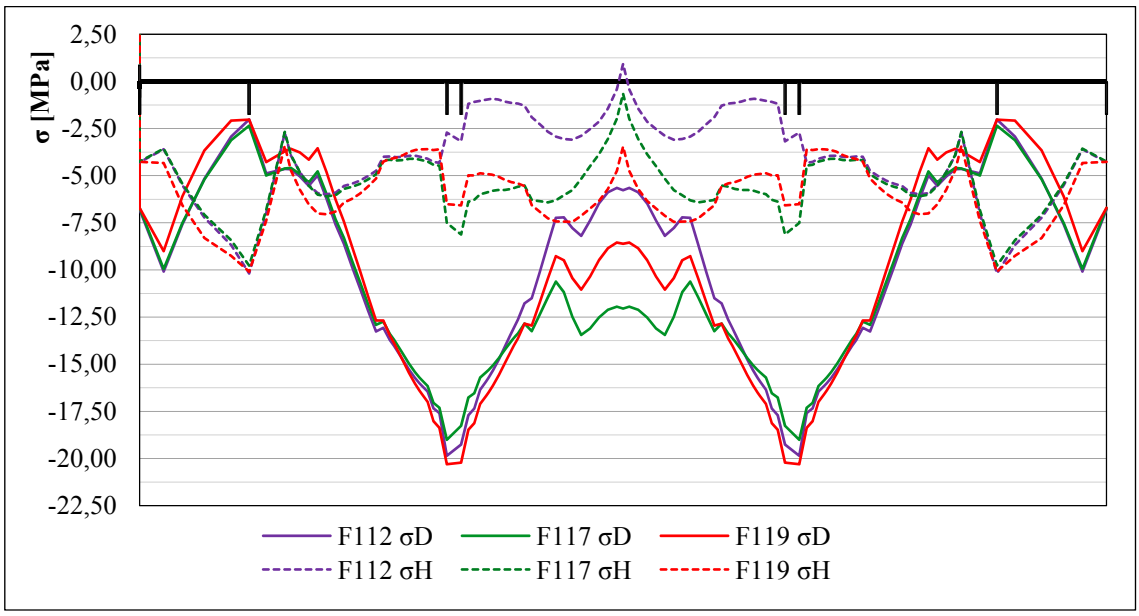
Obrázek 63 – Napětí – Dolní vlákna



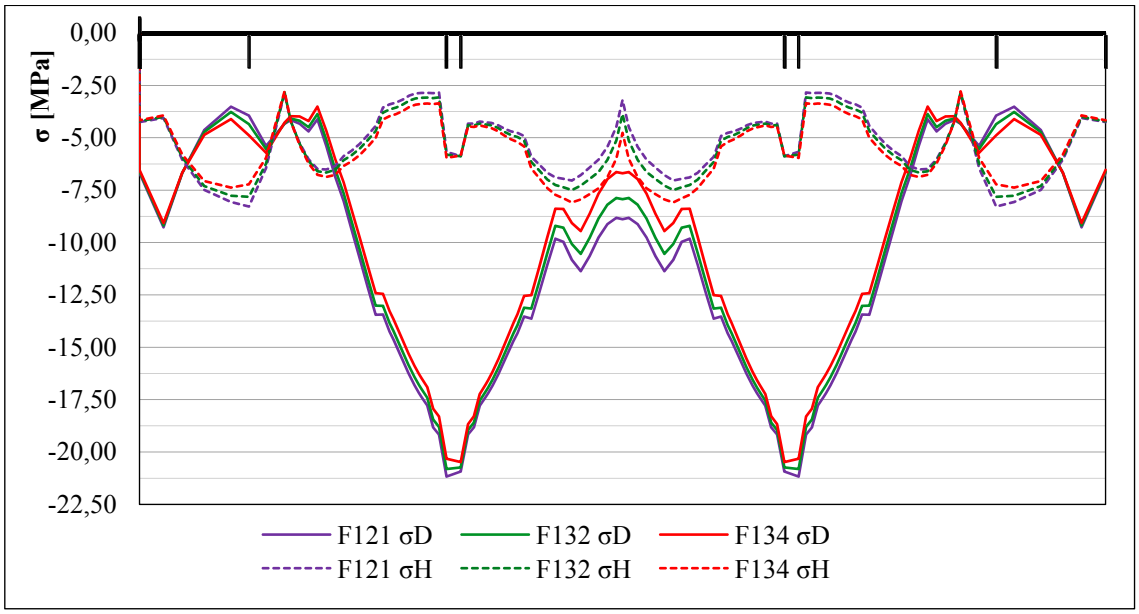
Napětí od stálého zatížení



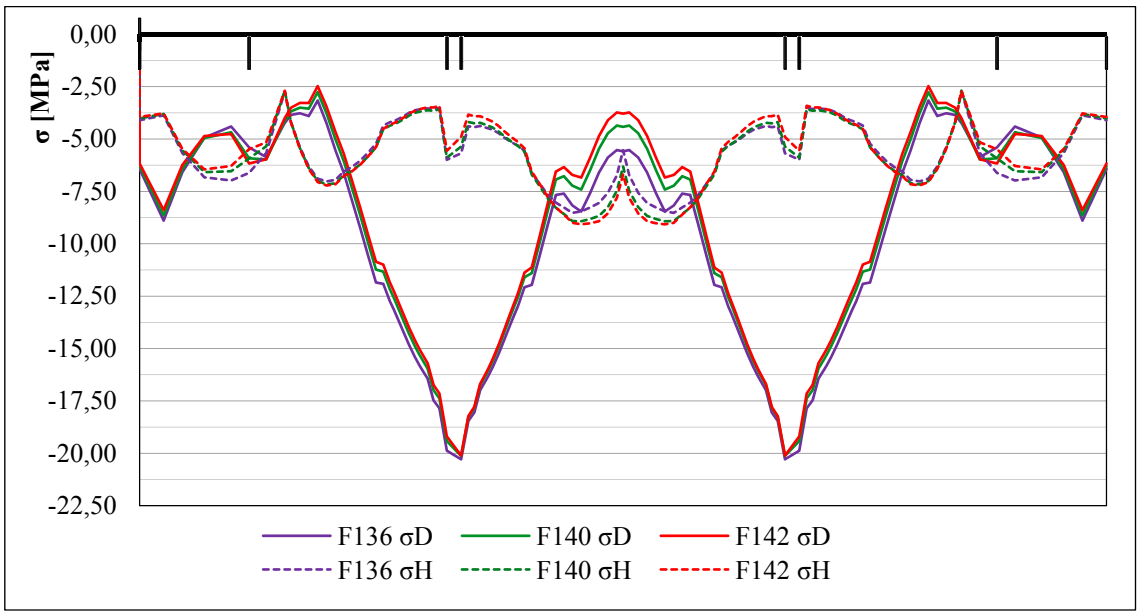
Obrázek 64 – Napětí od stálého zatížení – Horní a Dolní vlákna



Obrázek 65 – Napětí od stálého zatížení – Horní a Dolní vlákna



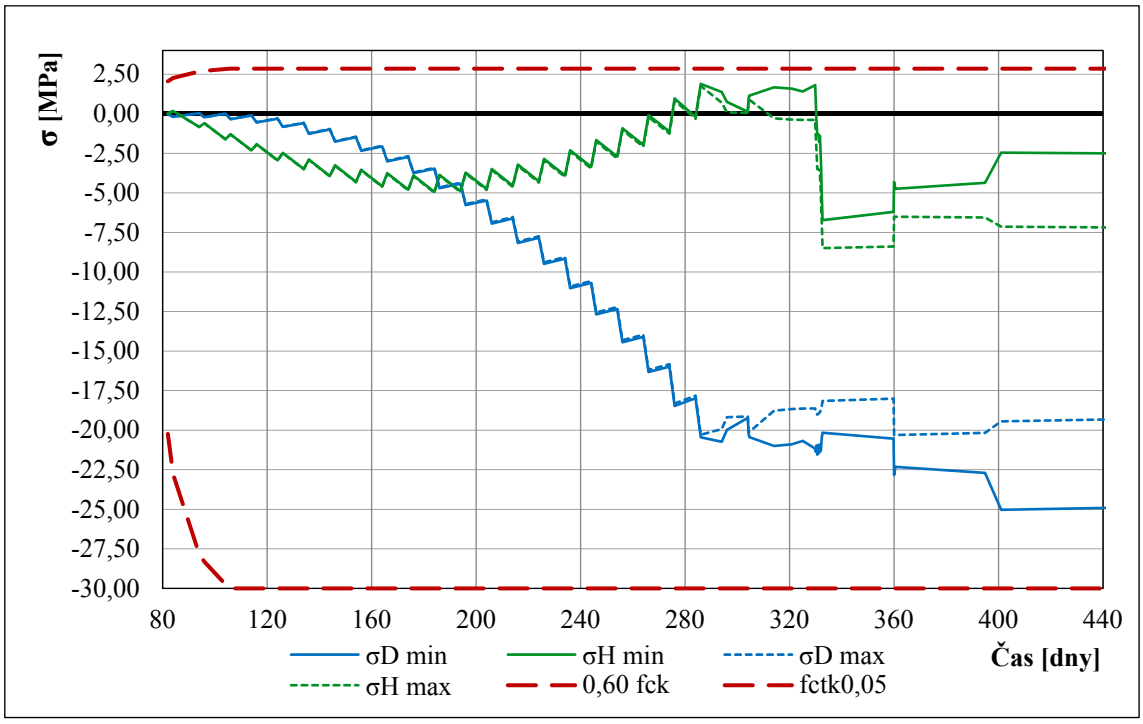
Obrázek 66 – Napětí od stálého zatížení – Horní a Dolní vlákna



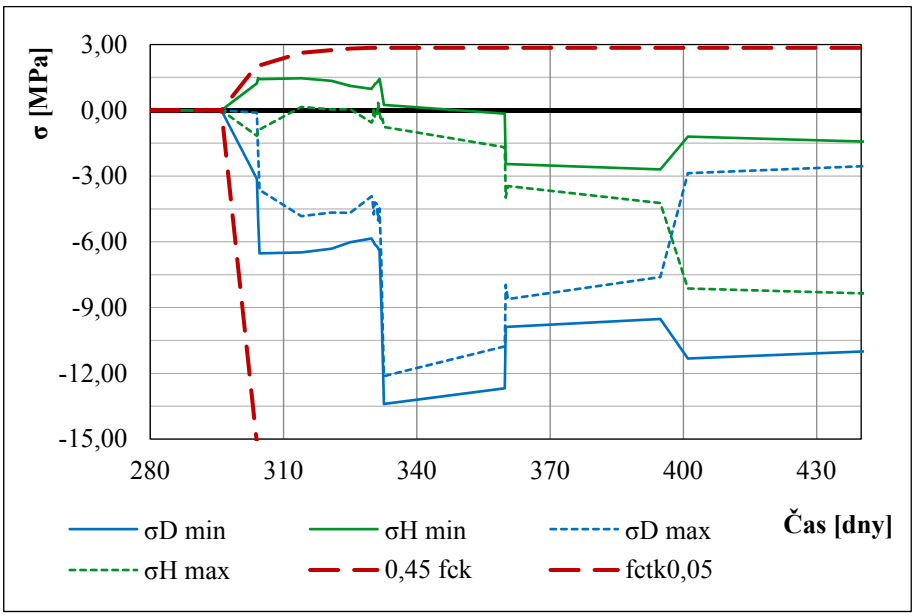
Obrázek 67 – Napětí od stálého zatížení – Horní a Dolní vlákna

9.5 Průběh napětí v čase

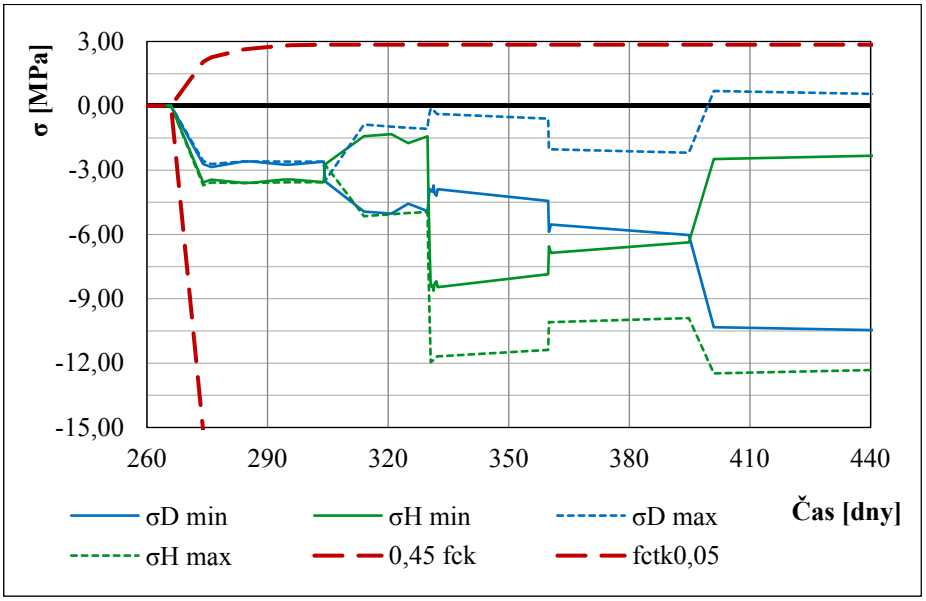
Stavební fáze – charakteristická kombinace



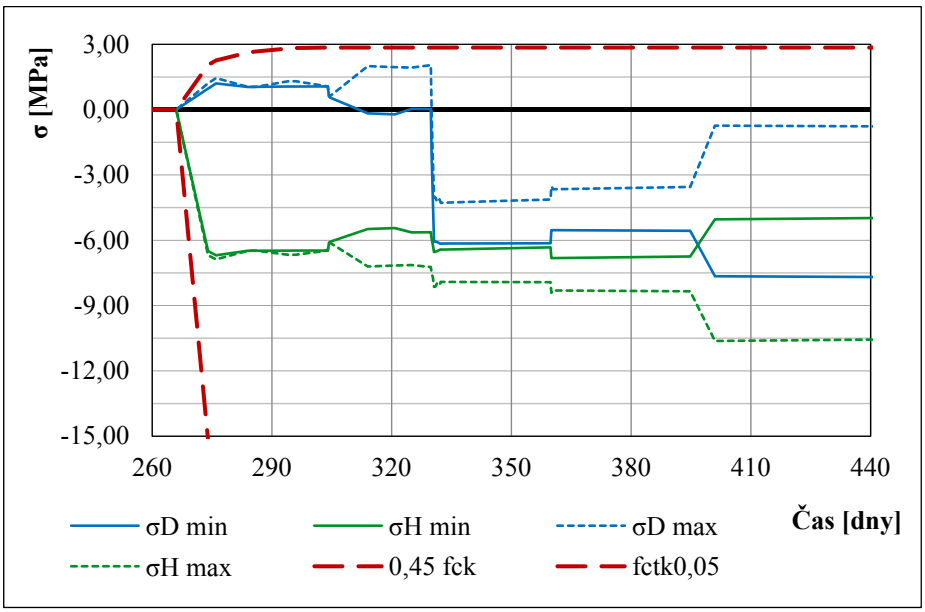
*Obrázek 68 – **Pilíř 3** (řez 30)*



*Obrázek 69 – **Pole 3** (řez 322)*

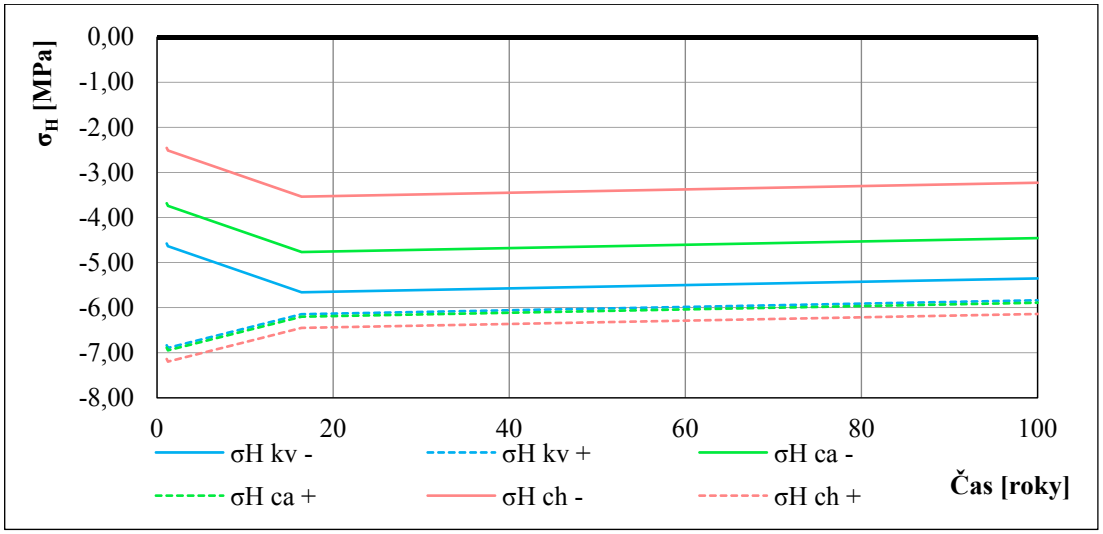


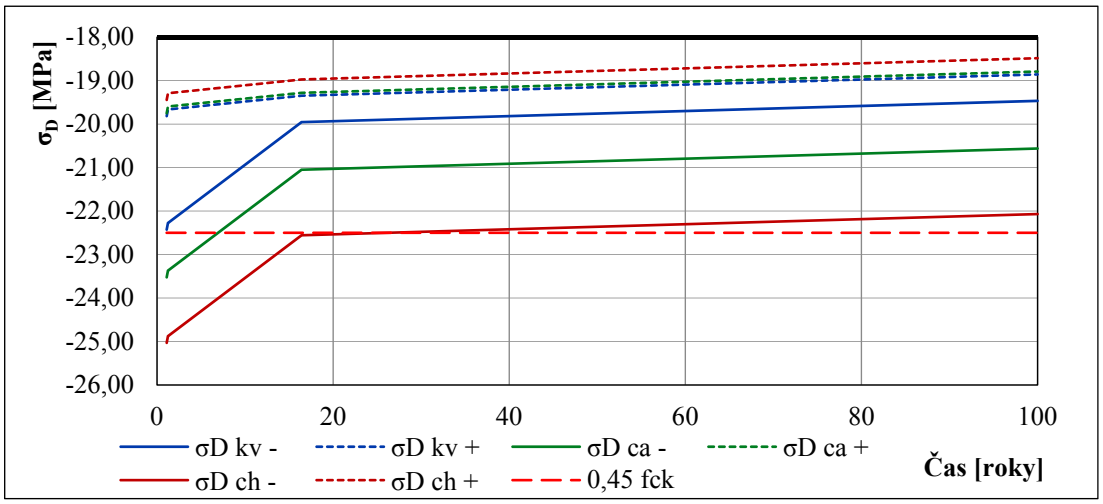
*Obrázek 70 – **Pilíř 2** (řez 20)*



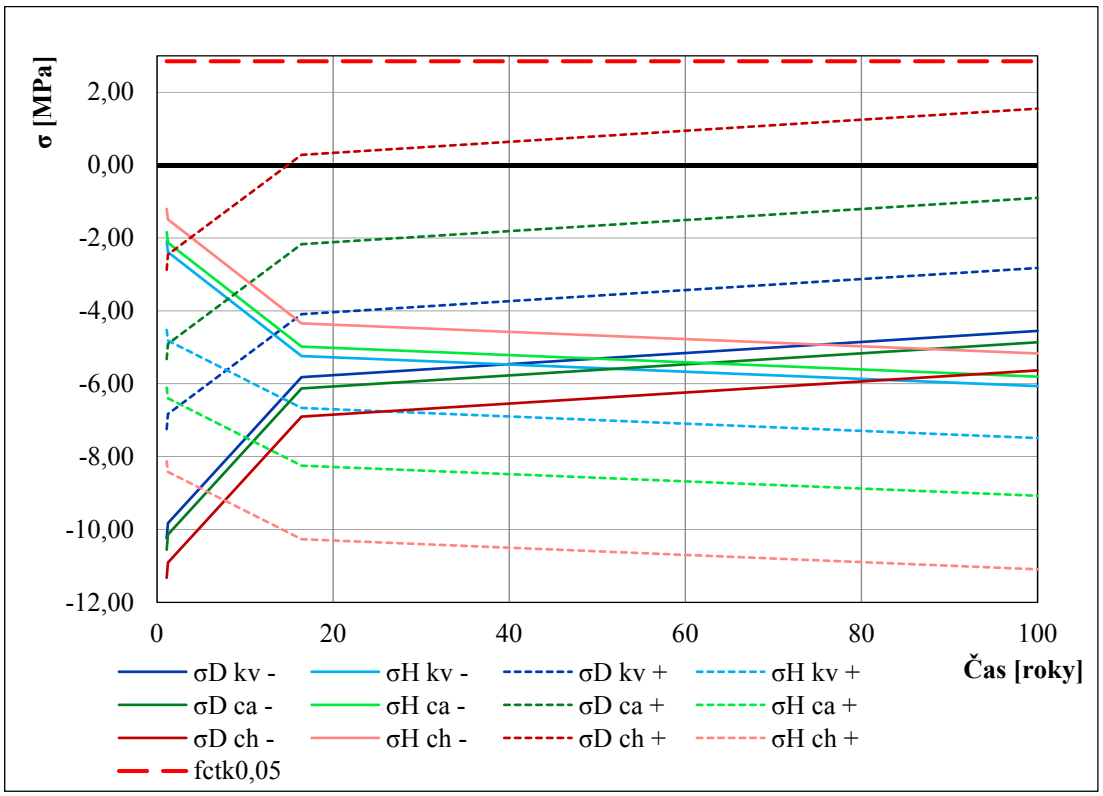
*Obrázek 71 – **Pole 1** (řez 104)*

Provozní fáze



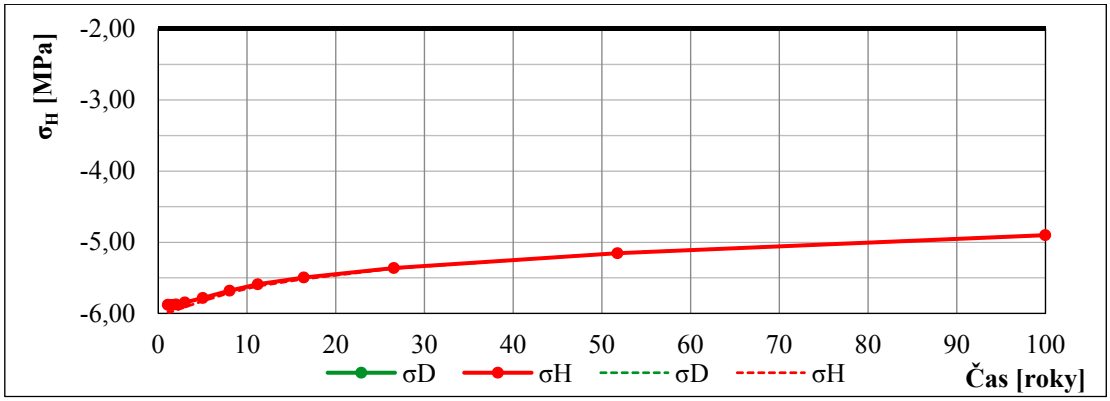


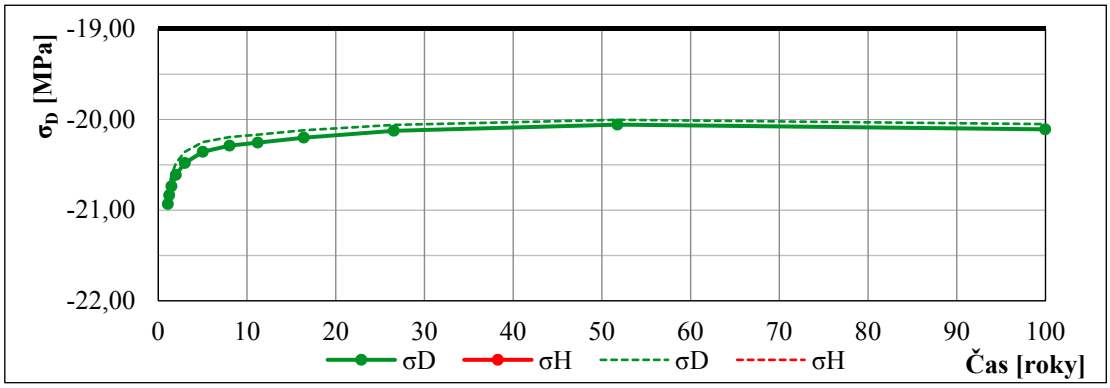
*Obrázek 72 – **Pilíř 3** (řez 30)*



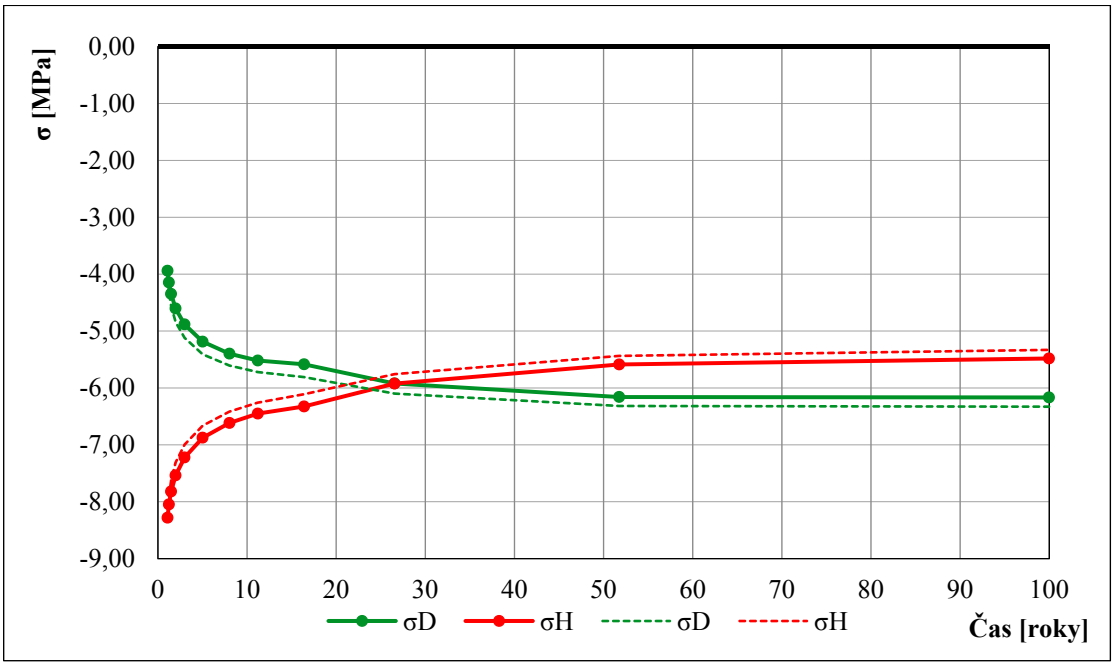
*Obrázek 73 – **Pole 3** (řez 322)*

Stálá zatížení

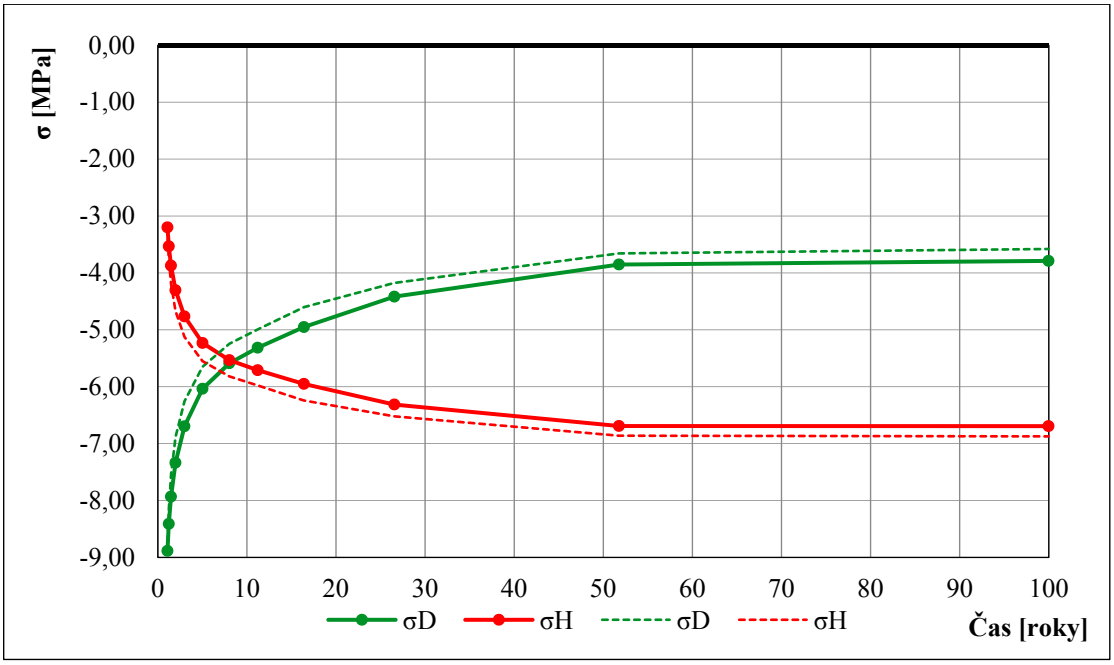




*Obrázek 74 – **Pilíř 3** (řez 30)*



*Obrázek 75 – **Pilíř 2** (řez 20)*

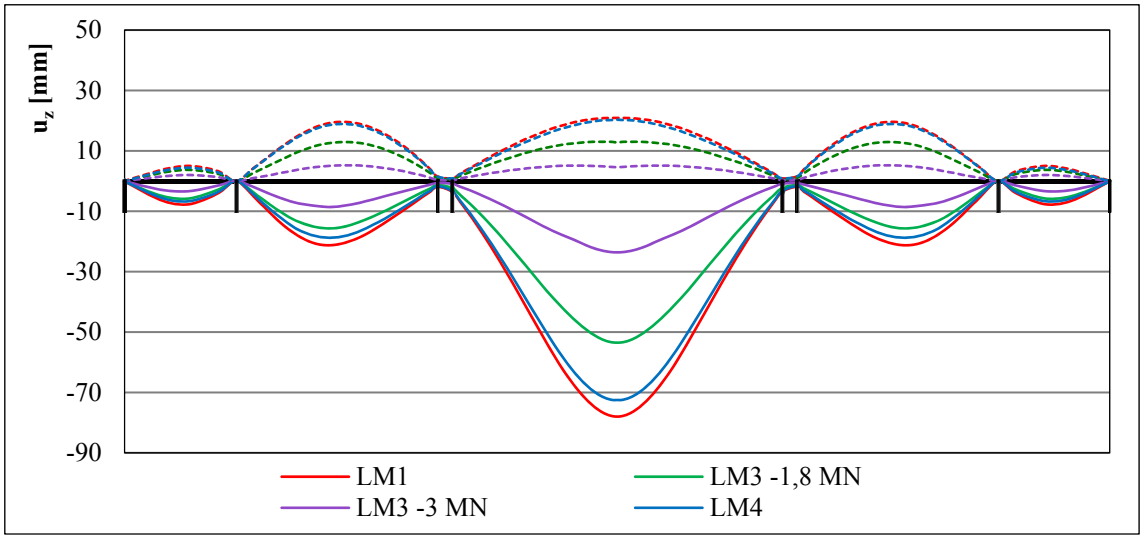


*Obrázek 76 – **Pole 3** (řez 322)*

9.6 Omezení průhybu

Zatížení od dopravy

Z obrázku je zřejmé, že konstrukce splňuje uvedená kritéria s velkou rezervou.

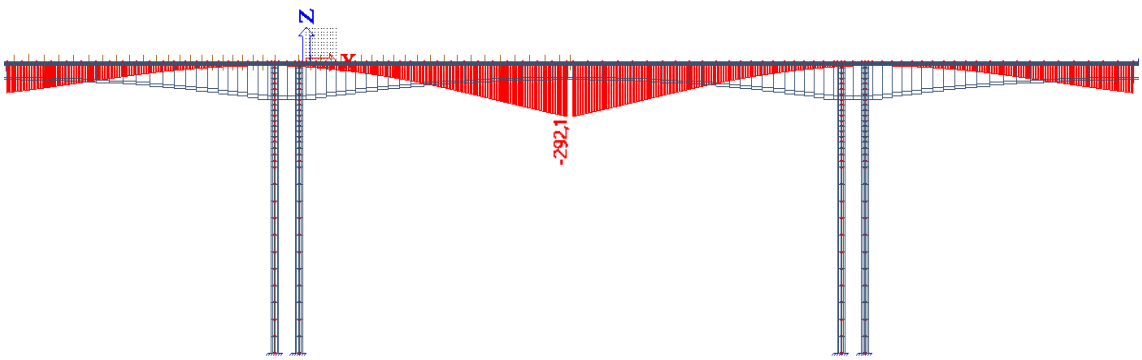


Obrázek 77 – Průhyb od dopravy

Průhyb od stálého zatížení

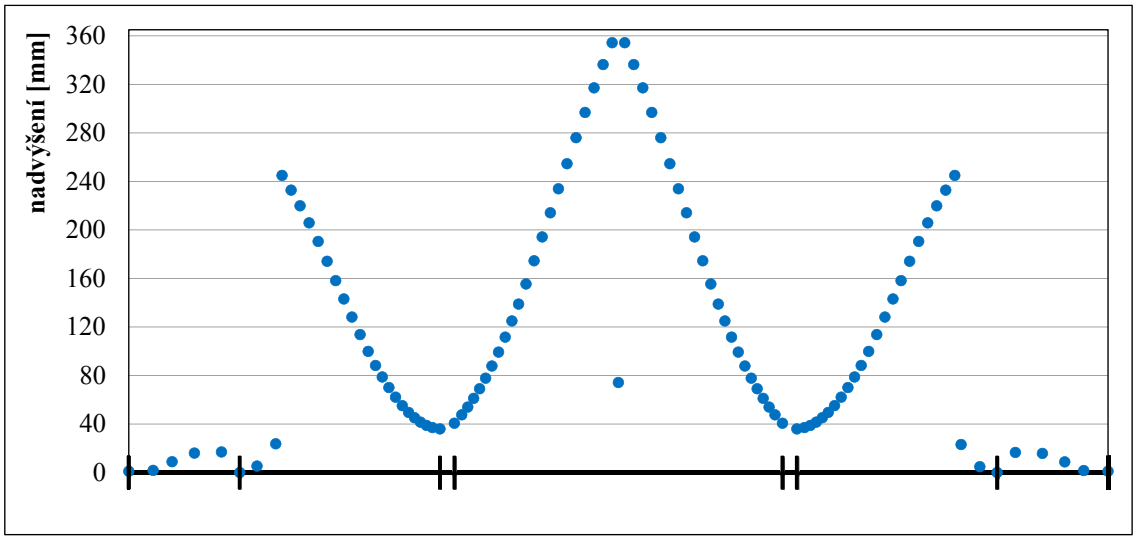
U tohoto typu konstrukce však zatížení dopravou není rozhodující. Dominantní je především zatížení vlastní tíhou (tíha čerstvého betonu při letmé betonáži) a vývoj průhybu v čase. Následující odstavec uvádí zjednodušené vykreslené deformace od stálého zatíženi v průběhu životnosti konstrukce.

Dále jsou srovnány 2 varianty rychlosti výstavby vahadla. Varianta II (rychlejší výstavba) je zobrazena čárkovaně.

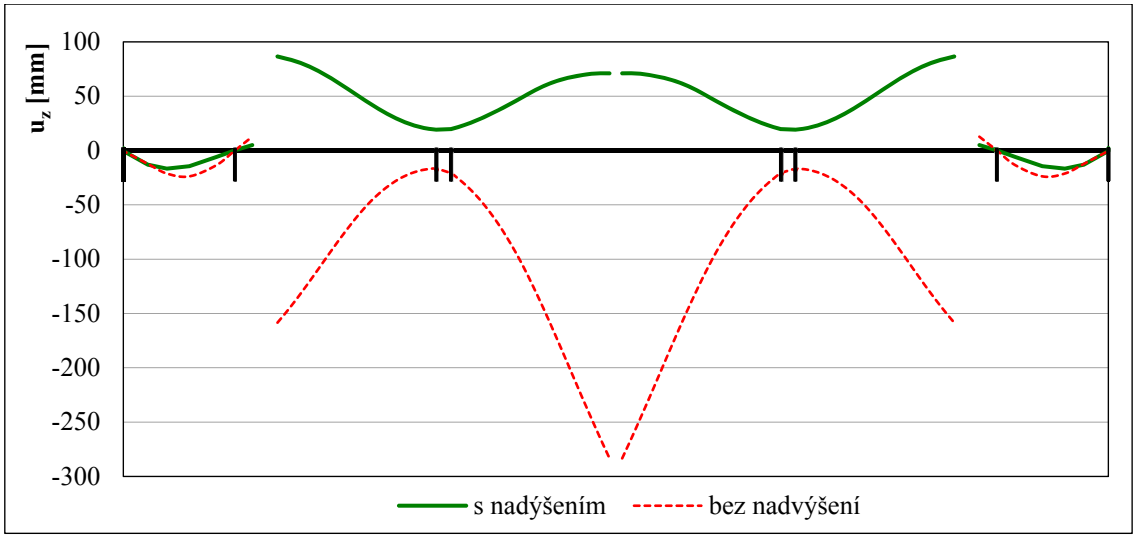


Obrázek 78 – Průhyb těsně před spojením vahadel (F90)

Z uvedeného průhybu je odhadnuto celkové nadvýšení – Obrázek 79. Na obrázku 80 jsou zobrazeny hodnoty pro stejnou fázi se započtením nadvýšení. Ke všem dalším vykresleným deformacím je přičteno právě zmiňované nadvýšení.

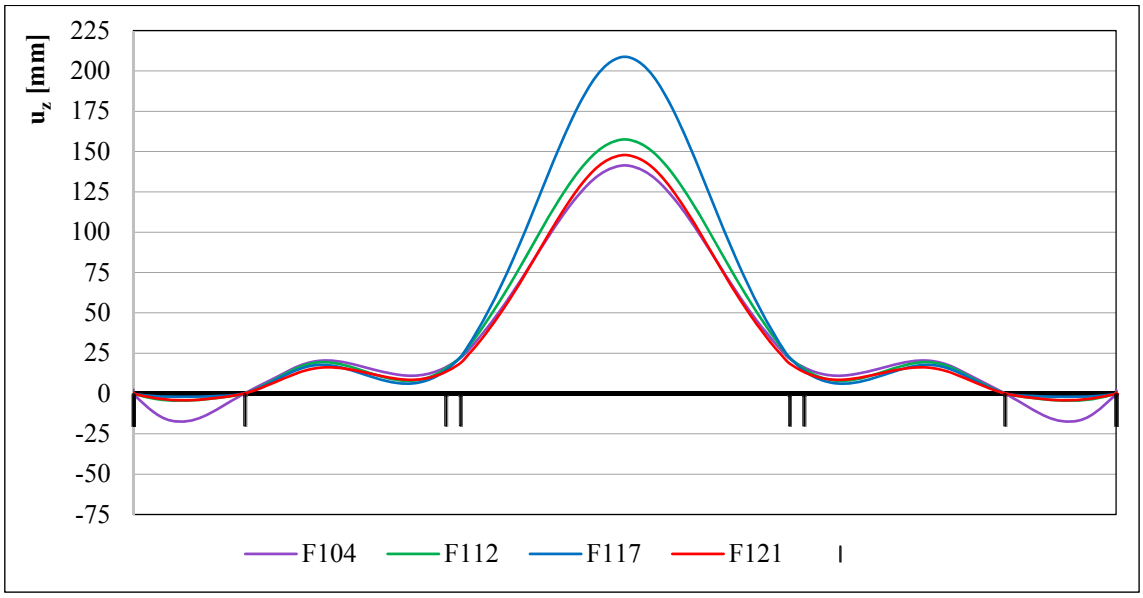


Obrázek 79 – Uvažované celkové nadvýšení konstrukce



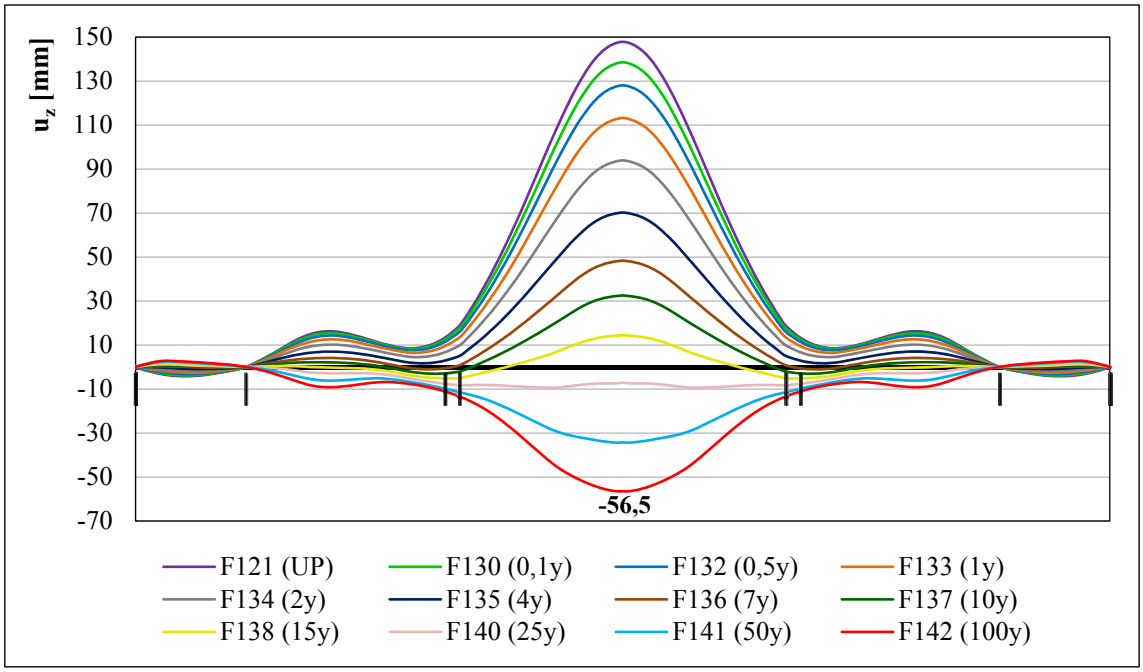
Obrázek 80 – Průhyb těsně před spojením vahadel s nadvýšením (F90)

Stavební fáze po dokončení vahadel

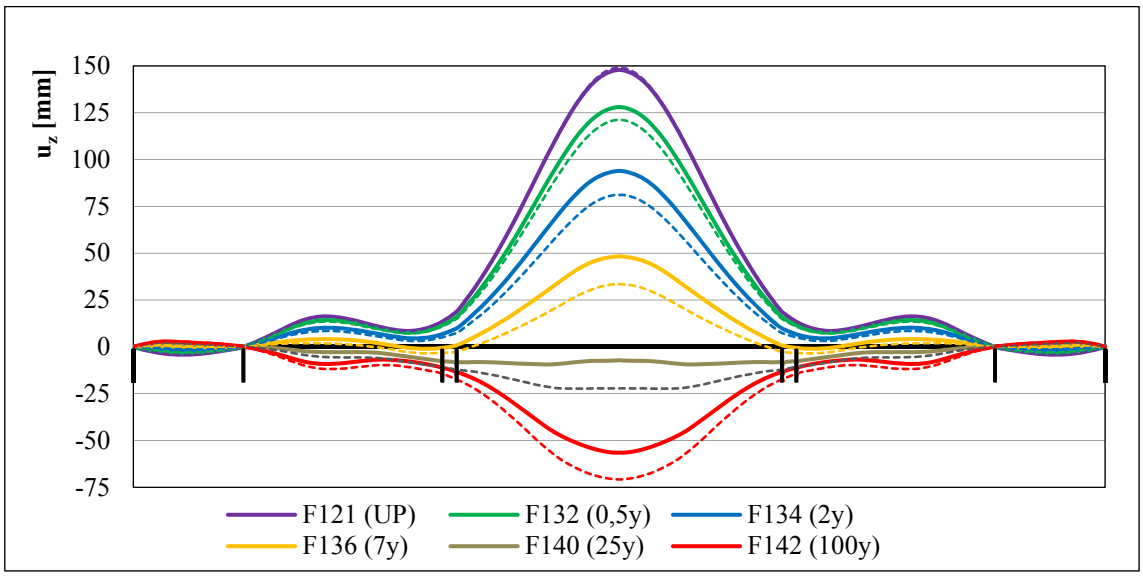


Obrázek 81 – Deformace od stálého zatížení

Provozní fáze

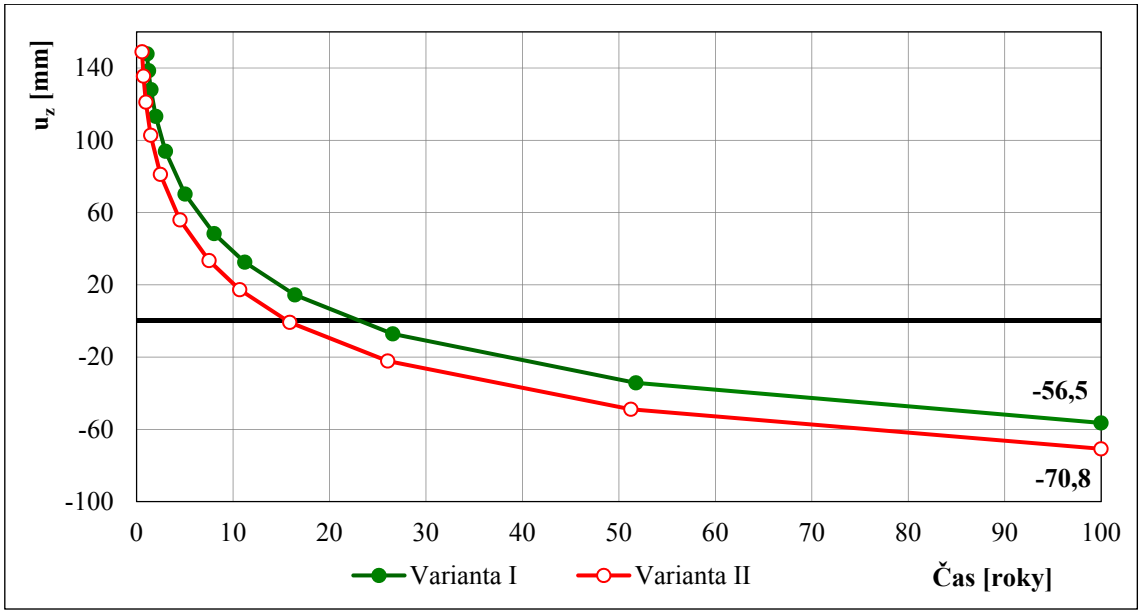


Obrázek 82 – Deformace od stálého zatížení



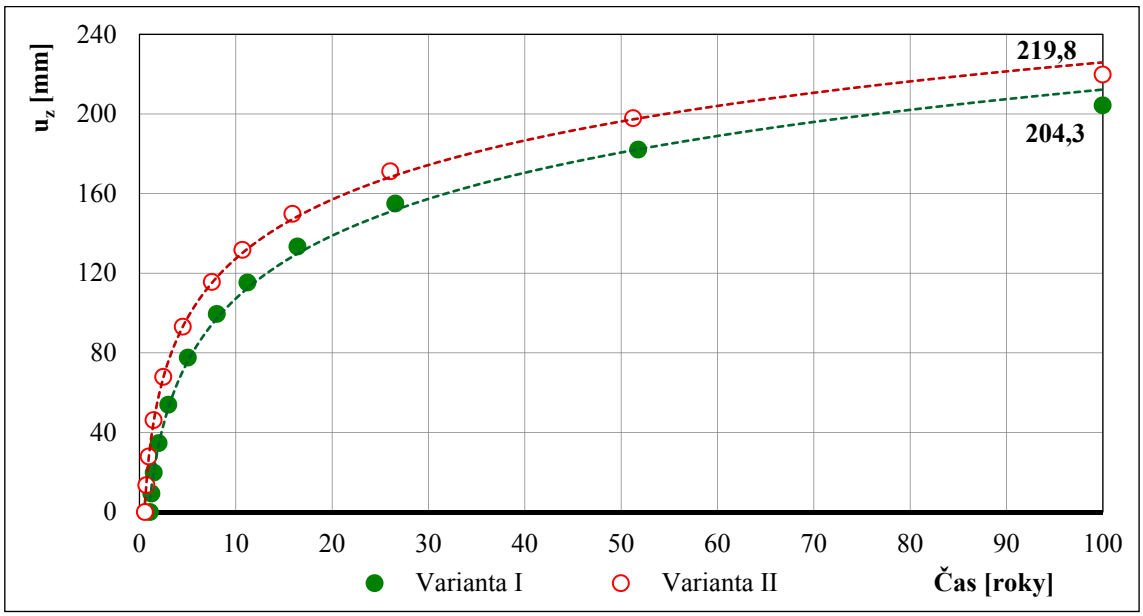
Obrázek 83 – Deformace od stálého zatížení – porovnání variant

Vývoj deformace v čase



Obrázek 84 – Průběh deformace v čase – porovnání variant

Na následujícím Obrázku 85 jsou vyneseny stejné hodnoty ale pouze samotnými body, do kterých je vložena logaritmická křivka, která téměř přesně definuje vývoj deformace. Pouze na konci životnosti konstrukce vykazuje více se ustalující průhyby.



Obrázek 85 – Průběh deformace v čase – logaritmická křivka

Z vývoje průhybu lze pozorovat, že se v poměrně v brzkém čase konstrukce poklesne pod svoji projektovanou niveletu. S ohledem na tento průběh deformace by bylo vhodné zvolit větší nadvýšení větší, aby konstrukce i po 100 letech své životnosti nevykazovala záporné průhyby a zůstala nad svoji projektovanou polohou.

10 Mezní stav únosnosti

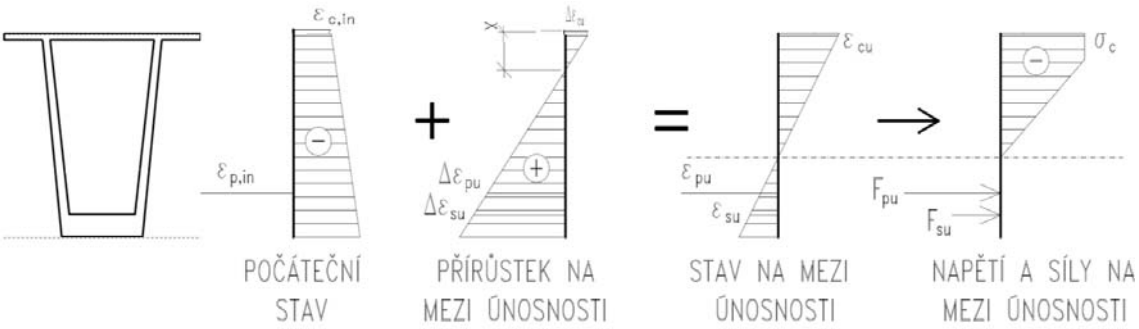
Stanovení momentu únosnosti se provede podle teorie mezních přetvoření včetně počáteční napjatosti plynoucí z postupné výstavby konstrukce. V úvahu je bráno přetvoření průřezu a jeho jednotlivých materiálů v příslušných fázích.

Jako výchozí stav se uvažuje napětí a deformace od stálého zatížení, ke které se připočte přírůstek deformace v rozhodujících vláknech (tlačený beton nebo tažená předpínací výztuž) tak, aby bylo dosaženo mezní hodnoty a porušení průřezu. Požadovaný přírůstek se hledá pomocí iterace polohy neutrální osy.

Do výpočtu vstupuje počáteční napětí v betonovém průřezu a napětí v předpínací výztuži.

Jelikož kombinace obsahují veškeré zatížení včetně předpětí, je od této hodnoty odečten primární moment od předpětí, vyjádřený jako síla na excentricitě vzhledem k těžišti průřezu. Z původní hodnoty tedy zbyde veškeré ostatní zatížení včetně sekundárního momentu od předpětí, pokud se na konstrukci vyskytuje.

V kapitole je uveden vzorový příklad výpočtu v místě u pilíře P3 ve fázi před spojením vahadel, kdy se v průřezu nachází pouze vahadlové kabely. Další řezy jsou shrnuty v tabulce.



Obrázek 86 – Schéma výpočtu momentu únosnosti

10.1 Řez u pilíře P3 ve fázi před spojením vahadel

Vstupní údaje

Počáteční napětí

Vlákna	D	H
σ [MPa]	-19,324	1,617
z [m]	11,000	0,000

Geometrie průřezu

z [m]	zh [m]	b [m]
11,000	0,000	20,500
10,650	0,350	20,500
10,650	0,350	14,434
10,400	0,600	4,494
10,060	0,940	1,732
1,200	9,800	1,732
1,200	9,800	8,962
0,000	11,000	8,500

Betonářská výztuž

Vrstva	z [m]	Pruty	
H1	0,078	Ø 25 à 100 mm	205 x Ø 25
H2	0,273	Ø 25 à 100 mm	205 x Ø 25
D1	9,723	Ø 25 à 100 mm	85 x Ø 25
D2	10,923	Ø 25 à 100 mm	75 x Ø 25

Počáteční přetvoření - Beton

z [m]	$\sigma_{poč}$ [MPa]	$E_{poč}$ [MPa]	$\varepsilon_{poč}$ [‰]
0,000	1,62	17 143	0,094
0,350	0,95	17 143	0,055
0,350	0,95	17 143	0,055
0,600	0,48	17 143	0,028
0,940	-0,17	17 143	-0,010
9,800	-17,04	17 143	-0,994
11,000	-19,32	17 143	-1,127

Počáteční přetvoření - Betonářská výztuž

Vrstva	z [m]	A_s [mm2]	$\sigma_{poč}$ [‰]	E_s [MPa]	$\varepsilon_{poč}$ [MPa]
H1	0,078	100 629	0,086	200 000	17,15
H2	0,273	100 629	0,064	200 000	12,82
D1	9,723	41 724	-0,985	200 000	-197,08
D2	10,923	36 816	-1,119	200 000	-223,73

Počáteční přetvoření - Předpínací výztuž

Kabel	z_p [m]	A_p [mm2]	$\sigma_{poč}$ [MPa]	E_p [MPa]	$\varepsilon_{poč}$ [‰]
VA_01	0,633	11 100	1307,24	195 000	6,704
VA_02	0,633	11 100	1307,06	195 000	6,703
VA_03	0,633	11 100	1304,84	195 000	6,691
VA_04	0,633	11 100	1308,45	195 000	6,710
VA_05	0,633	11 100	1334,84	195 000	6,845
VA_06	0,396	11 100	1334,46	195 000	6,843
VA_07	0,396	11 100	1339,06	195 000	6,867
VA_08	0,396	11 100	1343,74	195 000	6,891
VA_09	0,396	11 100	1332,09	195 000	6,831
VA_10	0,396	11 100	1332,64	195 000	6,834
VA_11	0,396	11 100	1344,37	195 000	6,894
VA_12	0,396	11 100	1324,50	195 000	6,792
VA_13	0,159	11 100	1337,58	195 000	6,859
VA_14	0,159	11 100	1332,13	195 000	6,831
VA_15	0,159	11 100	1325,71	195 000	6,798
VA_16	0,159	11 100	1317,93	195 000	6,759
VA_17	0,159	11 100	1309,52	195 000	6,715
VA_18	0,159	11 100	1300,50	195 000	6,669
VA_19	0,159	11 100	1290,85	195 000	6,620
VA_20	0,159	11 100	1280,59	195 000	6,567
VA_21	0,159	11 100	1269,68	195 000	6,511

Předpínací výztuž - výpočet primárního momentu

$z_{t,pr}$ = 5,338 m

Kabel	z_p [m]	F_p [MN]	$z_{t,pr} - z_p$ [m]	$M_{p,prim}$ [MNm]
VA_01	0,633	14,51	4,705	**68,28**
VA_02	0,633	14,51	4,705	**68,27**
VA_03	0,633	14,48	4,705	**68,15**
VA_04	0,633	14,52	4,705	**68,34**
VA_05	0,633	14,82	4,705	**69,72**
VA_06	0,396	14,81	4,942	**73,21**
VA_07	0,396	14,86	4,942	**73,46**
VA_08	0,396	14,92	4,942	**73,72**
VA_09	0,396	14,79	4,942	**73,08**
VA_10	0,396	14,79	4,942	**73,11**
VA_11	0,396	14,92	4,942	**73,75**
VA_12	0,396	14,70	4,942	**72,66**
VA_13	0,159	14,85	5,179	**76,90**
VA_14	0,159	14,79	5,179	**76,58**
VA_15	0,159	14,72	5,179	**76,22**
VA_16	0,159	14,63	5,179	**75,77**
VA_17	0,159	14,54	5,179	**75,28**
VA_18	0,159	14,44	5,179	**74,77**
VA_19	0,159	14,33	5,179	**74,21**
VA_20	0,159	14,21	5,179	**73,62**
VA_21	0,159	14,09	5,179	**72,99**

$M_{p,prim}$ = 1532,07 MNm

Výpočet polohy neutrální osy

Poloha horních vláken průřezu:	z_{max} =	0,000	m
Poloha spodních vlákem průřezu:	z_{min} =	11,000	m

Dosažení meze únosnosti při: **Drcení tlačeného betonu**

Poloha rozhodujících vláken průřezu:	z_{rozh} =	11,000	m
Napětí v rozhodujících vláknech na MÚ:	ε_r =	-3,500	‰
Přírůstek ε v rozhod. vláknech na MÚ (horních	$\Delta\varepsilon_{r,H}$ =	-2,372	‰
Poloha N.O. v průřezu při $\Delta\varepsilon_r$:	**$z_{N.O.}$ =**	**8,216**	**m**
Přírůstek ε v opačných vláknech:	$\Delta\varepsilon_H$ =	6,998	‰
	$\Delta\varepsilon_D$ =	-2,372	‰

Výpočet momentu únosnosti

F_{cc} =	-404,81	MN	M_c =	752,49	MNm
F_{st} =	88,20	MN	M_s =	779,93	MN
F_{sc} =	-34,18	MN	M_p =	2 759,00	MN
F_p =	350,80	MN	$M_{p,opačný}$ =	0,00	MN
∑ F =	**0,00000**	**MN**	**∑ M =**	**4 291,4**	**MNm**

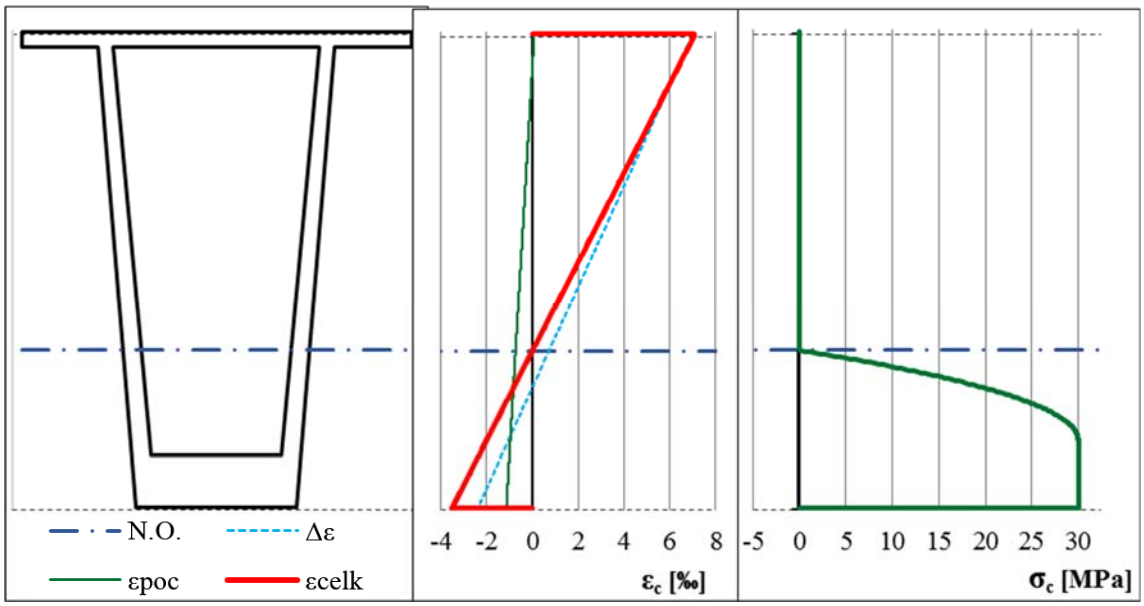
Poloha N. O. od horních vláken: **$z_{N.O.}$ = 8,216 m**

Celková poloha N.O. na MÚ: **$z_{N.O.}$ = 7,366 m**

$M_{Ed,celk}$ = M_{zat} + $M_{p,prim}$ + $M_{p,sek}$ = -2 293,6 MNm
M_{Ed} = $M_{Ed,celk}$ - $M_{p,prim}$ = -2 293,6 -1 532,1 = -3 825,7 MNm

Posouzení

M_{Rd} = -4 291,4 MNm > M_{Ed} = -3 825,7 MNm VYHOVUJE



Ověření přetvoření: Beton: **VYHOVUJE**
Betonářská výztuž: **VYHOVUJE**
Předpínací výztuž: **VYHOVUJE**

Výpočet normálových sil

Beton

$\varepsilon_{c,min}$ ‰	$\varepsilon_{c,max}$ ‰	$F_{c,t}$ MN	$M_{c,t}$ MNm	$F_{c,c}$ MN	$M_{c,c}$ MNm
-3,499	7,092	0,0	0,0	-404,8	752,5

Betonářská výztuž

Vrstva	z_t [m]	ε_{su} [‰]	σ_s [MPa]	A_s [mm^2]	F_s [MN]	z_t - $z_{N.O.}$ [m]	M_s [MNm]
H1	0,078	7,017	438,3	100 629	44,11	-8,138	-358,94
H2	0,273	6,830	438,2	100 629	44,09	-7,943	-350,23
D1	9,723	-2,269	-434,9	41 724	-18,14	1,507	-27,34
D2	10,923	-3,424	-435,7	36 816	-16,04	2,707	-43,42

Předpínací výztuž

Kabel 0	z_t [m]	ε_{pu} [‰]	σ_s [MPa]	A_p [mm^2]	F_p [MN]	z_t - $z_{N.O.}$ [m]	M_p [MNm]
VA_01	0,633	13,162	1 501,1	11 100	16,66	-7,583	-126,34
VA_02	0,633	13,161	1 501,1	11 100	16,66	-7,583	-126,34
VA_03	0,633	13,150	1 501,0	11 100	16,66	-7,583	-126,33
VA_04	0,633	13,169	1 501,2	11 100	16,66	-7,583	-126,35
VA_05	0,633	13,304	1 503,0	11 100	16,68	-7,583	-126,50
VA_06	0,396	13,504	1 505,5	11 100	16,71	-7,820	-130,67
VA_07	0,396	13,527	1 505,8	11 100	16,71	-7,820	-130,70
VA_08	0,396	13,551	1 506,1	11 100	16,72	-7,820	-130,73
VA_09	0,396	13,492	1 505,4	11 100	16,71	-7,820	-130,66
VA_10	0,396	13,494	1 505,4	11 100	16,71	-7,820	-130,66
VA_11	0,396	13,555	1 506,2	11 100	16,72	-7,820	-130,73
VA_12	0,396	13,453	1 504,9	11 100	16,70	-7,820	-130,62
VA_13	0,159	13,722	1 508,3	11 100	16,74	-8,057	-134,88
VA_14	0,159	13,694	1 508,0	11 100	16,74	-8,057	-134,85
VA_15	0,159	13,661	1 507,5	11 100	16,73	-8,057	-134,81
VA_16	0,159	13,621	1 507,0	11 100	16,73	-8,057	-134,77
VA_17	0,159	13,578	1 506,5	11 100	16,72	-8,057	-134,72
VA_18	0,159	13,532	1 505,9	11 100	16,72	-8,057	-134,67
VA_19	0,159	13,482	1 505,2	11 100	16,71	-8,057	-134,61
VA_20	0,159	13,429	1 504,6	11 100	16,70	-8,057	-134,55
VA_21	0,159	13,374	1 503,8	11 100	16,69	-8,057	-134,49

Ověření přetvoření

Beton

z [m]	$\varepsilon_{c,0}$ [‰]	$\Delta\varepsilon_{cu}$ [‰]	**ε_{cu} [‰]**	$\varepsilon_{c,max}$ [‰]	$\varepsilon_{c,min}$ [‰]	
0,000	0,094	6,998	**7,092**	100,000	-3,500	VYHOVUJE
0,350	0,055	6,700	**6,755**	100,000	-3,500	VYHOVUJE
0,600	0,028	6,487	**6,514**	100,000	-3,500	VYHOVUJE
0,940	-0,010	6,197	**6,187**	100,000	-3,500	VYHOVUJE
9,800	-0,994	-1,350	**-2,344**	100,000	-3,500	VYHOVUJE
11,000	-1,127	-2,372	**-3,499**	100,000	-3,500	VYHOVUJE

Betonářská výztuž

Vrstva	z [m]	$\varepsilon_{s,0}$ [‰]	$\Delta\varepsilon_{su}$ [‰]	**ε_{su} [‰]**	$\varepsilon_{s,max}$ [‰]	$\varepsilon_{s,min}$ [‰]	
H1	0,078	0,086	6,932	**7,017**	45,000	-45,000	VYHOVUJE
H2	0,273	0,064	6,766	**6,830**	45,000	-45,000	VYHOVUJE
D1	9,723	-0,985	-1,284	**-2,269**	45,000	-45,000	VYHOVUJE
D2	10,923	-1,119	-2,306	**-3,424**	45,000	-45,000	VYHOVUJE

Předpínací výztuž

Kabel	z [m]	$\varepsilon_{p,0}$ [‰]	$\Delta\varepsilon_{pu}$ [‰]	**ε_{pu} [‰]**	$\varepsilon_{p,max}$ [‰]	$\varepsilon_{p,min}$ [‰]	
VA_01	0,633	6,704	6,459	**13,162**	20,000	-20,000	VYHOVUJE
VA_02	0,633	6,703	6,459	**13,161**	20,000	-20,000	VYHOVUJE
VA_03	0,633	6,691	6,459	**13,150**	20,000	-20,000	VYHOVUJE
VA_04	0,633	6,710	6,459	**13,169**	20,000	-20,000	VYHOVUJE
VA_05	0,633	6,845	6,459	**13,304**	20,000	-20,000	VYHOVUJE
VA_06	0,396	6,843	6,660	**13,504**	20,000	-20,000	VYHOVUJE
VA_07	0,396	6,867	6,660	**13,527**	20,000	-20,000	VYHOVUJE
VA_08	0,396	6,891	6,660	**13,551**	20,000	-20,000	VYHOVUJE
VA_09	0,396	6,831	6,660	**13,492**	20,000	-20,000	VYHOVUJE
VA_10	0,396	6,834	6,660	**13,494**	20,000	-20,000	VYHOVUJE
VA_11	0,396	6,894	6,660	**13,555**	20,000	-20,000	VYHOVUJE
VA_12	0,396	6,792	6,660	**13,453**	20,000	-20,000	VYHOVUJE
VA_13	0,159	6,859	6,862	**13,722**	20,000	-20,000	VYHOVUJE
VA_14	0,159	6,831	6,862	**13,694**	20,000	-20,000	VYHOVUJE
VA_15	0,159	6,798	6,862	**13,661**	20,000	-20,000	VYHOVUJE
VA_16	0,159	6,759	6,862	**13,621**	20,000	-20,000	VYHOVUJE
VA_17	0,159	6,715	6,862	**13,578**	20,000	-20,000	VYHOVUJE
VA_18	0,159	6,669	6,862	**13,532**	20,000	-20,000	VYHOVUJE
VA_19	0,159	6,620	6,862	**13,482**	20,000	-20,000	VYHOVUJE
VA_20	0,159	6,567	6,862	**13,429**	20,000	-20,000	VYHOVUJE
VA_21	0,159	6,511	6,862	**13,374**	20,000	-20,000	VYHOVUJE

10.2 Shrnutí

Fáze před spojením vahadel

Řez	M_{Rd} [MNm]	M_{Ed} [MNm]	Využití
Pole 1	487,40	304,94	62,6 %
Pilíř 3	**-4 291,42**	**-3 825,72**	**89,1 %**

Tabulka 14 – Posouzení MSÚ

Uvedení do provozu

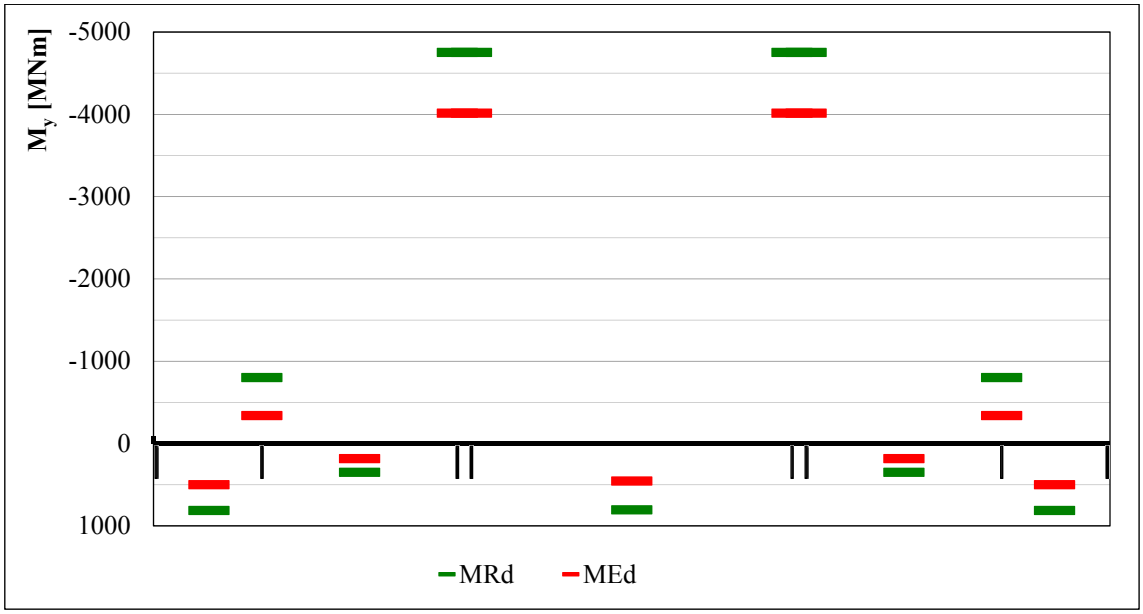
Řez	M_{Rd} [MNm]	M_{Ed} [MNm]	Využití
Pole 1	813,56	500,81	61,6 %
Pilíř 2	-800,66	-339,52	42,4 %
Pole 2	350,54	184,24	52,6 %
Pilíř 3	-4 751,72	-4 013,20	84,5 %
Pole 3	805,81	456,13	56,6 %

Tabulka 15 – Posouzení MSÚ

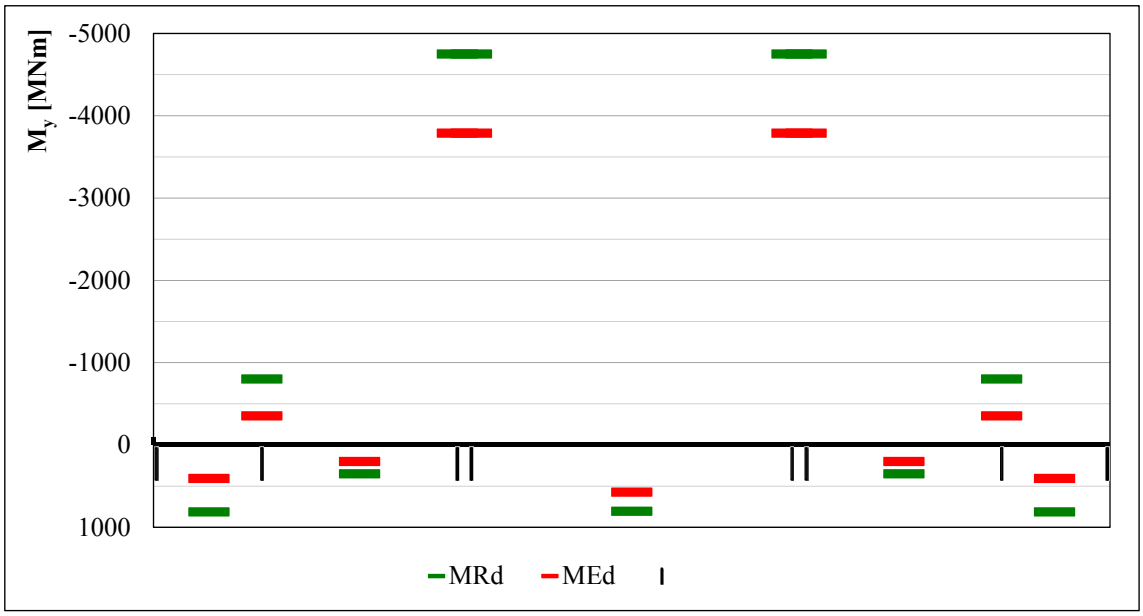
Na konci životnosti

Řez	M_{Rd} [MNm]	M_{Ed} [MNm]	Využití
Pole 1	813,45	406,91	50,0 %
Pilíř 2	-800,85	-352,59	44,0 %
Pole 2	351,34	201,39	57,3 %
Pilíř 3	-4 749,90	-3 788,56	79,8 %
Pole 3	**806,31**	**573,60**	**71,1 %**

Tabulka 16 – Posouzení MSÚ



Obrázek 87 – Posouzení MSÚ – uvedení do provozu



Obrázek 88 – Posouzení MSÚ – na konci životnosti

11 Závěr

Diplomová práce splňuje všechny požadavky specifikované v zadání a obsahuje požadované přílohy.

Konstrukce je navržena bezpečně a vyhovuje ve všech dílčích posouzeních mezního stavu použitelnosti a mezního stavu únosnosti. Pouze v několika stavebních stadiích se tlakové napětí v betonu pohybuje na úrovni hodnoty 0,45 f_{ck}. V průběhu životnosti však napětí nepřekročí žádné z uvedených omezení. Za nejvíce namáhané části konstrukce je možné označit oblast pilíře P3 a P4, kde vzniká největší záporný moment a dočasně i tahové namáhání horních vláken. V průběhu životnosti, vlivem dotvarování betonu, je zjevný významný narůst kladného momentu ve středním poli a důsledku toho i přírůstek tahového napětí u spodních vláken, resp. úbytek tlakové rezervy.

Jako stěžejní se ve neposlední řadě jeví také nárůst průhybu v čase. Tento fenomén ale není u letmo betonovaných konstrukcí neobvyklý a je možné ho eliminovat patřičným počátečním nadvýšením.

V rámci porovnání koncepčních návrhů se za vhodnější považuje zvolená varianta s umístěním pilíře do chráněného území z důvodu lepšího statického uspořádání a vyloučení dalších problémů během výstavby i celé životnosti konstrukce, už tak relativně komplikované.

Rozdíl v rychlosti postupu betonážního vozíku, ať už s ohledem ba vnitřní síly a napětí, či průhyb, není významný, nicméně je dobře pozorovatelný. V rámci porovnání je zjevné, že varianta II (rychlejší) vykazuje rychlejší redistribuci vnitřních sil, rychlejší nárůst průhybu i větší celkovou hodnotu deformace.

Závěrem lze konstatovat, že v projektu by bylo možné pokračovat. Během dalších výpočtů by mohla proběhnout optimalizace konstrukce, zejména uspořádání předpínacích kabelů, případně modifikace betonového průřezu, pro celkově ekonomičtější návrh mostní konstrukce.

Seznam obrázků

Obrázek 1 – Podélný řez ... 20
Obrázek 2 – Příčný řez ... 20
Obrázek 3 – Posuzované řezy ... 20
Obrázek 4 – Prutový model ... 21
Obrázek 5 – Tvorba prutového modelu ... 22
Obrázek 6 – Výpočet dotvarování ... 23
Obrázek 7 – Deskostěnový model ... 24
Obrázek 8 – Pracovní diagram betonu ... 25
Obrázek 9 – Pevnost betonu v čase ... 27
Obrázek 10 – Pracovní diagram betonářské výztuže ... 28
Obrázek 11 – Pracovní diagram předpínací výztuže ... 28
Obrázek 12 – Příklad aplikace zatížení ... 29
Obrázek 13 – Tíha ČB včetně betonážního vozíku ... 30
Obrázek 14 – Příčinkové čáry ... 33
Obrázek 15 – Rozdělení na zatěžovací pruhy ... 33
Obrázek 16 – Zvětšující součinitele napětí po délce konstrukce ... 37
Obrázek 17 – Průběh napětí – řez **A (pole 1)** ... 37
Obrázek 18 – Průběh napětí – řez **B (pilíř 2)** ... 38
Obrázek 19 – Průběh napětí – řez **D (pilíř 3)** ... 38
Obrázek 20 – Porovnání průhybu od ostatního stálého zatížení ... 39
Obrázek 21 – Porovnání průhybu od zatížení 26 kN/m^2 ... 40
Obrázek 22 – Postup napínání ... 43
Obrázek 23 – Silové účinky VA, VB ... 44
Obrázek 24 – Silové účinky KA ... 45
Obrázek 25 – Silové účinky PO ... 46
Obrázek 26 – Silové účinky SA ... 47
Obrázek 27 – Silové účinky **ZA +ZB + ZC** ... 47
Obrázek 28 – Ohybový moment od ZA ... 47
Obrázek 29 – Ohybový moment od ZC ... 48
Obrázek 30 – Ohybový moment od ZB ... 48
Obrázek 31 – Krátkodobé ztráty – ZC_01 ... 48
Obrázek 32 – Krátkodobé ztráty – ZA_01 ... 49
Obrázek 33 – Krátkodobé ztráty – KA_01 ... 49
Obrázek 34 – Krátkodobé ztráty – PO_01 ... 49
Obrázek 35 – Ostatní stálé ... 50
Obrázek 36 – Poklesy podpor ... 50
Obrázek 37 – Teplota ... 51
Obrázek 38 – LM1 + chodníky ... 51
Obrázek 39 – LM1 (častá hodnota) + vodorovné ... 51
Obrázek 40 – LM3 1 800 kN ... 52
Obrázek 41 – LM3 3 000 kN ... 52
Obrázek 42 – LM4 + chodníky ... 52
Obrázek 43 – Ohybový moment během výstavby vahadla ... 55
Obrázek 44 – Normálová síla během výstavby vahadla ... 55
Obrázek 45 – Ohybový moment na konstrukci ... 56
Obrázek 46 – Normálová síla na konstrukci ... 56
Obrázek 47 – Ohybový moment od kvazistálé kombinace ... 57

Obrázek 48 – Ohybový moment od časté kombinace ... 57
Obrázek 49 – Ohybový moment od charakteristické kombinace ... 58
Obrázek 50 – Ohybový moment od kombinace 6.10 ... 58
Obrázek 51 – Ohybový moment od kombinace 6.10 ... 59
Obrázek 52 – Ohybový moment od kombinace 6.10 ... 59
Obrázek 53 – Ohybové momenty od stálého zatížení ... 60
Obrázek 54 – Ohybové momenty od stálého zatížení ... 60
Obrázek 55 – Vnitřní síly v místě pilíře **P3** (řez 30 a 31) ... 61
Obrázek 56 – Vnitřní síly v **Poli 3** (řez 322) ... 62
Obrázek 57 – Napětí – Dolní vlákna ... 65
Obrázek 58 – σH na vahadle ... 66
Obrázek 59 – Napětí – Dolní vlákna ... 66
Obrázek 60 – Napětí – Dolní vlákna ... 67
Obrázek 61 – Napětí – Dolní vlákna ... 68
Obrázek 62 – Napětí – Dolní vlákna ... 69
Obrázek 63 – Napětí – Dolní vlákna ... 70
Obrázek 64 – Napětí od stálého zatížení – Horní a Dolní vlákna ... 71
Obrázek 65 – Napětí od stálého zatížení – Horní a Dolní vlákna ... 72
Obrázek 66 – Napětí od stálého zatížení – Horní a Dolní vlákna ... 72
Obrázek 67 – Napětí od stálého zatížení – Horní a Dolní vlákna ... 73
Obrázek 68 – **Pilíř 3** (řez 30) ... 73
Obrázek 69 – **Pole 3** (řez 322) ... 74
Obrázek 70 – **Pilíř 2** (řez 20) ... 74
Obrázek 71 – **Pole 1** (řez 104) ... 75
Obrázek 72 – **Pilíř 3** (řez 30) ... 75
Obrázek 73 – **Pole 3** (řez 322) ... 76
Obrázek 74 – **Pilíř 3** (řez 30) ... 76
Obrázek 75 – **Pilíř 2** (řez 20) ... 77
Obrázek 76 – **Pole 3** (řez 322) ... 77
Obrázek 77 – Průhyb od dopravy ... 78
Obrázek 78 – Průhyb těsně před spojením vahadel (F90) ... 78
Obrázek 79 – Uvažované celkové nadvýšení konstrukce ... 79
Obrázek 80 – Průhyb těsně před spojením vahadel s nadvýšením (F90) ... 79
Obrázek 81 – Deformace od stálého zatížení ... 80
Obrázek 82 – Deformace od stálého zatížení ... 80
Obrázek 83 – Deformace od stálého zatížení – porovnání variant ... 81
Obrázek 84 – Průběh deformace v čase – porovnání variant ... 81
Obrázek 85 – Průběh deformace v čase – logaritmická křivka ... 82
Obrázek 86 – Schéma výpočtu momentu únosnosti ... 83
Obrázek 87 – Posouzení MSÚ – uvedení do provozu ... 90
Obrázek 88 – Posouzení MSÚ – na konci životnosti ... 90

Seznam tabulek

Tabulka 1 – Časová osa 17
Tabulka 2 – Srovnání varianty I a II 19
Tabulka 3 – Ostatní stálé zatížení 30
Tabulka 4 – Hodnoty součinitele k_{sur} 32
Tabulka 5 – LM1 34
Tabulka 6 – LM3 34
Tabulka 7 – Porovnání napětí jednotlivých modelů 36
Tabulka 8 – Ztráty předpětí 43
Tabulka 9 – Označení kabelů 44
Tabulka 10 – Součinitele zatížení 53
Tabulka 11 – Ostatní součinitele 54
Tabulka 12 – Kombinační součinitele 54
Tabulka 13 – Limitní hodnoty pro průhyb 65
Tabulka 14 – Posouzení MSÚ 89
Tabulka 15 – Posouzení MSÚ 89
Tabulka 16 – Posouzení MSÚ 89

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební
Katedra betonových a zděných konstrukcí

Návrh letmo betonovaného dálničního mostu přes údolí Vltavy

Diplomová práce

ČÁST C: VÝKRESOVÁ DOKUMENTACE

Bc. Jakub Dvořák

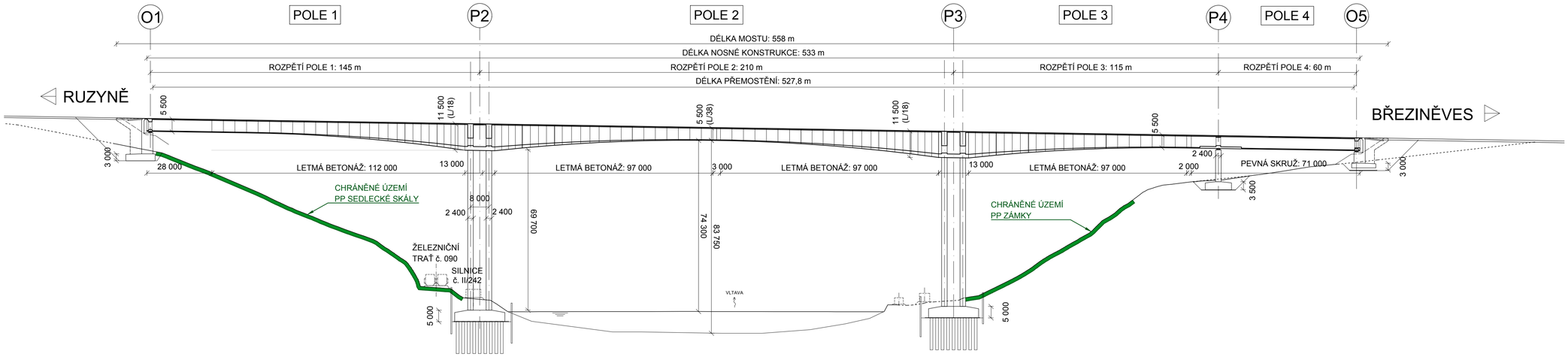
Praha 2019

Seznam výkresů

1.1 Variantní řešení	1:1 000
2.1 Půdorys	1:300
2.2 Podélný řez	1:300
2.3 Vzorový příčný řez – V poli	1:100
2.4 Vzorový příčný řez – U pilíře P2	1:100
2.5 Vzorový příčný řez – U pilíře P3	1:100
2.6 Pohled na pilíř P2	1:200
2.7 Pohled na pilíř P3	1:200
3.1 Předpětí vahadla	1:300
3.2 Předpětí pole 1 a 2	1:250
3.3 Předpětí pole 3	1:250
3.4 Kabely spojitosti	1:250
4.1 Schéma výstavby	1:2 000

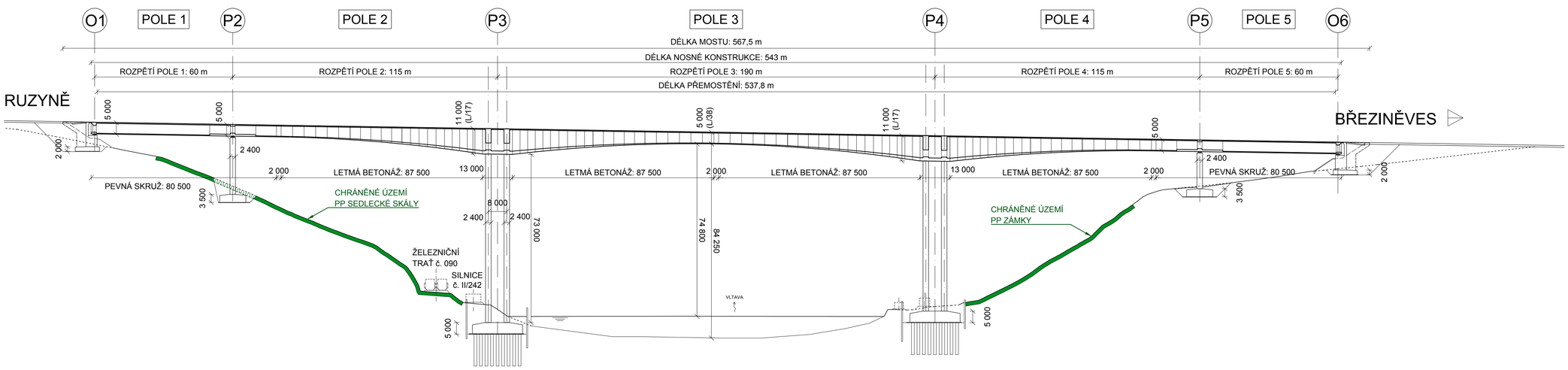
VARIANTA **A**

M 1:1 000

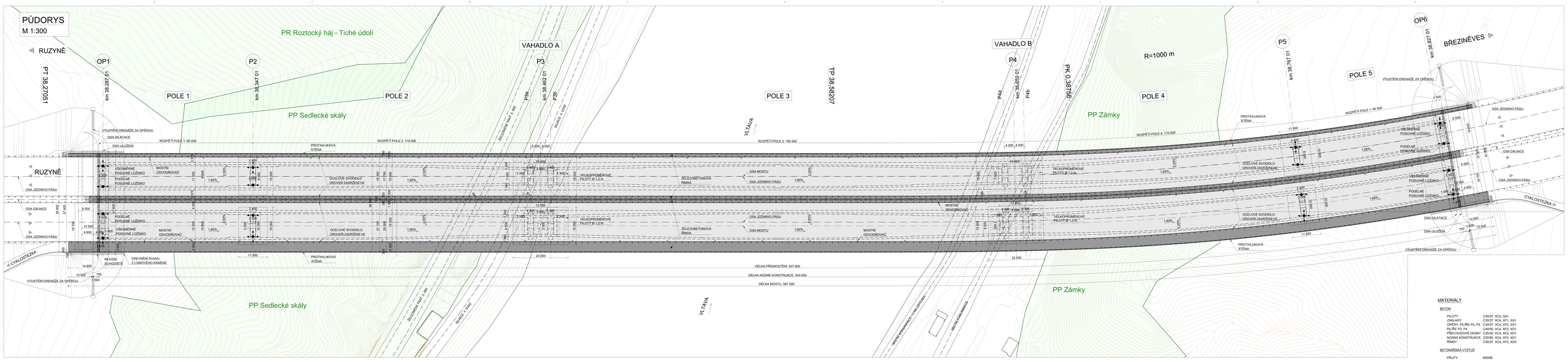


VARIANTA **B**

M 1:1 000



Student:	Bc. Jakub Dvořák		ČVUT v Praze Fakulta stavební
Obor: K	Ročník: 2.	Vedoucí práce: prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc., FEng.	
Katedra:	K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí		
Předmět:	DIPLOMOVÁ PRÁCE		Měřítko: 1:1 000
Úloha:	Návrh letmo betonovaného dálničního mostu přes údolí Vltavy		Datum: 19. 5. 2019
Výkres:	Variantní řešení		Číslo přílohy: 1.1



MATERIÁLY

BETON

PILOTY	C30/37 XC2, XA1
ZÁKLADY	C30/37 XC4, XF1, XA1
OPĚRY, PILÍŘE P2, P5	C30/37 XC4, XF2, XD1
PILÍŘE P3, P4	C40/50 XC4, XF2, XD1
PŘECHODOVÉ DESKY	C25/30 XC4, XF2, XD1
NOSNÁ KONSTRUKCE	C50/60 XC4, XF2, XD1
ŘÍMSY	C30/37 XC4, XF2, XD3

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ

PRUTY	B500B

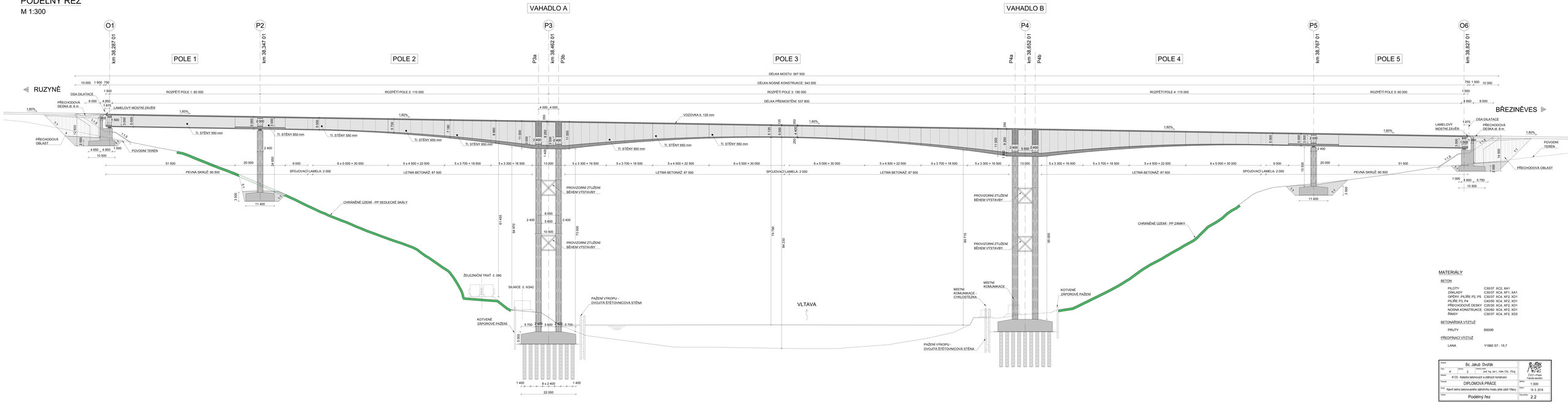
PŘEDPINACÍ VÝZTUŽ

LANA	Y1860 S7 - 15,7

Student:	Bc. Jakub Dvořák		ČVUT v Praze Fakulta stavební
Stupeň: K	Ročník: 2.	Vedoucí práce: prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc., FEng.	
Katedra:	K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí		Měřítko: 1:300
Název:	DIPLOMOVÁ PRÁCE		
Téma:	Návrh letmo betonovaného silničního mostu přes údolí Vltavy		Datum: 19. 5. 2019
Výkres:	Půdorys		Číslo přílohy: 2.1

PODÉLNÝ ŘEZ

M 1:300



MATERIÁLY

BETON

PILOTY	C30/37 XC2, XA1
ZÁKLADY	C30/37 XC4, XF1, XA1
OPĚRY, PILÍŘE P2, P5	C30/37 XC4, XF2, XD1
PILÍŘE P3, P4	C40/50 XC4, XF2, XD1
PŘECHODOVÉ DESKY	C25/30 XC4, XF2, XD1
NOSNÁ KONSTRUKCE	C50/60 XC4, XF2, XD1
ŘÍMSY	C30/37 XC4, XF2, XD3

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ

PRUTY	B500B

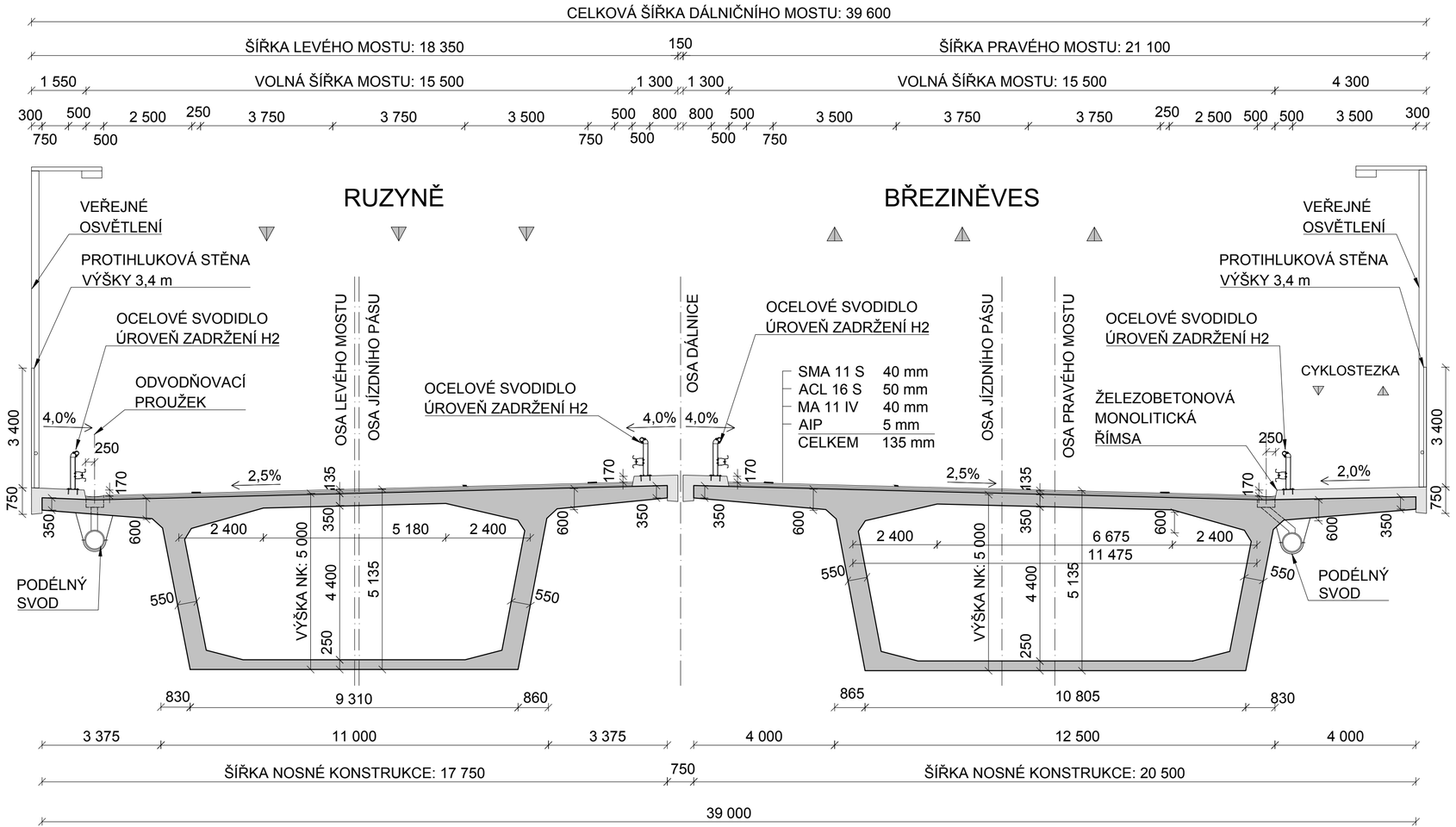
PŘEDPINACÍ VÝZTUŽ

LANA	Y1860 S7 - 15,7

Student:	Bc. Jakub Dvořák				ČVUT v Praze Fakulta stavební
Ročník: K	Skupina: 2	Vedoucí práce: prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc., FEng.			
Katedra:	K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí			Měřítko:	1:300
Téma:	DIPLOMOVÁ PRÁCE			Datum:	19. 5. 2019
Název:	Návrh letmo betonovaného silničního mostu přes údolí Vltavy				
Výkres:	Podélný řez			Číslo přílohy:	2.2

VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ V POLI

M 1:100



MATERIÁLY

BETON

PILOTY	C30/37	XC2, XA1
ZÁKLADY	C30/37	XC4, XF1, XA1
OPĚRY, PILÍŘE P2, P5	C30/37	XC4, XF2, XD1
PILÍŘE P3, P4	C40/50	XC4, XF2, XD1
PŘECHODOVÉ DESKY	C25/30	XC4, XF2, XD1
NOSNÁ KONSTRUKCE	C50/60	XC4, XF2, XD1
ŘÍMSY	C30/37	XC4, XF2, XD3

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ

PRUTY	B500B

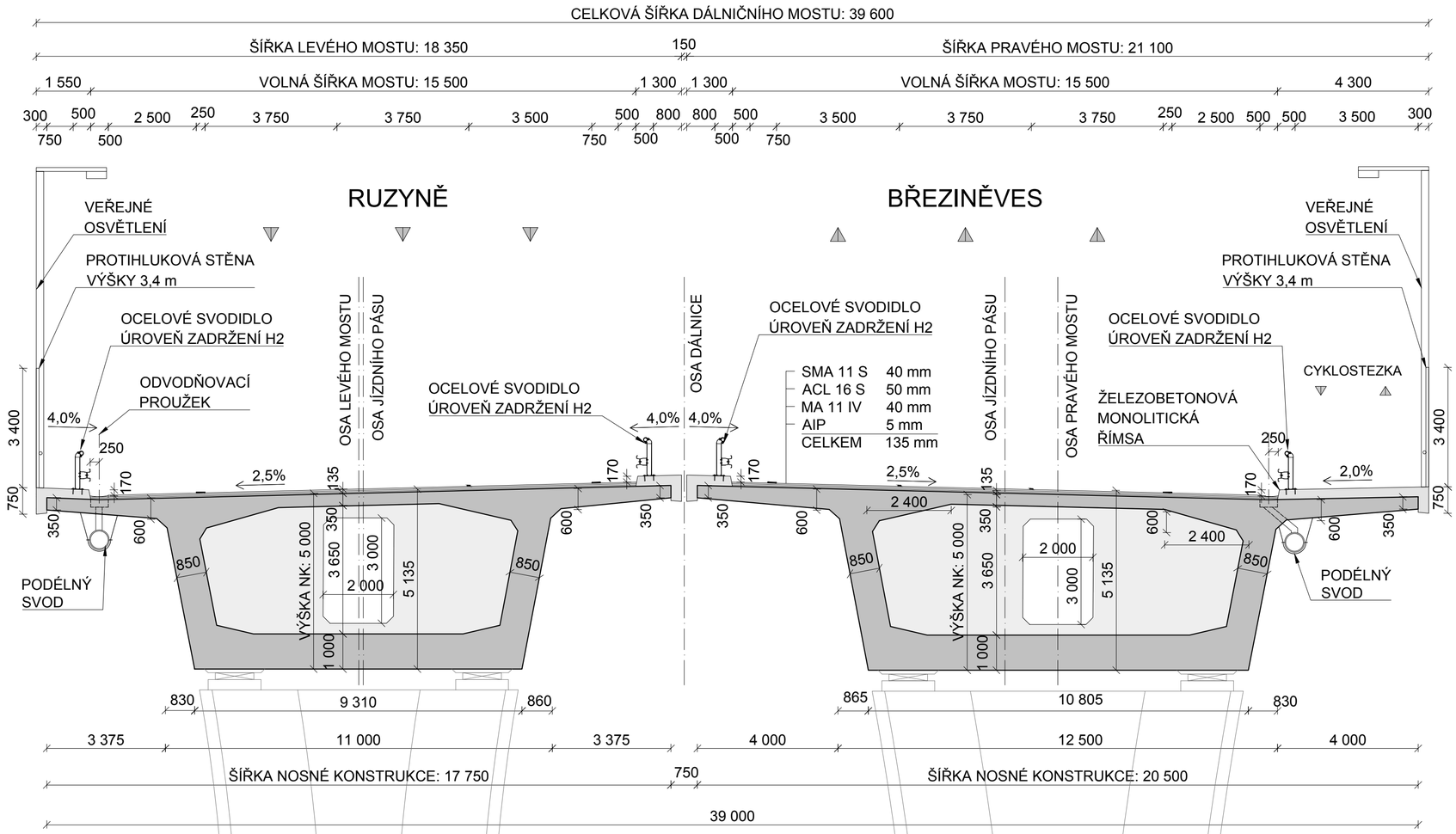
PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ

LANA	Y1860 S7 - 15,7

Student: Bc. Jakub Dvořák			ČVUT v Praze Fakulta stavební
Obor: K	Ročník: 2.	Vedoucí práce: prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc., FEng.	
Katedra: K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí			
Předmět: DIPLOMOVÁ PRÁCE			Měřítko: 1:100
Úloha: Návrh letmo betonovaného dálničního mostu přes údolí Vltavy			Datum: 19. 5. 2019
Výkres: Vzorový příčný řez - V poli			Číslo přílohy: 2.3

VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ U PILÍŘE 2

M 1:100



MATERIÁLY

BETON

PILOTY	C30/37	XC2, XA1
ZÁKLADY	C30/37	XC4, XF1, XA1
OPĚRY, PILÍŘE P2, P5	C30/37	XC4, XF2, XD1
PILÍŘE P3, P4	C40/50	XC4, XF2, XD1
PŘECHODOVÉ DESKY	C25/30	XC4, XF2, XD1
NOSNÁ KONSTRUKCE	C50/60	XC4, XF2, XD1
ŘÍMSY	C30/37	XC4, XF2, XD3

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ

PRUTY	B500B

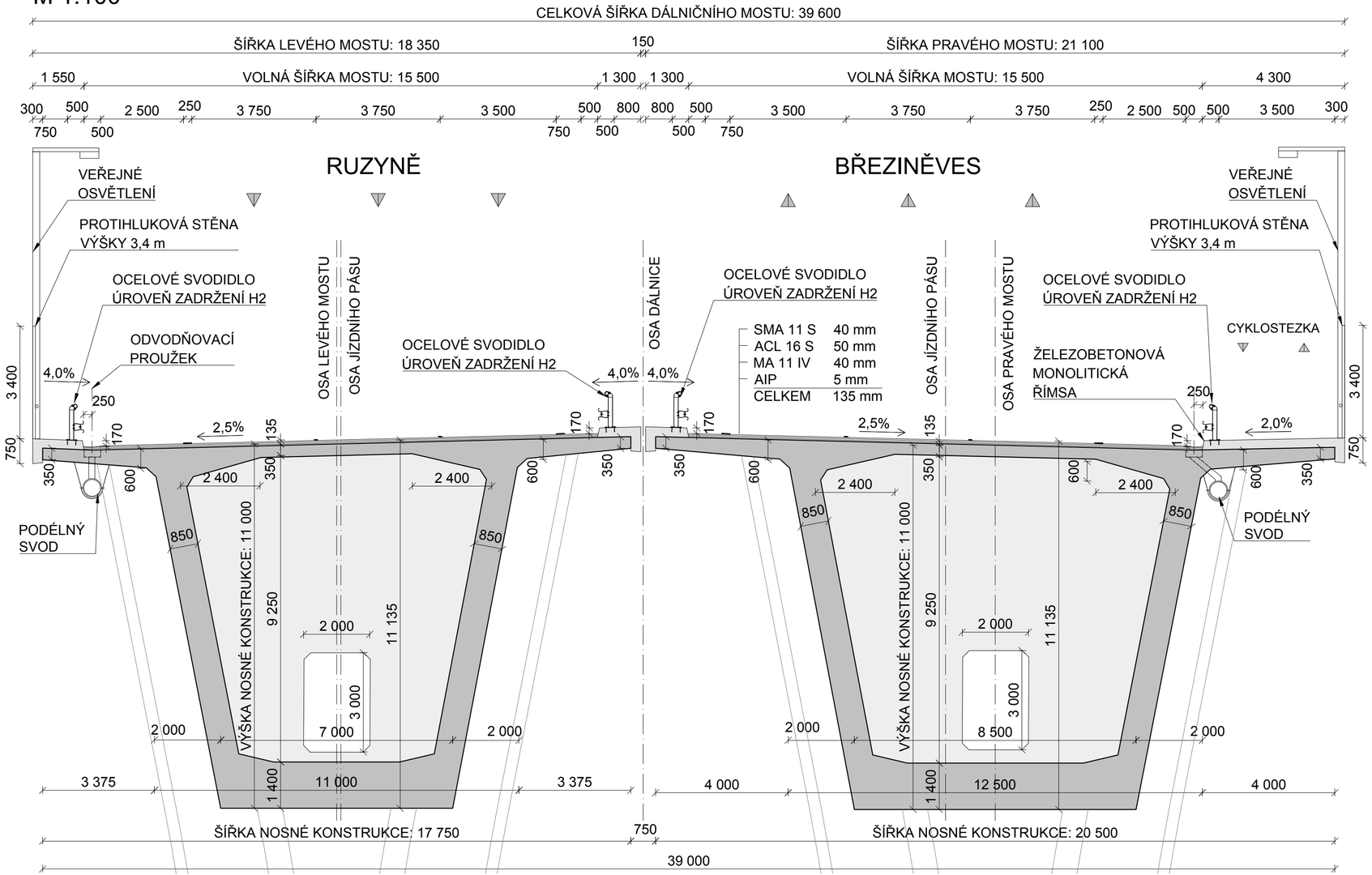
PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ

LANA	Y1860 S7 - 15,7

Student: Bc. Jakub Dvořák			ČVUT v Praze Fakulta stavební
Obor: K	Ročník: 2.	Vedoucí práce: prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc., FEng.	
Katedra: K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí			
Předmět: DIPLOMOVÁ PRÁCE			Měřítko: 1:100
Úloha: Návrh letmo betonovaného dálničního mostu přes údolí Vltavy			Datum: 19. 5. 2019
Výkres: Vzorový příčný řez - U pilíře P2			Číslo přílohy: 2.4

VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ U PILÍŘE P3

M 1:100



MATERIÁLY

BETON

PILOTY	C30/37	XC2, XA1
ZÁKLADY	C30/37	XC4, XF1, XA1
OPĚRY, PILÍŘE P2, P5	C30/37	XC4, XF2, XD1
PILÍŘE P3, P4	C40/50	XC4, XF2, XD1
PŘECHODOVÉ DESKY	C25/30	XC4, XF2, XD1
NOSNÁ KONSTRUKCE	C50/60	XC4, XF2, XD1
ŘÍMSY	C30/37	XC4, XF2, XD3

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ

PRUTY	B500B

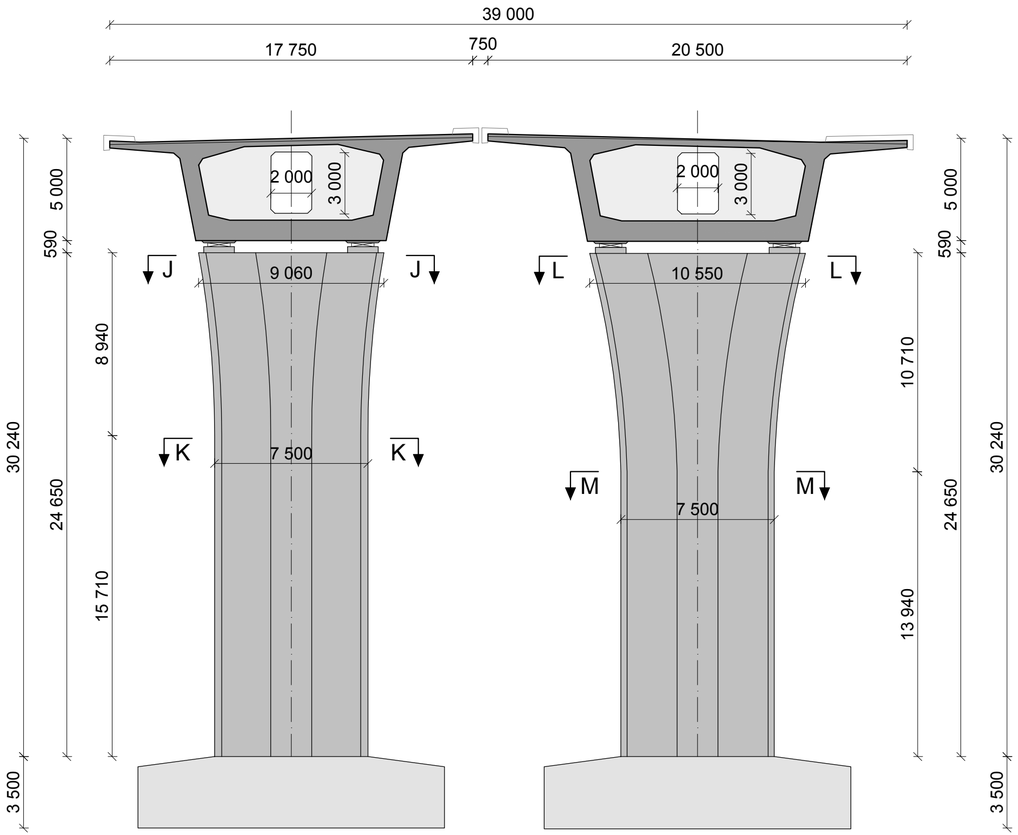
PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ

LANA	Y1860 S7 - 15,7

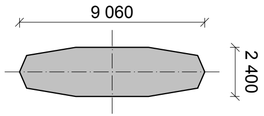
Student: Bc. Jakub Dvořák			ČVUT v Praze Fakulta stavební
Obor: K	Ročník: 2.	Vedoucí práce: prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc., FEng.	
Katedra: K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí			
Předmět: DIPLOMOVÁ PRÁCE			Měřítko: 1:100
Úloha: Návrh letmo betonovaného dálničního mostu přes údolí Vltavy			Datum: 19. 5. 2019
Výkres: Vzorový příčný řez - U pilíře P3			Číslo přílohy: 2.5

POHLED NA PILÍŘ P2

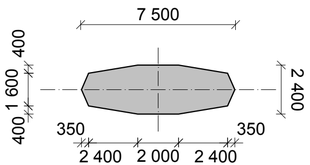
M 1:200



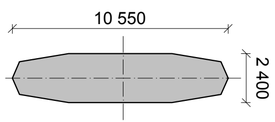
ŘEZ (J-J)



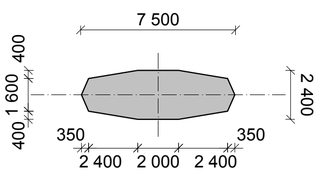
ŘEZ (K-K)



ŘEZ (L-L)



ŘEZ (M-M)



MATERIÁLY

BETON

PILOTY	C30/37	XC2, XA1
ZÁKLADY	C30/37	XC4, XF1, XA1
OPĚRY, PILÍŘE P2, P5	C30/37	XC4, XF2, XD1
PILÍŘE P3, P4	C40/50	XC4, XF2, XD1
PŘECHODOVÉ DESKY	C25/30	XC4, XF2, XD1
NOSNÁ KONSTRUKCE	C50/60	XC4, XF2, XD1
ŘÍMSY	C30/37	XC4, XF2, XD3

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ

PRUTY	B500B

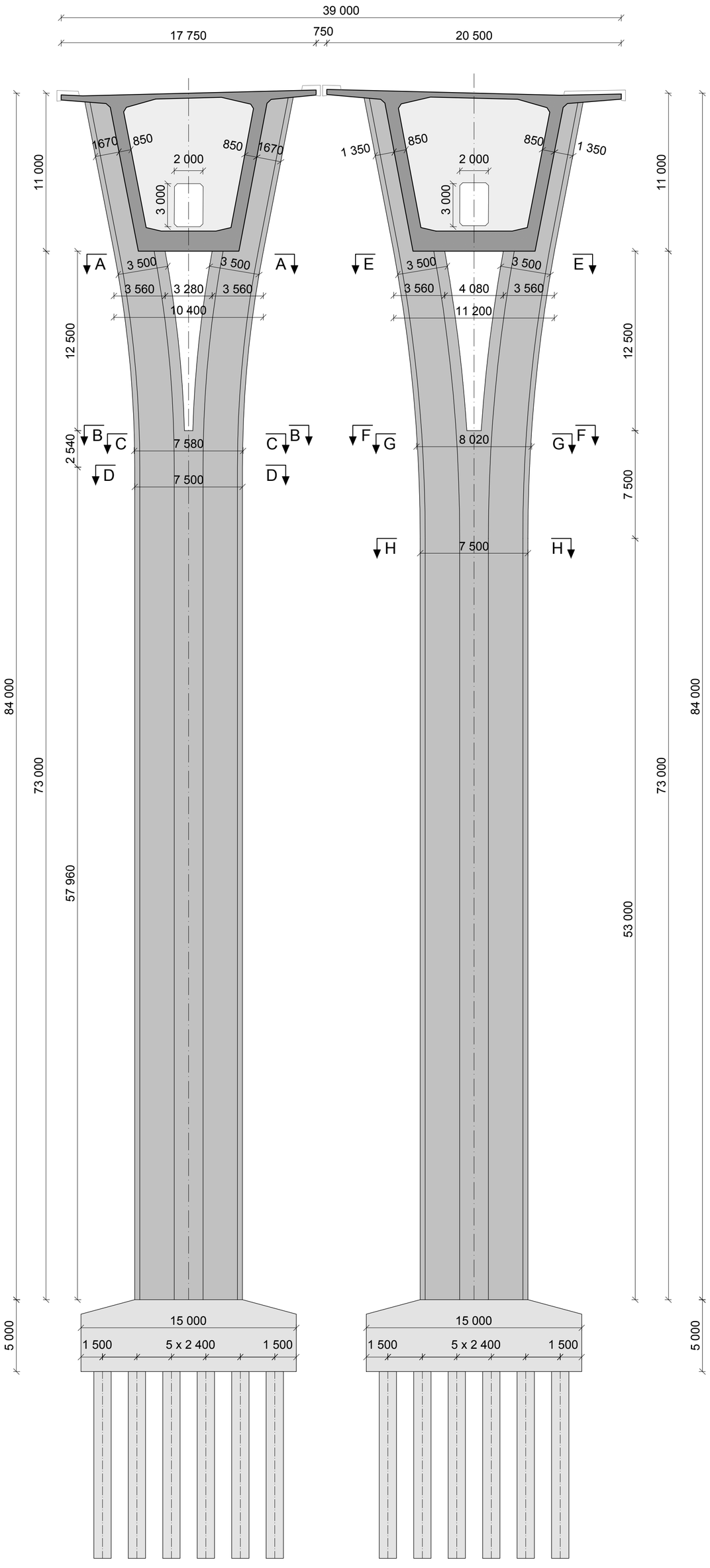
PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ

LANA	Y1860 S7 - 15,7

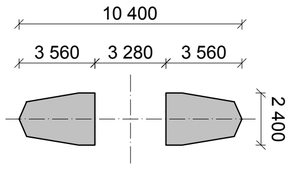
Student: Bc. Jakub Dvořák			ČVUT v Praze Fakulta stavební
Obor: K	Ročník: 2.	Vedoucí práce: prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc., FEng.	
Katedra: K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí			
Předmět: DIPLOMOVÁ PRÁCE			Měřítko: 1:200
Úloha: Návrh letmo betonovaného dálničního mostu přes údolí Vltavy			Datum: 19. 5. 2019
Výkres: Pohled na pilíř P2			Číslo přílohy: 2.6

POHLED NA PILÍŘ P3

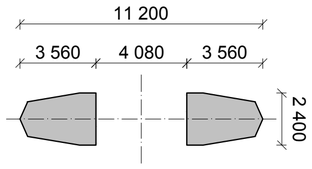
M 1:200



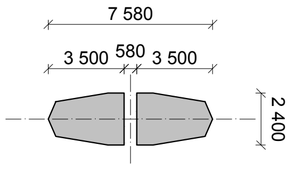
ŘEZ (A-A)



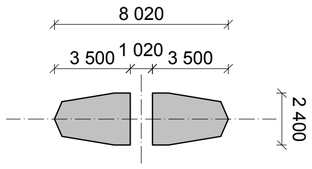
ŘEZ (E-E)



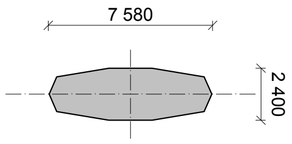
ŘEZ (B-B)



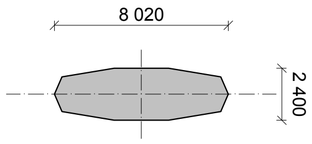
ŘEZ (F-F)



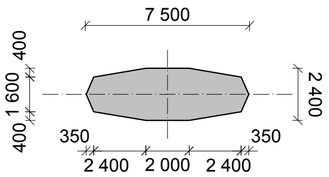
ŘEZ (C-C)



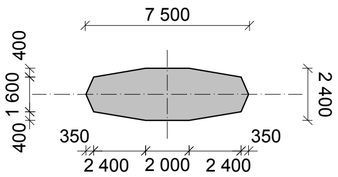
ŘEZ (G-G)



ŘEZ (D-D)



ŘEZ (H-H)



MATERIÁLY

BETON

PILOTY	C30/37	XC2, XA1
ZÁKLADY	C30/37	XC4, XF1, XA1
OPĚRY, PILÍŘE P2, P5	C30/37	XC4, XF2, XD1
PILÍŘE P3, P4	C40/50	XC4, XF2, XD1
PŘECHODOVÉ DESKY	C25/30	XC4, XF2, XD1
NOSNÁ KONSTRUKCE	C50/60	XC4, XF2, XD1
ŘÍMSY	C30/37	XC4, XF2, XD3

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ

PRUTY	B500B

PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ

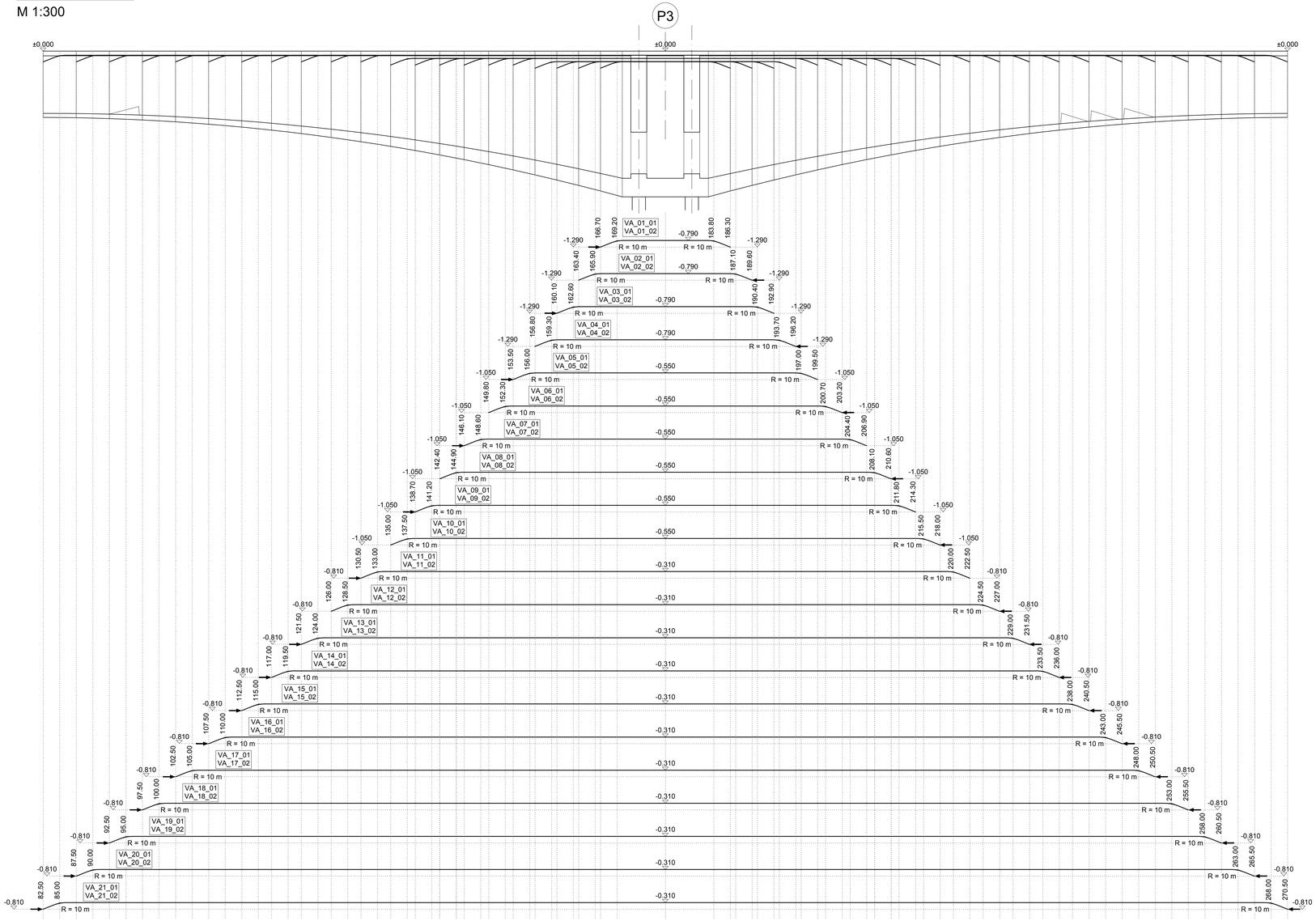
LANA	Y1860 S7 - 15,7

Student: Bc. Jakub Dvořák			ČVUT v Praze Fakulta stavební
Obor: K	Ročník: 2.	Vedoucí práce: prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc., FEng.	
Katedra: K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí			
Předmět: DIPLOMOVÁ PRÁCE			Měřítko: 1:200
Úloha: Návrh letmo betonovaného dálničního mostu přes údolí Vltavy			Datum: 19. 5. 2019
Výkres: Pohled na pilíř P3			Číslo přílohy: 2.7

PŘEDPĚTÍ VAHADLA (KABELY VA)

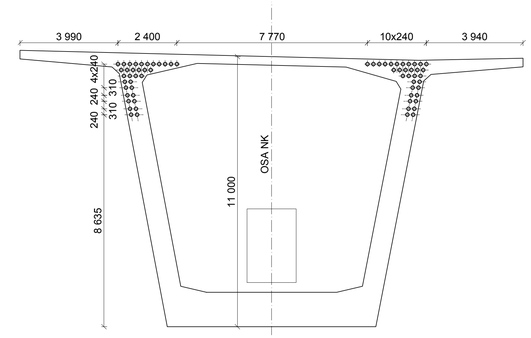
PODÉLNÝ ŘEZ

M 1:300



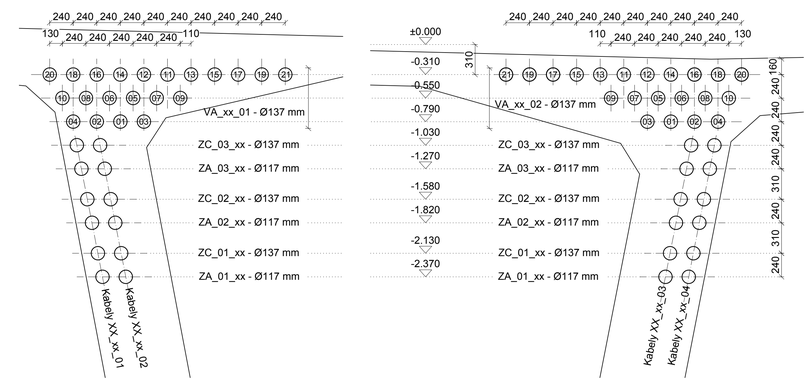
PŘÍČNÝ ŘEZ U PILÍŘE P3

M 1:100



PŘÍČNÝ ŘEZ - DETAIL

M 1:25



MATERIÁLY

BETON

NOSNÁ KONSTRUKCE C50/60 XC4, XF2, XD1

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ

PRUTY B500B

PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ

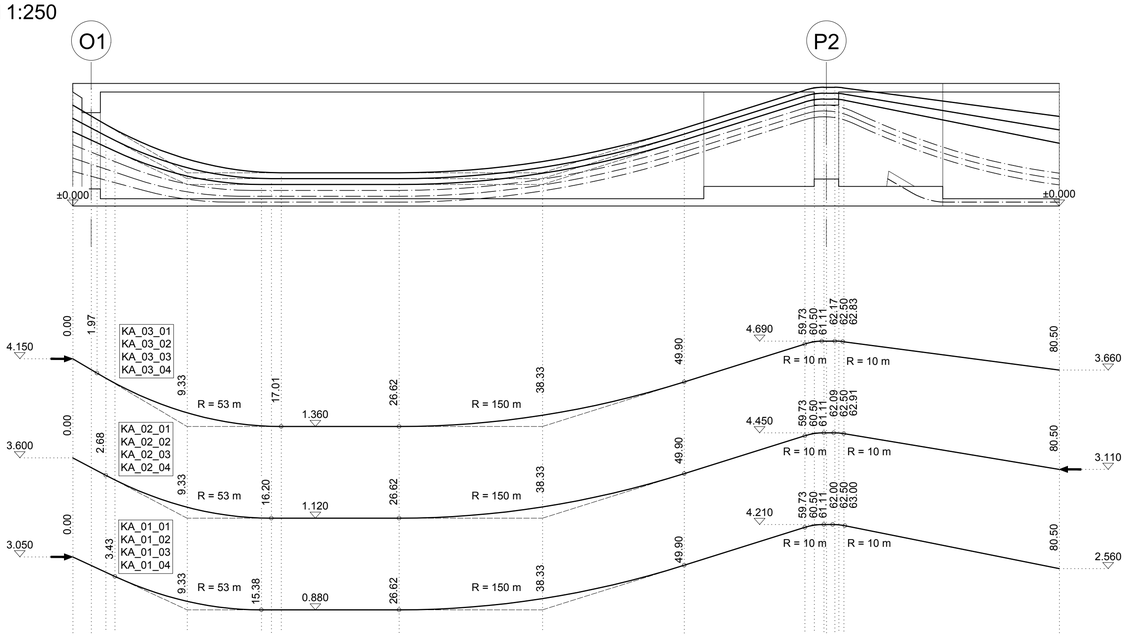
LANA Y1860 S7 - 15,7

Student: Bc. Jakub Dvořák			ČVUT v Praze Fakulta stavební
Obor: K	Ročník: 2.	Vedoucí práce: prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc., FEng.	
Katedra: K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí			
Předmět: DIPLOMOVÁ PRÁCE			Měřítko: 1:300
Úloha: Návrh letmo betonovaného dálničního mostu přes údolí Vltavy			Datum: 19. 5. 2019
Výkres: Předpětí vahadla			Číslo přílohy: 3.1

PŘEDPĚTÍ V POLI 1 A 2 (KABELY KA, SA)

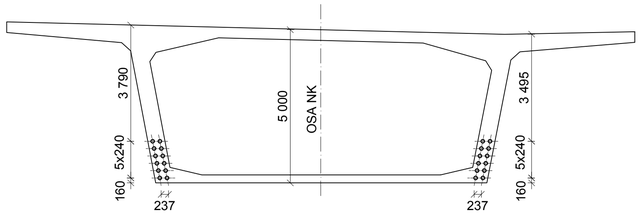
KABELY KA V POLI 1 - PODÉLNÝ ŘEZ

M 1:250



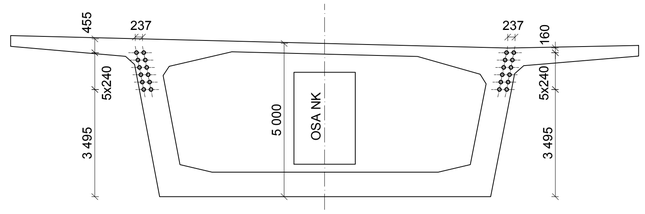
POLE 1 - PŘÍČNÝ ŘEZ

M 1:100



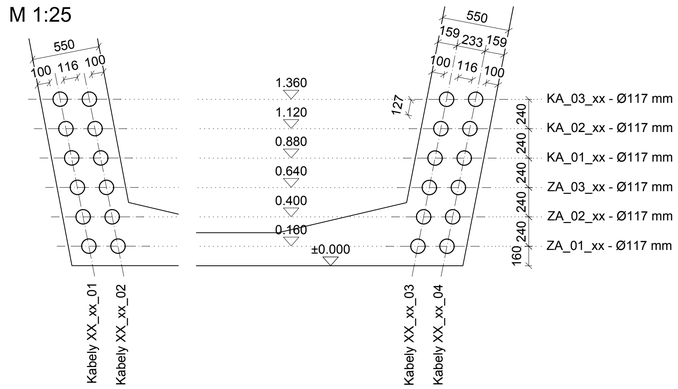
PILÍŘ 2 - PŘÍČNÝ ŘEZ

M 1:100



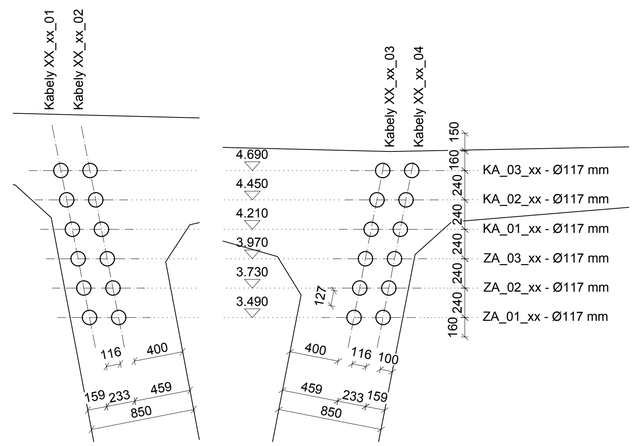
POLE 1 - PŘÍČNÝ ŘEZ - DETAIL

M 1:25



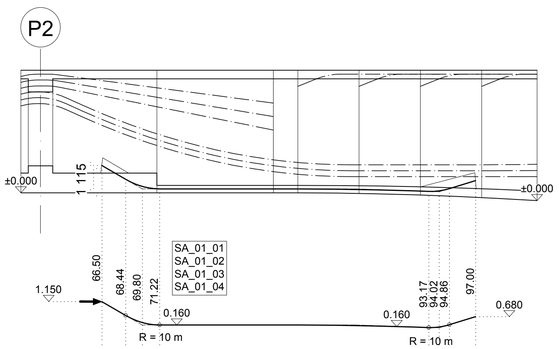
PILÍŘ 2 - PŘÍČNÝ ŘEZ - DETAIL

M 1:25



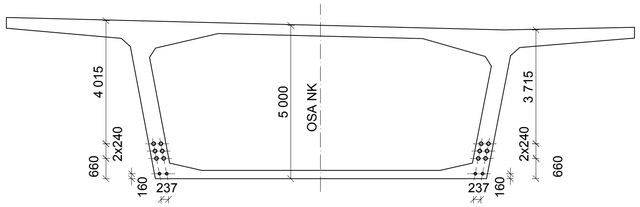
KABELY SA V POLI 2 - PODÉLNÝ ŘEZ

M 1:250



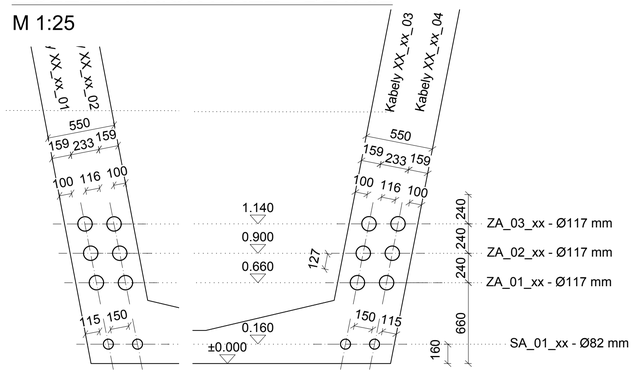
POLE 2 - PŘÍČNÝ ŘEZ

M 1:100



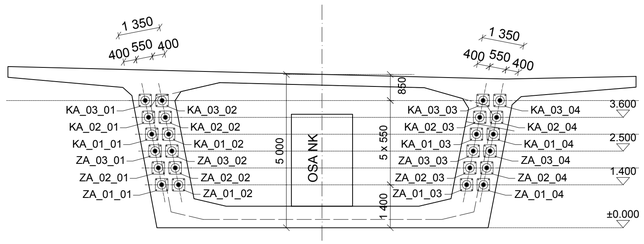
POLE 2 - PŘÍČNÝ ŘEZ - DETAIL

M 1:25



POHLED NA ČELO NK NA OPĚŘE O1

M 1:100



Poznámky

- Kabely KB a SB jsou symtrické podle osy pole 3 a nejsou vykresleny

MATERIÁLY

BETON

NOSNÁ KONSTRUKCE C50/60 XC4, XF2, XD1

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ

PRUTY B500B

PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ

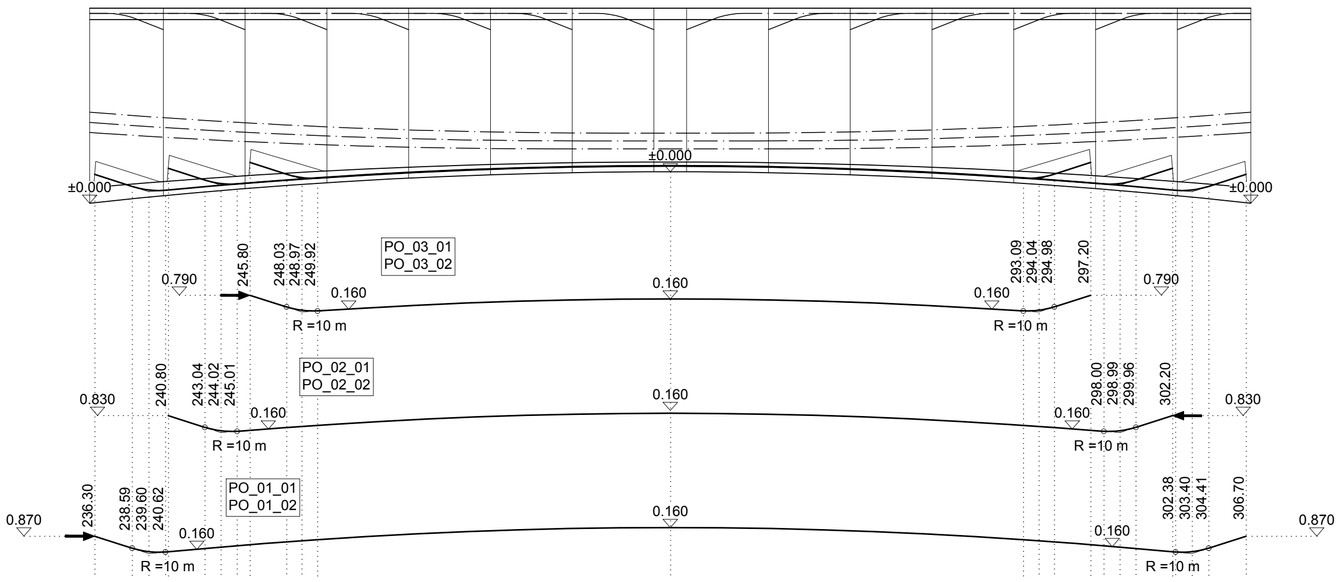
LANA Y1860 S7 - 15,7

Student: Bc. Jakub Dvořák			ČVUT v Praze Fakulta stavební
Obor: K	Ročník: 2.	Vedoucí práce: prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc., FEng.	
Katedra: K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí			
Předmět: DIPLOMOVÁ PRÁCE			Měřítko: 1:250
Úloha: Návrh letmo betonovaného dálničního mostu přes údolí Vltavy			Datum: 19. 5. 2019
Výkres: Předpětí pole 1 a 2			Číslo přílohy: 3.2

PŘEDPĚTÍ V POLI 3 (KABELY PO)

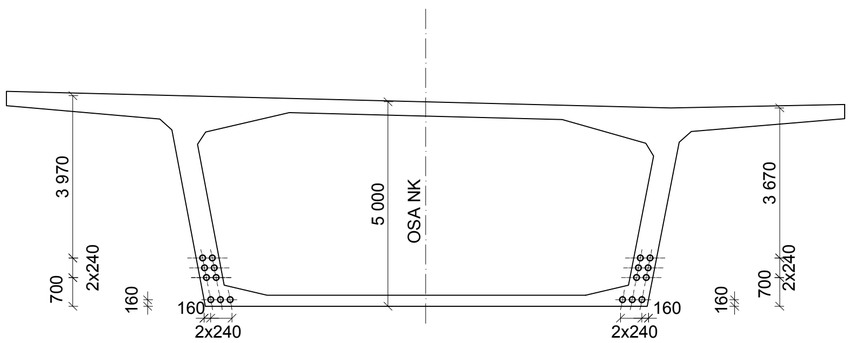
POLE 3 - PODÉLNÝ ŘEZ

M 1:250



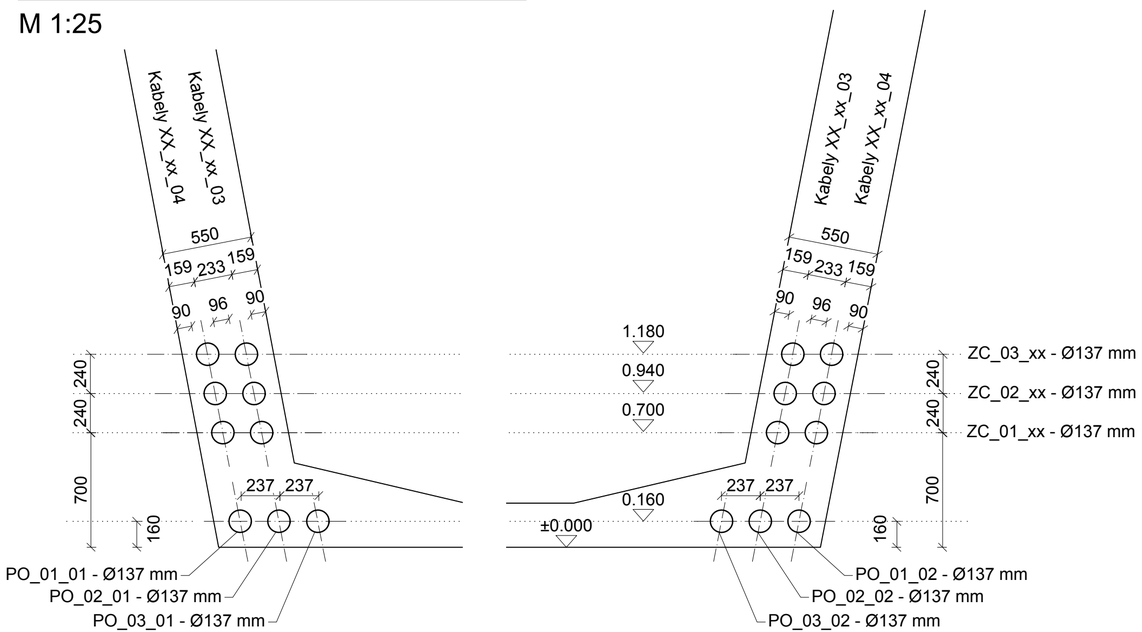
POLE 3 - PŘÍČNÝ ŘEZ

M 1:100



POLE 3 - PŘÍČNÝ ŘEZ - DETAIL

M 1:25



MATERIÁLY

BETON

NOSNÁ KONSTRUKCE	C50/60 XC4, XF2, XD1

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ

PRUTY	B500B

PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ

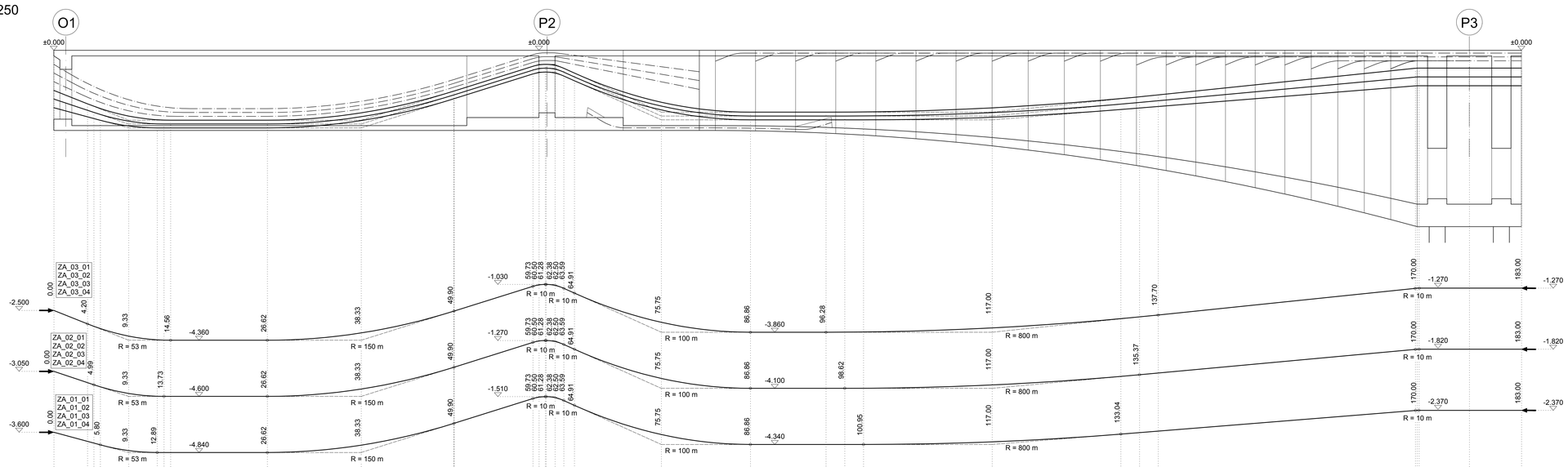
LANA	Y1860 S7 - 15,7

Student: Bc. Jakub Dvořák			ČVUT v Praze Fakulta stavební
Obor: K	Ročník: 2.	Vedoucí práce: prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc., FEng.	
Katedra: K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí			
Předmět: DIPLOMOVÁ PRÁCE			Měřítko: 1:250
Úloha: Návrh letmo betonovaného dálničního mostu přes údolí Vltavy			Datum: 19. 5. 2019
Výkres: Předpětí pole 3			Číslo přílohy: 3.3

KABELY SPOJITOSTI (KABELY ZA, ZC)

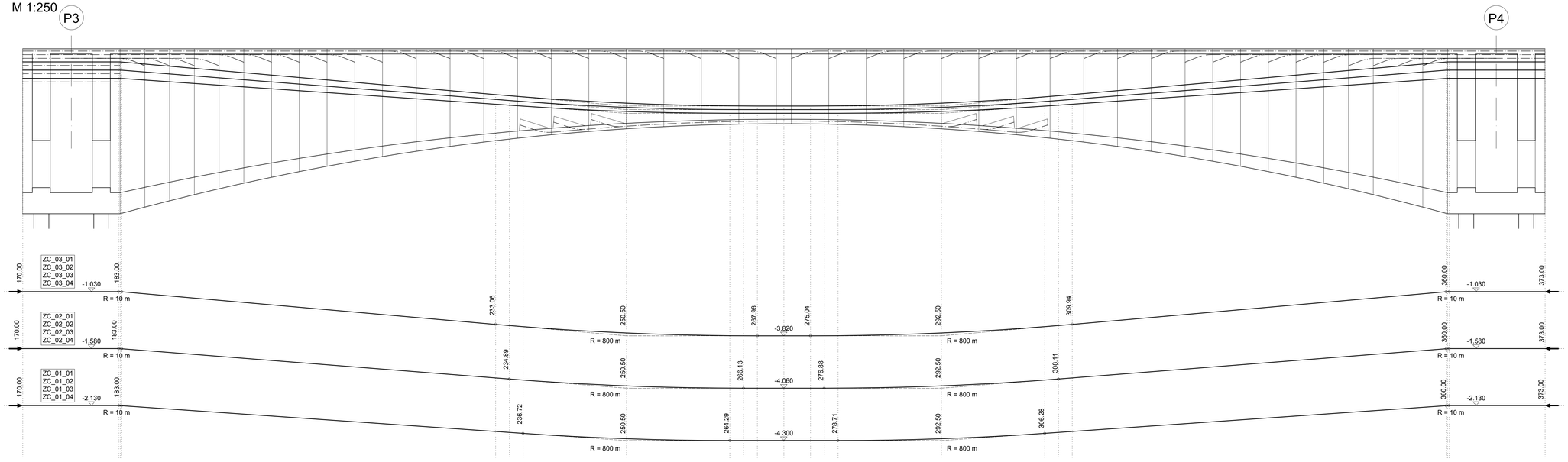
KABELY ZA V POLI 1 A 2 - PODÉLNÝ ŘEZ

M 1:250



KABELY ZC V POLI 3 - PODÉLNÝ ŘEZ

M 1:250



Poznámky

- Kabely ZB jsou symtrické podle osy pole 3 a nejsou vykresleny
- Poloha kabelů v příčném řezu, viz přílohy 3.2 a 3.3

MATERIÁLY

BETON

NOSNÁ KONSTRUKCE C50/60 XC4, XF2, XD1

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ

PRUTY B500B

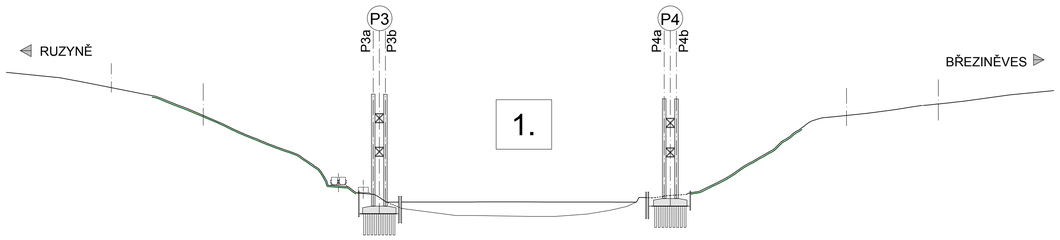
PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ

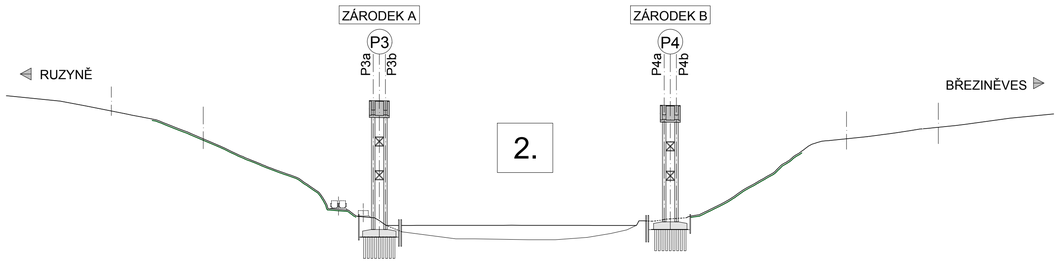
LANA Y1860 S7 - 15,7

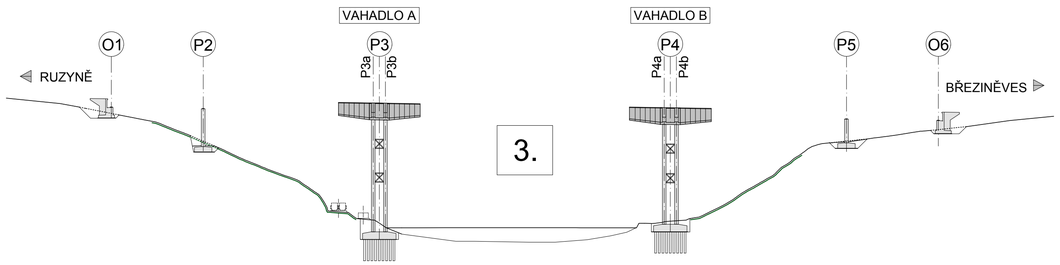
Student: Bc. Jakub Dvořák			ČVUT v Praze Fakulta stavební
Obor: K	Ročník: 2.	Vedoucí práce: prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc., FEng.	
Katedra: K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí			
Předmět: DIPLOMOVÁ PRÁCE			Měřítko: 1:250
Úloha: Návrh letmo betonovaného dálničního mostu přes údolí Vltavy			Datum: 19. 5. 2019
Výkres: Kabely spojitosti			Číslo přílohy: 3.4

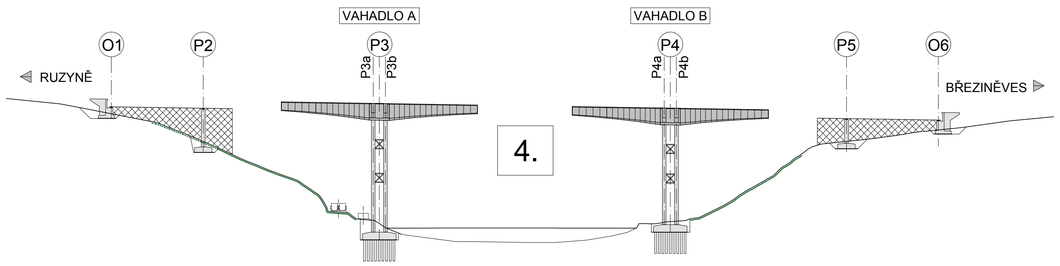
SCHÉMA POSTUPU VÝSTAVBY

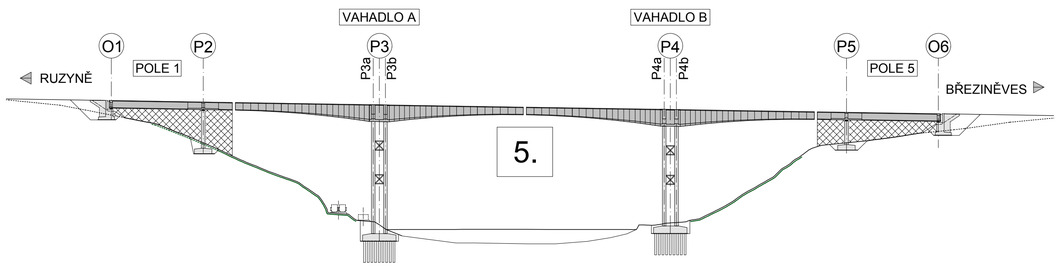
M 1:2 000

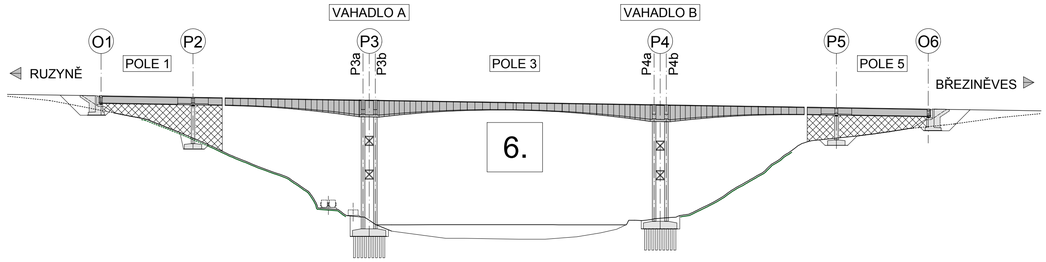


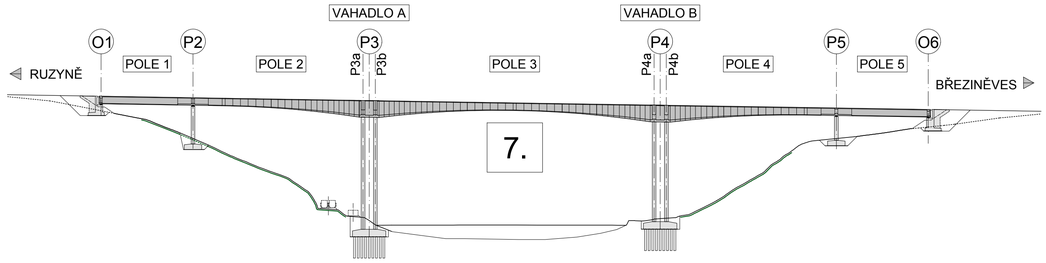


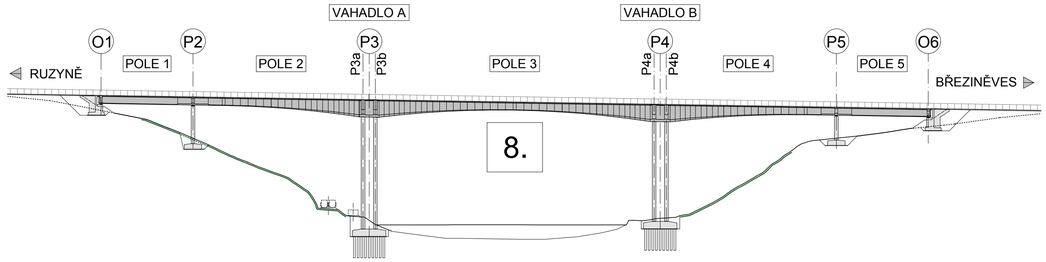












POSTUP VÝSTAVBY

1. Pilotové založení a betonáž pilířů P3 a P4
2. Betonáž zárodku, příprava betonážního vozíku
3. Postupná betonáž a předpínání lamel (kabely VA, VB), plošné založení a betonáž zbývajících podpěr O1, P2, P5 a O6
4. Postupná betonáž a předpínání lamel (kabely VA, VB), výstavba pevné skruže pro betonáž krajních polí
5. Dokončení letmé betonáže. Betonáž a předpínání krajních polí (kabely KA, KB)
6. Rozepření a následné spojení vahadel v poli 3, předpepnutí (kabely PO)
7. Spojení konstrukce v poli 2, předepnutí (kabely SA) Spojení konstrukce v poli 4, předepnutí (kabely SB)
8. Dopnutí zbývajících kabelů ZA, ZB, ZC. Pokládka vozovky, instalace příslušenství, dokončovací práce.

Student: Bc. Jakub Dvořák			ČVUT v Praze Fakulta stavební
Obor: K	Ročník: 2.	Vedoucí práce: prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc., FEng.	
Katedra: K133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí			
Předmět: DIPLOMOVÁ PRÁCE			Měřítko: 1:2 000
Úloha: Návrh letmo betonovaného dálničního mostu přes údolí Vltavy			Datum: 19. 5. 2019
Výkres: Schéma postupu výstavby			Číslo přílohy: 4.1