

Univerzita Pardubice

Dopravní fakulta Jana Pernera

Nelineární analýza mostu č. 2-2043-15

E4 Kristineberg, Stockholm

Bc. Pavel Šeda

Diplomová Práce

2015

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

(PROJEKTU, UMĚLECKÉHO DÍLA, UMĚLECKÉHO VÝKONU)

Jméno a příjmení: Bc. Pavel Šeda
Osobní číslo: D13640
Studijní program: N3607 Stavební inženýrství
Studijní obor: Dopravní stavitelství
Název tématu: Nelineární analýza mostu č. 2-2043-15, E4 Kristineberg, Stockholm
Zadávací katedra: Katedra dopravního stavitelství

Z á s a d y p r o v y p r a c o v á n í :

Vytvoření nelineárního MKP modelu mostu č. 2-2043-15, E4 Kristineberg, Stockholm v softwaru ATENA 3D a porovnání výsledků simulací s provedenou zatěžovací zkouškou (s důrazem na dosažené průhyby a šířky trhlin ve vybraných místech). Případně provedení parametrických studií na modelu.

Rozsah grafických prací:

Rozsah pracovní zprávy:

Forma zpracování diplomové práce: tištěná

Seznam odborné literatury:

Červenka, V., Jendele, L., Červenka, J.: ATENA Program Documentation, Part 1 - Theory. Cervenka Consulting Ltd., Prague, March 14, 2012.

Červenka, J., Procházková, Z.: ATENA Program Documentation, Part 4-2 - Tutorial for Program ATENA 3D. Cervenka Consulting Ltd., Prague, March 14, 2012.

Pekar, M. et al.: Projekt mostu č. 2-2043-15, E4 Kristineberg, Stockholm. Valbek, Liberec, 2014.

VV AMA Anläggning 09:

- TK Bro,

- Trafikverkets standardritningar for vagracken.

Vedoucí diplomové práce:

Ing. Ladislav Řoutil, Ph.D.

Katedra dopravního stavitelství

Datum zadání diplomové práce:

30. listopadu 2013

Termín odevzdání diplomové práce:

24. ledna 2015



doc. Ing. Ivo Drahošský, Ph.D.
děkan

L.S.



doc. Ing. Vladimír Doležel, CSc.
vedoucí katedry

V Pardubicích dne 1. února 2014

Prohlašuji:

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

Byl jsem seznámen s tím, že se na moji práci vztahují práva a povinnosti vyplývající ze zákona č. 121/2000 Sb., autorský zákon, zejména se skutečností, že Univerzita Pardubice má právo na uzavření licenční smlouvy o užití této práce jako školního díla podle § 60 odst. 1 autorského zákona, a s tím, že pokud dojde k užití této práce mnou nebo bude poskytnuta licence o užití jinému subjektu, je Univerzita Pardubice oprávněna ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které na vytvoření díla vynaložila, a to podle okolností až do jejich skutečné výše.

Souhlasím s prezenčním zpřístupněním své práce v Univerzitní knihovně.

V Pardubicích dne 17. 1. 2012.

Bc. Pavel Šeda

..

Poděkování:

Rád bych tímto poděkoval celému týmu firmy Habau Sverige AB za umožnění uskutečnění mé pracovní stáže, za podporu a věnovaný čas, které mi poskytli.

Dále bych chtěl poděkovat vedoucímu mé diplomové práce panu Ing. Ladislavu Řoutilovi, Ph.D. za ochotu, cenné rady a vstřícnost při konzultacích.

ANOTACE

Zkušenosti s výstavbou mostu č. 2-2043-15, E4 Kristineberg, Stockholm. Vytvoření nelineárního MKP modelu v softwaru ATENA 3D a porovnání výsledků simulací s provedenou zatěžovací zkouškou (s důrazem na dosažené průhyby a šířky trhlin ve vybraných místech).

KLÍČOVÁ SLOVA

Metoda MKP, Červenka Atena 3D, Mostní konstrukce

TITLE

Nonlinear analysis of the bridge nr. 2-2043-15, E4 Kristineberg, Stockholm

ANNOTATION

Desing of nonlinear FEM model of the bridge nr. 2-2043-15, E4 Kristineberg, Stockholm. Using software Atena 3D and compare results of simulation with bridge load test (with focus on deformation and cracks in selected areas)

KEYWORDS

FEM method, Červenka Atena 3D, Nonlinear analysis

OBSAH:

SEZNAM OBRÁZKŮ	9
SEZNAM TABULEK.....	12
0. ÚVOD	13
1. PROJEKT REKONSTRUKCE TPL KRISTINEBERG.....	14
1.1. <i>Situace</i>	14
1.2. <i>Popis konstrukce</i>	16
1.3. <i>Postup výstavby</i>	17
2.3.1. Spodní stavba.....	17
2.3.2. Monolitické práce	19
2.3.3. Problémy při provádění tenké stěny s chladicím systémem.....	21
2.3.4. Izolační pásy Tricosal a jeho výhody nevýhody	24
2.3.5. Hlavní nosná konstrukce.....	26
2.3.7. Betonáž mostovky.....	31
2.3.6. Izolace, vozovka a příslušenství.....	32
3. STATICKÁ ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKA	36
3.1. <i>Program statické zatěžovací zkoušky</i>	36
3.2. <i>Měřící přístroje</i>	37
3.2.1. Schéma rozmístění zatěžovacích vozidel a jejich nominální hmotnosti.....	37
3.2.2. Předpokládané posuvy – 1. zatěžovací stav váha 1 nákladního vozidla 25 tun.....	38
3.2.3. Předpokládané posuvy 2. zatěžovacího stavu – váha 1 nákladního vozidla 25 tun.....	38
3.2.4. Výsledný zápis z měření zatěžkávací zkoušky.....	39
3.2.5. Výsledné naměřené posuvy - Hypsonometrie.....	40
3.2.6. Fotodokumentace provádění zatěžovací zkoušky	42
4. SESTAVENÍ MODELU	44
4.1. <i>Materiál</i>	44
4.1.1. Beton.....	44
4.1.2. Výztuž.....	46
4.2. <i>Topologie</i>	47
4.2.1. Macroelements.....	47
4.2.2. Geometrie	48

4.2.3.	Výztuž.....	52
4.3.	Zatěžovací stavy.....	54
4.3.1.	Vlastní tíha.....	54
4.3.2.	Zatížení od příslušenství mostu.....	54
4.3.3.	Zatížení od zeminy.....	54
4.3.4.	Zatížení od zatěžovacích vozidel 1_1 a 1_2.....	55
4.3.5.	Zatížení od zatěžovacích vozidel 2_1 a 2_2.....	56
4.3.6.	Podpory.....	56
4.4.	Síť MKP.....	57
4.5.	Monitorovací body.....	57
4.6.	Zatěžovací kroky.....	58
4.7.	Průběh výpočtu.....	58
5.	VÝSLEDKY.....	60
5.1.	Posuny ve směru osy Z.....	60
5.2.	Přetvoření ve směru osy Z.....	62
5.3.	Napětí σ_y	63
5.4.	Trhliny.....	64
5.5.	Porovnání výsledků modelu a zatěžovací zkoušky.....	66
6.	ZÁVĚR.....	69
	LITERATURA.....	70

Seznam obrázků

Obrázek 1 - Situace před a po rekonstrukci (Zadávací dokumentace stavby, Trafikverket 2012).....	15
Obrázek 2 - Mapa Essingeleden (Google maps)	15
Obrázek 3 - Vrtací souprava	17
Obrázek 4 - Vyztužení přestřelené skály a následné posuzování stability horniny.....	18
Obrázek 5 - Monolitářské práce.....	19
Obrázek 6 - Rozmístění chladících trubek ve stěně.....	20
Obrázek 7 - Rozmístění chladících trubek v opěře 1	20
Obrázek 8 - Vysokotlaká injektáž trhlin.....	20
Obrázek 9 - Kaverny ve stěně monolit M6 2-2043-17	23
Obrázek 10 - Poloha umístění chladícího vedení - demolice stěny kotoučovou pilou (Projektová dokumentace stavby, M. Pekár, 2014).....	23
Obrázek 11 - Skruž Peri Multiprop (Interní komunikace s firmou Peri, 2014).....	26
Obrázek 12 - Skruž Britek CupLock - Půdorys a řez (Interní komunikace s firmou Britek, 2014).....	27
Obrázek 13 - Podpůrná skruž.....	28
Obrázek 14 - Montáž výztuže	28
Obrázek 15 - Dokončená montáž výztuže desky mostu	29
Obrázek 16 - Závitové tyče pro sloupky zábradlí.....	30
Obrázek 17 - Chráničky kabelu pro veřejné osvětlení.....	30
Obrázek 18 - Betonáž mostovky.....	31
Obrázek 20 - Odtrhová zkouška povrchu pečetící vrstvy.....	32
Obrázek 21 - Výsledek odtrhové zkoušky na povrchu betonu	32
Obrázek 19 - Výsledky odtrhové zkoušky.....	32
Obrázek 22 - Provedení hydroizolace mostovky.....	33
Obrázek 23 - Pokládka litého asfaltu.....	33

Obrázek 24 - Dumper pro transport horkého asfalt	33
Obrázek 25 - Dokončený most 2-2043-15.....	34
Obrázek 26 - Pohled ze spod dokončeného mostu	35
Obrázek 27 - Pohled na most z Tråg.....	35
Obrázek 28 - Specifikace odchylek nivelačního přístroje	37
Obrázek 29 - Schéma rozmístění zatěžovacích vozidel.....	37
Obrázek 30 – 1. zatěžovací stav (Projektová dokumentace stavby, M. Pekár, 2014)	38
Obrázek 31 - 2. zatěžovací stav (Projektová dokumentace stavby, M. Pekár, 2014).....	38
Obrázek 32 - Hypsonometrie 1. zatěžovací stav.....	40
Obrázek 33 - Hypsonometrie 2. zatěžovací stav.....	41
Obrázek 34 - 1.zatěžovací stav - dvě nákladní vozidla.....	42
Obrázek 35 - 2.zatěžovací stav - čtyři nákladní vozidla	42
Obrázek 36 - Zatěžkávací zkouška pohled z rampy 617, provádění měření z koše manipulátoru	43
Obrázek 37 - Nivelační body umístěné na spodní straně mostovky, nivelační přístroj.....	43
Obrázek 38 - Materiál CC3DNonLinCementitious	45
Obrázek 39 - Material CC3DNonLinCementitious šíření trhlin	45
Obrázek 40 - Materiál CCReinforcement	46
Obrázek 41 - Model tvořený 37 makroprvky	47
Obrázek 42 - Půdorys mostu 2-2043-15 (Projektová dokumentace stavby, M. Pekár, 2014)..	48
Obrázek 43 Podélný řez mostem 2-2043-15 (Projektová dokumentace stavby, M. Pekár, 2014)	49
Obrázek 44 - Příčný řez deskou mostu 2-2043-15 (Projektová dokumentace stavby, M. Pekár, 2014).....	50
Obrázek 45 - Řez opěrou 1 mostu 2-2043-15 (Projektová dokumentace stavby, M. Pekár, 2014)	50
Obrázek 46 – Pilíř půdorys + řez (Projektová dokumentace stavby, M. Pekár, 2014).....	51

Obrázek 47 - Řez opěrou 3 mostu 2-2043-15 (Projektová dokumentace stavby, M. Pekár, 2014)	51
Obrázek 48 - Výkres výztuže desky mostu 2-2043-15 (Projektová dokumentace stavby, M. Pekár, 2014).....	52
Obrázek 49 - Výztuž modelu	53
Obrázek 50 - Výztuž modelu - pilíř a deska vrstva T2.....	53
Obrázek 51 - Zatížení od příslušenství	54
Obrázek 52 - Zatížení od zeminy.....	55
Obrázek 53 - Zatěžovací stav 1 a 2	56
Obrázek 54 - Podpory	56
Obrázek 56 - Monitorovací body.....	57
Obrázek 55 - Síť FE Mesh.....	57
Obrázek 57 - Posuvy v ose Z.....	60
Obrázek 58 - Posuny konstrukce ve směru Z –v měřítku 1:500.....	61
Obrázek 59 – Přetvoření – zatěžovací krok 10, 15, 20	62
Obrázek 60 - Napětí ve směru y (podél mostu) zatěžovací krok 10, 15, 20.....	63
Obrázek 61 - Trhliny celkový pohled.....	64
Obrázek 62 - Trhliny detailní pohled.....	65
Obrázek 63 - Porovnání měření s výpočtem.....	67
Obrázek 64- Grafy průběhu posunu bodu.....	68

Seznam tabulek

Tabulka 1 - Nivelační zápisník	39
Tabulka 2 - Výsledky pevnostních zkoušek betonu	45
Tabulka 3 - Průběh analýzy	58
Tabulka 4 - Zatěžovací stavy	59
Tabulka 5 - Porovnání výsledných posuvů	66

0. Úvod

Železobetonová monolitická konstrukce je pro mostní objekty na pozemních komunikacích rozšířeným typem konstrukce. Umožňuje navrhovat hospodárné konstrukce libovolných tvarů s velkou pevností a dlouhou trvanlivostí. První monolitické konstrukce se začali realizovat již před dvěma tisíci lety a od té doby prošli betonové stavby, nejvíce ve 20. století, revolučním vývojem. V dnešní době vysokopevnostních betonů, předpínaných betonů, vodotěsných betonů a mnohých dalších speciálních betonů jsou železobetonové monolitické konstrukce nejpoužívanějším stavebním (konstrukčním) prvkem na světě.

V dnešní době vysoce výkonné výpočetní techniky provádíme návrhy konstrukcí pomocí numerické metody konečných prvků. Tato metoda umožňuje na vytvořeném modelu simulovat průběhy napětí, deformace, šíření a vznik trhlin, proudění tepla a mnohé další chování (vlastnosti). Jedním ze softwaru, pracujícím na základě metody konečných prvků je Atena firmy Červenka Consulting. Program je ve dvou konfiguracích s názvem Engineering a Science. Oba systémy umožňují moderní MKP výpočty železobetonových konstrukcí s využitím nelineárních materiálových modelů chování betonu a výztuže. Vytváření modelu, výpočet a zobrazení výsledků výpočtu se provádí v komfortním uživatelském prostředí softwaru na počítačových stanicích s vysokým výkonem.

Cílem mé práce je analýza vlastností železobetonového monolitického mostního objektu na modelu vytvořeném v programu Atena Engineering 3D a výsledky výpočtu porovnat s reálným objektem.

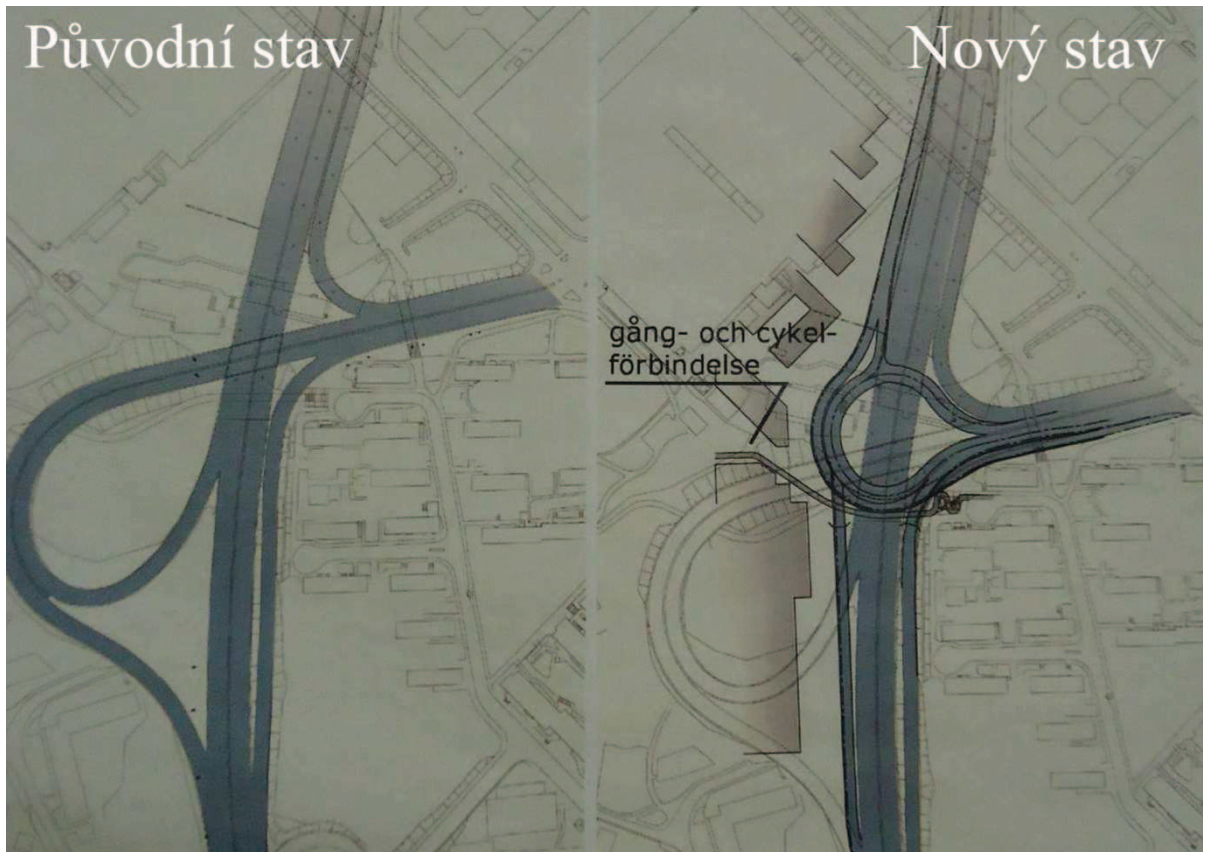
1. Projekt rekonstrukce TPL Kristineberg

1.1. Situace

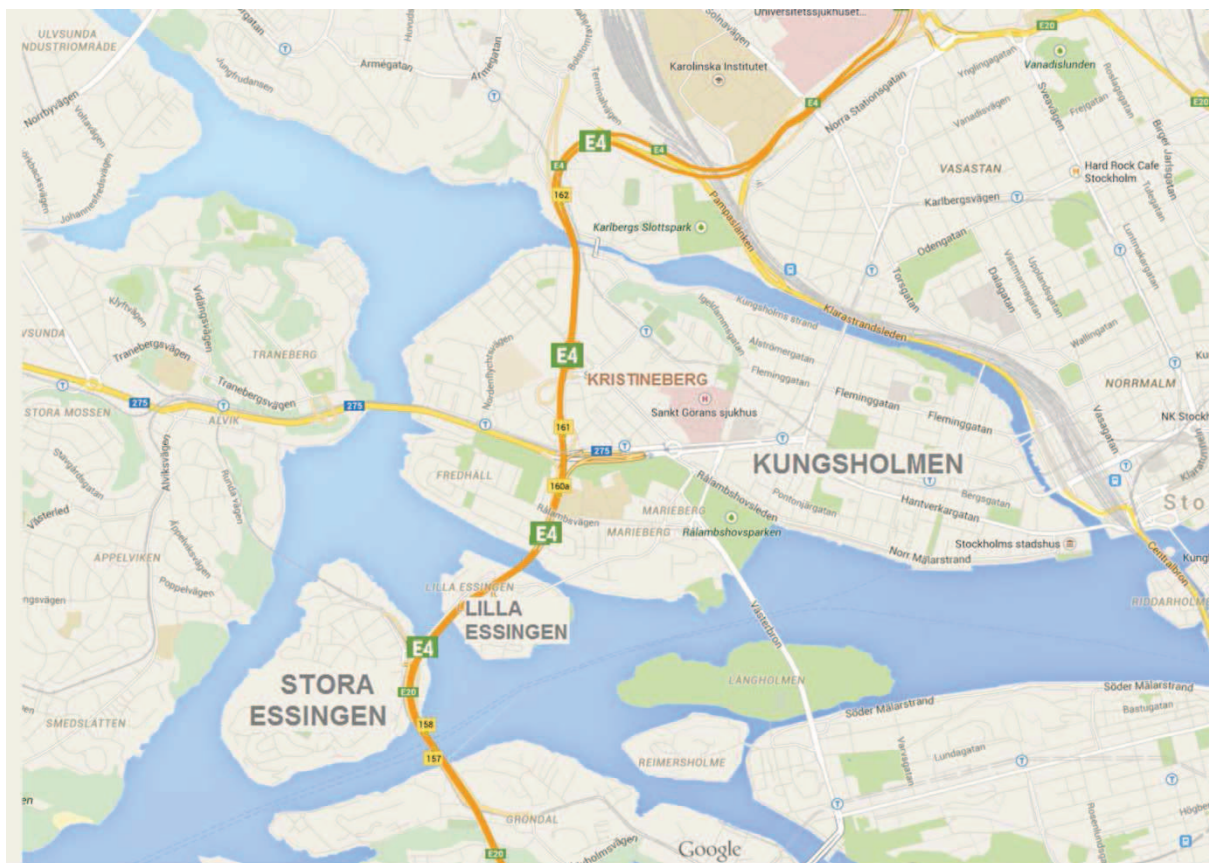
Mimoúrovňová křižovatka na švédské dálnici E4, exit 161, s místním názvem Trafikplats Kristineberg, je hlavním dopravním uzlem pro ostrov Kungsholmen ve městě Stockholm. Dálnice E4, je hlavní spojnici mezi severem a jihem Švédska, zároveň je také spolu s E20 součástí průtahu městem s názvem Essingeleden, a to protože spojuje ostrovy Kungsholmen, Lilla Essingen a Stora Essingen. Městem vede po mnoha estakádách, mostech a skoro z poloviny v tunelech. A právě proto dokáže pojmout více jak 180 000 vozidel denně a zároveň udržet rušnou dopravu dostatečně izolovanou od vysoce obydlených částí města. Bohužel s narůstající dopravou tato spojnice, jak už dnes můžeme vidět, nebude schopna v budoucnu pojmout narůst dopravy a tudíž výstavba nového obchvatu města je nevyhnutelná.

Původní mimoúrovňová křižovatka trubkovitého tvaru s průletovými úseky, vystavěná v 50. letech minulého století, zabírala svými velkými oblouky značnou část přilehlých pozemků, či případných stavebních parcel, o které je zde na ostrově veliký zájem. Trafikplats Kristineberg je situována téměř uprostřed ostrova Kungsholmen a proto nově vyprojektovaná křižovatka o třech patrech s polokružní křižovatkou uprostřed je vítaným řešením. Připojovací a odbočovací rampy jsou navrženy tak, aby vedly těsně podél dálničního tělesa za účelem co nejmenšího záboru a průpletové úseky jsou naprojektovány v prostoru pod dálničním mostem společně s prostorem přilehlé křižovatky. Součástí rekonstrukce je výstavba celkem pěti mostních objektů, 150 bm opěrných stěn a 250 bm monolitického koryta, ve kterém vede jedna z odbočovacích větví tzv. Tråg. Předpokládané náklady na výstavbu jsou 188 milionu švédských korun (1SEK = 3CZK).

Během mé pracovní stáže jsem se aktivně podílel na výstavbě jako technik pro realizaci monolitických železobetonových konstrukcí. Mostní objekt 2-2043-15 byl jednou z hlavních náplní mé práce a proto jsem se rozhodl prozkoumat detailněji chování této konstrukce a zvolil jsem za cíl mé práce provést nelineární analýzu železobetonové mostní konstrukce v softwaru Cervenka Atena 3D (Cervenka Atena, Part 1 – Theory, 2014) a pomocí této metody porovnat reálné chování konstrukce a chování modelu.



Obrázek 1 - Situace před a po rekonstrukci (Zadávací dokumentace stavby, Trafikverket 2012)



Obrázek 2 - Mapa Essingeleden (Google maps)

2.2. Popis konstrukce

Mostní objekt je tvořen železobetonovou rámovou konstrukcí o dvou polích. Celková délka přemostění v ose komunikace je 26,0 m a volná šířka na mostě je minimálně 7,0 m. Mostovka je v podélném i příčném sklonu 2,5 %. Spodní stavbu tvoří dvě krajní opěry a jeden mezilehlý pilíř. Obě opěry svírají s osou komunikace různé úhly a liší se významně od sebe co do velikosti i tvaru. Jižní opěra je 3,5 m vysoká profilovaná tenká stěna se základovým pasem zhotoveným na skalním podkladu, zatímco severní opěra je 0,9 m široká, 5,0 vysoká a 15,0 m dlouhá masivní stěna, která svírá úhel s mostovkou 152°. Severní opěra je založena na velké základové desce, která tvoří patu opěry a zároveň slouží jako část silniční komunikace vedoucí pod mostem. Deska není přímo uložena na skalním podloží, ale z důvodů její hloubky pod okolním terénem je posazena na drenážní vrstvě štěrku, která odvádí veškerou vodu do přečerpávací stanice a to z důvodu příznivého vodního režimu, jenž má podstatný vliv na funkčnost a trvanlivost spodní stavby. Pilíř o průměru 1,2 m je založen ve stejné úrovni jako severní opěra a je umístěn excentricky mimo osu mostu v 1/3 délky rozpětí. Mostovku tvoří 0,7 m vysoká deska o šířce 7,0 m na začátku a 12,0 m na konci mostu. Mostovka i její římsy se betonovaly současně, což jednak urychlilo postup výstavby a zároveň uspokojilo požadavky investora, které jsou ve skandinávských zemích poměrně vysoké.

Technická specifikace:

Název akce a označení stavby:	Trafikplats Kristineberg, 2-2043-15
Investor:	Trafikverket Stockholm
Zhotovitel:	Habau Sverige AB
Typ konstrukce:	Železobetonová rámová konstrukce o 2 polích
Délka mostu:	27,576 m
Rozpětí největšího pole:	18,404 m
Druh převáděné komunikace:	E4-Dálniční sjezd č. 161 Sever
Překonávaná překážka:	Pozemní komunikace, Stezka pro pěší a cyklisty
Úhel křížení komunikací:	29°
Průjezdná výška pod mostem:	4,7 m (5,4 m)

2.3. Postup výstavby

2.3.1. Spodní stavba

Na základě geologické průzkumu předloženého investorem jsme započali výkopové práce s předpokládaným daným termínem dokončení. Bohužel tento geologický průzkum nebyl zcela odpovídající dané lokalitě a námi zvolený technologický postup provádět výkopové práce pouze těžkými pásovými bagry s hydraulickými kladivy byl velice málo efektivní. Po odzkoušení několika různých metod rozpojování hornin, počínaje hydraulickými kleštěmi tzv. dardy, přes vysoce expanzní chemikálie typu Roiex až k finálnímu postupu rozpojování velmi tvrdé horniny trhavinou. Největší rozsah zemních prací byl v místě pod dálničním mostem a v těsné blízkosti jeho opěry a pilířů. Souhrn bezpečnostních opatření umožňující trhací práce v dané lokalitě zahrnuje celkové uzavření dálniční tepny a přilehlé ulice na dobu nezbytně nutnou pro odstřel (3x10min/den) společně s neustálým monitoringem velikosti vibrací vznikajících při detonaci a jejich šíření do přilehlých konstrukcí.



Obrázek 3 - Vrtací souprava

Postup trhacích prací začínal v ose budoucí komunikace, kde se provedl výlom až na požadovanou hloubku a dále se pokračovalo s pracemi postupným oddělováním po cca 1,0-1,5 m širokých segmentech. Základová spára základu opěry 1 je o 3,0 m výše než základ pilíře a základ opěry 3, bylo zde tedy nutné vytvořit terénní schod. Předpoklad byl, že se odstřel skály provede v dostatečné vzdálenosti tak, aby nenarušil horninu v podloží budoucího základu opěry. Po provedení trhacích prací jsme nechali horninu odtěžit jen těsně pod úroveň základové spáry, abychom mohli jednoduše provést vrstvu podkladního betonu pod základ opěry. Skalní podklad jsme očistili a připravili pro betonáž, jelikož odstřel rozpojil horninu i částečně zasahující do míst podkladního betonu, navrtali jsme do skály ocelové trny a tento malý roh vyztužili armaturou. Po zhotovení podkladního betonu se pokračovalo ve výkopových pracech a po odtěžení veškerého materiálu jsme mohli vidět, jak odstřel skutečně rozpojil mnohem více horniny než se přepokládalo. Na místo byl zavolan geolog, který posoudil situaci se závěrem, že není potřeba nijak zabezpečovat únosnost pouze nám doporučil, co nejdříve dokončit v místě budované konstrukce a základ opěry co nejdříve zasypat a řádně zhutnit.



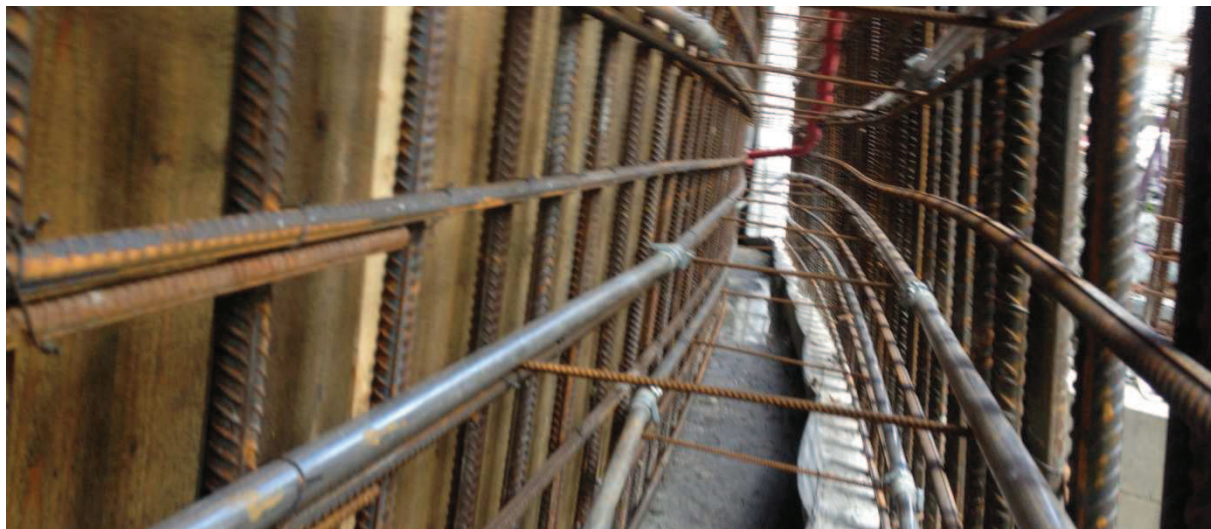
Obrázek 4 - Vyztužení přestřelené skály a následné posuzování stability horniny

2.3.2. Monolitické práce

Hlavním cílem byla snaha o zamezení vzniku a šíření smršťovacích trhlin. Především u tenkých stěn nebo velkých dilatačních celků kde probíhá hydratační smrštění spojené s chemickou reakcí tvrdnutí betonu (hydratace), je velice důležité vhodné a včasné ošetřování betonu. Pro omezení vzniku trhlin jsme ale hlavně používali systémy vnitřního chlazení v konstrukci bezprostředně po zabetonování. Kontinuálním měřením teploty na více místech uvnitř konstrukce můžeme sledovat průběh procesu hydratace a s pomocí systému chlazení můžeme tento proces regulovat. V ideálním případě používáme elektronické zařízení, které teploty sleduje, vyhodnocuje a zároveň reguluje systém chlazení, čímž docílí ideálního výsledku. Rozmístění potrubí, jeho průměr a počet, teplotu chladicí vody a její množství jsme zjistili výpočtem. Tímto způsobem jsme ve většině případů dosáhli minimalizace vzniku těchto trhlin, což má velice pozitivní vliv na životnost konstrukce. V případě, že se i přes veškerou snahu trhliny vytvořily, bylo nutné takto postižená místa lokálně zainjektovat injektážní směsí na bázi pryskyřic.



Obrázek 5 - Monolitářské práce



Obrázek 6 - Rozmístění chladících trubek ve stěně



Obrázek 7 - Rozmístění chladících trubek v opěře 1



Obrázek 8 - Vysokotlaká injektáž trhlin

2.3.3. Problémy při provádění tenké stěny s chladícím systémem

Poloha chladícího vedení má velký vliv na účinnost celého systému. Provedená teplotní analýza (Projektová dokumentace stavby, M. Pekár, 2014) předpokládá umístění chladících trubek co nejvíce do středu stěny, kde vzniká největší hydratační teplo. U širokých stěn, či tlustých desek, lze tyto předpoklady bez větších problémů dodržet. Problém však nastává u tenkých stěn (tloušťka stěny menší jak 300mm) nebo u stěn po výšce zalomených či proměnné tloušťky (zkosené stěny). U těchto stěn se v případě umístění chladícího vedení do středu stěny, zmenší už tak malý volný prostor, což způsobí velké problémy při betonování elementu. Hlavním problémem je zúžený prostor, který brání ke spuštění vibrátorů až na samé dno konstrukce. Další problém je segregace částí betonové směsi, kde se velké frakce zaseknou nad zúženým místem a do spodní části stěny nám vtéká nekvalitní betonová směs navíc nedostatečně zhutněná a bez jistoty, že směs vyplní celý prostor formy.

Při provádění stěny monolitu M6 2-2043-17, což je těsně sousedící element s mostem 2-2043-15, se ukázalo, že přesné dodržování projektového řešení není vždy zaručeně to správné řešení. Na základě teplotní analýzy a schématu umístění chladícího vedení jsme provedli jeho montáž. Velký důraz jsme kladli na kvalitu provedení jednotlivých spojů trubek, které se nám již v minulosti rozpojili během betonování a byli jsme nuceni celý chladící systém vyřadit z provozu. Stěna se vyvázala výztuží, zaklopila bedněním a připravila na betonáž. Betonáž probíhala v horkých letních měsících, takže bylo nutné betonovat plynule a bez větších odstavků. Po zpracování prvního mixu začalo být zřejmé, že je velký problém se spuštěním vibrátoru až na samé dno 6,0 m vysoké, úzké stěny, která se navíc ve spodní části rozšiřuje. Větší problém však nastal s příjezdem dalšího betonu na stavbu. Provedené zkoušky sednutí kužele a obsahu vzduchu měli velice špatné výsledky a naznačovali na nekvalitní, pravděpodobně už nastartovanou betonovou směs. Po opakovaném provedení zkoušek se stejně špatnými výsledky jsme poslali auto zpátky na betonárnu. V této chvíli už to bylo cca 30 minut od vylití první mixu a situace se s rostoucí teplotou vzduchu nijak nelepšila. Za dalších 30 minut, místo nového čerstvého betonu, přišla zpráva, že na trase z betonárky k nám na stavbu je vážná dopravní nehoda a několik mixů mířících k nám uvízlo v koloně. Betonárka zmobilizovala sousední výroby a poslala nám cca za dalších 45 minut, nový čerstvý beton. I přes veškerou snahu, provibrovat starou vrstvu betonu s čerstvou vrstvou a provést kvalitně jejich napojení, se to nepodařilo.

Po odbednění konstrukce se objevily mnohé kaverny právě v úrovni napojení těchto dvou vrstev. Spousty menších dutých míst o velikosti pěsti jsme zaznamenali právě těsně pod chladicími trubkami ve spodní části stěny cca do 1,5m výšky. Dvě největší kaverny procházeli přes celou šířku stěny, kde byla patrná absence jemných frakcí betonové směsi a tento prostor byl vyplněn pouze shluky větších frakcí obalených cementovým mlékem. Po odebrání zkušebních odvrťů a provedení pevnostních zkoušek se prokázala, nedostatečná pevnost betonu. Nezbyvalo nám tedy nic jiného než stěnu zdemolovat a postavit znova a lépe.

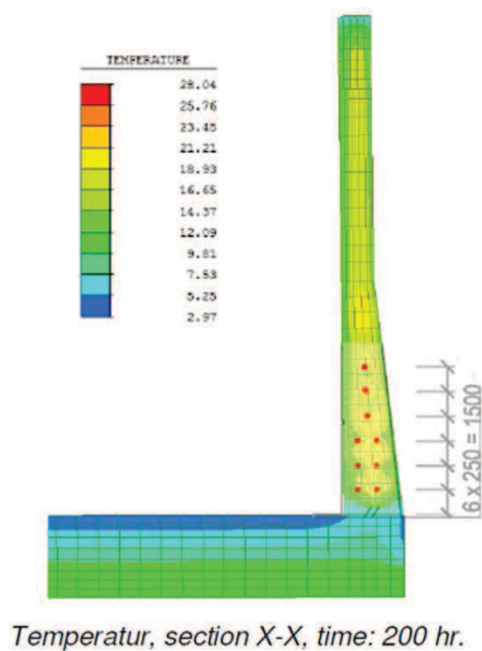
Možné varianty řešení tohoto problému:

- a) Užití vibrátorů s menším průměrem vibrační hlavy
Nevýhodou je maximální možná účinnost vibrátoru, standardní vibrátor má účinnost cca 10 násobek jeho průměru. Vhodné pro tenké stěny bez rozšíření
- b) Užití příložných vibrátorů
Použití příložných vibrátorů je možné pouze při použití k tomu určených bednicích systémových prvku. Bednění a všechny jejich spojovací části musí být odolné proti vibracím. Velmi nákladné a účinnost je pouze povrchová. Používá se hlavně v případě pohledových betonu za účelem vyhnání vzduchu z prostou mezi výztuží a bedněním, kam se normální vibrátor nedostane
- c) Samozhutnitelný beton
Výhoda samozhutnitelneho betonů je, že vyplní všechny prostory formy a nezanechá hluchá místa. Nevýhodou je nutnost absolutního utěsnění formy. Samozhutnitelný beton má daleko větší tekutost a obsahuje menší frakce kameniva a proto je více náchylný na úniky. Samozhutnitelný beton má pomalejší nástup (začátek hydratace) a proto je nutné použít bednění s větší únosností z důvodů působení hydrostatického tlaku na stěny. Poslední nevýhodou je cena, která je o něco větší než cena klasického betonu
- d) Změna polohy vedení chladicích trubek
Nejjednodušší, nejlevnější a zároveň námi zvolenou variantou je způsob uspořádání trubek chlazení tak, aby nebránila ve spuštění vibrátorů po celé délce a umožnit tak kvalitní zavibrovaní betonu. Pro přiblížení ke stejným účinkům chladicího systému lze zvětšit průtokové množství vody, čímž dosáhneme větší účinnosti.

Po skončení procesu hydratace a odpojení chladicího systému je velice důležité chladicí potrubí zainjektovat cementovou suspenzí. Ve vedení zůstává zbytková voda, kterou je nutné dostat z potrubí ven a předejít tak možným degradacím betonu a koroze výztuže uvnitř elementu.



Obrázek 9 - Kaverny ve stěně monolit M6 2-2043-17




Obrázek 10 - Poloha umístění chladicího vedení - demolice stěny kotoučovou pilou
(Projektová dokumentace stavby, M. Pekár, 2014)

2.3.4. Izolační pásy Tricosal a jeho výhody nevýhody


Dilatace je spára, která odděluje konstrukci na jednotlivé díly a umožňuje jejich samovolný pohyb vlivem smrštění nebo sedání. Mostní objekt 2-2043-15 je součástí souboru železobetonových konstrukcí, které jsou navzájem odděleny dilatačními spárami po 15–25 metrech. Dilatační spáru je nutné provést z pružných materiálů, které umožní vzájemný pohyb konstrukcí. Zároveň musí být materiál natolik pevný, aby nepodleh silám vznikajících při změně teploty a zajistili dokonale vodotěsnou spáru. V případě mostního objektu je správné provedení dilatačních spár klíčové, protože celá spodní stavba se nachází pod hladinou spodní vody. V případě špatné vodotěsnosti spáry se vzlínající voda může dostat na povrch základové desky, která bude sloužit jako pozemní komunikace a vnikající vody by měla za následek narušení betonového krytu vozovky.

Pro projekt TPL Kristineberg byl zvolen jednotný systém způsobu provádění dilatačních spár, systém od firmy sika Tricosal Waterstop která vyrábí hydroizolační pásy ze sloučeniny PVC-P a NBR a to konkrétně typy :


Tricosal D 400 TS Tricomer – pro napojení dilatačních spár mezi jednotlivými elementy tragu jak ve vodorovné spáře tak i vertikální.

	Tricomer® DIN18541, part 2	SAP Art. Nr.	Total width	Width of expansion part	Thickness of expansion part	Width of sealing part	Width of centre bulb	Height of anchoring ribs
			a	b	c	s	k	f
	Expansion joint waterstops, thick sections							
	Tricosal® D 400 TS Tricomer®	175999	395	195	11*	103	20	29

Tricosal 50/3/2 Tricomer – pro napojení mostních objektu na objekty tragu a ostatních opěrných stěn

	Tricomer® DIN 18541	SAP Art. Nr.	Total width	Height of loop	Width of joint cover part	Thick- ness of cover plate	Joint width	Sealing ribs	
			a	l	b	c	k	Height	Num- ber
								f	N
	Tricosal® FA 50/3/2 Tricomer®	176073	50	35	30	5,5	20	25	2

Tricosal A320 Tricomer – pro napojení pracovních spár jednotlivých základových desek se stěnami či opěrami.

	Tricomer® DIN 18541	SAP Art. Nr.	Total width	Width of expansion part	Thickness of expansion part	Width of sealing part	Height of anchoring ribs
			a	b	c	s	f
	Tricosal® A 320 TS Tricomer®	176007	320	165	10	-	26

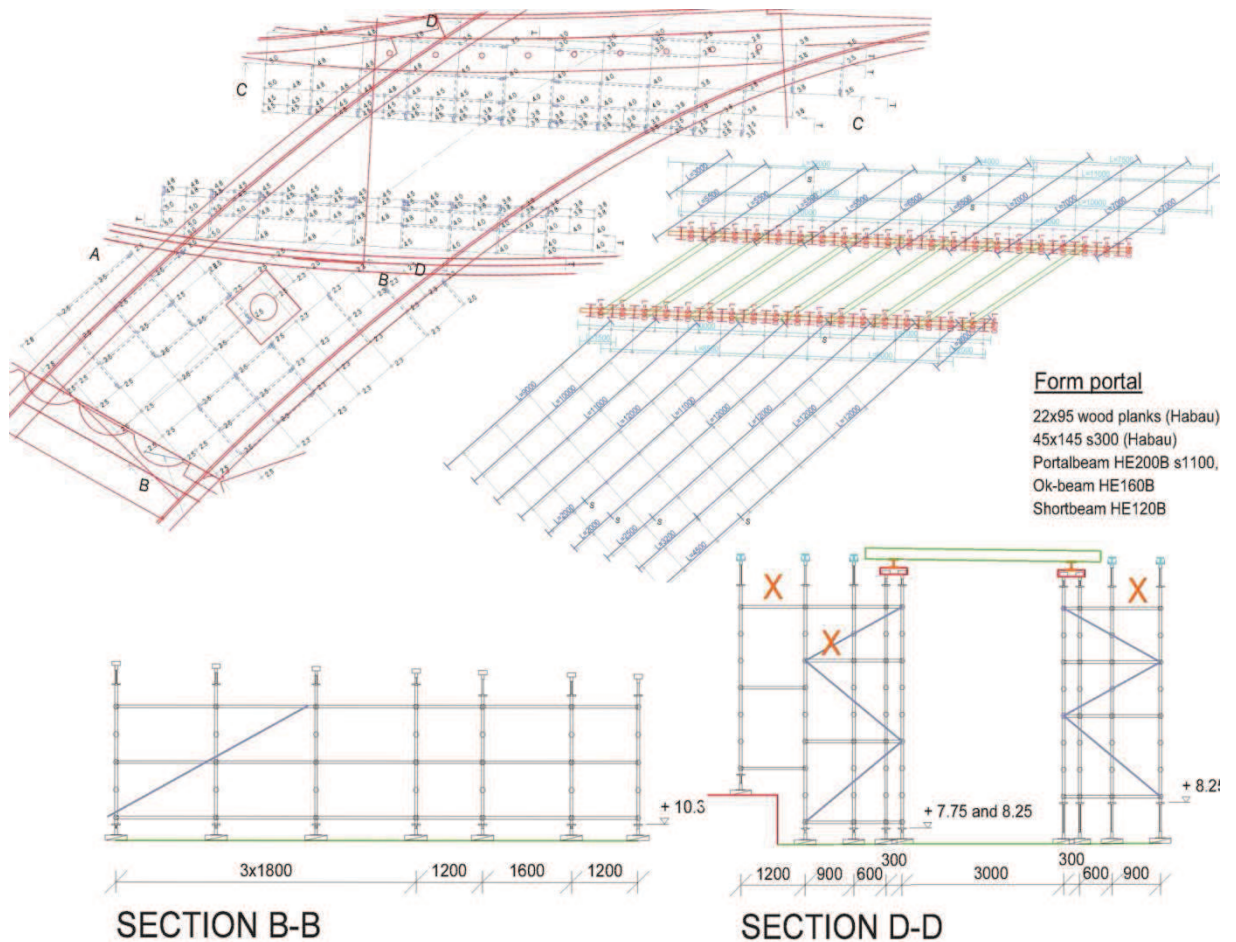
Všechny tyto výrobky umožňují vodotěsné utěsnění stavby a dilatačních spár proti pronikání spodní vody a proti pronikání vody, která působí na spáru hydrostatickým tlakem. Společně s použitím vodotěsných betonových konstrukcí zajistí kvalitní ochranu proti vodě.

Aby systém fungoval správně je velice nutné dodržovat předepsané technologické postupy pro provádění těchto izolačních pásů a především provádění jejich napojení.

Napojení se provádí tzv. „svářením“, ve skutečnosti se nejedná o sváření, ale jen o pomalé zahřívání na teplotu, kdy se materiál začne tavit. V ten moment se musí jednotlivé koncové plochy pásů těsně přitisknout k sobě a setrvat tak do doby než materiál zchladne a vrátí se mu jeho elastické vlastnosti. Pro tento postup se zpravidla využívá systém svorek společně s elektrickou žhavicí deskou opatřenou teflonovým papírem. Při provádění napojení jednotlivých pásů v místě konkrétního umístění je ale možnost požití těchto poměrně robustních svorek s pohyblivou klikou dosti omezené. Zejména pak napojení T tvaru, které většinou bylo umístěno v napojení pásů pro pracovní spáru a pásů pro dilatační spáru, přičemž dilatační pás přecházel z vodorovné polohy do svislé. Vzniklý oblouk zpravidla vycházel tak kde se měl napojit pás pro ochránění pracovní spáry. Dalším komplikujícím faktorem je všude přítomná, nahusto provázaná betonářská výztuž, která však zároveň slouží pro přichycení těchto pásů, což znemožňuje jejich umístění před vyvázáním výztuže. Firma Sika nabízí hned několik způsobů jak správně napojit jednotlivé pásy i v špatně přístupných podmínkách. Především je to celá řada speciálně upravených svařovacích zařízení od malé ruční pájky přes velké svářecí boxy. Nejužitečnější novinkou je však způsob napojení pomocí vulkanizace materiálu za použití speciálních chemických prostředků. Bohužel většina těchto speciálních metod je poměrně nákladná a náročná na provedení a tak jsme se při výstavbě museli soustředit jakým způsobem si pomoci sami bez vynaložení velkých nákladů. Po půl roce provádění těchto izolací musím konstatovat, že by se vyplatilo již na začátku stavby pořídit vhodné svářečky pro naše účely a předejít tak velkým problémům spojených s nekvalitním provedením napojení a jejich neustálým opravám

2. Varianta – Systém Britek CupLock,

Systém trubkovitých stojek a příčníků s jednoduchými a pevnými zámky, které zajišťují tuhost a stabilitu skruže. Každá stojka o nosnosti 60 kg je na horním konci opatřena hlavicí pro umístění ocelových HEB nosníků s velkou únosností. Poměrně velké možnosti variace rozměru prvků díky systému zámků, který snadno umožňuje kombinovat prvky a přizpůsobit tak konstrukci potřebám stavby. Nevýhodou tohoto systému je velká pracnost, systém má hodně jednotlivých prvků což komplikuje montáž i demontáž. Systém však umožňuje díky používání ocelových HEB nosníků překlenout větší vzdálenosti, což je jednou z našich hlavních podmínek pro konstrukci skruže.



Obrázek 12 - Skruž Britek CupLock - Půdorys a řez (Interní komunikace s firmou Britek, 2014)

Rozhodli jsme se pro variantu č. 2, systém CupLock od firmy Britek. Hlavně z důvodu možnosti vytvoření portálu pro přejezd vozidel a také z ekonomických důvodu. Firma Britek nám nabídla velice výhodné podmínky pronájmu a možnost využít tohoto systému i na další konstrukce na stavbě.

HEB nosníky byly rozmístěny tak, aby byl umožněn průjezd mechanizací do spodní části stavby po celou dobu výstavby nosné konstrukce. Na takto připravenou vysoce únosnou podpůrnou konstrukci se zhotovila podlaha, boky a tvar říms ze stavebního dřeva a mohla se začít vázat výztuž desky mostu.



Obrázek 13 - Podpůrná skruž



Obrázek 14 - Montáž výztuže

Po dokončení prací na výztuži provádíme podrobnou prohlídku výztuže spolu s investorem, na několika místech bylo zjištěno nedostatečné krytí ale po provedeních drobných úprav investor povoluje betonáž. Před betonáží je nutné osadit veškerá příslušenství mostu, která mají být zabetonovány do konstrukce, jako jsou závitové tyče pro umístění zábradlí a svodidel, konzoly pro umístění pouličního osvětlení a elektropotenciometry. Řádně vyčištěnou a ošetřenou formu zakryjeme před znečištěním s jsme připraveni na betonáž.



Obrázek 15 - Dokončená montáž výztuže desky mostu



Obrázek 16 - Závité tyče pro sloupky zábradlí



Obrázek 17 - Chráničky kabelu pro veřejné osvětlení

2.3.7. Betonáž mostovky

Datum betonáže: 20.10.2014, Počasí: 9°C zataženo, možný déšť

Předpokládaný objem betonu: 154 m³ - C35/45 XD1/XF4 S4 w/c=0,4

Počet betonářů: 16 osob, 8 ponorných vibrátorů + vibrační lať.

Betonpumpa značky Elephant s dosahem 42 m a výkonu 1 m³/1 minutu v 6,30 ráno na místě. První mix přijíždí v 7,00, výsledky zkoušky sednutí kužele a zkoušky obsahu vzduchu jsou v normě a je možné začít betonáž. Ve 13,00 začíná pršet a betonáž je v 2/3, přívaly vody znemožňují správnou úpravu povrchu, hlavně na pohledových římsách. Déšť vymílá jemné částice na povrchu čerstvého betonu a odplavuje po čerstvém betonu po spadu ven. Betonáž končí v 16,00 odpoledne, za stálého deště se snažíme zhladit poslední nerovnosti a odstranit cementovou kaši, která vnikla při silném dešti a nahromadila se na konci konstrukce. Římsy se podařilo zakrýt a ochránit před deštěm. Ve večerních hodinách, už bez deště, se vracíme s pracovníky na místo ve snaze uhladit nerovnosti a zkontrolovat stav betonu. Na desce se začínají objevovat suchá místa vlivem hydratačního tepla, což jsou jasné znaky procesu tvrdnutí.



Obrázek 18 - Betonáž mostovky

2.3.6. Izolace, vozovka a příslušenství

Beton necháváme na druhý den přikrytý folií a zároveň ho velice pečlivě ošetřujeme vodou v následujících dvou dnech. Po 2 dnech je povrch betonu již dostatečně tvrdý a je možné začít provádět odbedňování boků a čel. Zároveň se snažíme o kosmetické úpravy k minimalizaci škod způsobené povětrnostními podmínky. Povrch desky je dostatečně hrubý až na lokální místa, kde se nekvalitní beton musí odstranit a nahradit ho vysprávkovou hmotou.

Zhruba po 14 dnech vyklizený, otestovaný na odtrh a očištěný povrch se předává izolačnické firmě, která celý povrch desky mostu obrokuje a zbaví tak povrch volných částí a nečistot. Na takto připravený povrch se nanese pečetící vrstva (podmínka teploty min 5°C , suchý a vyzrálý podklad) na bázi akrylátu, která povrch uzavře, vyplní všechny bublinky, které se objevily po obrokování, a připraví povrch pro pokládku hydroizolačních pásů. Před pokládkou izolace se provedou další kontrolní testy odtrhové pevnosti s velice uspokojivými výsledky.



Obrázek 20 - Odtrhová zkouška povrchu pečetící vrstvy



Obrázek 19 - Výsledky odtrhové zkoušky



Obrázek 21 - Výsledek odtrhové zkoušky na povrchu betonu



Obrázek 22 - Provedení hydroizolace mostovky



Obrázek 23 - Pokládka litého asfaltu



Obrázek 24 - Dumper pro transport horkého asfalt

V poslední fázi výstavby mostu se zhotoví vozovkové souvrství ze silničního asfaltu. Namontuje se veškerá příslušenství mostu, jako jsou zábradlí a svodidla, protihlukové stěny a lampy veřejného osvětlení. Měli by se osadit nivelační značky do desky a podpor mostu, a před uvedením do provozu provést tzv. nulté měření, pro případné sledování pohybu konstrukce. Před uvedením do provozu je nutné zřídit dopravní značení jak vodorovné tak i svislé. Ve Švédsku investor nepožaduje zatěžovací zkoušku, ale u nás a i v jiných zemích je podmínkou před uvedením do provozu u větších mostů provedení zatěžkávací zkoušky, která prokáže kvalitu jak návrhu tak i provedení. Švédským dozorům a investorům zpravidla postačí ověřovací přepočítání na návrhové zatížení s charakteristikou kolony vojenské mašinerie. Navzdory tomu jsem v rámci mé diplomové práce provedl statickou zatěžovací zkoušku této mostní konstrukce a budu se jí věnovat podrobněji v další kapitole.



Obrázek 25 - Dokončený most 2-2043-15



Obrázek 26 - Pohled ze spod dokončeného mostu



Obrázek 27 - Pohled na most z Tråg

3. Statická zatěžovací zkouška

Jak jsem již uvedl dříve, zatěžovací zkouška mostů ve Švédsku není vyžadována ve většině případů a pro ověření stačí pouze ověřovací přepočet zatížitelnosti. Jelikož byla tato zatěžovací zkouška prováděna pouze pro účely mé diplomové práce, tak byly mé možnosti pro získání co nejpřesnějšího měření značně omezeny. Pro verifikaci modelu byla připravena metoda ne zcela normového typu.

3.1. Program statické zatěžovací zkoušky

- a) Nulové měření.
- b) 1. zatěžovací stav – dvě nákladní vozidla za sebou při východním okraji desky mostu mezi opěrou a 3 pilířem – asymetrické zatížení.
- c) 2. zatěžovací stav – čtyři nákladní vozidla po dvou za sebou stojících mezi opěrou 3 a pilířem – symetrické zatížení.

Jako zatížení byla využita 4 nákladní vozidla každé s hmotností od 24–29 tun (viz schéma rozmístění). Hmotnost každého vozidla byla ověřena vážením a před zahájením zatěžovací zkoušky dle vážných lístků zaznamenána do protokolu

Při zatěžovací zkoušce se měřili svisle posuny na předem nainstalovaných pevných měřičských bodech. Těchto celkem 68 bodů bylo rozmístěno v rastru po celé spodní části mostovky a v místě největších předpokládaných posunů byl rastr zhuštěn za účelem zpřesnění výsledků v těchto kritických místech. Měření se provádělo digitálním nivelačním přístrojem s přesností $>0,1$ mm.

Datum provádění 16.12.2014, Počasí: oblačno, teplota: -2°C .

Vedoucí zkoušky: Pavel Šeda.

Měření prováděl: Firat Ergun, Pavel Kastner.

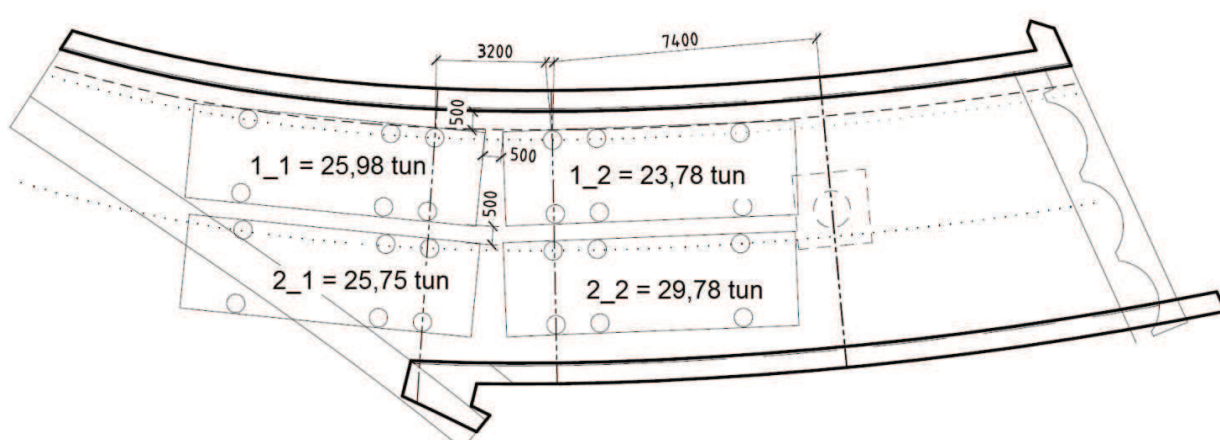
3.2. Měřicí přístroje

Digitální nivelační přístroj Leica DNA03 společně s nivelační latí GPCL2 Professional.

Technical data	LEICA DNA03	LEICA DNA10
Area of use	<ul style="list-style-type: none"> - Quick measurements of heights, height differences and stake outs - I. and II. order levelling - Precision measurements 	<ul style="list-style-type: none"> - Quick measurements of heights, height differences and stake outs - Cadastral levelling - Technical levelling
Accuracy	Standard deviation height measurement per 1km double-run (ISO 17123-2)	
Electronic measurements: with Invar staffs	0.3mm	0.9mm
with standard staffs	1.0mm	1.5mm
Optical measurements	2.0mm	2.0mm
Standard deviation distance measurement (electr.)	1cm/20m (500ppm)	
Range		
Electronic measurement	1.8m – 110m	
Optical measurement	from 0.6m	
Electronic measurement		
Resolution height measurement	0.01mm, 0.0001ft, 0.0005inch	0.1mm, 0.001ft
Time for single measurement	typically 3 seconds	

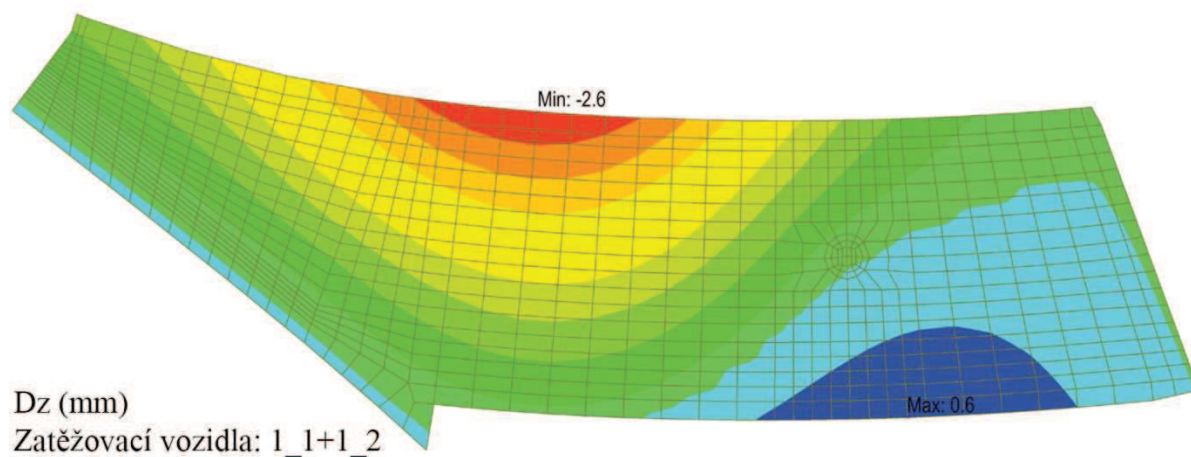
Obrázek 28 - Specifikace odchylek nivelačního přístroje

3.2.1. Schéma rozmístění zatěžovacích vozidel a jejich nominální hmotnosti



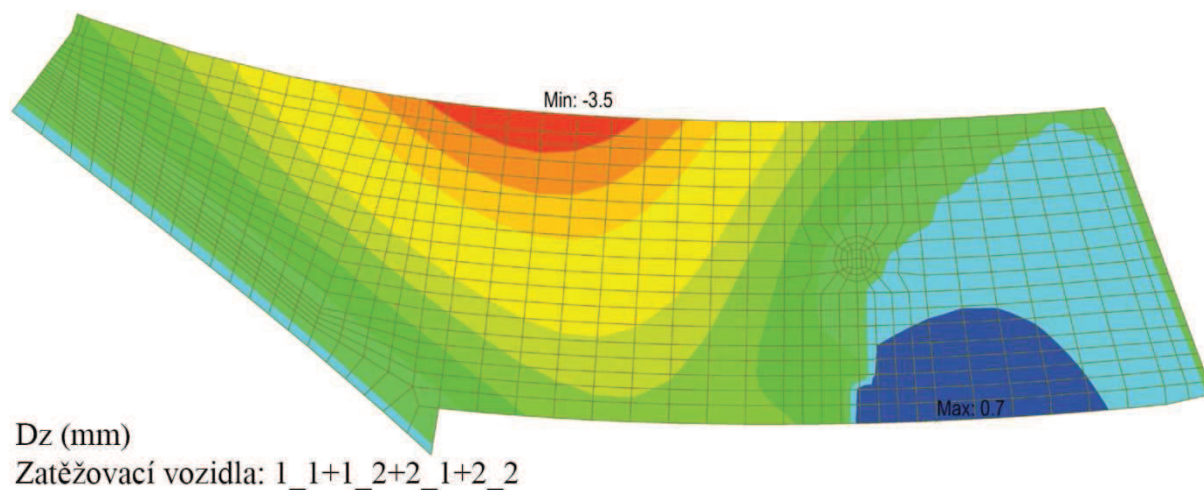
Obrázek 29 - Schéma rozmístění zatěžovacích vozidel

3.2.2. Předpokládané posuvy – 1. zatěžovací stav váha 1 nákladního vozidla 25 tun



Obrázek 30 - 1 zatěžovací stav (Projektová dokumentace stavby, M.Pekár, 2014)

3.2.3. Předpokládané posuvy 2. zatěžovacího stavu – váha 1 nákladního vozidla 25 tun



Obrázek 31 - 2. zatěžovací stav (Projektová dokumentace stavby, M.Pekár, 2014)

3.2.4. Výsledný zápis z měření zatěžkávací zkoušky

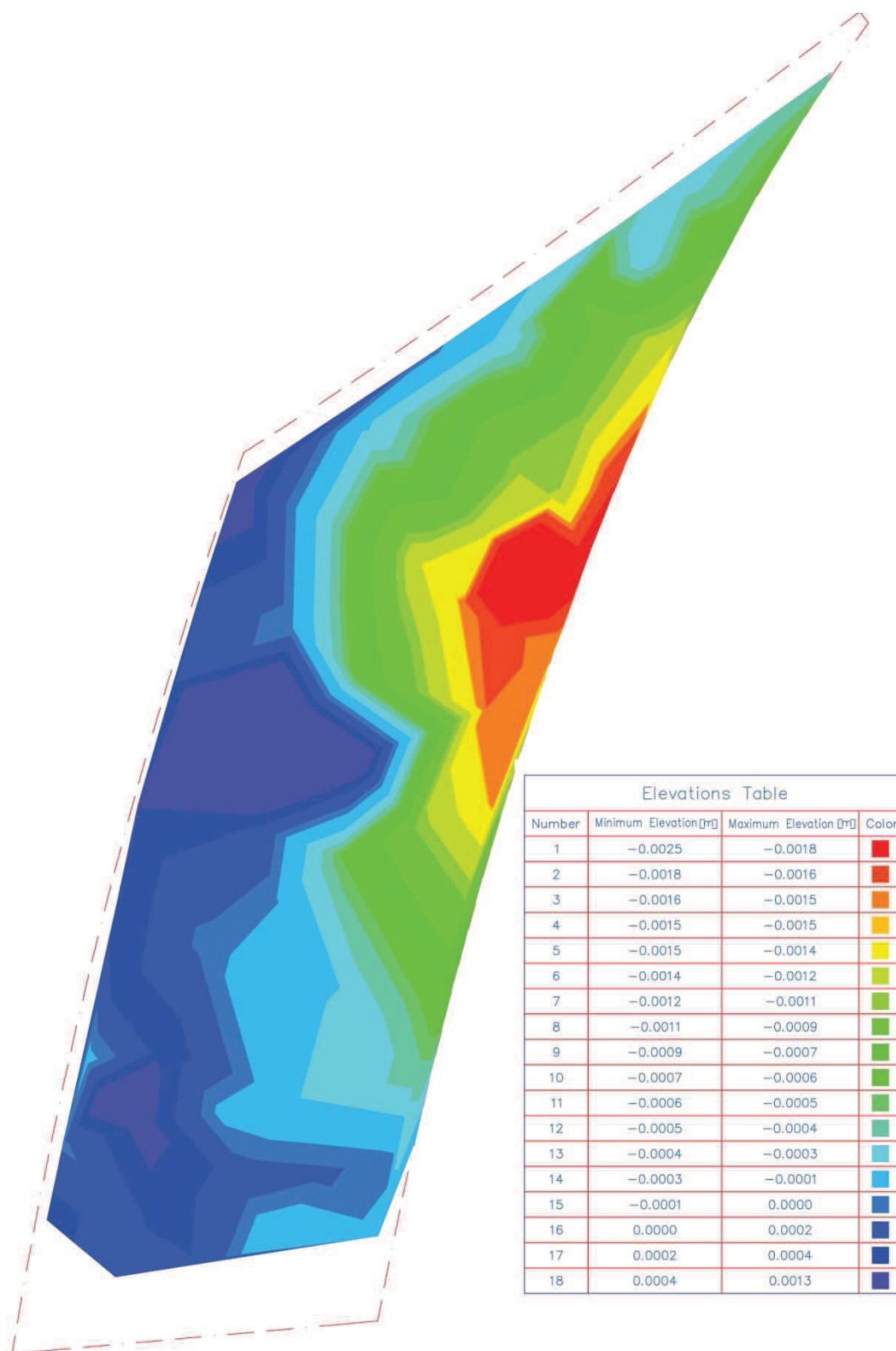
Tabulka 1 - Nivelační zápisník

AVVÄGNING: Kristinebergs Trafikplats

DUBB NR	1st			2nd			3rd		
	Utförd av RS	DIF ##		Utförd av RS	DIFF [mm]		Utförd av FE	DIFF [mm]	
	HÖJD [m]	före	tot	HÖJD [m]	föreg.	tot	HÖJD [m]	föreg.	tot
2	12,27422			12,27453	0,31	0,31	12,27431	-0,22	0,09
5	12,36149			12,36152	0,03	0,03	12,36155	0,03	0,06
6	12,31311			12,31340	0,29	0,29	12,31325	-0,15	0,14
7	11,78088			11,77925	-1,63	-1,63	11,77883	-0,42	-2,05
9	12,21314			12,21321	0,07	0,07	12,21311	-0,10	-0,03
10	12,29264			12,29308	0,44	0,44	12,29328	0,20	0,64
11	12,26642			12,26614	-0,28	-0,28	12,26641	0,27	-0,01
12	11,82336			11,82154	-1,82	-1,82	11,8212	-0,34	-2,16
13	12,09933			12,09873	-0,6	-0,6	12,09847	-0,26	-0,86
14	12,13743			12,13707	-0,36	-0,36	12,13706	-0,01	-0,37
15	11,90765			11,90629	-1,36	-1,36	11,90542	-0,87	-2,23
17	12,24486			12,24474	-0,12	-0,12	12,24469	-0,05	-0,17
18	12,04327			12,04215	-1,12	-1,12	12,04178	-0,37	-1,49
19	12,30515			12,30502	-0,13	-0,13	12,30511	0,09	-0,04
20	11,86797			11,86677	-1,2	-1,2	11,86596	-0,81	-2,01
21	11,98662			11,98504	-1,58	-1,58	11,98473	-0,31	-1,89
22	12,30838			12,30859	0,21	0,21	12,30871	0,12	0,33
25	12,20192			12,2018	-0,12	-0,12	12,2019	0,1	-0,02
26	12,16762			12,16758	-0,04	-0,04	12,16738	-0,2	-0,24
27	12,25888			12,25902	0,14	0,14	12,25924	0,22	0,36
28	12,25485			12,25517	0,32	0,32	12,25485	-0,32	0
29	12,19954			12,19926	-0,28	-0,28	12,19938	0,12	-0,16
30	12,3774			12,37774	0,34	0,34	12,37736	-0,38	-0,04
33	12,20711			12,2071	-0,01	-0,01	12,20705	-0,05	-0,06
35	11,9115			11,91147	-0,03	-0,03	11,91114	-0,33	-0,36
36	12,12985			12,12935	-0,5	-0,5	12,1294	0,05	-0,45
37	12,08325			12,08258	-0,67	-0,67	12,08249	-0,09	-0,76
38	12,14831			12,14825	-0,06	-0,06	12,14801	-0,24	-0,3
40	11,9791			11,9789	-0,22	-0,22	11,9784	-0,47	-0,69
40B	11,8582			11,8579	-0,28	-0,28	11,8574	-0,51	-0,79
41	11,96170			11,96008	-1,62	-1,62	11,95933	-0,75	-2,37
43	12,06159			12,06152	-0,07	-0,07	12,06074	-0,78	-0,85
45	11,94733			11,94576	-1,57	-1,57	11,94494	-0,82	-2,39
47	12,33346			12,33357	0,11	0,11	12,33364	0,07	0,18
50	12,34894			12,34894	0,00	0,00	12,34889	-0,05	-0,05
53	11,81151			11,81037	-1,14	-1,14	11,80990	-0,47	-1,61
56	11,85306			11,85188	-1,18	-1,18	11,8512	-0,68	-1,86
58	12,15082			12,15105	0,23	0,23	12,1503	-0,75	-0,52
59	11,89798			11,89552	-2,46	-2,46	11,89475	-0,77	-3,23
61	11,71488			11,71392	-0,96	-0,96	11,71372	-0,2	-1,16
64	12,20568			12,20605	0,37	0,37	12,20572	-0,33	0,04
65	11,86448			11,8625	-1,98	-1,98	11,86182	-0,68	-2,66
67	11,71921			11,71887	-0,34	-0,34	11,71861	-0,26	-0,6
68	12,06123			12,06187	0,64	0,64	12,0599	-1,97	-1,33
69	11,77356			11,77253	-1,03	-1,03	11,77212	-0,41	-1,44
70	11,98787			11,98636	-1,51	-1,51	11,98549	-0,87	-2,38
71	11,74829			11,74692	-1,37	-1,37	11,74673	-0,19	-1,56
72	11,89071			11,88991	-0,8	-0,8	11,88931	-0,6	-1,4
73	11,59898			11,59847	-0,51	-0,51	11,59867	0,2	-0,31
74	11,76565			11,76515	-0,5	-0,5	11,76504	-0,11	-0,61
75	11,82771			11,82775	0,04	0,04	11,82652	-1,23	-1,19
79	12,24747			12,24783	0,36	0,36	12,24742	-0,41	-0,05
80	11,92608			11,9252	-0,88	-0,88	11,92454	-0,66	-1,54
82	12,11493			12,11515	0,22	0,22	12,11424	-0,91	-0,69
84	12,01279			12,01234	-0,45	-0,45	12,01398	1,64	1,19
86	11,6418			11,64118	-0,61	-0,61	11,64133	0,15	-0,46
88	11,9059			11,90442	-1,46	-1,46	11,90364	-0,78	-2,24
89	11,74930			11,74897	-0,33	-0,33	11,74869	-0,28	-0,61
90	12,11522			12,11653	1,31	1,31	12,11423	-2,30	-0,99
91	12,31491			12,31546	0,55	0,55	12,31528	-0,18	0,37
94	12,14135			12,14156	0,21	0,21	12,14078	-0,78	-0,57
96	11,96470			11,96334	-1,36	-1,36	11,96281	-0,53	-1,89
97	11,80610			11,80525	-0,85	-0,85	11,80507	-0,18	-1,03
99	11,68194			11,68127	-0,67	-0,67	11,68112	-0,15	-0,82

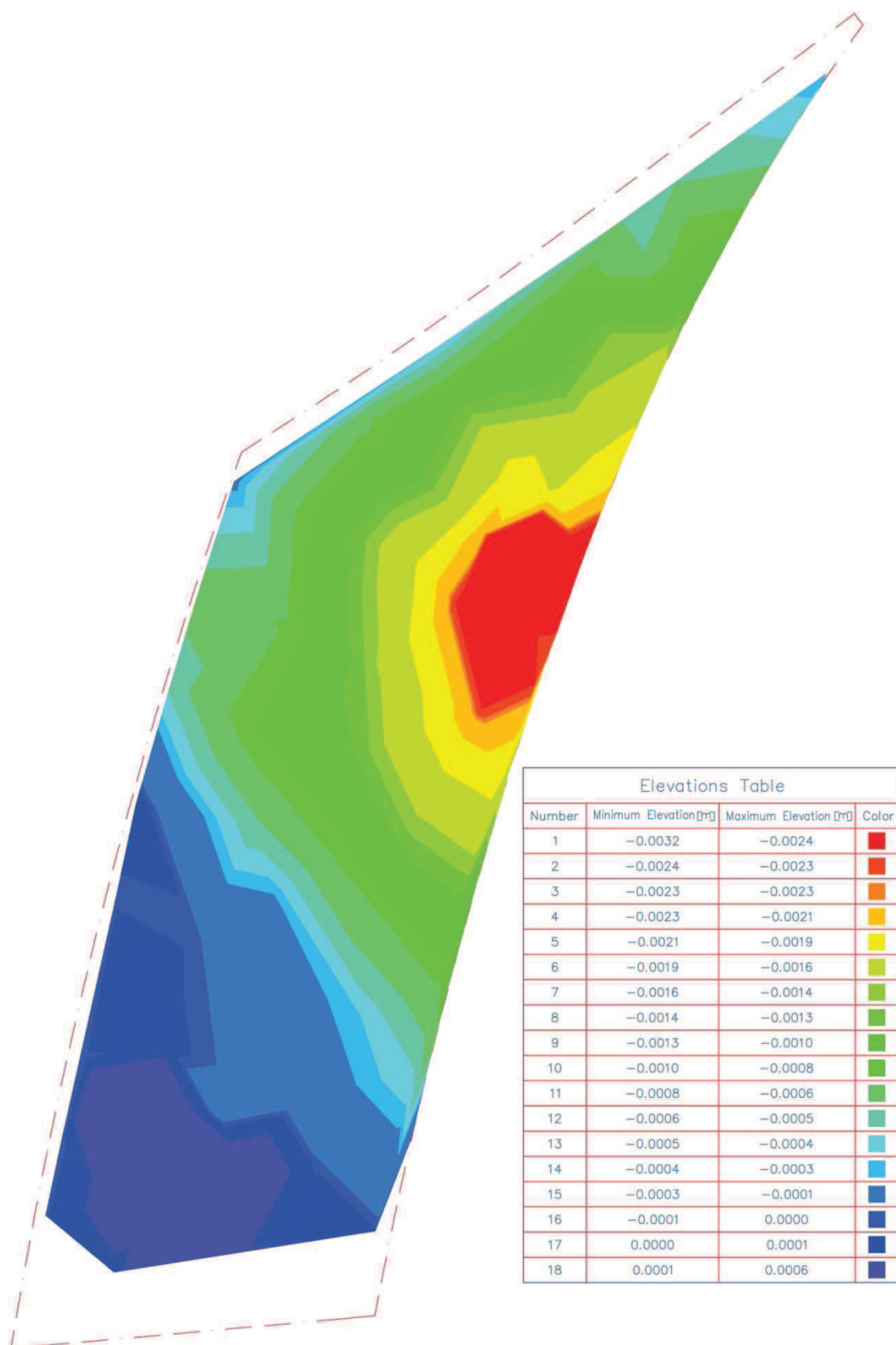
3.2.5. Výsledné naměřené posuvy - Hypsonometrie

1. zatěžovací stav – vozidla: 1_1+1_2



Obrázek 32 - Hypsonometrie 1. zatěžovací stav

2. zatěžovací stav – vozidla: 1_1 + 1_2 + 2_1 + 2_2



Obrázek 33 - Hypsonometrie 2. zatěžovací stav

3.2.6. Fotodokumentace provádění zatěžovací zkoušky



Obrázek 34 - 1. zatěžovací stav - dvě nákladní vozidla



Obrázek 35 - 2. zatěžovací stav - čtyři nákladní vozidla



Obrázek 36 - Zatěžkávací zkouška pohled z rampy 617, provádění měření z koše manipulátoru



Obrázek 37 - Nivelační body umístěné na spodní straně mostovky, nivelační přístroj

4. Sestavení modelu

4.1. Materiál

4.1.1. Beton

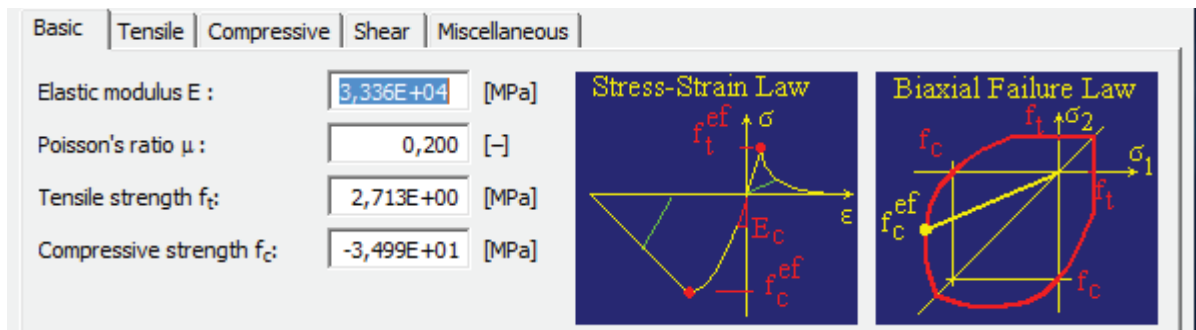
Základem pro nelineární výpočet v Atena 3D (Cervenka Atena, Part 1 – Theory, 2014) je materiálový model a jeho charakteristické vlastnosti. Pro beton jsem použil lomově-plastický nelineární materiálový model CC3DNonLinCementitious založený na nelineární lomové mechanice. Dominantní vstupní parametry modelu jsou modul pružnosti, pevnost v tlaku, pevnost v tahu a lomová energie. V případě, když neznáme všechny tyto parametry, stačí zadat krychelnou pevnost betonu a program ostatní odvodí pomocí empirických vzorců (rovnice 4.1).

$$\begin{aligned}f_c &= 0,85 \cdot f_{cu} \\E_c &= (6000 - 15,5 \cdot f_{cu}) \cdot \sqrt{f_{cu}} \\ \varepsilon_c &= \frac{2 \cdot f_c}{E_c} \\f_t &= 0,24 \cdot \sqrt[3]{f_{cu}^2} \\G_f &= 2,5 \cdot 10^{-5} \cdot f_t\end{aligned}\tag{4.1}$$

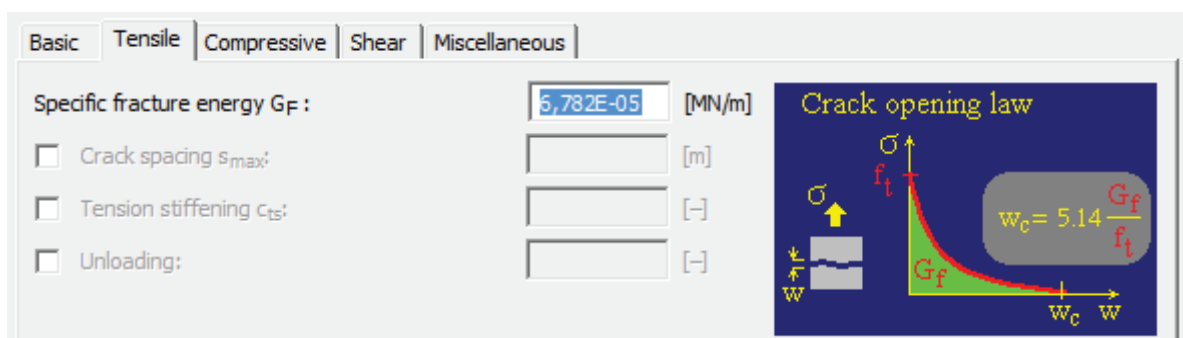
Pro návrh jsem použil skutečné krychelné pevnosti získané z výsledků laboratorních zkoušek prováděných na zkušebních tělesech, které jsem vyráběl při betonážích jednotlivých částí konstrukce. Díky tomu se zpřesnila simulace chování celé konstrukce a její výsledky výpočtu lépe vystihují skutečnost.

Tabulka 2 - Výsledky pevnostních zkoušek betonu

Casting journal - Bridge 2-2043-15										
Casting date	Element	Object	Concrete quality	Slump		Aircontent		w/c	Teperature of pure concrete (°C)	Cube strenght 28 days (Mpa)
				ordered	delivered (mm)	air min (%)	air .place (%)			
2.6.2014	Foundation 1	2-2043-15	C35/45 XD3/XF4	S4	155,0	4,0	5,9	0,4	17,5	58,8
		2-2043-15			160,0		7,0		17,6	
		2-2043-15			150,0		6,5		17,2	
18.7.2014	Foundation 2	2-2043-15	C35/45 XD3/XF4	S3	145,0	4,0	4,8	0,4	22,5	54,6
		2-2043-15								
		2-2043-15								
4.7.2014	Foundation 3	2-2043-15	C35/45 XD3/XF4	S4	180,0	4,0	6,5	0,4		59,6
		2-2043-15			190,0		4,5			
		2-2043-15			140,0		5,3			
25.9.2014	Support 1	2-2043-15	C35/45 XD3/XF4	S4	210,0	4,0	6,4	0,4		54,4
		2-2043-15			200,0		5,6			
		2-2043-15			220,0		4,8			
29.8.2014	Support 2	2-2043-15	C35/45 XD3/XF4	S4	230,0	4,0	8,0	0,4		54,0
		2-2043-15			220,0		5,5			
		2-2043-15			210,0		4,5			
28.7.2014	Support 3	2-2043-15	C35/45 XD3/XF4	S4	180,0	4,0	7,5	0,4	18,5	40,7
		2-2043-15			150,0		7,9		19,6	
		2-2043-15			160,0		6,5		18,2	
20.10.2014	Top desk	2-2043-15	C35/45 XD3/XF4	S4	170,0	4,0	5,6	0,4	16,8	41,2
		2-2043-15			140,0		6,5		18,0	
		2-2043-15			180,0		5,8		17,9	



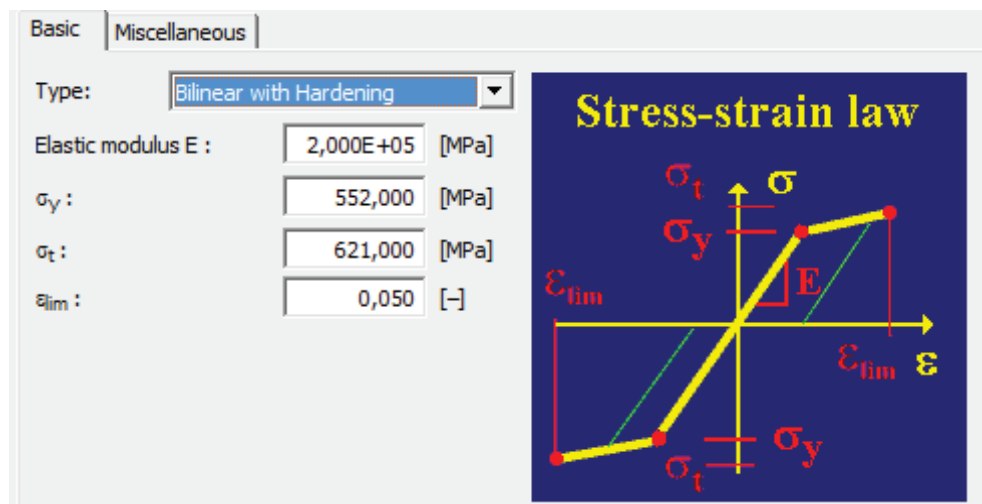
Obrázek 38-Materiál CC3DNonLinCementitious



Obrázek 39 - Material CC3DNonLinCementitious šíření trhlin

4.1.2. Výztuž

Použitá betonářská ocel pro výztuž konstrukce je třídy B500B. Pro výztuž program používá materiálový model CCReinforcement. Na základě certifikátu jakosti od výrobce, který deklaruje vlastnosti výztuže, jsem nastavil vlastnosti modelu a použil bilineární diagram oceli se skutečnou mezí kluzu, mezí pevnosti a přetvoření na mezí kluzu.



Obrázek 40-Materiál CCReinforcement

4.2. Topologie

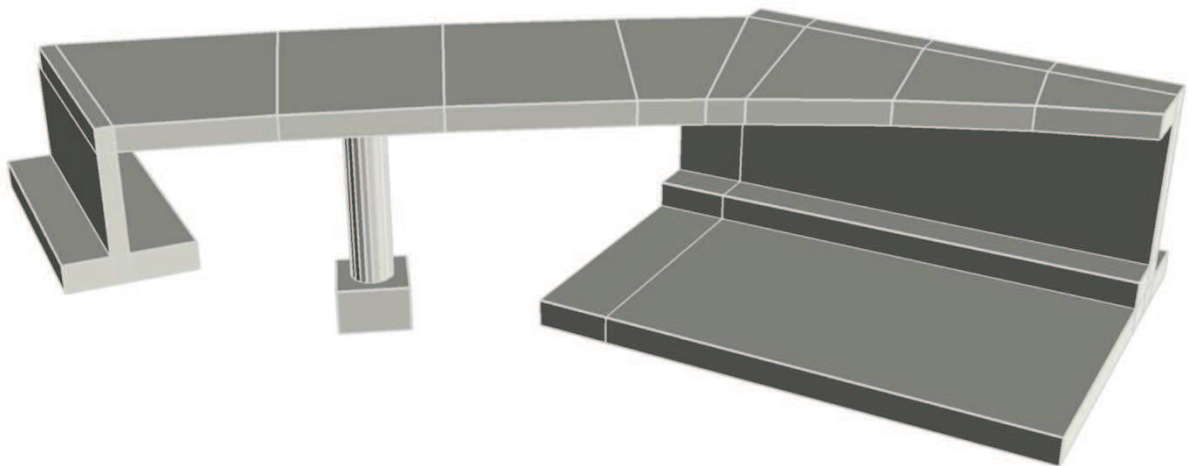
4.2.1. Macroelements

Geometrie tvaru konstrukce se modeluje pomocí makroprvků.

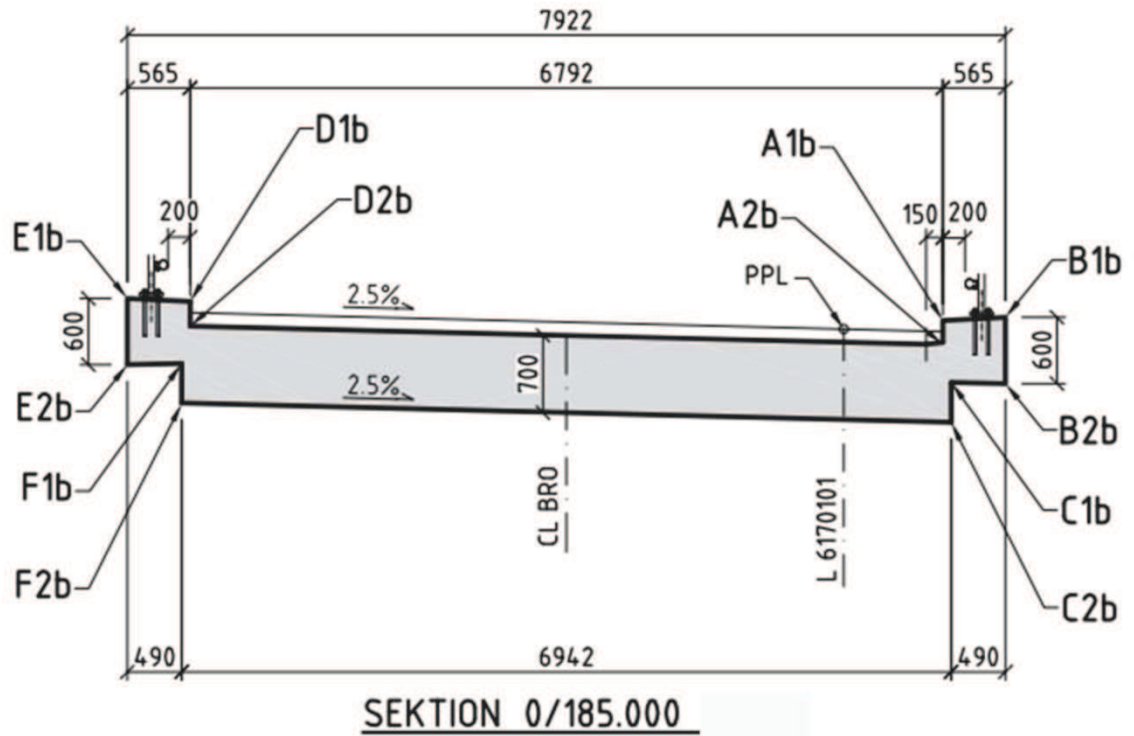
Makroprvek se skládá ze styčníků, linií a povrchů. Styčník je objekt v prostoru definovaný souřadnicemi x , y , z , který slouží pro připojení linií. Soustavě styčníků spojené liniemi se přiřadí povrch za podmínky, že vytvořená skupina linií leží v jedné prostorové rovině (tzv. planar surface). Uzavřená skupina povrchů vytváří makroprvek, kterému se přiřadí materiálové vlastnosti. Skupiny makroprvků jsou spojeny kontakty.

Při tvorbě modelu jsem geometrii tvaru idealizoval tak, abych splnil podmínku rovinnosti povrchu makroprvků. Jednotlivé elementy konstrukce jsem rozdělil na několik makroprvků tak, aby co nejvíce odpovídali reálnému mostu. Zároveň tak, aby kontakty mezi makroprvky byly úplného typu a minimalizovali použití metody „master-slave“.

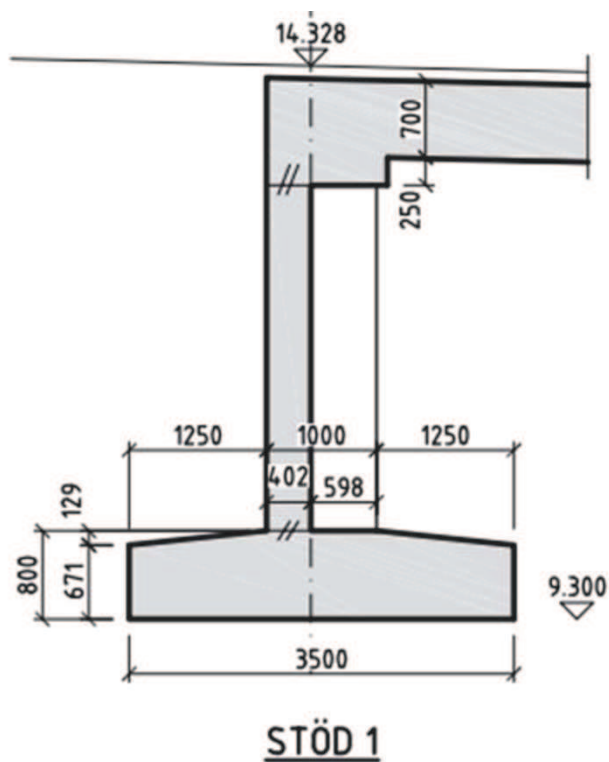
Na základě podkladů výkresové dokumentace jsem vytvořil model s celkovým počtem 37 makroprvků, převážně tvořených pomocí 6-ti rovinných povrchů. Pilíř jsem vytvořil pomocí generátoru jednoduchých tvarů jako 24-boký hranol. Napojení pilíře na desku není úplného typu a bude při výpočtu využit systém „master-slave“.



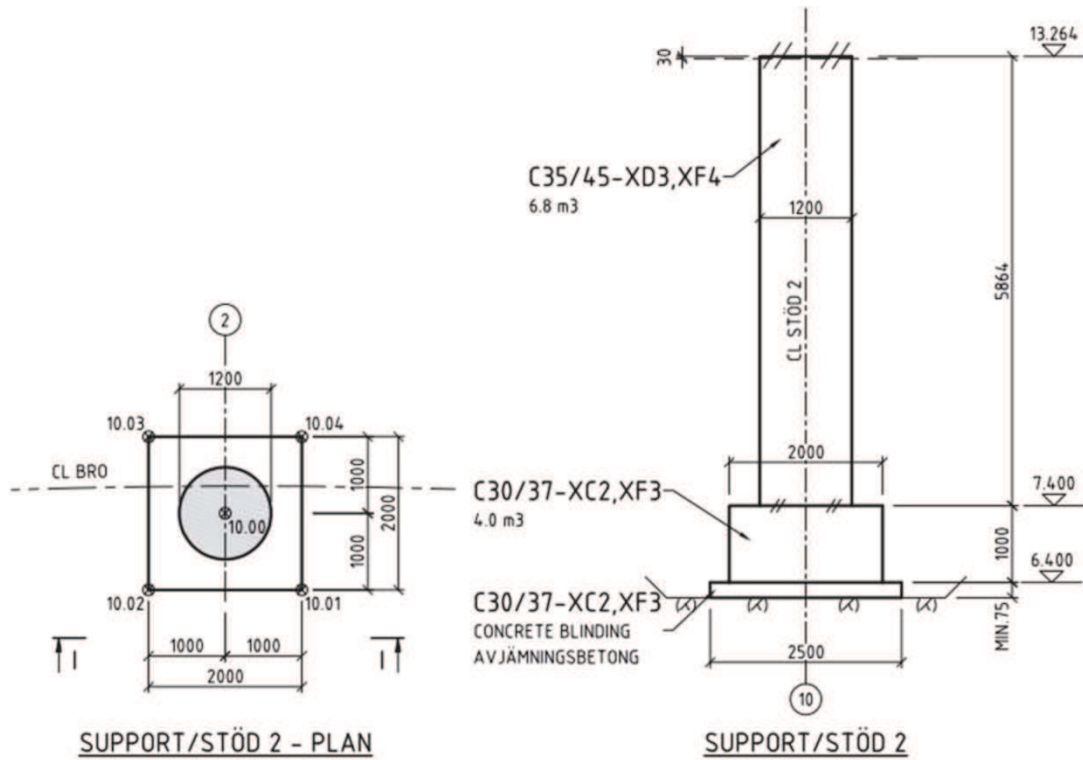
Obrázek 41 - Model tvořený 37 makroprvky



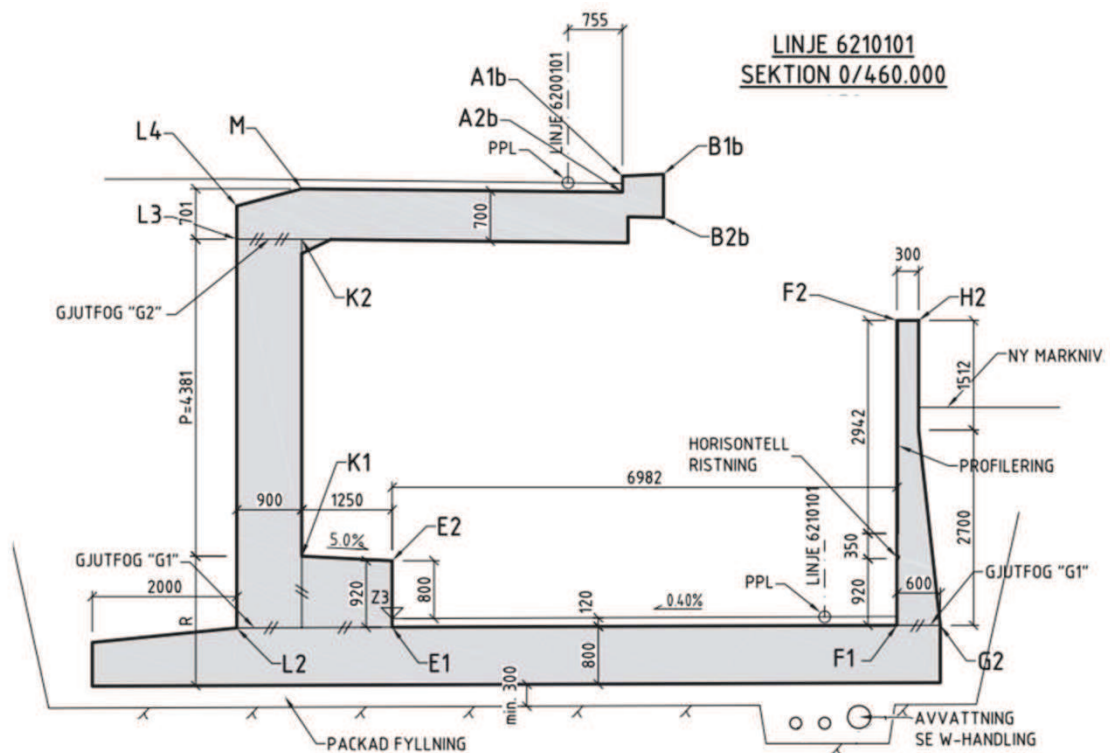
Obrázek 44- Příčný řez deskou mostu 2-2043-15 (Projektová dokumentace stavby, M. Pekár, 2014)



Obrázek 45- Řez opěrou 1 mostu 2-2043-15 (Projektová dokumentace stavby, M. Pekár, 2014)



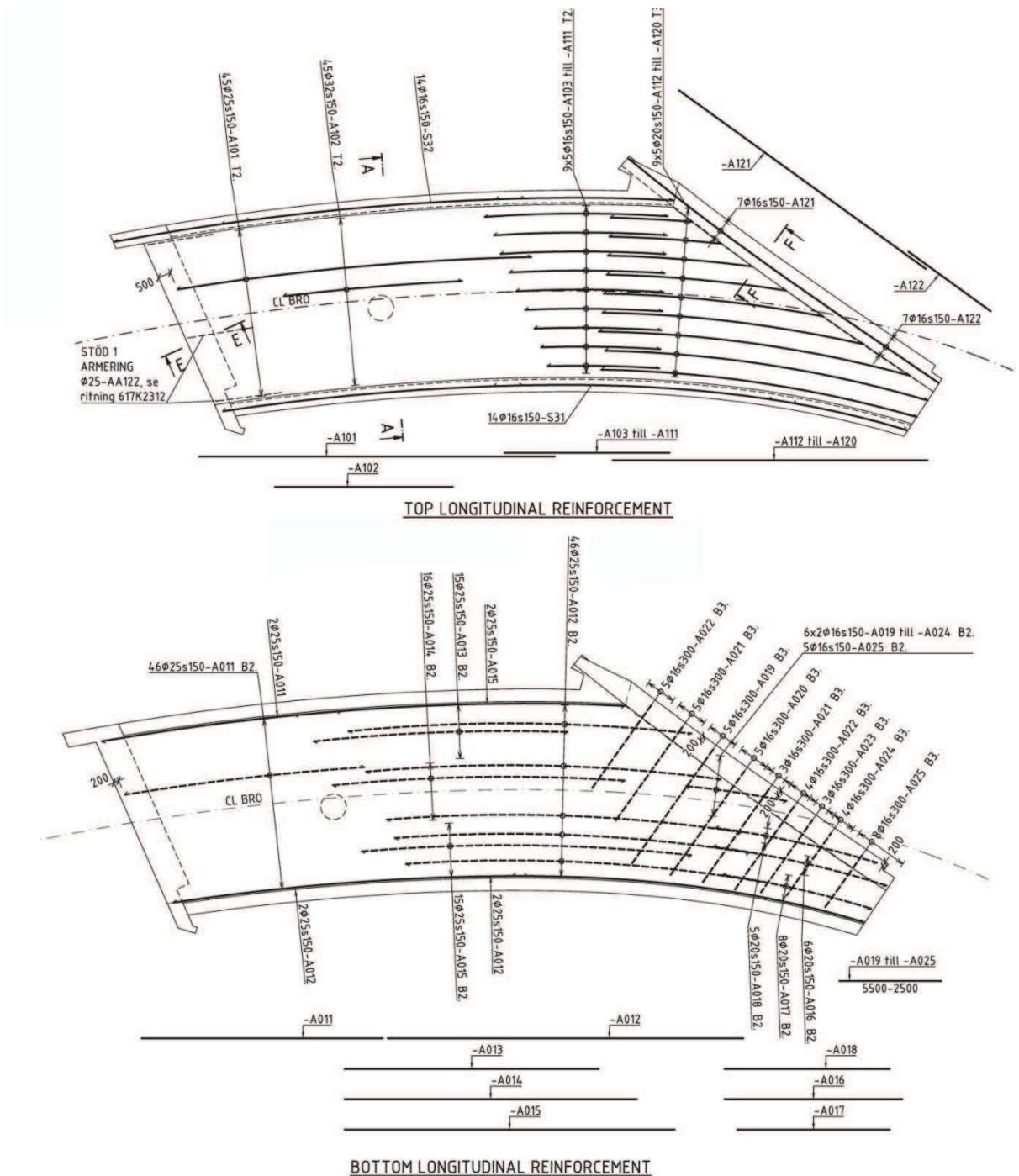
Obrázek 46 – Pilíř půdorys + řez (Projektová dokumentace stavby, M. Pekár, 2014)



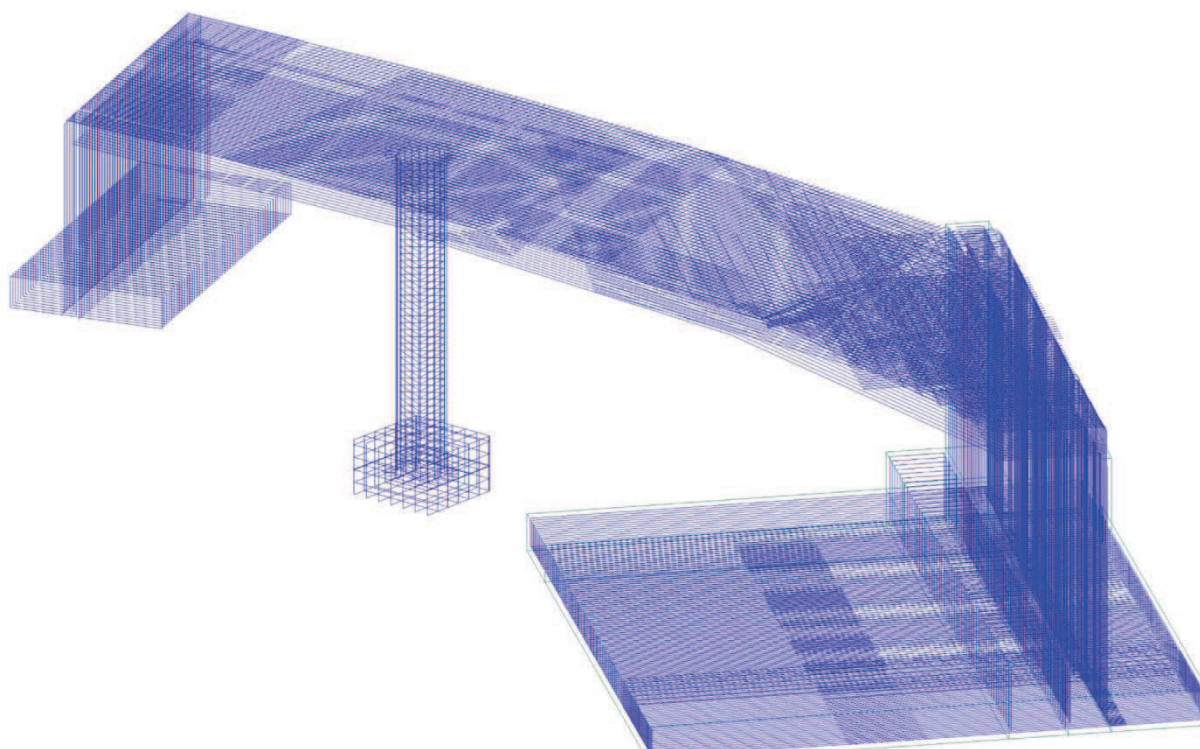
Obrázek 47 - Řez opěrou 3 mostu 2-2043-15 (Projektová dokumentace stavby, M. Pekár, 2014)

4.2.3. Výztuž

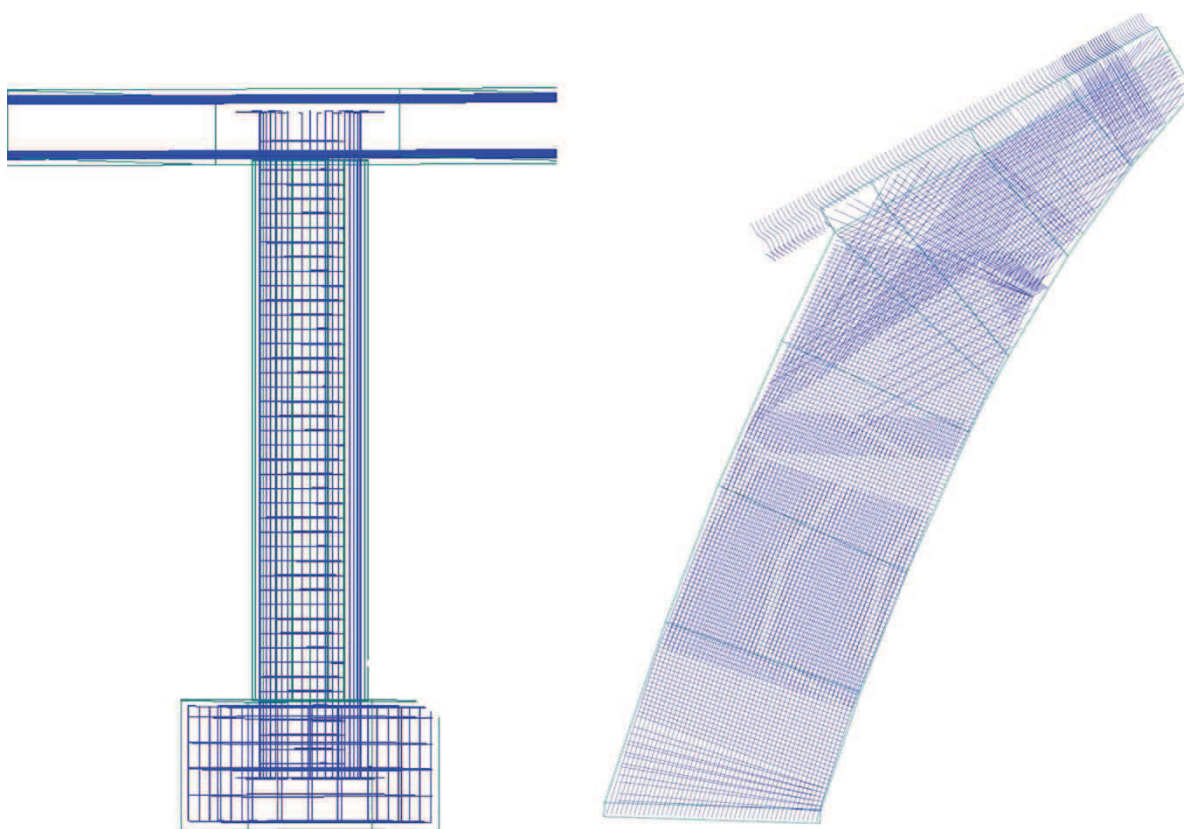
Jednotlivé pruty výztuže jsou umístěny dle výkresu výztuže. Veškerá nosná výztuž odpovídá realitě a rozdělovací výztuž jsem zanedbal. Smykovou výztuž jsem navrhl jako součást materiálu betonu a to tzv. rozetřenou výztuž, která se zadává jako poměr plochy betonu k ploše smykové výztuže, u nosné desky 0,19%. Celkem je v modelu 1635 prutů, o průměru 16-32 mm.



Obrázek 48 - Výkres výztuže desky mostu 2-2043-15 (Projektová dokumentace stavby, M.Pekár, 2014)



Obrázek 49 - Výztuž modelu



Obrázek 50 - Výztuž modelu - pilíř a deska vrstva T2

4.3. Zatěžovací stavy

Zatížení je rozděleno do 5 skupin:

4.3.1. Vlastní tíha

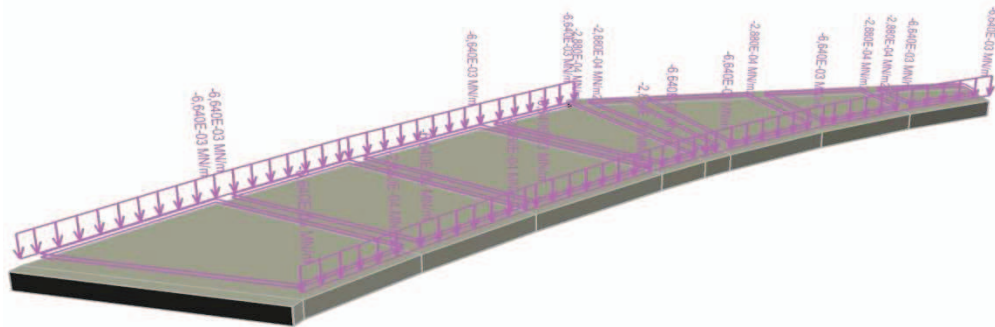
Objemová tíha betonu: 23,0 kN/m³

4.3.2. Zatížení od příslušenství mostu

Liniové zatížení od římsy mostu a zábradlí

$$a \cdot b \cdot c \cdot \rho_{bet} + m_{zábradlí} \cdot g = 0,54 \cdot 0,49 \cdot 23 + 0,059 \cdot 9,81 = \underline{6,64 \text{ kN/m}}$$

Plošné zatížení od vozovky $\rho_{asf} \cdot h = 23,0 \cdot 0,125 = \underline{2,88 \text{ kN/m}^2}$



Obrázek 51 - Zatížení od příslušenství

4.3.3. Zatížení od zeminy

Zatížení od zásypu na patu opěry 1

Výška zeminy : 5,0 m

Objem. tíha zeminy : 22,0 kN/m³

Zatížení plošné: $\rho_{zem} \cdot h = 5,0 \cdot 22,0 = \underline{110,0 \text{ kN/m}^2}$

Zatížení vodorovné na opěru 1:

$$\sigma_x = \sigma_z k_r = \rho_z \cdot h \cdot \frac{\nu}{1 - \nu} = 22,0 \cdot 5,0 \cdot \frac{0,28}{1 - 0,28} = 42,7 \text{ kN/m}^2$$

Použité rovnoměrné plošné zatížení $1/2 \sigma_x$: 21,4 kN/m²

Zatížení od zásypu na patu opěry 3:

Výška zeminy : 7,2 m

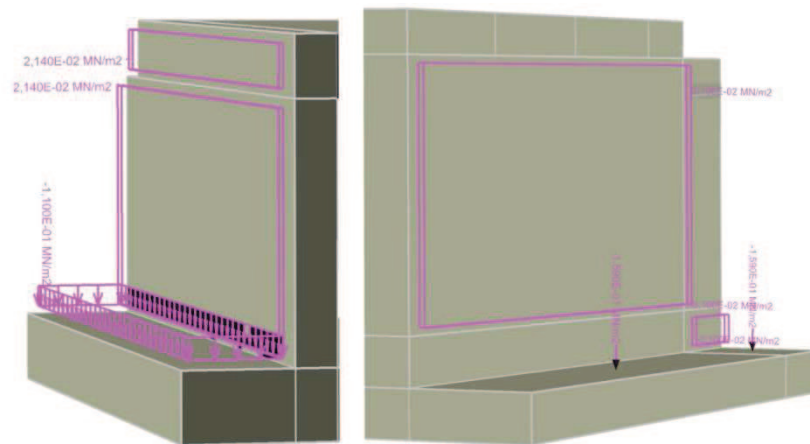
Objem. tíha zeminy : 22,0 kN/m³

Zatížení plošné: $\rho_{zem} \cdot h = 7,2 \cdot 22,0 = \dots\dots\dots 158,8 \text{ kN/m}^2$

Zatížení vodorovné na opěru 3:

$$\sigma_x = \sigma_z k_r = \rho_z \cdot h \cdot \frac{\nu}{1 - \nu} = 22,0 \cdot 7,2 \cdot \frac{0,28}{1 - 0,28} = 61,6 \text{ kN/m}^2$$

Použité rovnoměrné plošné zatížení $1/2 \sigma_x$: $\dots\dots\dots 30,8 \text{ kN/m}^2$



Obrázek 52 - Zatížení od zeminy

4.3.4. Zatížení od zatěžovacích vozidel 1_1 a 1_2

Hmotnost vozidla 1_1: 25,98 tun

Počet náprav: 6

Zatížení na nápravu: $\frac{m}{n} \cdot g = \frac{25,98}{6} \cdot 9,81 = \dots\dots\dots 42,5 \text{ kN}$

Hmotnost vozidla 1_2: 23,78 tun

Počet náprav: 6

Zatížení na nápravu: $\frac{m}{n} \cdot g = \frac{23,78}{6} \cdot 9,81 = \dots\dots\dots 38,9 \text{ kN}$

4.3.5. Zatížení od zatěžovacích vozidel 2_1 a 2_2

Hmotnost vozidla 2_1: 25,75 tun

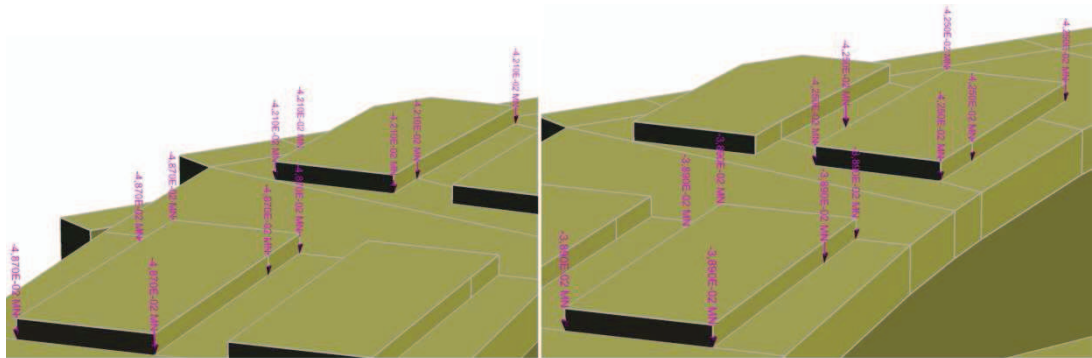
Počet náprav: 6

Zatížení na nápravu: $\frac{m}{n} \cdot g = \frac{25,75}{6} \cdot 9,81 = \dots\dots\dots 42,1 \text{ KN}$

Hmotnost vozidla 2_2: 29,87 tun

Počet náprav: 6

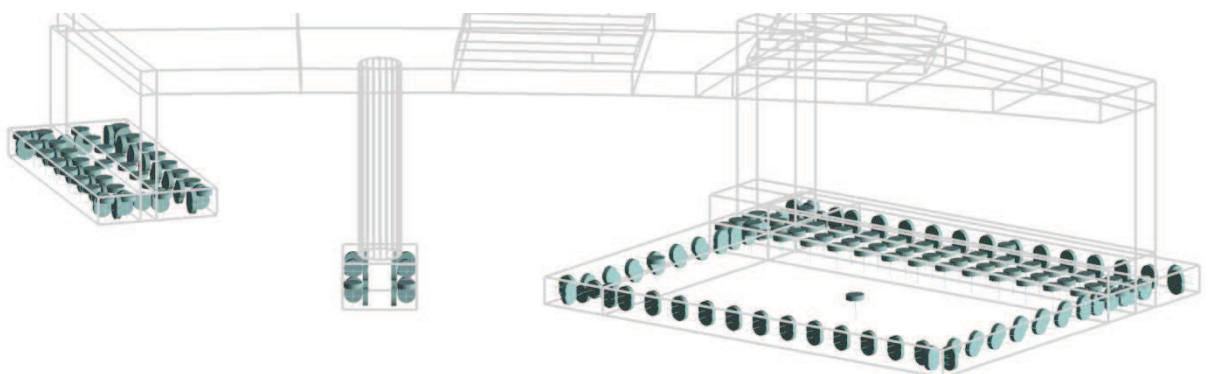
Zatížení na nápravu: $\frac{m}{n} \cdot g = \frac{29,87}{6} \cdot 9,81 = \dots\dots\dots 48,7 \text{ KN}$



Obrázek 53 - Zatěžovací stav 1 a 2

4.3.6. Podpory

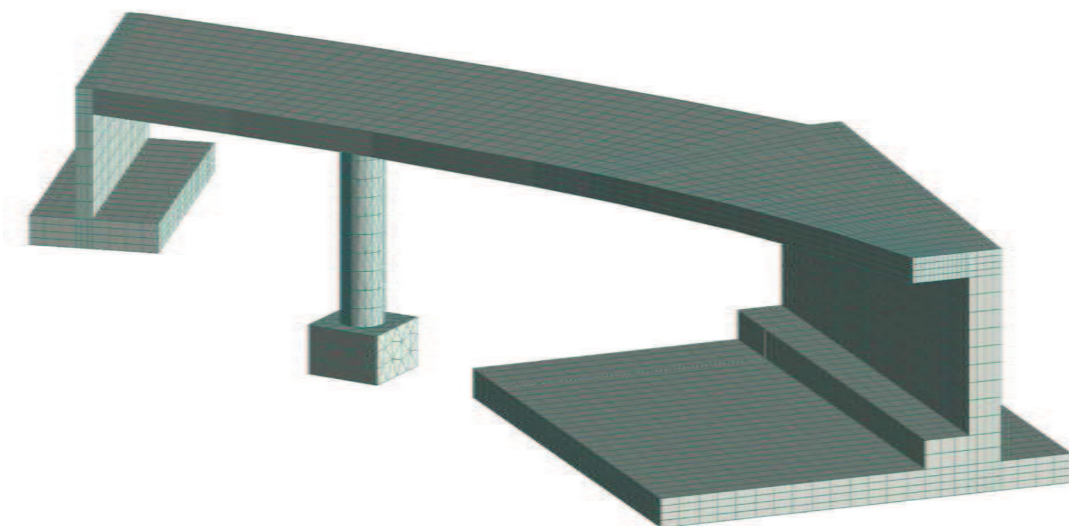
Podpory jsem umístil na plochy makroelementů tvořící základ opěry 1, základ opěry 3 a základ pilíře. Všechny podpory jsou volné k lokální ose X a Y a pevné k ose Z.



Obrázek 54 - Podpory

4.4. Síť MKP

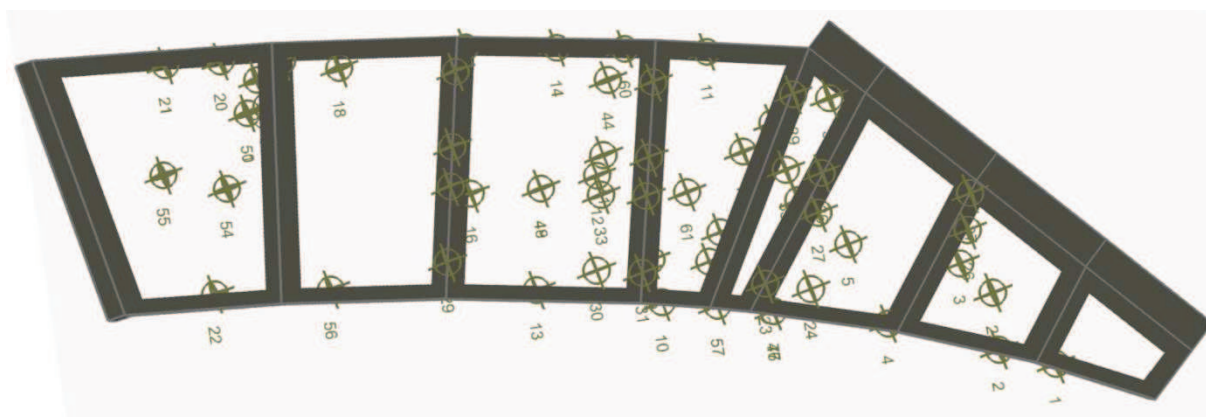
Síť jsem vytvořil pomocí hexaedrů. Jedná se o síť tvořenou kvádry. Pro optimální výsledky jsem zvolil 4 hexaedry na výšku desky, to znamená kvádr o rozměrech $h=0,175\text{m}$, $a=0,525\text{m}$, $b=0,525\text{m}$. V místě styku desky s podpěrami jsem síť zahustil s cílem ideálního napojení jednotlivých sítí makroprvků. Celkem jsem vygeneroval 11351 prvků.



Obrázek 55 - Síť FE Mesh

4.5. Monitorovací body

Monitorovací body s generováním posunu v ose y jsem umístil do míst, kde byly umístěny nivelační značky při provádění zatěžovací zkoušky. Tímto způsobem jsme schopni s velkou přesností porovnat jednotlivé výsledky. Pro přehlednost jsem vybral celkem 32 monitorovacích bodů z celkových 65 nivelačních značek. Dále jsem použil několik monitorovacích bodů, které vygenerují působící externí sílu v místě sledovaných posunutí.



Obrázek 56 - Monitorovací body

4.6. Zatěžovací kroky

Výpočet jsem rozdělil celkem do 20-ti zatěžovacích kroků. V prvních deseti krocích jsem postupně přitěžoval, pomocí násobitele 0,1, model vlastní tíhou, zatížením od příslušenství mostu a zatížením od tlaku zeminy na opěry. V dalších krocích 10-15 jsem dále postupně přitěžoval zatěžovacími vozidly 1_1 a 1_2 opět pomocí násobitele 0,2. A v posledních krocích 15-20 jsem přitížil model druhou sadou zatěžovacích vozidel 2_1 a 2_2.

4.7. Průběh výpočtu

Tabulka 3 - Průběh analýzy

Zatěžovací krok číslo	Zatěžovací stavy	Parametr analýzy	Multiplier	Počet iterací v kroku
1	1,2,3,6	S t a n d a r t S O N	0,1	2
2	1,2,3,6		0,1	2
3	1,2,3,6		0,1	2
4	1,2,3,6		0,1	2
5	1,2,3,6		0,1	2
6	1,2,3,6		0,1	2
7	1,2,3,6		0,1	2
8	1,2,3,6		0,1	2
9	1,2,3,6		0,1	2
10	1,2,3,6		0,1	5
11	4,6		0,2	2
12	4,6		0,2	2
13	4,6		0,2	5
14	4,6		0,2	3
15	4,6		0,2	4
16	5,6		0,2	5
17	5,6		0,2	14
18	5,6		0,2	8
19	5,6		0,2	3
20	5,6		0,2	14

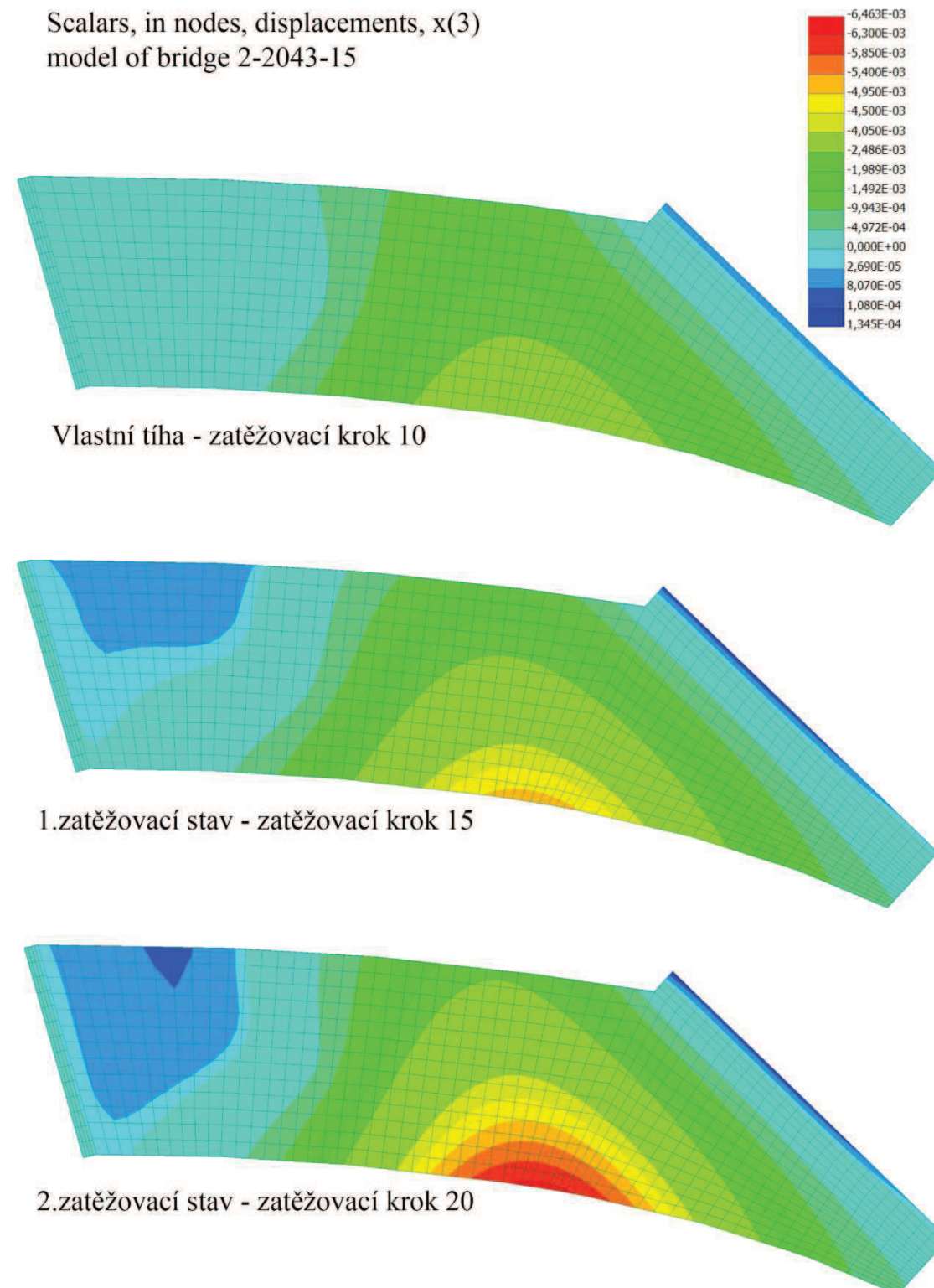
Tabulka 4 - Zatěžovací stavy

Číslo	Zatěžovací stavy
1.	Vlastní tíha
2.	Zatížení od příslušenství mostu
3.	Zatížení od zeminy
4.	1.Zatěžovací stav vozidla 1_1+1_2
5.	2.Zatěžovací stav vozidla 2_1+2_2
6.	Popdpory

Hlubší popis teorie užitého nelineárního modelu betonu, jakož i zvolené výpočetní metody, jde nad rámec předkládané práce. Teoretické pozadí lze nalézt v Červenka et al. (2014) , rozbor vybraných aspektů i aplikací přinášejí v tuzemsku např. Vořechovský (2000), Veselý (2004), Keršner (2005), Eliáš (2006), Sadílek (2008), Řoutil (2011).

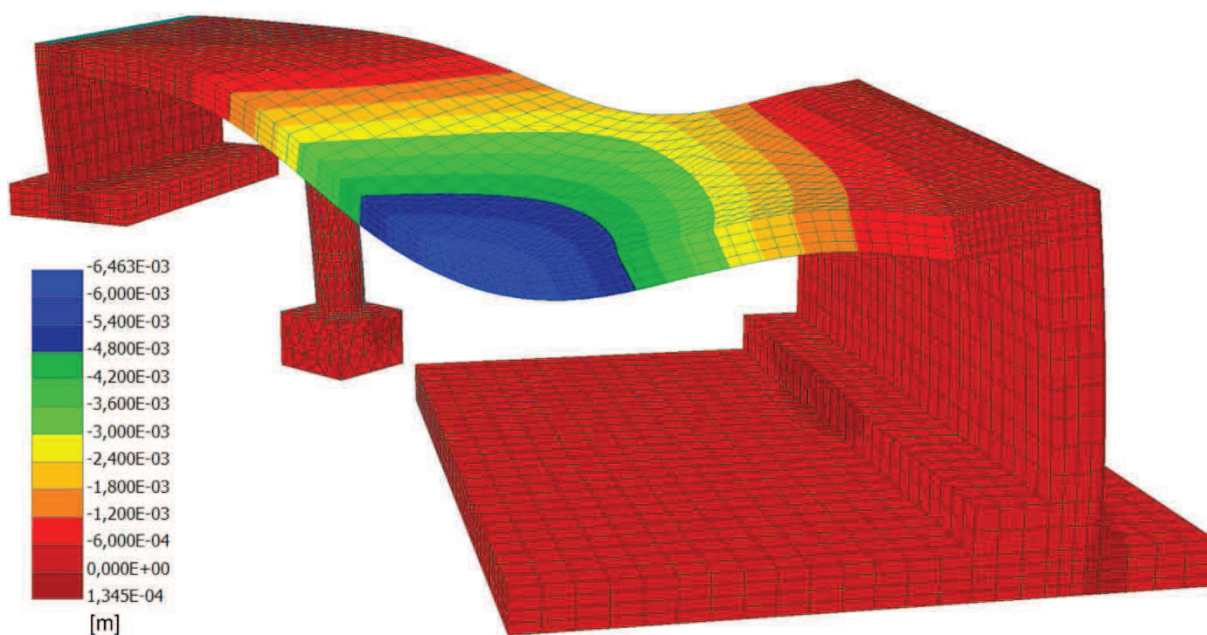
5. Výsledky

5.1. Posuny ve směru osy Z

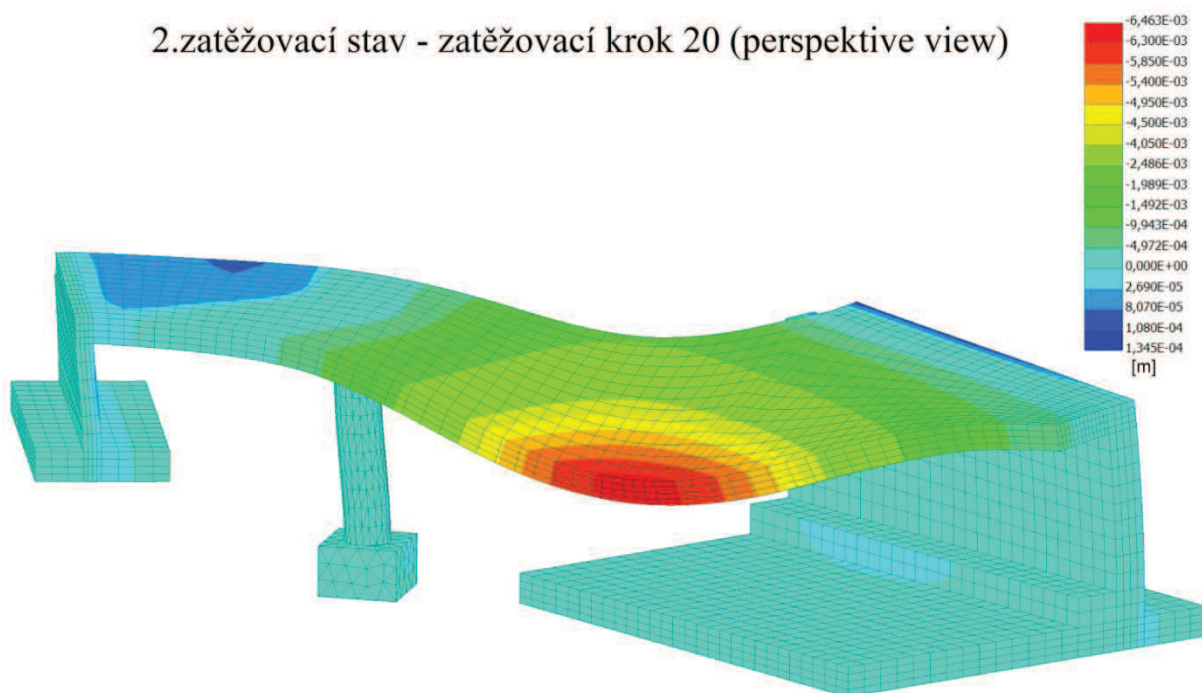


Obrázek 57 - Posuvy v ose Z

Scalars, in nodes, displacements, x(3), deformation scale 1:500
model of bridge 2-2043-15



2.zatěžovací stav - zatěžovací krok 20 (perspektive view)



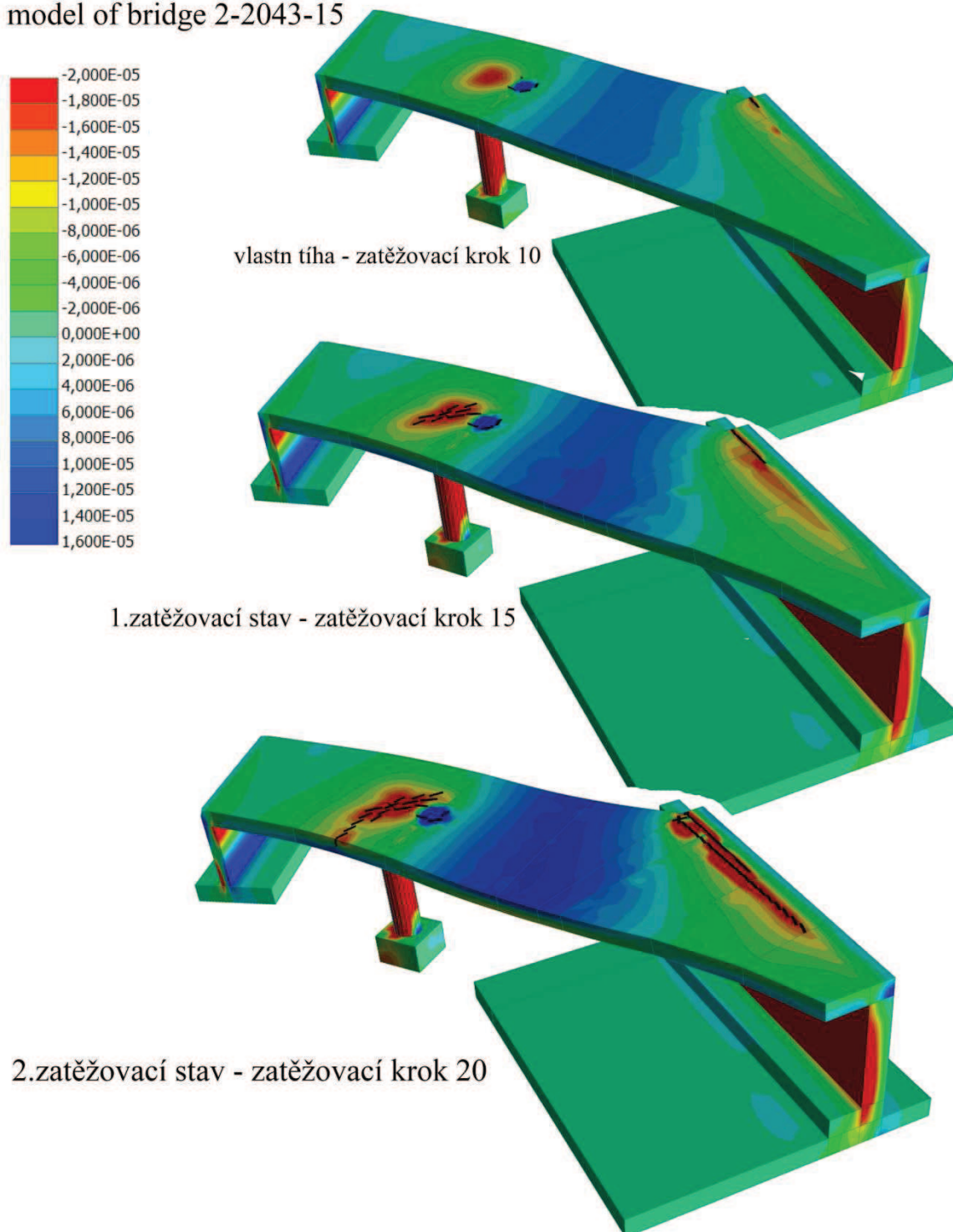
2.zatěžovací stav - zatěžovací krok 20
(axonometric view switched color scale)

Obrázek 58 - Posuny konstrukce ve směru Z – zobrazeny v měřítku 1:500

Na obrázku jsou zobrazeny posuny ve směru osy Z v měřítku 1:500, pouze pro znázornění jsou zde dva identické obrázky stejných výsledků pouze s jiným typem pohledu a s otočenou škálou barev.

5.2. Přetvoření ve směru osy Z

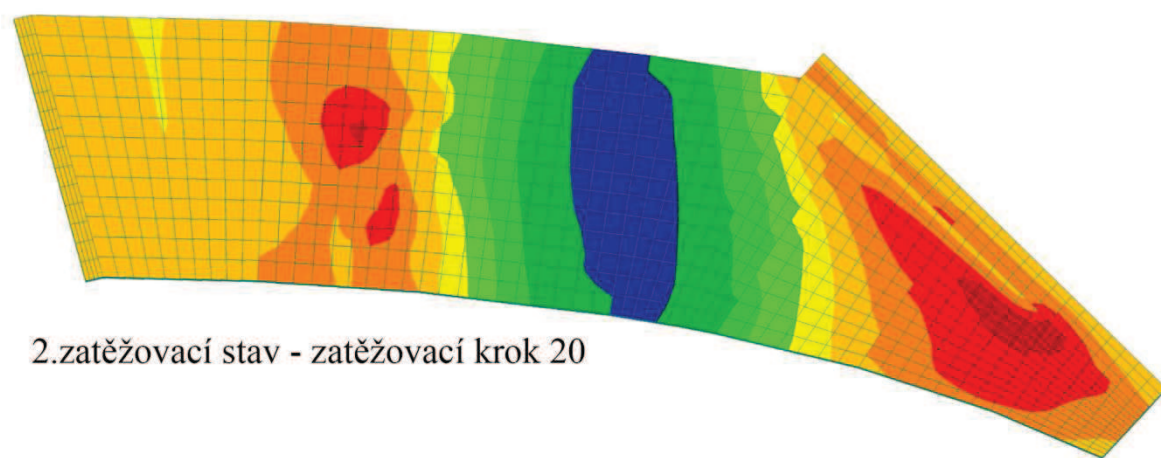
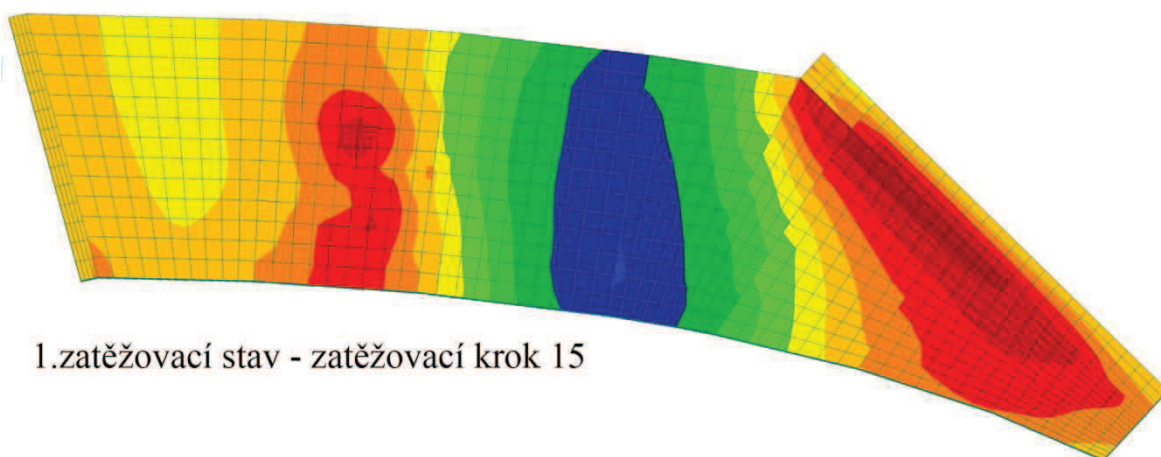
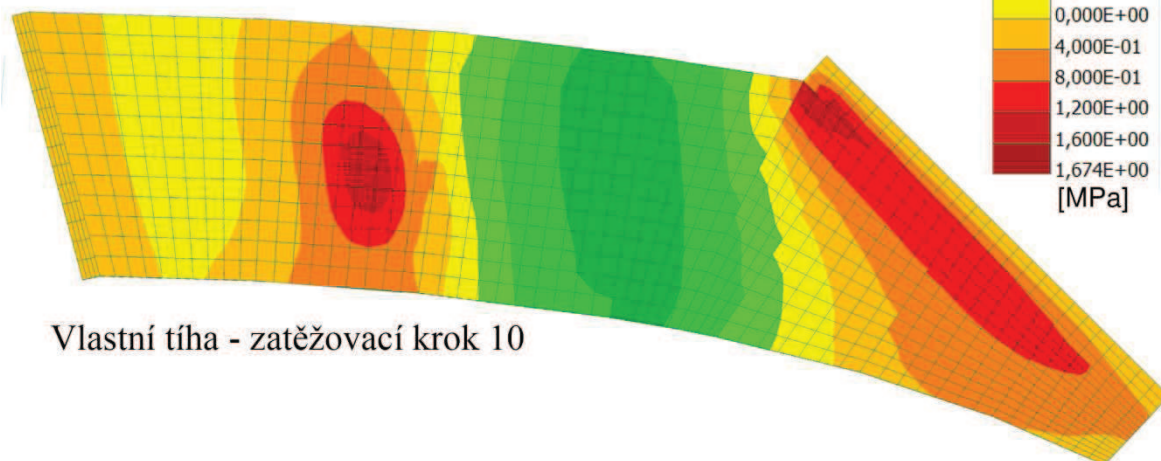
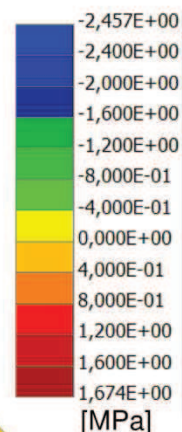
Scalars, in nodes, Strain Eps zz, deformation scale 1:150
model of bridge 2-2043-15



Obrázek 59 – Přetvoření ϵ_z – zatěžovací krok 10, 15, 20

5.3. Napětí σ_y

Scalars, in nodes, Stress sigma yy
model of bridge 2-2043-15

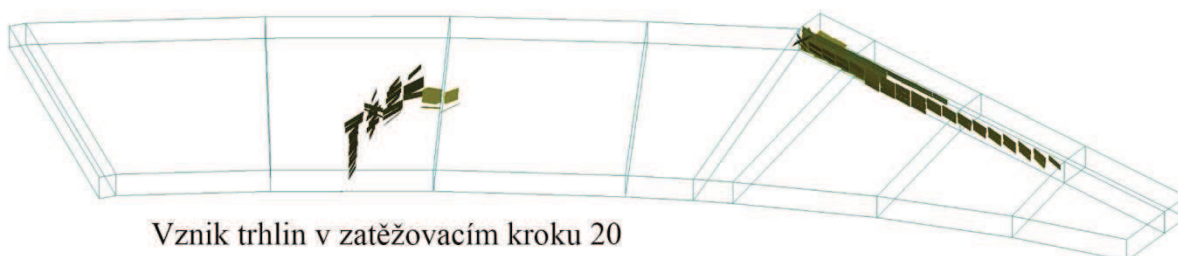


Obrázek 60 - Napětí σ_y (podél mostu) zatěžovací krok 10, 15, 20

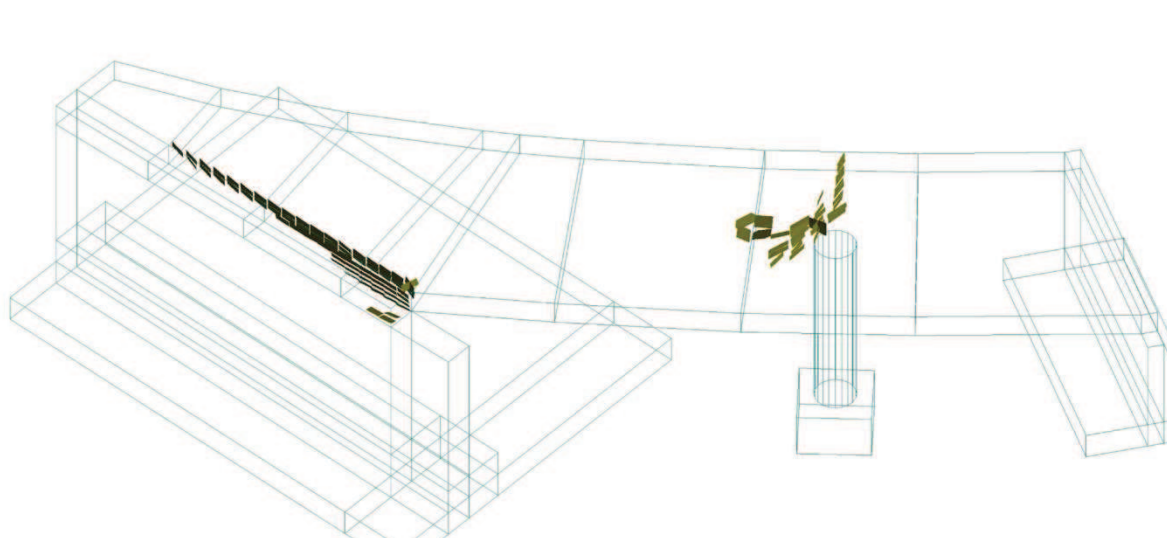
5.4. Trhliny



Vznik trhlin v zatěžovacím kroku 15

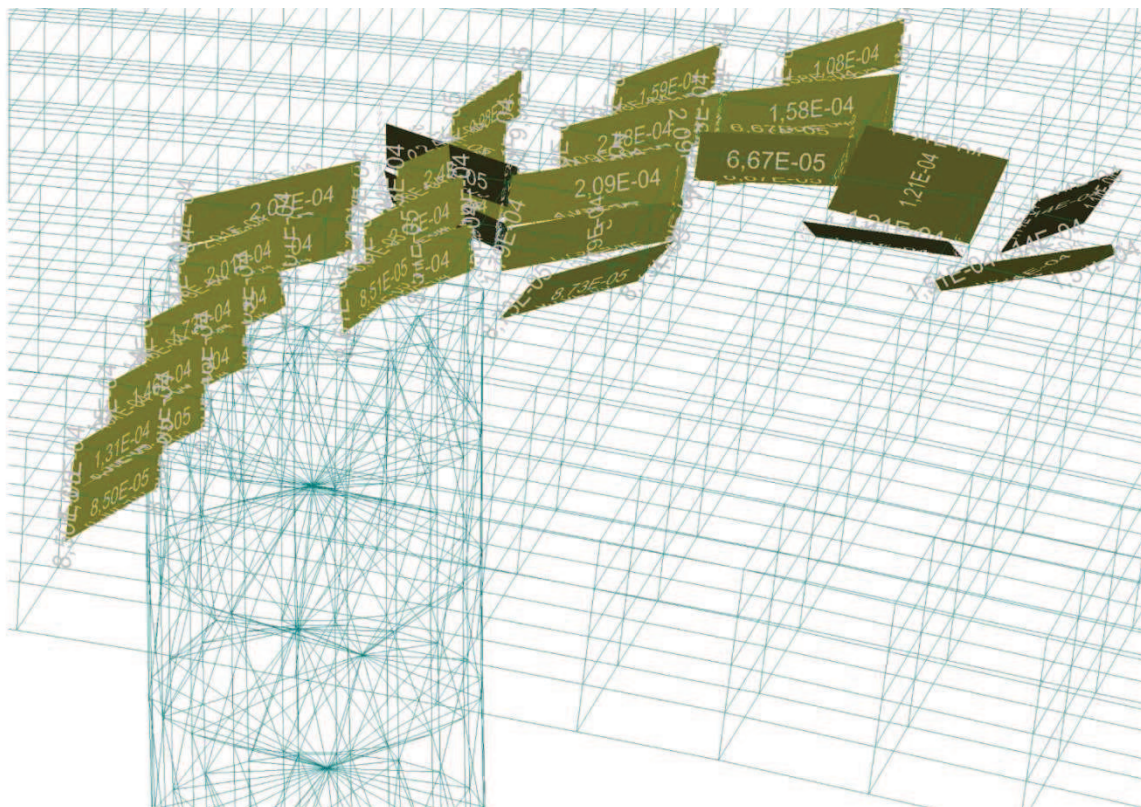


Vznik trhlin v zatěžovacím kroku 20

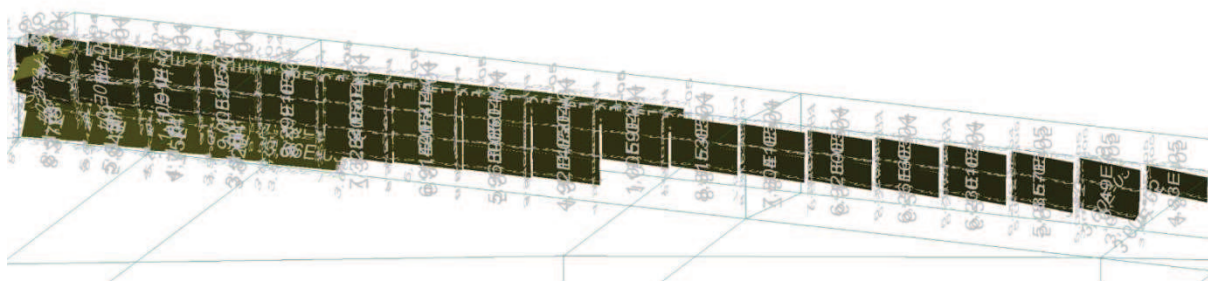


Vznik trhlin v zatěžovacím kroku 20 - pohled z druhé strany mostu

Obrázek 61 - Trhliny celkový pohled



Detailní pohled na vznik trhlin u pilíře v zatěžovacím kroku 20
maximální šířka trhlin je 0,285 mm



Detailní pohled na vznik trhlin u pěry 3 v zatěžovacím kroku 20

Obrázek 62 - Trhliny detailní pohled

5.5. Porovnání výsledků modelu a zatěžovací zkoušky

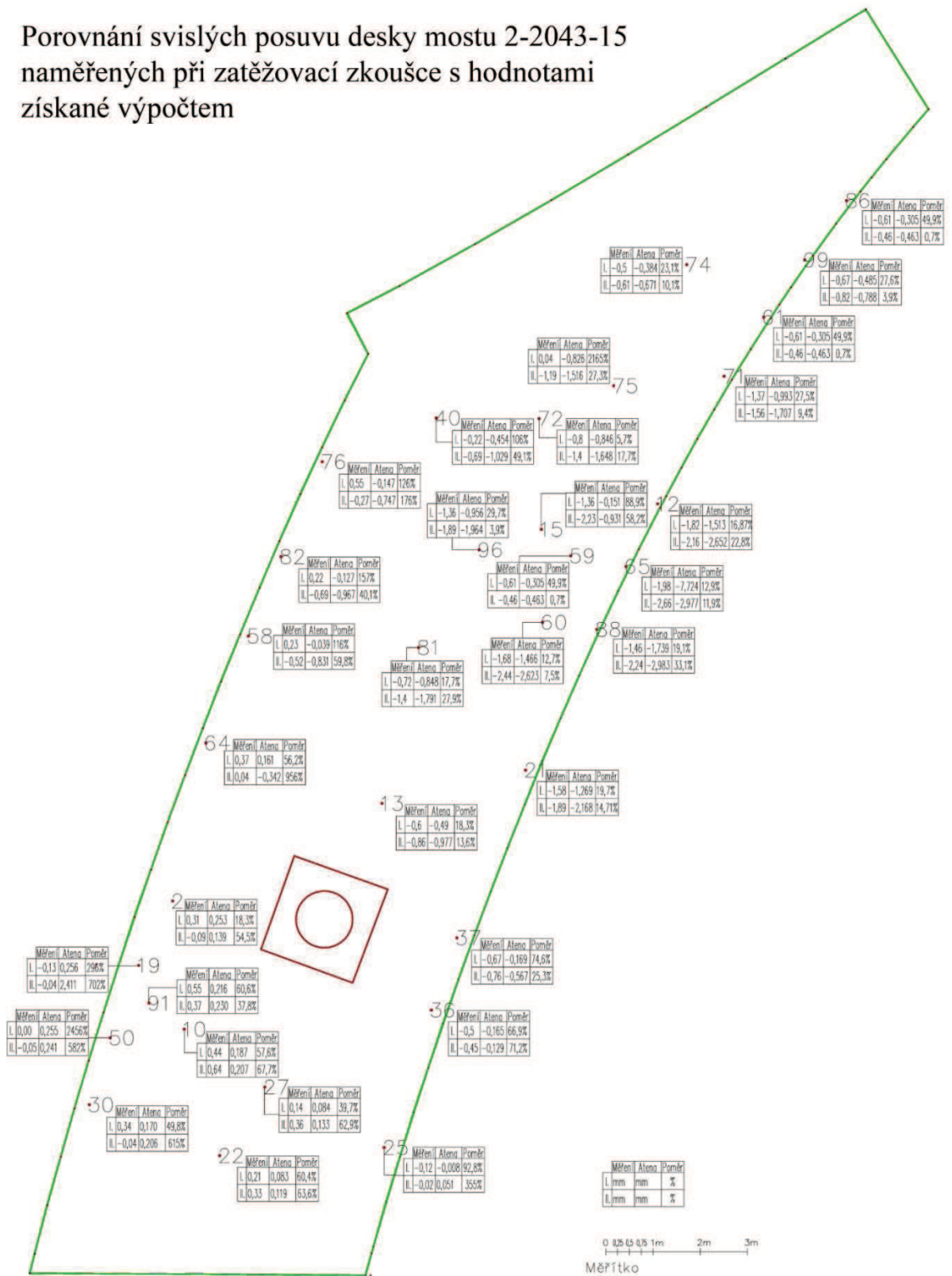
Tabulka 5 - Porovnání výsledných posuvů

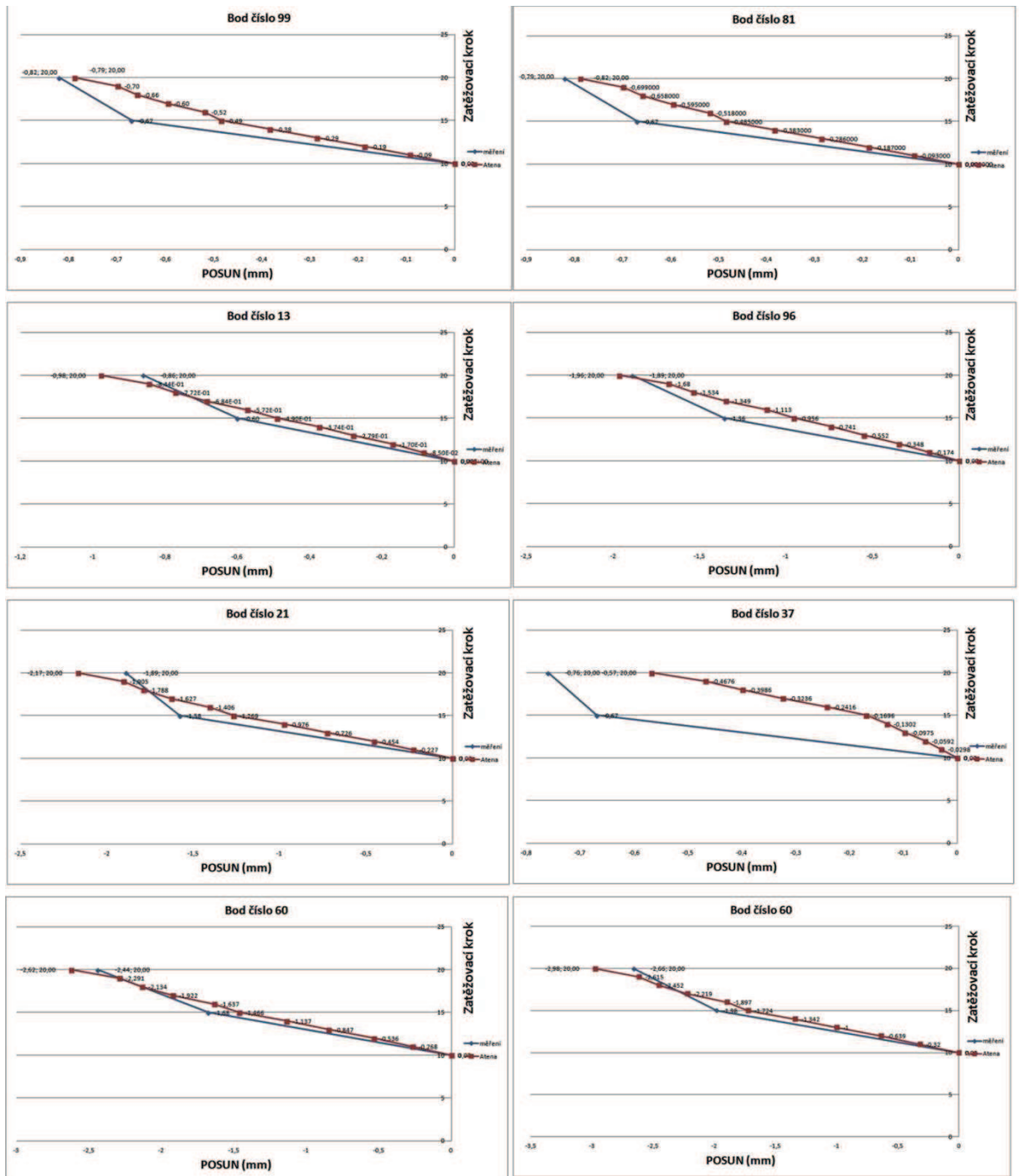
Bod číslo	1.zatěžovací stav			2.zatěžovací stav		
	Naměřené posuny (mm)	ATENA posuny (mm)	poměr posunu (%)	Naměřené posuny (mm)	ATENA posuny (mm)	poměr posunu (%)
2	0,31	0,253	18,30	0,09	0,139	54,56
10	0,44	0,187	57,61	0,64	0,207	67,71
12	-1,82	-1,513	16,87	-2,16	-2,652	22,78
13	-0,6	-0,490	18,33	-0,86	-0,977	13,60
15	-1,36	-1,171	13,90	-2,23	-1,917	14,04
19	-0,13	0,256	296,66	-0,04	0,241	702,98
21	-1,58	-1,269	19,68	-1,89	-2,168	14,71
22	0,21	0,083	60,46	0,33	0,120	63,66
25	-0,12	-0,009	92,89	-0,02	0,051	355,05
27	0,14	0,084	39,67	0,36	0,133	62,98
30	0,34	0,170	49,87	-0,04	0,206	615,02
36	-0,5	-0,165	66,94	-0,45	-0,130	71,20
37	-0,67	-0,170	74,69	-0,76	-0,568	25,32
40	-0,22	-0,454	106,36	-0,69	-1,029	49,13
50	0,00	0,256	2456,60	-0,05	0,241	582,38
58	0,23	-0,039	116,96	-0,52	-0,831	59,81
59	-2,46	-1,452	40,98	-3,23	-2,606	19,32
60	-1,68	-1,466	12,74	-2,44	-2,623	7,50
64	0,37	0,162	56,24	0,04	-0,343	956,25
65	-1,98	-1,724	12,93	-2,66	-2,977	11,92
71	-1,37	-0,993	27,52	-1,56	-1,707	9,42
72	-0,8	-0,846	5,75	-1,4	-1,648	17,71
74	-0,5	-0,384	23,14	-0,61	-0,671	10,05
75	0,04	-0,826	2165,00	-1,19	-1,516	27,39
76	0,55	-0,147	126,73	-0,27	-0,747	176,67
81	-0,72	-0,848	17,78	-1,4	-1,791	27,93
82	0,22	-0,127	157,73	-0,69	-0,967	40,14
86	-0,61	-0,305	49,97	-0,46	-0,463	0,70
88	-1,46	-1,739	19,11	-2,24	-2,983	33,17
91	0,55	0,217	60,62	0,37	0,230	37,81
96	-1,36	-0,956	29,71	-1,89	-1,964	3,92
99	-0,67	-0,485	27,61	-0,82	-0,788	3,90

0-100%	průměrný poměr (%)	36,53		průměrný poměr (%)	29,63
100-300%					
300-3000%					

V Tabulce 5 můžeme vidět dosažení podobných výsledků zjištěných výpočtem modelu a výsledky naměřené při zatěžovací zkoušce. Výsledky s velkým rozdílem přisuzujeme na vrub odchylek při provádění geodetického měření při zatěžovací zkoušce. Odchytky mohou být také důsledkem nejistot v hodnotách jednotlivých parametrů materiálového modelu betonu. Připomeňme, že laboratorně byla stanovena pouze krychelná pevnost, ostatní parametry materiálového modelu (např. modul pružnosti, pevnost v tahu atd.) z ní byly odvozeny. Námětem pro další studie tak může být např. citlivostní analýza vlivu dominantních parametrů materiálových modelů na výsledky modelu.

Porovnání svislých posuvu desky mostu 2-2043-15
naměřených při zatěžovací zkoušce s hodnotami
získané výpočtem





Obrázek 64- Grafy průběhu posunů vybraných monitorovacích bodů

6. Závěr

V práci jsem se zabýval realizací železobetonové mostní konstrukce č. 2-2043-15, E4 Kristineberg, Stockholm. Podílel jsem se aktivně na průběhu jeho celé výstavby. Byl jsem nucen řešit dílčí problémy jak technického typu tak hospodářského. Konstrukce byla řádně předána investorovi. V závěru mé praktické stáže jsem provedl zatěžovací zkoušku, což byla jedna z důležitých součástí pro možnost porovnání výsledků a odladění MKP modelu.

Poznatky z realizace mostní konstrukce jsem využil při přípravě MKP modelu v softwaru Atena 3D. Tvorba a vyhodnocení modelu představovali klíčovou část diplomové práce. Vypracovaný model jsem odladil a verifikoval zatěžovací zkouškou mostu. Výsledný model vystihuje celkem přesně reálné chování konstrukce, což dokládá dobrá shoda naměřených a simulovaných průhybů ve vybraných místech konstrukce. Takto odladěný model je využitelný nástroj pro další predikci chování mostu pod různým zatížením vč. zatížení nadměrného. Dále je možné na tomto modelu provádět parametrické studie. Odladěný nelineární model může přispět k optimálnímu návrhu konstrukce i jejímu provozování.

Literatura

Červenka et al. ATENA Program Documentation, Part 1 - Theory, Červenka Consulting s.r.o., Praha 2014.

Červenka et al. ATENA Program Documentation, Part 2-2 – User's Manual for Atena 3D, Červenka Consulting s.r.o., Praha 2014.

Vořechovský, M. K problematice výpočtu spolehlivosti u nelineárních úloh mechaniky kontinua, Diplomová práce, STM FAST VUT v Brně, 2000.

Veselý, V. Parametry betonu pro popis lomového chování, Disertační práce, STM FAST VUT v Brně, 2004.

Keršner, Z. Křehkost a lomová mechanika cementových kompozitů, Habilitační práce, FAST VUT v Brně, 2005.

Eliáš, J. Chování křehkých vláken v kompozitech s křehkou a kvazikřehkou maticí, Diplomová práce, STM FAST VUT v Brně, 2006.

Sadílek, V. Modelování statisticko-energetického vlivu velikosti betonových konstrukcí pomocí výpočtové mechaniky, Diplomová práce, STM FAST VUT v Brně, 2008.

Řoutil, L. Aspekty určení lomových parametrů pokročilých cementových kompozitů pro modelování odezvy kvazikřehkých stavebních prvků, Disertační práce, STM FAST VUT v Brně, 2011.

Projektová dokumentace stavby – Trafikplats Kristineberg, Stockholm, M. Pekár, Valbek s.r.o., 2014