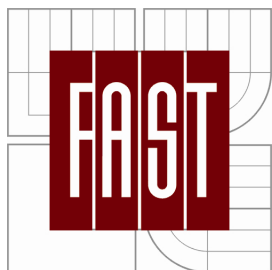


VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH
KONSTRUKCÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

PŮDORYSNĚ ZAKŘIVENÁ KONSTRUKCE Z PŘEDPJATÉHO PÁSU

PLAN CURVED STRESS RIBBON STRUCTURE

DOKTORSKÁ PRÁCE
DOCTORAL THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

ING. PETR KOCOUREK

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

PROF. ING. JIŘÍ STRÁSKÝ, DSC.

BRNO 2012

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem doktorskou práci zpracoval samostatně a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje.

V Brně dne

.....

podpis autora

PODĚKOVÁNÍ:

RÁD BYCH TÍMTO PODĚKOVAL PŘEDEVŠÍM PANU PROF. JIŘÍMU STRÁSKÉMU ZA NEOCENITELNÉ RADY A ODBORNÉ VEDENÍ BĚHEM CELÉHO VÝZKUMU.

DĚKUJI ÚSTAVU KOVOVÝCH A DŘEVĚNÝCH KONSTRUKCÍ ZA ZAPŮJČENÍ HALY. KDE BYL REALIZOVÁN MODEL.

JSEM VDĚČNÝ VŠEM DOKTORANDŮM A ZAMĚSTNANCŮM ÚSTAVU BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ, KTEŘÍ POMÁHALI PŘI STAVBĚ MODELU A BEZ NICHŽ BY NÁROČNÝ EXPERIMENT NEMOHL BÝT ÚSPĚŠNĚ DOKONČEN. PODĚKOVÁNÍ TAKÉ PATŘÍ PRACOVNÍKŮM ÚSTAVU STAVEBNÍHO ZKUŠEBNICTVÍ A ÚSTAVU KOVOVÝCH A DŘEVĚNÝCH KONSTRUKCÍ ZA POMOC PŘI REALIZACI JEDNOTLIVÝCH MĚŘENÍ.

Abstrakt

Tématem disertační práce je studium půdorysně zakřivených lávek pro pěší tvořených předpjatým pásem. V nedávné době bylo postaveno několik pozoruhodných půdorysně zakřivených lávek pro pěší, které jsou na vnitřním okraji zavěšeny na visutých anebo závěsných kabelech. Půdorysně zakřivené konstrukce tvořené předpjatým pásem však dosud nebyly realizovány. Úkolem této práce proto bylo odpovědět na otázku, zda je použití předpjatých pásů u půdorysně zakřivených konstrukcí vůbec možné. Z tohoto důvodu byla v první fázi vypracována studie proveditelnosti těchto konstrukcí. Využity byly znalosti jednak půdorysně zakřivených konstrukcí vynášených kabely a také přímých předpjatých pásů. Pro matematické modelování byl použit MKP systém ANSYS.

Získané poznatky byly dále využity při návrhu nového typu moderní, estetické půdorysně zakřivené lávky pro pěší. Lávku tvoří štíhlá železobetonová mostovka, která je prostřednictvím ocelových konzol na vnitřní straně půdorysného oblouku ztužena ocelovým průřezem. Kroucení mostovky vyvolané půdorysným zakřivením a nesymetrickým průřezem je vyrovnáváno kabelem situovaným v madle zábradlí. Rozpětí lávky je 45 m, vzepětí půdorysného oblouku 10 m, volná šířka lávky je 3 m. Popsáno je obecné působení konstrukce, provedena byla podrobná statická a dynamická analýza konstrukce.

Navržená konstrukce včetně postupu výstavby byla experimentálně ověřena na zmenšeném fyzikálním modelu lávky v měřítku 1:6. Popsána je použitá modelová analogie, návrh konstrukce modelu včetně jeho realizace. Model byl podroben sérií zatěžovacích zkoušek včetně finální zkoušky mezní únosnosti. Provedené zkoušky prokázaly dobrou shodu výpočtu se skutečností, správnost návrhu a vysokou únosnost navržené konstrukce. Získané výsledky a zkušenosti z návrhu konstrukce a realizace modelu tvoří základ pro realizaci studovaných konstrukcí v inženýrské praxi.

Klíčová slova:

Půdorysně zakřivený předpjatý pás, lávka pro pěší, statická a dynamická analýza, modelová podobnost, zkouška modelu, zatěžovací zkouška

Bibliografická citace práce:

KOCOUREK, P. *Půdorysně zakřivený předpjatý pás*. Brno, 2012. 140 s., 79 s. příloh. Vysoké učení technické v Brně. Stavební fakulta. Ústav betonových a zděných konstrukcí, Vedoucí disertační práce Prof. Ing. Jiří Stráský, DSc.

Abstract

The theme of this doctoral thesis is research of footbridges curved in plan that are formed by stress ribbon. Recently, several noteworthy curved pedestrian bridges, which decks are suspended on their inner edges on suspension or stay cables, have been constructed. However, curved stress ribbon bridges have not been built so far. The goal of this study was to answer the question whether the use of curved stress ribbon structures is even possible. For this reason, in the first stage feasibility study of these structures has been prepared. Knowledge of both curved pedestrian bridges, which decks are suspended on their inner edge and straight stress ribbon has been used. For the mathematical modeling FEM software ANSYS was used.

The obtained findings were further used to design a new type of a modern, aesthetic curved bridge for pedestrians. The structure is formed by slender reinforced deck, which is through the steel brackets on the inner side stiffened by steel section. Torsion of the deck, caused by curved structure and asymmetrical cross-section, is reduced by cable situated in the handrail. Footbridge span is 45 m, arc camber in plan is 10 m, free bridge width is 3 m. Described is a general structure effect, detail static and dynamic analysis was carried out.

Designed structure including construction stages were experimentally verified on a fully physical functional 1:6 scale model. The thesis describes the model analogy used for the design of the model, its structural design and its implementation. The model was subjected to a series of load tests including the final ultimate strength test. Performed tests confirmed the good match of calculation with the reality, correctness of the design and high resistance of designed construction. Acquired results and experiences from design and realization of model form the basis for practical realization of studied structures.

Keywords:

Plan curved stress ribbon, footbridge, static and dynamic analysis, model analogy, model test, load test

Obsah

1.	Úvod.....	15
1.1.	Cíle disertační práce	16
2.	Půdorysně zakřivené konstrukce vynášené kabely	18
2.1.	Zavěšení na obou stranách	18
2.2.	Zavěšení na vnější straně.....	19
2.3.	Zavěšení na vnitřní straně	21
2.4.	Působení půdorysně zakřivených konstrukcí	23
2.4.1.	Konstrukce zavěšené v ose mostovky.....	23
2.4.2.	Konstrukce zavěšené na vnitřním okraji	24
2.4.3.	Idea zakřiveného předpjatého pásu.....	28
2.5.	Hraniční lávka přes Olši, Český Těšín.....	29
3.	Přímý předpjatý pás.....	36
3.1.	Úvod do problematiky.....	36
3.2.	Analýza přímého předpjatého pásu.....	36
3.2.1.	Příklady realizovaných konstrukcí	40
3.3.	Statická analýza přímého předpjatého pásu.....	44
3.3.1.	Výpočtová metoda.....	45
3.3.2.	Newton-Raphsonova metoda	45
3.3.3.	Kritéria konvergence	47
3.3.4.	Konečné prvky použité ve výpočtových modelech.....	47
3.3.5.	Výsledky ve výchozím stavu.....	52
3.3.6.	Výsledky ve finálním stavu	52
4.	Studie půdorysně zakřiveného předpjatého pásu.....	54
4.1.	Geometrické parametry půdorysného oblouku.....	54
4.2.	Výpočet vnitřních sil na prutu s půdorysně zakřivenou střednicí	55
4.3.	Výpočet půdorysně zakřiveného předpjatého pásu.....	58
4.3.1.	Model A.....	58
4.3.2.	Model B.....	60
5.	Návrh lávky půdorysně zakřiveného pásu	69
5.1.	Popis konstrukce	69
5.1.1.	Geometrie	69
5.1.2.	Materiálové a průřezové charakteristiky	72

5.1.3.	Postup výstavby	74
5.1.4.	Zatížení	75
5.1.5.	Výpočtový model	76
5.2.	Vyhodnocení modelu	77
5.2.1.	Finální stav konstrukce	77
5.2.2.	Posouzení ocelové trubky	77
5.2.3.	Posouzení betonové mostovky	80
5.2.4.	Posouzení ocelových konzol a zábradlí	82
5.2.5.	Deformace konstrukce	82
5.2.6.	Modální analýza	83
5.2.7.	Harmonická analýza	84
6.	Model lávky v měřítku 1:6	86
6.1.	Modelová podobnost	86
6.2.	Návrh fyzikálního modelu lávky	89
6.2.1.	Geometrie modelu	91
6.2.2.	Balastní zatížení	93
6.2.3.	Předpětí monostrandu v zábradlí	95
6.3.	Konstrukční řešení modelu	96
6.3.1.	Založení modelu	96
6.3.2.	Ocelová konstrukce	97
6.3.3.	Předpínací lano v zábradlí	98
6.3.4.	Betonová mostovka	98
6.3.5.	Balastní zatížení	99
6.4.	Materiály použité při stavbě modelu	101
6.4.1.	Vysokopevnostní beton použitý na mostovku	101
6.4.2.	Beton použitý na tvorbu opěr a závaží	102
6.4.3.	Malta pro podlití a sanaci základových bloků a vzpěry HEB200	104
6.4.4.	Ocelové části	104
6.5.	Postup montáže modelu 1:6	104
6.6.	Osazení modelu měřickým zařízením	109
6.6.1.	Měření deformací	109
6.6.2.	Tenzometrická měření poměrných přetvoření	111
6.7.	Statická analýza modelu 1:6	114
6.7.1.	Zatěžovací zkoušky modelu a jejich srovnání s výpočty	114
6.7.2.	Zatěžovací zkoušky modelu při zatížení 4 kN/m ²	115
6.7.3.	Mezní zatěžovací zkouška	119

6.8.	Analýza mezní únosnosti	123
6.8.1.	Mezní únosnost modelu	123
6.8.2.	Mezní únosnost skutečné konstrukce.....	127
7.	Závěry disertační práce	129
8.	Seznam použité literatury.....	132
9.	Seznam použitých zkratk a symbolů	136

Příloha A

Výstupy statické analýzy konstrukce lávky

Příloha B

Fotografická dokumentace výstavby modelu 1:6

Příloha C

Vyhodnocení napětí a deformací modelu 1:6

Příloha D

Výrobní dokumentace modelu 1:6

Seznam obrázků

Obr. 1.1 Případy půdorysného uspořádání	15
Obr. 2.1 Ruck a Chucky Bridge	18
Obr. 2.2 Zavěšení na vnější straně	19
Obr. 2.3 Glorias Catalan Bridge, Španělsko	19
Obr. 2.4 Lávka přes Rhein-Herne-Canal, Německo	20
Obr. 2.5 Lávka přes Rhein-Herne-Canal, Německo – noční pohled	20
Obr. 2.6 Zavěšení na vnitřní straně	21
Obr. 2.7 Kelheim Bridge, Německo – pohled	21
Obr. 2.8 Kelheim Bridge, Německo – působení sil v průřezu	22
Obr. 2.9 Museum Bridge, Mnichov, Německo	22
Obr. 2.10 Půdorysně zakřivená konstrukce zavěšená v ose mostovky	23
Obr. 2.11 Zavěšená půdorysně zakřivená konstrukce uchycená na vnitřním okraji mostovky	24
Obr. 2.12 Radiální síly od kabelu – půdorys	24
Obr. 2.13 Visutá půdorysně zakřivená konstrukce uchycená na vnitřním okraji mostovky	25
Obr. 2.14 Studie visuté lávky v San Diegu	25
Obr. 2.15 Studie visuté lávky v San Diegu – působení sil v průřezu	26
Obr. 2.16 Lávka Harbor Drive, San Diego	26
Obr. 2.17 Lávka Harbor Drive, San Diego – pohledy	27
Obr. 2.18 Lávka Harbor Drive – příčný řez	28
Obr. 2.19 Idea půdorysně zakřiveného předpjatého pásu	28
Obr. 2.20 Hraniční lávka přes Olši, Český Těšín – foto	29
Obr. 2.21 Hraniční lávka přes Olši, Český Těšín – foto	30
Obr. 2.22 Hraniční lávka přes Olši, Český Těšín – podélný řez, půdorys	30
Obr. 2.23 Hraniční lávka přes Olši, Český Těšín – příčný řez	31
Obr. 2.24 Hraniční lávka přes Olši, Český Těšín – nadvýšení	32
Obr. 2.25 Hraniční lávka přes Olši, Český Těšín – skruž	33
Obr. 2.26 Hraniční lávka přes Olši, Český Těšín – působení sil v průřezu	34
Obr. 3.1 Typy rovinných řetězovek	37
Obr. 3.2 Parabolická řetězovka	37
Obr. 3.3 Vnitřní síly v řetězovce	38
Obr. 3.4 Rovnováha ve výchozím stavu	38
Obr. 3.5 Rovnováha ve finálním stavu	39
Obr. 3.6 Bircherweid Bridge, Švýcarsko	40
Obr. 3.7 Sacramento River Trail Bridge – postup výstavby	41
Obr. 3.8 Sacramento River Trail Bridge – pohled	41
Obr. 3.9 Sacramento River Trail Bridge – příčný řez, podélný řez, půdorys	42
Obr. 3.10 Lávka v Praze Troji	43
Obr. 3.11 z-ová souřadnice paraboly [m]	45
Obr. 3.12 Newton-Raphsonova metoda – 1 krok	46

Obr. 3.13 <i>Newton-Raphsonova metoda – následující krok</i>	46
Obr. 3.14 <i>Prvek LINK8</i>	47
Obr. 3.15 <i>Prvek BEAM4</i>	48
Obr. 3.16 <i>Prvek BEAM44</i>	49
Obr. 3.17 <i>Prvek SHELL43</i>	50
Obr. 3.18 <i>Prvek SURF154</i>	51
Obr. 3.19 <i>Výpočtový model</i>	52
Obr. 3.20 <i>Deformace [m]</i>	52
Obr. 3.21 <i>Výpočtový model</i>	52
Obr. 3.22 <i>Deformace [m]</i>	52
Obr. 3.23 <i>Deformace [m]</i>	52
Obr. 3.24 <i>Normálová síla [N]</i>	52
Obr. 3.25 <i>Ohybový moment M_y [Nm]</i>	52
Obr. 3.26 <i>Napětí od normálové síly [Pa]</i>	52
Obr. 3.27 <i>Napětí od M_y – horní vlákna [Pa]</i>	53
Obr. 3.28 <i>Napětí od M_y – dolní vlákna [Pa]</i>	53
Obr. 3.29 <i>Napětí v horních a dolních vláknech průřezu [MPa]</i>	53
Obr. 4.1 <i>Geometrické parametry půdorysného oblouku</i>	54
Obr. 4.2 <i>Výpočet souřadnic bodů oblouku</i>	55
Obr. 4.3 <i>Element půdorysně zakřiveného nosníku</i>	56
Obr. 4.4 <i>Zatížení působící na element</i>	56
Obr. 4.5 <i>Rovnováha ohybových momentů a kroucení na elementu</i>	57
Obr. 4.6 <i>Výpočtový model</i>	58
Obr. 4.7 <i>Deformace [m]</i>	58
Obr. 4.8 <i>Deformace u_z – svislý směr [m]</i>	58
Obr. 4.9 <i>Deformace u_y – vodorovný směr [m]</i>	58
Obr. 4.10 <i>Normálová síla [N]</i>	59
Obr. 4.11 <i>Kroutící moment M_x [Nm]</i>	59
Obr. 4.12 <i>Ohybový moment M_y [Nm]</i>	59
Obr. 4.13 <i>Ohybový moment M_z [Nm]</i>	59
Obr. 4.14 <i>Napětí od M_y – horní vlákna [Pa]</i>	59
Obr. 4.15 <i>Napětí od M_y – dolní vlákna [Pa]</i>	59
Obr. 4.16 <i>Napětí od M_z – vnitřní vlákna [Pa]</i>	59
Obr. 4.17 <i>Napětí od M_z – vnější vlákna [Pa]</i>	59
Obr. 4.18 <i>Příčný řez výpočtového modelu B v polovině rozpětí</i>	60
Obr. 4.19 <i>Půdorys výpočtového modelu B</i>	60
Obr. 4.20 <i>Parametrizace drah kabelů v půdoryse</i>	61
Obr. 4.21 <i>Souřadnice bodů výpočtového modelu B v půdoryse</i>	61
Obr. 4.22 <i>Tvar podélného náběhu</i>	62
Obr. 4.23 <i>Podélný řez výpočtového modelu B – detail náběhu u podpory</i>	62
Obr. 4.24 <i>Výpočtový model</i>	62
Obr. 4.25 <i>Deformace [m]</i>	62

Obr. 4.26 Deformace – svislý směr [m]	63
Obr. 4.27 Deformace – vodorovný směr [m]	63
Obr. 4.28 Normálová síla [N]	63
Obr. 4.29 Kroutící moment M_x [Nm]	63
Obr. 4.30 Ohybový moment M_y [Nm]	63
Obr. 4.31 Ohybový moment M_z [Nm]	63
Obr. 4.32 Napětí od M_y – horní vlákna [Pa]	63
Obr. 4.33 Napětí od M_y – dolní vlákna [Pa]	63
Obr. 4.34 Napětí od M_z – vnitřní vlákna [Pa]	63
Obr. 4.35 Napětí od M_z – vnější vlákna [Pa]	63
Obr. 4.36 Model B – napětí od N , M_y , M_z [MPa]	64
Obr. 4.37 Model B – napětí v bodech průřezu [MPa]	64
Obr. 4.38 Výpočtový model	64
Obr. 4.39 Deformace [m]	64
Obr. 4.40 Deformace – svislý směr [m]	65
Obr. 4.41 Deformace – vodorovný směr [m]	65
Obr. 4.42 Normálová síla [N]	65
Obr. 4.43 Ohybový moment M_x [Nm]	65
Obr. 4.44 Ohybový moment M_y [Nm]	65
Obr. 4.45 Napětí – horní vlákna [Pa]	65
Obr. 4.46 Napětí – dolní vlákna [Pa]	65
Obr. 4.47 Hlavní tah – horní vlákna [Pa]	65
Obr. 4.48 Hlavní tah – dolní vlákna [Pa]	65
Obr. 4.49 Výpočtový model	66
Obr. 4.50 Deformace [m]	66
Obr. 4.51 Deformace – svislý směr [m]	66
Obr. 4.52 Deformace – vodorovný směr [m]	66
Obr. 4.53 Normálová síla [N]	66
Obr. 4.54 Ohybový moment M_x [Nm]	66
Obr. 4.55 Ohybový moment M_y [Nm]	66
Obr. 4.56 Napětí – horní vlákna [Pa]	66
Obr. 4.57 Napětí – dolní vlákna [Pa]	66
Obr. 4.58 Hlavní tah – horní vlákna [Pa]	66
Obr. 4.59 Hlavní tah – dolní vlákna [Pa]	66
Obr. 4.60 Srovnání normálových sil	67
Obr. 4.61 Srovnání kroutících momentů	67
Obr. 4.62 Srovnání podélných ohybových momentů	68
Obr. 4.63 Srovnání příčných ohybových momentů	68
Obr. 5.1 Vizualizace konstrukce	69
Obr. 5.2 Vizualizace konstrukce – pohled	69
Obr. 5.3 Přodorys a podélný pohled navržené konstrukce	70
Obr. 5.4 Příčné řezy navržené konstrukce: a) pětiúhelníkový truhlík, b) průřez s trubkou	71

Obr. 5.5 Výpočtový model	76
Obr. 5.6 Deformace uz [m]	77
Obr. 5.7 Ohybový moment v mostovce [kNm]	77
Obr. 5.8 Normálové síly na ocelové trubce	78
Obr. 5.9 Podélné ohybové momenty M_y na ocelové trubce	78
Obr. 5.10 Podélné ohybové momenty M_y na mostovce	80
Obr. 5.11 Příčné ohybové momenty M_z na mostovce.....	81
Obr. 5.12 Posouzení průřezu mostovky	81
Obr. 5.13 Svislá deformace příčného řezu v polovině rozpětí.....	83
Obr. 5.14 První vlastní tvar	83
Obr. 5.15 Druhý vlastní tvar	83
Obr. 5.16 Odezva – první vlastní tvar	84
Obr. 5.17 Odezva – druhý vlastní tvar	84
Obr. 6.1 Konstrukce: a) předpjatý pás b) plochý oblouk c) předpjatý pás a plochý oblouk.	89
Obr. 6.2 Pedestrian Bridge Simone de Beauvoir: a) podélné schéma b) pohled.....	90
Obr. 6.3 Vizualizace modelu tvořeného zakřiveným předpjatým pásem a plochým obloukem	91
Obr. 6.4 Schéma příčného řezu zmenšeného modelu, 1:6.....	92
Obr. 6.5 Schéma půdorysu a podélného řezu zmenšeného modelu, 1:6	93
Obr. 6.6 Schéma příčného řezu – plochy.....	94
Obr. 6.7 Vizualizace modelu lávek	96
Obr. 6.8 Základové bloky	96
Obr. 6.9 Výroba ocelové konstrukce	97
Obr. 6.10 Hotová ocelová konstrukce	98
Obr. 6.11 Bednění mostovky.....	99
Obr. 6.12 Vyztužení mostovky pletivem	99
Obr. 6.13 Schéma uspořádání balastního zatížení (počet kusů pro oba modely)	100
Obr. 6.14 Balastní zatížení (počet kusů pro oba modely)	101
Obr. 6.15 Dočasné podpory	105
Obr. 6.16 Ustavená ocelová konstrukce	105
Obr. 6.17 Vyztuž opěry, závitové tyče.....	105
Obr. 6.18 Bednění opěr a forem závaží	106
Obr. 6.19 Zavěšení balastního zatížení	106
Obr. 6.20 Teoreticky spočtený průběh síly v monostrandu	106
Obr. 6.21 Graf průběhu napínání monostrandu.....	107
Obr. 6.22 Betonáž mostovek	108
Obr. 6.23 Smršřovací trhlina	108
Obr. 6.24 Dokončený model	108
Obr. 6.25 Schéma rozmístění snímačů deformace při předpínání	109
Obr. 6.26 Schéma rozmístění finálních snímačů deformace	110
Obr. 6.27 Schéma rozmístění snímačů v příčném řezu.....	110
Obr. 6.28 Potenciometrické snímače posunů	111
Obr. 6.29 Měřicí ústředny při měření.....	111

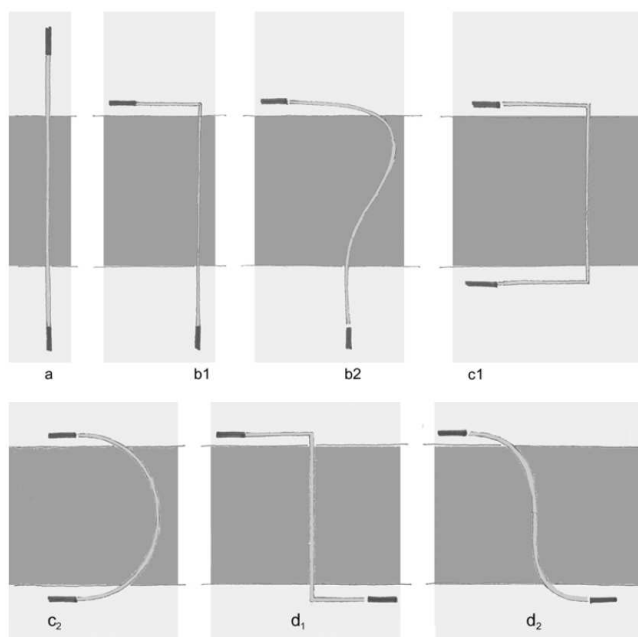
Obr. 6.30	<i>Odporové tenzometry na trubce</i>	111
Obr. 6.31	<i>Schéma rozmístění odporových tenzometrů na trubce.....</i>	112
Obr. 6.32	<i>Schéma rozmístění odporových tenzometrů na mostovce</i>	112
Obr. 6.33	<i>Odporové tenzometry na betonové mostovce</i>	113
Obr. 6.34	<i>Siloměr pod lanovou kotvou a rektifikačním šroubem.....</i>	113
Obr. 6.35	<i>Zatěžovací stavy</i>	115
Obr. 6.36	<i>Zatěžovací stav 1</i>	116
Obr. 6.37	<i>Zatěžovací stav 3</i>	116
Obr. 6.38	<i>Zatěžovací stav 5</i>	116
Obr. 6.39	<i>Zatěžovací stav 7</i>	116
Obr. 6.40	<i>Srovnání výsledků deformací modelu s výpočtem – body na mostovce</i>	118
Obr. 6.41	<i>Srovnání výsledků deformací modelu s výpočtem – body na trubce.....</i>	118
Obr. 6.42	<i>Porovnání vypočtených a změřených deformací na betonové mostovce</i>	119
Obr. 6.43	<i>Porovnání vypočtených a změřených deformací na trubce.....</i>	119
Obr. 6.44	<i>Mezní zkouška, položeny 3 řady válečků.....</i>	120
Obr. 6.45	<i>Mezní zkouška, plně zatížený model.....</i>	120
Obr. 6.46	<i>Mezní zkouška, přetížení bet. kvádry</i>	120
Obr. 6.47	<i>Časový průběh mezní zkoušky, záznam měření deformací.....</i>	121
Obr. 6.48	<i>Srovnání deformací modelu s výpočtem při mezní zkoušce – body na mostovce..</i>	122
Obr. 6.49	<i>Srovnání deformací modelu s výpočtem při mezní zkoušce – body trubce</i>	123
Obr. 6.50	<i>Materiálový model oceli.....</i>	124
Obr. 6.51	<i>Deformace [m]</i>	125
Obr. 6.52	<i>Síla v předpínacím laně [N]</i>	125
Obr. 6.53	<i>Srovnávací napětí při 3,9 násobku užitého zatížení [Pa]</i>	125
Obr. 6.54	<i>Deformace [m] – model bez kabelu</i>	126
Obr. 6.55	<i>Srovnávací napětí při 3,25 násobku užitého zatížení [Pa] – model bez kabelu..</i>	126

Seznam tabulek

Tab. 2.1 Vypočtené a změřené deformace	35
Tab. 2.2 Vypočtené a změřené vlastní frekvence mostu	35
Tab. 3.1 Průřezové a materiálové charakteristiky jednotlivých prvků konstrukce	44
Tab. 3.2 Parametry prvku LINK8	48
Tab. 3.3 Parametry prvku BEAM4	48
Tab. 3.4 Parametry prvku BEAM44	49
Tab. 3.5 Parametry prvku BEAM188	50
Tab. 3.6 Parametry prvku SHELL43	50
Tab. 3.7 Parametry prvku SURF154	51
Tab. 5.1 Materiálové a průřezové charakteristiky jednotlivých prvků konstrukce	74
Tab. 6.1 Tabulka podobností mezi skutečnou konstrukcí S a modelem M	88
Tab. 6.2 Složení betonové směsi pro výrobu mostovky předpjatého pásu	102
Tab. 6.3 Fyzikální a mechanické vlastnosti betonové směsi	102
Tab. 6.4 Vlastnosti betonové směsi opěr a závaží	103
Tab. 6.5 Přehled provedených měření	114
Tab. 6.6 Zbytkové deformace ocelové trubky naměřené uprostřed rozpětí	117
Tab. 6.7 Zbytkové deformace vnější hrany betonové mostovky naměřené uprostřed rozpětí	117

1. Úvod

Tématem předkládané disertační práce je využití předpjatých pásů pro půdorysně zakřivené lávky pro pěší. V nedávné době bylo postaveno několik pozoruhodných půdorysně zakřivených lávek pro pěší, které jsou na vnitřním okraji zavěšeny na visutých anebo závěsných kabelech. Půdorysně zakřivené konstrukce tvořené předpjatým pásem však dosud nebyly realizovány. I když je zřejmé, že tyto konstrukce jsou vhodné jen ve speciálních případech, jsem přesvědčen, že je vhodné tyto konstrukce studovat a analyzovat. Jejich návrh totiž vychází z pochopení prostorového působení předpětí, jehož ověření umožní návrh celé řady dalších konstrukcí.



Obr. 1.1 Případy půdorysného uspořádání

Lávky jsou speciální konstrukce. Mají méně omezení než silniční, nebo železniční mosty. Díky tomu lze uspořádání lávky lépe přizpůsobit požadavkům na napojení již existujících chodníků a stezek. Na **Obr. 1.1** jsou vidět základní případy možného půdorysného uspořádání lávek pro pěší. Samozřejmě, že nejvýhodnější a nejlevnější je vždy konstrukce přímá, bohužel ne vždy je možné ji vzhledem k místním poměrům použít. Pak je kvůli komfortu chodců a zejména cyklistů mnohem lepší využít konstrukci půdorysně zakřivenou než ji v půdoryse zalamovat a uměle tak vytvářet náhlé změny směru.

Kromě hlavního účelu jímž je převést uživatele přes překážku, slouží lávky mnohdy také k zastavení a odpočinku chodců. Zajímavé konstrukce vyzývají k odpočinku a k zamyšlení mnohem více než lávky těžké a nudné. Často opomíjený bod je i vizuální vjem z mostní konstrukce týkající se očekávání chodce. Studie ukázaly, že uživatelé se cítí nepříjemněji, když se pohybuje vizuálně robustní a hmotná konstrukce, než když to samé dělá konstrukce subtilní a lehká. To ukazuje, že uživatelé jsou mnohem méně znepokojeni, když cítí, co očekávají.

Proto jsou pro lávky vhodnější lehké, transparentní a zajímavé konstrukce. Samozřejmě musí být zajištěna jak statická tak i dynamická odolnost konstrukce vůči všem normovým zatížením, včetně vandalismu.

Cílem této disertační práce je proto navrhnout zcela nový typ půdorysně zakřivené konstrukce, která koncepčně vychází jednak z půdorysně zakřivených visutých a zavěšených soustav (tyto konstrukce jsou popsány v kapitole 2) a přímých předpjatých pásů (popsány v kapitole 3).

1.1. Cíle disertační práce

Jak již bylo zmíněno, konstrukce půdorysně zakřiveného předpjatého pásu doposud nebyla nikde realizována. Hlavním cílem této práce je proto navrhnout lávku pro pěší a pro její konstrukci využít předpjatého pásu.

Cíle disertační práce lze rozdělit do tří navazujících částí:

- 1) Studie návrhu konstrukce půdorysně zakřiveného předpjatého pásu.
- 2) Návrh, statické a dynamické posouzení lávky tvořené půdorysně zakřiveným předpjatým pásem.
- 3) Experimentální ověření výsledného návrhu na zmenšeném fyzikálním modelu.

Cíle jsou detailněji popsány v následujícím textu.

1) Studie návrhu konstrukce půdorysně zakřiveného předpjatého pásu

V první fázi je nutné z dostupné literatury nastudovat a pochopit chování půdorysně zakřivených konstrukcí vynášených kabely a dále přímých předpjatých pásů. Oba typy konstrukcí pak vhodně spojit do jediné a vytvořit tak půdorysně zakřivený předpjatý pás. Cílem bylo určit zda je vůbec možné tento typ lávky zrealizovat, nalézt dostatečně výstižný postup modelování konstrukce metodou konečných prvků pomocí programového systému Ansys, dále určit rozpětí pro které bude tento typ nejvýhodnější a navrhnout dimenze průřezů.

Navržen byl postup vyjít z odladěného přímého předpjatého pásů určitého rozpětí. Tento pás půdorysně zakřívít a sledovat změny v působení obou konstrukcí. Statická analýza přitom musí splňovat uvažovaný postup výstavby. Vzhledem k charakteru konstrukce je nutný rovněž geometricky nelineární výpočet. Důležité také je aby výsledná konstrukce byla dobře realizovatelná v inženýrské praxi.

2) Návrh, statické a dynamické posouzení lávky

Po odladění půdorysně zakřiveného předpjatého pásu bude v další fázi nutný návrh konkrétní lávky pro pěší, která by se dala zrealizovat v praxi. Cílem je navrhnout lehkou, transparentní, architektonicky atraktivní a současně úspornou lávku pro pěší a podrobit jí jak statické tak i dynamické analýze. Lávka musí být navržena z dostupných materiálů a odolat všem normovým zatížením. Všechny průřezy je potřeba vhodně nadimenzovat a posoudit. Lávka musí být dostatečně odolná vůči dynamickým vlivům tak aby nezpůsobovala nepříjemné pocity chodců při chůzi.

3) Experimentální ověření návrhu na zmenšeném fyzikálním modelu

Výslednou konstrukci bude nutné ověřit na zmenšeném fyzikálním modelu zhotoveným na půdě fakulty stavební VUT v Brně, protože s typem studované konstrukce nejsou v praxi žádné zkušenosti. Současné analytické modelování zkoušené konstrukce umožní porovnání výpočetních výsledků s realitou. Zkouška mezní únosnosti provedená jako závěrečný krok testování potvrdí odolnost konstrukce proti možnému přetížení.

V první fázi projektu modelu bude nutné zohlednit předpoklady použití principů modelové podobnosti a zvolit tak vhodnou podobnost, ze které s ohledem na ostatní okolnosti, bude stanoveno finální měřítko modelu.

Dále v rámci přípravy modelu určit způsob zatěžování modelu až do mezního stavu a určit kritická místa konstrukce. Vhodně zvolit měřičské zařízení pro kontinuální sledování a osadit těmito zařízeními kritická místa konstrukce. Dále provést zatěžovací zkoušky, včetně spojitého záznamu naměřených hodnot a zjistit odezvu konstrukce (deformace, napětí) pro různé polohy zatížení.

V poslední fázi bude nutné vyhodnotit údaje zaznamenané při zkoušce a porovnat je s výpočtem na modelu. Zjistit mezní únosnost a způsob porušení konstrukce. Ověřit správnost navrženého statického působení a postupu výstavby. V neposlední řadě pak definovat závěry provedeného experimentu, a to zejména s ohledem na možnosti využití takto získaných poznatků pro budoucí praxi.

Všechny betonové prvky byly zjednodušeně posuzovány a porovnávány dle dovolených namáhání dle dnes již neplatných norem ČSN 73 6206 [6] a ČSN 73 6207 [7]. Tento přístup byl zvolen zejména pro jeho přehlednost při porovnávání jednotlivých typů konstrukcí a v době tvorby disertační práce byly tyto normy stále platné. Ocelové komponenty byly posuzovány dle přednormy ČSN P ENV 1993-1-1 [9].

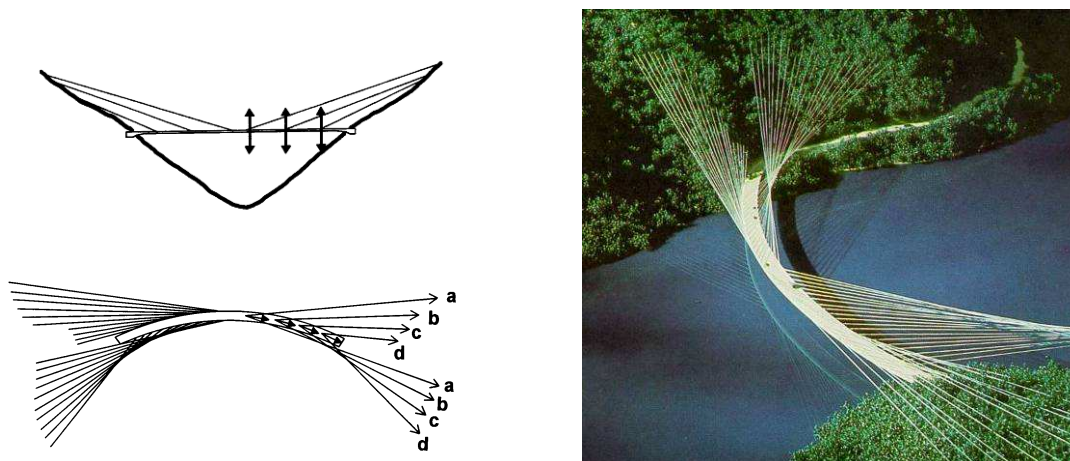
2. Půdorysně zakřivené konstrukce vynášené kabely

V současnosti se stále více vyskytují konstrukce at' už visuté nebo zavěšené, které jsou zakřivené nejen v podélném směru, ale i v půdoryse. Mostovka může být zavěšena buď na obou stranách, nebo pouze na vnitřní nebo vnější straně průřezu. Uspořádání je závislé na místních podmínkách, poloměru zakřivení a rozpětí. Níže popsané příklady mostů, včetně dalších realizací lze nalézt v [37].

2.1. Zavěšení na obou stranách

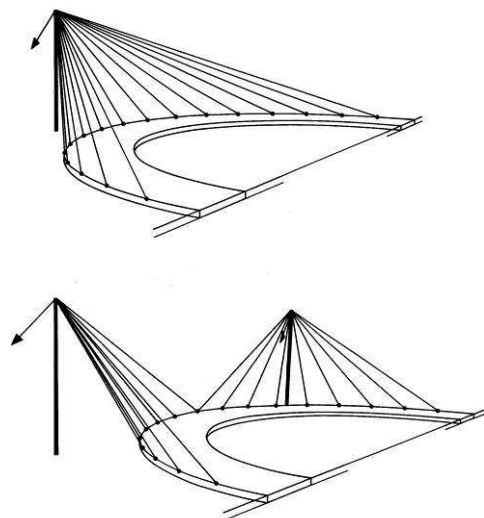
Ruck a Chucky Bridge, California, USA

Zavěšení na obou stranách mostovky demonstruje návrh Ruck a Chucky Bridge profesora T. Y. Lina (**Obr. 2.1**). Jedná se zřejmě o nejznámější most, který nebyl nikdy postaven. Most s rozpětím 396,24 m měl překonávat nádrž *Auburn Dam* v Kalifornii. Pokud by byl navržen jako přímý, bylo by nutné zbudovat nákladné přístupové tunely a zářezy. Proto byl zvolen most v půdorysném oblouku o poloměru 628 m. Konvenční most by vyžadoval několik mezilehlých pilířů situovaných v řece. Hloubka vody však v této oblasti dosahuje kolem 137 m, proto by bylo toto řešení s ohledem na seismickou aktivitu v této oblasti velice nákladné. Proto bylo zvoleno uspořádání, které je v literatuře nazýváno jako „zavěšený oblouk“. I když most nebyl realizován, je na něm zřetelné, jak mohou být vnitřní síly v konstrukci vyvolané stálým zatížením vyrovnány vhodným uspořádáním závěsů. Vertikální složky sil v kabelech vyrovnávají vlastní tíhu mostovky a tím i ohybové a smykové namáhání, zatímco horizontální složky redukují příčné ohybové momenty v rozhodujících průřezech na nulu. Tahové síly v závěsech navíc vnášejí do mostovky tlak. Čistým inženýrským přístupem tak můžeme vytvořit krásnou a elegantní konstrukci.



Obr. 2.1 *Ruck a Chucky Bridge*

2.2. Zavěšení na vnější straně



Pokud se rozhodneme pro jednostranné zavěšení, první otázka zní: Na vnější nebo vnitřní straně? Obojí je možné. Jak můžeme vidět na obrázku (**Obr. 2.2**), zavěšení na vnější straně působí na první pohled bezpečněji než na vnitřní straně (**Obr. 2.6**). Avšak ze statického hlediska se jedná o tu horší variantu. V obou případech svislé složky závěsů vyrovnávají účinek vlastní tíhy konstrukce. Rozdílné je však působení vodorovných složek kdy u zavěšení na vnější straně tyto síly způsobují velké příčné ohybové momenty a navíc vnášejí do mostovky tah. Je proto obtížné najít optimální uspořádání závěsů.

Obr. 2.2 Zavěšení na vnější straně

Glorias Catalan Bridge, Barcelona, Španělsko

Toto uspořádání je vhodné pro dvě zakřivené rampy zbíhající se do jediné, zavěšené na jednom pylonu. Příkladem může být např. Glorias Catalan Bridge ve Španělsku (**Obr. 2.3**).



Obr. 2.3 Glorias Catalan Bridge, Španělsko

Původně byl most postaven na Glorias Catalan Square v Barceloně roku 1974. Při přeměně náměstí kvůli Olympijským hrám v Barceloně v roce 1992 byl rozložen a znovu postaven na pobřeží. Původně byl most navržen aby spojoval tři body oddělenými dvěma jízdními pruhy. V půdoryse má tedy tvar písmene Y, které přirozeně řeší tento dopravní problém. Torzně tuhá komorová mostovka je zavěšená na jediném pylonu situovaném v blízkosti průsečíku všech tří větví. Dvě rampy jsou zavěšeny na vnějším okraji a sbíhají se do třetí, která je zavěšena v ose mostu. Uspořádání mostu v novém umístění je téměř totožné.

Lávka přes Rhein-Herne-Canal, Gelsenkirchen, Německo

Severně v Gelsenkirchenu v Německu byla v roce 2009 dokončena půdorysně zakřivená visutá lávka pro pěší se zavěšením na vnějším okraji (**Obr. 2.4, Obr. 2.5**). Lávka spojuje pěší a cyklistické trasy na obou březích kanálu Rhein-Herne. Díky místnímu uspořádání a faktu, že nebylo možné navrhnout mezilehlou podpěru v korytě a ve vzdálenosti 5 m od koryta kvůli možnému nárazu proplouvajících lodí, bylo přistoupeno k návrhu půdorysně zakřivené konstrukce s rozpětím 141 m. Ocelová mostovka trojúhelníkového tvaru výšky 0,8 m je spřažena s betonovou deskou tl. 120 mm, která je jednak pochozí vrstvou a zároveň svou hmotností a tlumícími účinky zlepšuje dynamické chování lávky. Mostovka je na vnější straně po 3 m vynášena závěsy podporovanými visutými kabely, které jsou kotveny v 45 m vysokém pylonu situovaném na břehu kanálu. Pylon je ukotven dvěma kabely. Protože by délka vnitřních závěsů byla příliš velká, byl navržen mezilehlý visutý kabel, který délku závěsů minimalizuje. Podrobnosti lze nalézt v [18].

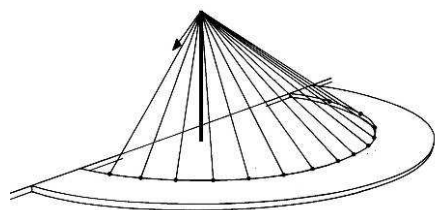


Obr. 2.4 Lávka přes Rhein-Herne-Canal, Německo



Obr. 2.5 Lávka přes Rhein-Herne-Canal, Německo – noční pohled

2.3. Zavěšení na vnitřní straně



Obr. 2.6 *Zavěšení na vnitřní straně*

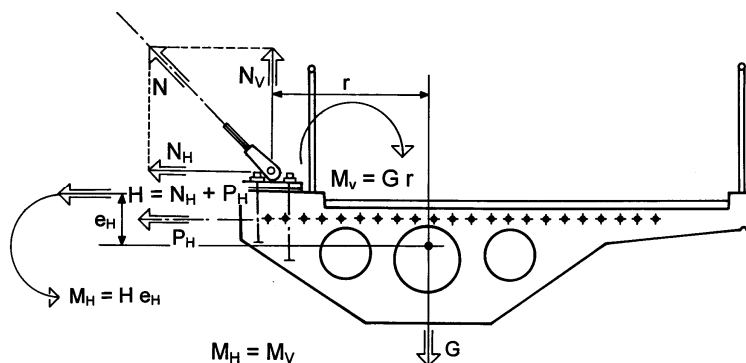
Naproti tomu najít uspořádání závěsů, k vyrovnání vlastní tíhy a ostatního stálého zatížení, ukotvených na vnitřní straně je relativně jednoduché. Toto uspořádání bylo poprvé použito profesorem Schlaichem na Kelheim Bridge v Německu (**Obr. 2.7**).

Kelheim Bridge, Německo

Most byl dokončen v roce 1987 v městečku Kelheim. Přemostňuje 47 m široký kanál Rhine-Main-Danube a přirozeně spojuje chodníky vedené po obou březích. Mostovka je půdorysně zakřivená o poloměru od 18,89 m do 37,79 m. Je zavěšená prostřednictvím visutého kabelu vedeného na vnitřní straně půdorysného oblouku na dvou skloněných pylonech situovaných na březích. Otvary vylehčená mostovka výšky 1 m je ohybově i torzně velice tuhá. Je vetknutá do opěr a vnitřně předepnutá soudržnými kabely. Geometrie a počáteční napětí v závěsech a visutém kabelu ve výchozím stavu byla navržena tak aby vertikální složky závěsů N_V vyrovnávaly stálé zatížení G . Horizontální složky závěsů N_H pak spolu s radiálními složkami kabelů P_H vedenými při horním okraji vytváří moment, který vyrovnává kroucení od stálých složek zatížení (**Obr. 2.8**). Mostovka byla vyrobena na skruži. Most byl navržen firmou Schlaich, Bergemann & Partners ze Stuttgartu v Německu.



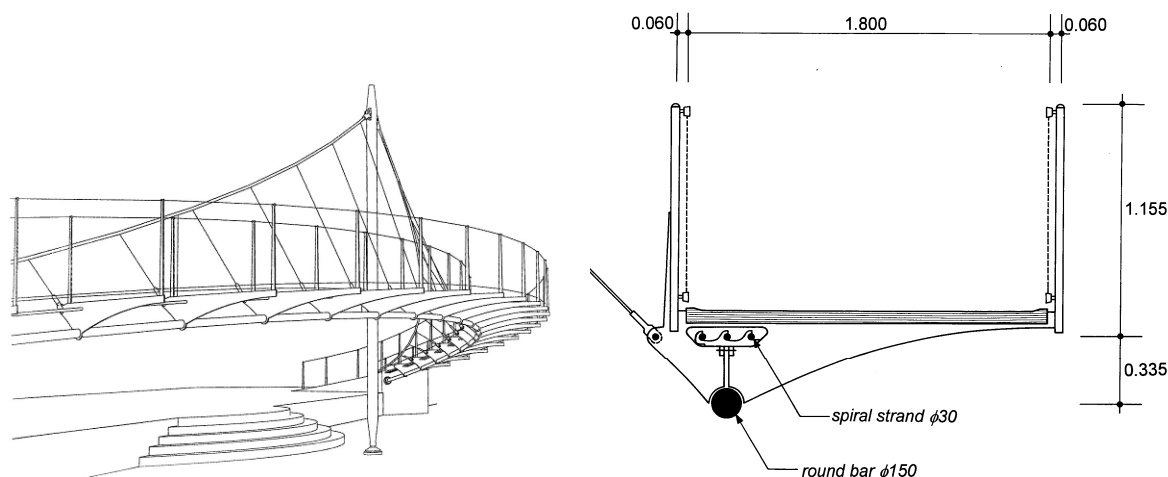
Obr. 2.7 *Kelheim Bridge, Německo – pohled*



Obr. 2.8 Kelheim Bridge, Německo – působení sil v průřezu

Museum Bridge, Mnichov, Německo

Dalším příkladem využití zavěšení na vnitřní straně je lávka v Deutsches Museum v Mnichově (**Obr. 2.9**). Toto muzeum je největší vědecké muzeum v Německu, lávka je součástí expozice mostního a vodního inženýrství a demonstruje umění mostního inženýrství v měřítku 1:1. Tato v půdoryse kruhová lávka s rozpětím 27 m vychází z lávky v Kelheimu. Je tvořena obloukem s kruhovým průřezem a ocelovými rámy, s jejichž pomocí je zavěšena na vnitřním okraji. Dále je doplněná lany vedenými ocelovými rámy. Vše je navíc viditelné pod skleněnou mostovkou. Princip působení sil v průřezu je obdobný jako u mostu v Kelheimu. Oblouk je vetknut do opěr. Závěsy jsou vynášeny visutým kabelem ukotveným na pylonu umístěným v těžišti lávky. Pylon je podepřen kloubově. Lávka byla navržena firmou Schlaich, Bergemann & Partners ze Stuttgartu v Německu a dokončena v roce 1998.



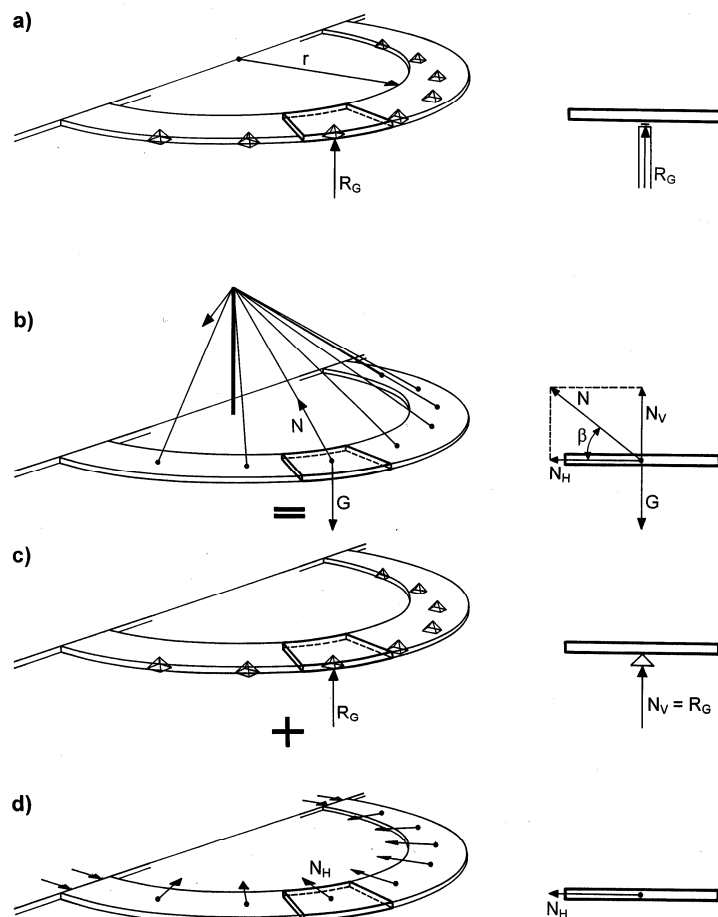
Obr. 2.9 Museum Bridge, Mnichov, Německo

2.4. Působení půdorysně zakřivených konstrukcí

2.4.1. Konstrukce zavěšené v ose mostovky

Vývoj tohoto typu zavěšení je vidět na (**Obr. 2.10**). Závěsy, které jsou kotveny v těžištní ose působí na mostovku silou N , která se jednoduše spočte z:

$$N = G / \sin \beta \quad (2.1)$$



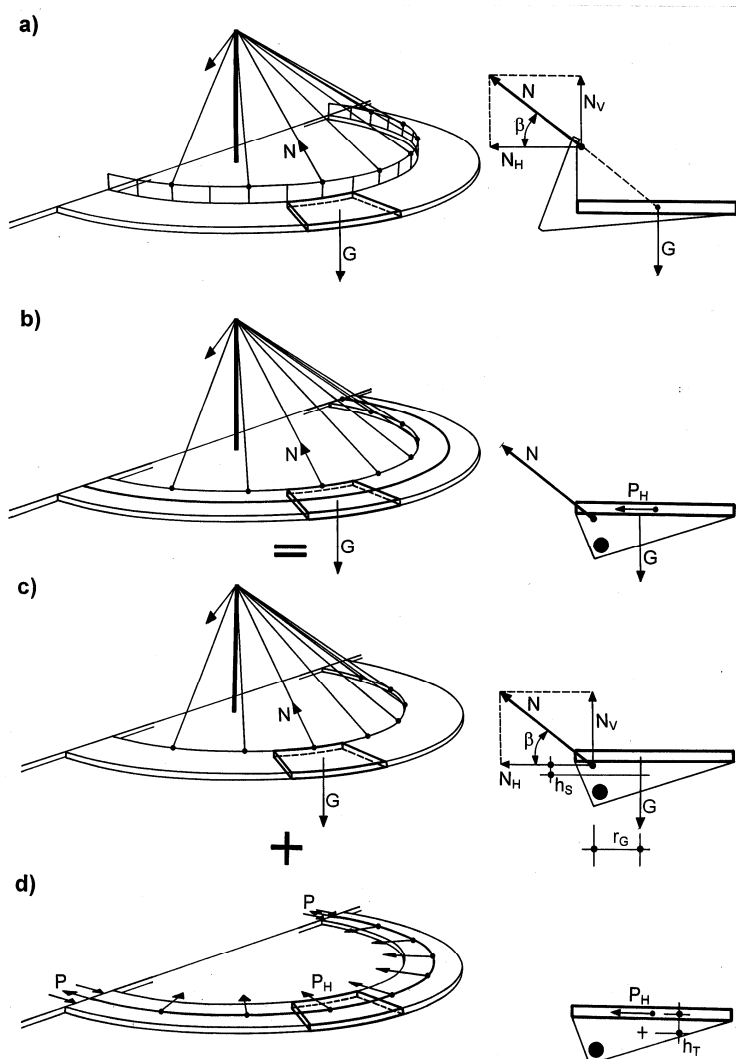
Tuto sílu můžeme rozdělit do vertikálního směru N_V a horizontálního směru N_H . Z obrázku (**Obr. 2.10**) je evidentní, že síly N_V nahrazují podpory spojitého nosníku, neboť mají stejnou velikost jako reakce R_G , zatímco radiální síly N_H vyvozují v konstrukci centrický tlak. Mostovka je tak namáhána stejnými momenty M_x , M_y , M_z jako spojitý nosník s přidanou tlakovou normálovou silou N_x . Pokud je vzdálenost mezi závěsy malá (3-6 m) pak jsou malé i ohybové a kroutící momenty což nám umožňuje navrhnout mostovku štíhlého průřezu. Závěsy tedy svými účinky vyrovnávají vlastní tíhu konstrukce a navíc v ní vytvářejí tlak.

Obr. 2.10 Půdorysně zakřivená konstrukce zavěšená v ose mostovky

$$\begin{aligned} N_V &= G = R_G \\ N_H &= G / \cos \beta \end{aligned} \quad (2.2)$$

Kotvení závěsů v těžištní ose mostovky však znemožňuje použití poloviny mostu, a proto je nutné kotvit závěsy na vnitřní straně a najít řešení pokud možno se stejným výsledkem.

2.4.2. Konstrukce zavěšené na vnitřním okraji

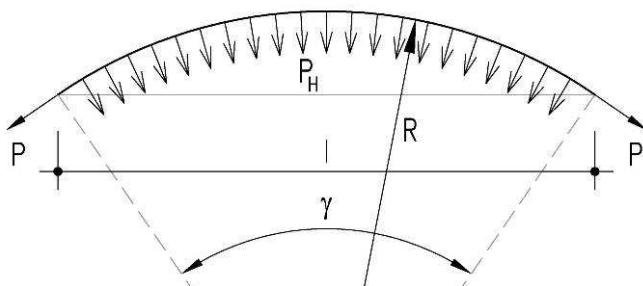


Obr. 2.11 Zavěšená přodorysně zakřivená konstrukce uchycená na vnitřním okraji mostovky

$$M_V = G \cdot r_G = N_V \cdot r_G = N \cdot \sin \beta \cdot r_G \quad (2.3)$$

$$M_H = N_H \cdot h_S + P_H \cdot h_T = N \cdot \cos \beta \cdot h_S + P_H \cdot h_T \quad (2.4)$$

$$P_H = P/R \quad (2.5)$$



Obr. 2.12 Radiální síly od kabelu – přodorys

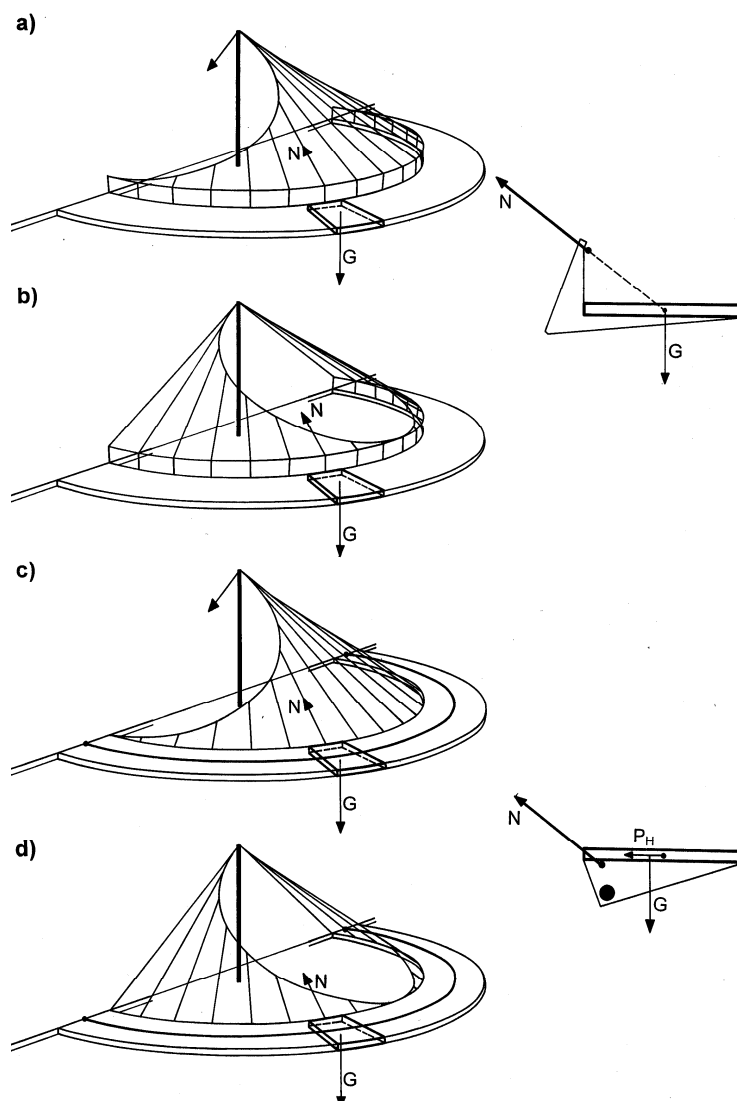
Jsou dvě možnosti řešení. První spočívá v ukotvení závěsů do tuhého prvku nad mostovkou tak, aby každý závěs směřoval to těžiště průřezu (**Obr. 2.11 a**). Tuhý prvek pak můžeme využít při realizaci zábradlí.

Druhá možnost je ukotvit závěsy přímo na vnitřní hraně, přidat předpínací kabely do betonové desky a přidat pod tuto štíhlou desku další tuhý prvek (např. ocelovou trubku) v dostatečné vzdálenosti (**Obr. 2.11 b-d**). Těžiště průřezu se posune dolů a moment vznikající dvojicí svislých sil M_V (2.3) je vyrovnán momentem od radiálních sil závěsů a předpínacích kabelů M_H (2.4).

Radiální sílu od předpínacích kabelů P_H (**Obr. 2.12**) můžeme jednoduše spočítat podle vzorce (2.5).

Podobně můžeme řešit také půdorysně zakřivené visuté konstrukce, kde jsou skloněné závěsy vynášeny visutým kabelem. **Obr. 2.13** ukazuje dvě možnosti uspořádání visutého kabelu. Závěsy mohou být znovu ukotveny do tuhého rámu nad mostovkou (**Obr. 2.13 a, b**), nebo přímo na vnitřní straně průřezu s tím, že mostovku doplníme kabelem a dalším tuhým prvkem situovaným pod ní. Toto uspořádání bylo použito při návrhu lávky v Deutsches Museum v Mnichově (**Obr. 2.9**) popsané v kapitole 2.3.

Vhodným uspořádáním závěsů a předpětí v konstrukci, lze dosáhnout optimálního stavu napjatosti v průřezu, který je převážně tlačен.



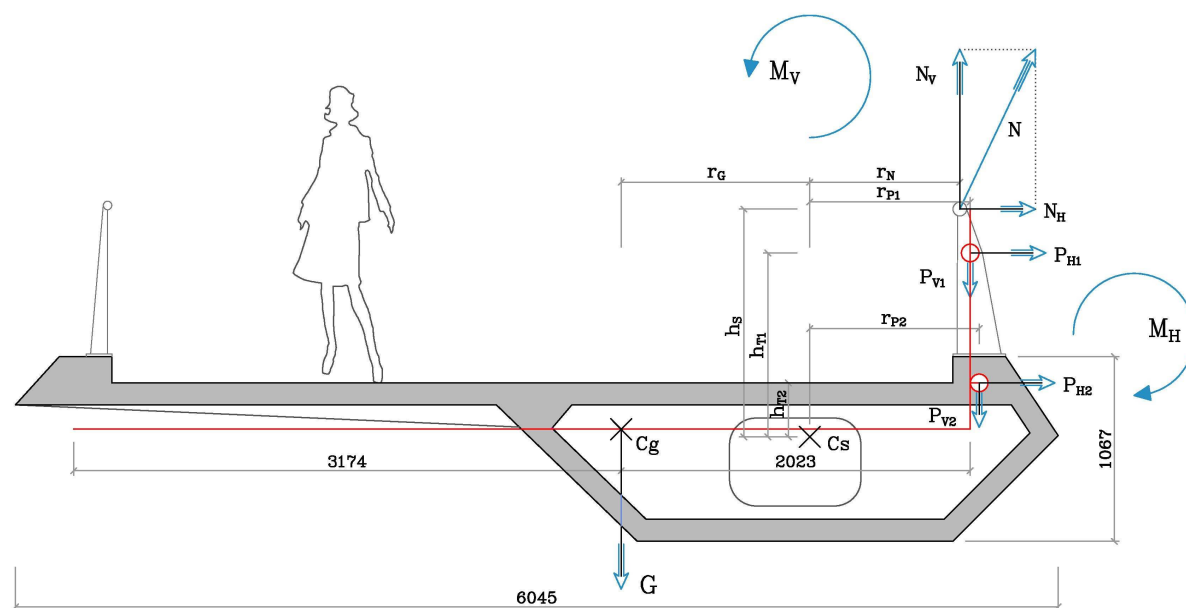
Obr. 2.13 Visutá půdorysně zakřivená konstrukce uchycená na vnitřním okraji mostovky



Obr. 2.14 Studie visuté lávky v San Diego

Těmito postupy nicméně vyrovnáme pouze účinky od vlastní tíhy. V závislosti na tuhosti jednotlivých konstrukčních částí, poloměru zakřivení a rozpětí, může být mostovka vystavena velkým ohybovým a smykovým napětím od kroucení, způsobených účinky nahodilých zatížení a větru. V těchto případech je nutný průřez tuhý v kroucení. Na (**Obr. 2.14**) je znázorněna studie půdorysně zakřivené visuté lávky pro pěší v San Diegu koncepčně navržené profesorem Stráským. Protože délka přemostění je velká (107,6 m), byl zvolen nesymetrický

komůrkový průřez s jednostranně vyloženou štíhlou konzolou (**Obr. 2.15**).



Obr. 2.15 Studie visuté lávky v San Diegu – působení sil v průřezu

$$M_V = G \cdot r_g + N_V \cdot r_N = M_H = \sum_{i=1}^2 (P_{Hi} \cdot h_{Ti} + P_{Vi} \cdot r_{Pi}) + N_H \cdot h_S \quad (2.6)$$

Vhodným počtem lan v jednotlivých kabelech můžeme docílit toho, že se konstrukce od vlastní tíhy nepřeklápí. Kroucení vyvolané mimostředním zavěšením je tedy eliminováno radiálními silami od kabelů vedenými v zábradlí konstrukce a v mostovce.

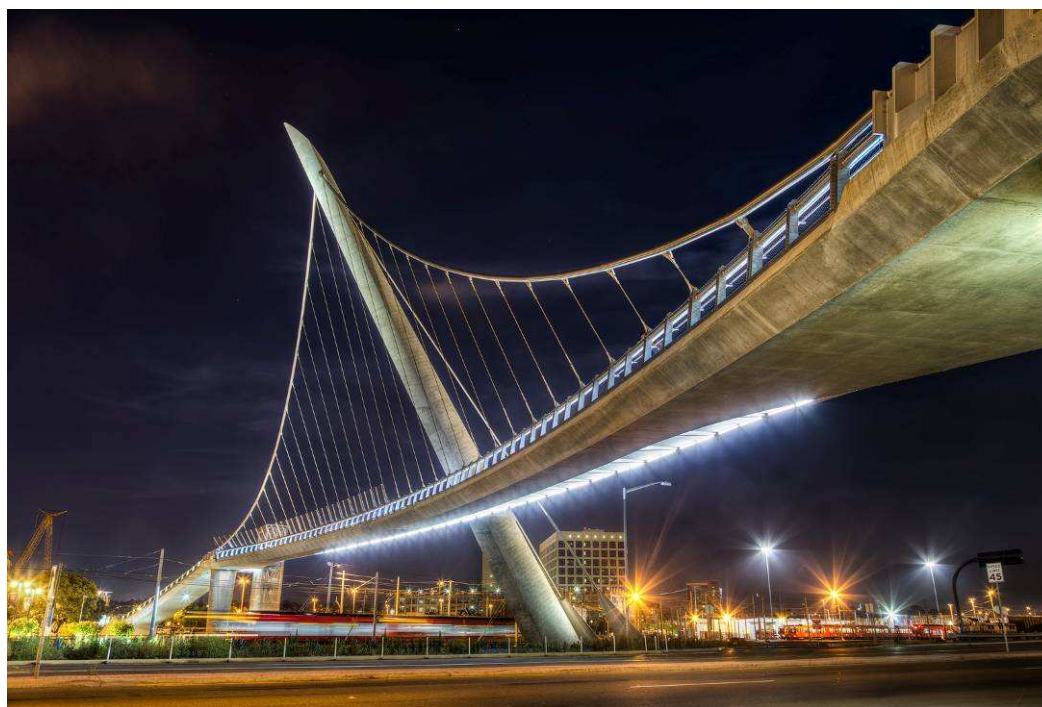
Lávka přes Harbor Drive, San Diego, USA



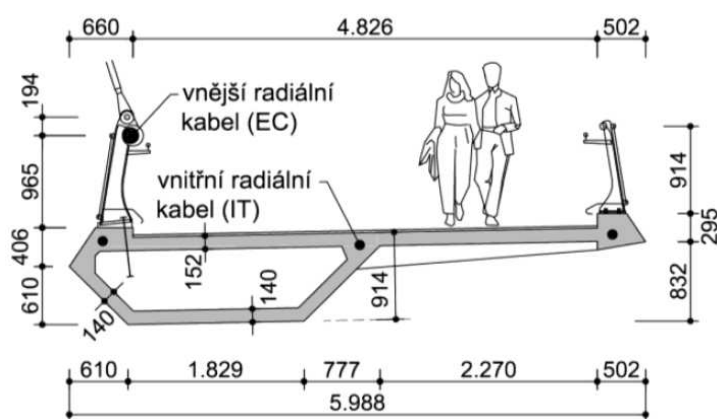
Obr. 2.16 Lávka Harbor Drive, San Diego

Autor této disertační práce se podílel na studii lávky. Lávka i když s poněkud jiným uspořádáním pylonu byla v roce 2011 postavena v San Diegu (Kalifornie, USA) nad silnicí Harbor Drive (**Obr. 2.16**). Lávka spojuje nový baseballový stadion situovaný směrem ke středu města s garážemi, hotelem Hilton a Kongresovým centrem, které jsou situovány poblíž zátoky oceánu. S ohledem na prominentní polohu požadoval investor, aby konstrukce vytvářela významnou dominantu a aby lávka měla neobvyklé architektonické a konstrukční řešení (**Obr. 2.17**). Půdorysně zakřivená konstrukce tvoří samokotvený systém s mostovkou zavěšenou na vnitřním okraji na visutém kabelu o dvou polích. Visutý

kabel je podporován skloněným pylonem situovaným v prostoru mezi železnicí a silnicí. Na mostovku po obou stranách navazují schodiště. Pro handicapované jsou navrženy výtahy, jeden v garážích, druhý na parkovišti u stadionu. Mostovku tvoří půdorysně zakřivený betonový nosník o třech polích s rozpětími 13,54 + 107,60 + 21,97 m, který je vetknut do krajních opěr. Poloměr zakřivení v ose chodníku je 176,8 m. Komorový nosník výšky 1,016 m a šířky 5,988 m je tvořen komorou s jednostranně vyloženou konzolou. Těžiště nosníku je situováno co nejblíže vnitřnímu okraji půdorysného zakřivení. Mostovka je předepnuta vnitřními kabely vedenými v horní desce. Vnitřní soudržné kabely jsou doplněny vnějším radiálním kabelem vedeným v madle zábradlí (**Obr. 2.18**). Skloněný pylon výšky 39,8 m je kotven dvěma vnějšími kabely a předepnut vnitřními soudržnými kabely postupně kotvenými a napínanými v pracovních spárách.



Obr. 2.17 Lávka Harbor Drive, San Diego – pohledy

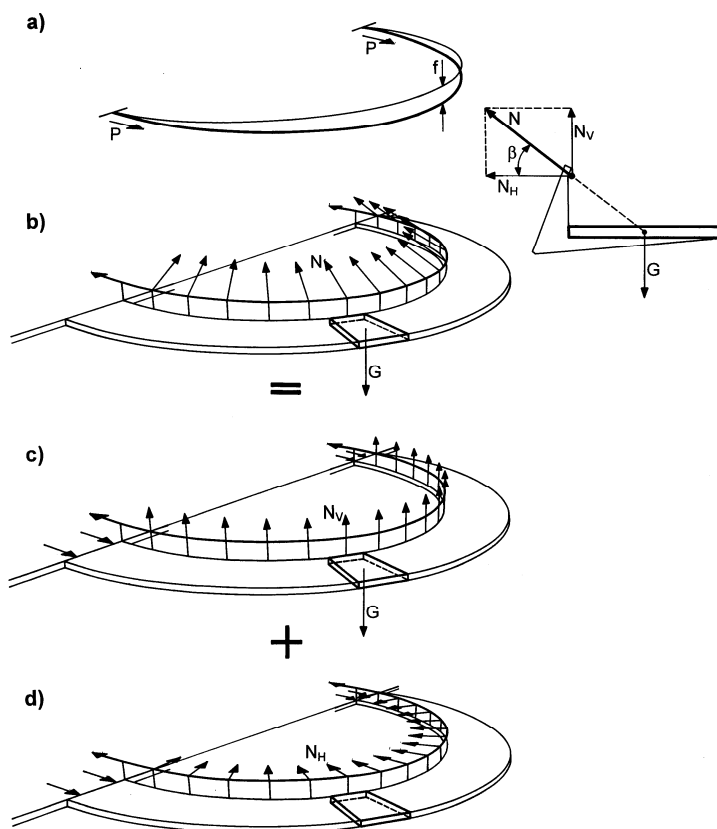


Obr. 2.18 Lávka Harbor Drive – příčný řez

Lávka navržená na základě velmi podrobné statické a dynamické analýzy byla příznivě přijata jak technickou, tak i laickou veřejností.

Návrh lávky a její dynamická odezva byl ověřován i na modelu ve větrném tunelu. Projektant lávky byl T. Y. Lin International, San Diego, California. Koncept řešení a kontrola projektu byla prací Professional Partnership STRASKY + ANATECH. Statická a dynamická analýza je prací Ing. Radima Nečase, Ph.D. Podrobnější informace lze nalézt např. v [29].

2.4.3. Idea zakřiveného předpjatého pásu



Obr. 2.19 *Idea půdorysně zakřiveného předpjatého pásu*

Možnost vyrovnání účinků vlastní tíhy je zohledněna také při studii půdorysně zakřiveného předpjatého pásu navržené profesorem Stráským. Díky této studii vznikl podnět k vypracování této disertační práce. Vývoj tohoto typu konstrukce je zjevný z **Obr. 2.19**. V tomto případě je velikost vertikální síly N_V závislá, kromě počtu lan v kabelu v madle zábradlí, zejména na vzepětí pásu. Horizontální síla N_H pak závisí na poloměru půdorysného oblouku konstrukce. Protože sklon pásu může dosahovat kvůli pohybu tělesně postižených maximálně kolem 8 % je vertikální složka N_V mnohem menší než horizontální složka kabelu N_H .

2.5. Hraniční lávka přes Olši, Český Těšín

Znalost působení půdorysně zakřivených konstrukcí vynášených kabely byla využita při realizaci lávky přes Olši v Českém Těšíně. Obdobně jako půdorysně zakřivené visuté konstrukce totiž můžeme řešit i konstrukce obloukové. Visutý kabel vynášející závěsy je v tomto případě nahrazen skloněným obloukem.

6. června 2012 byla slavnostně otevřena nová lávka přes řeku Olši (**Obr. 2.20, Obr. 2.21**). Lávka, která byla postavena v rámci přeshraniční spolupráce, spojuje města Český a Polský Těšín (Cieszyn). Lávku celkové délky 93 m a šířky 4,375 m tvoří půdorysně zakřivený komorový nosník o čtyřech polích s rozpětími 17 + 45 + 18 + 13 m (**Obr. 2.22**). S ohledem na navazující komunikace a hladinu stoleté vody je lávka ve výrazném půdorysném oblouku s poloměrem 100 m a ve výškovém zakružovacím oblouku s poloměrem 441,192 m s maximálním podélným sklonem 5,70 %. S ohledem na prominentní polohu bylo snahou všech zúčastněných navrhnout atraktivní moderní konstrukci, která svým řešením důstojně reprezentuje současnou dobu.

V hlavním poli přemostujícím řeku je ocelobetonový nosník na vnitřní straně půdorysného oblouku ztužen skloněným obloukem. Svislé vzepětí oblouku je 6,75 m, jeho sklon k svislé je 30°, sklon závěsů je 45° (**Obr. 2.23**). Komorový nosník má výrazně nesymetrický průřez navržený tak, aby střed smyku byl co neblíže jednostrannému zavěšení a je spřažen s betonovou deskou tl. 120 mm zajišťující integritu konstrukce. Mostovka je předepnuta monostrandy vedenými a zainjektovanými v trubkách v krajních zvýšených obrubách průřezu. Na vnitřní straně půdorysného oblouku je navrženo 19 a na vnější straně 6 monostrandů. Oblouk je navržen jako parabolický, vyrobený skružením z trubek. Skružená trubka je z profilu TR ϕ 457 x 25. Od paty až do místa za první závěs je zesílena na 40 mm. Oblouk je vyplněn betonem C 30/37 vytlačovaným od pat k jeho vrcholu. Závěsy jsou navrženy jako tyčové HPT 40, v dolní části rektifikovatelné.

Výsledné uspořádání lávky vyplynulo z architektonických a konstrukčních studií a podrobné statické a dynamické analýzy řady variant. Hlavním kritériem návrhu byla pohoda uživatelů a minimální údržba. Proto je mostovka vetknuta do krajních opěr a konstrukce tvoří integrální systém bez dilatačních závěrů. Pro vodorovné zatížení a objemové změny působí mostovka jako tuhý vodorovný oblouk, ve kterém změny teploty

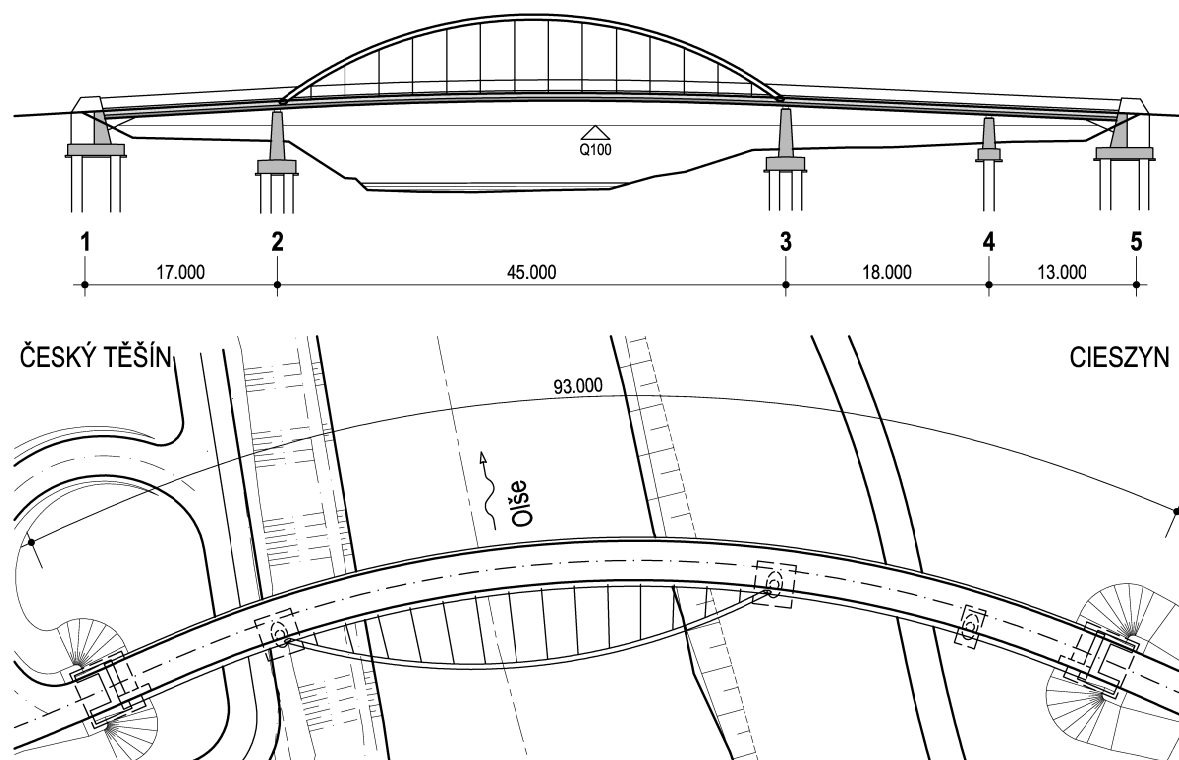


Obr. 2.20 Hraniční lávka přes Olši, Český Těšín – foto

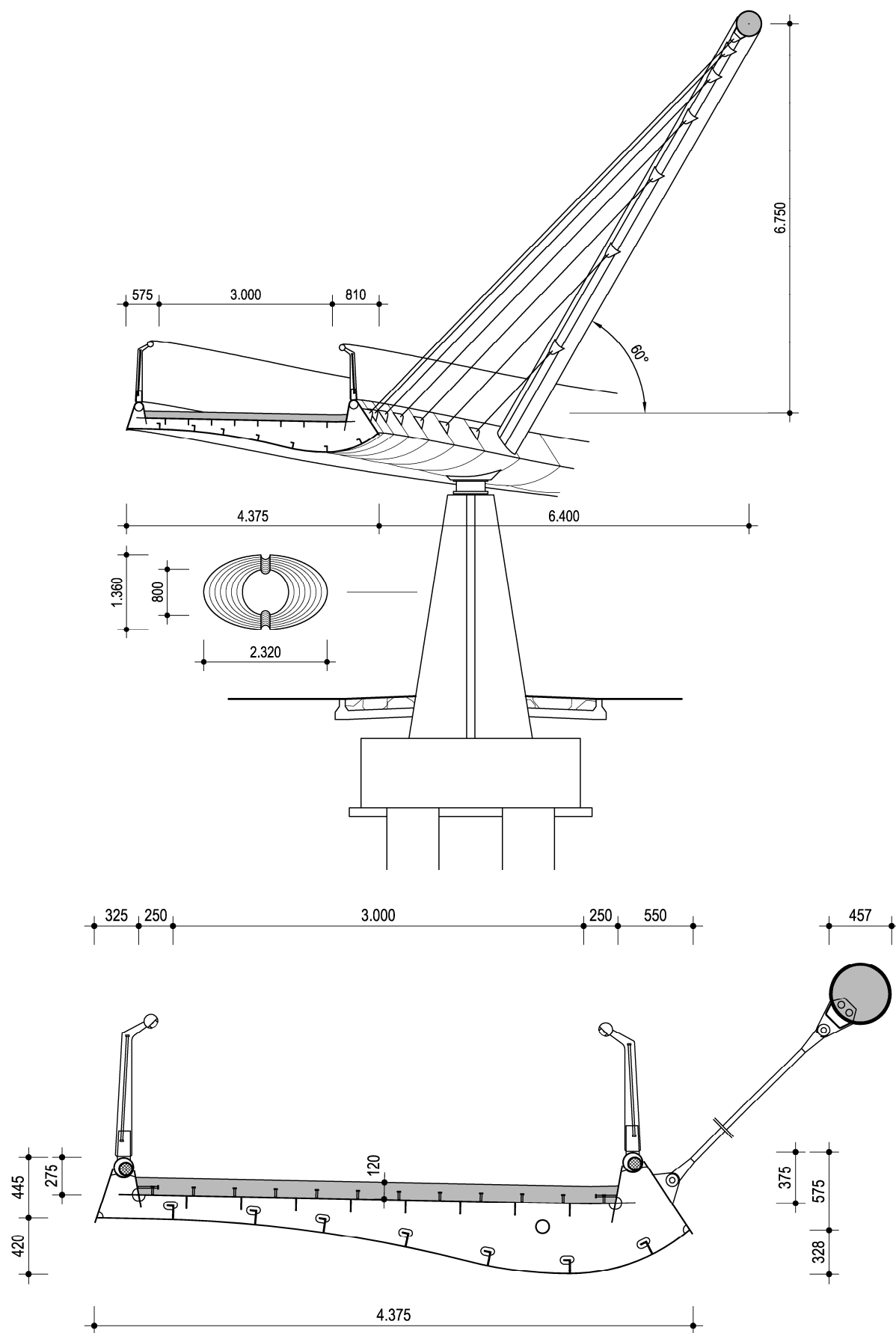
vyvolávají změnu jeho vzepětí. Protože konstrukce lávky je založena na poměrně krátkých pilotách vetknutých do únosného skalního podloží, nebylo možné mostovku rámově spojit se štíhlými podpěrami a bylo nutno ji podepřít elastomerovými ložisky výšky 250 mm.



Obr. 2.21 Hraniční lávka přes Olši, Český Těšín – foto



Obr. 2.22 Hraniční lávka přes Olši, Český Těšín – podélný řez, přodorys

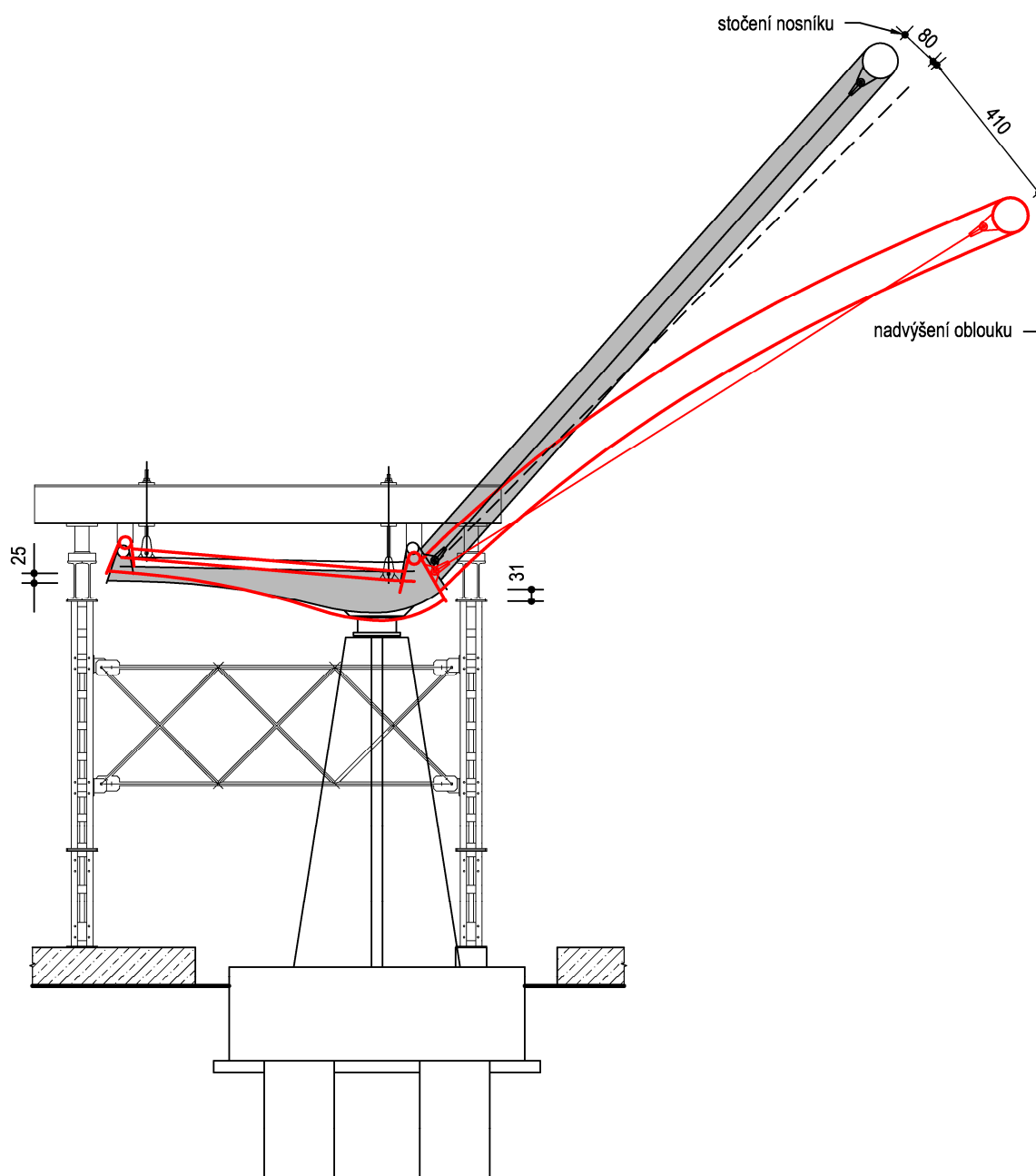


Obr. 2.23 Hraniční lávka přes Olši, Český Těšín – příčný řez

Stavba lávky:

Po provedení pilot a spodní stavby byla zahájena montáž nosné konstrukce. Protože při nedávných povodních řeka Olše zaplavila montážní podpěry a skruže stavěných mostů, bylo rozhodnuto smontovat ocelovou konstrukci na podpěrách situovaných na skruži přemostující řeku (**Obr. 2.25**).

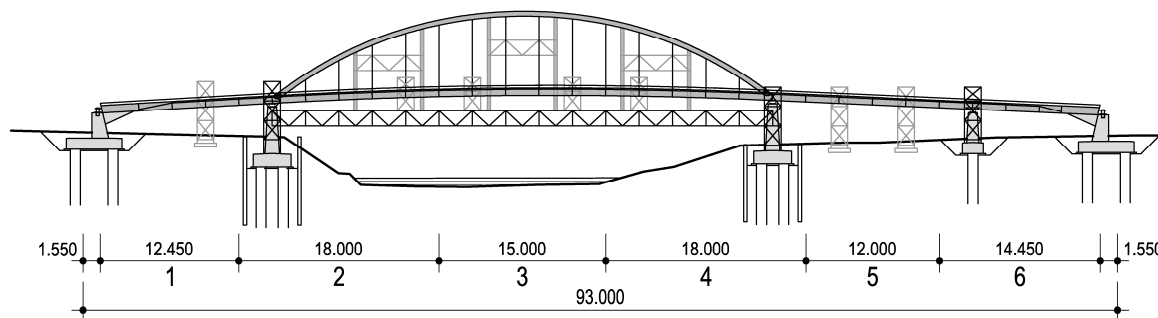
Vzhledem ke skutečnosti, že konstrukce se při stavbě deformovala nejen ve svislém, ale i vodorovném směru, a že při stavbě docházelo také k výraznému zkrucování konstrukce, byla mimořádná pozornost věnována určení výrobní geometrie konstrukce a poloze montážních podpěr. Zatímco nadvýšení oblouku v jeho rovině bylo maximálně 19 mm, jeho příčné nadvýšení dosahovalo velikosti až 410 mm (s vlivem stočení nosníku 490 mm) (**Obr. 2.24**).



Obr. 2.24 Hraniční lávka přes Olši, Český Těšín – nadvýšení

Montážní podpěry musely být navrženy tak, aby při postupné výstavbě umožnily natočení a příčný pohyb montované konstrukce. S ohledem na tvar příčného řezu, který neumožňoval jednoduché podepření, byla montovaná konstrukce podobně jako při výrobě v místě příčníků zavěšena na podpěry (**Obr. 2.24**).

Ocelová konstrukce mostovky byla postupně sestavena ze šesti segmentů délek 12,00 až 18,00 m (**Obr. 2.25**). Oblouk byl sestaven ze tří dílů délek 10,50 a 18,80 m. Na krajních opěrách byla konstrukce podepřena ve svislém směru ve dvou bodech, ve vodorovném směru byla poloha montované konstrukce zajištěna svislými čepy.



Obr. 2.25 Hraniční lávka přes Olši, Český Těšín – skruž

Při stavbě se nejdříve vzájemně svařily díly mostovky 2, 3 a 4 a obloukové segmenty. Potom se závěsy napnuly na 50 % projektované hodnoty. Následně se přivařily zbylé montážní díly mostovky 1, 5 a 6. Po provedení všech svarů se odstranilo podepření konstrukce na mezilehlých montážních podpěrách. Následovalo vybetonování oblouku a po dosažení požadované pevnosti betonu se závěsy dopnuly na 100 % jejich projektované hodnoty. Potom byla najednou vybetonována spřažená deska. Po dosažení požadované pevnosti se napnuly předpínací kabely. Při jejich napínání se konstrukce na montážních podpěrách příčně posunula do projektované polohy. Konstrukce pak byla na podpěrách výškově rektifikována a uložena na ložiska.

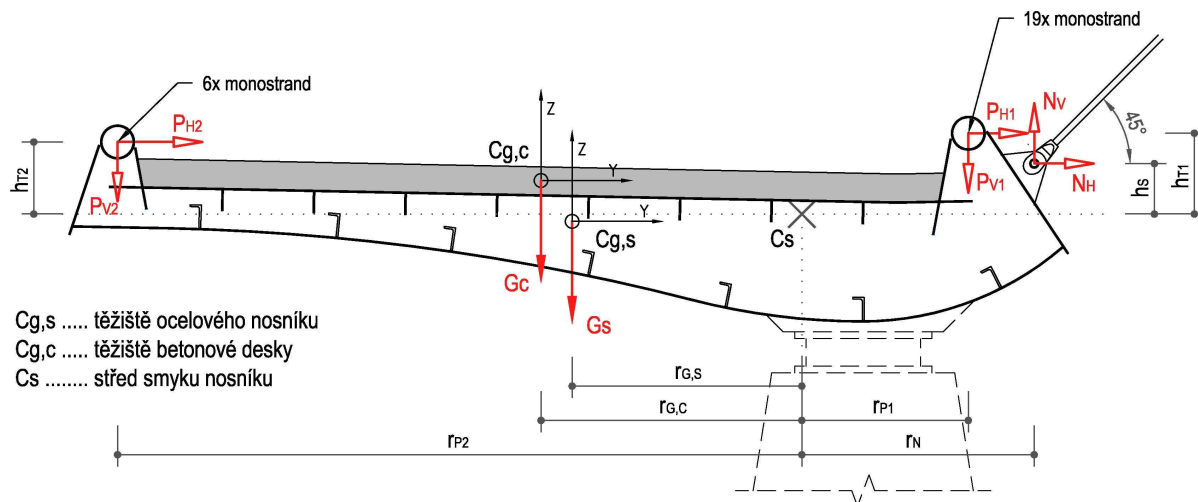
Díky přesné výrobě a kontrole při stavbě se podařilo smontovat konstrukci v požadované geometrii.

Statická a dynamická analýza

Lávka byla analyzovaná jako geometricky nelineární konstrukce programovým systémem ANSYS. Globální analýza byla provedena na prostorovém prutovém modelu, detaily mostovky a detail spojení mostovky s obloukem na prostorovém modelu sestaveném z deskostěnových a objemových prvků. Aby bylo vystiženo reálné podepření lávky, byla konstrukce namodelována včetně opěr a pilot podepřených pružinami vystihujícími podloží. S ohledem na postupnou výstavbu byla mostovka modelována dvojicí průřezů modelujících ocelový průřez a betonovou mostovku.

Na vnitřních podpěrách bylo bráněno jen svislým deformacím. Při tomto uložení vznikají v konstrukci maximální ohybová a smyková namáhání. Podobně i spřažená mostovková deska byla uvažována s redukovanou tuhostí vystihující její možné porušení trhlinami.

Základním krokem výpočtu bylo nalezení výchozího rovnovážného stavu. Ten byl určen iterativně, přičemž v jednotlivých krocích byly postupně měněny sklon oblouku a závěsů, tvar průřezu (poloha těžiště a středu smyku) a poloha a velikost předpínacích kabelů. Výsledkem byla konstrukce, ve které síly závěsů spolu s radiálními silami od kabelů vyrovnávaly kroucení od zatížení stálého.



Obr. 2.26 Hraniční lávka přes Olši, Český Těšín – působení sil v průřezu

Princip působení sil v průřezu (**Obr. 2.26**) lze popsat pomocí vzorce:

$$\begin{aligned}
 G_S \cdot r_{G,S} + G_C \cdot r_{G,C} = \\
 = P_{V1} \cdot r_{P1} + P_{H1} \cdot h_{T1} - P_{V2} \cdot r_{P2} + P_{H2} \cdot h_{T2} - N_V \cdot r_N + N_H \cdot h_S
 \end{aligned}
 \quad (2.7)$$

Takto definovaná konstrukce pak sloužila pro analýzu účinků nahodilého zatížení, objemových změn a větru. Pro výpočet maximálního napětí v mostovce byla zohledněna její lokální stabilita. Stabilita oblouku byla spočtena včetně zadaných imperfekcí pro zatížení větrem a postupně se zvětšující nahodilé zatížení. Oblouk vybočil až při 16 násobku nahodilého zatížení. Únosnost oblouku byla vyčerpána při 3,1 násobku nahodilého zatížení, kdy došlo ke zplastizování paty oblouku. Ke ztrátě stability tedy nedojde před vyčerpáním únosnosti. Protože stabilita oblouku závisí na únosnosti závěsů, byly závěsy podrobně posouzeny nejen pro jejich tahové, ale také ohybové namáhání. Montážní geometrie konstrukce byla získána postupným odebráním konstrukčních prvků od výchozího rovnovážného stavu.

Důležitá byla také dynamická analýza konstrukce. S ohledem na skutečnost, že první torzní frekvence je menší než 1 Hz a první ohybová frekvence je v rozsahu frekvence lidských kroků, byla konstrukce postupem uvedeným v [43] posouzena na vybuzení kmitání. Maximální amplituda kmitání mostovky $u_{\max} = 6,430$ mm, maximální rychlost kmitání $v_{\max} = 0,030$ m/s a maximální zrychlení $a_{\max} = 0,346$ m/s². Toto zrychlení je menší než přípustné zrychlení $a_{\lim} = 0,434$ m/s².

Statické předpoklady a kvalita provedení byly ověřeny statickou a dynamickou zatěžovací zkouškou [11]. Při statické zkoušce byla konstrukce zatížena paletami obrubníků situovaných ve středním poli. Účinnost zatížení byla 77,3 %. Svislé deformace, zkroucení mostu a deformace oblouku byly v dobré shodě s vypočítanými hodnotami - **Tab. 2.1**.

Střed hlavního pole	Bod		
	A (vnější okraj)	B (střed desky)	C (vnitřní okraj)
Teoretický průhyb - Ložiska volně pohyblivá	108,8 mm	88,3 mm	67,8 mm
Teoretický průhyb - Ložiska omezeně pohyblivá	92,7 mm	76,4 mm	60,0 mm
Změřený pružný průhyb	86,0 mm	68,1 mm	51,1 mm
Změřený trvalý průhyb	2,2 mm	2,5 mm	1,2 mm
Pružný / teoretický (ložiska volně pohyblivá)	79 %	77 %	75 %
Pružný / teoretický (ložiska omezeně pohyblivá)	93 %	89 %	85 %

Tab. 2.1 Vypočtené a změřené deformace

Při dynamické zkoušce byly nejdříve ověřeny vlastní tvary a frekvence kmitání - **Tab. 2.2**. Ukázalo se, že konstrukce je tužší, protože spřažená deska není porušena trhlinami a elastomerová ložiska svoji tuhostí brání volnému posunu a pootočení konstrukce. Proto byl proveden nový výpočet zohledňující skutečnou tuhost desky a ložisek. Dále byla konstrukce buzena náhodným a synchronizovaným přechodem chodců a přejezdem vozidla rychlosti 5 a 15 km/hod. Při buzení synchronizovanou dvojicí chodců bylo naměřeno maximální zrychlení $a_{\max} = 0,04 \text{ m/s}^2$, při přechodu synchronizovanou skupinou 17 chodců modelující vandalismus bylo naměřeno maximální zrychlení $a_{\max} = 0,24 \text{ m/s}^2$.

Konstrukce	$f_t(1)$	$f_o(1)$
Ložiska volně pohyblivá, deska s trhlinami	0,754 Hz	2,513 Hz
Ložiska omezeně pohyblivá, deska bez trhlin	0,911 Hz	2,874 Hz
Dynamická zkouška	0,980 Hz	2,930 Hz

Tab. 2.2 Vypočtené a změřené vlastní frekvence mostu

Konstrukce lávky se před i po dynamickém zatěžování chovala pružně a nebyly odhaleny závady či poruchy globálního nebo lokálního charakteru. Konstrukce je velmi tuhá, nechvěje se a uživatelé nemají nepříjemný pocit, když stojí nebo jdou po lávce.

Výstavba lávky byla zahájena na podzim roku 2010, ukončena na podzim 2011. Lávka byla předána veřejnosti v spolu s parkovými úpravami v červnu 2012. Projekt lávky vypracovala firma Stráský, Hustý a partneři s.r.o. Koncept lávky navrhl profesor Stráský, autor této práce provedl globální statický výpočet včetně postupu výstavby.

3. Přímý předpjatý pás

3.1. Úvod do problematiky

K tomu aby bylo možné studovat chování půdorysně zakřiveného předpjatého pásu je nutné porozumět pásu přímému. Z tohoto důvodu je následující kapitola věnována principu působení a výpočtu přímého předpjatého pásu.

Konstrukční uspořádání předpjatých pásů je dáno jejich statickým systémem a postupem výstavby, který ve většině případů probíhá nezávisle na terénu pod ním. Tyto konstrukce jsou velice štíhlé s jednoduchým elegantním tvarem. Hlavním nosným prvkem konstrukcí z předpjatého pásu jsou kabely, které můžeme rozdělit na tzv. nosné a přepínací. Toto dělení vyplývá z postupu výstavby nezávislém na terénu, kdy jsou nejprve napnuty kabely nosné sloužící k přenosu vlastní tíhy betonové mostovky. Ta může být monolitická nebo prefabrikovaná (posléze zmonolitněna) a spolu s následným předepnutím pomocí předpínacích kabelů vytváří celkovou tuhost konstrukce. Tlaková rezerva v průřezu vyvozená přepínacími kabely musí být tak velká, aby od účinků provozních zatížení nebyla vyčerpána. Kabely mohou být umístěny v průřezu nebo těsně pod ním. Předpětím se podstatně sníží deformace, protože se na protažení podílí celý průřez předpjatého betonu a protažení není přebíráno pouze nosnými a předpínacími kabely. Velikost tahových reakcí, které je nutno kotvit do podloží, je ovlivněna geometrií konstrukce. Díky převažujícímu namáhání jednotlivých prvků konstrukce tahovými a tlakovými normálovými silami je u předpjatého pásu velmi nízká spotřeba materiálu, která je dána jeho maximálním využitím.

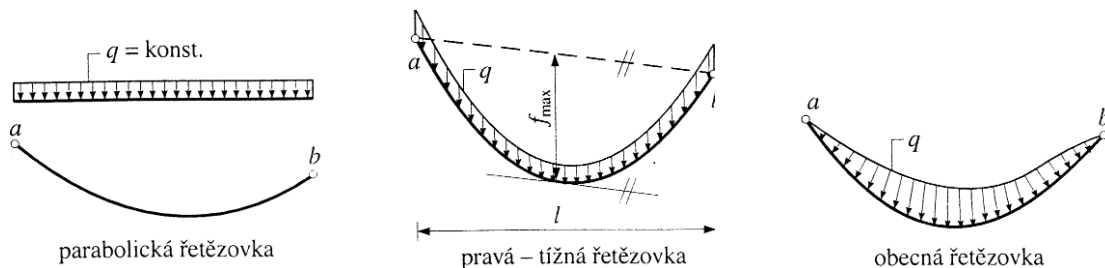
Postup výstavby lze tedy popsat v těchto krocích:

- 1) Napnutí a zakotvení nosných kabelů mezi podporami
- 2) Osazení betonové mostovky a v případě prefabrikovaných segmentů jejich následné zmonolitnění
- 3) Instalace předpínacích kabelů
- 4) Napnutí a zakotvení předpínacích kabelů

Předpjaté pásy mohou mít jedno nebo i více polí. Používají se hlavně jako lávky pro pěší a cyklisty kde geometrie mostovky složená z jedné nebo více řetězovek nepůsobí negativně na komfort uživatelů. S výhodou se používají také pro zastřešení budov, kde je požadován velký vnitřní prostor bez mezilehlých podpěr (haly, stadióny).

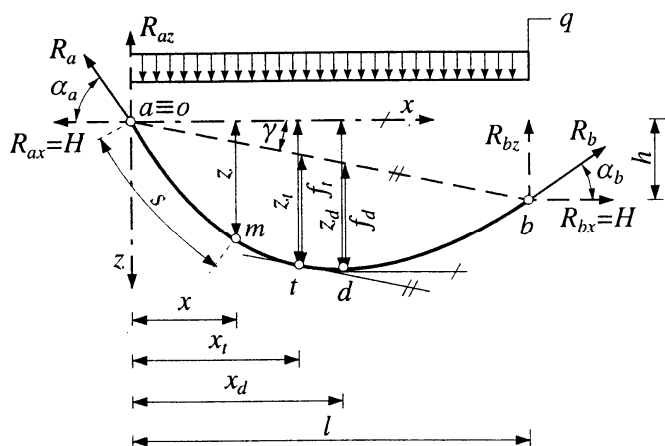
3.2. Analýza přímého předpjatého pásu

Koncepce statického řešení předpjatého pásu vychází z teorie dokonale ohebného lana. Lano je na obou koncích neposuvně podepřeno a zaujímá tvar spojitě rovinné křivky, tzv. rovinné řetězovky, jejíž tvar odpovídá poloze, směru a intenzitě zatížení. Toto je důsledkem zanedbatelné ohybové tuhosti lana, díky čemuž je veškeré zatížení přenášeno tahem v zakřivených kabelech. Přenos zatížení je tedy skutečně především tahovým působením.



Obr. 3.1 Typy rovinných řetězovek

Tvar kabelů o rozpětí l a průvahu f podporujících betonovou mostovku je pro zjednodušení předpokládán jako parabola 2° (parabolická řetězovka) místo skutečné řetězovky. Je tedy předpokládáno svislé zatížení q rovnoměrně rozdělené po horizontálním průmětu kabelů místo po střednici. Tímto zjednodušením se nedopustíme velké chyby, pokud $f < l/10$, což je u konstrukcí z předpjatého pásu bohatě splněno.



Výškový rozdíl mezi podporami označme h . Předpokládáme, že vodorovná síla H je konstantní po celé délce. Zatížení o intenzitě q působí na horizontální průmět.

Obr. 3.2 Parabolická řetězovka

Složky reakcí R_{ax} , R_{az} , R_{bx} , R_{bz} závěsných bodů a , b stanovíme ze statických podmínek rovnováhy:

$$\sum F_{ix} = 0 : -R_{ax} + R_{bx} = 0$$

$$\sum M_{ib} = 0 : -R_{az}l + Hh + ql \cdot \frac{l}{2} = 0 \Rightarrow R_{az} = \frac{ql}{2} + H \frac{h}{l} \quad (3.1)$$

$$\sum M_{ia} = 0 : R_{bz}l + Hh - ql \cdot \frac{l}{2} = 0 \Rightarrow R_{bz} = \frac{ql}{2} - H \frac{h}{l}$$

Reakce R_a , R_b závěsných bodů a , b mají velikosti:

$$R_a = \sqrt{H^2 + R_{az}^2} \quad (3.2)$$

$$R_b = \sqrt{H^2 + R_{bz}^2}$$

Průvhu řetězovky v libovolném místě stanovíme z podmínky nulového ohybového momentu v libovolném průřezu po délce a je dán vztahem:

$$z(x) = \frac{M(x)}{H} + \frac{h}{l}x \quad (3.3)$$

kde $M(x)$ je hodnota momentu v místě s délkovou souřadnicí x .

Z výše uvedeného vzorce vyplývá i chování parabolické řetězovky, která zaujme tvar odpovídající intenzitě zatížení. Pokud se zvětší zatížení q , zvětší se i průvės. Pokud chceme průvės zachovat stejný, musíme zvětšit i vnější sílu H .

Sklon řetězovky v libovolném místě pak dostaneme derivací průvėsu:

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{dz(x)}{dx} = \frac{V(x)}{H} + \frac{h}{l} \quad (3.4)$$

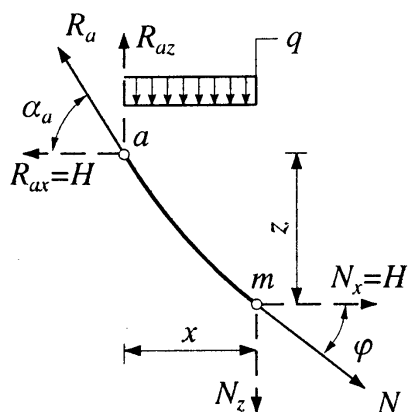
kde $V(x)$ je hodnota posouvající síly v místě s délkovou souřadnicí x .

V libovolném místě řetězovky jsou pak následující vnitřní síly:

$$H = \text{konst.}$$

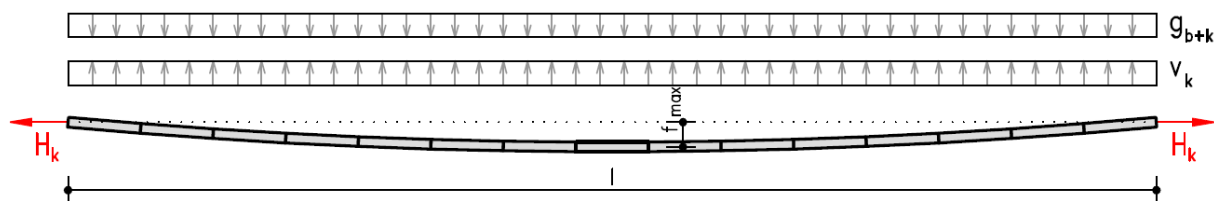
$$V = H \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (3.5)$$

$$N = \frac{H}{\cos \varphi}$$



Obr. 3.3 Vnitřní síly v řetězovce

Pro jednoduchost uvažujme dále konstrukci podepřenou ve stejné výškové úrovni. Těsně před tím než jsou napnuty předpínací kabely se konstrukce nachází v tzv. výchozím stavu, kdy je zatížení od vlastní tíhy betonové mostovky, nosných a předpínacích kabelů g_{b+k} v rovnováze s radiálním zatížením v_k vyvolaným silou H_k od nosných kabelů. Beton je v tomto stavu bez napětí, stejně jako předpínací kabely, které ještě nejsou napnuty. Konstrukce zaujme tvar paraboly 2° odpovídající průběhu momentu od vlastní tíhy na prostém nosníku.



Obr. 3.4 Rovnováha ve výchozím stavu

Největšího průvėsu je pak dosaženo v polovině rozpětí:

$$f_{\max} \left(\frac{l}{2} \right) = \frac{M \left(\frac{l}{2} \right)}{H_k} = \frac{\frac{1}{8} q_{b+k} \cdot l^2}{H_k} = \frac{q_{b+k} \cdot l^2}{8H_k} \quad (3.6)$$

Z tohoto vztahu můžeme odvodit vztah pro horizontální sílu H_k v nosných kabelech:

$$H_k = \frac{q_{b+k} \cdot l^2}{8 f_{\max}} \quad (3.7)$$

Největší sklon pásu je u opěr a má hodnotu:

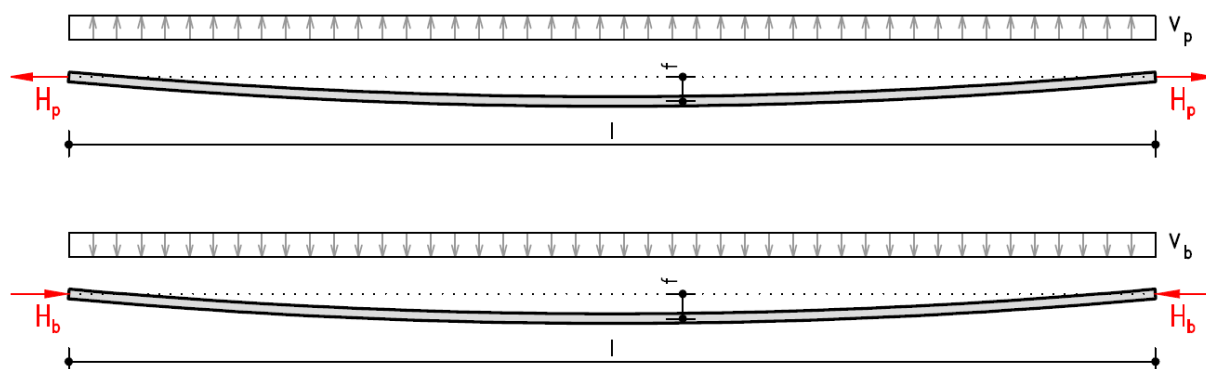
$$\operatorname{tg} \varphi_{\max} = \frac{V(0)}{H_k} = \frac{\frac{1}{2} q_{b+k} \cdot l}{H_k} = \frac{q_{b+k} \cdot l}{2 H_k} \quad (3.8)$$

Po dosazení H_k a vyjádření $f_{\max}$ pak dostáváme čistě geometrický vztah pro stanovení maximálního průvěsu z daného sklonu a rozpětí pásu:

$$f_{\max} = \frac{\operatorname{tg} \varphi_{\max} \cdot l}{4} \quad (3.9)$$

Postupným napínáním předpínacích kabelů je vytvářeno dodatečné radiální zatížení v_p působící na betonovou mostovku. Mostovka se v tomto stavu chová jako plochý oblouk, který tomuto zatížení vzdoruje přírůstkem tlakové osově síly v betonu H_b , vyvolané postupnou deformací pásu (průvės pásu se zmenšuje). Síla v nosných kabelech se naproti tomu vlivem zkracování nosných kabelů v důsledku deformace pásu zmenšuje.

Hodnota průvěsu f se během předpínání mění a následně se mění také zatížení, které je na této veličině přímo závislé podle výše uvedených vztahů. Celý proces je tedy nutné považovat za geometricky nelineární úlohu. Po dokončení předpínání musí být celá konstrukce v rovnovážném stavu, tzv. finálním stavu.



Obr. 3.5 Rovnováha ve finálním stavu

Maximální průvės f , který je vlivem předpětí menší než ve výchozím stavu lze stále popsat pomocí vztahu (3.6). Síla H je však tentokrát součtem tahové síly v nosných a předpínacích lanech a tlakové síly v betonu.

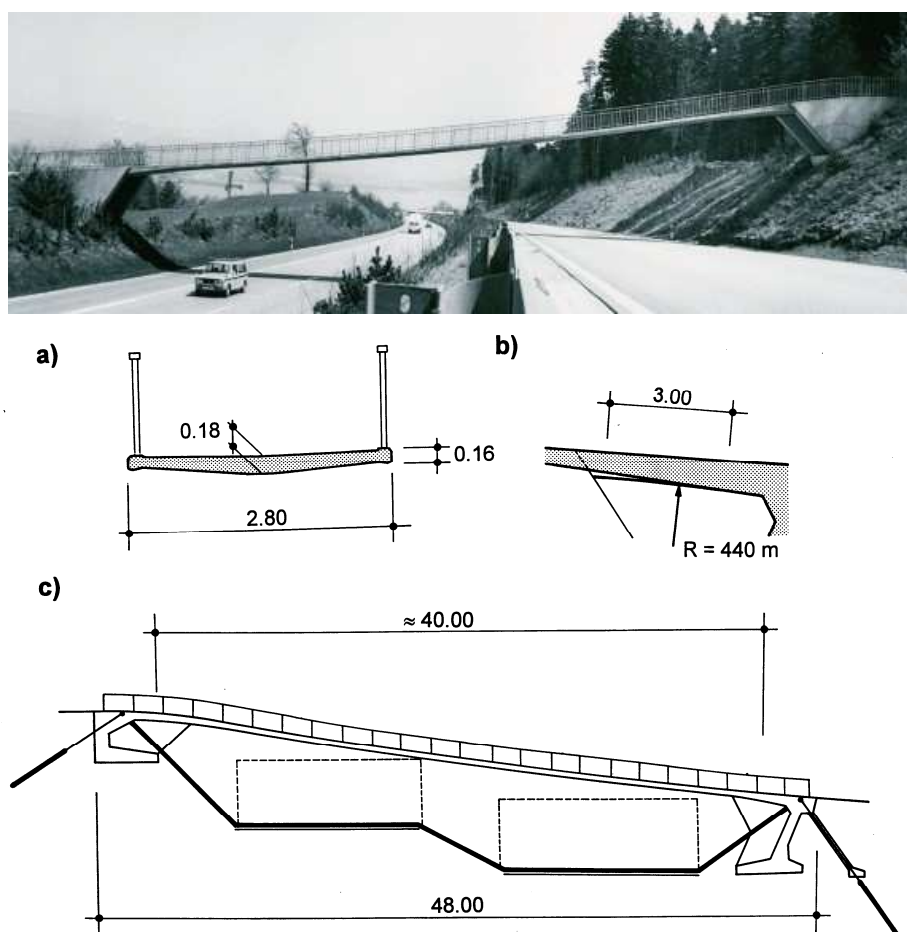
Vzhledem k tomu, že se při předpínání konstrukce deformuje, je nutné zvolit ve výchozím stavu takovou velikost napínací síly a tím i velikost počátečního průvěsu, aby se výsledný průvės shodoval s požadovaným průvěsem po předepnutí.

3.2.1. Příklady realizovaných konstrukcí

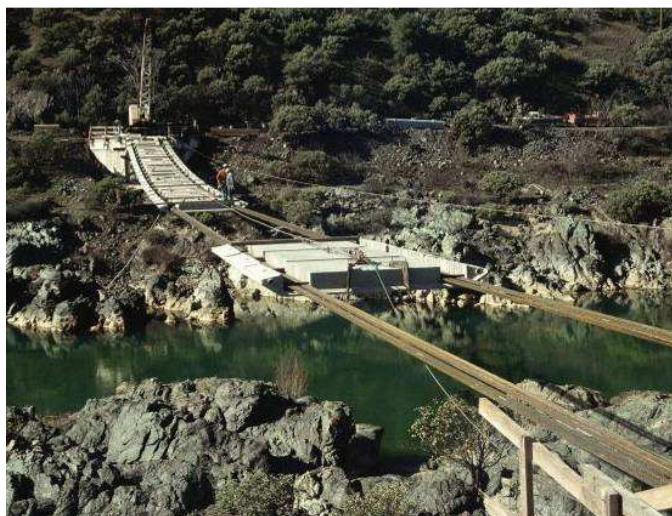
První návrh konstrukce z předpjatého pásu pochází z roku 1958. Byl vypracován U. Finsterwalderem a zabýval se přemostěním Bosporské úžiny. V této době byl také poprvé použit termín „spannband“ nebo „stress-ribbon“, který dnes překládáme jako předpjatý pás.

Bircherweid Bridge, Švýcarsko

První realizací předpjatého pásu byla lávka pro pěší v Bircherweidu ve Švýcarsku (**Obr. 3.6**), navržená R. Waltherem v roce 1967 přes dálnici N3 blízko města Pfäfikon. Lávka na rozpětí 40,0 m je tvořená štíhlou monolitickou mostovkou tloušťky 0,18 m, která se u opěr zvedá až na 0,36 m. S opěrami je rámově spojená. Pro omezení ohybového namáhání u opěr bylo v této části navrženo uložení pásu prostřednictvím sedel umožňující odvinutí a přivnutí k opěře podle aktuálního stádia působení. Kvůli velkému podélnému sklonu (přibližně 15 %) bylo vzepětí lávky navrženo co nejmenší. Průměrná hodnota vzepětí lávky je 0,4 m. Deska je dodatečně předepnuta šesti kabely VSL na sílu 7,02 MN. Horizontální síla je přenášena do podloží kotvami.



Obr. 3.6 Bircherweid Bridge, Švýcarsko

Sacramento River Trail Bridge, Redding, California, USA

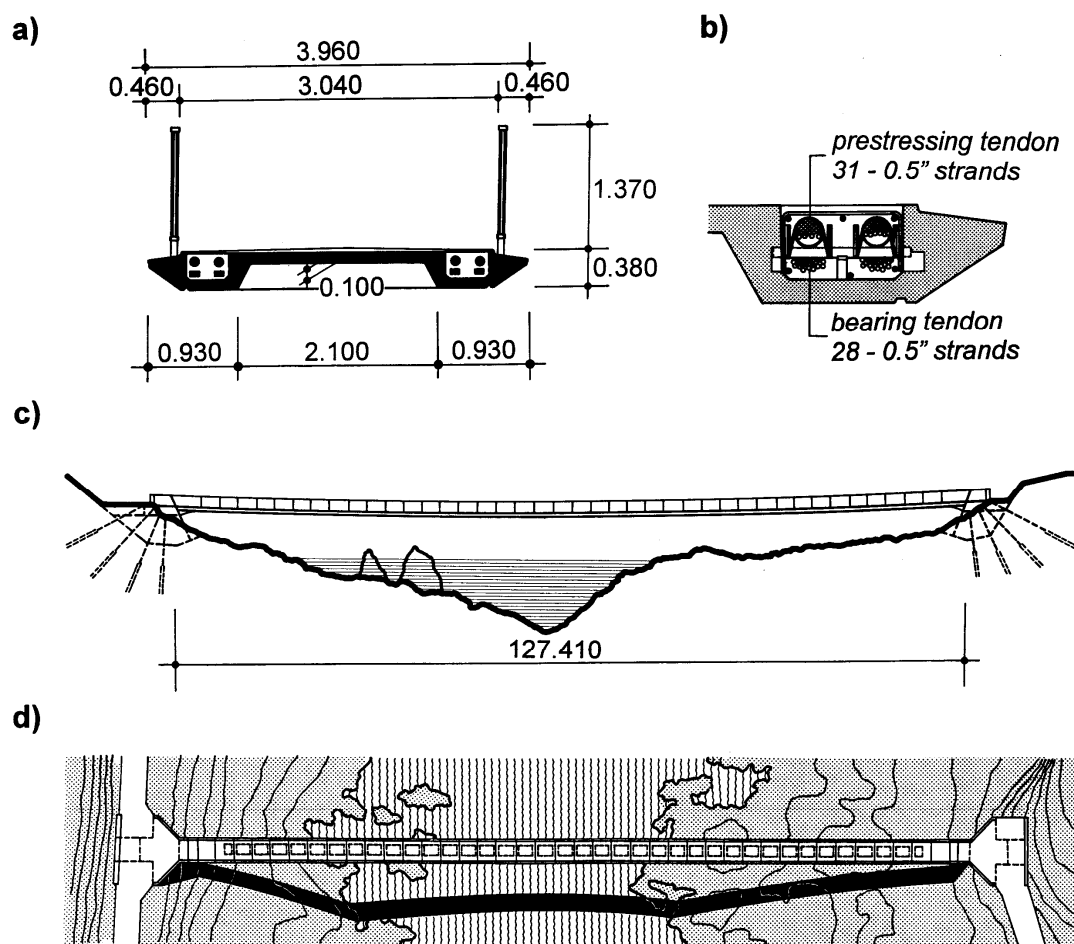
Obr. 3.7 *Sacramento River Trail Bridge – postup výstavby*

Lávka je součástí parku města Redding v severní Kalifornii (**Obr. 3.8**). Pro zachování nádherného přírodního terénu bylo důležité navrhnout konstrukci bez mezilehlých pilířů, které by narušovaly plynulý tok řeky. Skalní břehy řeky Sacramento navíc přímo vybízejí k návrhu konstrukce z předpjatého pásu, neboť je možné přenést velké horizontální síly do skalnatého podloží. Zároveň byla možná výstavba nezávislá na terénu bez nutnosti budování podpůrných konstrukcí v korytě řeky (**Obr. 3.7**).

Lávka s rozpětím 127,41 m je tvořena prefabrikovanými betonovými segmenty šířky 3,96 m a výšky 0,38 m (**Obr. 3.9 a, b**). Ohybové namáhání u opěr je řešeno náběhem mostovky až do výšky 0,914 m na délce 4,2 m. Vzepětí lávky v provozním stavu se pohybuje v rozmezí 3,35 m (čas vzniku konstrukce při maximální teplotě a plném zatížení) až po 2,71 m (čas na konci životnosti konstrukce při minimální teplotě), což odpovídá maximálnímu sklonu u opěr kolem 9 %. Lávka byla stavěna postupem popsáním v kapitole 3.1. Segmenty byly pomocí nosných kabelů zavezeny do projektované polohy (**Obr. 3.7**). Umístění všech segmentů bylo provedeno během dvou dnů. Spáry mezi nimi byly zmonolitněny a mostovka byla dále předepnuta přepínacími kabely. Protože je konstrukce velice štíhlá s velkým rozpětím, byla nutná podrobná aeroelastická studie pro ověření stability konstrukce na dynamické zatížení a zatížení větrem. Lávka byla navržena Ch. Redfieldem a J. Stráským. Otevřena byla v roce 1989. Další informace lze o této lávce nalézt v [32], [37].



Obr. 3.8 *Sacramento River Trail Bridge – pohled*



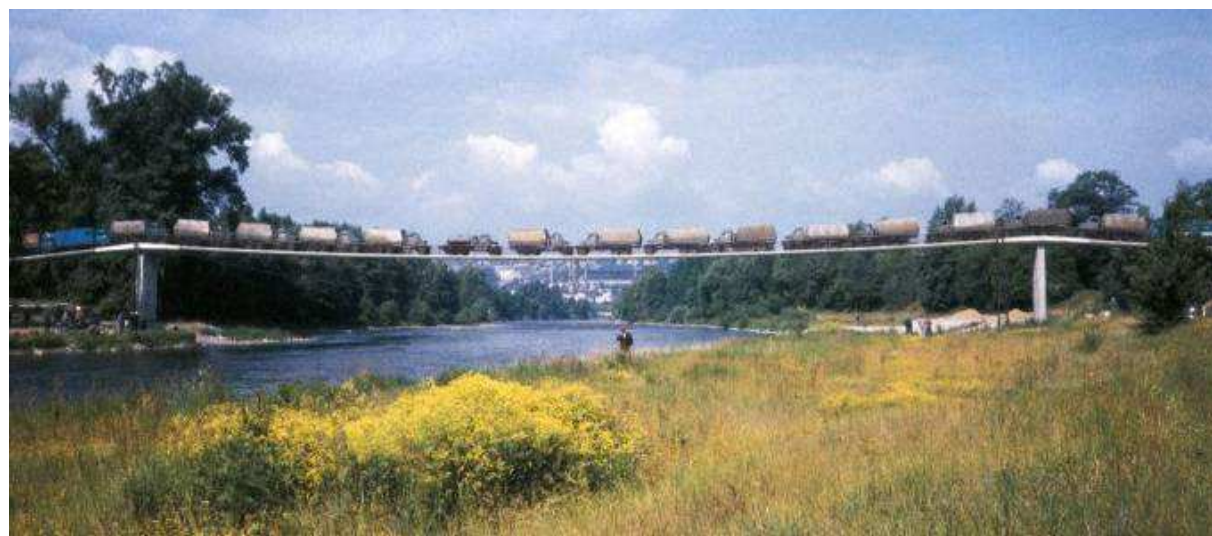
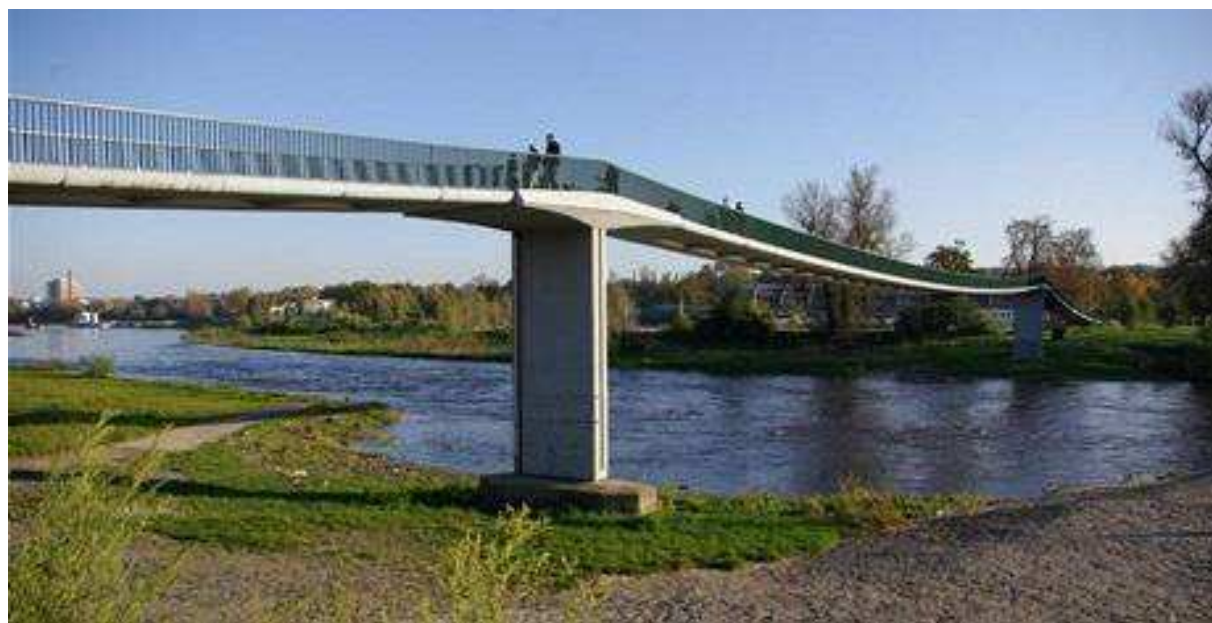
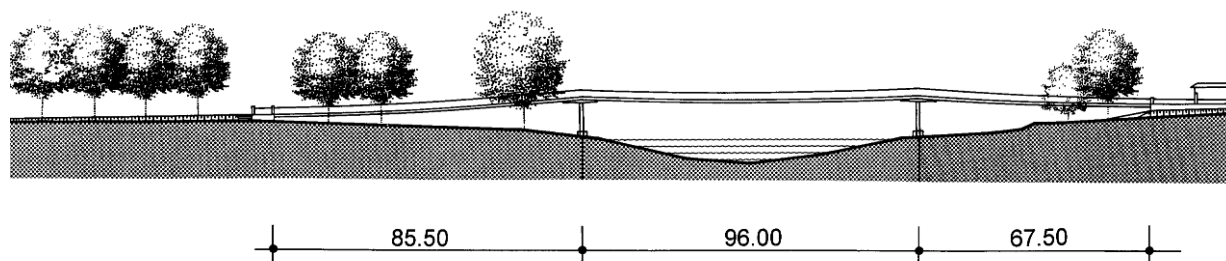
Obr. 3.9 Sacramento River Trail Bridge – příčný řez, podélný řez, půdorys

Lávka v Praze Troji

V letech 1978 – 1985 bylo firmou Dopravní stavby Olomouc pod vedením J. Stráského navrženo sedm lávek z předpjatého pásu podobného uspořádání [37], [44]. Tyto lávky byly firmou označeny jako DS-L mosty. Lávka v Praze Troji (**Obr. 3.10**) je jednou z nich.

Lávka o třech polích s rozpětími 85,5 m, 96,0 m a 67,5 m s celkovou délkou 261,2 m přes řeku Vltava spojuje pražskou čtvrť Troja s Císařským ostrovem. Vzepětí lávky v polovinách jednotlivých polí je 1,34 m, 1,69 m a 0,84 m. Předpjatý pás je složen z dvou typů prefabrikovaných segmentů šířky 3,8 m, výšky 0,3 m. První je s kazetovým vylehčením při spodním povrchu a druhý bez vylehčení navrhovaný u opěr. Dále je pás složen z monolitických náběhovaných sedel, s jejichž pomocí je rámově spojen s pilíři. Pilíře jsou v dolní části opatřeny vrubovými klouby umožňujícími pootočení v podélném směru mostu. Pás je vetknut do opěr. Velké ohybové namáhání pásu je v oblasti opěr redukováno neoprenovými podložkami. Velká horizontální síla od předpětí je přenesena do podloží kombinací stěnových diafragmat a mikropilot. Lávka byla opět stavěna postupem uvedeným v kapitole 3.1 nezávisle na terénu pod ní.

Lávka byla podrobena statické a dynamické zkoušce a správnost návrhu ověřila i povodeň, která v roce 2001 konstrukci zcela zaplavila. Po pečlivém zkoumání lávky po povodni bylo prokázáno, že konstrukce neutrpěla žádná poškození. Po opravě příslušenství tak může opět sloužit veřejnosti.



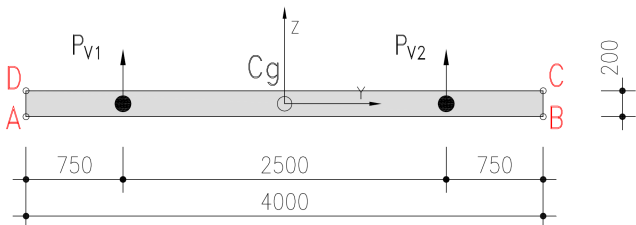
Obr. 3.10 Lávka v Praze Troji

Dalšími příklady realizací předpjatého pásu jsou např. Freiburg Bridge v Německu (1970), Lignon-Löex Bridge ve Švýcarsku (1971), Yumetsuri Bridge (1996) [4] a Tonbo No Hashi Bridge (1996) [16] v Japonsku nebo lávka pro pěší přes řeku Rogue v Grants Pass v Oregonu v USA (2000).

U nás bylo také realizováno několik těchto pozoruhodných konstrukcí (DS-L mosty [44]). První konstrukcí z předpjatého pásu v České republice byla lávka pro pěší přes řeku Svratku v Brně – Bystrci (1980). Jedná se o konstrukci o jednom poli s rozpětím 63 m a vzepětím uprostřed rozpětí 1,2 m. Stejné parametry má konstrukce lávky pro pěší postavená přes řeku Moravu v Kroměříži (1983) a přes řeku Ohři v Radonicích (1984). Další realizací je lávka přes řeku Bečvu v Přerově (1983), přes řeku Svratku v Brně Komíně (1985) a přemostění řeky Labe v Nymburku (1985).

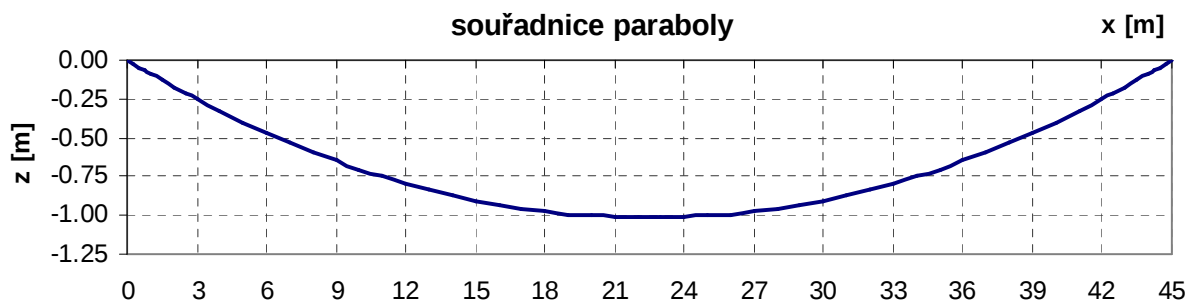
3.3. Statická analýza přímého předpjatého pásu

Abychom pochopili chování půdorysně zakřiveného předpjatého pásu, je nutné nejprve vyjít z pásu přímého. Po mnoha provedených studiích byla zvolena lávka středního rozpětí o velikosti 45 m. Průřez byl zvolen pro jednoduchost obdélníkový 4 m x 0,2 m. Maximální sklon pásu ve finálním stavu 8 %. Předpínací kabely 4x 22 lan Ls 15,7 – 1860 s mezí pevnosti $\sigma_p = 1860$ MPa. Uvažováno vnější předpětí s kabely vedenými pod betonovou deskou s maximálním přípustným napětím v kabelech $0,65 \sigma_p$.

Průřez	Materiálové charakteristiky	Průřezové charakteristiky
kabel 1,2: 2x22 lanný kabel 	$E = 34,1 \text{ GPa}$ $G = 14,2 \text{ GPa}$ $\alpha_t = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$ $\gamma = 25,0 \text{ kN/m}^3$	$A = 0,8 \text{ m}^2$ $I_y = 0,00267 \text{ m}^4$ $I_z = 1,06667 \text{ m}^4$ $I_x = 0,01067 \text{ m}^4$
Nosné a přepínací kabely: 4x 22 lan	$E = 195 \text{ GPa}$ $\alpha_t = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$ $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$	$A_{lana} = 150 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$

Tab. 3.1 Průřezové a materiálové charakteristiky jednotlivých prvků konstrukce

Síla H_k od nosných kabelů tak byla stanovena na 5000 kN. Při tíze mostovky 20,07 kN/m, vychází počáteční průvès pásu $f_{\max} = 1,016$ m.



Obr. 3.11 z-ová souřadnice paraboly [m]

3.3.1. Výpočtová metoda

Základní výpočtovou metodou použitou pro analýzy prováděné v rámci této disertační práce byla metoda konečných prvků v její deformační variantě. V současné době je MKP nejrozšířenější nástroj statické a dynamické analýzy konstrukčních systémů, který je do detailů rozpracován a popsán v široké škále odborné literatury. Na metodě konečných prvků je založen také programový systém Ansys 10.0 [1], který byl používán při výpočtech a studiích prezentovaných v této práci.

Zatížení je u studovaných konstrukcí přenášeno do podpor tahovým namáháním kabelů a tenké betonové desky. Tyto konstrukce vykazují velké deformace od působících zatížení a během zatěžování se tak mění tuhost kterou vzdorují vnějšímu zatížení. Závislost mezi zatížením a deformací není lineární a konstrukce vykazují geometricky nelineární chování. Pokud provedeme lineární výpočet konstrukce, nedostaneme správný finální tvar pásu ani vnitřní síly. Matice tuhosti konstrukce $[K]$ je tak funkcí uzlových parametrů posunutí $\{u\}$. Systém nelineárních rovnic metody konečných prvků pak je zapsán rovnicí:

$$[K(u)]\{u\} = \{F\} \quad (3.10)$$

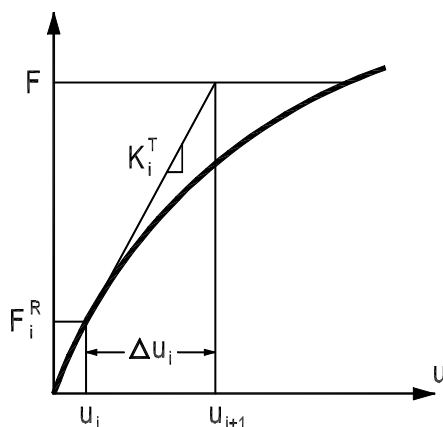
3.3.2. Newton-Raphsonova metoda

Rovnicí (3.10) je dán systém nelineárních rovnic pro neznámé parametry deformace $\{u\}$. Pro řešení tohoto systému rovnic je možné využít tzv. Newton-Raphsonovu metodu. Jedná se o iterační metodu řešení, jejíž základní algoritmus lze popsat rovnicemi:

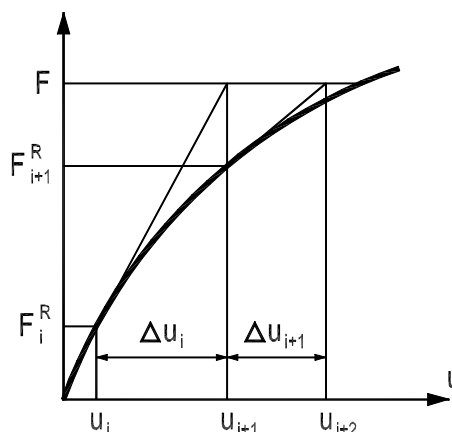
$$[K_i^T] \{\Delta u_i\} = \{F\} - \{F_i^R\} \quad (3.11)$$

$$\{u_{i+1}\} = \{u_i\} + \{\Delta u_i\} \quad (3.12)$$

kde $[K_i^T]$ je tečná matice tuhosti konstrukce, index i označuje aktuální krok iterace a $\{F_i^R\}$ označuje vektor přeneseného zatížení, které odpovídá vnitřním silám v konstrukci. Matice tuhosti $[K_i^T]$ a vektor přeneseného zatížení $\{F_i^R\}$ v daném kroku iterace jsou vždy určovány na základě vektoru deformací konstrukce $\{u_i\}$. Pravá strana rovnice (3.11) vyjadřuje tzv. nepřenesené zatížení, které je měřítkem nerovnováhy aktuálního stavu konstrukce.



Obr. 3.12 Newton-Raphsonova metoda – 1 krok



Obr. 3.13 Newton-Raphsonova metoda – následující krok

Algoritmus výpočtu lze rozdělit do následujících kroků:

- 1) Určení počátečního vektoru deformací $\{u_0\}$. Za tento vektor lze položit výsledek předcházejícího zatěžovacího stavu, nebo v případě, že se jedná o první zatěžovací stav, položit $\{u_0\} = \{0\}$.
- 2) Výpočet matice tuhosti $[K_i^T]$ pro další krok iterace a určení vektoru vnějšího zatížení $\{F_i^R\}$, který odpovídá vnitřním silám v konstrukci pro deformaci danou vektorem $\{u_i\}$ z předchozího kroku.
- 3) Výpočet přírůstku deformace $\{\Delta u_i\}$.
- 4) Výpočet další aproximace deformací konstrukce $\{u_{i+1}\}$ přičtením vypočtených přírůstků $\{u_{i+1}\}$ k vektoru $\{u_i\}$.
- 5) Opakování předchozích kroků, dokud není dosaženo rovnováhy. Iterace probíhá dokud není v rámci požadované přesnosti dosaženo rovnosti vektoru vnějšího zatížení $\{F\}$ a vektoru přeneseného zatížení $\{F_i^R\}$.

Tato metoda je rovněž integrovaná v řešiči použitého MKP systému Ansys 10.0 [1]. Během výpočtů bylo s výhodou využita schopnost systému Ansys provádět geometricky nelineární analýzu postupné výstavby konstrukce, kdy je nelineární výpočet rozdělen na jednotlivé na sebe navazující fáze. Části konstrukce jsou v rámci jednotlivých fází výpočtu zatěžovány a postupně vznikají nebo zanikají tak, aby byl co nejpřesněji vystižen skutečný postup výstavby. V rámci každé fáze výpočtu je vždy provedeno iterační řešení pomocí Newton-Raphsonovy metody. Pro následující fázi lze poté upravit zatížení výpočtového modelu okrajové podmínky a „rozmrazit“ (nebo „zmrazit“) konečné prvky reprezentující vznikající (nebo zanikající) části konstrukce v dané fázi. Aktivované nebo deaktivované prvky jsou tak přidány nebo odebrány z globální matice tuhosti konstrukce. Přesněji řečeno, tuhost deaktivovaných konečných prvků je v matici tuhosti vynásobena konstantou $1 \cdot 10^{-6}$. Nelineární výpočet další fáze poté pokračuje na takto upraveném modelu. Jednotlivé fáze

výpočtu jsou v programu definovány jako uzly časové osy postupného výpočtu a jsou označovány jako time 1, time 2, time 3 atd.

3.3.3. Kritéria konvergence

Konvergence iteračního řešení byla ve výpočtu systémem Ansys sledována pomocí konvergenčních kritérií obecně zapsaných vztahy:

$$\|\{R_i\}\| \leq \varepsilon_R \cdot R_{ref} \quad (3.13)$$

$$\|\{\Delta u_i\}\| \leq \varepsilon_u \cdot u_{ref} \quad (3.14)$$

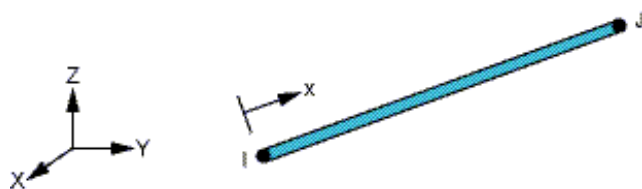
kde vektor $\{R_i\}$ je dán rozdílem mezi vektorem vnějšího zatížení $\{F\}$ a vektorem přeneseného zatížení $\{F_i^R\}$, který odpovídá vnitřním silám v konstrukci. Vektor $\{R_i\}$ popisuje nepřenesené zatížení v daném iteračním kroku i . Vektor $\{\Delta u_i\}$ je přírůstek deformace v i -tém kroku iterace. Euklidovská norma vektoru $\{R_i\}$ a $\{\Delta u_i\}$ je potom porovnávána s referenční hodnotou síly R_{ref} a deformace u_{ref} přenásobenými tolerancí dané veličiny ε_R resp. ε_u . Hodnoty referenčních hodnot a tolerancí jsou volitelné vstupní parametry nelineárního výpočtu v Ansysu.

Kritériem pro ukončení iteračního výpočtu v následujících řešeních, bylo nepřekročení velikosti 1 mm deformace v libovolném uzlu konstrukce v aktuálním kroku výpočtu. Kontrolními výpočty s řádově vyššími přesnostmi potvrdily dostatečnou přesnost tohoto kritéria.

3.3.4. Konečné prvky použité ve výpočtových modelech

Pro sestavení výpočtového modelu studované konstrukce a pro další výpočtové modely, které byla použity v rámci této disertační práce, byly použity prutové a plošné prvky ze základní knihovny systému Ansys 10.0. V následujícím textu jsou uvedeny stručné charakteristiky jednotlivých prvků a jejich použití ve výpočtových modelech. Detailní popis prvků je uveden v [1].

LINK8



Obr. 3.14 Prvek LINK8

Tento prostorový prvek byl využit k modelování kabelů. Jedná se o prutový prvek se třemi stupni volnosti v každém uzlu. Přenáší pouze tahovou nebo tlakovou osovou sílu, nemá žádnou ohybovou ani torzní tuhost. V konstrukci se chová jako kloubově

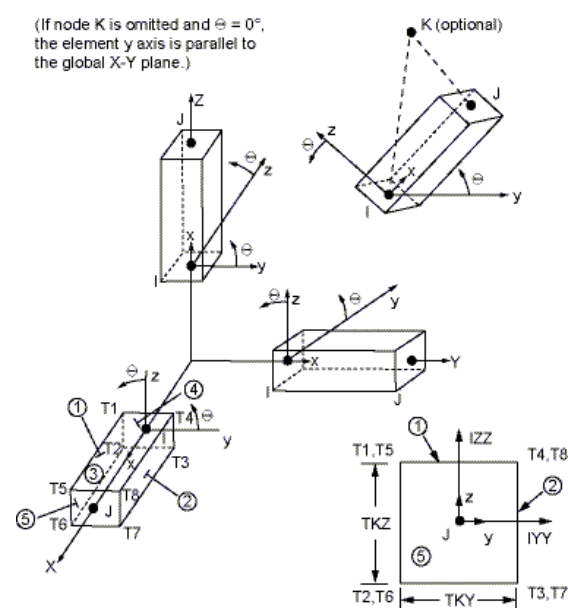
připojený. Schematicky je prvek naznačen na **Obr. 3.14**. Průřezové a materiálové charakteristiky definující tento prvek jsou uvedeny v **Tab. 3.2**. S výhodou bylo využito možnosti zadání počátečního poměrného přetvoření prvku, které definovalo počáteční osovou

sílu modelovaného lana. Prvek lze použít při geometricky nelineárních výpočtech studovaných konstrukcí, přičemž do matice tuhosti lze zahrnout tzv. „stress stiffening“. Tento efekt představuje jisté ztužení konstrukce vlivem její napjatosti.

Počet uzlů :	2
Stupně volnosti v uzlu :	U_x, U_y, U_z
Průřezové charakteristiky :	Area, Instr
Materiálové charakteristiky :	$E_x, \alpha_{px}, \text{Dens}$

Tab. 3.2 Parametry prvku LINK8

BEAM4



Jedná se o prostorový prvek s osovou, ohybovou a torzní tuhostí, který má šest stupňů volnosti v každém uzlu. Lze jím modelovat prutové prvky v konstrukci s konstantními průřezovými charakteristikami po délce prvku.

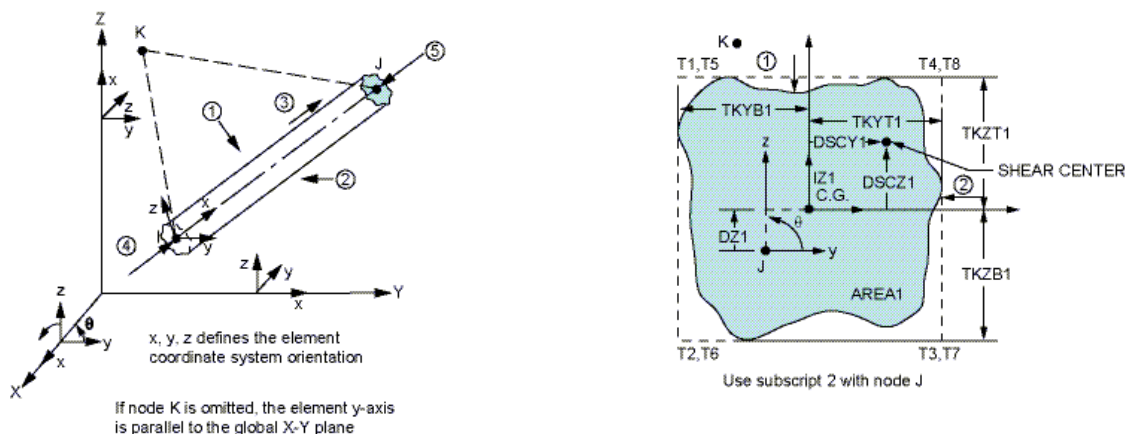
Stejně jako prvek LINK8 umožňuje zohlednit ve výpočtu velké deformace a „stress stiffening“.

Schematicky je prvek naznačen na **Obr. 3.15**. Průřezové a materiálové charakteristiky definující tento prvek jsou uvedeny v **Tab. 3.3**.

Obr. 3.15 Prvek BEAM4

Počet uzlů :	2
Stupně volnosti v uzlu :	$U_x, U_y, U_z, Rot_x, Rot_y, Rot_z$
Průřezové charakteristiky :	Area, Izz, Iyy, Tkz, Tky, Theta, Istrn, Ixx, Shearz, Sheary, Spin, Addmas
Materiálové charakteristiky :	$E_x, \alpha_{px}, \text{Dens}, G_{xy}$

Tab. 3.3 Parametry prvku BEAM4

BEAM44**Obr. 3.16** Prvek BEAM44

Pro modelování částí konstrukcí s proměnným průřezem bylo použito prutového prostorového prvku BEAM44. Je to klasický prutový prvek s osovou, ohybovou a torzní tuhostí doplněný však o možnost zadání excentricity připojení v obou uzlech a o možnost zadání lineárně proměnného průřezu po délce prvku. Lze rovněž zadat souřadnice polohy středu smyku vůči těžišti. Prvek má v každém uzlu šest stupňů volnosti. Schematicky je prvek naznačen na **Obr. 3.16**. Průřezové a materiálové charakteristiky definující tento prvek jsou uvedeny v **Tab. 3.4**.

Počet uzlů :	2
Stupně volnosti v uzlu :	$U_x, U_y, U_z, Rot_x, Rot_y, Rot_z$
Průřezové charakteristiky :	$Area1, Iz1, Iy1, Tkzb1, Tkyb1, Ix1,$ $Area2, Iz2, Iy2, Tkzb2, Tkyb2, Ix2,$ $Dx1, Dy1, Dz1, Dx2, Dy2, Dz2,$ $ShearZ, ShearY, Tkzt1, Tkyt1, Tkzt2, Tkyt2,$ $AresZ1, AresY1, AresZ2, AresY2, Ts1, Ts2,$ $Dscz1, Dscy1, Dscz2, Dscy2, EfsZ, EfsY,$ $Y1, Z1, Y2, Z2, Y3, Z3,$ $Y4, Z4, Y1, Z1, Y2, Z2,$ $Y3, Z3, Y4, Z4, Theta, Istrn,$ $Addmas$
Materiálové charakteristiky :	$E_x, \alpha_{px}, Dens, G_{xy}$

Tab. 3.4 Parametry prvku BEAM44

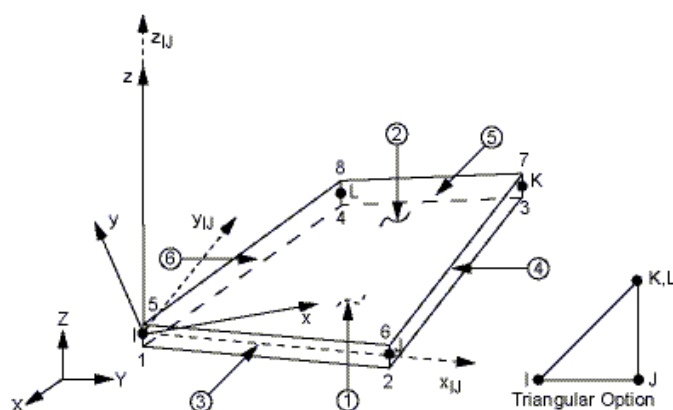
BEAM188

Jedná se o lineární (dvouuzlový) 3D prvek se šesti stupni volnosti v každém uzlu. Tento prvek umožňuje zadání skutečného tvaru průřezu (tzv. section). Průřez lze zadat do programu pomocí ploch a program pak sám dopočítává průřezové charakteristiky včetně středu smyku.

Prvek lze použít při geometricky nelineárních výpočtech studovaných konstrukcí. Použita byla i možnost zadání nelineárních materiálových modelů (např. výpočet s vlivem plasticity průřezu). Rovněž lze zadat lineárně proměnný průřez po délce prvku.

Počet uzlů :	2
Stupně volnosti v uzlu :	$U_x, U_y, U_z, Rot_x, Rot_y, Rot_z$
Průřezové charakteristiky :	<i>Addmas</i>
Materiálové charakteristiky :	$E_x, \text{Alp}_x, \text{Dens}, G_{xy}, G_{yz}, G_{xz}$

Tab. 3.5 Parametry prvku BEAM188

SHELL43

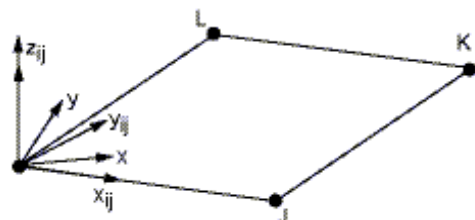
Tento prvek byl využit v deskostěnových úlohách. Jedná se o čtyřuzlový prvek se šesti stupni volnosti v každém uzlu. Lze zadat izotropní i ortotropní chování. Umožňuje též nerovinnou deformaci prvku (po zdeformování nemusí ležet všechny uzly prvku v jedné rovině).

Obr. 3.17 Prvek SHELL43

Schematicky je prvek naznačen na **Obr. 3.17**. Průřezové a materiálové charakteristiky definující tento prvek jsou uvedeny v **Tab. 3.6**.

Počet uzlů :	4
Stupně volnosti v uzlu :	$U_x, U_y, U_z, Rot_x, Rot_y, Rot_z$
Průřezové charakteristiky :	$Tk(I), Tk(J), Tk(K), Tk(L), \text{Theta}$
Materiálové charakteristiky :	$E_x, E_y, E_z, \text{Alp}_x, \text{Alp}_y, \text{Alp}_z, G_{xy}, G_{yz}, G_{xz}, \text{Dens}$

Tab. 3.6 Parametry prvku SHELL43

SURF154**Obr. 3.18** Prvek SURF154

Výše popsaný skořepinový prvek má velmi omezené možnosti zadávání plošného zatížení a jeho automatické transformace do uzlových hodnot. Pro zadávání zatížení chodci, které je definováno vždy ve svislém směru a ne ve směru kolmém na střednicovou rovinu byl použit speciální interface představovaný 3D plošným prvkem SURF154. Prvek je navržen pro řadu různých aplikací, jednotlivé vlastnosti a chování prvku jsou ovládány volbou jednotlivých řídicích parametrů. Základní charakteristika prvku v použité variantě je uvedena v

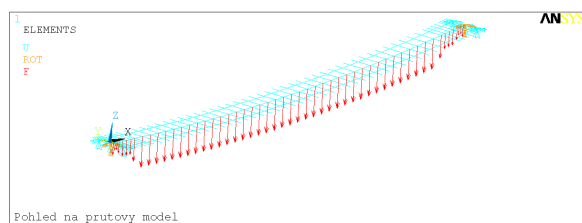
Tab. 3.7. Prvek SURF154 je ve výpočtových modelech vždy vygenerován v soumězné poloze se skořepinovým prvkem SHELL43. Oba prvky tak mají shodnou geometrii a společně stupně volnosti. Prvek SURF154 však nemá žádnou tuhost a slouží pouze k zadávání plošného zatížení ve směru libovolného jednotkového vektoru v globálním souřadném systému.

Počet uzlů :	4
Stupně volnosti v uzlu :	U_x, U_y, U_z
Průřezové charakteristiky :	-
Materiálové charakteristiky :	-

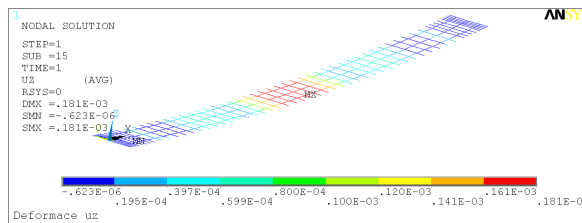
Tab. 3.7 Parametry prvku SURF154

3.3.5. Výsledky ve výchozím stavu

Ve výchozím stavu jsou napnuty pouze nosné kabely a na ně umístěny betonové segmenty mostovky. Deformace pásu je nulová, neboť spojitě zatížení tíhou mostovky je vyrovnáváno radiálním účinkem nosných kabelů. Tudíž je beton v této fázi bez napětí.



Obr. 3.19 Výpočtový model



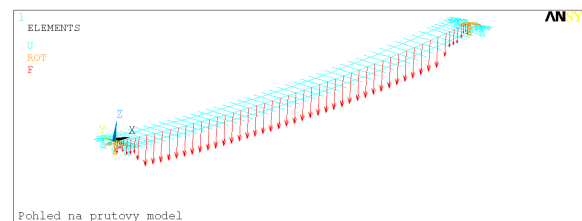
Obr. 3.20 Deformace [m]

3.3.6. Výsledky ve finálním stavu

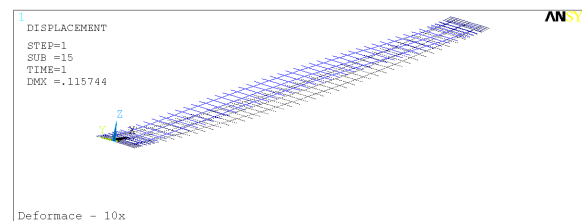
V následující fázi se napnou předpínací kabely. Pás se vlivem radiálních sil deformuje směrem nahoru (u_z), průvřez pásu se tedy zmenší a konstrukce se dostane do předem požadované geometrie při průvřezu f a s maximálním sklonem 8 % u podpor.

$$f = \frac{tg \varphi_{\max} \cdot l}{4} = \frac{0,08 \cdot 45}{4} = 0,9m$$

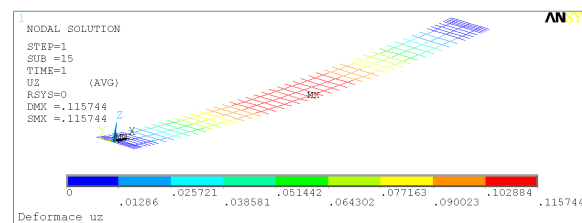
$$f = f_{\max} - u_z = 1,016 - 0,116 = 0,9m$$
(3.15)



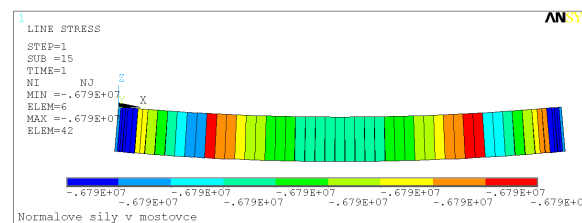
Obr. 3.21 Výpočtový model



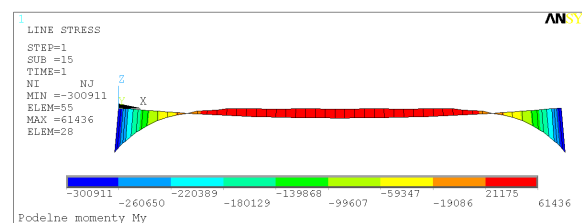
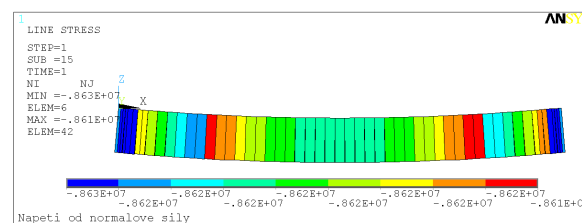
Obr. 3.22 Deformace [m]



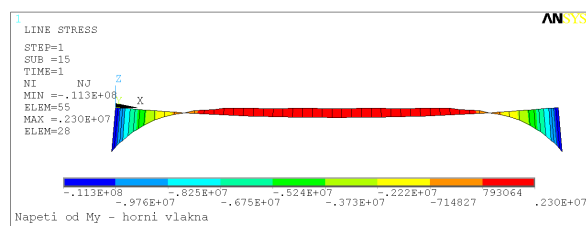
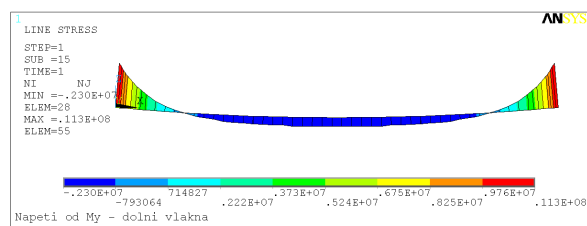
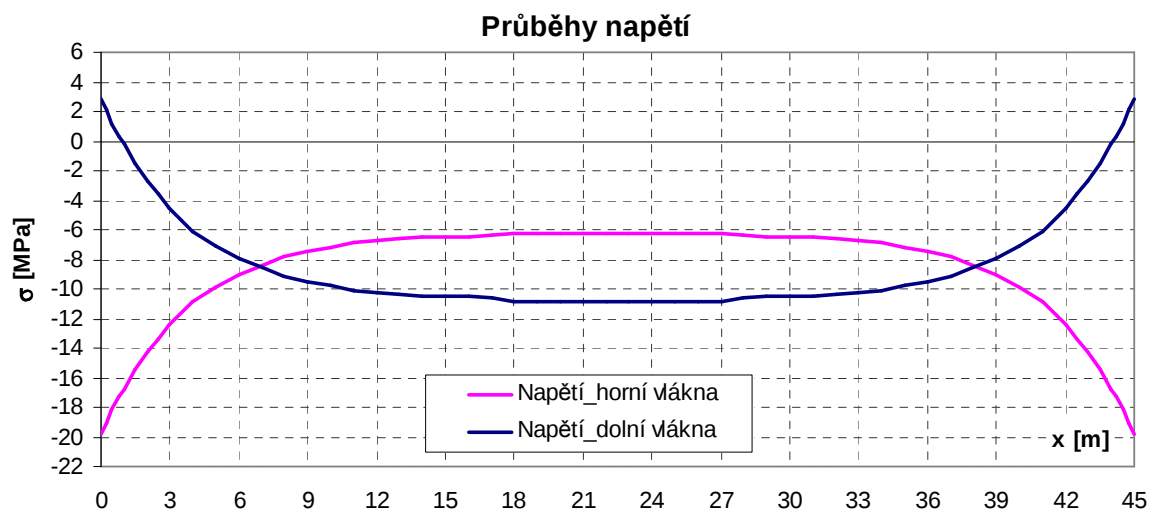
Obr. 3.23 Deformace [m]



Obr. 3.24 Normálová síla [N]

Obr. 3.25 Ohybový moment M_y [Nm]

Obr. 3.26 Napětí od normálové síly [Pa]

Obr. 3.27 Napětí od M_y – horní vlákna [Pa]Obr. 3.28 Napětí od M_y – dolní vlákna [Pa]

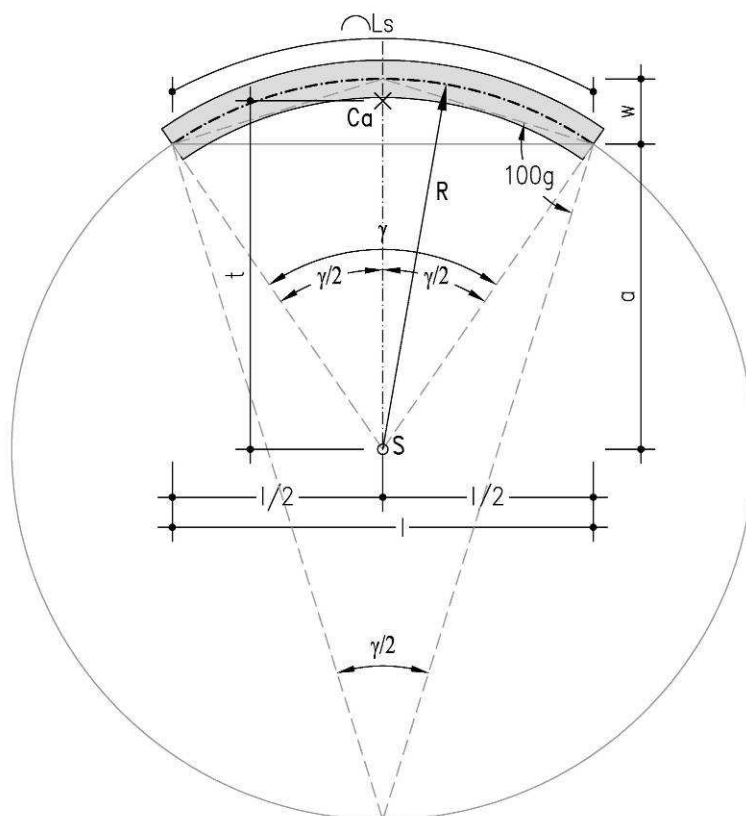
Obr. 3.29 Napětí v horních a dolních vláknech průřezu [MPa]

Velké ohybové namáhání u podpěr se dá vyřešit mnoha způsoby popsanými např. v [37]. V tomto případě byl použit parabolicky náběh výšky 0,4 m délky 4 m.

4. Studie půdorysně zakřiveného předpjatého pásu

4.1. Geometrické parametry půdorysného oblouku

Konstrukce je v půdoryse vedena v kružnicovém oblouku. Charakteristika půdorysného oblouku je dána zpravidla rozpětím l a vzepětím w . Těmito dvěma veličinami lze vyjádřit všechny jiné veličiny a to jak délkové tak úhlové.



Obr. 4.1 Geometrické parametry půdorysného oblouku

Z Pythagorovy věty vyplývá:

$$a^2 + (l/2)^2 = R^2 \quad (4.1)$$

Také platí:

$$a = R - w \quad (4.2)$$

Po úpravách dostáváme vzorec pro výpočet poloměru půdorysného zakřivení R ve tvaru:

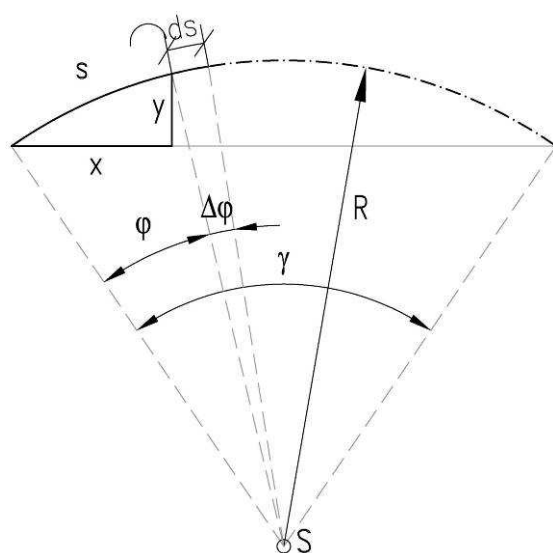
$$R = \frac{w^2 + (\frac{l}{2})^2}{2w} \quad (4.3)$$

Středový úhel γ spočteme z:

$$\gamma/2 = \arcsin \frac{l}{2R} \quad (4.4)$$

Vzdálenost t od středu kružnicového oblouku k těžišti uvažované zatížené části oblouku Ca o středovém úhlu γ (v obloukové míře) se spočte:

$$t = R \frac{\sin \frac{\gamma}{2}}{\frac{\gamma}{2}} \quad (4.5)$$



Libovolný bod po střednici oblouku vyřešíme nejlépe v polárních souřadnicích R, φ .

Obr. 4.2 Výpočet souřadnic bodů oblouku

Bod střednice má pak souřadnice:

$$\begin{aligned} x &= R \left[\sin \frac{\gamma}{2} - \sin \left(\frac{\gamma}{2} - \varphi \right) \right] \\ y &= -R \left[\cos \frac{\gamma}{2} - \cos \left(\frac{\gamma}{2} - \varphi \right) \right] \end{aligned} \quad (4.6)$$

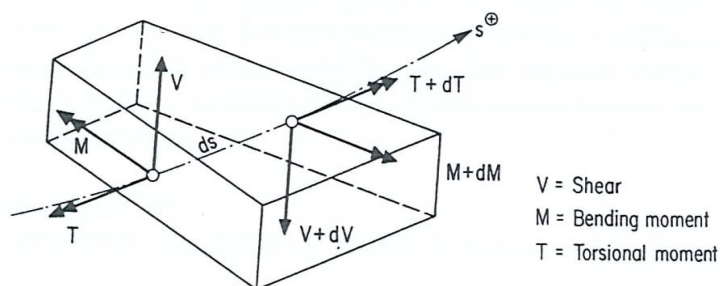
Délka oblouku a elementu oblouku v půdoryse jsou:

$$\begin{aligned} s &= R \cdot \varphi \\ ds &= R \cdot d\varphi \end{aligned} \quad (4.7)$$

4.2. Výpočet vnitřních sil na prutu s půdorysně zakřivenou střednicí

Půdorysně zakřivený nosník se též nazývá „balkónový nosník“, stejný způsob výpočtu se uplatňuje i u příčně zatížených obloucích.

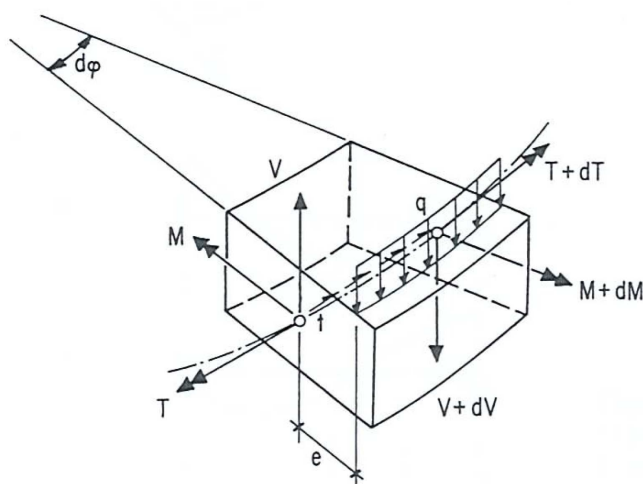
Vnější síly od účinků zatížení působící na rovinu střednice dávají výslednici, kterou rozložíme na tři složky: posouvající sílu V , ohybový moment M a kroutící moment T . V počátečním řezu výseku nosníku působí složky V, M, T , v průřezu vzdáleném o $d\varphi$ v délce ds působí složky $V+dV, M+dM, T+dT$ (**Obr. 4.3**).



Obr. 4.3 Element přodorysně zakřiveného nosníku

Z podmínek rovnováhy na elementu zatíženém podle Obr. 4.4 můžeme sestavit po důležitých úpravách tyto tři rovnice rovnováhy pro zakřivený prut:

$$\begin{aligned} \frac{dV}{ds} &= -q \\ \frac{dT}{ds} + \frac{M}{R} &= -eq - t \\ \frac{dM}{ds} - \frac{T}{R} &= V \end{aligned} \quad (4.8)$$



Obr. 4.4 Zatížení působící na element

První rovnice je podobná vztahu platnému pro derivaci posouvající síly u přímého prutu $\frac{dV}{dx} = -q$. Posouvající síla je tedy maximální a minimální na začátku a konci zatížení. Naproti tomu z třetí podmínky vyplývá, že extrém ohybového momentu se nenachází v místech nulové posouvající síly. Dále je zřejmé, že extrém kroutícího momentu leží v místech nulového ohybového momentu za předpokladu, že prut není spojitě zatížen zkrucujícími momenty.

Pokud ve druhé podmínce položíme $R = \infty$, pak $ds = dx$ a křivý prut přejde na přímý, kde $M/R = 0$. Uvedený výraz dostane tvar: $\frac{dT}{dx} = -eq - t$, což je obdoba vztahu pro derivaci posouvající síly u přímých prutů. Průběh kroutícího momentu T od spojitě zkrucujícího

momentu bude mít tudíž stejný průběh jako průběh posouvající síly V od spojitého rovnoměrného zatížení.

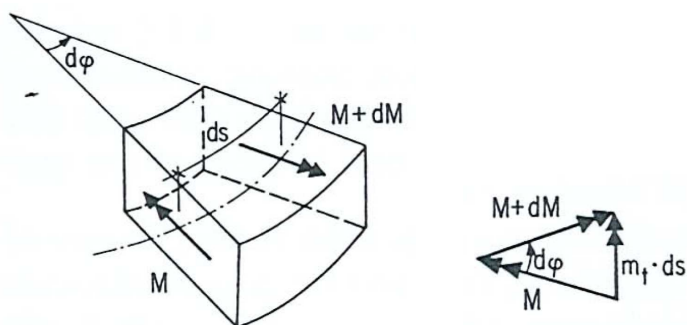
Z Obr. 4.5 je zřejmé, že pokud na diferenciálním elementu přodorysně zakřiveného nosníku vektorově sečteme ohybové momenty M a $M+dM$ dostaneme výslednici $m_t \cdot ds$. Jelikož se jedná o tečnu podélné osy elementu, můžeme ji považovat za kroucení.

$$m_t \cdot ds = M \cdot d\varphi$$

$$ds = R \cdot d\varphi$$

$$m_t = \frac{M}{R}$$

(4.9)



Kroucí moment je v těchto konstrukcích způsoben nejen samotným kroucením, ale také ohybem z podélného směru.

Obr. 4.5 Rovnováha ohybových momentů a kroucení na elementu

4.3. Výpočet půdorysně zakřiveného předpjatého pásu

4.3.1. Model A

Protože půdorysně zakřivený předpjatý pás nemůžeme stavět bez skruže postupem uvedeným v kapitole 3.1, musel být postup výstavby upraven. Konstrukce je vybetonovaná (nebo smontována ze segmentů a následně zmonolitněna) na pevné skruži a následně předeprnuta. Odpadá tedy fáze popsaná výše jako výchozí stav. Kabely již nerozlišujeme na nosné a přepínací, neboť se napínají najednou.

Přímý předpjatý pás na rozpětí 45 m, který byl popsán v kapitole 3.3, byl v půdoryse zakřiven kružnicovým obloukem o poloměru 39,661 m (hodnota vychází ze vzepětí $w = 7$ m).

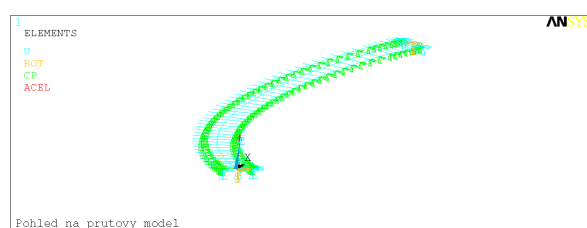
$$R = \frac{w^2 + \left(\frac{l}{2}\right)^2}{2w} = \frac{7,0^2 + \left(\frac{45,0}{2}\right)^2}{2 \cdot 7,0} = 39,661 \text{ m} \quad (4.10)$$

$$\gamma = 2 \cdot \arcsin \frac{l}{2R} = 2 \cdot \arcsin \frac{45,0}{2 \cdot 39,661} = 1,2065 \text{ rad}$$

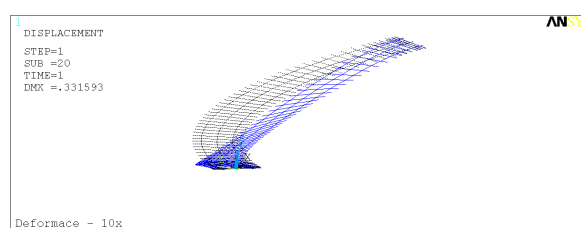
Změnila se tedy pouze geometrie předpjatého pásu v půdoryse. Všechny ostatní parametry jako souřadnice ve směru osy z, materiálové a průřezové charakteristiky, počet lan a síly v lanech zůstaly nezměněny. Nepatrně se vlivem půdorysného zakřivení změnil délka pásů měřená v půdorysném průmětu L_s .

$$L_s = R \cdot \gamma = 39,661 \cdot 1,2065 = 47,850 \text{ m} \quad (4.11)$$

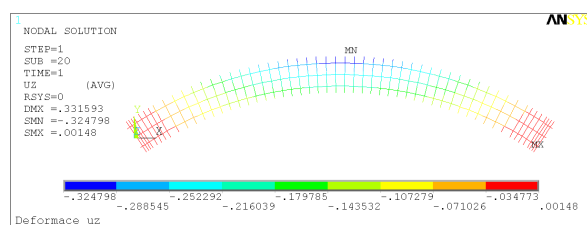
Výsledky výpočtu modelu A ve finálním stavu (pouze vlastní tíha):



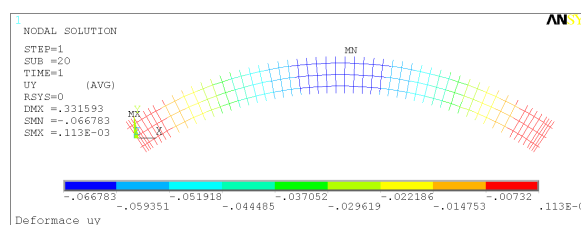
Obr. 4.6 Výpočtový model



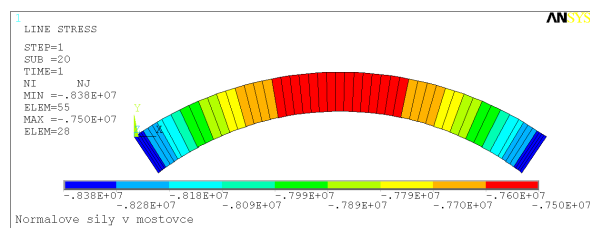
Obr. 4.7 Deformace [m]



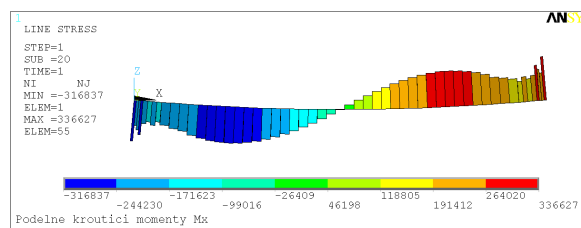
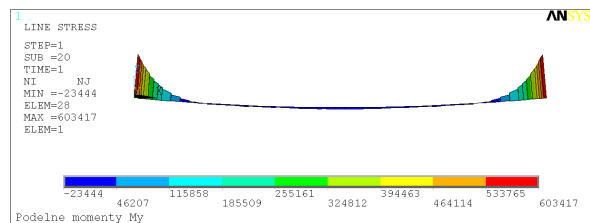
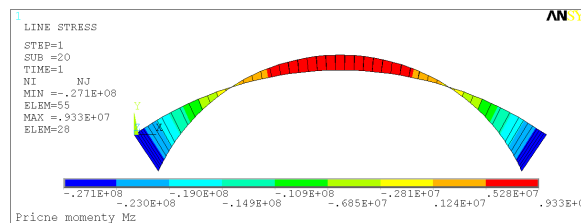
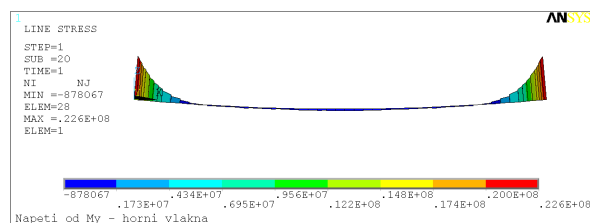
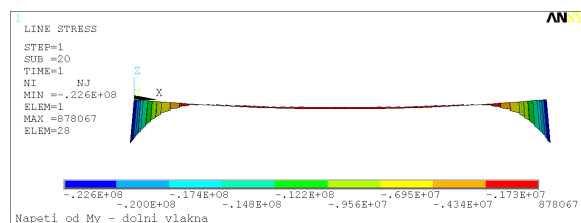
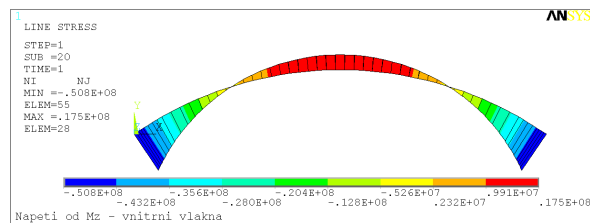
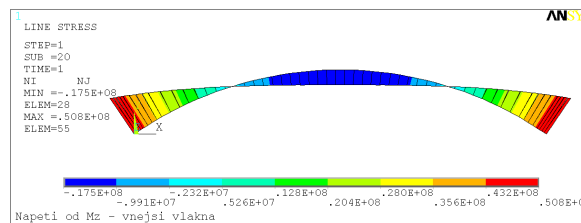
Obr. 4.8 Deformace uz – svislý směr [m]



Obr. 4.9 Deformace uy – vodorovný směr [m]



Obr. 4.10 Normálová síla [N]

Obr. 4.11 Krouticí moment M_x [Nm]Obr. 4.12 Ohybový moment M_y [Nm]Obr. 4.13 Ohybový moment M_z [Nm]Obr. 4.14 Napětí od M_y – horní vlákna [Pa]Obr. 4.15 Napětí od M_y – dolní vlákna [Pa]Obr. 4.16 Napětí od M_z – vnitřní vlákna [Pa]Obr. 4.17 Napětí od M_z – vnější vlákna [Pa]

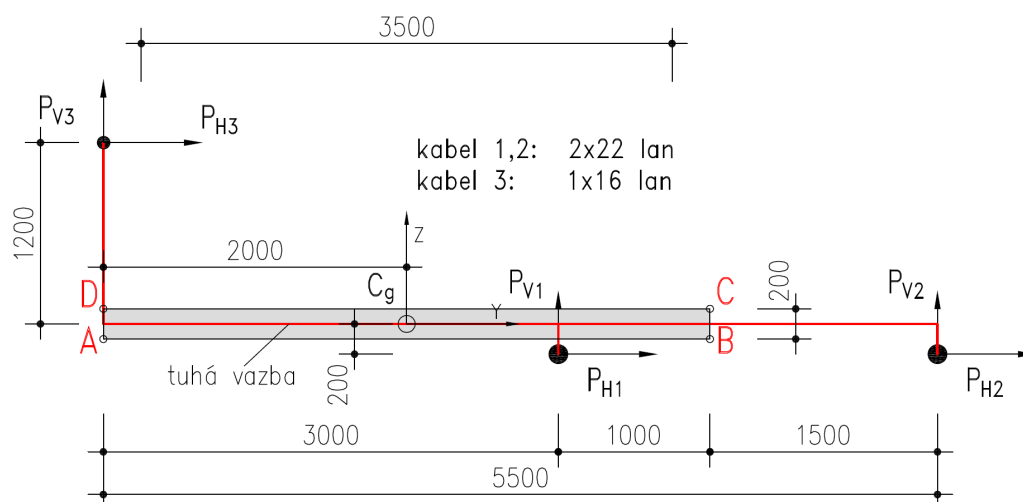
Srovnání modelu A s přímým předpjetým pásem:

Z hlediska deformací ve svislém směru se přodorysně zakřivený pás deformuje více na vnějším okraji. Ve vodorovném směru se díky radiálním silám deformuje dovnitř přodorysného oblouku. Z obrázků je zřejmé, že se přodorysně zakřivený pás ani nezvedne z počáteční geometrie a deformuje se směrem dolů. Zadané kabely tedy nejsou dostatečné ke zvednutí pásu do požadované geometrie finálního stavu. Díky tomu dostáváme moment M_y s opačným znaménkem než u pásu přímého.

Při geometricky nelineárním výpočtu se konstrukce od účinků vlastní tíhy deformuje směrem dovnitř přodorysného oblouku. Vzniká deformace u_y a příčný ohybový moment M_z v mostovce. Zatímco přímý předpjetý pás odolává zatížení přírůstkem normálové síly, neboť ohybová tuhost v podélném směru je malá, přodorysně zakřivený pás odolává přírůstkem příčného ohybového momentu, neboť tuhost v příčném směru je mnohem vyšší než ve směru podélném.

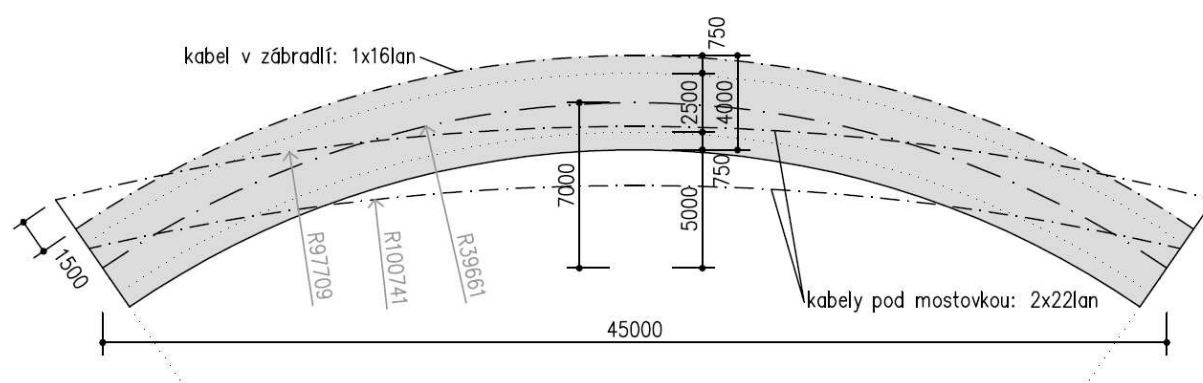
4.3.2. Model B

Z důvodu vyrovnaní konstrukce v příčném směru a tím i kroucení byl přidán 1x 16-ti lanný kabel vedený v zábradlí na vnější straně půdorysného oblouku (**Obr. 4.18**). Tento kabel působí na konstrukci jak svislými (P_{V3}) tak i vodorovnými radiálními silami (P_{H3}). Obě tyto radiální síly krotí správným směrem k vyrovnaní lávky v příčném směru.

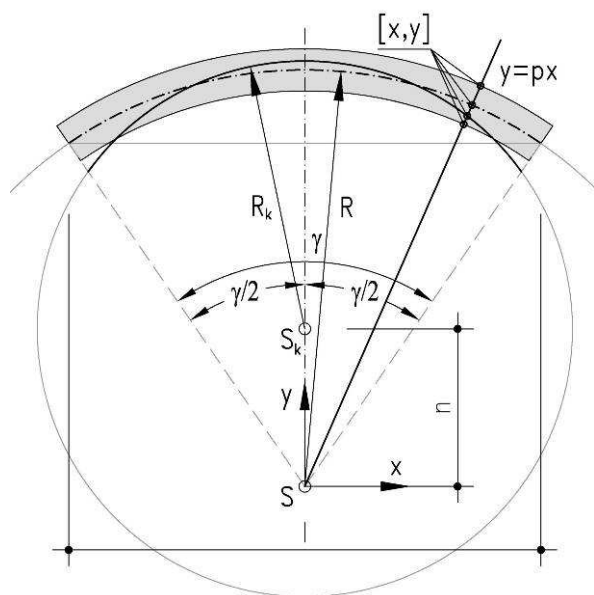


Obr. 4.18 Příčný řez výpočtového modelu B v polovině rozpětí

Moment M_z byl příliš velký a konstrukce by ho nepřenesla, proto byla dráha kabelů vyosena tak, aby byla minimalizována příčná deformace a tím i příčný ohybový moment (**Obr. 4.19**). Kabely bylo nyní nutné situovat pod betonový průřez.



Obr. 4.19 Půdorys výpočtového modelu B



Obr. 4.20 Parametrizace drah kabelů v půdoryse

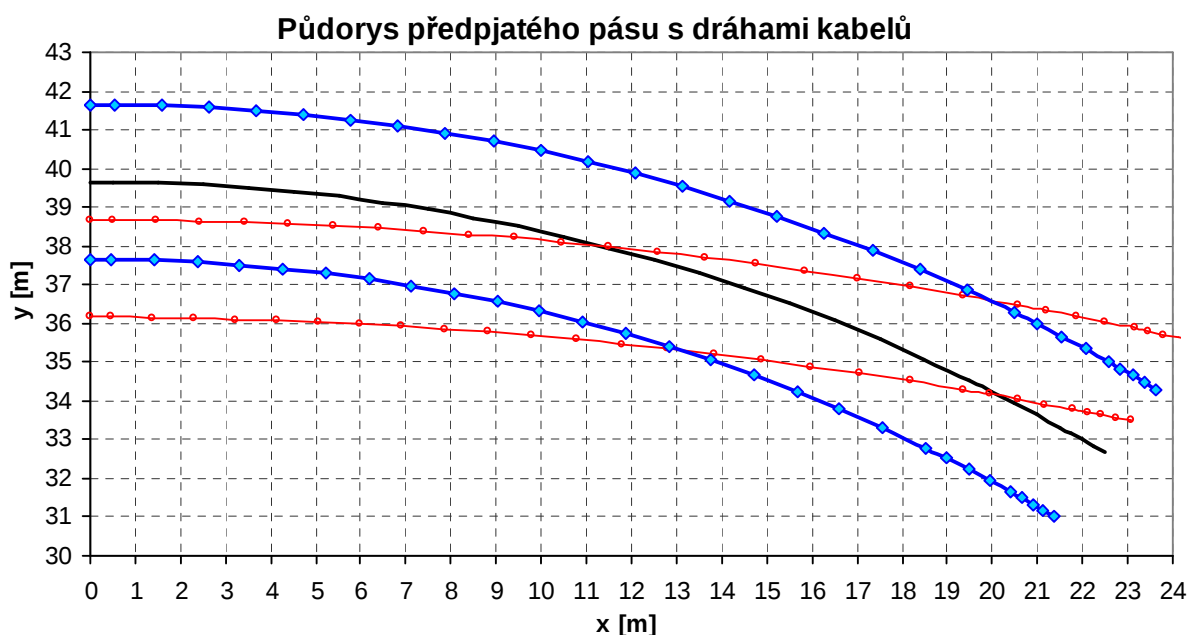
Nalezení optimální geometrie vedení kabelů v půdoryse bylo velice obtížné, proto byly dráhy parametrizovány v Excelu podle následujícího postupu (**Obr. 4.20**). Byl hledán průnik přímky dané rovnicí (4.12) s rovnicí kružnice střednice, kabelů, vnější a vnitřní hrany průřezu. Kružnice jsou popsány obecnou rovnicí (4.13). Průnikem přímky s kružnicí kabelu a následnou úpravou dostáváme vzorec (4.14) pomocí něhož nalezneme souřadnice bodů, které byly následně použity ve výpočtovém modelu konstrukce. Obdobně bylo postupováno při výpočtu bodů střednice a obrysových hran průřezu.

$$y = px \quad (4.12)$$

$$(x - m)^2 + (y - n)^2 = R^2 \quad (4.13)$$

$$x_{1,2} = \frac{p \cdot n \pm \sqrt{R_k^2 (1 + p^2) - n^2}}{(1 + p^2)} \quad (4.14)$$

Souřadnice bodů v půdoryse použitých do výpočtového modelu jsou znázorněny na (**Obr. 4.21**). Výpočet postupoval iteračně, kdy se měnila geometrie kabelů v půdoryse tak aby byly příčné ohybové momenty M_z v konstrukci co nejmenší.



Obr. 4.21 Souřadnice bodů výpočtového modelu B v půdoryse

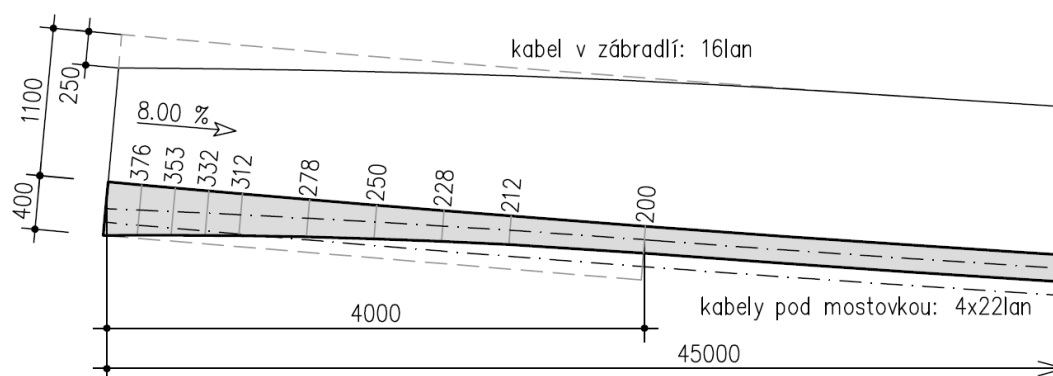
Excentricita horního kabelu vedeného v zábradlí je u podpor redukována. Je to jednak proto, aby se dal kabel jednodušeji zakotvit a také proto, že se tím snížší kroutící a podélné ohybové momenty v konstrukci (**Obr. 4.23**). Velké ohybové namáhání od podélného momentu M_y se dá vyřešit různými způsoby popsány např. v [37]. V tomto případě byl použit parabolický náběh výšky 0,4 m délky 4 m. Náběh je

Obr. 4.22 Tvar podélného náběhu

vykreslen na **Obr. 4.22**. Tvar paraboly můžeme popsat pomocí rovnice:

$$x^2 = 2pz \rightarrow p = \frac{x^2}{2z} = \frac{4,0^2}{2 \cdot 0,2} = 40$$

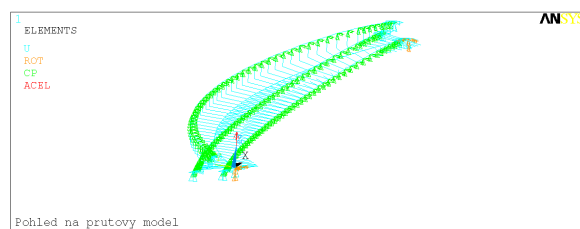
$$z = \frac{x^2}{2p} = \frac{x^2}{80}$$
(4.15)



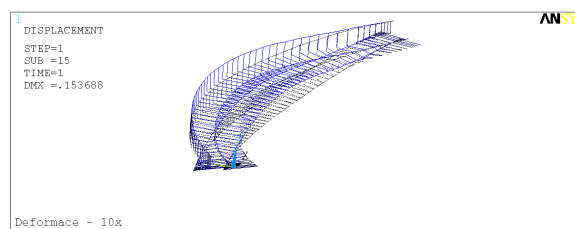
Obr. 4.23 Podélný řez výpočtového modelu B – detail náběhu u podpory

Prutový výpočtový model:

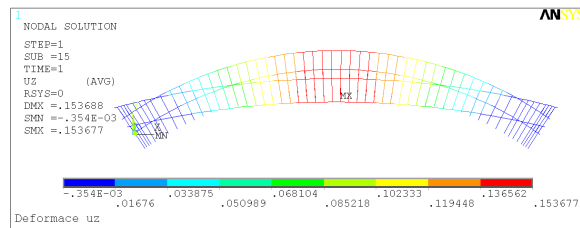
Konstrukce byla nejprve analyzována na prutovém modelu. Mostovka včetně parabolického náběhu byla modelována prostorovým prvkem Beam44.



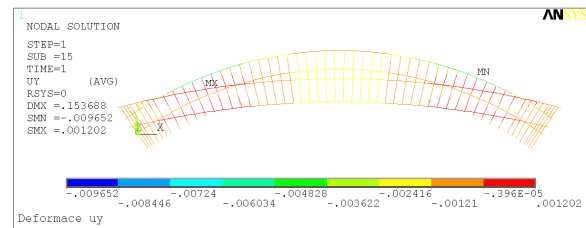
Obr. 4.24 Výpočtový model



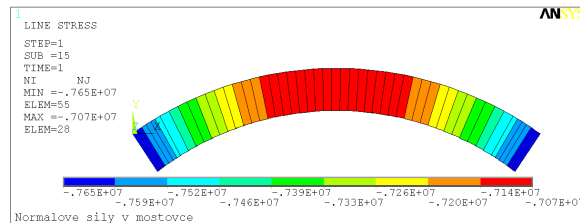
Obr. 4.25 Deformace [m]



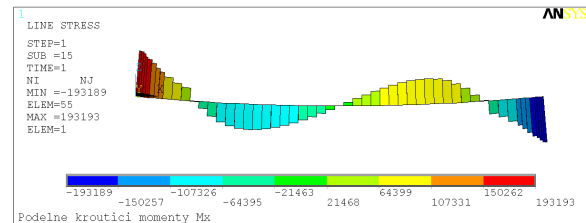
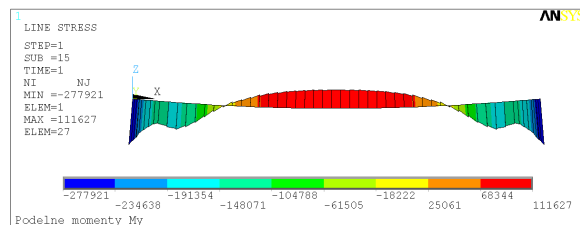
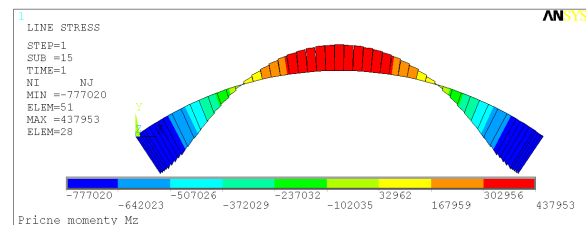
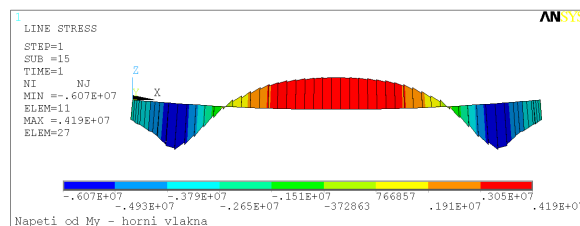
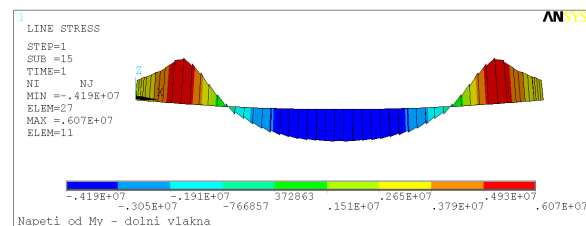
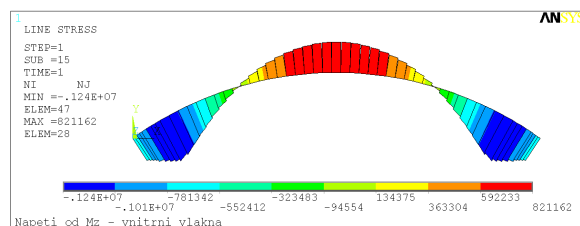
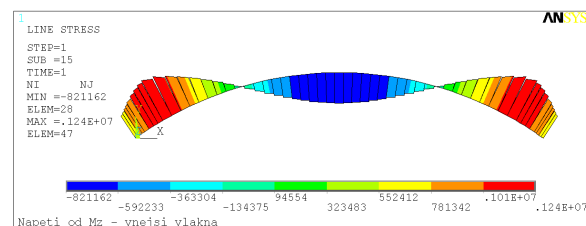
Obr. 4.26 Deformace – svislý směr [m]



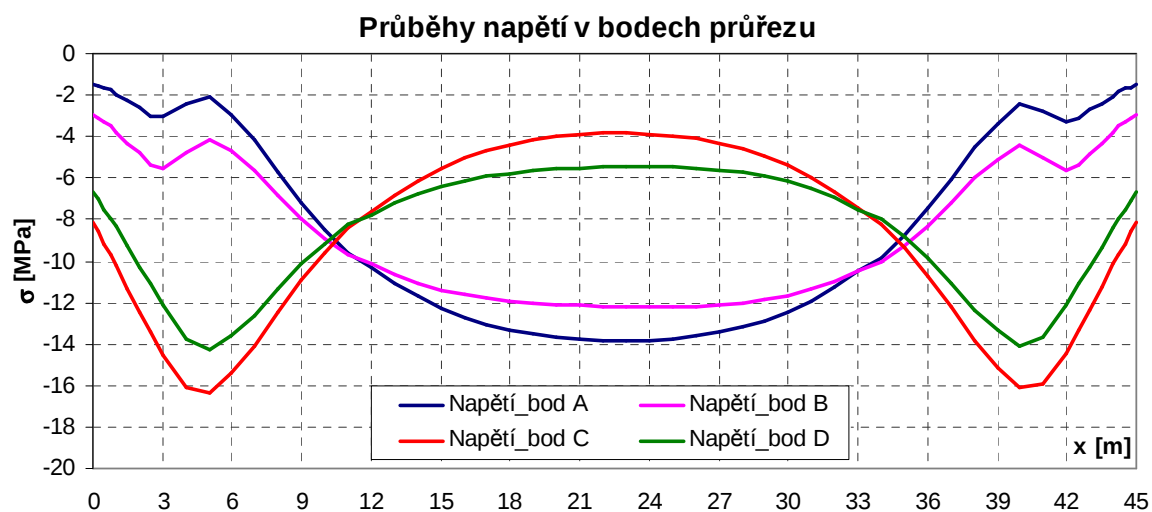
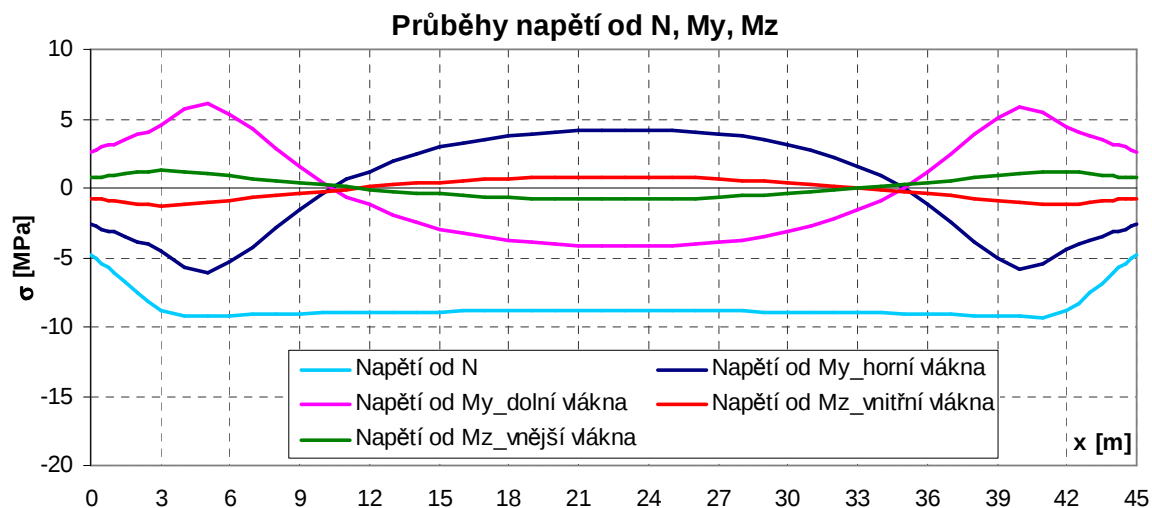
Obr. 4.27 Deformace – vodorovný směr [m]



Obr. 4.28 Normálová síla [N]

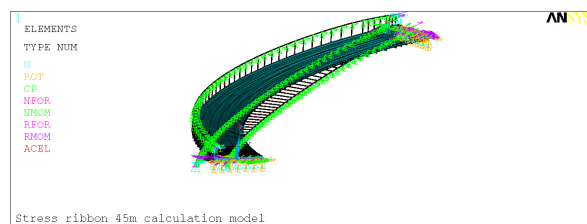
Obr. 4.29 Kroutící moment M_x [Nm]Obr. 4.30 Ohybový moment M_y [Nm]Obr. 4.31 Ohybový moment M_z [Nm]Obr. 4.32 Napětí od M_y – horní vlákna [Pa]Obr. 4.33 Napětí od M_y – dolní vlákna [Pa]Obr. 4.34 Napětí od M_z – vnitřní vlákna [Pa]Obr. 4.35 Napětí od M_z – vnější vlákna [Pa]

Z výsledků je zřejmé, že vlivem přidaného kabelu v zábradlí se svislá deformace v příčném směru vyrovnala. Díky excentricky vedeným kabelům vůči střednicové ose bylo dosaženo téměř nulových vodorovných deformací a tím se téměř vynulovaly příčné ohybové momenty. Po celé délce a všech bodech (označení bodů viz. (Obr. 4.18)) je betonový průřez od vlastní tíhy tlačěn.

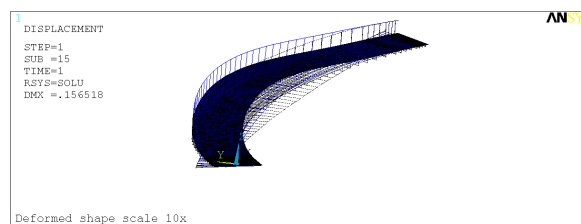


Skořepinový výpočtový model:

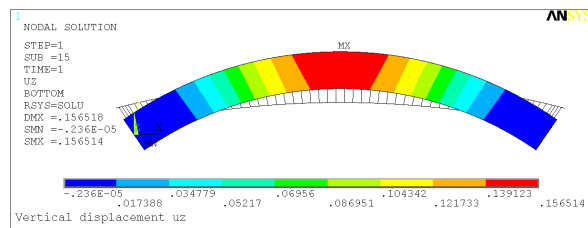
Prutový model byl v další fázi ověřen skořepinovým modelem. Mostovka byla tentokrát modelována skořepinovým prvkem Shell43.



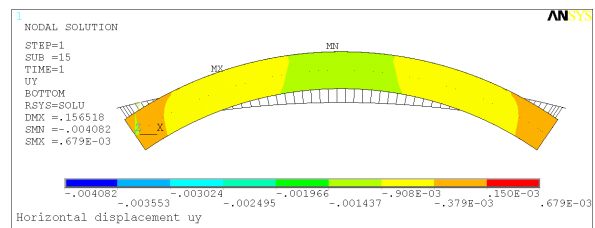
Obr. 4.38 Výpočtový model



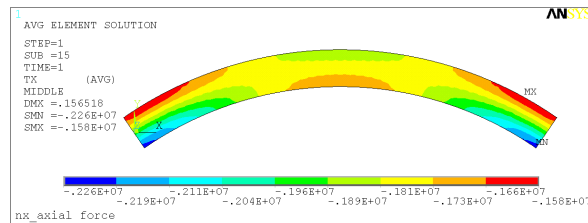
Obr. 4.39 Deformace [m]



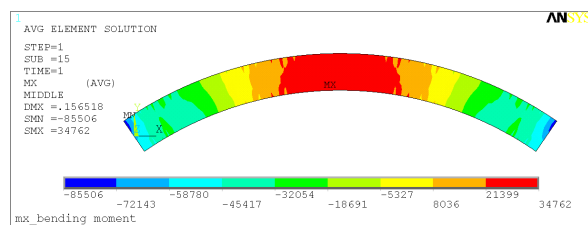
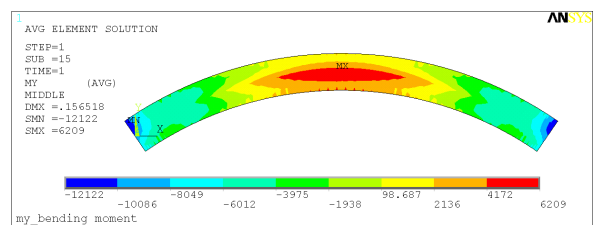
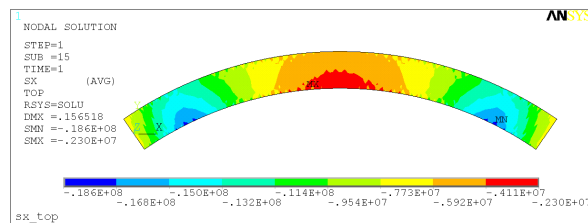
Obr. 4.40 Deformace – svislý směr [m]



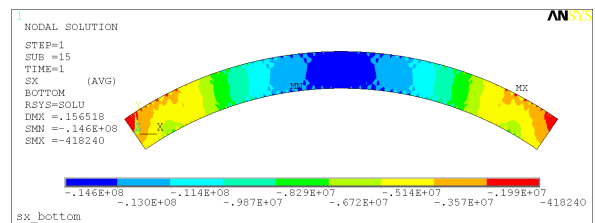
Obr. 4.41 Deformace – vodorovný směr [m]



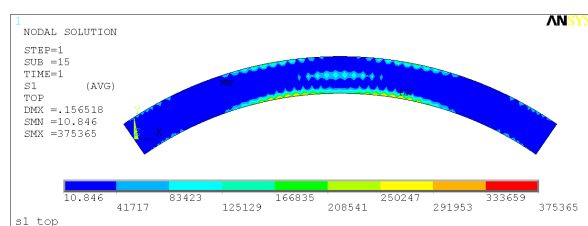
Obr. 4.42 Normálová síla [N]

Obr. 4.43 Ohybový moment M_x [Nm]Obr. 4.44 Ohybový moment M_y [Nm]

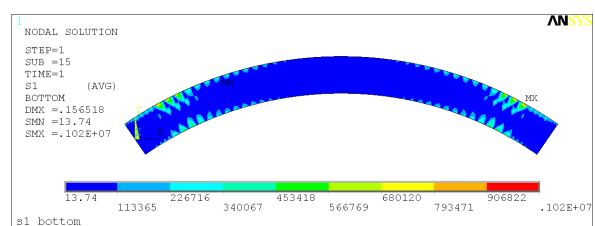
Obr. 4.45 Napětí – horní vlákna [Pa]



Obr. 4.46 Napětí – dolní vlákna [Pa]

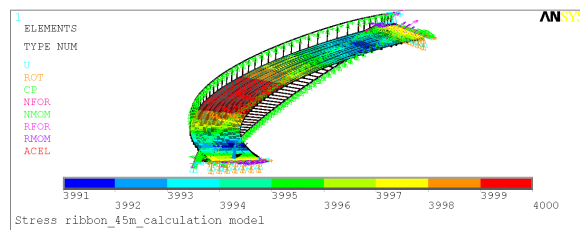


Obr. 4.47 Hlavní tah – horní vlákna [Pa]

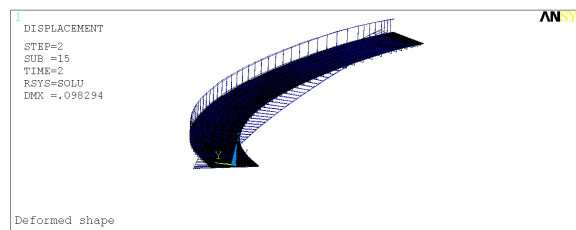


Obr. 4.48 Hlavní tah – dolní vlákna [Pa]

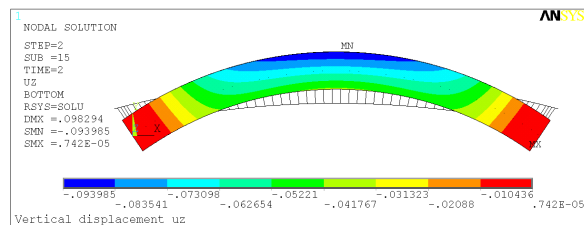
Skořepinový model se chová stejně jako prutový a výsledky obou modelů jsou srovnatelné. V další fázi byla konstrukce zatížena užitným zatížením chodce (plošné zatížení o intenzitě 4 kN/m^2).



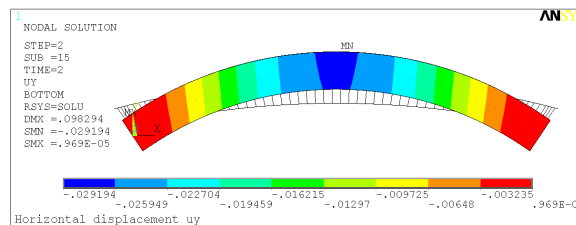
Obr. 4.49 Výpočtový model



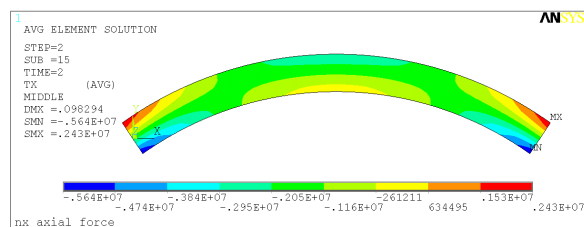
Obr. 4.50 Deformace [m]



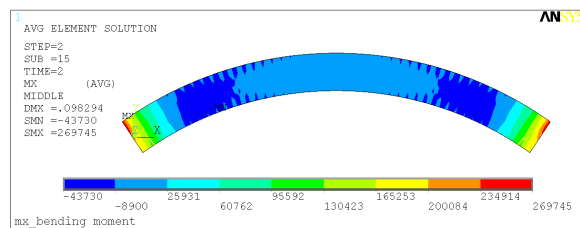
Obr. 4.51 Deformace – svislý směr [m]



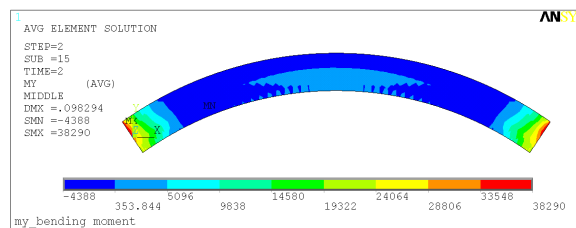
Obr. 4.52 Deformace – vodorovný směr [m]



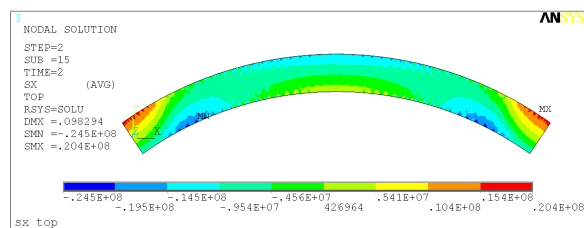
Obr. 4.53 Normálová síla [N]



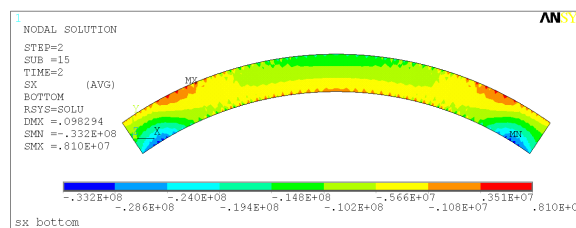
Obr. 4.54 Ohybový moment Mx [Nm]



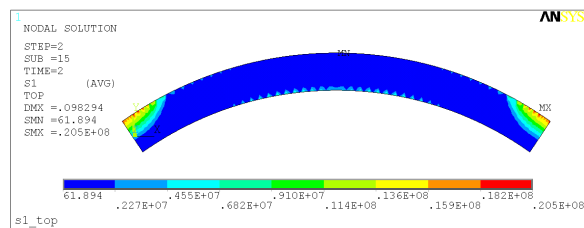
Obr. 4.55 Ohybový moment My [Nm]



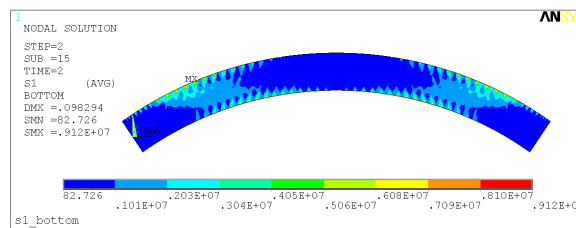
Obr. 4.56 Napětí – horní vlákna [Pa]



Obr. 4.57 Napětí – dolní vlákna [Pa]



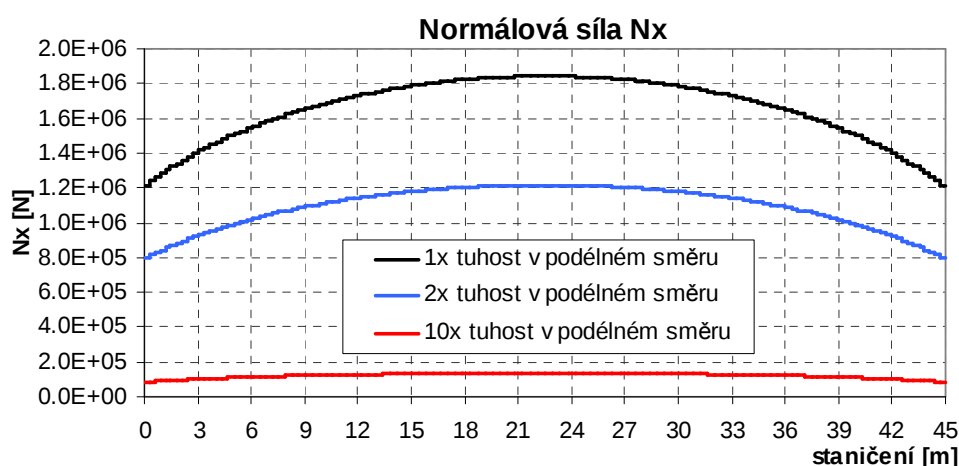
Obr. 4.58 Hlavní tah – horní vlákna [Pa]



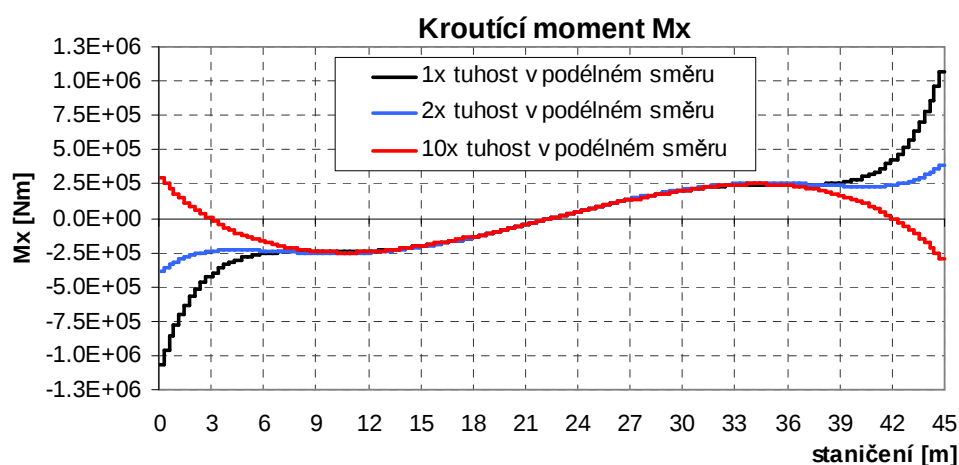
Obr. 4.59 Hlavní tah – dolní vlákna [Pa]

Ze statických nahodilých zatížení má na konstrukci největší vliv zatížení 4 kN/m^2 situované po celé délce mostu. Příčný řez studované konstrukce je torzně i ohybově velice měkký. Z deformací je vidět, že se příčný řez mostovky natáčí směrem ke vnějšímu okraji. Celá konstrukce se navíc deformuje dovnitř půdorysného oblouku. Značně se zvětší zejména příčné ohybové momenty a kroutící momenty. Prostorovým uspořádáním kabelů se ve studované konstrukci půdorysně zakřiveného předpjatého pásu podařilo eliminovat jak ohybová tak i smyková namáhání. Vlivem velkého půdorysného zakřivení a malé tuhosti mostovky lze ale studovanou konstrukci takto vyladit jen pro účinky vlastní tíhy. Nahodilá zatížení by již konstrukce nepřenese.

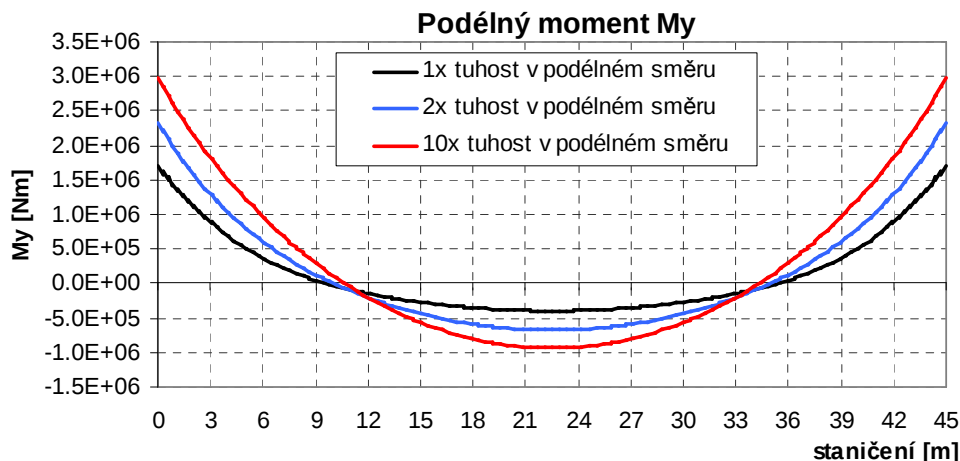
Provedena byla proto studie, kdy byl pás tvořen pouze betonovou mostovkou (bez přepínacích kabelů) a zatížen spojitým nahodilým zatížením $3\text{ m} \times 4\text{ kN/m}^2 = 12\text{ kN/m}$. Měněna byla pouze tuhost příčného řezu v podélném směru. Moment setrvačnosti průřezu I_y byl zvětšen 2x a 10x. V následujících grafech (**Obr. 4.60** až **Obr. 4.63**) je názorně vidět porovnání vnitřních sil na pásu pro různé tuhosti příčného řezu v podélném směru.



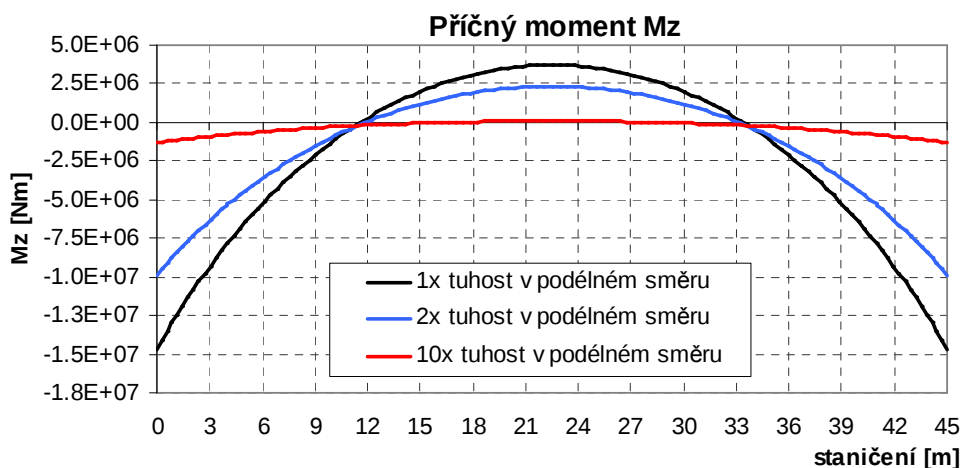
Obr. 4.60 Srovnání normálových sil



Obr. 4.61 Srovnání kroutících momentů



Obr. 4.62 Srovnání podélných ohybových momentů



Obr. 4.63 Srovnání příčných ohybových momentů

Z Obr. 4.60 a Obr. 4.63 je patrná závislost normálové síly a příčného ohybového momentu u půdorysně zakřivených pásů. Čím menší je tuhost konstrukce v podélném směru, tím větší normálové síly geometricky nelineárním výpočtem dostaneme. Což je stejné jako u přímých předpjatých pásů. U půdorysně zakřivených pásů ale souběžně s klesající tuhostí v podélném směru roste namáhání v příčném směru. Zajímavé rovněž je, že i když byla podélná tuhost pásu zvětšena 10x, podélné ohybové momenty M_y se zvedly jen zhruba na dvojnásobek.

Stejně jako přímý pás se tak i půdorysně zakřivený se po aplikaci zatížení snaží protáhnout. Tomu mu ale brání tuhost v příčném směru, která pás nepustí a kromě normálových sil se tak generují zejména příčné ohybové momenty, které látka nepřenesne. Zvětšením tuhosti v podélném směru dochází rovněž k redukci krouticích momentů M_x u podpor (viz. 4.2)

Nutné je proto průřez ztuhit buď příhradovinou nebo tuhým ocelovým komorovým průřezem. Vznikne tak hybridní konstrukce, která koncepčně vychází z předpjatého pásu. Výsledná varianta, která se vyvíjela z této studie je popsána v následující kapitole 5.

5. Návrh lávky půdorysně zakřiveného pásu

Na základě předešlých studií byl navržen zcela nový typ konstrukce půdorysně zakřiveného předpjatého pásu. Z výpočtů předchozích variant vyplynulo, že je nutné průřez lávky ohybově a torzně ztuhlít. Proto byl průřez betonové mostovky na vnitřní straně půdorysného oblouku ztuhlán ocelovým truhlíkem tvaru pětiúhelníku. Po ztuhnutí průřezu se ukázalo zbytečné předpínat betonovou mostovku, neboť téměř všechna normálová síla byla přebírána tužším ocelovým průřezem a do betonové mostovky se tak normálová síla téměř nedostala. Proto je mostovka navržena jako železobetonová. Zůstal pouze přepínací kabel vedený v madle zábradlí vyrovnávající kroucení konstrukce. Vizualizace výsledné konstrukce je na **Obr. 5.1** a **Obr. 5.2**.

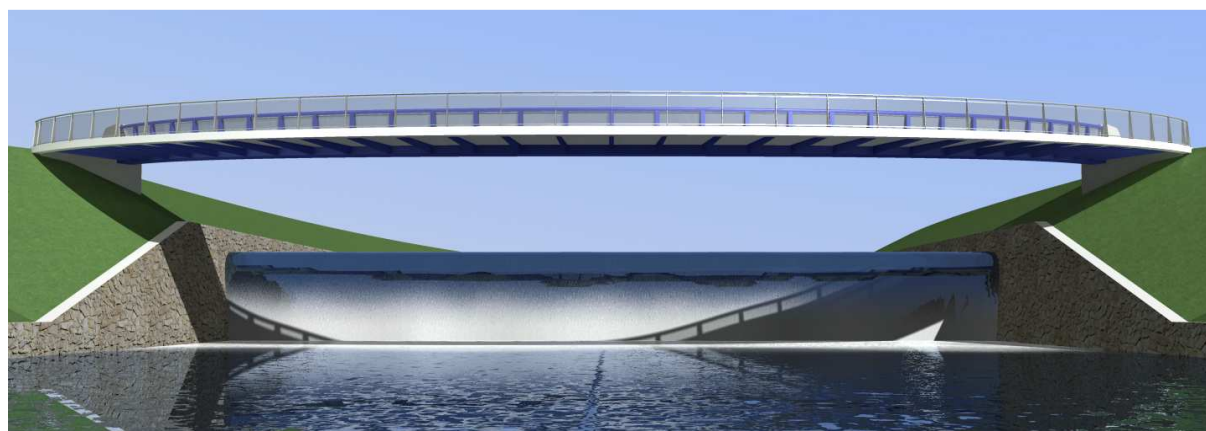
5.1. Popis konstrukce

5.1.1. Geometrie



Obr. 5.1 Vizualizace konstrukce

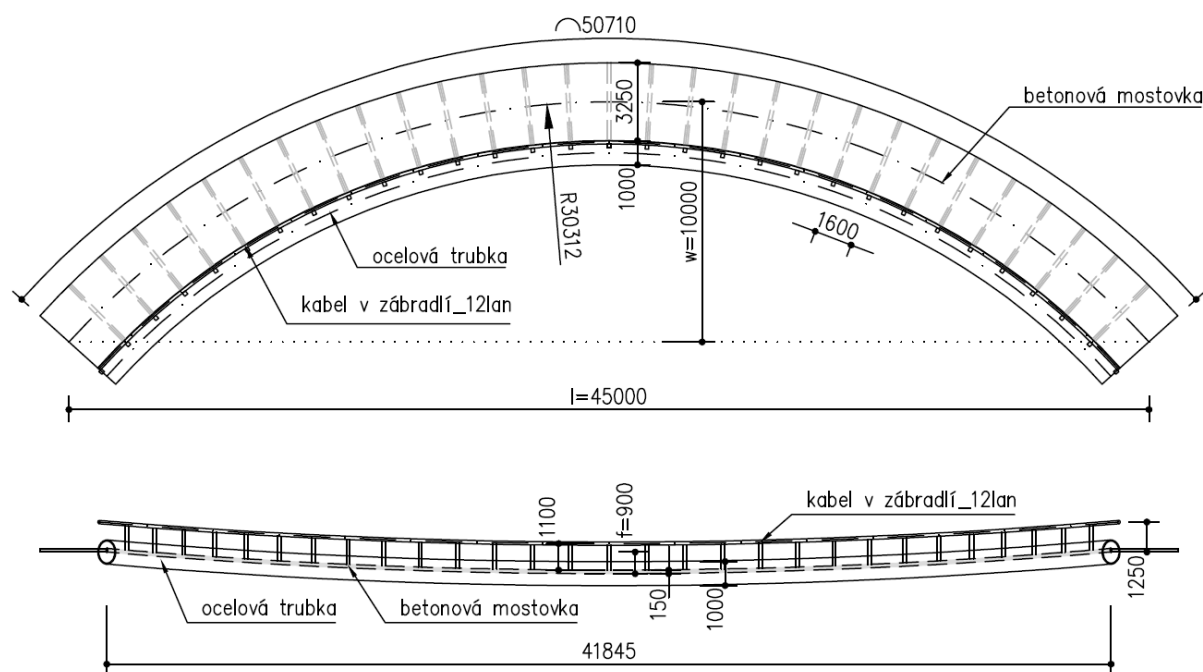
Rozpětí lávky je uvažováno $l = 45$ m, vzepětí půdorysného oblouku $w = 10$ m (**Obr. 5.3**). Z těchto parametrů vyplývá poloměr půdorysného zakřivení mostovky v ose chodníku 30,313 m. Ve svislém směru je mostovka tvaru paraboly 2° s maximálním sklonem 8 % v oblasti podpor. Hodnota vzepětí v polovině rozpětí je tudíž $f = 0,9$ m. Volná šířka lávky je 3 m.



Obr. 5.2 Vizualizace konstrukce – pohled

Průřez nosné konstrukce je tvořen betonovou deskou o rozměrech 3,25 x 0,15 m, která je prostřednictvím ocelových konzol na vnitřní straně půdorysného oblouku ztužena ocelovým komorovým pětiúhelníkovým průřezem výšky 0,7 m (**Obr. 5.4 a**). Protože se počítalo s výrobou zmenšeného fyzikálního modelu, byl pětiúhelníkový průřez z důvodu jednoduchosti výroby zmenšeného modelu nahrazen trubicí $\phi 1,0$ m s odstupňovanou tloušťkou stěny (20 mm ve střední části, 40 mm v oblasti podpor).

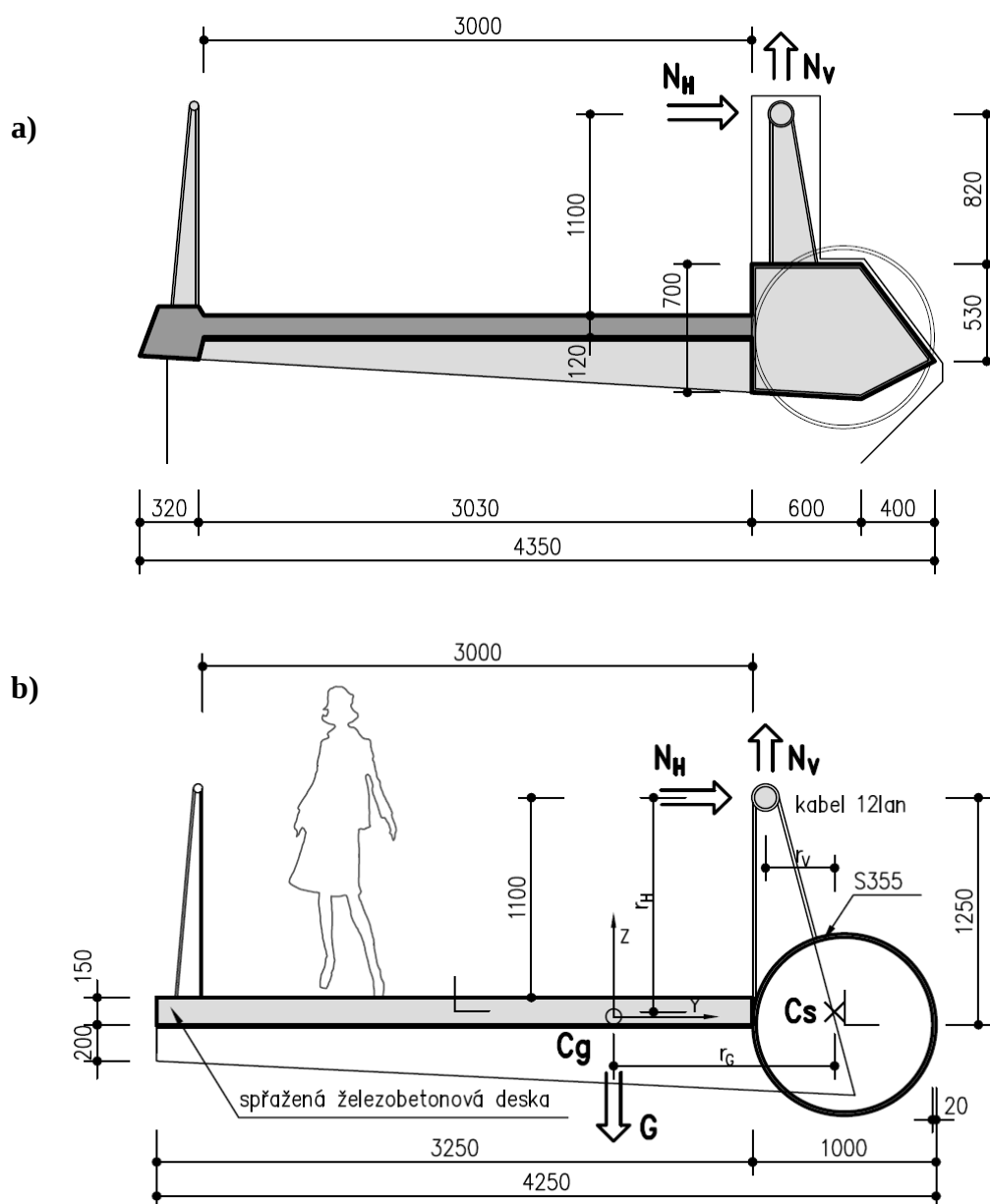
Konzoly jsou společně se zábradlím tvořeny jedním L-průřezem tloušťky 16 mm, zasunutým do ocelové trubky. Na část konzol proměnné výšky 200-360 mm je navařena horní pásnice tloušťky 18 mm a šířky 150 mm. Na zábradlí proměnné tloušťky 130-360 mm je navařena horní i dolní pásnice tloušťky 16 mm a šířky 150 mm.



Obr. 5.3 Půdorys a podélný pohled navržené konstrukce

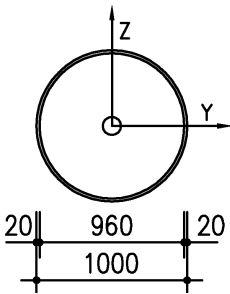
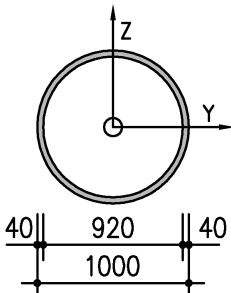
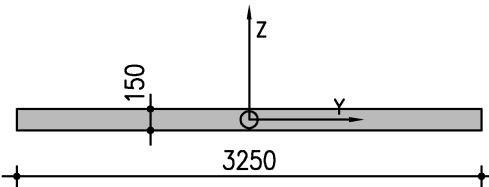
V zábradlí na vnitřní straně desky je veden 12-ti lanný předpínací kabel. Tento kabel svými radiálními silami vyrovnává kroucení způsobené půdorysným zakřivením a nesymetrickým průřezem a mostovku tím v příčném směru srovnává do vodorovné polohy (**Obr. 5.4 a**, **b**). Svislá radiální síla N_V zároveň snižuje ohybové namáhání trubky.

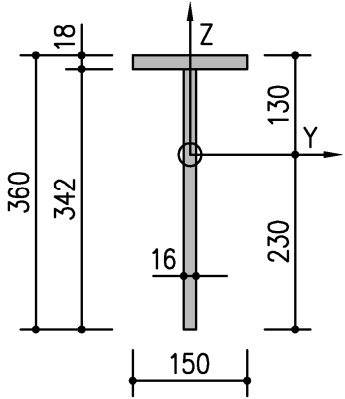
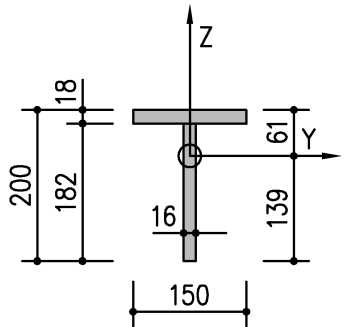
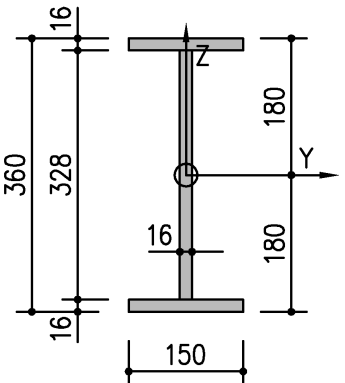
$$G \cdot r_G = N_H \cdot r_H + N_V \cdot r_V \quad (5.1)$$

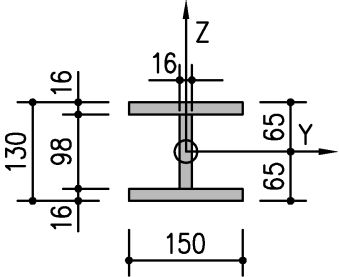


Obr. 5.4 Příčné řezy navržené konstrukce: a) pětiúhelníkový truhlík, b) průřez s trubkou

5.1.2. Materiálové a průřezové charakteristiky

Průřez	Materiálové charakteristiky	Průřezové charakteristiky
Ocelová trubka v poli (S355) 3. třída průřezu 	$E = 210,0 \text{ GPa}$ $\nu = 0,3$ $\alpha_t = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$ $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$ $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$ $f_{yd} = 308,7 \text{ MPa}$	$A = 0,06156 \text{ m}^2$ $A_y = A_z = 0,03919 \text{ m}^2$ $I_x = 0,01478 \text{ m}^4$ $I_y = I_z = 0,00739 \text{ m}^4$ $W_{el,y} = W_{el,z} = 0,01478 \text{ m}^3$ $W_{pl,y} = W_{pl,z} = 0,01902 \text{ m}^3$ $b = 1,00 \text{ m}$ $h = 1,00 \text{ m}$ $z_H = 0,50 \text{ m}$ $z_D = 0,50 \text{ m}$ $y_L = 0,50 \text{ m}$ $y_P = 0,50 \text{ m}$
Ocelová trubka u podpor (S355) 1. třída průřezu 	$E = 210,0 \text{ GPa}$ $\nu = 0,3$ $\alpha_t = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$ $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$ $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$ $f_{yd} = 308,7 \text{ MPa}$	$A = 0,12061 \text{ m}^2$ $A_y = A_z = 0,07678 \text{ m}^2$ $I_x = 0,02780 \text{ m}^4$ $I_y = I_z = 0,01392 \text{ m}^4$ $W_{el,y} = W_{el,z} = 0,02783 \text{ m}^3$ $W_{pl,y} = W_{pl,z} = 0,03687 \text{ m}^3$ $b = 1,00 \text{ m}$ $h = 1,00 \text{ m}$ $z_H = 0,50 \text{ m}$ $z_D = 0,50 \text{ m}$ $y_L = 0,50 \text{ m}$ $y_P = 0,50 \text{ m}$
Betonová mostovka (C35/45) 	$E = 34,0 \text{ GPa}$ $\nu = 0,15$ $\alpha_t = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$ $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$	$A = 0,4875 \text{ m}^2$ $A_y = A_z = 0,4063 \text{ m}^2$ $I_x = 0,00366 \text{ m}^4$ $I_y = 0,000914 \text{ m}^4$ $I_z = 0,4291 \text{ m}^4$ $W_{el,y} = 0,01219 \text{ m}^3$ $W_{el,z} = 0,2641 \text{ m}^3$ $b = 3,25 \text{ m}$ $h = 0,15 \text{ m}$ $z_H = 0,075 \text{ m}$

		$z_D = 0,075 \text{ m}$ $y_L = 1,625 \text{ m}$ $y_P = 1,625 \text{ m}$
Ocelová konzola ve vetknutí (S355) 1. třída průřezu 	$E = 210,0 \text{ GPa}$ $\nu = 0,3$ $\alpha_t = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$ $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$ $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$ $f_{yd} = 308,7 \text{ MPa}$	$A = 0,00817 \text{ m}^2$ $I_x = 9,95 \cdot 10^{-7} \text{ m}^4$ $I_y = 1,12 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$ $I_z = 5,18 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$ $W_{pl,y} = 8,42 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$ $b = 0,150 \text{ m}$ $h = 0,360 \text{ m}$ $z_H = 0,130 \text{ m}$ $z_D = 0,230 \text{ m}$ $y_L = 0,075 \text{ m}$ $y_P = 0,075 \text{ m}$
Ocelová konzola na okraji (S355) 1. třída průřezu 	$E = 210,0 \text{ GPa}$ $\nu = 0,3$ $\alpha_t = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$ $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$ $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$ $f_{yd} = 308,7 \text{ MPa}$	$A = 0,00561 \text{ m}^2$ $I_x = 1,09 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$ $I_y = 2,21 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$ $I_z = 5,13 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$ $W_{pl,y} = 2,89 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$ $b = 0,150 \text{ m}$ $h = 0,200 \text{ m}$ $z_H = 0,061 \text{ m}$ $z_D = 0,139 \text{ m}$ $y_L = 0,075 \text{ m}$ $y_P = 0,075 \text{ m}$
Zábradlí ve vetknutí (S355) 1. třída průřezu 	$E = 210,0 \text{ GPa}$ $\nu = 0,3$ $\alpha_t = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$ $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$ $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$ $f_{yd} = 308,7 \text{ MPa}$	$A = 0,01005 \text{ m}^2$ $I_x = 1,35 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$ $I_y = 1,89 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$ $I_z = 9,11 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$ $W_{pl,y} = 0,00126 \text{ m}^3$ $b = 0,150 \text{ m}$ $h = 0,360 \text{ m}$ $z_H = 0,180 \text{ m}$ $z_D = 0,180 \text{ m}$ $y_L = 0,075 \text{ m}$ $y_P = 0,075 \text{ m}$

Zábradlí na styku s trubkou kabelu (S355) 1. třída průřezu 	$E = 210,0 \text{ GPa}$ $\nu = 0,3$ $\alpha_t = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$ $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$ $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$ $f_{yd} = 308,7 \text{ MPa}$	$A = 0,00637 \text{ m}^2$ $I_x = 2,14 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$ $I_y = 1,70 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$ $I_z = 9,03 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$ $W_{pl,y} = 3,12 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$ $b = 0,150 \text{ m}$ $h = 0,130 \text{ m}$ $z_H = 0,065 \text{ m}$ $z_D = 0,065 \text{ m}$ $y_L = 0,075 \text{ m}$ $y_P = 0,075 \text{ m}$
Předpínací kabel: 12 lan Ls 15,7 -1860	$E = 210,0 \text{ GPa}$ $\nu = 0,3$ $\alpha_t = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$ $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$ $\sigma_y = 1570 \text{ MPa}$ $\sigma_u = 1860 \text{ MPa}$	$\phi = 15,7 \text{ mm}$ $A_{lana} = 150 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$

Tab. 5.1 Materiálové a průřezové charakteristiky jednotlivých prvků konstrukce

5.1.3. Postup výstavby

Postup výstavby konstrukce lávky byl modelován následujícími fázemi:

- 1) Vznik ocelové konstrukce (trubka, konzoly a zábradlí), zatížení vlastní tíhou.
- 2) Předepnut kabel v zábradlí na poloviční hodnotu výsledného předpětí.
- 3) Konzoly zatíženy tíhou mostovky (simulující čerstvý beton).
- 4) Vznik skutečné mostovky, zatížení předešlé fáze odstraněno.
- 5) Finální dopnutí kabelu v zábradlí, z důvodu vyrovnání kroutících účinků od vlastní tíhy. Mostovka je v příčném směru ve vodorovné poloze.
- 6) Aplikace zatížení chodce na již zdeformovanou konstrukci.
- 7) Aplikace teplotních účinků na konstrukci.

5.1.4. Zatížení

Úlohy byly počítány zvlášť v charakteristických hodnotách zatížení (bez součinitelů zatížení) a v návrhových hodnotách. Součinitele zatížení byly zjednodušeně uvažovány pro veškerá stálá zatížení $\gamma_G = 1,35$ a nahodilá zatížení $\gamma_Q = 1,5$ (zatížení chodci, teplota).

Vlastní tíha konstrukce

Vlastní tíha konstrukce je automaticky dopočítávána programem ANSYS ze zadaných objemových hmotností.

Předpětí kabelu v zábradlí

Předpětí bylo modelováno prvkem LINK8 a bylo zadáno poměrným zkrácením prvku. S kabelem bylo počítáno jako s vnějším předpětím, proto bylo kotevní napětí bráno nižší hodnotou $0,65 \cdot \sigma_u$. Přetvoření kabelu při tomto napětí lze snadno dopočítat:

$$\varepsilon = \frac{0,65 \cdot \sigma_u}{E} = \frac{0,65 \cdot 1860 \cdot 10^6}{195 \cdot 10^9} = 0,0062 \quad (5.2)$$

Jak již bylo zmíněno v postupu výstavby, kabel je napínán nadvakrát. Přibližně na poloviční hodnotu je napnut po instalaci ocelové konstrukce. Na plnou hodnotu je následně dopnut po betonáži mostovky.

Zatížení chodci

Zatížení chodci bylo uvažováno normovou hodnotou 4 kN/m^2 , dle [5]. Po vynásobení volnou šířkou 3 m dostáváme liniové zatížení 12 kN/m , které bylo aplikováno v ose chodníku. Zatížení bylo testováno po celé délce, na levé a pravé polovině. Testováno bylo také zatížení situované na příčné vnější a vnitřní polovině mostovky (zadáváno prostřednictvím příčných vazeb).

Zatížení teplotou

Konstrukce byla analyzována na rovnoměrnou i nerovnoměrnou změnu teploty. Teplotní součinitel délkové roztažnosti betonu a výztuže byl uvažován hodnotou $1,2 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$. Konvenční základní teplota konstrukce byla uvažována $t_f = 10^\circ\text{C}$. Mezní teploty nosné konstrukce byly uvažovány jako $t_{\max} = +35^\circ\text{C}$ a $t_{\min} = -20^\circ\text{C}$. Z toho vyplývá normová teplotní změna Δt_n jako:

+25°C (oteplení)	– dále označováno jako RZT+
-30°C (ochlazení)	– dále označováno jako RZT-

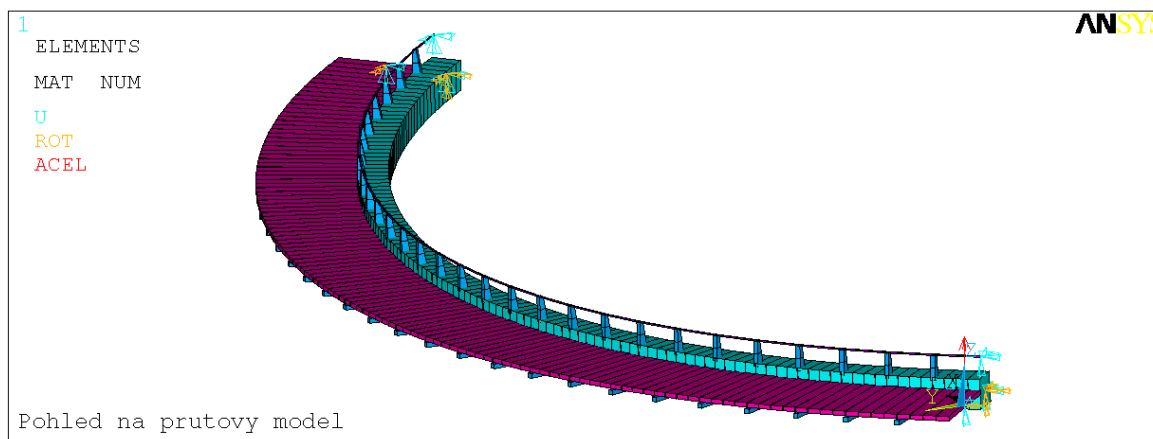
V zatěžovacím stavu nerovnoměrné změny teploty byl uvažován lineární průběh teploty po výšce průřezu. Velikost teplotního gradientu je $\pm 10^\circ\text{C}$ (dále označováno jako NZT $\pm$).

5.1.5. Výpočtový model

Konstrukce byla počítána zejména prutovými, ale také deskostěnovými modely. Deskostěnové modely byly kvůli jejich náročnosti na výpočtový čas a vyhodnocení používány hlavně jako kontrolní. Výchozí geometrii včetně návrhu předpětí bylo nutné stanovovat iteračně, proto byly deskostěnové modely využívány hlavně při kontrole finálních modelů. Všechny výpočtové modely byly generovány pomocí maker, která jsou napsána v jazyce ANSYS Parametric Design Language (APDL). Vstupními hodnotami maker jsou geometrie konstrukce, rozměry průřezů, materiálové vlastnosti, typ výpočtu atd.

Prutový model

Příčný řez výpočtového modelu byl zadán dvojicí průřezů vzájemně spojených tuhými příčnými vazbami. Dvojice průřezů nejlépe vystihovala skutečné působení konstrukce a postup výstavby, kdy byla betonová mostovka přidávána v pozdějších fázích výstavby. Ocelová trubka, modelována prvkem BEAM4, byla pomocí tuhých ramen spojena s ocelovými konzolami a zábradlím tvořenými náběhovanými prvky BEAM44. Betonová mostovka byla tvořena prvkem BEAM4 a pomocí tuhých ramen byla napojena na konzoly zábradlí. Trubka i mostovka byly tvořeny vždy čtyřmi prvky mezi příčnými prvky konzol a zábradlí (celkem tedy byly tvořeny 120 prvků). Kabel v zábradlí byl tvořen prvkem LINK8. Kabel byl spojen se zábradlím okrajovými podmínkami umožňující posun kabelu v podélném směru. Mezi uzly zábradlí byl vytvořen vždy jeden konečný prvek kabelu.



Obr. 5.5 Výpočtový model

Trubka byla na koncích vetknutá do spodní stavby. Kabel byl chycen pevnými podporami. Podepření mostovky bylo uvažováno jako prosté. Chycen byl svislý směr, vodorovný směr kolmo k ose lávky a kroucení kolem podélné osy. Umožněn byl tedy posun mostovky v podélném směru a rotace kolem os y a z .

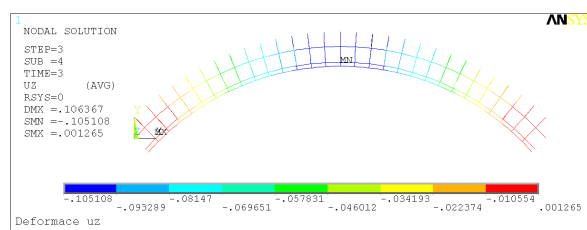
Konstrukce byla spočtena fázovaným výpočtem podle postupu výstavby popsaného v odstavci 5.1.3. Byla využita možnost postupného ožiování prvků, kdy byly elementy mostovky ožiovány až po instalaci ocelové konstrukce a částečném předeptnutí kabelu v zábradlí.

5.2. Vyhodnocení modelu

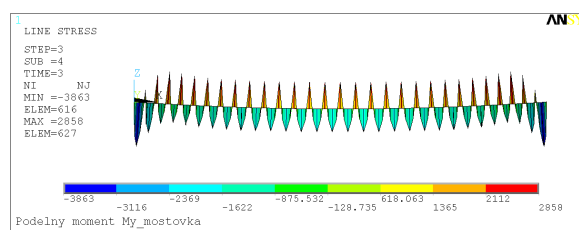
V následujících odstavcích jsou uvedeny a okomentovány některé výsledky statické a dynamické analýzy lávky. Cílem této kapitoly není uvést všechny výstupy provedených statických výpočtů, kterými byly ověřeny dimenze a namáhání jednotlivých prvků konstrukce, ale na vybraných výstupech dokumentovat funkčnost navržených výpočtových modelů a dokumentovat základní statické a dynamické chování studované konstrukce.

5.2.1. Finální stav konstrukce

Hledání finálního stavu konstrukce probíhalo iteračně, kdy se měnily průřezové charakteristiky příčného řezu a síla v kabelu tak aby byla mostovka vyrovnána v příčném směru (**Obr. 5.6**). Betonová mostovka byla v první fázi zadána liniovým zatížením od tíhy čerstvého betonu. V další fázi došlo k odebrání tohoto zatížení a oživily se vlastní elementy mostovky. Průběh ohybových momentů ve finálním stavu na mostovce tedy musí odpovídat průběhu na spojitém nosníku s podporami v místech konzol (**Obr. 5.7**).



Obr. 5.6 Deformace uz [m]



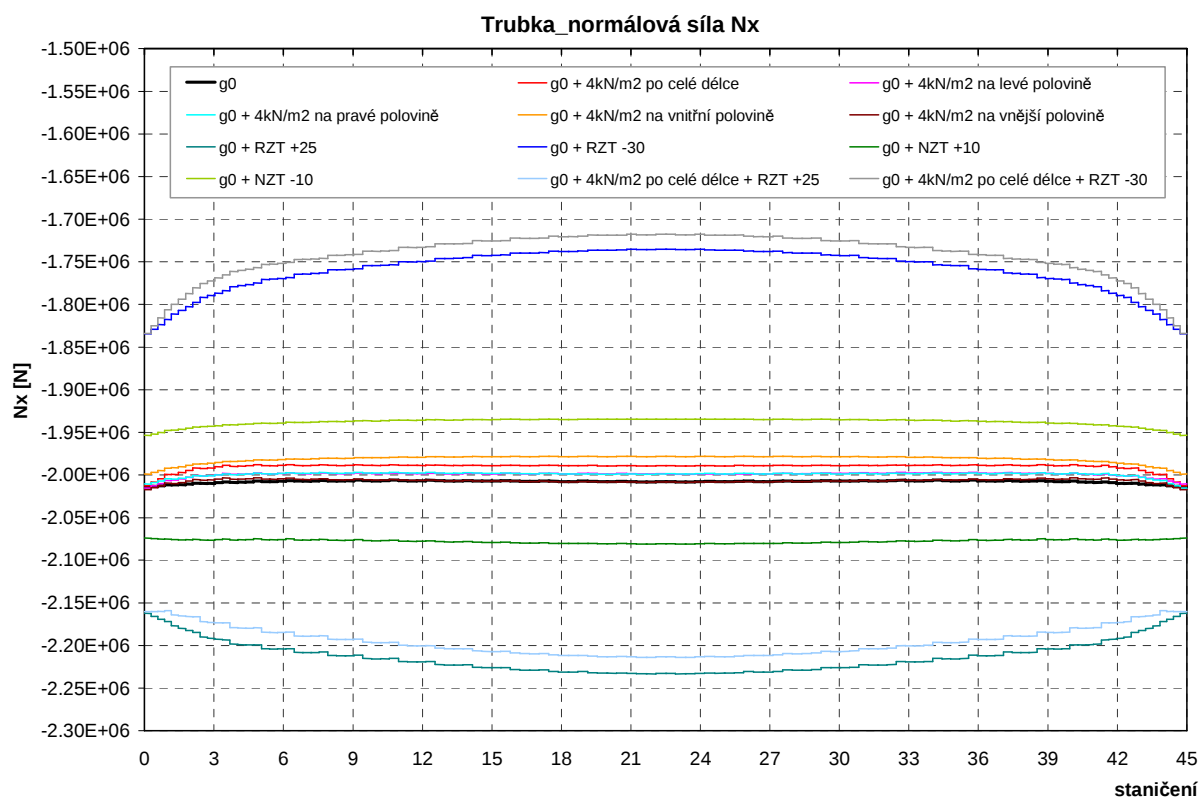
Obr. 5.7 Ohybový moment v mostovce [kNm]

5.2.2. Posouzení ocelové trubky

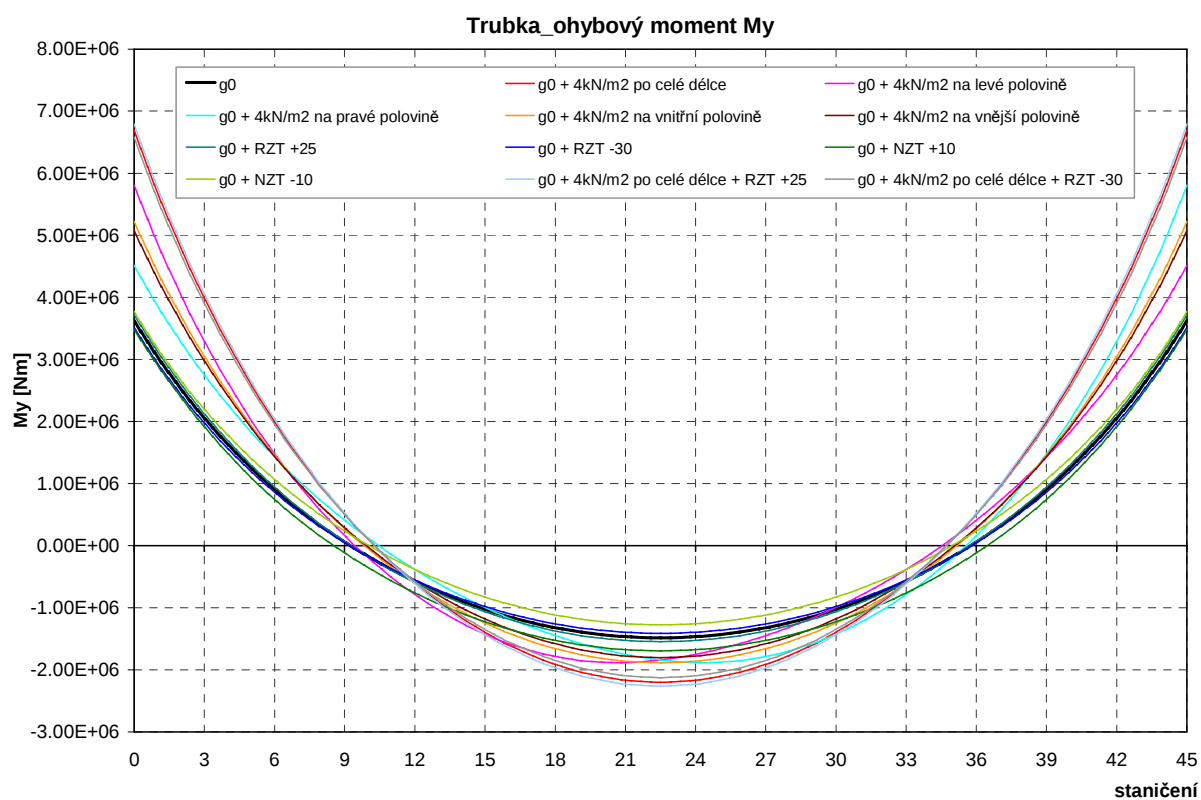
Klíčovým prvkem celé konstrukce je ocelová trubka. Na její tuhosti závisí jak se bude výsledná konstrukce chovat. Pokud by byla příliš měkká zatížení by se přenášelo hlavně příčnými ohybovými momenty zejména v betonové desce, jejíž tuhost v příčném směru je větší (viz. 4.3). Tuhost trubky ovlivňuje také návrh předpětí v zábradlí a také deformace výsledné konstrukce. Není možné zde prezentovat veškerá posouzení, která byla na ocelové trubce (týká se celé konstrukce) provedena, uvedeny jsou pouze základní posudky pro extrémní kombinace zatížení. Veškeré posudky vycházejí z ČSN P ENV 1993-1-1 [9].

Trubka je namáhána kombinací normálové síly N_{sd} , podélného $M_{y,sd}$ a příčného $M_{z,sd}$ ohybového momentu. Tlaková normálová síla (**Obr. 5.8**) vzniká v konstrukci od účinků předpětí. Podélné ohybové momenty (**Obr. 5.9**) jsou několikanásobně vyšší než příčné, proto vznikají maximální ohybová namáhání v blízkosti horních a dolních vláken průřezu.

Průběhy vnitřních sil na ocelové trubce v charakteristických hodnotách



Obr. 5.8 Normálové síly na ocelové trubce

Obr. 5.9 Podélné ohybové momenty M_y na ocelové trubce

Pro veškeré kombinace zatížení musí být ve všech místech splněna podmínka:

$$\frac{N_{sd}}{A \cdot f_{yd}} \pm \frac{M_{yz,sd}}{W_{pl,y} \cdot f_{yd}} \leq 1 \quad (5.3)$$

$$M_{yz,sd} = \sqrt{M_{y,sd}^2 + M_{z,sd}^2} \quad (5.4)$$

, kde $M_{yz,sd}$ je vektorový součet návrhových veličin momentů $M_{y,sd}$ a $M_{z,sd}$ (5.4).

Pro celkovou kombinaci ve vetknutí při návrhových hodnotách zatížení $N_{sd} = -2939$ kN a $M_{yz,sd} = 9640$ kNm vychází hodnota levé strany vzorce **0,93**. Extrém se nachází blízko dolním vláknům průřezu.

Vzorec (5.3) platí pro průřezy první a druhé třídy. Pro trubku tloušťky 20 mm, která spadá do třetí třídy, je nutné nahradit plastický průřezový modul $W_{pl,y}$ elastickým průřezovým modulem $W_{el,y}$, který má o přibližně 30 % nižší hodnotu. Jelikož ohybové namáhání uprostřed rozpětí je výrazně menší než ve vetknutí, je i zde rovnice (5.3) splněna, přičemž levá strana dosahuje maximálních hodnot **0,86**. Extrém se tentokrát nachází blízko horním vláknům průřezu.

Působí-li na průřez současně ohyb a smyk, není třeba při stanovení únosnosti v ohybu vliv smyku uvažovat, je-li splněna podmínka:

$$V_{sd} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} \quad (5.5)$$

přičemž únosnost průřezu ve smyku $V_{pl,Rd}$ lze určit jako:

$$V_{pl,Rd} = A_z \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{MO} \cdot \sqrt{3}} \right) \quad (5.6)$$

Únosnost ve smyku trubky tl. 40 mm dosahuje $V_{pl,Rd} = 13680$ kN. Posouvající síla ve vetknutí při celkové kombinaci v návrhové hodnotě má velikost $V_{sd} = 1125$ kN, a tedy rovnice (5.5) je splněna a není třeba s vlivem smyku na únosnost v ohybu uvažovat.

Hlavní funkcí kabelu vedeného v zábradlí je vyrovnávat kroucení konstrukce od vlastní tíhy. Důkazem správné míry předpětí mohou být malé kroucí momenty, které dosahují extrémních hodnot ve vetknutí. Jejich velikost pro celkovou kombinaci činí $M_{x,sd} = 2340$ kNm v návrhové hodnotě. Smykové napětí uzavřeného průřezu od kroucení se spočte dle vztahu:

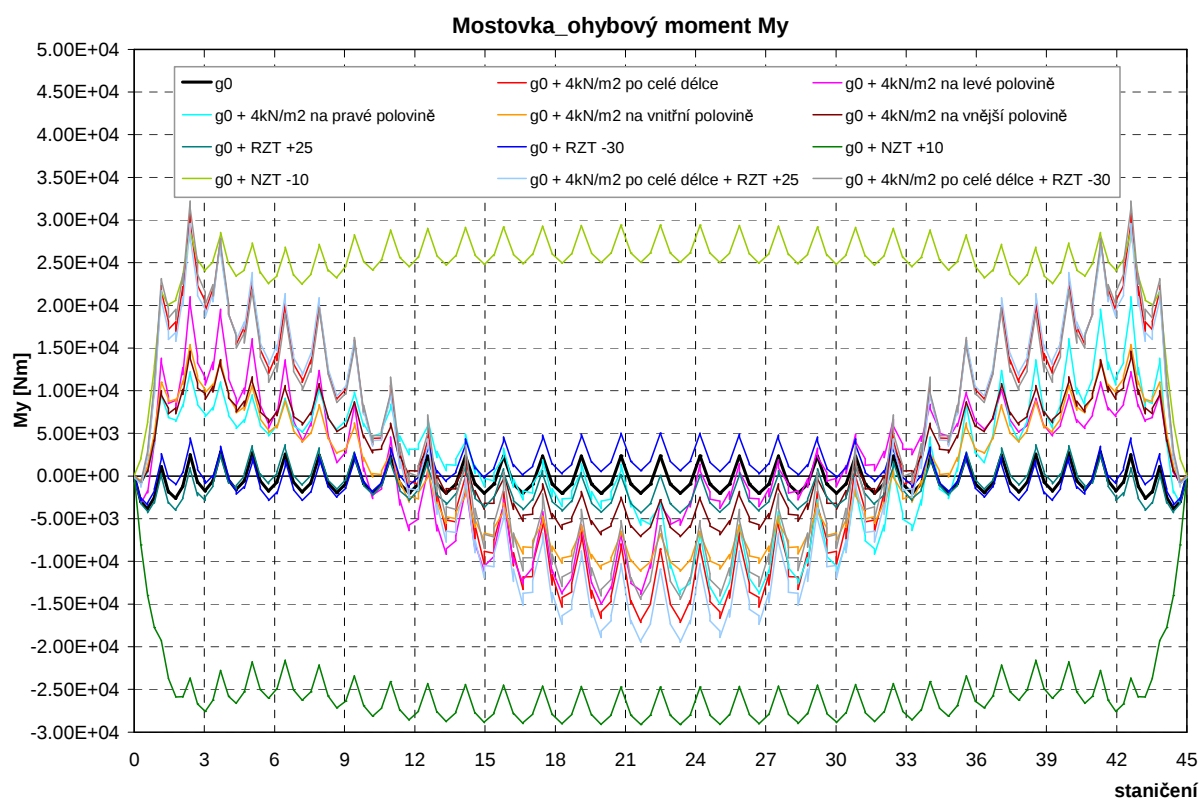
$$\tau_x = \frac{M_{x,sd}}{2 \cdot A_{eff} \cdot t} \quad (5.7)$$

, kde A_{eff} je plocha uzavřená střednicí průřezu. Maximální hodnota smykového napětí od kroucení činí $\tau_x = 40,4$ MPa. Jedná se o malou hodnotu, která prokazuje správně navržené předpětí v konstrukci.

5.2.3. Posouzení betonové mostovky

Betonová mostovka byla posouzena na kombinaci normálové síly, podélného a příčného ohybového momentu v programu BetPrur, který slouží k posuzování železobetonových a předpjatých průřezů. Posudek byl proveden dle ČSN 73 6206 [6].

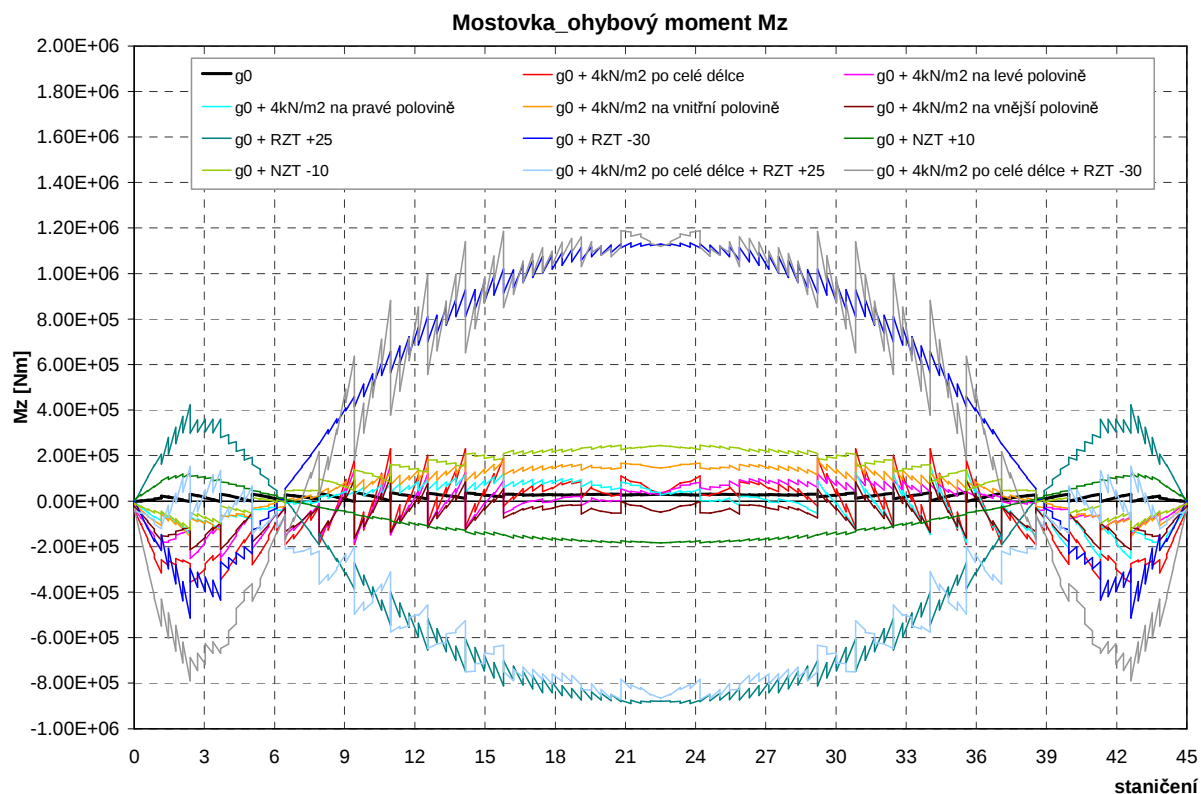
Betonová mostovka je podpírána ocelovými konzolami, vytváří tak v podélném směru spojitý nosník o 30 polích. Z tohoto důvodu dosahují podélné ohybové momenty M_y malých hodnot (**Obr. 5.10**). Od účinků smršťování a teplot vznikají v mostovce velká ohybová namáhání v příčném směru. Díky umožněnému pootočení mostovky v příčném směru na okrajích jsou příčné ohybové momenty M_z generovány zejména v polovině rozpětí lávky (**Obr. 5.11**). V příčném směru se tedy betonová mostovka chová podobně jako prostý nosník o jednom poli.



Obr. 5.10 Podélné ohybové momenty M_y na mostovce

Byla navržena výztuž průměru $\varnothing 14$ mm po vzdálenosti 100 mm v jedné řadě po celé délce konstrukce. Průřez byl zatížen osovou silou $N_x = -10$ kN, podélným ohybovým momentem $M_y = 30$ kNm a příčným momentem $M_z = 1190$ kNm.

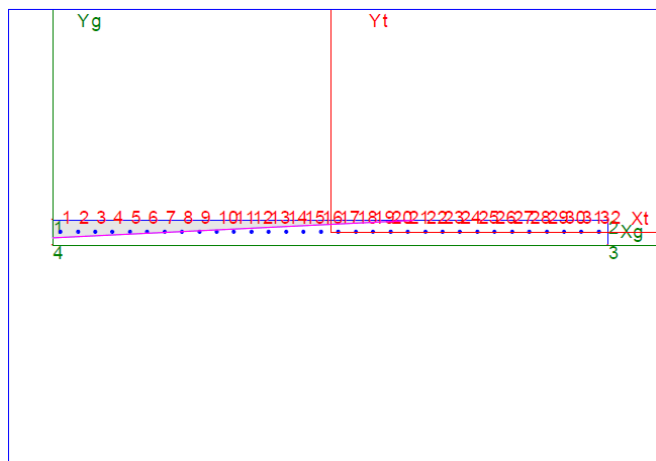
Maximální napětí ve výztuži při této kombinaci je 310 MPa. Což je menší než dovolené namáhání ve výztuži při celkové kombinaci $\sigma_{s,max} = 280 \cdot 1,15 = 322$ MPa. Maximální tlak v betonu činí -16,72 MPa, přičemž dovolené namáhání betonu při celkové kombinaci je $\sigma_{c,max} = 20,0 \cdot 1,15 = -23,0$ MPa.



Obr. 5.11 Příčné ohybové momenty Mz na mostovce

Zatěžovací Stav 1 : Celková kombi

N	Mx	My	Ty
-10.0	30.0	1190.0	0.0



ČSN 73 6206
Průřezové Charakteristiky
Ideální průřez

A	=	0.1840
X _t	=	1.0728
y _t	=	0.0990
I _{xt}	=	0.0001382
I _{yt}	=	0.1298
F _b	=	0.1101
F _s	=	0.00492602

Natočení neutrálné osy
 Alfa = 2.84000

Vyloučený tah v betonu**Extrémní hodnoty napětí**

	P.č.	X[m]	Y[m]	σ [MPa]		P.č.	X[m]	Y[m]	σ [MPa]
Beton	2	3.250	0.150	0.000		1	0.000	0.150	-16.718
Výztuž	32	3.200	0.075	309.999		1	0.050	0.075	-64.891
Beton Dostředný tlak									-0.018

Obr. 5.12 Posouzení průřezu mostovky

Se zahrnutím vlivu smršťování betonové mostovky (zjednodušeně uvažováno ochlazením mostovky o -20°C) dochází k mírnému nárůstu osově síly a příčných ohybových momentů. V praxi lze tedy předpokládat s použitím prutů profilu $\varnothing 16$ mm uprostřed rozpětí a profilu $\varnothing 12$ mm v krajních oblastech.

5.2.4. Posouzení ocelových konzol a zábradlí

Ocelové konzoly jsou namáhány pouze podélnými ohybovými momenty, které dosahují extrémních hodnot v místě napojení na ocelovou trubku. Únosnost určíme ze vztahu:

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yd} \quad (5.8)$$

Extrémní návrhová hodnota momentu při celkové kombinaci činí $M_{y,Sd} = 101 \text{ kNm}$ a je bezpečně menší než dovolená hodnota $M_{pl,Rd} = 260 \text{ kNm}$.

Jelikož stojna konzol není ve spodní tlačené oblasti zajištěna proti klopení, je nutné momentovou únosnost redukovat vzpěrnostním součinitelem $\chi_{LT} = 0,707$. Jeho výpočet je značně rozsáhlý, proto je zde uvedena pouze jeho výsledná hodnota. Momentová únosnost konzoly příčně nezabezpečené proti vybočení má potom hodnotu $M_{b,Rd} = 184 \text{ kNm}$, která je stále větší než extrémní ohybový moment $M_{y,Sd}$.

Ocelové zábradlí je od účinků přepínacího kabelu namáháno kombinací tahové normálové síly a podélného ohybového momentu. Posouzení lze provést dle vzorce:

$$\frac{N_{sd}}{A \cdot f_{yd}} \pm \frac{M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot f_{yd}} \leq 1 \quad (5.9)$$

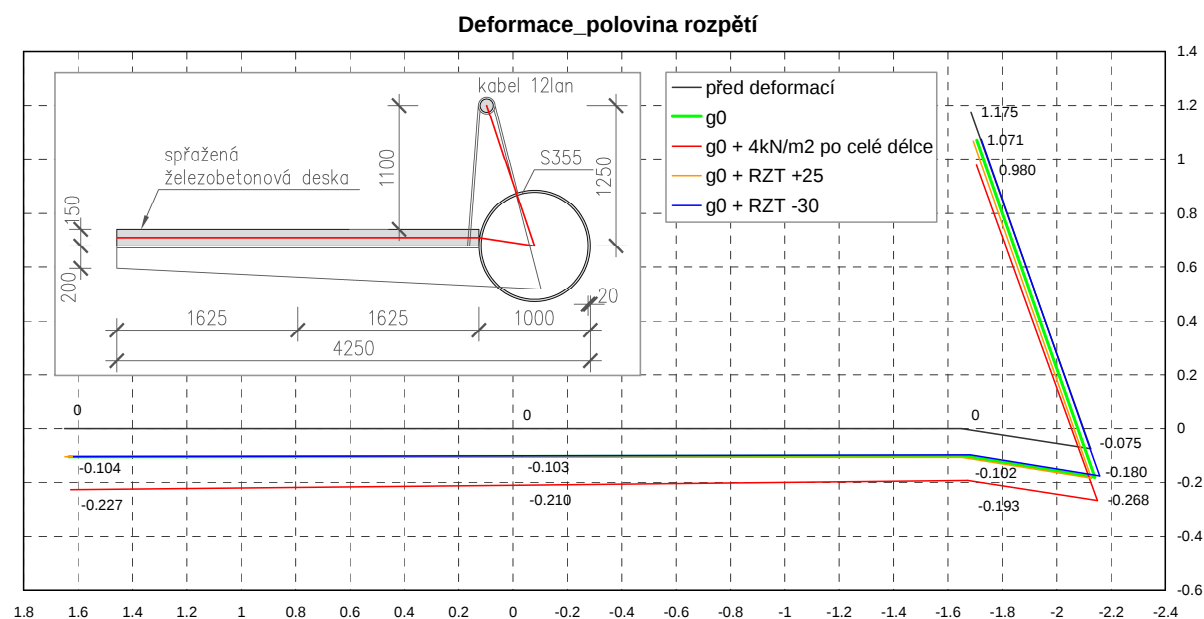
V celkové kombinaci zatížení, v místě napojení zábradlí na trubku dosahují hodnoty $N_{sd} = 27 \text{ kN}$ a $M_{y,sd} = 137 \text{ kNm}$. Levá strana rovnice (5.9) pak vychází **0,36** pro vlákna na vnějším okraji a **0,34** pro vlákna zábradlí na vnitřním okraji. Z posouzení je patrné, že průřezy mohly být ze statického hlediska voleny střídměji. Masivnější průřezy byly navrženy z důvodu velké tuhosti proti příčné deformaci od předpínacího kabelu.

Při návrhu konzol a zábradlí bylo přihlíženo nejen na splnění požadavků na únosnost, ale také na jejich praktičnost (např. dostatečná šířka horní pásnice konzol na sprážení s mostovkou) a estetičnost.

5.2.5. Deformace konstrukce

Při stanovení tvaru konstrukce ve finálním stavu bylo důležité vyrovnat příčný řez prostřednictvím předpětí do vodorovné polohy. V podélném směru má konstrukce tvar paraboly 2° . Při maximálním sklonu 8 % u opěr vychází hodnota maximálního vzepětí v polovině rozpětí 0,9 m. Aby se konstrukce od účinků vlastní tíhy dostala do požadované polohy, bylo nutné určit nadvýšení. Výpočty byla tato hodnota stanovena na **0,103 m (Obr. 5.13)**. Výrobní geometrie lávky proto musí mít hodnotu vzepětí 0,797 m. Ve finálním stavu se pak konstrukce dostane do požadované polohy se vzepětím 0,9 m.

Z **Obr. 5.13** je zřejmé, že je příčný řez od vlastní tíhy konstrukce ve vodorovné poloze (jednotlivé křivky odpovídají červené čáře znázorněné v příčném řezu vlevo nahoře).

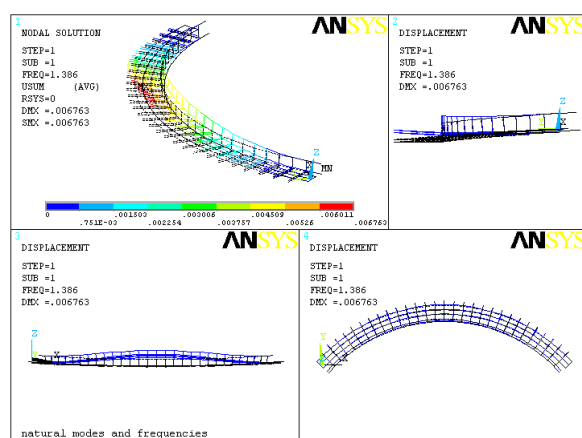


Obr. 5.13 Svislá deformace příčného řezu v polovině rozpětí

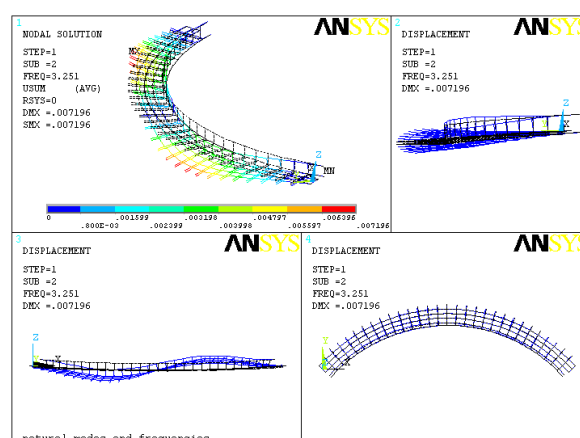
Z nahodilých zatížení má největší vliv zatížení chodci po celé délce mostu. Maximální přírůstek deformace od toho zatížení na vnějších vláknech průřezu je 0,123 m. Tato hodnota je nižší než maximální přípustná deformace ve svislém směru $1/250 \cdot L = 0,18$ m, při rozpětí $L = 45$ m.

5.2.6. Modální analýza

Pro zjištění citlivosti konstrukce na dynamické zatížení byla nejprve provedena analýza vlastních tvarů kmitu a jim příslušných frekvencí. Analýza konstrukce v gravitačním poli byla provedena metodou Block-Lanczos v aplikaci ANSYS v rozsahu frekvencí od 0 do 20 Hz. Získané frekvence a vlastní tvary byly zhodnoceny z hlediska absolutní velikosti a byly také vstupními daty pro následující dynamickou analýzu. První dva vlastní tvary kmitu jsou vidět na Obr. 5.14 a Obr. 5.15.



Obr. 5.14 První vlastní tvar

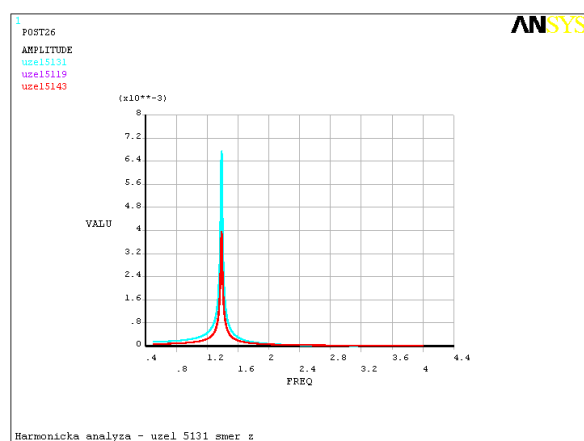


Obr. 5.15 Druhý vlastní tvar

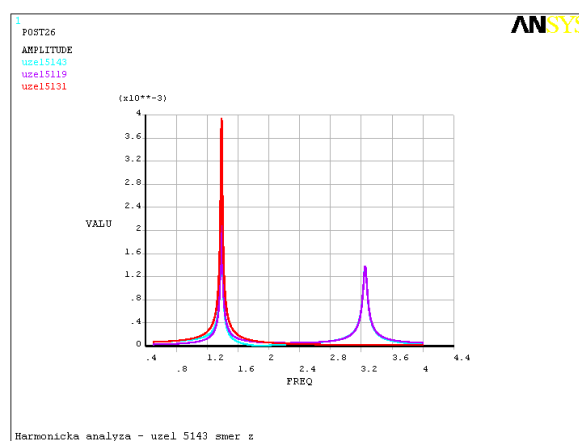
Vyvození dalších vlastních tvarů lze dosáhnout při frekvencích překračujících hodnoty, které jsou lidé schopni svým pohybem vyvodit, a proto s nimi nebylo dále uvažováno.

5.2.7. Harmonická analýza

Dynamická analýza byla spočtena podle British standard BS 5400 Appendix B: „Vibration serviceability requirements for the foot and cycle track bridges“ [3]. Postup výpočtu lze nalézt např. v [43]. Harmonická analýza byla provedena pro první 2 vlastní tvary (frekvenčně od 0,5 Hz – 4,0 Hz) s krokem po 0,001 Hz. Tlumení konstrukce bylo zadáno hodnotou 0,008. Tlumení je závislé na mnoha faktorech a v podstatě je ho možné před změřením na reálné konstrukci jen odhadnout. I konstrukčně méně významné prvky jako třeba zábradlí mají na tlumení konstrukce významný vliv. V zásadě tlumení závisí na použitém typu materiálu, na typu konstrukce a na uložení. Podrobněji lze nalézt např. v [10]. Pulsující síla 180 N byla zadána vždy na vnější okraj volné šířky mostovky do bodu, ve kterém byla největší výchylka příslušného vlastního tvaru.



Obr. 5.16 Odezva – první vlastní tvar



Obr. 5.17 Odezva – druhý vlastní tvar

Vztahy pro výpočet zrychlení konstrukce:

$$F_p = 180 \cdot \sin \omega T$$

$$\omega = 2 \cdot \pi \cdot f$$

$$u = u_{\max} \cdot \sin \omega T$$

$$v_{\max} = u_{\max} \cdot \omega$$

$$a_{\max} = u_{\max} \cdot \omega^2$$

$$a_{\lim} = 0,5 \cdot \sqrt{f_0}$$

$$\text{Pulsující síla} \quad (5.10)$$

$$\text{Úhlová rychlost} \quad (5.11)$$

$$\text{Vertikální posunutí} \quad (5.12)$$

$$\text{Maximální rychlost} \quad (5.13)$$

$$\text{Maximální zrychlení} \quad (5.14)$$

$$\text{Limitní hodnota zrychlení} \quad (5.15)$$

Pro první vlastní frekvenci $f_1 = 1,386$ Hz byla spočtena maximální výchylka $u_{\max} = 6,75$ mm, čemuž odpovídá maximální rychlost $v_{\max} = 0,059$ m/s a maximální zrychlení $a_{\max} = 0,512$ m/s².

Pro druhou vlastní frekvenci $f_2 = 3,251 \text{ Hz}$ byla spočtena maximální výchylka $u_{\max} = 1,38 \text{ mm}$, čemuž odpovídá maximální rychlost $v_{\max} = 0,028 \text{ m/s}$ a maximální zrychlení **$a_{\max} = 0,578 \text{ m/s}^2$** .

Protože extrémní vypočtené zrychlení $a_{\max} = 0,578 \text{ m/s}^2$ dosahuje hodnoty blízké limitnímu zrychlení **$a_{\lim} = 0,589 \text{ m/s}^2$** , předpokládá se použití dvou tlumičů vibrací umístěných v zábradlí ve čtvrtinách rozpětí, tak aby nedocházelo k nepříjemnému pocitu chodců při chůzi po mostě.

Navržená konstrukce byla detailně posuzována ve všech kritických místech ve všech fázích výstavby. Byla prokázána schopnost konstrukce odolávat veškerým normovým statickým i dynamickým namáháním.

Jelikož tento typ konstrukce doposud nebyl ve světě realizován, bylo rozhodnuto ověřit chování konstrukce na zmenšeném fyzikálním modelu. Zmenšený fyzikální model je dále popsán v kapitole 6.

6. Model lávky v měřítku 1:6

Jelikož konstrukční uspořádání lávky a její postup výstavby není zcela obvyklý, rozhodli jsme se ověřit chování konstrukce na zmenšeném fyzikálním modelu postaveném v laboratoři. Měřítko modelu bylo zvoleno 1:6 s ohledem na prostorové možnosti zkušebny, kapacity dostupných měřících zařízení a v neposlední řadě také s ohledem na výrobní náklady modelu. Model byl realizován ve sdružených laboratořích Ústavu kovových a dřevěných konstrukcí Vysokého učení technického v Brně.

Cílem experimentu bylo zejména ověření konstrukčního řešení, navrženého postupu výstavby, odezvy konstrukce na zatížení, zjištění mezní únosnosti konstrukce a ověření správnosti navrženého postupu statické analýzy. V úvodu této kapitoly je popsán princip modelové podobnosti, který byl použit při tvorbě zmenšeného modelu lávky. Dále je uveden vlastní návrh zmenšeného modelu, postup výstavby a v neposlední řadě vyhodnocení výsledků zatěžovacích zkoušek lávky, její mezní únosnosti a srovnávání těchto hodnot s teoreticky vypočtenými.

6.1. Modelová podobnost

V rámci výzkumných prací prováděných na Ústavu betonových a zděných konstrukcí FAST se osvědčila metoda stavby zmenšených modelů na základě teorie modelové podobnosti, která je podrobně popsána v knize [2]. Zmenšené modely byly použity například při ověřování segmentové mostní konstrukce s monolitickou spřaženou deskou [28], lávky pro pěší tvořené visutým předpjatým pásem ztuženým obloukem [25] a visuté střechy z předpjatého betonu [15].

Při návrhu modelu je zpravidla nutné přistoupit na některá dílčí zjednodušení, cílem je však navrhnout a realizovat model tak, aby tato zjednodušení neměla podstatný vliv na podobnost mezi chováním modelu a skutečné konstrukce. Model lávky byl navržen v souladu s tzv. *dokonalou prostorovou podobností* [2]. Vlastní model je v tomto případě zmenšeninou skutečné konstrukce v daném měřítku. Jednotlivé prvky konstrukce modelu jsou v případě použité podobnosti zhotoveny ze stejného materiálu, který odpovídá skutečné konstrukci. Poměrná přetvoření a napětí na modelu M a skutečné konstrukci S jsou potom stejná, což je vyjádřeno vztahem:

$$\frac{\sigma_S}{\sigma_M} = \frac{\varepsilon_S}{\varepsilon_M} = 1 \quad (6.1)$$

Výchozím předpokladem teoretického odvození dokonalé prostorové podobnosti je rovnost měřítka délek a posunů vyvolaných zatížením. Je tak zajištěna podobnost mezi modelem a skutečnou konstrukcí i v případě geometricky nelineárního chování, které vykazuje studovaná konstrukce.

Pro zajištění splnění rovnosti napětí na modelu a na skutečné konstrukci od vnějšího zatížení musí být zatížení modelu přepočteno podle následujících vztahů. Tyto vztahy přímo vyplývají z teoretického odvození použité podobnosti.

$$F_M = F_S \frac{1}{M^2} \quad q_M = q_S \frac{1}{M} \quad p_M = p_S \quad (6.2)$$

kde F je osamělé břemeno [kN], M je měřítko modelu, q je liniové zatížení [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$] a p je plošné zatížení [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$].

Pro splnění rovnosti napětí na modelu a skutečné konstrukci od vlastní tíhy musí objemové tíhy materiálů zmenšeného modelu splňovat podmínku:

$$\gamma_M = \gamma_S \cdot M \quad (6.3)$$

Podle tohoto vztahu musí být objemová tíha materiálu modelu M -násobkem objemové tíhy materiálu skutečné konstrukce γ_S . Toho nelze prakticky dosáhnout, a proto musí být chybějící část vlastní tíhy nahrazena dodatečným přitížením, tzv. *balastním zatížením*, které je rovnoměrně přiloženo na konstrukci. Pro celkové zatížení modelu vlastní tíhou g_M tedy platí vztah:

$$g_M = g_{M,vl.} + g_{M,bal.} \quad (6.4)$$

kde $g_{M,vl.}$ je vlastní tíha prvku modelu, která je definovaná jeho průřezovou plochou v případě prutového prvku nebo tloušťkou v případě plošného prvku; $g_{M,bal.}$ je balastní zatížení prutového nebo plošného prvku, které zajišťuje splnění podmínky (6.1) - rovnosti napětí σ_S a σ_M od vlastní tíhy. Balastní zatížení je tedy obecně definováno jako rozdíl celkového zatížení modelu vlastní tíhou a skutečné vlastní tíhy jednotlivých prvků modelu:

$$g_{M,bal.} = g_M - g_{M,vl.} \quad (6.5)$$

Vztah (6.5) symbolicky platí jak pro prutové prvky, tak pro plošné resp. skořepinové prvky modelu. Pro prutový prvek modelu s plochu příčného řezu A_M platí:

$$A_M = \frac{A_S}{M^2} \quad (6.6)$$

$$g_M^{prut} = A_M \cdot \gamma_M \quad (6.7)$$

$$g_M^{prut} = \frac{A_S}{M^2} \cdot \gamma_S \cdot M \quad (6.8)$$

$$g_M^{prut} = \frac{g_S^{prut}}{M} \quad (6.9)$$

kde g_S^{prut} je vlastní tíha prutového prvku skutečné konstrukce v kN/m. Balastní zatížení prutového prvku $g_{M,bal.}^{prut}$ je potom definováno vztahem:

$$g_{M,bal.}^{prut} = \frac{g_S^{prut}}{M} - g_{M,vl.}^{prut} \quad (6.10)$$

Pro plošný resp. skořepinový prvek modelu s tloušťkou t_M platí:

$$t_M = \frac{t_S}{M} \quad (6.11)$$

$$g_M^{skoř.} = t_M \cdot \gamma_M \quad (6.12)$$

$$g_M^{skoř.} = \frac{t_S}{M} \cdot \gamma_S \cdot M \quad (6.13)$$

$$g_M^{skoř.} = g_S^{skoř.} \quad (6.14)$$

kde $g_S^{skoř.}$ je vlastní tíha skořepinového prvku skutečné konstrukce v kN/m^2 . Balastní zatížení skořepiny na modelu je potom definováno vztahem:

$$g_{M, bal}^{skoř.} = g_S^{skoř.} - g_{M, vl.}^{skoř.} \quad (6.15)$$

Základní vztahy použité prostorové podobnosti jsou přehledně shrnuty v **Tab. 6.1**.

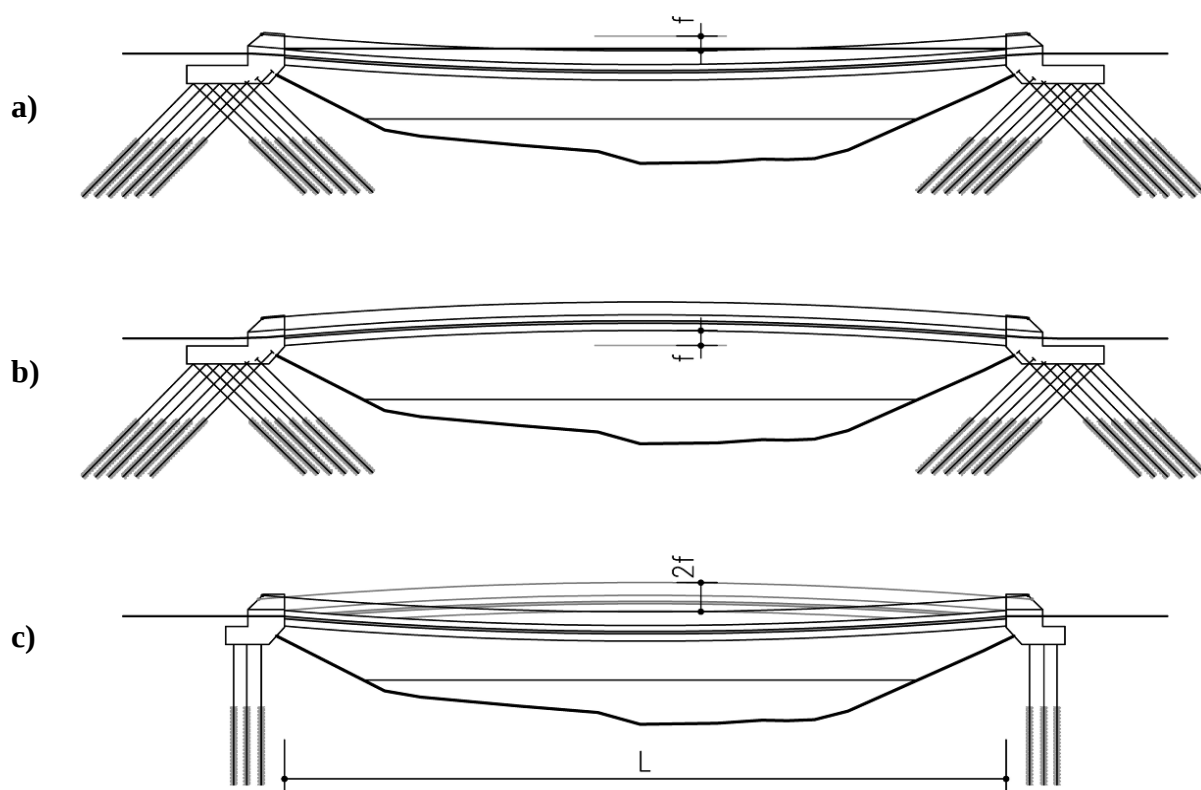
Parametr	Symbol	Měřítko	Parametr	Symbol	Měřítko
Délka	L	$\frac{L_S}{L_M} = M$	Liniové zatížení	q	$\frac{q_S}{q_M} = M$
Plocha	A	$\frac{A_S}{A_M} = M^2$	Plošné zatížení	p	$\frac{p_S}{p_M} = 1$
Objem	V	$\frac{V_S}{V_M} = M^3$	Posunutí	u	$\frac{u_S}{u_M} = M$
Modul pružnosti	E	$\frac{E_S}{E_M} = 1$	Poměrné přetvoření	ϵ	$\frac{\epsilon_S}{\epsilon_M} = 1$
Osamělá síla	F	$\frac{F_S}{F_M} = M^2$	Napětí	σ	$\frac{\sigma_S}{\sigma_M} = 1$

Tab. 6.1 Tabulka podobností mezi skutečnou konstrukcí S a modelem M

6.2. Návrh fyzikálního modelu lávky

Při návrhu fyzikálního modelu lávky půdorysně zakřiveného předpjatého pásu jsme byli nuceni vyřešit následující problém. K dispozici pro tvorbu modelu jsme měli již zhotovené železobetonové základové bloky, které posloužily již při předešlých experimentech prováděných na Ústavu betonových a zděných konstrukcí. Na těchto blocích jsme měli v plánu konstrukci zbudovat. Avšak vzhledem k velkému půdorysnému vzepětí lávky by došlo při zatěžovacích zkouškách k jejímu překlopení, neboť bloky nebylo možné z provozních důvodů nikterak zakotvit do podlahy zkušebny. Rozhodli jsme se proto testovat současně dva modely lávek pro pěší: půdorysně zakřivený předpjatý pás a půdorysně zakřivený plochý oblouk, který byly vetknuty do společných základových bloků.

Na příkladu působení předpjatého pásu a plochého oblouku v podélném směru můžeme pozorovat další nespornou výhodu spojení těchto dvou typů konstrukcí (**Obr. 6.1**).



Obr. 6.1 Konstrukce: a) předpjatý pás b) plochý oblouk c) předpjatý pás a plochý oblouk

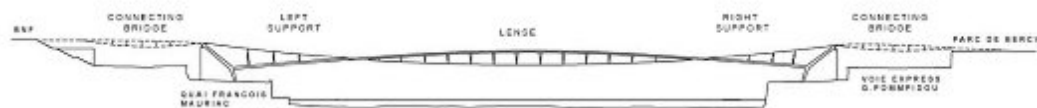
Přímý předpjatý pás (**Obr. 6.1 a**) bývá namáhán velkou tahovou silou, kterou je nutno přenést do podloží. Tahová síla způsobuje, že ohybová namáhání pásu jsou velmi malá. Navrhne-li podobným způsobem přímý plochý oblouk (**Obr. 6.1 b**), je namáhání konstrukce zdánlivě podobné. Konstrukce je namáhána tlakovou silou, kterou je nutno přenést do podpěr. Tlaková síla však ohybové namáhání oblouku mírně zvětšuje a je nutné oblouk ohybově ztužit.

Spojíme-li přímý předpjatý pás s přímým obloukem, získáme úspornou konstrukci namáhající základy jen svislými silami (**Obr. 6.1 c**). Ale i v tomto případě musíme oblouk ohybově ztužit, popřípadě spojit oblouk s pásem svislými a nebo diagonálními vzpěrami. Příkladem takovéto konstrukce je Pedestrian Bridge Simone de Beauvoir, Paříž, Francie (**Obr. 6.2**).

Pedestrian Bridge Simone de Beauvoir, Paříž, Francie

Lávka pro pěší o celkové délce 304 m a šířce 6 až 12 m byla dokončena v červenci 2006. Spojuje nové Pařížské celky Bercy a Tolbiac a zároveň novou národní francouzskou knihovnu s parkem Tolbiac. Hlavním polem překonává řeku Sienu bez mezilehlých podpěr a přilehlými poli překonává místní rušné městské komunikace. Lávka neoddělitelně spojuje architektonické a konstrukční řešení, kdy hlavní pole lávky je tvořeno dvěma plochými ocelovými oblouky, které jsou prostřednictvím vertikálních vzpěr ztuženy dvěma ocelovými pásy. Tlaková reakce z oblouků je pak šikmými vzpěrami přenášena do bodu kde vyrovnává tahovou reakci od pásu. Konstrukce je pak ve výsledku namáhána jen svislými reakcemi.

a)

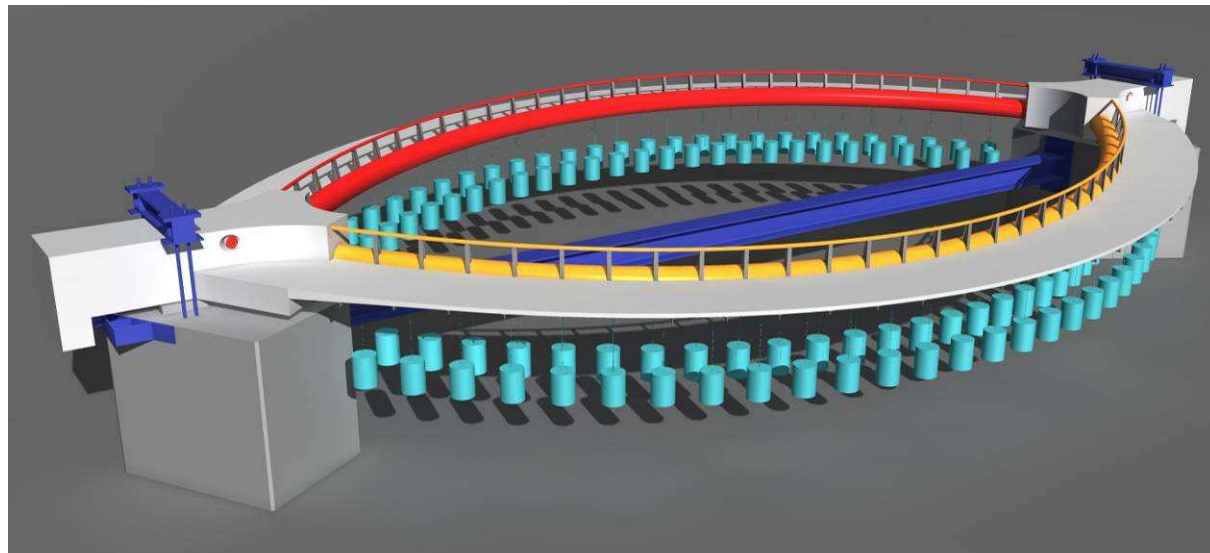


b)



Obr. 6.2 Pedestrian Bridge Simone de Beauvoir: a) podélné schéma b) pohled

Poněkud jiná je situace u půdorysně zakřivené konstrukce, protože jak předpjatý pás, tak i plochý oblouk je nutno torzně a ohybově ztužit. Lze proto navrhnout samostatné půdorysně zakřivené konstrukce z předpjatého pásu a nebo plochého oblouku, popřípadě tyto konstrukce vzájemně spojit ve společných kotevních blocích (**Obr. 6.3**).



Obr. 6.3 Vizualizace modelu tvořeného zakřiveným předpjatým pásem a plochým obloukem

6.2.1. Geometrie modelu

V první fázi návrhu modelu bylo nutné přepočítat geometrii a průřezy v souladu s použitou modelovou podobností a dostupností jednotlivých komponentů. Základní parametry konstrukce byly po šestinásobném zmenšení vypočteny podle následujících vztahů:

Rozpětí lávky:

$$L_6 = \frac{L}{M} = \frac{45}{6} = 7,5m \quad (6.16)$$

Vzepětí lávky v půdoryse:

$$w_6 = \frac{w}{M} = \frac{10}{6} = 1,667m \quad (6.17)$$

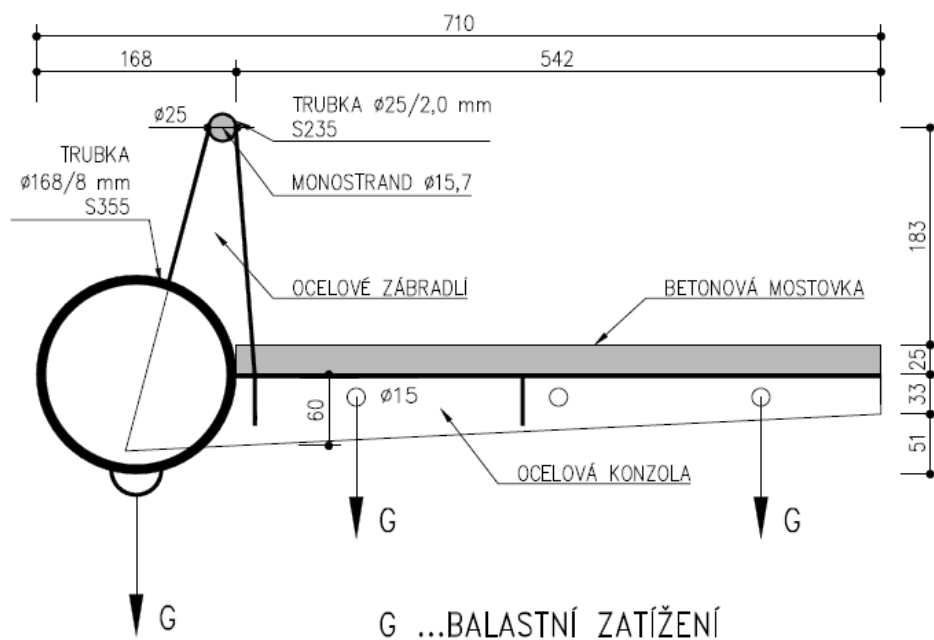
Vzepětí lávky v podélném směru:

$$f_6 = \frac{f}{M} = \frac{0,9}{6} = 0,15m \quad (6.18)$$

Rozpětí ztužující ocelové trubky:

$$L_{O6} = \frac{L_O}{M} = \frac{41,845}{6} = 6,974m \quad (6.19)$$

V původním návrhu vytváří ocelová trubka prostorovou křivku, která představuje v půdoryse oblouk a v podélném směru parabolu 2°. Od tohoto záměru bylo u modelu odstoupeno z důvodu náročného provádění a tvar trubky byl zjednodušen na oblouk o poloměru 4,687 m, který byl sklopen tak, aby dosahoval v podélném směru vzepětí 0,15 m. Tímto zjednodušením jsme se dopustili jen velice malé odchylky geometrie, ale nesporná výhoda byla v možnosti vyrábět ocelovou konstrukci na stole pouze v jedné rovině. Schémata modelu jsou na **Obr. 6.4** a **Obr. 6.5**.



Obr. 6.4 Schéma příčného řezu zmenšeného modelu, 1:6

Ocelové trubky

Pro ocelovou trubku byl po zmenšení zvolen průřez bezešvé trubky vnějšího průměru 168 mm s konstantní tloušťkou stěny 8 mm po celé délce konstrukce. Tloušťka 8 mm neodpovídá přesně požadované tloušťce po zmenšení, nicméně byla zvolena kvůli dostupnosti materiálu. Ocel trubky byla S355.

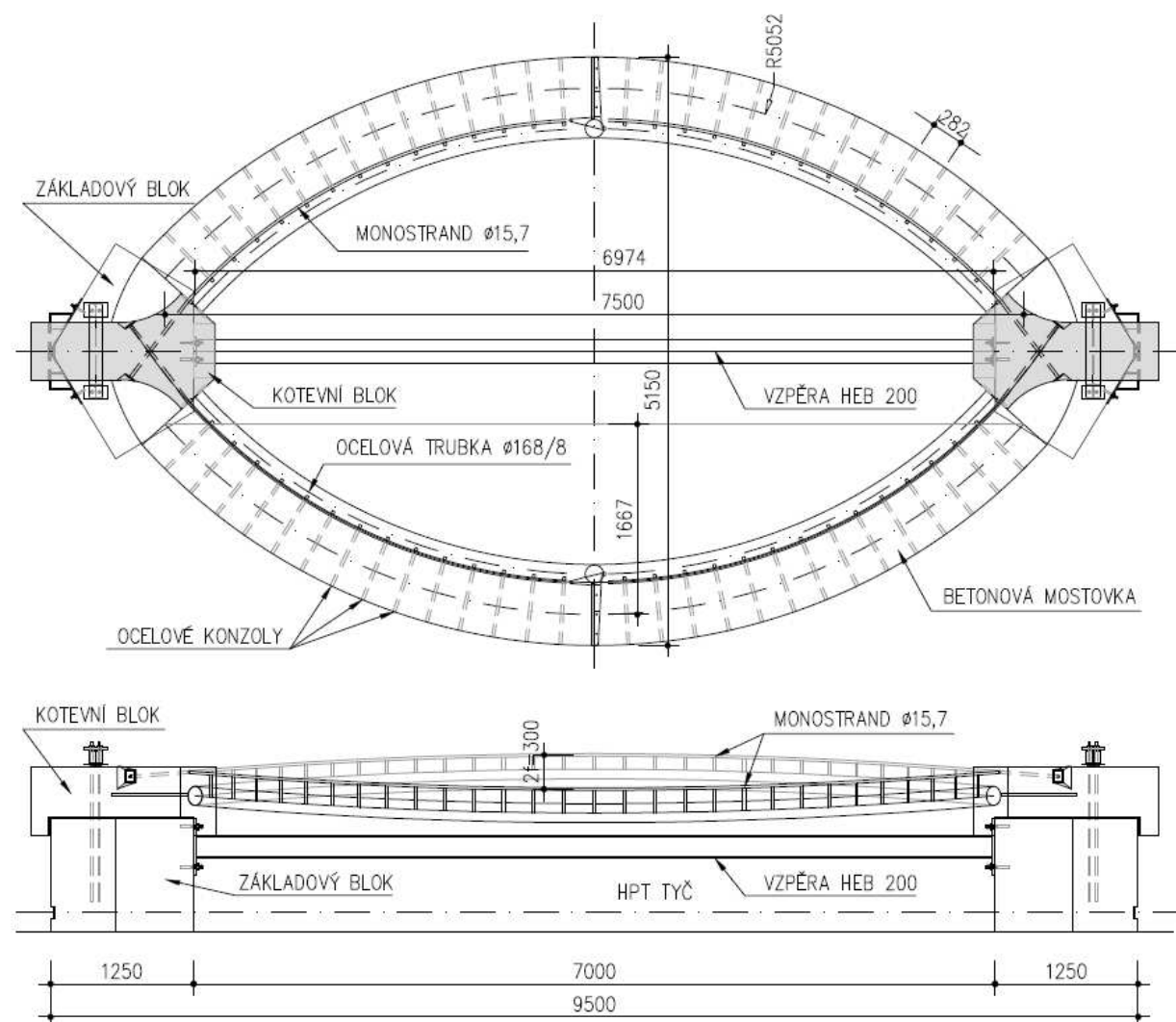
V horním okraji zábradlí je po celé délce navařena ocelová bezešvá trubka vnějšího průměru 25 mm s tloušťkou stěny 2 mm z oceli S235, která slouží k vedení monostrandu a zároveň jako madlo zábradlí.

Ocelové konzoly a zábradlí

Ocelové konzoly jsou společně se zábradlím tvořeny L-profilem tloušťky 3 mm, který je zasunut a vevařen do ocelové trubky. Tvoří tak příčné vazby (diafragmata) prostřednictvím kterých je vynášena betonová mostovka. Konzoly jsou tvořeny ocelovým T-profilem proměnné výšky 33 – 60 mm s pásnicí 25 x 3 mm. Zábradlí je pak tvořeno I-profilem s proměnnou výškou 25 – 93 mm s pásnicemi 25 x 3 mm. Konzoly a zábradlí byly vyrobeny z oceli S355.

Betonová mostovka

Rozměry betonové mostovky byly zmenšeny přesně v měřítku 1:6 na rozměr 542 x 25 mm.



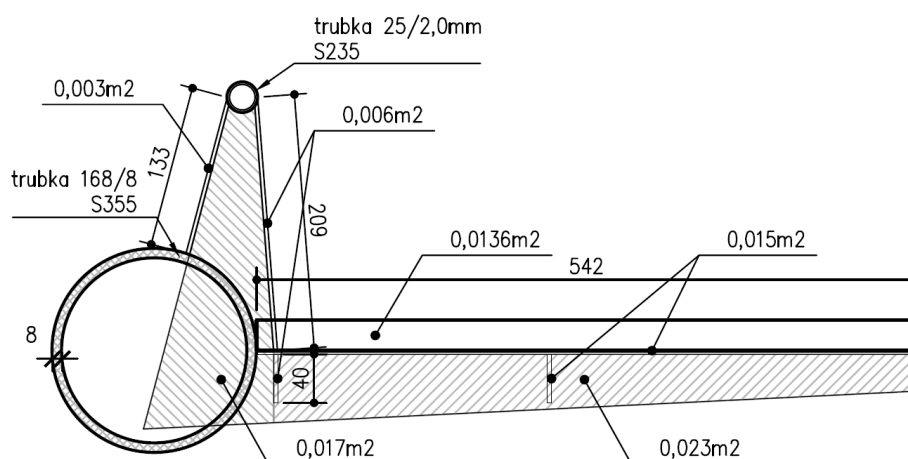
Obr. 6.5 Schéma půdorysu a podélného řezu zmenšeného modelu, 1:6

Přepínací kabel v zábradlí

12-ti laný předpínací kabel vedený v trubce zábradlí byl v modelu nahrazen jedním lanem typu monostrand průměru 15,7 mm pevnosti 1860 MPa.

6.2.2. Balastní zatížení

Balastní zatížení dodané na model bylo dvojího druhu. Umístěno bylo pod ocelovou trubkou a pod konzoly mostovky (**Obr. 6.4**). Uvažované plochy jednotlivých částí průřezu jsou znázorněny na **Obr. 6.6**.



Obr. 6.6 Schéma příčného řezu – plochy

Vlastní tíha a balastní zatížení ocelových trubek

Na spodním líci ocelové trubky byly navařeny oka, na kterých bylo zavěšeno závaží s balastním zatížením pro trubku, zábradlí a monostrand. Tíha zábradlí byla převedena na spojitě rovnoměrné zatížení vedené v ose trubky.

Plocha ocelové trubky:

$$A_{t,6} = 4,021 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 \quad (6.20)$$

Objem ocelového zábradlí přepočten na rovnoměrnou plochu:

$$A_{z,6} = \frac{\sum A_{zi,6} \cdot t_{z,6}}{l_{z,6}} = \frac{(0,017 + 0,006 + 0,003) \cdot 0,003}{0,262} = 2,977 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \quad (6.21)$$

kde $\sum A_{zi,6}$ představuje součet ploch stěny a vnitřní a vnější pásnice zábradlí.

Plocha zábradelní trubky, ve které je veden monostrand:

$$A_{tz,6} = 1,45 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \quad (6.22)$$

Plocha lana monostrand:

$$A_{l,6} = 1,5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \quad (6.23)$$

Objemová tíha oceli:

$$\gamma_s = 78,5 \text{ kNm}^{-3} \quad (6.24)$$

Vlastní tíha trubky, zábradlí a monostrandu:

$$g_{0,6,vl,1} = \sum A_{i,6} \cdot \gamma_s = (40,21 + 2,977 + 1,45 + 1,5) \cdot 10^{-4} \cdot 78,5 = 0,362 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1} \quad (6.25)$$

Balastní zatížení nahrazující chybějící část vlastní tíhy trubky, zábradlí a monostrandu:

$$g_{0,6,bal,1} = \frac{g_{0,vl,1}}{M} - g_{0,6,vl,1} = \frac{2,173}{6} - 0,362 = 1,811 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1} \quad (6.26)$$

Vlastní tíha a balastní zatížení ocelových konzol a betonové mostovky

Balastní zatížení aplikované na konzoly zahrnuje vlastní tíhu betonové mostovky a ocelových konzol. Tíha konzol byla převedena na spojitě rovnoměrné zatížení vedené v ose konzol.

Plocha betonové mostovky:

$$A_{m,6} = 1,355 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2 \quad (6.27)$$

Objem ocelové konzoly přepočten na rovnoměrnou plochu:

$$A_{k,6} = \frac{\sum A_{ki,6} \cdot t_{k,6}}{l_{k,6}} = \frac{(0,023 + 0,015) \cdot 0,003}{0,282} = 4,04 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \quad (6.28)$$

Objemová tíha betonu mostovky:

$$\gamma_c = 25 \text{ kNm}^{-3} \quad (6.29)$$

Vlastní tíha mostovky a konzol:

$$g_{0,6,vl,2} = A_{m,6} \cdot \gamma_c + A_{k,6} \cdot \gamma_s = 1,355 \cdot 10^{-2} \cdot 25 + 4,04 \cdot 10^{-4} \cdot 78,5 = 0,370 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1} \quad (6.30)$$

Balastní zatížení nahrazující chybějící část vlastní tíhy mostovky a konzol:

$$g_{0,6,bal,2} = \frac{g_{0,vl,2}}{M} - g_{0,6,vl,2} = \frac{2,221}{6} - 0,370 = 1,851 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1} \quad (6.31)$$

6.2.3. Předpětí monostrandu v zábradlí

Jelikož je ocelová trubka je tužší, než bylo uvažováno v původním návrhu, není možné velikost předpínací síly počítat dle vztahu:

$$N_{p,6} = \frac{N_p}{M^2} \quad (6.32)$$

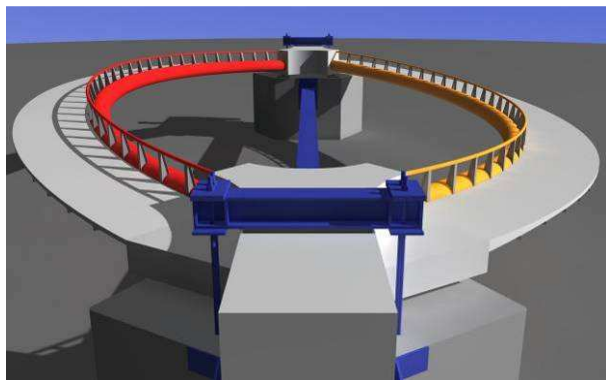
Předpínací síla byla určena na výpočtovém modelu, který přesně odpovídá zmenšenému modelu v měřítku 1:6. Její hodnota činí:

$$N_{p,6} = 76 \text{ kN} \quad (6.33)$$

což odpovídá napětí v laně monostrand:

$$\sigma_{p,6} = 507 \text{ MPa} \quad (6.34)$$

6.3. Konstrukční řešení modelu



Obr. 6.7 Vizualizace modelu lávek

Tato část práce stručně popisuje konstrukční řešení modelu lávek a nejdůležitějších detailů. Kompletní výrobní dokumentace modelu tvoří obsah přílohy D disertační práce. Schématická vizualizace modelu bez balastního zatížení je na **Obr. 6.7**.

6.3.1. Založení modelu

Vlastní konstrukce modelů lávek pro pěší byla uložena na dvou základových blocích, které posloužily již několika předešlým modelům (**Obr. 6.8**). Vyrobeny a tedy i poprvé použity byly na modelu visuté střechy z předpjatého betonu [15]. Tyto bloky byly pětiúhelníkového tvaru, byly dostatečně masivní aby zabezpečily stabilitu konstrukce proti překlopení jak během montáže tak i během zatěžovacích zkoušek a zkoušce mezní únosnosti. Výška bloků byla 1 m což splňovalo naše požadavky ohledně možnosti zavěšení balastního zatížení pod konstrukci lávek a zároveň pro snadné kladení zátěže při zatěžovacích zkouškách. Dle dostupné dokumentace (viz. [15]) byl pro výrobu bloků navržen beton C20/25 a rovnoměrné vyztužení při všech površích. Základové bloky nebyly nikterak kotveny k podlaze, což umožňovalo přizpůsobit si jejich polohu našim požadavkům. Pro zvětšení koheze s podlahou a přesné výškové ustavení bloků do roviny byly bloky podlity speciální směsí GROUTEX PAC.



Obr. 6.8 Základové bloky

Pro omezení deformací, které by mohly zkreslit výsledky měření, byly bloky v horní části rozepřeny pomocí ocelového přípravku tvořeného profilem HEB 200 a v dolní části sepnuty naspojovanou HPT tyčí průměru 20 mm zapůjčenou firmou FIRESTA. Ocelová vzpěra byla převzata z předchozího modelu lávky pro pěší tvořené plochým obloukem vynášeným kabelem.

Ocelové trubky byly vetknuty do železobetonových opěr osazených na základových blocích. Opěry byly vybetonovány přímo blocích na tvrzené pryžové gumě tloušťky 5 mm. Pro zajištění stability byly v zadní části přitaženy přes ocelový přípravek pomocí závitových

tyčí zalitých v základových blocích. V zadní části opěr byl navíc zbudován ozub, který zabráňoval jejich posunu v podélném směru. Proti příčnému posunutí byly v přední části opěr umístěny ocelové zarážky zakotvené do základových bloků. Opěry byly zhotoveny z betonu C30/37 a rovnoměrně vyztuženy při všech površích, s větší koncentrací výztuže v oblasti napojení trubek. Do opěr byly rovněž ve zbudovaných kapsách zakotveny monostrandy. Průchod monostrandů opěrami byl zajištěn pomocí ocelových chrániček vnějšího průměru 25 mm s tloušťkou 2 mm. Chráničky byly pro lepší přenos síly zakončeny ocelovou čelní deskou tl. 10 mm.

6.3.2. Ocelová konstrukce

Kompletní výrobní dokumentaci vypracoval autor této práce spolu s autorem plochého oblouku Ing. Michalem Juríkem. Jak již bylo popsáno výše, průřez ztužující trubky pásu byl po celé délce tvořen bezešvou ocelovou trubicí 168/8 mm.

Hlavním cílem při výrobě trubek byla spolu s jednoduchostí výroby jejich cena. Střednice trubky z původního návrhu vytváří prostorovou křivku, kde v půdoryse je oblouk a v podélném směru parabola 2°. Po zvážení jsme se tuto prostorovou křivku rozhodli nahradit křivkou rovinnou danou obloukem o poloměru 4,687 m, který byl sklopen tak, aby dosahoval v podélném směru požadovaného vzepětí 0,15 m. Odchyłky v geometriích obou křivek byly minimální, stejně jako odchyłky v průbězích vnitřních sil. Dalším úskalím bylo jak ohnout trubku do požadovaného poloměru. Takto velký profil trubky bylo již nutné ohýbat za tepla a cena tohoto úkonu byla příliš vysoká. Proto jsme se rozhodli oblouk posvařovat z přímých částí délky 262 mm v ose trubky a vytvořit tak polygonální křivku. Díky tomuto řešení a vzhledem k tomu že oblouky byly rovinné, bylo možné použít poměrně jednoduchý způsob výroby a kontroly geometrie během výroby. Skutečná polygonální geometrie trubek byla následně použita také při statické analýze.



Obr. 6.9 Výroba ocelové konstrukce

K snadnému vyskládání oblouku měly přímé dílce zkosené okraje pod úhlem 1,60°. V první části byly svařeny jednotlivé dílce tupými svary, s vynecháním části pro vložení ocelových konzol. Po zkontrolování geometrie byly do ponechaných otvorů vloženy L-úhelníky s již navařenými pásnicemi a výztuhami a následně svařeny tupými svary v požadovaném příčném sklonu (**Obr. 6.9**). Pro lepší navaření L-úhelníku na trubku byly jednotlivé dílce trubky zbroušeny v místě kontaktu s L-úhelníkem.

Ocelové L-úhelníky byly vypáleny laserem z plechu materiálu tl. 3 mm včetně kruhových otvorů sloužících k zavěšení balastního zatížení. Ze stejného plechu byly následně

vypáleny pásnice konzol a zábradlí. Konzoly vynášející betonovou mostovku byly zajištěny proti klopení navařenými výztuhami umístěnými pod vnitřní pásnicí zábradlí a uprostřed konzoly.



Obr. 6.10 Hotová ocelová konstrukce

Na spodní okraj trubky vždy v polovinách segmentů polygonu trubky byly navařeny ocelová oka sloužící k zavěšení balastního zatížení. Dále byla v horní části zábradlí navařena ocelová bežešvá trubka ϕ 25 mm s tl. stěny 2 mm, která byla předem za studena ohnuta do požadovaného tvaru. Tato trubka sloužila k vedení monostrandu a v případě reálné konstrukce by posloužila jako madlo zábradlí.

Na okraje nosných trubek byly v konečné fázi navařeny v požadovaném sklonu kruhové kotevní desky průměru 268 mm a tloušťky 20 mm. Každá deska byla opatřena 10 otvory ϕ 18 mm, které sloužily k protažení závitových tyčí.

Tyče umožňovaly vetknutí trubek k opěrám. Závitové tyče průměru 16 mm byly zhotoveny z materiálu 8.8 s mezí pevnosti 800 MPa. Napojení kotevních desek na trubky bylo posíleno 8 ks ocelových výztuh z plechu tl. 8 mm. Zhotovená ocelová konstrukce je vidět na **Obr. 6.10**.

6.3.3. Předpínací lano v zábradlí

Jako předpínací lano v zábradlí byl zvolen monostrand (tedy lano uložené v HDPE chrániče s mazivem) průměru 15,7 mm s mezí pevnosti 1860 MPa a plochou 150 mm². Toto lano bez soudržnosti bylo navrženo pro bezproblémové dodatečné předpětí konstrukce. Pro kotvení lan byly použity standardní jednolanové kotvy firmy Napko s.r.o.

6.3.4. Betonová mostovka

Mostovka byla betonována do bednění tvořeného lichoběžníkovými překližkami tl. 10 mm umístěnými vždy mezi dvěma konzolami (**Obr. 6.11**). Upevnění překližky ke konzolám bylo realizováno šroubovými spoji ze spodní strany pásnic konzol, které umožňovaly pozdější odbednění desky. Vnější hrana mostovky byla vymezena ohýbanou latí, která byla vruty připevněna k překližkám. Vnitřní hrana mostovky byla od trubky odizolována nalepenými pásy z polystyrénu.

Tloušťka mostovky modelu byla pouze 25 mm a proto ji nebylo možné řádně vyztužit. Po zkušenostech z předešlých modelů prováděných na Ústavu betonových a zděných konstrukcí bylo přistoupeno k vyztužení pozinkovaným pletivem tl. 1,2 mm s velikostí ok 12 x 12 mm (**Obr. 6.12**). Pletivo bylo přichyceno pomocí šroubů, které držely bednění

mostovky. Šrouby zároveň působily jako spřahovací prvky mezi ocelovými konzolami a betonem.

U skutečné konstrukce je uvažováno s podepřením mostovky pouze ve svislém směru a ve směru kolmo na podélnou osu mostovky. Umožněn je tedy podélný posun. Z důvodu náročnosti provedení na zmenšeném modelu bylo přistoupeno k vetknutí mostovky u opěr. V oblasti vetknutí byla mostovka od poslední konzoly k opěře náběhovaná, s maximální tloušťkou 100 mm a dovyztužena klasickou betonářskou výztuží o průměru 8 mm.



Obr. 6.11 Bednění mostovky



Obr. 6.12 Vyztužení mostovky pletivem

6.3.5. Balastní zatížení

Jak již bylo zmíněno dříve, balastní zatížení je dvojího typu. Rozměry a uspořádání balastního zatížení použitého při výstavbě modelu půdorysně zakřiveného předpjatého pásu a plochého oblouku je patrné z **Obr. 6.13** a **Obr. 6.14**.

Balastní zatížení dodané k vlastní tíze trubky, zábradlí a monostrandu bylo realizováno pomocí kvádrů z prostého betonu, který byly prostřednictvím závěsných ok zavěšeny pod ocelovou trubkou. Toto závaží bylo vybetonováno do forem při betonáži opěr. Počet těchto kvádrů odpovídal počtu segmentů trubky a byl tedy 30 ks pro každou lávku. Hodnota balastního zatížení na běžný metr délky u skutečné konstrukce byla v odstavci 6.2.2 stanovena na $g_{0,6,bal,1} = 1,811 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$. Hmotnost jednoho betonového kvádru byla určena přenásobením spojitého zatížení délkou segmentu trubky, která má v ose hodnotu 0,262 m, čemuž odpovídá tíha balastního zatížení:

$$m_{t,bal.} = 1,811 \cdot 0,262 \cdot 10^2 = 47,45 \text{ kg} \quad (6.35)$$

Této hmotnosti nejlépe odpovídá rozměr betonového kvádrů 0,35 x 0,33 x 0,18 m, který má při předpokládané objemové hmotnosti prostého betonu $2300 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$ hmotnost:

$$m'_{t,bal.} = 0,35 \cdot 0,33 \cdot 0,18 \cdot 2300 = 47,82 \text{ kg} \quad (6.36)$$

Balastní zatížení ocelových konzol a betonové mostovky bylo realizováno pomocí ocelových držáků, které byly zavěšeny pod každou konzolou do předem vyřezaných otvorů ve stěně konzol o průměru 15 mm. Jak je patrné z **Obr. 6.14**, byly použity 2 typy ocelových držáků, které byly převzaty z dřívějších modelů a následně upraveny dle našich požadavků. Hodnota balastního zatížení na běžný metr délky u skutečné konstrukce byla v odstavci 6.2.2 stanovena na $g_{0,6,bal,2} = 1,851 kN \cdot m^{-1}$. Hmotnost jednoho ocelového držáku s válečky byla určena přenásobením spojitého zatížení vzdáleností konzol v ose mostovky, která má hodnotu 0,282 m. Tomu odpovídá tíha balastního zatížení:

$$m_{k,bal.} = 1,851 \cdot 0,282 \cdot 10^2 = 52,19 kg \quad (6.37)$$

Tíha velkého držáku s 5-ti většími ocelovými válečky o celkovém počtu 16 kusů na lávku činí:

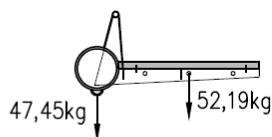
$$m'_{k,v,bal.} = 51,82 kg \quad (6.38)$$

Tíha malého držáku s 6-ti menšími válečky o celkovém počtu 13 kusů na lávku činí:

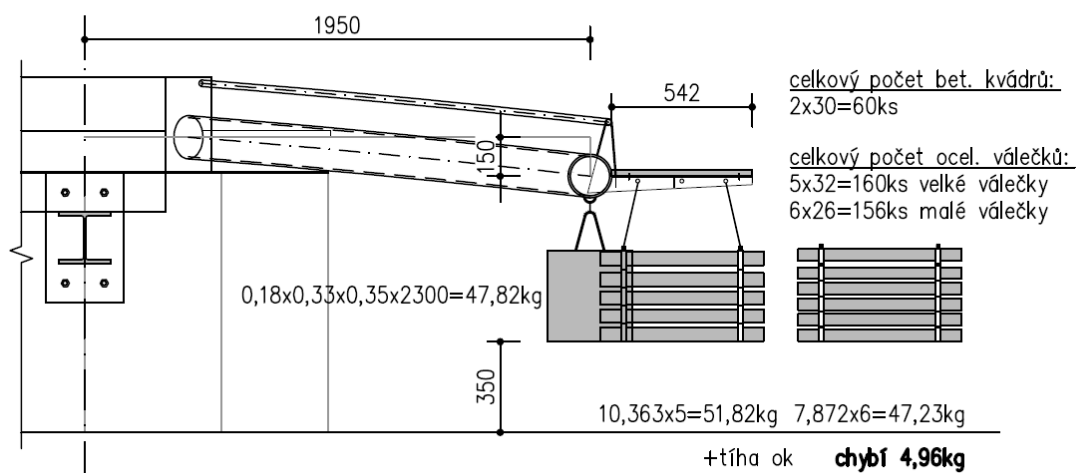
$$m'_{k,m,bal.} = 47,23 kg \quad (6.39)$$

Tíha velkých držáků velmi dobře odpovídala požadované tíze, tíha malých držáků byla o 5 kg menší. Od náročného a nákladného přitěžování malých držáků bylo nakonec odstoupeno, velké držáky byly umístěny do střední části lávek a malé držáky u okrajů. Skutečná tíha balastního zatížení byla následně použita také při statické analýze.

Požadované přitížení

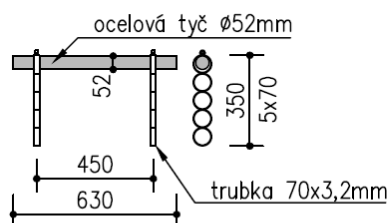


Příčný řez uprostřed rozpětí

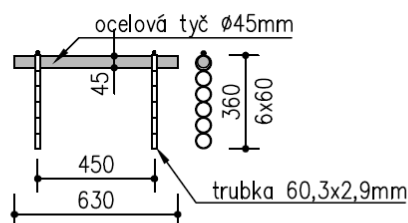


Obr. 6.13 Schéma uspořádání balastního zatížení (počet kusů pro oba modely)

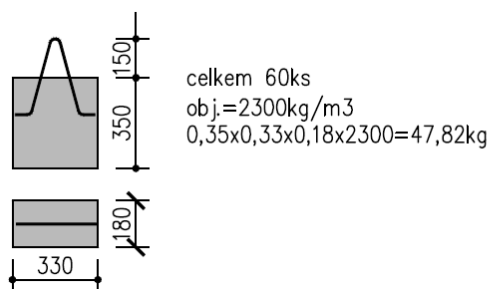
Držáky na velké tyče



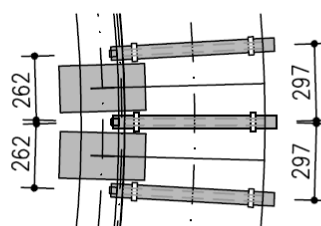
Držáky na malé tyče



Betonové kvádry pod trubku



Balastní zatížení v půdoryse



Obr. 6.14 Balastní zatížení (počet kusů pro oba modely)

6.4. Materiály použité při stavbě modelu

V následující části jsou popsány materiály použité při výstavbě modelu, se zaměřením na speciální beton (jemnozrnný vysokopevnostní beton - mikrobeton), který byl použit na tvorbu mostovky. Návrh jednotlivých materiálů vycházel ze statických požadavků, ale byl také zásadně ovlivněn podmínkami jejich aplikace v konstrukci modelu.

6.4.1. Vysokopevnostní beton použitý na mostovku

Požadavek autorů na kvalitu betonu byl zaměřen především na jeho zvětšenou tahovou únosnost, která by nahrazovala nedostatečné vyztužení pomocí pletiva. Dalším důležitým kritériem byla vhodná zpracovatelnost betonu, s ohledem na zakřivení lávek v podélném směru a aby mikrobeton mohl být uložen litím do bednění bez hutnění vibrací. Na modelu byly testovány dvě různé varianty vysokopevnostního betonu, jedna pro předpjatý pás a druhá pro plochý oblouk. Návrh receptur provedl Prof. Ing. Ivailo Terzijsky, CSc. Podrobnější informace o vývoji použitých speciálních betonů lze nalézt ve výzkumné zprávě [46], dále bude popsán pouze beton použitý na mostovku předpjatého pásu.

Samotný beton byl svým způsobem též modelovou hmotou, neboť vzhledem k tloušťce mostovky 25 mm a nutnosti mostovku řádně probetonovat přes pletivo bylo nutno použít kamenivo s maximálním zrnem 6 mm. Mikrobeton byl připravován laboratorně v míchačce s nuceným oběhem. Pro vybetonování celé mostovky a výrobu souvisejících vzorků pro fyzikálně-mechanické zkoušky bylo zapotřebí přibližně 100 litrů čerstvého mikrobetonu, který byl připravován ve dvou záměsích po 50 litrech.

Z mikrobetonu byly mimo betonáže mostovky vyrobeny následující vzorky:

- Trámečky 40×40×160 mm (6 ks) pro stanovení pevnosti v ohybu a tlaku (na zlomcích).
- Trámečky 80×80×400 mm (1 ks) pro sledování smršťování mikrobetonu.
- Trámečky 80×80×400 mm (1 ks) pro sledování smršťování a dotvarování mikrobetonu.

Konečné složení mikrobetonu je uvedeno v **Tab. 6.2**. Přehled zjištěných vlastností navržené betonové směsi je uveden v **Tab. 6.3**.

Modul pružnosti nebyl určen v souladu s ČSN ISO 6784, ale orientačně dopočítáván z podílu napětí a odpovídající přetvoření. Modul pružnosti v 28 dnech byl přibližně určen jako $E_{c,28} = 38,5 \text{ GPa}$.

Z hlediska krychelné pevnosti odpovídal navržený beton minimální třídě C70/85.

Složení směsi	Jednotka	Množství na 1m^3
CEM I 42,5 R Hranice	kg	700
Metakaolin	kg	70
Voda celková	kg	177
ACE 40	kg	20
Retardal 540	kg	1,65
Fibrin 660	kg	2,07
Anti-crak HLP	kg	5,15
0/1 mm Bzenec	kg	360
Pr30 Provodín	kg	360
0/4 mm Zaječí	kg	360
4/6 mm Tovačov	kg	360

Tab. 6.2 Složení betonové směsi pro výrobu mostovky předpjatého pásu

Vlastnost	Jednotka	Hodnota		
		7 denní	28 denní	90 denní
Pevnost v tlaku	MPa	73,3	92,4	110,2
Pevnost v ohybu	MPa	7,8	6,0	5,8
Objemová hmotnost stanovená změřením a zvážením trámečků	kg/m^3	2320		
Objemová hmotnost stanovená hydrostatickým vážením	kg/m^3	2330		

Tab. 6.3 Fyzikální a mechanické vlastnosti betonové směsi

6.4.2. Beton použitý na tvorbu opěr a závaží

Výztuž opěry byla navržena v dostatečných vzdálenost tak, aby mohlo dojít k průběžnému hutnění betonu pomocí vibrační pistole a nebylo nutné klást žádný zvláštní požadavek na betonovou směs (velikost kameniva, samohutnící směs, apod.). Přímo v betonárce bylo objednáno celkem 5 m^3 betonu C30/37, který byl následně využit na betonáž obou opěr a veškerých betonových kvádrů sloužících jako balastní a užité zatížení.

C 30/37, konzistence S6, max. zrn. kameniva 8mm

Krychelná pevnost vzorků

označení vzorku	datum betonaže	datum zkoušky	stáří [den]	rozměry vzorku				hmotnost		objemová hmotnost		silá	pevnost	
				a [mm]	b [mm]	c [mm]		m [g]		ρ [kg/m ³]		F [kN]	$f_{c,cube}$ [MPa]	
1	21.10.09	29.10.09	8	149.78	148.97	149.99		7541.0		2253		1034	46.3	47.0
2	21.10.09	29.10.09	8	149.66	148.81	149.68		7480.7		2244		1052	47.2	0.57
3	21.10.09	29.10.09	8	149.65	148.02	149.87		7509.9		2262		1050	47.4	1.21
4	21.10.09	20.11.09	30	149.67	148.62	150.20		7502.3		2245		1392	62.6	63.6
5	21.10.09	20.11.09	30	149.70	148.85	149.89		7515.8		2250		1437	64.5	0.98
6	21.10.09	20.11.09	30	149.67	148.95	149.72		7508.3		2250		1424	63.9	1.53

Statický modul pružnosti v tlaku

označení vzorku	datum betonaže	datum zkoušky	stáří [den]	rozměry vzorku				hmotnost		objemová hmotnost		silá	pevnost		napětí σ [MPa]	přetvoření ϵ [-]	E - modul pružnosti	
				a [mm]	b [mm]	c [mm]		m [g]		ρ [kg/m ³]		F [kN]	$f_{c,prism}$ [MPa]				E_p [GPa]	
1	21.10.09	20.11.09	30	99.73	99.65	399.93		8921.5		2245		585	58.9					
2	21.10.09	20.11.09	30	99.99	98.96	400.07		8893.9		2247		573	57.9	57.7				
3	21.10.09	20.11.09	30	100.27	99.94	400.11		8985.6		2241		567	56.6	0.84	18.46	6.85E-04	26.9	27.8
4	21.10.09	20.11.09	30	99.58	98.81	399.86		8831.3		2245		570	57.9	1.45	18.80	6.60E-04	28.5	0.78
5	21.10.09	20.11.09	30	99.80	98.68	400.21		8865.1		2249		565	57.4		18.78	6.73E-04	27.9	2.79

Pozn.: tučně je označen aritmetický průměr
červeně je označena směrodatná odchylka
modře je označen variační koeficient

Dále bylo odlito 6 vzorků na ověření krychelné pevnosti (3 vzorky pro stáří betonu 7 dní a 3 pro stáří 28 dní) a 5 vzorků na ověření statického modulu pružnosti v tlaku. Přehled zjištěných vlastností navržené betonové směsi je uveden v **Tab. 6.4**.

Beton vykazoval větší pevnost než náleží třídě betonu C30/37. Pevnost betonu pro nás ovšem nebyla tak důležitá jako objemová hmotnost, která byla o přibližně 50 kg/m³ menší, než námi očekávaná. Na vyhodnocení modelu to ovšem nemělo žádný vliv, jelikož všechna závaží byla vážena a skutečné hmotnosti byly použity při následné statické analýze.

Tab. 6.4 Vlastnosti betonové směsi opěr a závaží

6.4.3. Malta pro podlití a sanaci základových bloků a vzpěry HEB200

Pro ustavení a zafixování základových bloků do roviny byla použita vysokopevnostní polymercementová malta (PCC malta) komerčního produktu Groutex Pac. Tato malta vykazuje rychlý nárůst pevnosti. Dle výrobce dosahuje pevnosti po 24 hodinách 40-50 MPa, po 28 dnech 70-80 MPa a přídržnosti k podkladu 2,5 MPa.

Pro podlití čelní desky vzpěry HEB200 byla použita vysokopevnostní výplňová polymercementová malta (PCC malta) komerčního produktu Groutex Fill-In, který po smíchání s vodou vykazuje tixotropní vlastnosti. Dle výrobce dosahuje pevnosti po 24 hodinách 15-20 MPa, po 28 dnech 60-70 MPa a přídržnosti k podkladu více jak 2 MPa. Stejný typ malty byl použit také při sanaci základových bloků, které měly porušený beton v horní zadní části z předešlého experimentu. Před samotným použitím Groutexové malty bylo nezbytné odstranit porušený beton a oblast mírně přivytužit.

Aplikace Groutexové malty byla ve všech případech bezproblémová a dobře fungovala po celou dobu životnosti modelu.

6.4.4. Ocelové části

Pro výrobu nosných komponent, jako je ocelová trubka včetně čelní desky, konzol a zábradlí včetně výztuh byla použita ocel S355. Na výrobu ostatních komponentů (zábradelní trubka, průchodky monostrandů opěrami, zarážky betonové opěry) byla použita ocel S235.

6.5. Postup montáže modelu 1:6

Model byl realizován ve Sdružených laboratořích Ústavu kovových a dřevěných konstrukcí. Vlastní montáž modelu byla prováděna pracovníky a doktorandy Ústavu betonových a zděných konstrukcí. Realizace byla zahájena v srpnu 2009 a lávky byly dokončeny na konci listopadu 2009. Postup montáže zmenšeného modelu vycházel z postupu výstavby, který byl navržen pro skutečnou konstrukci zakřiveného plochého oblouku a byl popsán v kapitole 5.1.3. Zatěžovací zkoušky proběhly v první polovině prosince 2009 a koncem prosince téhož roku došlo k demolici a odstranění modelu z důvodu nutnosti uvolnění haly pro další práce.

V předstihu před vlastním zahájením prací ve zkušebně byly vyrobeny ocelové trubky včetně příčných vazeb (konzol a zábradlí) specializovanou zámečnickou firmou. Výroba je popsána v kapitole 6.3.2. Ocelové konstrukce byly dodány včetně primárního nátěru. Finální nátěr byl proveden po převozu dílců ve zkušebně. Rovněž v předstihu byla objednána výztuž opěr včetně částečného navázání armokošů externí stavební firmou. V září 2009 byly zahájeny práce na modelu ve zkušební hale.

Nejprve musela být pečlivě vytyčena poloha základových bloků v hale zkušebny, aby budoucí model nekolidoval s vybavením haly. Po zaměření byly základové bloky usazeny do maltového lože (viz. 6.4.3) a vyrovnány do roviny. Následně proběhla sanace rohů

základových bloků. Dále byla mezi bloky osazena vzpěra HEB200 a podlita Groutexovou maltou. V dolní části základových bloků byla dotažena naspojovaná HPT tyč.

Na základové bloky byla umístěna pryžová guma, na kterou se na distančních podložkách osadily armokoše opěr. Ty byly částečně vyarmovány předem. Ve zkušební hale poté došlo k jejich dovážání.



Obr. 6.15 Dočasné podpory

Ocelová konstrukce byla do zkušebny přepravena vcelku. Na místě pak byl proveden finální nátěr. V další fázi byla ocelová konstrukce ustavena pomocí jeřábu do projektované polohy na tři výškově rektifikovatelné dočasné podpěry (**Obr. 6.15**). Rektifikace probíhala po výškovém zaměření nivelačním přístrojem.

Po ustavení následovalo protažení závitových tyčí do armokoše opěr (**Obr. 6.17**). Z čelní strany kotevní desky ocelové konstrukce byly našroubovány matice s podložkami. Pro lepší spolupůsobení s betonem opěr byla druhá strana závitových tyčí v armokoši opěr opatřena roznášecími podložkami a spirálami. Armokoši opěr byly protaženy průchodky pro lana monostrand (**Obr. 6.17**) a opatřeny v oblasti roznášecí desky ocelovými spirálami. Následně byly protaženy lana zábradelní trubkou a průchodkami a zakráčeny tak, aby na každé straně měly přesah 1 m.



Obr. 6.16 Ustavená ocelová konstrukce



Obr. 6.17 Vyztuž opěry, závitové tyče

Následovala výroba bednění opěr z bednicích překližek provedená externí stavební firmou. Zaoblení okrajů opěr bylo provedeno nařezáním vnější strany překližky po konstantní vzdálenosti a jejím následným zakřivením do požadované polohy. Současně byla objednána výroba bednění pro balastní a užitné zatížení. Do zkušebny byly přivezeny již hotové formy (**Obr. 6.18**). Kotevní sklípky v opěrách pro zakotvení monostrandů byly vyřezány z polystyrenu a připevněny ke stěnám bednění opěr.

Koncem října roku 2009 proběhla betonáž opěr a betonových závaží. Opěra situovaná u vrat haly byla betonována přímo z objednaného mixu. Betonáž vzdálenější opěry probíhala postupným plněním, kdy byl beton z mixu převážen jeřábem v ocelové nádobě. Na závěr byly naplněny formy na závaží, které byly přesunuty k vratům haly a mohly tak být naplněny přímo z mixu. Aby byla usnadněna manipulace se závažími a umožněno jejich zavěšení, byla do jednotlivých závaží zatlačena oka se zahnutými konci. K hutnění betonu byla použita ponorná vibrační pistole.

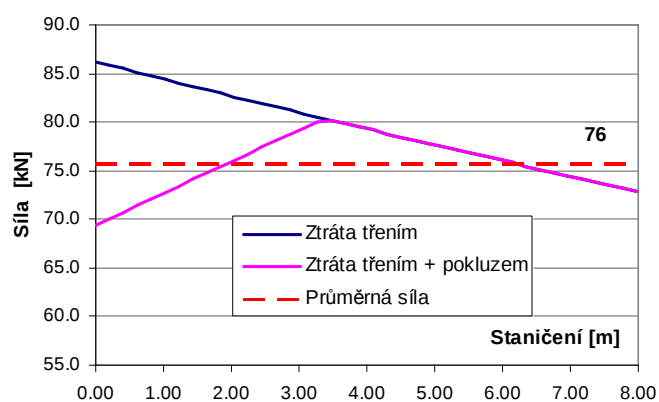


Obr. 6.18 Bednění opěr a forem závaží



Obr. 6.19 Zavěšení balastního zatížení

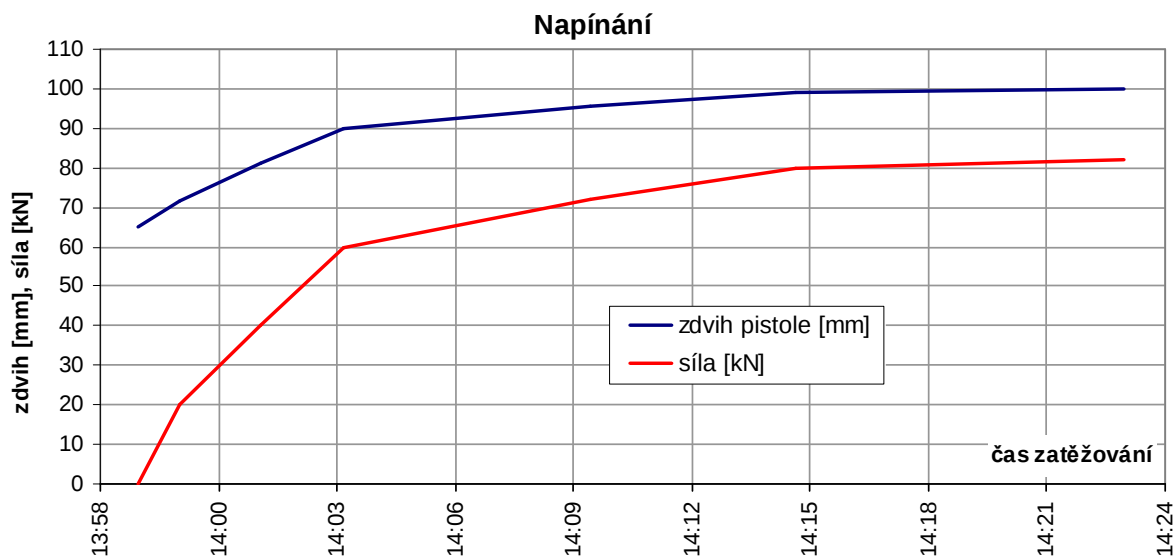
Odbednění opěr a závaží bylo provedeno po 6 dnech od betonáže. Za následující 3 dny bylo zavěšeno veškeré balastní zatížení (**Obr. 6.19**). Nejprve byly na oka na spodním okraji trubek zavěšeny betonové bloky. Zavěšování bloků probíhalo pomocí jeřábu, kdy bylo dbáno na rovnoměrné střídavé zavěšování na předpjatém pásu a plochém oblouku z důvodu stability celé konstrukce. Po zavěšení betonových kvádrů následovalo zavěšení ocelových držáků pomocí lanek na konzoly a postupné vyplnění ok ocelovými válečky. Jednalo se o velmi pracnou záležitost, kdy byl kladen důraz na vodorovnost závaží, aby při deformacích konstrukce v průběhu zatěžování nedošlo k vypadnutí ocelových válečků z držáků.



Obr. 6.20 Teoreticky spočtený průběh síly v monostrandu

V další fázi byly napnuty monostrandy vedené v madle zábradlí. Velikost kotevní síly byla určena na základě požadavku rovinnosti příčného řezu lávky po vybetonování mostovky. Se zohledněním ztrát předpětí měla průměrná přepínací síla hodnotu 76 kN (viz. 6.2.3). Ztráta pokluzem byla ve výpočtech uvažována hodnotou 1,5 mm, přičemž skutečný pokluz po napnutí lana činil 1 mm. Součinitel tření v oblouku byl uvažován hodnotou 0,1.

Grafy s průběhy síly v monostrandu s vlivem ztrát jsou na **Obr. 6.20**. Napínání probíhalo z jedné strany postupným vnášením síly v šesti krocích až do konečné hodnoty 82 kN (**Obr. 6.21**). Při této síle na přepínací pistoli bylo předpínání ukončeno z důvodu o něco málo menšího naměřeného tření (cca 0,07) než v prvotním předpokladu (0,1). Hladina předpětí byla kontrolována pomocí siloměru, umístěného pod nenapínanou kotvou u předpjatého pásu a pod napínanou kotvou u plochého oblouku. Bylo tak možné stanovit nejen skutečnou hodnotu pokluzu, ale i tření. Pod každou kotvou byly dále umístěny rektifikační šrouby, které umožňovaly mírné upravení předpětí v laně i po zakotvení.



Obr. 6.21 Graf průběhu napínání monostrandu

Po napnutí lan probíhala montáž bednění mostovek popsaného v 6.3.4. Z důvodu menší spotřeby betonu byl pod mostovku na základovém bloku vložen tvrzený polystyren tloušťky 100 mm. Aby byla zajištěna funkčnost vetknutí, mostovka byla s opěrou provázána betonářskou výztuží.

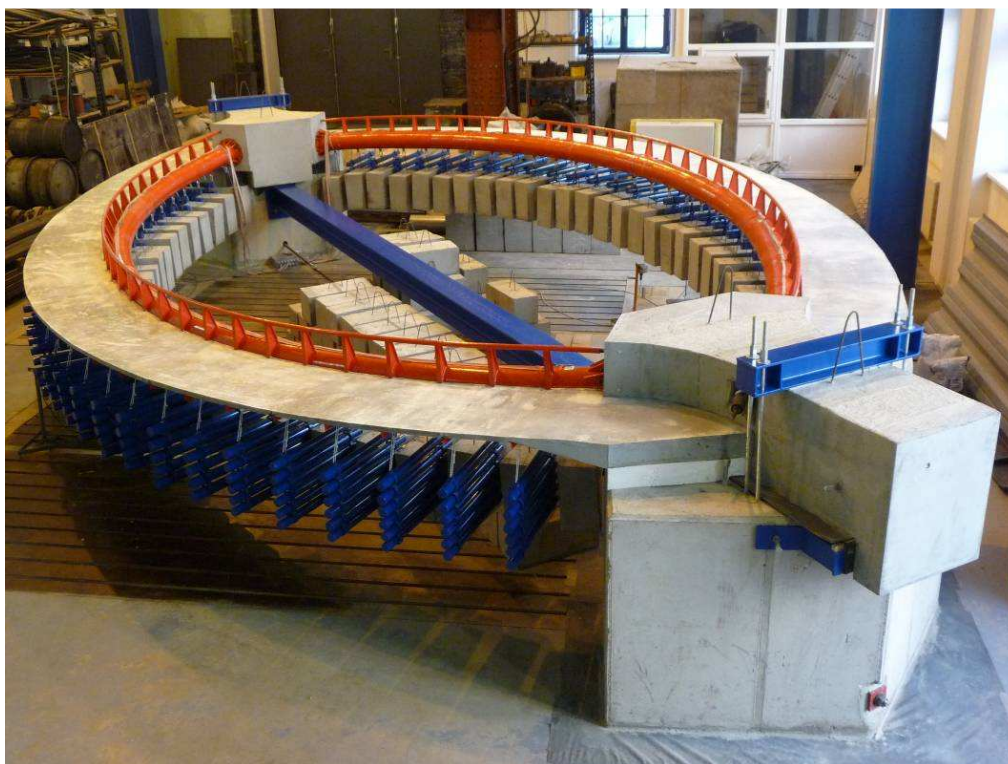
Po namontování bednění mostovek a instalaci vyztužení pomocí pozinkovaného pletiva následovala vlastní betonáž mostovek. Betonová směs mostovky podle 6.4.1 byla míchána přímo ve zkušebně. I přes tužší konzistenci se podařilo mostovky přes pletivo řádně probetonovat (**Obr. 6.22**). Beton mostovek byl následně po dobu 7 dní ošetřován mokrými textiliemi, které byly navíc překryty igelitem. Po této době byly mostovky odbedněny a ošetřování bylo ukončeno.

Přibližně 24 hodin po ukončení ošetřování došlo ke vzniku tří smršťovacích trhlin na mostovce předpjatého pásu a 4 trhlin na mostovce plochého oblouku. Trhliny byly vedeny napříč celou mostovkou v oblasti konzol, kde byla tloušťka mostovky zmenšena o tloušťku horní pásnice (**Obr. 6.23**). Další vývoj trhlin byl pečlivě sledován a detailní rozbor lze nalézt v [46].

**Obr. 6.22** *Betonáž mostovek***Obr. 6.23** *Smršťovací trhlinka*

Den před započítím zatěžovacích zkoušek došlo k zalepení vzniklých trhlin na mostovce pomocí epoxidové pryskyřice. Pryskyřice byla nahřívána a následně aplikována po celé délce trhliny. K dokonalému spojení došlo u trhlin o větší šířce, kde pryskyřice bez problémů zatekla do trhliny po celé její výšce. U jemných trhlin spojení nebylo dokonalé, což se projevilo při testování konstrukce na mezní zatížení, které vedlo k jejich porušení.

Fotografie dokončeného modelu je na **Obr. 6.24**, podrobná fotodokumentace z realizace modelu tvoří přílohu B práce.

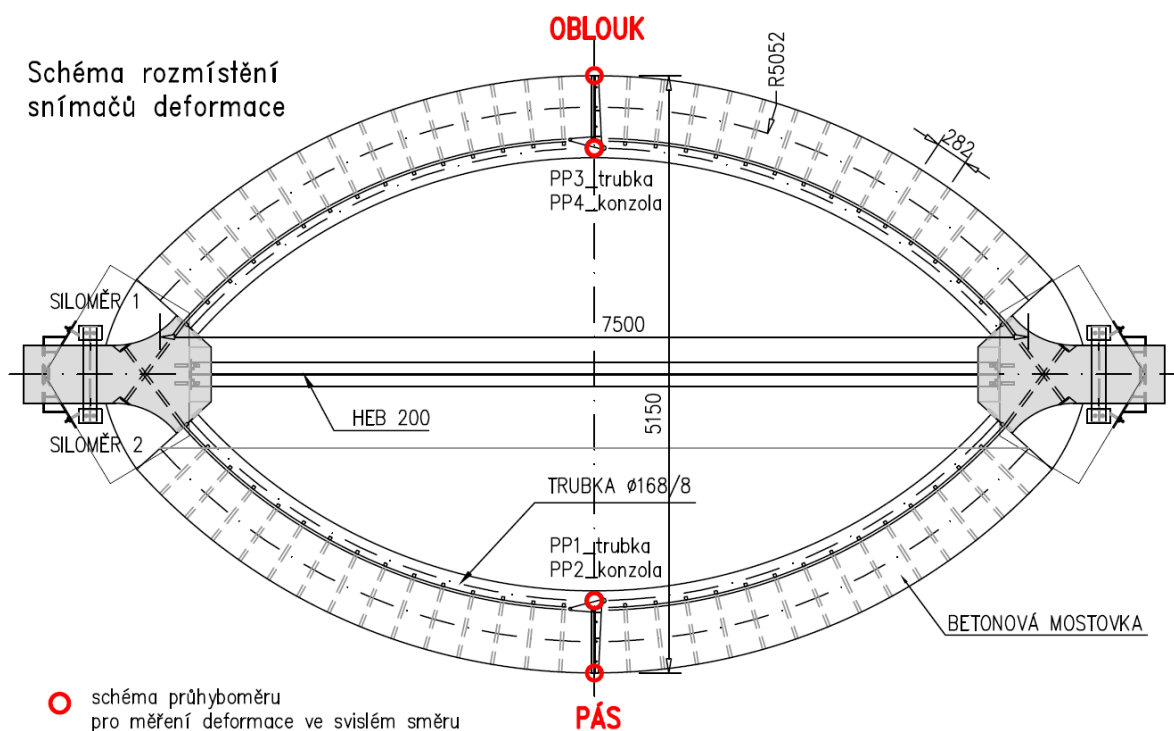
**Obr. 6.24** *Dokončený model*

6.6. Osazení modelu měřickými zařízeními

Cílem provedených měření na modelu bylo zaznamenat a vyhodnotit chování konstrukce během realizace a její odezvu na aplikovaná zatížení při zatěžovacích zkouškách. Změřené hodnoty byly poté porovnány s provedenými výpočty. Byla prováděna měření deformací konstrukce a tenzometrická měření poměrných přetvoření v několika bodech betonové mostovky a ocelové trubky. Výběr měřických metod a použitých zařízení vyplynul z požadavků na záznam výše popsaných veličin. Měření byla provedena Ing. Petrem Daňkem, PhD. z Ústavu stavebního zkušebnictví a za pomoci Ing. Jiřího Veselého z Ústavu kovových a dřevěných konstrukcí.

6.6.1. Měření deformací

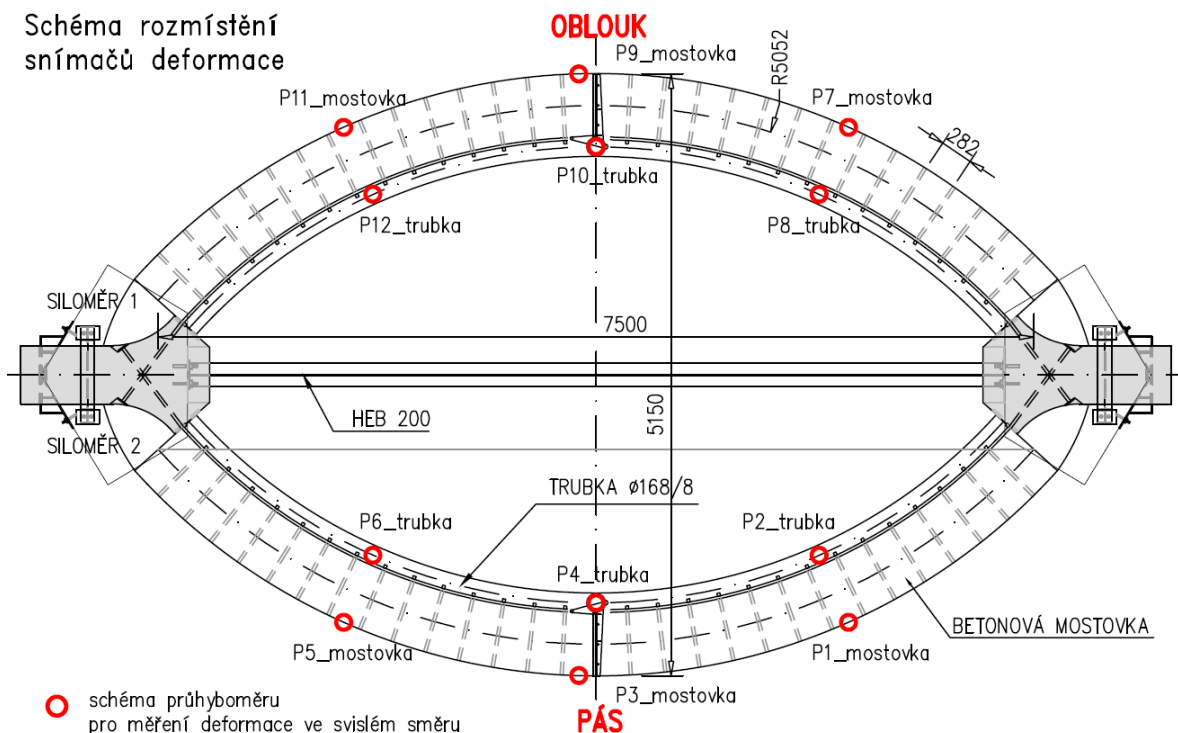
Svislé posuny konstrukcí byly měřeny během předpínání a zatěžovacích zkoušek. Abychom měli představu o deformování konstrukce během předpínání, byly v první fázi osazeny 4 snímače deformace vždy dva v polovinách lávek (**Obr. 6.25**). Tyto dočasné měřicí body měly označení PP1 – PP4.



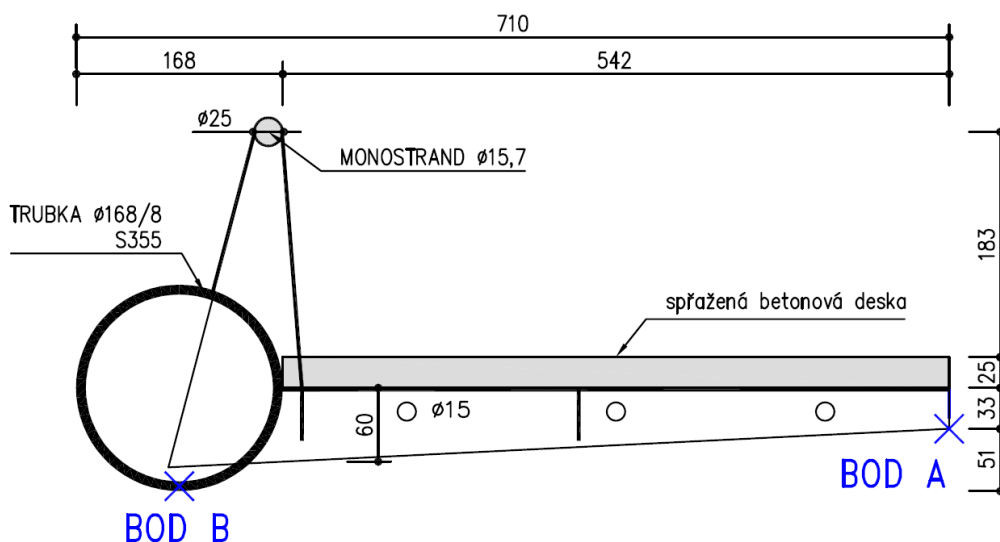
Obr. 6.25 Schéma rozmístění snímačů deformace při předpínání

Po betonáži mostovky byly doplněny zbylé snímače. Měřicí body na mostovce byly posunuty mezi konzoly aby nekolidovaly s balastním zatížením zavěšeným pod konzolami. Schéma polohy finálních měřících bodů s označením P1 – P12 je na **Obr. 6.26**. Deformace byly měřeny ve třech příčných řezech na každé lávce, které jsou umístěny uprostřed a ve čtvrtinách rozpětí tak, aby byla získána co nejpresnější informace o zdeformování příčného

řezu mostovky a konzol. Každý řez byl osazen dvěma snímači, vždy na vnějším okraji mostovky (body A) a v ose ocelové trubky (body B) viz. **Obr. 6.27**.



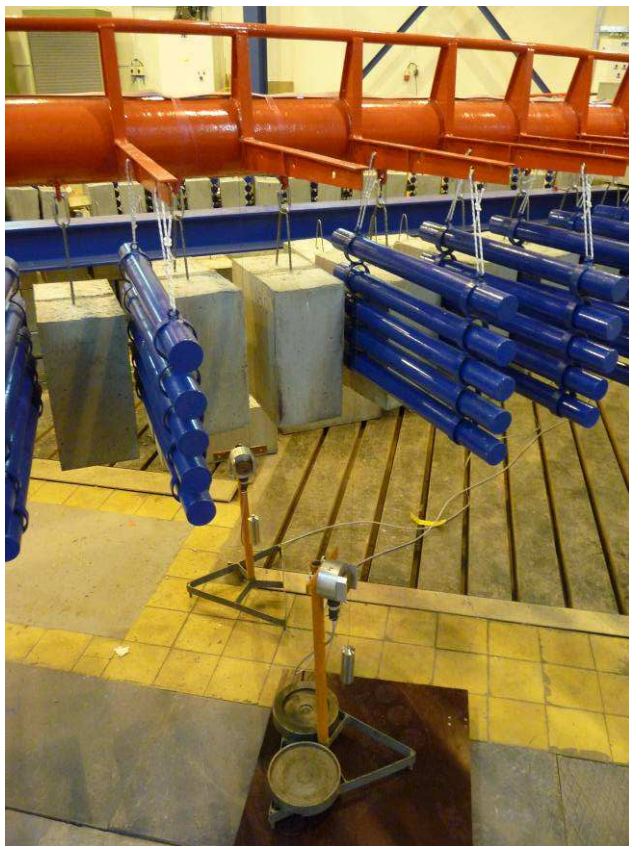
Obr. 6.26 Schéma rozmístění finálních snímačů deformace



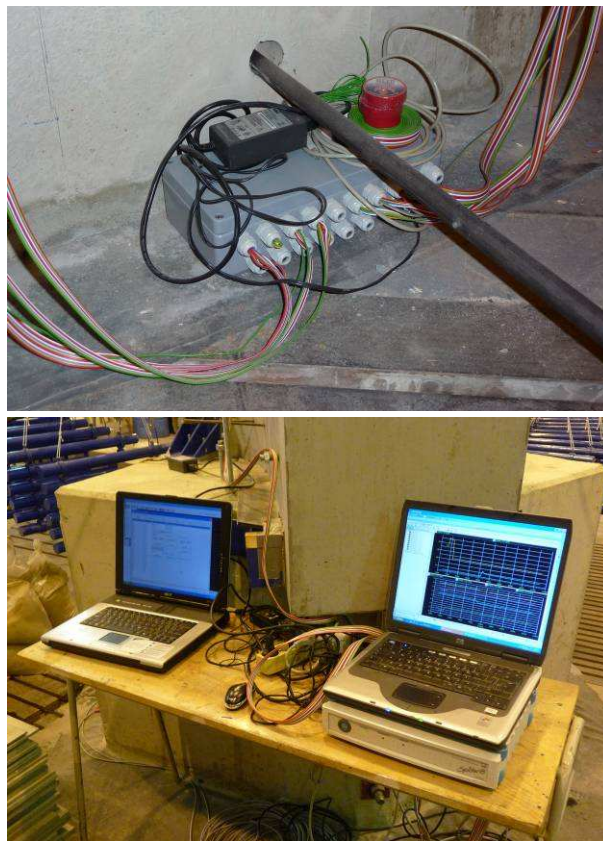
Obr. 6.27 Schéma rozmístění snímačů v příčném řezu

Vlastní měření bylo prováděno pomocí potenciometrických snímačů deformace (**Obr. 6.28**). Svislé posuny byly z měřených bodů k snímači přenášeny pomocí invarového drátu. Měření a záznam hodnot probíhal kontinuálně během zatěžování i odtěžování a následně byla vždy vyhodnocena velikost nevratných deformací. Pro záznam hodnot byla použita měřicí

ústředna HBM Spider 8 spojená s běžným notebookem s měřícím softwarem Catman-Easy (Obr. 6.29).



Obr. 6.28 Potenciometrické snímače posunů



Obr. 6.29 Měřicí ústředny při měření

6.6.2. Tenzometrická měření poměrných přetvoření



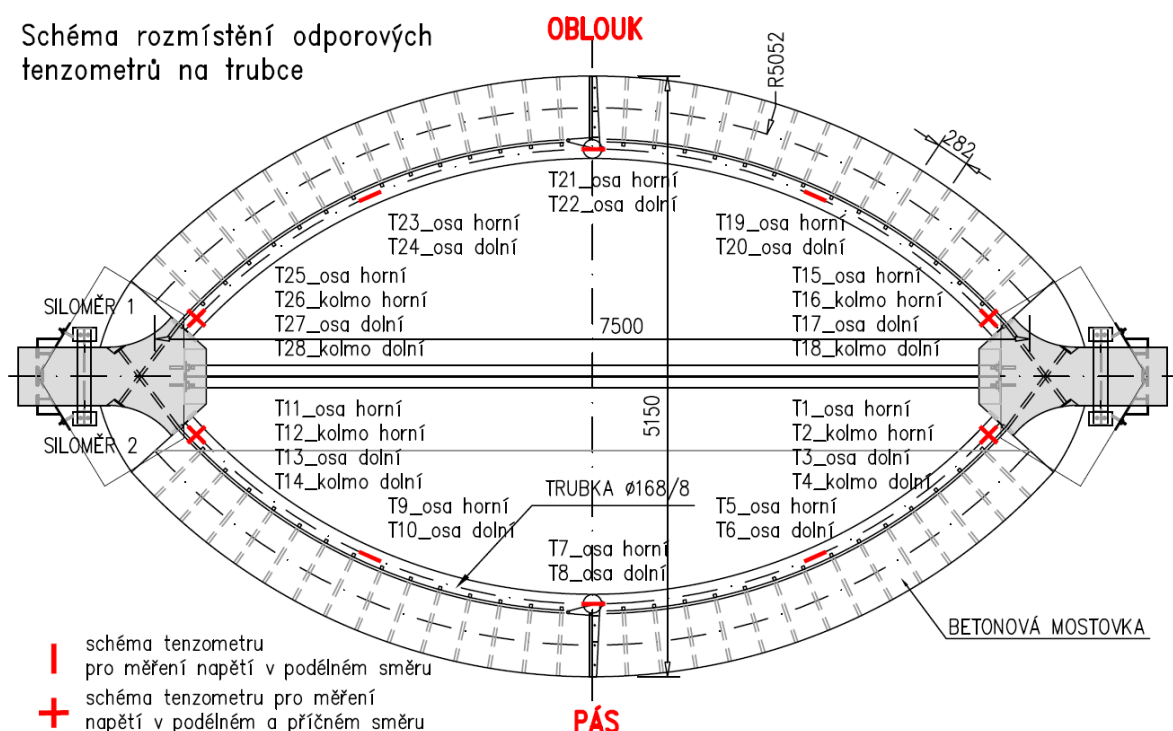
Obr. 6.30 Odporové tenzometry na trubce

(T1, T3, T5 až T11 a T13). Abychom byli schopni určit velikost kroutících napětí u opěr (ve vetknutí), byly zde osazeny dva tenzometry v každém bodě při horním a dolním povrchu

Pro stanovení normálových napětí byla měřena poměrná přetvoření trubky v pěti bodech (u opěr, v polovině a ve čtvrtinách). K měření přetvoření na trubce byly použity odporové tenzometry LY11-10/350 (**Obr. 6.30**) firmy Hottinger Baldwin Messtechnik Gmbh (dále jen HBM). Schéma osazení odporových tenzometrů je na **Obr. 6.31**. Tenzometry byly nalepeny na zbrúšený a očištěný povrch ocelové trubky. Ve všech pěti bodech byla poměrná přetvoření měřena ve směru střednice trubky a to jak na horním tak i na dolním povrchu trubky

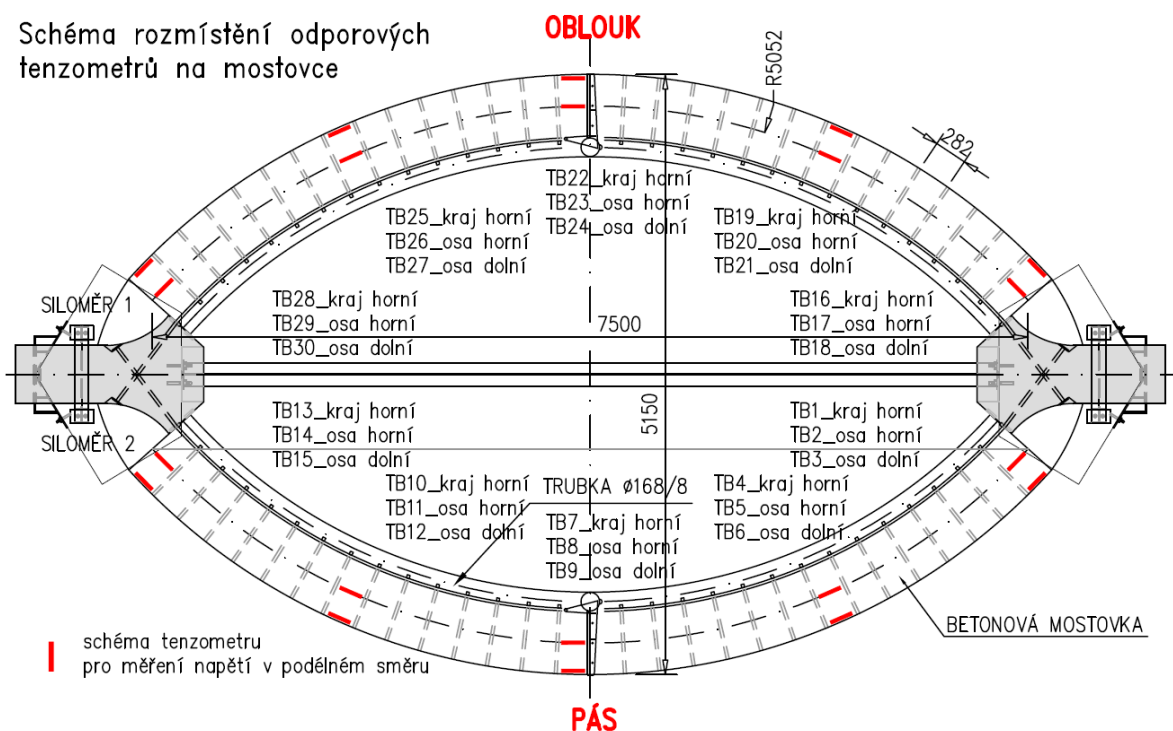
trubky, které snímaly hodnoty příčných poměrných přetvoření na povrchu ocelové trubky (T2, T4, T12, T14). Celkem čtrnáct tenzometrů bylo na každou trubku nalepeno těsně před odstraněním dočasných podpěr a zapojeno přes měřicí ústřednu do počítače (**Obr. 6.29**).

Schéma rozmístění odporových tenzometrů na trubce



Obr. 6.31 Schéma rozmístění odporových tenzometrů na trubce

Schéma rozmístění odporových tenzometrů na mostovce

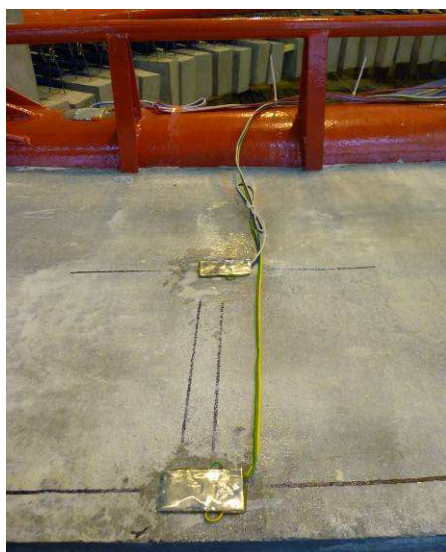


Obr. 6.32 Schéma rozmístění odporových tenzometrů na mostovce

Poměrná přetvoření byla rovněž měřena v pěti řezech betonové mostovky (u opěr, v polovině a ve čtvrtinách). K měření přetvoření na trubce byly použity odporové tenzometry LY41-50/120 firmy HBM. Rozmístění tenzometrů na mostovce je patrné z **Obr. 6.32**. V každém z pěti řezů byla poměrná přetvoření snímána v ose mostovky při horním i spodním okraji (TB2, TB3, TB5, TB6, TB8, TB9, TB11, TB12, TB14, TB15). Dále byly ve všech řezech měřeny vnější okraje mostovky při horním povrchu (TB1, TB4, TB7, TB10, TB13). Celkem se tedy poměrná přetvoření na mostovce sledovala v 15-ti místech. Tenzometry byly nalepeny na zbroušený a očištěný povrch mostovky po ukončení ošetřování betonu (**Obr. 6.33**).

Měření poměrných přetvoření byla prováděna kontinuálně v důležitých montážních stavech (předpínání, osazení balastního zatížení, betonáž mostovky) a dále během jednotlivých zatěžovacích zkoušek.

Na obou modelech byly rovněž měřeny tahové síly v monostrandech pomocí snímače umístěného před lanovou kotvou s rektifikačním šroubem (**Obr. 6.34**). Snímač byl tvořen ocelovou trubicí 28/4 mm osazenou čtyřmi tenzometry LY11-6/350 zapojených do tzv. plného mostu. Konstruován byl na maximální sílu 127 kN. Na modelu předpjatého pásu byla síla měřena pod nenapínanou kotvou, na modelu plochého oblouku pod napínanou kotvou.



Obr. 6.33 Odporové tenzometry na betonové mostovce



Obr. 6.34 Siloměr pod lanovou kotvou a rektifikačním šroubem

6.7. Statická analýza modelu 1:6

Jedním z hlavních cílů experimentu bylo ověření postupu statické analýzy a způsobu modelování v programu ANSYS provedením zatěžovacích zkoušek na modelu a porovnáním změřené odezvy konstrukce s výsledky teoretických výpočtů. Pro tento účel byl s použitím dříve popsanych postupů sestaven detailní výpočtový model fyzikálního modelu v měřítku 1:6. Specifické konstrukční řešení zmenšeného modelu zakřiveného předpjatého pásu způsobilo některé odchylky od způsobu modelování, který byl podrobně popsán v odstavci 5.1.5.

Zjednodušení bylo provedeno zejména u podepření mostovky modelu, kde by bylo velice složité zabránit deformaci pouze ve směru y , z a pootočení kolem podélné osy mostovky. Proto bylo přistoupeno k jejímu vetknutí do opěr. Aby v této oblasti nedošlo k porušení mostovky byla mezi první konzolou a opěrou mostovka náběhovaná z 25 mm na 100 mm.

Geometricky nelineární výpočet byl rozdělen na jednotlivé fáze postupu výstavby, který odpovídal skutečné konstrukci. Jediným zjednodušením byl způsob předpínání kabelu v zábradlí. Na reálné konstrukci bylo předpokládáno s napínáním ve dvou krocích. Před a po betonáži mostovky. Na modelu konstrukce nebylo možné při nízkých protaženích lana kotvit nadvakrát. Kuželíky by při dopínání zřejmě zapadly do stejných zářezů a k dopnutí lana by vůbec nedošlo. Proto byl monostrand napnut po aplikaci veškerého balastního zatížení včetně balastního zatížení představující tíhu betonové mostovky. Následně byla betonována mostovka.

6.7.1. Zatěžovací zkoušky modelu a jejich srovnání s výpočty

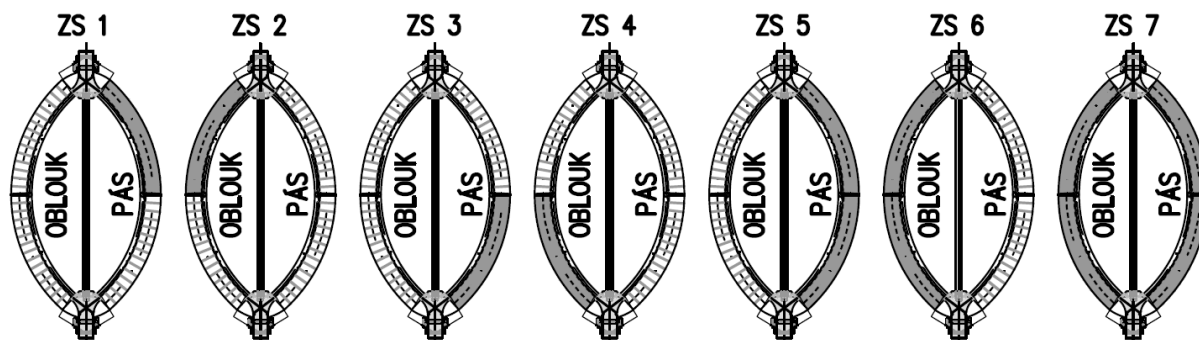
Přehled provedených měření a zkoušek modelu je uveden v **Tab. 6.5**. Během výstavby modelu byla měřena napjatost na ocelové trubce, deformace v polovině rozpětí a síla v laně monostrand. Měření probíhalo při aplikaci balastního zatížení, při předpínání monostrandů a také při betonáži mostovek.

č.	Název	Poznámka	Datum
1	Balastní zatížení	deformace měřeny pouze uprostřed	3.11.2009
2	Předpětí	deformace měřeny pouze uprostřed	3.11.2009
3	Betonáž mostovek	deformace měřeny pouze uprostřed	12.11.2009
4	Zatěžovací stav 1 (ZS 1)		7.12.2009
5	Zatěžovací stav 2 (ZS 2)		7.12.2009
6	Zatěžovací stav 3 (ZS 3)		7.12.2009
7	Zatěžovací stav 4 (ZS 4)		7.12.2009
8	Zatěžovací stav 5 (ZS 5)		7.12.2009
9	Zatěžovací stav 6 (ZS 6)		7.12.2009
10	Zatěžovací stav 7 (ZS 7)		8.12.2009
11	Mezní zkouška (ZS 8)		9.12.2009

Tab. 6.5 Přehled provedených měření

Použitá schémata zatížení pro jednotlivé zatěžovací stavy jsou totožná se stavy použitými při statické analýze a jsou uvedeny na **Obr. 6.35**. První ze zkoušených zatěžovacích stavů ZS 1 – ZS 4, představují zatížení o intenzitě 4 kN/m^2 mostovky na polovinách rozpětí modelů. Při ZS 5 – ZS 6 bylo zatížení o stejné intenzitě aplikováno po celé délce lávek. Abychom byli schopni určit vliv pootočení opěry na deformace modelu, bylo zatížení aplikováno po celé délce i na obě lávky současně (ZS 7). Úroveň zatížení odpovídala hodnotě 4 kN/m^2 (provozní zatížení chodci).

V následujících dvou kapitolách je dokumentováno vyhodnocení jednotlivých zatěžovacích zkoušek při zatížení 4 kN/m^2 a mezní zatěžovací zkoušce, které se přímo týkají pouze zakřiveného předpjatého pásu. V rámci těchto kapitol je provedeno podrobné vyhodnocení měření deformací a jejich porovnání s teoretickým výpočtem výše popsaného výpočtového modelu. Vyhodnocení ostatních měřených veličin a jejich porovnání s výpočty tvoří přílohu C této disertační práce.



Obr. 6.35 Zatěžovací stavy

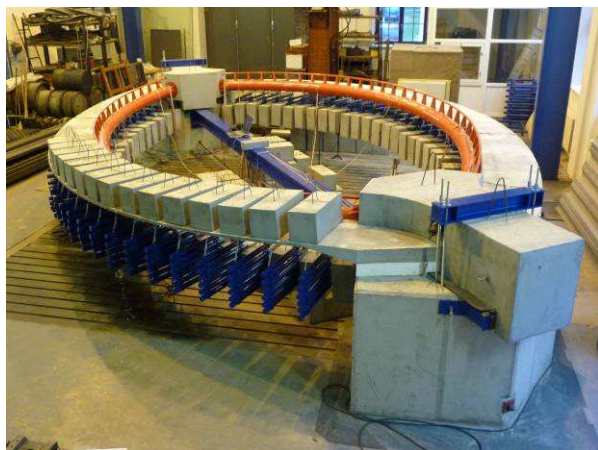
6.7.2. Zatěžovací zkoušky modelu při zatížení 4 kN/m^2

Zatěžovací zkoušky modelů byly prováděny pomocí betonových kvádrů kladených na betonovou mostovku prostřednictvím mostového jeřábu. Kvádry byly kladeny do osy mostovky vždy z vnější strany mostovky. Zároveň byly umísťovány nad konzoly tak, aby jejich osa byla totožná s osou konzoly. Důvodem byla snaha minimalizovat riziko prasknutí mostovky při mírném dynamickém rázu, způsobeném pokládáním kvádrů na mostovku jeřábem. Rozměry kvádrů byly $0,5 \times 0,22 \times 0,225 \text{ m}$. Při objemové hmotnosti 2300 kg/m^3 vychází hmotnost kvádrů 57 kg . Všechna závaží byla před osazením zvážena a jejich skutečná hmotnost byla zaznamenána (rozkmit hmotností byl okolo 1 kg) a následně použita při statické analýze. Ukládání jednotlivých kvádrů probíhalo vždy od středu mostovky směrem k opěrám. Stáří betonu mostovky bylo v době počátku zatěžovací zkoušky 25 dní.

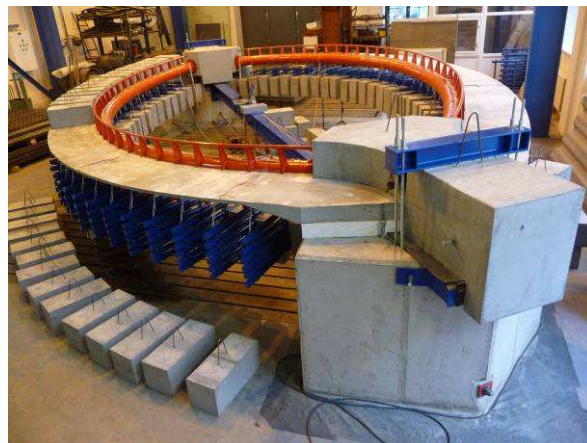
Každý ze 7 zatěžovacích stavů sestával z těchto etap:

1. zatížení konstrukce umístěním závaží na mostovku,
2. působení zatížení po dobu $T_1 \geq 20 \text{ minut}$,
3. odtížení konstrukce sejmutím závaží z mostovky,
4. pauza mezi zatěžovacími stavy po dobu $T_2 \geq 20 \text{ minut}$.

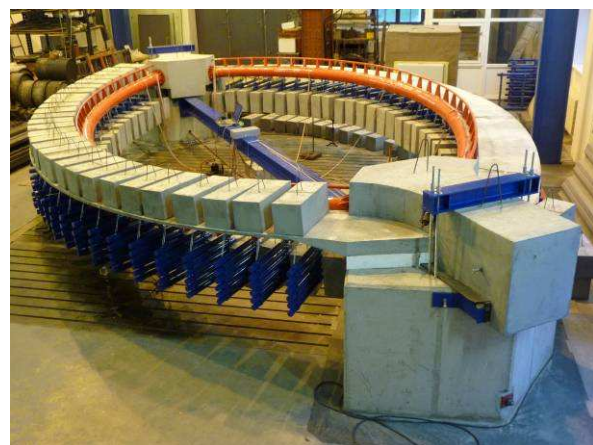
Všechny zatěžovací stavy byly odzkoušeny během dvou dní v hale Sdružených laboratoří Fakulty stavební VUT. Zkoušky probíhaly při stálé teplotě cca 20 °C. Maximální změřené změny teplot během jedné zatěžovací zkoušky byly menší než 1 °C. S ohledem na tuto malou hodnotu nebylo nutno provádět korekce naměřených hodnot o vliv změn teploty.



Obr. 6.36 *Zatěžovací stav 1*



Obr. 6.37 *Zatěžovací stav 3*



Obr. 6.38 *Zatěžovací stav 5*



Obr. 6.39 *Zatěžovací stav 7*

Veškeré výsledky měření a výpočtů uvedené v této kapitole a v příloze C jsou vždy přírůstky napětí, deformací nebo sil od daného zatěžovacího stavu. Hodnoty deformací, které dávají dobrou představu o globálním chování konstrukce a shodě matematického modelu s experimentem, byly vyhodnocovány uprostřed a ve třetinách rozpětí. V grafech na **Obr. 6.40** a **Obr. 6.41** jsou uvedeny hodnoty změřených a vypočtených deformací pro jednotlivé zatěžovací stavy ZS 1, 3, 5 a 7.

Při žádné ze zatěžovacích zkoušek nebyl zaznamenán významný nárůst deformací v čase po uložení veškerého zatížení. Deformace modelu byly sledovány vždy minimálně 20 minut po ukončení zatěžování a odtížení konstrukce bylo zahájeno nejdříve po uplynutí této doby. Po zatížení a po odlehčení modelu byla vždy provedena vizuální kontrola povrchu mostovky a kontrolován vznik trhlin v betonových prvcích. Po zatížení bylo vždy provedeno úplné odtížení modelu a během odtěžování byla měřena odezva konstrukce.

Porovnání měřených a vypočtených hodnot napětí na ocelové trubce, betonové mostovce a v laně je dokumentováno v příloze C.

Během jednotlivých zatěžovacích zkoušek při zatížení 4 kN/m^2 nedošlo ke vzniku viditelných poruch na konstrukci modelu a aplikovaná zatížení konstrukce modelu byla bezpečně přenesena do základových bloků. Větších odchylek od výpočtu bylo naměřeno na betonové desce. Zde se nejspíš projevilo nekvalitní zalepení některých smršťovacích trhlin. Naštěstí se tato porucha neprojevila na globálním chování konstrukce a neměla vliv na ostatní naměřené výsledky.

Stav	Maximální deformace P4 [mm]	Zbytková deformace P4 [mm]	Podíl [%]
ZS 1	-5.11	-0.17	3.3 %
ZS 3	-5.05	-0.14	2.7 %
ZS 5	-10.09	-0.74	7.3 %
ZS 7	-9.41	-0.15	1.6 %

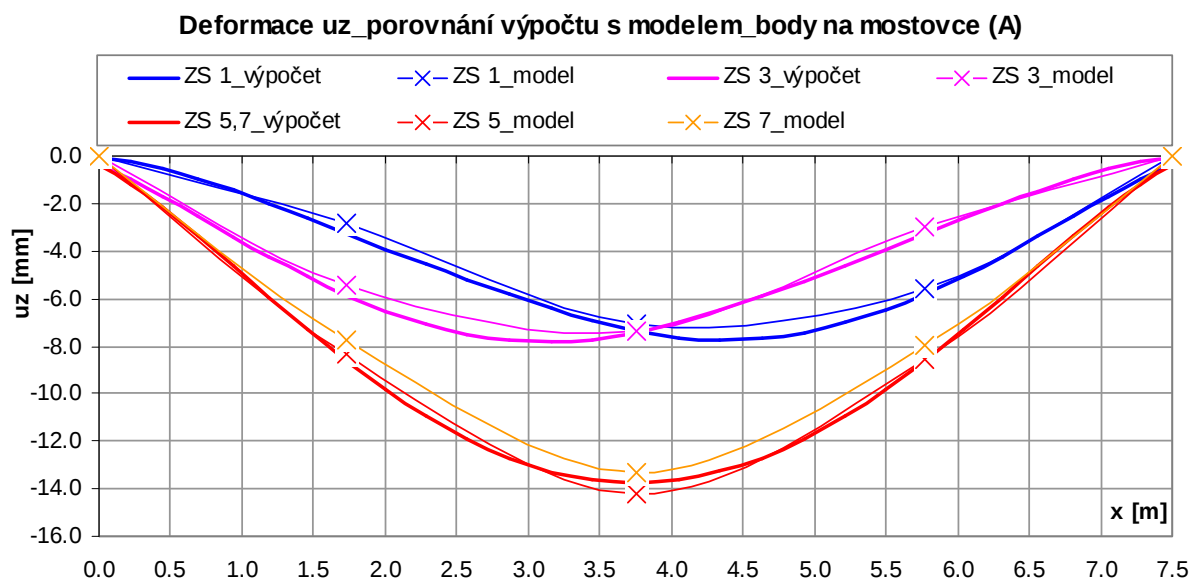
Tab. 6.6 Zbytkové deformace ocelové trubky naměřené uprostřed rozpětí

Stav	Maximální deformace P3 [mm]	Zbytková deformace P3 [mm]	Podíl [%]
ZS 1	-7.06	-0.23	3.2 %
ZS 3	-7.36	-0.17	2.3 %
ZS 5	-14.23	-0.94	6.6 %
ZS 7	-13.29	-0.21	1.6 %

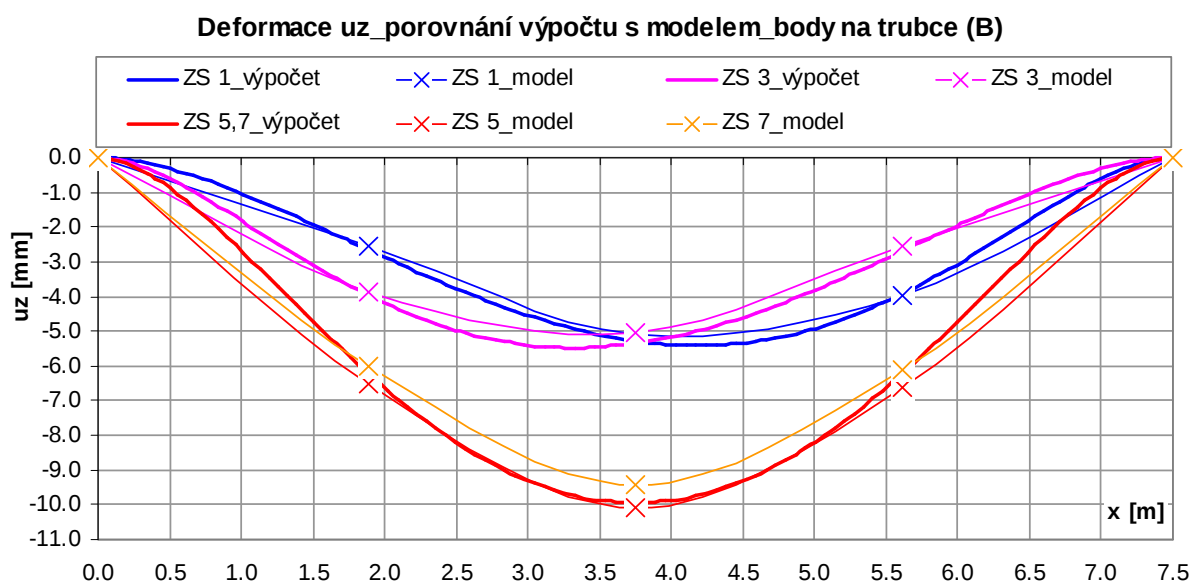
Tab. 6.7 Zbytkové deformace vnější hrany betonové mostovky naměřené uprostřed rozpětí

V **Tab. 6.6** a **Tab. 6.7** jsou uvedeny hodnoty zbytkových deformací změřených uprostřed rozpětí po úplném odtížení modelu. Zbytkové deformace umožňují posoudit pružnost chování konstrukce modelu. Větších zbytkových deformací bylo naměřeno při zatížení situovaném pouze na pásu přes celou délku mostovky. Nicméně při totožném zatížení aplikovaném na pás i oblouk zároveň byly již zbytkové deformace minimální. Výsledky tedy mírně ovlivňovaly pootočení opěr, což lze pozorovat i u maximálních deformací uprostřed rozpětí naměřených při ZS 5 a ZS 7. Ty by při dokonale tuhém podepření vycházely stejně. I přes to ale lze konstatovat, že se model při úrovni zatížení 4 kN/m^2 choval pružně, fyzikálně lineárně.

Při hodnocení výsledků jednotlivých měření je třeba samozřejmě vzít v úvahu zvolené měřítko modelu, vliv nepřesností výroby jednotlivých prvků modelu a dosažitelnou přesnost při realizaci modelu. Veškeré provedené výpočty jsou navíc bez vlivu výrobních imperfekcí.



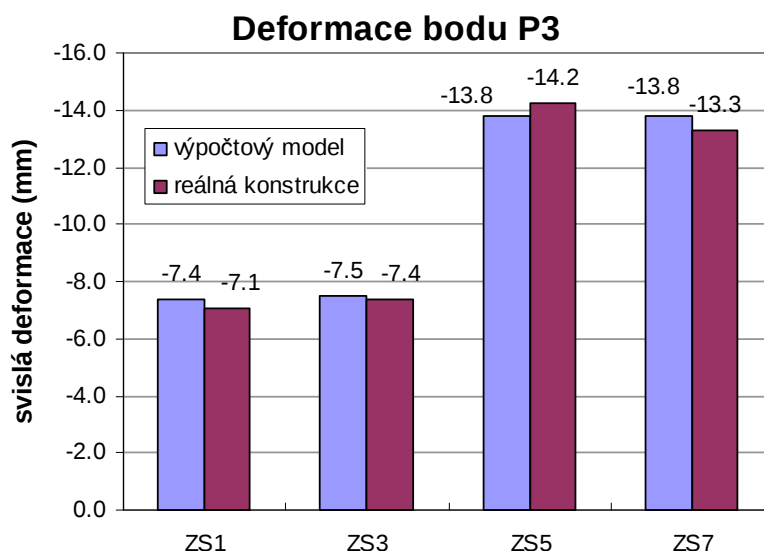
Obr. 6.40 Srovnání výsledků deformací modelu s výpočtem – body na mostovce



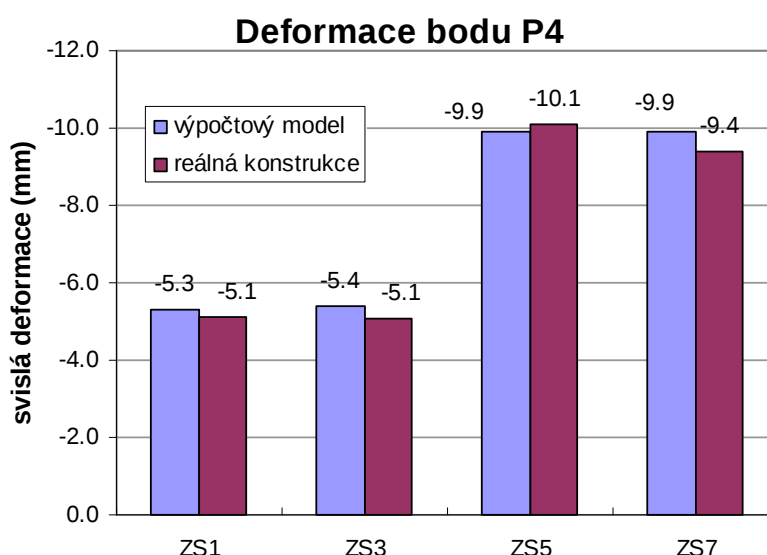
Obr. 6.41 Srovnání výsledků deformací modelu s výpočtem – body na trubce

Srovnání výsledků deformací modelu s výpočtem je zobrazeno na **Obr. 6.40** a **Obr. 6.41**. Porovnání hodnot deformací uprostřed rozpětí změřených na modelu a vypočtených je rovněž na **Obr. 6.42** a **Obr. 6.43**. Pro každý zatěžovací stav je zde uvedena hodnota maximálního svislého posunu a to pro bod P3 (bod na trubce) a bod P4 (bod na vnější hraně mostovky).

Z výsledků uvedených zde a dále v příloze C je zřejmé, že bylo dosaženo dobré shody experimentu s provedenými výpočty. Maximální změřená deformace modelu byla menší než $1/500$ L. Z toho je zřejmá vysoká tuhost konstrukce, porovnatelná s tuhostí tradičních lávek.



Obr. 6.42 Porovnání vypočtených a změřených deformací na betonové mostovce

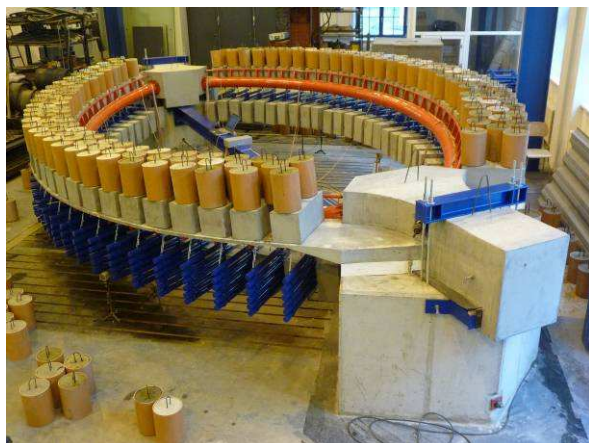


Obr. 6.43 Porovnání vypočtených a změřených deformací na trubce

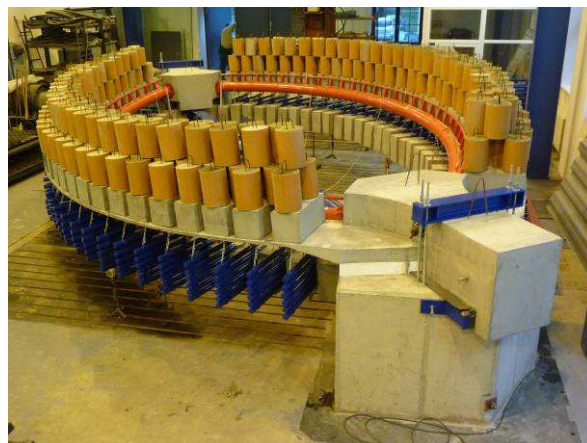
6.7.3. Mezní zatěžovací zkouška

Mezní zatěžovací zkouška proběhla v prosinci 2009. Jejím cílem bylo stanovit únosnost konstrukce, mechanismus porušení a získat data pro teoretický rozbor působení konstrukce v mezním stavu.

Nejúčinnější zatížení při zatěžovacích zkouškách byly stavy ZS 5 a 7, tedy užité zatížení situované na celé délce mostovky. Stejně schéma proto bylo využito i při mezní zatěžovací zkoušce. Z důvodu stability celé konstrukce bylo zatížení aplikováno na obě lávky současně, což odpovídalo zatěžovacímu stavu ZS 7. Zkouška mezní únosnosti byla vykonána při stáří betonové desky mostovky 28 dní.



Obr. 6.44 Mezní zkouška, položeny 3 řady válečků



Obr. 6.45 Mezní zkouška, plně zatížený model

Zkouška začala pokládkou betonových kvádrů (zatížení 4 kN/m^2) na mostovku stejným postupem jako při ZS 7. Po více než 20-ti minutách následovalo přitížení konstrukce betonovými válečky. Betonové válečky průměru $0,2 \text{ m}$ a výšky $0,275 \text{ m}$ byly převzaty z předchozího modelu [15]. Hmotnost jednoho válečku se pohybovala kolem $17,5 \text{ kg}$. Válečky byly kladeny od středu konstrukce směrem k opěrám. Na obě lávky bylo postupně položeno 5 řad válečků, přičemž mezi pokládkami jednotlivých řad se nechalo zatížení



Obr. 6.46 Mezní zkouška, přitížení bet. kvádry

působit minimálně 10 minut. Po aplikaci 3. řady válečků (**Obr. 6.44**) byla pauza mezi dalším zatěžováním více než hodinová. Po doložení 5. řady válečků muselo být zatěžování ukončeno kvůli nedostatku zatěžovacích prostředků (**Obr. 6.45**). Na každou lávku bylo umístěno celkem 150 válečků. Celková hmotnost betonových kvádrů a válečků představovala zatížení o velikosti přibližně 10 kN/m^2 , což odpovídá 2,5 násobku užitého zatížení.

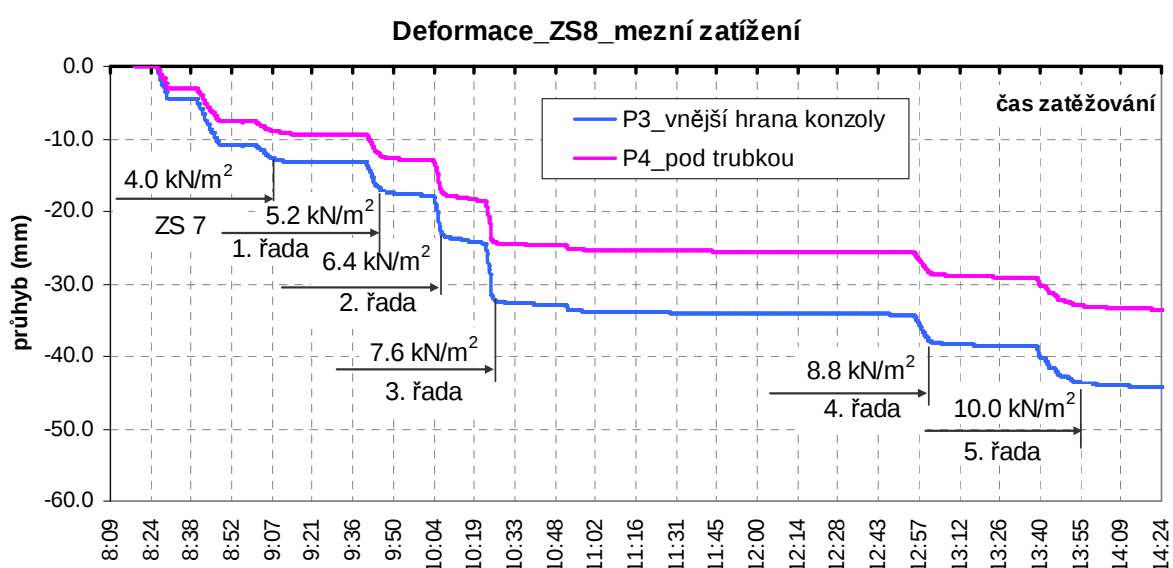
Posledním zoufalým pokusem byla pokládka dvou betonových kvádrů doprostřed mostovky pomocí jeřábu (**Obr. 6.46**). Každý kvádr vážil přibližně 250 kg . Ani s touto přídatnou osamělou silou uprostřed rozpětí se konstrukce porušit nepodařilo.

Celkové zatížení o velikosti přibližně 10 kN/m^2 bylo ponecháno na obou konstrukcích po dobu osmnácti hodin. Jelikož nedošlo k porušení konstrukce, následovalo postupné odtěžování lávek.

Během zkoušky byly automaticky zaznamenávány hodnoty deformací a poměrných přetvoření na ocelových trubkách a betonových mostovkách a síly v monostrandech stejným způsobem jako při zatěžovacích zkouškách ZS 1-7 (viz. odstavec 6.6).

V průběhu pokládky 2. řady betonových válečků došlo na obou mostovkách k prasknutí jedné ze zalepených trhlin, což se projevilo znehodnocením výsledků poměrných přetvoření na mostovce. Došlo tedy k přerozdělení napětí do jiných částí konstrukce. Jelikož hlavním nosným prvkem lávky byla ocelová trubka, nemělo prasknutí mostovky téměř žádný vliv na globální chování konstrukce.

Detailní kontrolu horního a spodního povrchu mostovky během zatěžování nebylo možno vzhledem k zajištění bezpečnosti pracovníků provádět. Dokumentace trhlin byla provedena až po dokončení zatěžování a poté po úplném odlehčení modelu. Během celé zkoušky byla měřena teplota vzduchu ve zkušební hale. Maximální změřený rozdíl teploty během zkoušky byl menší než 1 °C. Změny teploty tedy výsledky zkoušky nijak významně neovlivnily.



Obr. 6.47 Časový průběh mezní zkoušky, záznam měření deformací

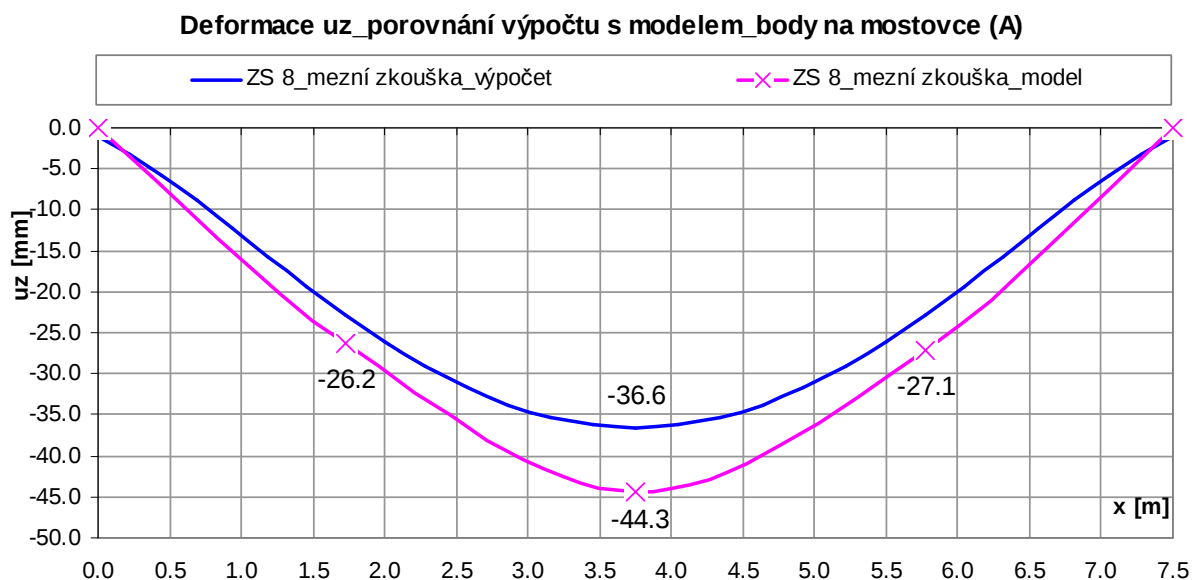
Průběh mezní zatěžovací zkoušky je zjevný z **Obr. 6.47**. Vodorovný průběh křivek představuje fázi mezi jednotlivými zatěžováními, šikmý průběh potom znázorňuje fázi zatěžování modelu. Usazování betonových kvádrů bylo prováděno střídavě na plochem oblouku a předpjatém pásu ve dvou fázích. Následovalo postupné přitěžování obou konstrukcí pomocí betonových válečků umístěných vždy v jedné řadě, která odpovídala rovnoměrnému zatížení 1,2 kN/m². Větší časový úsek mezi zatížením lávek třetí a čtvrtou řadou válečků byl způsoben výskytem drobných trhlin na opěrách v oblasti vetknutí ocelových trubek. Z důvodu bezpečnosti pracovníků při osazování zatížení došlo k rychlé výpočetní kontrole porušeného místa. Jelikož výpočet prokázal dostatečnou bezpečnost a nedocházelo k dalšímu rozšiřování trhlin, zkouška mohla pokračovat. Celkem bylo na každou lávku uloženo 30 betonových kvádrů a 150 betonových válečků o celkové hmotnosti 4,34 tun. Vzhledem k tomu, že bylo použito veškeré dostupné zatížení, a vzhledem k dosažené úrovni zatížení, která prokazuje vysokou únosnost studované konstrukce, byla zkouška ukončena.

Zatížení nezpůsobilo vznik zásadních poruch v nosné konstrukci modelu, které by znamenaly dosažení mezního stavu. Během zkoušky i po jejím ukončení plnily všechny nosné prvky konstrukce svou funkci a model by byl schopen přenášet další zatížení.

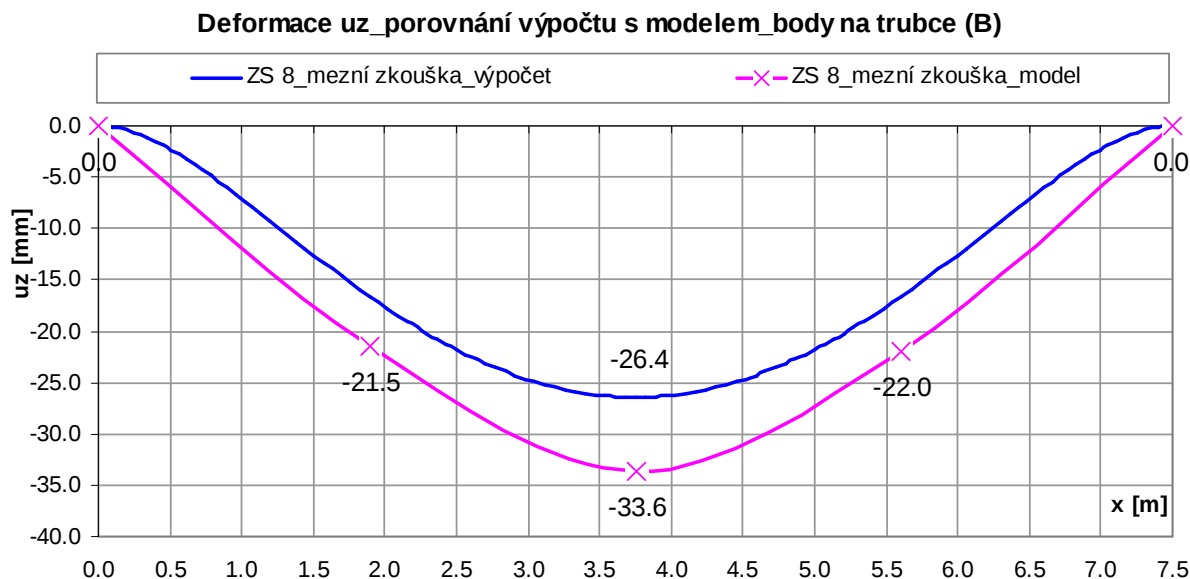
Změřené deformace modelu a zdokumentované poruchy byly porovnány s výpočtem pomocí fyzikálně lineárního výpočtového modelu, který je popsán v kapitole 6.7 a který byl použit pro analýzu zatěžovacích zkoušek na hladině zatížení 4 kN/m^2 . Jedná se o fyzikálně lineární výpočet, který není schopen zohlednit vznik trhlin v betonu mostovky ani rozevírání spár již prasklé desky mostovky.

Vypočtené a změřené deformace půdorysně zakřiveného předpjatého pásu po ukončení mezní zkoušky jsou vyneseny na **Obr. 6.48** a **Obr. 6.49**. Nebylo dosaženo stejné míry shody jako u předchozích zkoušek, přičemž změřené deformace jsou výrazně vyšší než vypočtené. Tyto rozdíly lze připisovat zejména překročení meze kluzu u ocelové trubky, čímž došlo k nárůstu přetvoření za současného poklesu napětí, tzv. zplastizování ocelové trubky. Tento jev nebylo možné postihnout provedeným fyzikálně lineárním výpočtem.

Z uvedených výsledků je zřejmé, že fyzikálně lineární výpočtový model není schopen dostatečně přesně vystihnout chování modelu při mezní zkoušce. Pro další analýzu mezní únosnosti modelu by bylo potřeba fyzikálně nelineárního výpočtu s použitím skutečného pracovního diagramu pro ocel. Použitý výpočtový model ovšem dokazuje velmi dobrou výstižnost postupu statické analýzy a výpočtového modelu z hlediska rozložení napjatosti při nižších úrovních zatížení (ZS 1-7).



Obr. 6.48 Srovnání deformací modelu s výpočtem při mezní zkoušce – body na mostovce



Obr. 6.49 Srovnání deformací modelu s výpočtem při mezní zkoušce – body trubce

6.8. Analýza mezní únosnosti

Mezní únosnosti modelu lávky pro pěší nebylo dosaženo. Cílem provedených výpočtů bylo proto určit únosnost, mechanismus porušení konstrukce a definovat kritické prvky, a to u modelu i u reálné konstrukce. Při návrhu fyzikálního modelu a jeho realizaci bylo nutné přijmout několik kompromisů a zjednodušení (vetknutí slabě vyztužené mostovky, průřez lan a další), které mohou mít vliv na správnost vystižení mezního stavu studované konstrukce realizovaným modelem. Proto je třeba při analýze mezní únosnosti vzít v úvahu tyto rozdíly mezi reálnou konstrukcí a modelem v měřítku 1:6. Nejprve bude proveden rozbor mezní únosnosti vlastního modelu jako samostatné konstrukce a poté bude rozebráno působení reálné konstrukce.

6.8.1. Mezní únosnost modelu

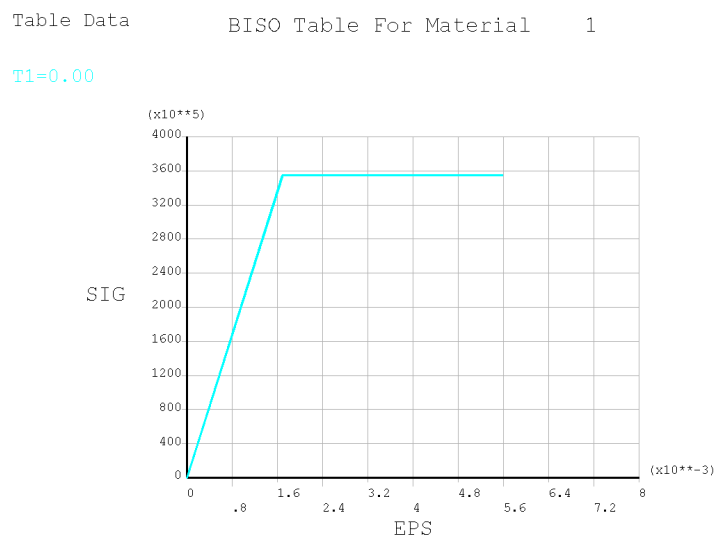
Z chování modelu pod zatížením lze usoudit, že rozhodujícím prvkem pro stanovení mezní únosnosti je ocelová trubka. Ta funguje obdobně jako balkónový nosník. Postupným přitěžováním narůstají zejména podélné ohybové momenty a také tahová normálová síla v trubce. Příčné ohybové momenty jsou řádově menší než podélné, a proto budou při analýze mezní únosnosti modelu, s přihlédnutím ke zvyšujícím se kladným normálovým silám, rozhodovat horní vlákna průřezu ocelové trubky.

Kritickým místem může být i lano vedené v zábradlí lávky. Při narůstajícím zatížení dochází spolu se zvyšující se svislé deformací také k natáčení příčného řezu, kdy jde vnější okraj mostovky dolů. Lano v zábradlí se díky těmto vlivům protahuje, a tím v něm narůstá i normálová síla. Nicméně díky velké průřezové ploše použitého lana průměru 15,7 mm je jeho přetržení velmi nepravděpodobné. Přepínací síla v monostrandu byla stanovena na 76 kN, což odpovídá napětí 507 MPa. Síla v laně byla měřena i při mezní zatěžovací zkoušce a nárůst

síly činil 8 kN, což odpovídá napětí 53 MPa. Vzhledem k mezi pevnosti lana 1860 MPa, se přetržení lana na modelu konstrukce jeví jako nereálné.

Vliv betonové desky není pro celkovou únosnost modelu rozhodující. Během provádění mezní zatěžovací zkoušky došlo k prasknutí epoxidem zalepené trhliny v betonové mostovce. Tato porucha však neměla na celkovou únosnost modelu téměř žádný vliv. Je tedy zřejmé, že betonová mostovka má vliv pouze při lokálním porušení mezi ocelovými konzolami.

Důležitou součástí modelu bylo také kotvení ocelové trubky k betonovým opěrám pomocí 10-ti závitových tyčí průměru 16 mm. Nicméně závitové tyče byly navrženy s rezervou tak, aby o mezní únosnosti modelu nerozhodovaly.



Obr. 6.50 Materiálový model oceli

V další fázi byl proto vytvořen nový 3D prutový model v programu ANSYS simulující skutečné působení konstrukce v mezním stavu. Ocelová trubka byla tentokrát modelována prvkem BEAM188, který umožňuje zadání skutečného tvaru průřezu (tzv. „section“). Byl zadán bilineární pracovní diagram oceli (**Obr. 6.50**) s mezí kluzu 355 MPa. Model byl tedy počítán nelineárně jak geometricky, tak i materiálově (s vlivem plasticity).

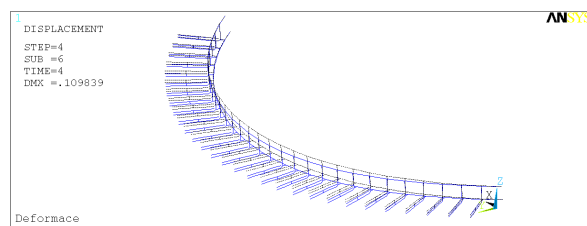
Betonová mostovka byla ve výpočtu uvažována jako porušená trhlinami a zadána tedy jen liniovým zatížením na konzoly, její tuhost ve výpočtu nebyla zahrnuta.

Vlastní výpočet mezní únosnosti byl proveden s uvážením všech fází výstavby zohledňujících skutečný postup výstavby konstrukce a následně postupným přitěžováním konstrukce n -násobkem užitého zatížení, během kterého bylo sledováno namáhání jednotlivých prvků konstrukce, rozhodujících pro mezní únosnost modelu. Přitěžování bylo ukončeno v okamžiku, kdy byla překročena únosnost některého ocelového prvku a výpočet tedy již nekonvergoval.

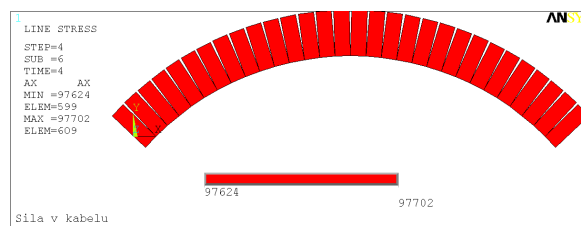
Sledováno bylo:

- Srovnávací napětí průřezu ocelové trubky.
- Srovnávací napětí ocelových konzol a zábradlí.
- Napětí v laně vedeném v zábradlí.
- Napětí v kotevních závitových tyčích – dopočítáno z reakcí v uložení trubky.
- Stabilita celé konstrukce – konvergence výpočtu.

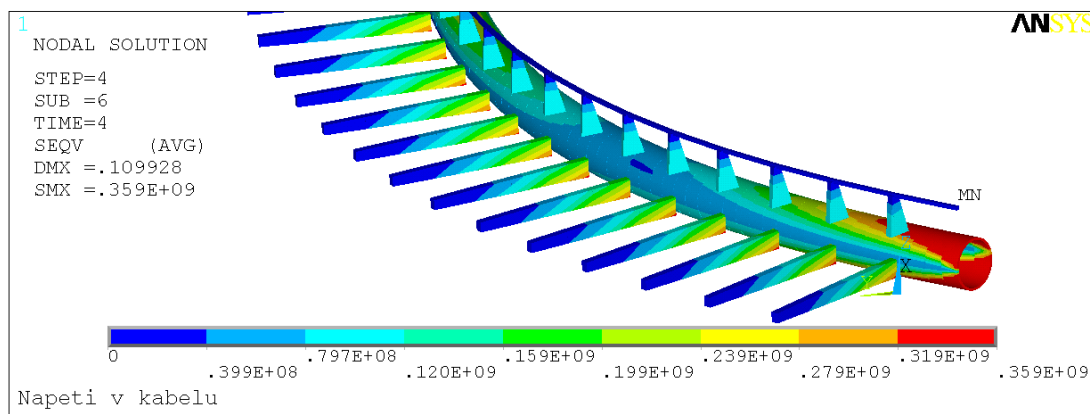
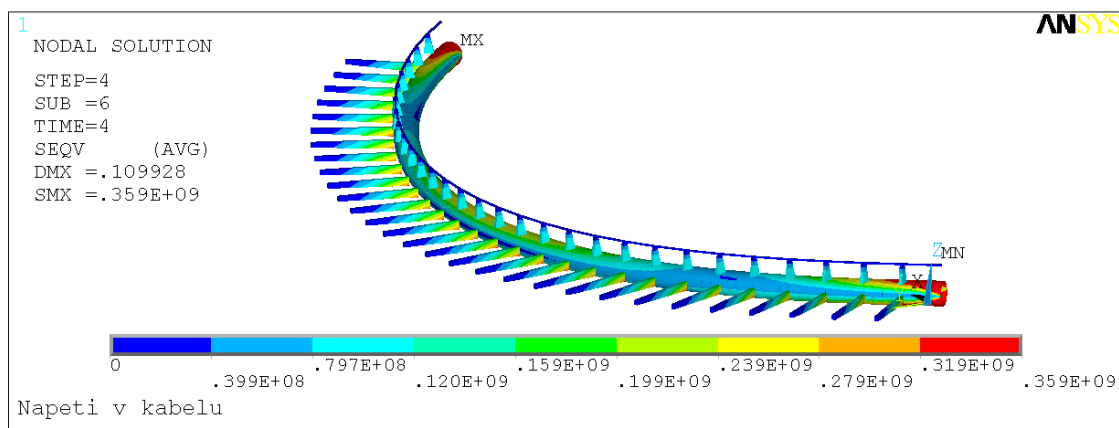
Výpočtem bylo určeno, že mezní únosnost modelu nastane až při 3,9 násobku užitého zatížení ($15,6 \text{ kN/m}^2$), kdy dojde k vyčerpání únosnosti ocelové trubky ve vetknutí (**Obr. 6.53**). Deformace konzoly v polovině rozpětí na vnější straně přodorysného oblouku činí 110 mm (**Obr. 6.51**).



Obr. 6.51 Deformace [m]

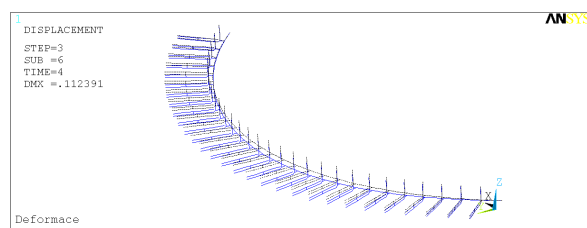


Obr. 6.52 Síla v předpínacím laně [N]



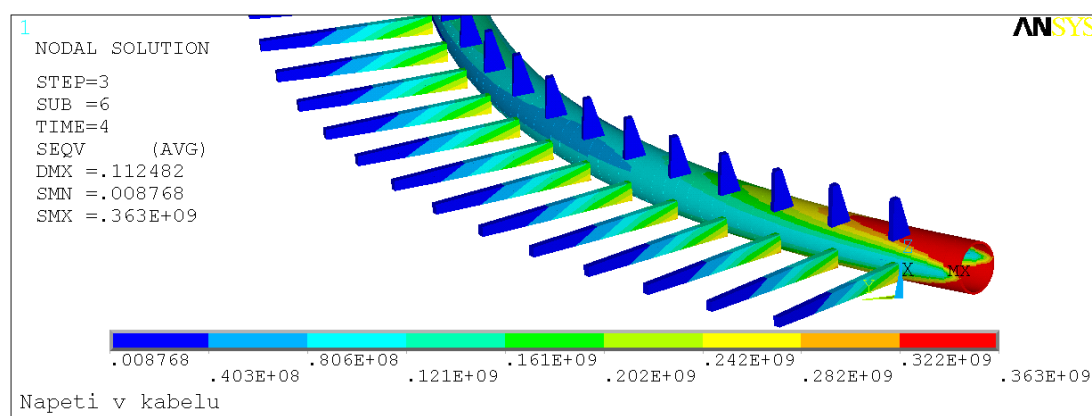
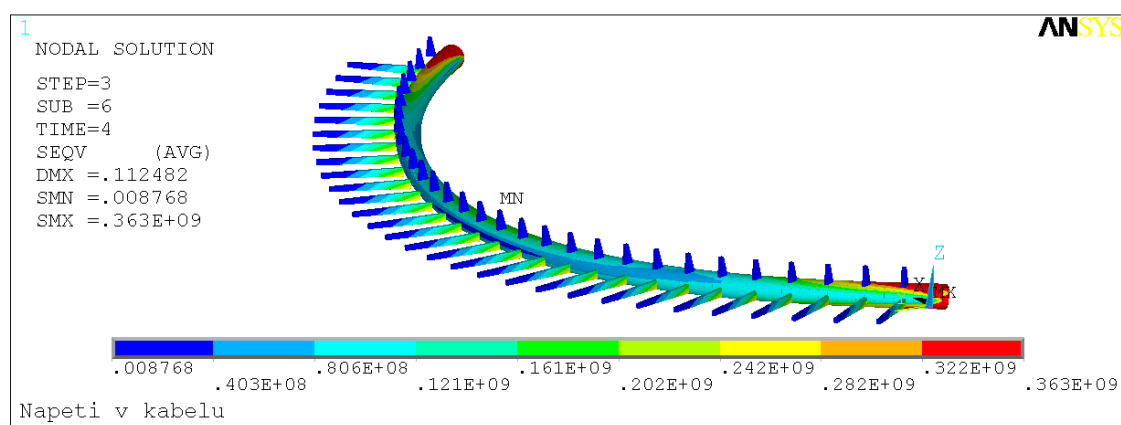
Obr. 6.53 Srovnávací napětí při 3,9 násobku užitého zatížení [Pa]

Přírůstek síly v monostrandu činil 22 kN ($98-76 = 22 \text{ kN}$) (**Obr. 6.52**), v napětí tedy necelých 150 MPa. K přetržení monostrandu nedojde před vyčerpáním únosnosti průřezu trubky. Na zmenšeném modelu však bylo nutné použít lano s větší průřezovou plochou než by bylo potřeba. V reálné konstrukci je v madle zábradlí umístěn 12-ti laný přepínací kabel, který je již navržen ekonomicky a k jeho přetržení by tedy mohlo dojít.



Obr. 6.54 Deformace [m] – model bez kabelu

Proto bylo v dalším modelu odzkoušeno působení konstrukce v mezním stavu bez monostrandu v zábradlí.



Obr. 6.55 Srovnávací napětí při 3,25 násobku užitého zatížení [Pa] – model bez kabelu

Mezní únosnost modelu nastane v tomto případě již při 3,25 násobku užitého zatížení ($13,0 \text{ kN/m}^2$) (Obr. 6.55). Deformace konzoly v polovině rozpětí na vnější straně půdorysného oblouku činí 112 mm (Obr. 6.54). Monostrand tedy přispívá zhruba 20 % ke zvýšení mezní únosnosti modelu.

Cílem všech provedených zkoušek a výpočtů bylo zjistit a matematicky popsat skutečné chování konstrukce při zatěžování a působení konstrukce v mezním stavu. Práce se nezabývá ověřením spolehlivosti konstrukce tak, aby vyhověla požadavkům některé z platných návrhových norem. Nicméně vzhledem k experimentem prokázané hodnotě únosnosti a výpočtem určené mezní únosnosti modelu lze i bez provedení těchto výpočtů a se znalostí hodnot klimatických zatížení konstatovat, že únosnost navrženého konstrukčního systému je velmi vysoká a dostatečná.

6.8.2. Mezní únosnost skutečné konstrukce

Při návrhu zmenšeného modelu lávky pro pěší v měřítku 1:6 bylo nutné přijmout několik zjednodušení a kompromisů, aby bylo možné model sestavit. Tyto rozdíly samozřejmě ovlivňují shodu mezi působením skutečné konstrukce (popsána v kapitole 5.1) za provozu i v mezním stavu oproti fyzikálnímu modelu (kapitola 6.2). V dalším textu jsou proto tyto rozdíly rozebrány. Je zřejmé, že pro přesnější zhodnocení by musel být proveden podrobný návrh a statická analýza skutečné lávky včetně všech konstrukčních detailů, návrhu založení atd. Nicméně i bez tohoto návrhu jsou jisté rozdíly mezi skutečnou konstrukcí a realizovaným modelem v měřítku 1:6, na které je třeba upozornit.

Jedná se o tyto rozdíly:

Průřez ocelové trubky

V analýze mezní únosnosti modelu byl průřez ocelové trubky určen jako kritický prvek pro celkovou únosnost modelu. Pro model byla z výrobních důvodů zvolena ocelová trubka 168/8 mm (byla použita trubka daného průměru s nejmenší tloušťkou, která byla v daný okamžik dostupná na trhu). Momenty setrvačnosti průřezu v patě trubky byly o 17 % větší než by bylo po zmenšení skutečného průřezu v měřítku 1:6 potřeba. Při návrhu reálné lávky je nutné zohlednit ekonomické hledisko a navrhnout takový průřez trubky, který zajistí při přiměřených výrobních nákladech odpovídající únosnost a spolehlivost konstrukce. V reálné konstrukci (kapitola 5.1) je proto navíc průřez trubky odstupňován. Ve střední části trubky je tak tloušťka stěny poloviční oproti částem u podpor. Alternativou byla pak náhrada kruhového průřezu průřezem pětiúhelníkovým (**Obr. 5.4**) s obdobnou tuhostí. Odstupňování průřezů trubky při stavbě modelu nebylo možné dosáhnout, neboť trubka s průřezem 168/4 mm nebyla dostupná.

Při zkoušce mezní únosnosti i na výpočetních modelech byla prokázána vysoká únosnost průřezu trubky a tím i celého fyzikálního modelu. Takový návrh se ukázal jako nevhodný. Únosnost reálné konstrukce by se tak tímto vlivem měla snížit řádově o pětinu.

Betonová mostovka

Největším zjednodušením oproti reálné konstrukci bylo vetknutí betonové mostovky do opěr. U reálné konstrukce počítáme s prostým uložením na opěry a nebudou tak vznikat namáhání hlavně od příčných ohybových momentů a normálových sil od smršťování a teplot. K vetknutí bylo přistoupeno z důvodu jednoduchosti výroby a vědomím, že nebudeme konstrukci zkoušet na účinky teplot. Problém se smršťováním betonu vetknuté mostovky jsme chtěli vyřešit aplikací mikrobetonu s vyšší pevností tahu. Smrštění tohoto vysokopevnostního betonu se však ukázalo větší než s jakým bylo počítáno. V reálné konstrukci počítáme s použitím běžného betonu. Dalším jevem bylo vyztužení této velmi tenké mostovky (25 mm, v oblasti konzol 22 mm) pomocí pozinkovaného pletiva, které se ukázalo jako nevhodné, protože pletivo se pod zatížením protahuje mnohem více než betonářská výztuž.

Monostrand vedený v zábradlí

Pro lano vedené v zábradlí modelu byl použit monostrand průměru 15,7 mm. Maximální změřené celkové napětí v laně při mezní zkoušce bylo pouze 560 MPa. Z toho vyplývá, že tento prvek byl u modelu z důvodu velké průřezové plochy silně předimenzován a nebyl určující pro mezní únosnost. U skutečné konstrukce, kde je počet lan v kabelu navržen ekonomicky, tak může být předpjatý kabel kritickým průřezem. Jak bylo poznamenáno výše, rozdíl v mezní únosnosti po přetržení lana je zhruba o 20 % nižší, záleží však na konkrétním návrhu.

7. Závěry disertační práce

Lávky pro pěší tvoří významnou část mostních konstrukcí. Jsou využívány pomalu pohybujícími se uživateli, kteří po nich přímo chodí, dotýkají se jich a studují je. Z těchto důvodů by měly být lávky pro uživatele mnohem více přívětivější než třeba silniční, nebo železniční mosty, po kterých uživatel přejede v autě a mnohdy ani netuší že je na mostě. Měly by mít tzv. „lidské měřítko“. Ve srovnání se silničními mosty, které musí obvykle spojit dva body co nejpřímější cestou, nabízí lávky více možností jak uniknout této jednosměrnosti. Lávky mají méně omezení a nabízejí tak projektantům širokou škálu návrhových možností. Mohou tak vzniknout díla vyvolávající prostorový zážitek.

Z těchto důvodů byla tato disertační práce věnována půdorysně zakřiveným lávkám. Jejím cílem bylo navrhnout zcela nový typ konstrukce, která by byla štíhlá, esteticky zajímavá a zároveň splňovala všechna normová kritéria. Využita měla být konstrukce předpjatého pásu, který představuje nosný systém vyznačující se efektivním využitím materiálu a současně také estetikou, která nenuceně zapadá do okolního prostředí díky tvarům jasně vyjadřujícím způsob přenosu zatížení.

V úvodu byly vytyčeny tři hlavní cíle disertační práce, kterým byly věnovány kapitoly 4, 5 a 6. Cíle byly tyto:

- 1) Studie návrhu konstrukce půdorysně zakřiveného předpjatého pásu.
- 2) Návrh, statické a dynamické posouzení lávky tvořené půdorysně zakřiveným předpjatým pásem.
- 3) Experimentální ověření výsledného návrhu na zmenšeném fyzikálním modelu.

1) Studie návrhu konstrukce půdorysně zakřiveného předpjatého pásu

Po nastudování působení přímého předpjatého pásu a mnoha studiích týkajících se délky rozpětí a průřezu mostovkové desky, byla vybrána varianta středně velkého rozpětí o velikosti 45 m. Tento přímý pás byl v dalších studiích v půdoryse zakřiven a dále testován. Ukázalo se, že působení půdorysně zakřiveného pásu se značně liší od přímého. U přímého pásu je zatížení přenášeno zejména tahovým působením. Zvětšuje se svislé vzepětí pásu, na protažení se podílí celý průřez včetně kabelů a díky velké podélné štíhlosti je ohybové namáhání malé. K nárůstu momentů dochází při geometricky nelineárním výpočtu u opěr, kde se s nimi však lze dobře vypořádat (náběh, sedlo, pružné uložení pásu).

Naproti tomu působení půdorysně zakřiveného pásu je odlišné. Stejně jako přímý pás i půdorysně zakřivený se po aplikaci zatížení snaží protáhnout. Tomu mu ale brání velká tuhost v příčném směru, která pás nepustí a kromě normálových sil se tak generují zejména příčné ohybové momenty, které lávka nepřenese. Konstrukce je také namáhána kroucením a mostovková deska se v příčném směru deformuje více na jejím vnějším okraji. Kroucení a příčnou deformaci lze vyřešit přidáním kabelu vedeném v zábradlí, který svými radiálními účinky vrací mostovku do vodorovného směru. Vhodným trasováním kabelů vedených pod mostovkou lze dokonce vynulovat příčné ohybové momenty od vlastní tíhy konstrukce.

Bohužel po aplikaci užitého zatížení nastává stejný problém jako od vlastní tíhy. Generují se obrovské příčné ohybové momenty a konstrukce je nedimenzovatelná.

Je jasné, že bylo nutné konstrukci ohybově a torzně ztuhlít. Ve studiích byla do příčného řezu pro účinky užitných zatížení přidána ocelová trubka $\phi 400 \times 20$, která problém vyřešila. Konstrukce byla ve výsledku velice komplikovaná a pro praxi téměř nepoužitelná. Složité bylo vedení přepínacích kabelů pod mostovkou (**Obr. 4.19**). Komplikované by bylo také ztužení ocelovou trubkou pro nahodilá zatížení, kdy by se trubka musela navařit k příčnému řezu až ve výchozím stavu, tedy dodatečně po předepnutí přepínacích kabelů. To by kladlo velké nároky na přesnost provádění i výpočtu. Z těchto důvodů bylo od tohoto typu konstrukce upuštěno, neboť použitelnost pro praxi byl jeden z hlavních cílů této práce.

2) Návrh, statické a dynamické posouzení lávky

V další fázi byl proto vytvořen nový tuhý příčný řez s ocelovým pětiúhelníkovým truhlíkem (popřípadě s ocelovou trubkou) a konzolami podpírajícími betonovou mostovku. Štíhlá betonová mostovka je tedy na vnitřní straně půdorysného oblouku prostřednictvím konzol ztužena tuhým ocelovým průřezem. Přepínací kabely pod mostovkou byly odstraněny. Zatížení se tedy přenáší hlavně ohybovým namáháním ocelové trubky a částečně je redukováno svislými radiálními silami od kabelu v zábradlí. Ten svými vodorovnými radiálními silami zároveň vyrovnává kroucení a deformace v příčném směru lávky. Výhodou tohoto typu konstrukce oproti předpjatému pásu je, že nevznikají velké tahové reakce, které je nutné přenést do podloží. Velká ohybová namáhání se dají jednodušeji převézt soustavou tlačných a tažených pilot (popřípadě mikropilot). Nevýhodou je naopak nižší hospodárnost než u přímých předpjatých pásů.

Z testovaných variant byla následně vybrána lávka o rozpětí 45 m a půdorysném vzepětí oblouku 10 m, která se jevila nejlépe a dále byla detailně analyzována. Konstrukce byla podrobena jak statické tak i dynamické analýze. Protože s návrhem ani realizací takového typu konstrukce nebyly žádné zkušenosti, rozhodli jsme se výše zmíněnou konstrukci otestovat na zmenšeném fyzikálním modelu a porovnat tam výsledky měření s výpočtem.

3) Experimentální ověření návrhu na zmenšeném fyzikálním modelu

V rámci práce byla rozebrána tematika modelové podobnosti skutečné konstrukce a jejího zmenšeného modelu. Zvolen byl přístup kdy je model zhotoven v přímé fyzikální podobnosti se skutečnou konstrukcí, ze stejných materiálů a s rovností poměrných přetvoření a tudíž i napětí. K tomu, aby výše zmíněné předpoklady fungovaly musela být konstrukce přitížena přídatným zatížením pro modelovou podobnost (balastním zatížením). Měřítko modelu bylo z důvodu kapacity zkušební haly zvoleno 1:6.

V práci je dále dokumentován návrh geometrie modelu, konstrukčního řešení a postupu montáže konstrukce modelu. Po instalaci měřících zařízení bylo přistoupeno k zatěžování modelu. Lze konstatovat, že realizovaný fyzikální model prokázal správnost a bezpečnost návrhu studované lávky pro pěší a výstižnost statické analýzy. Při zatěžovacích zkouškách spojitým zatížením o intenzitě 4 kN/m^2 se model při všech polohách zatížení choval pružně a dle teoretických předpokladů. Také mezní zkouška prokázala vysokou tuhost a únosnost

navržené konstrukce kdy se konstrukci nepodařilo zničit ani při zatížení 10 kN/m^2 (2,5 násobek normové hodnoty). Porovnáním změřených hodnot (deformací a napětí) byla prokázána dobrá shoda mezi výpočtním modelem a skutečností. Potvrdila se tak správnost navrženého postupu statické analýzy.

I když se mezní únosnost fyzikálního modelu nepodařilo zjistit, následnými výpočty byla únosnost modelu stanovena na 3,25 násobek užitého zatížení (tedy $13,0 \text{ kN/m}^2$), včetně předpokladu přetrženého lana v zábradlí. Pokud by lano v zábradlí vydrželo, byla by mezní únosnost ještě vyšší (3,9 násobek, $15,6 \text{ kN/m}^2$).

Získané výsledky a zkušenosti z realizace modelu tvoří základ pro budoucí návrh konstrukce v inženýrské praxi a při stavbě modelu byly také získány cenné zkušenosti využitelné při realizaci reálné lávky pro pěší. Provedený experiment přispěl k hlubšímu pochopení půdorysně zakřivených lávek a umožní návrh hospodárnějších a spolehlivějších konstrukcí.

Během vývoje a řešení zkoušené konstrukce vyvstaly problémy a otázky, které nebyly uspokojivě dořešeny a na které by se mohl navázat budoucí výzkum. Jak již řešeno, použití půdorysně zakřiveného předpjatého pásu tvořeného pouze štíhlou betonovou mostovkou není možné a průřez je potřeba ztūžit. Vysoká tuhost námi navrženého ocelového průřezu způsobila, že po předepnutí kabelů vedených mostovkou se normálová síla vůbec nedostala do betonového průřezu a proto byly tyto kabely nakonec odstraněny. Bylo by proto vhodné udělat podrobnou studii s různými tuhostmi ztūžujících ocelových průřezů, pro různé hladiny předpětí pod mostovkou a různá rozpětí. Snažit se tedy více využít svislých radiálních sil přepínacích kabelů a méně ohybové tuhosti průřezu. Z časových důvodů nebylo možné tuto studii zahrnout do této práce.

Další nedořešeným aspektem je dynamika navržené konstrukce. Spočtené zrychlení je sice menší, ale zároveň je velmi blízko limitní hodnotě. Jako doporučení je uvedeno osadit tlumiče ve čtvrtinách rozpětí, které budou tlumit oba nebezpečné vlastní tvary konstrukce. Parametry těchto tlumičů nebyly stanoveny. Nicméně po zkušenostech z výstavby lávky v Českém Těšíně (kapitola 2.5), kde vycházelo zrychlení také nahraně a dynamickou zkouškou pak byly změřeny zhruba poloviční hodnoty, by třeba ani použití tlumičů nebylo potřeba. Tlumení konstrukce bylo zvoleno konzervativní hodnotou. Výsledné tlumení reálné konstrukce tak může být vyšší. Lepší představu by tak dala až zkouška na plně aeroelastickém modelu lávky, nebo případná realizace konstrukce. Samostatnou kapitolou by pak byla odezva konstrukce na účinky větru, která v této práci nebyla řešena.

Popisované konstrukce byly navrženy na Ústavu betonových a zděných konstrukcí VUT-FAST ve spolupráci s firmou Stráský, Hustý Partneři, s.r.o., Brno. Modelové zkoušky byly prováděny za podpory projektu Ministerstva průmyslu a obchodu „Impuls“ FI - IM5/128 Progresivní konstrukce z vysokohodnotného betonu a za podpory projektu 1M6840770001 MŠMT, v rámci činnosti výzkumného centra CIDEAS.

8. Seznam použité literatury

- [1] ANSYS Theory and Elements Reference release 10.0, Ansys, Inc., SAS IP, Inc., Houston, 2005
- [2] BLAŽEK, J., HORÁČEK, E., Nepřímé metody experimentální statiky, SNTL, Praha, 1959
- [3] British standard BS 5400 Appendix B: „Vibration serviceability requirements for the foot and cycle track bridges“, 2001
- [4] HATA, K., Single-Span Prestressed Concrete Stress-Ribbon Bridge –Yumetsuri Bridge–, Prestressed concrete in Japan, 1998, XIII FIP Congress National Report (Amsterdam, Holland)
- [5] ČSN 73 6203, Zatížení mostů, státní norma, září 1987
- [6] ČSN 73 6206, Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí, státní norma, červen 1972
- [7] ČSN 73 6207, Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu, státní norma, říjen 1993
- [8] ČSN EN 1992-2 (73 6208), Navrhování betonových konstrukcí, státní norma, červen 2007
- [9] ČSN P ENV 1993-1-1 (73 1401), Navrhování ocelových konstrukcí, státní norma, srpen 2005
- [10] Guidelines for design of footbridges, CEB-FIB, 2005, ISBN 2-88394-072-X
- [11] INSET s.r.o., Český Těšín, SO 201 Sportovní lávka na cyklostezce přes řeku Olši, Zpráva o statické a dynamické zatěžovací zkoušce lávky, Ostrava, 2011
- [12] JURÍK, M., KOCOUREK, P., STRÁSKÝ, J., Lávky pro pěší tvořené půdorysně zakřiveným předpjatým pásem a plochým obloukem, Beton TKS 04/2012 (Mosty a dopravní stavby), Beton TKS, s.r.o., Praha, 2012, ISSN 1213-3116
- [13] KADLČÁK, J., KYTÝR, J., Statika stavebních konstrukcí I, VUT v Brně, FAST, Vutium, Brno, 2001, ISBN 80-214-1877-X
- [14] KADLČÁK, J., KYTÝR, J., Statika stavebních konstrukcí II, VUT v Brně, FAST, Vutium, Brno, 2001, ISBN 80-214-1648-3

- [15] KALÁB, P., Visuté střechy z předpjatého betonu, disertační práce, Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí, Brno, 2009
- [16] KATUYAMA, T., KITSUTA, T., ITO, T., Three Span Continuous Prestressed Concrete Stress-Ribbon Bridge –Tonbo No Hashi–, Prestressed concrete in Japan, 1998, XIII FIP Congress National Report (Amsterdam, Holland)
- [17] KEIL, A., The design of curved cable-supported footbridges, Schlaich Bergermann und Partner, Stuttgart, Germany
- [18] KEIL, A., LINDEN, S., Footbridge over the Rhein-Herne-Canal in Gelsenkirchen, Germany, Sborník příspěvků konference FOOTBRIDGE 2011, Attractive structures at reasonable costs, Dolnoslaskie wydawnictwo edukacyjne, Wrocław, Poland, 2011, ISBN 978-83-7125-205-1
- [19] KOCOUREK, P., Přodorysně zakřivená visutá lávka pro pěší, Sborník anotací konference JUNIORSTAV 2006, Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Brno, 2006, ISBN 80-214-3109-1
- [20] KOCOUREK, P., Přodorysně zakřivená visutá lávka pro pěší, časopis BETON 2/2006 - Vodohospodářské stavby, BETON TKS, s.r.o., Praha, 2006, ISSN 1213-3116
- [21] KOCOUREK, P., Přodorysně zakřivený předpjatý pás, Sborník anotací konference JUNIORSTAV 2010, Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Brno, 2010, ISBN 978-80-214-4042-5
- [22] KOCOUREK, P., Přodorysně zakřivená visutá lávka pro pěší, Diplomová práce, Brno, 2005
- [23] KOCOUREK, P., STRÁSKÝ, J., NEČAS, R., Přodorysně zakřivená mostní konstrukce zavěšená na vnitřním okraji, Sborník příspěvků konference Betonářské dny 2006, Česká betonářská společnost, Hradec Králové, 2006, ISBN 80-903807-2-7
- [24] KOCOUREK, P., JURÍK, M., NEČAS, R., STRÁSKÝ, J., Curved stress ribbon and flat arch pedestrian bridges, Sborník příspěvků konference FOOTBRIDGE 2011, Attractive structures at reasonable costs, Dolnoslaskie wydawnictwo edukacyjne, Wrocław, Poland, 2011, ISBN 978-83-7125-205-1
- [25] KULHAVÝ, T., Konstrukce z předpjatého pásu ztužené vnějšími kabely nebo oblouky, disertační práce, Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí, Brno, 2002
- [26] MENN, C., prestressed concrete bridges, Birkhäuser Verlag, Basel, 1990

- [27] NAVRÁTIL, J., Předpjaté betonové konstrukce, VUT v Brně, FAST, Akademické nakladatelství CERM, s.r.o., Brno, 2004, ISBN 80-214-2649-7
- [28] NEČAS, R., Segmentové konstrukce se spřaženou deskou. Návrh, výroba a zkouška modelu, disertační práce, Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí, Brno, 2006
- [29] NEČAS, R., STRÁSKÝ, J., Statická a dynamická analýza lávky v San Diegu, Kalifornie, USA, Sborník příspěvků 18. konference Betonářské dny, ČBS Servis, s. r. o., 2011, ISBN 978-80-87158-30-2
- [30] NOVÁK, R., KOCOUREK, P., STRÁSKÝ, J., FISCHER, P., Sportmost - hraniční lávka přes Olši, Stavebnictví 08/2012, EXPO DATA spol. s r. o., Brno, 2012, ISSN 1802-2030
- [31] POZDÍŠEK, J., STRÁSKÝ, J., KOCOUREK, P., Hraniční lávka přes Olši v Českém Těšíně, Sborník příspěvků konference Mosty 2012, Sekurkon, s.r.o., Brno, 2012, ISBN 978-80-86604-56-5
- [32] REDFIELD, C., STRÁSKÝ, J., Sacramento River Pedestrian Bridge, Structural Engineering International 1991, no. 4, p.19-21
- [33] SERVÍT, R., DRAHOŇOVSKÝ, Z., ŠEJNOHA, J., KUFNER, V., Teorie pružnosti a plasticity I, SNTL, Praha, 1984, ISBN 04-024-81
- [34] SERVÍT, R., DRAHOŇOVSKÝ, Z., ŠEJNOHA, J., KUFNER, V., Teorie pružnosti a plasticity II, SNTL, Praha, 1984, ISBN 04-009-84
- [35] SCHLAICH, J., ENGELSMANN, S., Stress Ribbon Concrete Bridges, Structural Engineering International 1996, no.4, p.271-274
- [36] STRÁSKÝ, J., Betonové mosty, Nakladatelství ŠEL, spol. s.r.o., Praha, 2001, ISBN 80-86426-05-X
- [37] STRÁSKÝ, J., Stress ribbon and cable-supported pedestrian bridges, Thomas Telford Publishing, London, 2005, ISBN 0-7277-3282-X
- [38] STRÁSKÝ, J., The power of prestressing, Structural concrete 2003, no. 1, p.25-43
- [39] STRÁSKÝ, J., KOCOUREK, P., JURÍK, M., Půdorysně zakřivený plochý oblouk a předpjatý pás - návrh, analýza a zkouška modelu, Sborník příspěvků konference Betonářské dny 2009, Česká betonářská společnost, Hradec Králové, 2009, ISBN 978-80-87158-20-3

- [40] STRÁSKÝ, J., KOCOUREK, P., JURÍK, M., Půdorysně zakřivený plochý oblouk a předpjatý pás, Sborník příspěvků konference Mosty 2010, Sekurkon, s.r.o., Brno, 2010, ISBN 978-80-86604-48-0
- [41] STRÁSKÝ, J., KOCOUREK, P., JURÍK, M., Půdorysně zakřivený předpjatý pás a plochý oblouk, Etapová zpráva projektu FI-IM5/128 "Progresivní konstrukce z vysokohodnotného betonu", Etapa 4, Brno, VUT FAST, 2009
- [42] STRÁSKÝ, J., NEČAS, R., HRNČÍŘOVÁ, M., KOCOUREK, P., JURÍK, M., Development of pedestrian bridges with a stress ribbon deck, Národní zpráva České republiky, Structural concrete in the Czech Republic 2006-2009, ČBS ČSSI, Praha, 2010, ISBN 978-80-903806-0-8
- [43] STRÁSKÝ, J., NEČAS, R., KOLÁČEK, J., Dynamická odezva betonových lávek, Beton TKS 4/2009, ISSN: 1213-3116
- [44] STRÁSKÝ, J., PIRNER, M., DS-L Stress Ribbon Footbridges, Dopravní stavby, Olomouc, Czechoslovakia, 1986
- [45] ŠMIŘÁK, S., Pružnost a plasticita I pro distanční studium, VUT v Brně, FAST, Akademické nakladatelství CERM, s.r.o., Brno, 1999, ISBN 80-214-1151-1
- [46] TERZIJSKI, I., Vlastnosti vysokohodnotného betonu a možnosti jejich zlepšení, Etapová zpráva projektu FI-IM5/128 "Progresivní konstrukce z vysokohodnotného betonu", Etapa 3, Brno, VUT FAST, 2010
- [47] ZŮDA, K., Mosty IV. Půdorysně zakřivené mostní konstrukce, VUT Brno, 1971

9. Seznam použitých zkratk a symbolů

V textu disertační práce jsou použita tato základní označení:

a_{lim}	limitní hodnota zrychlení
a_{max}	maximální zrychlení
A	průřezová plocha
A_{eff}	plocha uzavřená střednicí průřezu
$A_{k,6}$	průřezová plocha ocelové konzoly přepočtena na 1 m na modelu 1:6
A_{lana}	průřezová plocha lana
$A_{l,6}$	průřezová plocha předpínacího lana na modelu 1:6
$A_{m,6}$	průřezová plocha betonové mostovky na modelu 1:6
A_M	průřezová plocha prutového prvku modelu 1:M
A_S	průřezová plocha prutového prvku na skutečné konstrukci
$A_{t,6}$	průřezová plocha ocelové trubky na modelu 1:6
$A_{tz,6}$	průřezová plocha zábradelní trubky na modelu 1:6
A_y, A_z	smyková plocha průřezu ve směru osy y, z
$A_{z,6}$	průřezová plocha ocelového zábradlí na modelu 1:6
α_t	součinitel teplotní roztažnosti
b	šířka průřezu
β	úhel sklonu závěsů od vodorovné roviny
C_a	těžiště zatížené části oblouku v půdoryse
C_g	těžiště průřezu
$C_{g,C}$	těžiště betonové části průřezu
$C_{g,S}$	těžiště ocelové části průřezu
C_S	střed smyku
χ_{LT}	součinitel vzpěrnosti
ds	délka diferenciálního elementu oblouku
dM	přírůstek momentu na diferenciálním elementu
dV	přírůstek posouvající síly na diferenciálním elementu
dT	přírůstek kroutícího momentu na diferenciálním elementu
e	excentricita
E	modul pružnosti
E_M	modul pružnosti na zmenšeném modelu 1:M
E_S	modul pružnosti na skutečné konstrukci
ε	poměrné přetvoření
ε_M	poměrné přetvoření na zmenšeném modelu 1:M
ε_S	poměrné přetvoření na skutečné konstrukci
f	vzepětí pásu (průvės) ve svislém směru
f_{max}	maximální vzepětí pásu (průvės) ve svislém směru
f	frekvence kmitání
$f_{c,cube}$	krychelná pevnost betonu v tlaku
f_t	torzní frekvence
f_o	ohybová frekvence
f_{yk}	charakteristická hodnota meze kluzu
f_{yd}	návrhová hodnota meze kluzu

f_1, f_2	první a druhá vlastní frekvence
f_6	vzepětí pásu (průvěs) ve svislém směru modelu lávky 1:6
F	síla
F_p	pulsující síla
F_M	osamělá síla působící na modelu 1:M
F_S	osamělá síla působící na skutečné konstrukci
$\{F\}$	vektor uzlových zatížení
$\{F_i^R\}$	vektor přeneseného zatížení
ϕ	průměr
g_{b+k}	liniové zatížení od vlastní tíhy betonu a předpínacích kabelů
g_M	celkové zatížení modelu vlastní tíhou
$g_{M,bal.}$	balastní zatížení konstrukčního prvku modelu 1:M
$g_{M,vl.}$	vlastní tíha konstrukčního prvku modelu 1:M
g_S	vlastní tíha prutového prvku skutečné konstrukce
$g_{0,vl,1}$	linonové zatížení vlastní tíhou trubky, zábradlí a monostrandu na skutečné k-ci
$g_{0,vl,2}$	linonové zatížení vlastní tíhou mostovky a konzol na skutečné konstrukci
$g_{0,6,bal,1}$	liniové balastní přetížení vlastní tíhy trubky, zábradlí a monostrandu na modelu 1:6
$g_{0,6,bal,2}$	liniové balastní přetížení vlastní tíhy mostovky a konzol na modelu 1:6
$g_{0,6,vl,1}$	linonové zatížení vlastní tíhou trubky, zábradlí a monostrandu na modelu 1:6
$g_{0,6,vl,2}$	linonové zatížení vlastní tíhou mostovky a konzol na modelu 1:6
G	stálé zatížení
G	modul pružnosti ve smyku
γ	objemová tíha
γ	středový úhel
γ_c	objemová tíha betonu mostovky
γ_G	součinitel zatížení pro stálá zatížení
γ_Q	součinitel zatížení pro nahodilá zatížení
γ_M	teoretická objemová tíha materiálu na 1:M
γ_{M0}	součinitel spolehlivosti materiálu
γ_s	objemová tíha oceli
γ_s	objemová tíha materiálu na skutečné konstrukci
h	výškový rozdíl mezi podporami
h	výška průřezu
h_s	svislá vzdálenost závěsu od středu smyku
h_T	svislá vzdálenost předpínacího kabelu od středu smyku
H	horizontální síla
H_b	horizontální tlaková síla v betonu
H_k	horizontální síla od nosných kabelů
H_p	horizontální síla od předpínacích kabelů
I_x	moment setrvačnosti průřezu v kroucení
I_y	moment setrvačnosti průřezu k ose y
I_z	moment setrvačnosti průřezu k ose z
$[K]$	matice tuhosti konstrukce
$[K(u)]$	nelineární matice tuhosti konstrukce
l, L	rozpětí konstrukce
$l_{k,6}$	délka ocelových komponent konzoly na modelu 1:6

$l_{z,6}$	délka ocelových komponent zábradlí na modelu 1:6
L_M	rozpětí modelu 1:M
L_O	rozpětí ocelové trubky
$L_{O,6}$	rozpětí ocelové trubky na modelu 1:6
L_S	délka zakřivené konstrukce v půdoryse
L_6	rozpětí modelu lávky 1:6
φ	sklon řetězovky, předpjatého pásu
m	hmotnost
m, n	souřadnice středu kružnice
$m_{k,bal.}$	požadovaná tíha balastního zatížení pod konzolami
$m'_{k,m,bal.}$	skutečná tíha malých ocelových držáků pod konzolami
$m'_{k,v,bal.}$	skutečná tíha velkých ocelových držáků pod konzolami
$m_{t,bal.}$	požadovaná tíha balastního zatížení pod trubkou
$m'_{t,bal.}$	skutečná tíha betonových kvádrů pod trubkou
M	ohybový moment
M	měřítko zmenšení modelu konstrukce
M_a, M_b	moment k bodu a, moment k bodu b
M_H	moment od horizontálních sil
M_V	moment od vertikálních sil
M_x	krouticí moment okolo podélné osy x
$M_{x,sd}$	návrhová hodnota kroutícího momentu okolo osy x
M_y	podélný ohybový moment okolo osy y
$M_{y,sd}$	návrhová hodnota ohybového momentu okolo osy y
$M_{yz,sd}$	vektorový součet návrhových momentů $M_{y,sd}$ a $M_{z,sd}$
M_z	příčný ohybový moment okolo svislé osy z
$M_{z,sd}$	návrhová hodnota ohybového momentu okolo osy z
N	síla v závěsu, v laně
N_H	horizontální složka síly v závěsu, v laně (kabelu v zábradlí)
N_P	předpínací síla v kabelu vedeném v zábradlí skutečné konstrukce
$N_{P,6}$	předpínací síla v laně vedeném v zábradlí na modelu 1:6
N_{sd}	návrhová hodnota normálové síly
N_V	vertikální složka síly v závěsu, v laně (kabelu v zábradlí)
N_x	osová normálová síla v průřezu
ν	součinitel příčné kontrakce
p	parametr
p_M	plošné zatížení působící na modelu 1:M
p_S	plošné zatížení působící na skutečné konstrukci
P	síla v předpínacím kabelu
P_H	horizontální radiální složka kabelů
P_V	vertikální radiální složka kabelů
q	rovnoměrné liniové zatížení
q_M	liniové zatížení působící na modelu 1:M
q_S	liniové zatížení působící na skutečné konstrukci
r	rameno
r_G	rameno svislé síly G od středu smyku
$r_{G,C}$	rameno svislé síly G (betonová část průřezu) od středu smyku

$r_{G,S}$	rameno svislé síly G (ocelová část průřezu) od středu smyku
r_H	rameno horizontální síly od středu smyku
r_N	rameno vertikální síly N_V závěsu od středu smyku
r_P	rameno vertikální radiální síly P_V předpínacího kabelu od středu smyku
r_V	rameno vertikální síly od středu smyku
R	poloměr půdorysného zakřivení
R_a, R_b	reakce v bodě a , reakce v bodě b
R_G	reakce od vlastní tíhy
R_{ref}	referenční hodnota síly
R_x	Reakce ve vodorovném směru
R_z	Reakce ve svislém směru
$\{R_i\}$	vektor nepřenesených zatížení
ρ	objemová hmotnost
s	délka oblouku
S	střed kružnicového oblouku
S	označení pro skutečnou konstrukci
σ	napětí
$\sigma_{c,max}$	dovolené namáhání betonu
σ_M	napětí na zmenšeném modelu 1:M
σ_P	napětí v kabelu na skutečné konstrukci
$\sigma_{P,6}$	napětí v laně monostrand na modelu 1:M
$\sigma_{s,max}$	dovolené namáhání ve výztuži
σ_S	napětí na skutečné konstrukci
σ_u	mez pevnosti
σ_y	mez kluzu
t	tloušťka
t	vzdálenost od středu kružnicového oblouku S k těžišti oblouku C_a
t_f	základní teplota konstrukce
$t_{k,6}$	tloušťka ocelových komponent konzoly na modelu 1:6
t_M	tloušťka na zmenšeném modelu 1:M
t_{max}	maximální teplota
t_{min}	minimální teplota
t_S	tloušťka na skutečné konstrukci
$t_{z,6}$	tloušťka ocelových komponent zábradlí na modelu 1:6
T	kroučící moment
T	perioda kmitu
τ_x	smykové napětí od kroucení
u	posun
u_M	posunutí na modelu 1:M
u_{max}	maximální amplituda výchylky
u_{ref}	referenční hodnota posunutí
u_S	posunutí na skutečné konstrukci
u_x, u_y, u_z	pravoúhlé složky posunutí
$\{u\}$	vektor uzlových parametrů posunutí
v_k	svislé, radiální, liniové zatížení od nosných kabelů
v_p	svislé, radiální, liniové zatížení od předpínacích kabelů

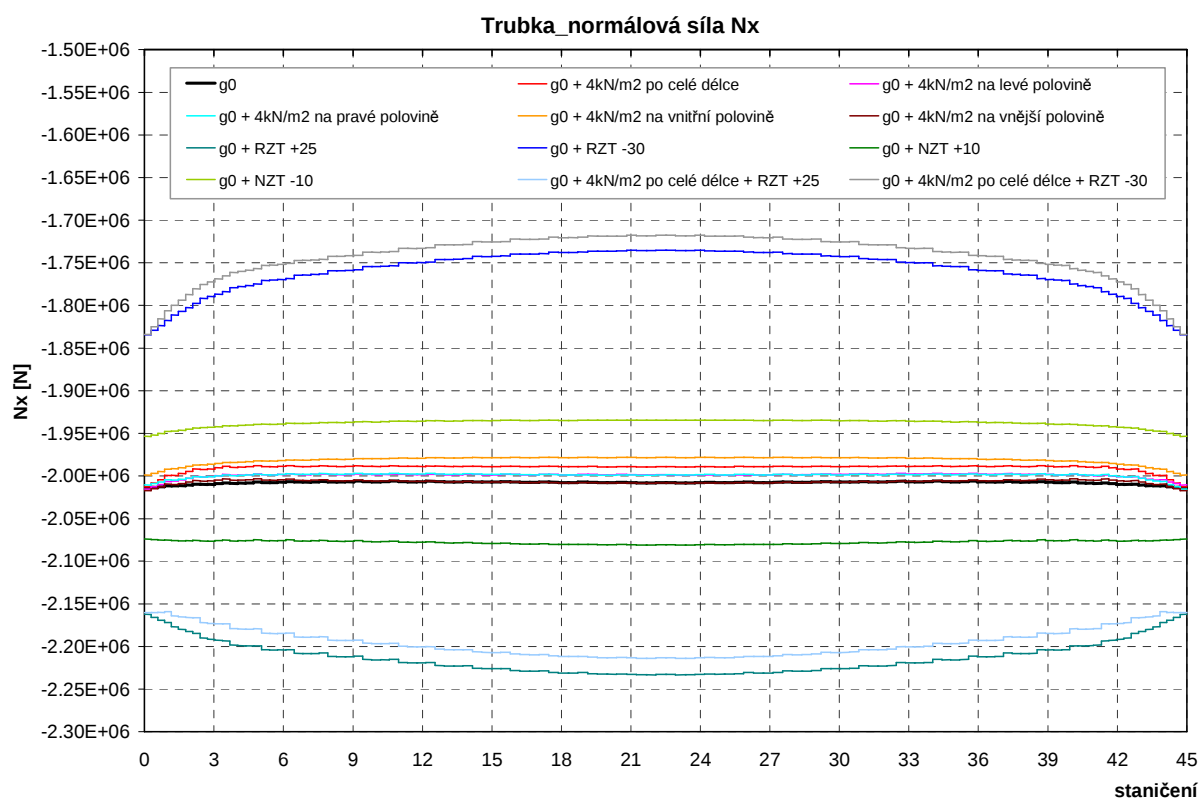
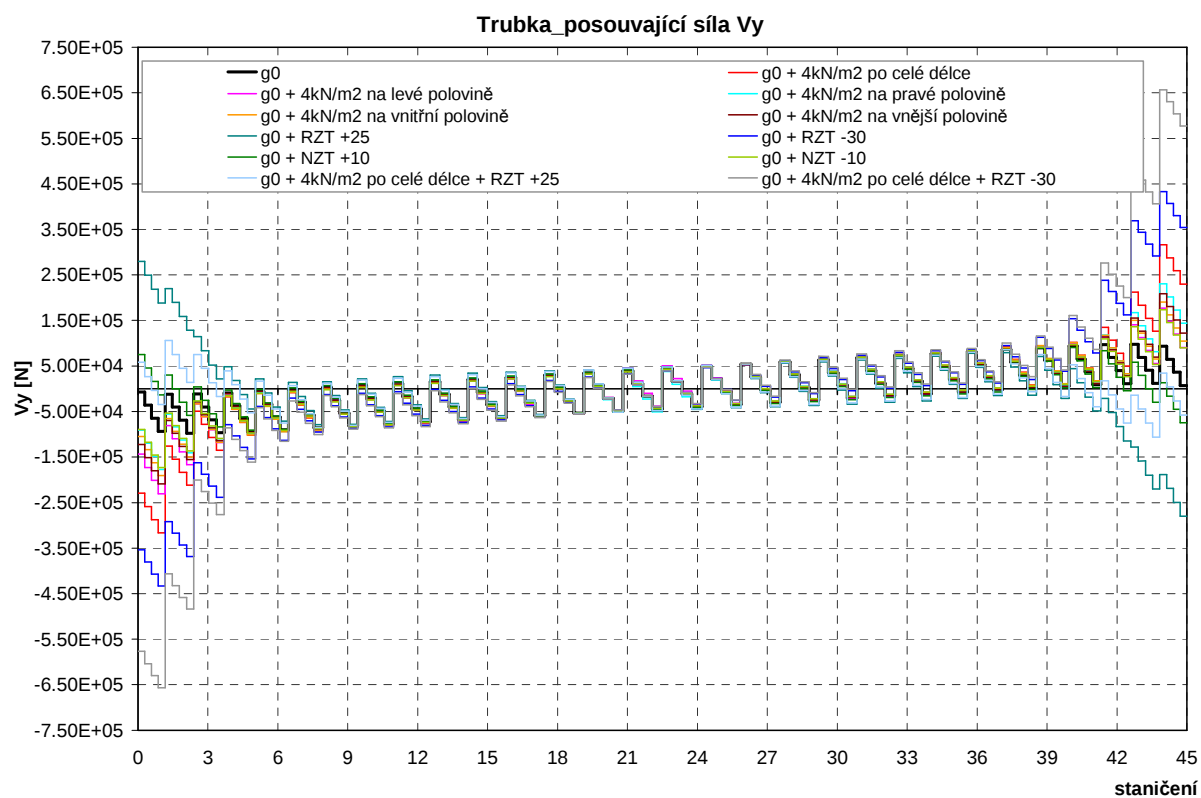
$v_{\max}$	maximální rychlost kmitání
V	vertikální síla, posouvající síla
V	objem
V_M	objem na modelu 1:M
$V_{pl,Rd}$	únosnost průřezu ve smyku
V_S	objem na skutečné konstrukci
V_{sd}	návrhová hodnota posouvající síly
w	vzepětí lávky v půdoryse
w_6	vzepětí lávky v půdoryse modelu lávky 1:6
$W_{el,y}$	elastický modul průřezu k ose y
$W_{el,z}$	elastický modul průřezu k ose z
$W_{pl,y}$	plastický modul průřezu k ose y
$W_{pl,z}$	plastický modul průřezu k ose z
ω	úhlová rychlost
x_i	souřadnice bodu i ve směru osy x
y_i	souřadnice bodu i ve směru osy y
z_i	souřadnice bodu i ve směru osy z
y_P	vzdálenost od těžiště k pravému okraji průřezu
y_L	vzdálenost od těžiště k levému okraji průřezu
z_D	vzdálenost od těžiště k dolním vláknům průřezu
z_H	vzdálenost od těžiště k horním vláknům průřezu

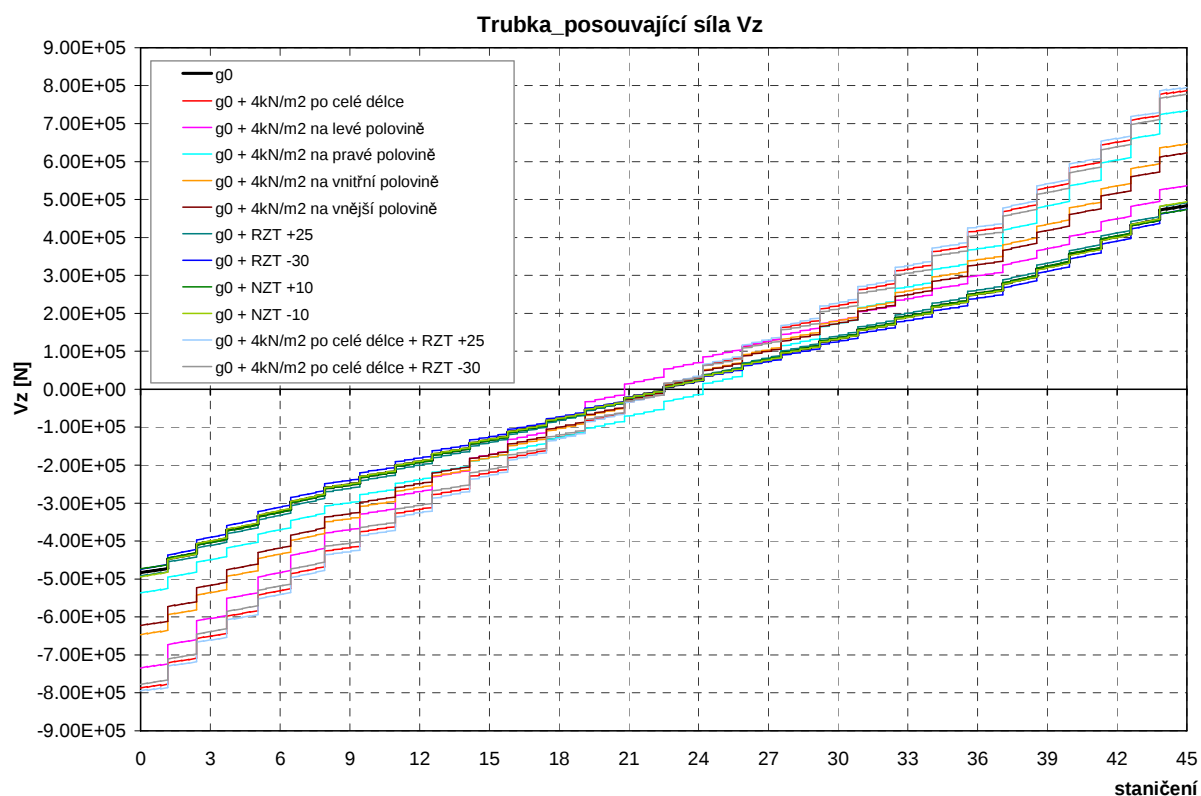
Příloha A

Výstupy statické analýzy konstrukce lávky

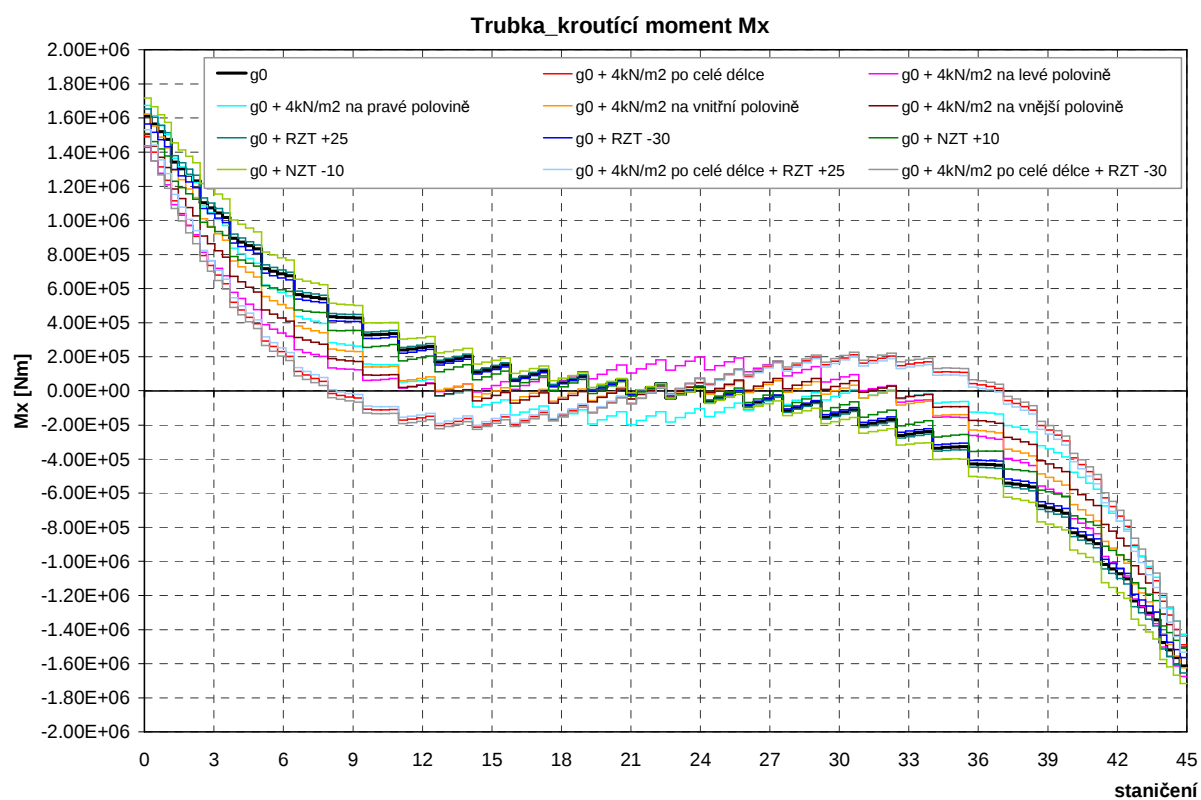
Seznam obrázků

Obr. A. 1 Normálové síly na trubce N_x [N]	143
Obr. A. 2 Posouvající síly na trubce V_y [N]	143
Obr. A. 3 Posouvající síly na trubce V_z [N]	144
Obr. A. 4 Kroutící momenty na trubce M_x [Nm]	144
Obr. A. 5 Podélné ohybové momenty na trubce M_y [Nm]	145
Obr. A. 6 Příčné ohybové momenty na trubce M_z [Nm]	145
Obr. A. 7 Napětí na trubce – horní vlákna [MPa]	146
Obr. A. 8 Napětí na trubce – dolní vlákna [MPa]	146
Obr. A. 9 Napětí na trubce – vnitřní vlákna [MPa]	147
Obr. A. 10 Napětí na trubce – vnější vlákna [MPa]	147
Obr. A. 11 Normálové síly na betonové mostovce N_x [N]	148
Obr. A. 12 Posouvající síly na betonové mostovce V_y [N]	148
Obr. A. 13 Posouvající síly na betonové mostovce V_z [N]	149
Obr. A. 14 Kroutící momenty na betonové mostovce M_x [Nm]	149
Obr. A. 15 Podélné ohybové momenty na betonové mostovce M_y [Nm]	150
Obr. A. 16 Příčné ohybové momenty na betonové mostovce M_z [Nm]	150
Obr. A. 17 Napětí na betonové mostovce – bod A [MPa]	151
Obr. A. 18 Napětí na betonové mostovce – bod B [MPa]	151
Obr. A. 19 Napětí na betonové mostovce – bod C [MPa]	152
Obr. A. 20 Napětí na betonové mostovce – bod D [MPa]	152

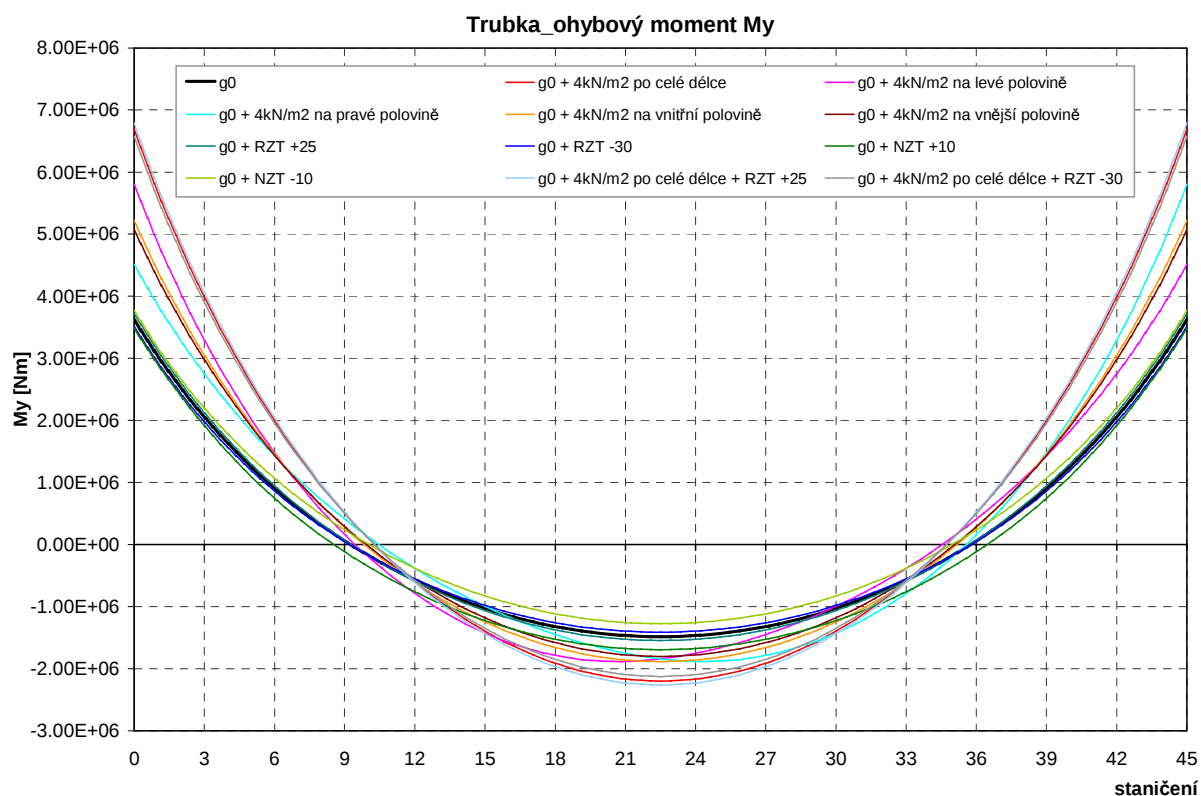
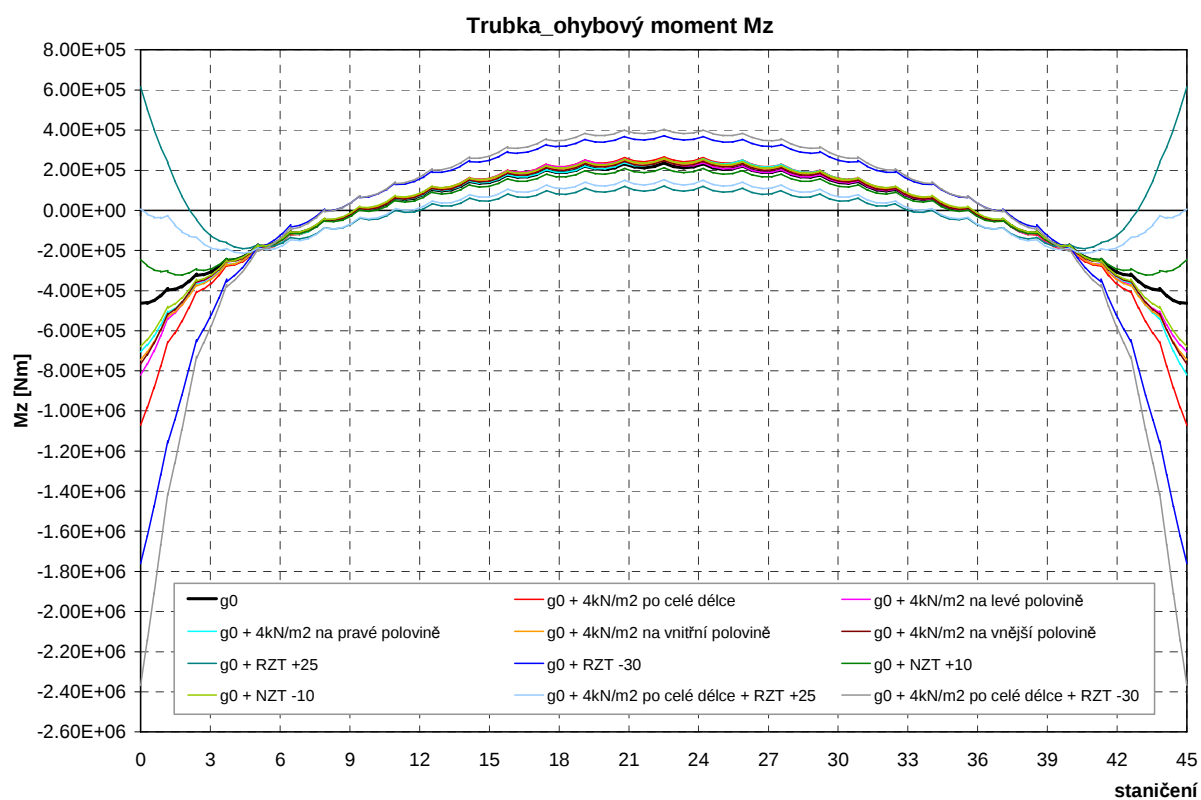
Obr. A. 1 Normálové síly na trubce N_x [N]Obr. A. 2 Posouvající síly na trubce V_y [N]

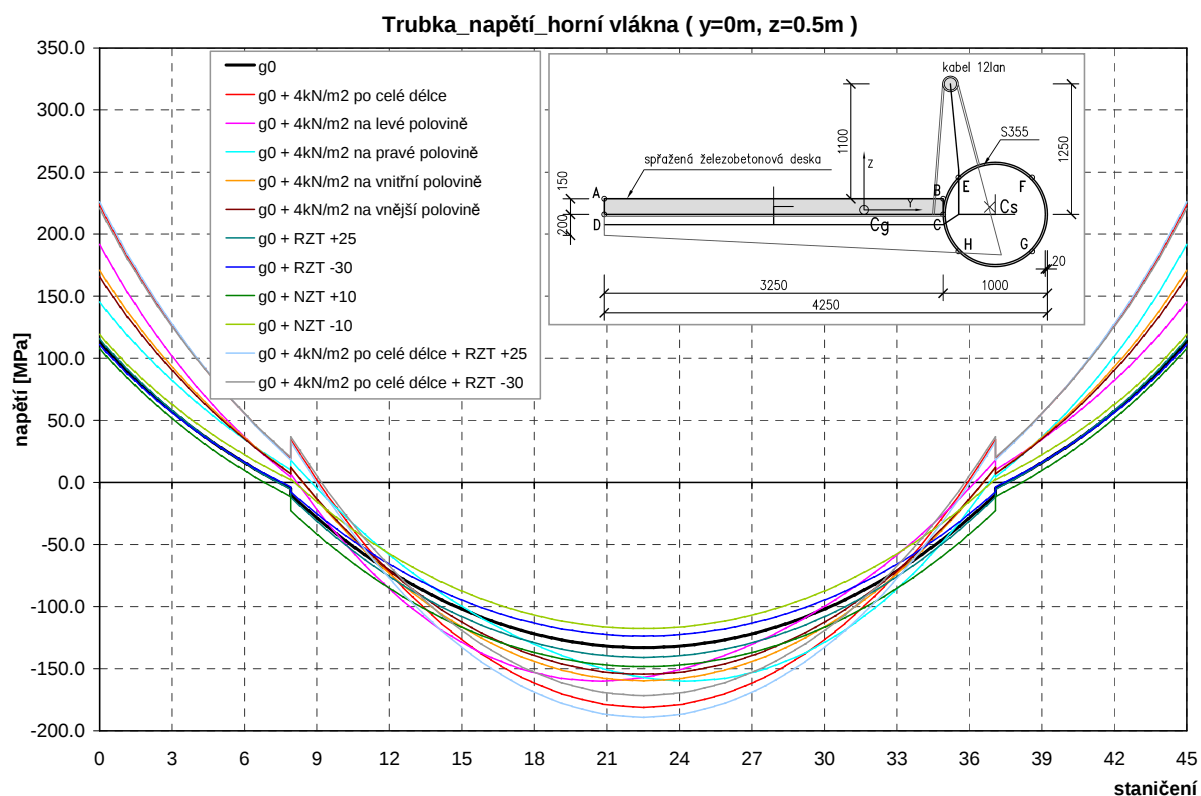


Obr. A. 3 Posouvající síly na trubce Vz [N]

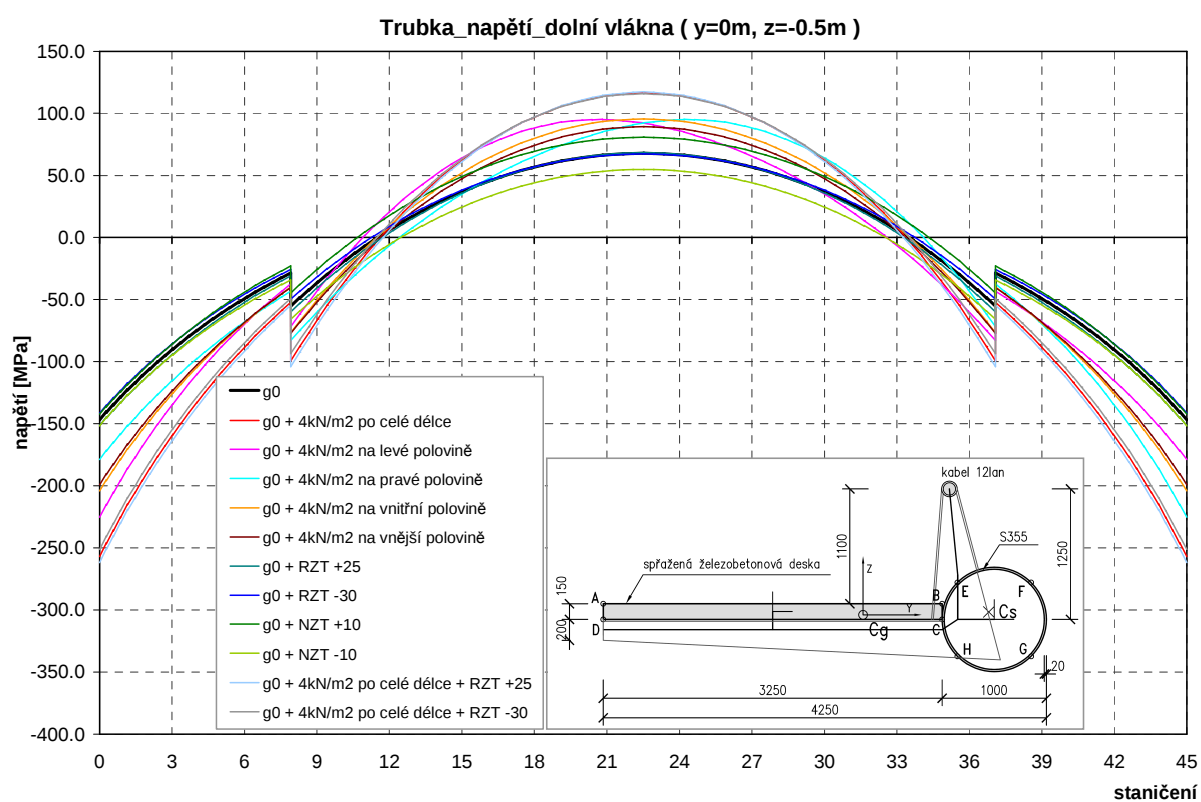


Obr. A. 4 Kroutící momenty na trubce Mx [Nm]

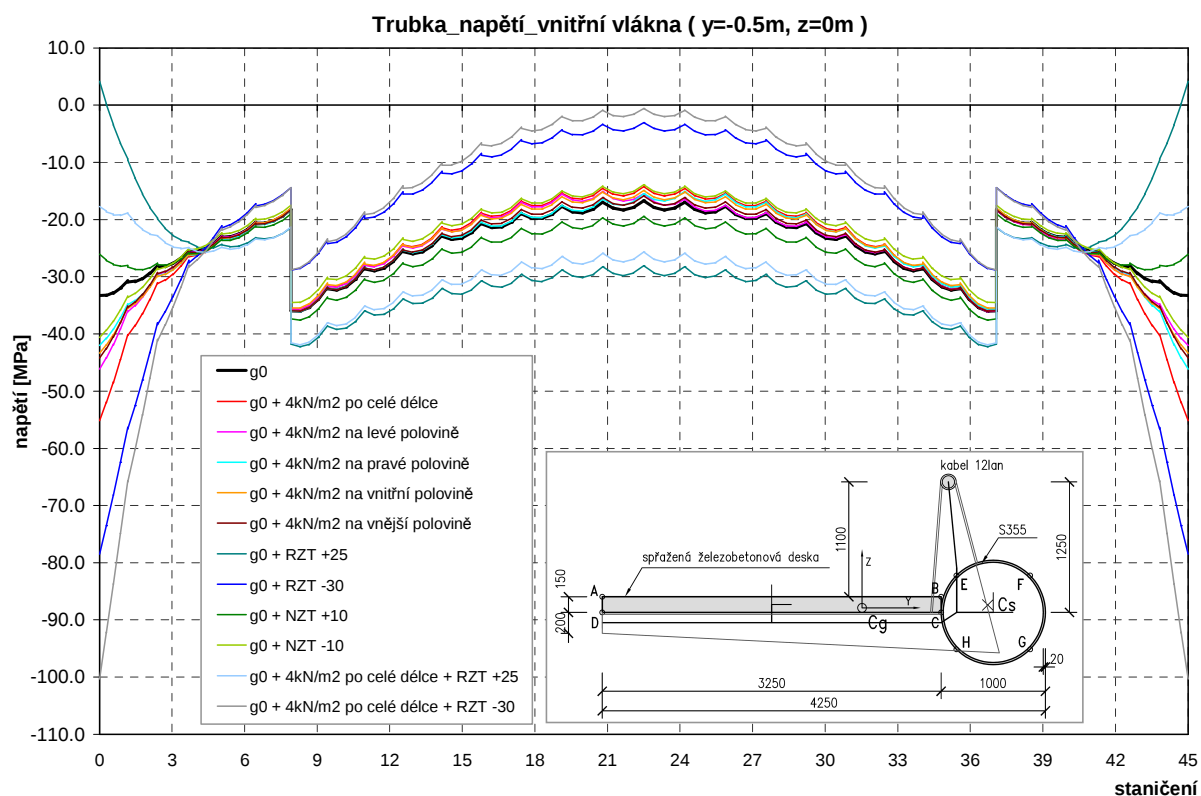
Obr. A. 5 Podélné ohybové momenty na trubce M_y [Nm]Obr. A. 6 Příčné ohybové momenty na trubce M_z [Nm]



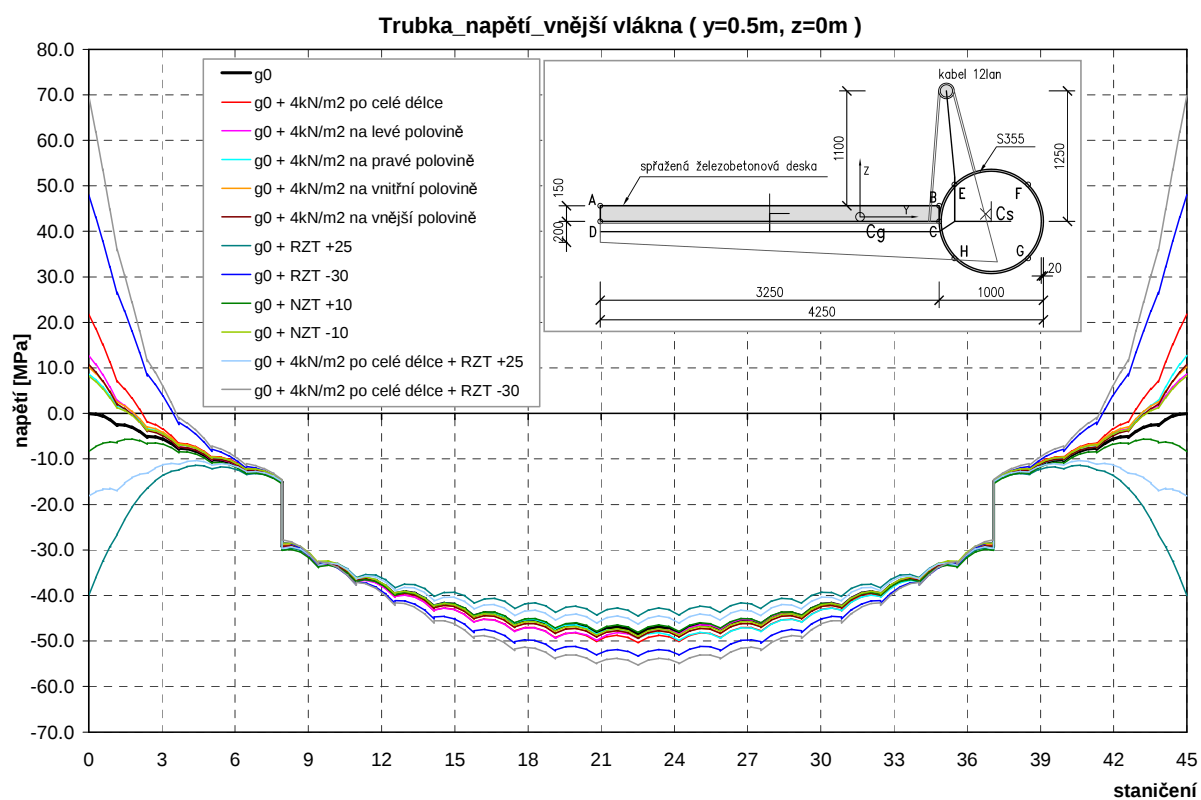
Obr. A. 7 Napětí na trubce – horní vlákna [MPa]



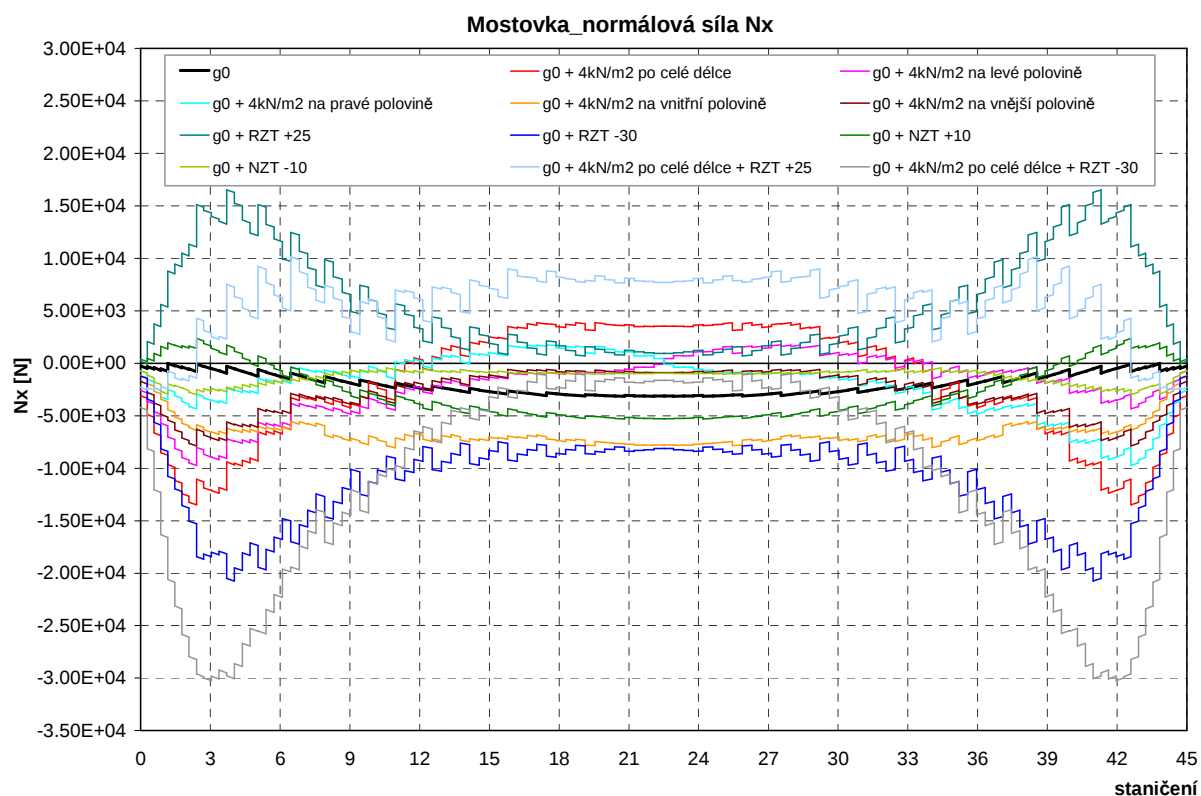
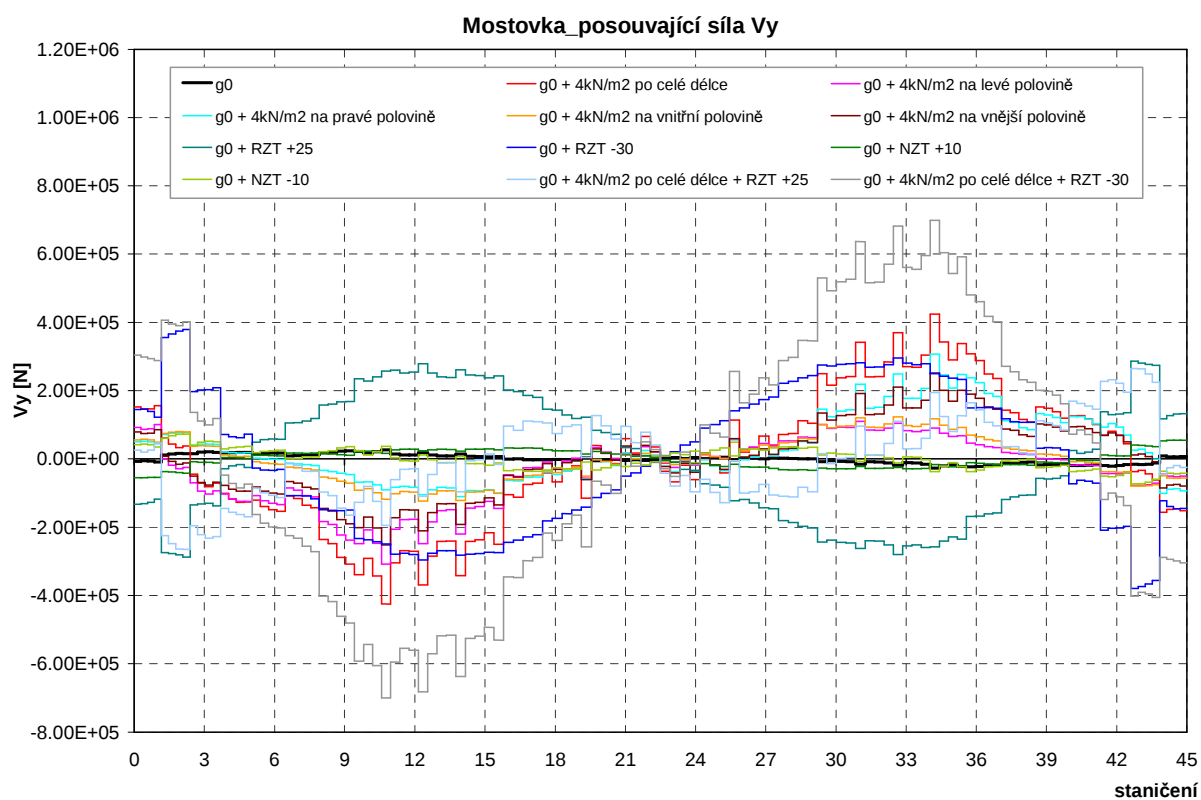
Obr. A. 8 Napětí na trubce – dolní vlákna [MPa]

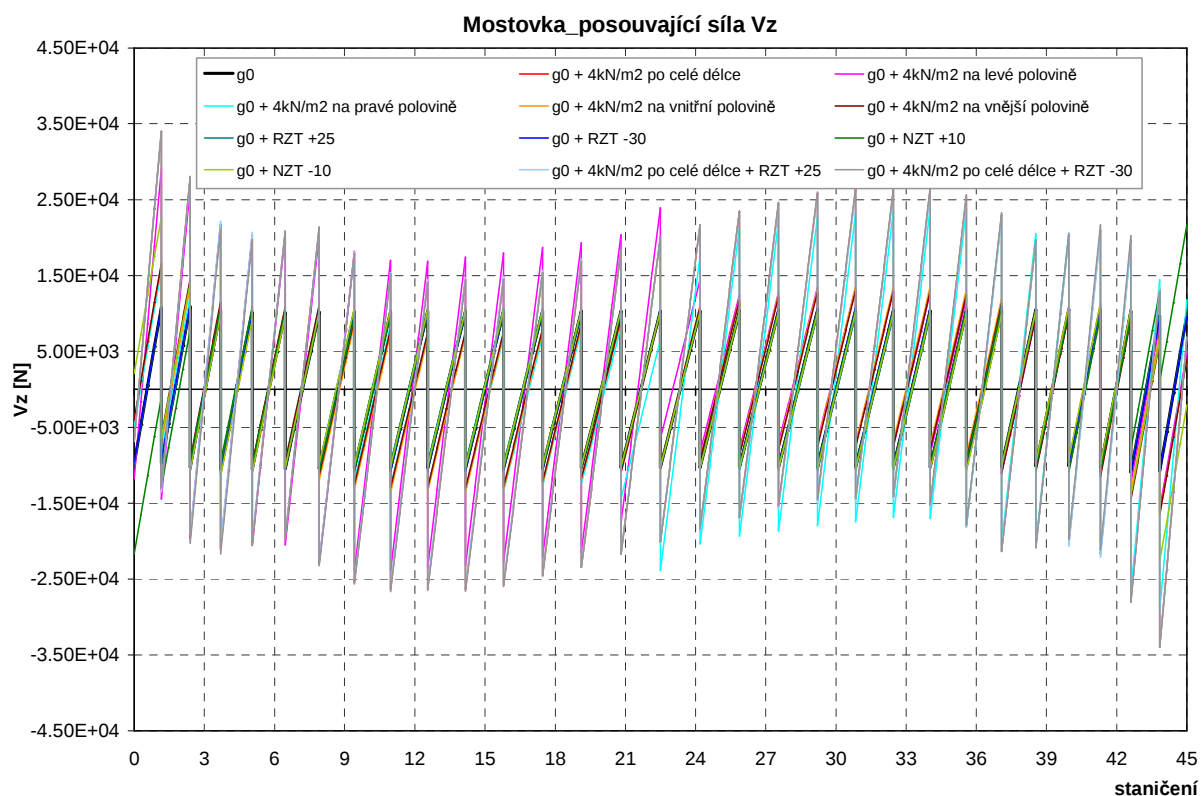


Obr. A. 9 *Napětí na trubce – vnitřní vlákna [MPa]*

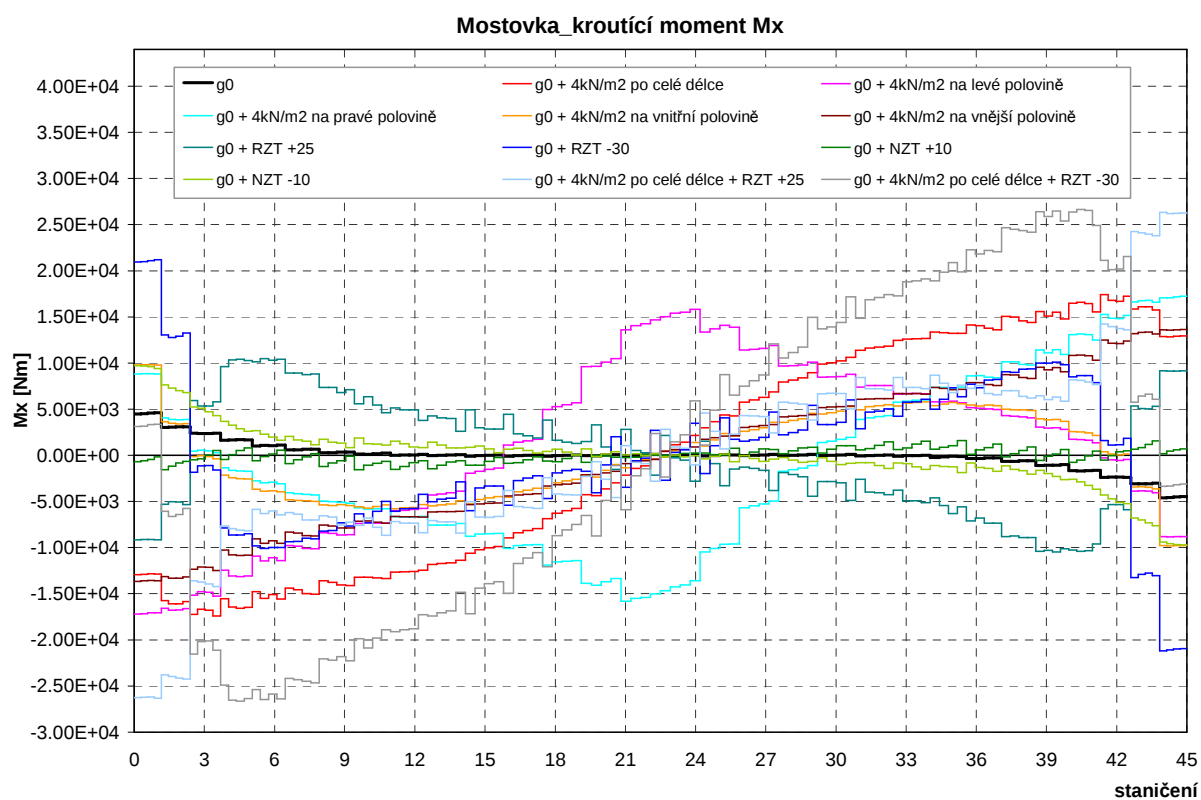


Obr. A. 10 *Napětí na trubce – vnější vlákna [MPa]*

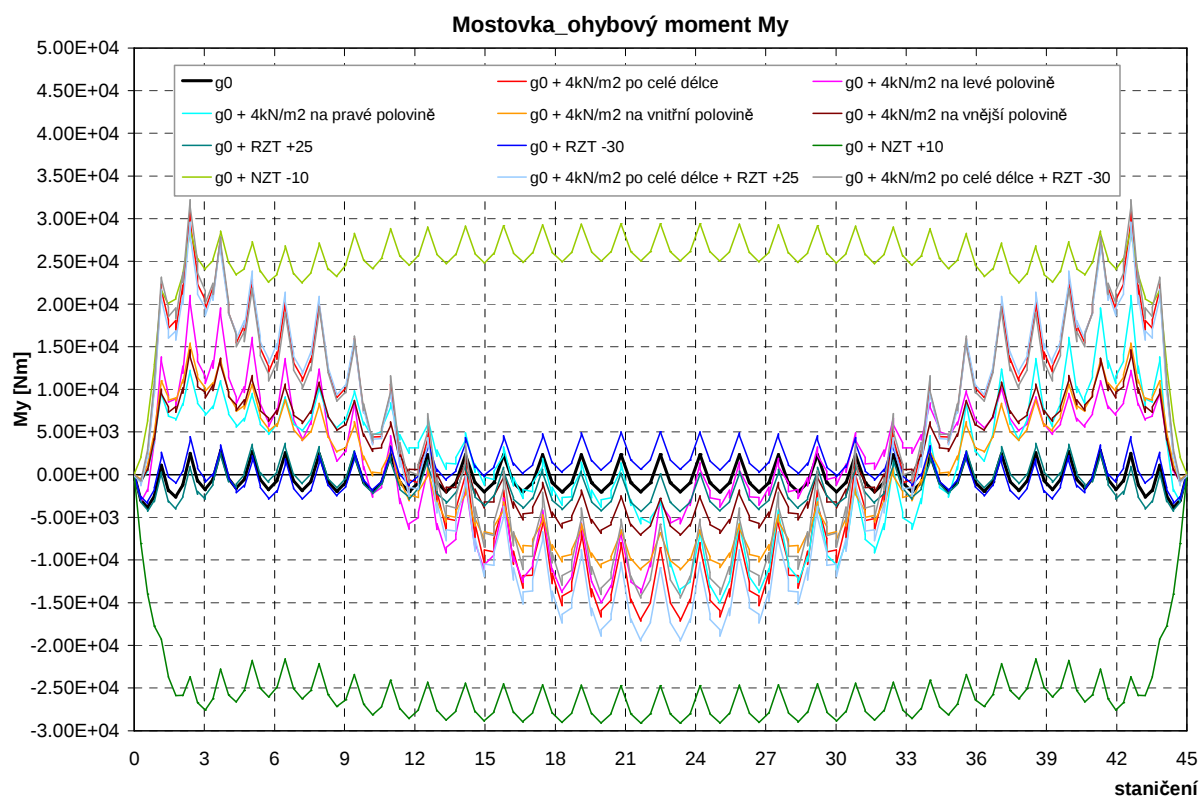
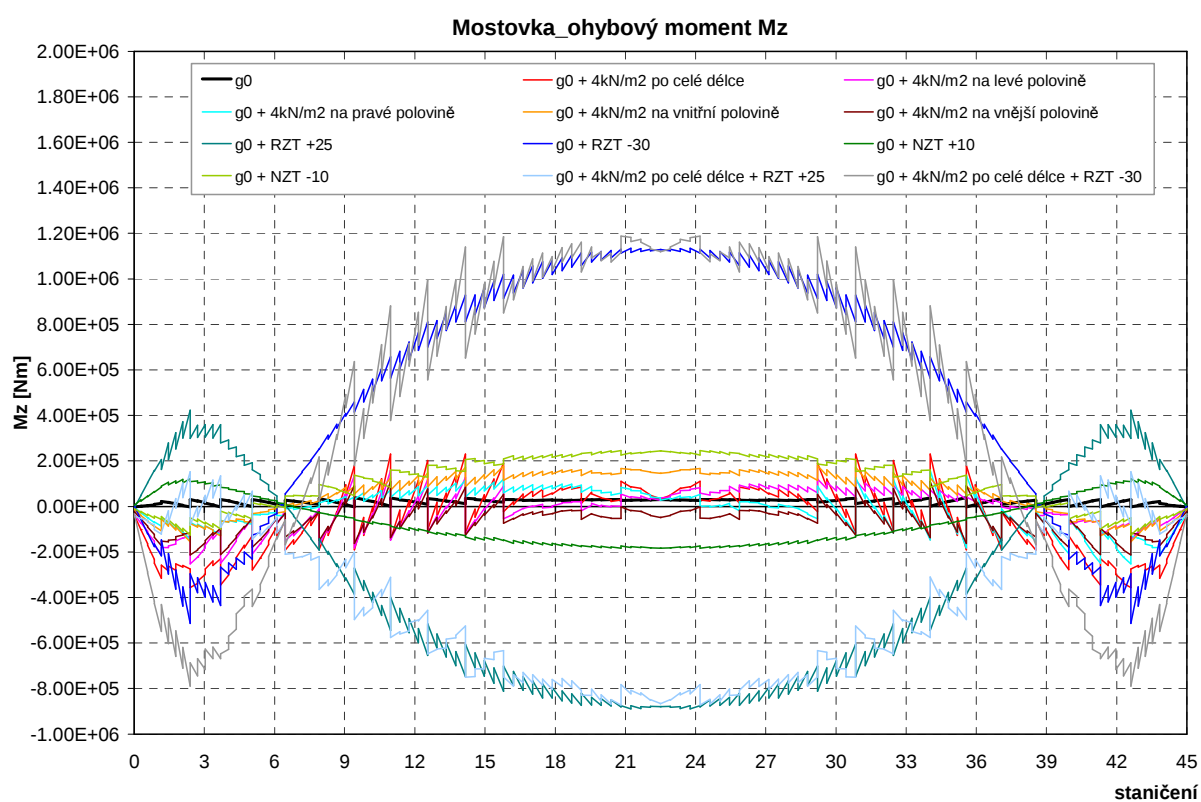
Obr. A. 11 Normálové síly na betonové mostovce N_x [N]Obr. A. 12 Posouvající síly na betonové mostovce V_y [N]

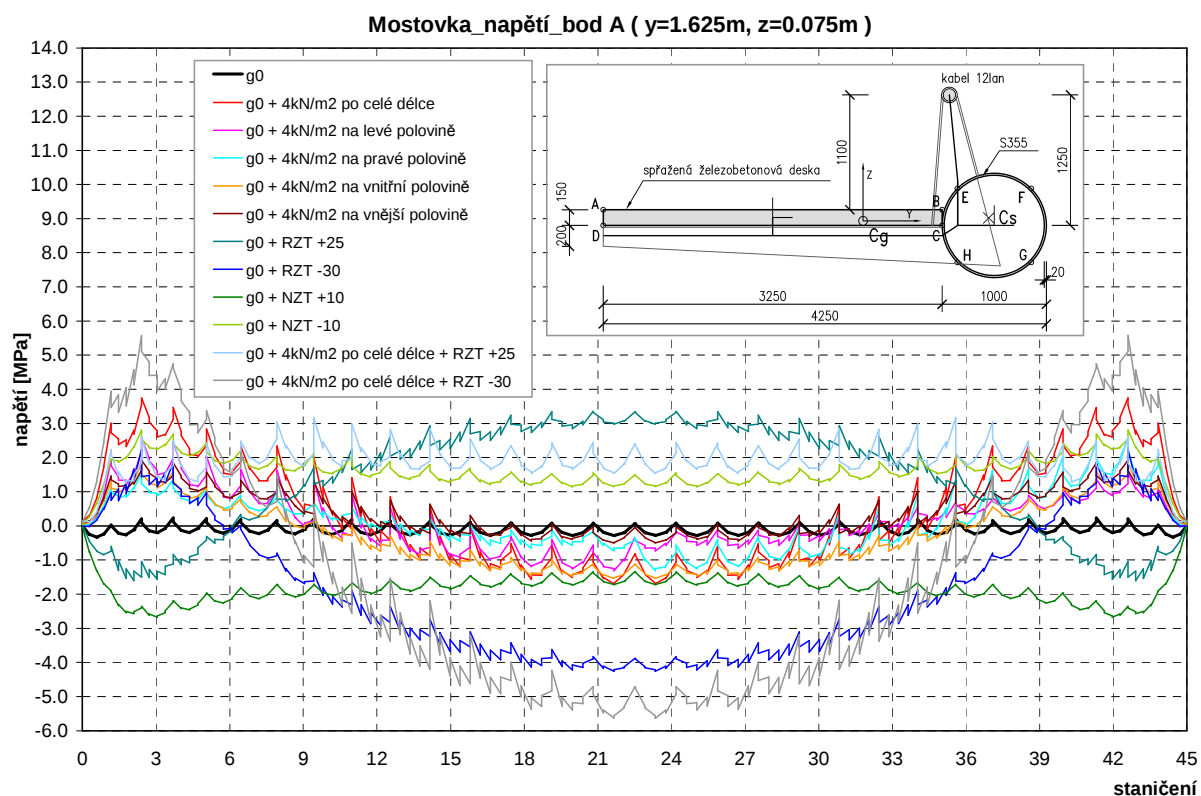


Obr. A. 13 Posouvající síly na betonové mostovce Vz [N]

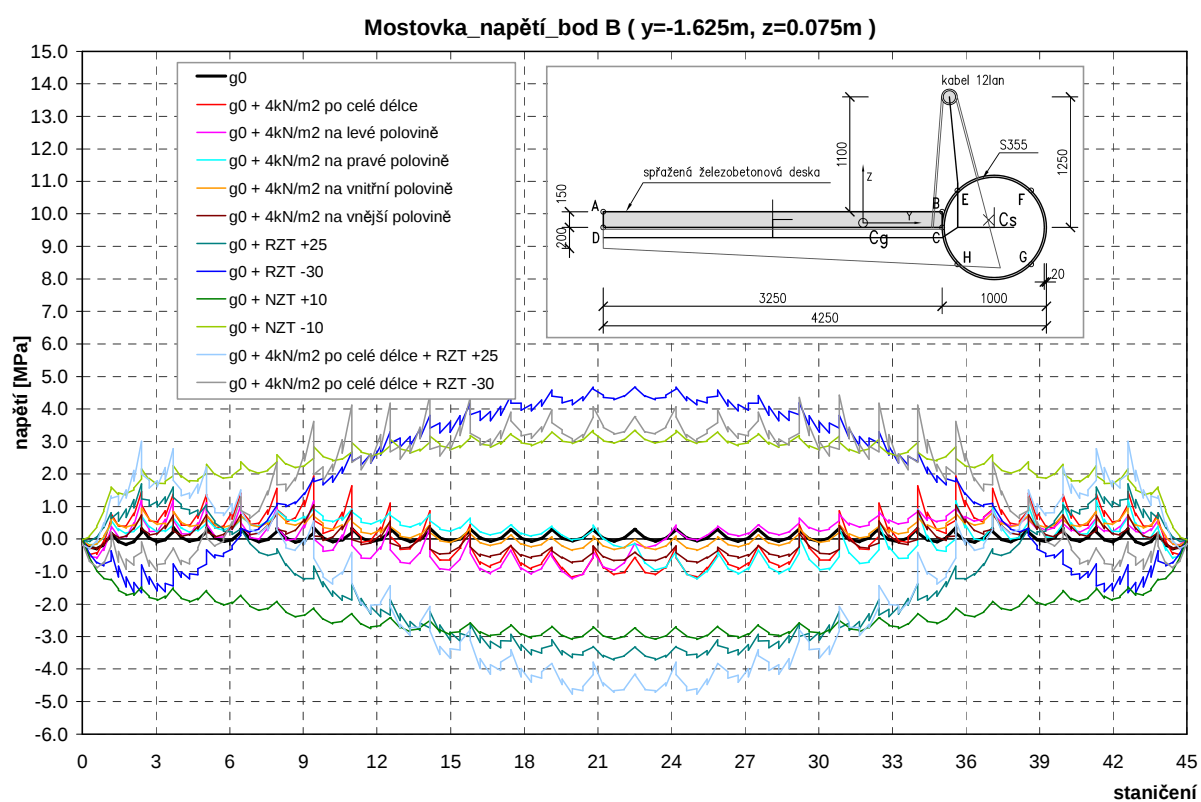


Obr. A. 14 Kroučící momenty na betonové mostovce Mx [Nm]

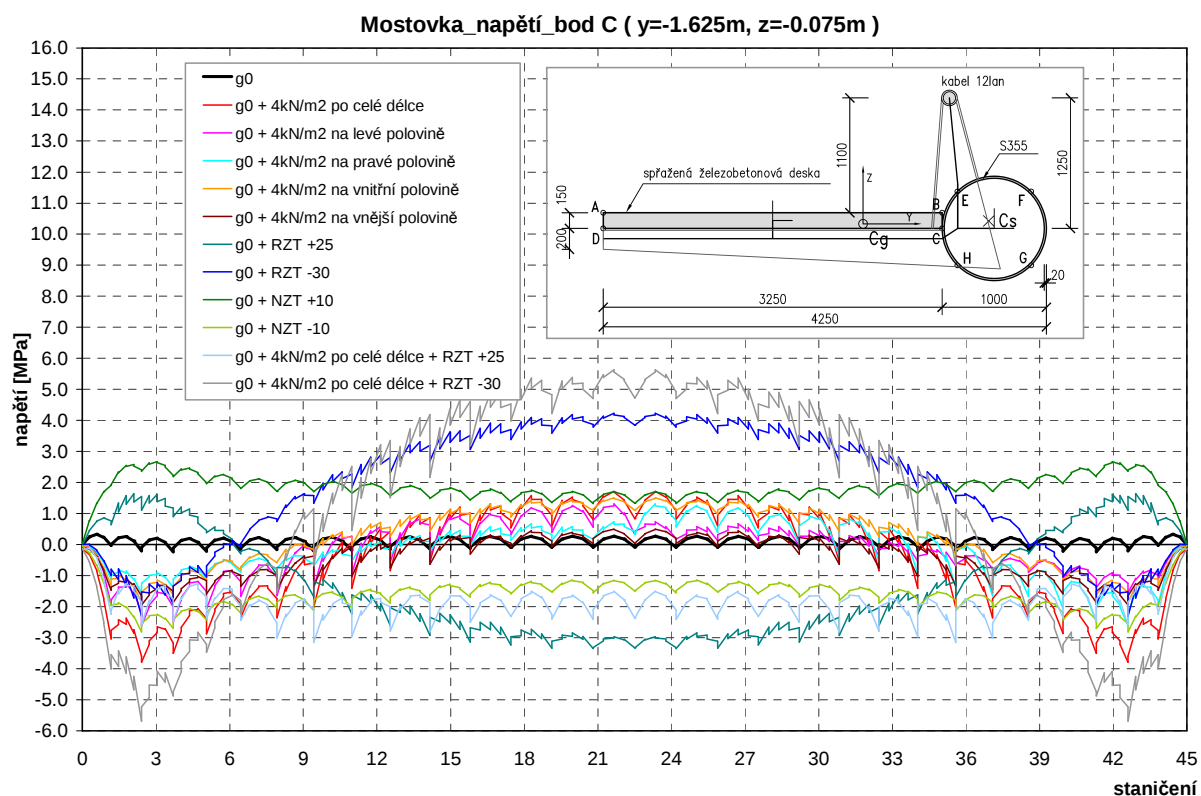
Obr. A. 15 Podélné ohybové momenty na betonové mostovce M_y [Nm]Obr. A. 16 Příčné ohybové momenty na betonové mostovce M_z [Nm]



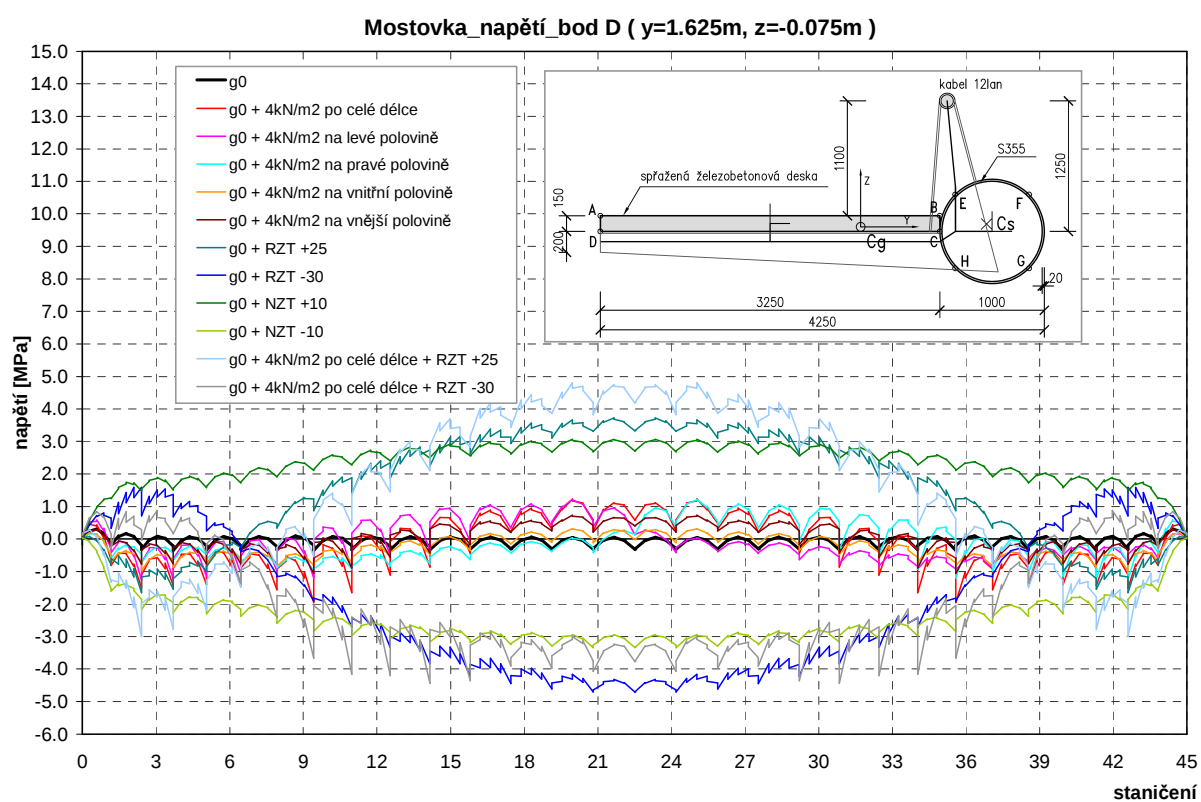
Obr. A. 17 Napětí na betonové mostovce – bod A [MPa]



Obr. A. 18 Napětí na betonové mostovce – bod B [MPa]



Obr. A. 19 Napětí na betonové mostovce – bod C [MPa]



Obr. A. 20 Napětí na betonové mostovce – bod D [MPa]

Příloha B

Fotografická dokumentace výstavby modelu 1:6

Seznam fotografií

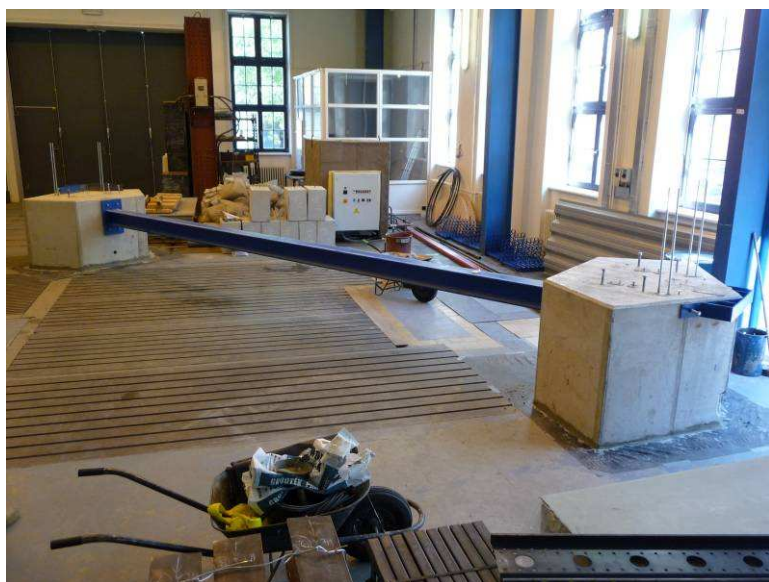
Obr. B. 1 Výroba ocelové konstrukce	155
Obr. B. 2 Osazení základových bloků	155
Obr. B. 3 Přeprava ocelové konstrukce	156
Obr. B. 4 Ocelové komponenty	156
Obr. B. 5 Armokoš opěry	156
Obr. B. 6 Osazení ocelové konstrukce	157
Obr. B. 7 Osazení závitových tyčí a průchodek lan	157
Obr. B. 8 Bednění opěry	157
Obr. B. 9 Usazené bednění opěry	158
Obr. B. 10 Formy pro betonáž závaží	158
Obr. B. 11 Betonáž opěr	158
Obr. B. 12 Betonáž opěr	159
Obr. B. 13 Betonáž závaží	159
Obr. B. 14 Opěry po odbednění	159
Obr. B. 15 Balastní zatížení pod trubicou	160
Obr. B. 16 Balastní zatížení	160
Obr. B. 17 Předpínání lana monostrand	160
Obr. B. 18 Kotva s rektifikačním šroubem	161
Obr. B. 19 Siloměr pod kotvou	161
Obr. B. 20 Bednění mostovky	161
Obr. B. 21 Bednění mostovek	162
Obr. B. 22 Vyztužení mostovky	162
Obr. B. 23 Vyztužení mostovky u opěr	162
Obr. B. 24 Míchání betonu mostovky	163
Obr. B. 25 Betonáž mostovek	163
Obr. B. 26 Ošetřování betonu	163
Obr. B. 27 Mostovka po odbednění	164
Obr. B. 28 Model po dokončení	164
Obr. B. 29 Náběh mostovky u opěry	164
Obr. B. 30 Detail napojení trubky na opěru	165
Obr. B. 31 Tenzometry na mostovce	165
Obr. B. 32 Měření deformací	165
Obr. B. 33 Měřicí ústředny	166
Obr. B. 34 Zatěžovací stav 1	166
Obr. B. 35 Zatěžovací stav 3	166
Obr. B. 36 Zatěžovací stav 5	167
Obr. B. 37 Zatěžovací stav 7	167
Obr. B. 38 Zkouška mezní únosnosti	167
Obr. B. 39 Zkouška mezní únosnosti	168

Obr. B. 40 Zkouška mezní únosnosti	168
Obr. B. 41 Zkouška mezní únosnosti	168
Obr. B. 42 Demolice modelu	169
Obr. B. 43 Demolice modelu	169
Obr. B. 44 Skupinové foto	169



Obr. B. 1 Výroba ocelové konstrukce

Trubka byla svařena z jednotlivých segmentů. Konzoly byly vevařeny dodatečně.



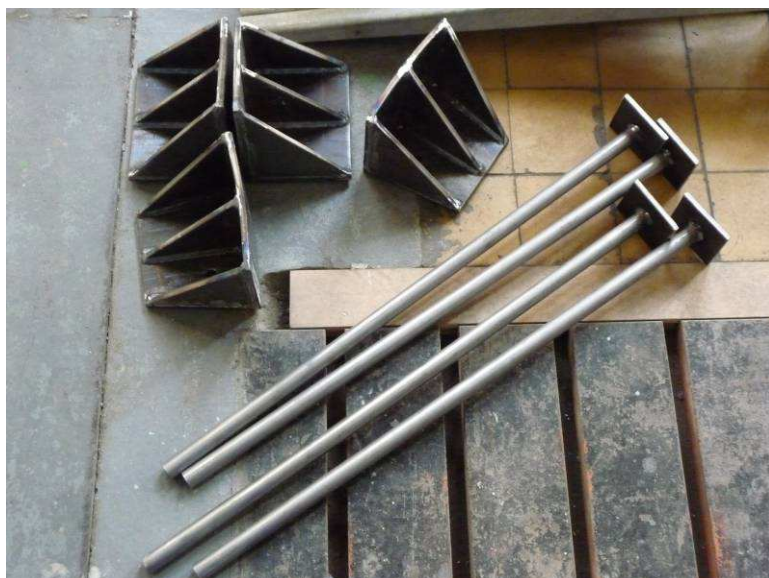
Obr. B. 2 Osazení základových bloků

Základové bloky byly před osazením na místo podlity a spojeny ocelovým profilem HEB 200.



Obr. B. 3 *Přeprava ocelové konstrukce*

Hotová ocelová konstrukce přepravována z výroby do zkušební haly.



Obr. B. 4 *Ocelové komponenty*

Ocelové průchodky lan monostrand přes opěry. Ocelové zarážky opěr pro omezení pohybu v příčném směru.



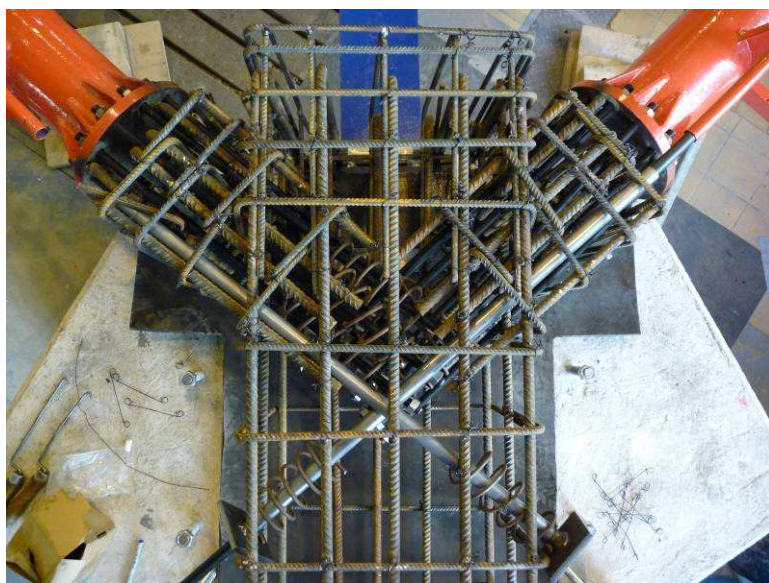
Obr. B. 5 *Armokoš opěry*

Armokoše byly umístěny na distanční podložky a od základových bloků odděleny pryžovou gumou.



Obr. B. 6 Osazení ocelové konstrukce

Ocelová konstrukce byla montážně podepřena třemi trojnožkami. Poloha byla rektifikována nivelačním přístrojem. Ve spodní části základových bloků je z důvodu stabilizace konstrukce sepnuta přepínací tyčí.



Obr. B. 7 Osazení závitových tyčí a průchodek lan

Ocelová konstrukce byla s opěrami propojena pomocí závitových tyčí. Před betonáží byly rovněž osazeny průchodky lan a provlečena lana monostrand.



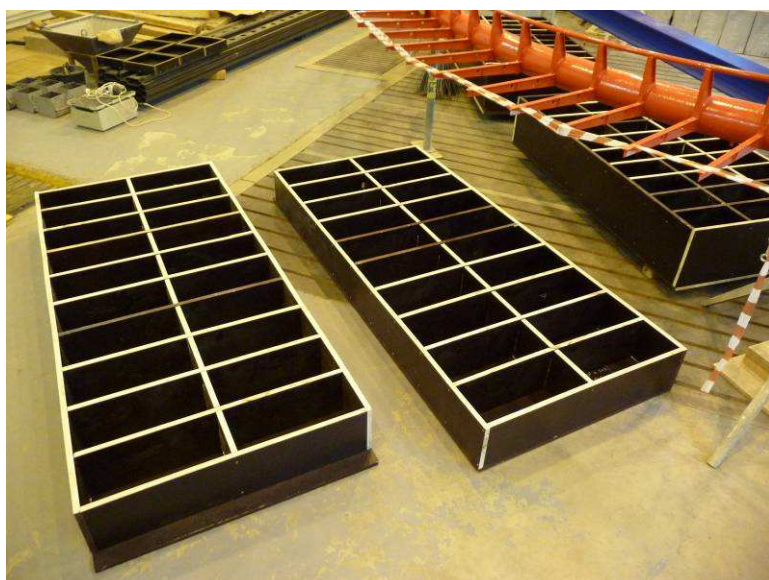
Obr. B. 8 Bednění opěry

Bednění opěr z překližek.



Obr. B. 9 *Usazené bednění opěry*

Bednění bylo k základovým blokům fixováno ocelovým profilem a závitovými tyčemi.

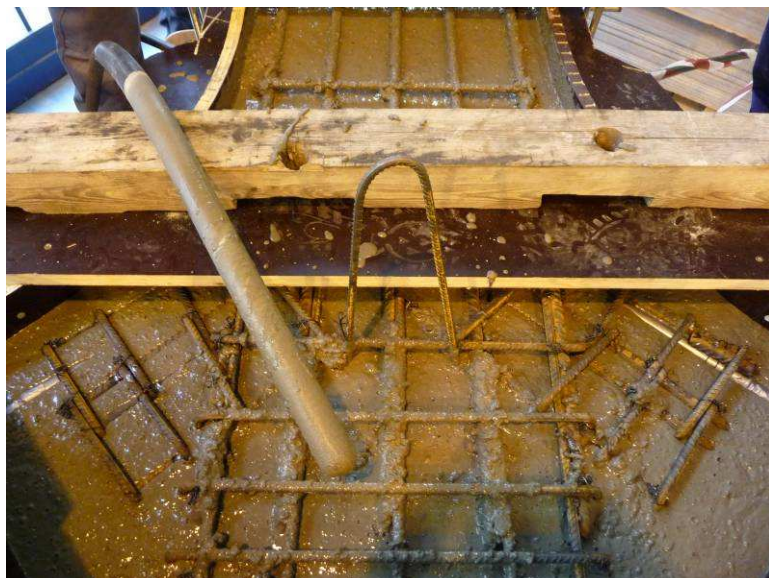


Obr. B. 10 *Formy pro betonáž závaží*



Obr. B. 11 *Betonáž opěr*

Betonáž prováděna z přistaveného mixu.

**Obr. B. 12** *Betonáž opěr*

Hutnění betonu probíhalo pomocí vibrátoru.

**Obr. B. 13** *Betonáž závaží*

Betonáž závaží probíhala současně s betonáží opěr.

**Obr. B. 14** *Opěry po odbednění*



Obr. B. 15 *Balastní zatížení pod trubkou*

Pod trubku se jako balastní zatížení umísťovaly betonové kvádry.



Obr. B. 16 *Balastní zatížení*

Balastní zatížení konzol bylo tvořeno ocelovými válečky.



Obr. B. 17 *Předpínání lana monostrand*



Obr. B. 18 Kotva
s rektifikačním šroubem

Rektifikační šrouby sloužily k doladění přepínací síly v laně po zakotvení.



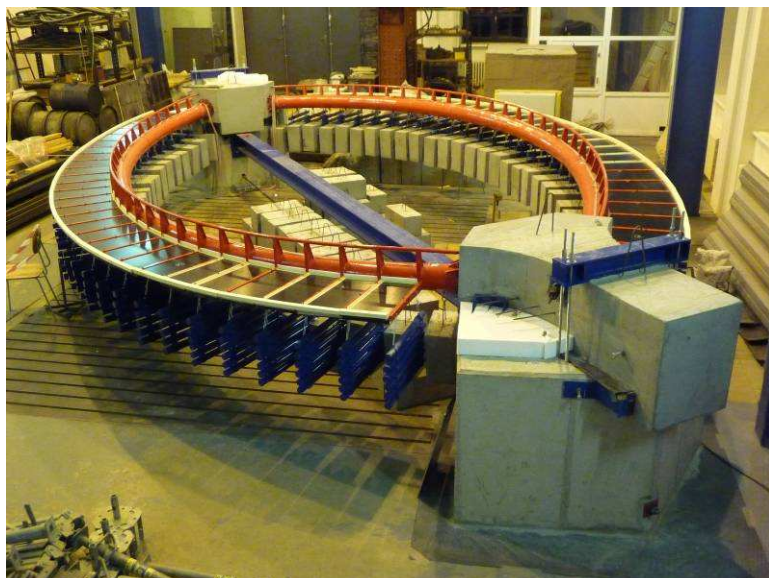
Obr. B. 19 Siloměr pod kotvou

Měření síly v laně.

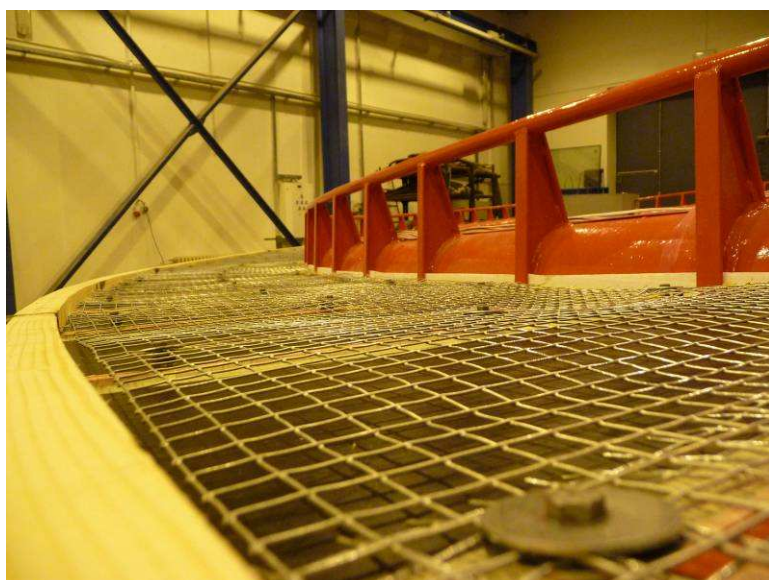


Obr. B. 20 Bednění mostovky

Mostovka byla podbedněna překližkami připevněnými šrouby k ocelovým konzolám. Od trubky byla oddělena páskem z polystyrenu nalepeným na trubce. Vnější okraj mostovky byl vytvořen ohýbanou latí.

**Obr. B. 21** *Bednění mostovek*

Velikost náběhu mostovky u opěr byla vymezena tloušťkou polystyrenu.

**Obr. B. 22** *Vyztužení mostovky*

Mostovka byla vyztužena pletivem, který bylo ke konzolám připevněno šrouby a podložkami.

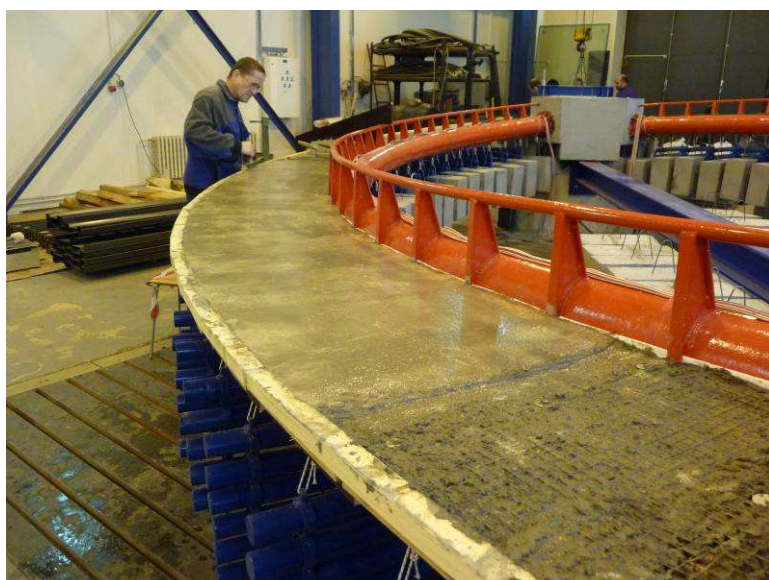
**Obr. B. 23** *Vyztužení mostovky u opěr*

U opěr bylo pletivo a přídatná betonářská výztuž navázána na výztuž vyčnívající z opěry.

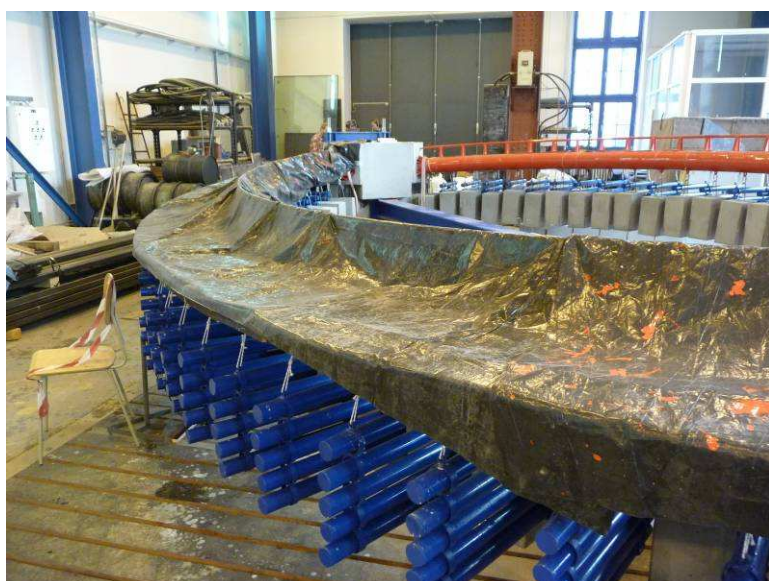


Obr. B. 24 *Míchání betonu mostovky*

Betony mostovek byly míchány dle dané receptury přímo ve zkušební hale.



Obr. B. 25 *Betonáž mostovek*



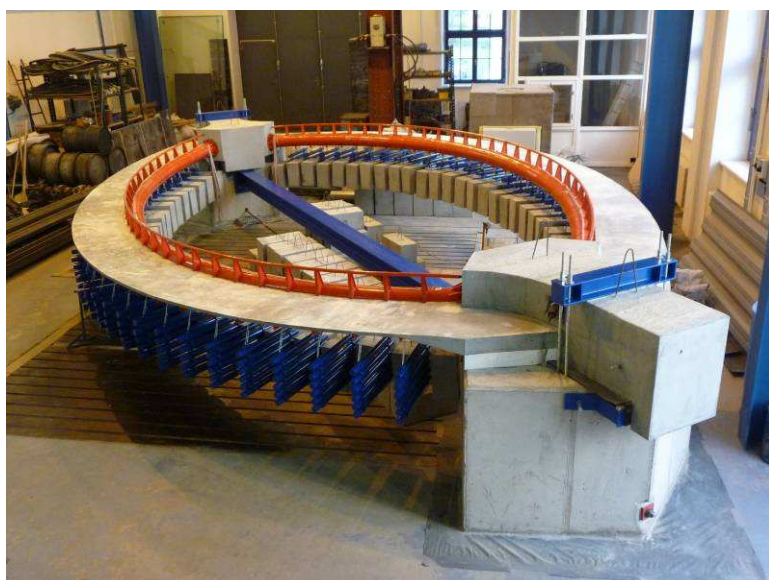
Obr. B. 26 *Ošetřování betonu*

Ošetřování betonu mokřými textiliemi, které byly navíc překryty igelitem.



Obr. B. 27 *Mostovka po odbednění*

Spodní část mostovky s ocelovými konzolami po odbednění.



Obr. B. 28 *Model po dokončení*

Dokončený model po odbednění mostovek.



Obr. B. 29 *Náběh mostovky u opěry*



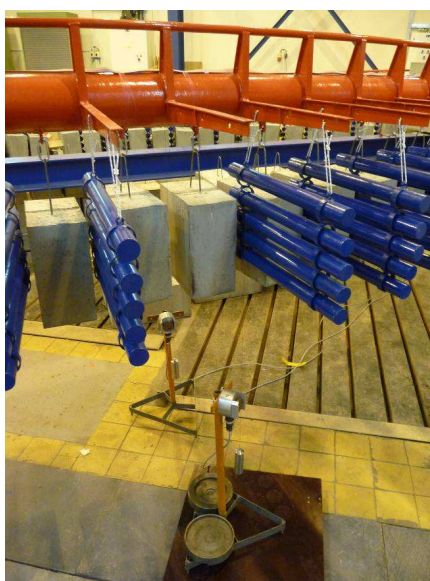
Obr. B. 30 *Detail napojení trubky na opěru*

Tenzometry pro měření poměrných přetvoření trubky.



Obr. B. 31 *Tenzometry na mostovce*

Tenzometry pro měření poměrných přetvoření mostovky.



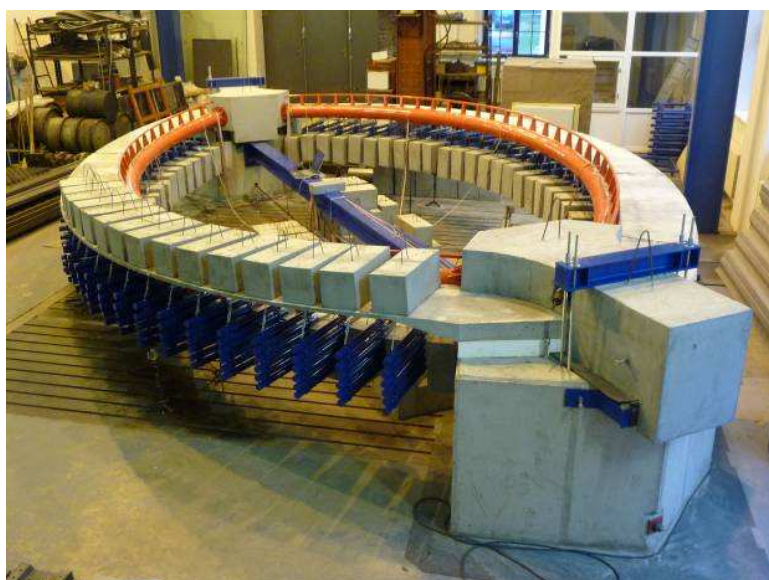
Obr. B. 32 *Měření deformací*

Potenciometrické snímače svislých posunů.

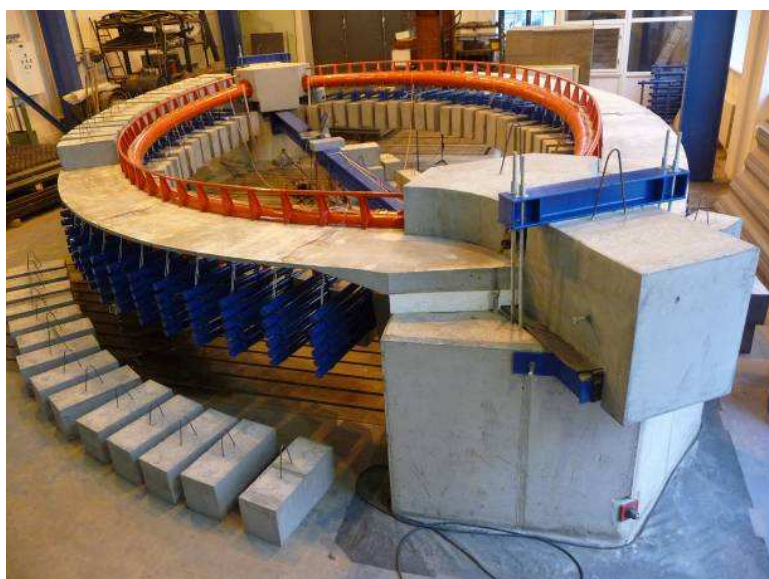


Obr. B. 33 *Měřicí ústředny*

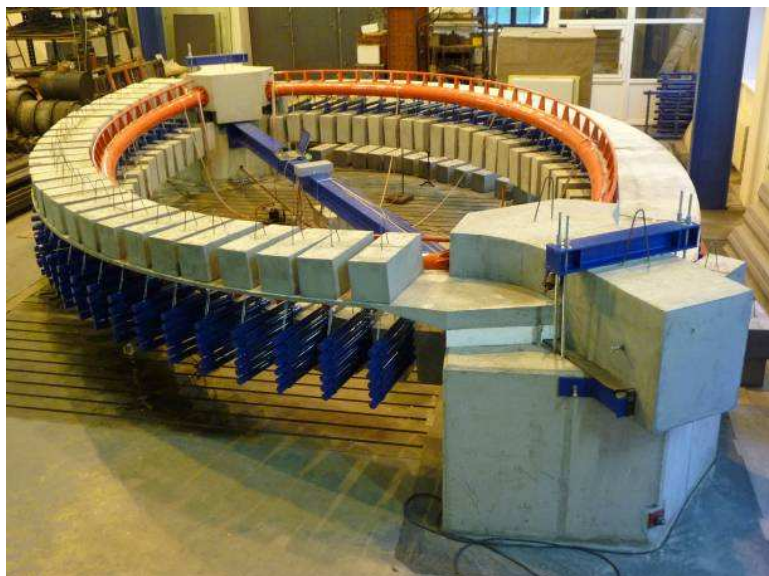
Měřicí ústředny HBM Spider 8 během zatěžovací zkoušky.



Obr. B. 34 *Zatěžovací stav 1*



Obr. B. 35 *Zatěžovací stav 3*



Obr. B. 36 *Zátěžovací stav 5*



Obr. B. 37 *Zátěžovací stav 7*

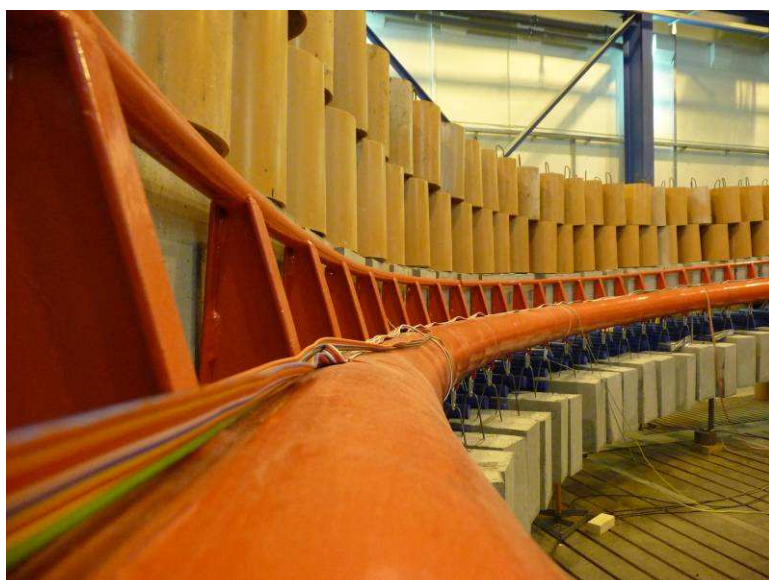


Obr. B. 38 *Zkouška mezní únosnosti*

Zatěžování probíhalo až do vyčerpání závaží. Mezní únosnost se zkouškou nepodařilo zjistit.

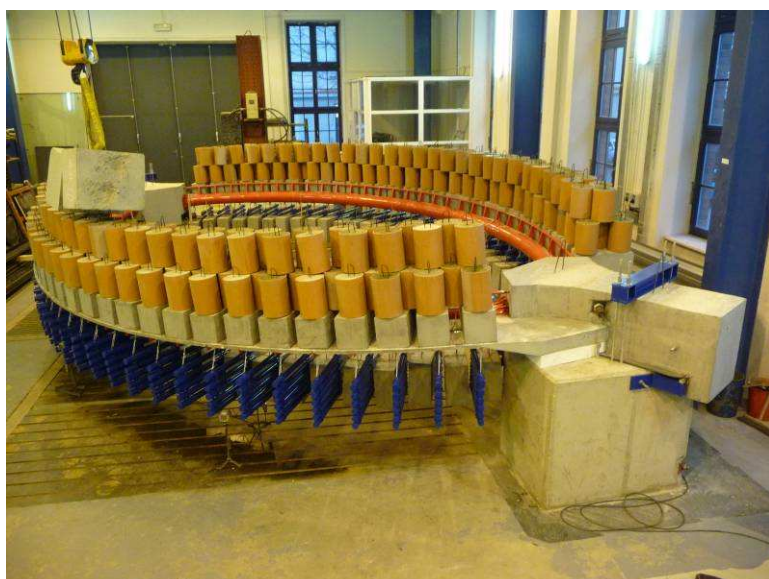


Obr. B. 39 Zkouška mezní únosnosti



Obr. B. 40 Zkouška mezní únosnosti

Pohled z vnitřku půdorysného oblouku.



Obr. B. 41 Zkouška mezní únosnosti

Poslední pokus zjistit mezní únosnost přitížením konstrukce dvěma betonovými kvádry. Každý vážil 250 kg.



Obr. B. 42 *Demolice modelu*



Obr. B. 43 *Demolice modelu*

Příčný řez modelu
s vevařenými konzolami a
lanem monostrand v zábradlí.



Obr. B. 44 *Skupinové foto*

Fotografie členů týmu, kteří se
podíleli na realizaci modelu.

Příloha C

Vyhodnocení napětí a deformací modelu 1:6

Seznam obrázků

Obr. C. 1	<i>Schéma rozmístění snímačů deformace při předpínání</i>	174
Obr. C. 2	<i>Schéma rozmístění odporových tenzometrů na trubce</i>	174
Obr. C. 3	<i>Deformace_balastní zatížení a následné předpínání lan</i>	175
Obr. C. 4	<i>Síly v lanech při napínání</i>	175
Obr. C. 5	<i>Napětí v horních vláknech trubky_balastní zatížení a následné předpínání lan</i>	175
Obr. C. 6	<i>Napětí v dolních vláknech trubky_balastní zatížení a následné předpínání lan</i>	176
Obr. C. 7	<i>Kroutící napětí na trubce_balastní zatížení a následné předpínání lan</i>	176
Obr. C. 8	<i>Napětí od osově síly v trubce_balastní zatížení a následné předpínání lan</i>	176
Obr. C. 9	<i>Deformace_betonáž mostovek</i>	177
Obr. C. 10	<i>Nárůst síly v lanech při betonáži mostovek</i>	177
Obr. C. 11	<i>Schéma rozmístění finálních snímačů deformace</i>	178
Obr. C. 12	<i>Schéma rozmístění snímačů deformace v příčném řezu</i>	178
Obr. C. 13	<i>Deformace_ZS1</i>	179
Obr. C. 14	<i>Deformace_ZS3</i>	179
Obr. C. 15	<i>Deformace_ZS5</i>	179
Obr. C. 16	<i>Deformace_ZS7</i>	180
Obr. C. 17	<i>Deformace_ZS8 mezní zatížení_zatěžování</i>	180
Obr. C. 18	<i>Deformace_ZS8 mezní zatížení_odtěžování</i>	180
Obr. C. 19	<i>Srovnání výpočtu s modelem_P3</i>	181
Obr. C. 20	<i>Srovnání výpočtu s modelem_P4</i>	181
Obr. C. 21	<i>Srovnání výpočtu s modelem_P1</i>	181
Obr. C. 22	<i>Srovnání výpočtu s modelem_P2</i>	181
Obr. C. 23	<i>Srovnání výpočtu s modelem_P5</i>	182
Obr. C. 24	<i>Srovnání výpočtu s modelem_P6</i>	182
Obr. C. 25	<i>Schéma rozmístění odporových tenzometrů na trubce</i>	182
Obr. C. 26	<i>Napětí v horních vláknech trubky_ZS1</i>	183
Obr. C. 27	<i>Napětí v dolních vláknech trubky_ZS1</i>	183
Obr. C. 28	<i>Kroutící napětí na trubce_ZS1</i>	183
Obr. C. 29	<i>Napětí v horních vláknech trubky_ZS3</i>	184
Obr. C. 30	<i>Napětí v dolních vláknech trubky_ZS3</i>	184
Obr. C. 31	<i>Kroutící napětí na trubce_ZS3</i>	184
Obr. C. 32	<i>Napětí v horních vláknech trubky_ZS5</i>	185
Obr. C. 33	<i>Napětí v dolních vláknech trubky_ZS5</i>	185
Obr. C. 34	<i>Kroutící napětí na trubce_ZS5</i>	185
Obr. C. 35	<i>Napětí v horních vláknech trubky_ZS7</i>	186
Obr. C. 36	<i>Napětí v dolních vláknech trubky_ZS7</i>	186
Obr. C. 37	<i>Kroutící napětí na trubce_ZS7</i>	186
Obr. C. 38	<i>Napětí v horních vláknech trubky_ZS8 mezní zatížení_zatěžování</i>	187
Obr. C. 39	<i>Napětí v dolních vláknech trubky_ZS8 mezní zatížení_zatěžování</i>	187

Obr. C. 40 Krouťící napětí na trubce_ ZS8 mezní zatížení_ zatěžování.....	187
Obr. C. 41 Napětí v horních vláknech trubky_ ZS8 mezní zatížení_ odtěžování	188
Obr. C. 42 Napětí v dolních vláknech trubky_ ZS8 mezní zatížení_ odtěžování.....	188
Obr. C. 43 Krouťící napětí na trubce_ ZS8 mezní zatížení_ odtěžování	188
Obr. C. 44 Srovnání výpočtu s modelem_T1	189
Obr. C. 45 Srovnání výpočtu s modelem_T3	189
Obr. C. 46 Srovnání výpočtu s modelem_T11	189
Obr. C. 47 Srovnání výpočtu s modelem_T13	189
Obr. C. 48 Srovnání výpočtu s modelem_T5	190
Obr. C. 49 Srovnání výpočtu s modelem_T6	190
Obr. C. 50 Srovnání výpočtu s modelem_T9	190
Obr. C. 51 Srovnání výpočtu s modelem_T10	190
Obr. C. 52 Srovnání výpočtu s modelem_T7	191
Obr. C. 53 Srovnání výpočtu s modelem_T8	191
Obr. C. 54 Schéma rozmístění odporových tenzometrů na mostovce	191
Obr. C. 55 Napětí v horních vláknech mostovky_ ZS1	192
Obr. C. 56 Napětí v dolních vláknech mostovky_ ZS1	192
Obr. C. 57 Napětí v horních vnějších vláknech mostovky_ ZS1	192
Obr. C. 58 Napětí v horních vláknech mostovky_ ZS3	193
Obr. C. 59 Napětí v dolních vláknech mostovky_ ZS3	193
Obr. C. 60 Napětí v horních vnějších vláknech mostovky_ ZS3	193
Obr. C. 61 Napětí v horních vláknech mostovky_ ZS5	194
Obr. C. 62 Napětí v dolních vláknech mostovky_ ZS5	194
Obr. C. 63 Napětí v horních vnějších vláknech mostovky_ ZS5	194
Obr. C. 64 Napětí v horních vláknech mostovky_ ZS7	195
Obr. C. 65 Napětí v dolních vláknech mostovky_ ZS7	195
Obr. C. 66 Napětí v horních vnějších vláknech mostovky_ ZS7	195
Obr. C. 67 Napětí v horních vláknech mostovky_ ZS8 mezní zatížení_ zatěžování	196
Obr. C. 68 Napětí v dolních vláknech mostovky_ ZS8 mezní zatížení_ zatěžování.....	196
Obr. C. 69 Napětí v horních vnějších vláknech mostovky_ ZS8 mezní zatížení_ zatěžování .	196
Obr. C. 70 Napětí v horních vláknech mostovky_ ZS8 mezní zatížení_ odtěžování	197
Obr. C. 71 Napětí v dolních vláknech mostovky_ ZS8 mezní zatížení_ odtěžování	197
Obr. C. 72 Napětí v horních vnějších vláknech mostovky_ ZS8 mezní zatížení_ odtěžování.	197
Obr. C. 73 Srovnání výpočtu s modelem_TB1	198
Obr. C. 74 Srovnání výpočtu s modelem_TB2	198
Obr. C. 75 Srovnání výpočtu s modelem_TB3	198
Obr. C. 76 Srovnání výp. s modelem_TB13	199
Obr. C. 77 Srovnání výp. s modelem_TB14	199
Obr. C. 78 Srovnání výp. s modelem_TB15	199
Obr. C. 79 Srovnání výpočtu s modelem_TB4	200
Obr. C. 80 Srovnání výpočtu s modelem_TB5	200
Obr. C. 81 Srovnání výpočtu s modelem_TB6	200

Obr. C. 82 Srovnání výp. s modelem_TB10	201
Obr. C. 83 Srovnání výp. s modelem_TB11	201
Obr. C. 84 Srovnání výp. s modelem_TB12	201
Obr. C. 85 Srovnání výpočtu s modelem_TB7	202
Obr. C. 86 Srovnání výpočtu s modelem_TB8	202
Obr. C. 87 Srovnání výpočtu s modelem_TB9	202

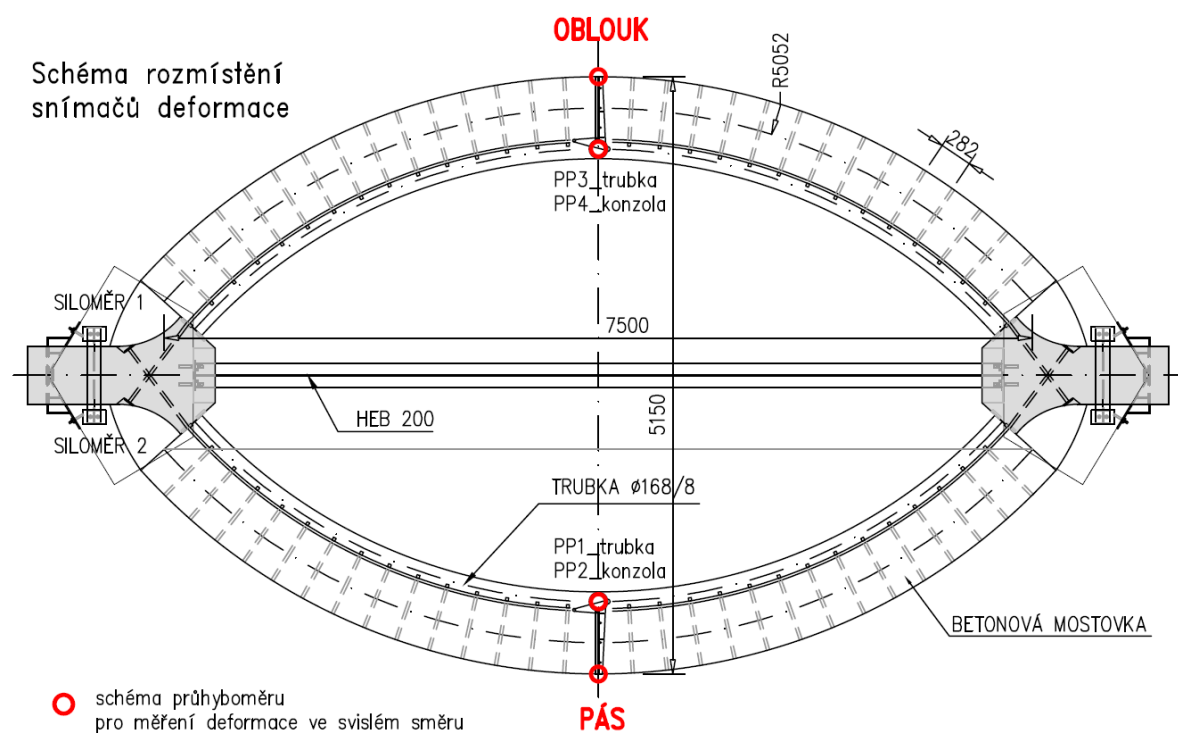
Seznam tabulek

Tab. C. 1 Srovnání výpočtu s modelem_deformace v polovině rozpětí (P3,P4)	181
Tab. C. 2 Srovnání výpočtu s modelem_deformace ve třetině rozpětí (P1,P2).....	181
Tab. C. 3 Srovnání výpočtu s modelem_deformace ve třetině rozpětí (P5,P6).....	182
Tab. C. 4 Srovnání výpočtu s modelem_napětí na trubce ve vetknutí (T1,T3).....	189
Tab. C. 5 Srovnání výpočtu s modelem_napětí na trubce ve vetknutí (T11,T13).....	189
Tab. C. 6 Srovnání výpočtu s modelem_napětí na trubce ve čtvrtině rozpětí (T5,T6).....	190
Tab. C. 7 Srovnání výpočtu s modelem_napětí na trubce ve čtvrtině rozpětí (T9,T10).....	190
Tab. C. 8 Srovnání výpočtu s modelem_napětí na trubce v polovině rozpětí (T7,T8)	191
Tab. C. 9 Srovnání výpočtu s modelem_napětí na mostovce ve vetknutí (TB1,TB2,TB3)	198
Tab. C. 10 Srovnání výp. s modelem_napětí na mostovce ve vetknutí (TB13,TB14,TB15) ..	199
Tab. C. 11 Srovnání výpočtu s modelem_napětí na mostovce ve čtvrtině (TB4,TB5,TB6)...	200
Tab. C. 12 Srovnání výp. s modelem_napětí na mostovce ve čtvrtině (TB10,TB11,TB12)...	201
Tab. C. 13 Srovnání výpočtu s modelem_napětí na mostovce v polovině (TB7,TB8,TB9) ...	202

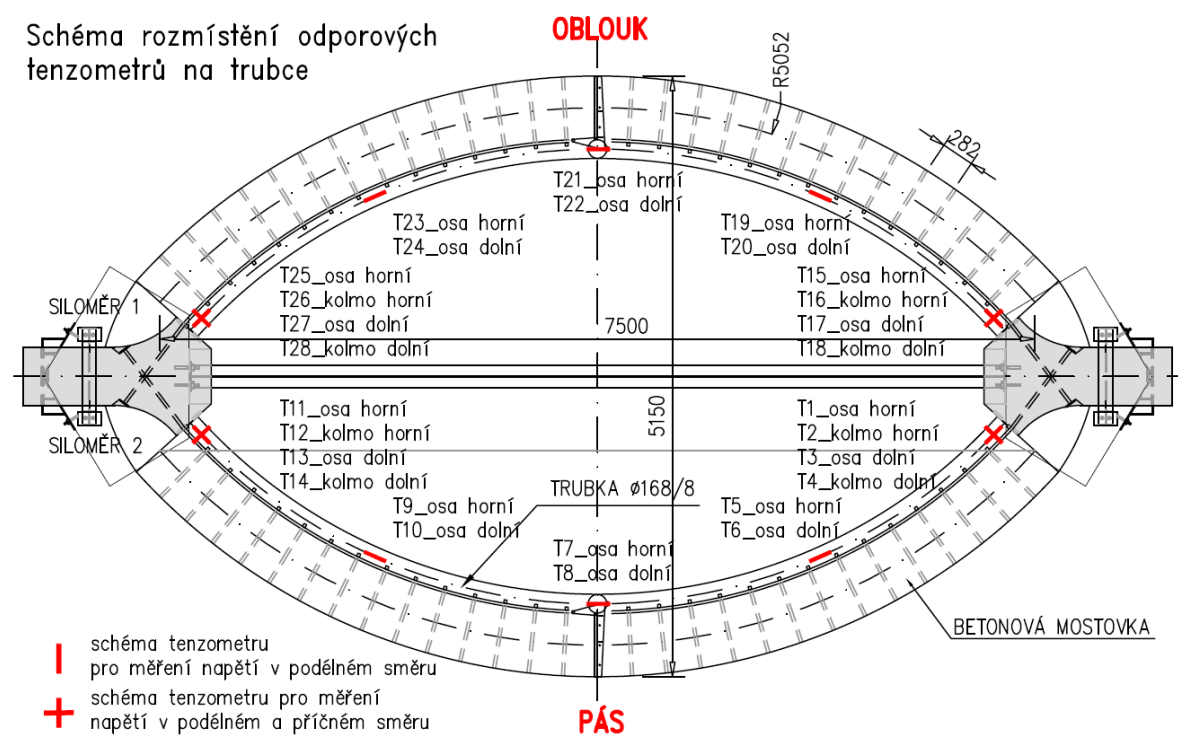
Poznámky:

- Na všech výstupech jsou uvedeny přírůstky napětí a deformací odpovídající dané fázi výstavby nebo zatěžovací zkoušce.
- Změřené hodnoty jsou porovnány s výsledky výpočtu provedeného pomocí fyzikálně lineárního výpočtového modelu popsaného v odstavci 5.1.5.

Model při výstavbě

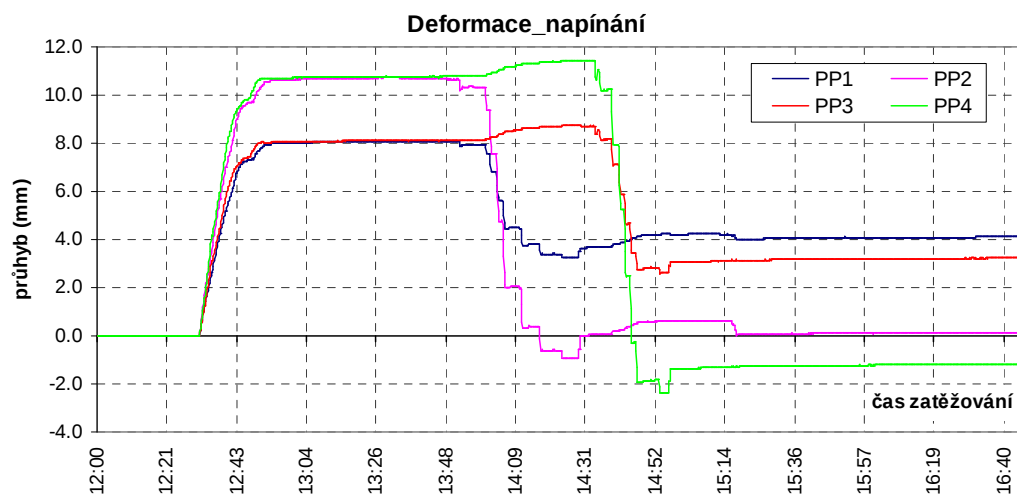


Obr. C. 1 Schéma rozmístění snímačů deformace při předpínání

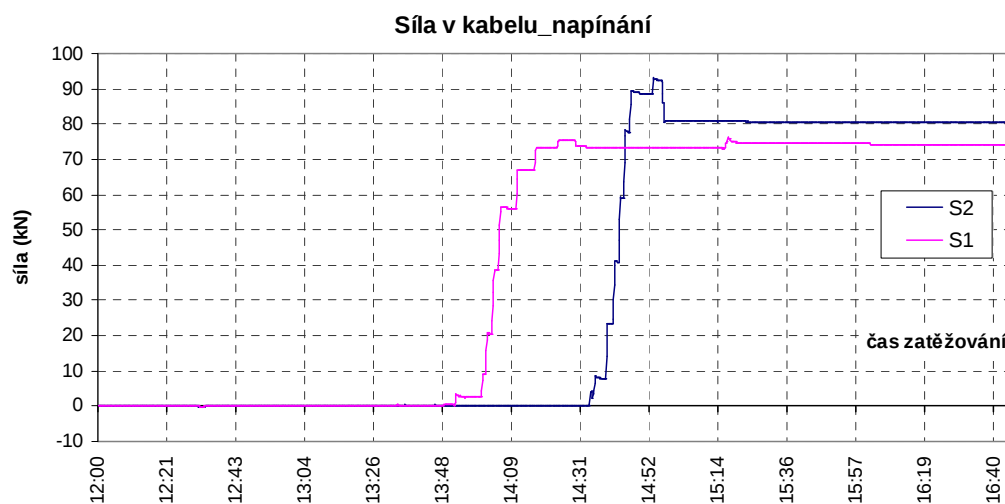


Obr. C. 2 Schéma rozmístění odporových tenzometrů na trubce

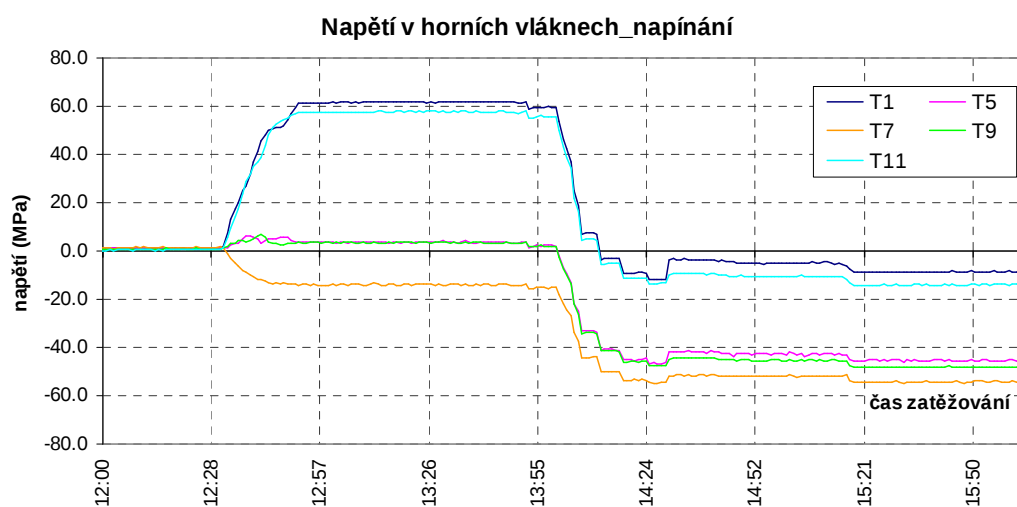
Aplikace balastního zatížení a následné předpínání lan



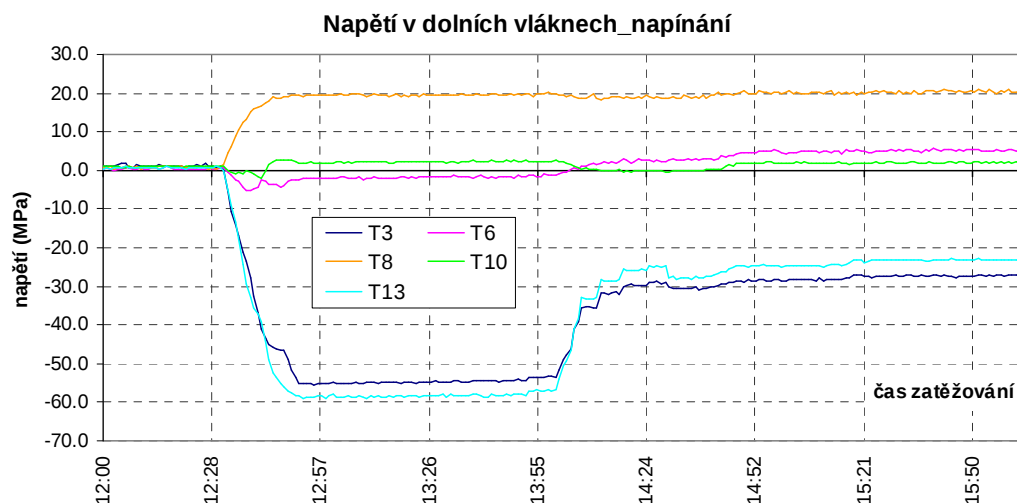
Obr. C. 3 Deformace_balastní zatížení a následné předpínání lan



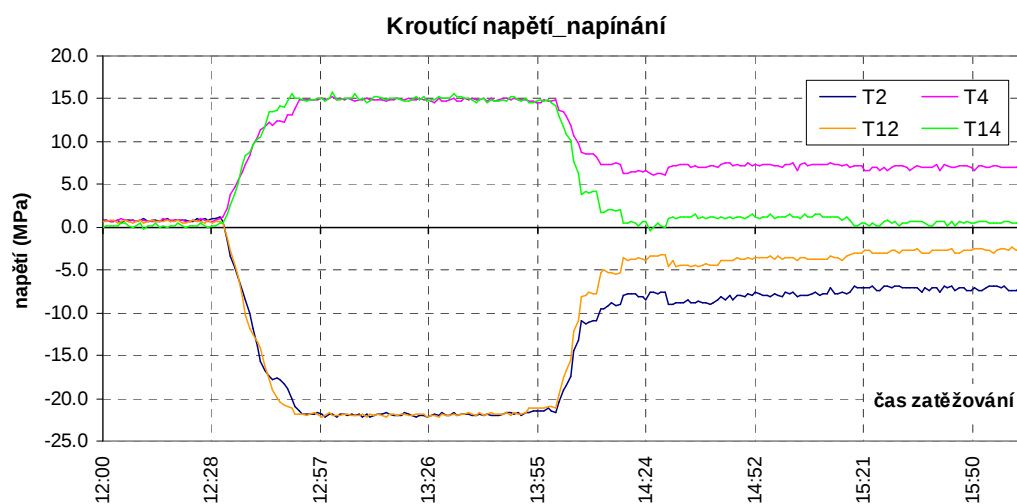
Obr. C. 4 Síly v lanech při napínání



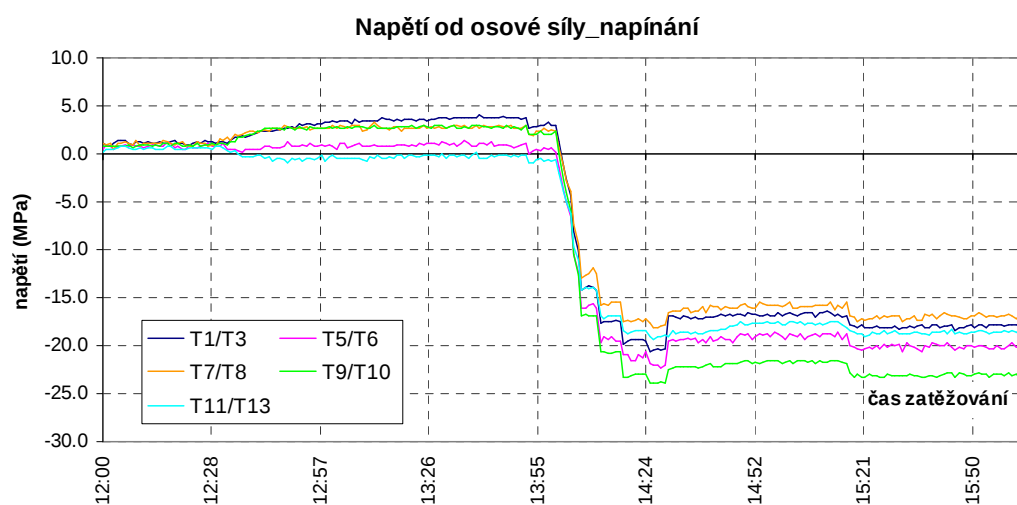
Obr. C. 5 Napětí v horních vláknech trubky_balastní zatížení a následné předpínání lan



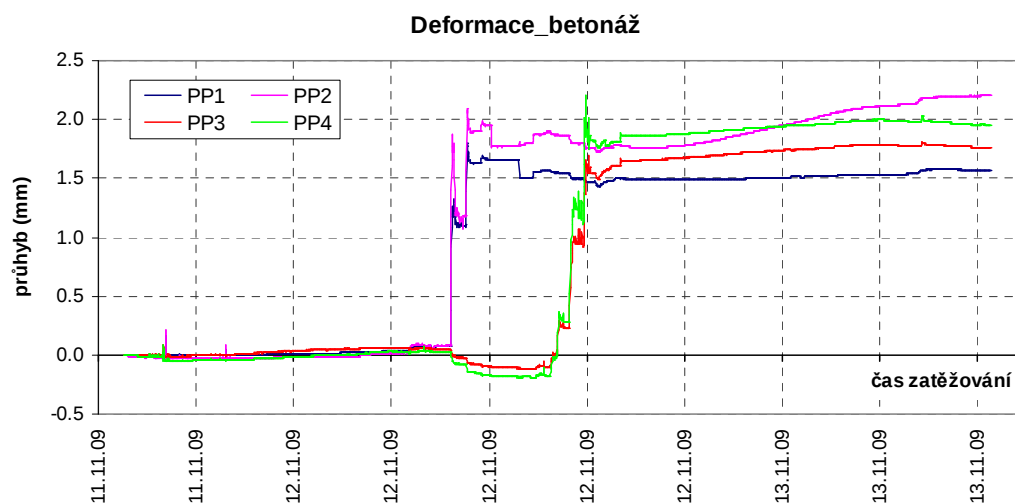
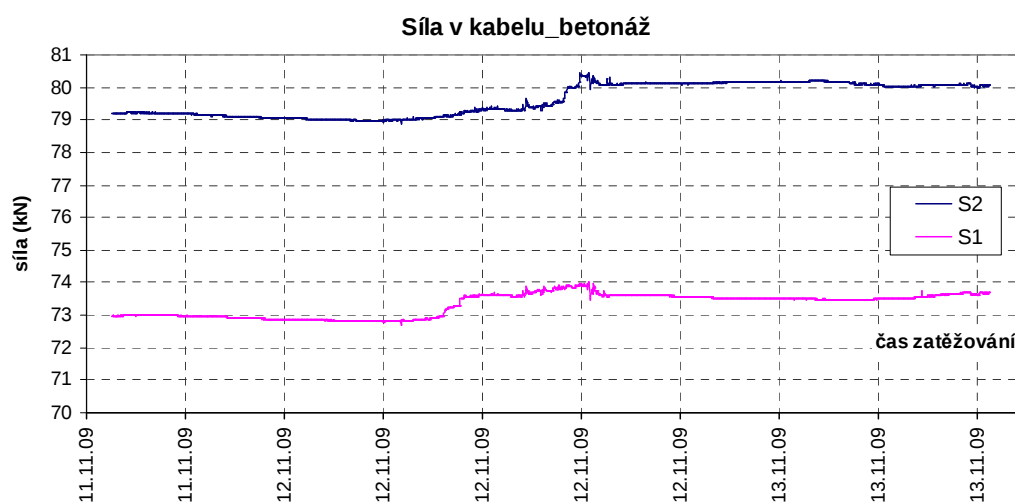
Obr. C. 6 Napětí v dolních vláknech trubky_balastní zatížení a následné předpínání lan



Obr. C. 7 Krouticí napětí na trubce_balastní zatížení a následné předpínání lan



Obr. C. 8 Napětí od osově síly v trubce_balastní zatížení a následné předpínání lan

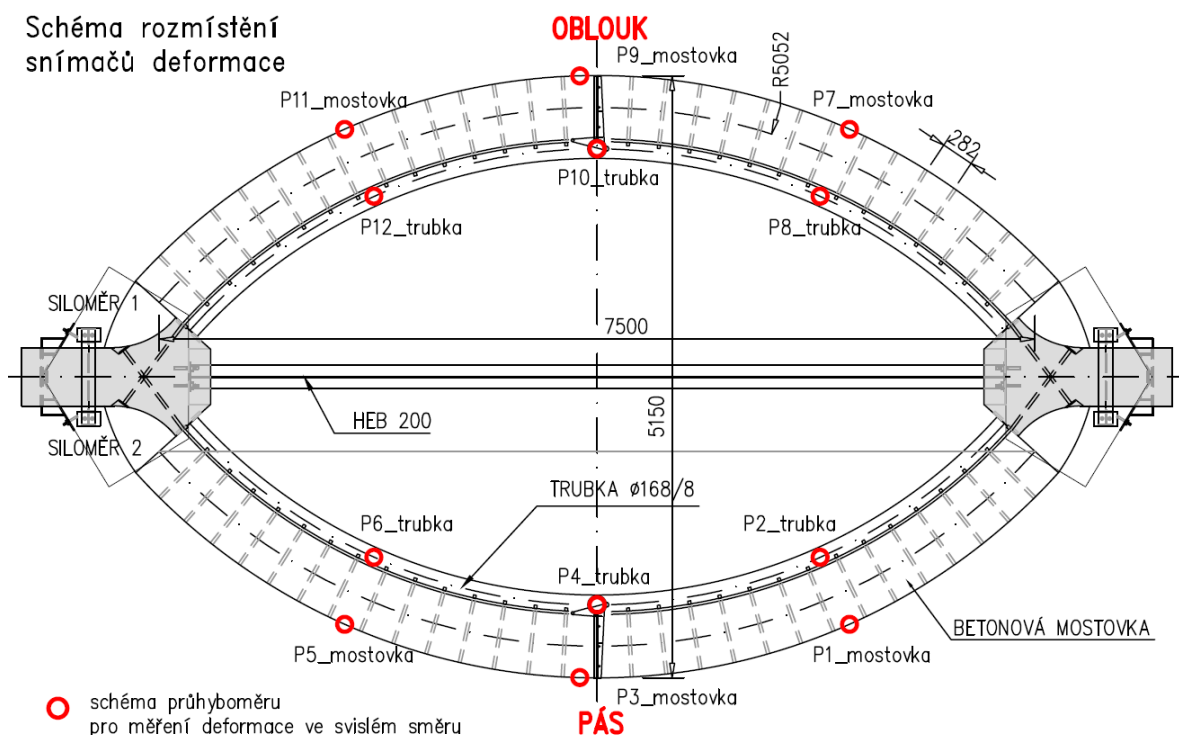
Betonáž mostovek**Obr. C. 9** *Deformace_betonáž mostovek***Obr. C. 10** *Nárůst síly v lanech při betonáži mostovek*

Nárůst napětí v trubce při betonáži mostovek je malý (do 10 MPa). Většinu stálého zatížení tvoří balastní zatížení a proto zde grafy průběhu napětí na trubce při betonáži mostovek nejsou uvedeny.

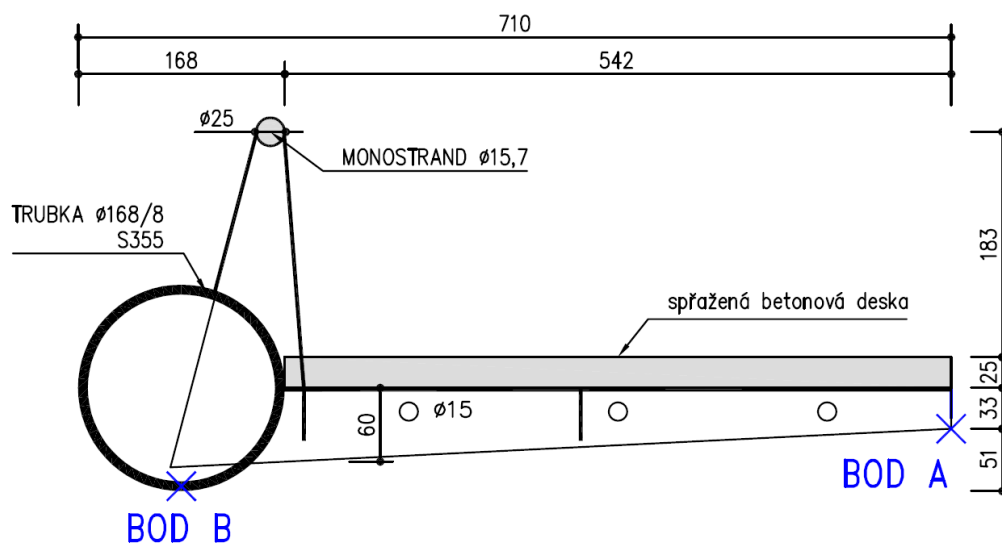
Zatěžovací zkoušky modelu

Deformace

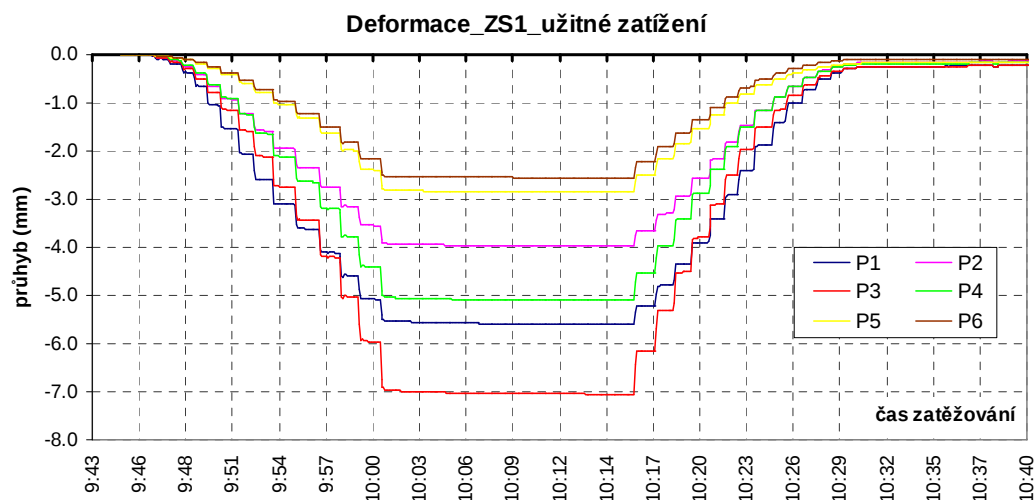
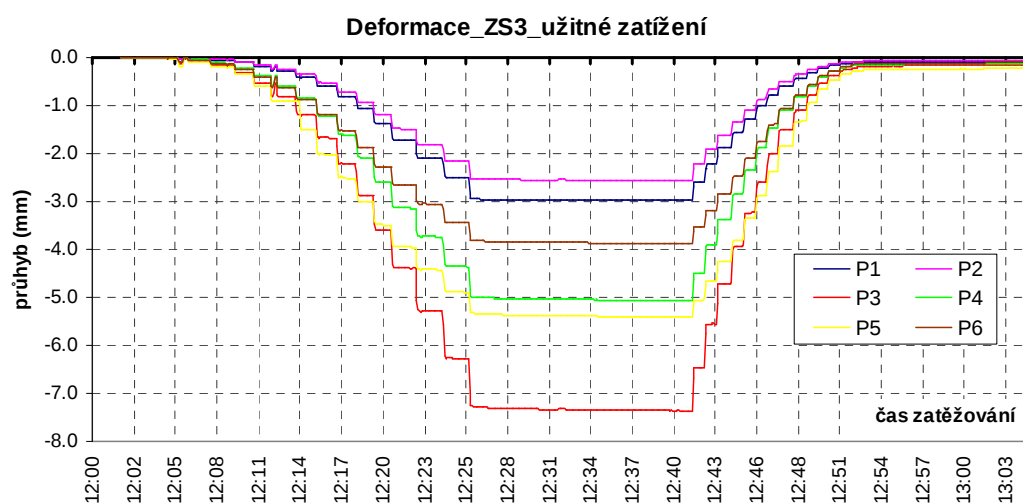
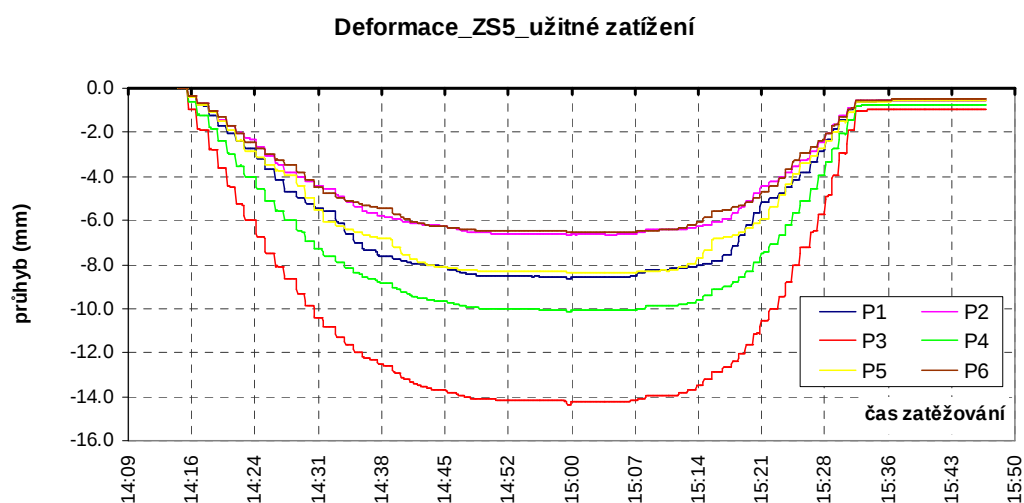
Schéma rozmístění
snímačů deformace

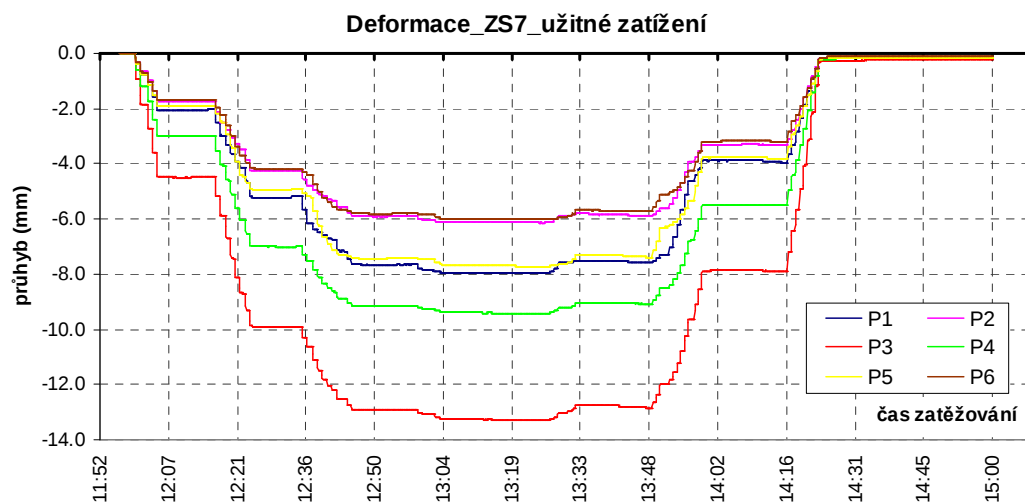


Obr. C. 11 Schéma rozmístění finálních snímačů deformace

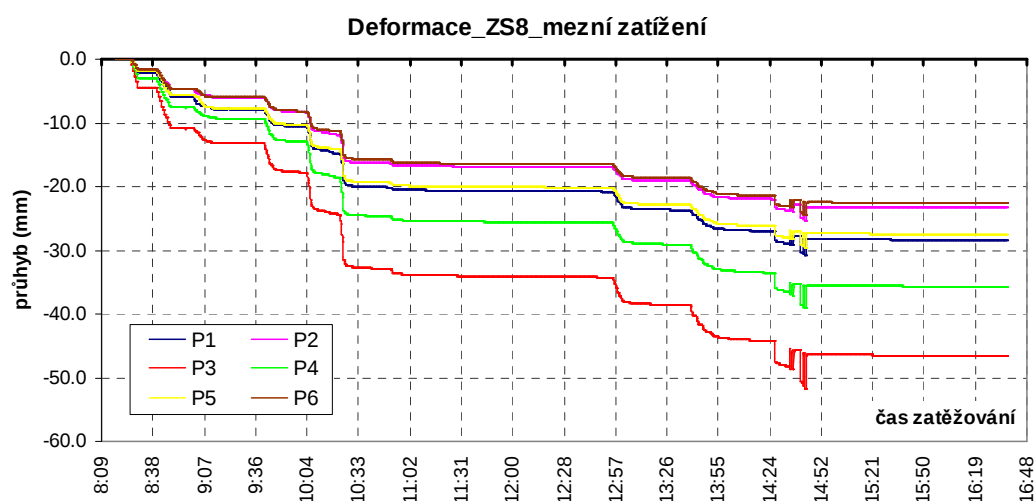


Obr. C. 12 Schéma rozmístění snímačů deformace v příčném řezu

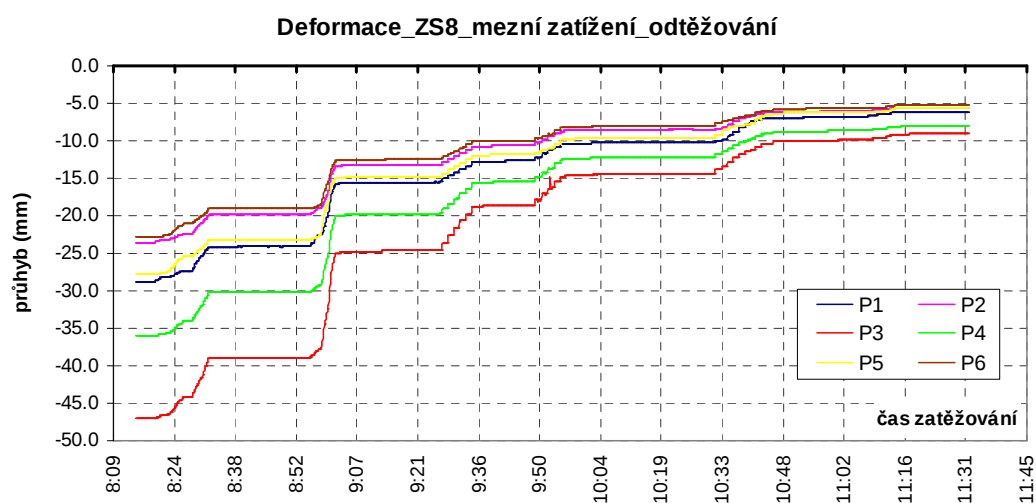
Obr. C. 13 *Deformace_ZS1*Obr. C. 14 *Deformace_ZS3*Obr. C. 15 *Deformace_ZS5*



Obr. C. 16 Deformace_ZS7



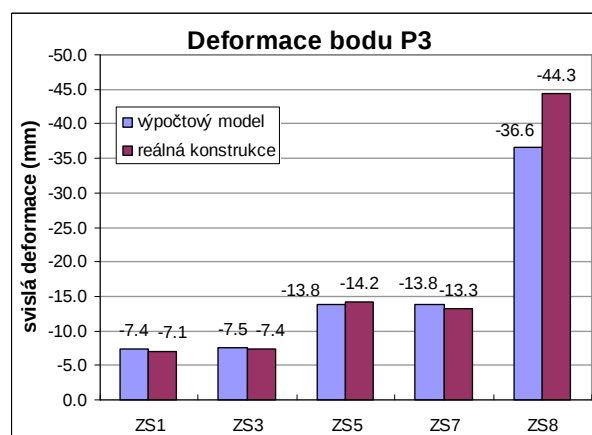
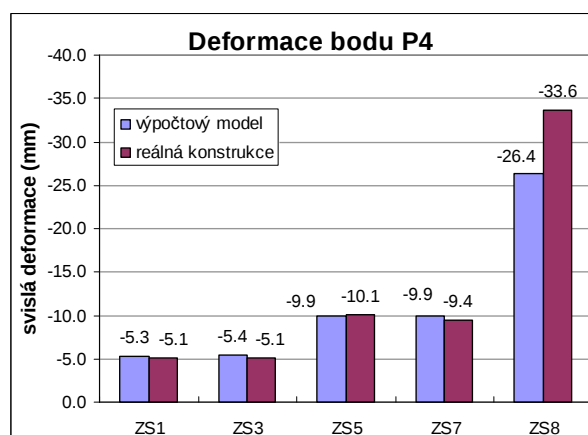
Obr. C. 17 Deformace_ZS8 mezní zatížení_zatěžování



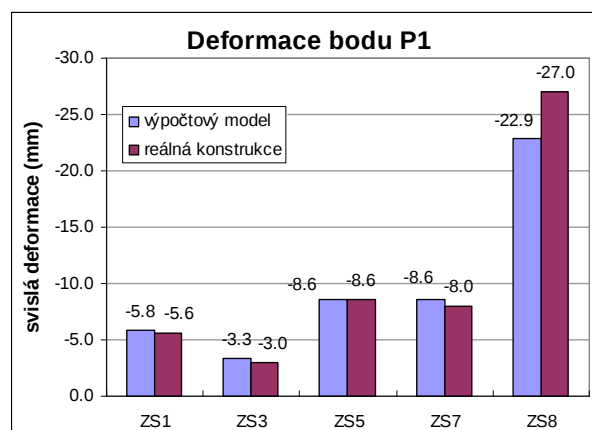
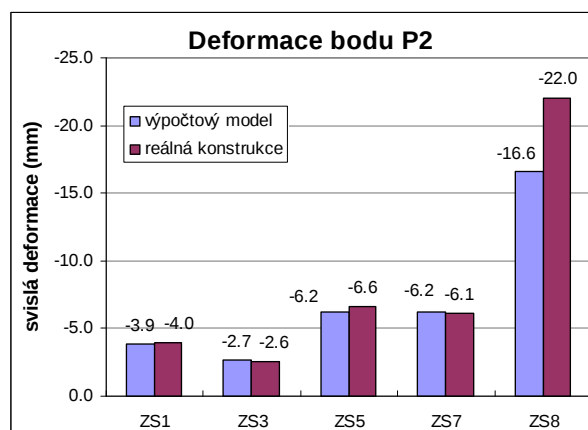
Obr. C. 18 Deformace_ZS8 mezní zatížení_odtěžování

V polovině rozpětí (P3, P4)

zatěžovací stav	číslo zat. stavu	výpočtový model uz [mm]		reálná konstrukce uz [mm]		výpočtový/reálný %	
		bod 3	bod 4	bod 3	bod 4	bod 3	bod 4
4kN/m ² na pravé polovině	ZS1	-7.40	-5.30	-7.06	-5.11	4.9	3.8
4kN/m ² na levé polovině	ZS3	-7.50	-5.40	-7.36	-5.05	1.9	6.8
4kN/m ² po celé délce - 1 most	ZS5	-13.80	-9.90	-14.23	-10.09	-3.0	-1.8
4kN/m ² po celé délce - oba mosty	ZS7	-13.80	-9.90	-13.29	-9.41	3.8	5.2
mezní zatížení	ZS8	-36.60	-26.40	-44.30	-33.59	-17.4	-21.4

Tab. C. 1 Srovnání výpočtu s modelem_deformace v polovině rozpětí (P3,P4)**Obr. C. 19 Srovnání výpočtu s modelem_P3****Obr. C. 20 Srovnání výpočtu s modelem_P4****Ve třetině rozpětí (P1, P2)**

zatěžovací stav	číslo zat. stavu	výpočtový model uz [mm]		reálná konstrukce uz [mm]		výpočtový/reálný %	
		bod 1	bod 2	bod 1	bod 2	bod 1	bod 2
4kN/m ² na pravé polovině	ZS1	-5.80	-3.90	-5.60	-3.98	3.5	-2.1
4kN/m ² na levé polovině	ZS3	-3.30	-2.70	-2.98	-2.56	10.7	5.4
4kN/m ² po celé délce - 1 most	ZS5	-8.60	-6.20	-8.59	-6.64	0.1	-6.7
4kN/m ² po celé délce - oba mosty	ZS7	-8.60	-6.20	-7.98	-6.13	7.8	1.2
mezní zatížení	ZS8	-22.90	-16.60	-27.05	-22.01	-15.3	-24.6

Tab. C. 2 Srovnání výpočtu s modelem_deformace ve třetině rozpětí (P1,P2)**Obr. C. 21 Srovnání výpočtu s modelem_P1****Obr. C. 22 Srovnání výpočtu s modelem_P2**

Ve třetině rozpětí (P5, P6)

zatěžovací stav	číslo zat. stavu	výpočtový model uz [mm]		reálná konstrukce uz [mm]		výpočtový/reálný %	
		bod 5	bod 6	bod 5	bod 6	bod 5	bod 6
4kN/m ² na pravé polovině	ZS1	-3.20	-2.70	-2.86	-2.55	12.0	5.8
4kN/m ² na levé polovině	ZS3	-5.80	-4.00	-5.41	-3.87	7.2	3.3
4kN/m ² po celé délce - 1 most	ZS5	-8.60	-6.30	-8.36	-6.51	2.8	-3.2
4kN/m ² po celé délce - oba mosty	ZS7	-8.60	-6.30	-7.72	-6.01	11.4	4.9
mezní zatížení	ZS8	-22.90	-16.60	-26.21	-21.47	-12.6	-22.7

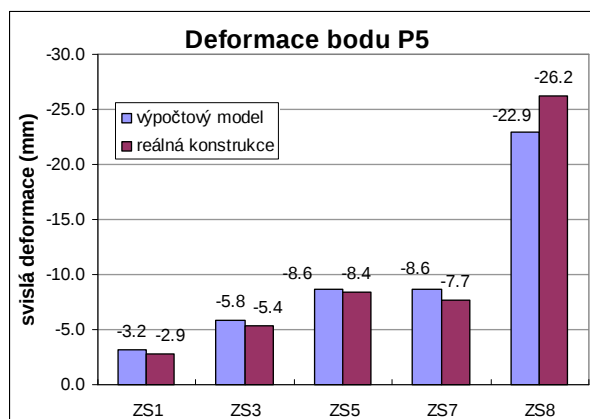
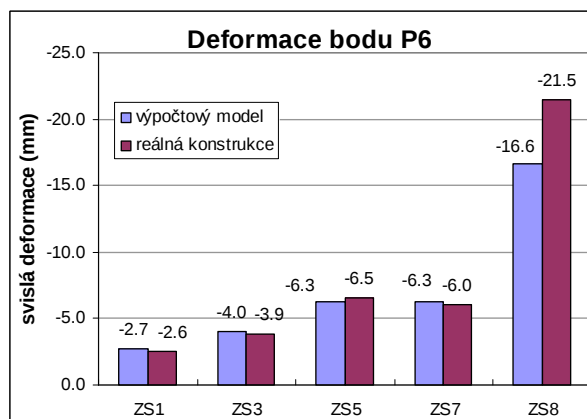
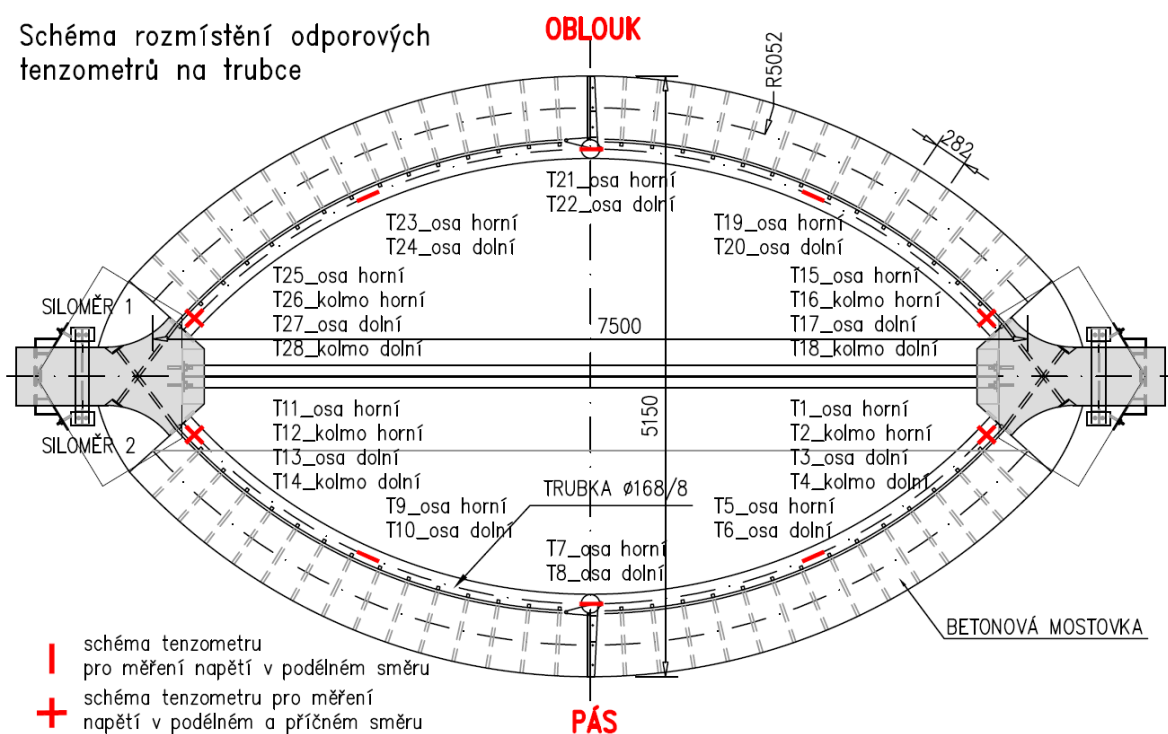
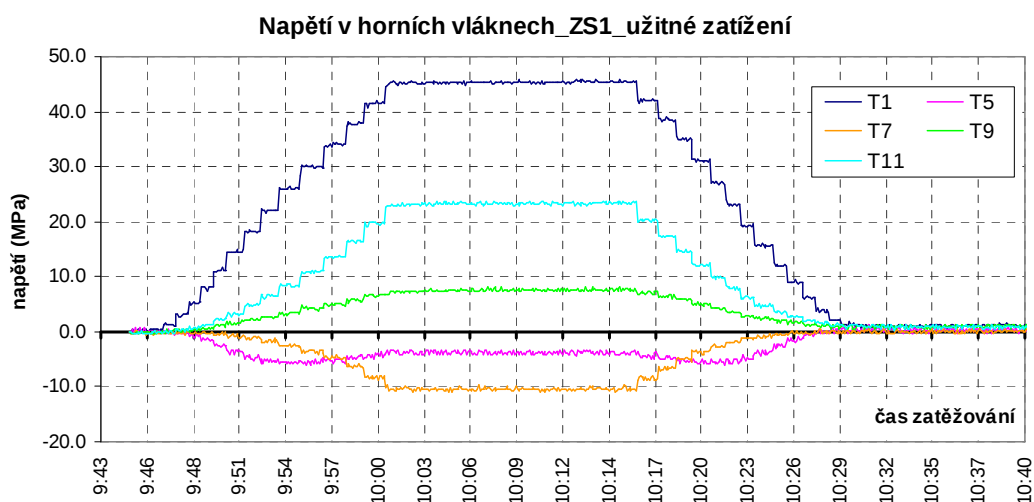
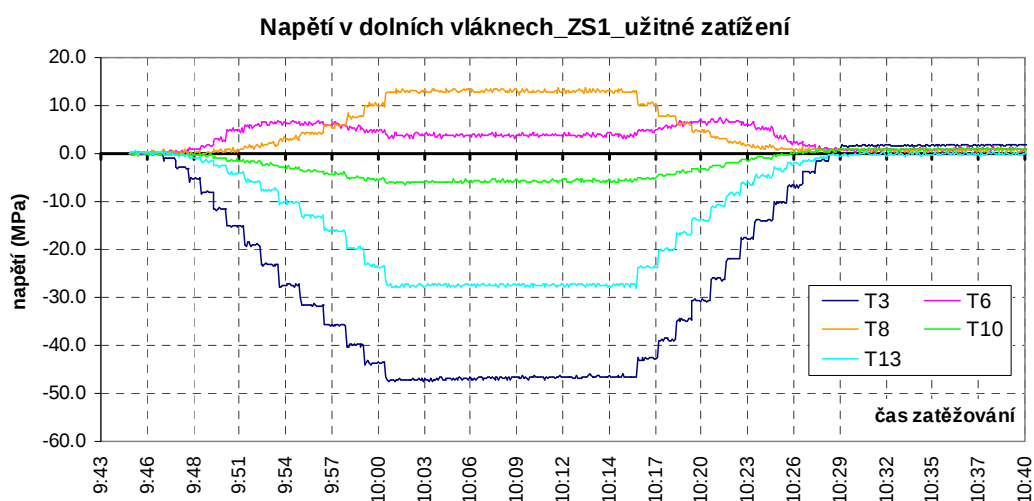
Tab. C. 3 Srovnání výpočtu s modelem_deformace ve třetině rozpětí (P5,P6)**Obr. C. 23 Srovnání výpočtu s modelem_P5****Obr. C. 24 Srovnání výpočtu s modelem_P6****Napětí na ocelové trubce**

Schéma rozmístění odporových tenzometrů na trubce

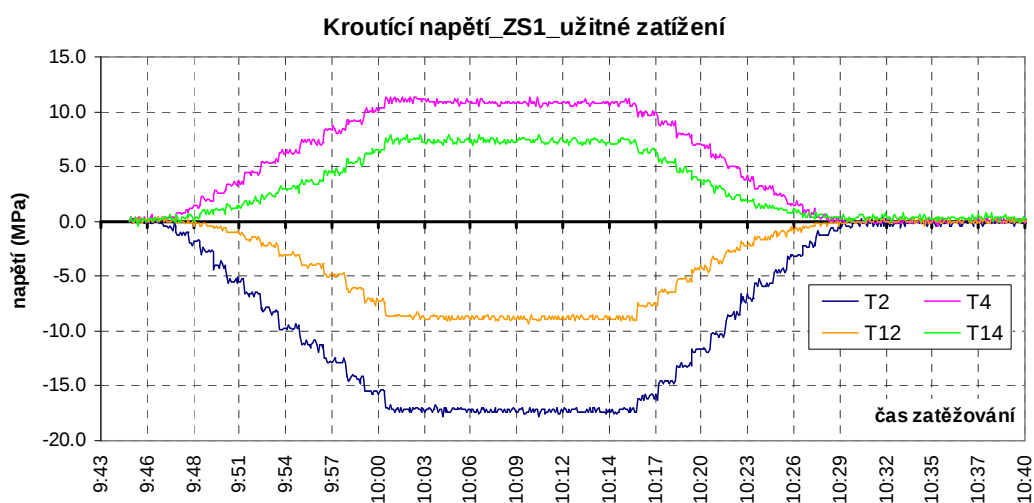
**Obr. C. 25 Schéma rozmístění odporových tenzometrů na trubce**



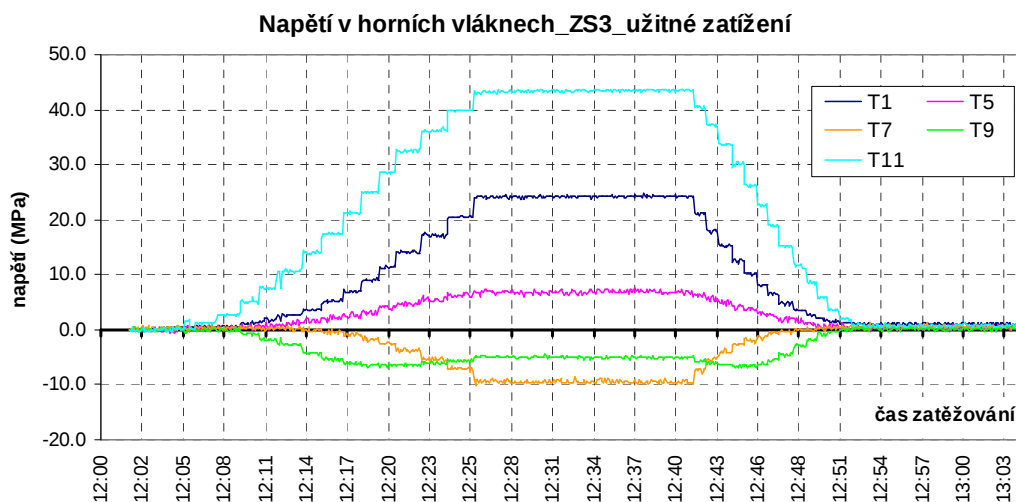
Obr. C. 26 Napětí v horních vláknech trubky_ZS1



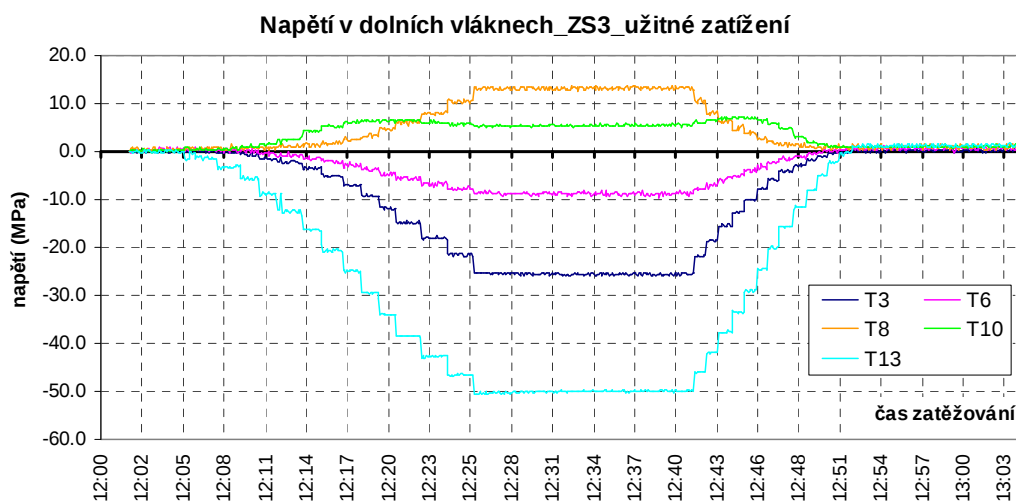
Obr. C. 27 Napětí v dolních vláknech trubky_ZS1



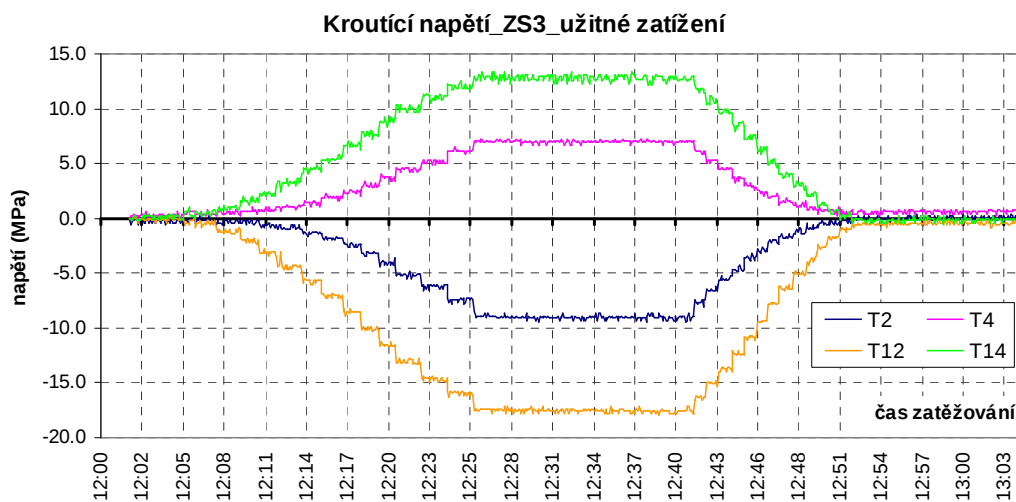
Obr. C. 28 Kroutící napětí na trubce_ZS1



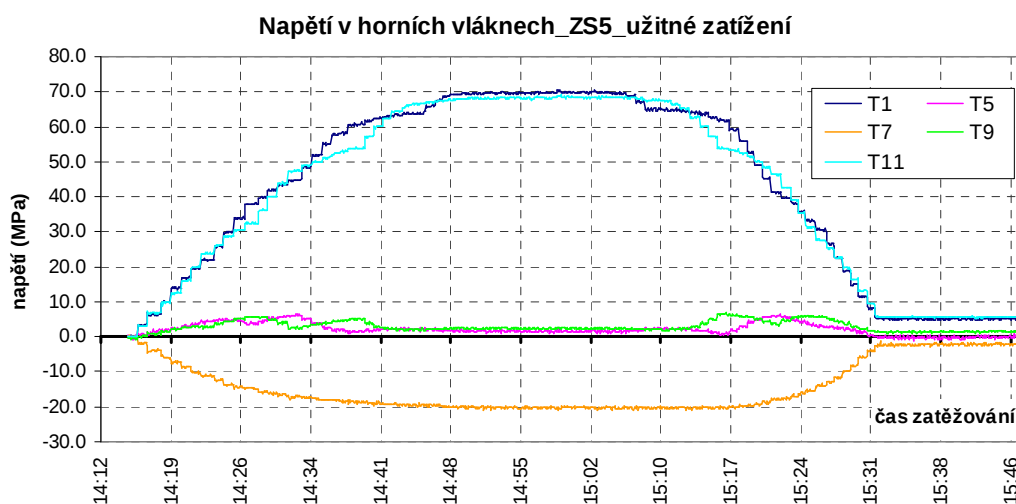
Obr. C. 29 Napětí v horních vláknech trubky_ZS3



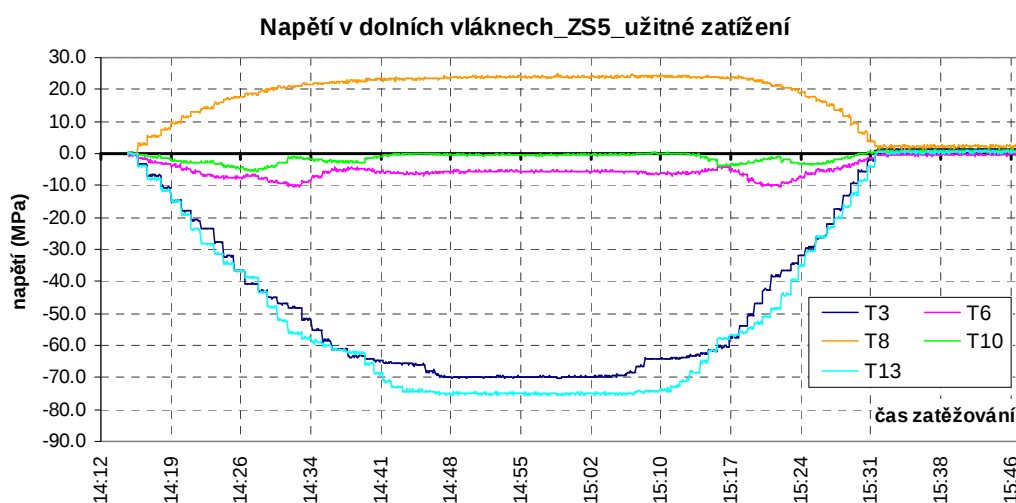
Obr. C. 30 Napětí v dolních vláknech trubky_ZS3



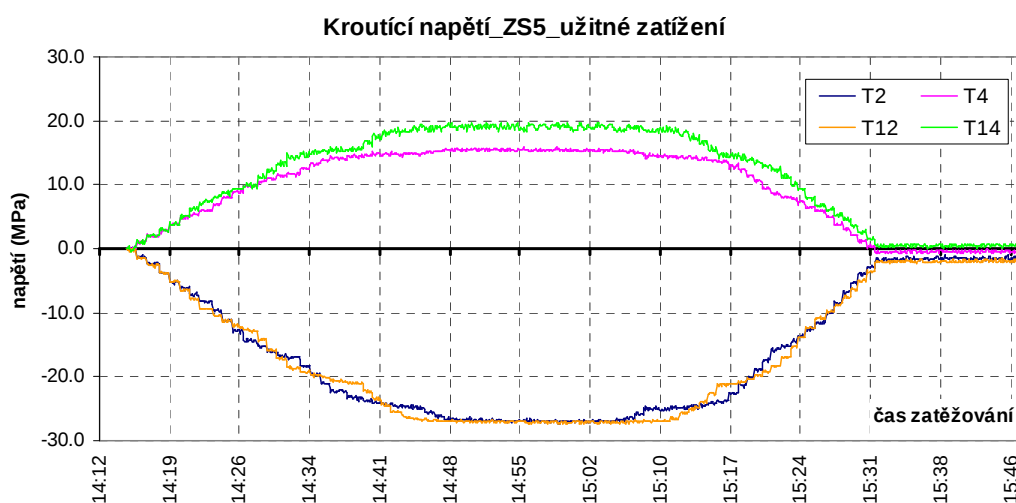
Obr. C. 31 Kroutící napětí na trubce_ZS3



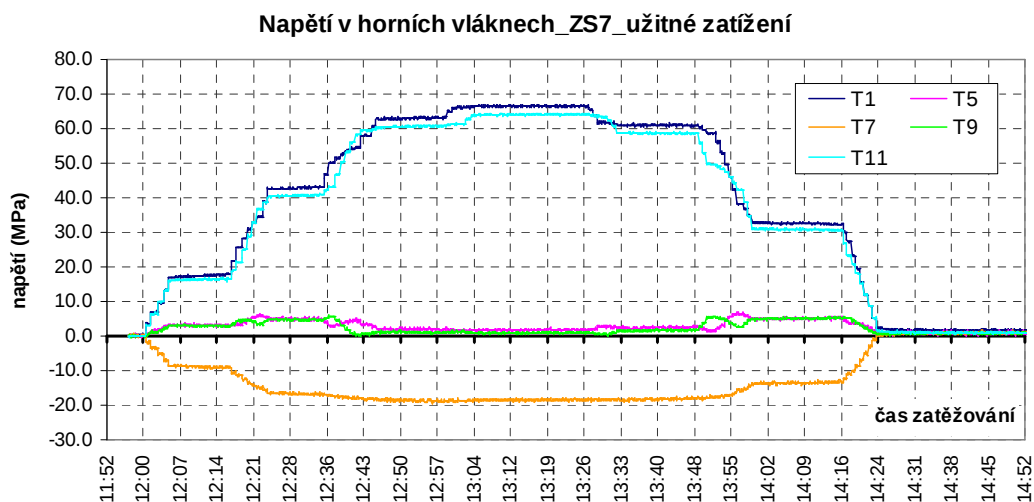
Obr. C. 32 Napětí v horních vláknech trubky_ZS5



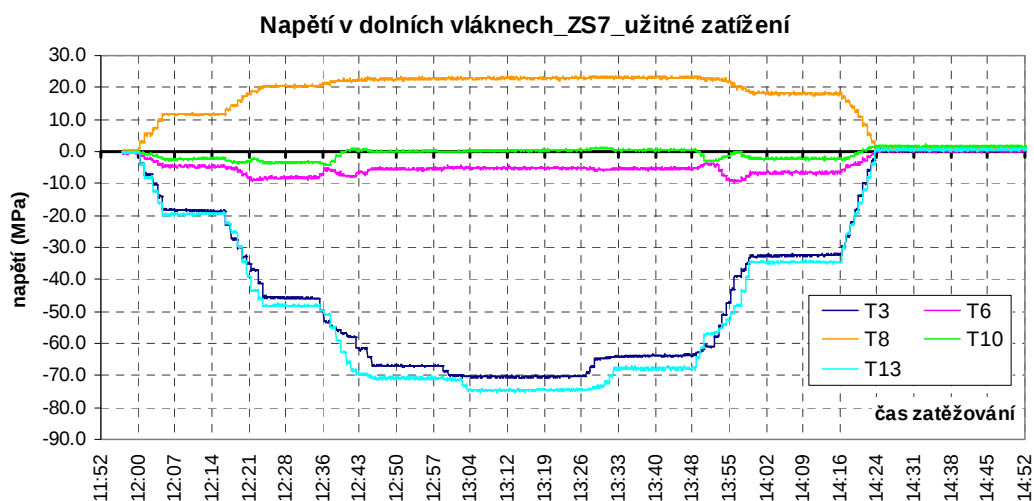
Obr. C. 33 Napětí v dolních vláknech trubky_ZS5



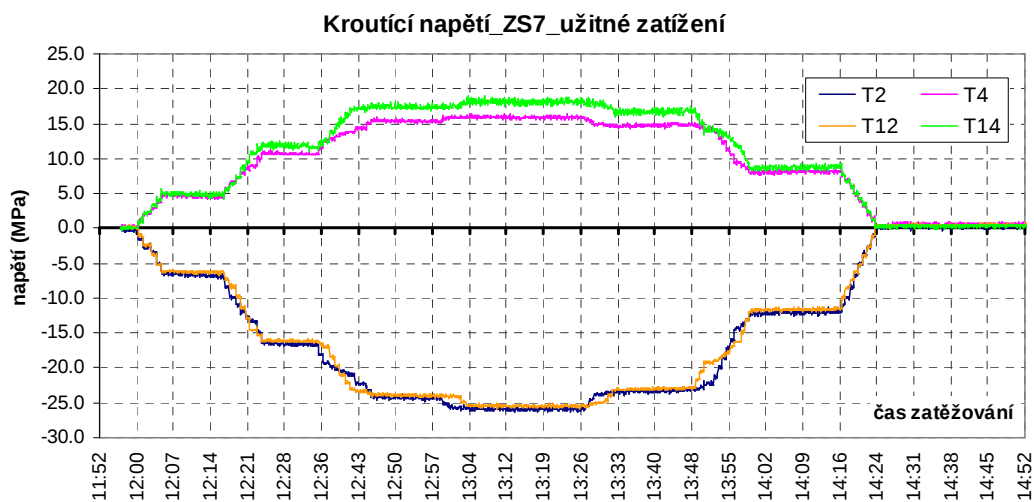
Obr. C. 34 Kroutící napětí na trubce_ZS5



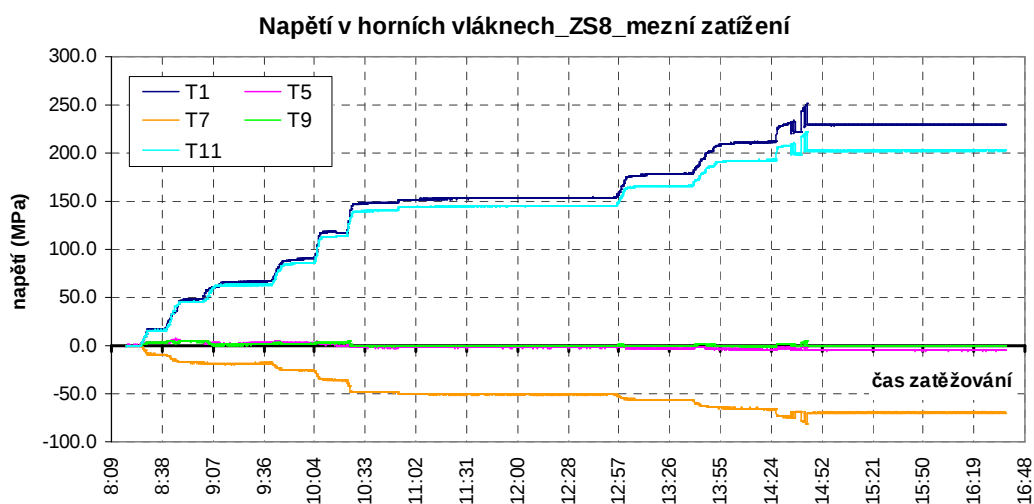
Obr. C. 35 Napětí v horních vláknech trubky_ZS7



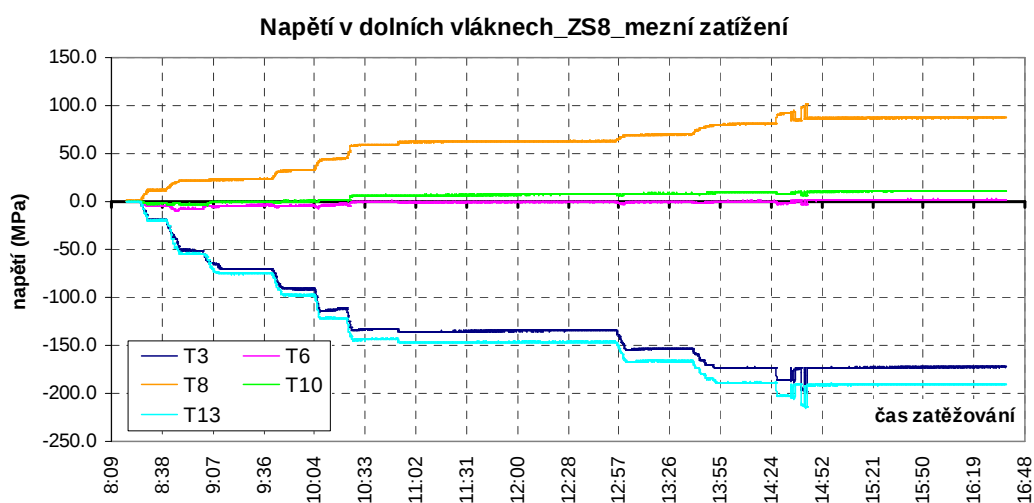
Obr. C. 36 Napětí v dolních vláknech trubky_ZS7



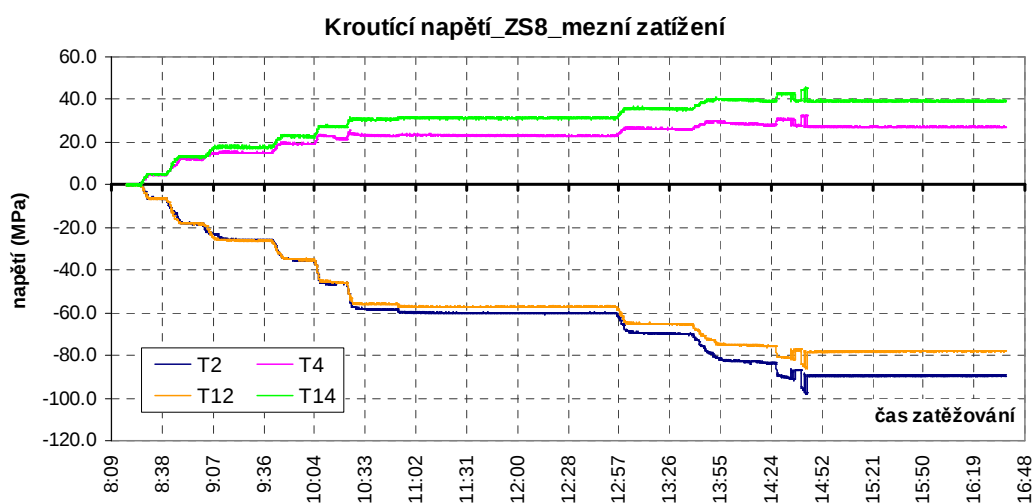
Obr. C. 37 Kroutící napětí na trubce_ZS7



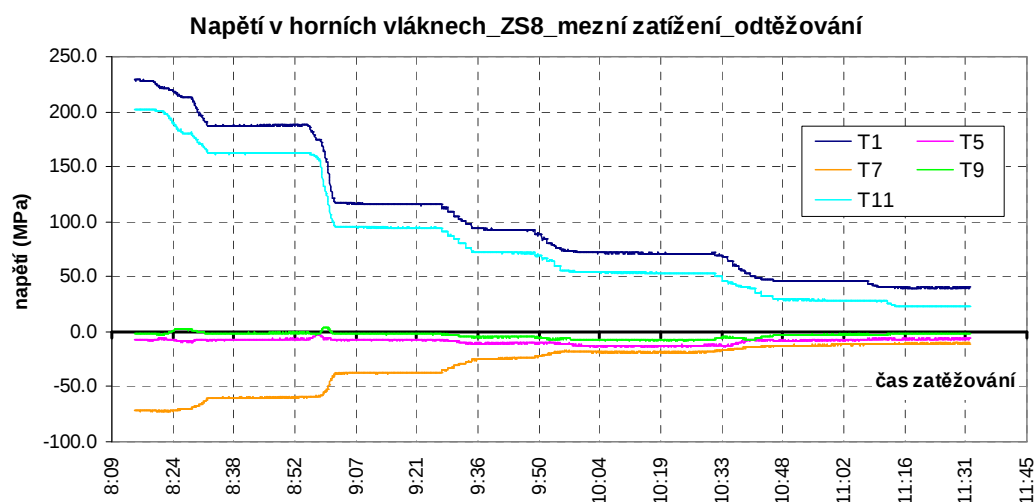
Obr. C. 38 Napětí v horních vláknech trubky_ZS8 mezní zatížení_zatěžování



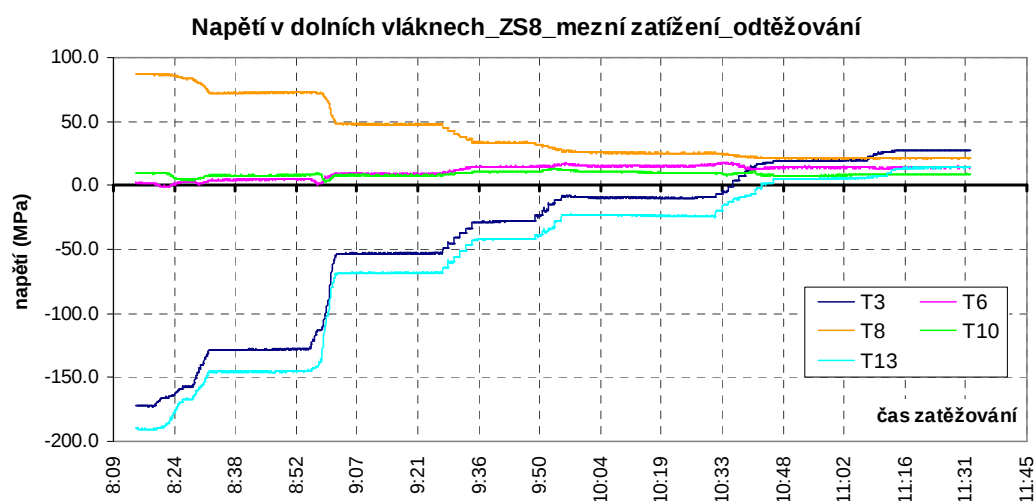
Obr. C. 39 Napětí v dolních vláknech trubky_ZS8 mezní zatížení_zatěžování



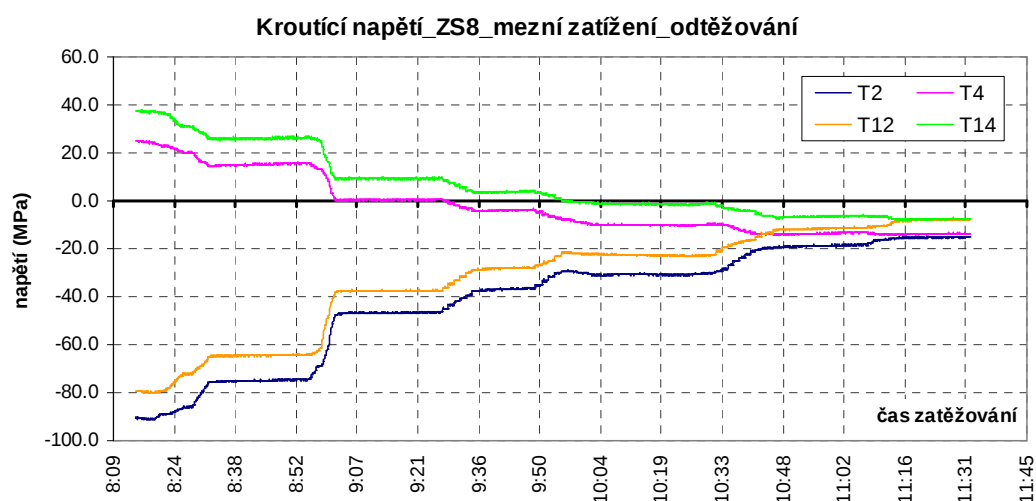
Obr. C. 40 Krouťící napětí na trubce_ZS8 mezní zatížení_zatěžování



Obr. C. 41 Napětí v horních vláknech trubky_ZS8 mezní zatížení_odtěžování



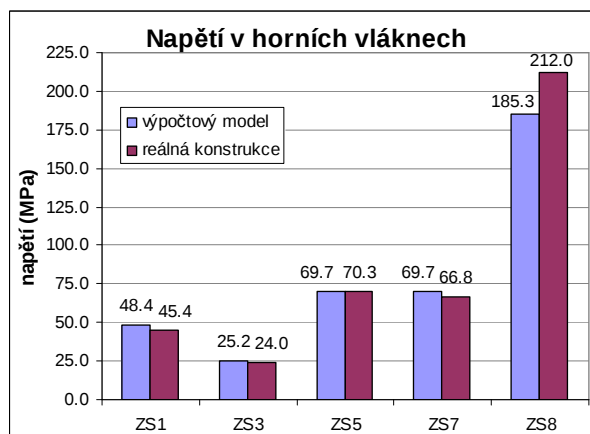
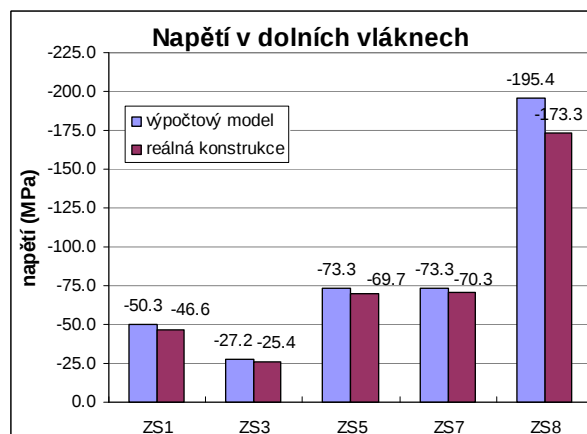
Obr. C. 42 Napětí v dolních vláknech trubky_ZS8 mezní zatížení_odtěžování



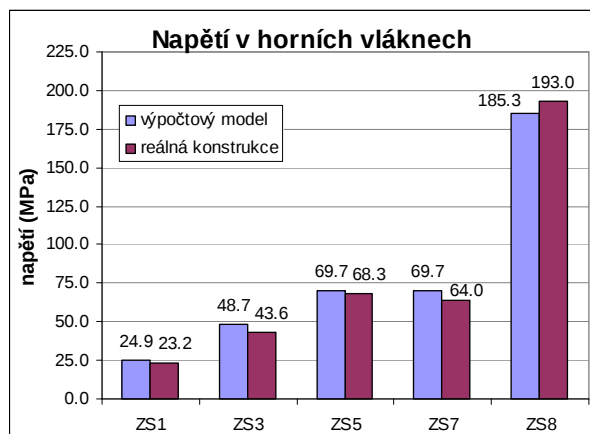
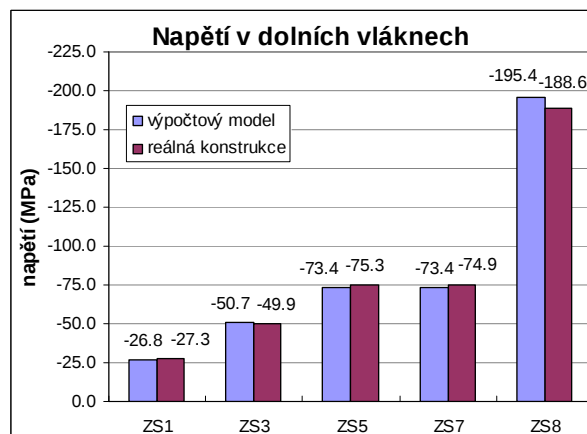
Obr. C. 43 Kroutící napětí na trubce_ZS8 mezní zatížení_odtěžování

Ve vetknutí T1/3

zatěžovací stav	číslo zat. stavu	výpočtový model σ [MPa]		reálná konstrukce σ [MPa]		výpočtový/reálný %	
		T1	T3	T1	T3	T1	T3
4kN/m ² na pravé polovině	ZS1	48.4	-50.3	45.4	-46.6	6.4	7.7
4kN/m ² na levé polovině	ZS3	25.2	-27.2	24.0	-25.4	5.0	6.8
4kN/m ² po celé délce - 1 most	ZS5	69.7	-73.3	70.3	-69.7	-0.9	5.3
4kN/m ² po celé délce - oba mosty	ZS7	69.7	-73.3	66.8	-70.3	4.2	4.4
mezní zatížení	ZS8	185.3	-195.4	212.0	-173.3	-12.6	12.8

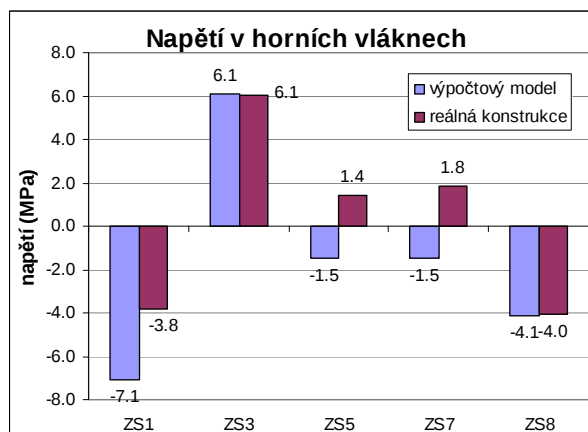
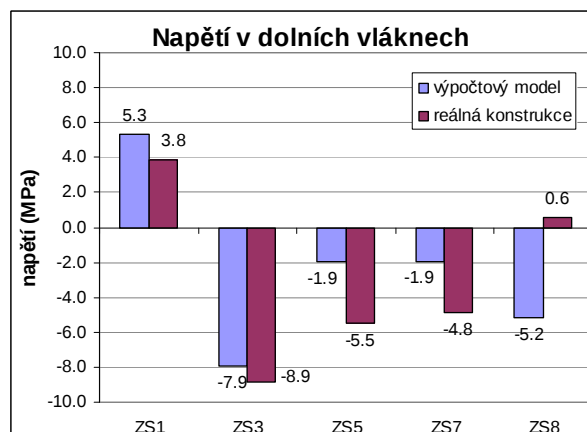
Tab. C. 4 Srovnání výpočtu s modelem napětí na trubce ve vetknutí (T1,T3)**Obr. C. 44** Srovnání výpočtu s modelem T1**Obr. C. 45** Srovnání výpočtu s modelem T3**Ve vetknutí T11/13**

zatěžovací stav	číslo zat. stavu	výpočtový model σ [MPa]		reálná konstrukce σ [MPa]		výpočtový/reálný %	
		T11	T13	T11	T13	T11	T13
4kN/m ² na pravé polovině	ZS1	24.9	-26.8	23.2	-27.3	7.3	-1.6
4kN/m ² na levé polovině	ZS3	48.7	-50.7	43.6	-49.9	11.7	1.6
4kN/m ² po celé délce - 1 most	ZS5	69.7	-73.4	68.3	-75.3	2.1	-2.6
4kN/m ² po celé délce - oba mosty	ZS7	69.7	-73.4	64.0	-74.9	8.9	-2.1
mezní zatížení	ZS8	185.3	-195.4	193.0	-188.6	-4.0	3.6

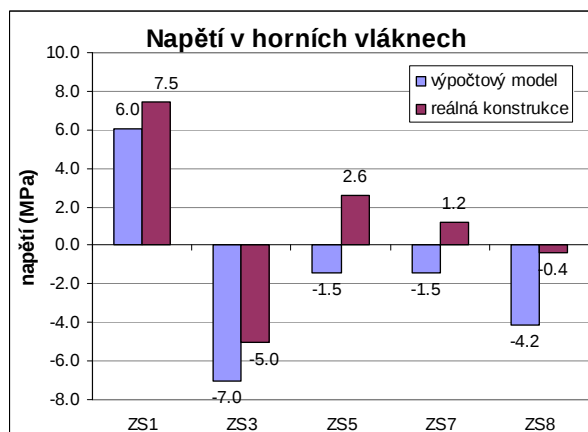
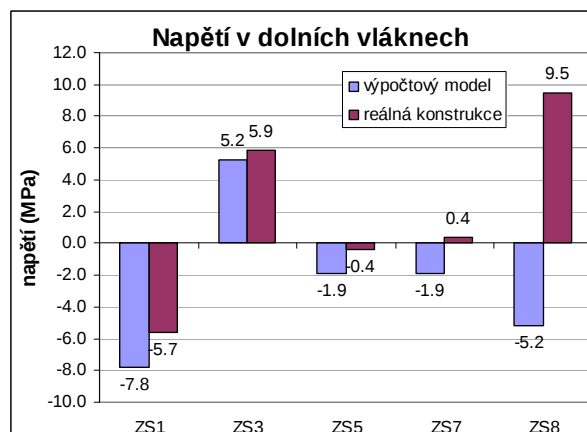
Tab. C. 5 Srovnání výpočtu s modelem napětí na trubce ve vetknutí (T11,T13)**Obr. C. 46** Srovnání výpočtu s modelem T11**Obr. C. 47** Srovnání výpočtu s modelem T13

Ve čtvrtině rozpětí T5/6

zatěžovací stav	číslo zat. stavu	výpočtový model σ [MPa]		reálná konstrukce σ [MPa]		výpočtový/reálný %	
		T5	T6	T5	T6	T5	T6
4kN/m ² na pravé polovině	ZS1	-7.1	5.3	-3.8	3.8	85.2	39.1
4kN/m ² na levé polovině	ZS3	6.1	-7.9	6.1	-8.9	0.8	-11.0
4kN/m ² po celé délce - 1 most	ZS5	-1.5	-1.9	1.4	-5.5	-204.6	-64.7
4kN/m ² po celé délce - oba mosty	ZS7	-1.5	-1.9	1.8	-4.8	-181.4	-60.3
mezní zatížení	ZS8	-4.1	-5.2	-4.0	0.6	2.7	-959.0

Tab. C. 6 Srovnání výpočtu s modelem napětí na trubce ve čtvrtině rozpětí (T5,T6)**Obr. C. 48** Srovnání výpočtu s modelem T5**Obr. C. 49** Srovnání výpočtu s modelem T6**Ve čtvrtině rozpětí T9/10**

zatěžovací stav	číslo zat. stavu	výpočtový model σ [MPa]		reálná konstrukce σ [MPa]		výpočtový/reálný %	
		T9	T10	T9	T10	T9	T10
4kN/m ² na pravé polovině	ZS1	6.0	-7.8	7.5	-5.7	-19.1	38.4
4kN/m ² na levé polovině	ZS3	-7.0	5.2	-5.0	5.9	39.0	-10.6
4kN/m ² po celé délce - 1 most	ZS5	-1.5	-1.9	2.6	-0.4	-155.4	382.2
4kN/m ² po celé délce - oba mosty	ZS7	-1.5	-1.9	1.2	0.4	-220.1	-582.2
mezní zatížení	ZS8	-4.2	-5.2	-0.4	9.5	927.7	-154.8

Tab. C. 7 Srovnání výpočtu s modelem napětí na trubce ve čtvrtině rozpětí (T9,T10)**Obr. C. 50** Srovnání výpočtu s modelem T9**Obr. C. 51** Srovnání výpočtu s modelem T10

V polovině rozpětí T7/8

zatěžovací stav	číslo zat. stavu	výpočtový model σ [MPa]		reálná konstrukce σ [MPa]		výpočtový/reálný %	
		T7	T8	T7	T8	T7	T8
4kN/m ² na pravé polovině	ZS1	-15.7	14.0	-10.5	13.3	49.3	4.7
4kN/m ² na levé polovině	ZS3	-16.0	14.3	-9.9	12.7	61.8	12.2
4kN/m ² po celé délce - 1 most	ZS5	-28.6	25.2	-19.8	24.2	44.3	4.2
4kN/m ² po celé délce - oba mosty	ZS7	-28.6	25.2	-18.2	22.8	57.1	10.6
mezní zatížení	ZS8	-76.0	66.9	-66.4	80.8	14.4	-17.2

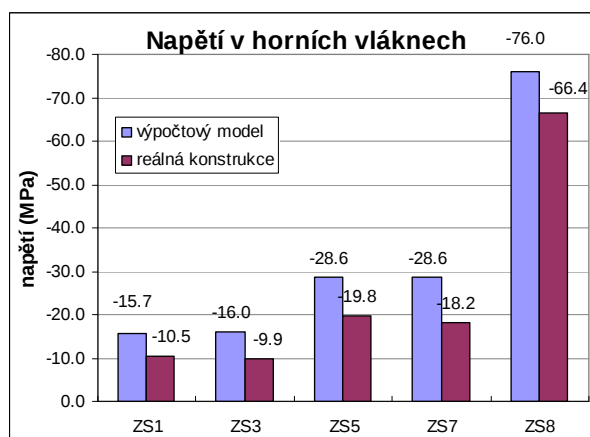
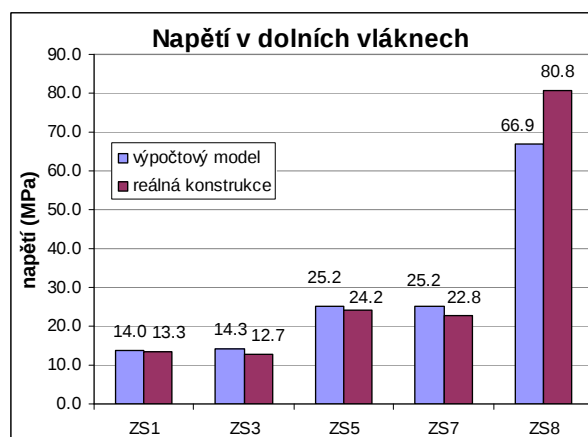
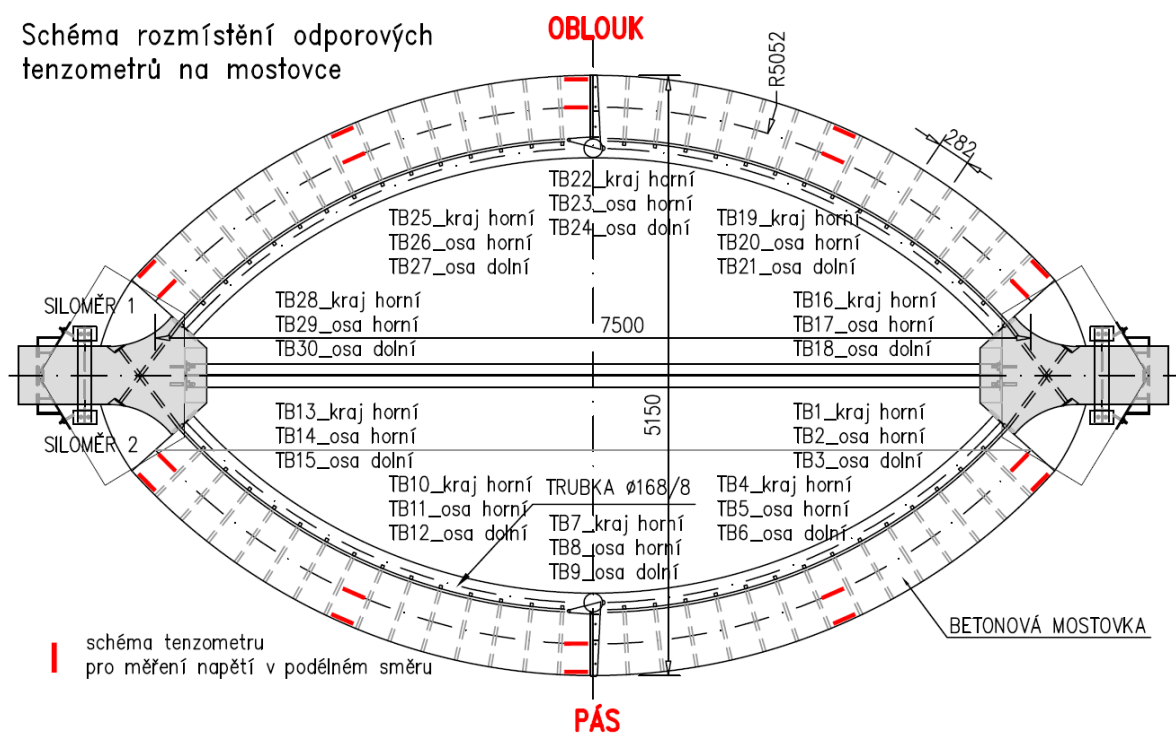
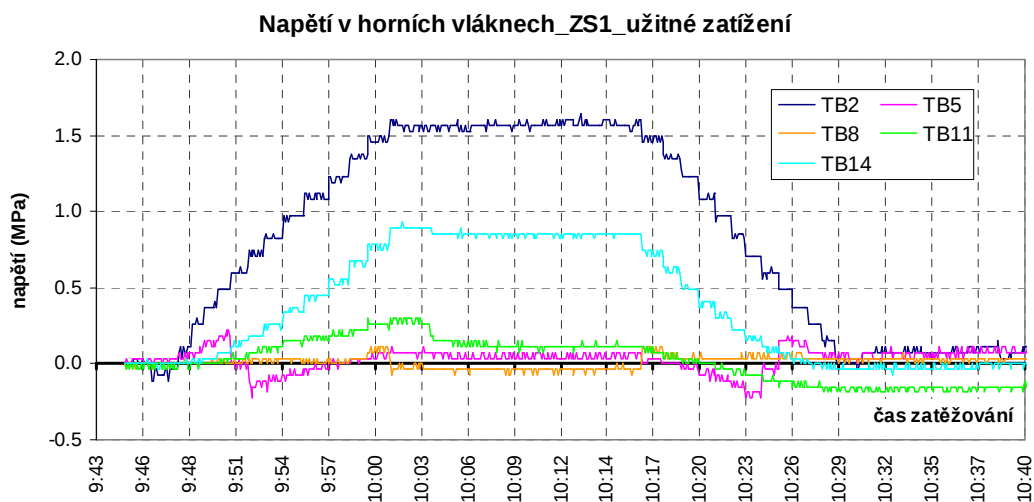
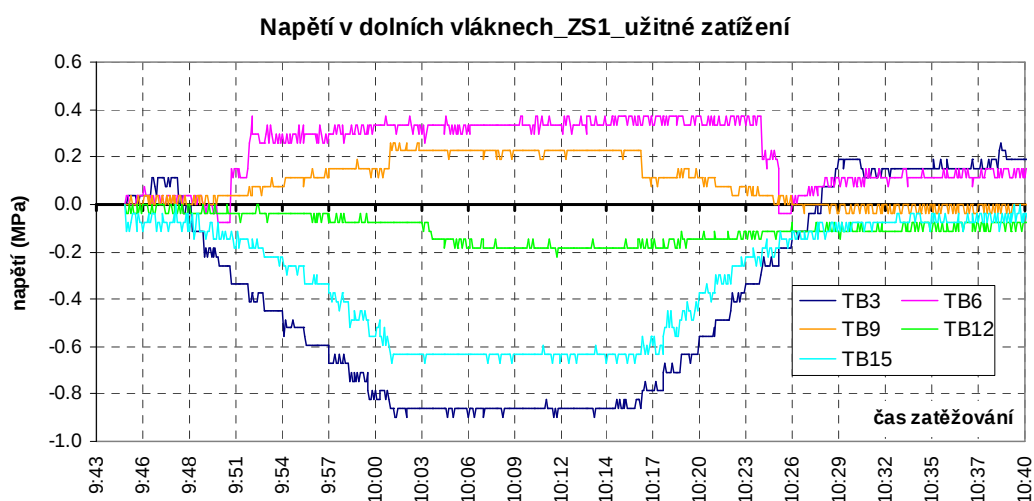
Tab. C. 8 Srovnání výpočtu s modelem napětí na trubce v polovině rozpětí (T7,T8)**Obr. C. 52 Srovnání výpočtu s modelem T7****Obr. C. 53 Srovnání výpočtu s modelem T8****Napětí na betonové mostovce**

Schéma rozmístění odporových tenzometrů na mostovce

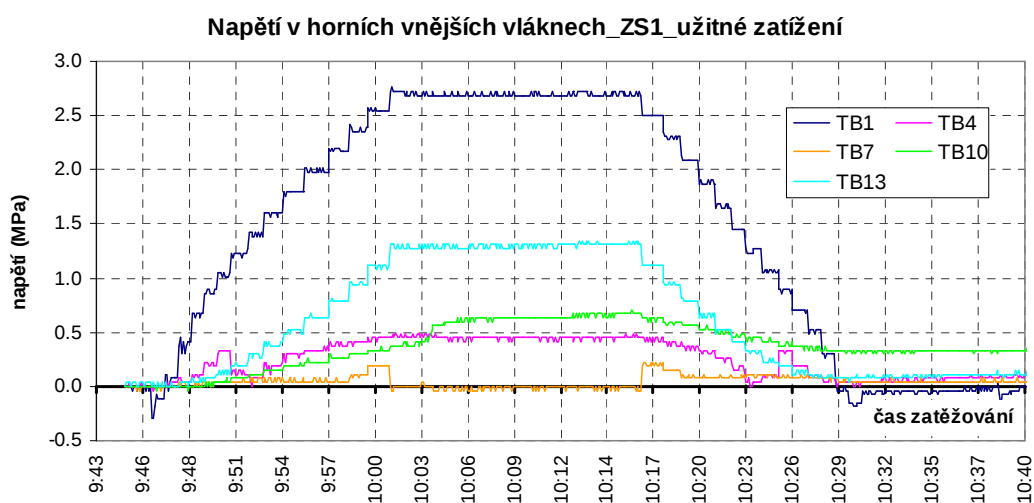
**Obr. C. 54 Schéma rozmístění odporových tenzometrů na mostovce**



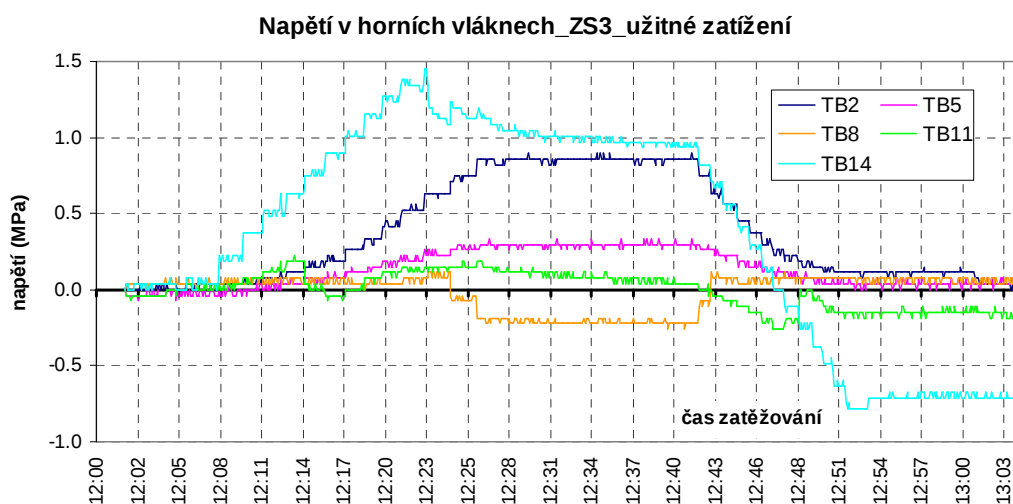
Obr. C. 55 Napětí v horních vláknech mostovky_ZS1



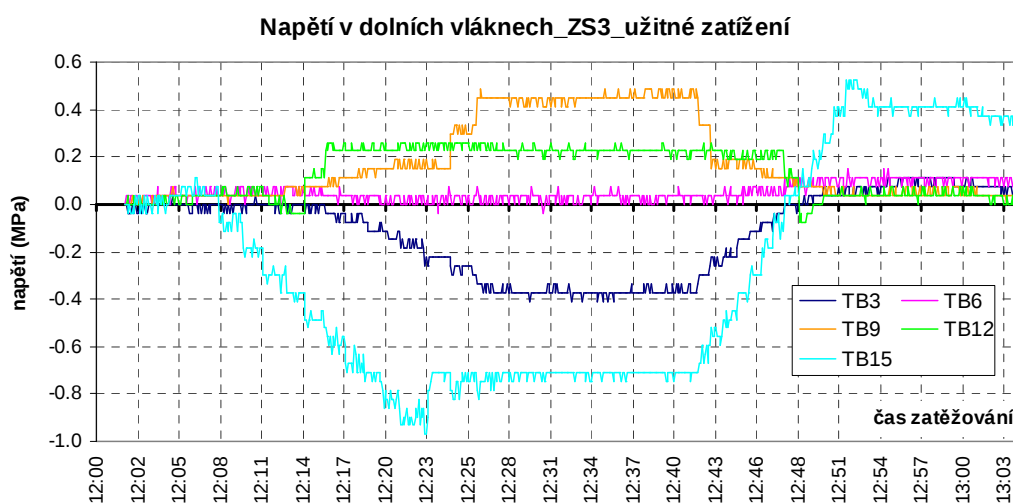
Obr. C. 56 Napětí v dolních vláknech mostovky_ZS1



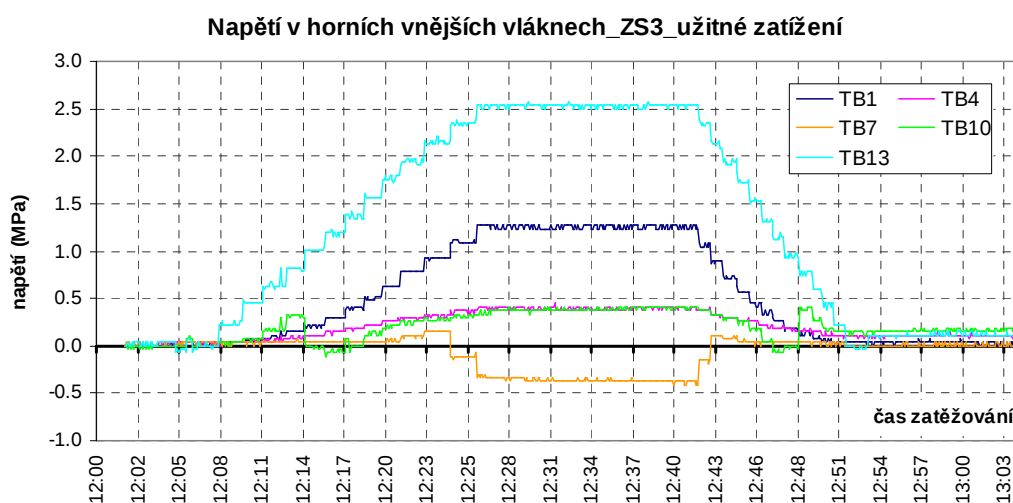
Obr. C. 57 Napětí v horních vnějších vláknech mostovky_ZS1



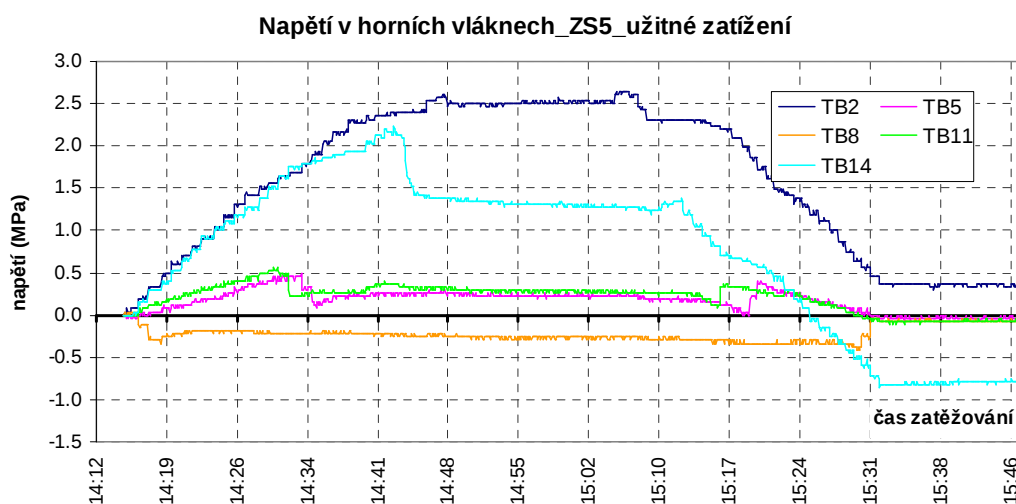
Obr. C. 58 Napětí v horních vláknech mostovky_ZS3



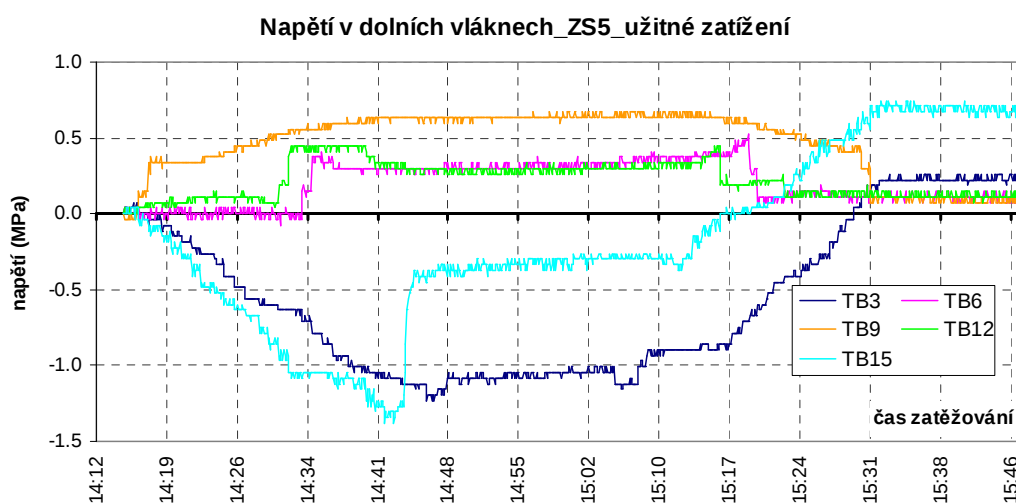
Obr. C. 59 Napětí v dolních vláknech mostovky_ZS3



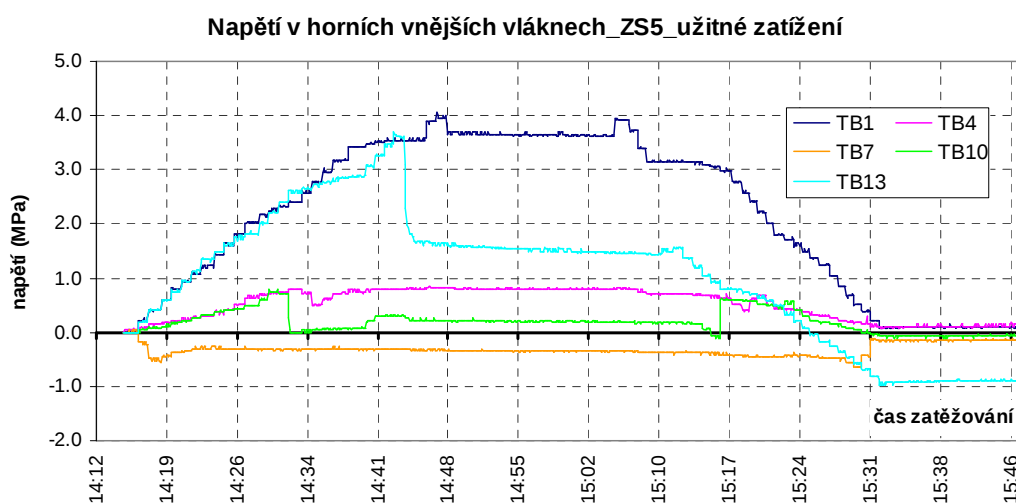
Obr. C. 60 Napětí v horních vnějších vláknech mostovky_ZS3



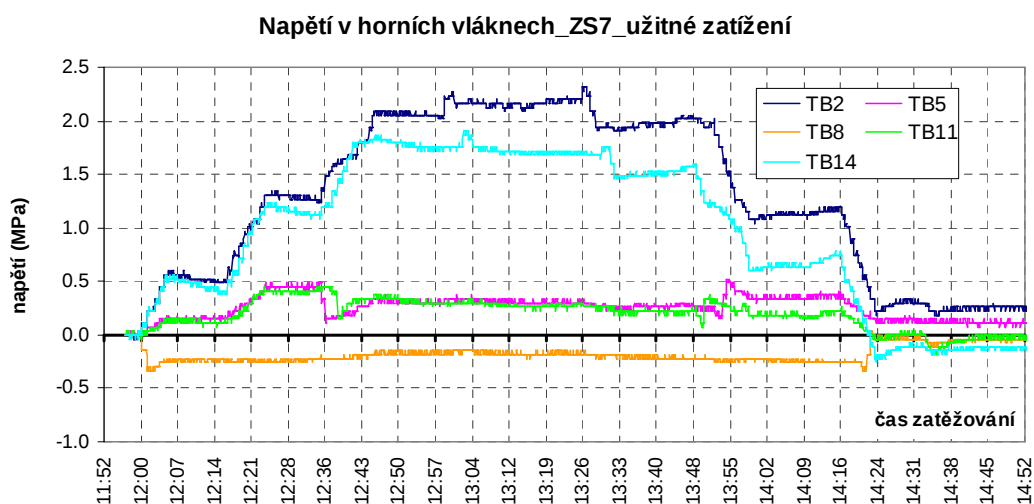
Obr. C. 61 Napětí v horních vláknech mostovky_ZS5



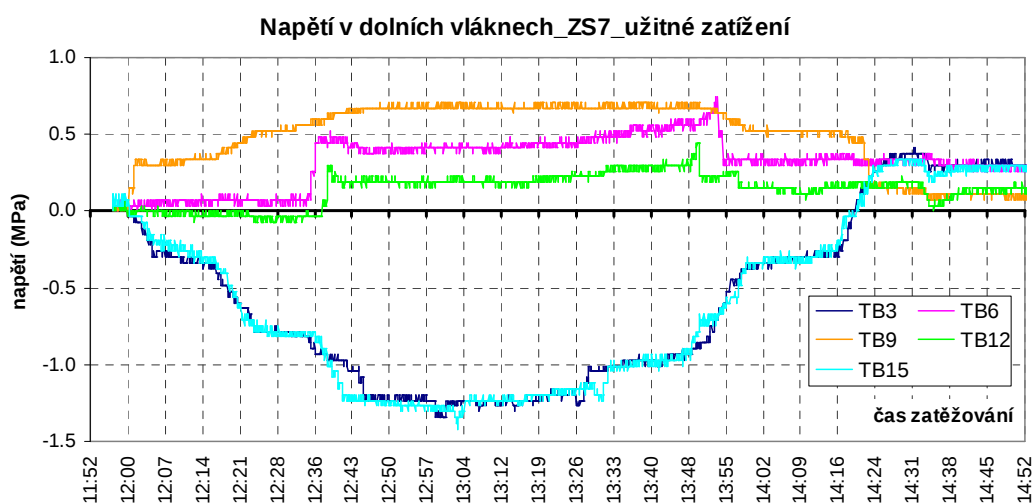
Obr. C. 62 Napětí v dolních vláknech mostovky_ZS5



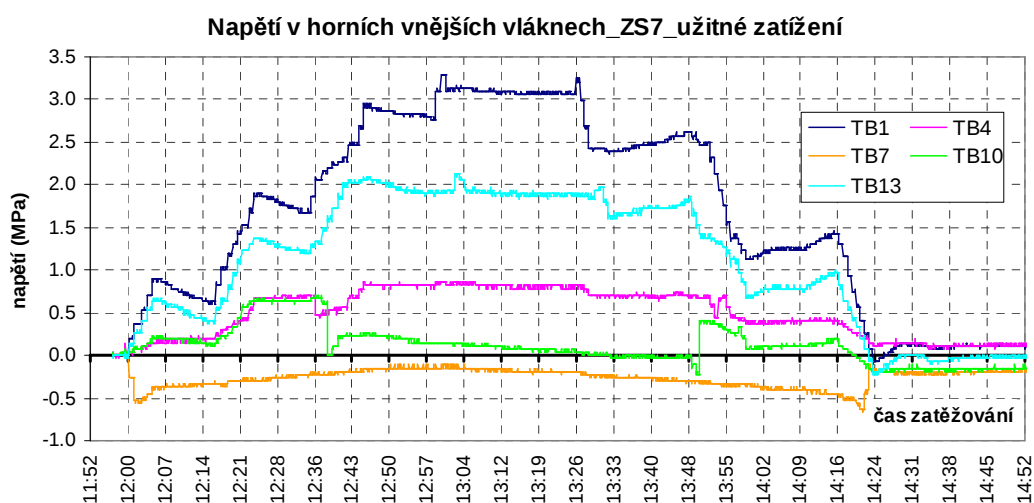
Obr. C. 63 Napětí v horních vnějších vláknech mostovky_ZS5



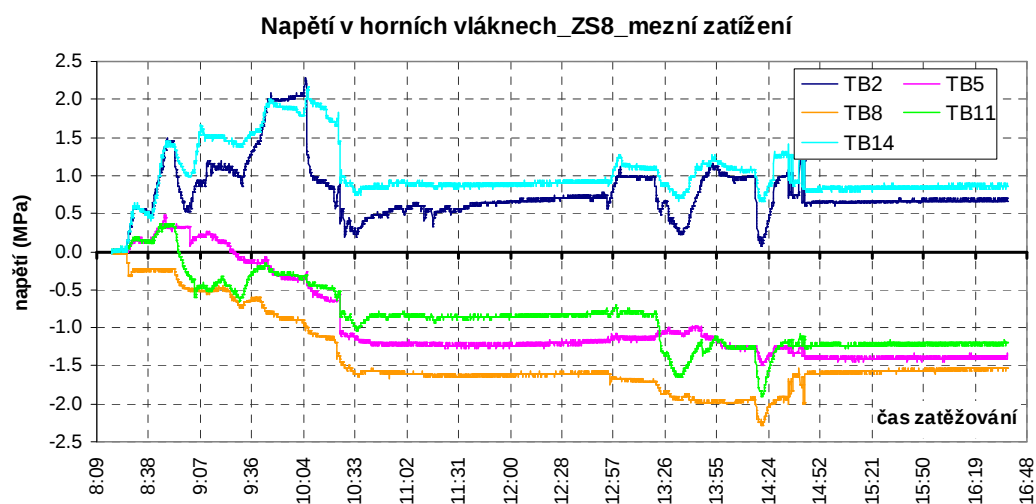
Obr. C. 64 Napětí v horních vláknech mostovky_ZS7



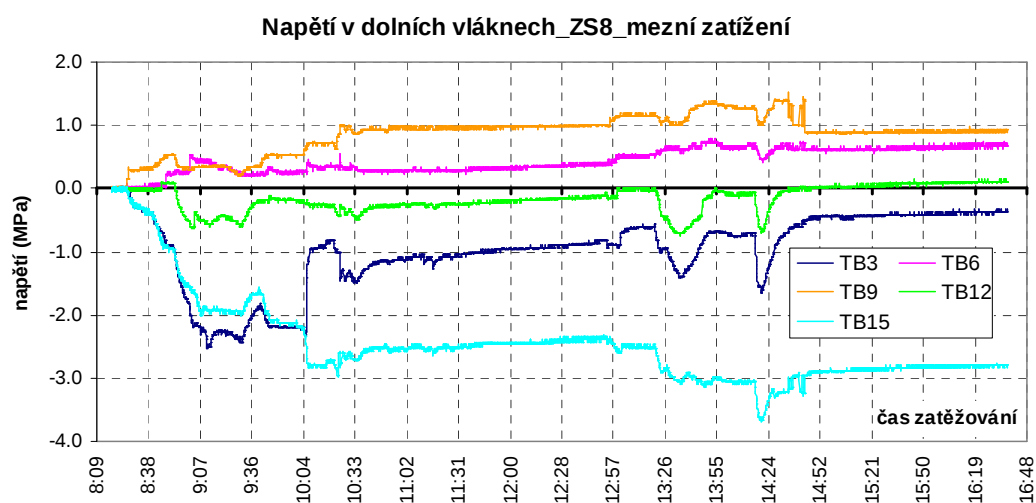
Obr. C. 65 Napětí v dolních vláknech mostovky_ZS7



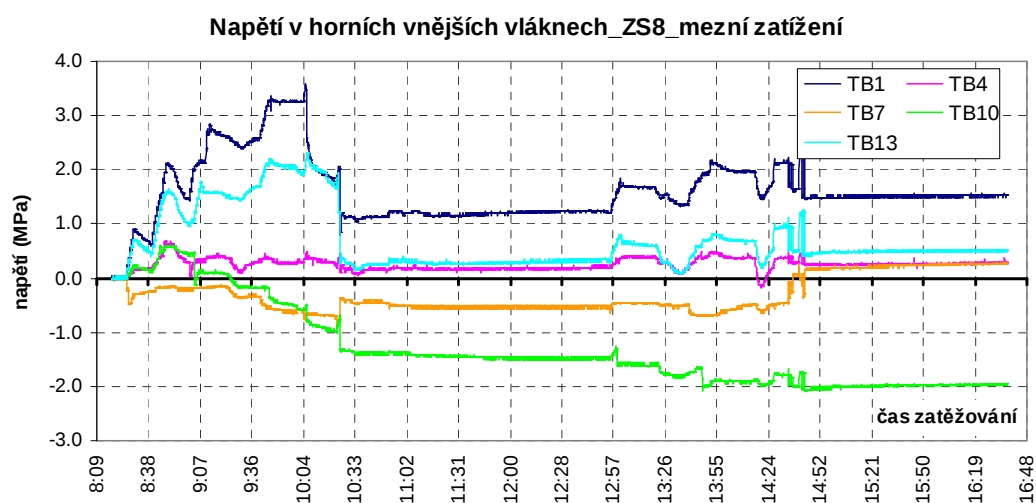
Obr. C. 66 Napětí v horních vnějších vláknech mostovky_ZS7



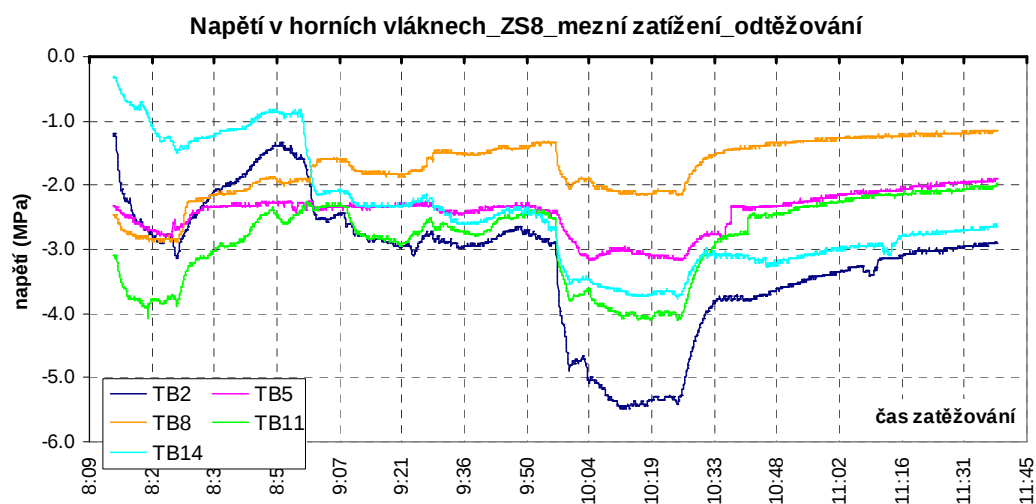
Obr. C. 67 Napětí v horních vláknech mostovky_ZS8 mezní zatížení_zatěžování



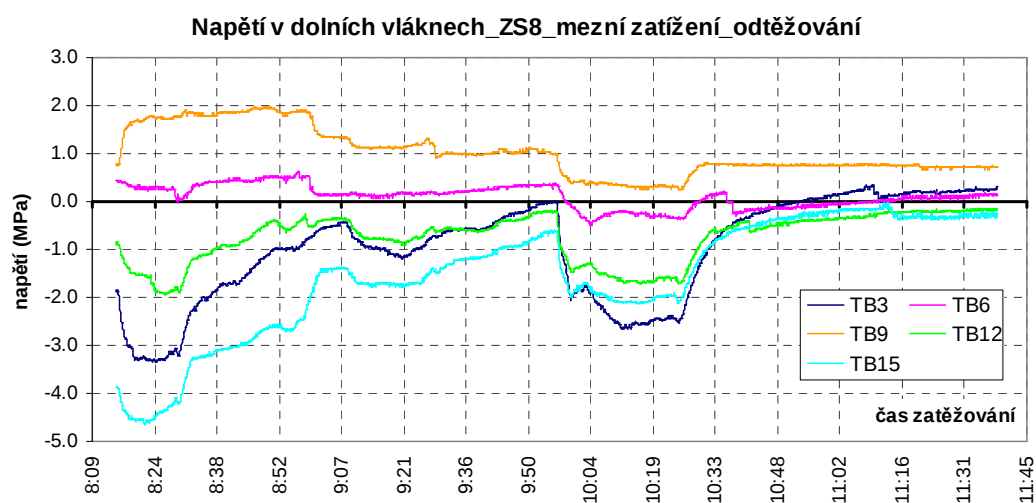
Obr. C. 68 Napětí v dolních vláknech mostovky_ZS8 mezní zatížení_zatěžování



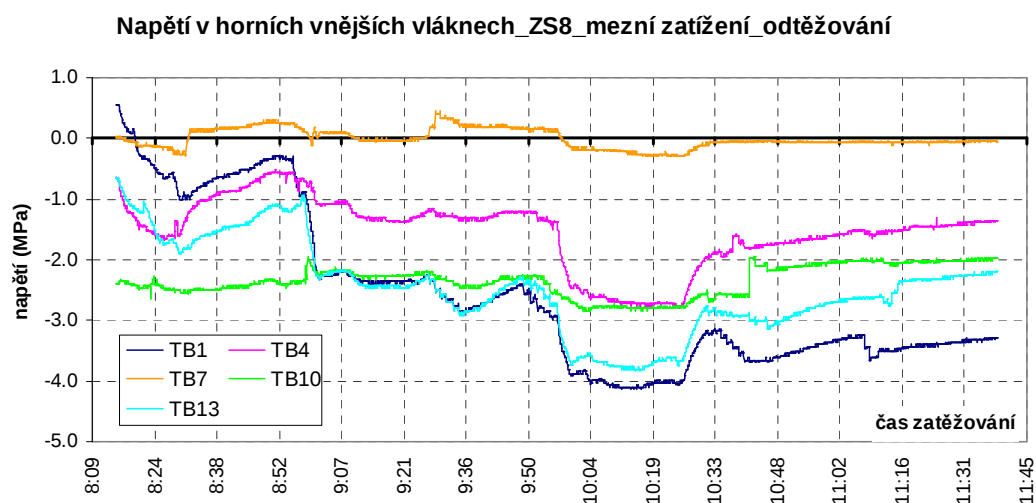
Obr. C. 69 Napětí v horních vnějších vláknech mostovky_ZS8 mezní zatížení_zatěžování



Obr. C. 70 Napětí v horních vláknech mostovky_ZS8 mezní zatížení_odtěžování



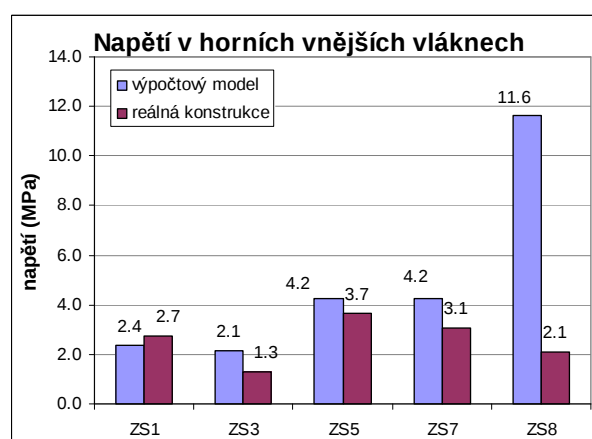
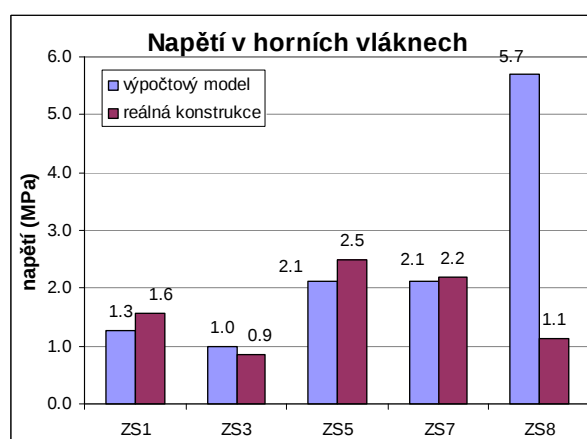
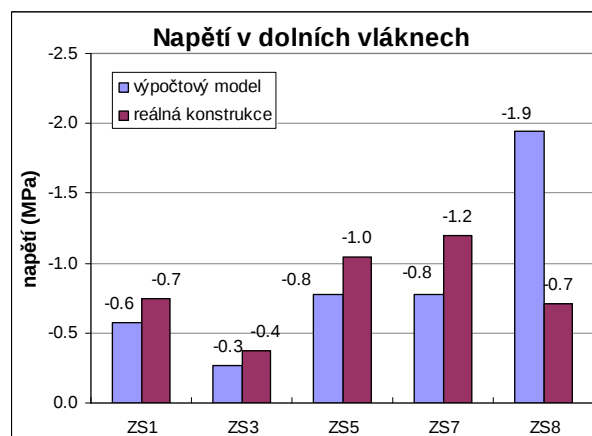
Obr. C. 71 Napětí v dolních vláknech mostovky_ZS8 mezní zatížení_odtěžování



Obr. C. 72 Napětí v horních vnějších vláknech mostovky_ZS8 mezní zatížení_odtěžování

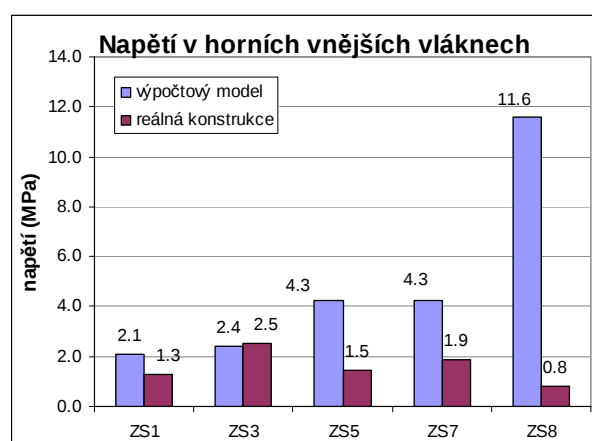
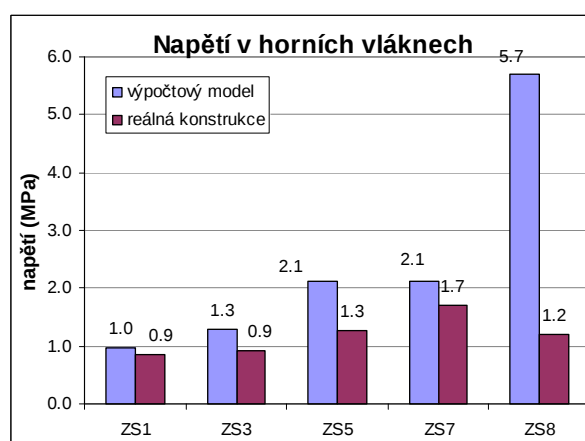
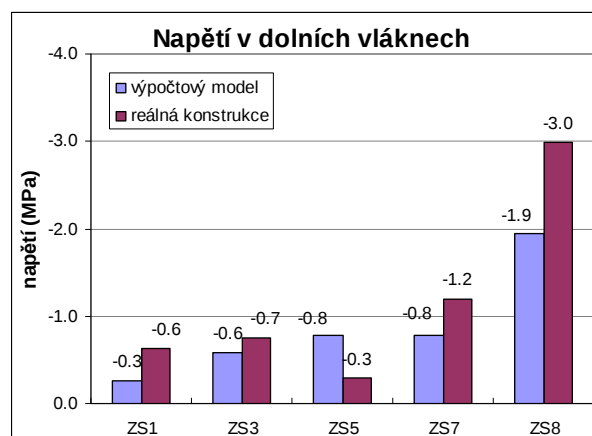
Ve vetknutí TB1/2/3

zatěžovací stav	číslo zat. stavu	výpočtový model σ [MPa]			reálná konstrukce σ [MPa]			výpočtový/reálný %		
		TB1	TB2	TB3	TB1	TB2	TB3	TB1	TB2	TB3
4kN/m ² na pravé polovině	ZS1	2.38	1.28	-0.58	2.72	1.57	-0.75	-12.8	-18.5	-22.4
4kN/m ² na levé polovině	ZS3	2.13	0.98	-0.27	1.27	0.86	-0.37	67.8	14.5	-28.2
4kN/m ² po celé délce - 1 most	ZS5	4.25	2.13	-0.78	3.66	2.50	-1.04	16.2	-15.0	-25.4
4kN/m ² po celé délce - oba mosty	ZS7	4.25	2.13	-0.78	3.06	2.20	-1.19	38.8	-3.4	-34.8
mezní zatížení	ZS8	11.61	5.69	-1.94	2.09	1.12	-0.71	455.4	408.2	174.1

Tab. C. 9 Srovnání výpočtu s modelem napětí na mostovce ve vetknutí (TB1,TB2,TB3)**Obr. C. 73 Srovnání výpočtu s modelem_TB1****Obr. C. 74 Srovnání výpočtu s modelem_TB2****Obr. C. 75 Srovnání výpočtu s modelem_TB3**

Ve vetknutí TB13/14/15

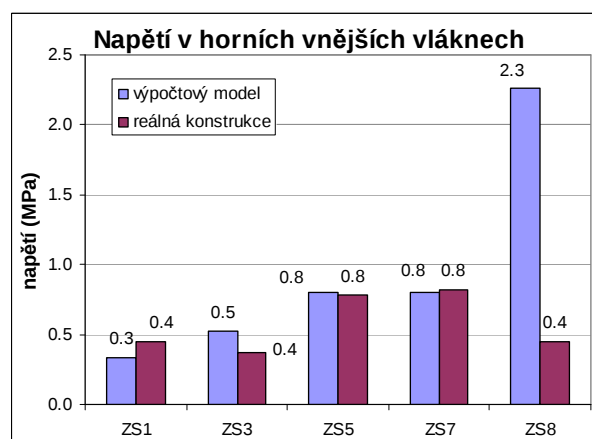
zatěžovací stav	číslo zat. stavu	výpočtový model σ [MPa]			reálná konstrukce σ [MPa]			výpočtový/reálný %		
		TB13	TB14	TB15	TB13	TB14	TB15	TB13	TB14	TB15
4kN/m ² na pravé polovině	ZS1	2.10	0.97	-0.26	1.31	0.86	-0.63	61.0	13.1	-58.5
4kN/m ² na levé polovině	ZS3	2.41	1.29	-0.59	2.54	0.93	-0.75	-5.2	38.5	-21.4
4kN/m ² po celé délce - 1 most	ZS5	4.25	2.13	-0.78	1.46	1.27	-0.30	192.2	67.8	162.1
4kN/m ² po celé délce - oba mosty	ZS7	4.25	2.13	-0.78	1.87	1.72	-1.19	127.9	24.0	-34.5
mezní zatížení	ZS8	11.61	5.69	-1.94	0.78	1.19	-2.99	1381.2	376.5	-34.9

Tab. C. 10 Srovnání výp. s modelem napětí na mostovce ve vetknutí (TB13,TB14,TB15)**Obr. C. 76** Srovnání výp. s modelem_TB13**Obr. C. 77** Srovnání výp. s modelem_TB14**Obr. C. 78** Srovnání výp. s modelem_TB15

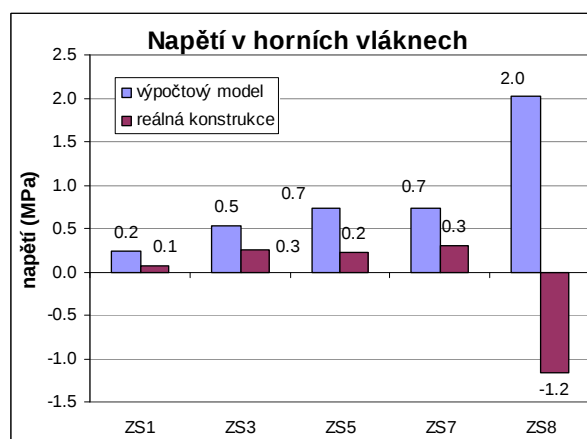
Ve čtvrtině rozpětí TB4/5/6

zatěžovací stav	číslo zat. stavu	výpočtový model σ [MPa]			reálná konstrukce σ [MPa]			výpočtový/reálný %		
		TB4	TB5	TB6	TB4	TB5	TB6	TB4	TB5	TB6
4kN/m ² na pravé polovině	ZS1	0.33	0.25	0.47	0.45	0.07	0.30	-26.4	229.8	58.6
4kN/m ² na levé polovině	ZS3	0.52	0.53	0.20	0.37	0.26	0.00	40.3	103.3	-
4kN/m ² po celé délce - 1 most	ZS5	0.81	0.73	0.66	0.78	0.22	0.34	2.8	225.0	96.1
4kN/m ² po celé délce - oba mosty	ZS7	0.81	0.73	0.66	0.82	0.30	0.45	-1.9	143.7	47.1
mezní zatížení	ZS8	2.26	2.02	1.83	0.45	-1.16	0.71	404.1	-274.6	158.2

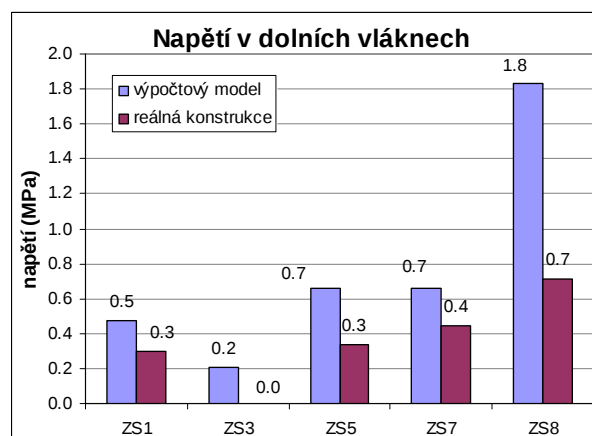
Tab. C. 11 Srovnání výpočtu s modelem napětí na mostovce ve čtvrtině (TB4,TB5,TB6)



Obr. C. 79 Srovnání výpočtu s modelem_TB4



Obr. C. 80 Srovnání výpočtu s modelem_TB5

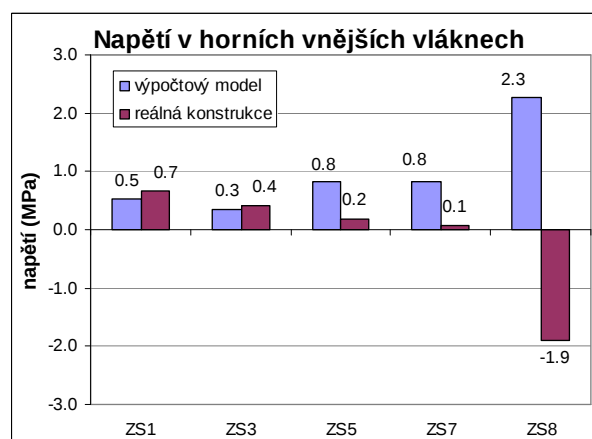


Obr. C. 81 Srovnání výpočtu s modelem_TB6

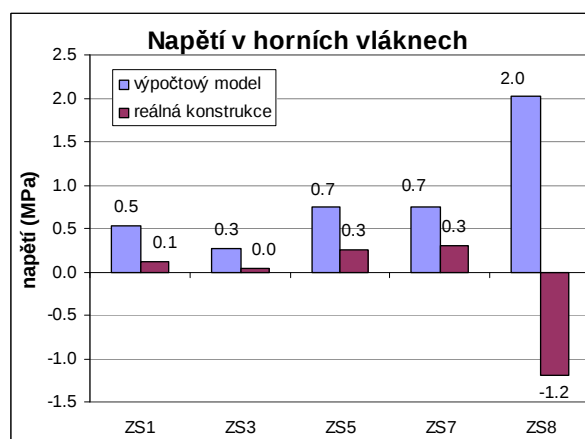
Ve čtvrtině rozpětí TB10/11/12

zatěžovací stav	číslo zat. stavu	výpočtový model σ [MPa]			reálná konstrukce σ [MPa]			výpočtový/reálný %		
		TB10	TB11	TB12	TB10	TB11	TB12	TB10	TB11	TB12
4kN/m ² na pravé polovině	ZS1	0.52	0.53	0.20	0.67	0.11	-0.19	-22.9	369.4	-208.2
4kN/m ² na levé polovině	ZS3	0.34	0.27	0.46	0.41	0.04	0.19	-16.3	615.4	146.8
4kN/m ² po celé délce - 1 most	ZS5	0.81	0.74	0.64	0.19	0.26	0.34	336.6	184.3	91.7
4kN/m ² po celé délce - oba mosty	ZS7	0.81	0.74	0.64	0.07	0.30	0.22	991.5	148.8	187.5
mezní zatížení	ZS8	2.26	2.02	1.83	-1.90	-1.19	-0.07	-218.6	-269.1	-2553.4

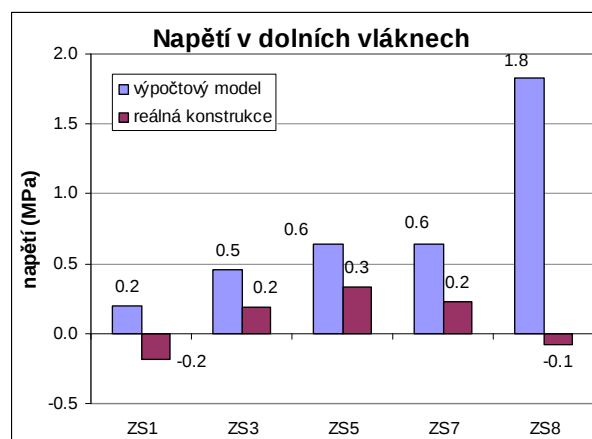
Tab. C. 12 Srovnání výp. s modelem napětí na mostovce ve čtvrtině (TB10,TB11,TB12)



Obr. C. 82 Srovnání výp. s modelem_TB10



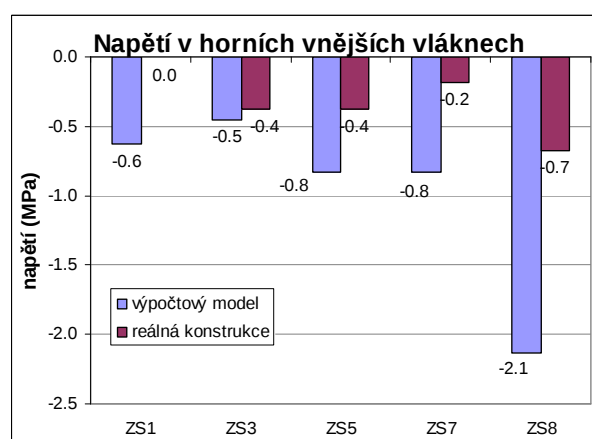
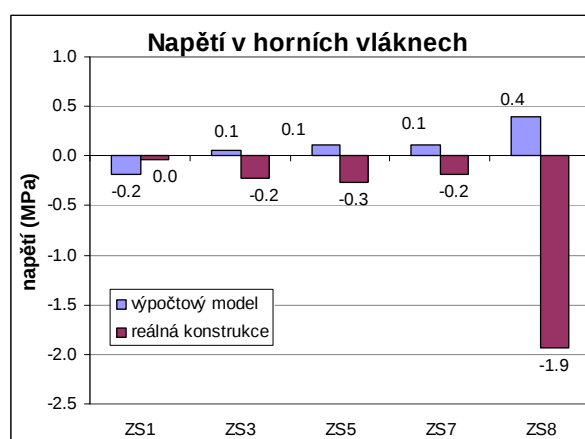
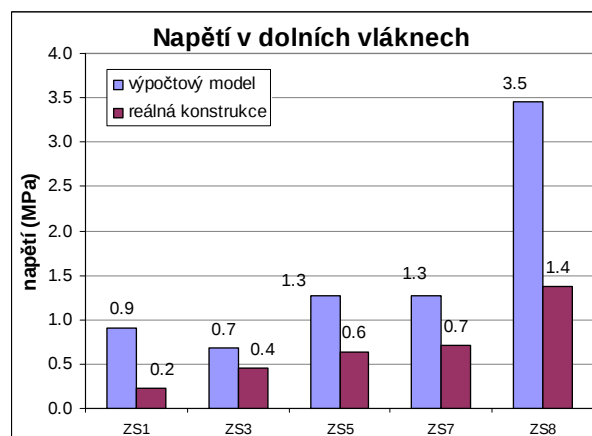
Obr. C. 83 Srovnání výp. s modelem_TB11



Obr. C. 84 Srovnání výp. s modelem_TB12

V polovině rozpětí TB7/8/9

zatěžovací stav	číslo zat. stavu	výpočtový model σ [MPa]			reálná konstrukce σ [MPa]			výpočtový/reálný %		
		TB7	TB8	TB9	TB7	TB8	TB9	TB7	TB8	TB9
4kN/m ² na pravé polovině	ZS1	-0.63	-0.18	0.91	0.00	-0.04	0.22	-	395.6	304.9
4kN/m ² na levé polovině	ZS3	-0.45	0.06	0.67	-0.37	-0.22	0.45	20.7	-125.5	50.5
4kN/m ² po celé délce - 1 most	ZS5	-0.83	0.11	1.27	-0.37	-0.26	0.63	122.6	-143.1	100.9
4kN/m ² po celé délce - oba mosty	ZS7	-0.83	0.11	1.27	-0.19	-0.19	0.71	345.2	-160.3	79.8
mezní zatížení	ZS8	-2.13	0.39	3.45	-0.67	-1.94	1.38	217.0	-120.3	150.1

Tab. C. 13 Srovnání výpočtu s modelem napětí na mostovce v polovině (TB7,TB8,TB9)**Obr. C. 85 Srovnání výpočtu s modelem_TB7****Obr. C. 86 Srovnání výpočtu s modelem_TB8****Obr. C. 87 Srovnání výpočtu s modelem_TB9**

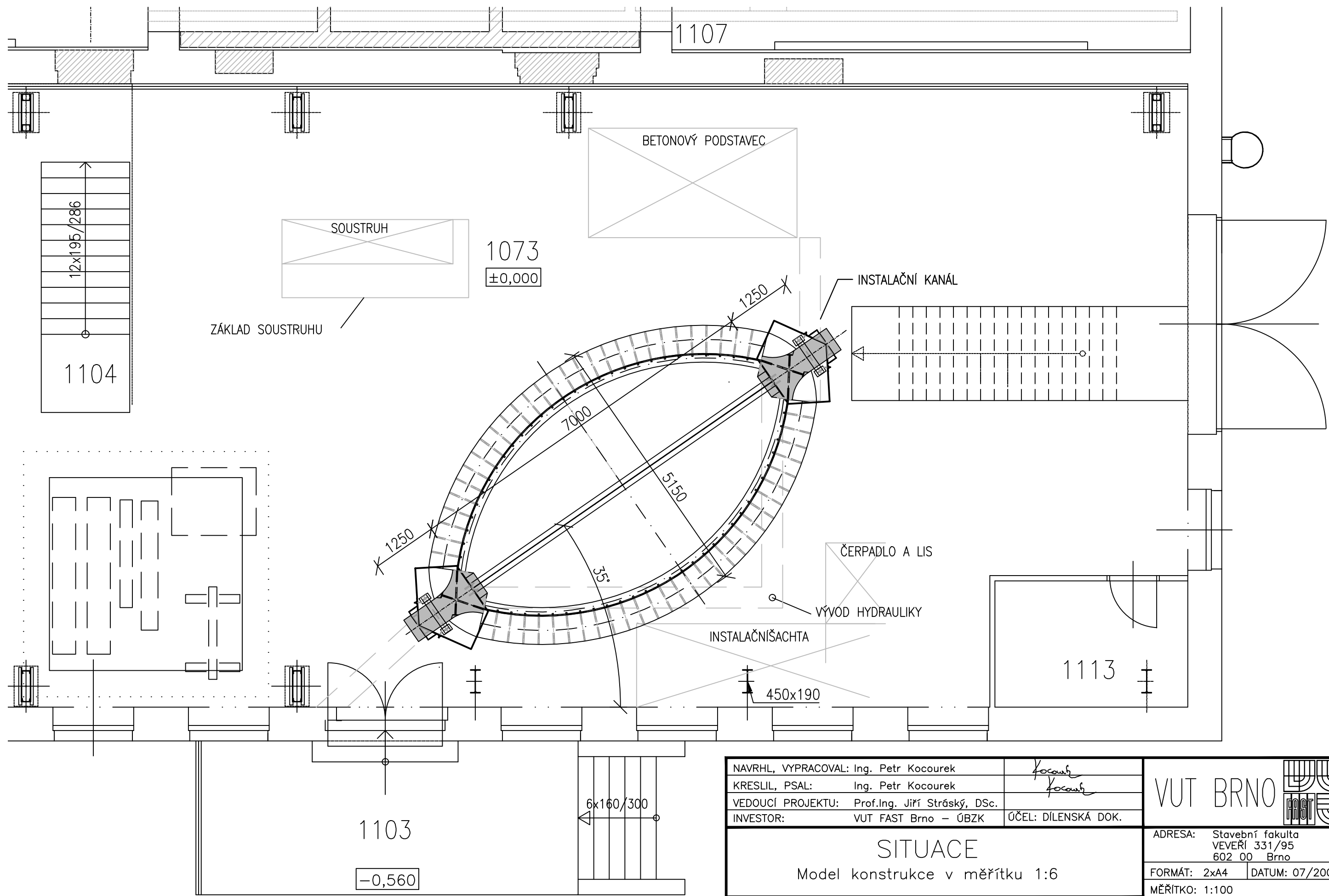
Příloha D

Výrobní dokumentace modelu 1:6

Seznam výkresů:

- 01** Situace - umístění v hale
- 02** Půdorys, podélný a příčný řez
- 03** Výkres tvaru opěry - část 1
- 04** Výkres tvaru opěry - část 2
- 05** Výztuž opěry - část 1
- 06** Výztuž opěry - část 2
- 07** Výztuž opěry - část 3
- 08** Výztuž opěry - část 4
- 09** Výkres tvaru ocel. přípravků
- 10** Výkres tvaru NK - část 1
- 11** Výkres tvaru NK - část 2
- 12** Výkres tvaru konzol
- 13** Výkres osazení konzol
- 14** Výkres tvaru bednění mostovky
- 15** Výkres tvaru a umístění závaží

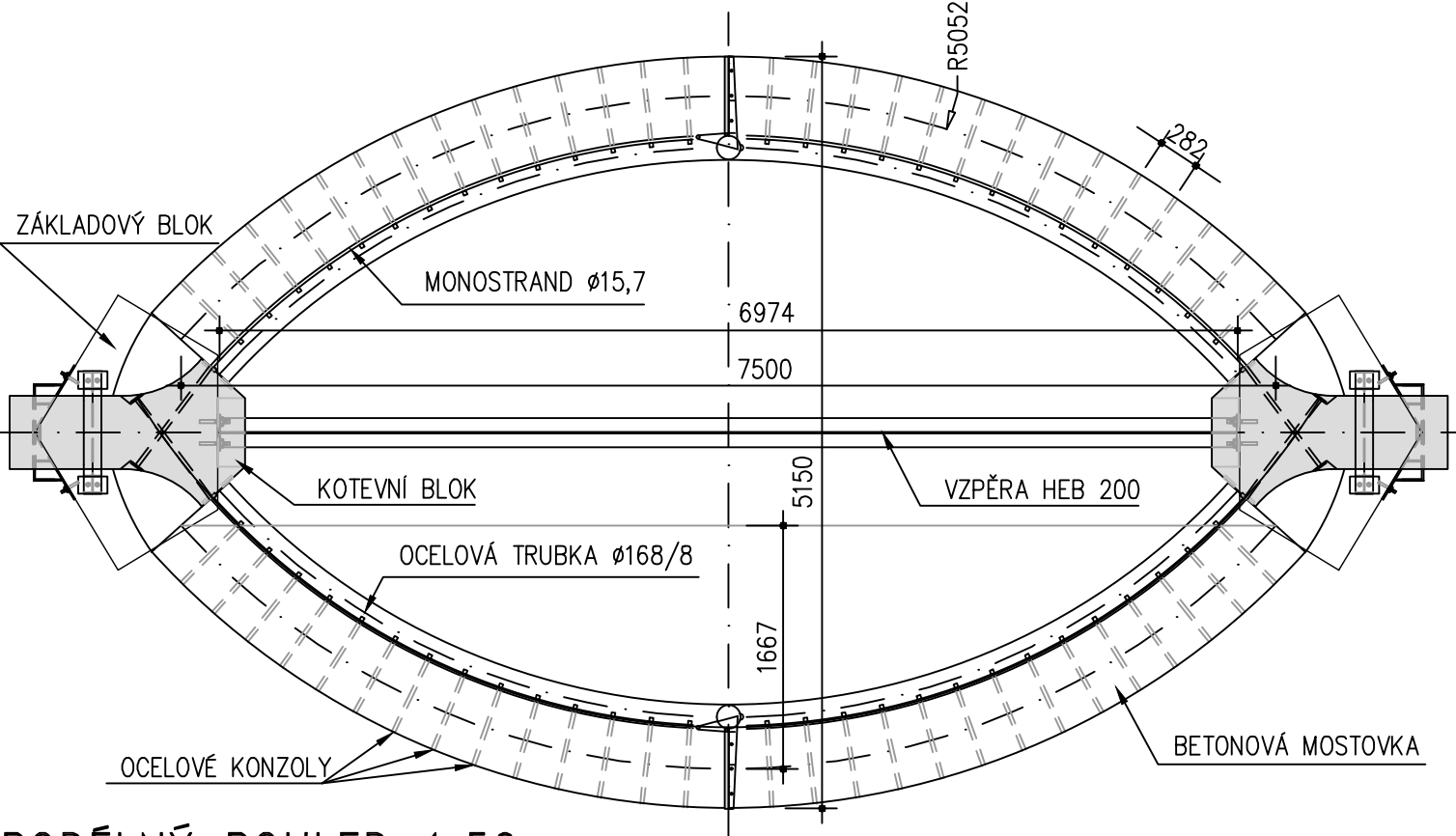
SITUACE – UMÍSTĚNÍ V HALE 1:100



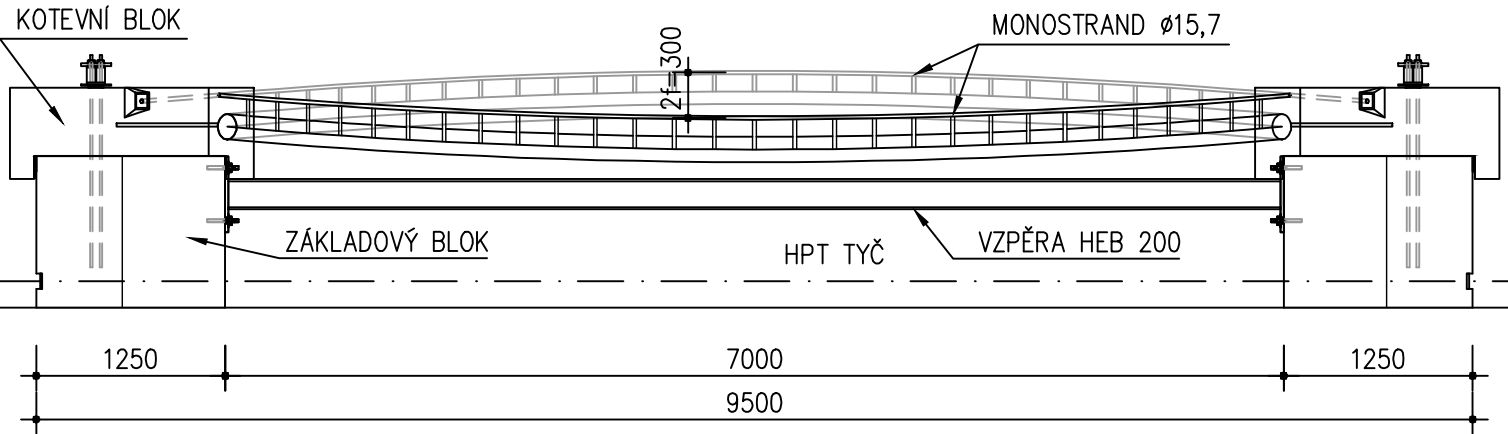
NAVRHL, VYPRACOVAL: Ing. Petr Kocourek	<i>Kocourek</i>	VUT BRNO
KRESLIL, PSAL: Ing. Petr Kocourek	<i>Kocourek</i>	
VEDOUcí PROJEKTU: Prof. Ing. Jiří Stráský, DSc.		
INVESTOR: VUT FAST Brno – ÚBZK	ÚČEL: DÍLENSKÁ DOK.	
SITUACE Model konstrukce v měřítku 1:6		ADRESA: Stavební fakulta VEVERÍ 331/95 602 00 Brno
SITUACE – UMÍSTĚNÍ V HALE		FORMÁT: 2xA4
		DATUM: 07/2009
ČÁST DOKUMENTACE: VÝKRESOVÁ ČÁST		MĚŘÍTKO: 1:100
		SOUPRAVA: 1
		ČÍS. VÝKRESU: 01

PŘEHLEDNÝ VÝKRES MODELU

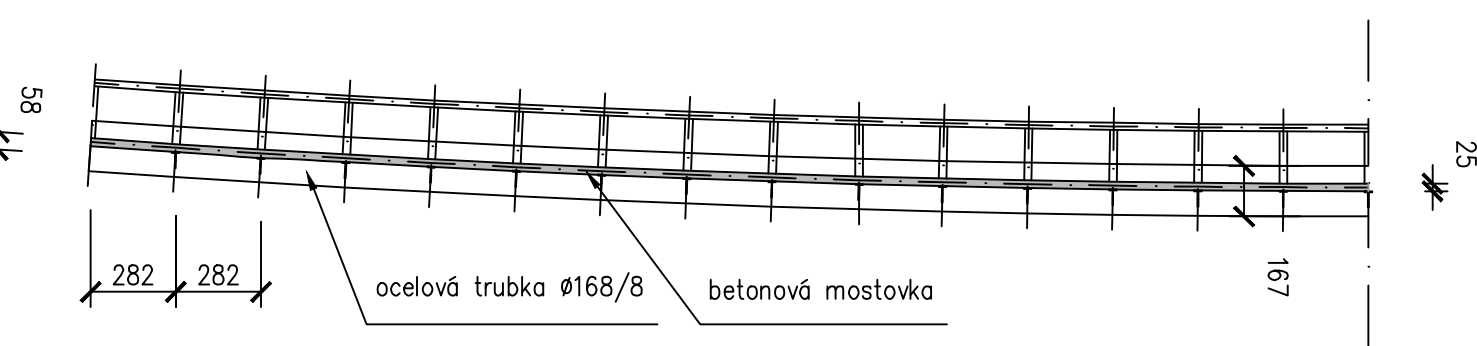
PŮDORYS 1:50



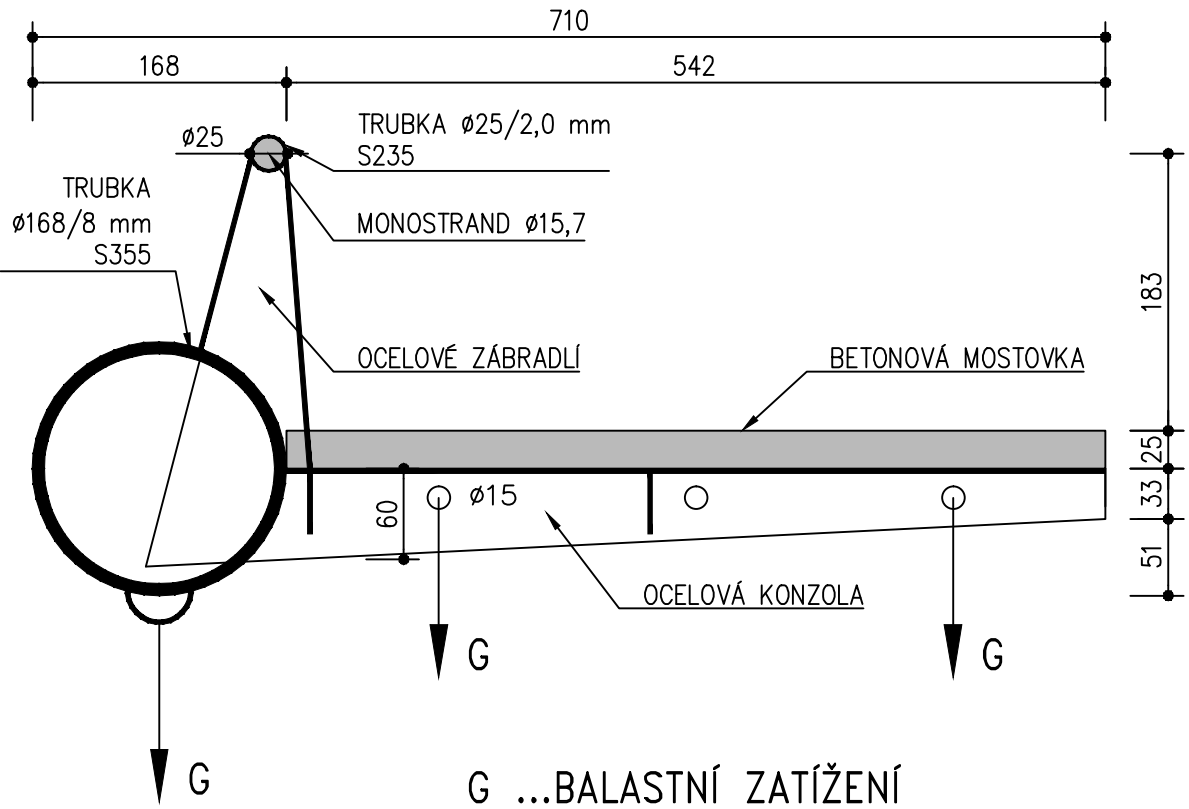
PODÉLNÝ POHLED 1:50



ROZVINUTÝ ŘEZ OSOU BETONOVÉ DESKY 1:25



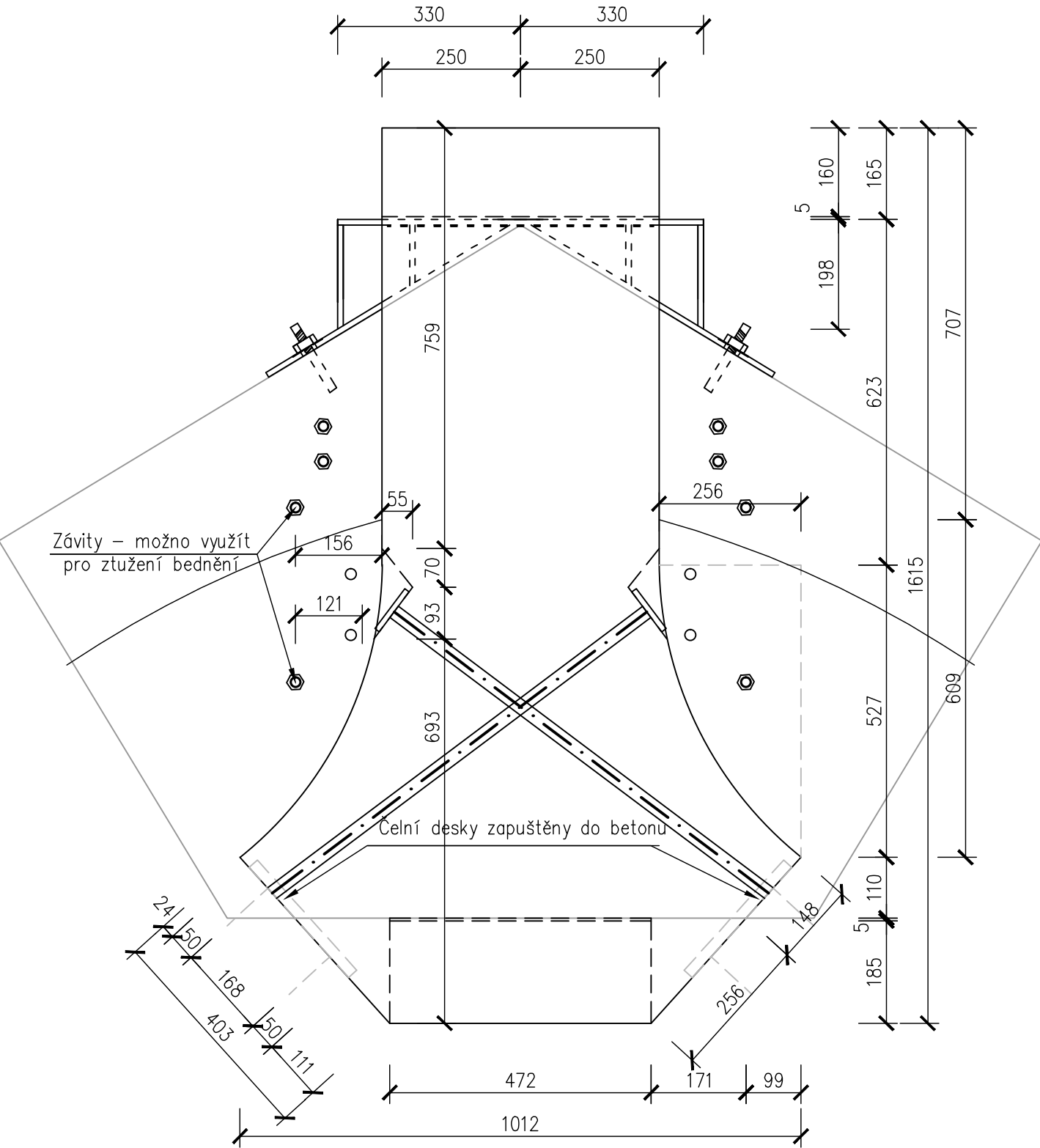
PŘÍČNÝ ŘEZ 1:5



NAVRHL, VYPRACOVAL: Ing. Petr Kocourek	<i>Kocourek</i>	VUT BRNO 
KRESLIL, PSAL: Ing. Petr Kocourek	<i>Kocourek</i>	
VEDOUCÍ PROJEKTU: Prof. Ing. Jiří Stráský, DSc.		
INVESTOR: VUT FAST Brno – ÚBZK	ÚČEL: DÍLENSKÁ DOK.	
PŘEHLEDNÝ VÝKRES MODELU Model konstrukce v měřítku 1:6		ADRESA: Stavební fakulta VEVERÍ 331/95 602 00 Brno
PŮDORYS, PODÉLNÝ A PŘÍČNÝ ŘEZ		FORMÁT: 2xA4
ČÁST DOKUMENTACE: VÝKRESOVÁ ČÁST		DATUM: 07/2009
		MĚŘÍTKO: 1:50, 1:25, 1:5
		SOUPRAVA: 1
		ČÍS. VÝKRESU: 02

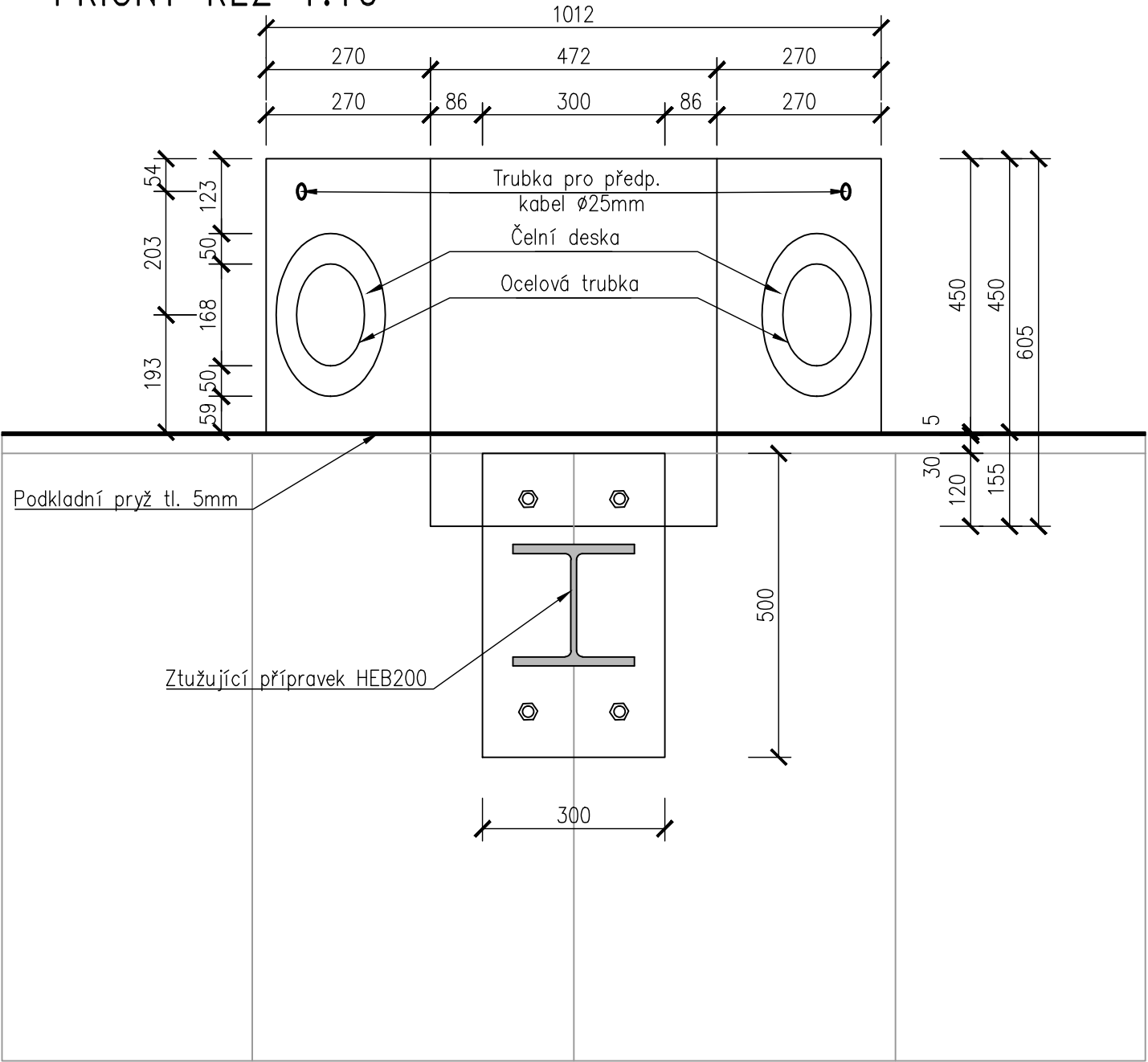
VÝKRES TVARU OPĚRY – ČÁST 1

PŮDORYS 1:10



BETON: C 30/37
OCEL: 10 505 (R)
KRYTÍ: minimální 20 mm
jmenovité 20 mm

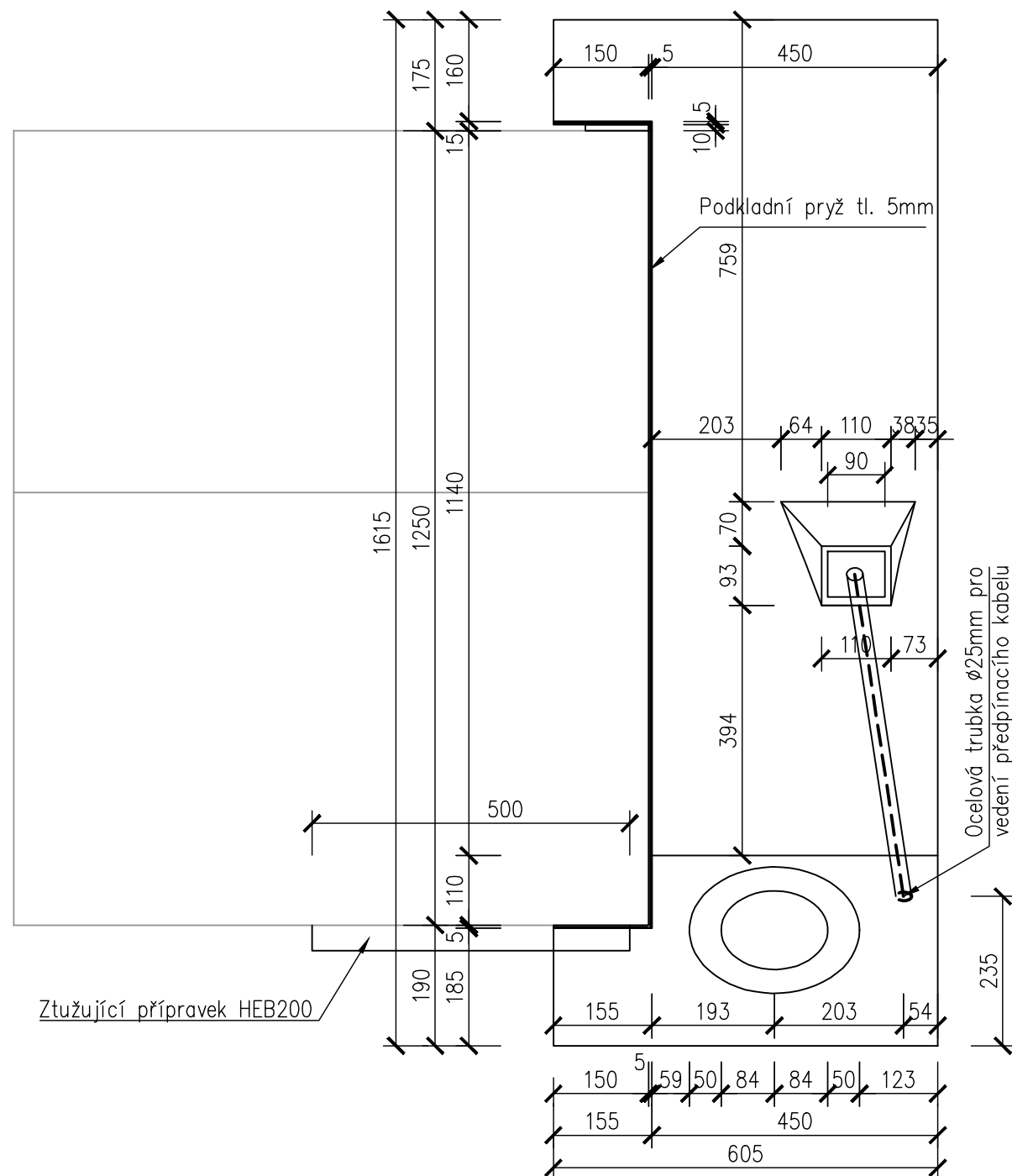
PŘÍČNÝ ŘEZ 1:10



NAVRHL, VYPRACOVAL: Ing. Petr Kocourek	<i>Kocourek</i>	VUT BRNO	
KRESLIL, PSAL: Ing. Petr Kocourek	<i>Kocourek</i>		
VEDOUCÍ PROJEKTU: Prof. Ing. Jiří Stráský, DSc.		ADRESA: Stavební fakulta VEVERÍ 331/95 602 00 Brno	
INVESTOR: VUT FAST Brno – ÚBZK	ÚČEL: DÍLENSKÁ DOK.		
OPĚRA		FORMÁT: 2xA4	
Model konstrukce v měřítku 1:6		DATUM: 07/2009	
VÝKRES TVARU OPĚRY – ČÁST 1		MĚŘÍTKO: 1:10	
ČÁST DOKUMENTACE: VÝKRESOVÁ ČÁST		SOUPRAVA: 1	
		ČÍS. VÝKRESU: 03	

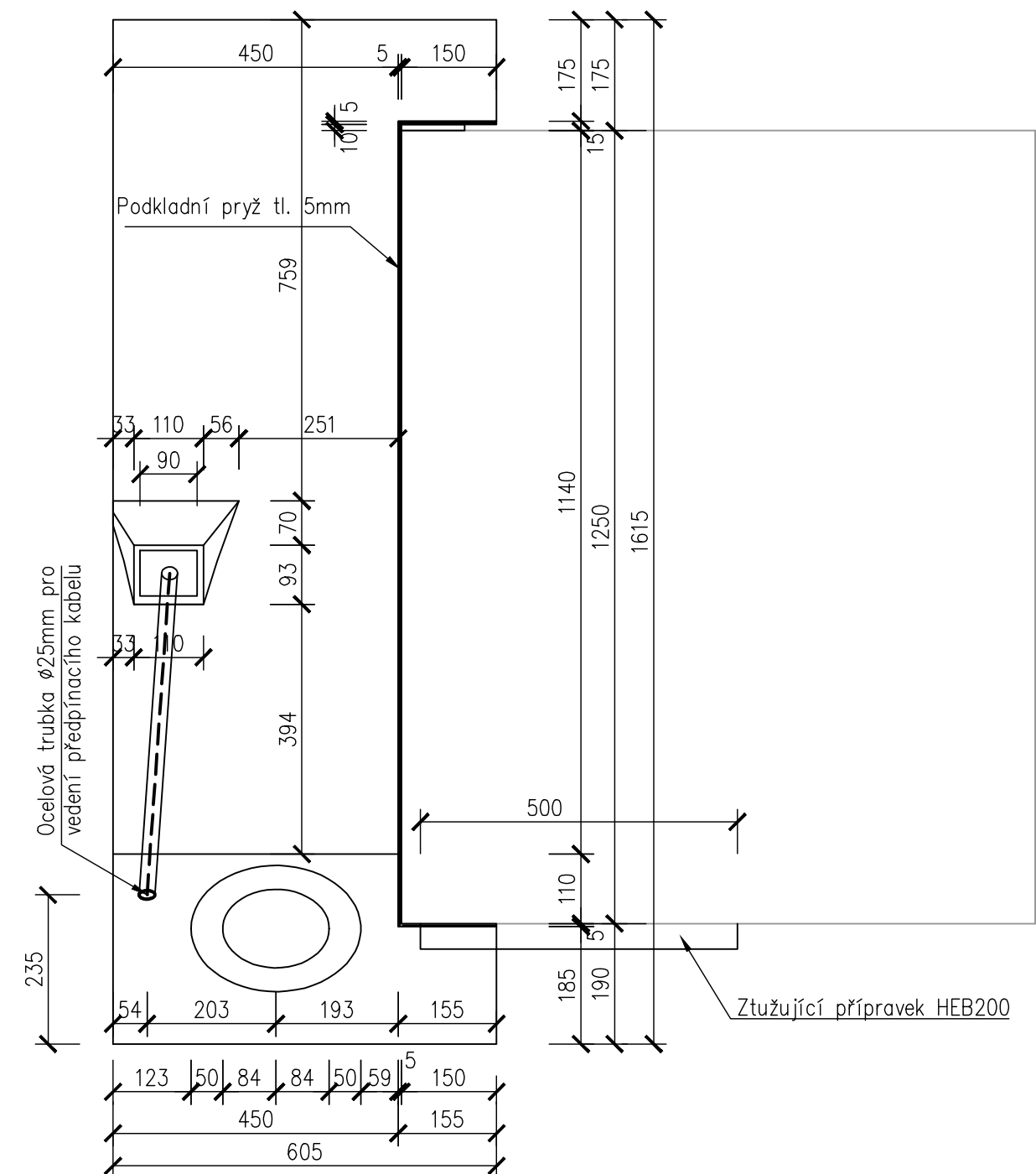
VÝKRES TVARU OPĚRY – ČÁST 2

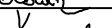
POHLED ZLEVA 1:10



BETON: C 30/37
 OCEL: 10 505 (R)
KRYTÍ: minimální 20 mm
 jmenovité 20 mm

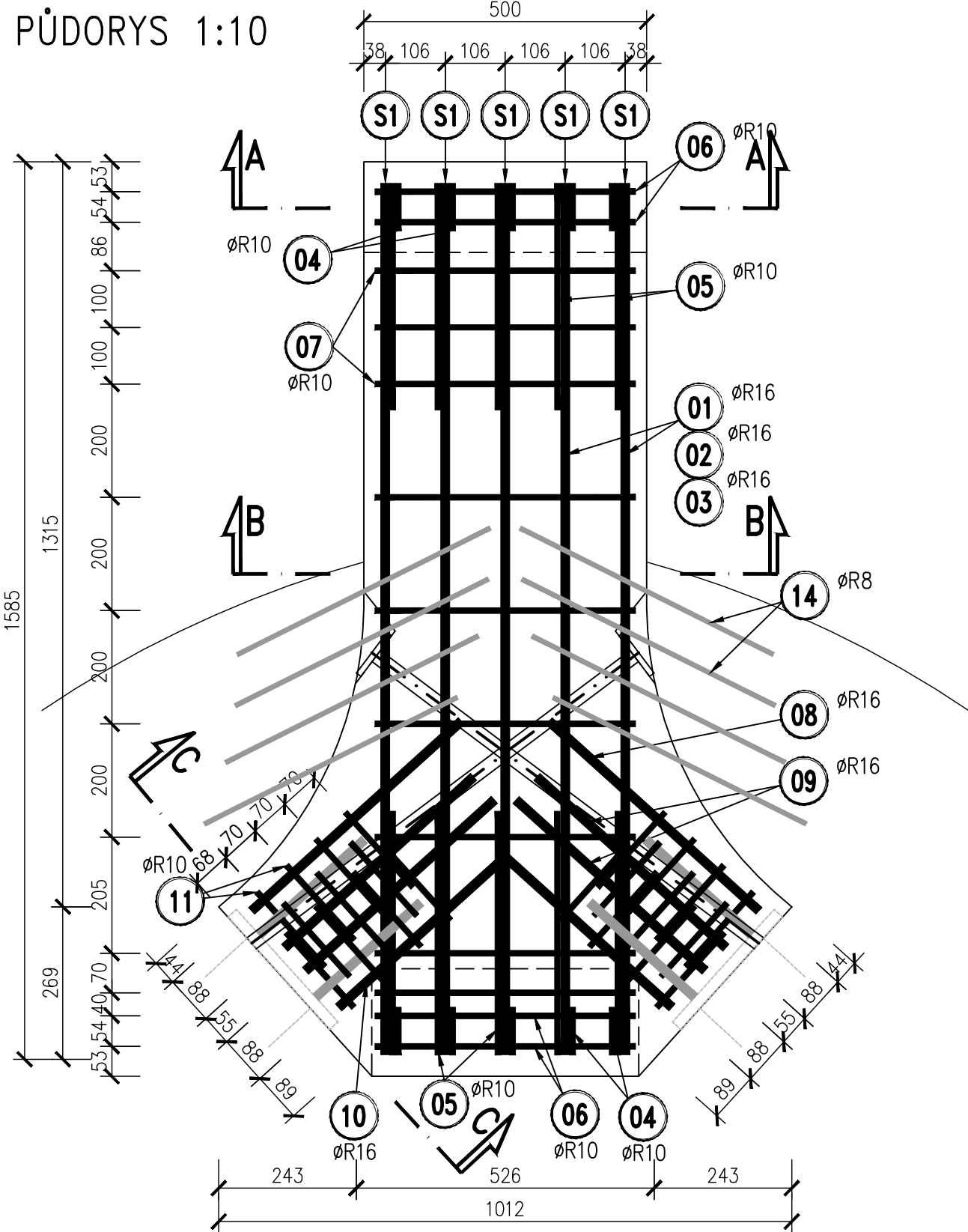
POHLED ZPRAVA 1:10



NAVRHL, VYPRACOVAL: Ing. Petr Kocourek		VUT BRNO 	
KRESLIL, PSAL: Ing. Petr Kocourek			
VEDOUcí PROJEKTU: Prof.Ing. Jiří Stráský, DSc.			
INVESTOR: VUT FAST Brno – ÚBZK	ÚČEL: DÍLENSKÁ DOK.		
OPĚRA Model konstrukce v měřítku 1:6		ADRESA: Stavební fakulta VEVEŘÍ 331/95 602 00 Brno	
		FORMÁT: 2x4	DATUM: 07/2009
		MĚŘÍTKO: 1:10	
VÝKRES TVARU OPĚRY – ČÁST 2	ČÁST DOKUMENTACE: VÝKRESOVÁ ČÁST	SOUPRAVA: 1 ČÍS. VÝKRESU: 04	

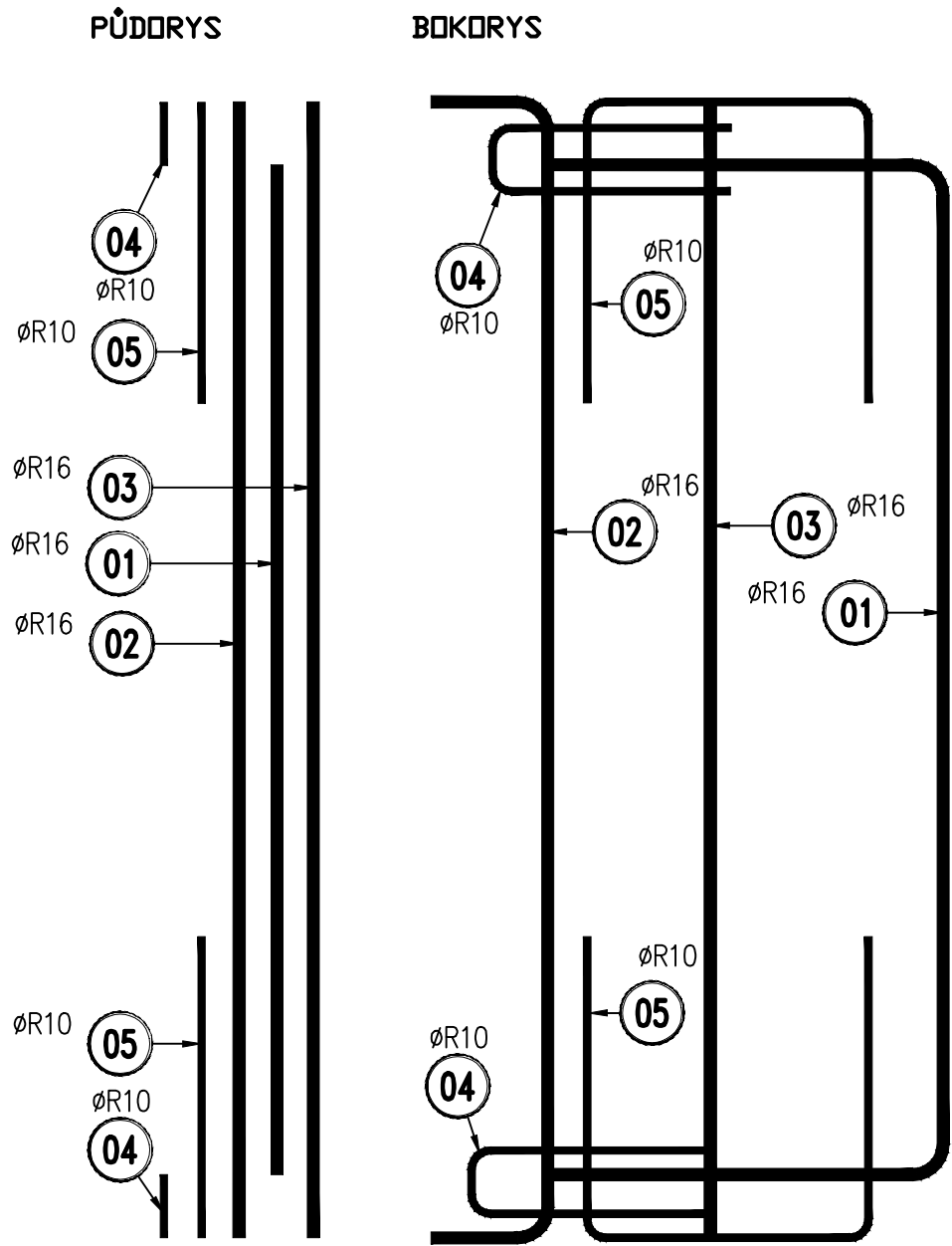
VÝZTUŽ OPĚRY – ČÁST 1

PŮDORYS 1:10

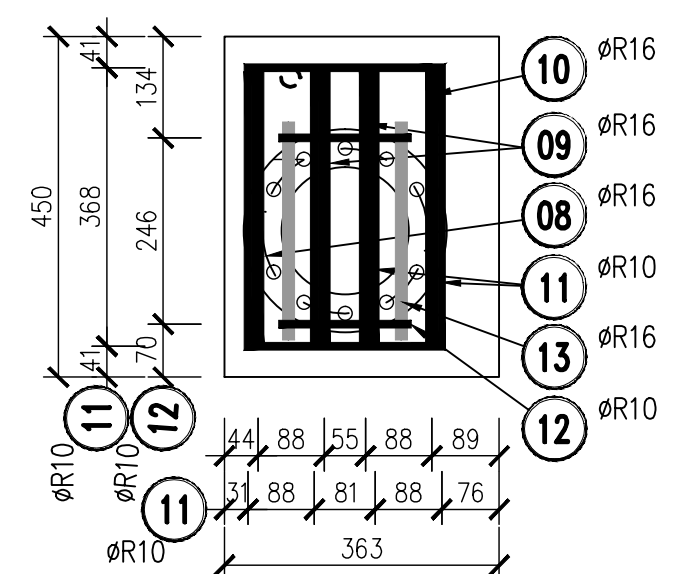
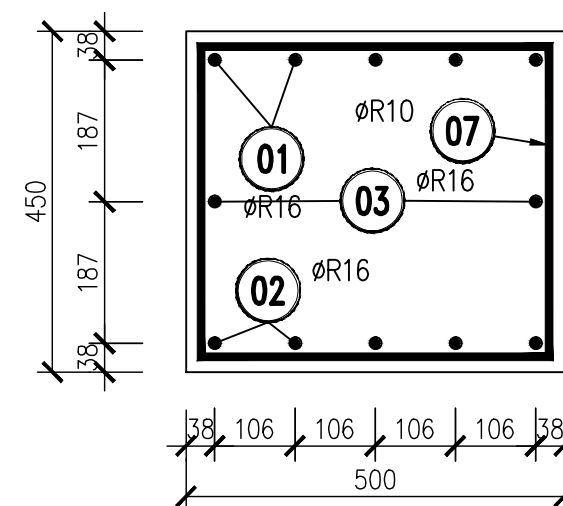
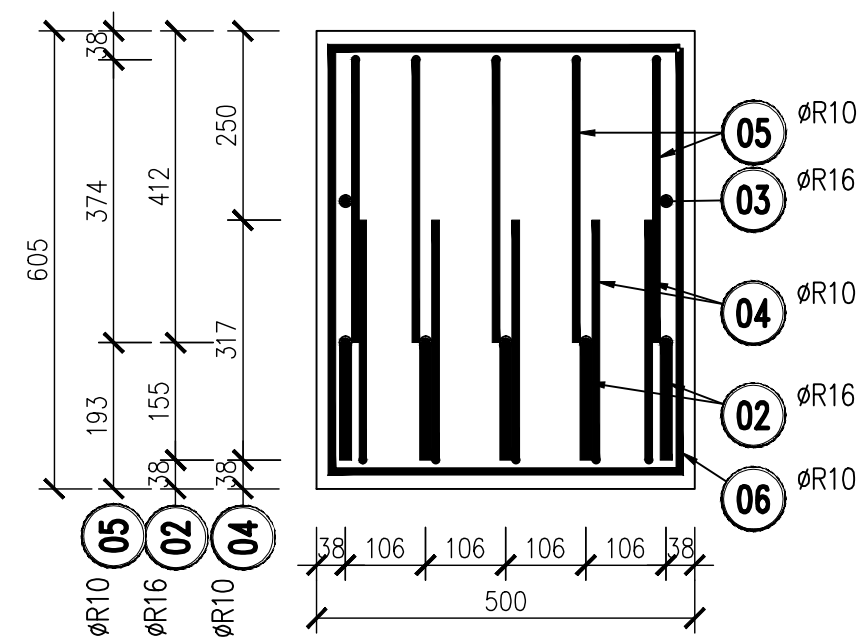
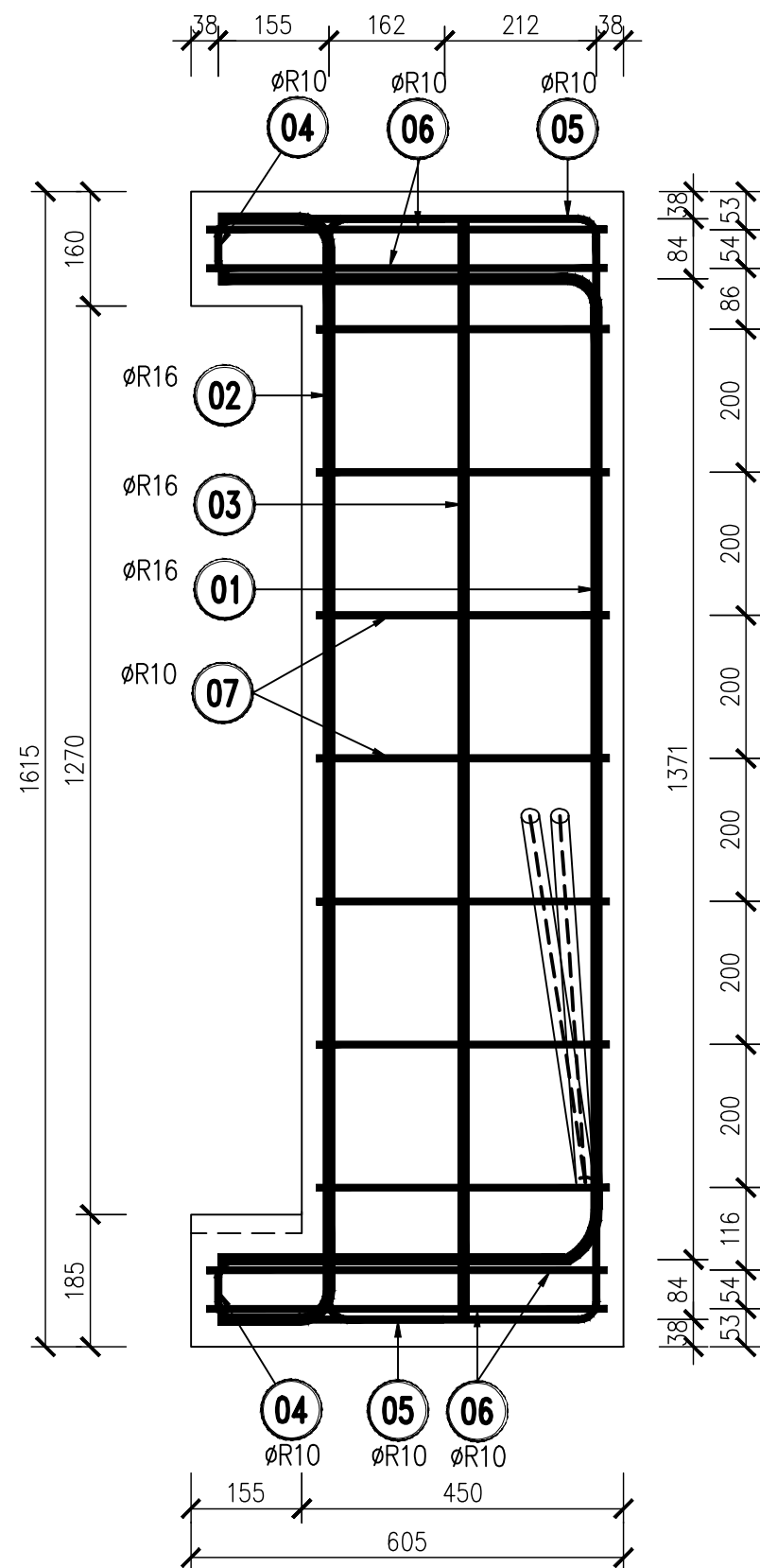


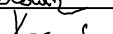
BETON: C 30/37
OCEL: 10 505 (R)
KRYTÍ: minimální 20 mm
jmenovité 20 mm

SESTAVA S1



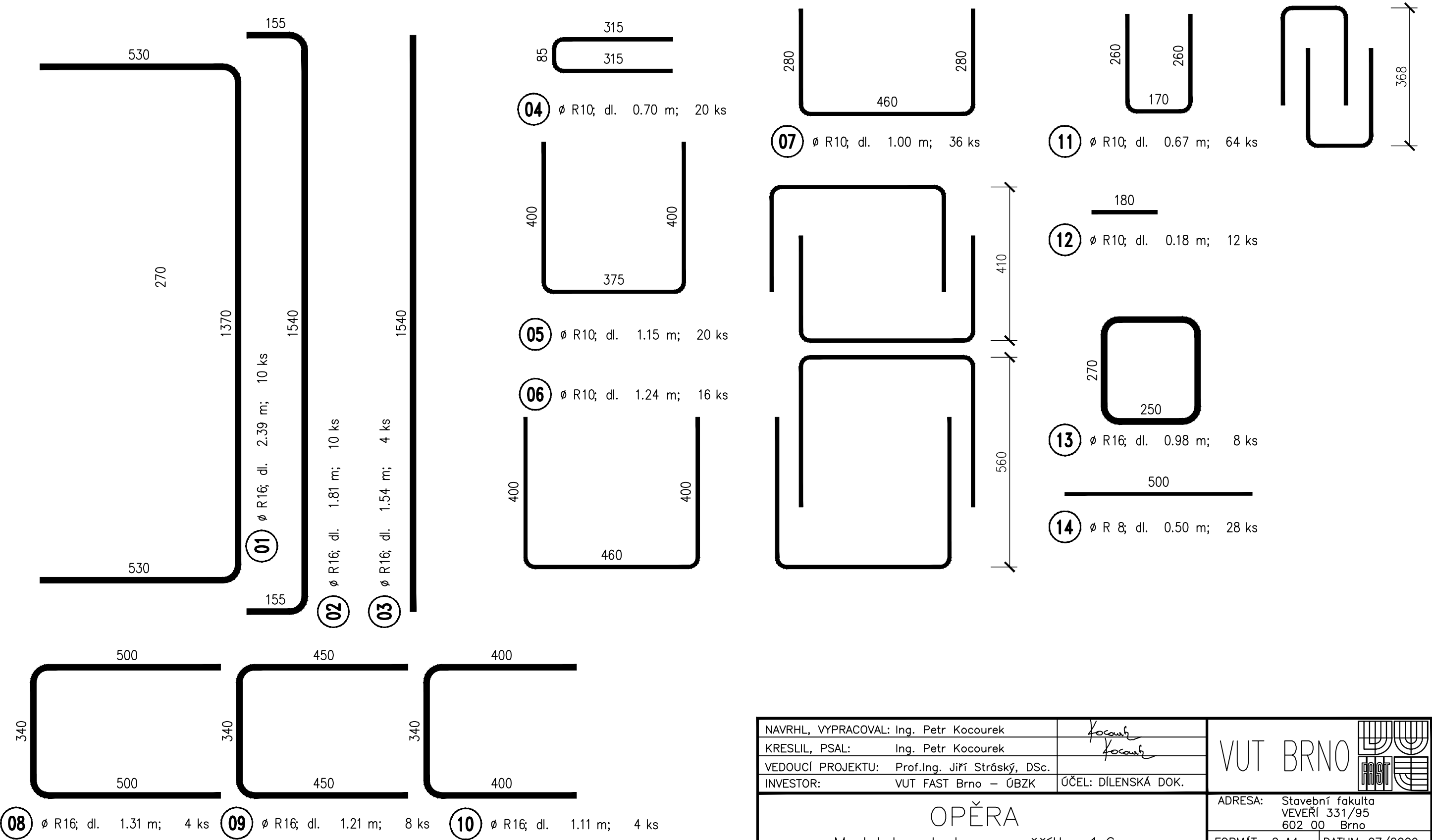
NAVRHL, VYPRACOVAL: Ing. Petr Kocourek	<i>Kocourek</i>	VUT BRNO 
KRESLIL, PSAL: Ing. Petr Kocourek	<i>Kocourek</i>	
VEDOUcí PROJEKTU: Prof. Ing. Jiří Stráský, DSc.		
INVESTOR: VUT FAST Brno – ÚBZK	ÚČEL: DÍLENSKÁ DOK.	
OPĚRA Model konstrukce v měřítku 1:6		ADRESA: Stavební fakulta VEVERÍ 331/95 602 00 Brno
VÝZTUŽ OPĚRY – ČÁST 1		FORMÁT: 2xA4
ČÁST DOKUMENTACE: VÝKRESOVÁ ČÁST		DATUM: 07/2009
		MĚŘÍTKO: 1:10
		SOUPRAVA: 1
		ČÍS. VÝKRESU: 05



NAVRHL, VYPRACOVAL: Ing. Petr Kocourek		VUT BRNO 	
KRESLIL, PSAL: Ing. Petr Kocourek			
VEDOUcí PROJEKTU: Prof.Ing. Jiří Stráský, DSc.			
INVESTOR: VUT FAST Brno – ÚBZK	ÚČEL: DÍLENSKÁ DOK.		
OPĚRA Model konstrukce v měřítku 1:6		ADRESA: Stavební fakulta VEVEŘÍ 331/95 602 00 Brno	
		FORMÁT: 2xA4	DATUM: 07/2009
		MĚŘÍTKO: 1:10	
VÝZTUŽ OPĚRY – ČÁST 2	ČÁST DOKUMENTACE: VÝKRESOVÁ ČÁST	SOUPRAVA: 1	ČÍS. VÝKRESU: 06

VÝZTUŽ OPĚRY – ČÁST 3

SOUHRN VÝZTUŽE 1:10



NAVRHL, VYPRACOVAL: Ing. Petr Kocourek		VUT BRNO
KRESLIL, PSAL: Ing. Petr Kocourek		
VEDOUCÍ PROJEKTU: Prof. Ing. Jiří Stráský, DSc.		
INVESTOR: VUT FAST Brno – ÚBZK	ÚČEL: DÍLENSKÁ DOK.	
OPĚRA Model konstrukce v měřítku 1:6		ADRESA: Stavební fakulta VEVERÍ 331/95 602 00 Brno
VÝZTUŽ OPĚRY – ČÁST 3		FORMÁT: 2xA4
ČÁST DOKUMENTACE: VÝKRESOVÁ ČÁST		DATUM: 07/2009
		MĚŘÍTKO: 1:10
		SOUPRAVA: 1
		ČÍS. VÝKRESU: 07

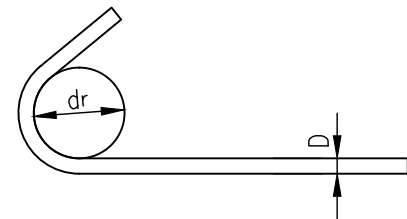
VÝZTUŽ OPĚRY – ČÁST 4

VÝKAZ VÝZTUŽE

OZN.	ø R [mm]	DÉLKA 1 KS [mm]	KS	DÉLKA DLE ø R [m]		
				ø R8	ø R10	ø R16
01	16	2390	10			23.90
02	16	1810	10			18.10
03	16	1540	4			6.16
04	10	700	20		14.00	
05	10	1150	20		23.00	
06	10	1240	16		19.84	
07	10	1000	36		36.00	
08	16	1310	4			5.24
09	16	1210	8			9.68
10	16	1110	4			4.44
11	10	670	64		42.88	
12	10	180	12		2.16	
13	16	980	8			7.84
14	8	500	28	14.00		
DÉLKA DLE ø CELKEM [m]				14.00	137.88	75.36
HMOTNOST DLE ø 1bm [kg]				0.395	0.617	1.578
HMOTNOST DLE ø CELKEM [kg]				5.5	85.1	118.9
HMOTNOST CELKEM [kg]				209.5		

POZNÁMKA: počet prutů je uveden pro 2 ks opěry
pruty číslo 13 a 14 pouze vyrobit, nebudou součástí
armovacího koše

MINIMÁLNÍ PRŮMĚRY ZAKŘIVENÍ :
(PRO ŽEBÍRKOVOU VÝZTUŽ)



PRŮMĚR VLOŽKY	HÁKY A SMYČKY	OHYBY
D < 20 mm	dr = 4 D	dr = 15 D
D ≥ 20 mm	dr = 7 D	dr = 15 D

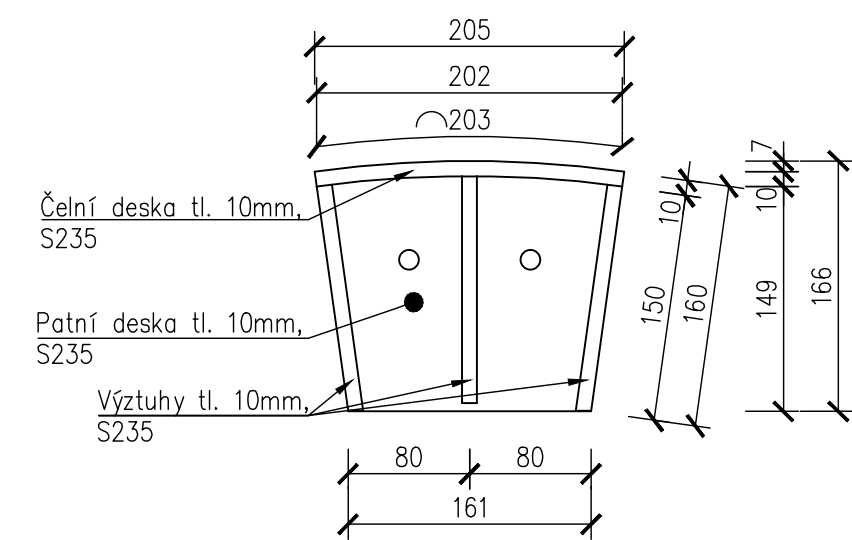
BETON: C 30/37
OCEL: 10 505 (R)
KRYTÍ: minimální 20 mm
jmenovité 20 mm

NAVRHL, VYPRACOVAL: Ing. Petr Kocourek		Kocourek Kocourek	VUT BRNO FAST	
KRESLIL, PSAL: Ing. Petr Kocourek				
VEDOUCÍ PROJEKTU: Prof.Ing. Jiří Stráský, DSc.				
INVESTOR: VUT FAST Brno – ÚBZK				
ÚČEL: DÍLENSKÁ DOK.				
OPĚRA Model konstrukce v měřítku 1:6			ADRESA: Stavební fakulta VEVEŘÍ 331/95 602 00 Brno	
			FORMÁT: 2xA4	DATUM: 07/2009
			MĚŘÍTKO: 1:10	
			VÝZTUŽ OPĚRY – ČÁST 4	ČÁST DOKUMENTACE: VÝKRESOVÁ ČÁST

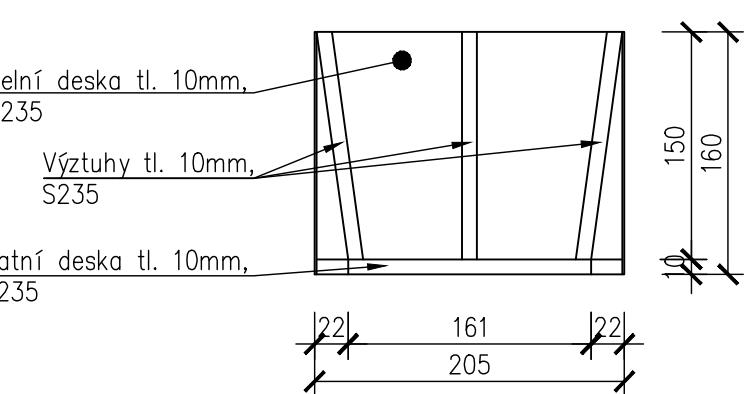
VÝKRES TVARU OCEL. PŘÍPRAVKŮ

KOTEVNÍ PŘÍPRAVKY, 4KS

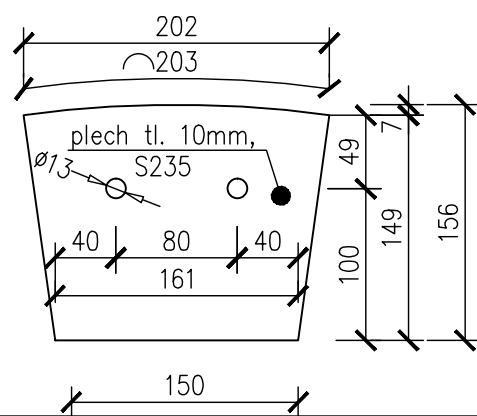
PŮDORYS 1:5



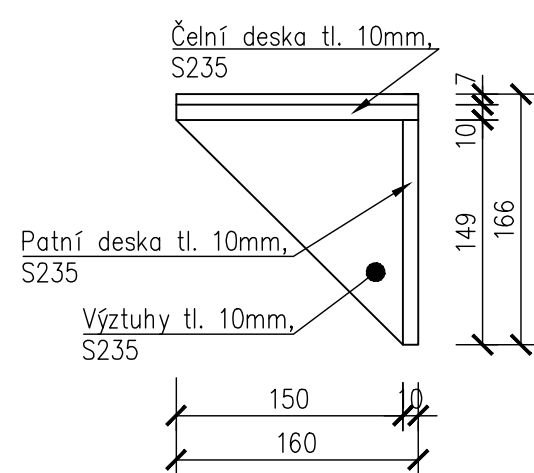
ČELNÍ POHLED 1:5



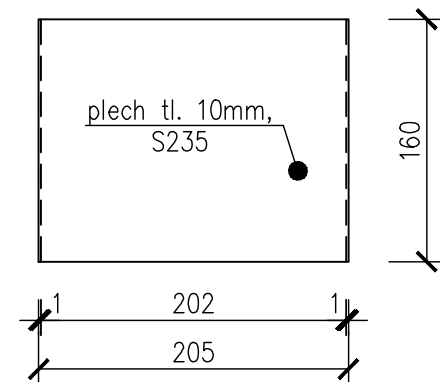
PATNÍ DESKA 1:5



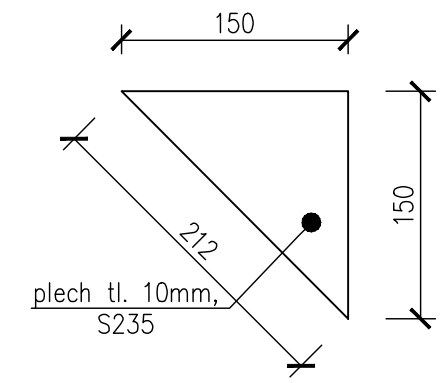
BOČNÍ POHLED 1:5



ČELNÍ DESKA 1:5

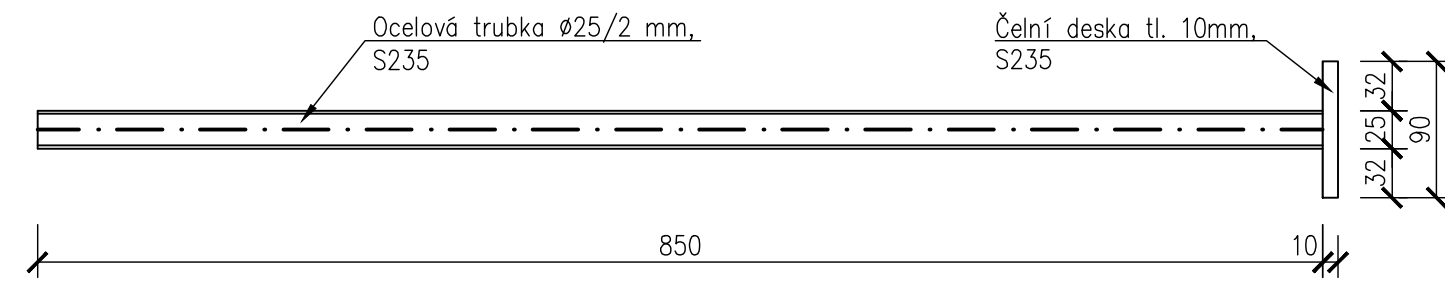


VÝZTUHY 1:5

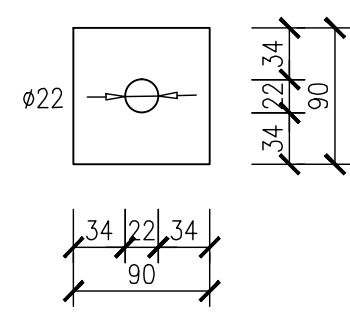


OCELOVÉ PRŮCHODKY, 4KS

PODÉLNÝ ŘEZ 1:5

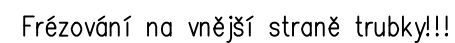


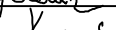
POHLED NA ČELNÍ DESKU 1:5



NAVRHL, VYPRACOVAL: Ing. Petr Kocourek	KRESLIL, PSAL: Ing. Petr Kocourek	VEDOUCÍ PROJEKTU: Prof. Ing. Jiří Stráský, DSc.	INVESTOR: VUT FAST Brno – ÚBZK	ÚČEL: DÍLENSKÁ DOK.
OPĚRA Model konstrukce v měřítku 1:6				
VÝKRES TVARU OCEL. PŘÍPRAVKŮ		ČÁST DOKUMENTACE: VÝKRESOVÁ ČÁST	SOUPRAVA: 1	ČÍS. VÝKRESU: 09

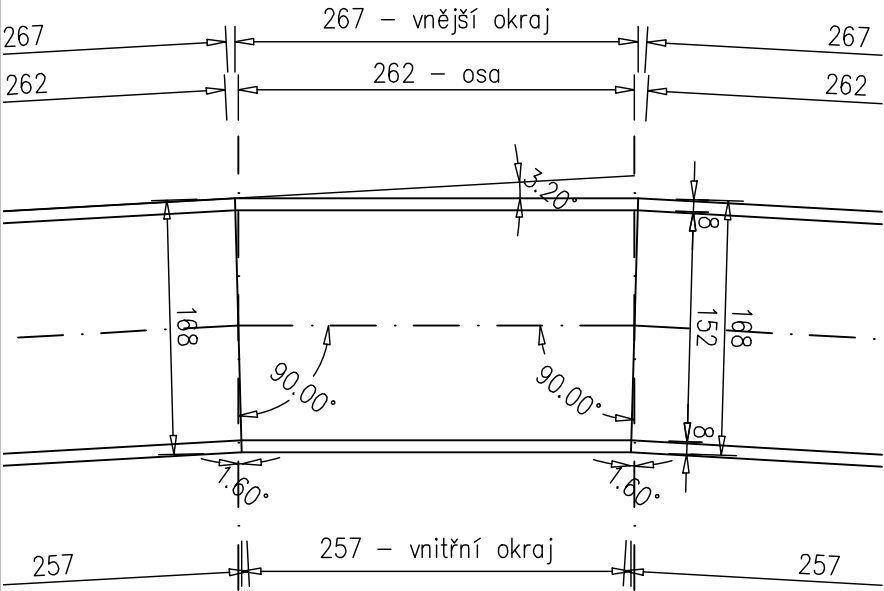
PŪDORYS 1:20



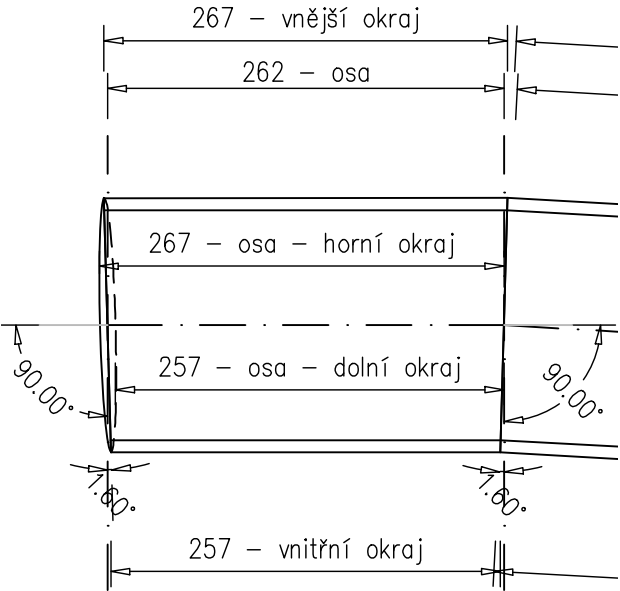
NAVRHL, VYPRACOVAL: Ing. Petr Kocourek		VUT BRNO 	
KRESLIL, PSAL: Ing. Petr Kocourek			
VEDOUcí PROJEKTU: Prof.Ing. Jiří Stráský, DSc.			
INVESTOR: VUT FAST Brno – ÚBZK	ÚČEL: DÍLENSKÁ DOK.		
NOSNÁ KONSTRUKCE Model konstrukce v měřítku 1:6		ADRESA: Stavební fakulta VEVERÍ 331/95 602 00 Brno	
		FORMÁT: 2xA4	DATUM: 07/2009
		MĚŘÍTKO: 1:20, 1:5	
VÝKRES TVARU NK – ČÁST 1	ČÁST DOKUMENTACE: VÝKRESOVÁ ČÁST	SOUPRAVA: 1	ČÍS. VÝKRESU: 10

VÝKRES TVARU OCELOVÉ KONSTRUKCE – ČÁST 2

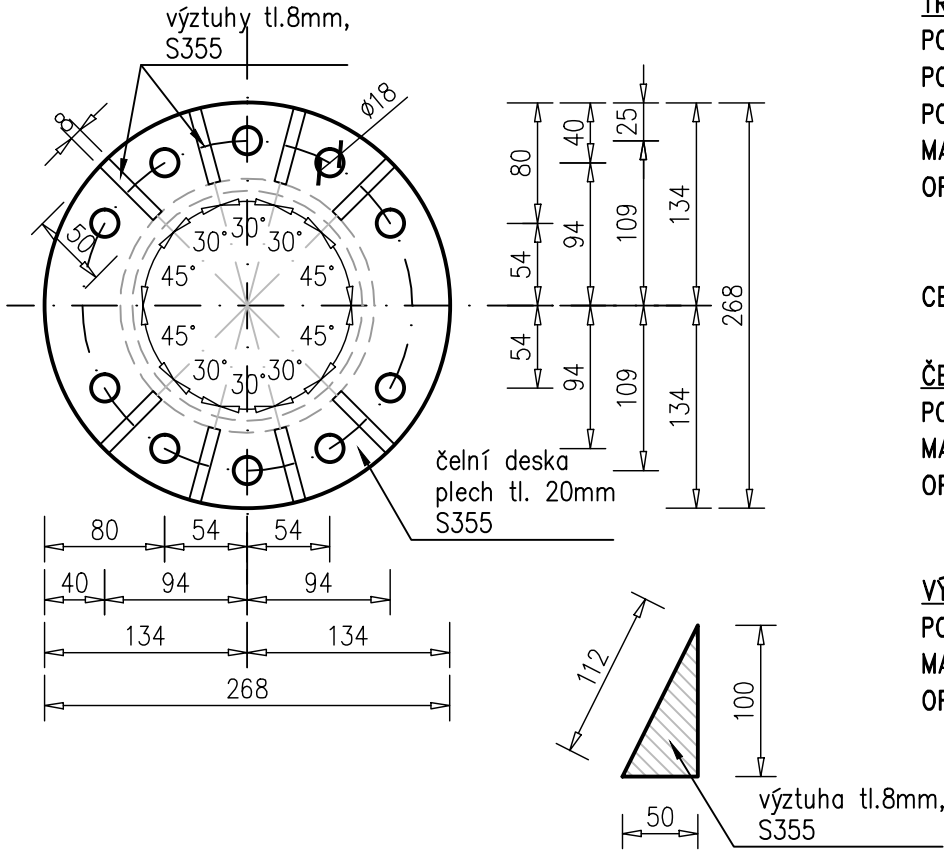
PŮDORYS DÍLCE
A 1:5



PŮDORYS DÍLCE
B 1:5



ČELNÍ DESKA 1:5



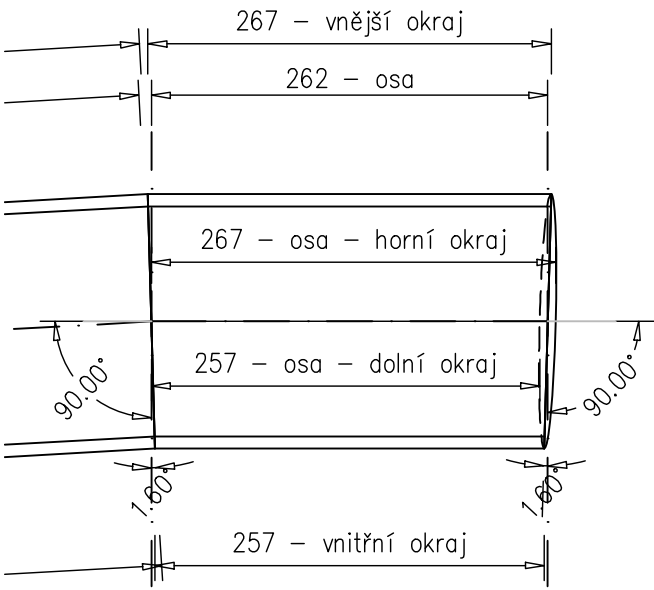
VÝKAZ MATERIÁLU

TRUBKA:
POČET DÍLCŮ A = 28ks
POČET DÍLCŮ B = 1ks
POČET DÍLCŮ C = 1ks
MATERIÁL: TRUBKA 168/8 mm, S355
OPRACOVÁNÍ: ŘEZÁNÍ NA SEGMENTY,
ZABROUŠENÍ HRAN, SVAŘENÍ,
ZABROUŠENÍ SVARŮ.
CELKOVÁ HMOTNOST: 250kg

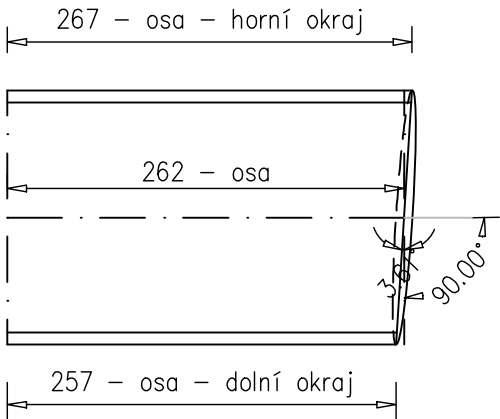
ČELNÍ DESKY:
POČET NA JEDEN OBLOUK = 2ks
MATERIÁL: PLECH tl. 20mm, S355
OPRACOVÁNÍ: ŘEZÁNÍ LASEREM,
NAVAŘENÍ NA DÍLCE B,C

VÝZTUHY ČELNÍ DESKY:
POČET NA JEDEN OBLOUK = 8ks
MATERIÁL: PLECH tl. 8mm, S355
OPRACOVÁNÍ: ŘEZÁNÍ LASEREM,
NAVAŘENÍ NA DÍLCE B,C

PŮDORYS DÍLCE
C 1:5

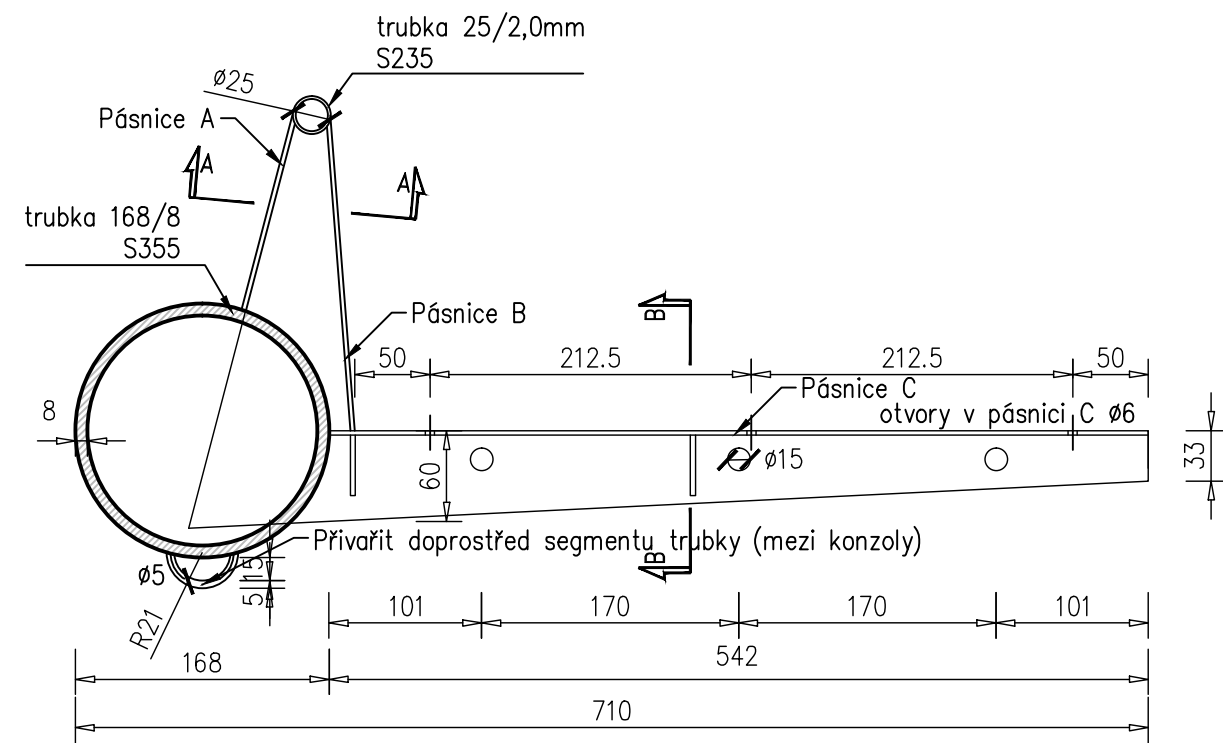


PODÉLNÝ ŘEZ DÍLCE
C 1:5

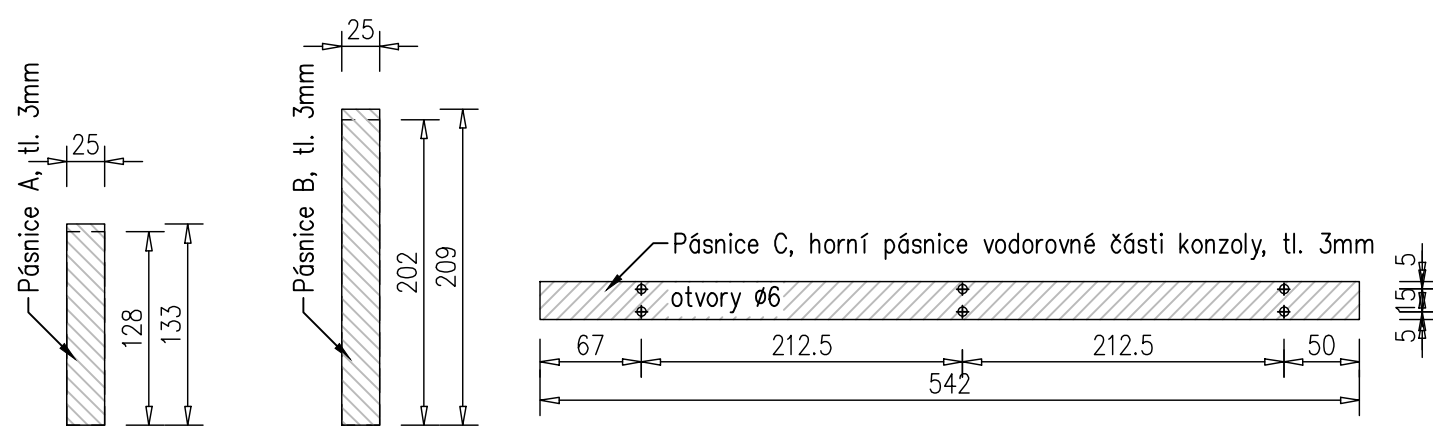
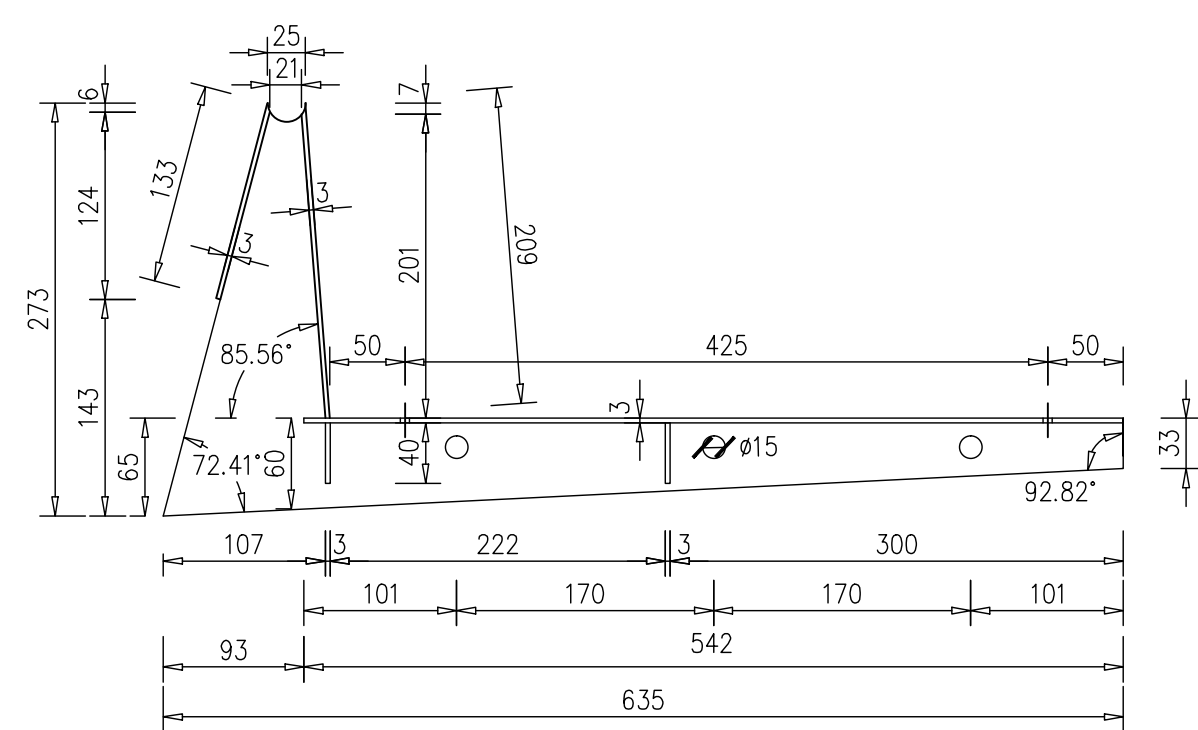


NAVRHL, VYPRACOVAL: Ing. Petr Kocourek	KRESLIL, PSAL: Ing. Petr Kocourek	VEDOUCÍ PROJEKTU: Prof. Ing. Jiří Stráský, DSc.	INVESTOR: VUT FAST Brno – ÚBZK	ÚČEL: DÍLENSKÁ DOK.
NOSNÁ KONSTRUKCE Model konstrukce v měřítku 1:6				
ADRESA: Stavební fakulta VEVERÍ 331/95 602 00 Brno				
FORMÁT: 2xA4 DATUM: 07/2009				
MĚŘÍTKO: 1:5				
SOUPRAVA: ČÍS. VÝKRESU: 1 11				

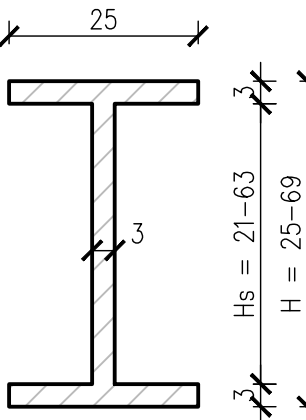
TYPICKÝ ŘEZ KONZOLOU 1:5



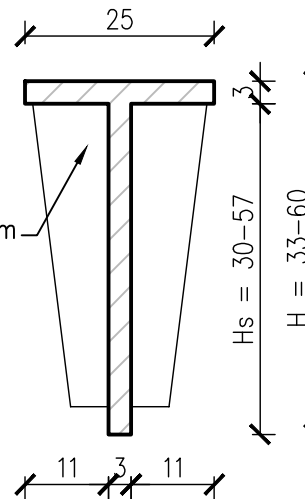
ŘEZ KONZOLOU VČETNĚ PÁSNIC 1:5



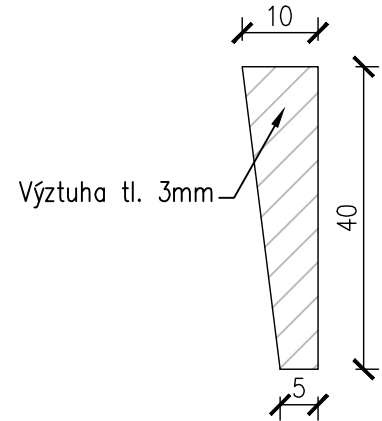
ŘEZ A-A 1:1



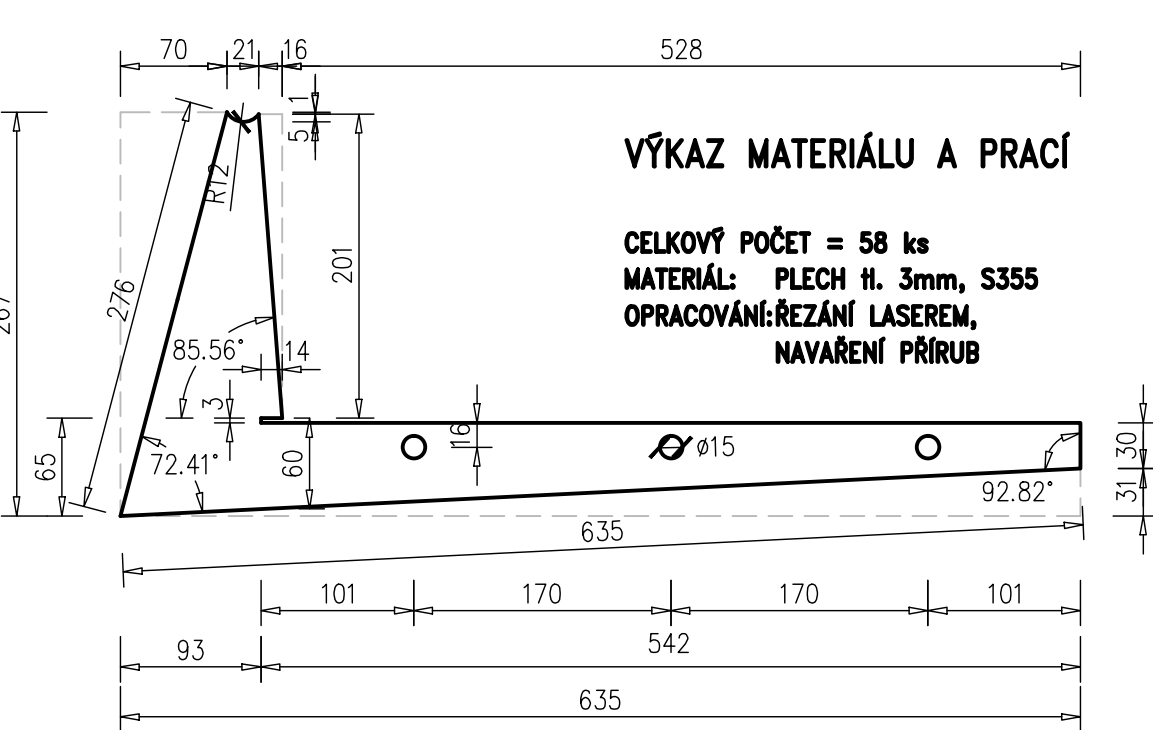
ŘEZ B-B 1:1



DET VÝZTUH 1:1



ŘEZ KONZOLOU BEZ PÁSNIC 1:5

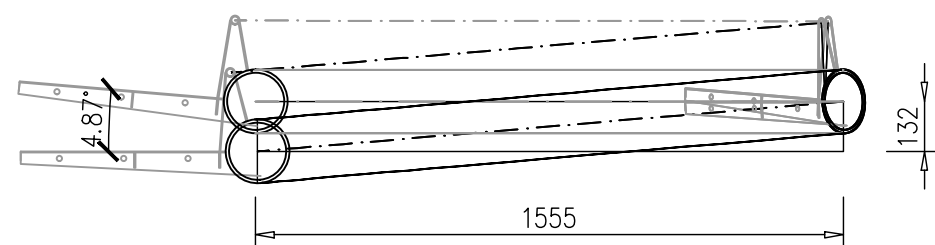


VÝKAZ MATERIÁLU A PRACÍ

CELKOVÝ POČET = 58 ks
MATERIÁL: PLECH tl. 3mm, S355
OPRACOVÁNÍ: ŘEZÁNÍ LASEREM,
NAVAŘENÍ PŘÍRUB

NAVRHL, VYPRACOVAL: Ing. Petr Kocourek		VUT BRNO
KRESLIL, PSAL: Ing. Petr Kocourek		
VEDOUCÍ PROJEKTU: Prof. Ing. Jiří Stráský, DSc.		
INVESTOR: VUT FAST Brno – ÚBZK	ÚČEL: DÍLENSKÁ DOK.	
NOSNÁ KONSTRUKCE Model konstrukce v měřítku 1:6		ADRESA: Stavební fakulta VEVERÍ 331/95 602 00 Brno
VÝKRES TVARU KONZOL		FORMÁT: 2xA4
ČÁST DOKUMENTACE: VÝKRESOVÁ ČÁST		DATUM: 07/2009
		MĚŘÍTKO: 1:5, 1:1
		SOUPRAVA: 1
		ČÍS. VÝKRESU: 12

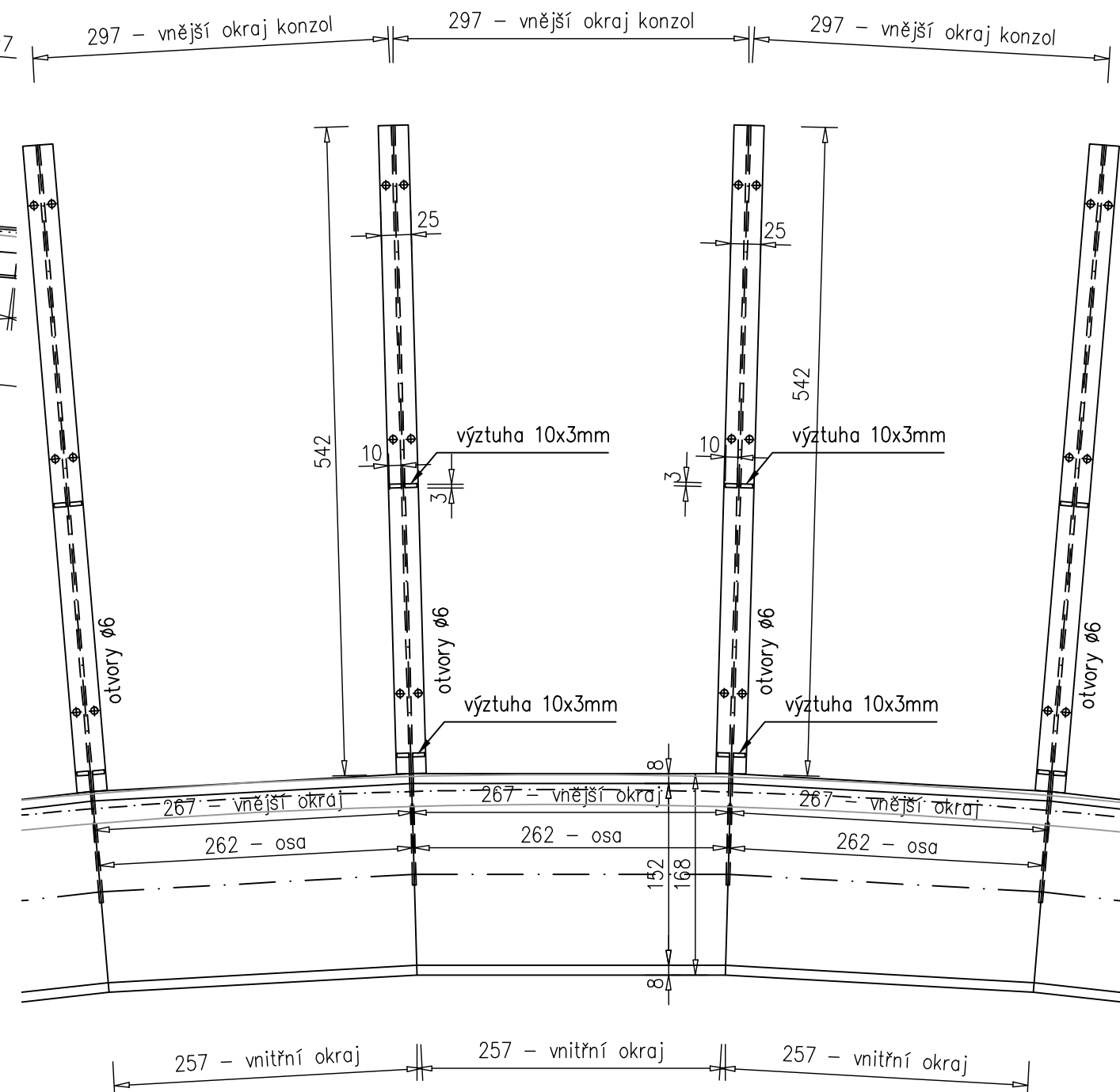
PŪDORYS 1:20

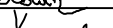


Nejprve ustavit oblouky do definičivní polohy podle výše uvedených příčných řezů. Poté přivařit konzoly tak, aby byla pásnice C ve vodorovné poloze (vyrovnat vodováhou) a aby byly dodrženy rozteče konců konzol = 297mm. Nakonec ke konzolám přivařit trubku z obručnice Ø25/2mm ohnutou na příslušný poloměr. Přivařit čelní desky s výztuhami podle výkresu tvaru trubky.

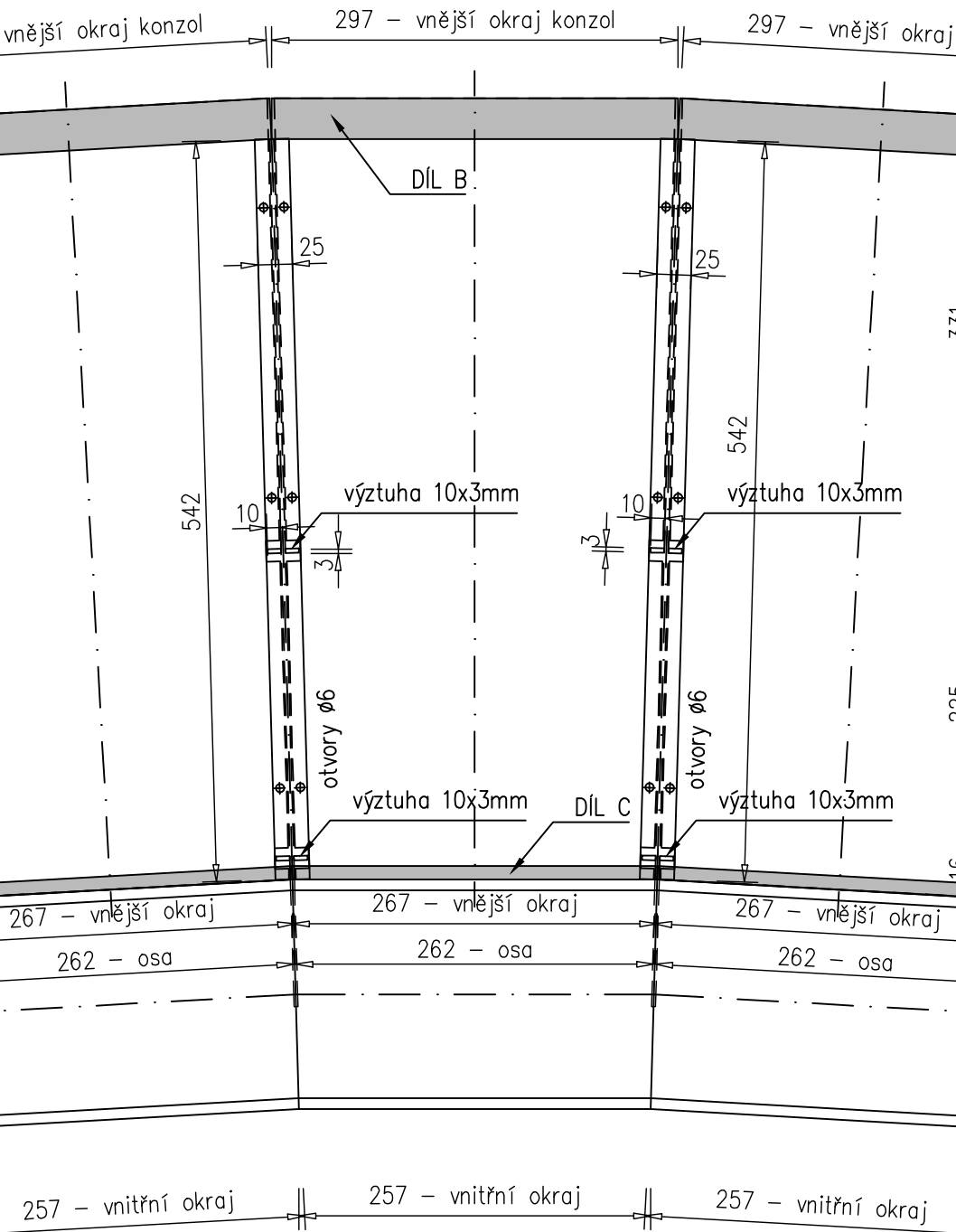
délka = 7.991m ; poloměr zakřivení = 4.759m

PŪDORYS 1:5

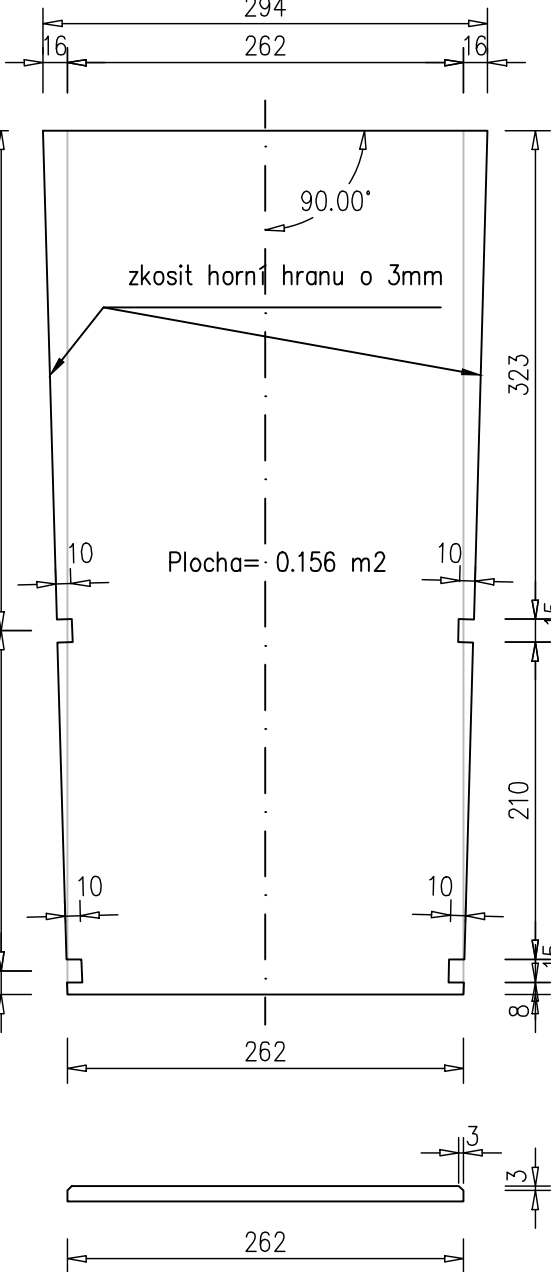


NAVRHL, VYPRACOVAL: Ing. Petr Kocourek		VUT BRNO 	
KRESLIL, PSAL: Ing. Petr Kocourek			
VEDOUcí PROJEKTU: Prof.Ing. Jiří Stráský, DSc.			
INVESTOR: VUT FAST Brno – ÚBZK	ÚČEL: DÍLENSKÁ DOK.		
NOSNÁ KONSTRUKCE Model konstrukce v měřítku 1:6		ADRESA: Stavební fakulta VEVEŘÍ 331/95 602 00 Brno	
		FORMÁT: 2xA4	DATUM: 07/2009
		MĚŘÍTKO: 1:20, 1:5	
VÝKRES OSAZENÍ KONZOL	ČÁST DOKUMENTACE: VÝKRESOVÁ ČÁST	SOUPRAVA: 1	ČÍS. VÝKRESU: 13

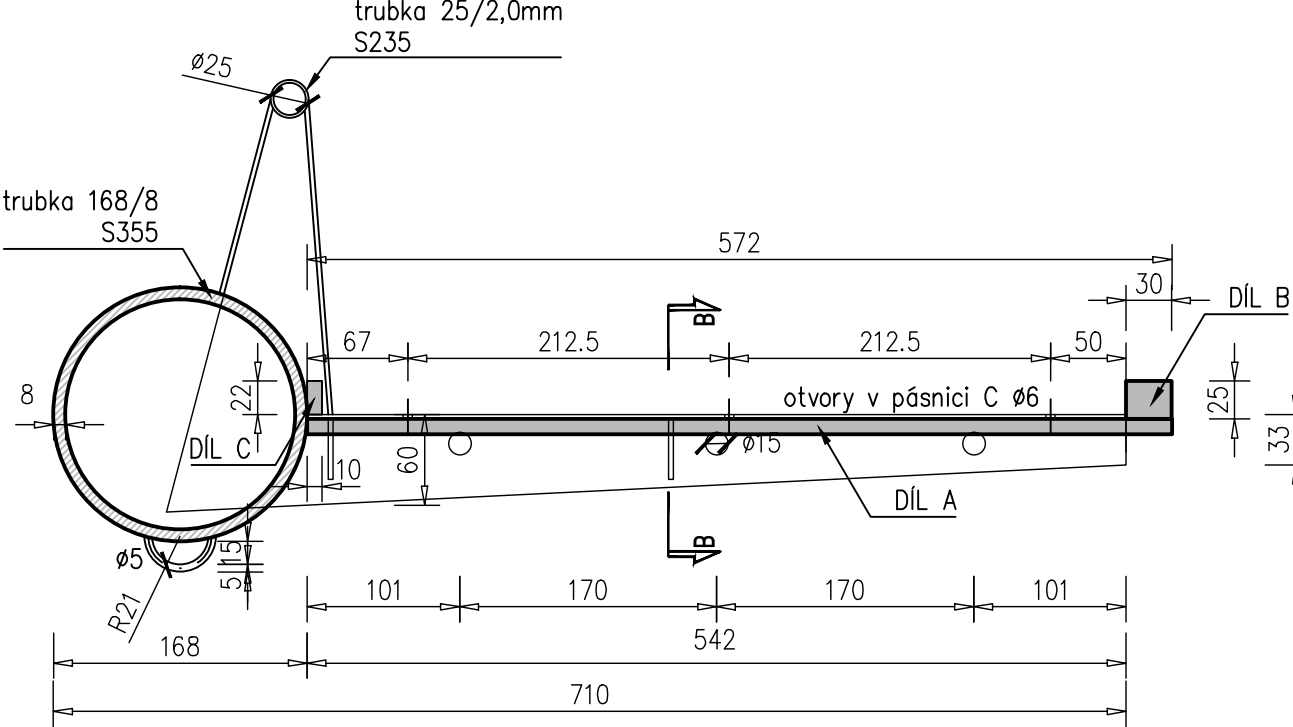
PŮDORYS 1:5



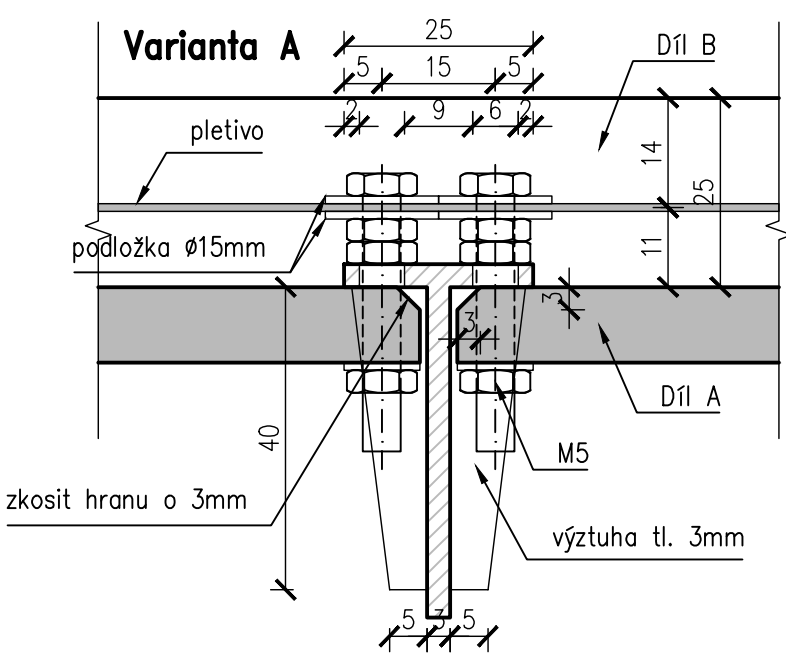
DÍL A



ŘEZ A-A 1:5



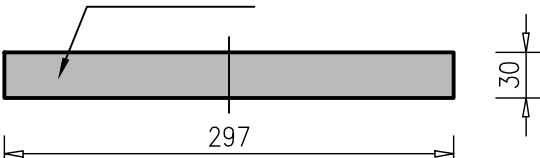
ŘEZ B-B 1:1



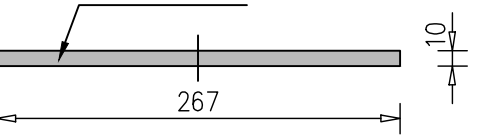
VÝKAZ MATERIÁLU A PRACÍ

BEDNĚNÍ BETONOVÉ DESKY:
DÍL A: POČET 2x30=60ks
DÍL B: POČET 2x30=60ks
DÍL C: POČET 2x30=60ks

DÍL B



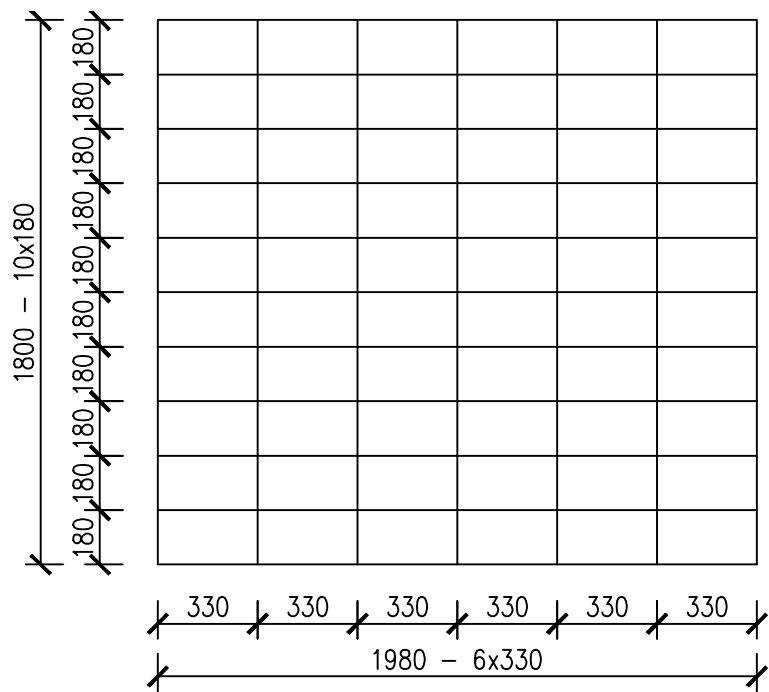
DÍL C



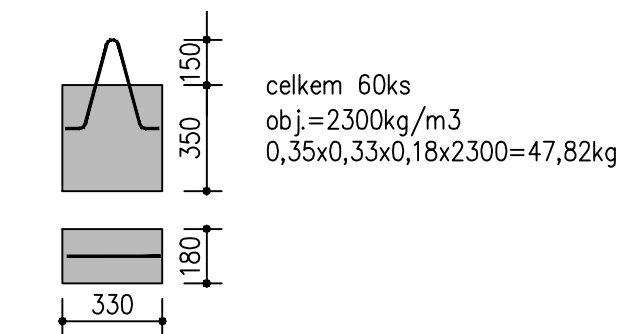
NAVRHL, VYPRACOVAL: Ing. Petr Kocourek	<i>Kocourek</i>	VUT BRNO
KRESLIL, PSAL: Ing. Petr Kocourek	<i>Kocourek</i>	
VEDOUcí PROJEKTU: Prof. Ing. Jiří Stráský, DSc.		
INVESTOR: VUT FAST Brno – ÚBZK	ÚČEL: DÍLENSKÁ DOK.	
NOSNÁ KONSTRUKCE Model konstrukce v měřítku 1:6		ADRESA: Stavební fakulta VEVERÍ 331/95 602 00 Brno
VÝKRES TVARU BEDNĚNÍ MOSTOVKY		FORMÁT: 2xA4
ČÁST DOKUMENTACE: VÝKRESOVÁ ČÁST		DATUM: 07/2009
		MĚŘÍTKO: 1:5, 1:1
		SOUPRAVA: 1
		ČÍS. VÝKRESU: 14

ZÁVAŽÍ 1:25

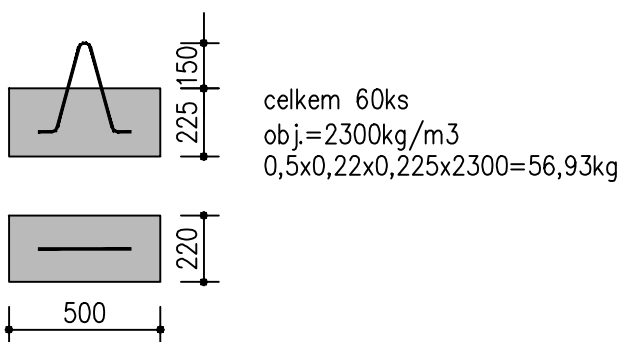
PŮDORYS BEDNĚNÍ – SADA 1



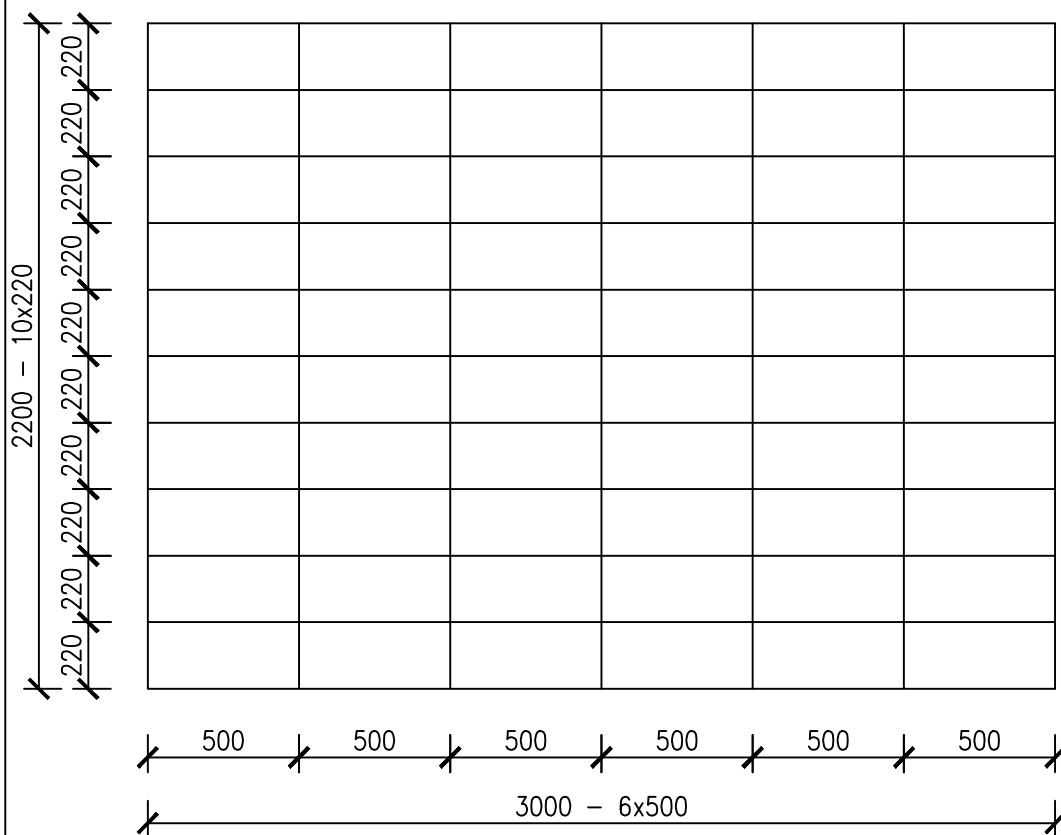
ZÁVAŽÍ – SADA 1



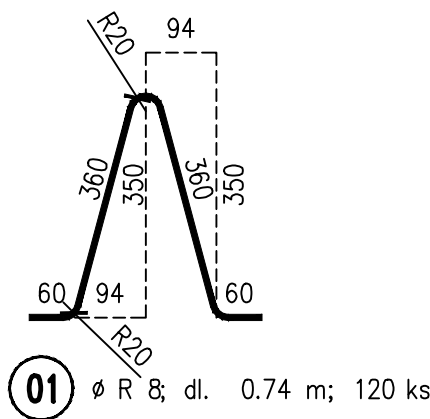
ZÁVAŽÍ – SADA 2



PŮDORYS BEDNĚNÍ – SADA 2

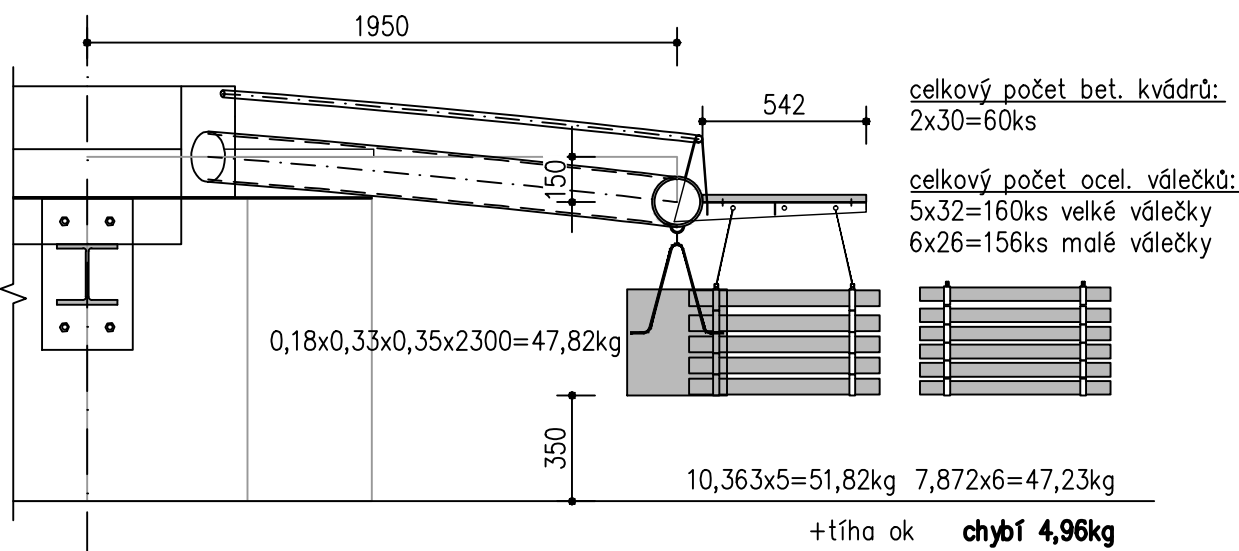


ZÁVĚSNÁ VÝZTUŽ 1:10

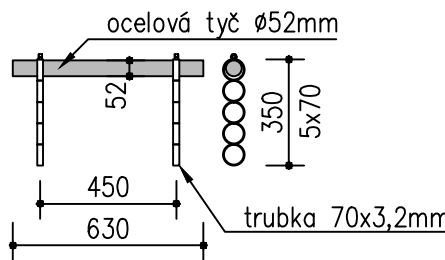


POŽADOVANÉ PŘÍTIŽENÍ

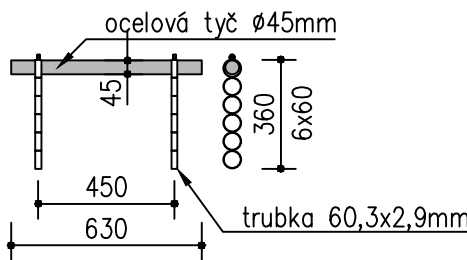
PŘÍČNÝ ŘEZ UPROSTŘED ROZPĚTÍ 1:25



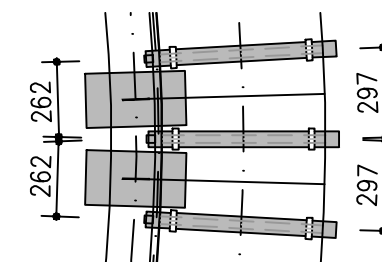
DRŽÁKY NA VELKÉ TYČE 1:25



DRŽÁKY NA MALÉ TYČE 1:25



BALASTNÍ ZATÍŽENÍ V PŮDORYSE



POZN) PŮDORYSY BEDNĚNÍ V SOBĚ NEZAHRNÚJÍ TLOUŠŤKU PŘEKLIŽEK

NAVRHL, VYPRACOVAL: Ing. Petr Kocourek	KRESLIL, PSAL: Ing. Petr Kocourek	VEDOUCÍ PROJEKTU: Prof. Ing. Jiří Stráský, DSc.	INVESTOR: VUT FAST Brno – ÚBZK	ÚČEL: DÍLENSKÁ DOK.
NOSNÁ KONSTRUKCE Model konstrukce v měřítku 1:6				
VÝKRES TVARU A UMÍSTĚNÍ ZÁVAŽÍ				
ČÁST DOKUMENTACE: VÝKRESOVÁ ČÁST				
ADRESA: Stavební fakulta VEVERÍ 331/95 602 00 Brno				
FORMÁT: 2xA4 DATUM: 07/2009				
MĚŘÍTKO: 1:25, 1:10				
SOUPRAVA: 1 ČÍS. VÝKRESU: 15				