



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV STAVEBNÍHO ZKUŠEBNICTVÍ

INSTITUTE OF BUILDING TESTING

**VYBRANÉ ASPEKTY EXPERIMENTÁLNÍ ANALÝZY
KONSTRUKCÍ**

SELECTED ASPECTS OF THE EXPERIMENTAL ANALYSIS OF STRUCTURES

HABILITAČNÍ PRÁCE

HABILITATION THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Ing. Petr Daněk, Ph.D.

BRNO 2020

Abstrakt

Práce se zabývá vybranou problematikou experimentální analýzy konstrukcí a konstrukčních prvků. V úvodní kapitole jsou popsány laboratorní experimenty vedoucí k získání fyzikálně mechanických a reologických parametrů betonu, jakožto jednoho z nejrozšířenějších, ale také nejkomplikovanějších základních stavebních materiálů. Jedná se především o metody pro stanovení smrštění a dotvarování betonu, modulu pružnosti a pracovního diagramu. Tedy o parametry nezbytné pro správný návrh a vyhodnocení dlouhodobého sledování předpjatých železobetonových konstrukcí. Následující část práce je věnována příkladům realizovaných staveb pozemního i mostního stavitelství, které byly během výstavby osazeny měřicími snímači za účelem ověření předpokládaného chování konstrukcí během výstavby a následného provozu. Dále je v práci prezentován aktivní monitorovací systém střešní konstrukce nevyhovující na zatížení sněhem. Instalaci tohoto systému, který dlouhodobě monitoruje deformace a přetvoření kritických částí konstrukce, je možné objekt dále používat bez nákladného statického zajištění příhradové konstrukce střechy. V neposlední řadě je zde řešena problematika měření deformací obvodového pláště velkoobjemových šachet lokalizace havárie Jaderné elektrárny Dukovany a s tím související vývoj snímačů a realizace vztažných soustav.

Abstract

The thesis deals with selected problems of the experimental analysis of structures and structural members which are divided into five parts. The first part introduces laboratory testing techniques used for the determination of the physical, mechanical and rheological characteristics of concrete as one of the most widely used and most complicated basic building materials. Especially, the testing techniques for determination of shrinkage and creep of concrete, modulus of elasticity and Load-deflection diagrams, which are the most important parameters needed for correct design and evaluation of the long-term behaviour of prestressed reinforced concrete, are described in detail. The second and third part of the thesis deals with examples of in-situ monitoring performed during construction and after commissioning of the structures of civil and bridge engineering. The fourth part of the thesis deals with the special active monitoring system applied to the roof structure unsatisfactory to the snow-load. This monitoring system enables the long-term monitoring of the deflection and strain of the critical parts of the structure and serves thus as a fail-safe-control system of the building. The last chapter deals with the issue of the monitoring of deflection in the envelope of the large-volume shafts for accident localization of the Nuclear Power Plant Dukovany for which a special type of sensors was developed and special reference points system was designed and applied.

Klíčová slova

Smrštění, dotvarování, pracovní diagram, odporové tenzometry, strunové tenzometry, ME snímače, měření deformace, dlouhodobý monitoring, zatěžovací zkoušky, experimentální analýza

Key words

Shrinkage, creep, L-D curve, resistance strain gauges, vibrating wire strain gauges, ME sensors, measurement of deformation, long-term monitoring, load tests, experimental analysis

Bibliografická citace

Daněk, P. *Vybrané aspekty experimentální analýzy konstrukcí*. Habilitační práce, Brno, 2020, 134 s., Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavebního zkušebnictví.

PODĚKOVÁNÍ

Děkuji všem kolegům z Ústavu stavebního zkušebnictví, Ústavu betonových a zděných konstrukcí a Ústavu stavební mechaniky Fakulty stavební VUT v Brně, kteří se podíleli na přípravě, realizaci a vyhodnocení provedených experimentů a také aplikaci navržených měřících systémů.

Jmenovitě děkuji prof. RNDr. Ing. Petrovi Štěpánkovi, CSc., dr. h. c., Ing. Barbaře Kucharczykové, Ph.D., Ing. Františkovi Girglemu, Ph.D., Ing. Vojtěchovi Kostihovi, Ph.D., Ing. Haně Šimonové, Ph.D., doc. Ing. Milošovi Zichovi, Ph.D. a doc. Ing. Pavlovi Schmidovi, Ph.D.

Dále děkuji vedení Ústavu stavebního zkušebnictví a Ústavu betonových a zděných konstrukcí Fakulty stavební VUT v Brně za vytvoření vhodných podmínek pro realizaci měřících systémů a provedení experimentálních měření.

V neposlední řadě děkuji firmám BESTEX, spol. s r.o. a SHP spol. s r.o. za umožnění aktivní spolupráce na řešených projektech.

Experimentální práce probíhaly za podpory projektů:

FD-K/092 „*Ekologické a estetické spřažené mostní konstrukce*“

TA02011368 „*Systémy proti přetížení lehkých střešních konstrukcí klimatickým zatížením*“

PROHLÁŠENÍ AUTORA O PŮVODNOSTI PRÁCE

Prohlašuji, že předložená práce s názvem „*Vybrané aspekty experimentální analýzy konstrukcí*“ je mým původním dílem. Veškerá literatura a zdroje, z nichž jsem při vypracování práce vycházel, jsou řádně citovány.

Prohlašuji, že jsem zpracovatelem metodiky a instalace experimentů a měřících systémů prezentovaných v této práci.

Výsledky a závěry vědecko – výzkumné činnosti uvedené v této práci byly průběžně publikovány v českých a zahraničních časopisech, či sbornících českých a zahraničních konferencí. Texty a obrázky převzaté z jednotlivých publikací jsou řádně citovány.

V Brně dne 2. 3. 2020

Ing. Petr Daněk, Ph.D.

Obsah

1	Úvod.....	11
2	Laboratorní experimenty	13
2.1	Vývoj zařízení pro kontinuální měření hmotnostních úbytků cementových kompozitů v raném stádiu tuhnutí a tvrdnutí.....	13
2.2	Ověření reologických vlastností ztvrdlého betonu	17
2.3	Odporová tenzometrie	20
3	Skladové kapacity – Loukov	24
3.1	Popis sledované konstrukce	24
3.2	Vystrojení nádrží měřícími snímači	26
3.3	ME snímače.....	28
3.4	Doprovodné laboratorní experimenty	33
3.5	Zatěžovací zkouška	33
3.6	Dlouhodobé sledování.....	35
4	Dlouhodobé sledování mostních konstrukcí	37
4.1	Most D4708.2 přes Odru.....	37
4.2	Most D8– 062 dálniční most mezi tunely Radejčín	42
5	Aktivní monitorovací systém – VIDA – Moravian Science Centre Brno.....	48
5.1	Důvody použití aktivních monitorovacích systémů.....	48
5.2	Předmětná konstrukce – pavilon D BVV	49
5.3	Stavebně technický průzkum a statický přepočít konstrukce	52
5.4	Snímače pro sledování průhybů nosné konstrukce	54
5.5	Návrh aktivního monitorovacího systému	60
5.6	Realizace systému	63
5.7	Ověření funkčnosti	72
5.8	Zatěžovací zkouška	74
5.9	Potvrzení funkčnosti systému při výměně střešního pláště.....	87
5.10	Obslužný software monitorovacího systému	88
5.11	Změny v hydrostatickém systému v průběhu provozu.....	89
5.12	Dlouhodobý provoz.....	92
5.13	Závěry k provozu monitorovacího systému	95
6	EDU – monitoring barbotážních věží při přetlakových zkouškách.....	96
6.1	Sledovaná konstrukce.....	96
6.2	Průběh zkoušek integrity	98
6.3	Vnitřní měření deformací ŠLH s kontinuálním záznamem.....	100
6.4	Pevné kotevní body pro vnitřní měření	104
6.5	Vztažné linie pro tenzometrické snímače deformací – lanka	106

6.6	Tenzometrické snímače deformací – OSTD	111
6.7	Potenciometrické snímače deformací.....	115
6.8	Ostatní přístrojové vybavení měřícího systému	117
6.9	PERIZ 4. RB	119
7	Závěr - zhodnocení významu experimentální analýzy konstrukcí	129
8	Seznam použité literatury.....	130

Seznam obrázků

Obr. 1	Váhový člen PW6D3 použitý při konstrukci váhového stolu.	14
Obr. 2	Schéma váhového stolu pro kontinuální měření hmotnostních úbytků (kótované rozměry jsou uvedeny v mm).	15
Obr. 3	Detail váhového členu s aretačním šroubem při funkční zkoušce prototypu.	15
Obr. 4	Finální provedení váhového stolu.	15
Obr. 5	Výsledky reálného měření smrštění a hmotnostních úbytků na cementových maltách s $w/c = 0,5$ a $w/c = 0,33$ (kladné hodnoty poměrných přetvoření indikují nabývání, záporné hodnoty smrštění).	17
Obr. 6	Schéma dotvarovacího lisu.	18
Obr. 7	Princip zatěžování zkušební tělesa v dotvarovacím lisu.	18
Obr. 8	Dotvarovací lisy s osazenými zkušebními hranoly.	19
Obr. 9	Měření smršťování a hmotnostních úbytků.	19
Obr. 10	Reálné výsledky měření dotvarování a smršťování betonu použitého při stavbě dálničního mostu D4 708.2 přes Odru.	19
Obr. 11	Pracovní diagram HPC betonu měřený odporovými tenzometry.....	22
Obr. 12	Zkušební těleso s nalepenými odporovými tenzometry.	23
Obr. 13	Zkušební těleso s nalepenými Hollanovými můstky osazenými číselníkovými úchylkoměry.	23
Obr. 14	Situace umístění nádrží.	24
Obr. 15	Příčný řez nádrží.	24
Obr. 16	Pohled na rozestavěné nádrže	24
Obr. 17	Půdorysné umístění tenzometrů v základové desce nádrže N1.....	26
Obr. 18	Umístění tenzometrů ve stěnách – příčný řez.	26
Obr. 19	Umístění tenzometrů ve skořepině – půdorys.	27
Obr. 20	Umístění tenzometrů ve skořepině a v konzolách stěn – příčný řez.	27
Obr. 21	Strunový tenzometr – betonáž základové desky.	28
Obr. 22	Řez ME snímačem.	28
Obr. 23	Kalibrační křivka snímače PSS32 – určeného pro sledování síly v betonářské výztuži $\phi 28$ mm.	30
Obr. 24	Kalibrační křivka snímače PSS59 – určeného pro sledování síly v předpínací tyči $\phi 36$ mm.	30
Obr. 25	Teplotní korekční křivka snímače PSS32 – určeného pro sledování síly v betonářské výztuži $\phi 28$ mm.	31
Obr. 26	Teplotní korekční křivka snímače PSS59 – určeného pro sledování síly v předpínací tyči $\phi 36$ mm.	32
Obr. 27	Kalibrace snímače ME PSS59 v lise.	32
Obr. 28	Určení teplotní korekční křivky ME PSS59 v teplotní komoře.	32
Obr. 29	Naměřené hodnoty smrštění a dotvarování na zkušebních tělesech vyrobených při betonáži prstence nádrže N2.....	33
Obr. 30	Změna poměrného přetvoření betonu ve stěně nádrže N1 měřená strunovými tenzometry S1 – S5 při zatěžovací zkoušce.....	34
Obr. 31	Poměrné přetvoření ve stěně nádrže N1, řez +X – dlouhodobé sledování.....	36

Obr. 32	Průběh sil v předpínacích tyčích nádrže N1, řez +X, -X – dlouhodobé sledování.....	36
Obr. 33	Most D4708.2 přes Odru.....	37
Obr. 34	Schematický podélný řez konstrukcí s vedením volných kabelů.....	38
Obr. 35	Schematické příčné řezy mostu u podpory a v poli s vyznačenou polohou snímačů.....	38
Obr. 36	Kalibrační křivka ME snímače PS123 27LP15,5.....	39
Obr. 37	Teplotní korekční křivka ME snímače PS123 27LP15,5.....	40
Obr. 38	ME snímač PS132 uprostřed středního pole.....	40
Obr. 39	Pohled do komory mostu s vedením podélných kabelů.....	40
Obr. 40	Průběh poměrného přetvoření oceli – čidla SO1 a SO2.....	41
Obr. 41	Průběh poměrného přetvoření betonu – horní deska – řez B.....	41
Obr. 42	Průběh poměrného přetvoření betonu – horní deska – řez C.....	41
Obr. 43	Průběh poměrného přetvoření betonu – dolní deska – řez B.....	41
Obr. 44	Průběh relativní předpínací síly – pole.....	42
Obr. 45	Průběh relativní předpínací síly – pod kotvou.....	42
Obr. 46	Schéma podkladnice pro upevnění strunových tenzometrů na ocelovou konstrukci.....	43
Obr. 47	Strunový tenzometr TSR/5,5/T – pro montáž na povrch ocelové konstrukce.....	44
Obr. 48	Strunový tenzometr TES/5,5/T – pro zalití do betonu.....	44
Obr. 49	Schéma umístění tenzometrů v konstrukci – typické příčné řezy.....	44
Obr. 50	Schéma rozmístění vozidel při zatěžovací zkoušce – 2. pole, levý most (kótováno v mm).....	46
Obr. 51	Přírůstky poměrného přetvoření ocelové konstrukce v průběhu zatěžovací zkoušky.....	46
Obr. 52	Přírůstky poměrného přetvoření spřažené ŽB desky v průběhu zatěžovací zkoušky.....	47
Obr. 53	Objekt pavilonu "D" v areálu BVV – původní stav.....	49
Obr. 54	Objekt pavilonu "D" – pohled v rovině původní konstrukce zastřešení.....	50
Obr. 55	Objekt pavilonu "D" – pohled na prostorovou střešní příhradovinu s odstraněným podhledem.....	50
Obr. 56	Objekt pavilonu "D" – detail styku jehlanů, jsou patrná rohová tělesa a spojovací soudek.....	50
Obr. 57	Objekt pavilonu "D" – detail hlavice nad sloupem s patrným pravidelným rastrem segmentů střešní konstrukce v pozadí.....	51
Obr. 58	Indukčnostní snímače dráhy WA HBM.....	54
Obr. 59	Potenciometrický lineární snímač Megatron RC 35.....	55
Obr. 60	Kruhový potenciometrický snímač typu MS04.....	56
Obr. 61	Lankové potenciometrické snímače typu WDS– P.....	56
Obr. 62	Laserový snímač optoNCDT 1700.....	56
Obr. 63	Optický dálkoměr optoNCDT 1181/1182/1183.....	57
Obr. 64	Detekční modul PSM 2– 45 45.0 × 45.0.....	57
Obr. 65	Odporové tenzometry HBM – lineární a XY různé.....	58
Obr. 66	Navařovací strunové tenzometry Sisgeo.....	59
Obr. 67	Inklinometr Kelag.....	59
Obr. 68	Schéma rozmístění měřících bodů na horním pásu konstrukce zastřešení včetně tras hlavní kabeláže... ..	61
Obr. 69	Schéma rozmístění měřících bodů na spodním pásu konstrukce zastřešení.....	62
Obr. 70	Schéma rozmístění měřících bodů na diagonálách a hlavicích konstrukce zastřešení.....	62
Obr. 71	Propojovací svorkovnice pro připojení dvou tenzometrů 1– XY– 6/350.....	65
Obr. 72	Odporový tenzometr 1– XY– 6/350 nalepený na spodním pásu se svorkovnicemi pro připojení k EMS DV 803.....	65
Obr. 73	Odporový tenzometr osazený na horním pásu překrytý ochranou fólií ABM 75 s kabely ke druhému tenzometru (šedý) a k měřicí ústředně (červený).....	65
Obr. 74	Finální úprava měřícího místa příhradového prutu s ochranou proti mechanickému poškození.....	66
Obr. 75	Rozmístění spojených nádob ve dvou okruzích a teplotních čidel na sledované konstrukci.....	67

Obr. 76	Schéma typické (styčnickové) a sloupové (pevný bod) nádoby.	67
Obr. 77	Použité váhové členy pro sledování výšky hladin ve spojených nádobách [47].	68
Obr. 78	Měřicí bod – jedna z nádob prvního okruhu umístěná na horní styčnick příhradové konstrukce a referenční nádoba prvního okruhu umístěná v hlavici sloupu.	69
Obr. 79	Detail váhového členu umístěného na závěsu s osazenou patní deskou pro nádobu.	69
Obr. 80	Propojení nádob – hadice NOVAPLAST $\phi 10$ mm	70
Obr. 81	Hardware měřicí ústředny EMS DV 803.	71
Obr. 82	Jedna ze dvou měřících ústředn EMS DV 803 osazená v konstrukci zastřešení s kabeláží k jednotlivým čidlům.	71
Obr. 83	Časový záznam chování jednotlivých váhových členů při zkoušce funkčnosti – první okruh.	72
Obr. 84	Rozmístění zatížení (I. až III. fáze).	75
Obr. 85	Rozmístění váhových členů měřicího systému ve střešní konstrukci.	76
Obr. 86	Rozmístění sudů ve II. Fázi zatěžovací zkoušky.	76
Obr. 87	Rozmístění potenciometrických snímačů pro jednotlivé fáze zatěžovací zkoušky střešní konstrukce.	79
Obr. 88	Potenciometrický snímač deformace instalovaný na podlaze pavilonu D.	79
Obr. 89	Průhyb střešní konstrukce při I. fázi ZZ měřený potenciometrickými snímači.	80
Obr. 90	Průhyb střešní konstrukce při II. fázi ZZ měřený potenciometrickými snímači.	80
Obr. 91	Průhyb střešní konstrukce při III. fázi ZZ měřený potenciometrickými snímači.	81
Obr. 92	Naměřené hodnoty průhybů určené z váhových členů – I. fáze ZZ.	82
Obr. 93	Naměřené hodnoty průhybů určené z váhových členů – II. a III. fáze ZZ.	82
Obr. 94	Naměřené hodnoty teplot na čidlech instalovaného systému během ZZ.	83
Obr. 95	Měření větru na střešní konstrukci – anemometr Metra 950.	84
Obr. 96	Porovnání teoretických hodnot s naměřenými údaji – I. fáze zatěžovací zkoušky.	86
Obr. 97	Porovnání teoretických hodnot s naměřenými údaji – II. fáze zatěžovací zkoušky.	86
Obr. 98	Porovnání teoretických hodnot s naměřenými údaji – III. fáze zatěžovací zkoušky.	87
Obr. 99	Naměřené průhyby váhovými členy v průběhu výměny střešního pláště.	88
Obr. 100	Hlavní panel programu: on– line sledování vybraných hodnot průhybů.	88
Obr. 101	Průvěs hadic po dvou letech provozu.	90
Obr. 102	Víko nádoby s instalovaným vzduchovým filtrem.	91
Obr. 103	Časový záznam váhových členů při funkční zkoušce prvního okruhu (posun nádoby U1/4).	92
Obr. 104	Ověření váhových členů kalibrovaným závažím.	92
Obr. 105	Průhyb měřených styčnicků v zimním období 2018/2019.	93
Obr. 106	Změna napětí v měřených prutech horního pásu v zimním období 2018/2019.	94
Obr. 107	Změna napětí v měřených prutech diagonál v zimním období 2018/2019.	94
Obr. 108	Poloha ŠLH v areálu JEDU.	97
Obr. 109	Schematické zobrazení polohy šachet lokalizace havárie v rámci HVB 2.	97
Obr. 110	Harmonogram ověřovací zkoušky integrity kontejnmentu ochranné obálky.	99
Obr. 111	Harmonogram periodické integrální zkoušky.	99
Obr. 112	Schéma polohy jednotlivých čidel a vztažných lanek vnitřního kontinuálního měření v rámci objektu ŠLH.	101
Obr. 113	Schéma poloh kotevních bodů pro vnitřní kontinuální měření v rámci objektu ŠLH.	105
Obr. 114	Provedení pevných kotevních bodů (vnitřní závit M10, resp. M6).	105
Obr. 115	Kotevní deska pro magnetické osazení tenzometrických snímačů.	106
Obr. 116	Kotevní deska pro magnetické osazení snímače mimo hermetickou zónu.	106
Obr. 117	Kladka pro napínání lanka.	107
Obr. 118	Závaží použítá pro napínání lanek.	107
Obr. 119	Schéma tažné pružiny T2540.	108
Obr. 120	Pružina T2540 napínající podélné lanko v horním plynojemu zakotvená do pevného bodu.	108

Obr. 121	Pracovní diagram použité pružiny T2540.....	109
Obr. 122	Stanovení koeficientu tuhosti vodorovného lanka.....	109
Obr. 123	Kalibrace pružiny v lise LaborTech 6.30.....	110
Obr. 124	Pracovní diagram pružiny pro svislá lanka.....	110
Obr. 125	Experimentální stanovení koeficientu tuhosti svislého lanka.....	111
Obr. 126	Reálné přikotvení v plynojemu.....	111
Obr. 127	Tělo snímače OSTD.....	112
Obr. 128	Planžeta osazená odporovými tenzometry.....	112
Obr. 129	Tenzometrický snímač deformací OSTD.....	112
Obr. 130	Kalibrace snímačů OSTD.....	113
Obr. 131	Kalibrační list snímače OSTD.....	114
Obr. 132	Kalibrace snímačů MS04.....	115
Obr. 133	Kalibrační list snímače MS04.....	116
Obr. 134	Měřicí ústředna EMS DV 803 se záložním zdrojem a kabeláží.....	117
Obr. 135	Teplotní a vlhkostní logger S3120E.....	118
Obr. 136	Teplotní čtyřkanálový logger S0141.....	118
Obr. 137	Snímač tlaku PAB– A– 500KP.....	118
Obr. 138	Půdorys rozmístění snímačů v horním plynojemu P1 4. RB.....	119
Obr. 139	Příčný řez barbotážní věží 4. RB s rozmístěním snímačů.....	120
Obr. 140	Nainstalovaný snímač měřícího bodu L1.....	121
Obr. 141	Samostatný kotevní bod pro závěs potenciometrického snímače.....	121
Obr. 142	Souběh měření potenciometrickým a 2 odporovými snímači v jednom bodě.....	121
Obr. 143	Potenciometrické snímače MS04 instalované v plynojemu P1.....	122
Obr. 144	Předepnutí a uchycení svislého lanka 3.....	122
Obr. 145	Tenzometrický snímač v měřícím bodě L3.....	122
Obr. 146	Pohled na vymezený dočasný sklad v horním plynojemu s měřicí ústřednou a záložním zdrojem po dokončení instalace celého systému.....	123
Obr. 147	Časový průběh tlakování.....	124
Obr. 148	Deformace stropu měřená potenciometrickými snímači.....	124
Obr. 149	Deformace stropu měřená potenciometrickými snímači – součet po patrech.....	125
Obr. 150	Deformace stropu horního plynojemu měřená OSTD snímači.....	125
Obr. 151	Deformace stěn plynojemů měřená OSTD snímači.....	126
Obr. 152	Průběh teplot při zkoušce PERIZ.....	126

Seznam tabulek

Tab. 1	Specifikace váhových členů typu PW6D HBM.....	14
Tab. 2	Přehled osazených snímačů v jednotlivých nádržích.....	27
Tab. 3	Srovnání vypočtených a naměřených změn hodnot normálového napětí – strunový tenzometr S4 v nádrži N1.....	35
Tab. 4	Měřicí čidla umístěná ve střešní konstrukci pavilonu D.....	63
Tab. 5	Rozměry nádob a přepočtové koeficienty hmotnost/výška hladiny.....	68
Tab. 6	Převodní koeficient – tzv. "tuhost" mezi výpočtovým modelem a váhovými členy.....	86
Tab. 7	Hustota roztoku síranu měďnatého v jednotlivých nádobách a období.....	91
Tab. 8	Charakteristiky tažné pružiny T2540.....	108
Tab. 9	Tuhostní koeficienty pro jednotlivé snímače.....	111

1 Úvod

Experimentální analýza konstrukcí má za cíl nejen porovnávat reálné hodnoty sledovaných charakteristik s předpoklady uvažovanými při projektování konstrukcí, ale také může významným způsobem přispět k bezpečnému provozu dle norem ne zcela vyhovujících stavebních objektů, či prokázat spolehlivost konstrukce v případech, kdy statický přepočet není průkazný z důvodů nedostupnosti potřebných vstupních údajů a parametrů.

Zejména u předpjatých železobetonových či spřažených ocelobetonových konstrukcí dochází vlivem reologických vlastností betonu k redistribuci vnitřních sil. Dlouhodobým sledováním konstrukce je možné potvrdit či vyvrátit správnost předpokladů uvažovaných při projektu dané konstrukce a zvláště pak ověřit předpokládaný stav na konci predikované životnosti objektu. Časově závislé analýzy konstrukcí mohou vycházet z rozdílných modelů pro výpočet reologických vlastností betonu, které vyžadují nejen znalost vstupních parametrů použitého betonu, ale také zadání různých koeficientů zohledňujících jak geometrické tvary, tak i charakteristiky prostředí (teplotu, vlhkost) především v době zrání betonu. Vzhledem k velkému počtu relativně neznámých parametrů se stále častěji verifikují tyto modely laboratorními zkouškami prováděnými na konkrétních recepturách použitých betonů. Jde tedy hlavně o měření smrštění betonu, a to jak v raném stádiu tuhnutí a tvrdnutí tak i v pozdějších fázích, dotvarování betonu a stanovení pracovních diagramů a modulů pružnosti v rozličném stáří. Předkládaná práce v úvodní kapitole řeší právě problematiku stanovení těchto fyzikálně mechanických a reologických vlastností betonu. Jedná se zejména o vývoj zařízení pro kontinuální měření hmotnostních úbytků cementových kompozitů v raném stádiu tuhnutí a tvrdnutí. Pro určení parametrů ztvrdlých betonů jsou zde popsány metody využívající zejména odporové a strunové tenzometry k měření poměrných přetvoření nezbytných pro stanovení hodnot smršťování, dotvarování, modulu pružnosti a vyhotovení pracovních diagramů.

Na základě předem provedených výpočtů (ověřených laboratorními zkouškami) lze pak účelně stanovit rozsah a cíle experimentálních měření in-situ na projektované konstrukci. Vybrat sledované kritické řezy a určit měřené veličiny, které mají rozhodující význam pro objektivní posouzení reálnosti analytické predikce dlouhodobého chování posuzované konstrukce. Kapitoly 3 a 4 prezentují příklady realizovaných staveb, u kterých bylo v rámci projektové přípravy, vzhledem k jejich významnosti či výjimečnosti, rozhodnuto o osazení měřícími snímači pro ověření předpokládaného chování konstrukcí během výstavby a následného provozu. Diskutováno je především využití strunových tenzometrů pro měření

poměrných přetvoření betonu a oceli a magnetoelastických snímačů (dále jen ME snímače) pro sledování napětí v ocelových předpínacích kabelech či výztužích.

V případě nesplnění normami požadované spolehlivosti konstrukce především z hlediska mechanické odolnosti je možné místo nákladného statického zajištění přistoupit k tzv. řízení rizik při provozu konstrukce. Tím je myšleno omezení zatížení, například změnou způsobu využívání konstrukce či režimu přístupu osob, a monitoring konstrukce a zatížení, který by měl vést k identifikaci stavů sledované konstrukce, kdy přestává být dostatečně spolehlivá a je nutné přijmout mimořádná opatření [2]. Využití tohoto odstavce zmíněné normy je v práci prezentováno v kapitole 5, kde je popsán návrh a realizace aktivního monitorovacího systému sledování střešní příhradové konstrukce během přestavby pavilonu D v areálu Brněnského výstaviště (dále jen BVV) na Moravian Science Centre Brno. Základem instalovaného systému je sledování průhybu střechy za použití hydrostatické nivelace a sledování poměrného přetvoření (nebo napětí) ve vybraných kritických prutech ocelové příhradové konstrukce odporovými tenzometry.

Poslední oblastí řešenou v předkládané práci je měření deformací konstrukčních prvků (stěn, podlah, stropů) velkoobjemových objektů při provádění zatěžovacích zkoušek. V těchto případech je vždy zásadním problémem vytvoření vztažné soustavy (pevných bodů) pro uchycení snímačů. Neopomenutelnou otázkou je též výběr vhodných typů snímačů splňujících jak požadavky na přesnost měření, tak kompatibilitu s navrženým způsobem vztažných bodů. V 6. kapitole je tato problematika popsána na příkladu osazení měřicího systému pro sledování deformací barbotážních věží Jaderné elektrárny Dukovany během provádění přetlakových zkoušek.

2 Laboratorní experimenty

2.1 Vývoj zařízení pro kontinuální měření hmotnostních úbytků cementových kompozitů v raném stádiu tuhnutí a tvrdnutí

Důvody pro vývoj váhového stolu

V celé řadě stavebních materiálů, hmot a dílců jsou při výrobě používána vzdušná či hydraulická pojiva, jejichž příčinou dochází během zrání kompozitu k objemové změně – výrobek nejdříve ve vlhkém prostředí objemově nabývá a následně smršťuje. Je popsáno několik druhů smršťování (objemových změn) v raném stadiu tuhnutí a tvrdnutí kompozitu, které se realizují v podstatě současně. Jedná se o vlhkostní smršťování (kapilární pórovitost a vlhkost prostředí), plastické smršťování (ztráta vody v plastickém stavu) a chemické smršťování (hydratační reakce).

Měření hmotnostních úbytků hmot či výrobků způsobených nejrůznějšími vlivy je všeobecně známo a dokonce je v celé řadě standardů popsáno, vždy však za předpokladu manipulace se zkušebním tělesem či dílcem. Stávající metody měření tedy neumožňují měření hmotnostních úbytků a zároveň měření objemových změn v raném stadiu tuhnutí a tvrdnutí zkoumané hmoty, respektive umožňují měření hmotnostních úbytků až ve chvíli, kdy dojde k náběhu alespoň minimálních manipulačních pevností umožňujících vážení zkušebního tělesa. Je-li však se zkušebním tělesem manipulováno, může dojít a často dochází ke znehodnocení výsledků měření objemových změn [33].

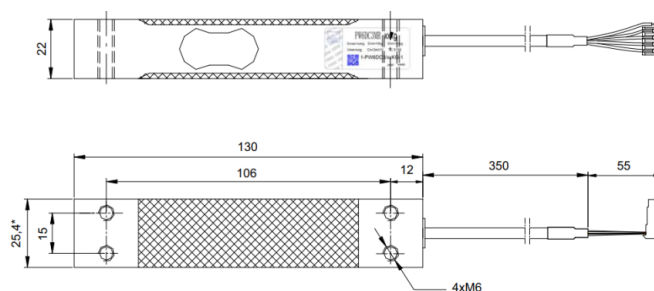
Zařízení pro kontinuální měření hmotnostních úbytků a objemových změn v raném stadiu tuhnutí a tvrdnutí cementových kompozitů a ostatních materiálů nebylo v době vývoje váhového stolu známo. Jedinou variantou bylo vážení pomocí standardních laboratorních vah, na kterých je umístěn měřicí smršťovací žlab (např. Schleibinger). Tato varianta však naráží na zásadní problém s přesností měření. Je třeba si uvědomit, že měřicí žlab naplněný čerstvým betonem či maltou váží kolem 25 kg a hmotnostní úbytky, které jsou potřeba měřit, se pohybují řádově v desítkách g. Je tedy zřejmé, že použití např. váhy či váhového členu s váživostí 30 kg, kde je běžně rozlišovací schopnost 2 g a nelinearita 3,5 g viz Tab. 1, nebude poskytovat dostatečnou přesnost měření pro požadovanou aplikaci. Bylo tedy třeba najít způsob, jak měřit relativně malé hmotnostní změny na tělesech o řádově $100 \times$ až $1000 \times$ větší hmotnosti. Z Tab. 1 jasně vyplývá, že jediným možným řešením bylo použití váhového členu s nižší váživostí a měřit pouze hmotnostní změny způsobené úbytkem vody ve vzorku a co nejvíce eliminovat vlastní tíhu smršťovacího žlabu a pevných fází měřeného vzorku.

Tab. 1 Specifikace váhových členů typu PW6D HBM.

Type			PW6D...						
Accuracy class ¹⁾			C3 Multi Range (MR)						
Maximum number of load cell intervals	n_{LC}		3000						
Maximum capacity	E_{max}	kg	3	5	10	15	20	30	40
Minimum LC verification interval	V_{min}	g	0.2	0.5	1	1	2	2	5
Temperature effect on zero balance	TK_0	% of $C_n/10$ K	± 0.0093	± 0.0140	± 0.0140	± 0.0093	± 0.0140	± 0.0093	± 0.0175
Ratio of minimum verification interval	Y		15.000	10.000	10.000	15.000	10.000	15.000	8.000
Max. platform size		mm	300 x 300						
Sensitivity	C_n	mV/V	2.0 \pm 0.2						
Zero signal			0 \pm 0.1						
Temperature effect on sensitivity ²⁾ in the temperature range +20 ... +40 °C [+68 ... +104 °F] -10 ... +20 °C [+14 ... +68 °F]	TK_c	% of $C_n/10$ K	± 0.0175 ± 0.0117						
Relative reversibility error ²⁾	d_{hy}	% of C_n	± 0.0166						
Non-linearity ²⁾	d_{lin}		± 0.0166						
Ratio of minimum dead load output return	DR		± 0.0166						
Off-center load error ³⁾			± 0.0233						

Podstata váhového stolu

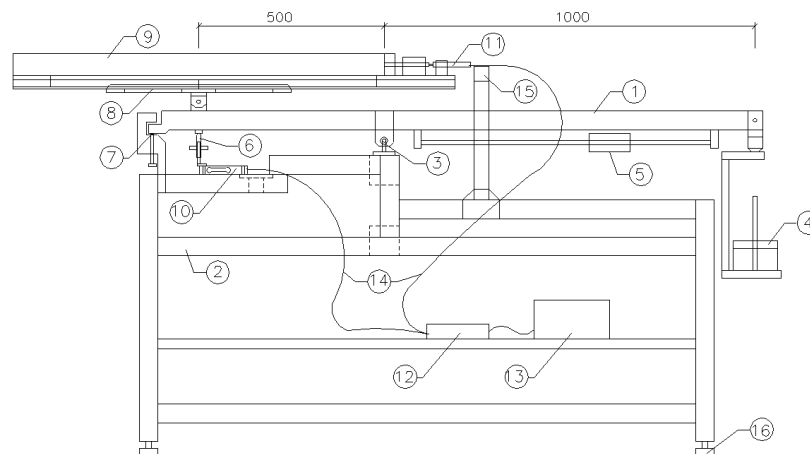
Podstatou vyvinutého měřícího zařízení je eliminace „mrtvé“ váhy měřícího žlabu (vystrojeného indukčností snímačem deformací a přídavným vybavením pro dlouhodobé měření po vyjmutí vzorku ze žlabu) a měřeného vzorku za použití vahadla s nastavitelným protizávažím [32]. Tato koncepce umožňuje použití váhového členu s nižší váživostí, který detekuje pouze změnu hmotnosti způsobenou úbytkem vody. Pro dané měřící zařízení byl vybrán a následně použit váhový člen s označením PW6D3 firmy HBM, Obr. 1. Tento snímač má maximální váživost 3 kg s rozlišovací schopností 0,2 g a nelinearitou v celém měřeném rozsahu max. 0,35 g, viz Tab. 1.

**Obr. 1** Váhový člen PW6D3 použitý při konstrukci váhového stolu.

Popis vyvinutého váhového stolu

Jedná se o stolicí v podobě pevného, robustního a výškově stavitelného rámu, který lze nastavit do vodorovné polohy pomocí stavitelných noh. Hlavní součástí zařízení je vahadlo s minimálním třením, které je upevněno na stolicí pomocí ložiskového (nebo břitového) uložení. Vahadlo je na jednom konci opatřeno závažím pro vyvážení hmotnosti zkušební vzorku a zkušební žlabu. Na vahadle je dále umístěno posuvné dovažovací závaží a na

druhém konci je opatřeno stavitelným ložem pro uložení zkušebního smršťovacího žlabu (měřicí žlab je na jednom konci opatřen indukčním snímačem deformace s přesností nejméně 0,001 mm pro měření délkových změn). Vahadlo je bodově podepřeno rektifikačním šroubem, který je spojen s váhovým členem PW6D3, Tab. 1, Obr. 1 o váživosti 3000 g uloženým na stoličce a aretačním šroubem, Obr. 3. Snímač deformace a váhový člen je kabeláží připojen k měřicí ústředně spojené současně s vyhodnocovací jednotkou. Měřicí ústředna i vyhodnocovací jednotka jsou uloženy na stoličce. Kabeláž indukčního snímače deformace je uchycena v pomocném rámu. Schéma výše popsaného měřicího zařízení je uvedeno na Obr. 2. Obr. 4 zachycuje finální podobu plně funkčního měřicího váhového stolu. Navržená koncepce váhového stolu je určena pro souběžné měření hmotnostních úbytků na třech smršťovacích žlabech.



Obr. 2 Schéma váhového stolu pro kontinuální měření hmotnostních úbytků (kótované rozměry jsou uvedeny v mm).



Obr. 3 Detail váhového členu s aretačním šroubem při funkční zkoušce prototypu.



Obr. 4 Finální provedení váhového stolu.

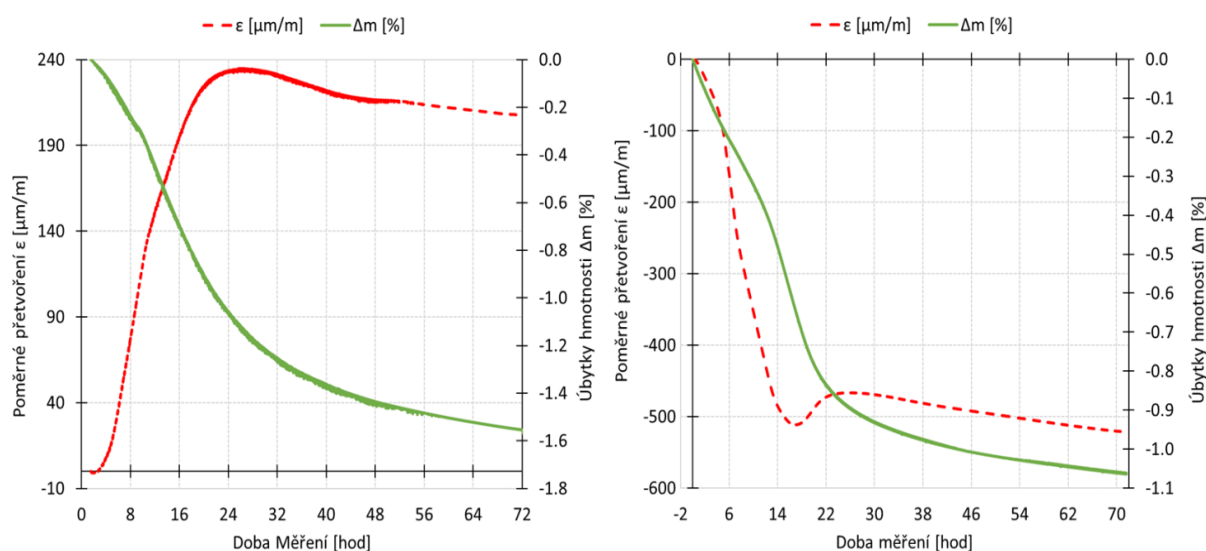
Metodika měření

Kontinuální měření hmotnostních úbytků cementových kompozitů v raném stadiu tuhnutí a tvrdnutí pomocí výše popsaného zařízení se provádí při teplotě 20 ± 2 °C a požadované relativní vlhkosti vzduchu (zařízení není samo o sobě schopno zajistit tyto podmínky, nutnost umístění v klimatizované komoře). Následující popsaný postup se odkazuje na schéma uvedené na Obr. 2. Nejprve se ustaví stolice (2) zkušebního zařízení vodorovně ve všech směrech pomocí stavitelných noh (16). Následně se pomocí aretačního šroubu (7) provede aretace stavitelného lože (8) pro uložení zkušebního žlabu (9), aby při instalaci nedošlo k poškození váhového členu pretižením. Kompozit v čerstvém stavu se aplikuje do žlabu (9), který se následně osadí na stavitelné lože (8). Poté se kabeláží (14) pomocí rámu (15) pro uchycení kabeláže (14) připojí váhový člen (10) a indukčnostní snímač (11) k měřicí ústředně (12) a vyhodnocovací jednotce (13). V tomto okamžiku je možné uvolnit aretaci vahadla (1) pomocí aretačního šroubu (7) a provést vyvážení a vycentrování zkušebního žlabu (9). Pomocí závaží (4) a posuvného dovažovacího závaží (5) se vahadlo (1) vyváží tak, aby přetížení váhového členu bylo v rozmezí $1,5 \pm 0,25$ kg a provede se aretace posuvného dovažovacího závaží (5). Po dokončení této přípravy zařízení s uloženým zkušebním vzorkem se zahájí kontinuální měření hmotnostních úbytků a objemových změn v čase, přičemž měřicí ústředna (12) zaznamenává objemové změny vzorku snímané prostřednictvím indukčnostního snímače (11) deformace a hmotnostní úbytky vzorku snímané prostřednictvím váhového členu (10). Vyhodnocovací jednotka (13) spojená s měřicí ústřednou (12) poté vyhodnotí závislost délkové změny a/nebo hmotnostního úbytku vzorku na čase. Výstup reálného měření délkových změn a hmotnostních úbytků je ukázán na Obr. 5.

Využití váhové stolice

Zařízení umožňuje kontinuální měření hmotnostních úbytků (vody) cementových kompozitů v raném stadiu tuhnutí a tvrdnutí s vysokou přesností, díky čemuž je možno specifikovat obsah vody, tím vymezit vlivy jednotlivých druhů objemových změn a dosáhnout lepšího poznání vlastností zkoumané hmoty. Popsaný způsob měření hmotnostních úbytků umožňuje měření bez nutnosti manipulace se zkušebním vzorkem, čímž nedochází ke znehodnocení výsledků měření. Toto zařízení je intenzivně využíváno nejen na VUT FAST pro řešení výzkumných projektů a smluvního výzkumu ale i v jiných laboratořích (např. BETOTECH, s.r.o.).

Výše popsané zařízení je předmětem patentu vytvořeného na Ústavu stavebního zkušebnictví, FAST VUT [33].



Obr. 5 Výsledky reálného měření smrštění a hmotnostních úbytků na cementových maltách s $w/c = 0,5$ a $w/c = 0,33$ (kladné hodnoty poměrných přetvoření indikují nabývání, záporné hodnoty smrštění).

2.2 Ověření reologických vlastností ztvrdlého betonu

Jedním z rozhodujících jevů z hlediska statického výpočtu předpjatých konstrukcí jsou reologické vlastnosti betonu. Pro vyjádření dotvarování a smršťování byla v minulosti vyvinuta řada teorií, např. model CEB FIP 1990 nebo model B3 [34]. Model B3 obdobně jako CEB FIP 1990 umožňuje predikci dotvarování a smršťování na základě složení a pevnosti betonu, navíc však umožňuje upřesnění predikce podle výsledků krátkodobých laboratorních zkoušek. Závislost parametrů modelu na složení a pevnosti betonu představuje největší zdroj nejistot moderních reologických modelů.

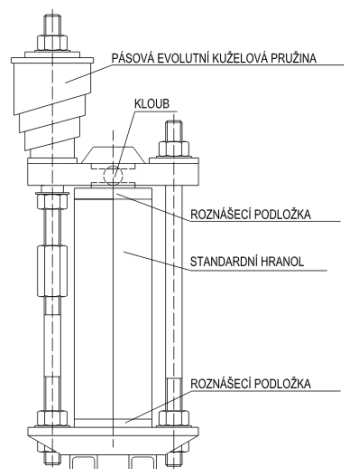
Pro sledování dotvarování a smršťování betonu na laboratorních vzorcích se nejčastěji využívá mechanických dilatometrů (např. Hollanův dilatometr), do kterých je změna deformace zkušebních vzorků přenášena přes měřické body (např. mosazné terčíky) upevněné na povrchu betonu. S ohledem na problémy s připevňováním terčíků k povrchu betonu, relativně nízkou přesností měření a nutností manuálního odečtu je tedy vhodné pro měření poměrných přetvoření betonu použít strunové tenzometry. Tento způsob sledování reologických vlastností betonu umožňuje zahájit měření až po dosažení manipulační pevnosti (obvykle po 24 hod.). Pro dosažení celkového přehledu o chování kompozitu od samotného zhotovení je tedy vhodné toto měření doplnit i o sledování v raném stádiu tuhnutí a tvrdnutí (viz kapitola 2.1).

Vystrojení zkušebních těles

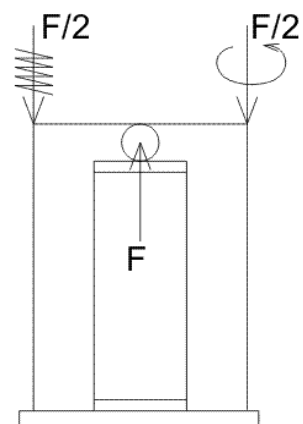
Měření reologických vlastností betonu se většinou provádí na zkušebních hranolech $100 \times 100 \times 400$ mm. Před jejich betonáží jsou na boky formy připevněny speciální přechodové bloky (s kotevními trny zajišťujícími přenos deformace) umožňující následné připevnění strunových tenzometrů. Po dosažení manipulační pevnosti jsou tělesa odformována a do předem zalitých kotevních bloků jsou našroubovány strunové tenzometry (např. TSR/5,5/WP/RT). Tento způsob upevňování strunových tenzometrů umožňuje jejich instalaci i na mokré vzorky. Díky tomu jsme schopni sledovat průběh smršťování betonu od samého počátku. Strunové tenzometry jsou navíc většinou ve voděodolném provedení a umožňují tedy provádět měření i pod vodou v době simulace ošetřování betonu. Po instalaci jsou tenzometry připojeny k měřicí ústředně (lze použít např. ústředny DataTaker DT80G) a je zahájeno jejich dlouhodobé měření [34].

Sledování smršťování betonu

Ve vodním uložení jsou vzorky umístěny po předepsanou dobu, která odpovídá délce doby ošetřování na stavbě nebo ve výrobě. Poté jsou hranoly pro měření smršťování, dotvarování a hmotnostních úbytků postupně přemísťovány z vodního uložení na pracovní plochu v klimatizované místnosti, kde jsou prováděna měření. Uložení hranolů je realizováno na třech liniových podporách napříč vzorky. Pro měření smršťování betonu je důležité zachytit první změny deformace betonu po ukončení ošetřování betonu, resp. po vyjmutí zkušebních vzorků z prostředí o 100% vlhkosti či z vodního uložení. V případě požadavku měření hmotnostních úbytků jsou tyto hranoly umístěny na plošinovou váhu, viz Obr. 9. Příklad výsledků reálného měření je uveden na Obr. 10.



Obr. 6 Schéma dotvarovacího lisu.



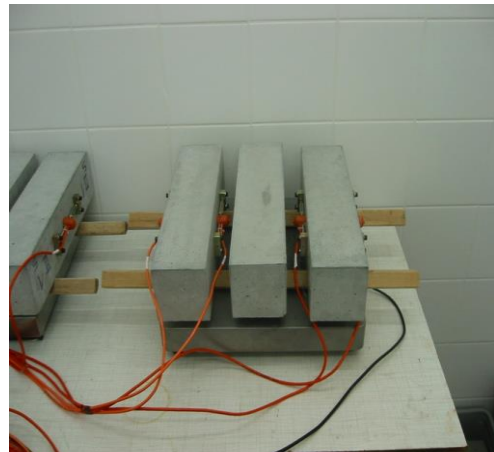
Obr. 7 Princip zatěžování zkušebního tělesa v dotvarovacím lisu.

Sledování dotvarování betonu

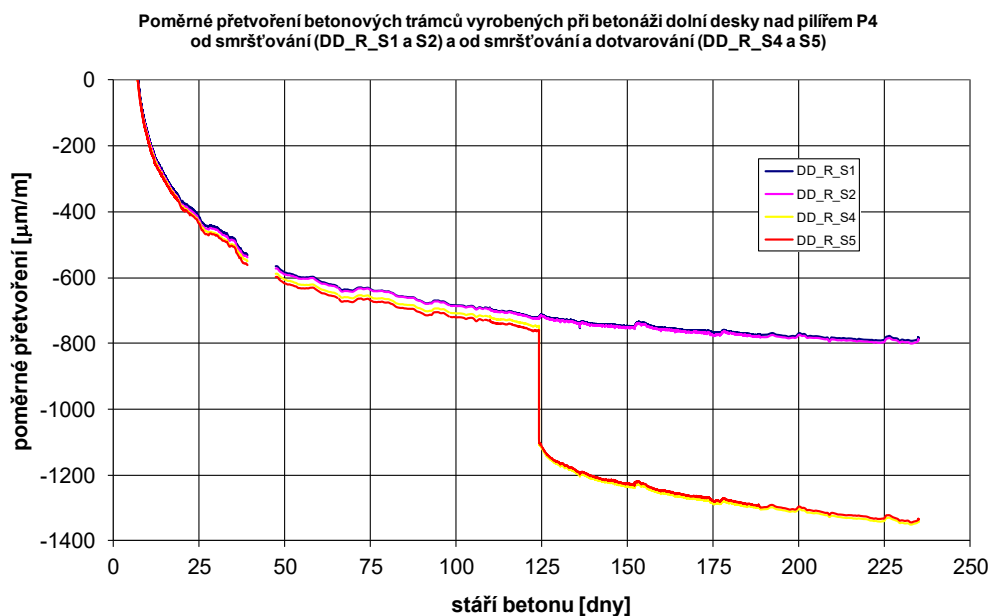
Hranoly rozměrů $100 \times 100 \times 400$ mm určené pro měření dotvarování betonu jsou centricky zatíženy ve stáří betonu 28 dnů, případně ve stáří, které odpovídá největšímu skutečnému zatížení konstrukce. Pro měření dotvarování betonu v laboratoři i in-situ jsou nezbytné speciální lisy, viz Obr. 6, Obr. 7 a Obr. 8 pro dlouhodobé zatěžování vzorků. Je třeba především zajistit centrické vnášení síly do vzorků přes kloub, aby nedocházelo k drcení okrajů vzorku a k nerovnoměrnému namáhání. Nutná je i dlouhodobá stálost vnášené síly nebo alespoň možnost měření této síly v průběhu zatěžování [34].



Obr. 8 Dotvarovací lisy s osazenými zkušebními hranoly.



Obr. 9 Měření smršťování a hmotnostních úbytků.



Obr. 10 Reálné výsledky měření dotvarování a smršťování betonu použitého při stavbě dálničního mostu D4 708.2 přes Odru.

2.3 Odporová tenzometrie

Odporová tenzometrie je velice silný a účinný nástroj pro měření deformačních vlastností prvků a konstrukčních dílců při provádění a vyhodnocování zatěžovacích zkoušek prakticky jakéhokoli typu prvku a způsobu zatěžování. Při jejich užití je nespornou výhodou přímé kontaktní měření deformací sledované oblasti. Odporová tenzometrie je schopna při správně zvoleném typu tenzometru, způsobu aplikace na sledovaný prvek a s důsledně provedenou zatěžovací zkouškou, s vysokou přesností určit napětí v materiálu na základě jeho fyzikálně mechanických vlastností.

Chyby měření

Obecně lze považovat použití odporových tenzometrů za velmi efektivní způsob měření poměrných deformací za předpokladu měření okamžitých změn poměrného přetvoření.

Rozlišovací schopnost tenzometru je běžně $\pm 1 \times 10^{-6}$ (1 $\mu\text{m}/\text{m}$). Za předpokladu kvalitní a správně kalibrované měřicí aparatury můžeme vyloučit chyby způsobené nesprávným nastavením a kalibrací. Přesnost měření deformací je pak ovlivněna řadou faktorů a nemůže být výrobcem uvedena jako vlastnost snímače. Následně je uvedeno shrnutí možných zdrojů chyb.

Prvním zdrojem chyb je tzv. základní chyba tenzometru, což je vlastní citlivost tenzometru. Je uváděna u každého tenzometru jako pásmo nejistoty konstanty K v tzv. tenzometrické rovnici

$$\frac{\Delta R}{R} = K\varepsilon \quad (1)$$

kde: ΔR je změna odporu tenzometru,
 R je odpor tenzometru,
 K je tzv. „k – faktor“ tenzometru a
 ε je poměrné přetvoření tenzometru.

Pásmo nejistoty je $\pm 1 \%$.

Dalšími zdroji chyb v případě lepených tenzometrů mohou být chyby vyplývající z nedokonalé přilnavosti tenzometru k měřenému materiálu a chyba vyplývající ze směrové odchylky tenzometru.

První z těchto chyb lze odhadnout na $\pm 2\% \pm \Delta\varepsilon$, kde hodnota $\Delta\varepsilon$ je dána offsetem měřicí techniky a nedokonalostí teplotní kompenzace. Chyba instalace vzniká nepřesným umístěním

tenzometru. Při směrové odchylce od ideální osy menší než 5° je chyba menší než -1% (v případě jednoosé napjatosti).

Posledním zdrojem chyb je nedokonalá teplotní kompenzace. Ani v případě použití třídrátového způsobu zapojení a při znalosti chybové teplotní křivky tenzometru není možné snížit chybu měření pod $\pm 2 \times 10^{-6}$. Avšak v případě provádění laboratorních krátkodobých zkoušek, kde se během provádění experimentu předpokládá stejná teplota, je tato chyba zanedbatelná [35].

Problematika měření poměrných deformací na betonu

Pro sledování poměrných deformací betonových dílců se ukazují jako nejvhodnější odporové tenzometry firmy Hottinger Baldwin Messtechnik (HBM), a to 100/120 LY41 [47]. Jedná se o tenzometry s aktivní měřicí délkou 100 mm. To je pro měření na betonu (vzhledem k jeho struktuře – nehomogenní materiál, frakce kameniva) optimální velikost s ohledem na požadavek minimální délky rovné alespoň pětinásobku maximální frakce kameniva. Užitím delších tenzometrů, které přináší jednak větší potíže při lepení a také jsou samozřejmě nákladnější, již nelze dosáhnout výrazného zpřesnění výsledků.

Měření poměrných deformací odporovými tenzometry v tažené oblasti s sebou nese jistá úskalí. Do vzniku prvních tahových trhlin je měření bezproblémové a zcela vypovídající.

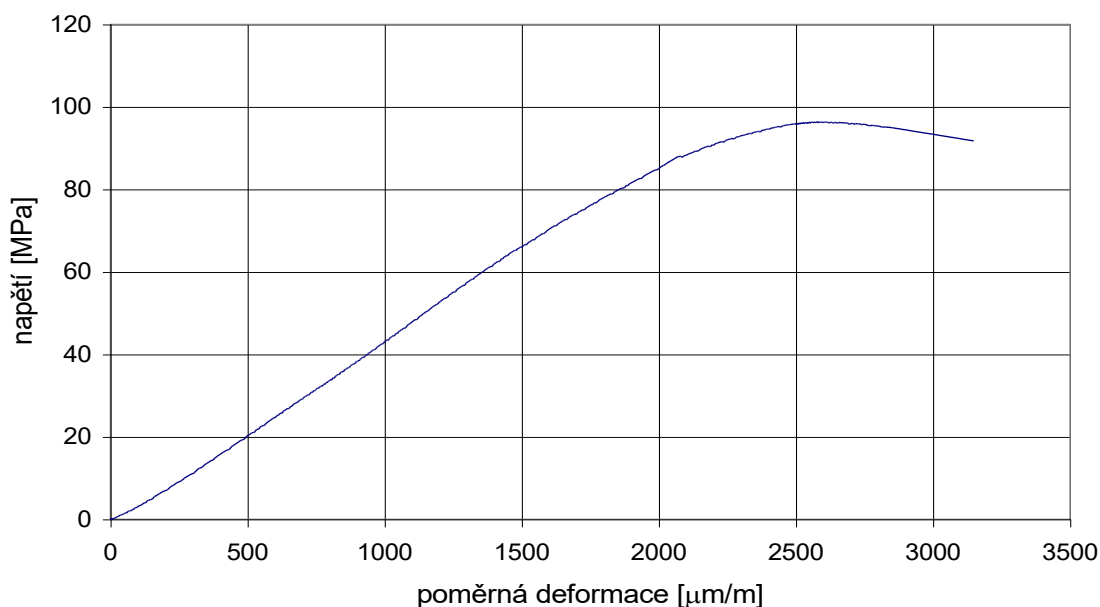
- V případě vzniku trhliny pod nalepeným odporovým tenzometrem dochází k jeho přetržení, snímač přestává měřit \Rightarrow přesné určení okamžiku vzniku trhliny.
- V případě, že trhliny vzniknou okolo tenzometru, nedojde k jeho porušení, ale dochází k uvolnění napětí v betonu a tenzometr indikuje snížení poměrného přetvoření \Rightarrow otázkou zůstává, co je ve skutečnosti v době po vzniku trhlin v betonu měřeno.

Z výše uvedeného vyplývá, že měření poměrného přetvoření odporovými tenzometry v tažené oblasti betonu je spolehlivé do vzniku prvních tahových trhlin. Dále je potřeba brát v úvahu zmíněná úskalí. Při plánování experimentu je tudíž třeba řádně věnovat pozornost umístění odporových tenzometrů, aby bylo dosaženo požadovaných výstupů.

Měření v tlačené oblasti betonu je bezproblémové, nehrozí přetržení snímače a měření podává dostatečně vypovídající výsledky do doby, než dojde k drcení betonu – což nastává většinou při destrukci celého zkoušeného prvku [36].

Pracovní diagramy vysokohodnotných betonů

Pro určení pracovního diagramu na Obr. 11 je třeba na zkoušený hranol nalepit dva odporové tenzometry (typ resp. velikost dle maximální frakce kameniva, většinou však 100 mm, např. tedy 100/120LY41, Obr. 12) na protilehlé strany a určit aritmetický průměr hodnot poměrného přetvoření, čímž jsou vyloučeny účinky od ohybu vlivem nedokonalé centrace tělesa a nerovnosti dosedacích ploch. Vysokohodnotné betony jsou křehké materiály a mají poměrně vysoký modul pružnosti. K destrukci těchto betonů dochází náhle bez předešlého výrazného poklesu zatěžovací síly. Proto pro zachycení sestupné větve pracovního diagramu je třeba zvolit vzorkovací frekvenci alespoň 100 Hz. Z výše uvedeného vyplývá, že pro měření poměrných deformací nelze použít Hollanovy můstky osazené například indukčnostními snímači, neboť by došlo k jejich zničení.



Obr. 11 Pracovní diagram HPC betonu měřený odporovými tenzometry.

Statický modul pružnosti

Obdobným způsobem, jak jsou určeny pracovní diagramy, je možné stanovovat statické moduly pružnosti. Rozdíl je pouze v průběhu zatěžovací síly. Při určování modulu pružnosti zatěžovací síla nenarůstá spojitě až do porušení, ale cyklicky nabývá hodnot základní síly a přibližně třetiny hodnoty hranolové pevnosti. Vzhledem k tomu, že v každém horním a dolním bodě zatěžovací větve je síla ustálena po předepsanou dobu 60 s, není třeba tak velká frekvence záznamu. Oproti Hollanovým můstkům osazených indukčnostními snímači nebo

číselníkovými úchylkoměry, Obr. 13, má užití odporových tenzometrů výhodu v tom, že jsou deformace měřeny přímo na tělese a ne přes přechodový prvek [35].



Obr. 12 Zkušební těleso s nalepenými odporovými tenzometry.



Obr. 13 Zkušební těleso s nalepenými Hollanovými můstky osazenými číselníkovými úchylkoměry.

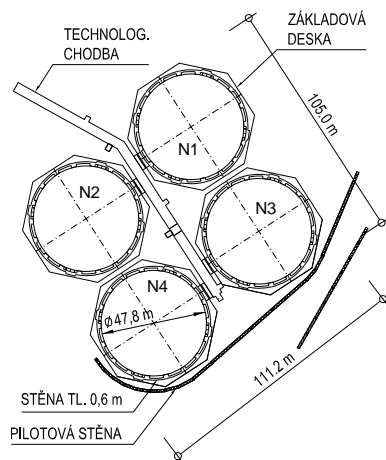
Výše popsané laboratorní experimenty jsou určeny k získání reologických a přetvárných charakteristik jednoho z nejpoužívanějších stavebních materiálů – betonu. Znalost těchto charakteristik je potřebná jak pro provedení numerických analýz konstrukcí či konstrukčních prvků, tak i pro vyhodnocení zatěžovacích zkoušek či dlouhodobého sledování konstrukcí.

Záměrně zde není uvedeno využití tenzometrie pro určení fyzikálně mechanických parametrů dalších stavebních materiálů – oceli, kompozitních materiálů. Tyto parametry (především modul pružnosti) jsou pro vyhodnocování zatěžovacích zkoušek sice nezbytné, ale na druhé straně známe (ocel) či se jedná o běžné laboratorní zkoušky.

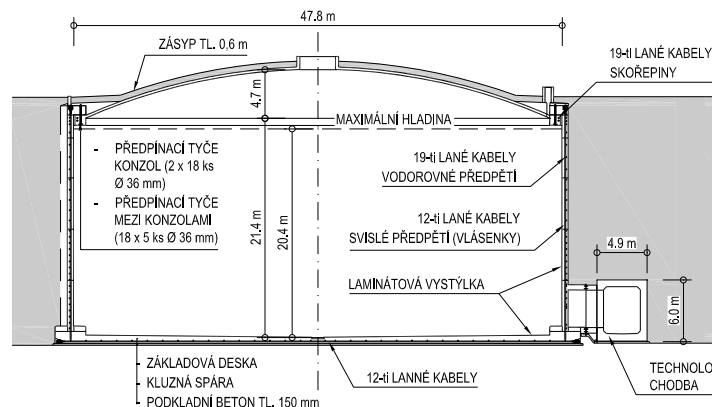
3 Skladové kapacity – Loukov

3.1 Popis sledované konstrukce

Jedná se o čtyři podzemní nádrže o objemu 35 000 m³ určených pro skladování motorové nafty firmy ČEPRO a. s. v Loukově u Bystřice pod Hostýnem. Nádrže jsou kruhového půdorysu o vnitřním průměru 47,8 m s max. výškou hladiny náplně 20,4 m, viz Obr. 15. Zastřešení je provedeno ve tvaru kopule se vzezpětím 4,8 m. Stěny a dno jsou navrženy jako betonové dodatečně předpjaté s dvojitou laminátovou výstelkou. Věnc kopule je po obvodu dodatečně předepjatý. Mezi nádržemi je v úrovni základů technologická chodba pro vedení rozvodů propojující přilehlé nádrže, čerpací stanice a ostatní technologická zařízení, viz Obr. 14. Po dokončení výstavby byly nádrže vsazeny do terénu, ze všech stran celé zasypány a kopule byly přesypány rovnoměrnou vrstvou zeminy o celkové tl. 0,6 m. Projekt nosné konstrukce zpracovala firma SHP spol. s. r. o. Brno, generálním dodavatelem stavby byla firma Metrostav a. s. - Divize 7 [40]. Celkový pohled na rozestavěné nádrže je zobrazen na Obr. 16.



Obr. 14 Situace umístění nádrží.



Obr. 15 Příčný řez nádrží.



Obr. 16 Pohled na rozestavěné nádrže.

Základová deska

Nádrže jsou založeny plošně na základové desce, půdorysně ve tvaru pravidelného osmiúhelníku průměru 51,4 m. Deska má proměnnou tloušťku min. 0,6 m (u kalníku) až 0,82 m u stěn s vyspádováním horního povrchu do středu nádrže. Pod stěnami je deska skokově zesílena až na 1,2 m. Deska je dodatečně předepnuta 12-ti lanými přímými kabely, vedenými cca v těžišti desky, v osové vzdálenosti 1,5 m. Celkem je ve dvou vzájemně kolmých směrech navrženo $34 + 34 = 68$ předpínacích kabelů typu Y1860S7-15,7-A uložených v ocelových kanálcích typu LW 87/75. Kabely byly napínány jednostranně. Mezi základovou deskou a podkladním betonem byla z důvodu umožnění vnesení předpětí do desky vytvořena kluzná vrstva tvořená $2 \times$ PE folií umístěnou mezi dvěma ochrannými geotextiliemi.

Stěny

Stěny nádrží tl. 0,6 m jsou navrženy jako dodatečně předepnuté horizontálními a vertikálními kabely. Horizontální kabely jsou 19-ti lanové. Pro kotvení vodorovných kabelů jsou po vnějším obvodu rozmístěny čtyři svislá žebra (cca 700/4000 mm). Délka kabelu odpovídá přibližně polovině délky obvodu nádrže, kabely jsou tak kotveny ob jedno žebro a vzájemné stykování kabelů je střídavé. Předpínání bylo prováděno oboustranně z obou konců kabelů (současně vždy jedna vrstva kabelů, aby nedocházelo k nerovnoměrnému namáhání nádrže). Vodorovné kabely jsou pro omezení ztrát třením uloženy v HDPE chráničkách. Celkem bylo navrženo 2×30 vodorovných kabelů uložených v nejvíce namáhaných oblastech po 0,6 m. Stěny jsou dále předepnuty svislými 12-ti lanovými kabely [40].

Zastřešení

Zastřešení nádrží je tvořeno železobetonovou monolitickou kopulí tloušťky 250 mm s patním dodatečně předepnutým věncem o rozměrech 1050/1000 mm. Kruhový otvor průměru 3500 mm ve středu skořepiny sloužil pro demontáž skruže dopravu materiálu do a vně nádrže. Otvor je po obvodě ztužen obrubovou stěnou tloušťky 300 mm a výšky 1000 mm. Skořepina byla betonována na pevné skruži na základové desce a následně zvedána na předpínacích tyčích. Tyče byly na jedné straně osazeny v obvodovém věnci skořepiny a na druhé straně v železobetonových konzolách šířky 2200 mm a výšky 900 mm rovnoměrně rozmístěných po obvodu stěn. Na každou konzolu připadaly dvě tyče, spojované po cca 6 m od věnce až nad konzoly ze stěn, kde bylo umístěno zdvihací zařízení. Tíha skořepiny, která byla zvedána, je 1450 tun, na jednu konzolu poté připadá tíha 80 tun. Provedení konzol vyžadovalo osazení nosné betonářské výztuže (14 ks průměru 28 mm na jednu konzolu)

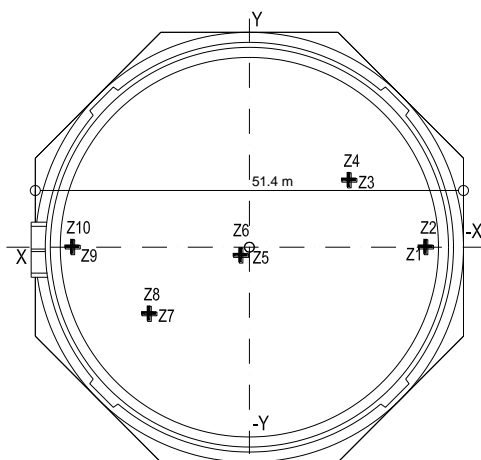
do stěn, kde musela být řádně zakotvena. Mezi konzolami byla osazována betonářská konzolová výztuž průměru 25 mm po 200 mm [40].

3.2 Vystrojení nádrží měřícími snímači

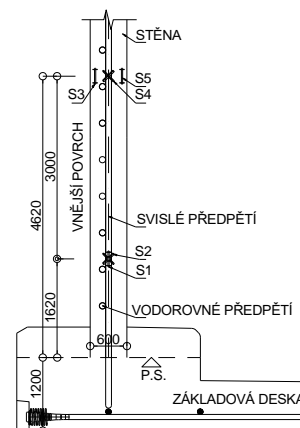
Při statickém řešení konstrukce čtyř nádrží o objemu $4 \times 35\,000\text{ m}^3$ v Loukově u Bystřice pod Hostýnem bylo potřeba přijmout řadu předpokladů o statickém chování, které bylo třeba ověřit dlouhodobým sledováním. Hlavním cílem monitoringu bylo ověření úrovně napjatosti (poměrného přetvoření) betonu v různých stádiích výstavby, během zatěžovací zkoušky i následně během provozu nádrží.

Poměrné přetvoření (napětí) betonu

Do konstrukce nádrží byly osazeny strunové tenzometry typu GT TES/5.5/TR od firmy Gage Technique, viz Obr. 21. Tenzometry byly osazovány do všech konstrukčně důležitých a nejvíce namáhaných částí: základové desky, stěn, konzol, věnce skořepiny a vlastní skořepiny. Ve všech čtyřech nádržích bylo osazeno celkem 160 ks strunových tenzometrů. Přehled osazených snímačů v jednotlivých nádržích je obsahem Tab. 2 a jejich umístění je patrné z Obr. 17, Obr. 18, Obr. 19 a Obr. 20 [39], [38].



Obr. 17 Půdorysné umístění tenzometrů v základové desce nádrže NI.



Obr. 18 Umístění tenzometrů ve stěnách – příčný řez.

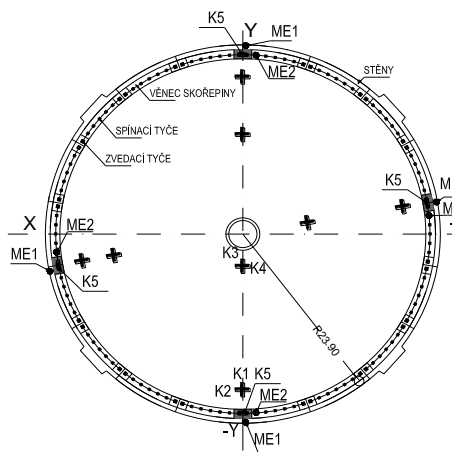
Sledování napjatosti v předpínacích tyčích a ve výztuži konzol

Na přepínací tyče průměru 36 mm bylo navrženo osadit magneetoelastické (ME) snímače od firmy Projstar Bratislava pro měření úbytků předpínací síly. Snímače byly osazeny na tyče mimo konzoly (nejbližší tyč ke konzole) a to jako součást chráničky (Sandrik trubky) tyče. Celkem byly osazeny 4 snímače na každou nádrž.

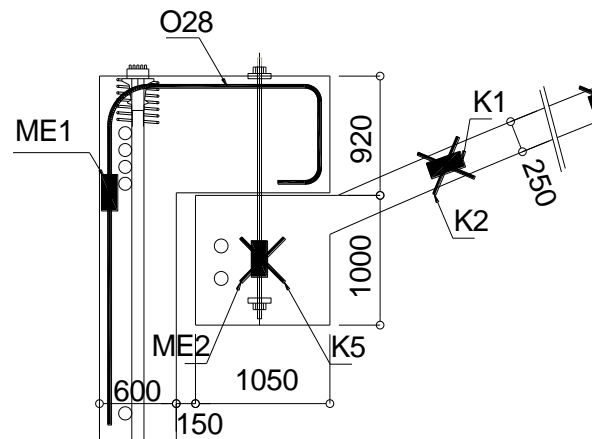
Dále byly osazeny ME snímače na svislou část betonářské výztuže průměru 28 mm konzol. Celkem byly opět osazeny 4 snímače na každou nádrž, viz Obr. 19 a Obr. 20.

Tab. 2 Přehled osazených snímačů v jednotlivých nádržích.

Nádrž	N1	N2	N3	N4	celkem
Strunové tenzometry [ks]					
základová deska	10	5	5	5	25
stěny	20	20	20	20	80
skořepina	16	16	8	8	48
věvec skořepiny	4	3	0	0	7
celkem	50	44	33	33	160
ME snímače [ks]					
na bet. výztuži	4	4	4	4	16
na předpínacích tyčích	4	4	4	4	16
celkem	8	8	8	8	32



Obr. 19 Umístění tenzometrů ve skořepině – půdorys.



Obr. 20 Umístění tenzometrů ve skořepině a v konzolách stěn – příčný řez.

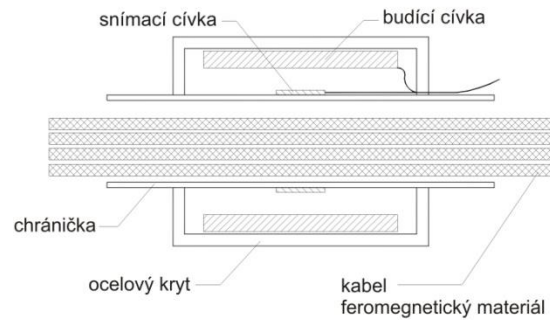
Sledování okolní teploty a teploty betonu

Teploty způsobené v konstrukci klimatickými účinky mohou nabývat značných hodnot a významu. Spolehlivé měření teplot je proto stejně důležité jako měření poměrných přetvoření samotných. Měření teploty betonu je realizováno prostřednictvím zabudovaných termistorů v samotném strunovém tenzometru s měřicím rozsahem -20°C až 70°C . Teplota betonu je tedy sledována v každém místě, kde je měřeno poměrné přetvoření pomocí strunových tenzometrů GT TES/5.5/TR.

Teplota a vlhkost vzduchu v okolí a v dutině chodby byla zaznamenávána automaticky registračními vlhkoměry a teploměry – data loggery S3120 od firmy Comet systém s r. o. Rožnov pod Radhoštěm [39].



Obr. 21 Strunový tenzometr – betonáž základové desky.



Obr. 22 Řez ME snímačem.

Veškeré snímače osazené do konstrukce byly prostřednictvím kabelů umístěných v kabelových chráničkách vyvedeny do šachet na střechách nádrží. V těchto bodech je kdykoliv možné připojit snímače k měřicím ústřednám (např. DataTaker DT 650) umožňujícím automaticky se zvolenou periodou ukládat hodnoty frekvencí jednotlivých strunových tenzometrů a teplotu betonu.

3.3 ME snímače

Popis ME snímačů

Magnetické vlastnosti oceli závisí na aktuálním mechanickém napětí a teplotě. V nejjednodušším případě je vztah lineární a hlavní magnetická charakteristika oceli – permeabilita je rovna :

$$\mu(\sigma, T) = \mu(0, 0) + m \cdot \sigma + \alpha \cdot T \quad (2)$$

kde:

- σ je aktuální mechanické napětí v MPa
- T je teplota oceli ve °C
- $\mu(0, 0)$ je počáteční permeabilita oceli při nulovém napětí a nulové teplotě
- m je magneto-elastický koeficient v MPa^{-1}
- α je teplotní koeficient permeability ve $^{\circ}\text{C}^{-1}$

Ze známé hodnoty permeability oceli $\mu(\sigma, T)$ a teploty T je možné stanovit aktuální napětí σ . Průměrné hodnoty pro vysokopevnostní oceli jsou:

$$\mu(0, 0) = 5, m = 5 \cdot 10^{-3} \text{ MPa}^{-1} \text{ a } \alpha = -0.012 \text{ } ^{\circ}\text{C}^{-1}.$$

ME snímač se skládá ze dvou vinutí patrných na Obr. 22. Na rozdíl od předchozích verzí používají novější snímače buzení proudovým impulsem, což umožnilo výrazně snížit

hmotnost snímače, redukovat chybu měření způsobenou ohřevem materiálu snímače při dlouhodobých měřeních a zvýšit rychlost měření. Primárním vinutím prochází impulsový budící proud a změny magnetického toku indukují napětí v sekundárním vinutí. Síla působící na měřený feromagnetický materiál mění jeho magnetické vlastnosti, což se projeví změnou indukovaného napětí [34], [41].

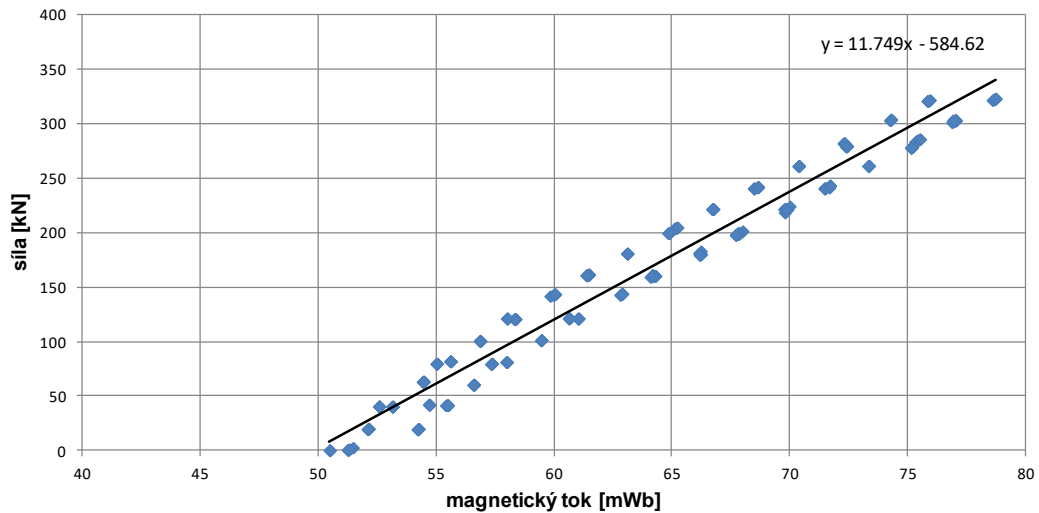
V porovnání s klasickým tenzometrickým resp. hydraulickým dynamometrem, který musí být přímo zatížený měřicí silou, má ME snímač tyto výhody :

- Konstrukce snímače je velmi jednoduchá, tvoří ji válcový transformátor uzavřený v masivním kovovém krytu.
- Předpínací výztuž je součástí snímače, prochází snímačem a tvoří tak přímo jádro transformátoru.
- Snímače neobsahují žádné pohyblivé části, jsou robustní a odolné proti prachu, vodě, chemikáliím, nárazům, vibracím, radioaktivnímu záření.
- Jak vyplývá z výše uvedeného, snímač nemá žádný prvek, který by byl silově zatížený. Masivní kryt slouží jen na zeslabení vlivu okolních feromagnetických materiálů.
- Montáž snímače je jednoduchá, snímač se volně nasune na měřený prvek nebo je přímo součástí obalu předpínací výztuže.
- Snímač není možné silově přetížít.
- Měřicí metoda je spolehlivá a přesná, nejistota měření je u kalibrovaného snímače menší než 1 %, je možné spolehlivě zaregistrovat změnu napětí pod hodnotu 1 MPa.

Kalibrace ME snímačů

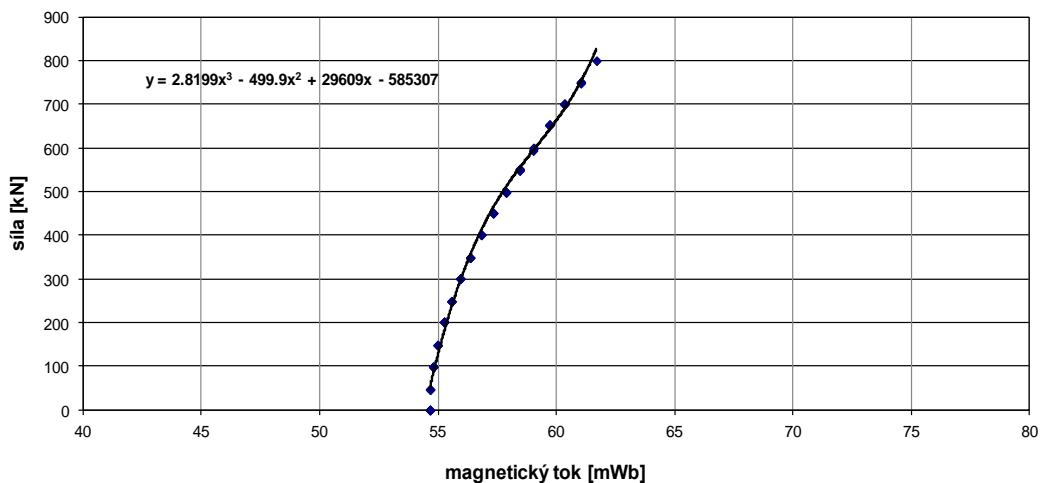
Vzhledem k odlišným magnetickým vlastnostem použité oceli a geometrickým parametrům kabelu, výztuže či předpínací tyče je třeba ME snímače kalibrovat. V případě malých snímačů probíhá kalibrace v lise. Daný snímač osazený na ocel (lano, betonářskou výztuž, předpínací tyč) použitou v reálné konstrukci je zatěžován tahovou silou v jednotlivých krocích a zároveň je měřen výstupní indukční tok, viz Obr. 27. Výsledkem je kalibrační křivka (závislost indukčního toku na mechanickém napětí či síle ve výztuži) pro daný typ snímače a danou výztuž, jak je zobrazeno na Obr. 23 a Obr. 24. V případě velkých snímačů na předpínací kabely skládajících se z několika lan, kdy nastává problém nedostatečného rozsahu lisu, je možné pro kalibraci použít přímo údaje z předpínací pistole při napínání lan [34].

ME PSS32 - bet. výztuž - kal. křivka



Obr. 23 Kalibrační křivka snímače PSS32 – určeného pro sledování síly v betonářské výztuži $\phi 28$ mm.

ME PSS59 - předp. tyč - kal. křivka



Obr. 24 Kalibrační křivka snímače PSS59 – určeného pro sledování síly v předpínací tyči $\phi 36$ mm.

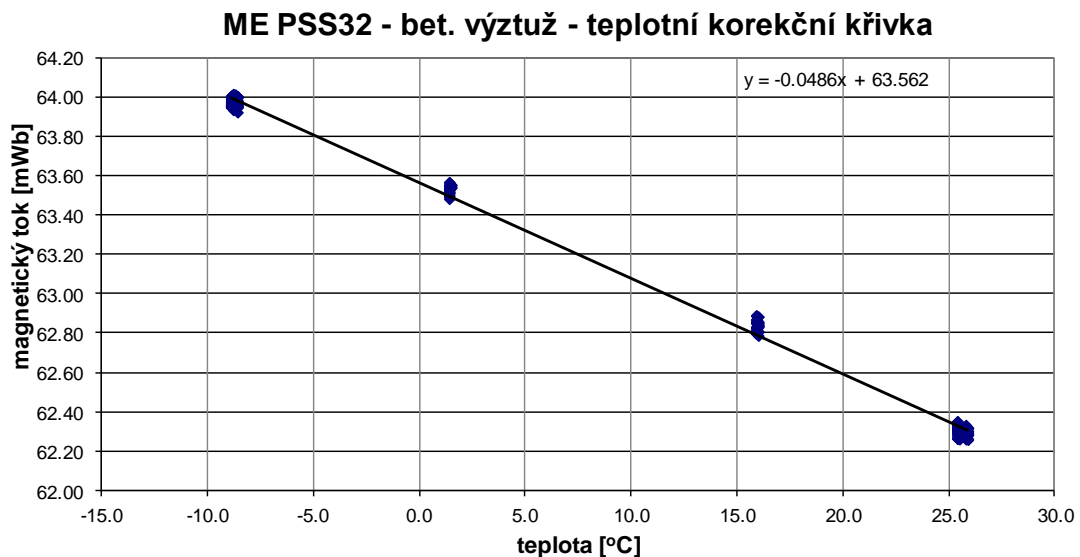
Z grafů uvedených na Obr. 23 a Obr. 24 je patrný výrazný rozdíl v kalibračních křivkách, resp. citlivosti snímačů. Materiál předpínacích tyčí je pro ME metodu méně vhodný, kalibrační křivka je příliš strmá, což znamená malou citlivost snímače na změnu síly/napětí v tyči.

Protože magnetické vlastnosti oceli záleží i na její teplotě, je třeba provádět teplotní korekce naměřených magnetických toků s ohledem na teploty výztuže při daném měření.

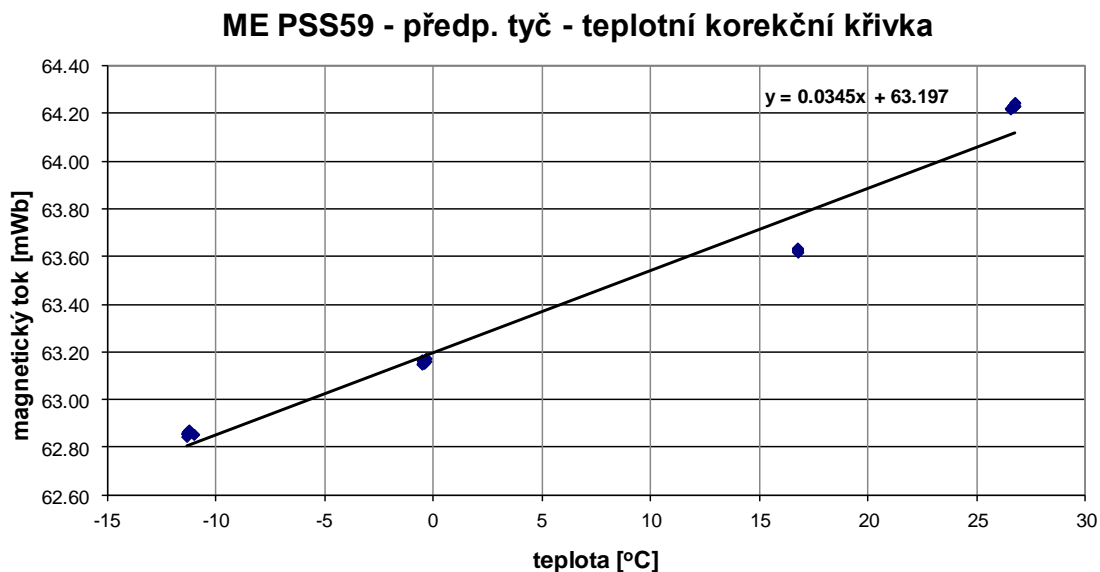
K těmto účelům slouží experimentálně zjištěná teplotní korekční křivka rozdílná pro každý typ snímače a použitou výztuž, předpínací tyč či lano.

Pro snímače použité na sledované konstrukci probíhalo experimentální určování teplotních korekčních křivek v laboratoři Ústavu stavebního zkušebnictví. Shodné snímače, jako snímače osazené na konstrukci nádrží, byly osazené na vzorky originální výztuže, předpínací tyče a byly postupně vystavovány teplotám od cca $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$ do $25\text{ }^{\circ}\text{C}$. Teplotního rozsahu bylo dosaženo umístěním snímačů v teplotní komoře, jak je zobrazeno na Obr. 28. Zároveň probíhalo kontinuální měření snímačů ústřednou P150/6 (používané i na reálné konstrukci) a sledování teploty výztuže, předpínací tyče a ME snímačů pomocí teplotních čidel N1ATG8/C připojených na záznamovou jednotku MS1.

Z naměřených údajů byly vypočteny teplotní korekční křivky, Obr. 25 a Obr. 26, které popisují závislost magnetického toku na teplotě. Při výpočtech mechanického napětí (síly) skutečné výztuže, předpínací tyče je třeba vždy upravit vypočtený magnetický tok z reálných měření na konstrukci dle této korekční křivky vzhledem k teplotám v době měření. Takto upravený magnetický tok pak lze převést dle kalibrační křivky daného snímače na mechanické napětí (sílu) ve sledovaném kabelu [34].



Obr. 25 Teplotní korekční křivka snímače PSS32 – určeného pro sledování síly v betonářské výztuži $\phi 28\text{ mm}$.



Obr. 26 Teplotní korekční křivka snímače ME PSS59 – určeného pro sledování síly v předpínací tyči $\phi 36$ mm.

Z grafů uvedených na Obr. 25 a Obr. 26 je opět patrný výrazný rozdíl v teplotních korekčních křivkách ME snímačů. Pro použité materiály (předpínací tyče a betonářské výztuže) mají dokonce opačný sklon směrnice. Z uvedeného je patrná nutnost provádění teplotních korekcí pro správné vyhodnocení naměřených údajů.



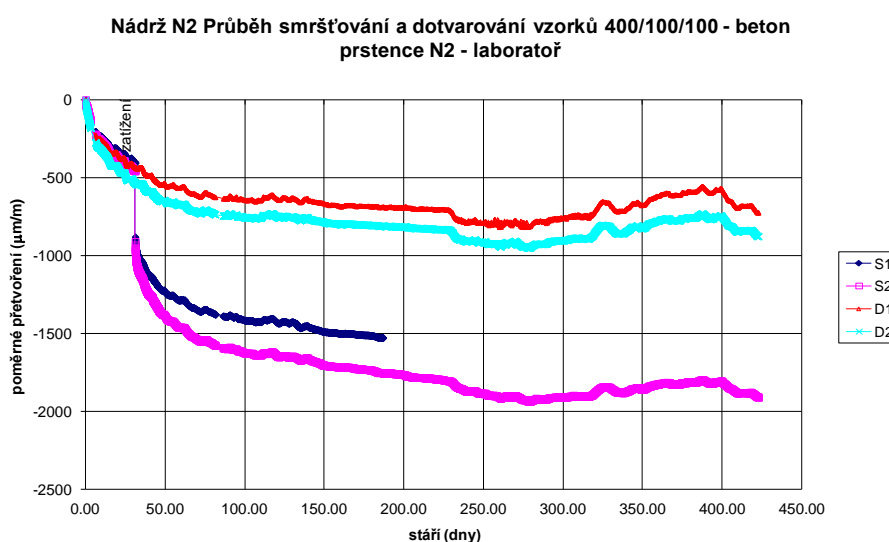
Obr. 27 Kalibrace snímače ME PSS59 v lise.



Obr. 28 Určení teplotní korekční křivky ME PSS59 v teplotní komoře.

3.4 Doprovodné laboratorní experimenty

Nad rámec běžných laboratorních zkoušek předepsaných normami pro kontrolu kvality a rovnoměrnosti výroby betonu byly pracovníky VUT FAST v Brně provedeny nezávislé zkoušky pevností betonu a modulu pružnosti. Dále bylo prováděno ověřování reologických vlastností betonu popsanych v kap. 2.2 na hranolech $100 \times 100 \times 400$ mm vyrobených z betonové směsi při betonáži nádrží. Část hranolů byla umístěna v laboratoři při konstantní vlhkosti a okolní teplotě a část byla umístěna na stavbě. Obr. 29 zobrazuje naměřené hodnoty smrštění a dotvarování na zkušebních hranolech vyrobených při betonáži prstence nádrže N2.



Obr. 29 Naměřené hodnoty smrštění a dotvarování na zkušebních tělesech vyrobených při betonáži prstence nádrže N2.

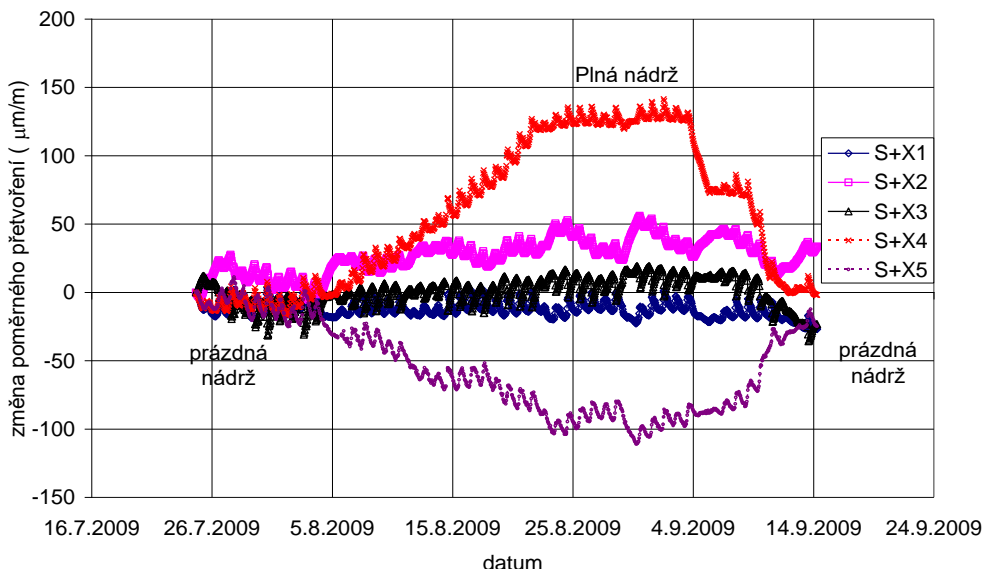
3.5 Zatěžovací zkouška

Hlavním cílem zatěžovací zkoušky bylo ověřit sedání nádrží před aplikací laminátové vystýlky tak, aby došlo k dosednutí nádrže a vystýlka již nebyla namáhána účinky nerovnoměrného poklesu konstrukce od náplně. Bylo tedy třeba dosáhnout stejného přitížení základové spáry jako ve finálním stavu nádrží při maximální havarijní hladině nafty (20,4 m). To odpovídá max. hydrostatickému tlaku nafty $20,4 \times 8,3 = 169 \text{ kN/m}^2$. Pro zatěžovací zkoušku byla použita voda, která vyvodí stejný tlak při výšce sloupce 16,9 m. Při provádění zatěžovací zkoušky navíc nebyl proveden horní zásyp (tl. cca 0,6 m zeminy) nad skořepinou. Z toho důvodu byla výška vody při zatěžovací zkoušce zvýšena o 1,23 m. Celková výška hladiny vody při zatěžovací zkoušce byla stanovena na 18,2 m, tj. 2,2 m pod havarijní hladinu nafty. Pro zajištění zkoušky bylo třeba celkem cca $33\,000 \text{ m}^3$ vody. Voda do první nádrže

byla dopravována z řeky Bečvy cisternami nejprve do mezizásobníku, odkud byla čerpána do nádrže. Navážení vody trvalo přibližně 1 měsíc. Zkoušky dalších nádrží probíhaly cca s jednoměsíčním odstupem. Voda se do nich již přečerpávala z předchozí nádrže. Vlastní přečerpání trvalo zhruba 7-10 dní [37].

Vyhodnocování naměřených výsledků, zejména poměrného přetvoření, probíhalo v součinnosti s projektantem nádrží firmou SHP spol. s r.o. Vyhodnocení poměrného přetvoření ve stěnách nádrže bylo provedeno pomocí deskostěnového výpočetního modelu finálního stavu nádrží s kloubovým uložením stěn na základové desce. Výpočetní model byl vytvořen v programu Scia Engineer. Od zatížení vodou byly porovnávány naměřené a vypočtené hodnoty změn poměrného přetvoření a normálového napětí.

Na Obr. 30 je vynesena průběh změny poměrného přetvoření od zatížení vodou na tenzometrech umístěných ve stěně první nádrže. Zobrazena je vždy změna poměrného přetvoření od stavu před napouštěním vody do nádrže. Podle předpokladů jsou největší změny (tahů) přetvoření patrné na tenzometru S4, který monitoroval roztažení nádrže ve vodorovném směru. Čidla S3 a S5 ukazují průběh namáhání ve svislém směru nádrže, zachycují ohybové namáhání stěn, S3 u taženého vnějšího okraje a S5 u tlačného vnitřního okraje. Čidla S1 a S2 jsou umístěna blíže k základové desce, která brání roztažení stěn ve vodorovném směru, a tak jsou hodnoty přetvoření naměřené čidlem S2 v souladu s projektem menší než u S4.



Obr. 30 Změna poměrného přetvoření betonu ve stěně nádrže N1 měřena strunovými tenzometry S1 - S5 při zatěžovací zkoušce.

Tab. 3 uvádí srovnání vypočtených změn hodnot normálového napětí pomocí deskostěnového modelu v místech čidel S4, umístěných cca ve čtvrtinách půdorysu nádrže. Naměřené změny napětí byly stanoveny jako rozdíl přetvoření při dosažení maximální hladiny a při prázdné nádrži před zkouškou, vynásobené modulem pružnosti použitého betonu 33 GPa. Z tabulky je zřejmá velmi dobrá shoda naměřených a vypočtených hodnot. Při srovnání naměřených a vypočtených hodnot je třeba si uvědomit, že naplnění nádrží probíhalo delší dobu, tedy docházelo ke změnám teplot betonu. To může mít za následek nepřesnosti měření. Také výpočetní model má svá zjednodušení, zejména v uvažování statického působení v detailu styku stěna - základová deska. Proto nelze nikdy očekávat zcela totožné výsledky výpočtu a měření [37].

Tab. 3 Srovnání vypočtených a naměřených změn hodnot normálového napětí – strunový tenzometr S4 v nádrži N1.

řez	Změna normálového napětí [MPa]	
	výpočet	měření
+X	4,96	4,22
-Y	4,95	4,09
-X	4,95	4,56
+Y	4,96	4,61

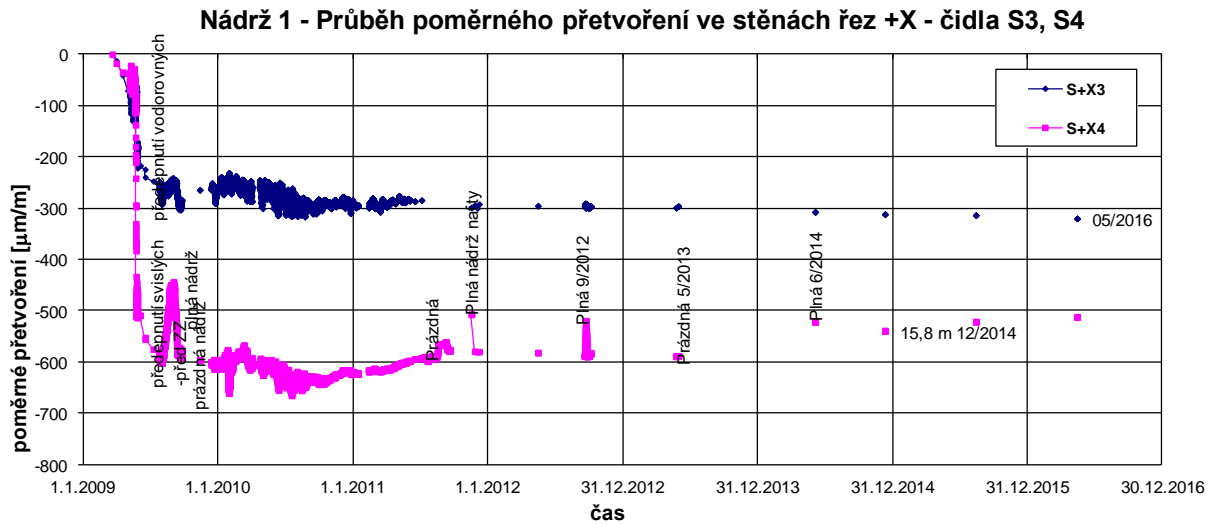
Výsledky monitoringu během zatěžovací zkoušky potvrdily předpoklady projektovaného stavu.

- Měřením namáhání stěn bylo potvrzeno lineárně pružné chování stěn. Po zatížení nádrže a jejím odtížení došlo k návratu na hodnoty měřené před zatěžovací zkouškou. Nebyla zjištěna trvalá deformace.
- Přírůstky poměrného přetvoření (napětí) odpovídají projektovanému stavu.

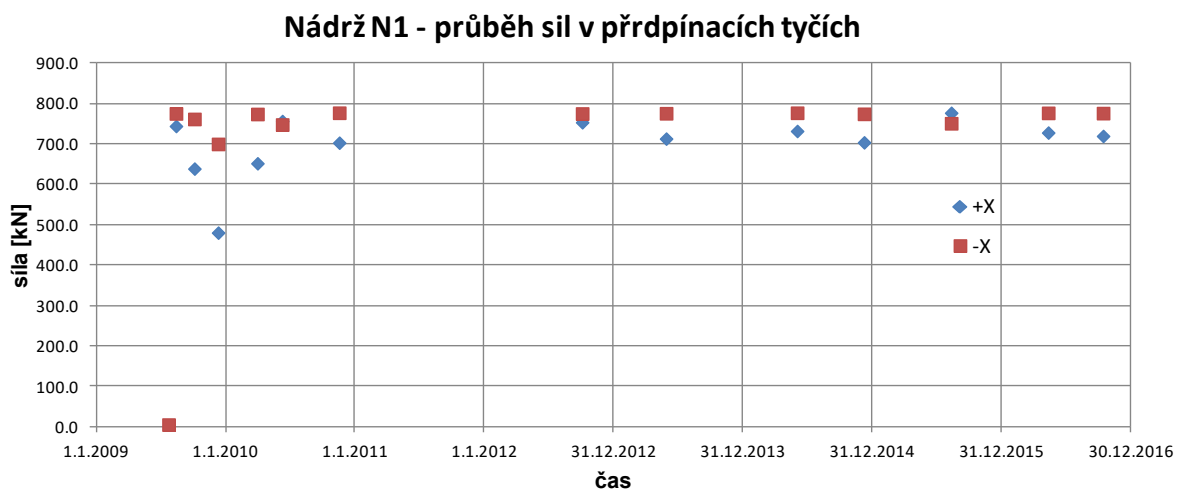
3.6 Dlouhodobé sledování

Po dokončení výstavby nádrží v roce 2009 probíhalo do roku 2016 dlouhodobé sledování chování nádrží při provozu. Graf na Obr. 31 znázorňuje průběh poměrného přetvoření betonu měřeného strunovými tenzometry ve stěně nádrže N1 v řezu +X viz Obr. 18 a Obr. 19. Na Obr. 32 je pro ukázkou znázorněn průběh sil v předpínacích tyčích vynášejících skořepinu měřených ME snímači PSS59 (ME2), viz Obr. 20. Z obou grafů je patrný ustálený trend obou sledovaných veličin (drobné výchyly jsou způsobené hlavně provozem nádrží – změnou

hladiny nafty), což svědčí nejen o správném návrhu konstrukce samotné, ale také o dobře navrženém a provedeném monitorovacím systému.



Obr. 31 Poměrné přetvoření ve stěně nádrže N1, řez +X – dlouhodobé sledování.



Obr. 32 Průběh sil v předpínacích tyčích nádrže N1, řez +X, -X – dlouhodobé sledování.

4 Dlouhodobé sledování mostních konstrukcí

4.1 Most D4708.2 přes Odru

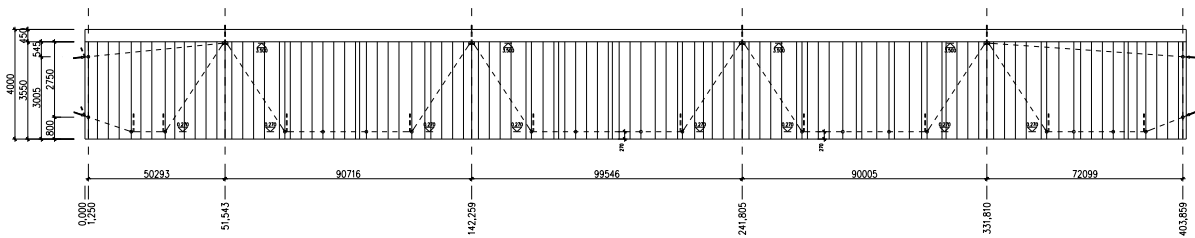
Předmětnou konstrukcí zobrazenou na Obr. 33 se autor podrobně zabýval ve své disertační práci [34]. V následujících kapitolách je uveden jen stručný popis a záznamy dlouhodobého měření.



Obr. 33 Most D4708.2 přes Odru.

Popis sledované konstrukce

Most D4708.2 přes Odru je pětipolový most s největším rozpětím středního pole 99,5 m – sledované pole. Tato stavba patřila k jedné z nejsložitějších sprážených ocelobetonových konstrukcí realizovaných ve střední Evropě. Nosná konstrukce je tvořena jednodukovým nosníkem, jehož spodní deska a stěny jsou ocelové (v oblasti podpor je spodní deska zesílena betonem) a mostovka je tvořena spráženou železobetonovou příčně předepnutou deskou, viz Obr. 35. V návrhu konstrukce bylo obsaženo mnoho inovativních prvků. Konstrukce byla postupně montována a dodatečně předepnutá volnými kabely viz Obr. 34. Při statickém řešení konstrukce bylo třeba přijmout řadu předpokladů o statickém chování jednotlivých prvků i celé konstrukce, které bylo třeba ověřit měřeními v průběhu montáže konstrukce. Z dlouhodobého hlediska bylo žádoucí ověřit úroveň napětí v betonu horní mostovkové desky i dolní železobetonové desky. Z těchto důvodů a dále s ohledem na v našich podmínkách výjimečnost rozpětí bylo rozhodnuto o podrobném sledování mostu. Sledování bylo prováděno ve dvou základních rovinách – jednalo se jednak o provádění kontrolních měření v době výstavby a dále o dlouhodobé sledování konstrukce po uvedení do provozu. Dlouhodobá sledování mají především upozornit na případné změny ve stavu mostu, popř. sloužit pro návrh na provedení diagnostiky, dalšího měření či zatěžovací zkoušky [42].



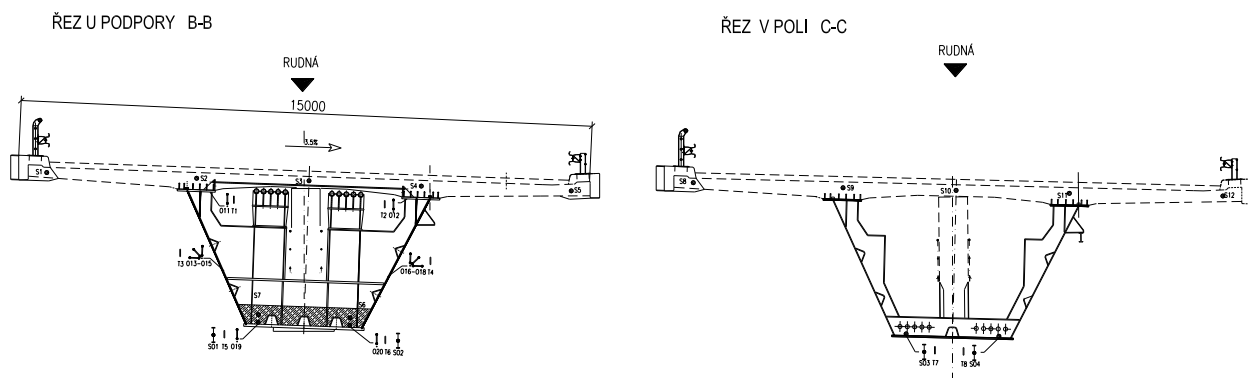
Obr. 34 Schematický podélný řez konstrukcí s vedením volných kabelů.

Sledování poměrného přetvoření ocelové komory

Z důvodů problémů spojených s antikorozní ochranou bylo nutno měření poměrných deformací ocelových částí konstrukce rozdělit na dvě následující etapy s rozdílným způsobem měření:

1. etapa: do otryskání a provedení antikorozních nátěrů. V této době bylo sledování prováděno pomocí odporových tenzometrů umístěných ve dvou řezech a to 1,0 m a 4,5 m od osy podpory. Byly osazeny čtyři odporové liniové tenzometry, dva kříže a čtyři růžice. Celkem se jednalo tedy o 20 tenzometrů. Dvě měřicí místa byla pro porovnání již v této fázi osazena příložnými strunovými tenzometry připevněnými na speciální úchyty umožňující provedení předepsané antikorozní ochrany.

2. etapa: po provedení finální antikorozní ochrany. Od této doby byly sledovány pouze čtyři významná místa dvou příčných řezů na spodní desce a to dvě u podpory a dvě uprostřed pole pomocí příložných strunových tenzometrů. Obnovení odporových tenzometrů po otryskání a provedení nátěrů ocelové konstrukce nebylo možné, neboť pro správné nalepení tenzometrů by musel být lokálně odstraněn antikorozní nátěr.



Obr. 35 Schematické příčné řezy mostu u podpory a v poli s vyznačenou polohou snímačů.

Sledování poměrného přetvoření betonu

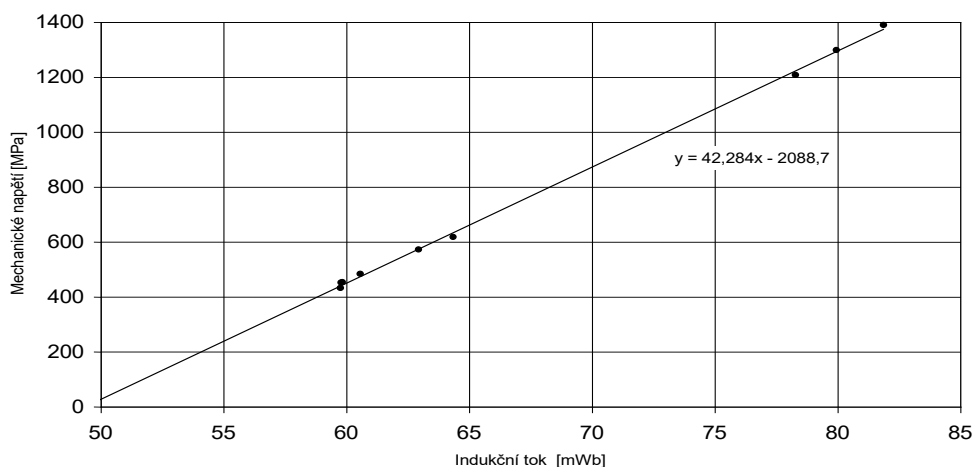
Poměrné deformace v betonu byly sledovány pomocí dvanácti zalitých strunových tenzometrů ve dvou řezech a to 4,5 m od osy podpory a uprostřed pole.

Měření teplot

Teploty ocelových částí hlavní nosné konstrukce byly měřeny platinovými teplotními čidly Pt 100/A, která byla umístěna v řezu 4,5 m od osy podpory. Teploty betonu v místech strunových tenzometrů byly měřeny prostřednictvím zabudovaných termistorů s odporem 3000 Ω při 25 °C s měřicím rozsahem -20°C až 70°C.

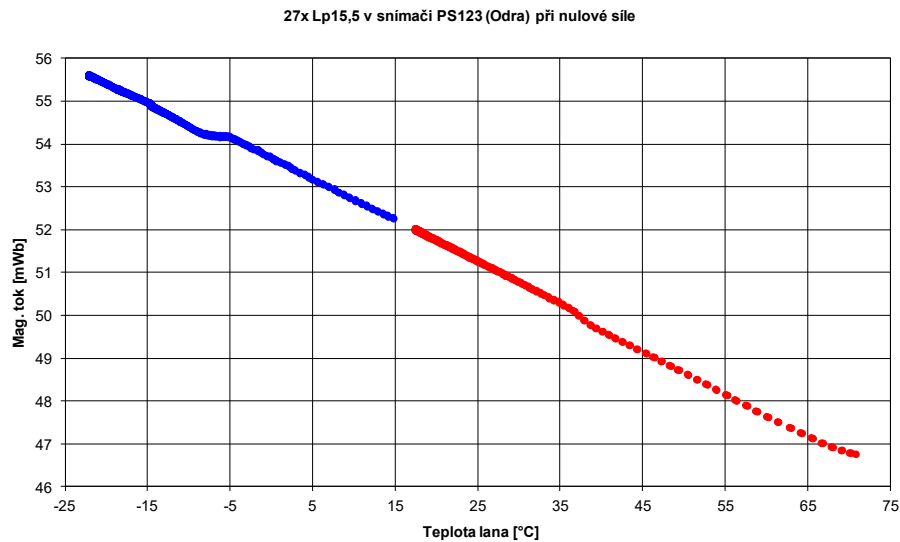
Měření napětí v předpínací výztuži

Měření napětí v předpínací výztuži bylo realizováno pomocí magnetoelastických snímačů na jednom volném kabelu, a to těsně za kotvou a v polovině kabelu. Podélné předpětí je realizováno prostřednictvím 10 volných kabelů o délce cca 540 m, kde každý kabel je tvořen 27 lany LP 15,5, viz Obr. 39. Při montáži chrániček kabelů byly osazeny dva magnetoelastické snímače na kabel K6, a to těsně za kotvu na pravé straně a do prostředního pole před spodní deviátor, jak je patrné z Obr. 38. Toto uspořádání snímačů umožňuje sledovat průběh ztrát napětí v kabelu. Vzhledem k odlišným magnetickým vlastnostem použité oceli a geometrickým parametrům kabelu bylo třeba ME snímače kalibrovat pro daný typ kabelu, viz Obr. 36. Protože na dané konstrukci jsou kabely tvořeny 27 lany Lp 15,5 a dopředu nebylo možné provést kalibraci v laboratorních podmínkách v lise (viz kapitola 3.3), či standu, byly pro kalibraci použity hodnoty tlaku z předpínací pistole při napínání daného kabelu K6 a výstupní hodnoty snímače umístěného těsně za kotvou (nejsou předpokládány ztráty na tomto úseku).



Obr. 36 Kalibrační křivka ME snímače PS123 27LP15,5.

Při napínání konstrukce byl odebrán originální vzorek použité chráničky a kabelu, na kterém byla dodatečně provedena teplotní kompenzace ME snímačů. Výsledná teplotní korekční křivka je uvedena na Obr. 37.



Obr. 37 Teplotní korekční křivka ME snímače PS123 27LP15,5.



Obr. 38 ME snímač PS132 uprostřed středního pole.



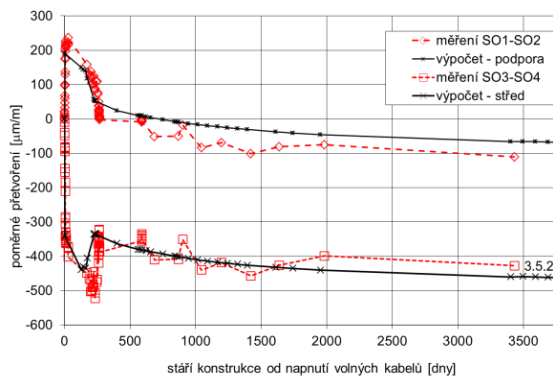
Obr. 39 Pohled do komory mostu s vedením podélných kabelů.

Výsledky dlouhodobého měření a srovnání s výpočtovým modelem

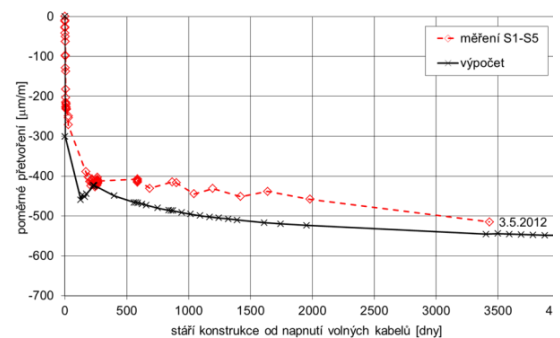
Pro ověření reálného chování mostu byl vytvořen prutový výpočetní model mostu v programu TDA [44]. Jedná se o rovinný prutový výpočetní model respektující sprážený průřez. Ocelová a betonová část průřezu byly zadány samostatnými konečnými prvky na excentricitě vůči referenční ose mostu. Další konečné prvky představují jednotlivé volné předpínací kabely, spojené tuhými prvky s ocelovou částí v místě deviátorů a sedel.

Ztráty předpětím byly uvažovány dle projektovaného stavu. Součinitel tření v oblouku byl uvažován dle naměřených průběhů při napínání hodnotou 0,156 a v přímé části 0,001 [44]. Dlouhodobá část relaxace byla uvažována zjednodušeně ve třech časových uzlech (při napínání v čase 213 dní – 2,1%, v čase 339 dní – 1,6% a v čase 802 dní hodnotou 0,1%). Pokluz byl zadán hodnotou 5 mm, kotevní napětí hodnotou 1395 MPa s podržením napětí při napínání po dobu 300 s. Modul pružnosti lan byl uvažován 195 GPa. Kabely byly napínány oboustranně z čela nosné konstrukce.

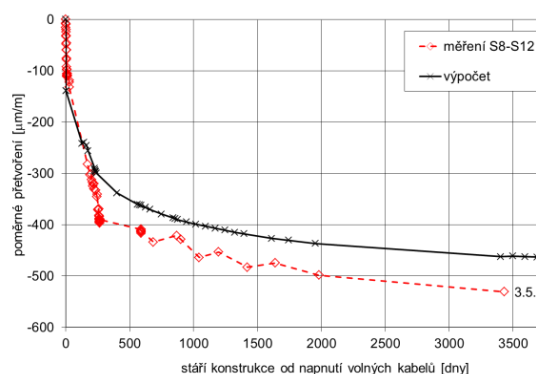
Pro výpočet smršťování a dotvarování byl použit reologický model dle EC2. Ošetřování betonu nosníku i desky bylo uvažováno po dobu 7 dnů (po tuto dobu nedochází ke smršťování). Náhradní tloušťka průřezu byla v modelu uvažována neměnná po celou dobu životnosti mostu a byla stanovena pro obvod průřezu s izolací horní desky, přes kterou nemůže docházet k vysychání. Ve všech časových intervalech byla uvažována vlhkost vzduchu 68%.



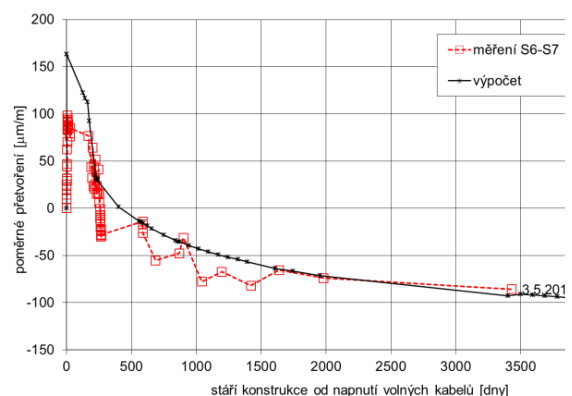
Obr. 40 Průběh poměrného přetvoření oceli – čidla SO1 a SO2.



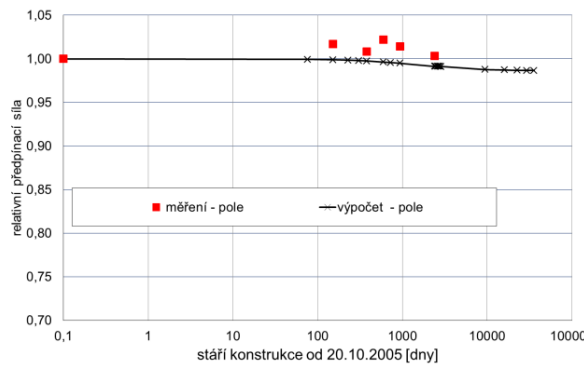
Obr. 41 Průběh poměrného přetvoření betonu – horní deska – řez B.



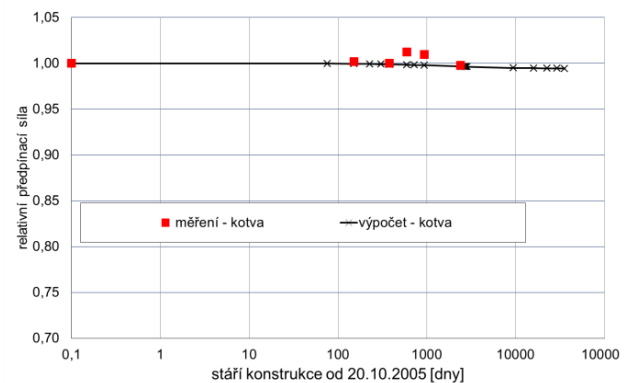
Obr. 42 Průběh poměrného přetvoření betonu – horní deska – řez C.



Obr. 43 Průběh poměrného přetvoření betonu – dolní deska – řez B.



Obr. 44 Průběh relativní předpínací síly – pole.



Obr. 45 Průběh relativní předpínací síly – pod kotvou.

Obr. 40 uvádí srovnání naměřených a vypočtených hodnot poměrného přetvoření pro čidla osazená na ocelové části. Na Obr. 41, Obr. 42 a Obr. 43 je obdobné srovnání pro zabetonovaná čidla v horní desce v poli a u podpory. Poměrná přetvoření jsou vždy vynášena od doby napnutí volných kabelů. Jedná se o průměrné hodnoty z čidel naměřených v dané části mostu (dolní nebo horní deska). Je patrná dobrá shoda naměřených a vypočtených hodnot.

Průběh relativní předpínací síly na čidle v poli a pod kotvou (poměr sil vztažených k síle v čase měření ve dne 20. 10. 2005) je uveden na Obr. 44 a Obr. 45. Za období 7 let (je k dispozici 5 měření) jsou naměřeny velmi malé změny předpínací síly, které dobře odpovídají výpočtům [45].

Sledování mostu probíhá více než deset let. Za tuto dobu je zřejmá velmi dobrá shoda naměřených a vypočtených hodnot poměrného přetvoření betonu i oceli. Změny velikosti předpínací síly v čase jsou minimální. Konstrukce mostu nevykazuje neočekávané zvýšené deformace a namáhání. Most se chová v souladu s výpočtovými předpoklady projektu.

4.2 Most D8-062 dálniční most mezi tunely Radejčín

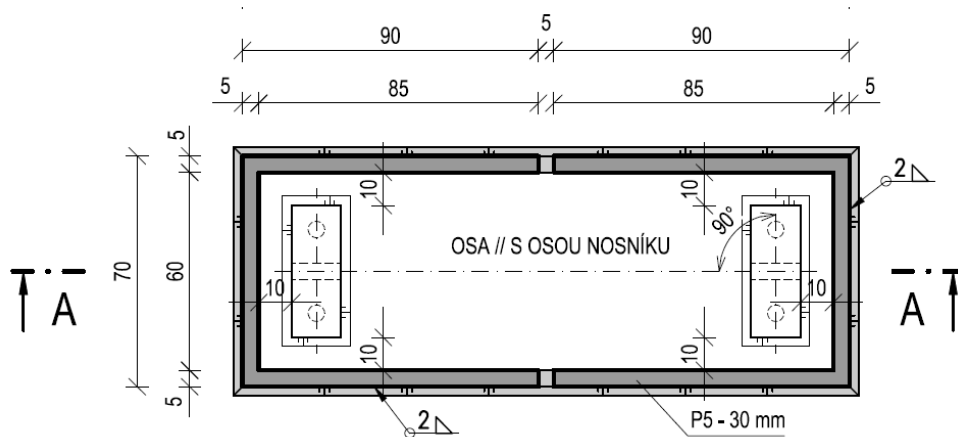
Popis sledované konstrukce

Most převádí dálnici D8 přes údolí Uhelné strouhy mezi tunely Prackovice a Radejčín. Mostní objekt se skládá ze dvou samostatných mostních konstrukcí (levý a pravý most), které převádějí vždy jednu polovinu dálnice. Jsou od sebe umístěny na vzdálenost tunelových trub a mají samostatné směrové a výškové vedení. Most je navržen jako spřažená ocelobetonová konstrukce trámového typu, spojitý nosník o 3 polích. Teoretická rozpětí jednotlivých polí,

vztažená na osu ocelové nosné konstrukce jsou 38,80 + 54,00 + 38,80 m. Konstruktivní výška nosné konstrukce je 3,585 m. Uložení nosné konstrukce je navrženo na hrncových ložiscích. Spodní stavba mostu je tvořena dvojicí krajních železobetonových opěr a dvojicí vysokých štíhlých železobetonových pilířů. Založení spodní stavby je navrženo jako kombinované. Opěra 1 a vnitřní podpěra 2 jsou založeny plošně, vnitřní podpěra 3 a opěra 4 jsou založeny na velkopřůměrových pilotách. Monitoring tohoto objektu byl řešen v rámci [46].

Sledování poměrného přetvoření ocelové konstrukce

Na ocelovou nosnou konstrukci levého mostu byly ve výrobně osazeny podkladnice pro upevnění strunových tenzometrů. Podkladnice z oceli S235 (profilu tyč 15/15) byly osazeny v páru na každé měřicí místo ocelové konstrukce, viz Obr. 46. V podkladnicích byly předem vyvrtány otvory z vrchu pro uchycení tenzometru a z boku pro uchycení plechové krytky. Na horní pásnici byly okolo podkladnic tenzometru přivařeny ochranné rámečky, na které byly po osazení tenzometrů připevněny těsněné plechové krytky, které chránily tenzometry během betonáže. Podkladnice a ochranné rámečky byly opatřeny plnou skladbou PKO.



Obr. 46 Schéma podkladnice pro upevnění strunových tenzometrů na ocelovou konstrukci.

Celkem bylo na ocelovou konstrukci osazeno 14 ks strunových tenzometrů TSR/5,5/T firmy Gage Technique, Obr. 47. Součástí každého tenzometru je i zabudovaný termistor umožňující sledování teploty v daném místě.

Sledování poměrného přetvoření spřažené železobetonové desky

Pro sledování poměrných přetvoření ŽB desky bylo použito 11 ks strunových tenzometrů TES/5,5/T Gage Technique, Obr. 48. Jednotlivé tenzometry byly osazovány na armokoš ŽB desky mostovky těsně před betonáží daných úseků. Součástí každého tenzometru je opět zabudovaný termistor umožňující sledování teploty v daném místě.



Obr. 47 Strunový tenzometr TSR/5,5/T
– pro montáž na povrch ocelové
konstrukce.

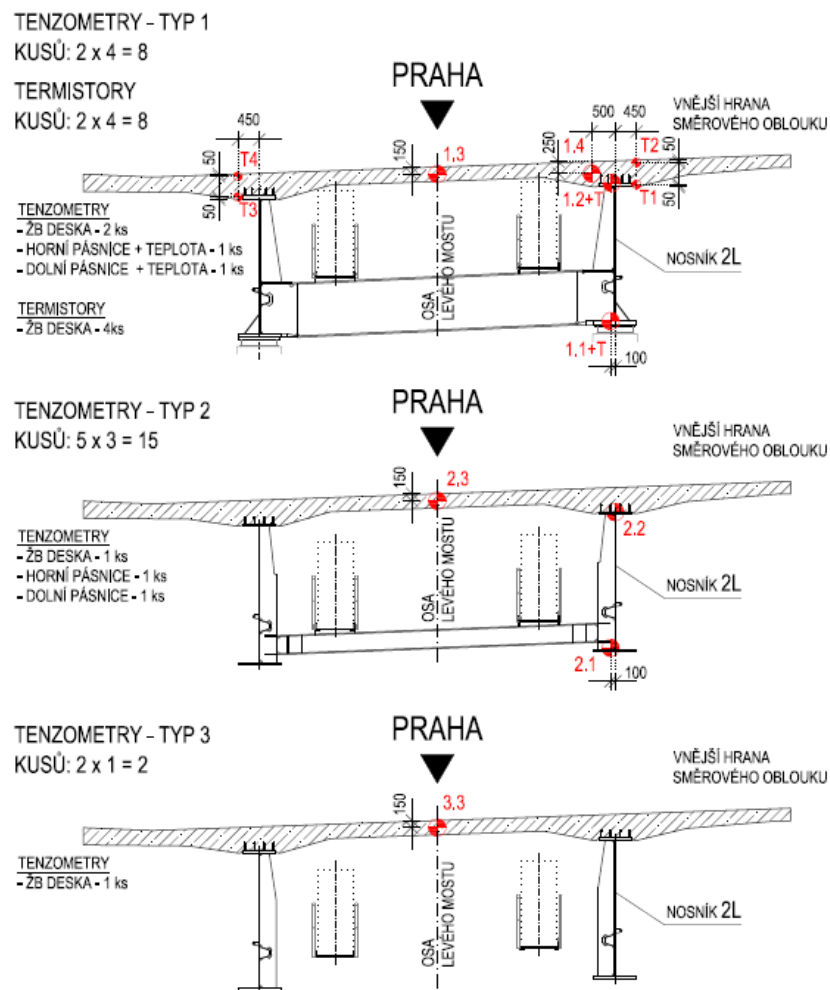


Obr. 48 Strunový tenzometr TES/5,5/T
– pro zalití do betonu.

Teplotní snímače

ŽB deska byla ještě v jednom řezu, mimo míst osazených strunovými tenzometry (a tedy i zabudovanými termistory), doplněna ve čtyřech bodech teplotními snímači PT1000 firmy Comet Rožnov.

Umístění snímačů v konstrukci



Obr. 49 Schéma umístění tenzometrů v konstrukci – typické příčné řezy.

Rozmístění všech snímačů (14 ks strunových tenzometrů TSR/5,5/T na ocelové konstrukci, 11 ks strunových tenzometrů TES/5,5/T v ŽB desce a 4 teplotní čidla PT 1000) odpovídá projektu dlouhodobého sledování. Typické příčné řezy nosnou konstrukcí s umístěním snímačů jsou na Obr. 49.

Měřicí ústředny

Veškeré snímače byly propojeny pomocí kabelů HeluTronic LIYCY 4×0,35 do společného místa nad 3. podpěrou a osazeny konektory canon 25M. *Pro měření strunových tenzometrů* byly používány následující ústředny :

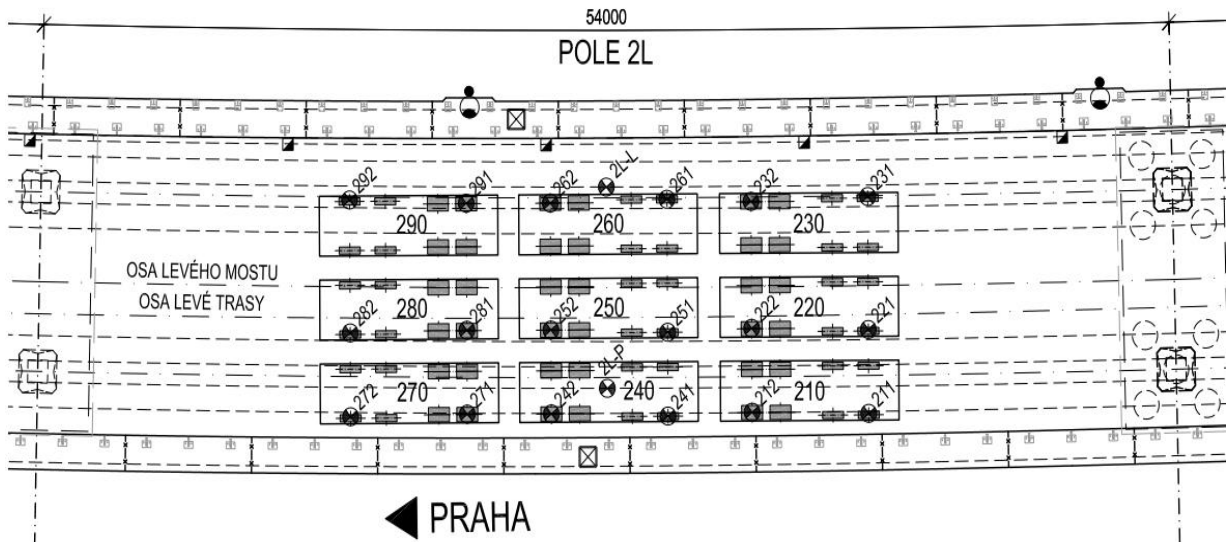
- DataTaker DT80G – 5-ti kanálová měřicí ústředna – použita pro bodová měření jednotlivých montážních stavů v průběhu výstavby. Perioda měření a ukládání dat byla 5 s.
- DataTaker DT605 – 10-ti kanálová měřicí ústředna – použity 3 ks pro spojitý záznam všech strunových tenzometrů v průběhu zatěžovací zkoušky. Perioda měření a ukládání dat po celou dobu trvání ZZ byla 30 s .

Měření teplotních snímačů :

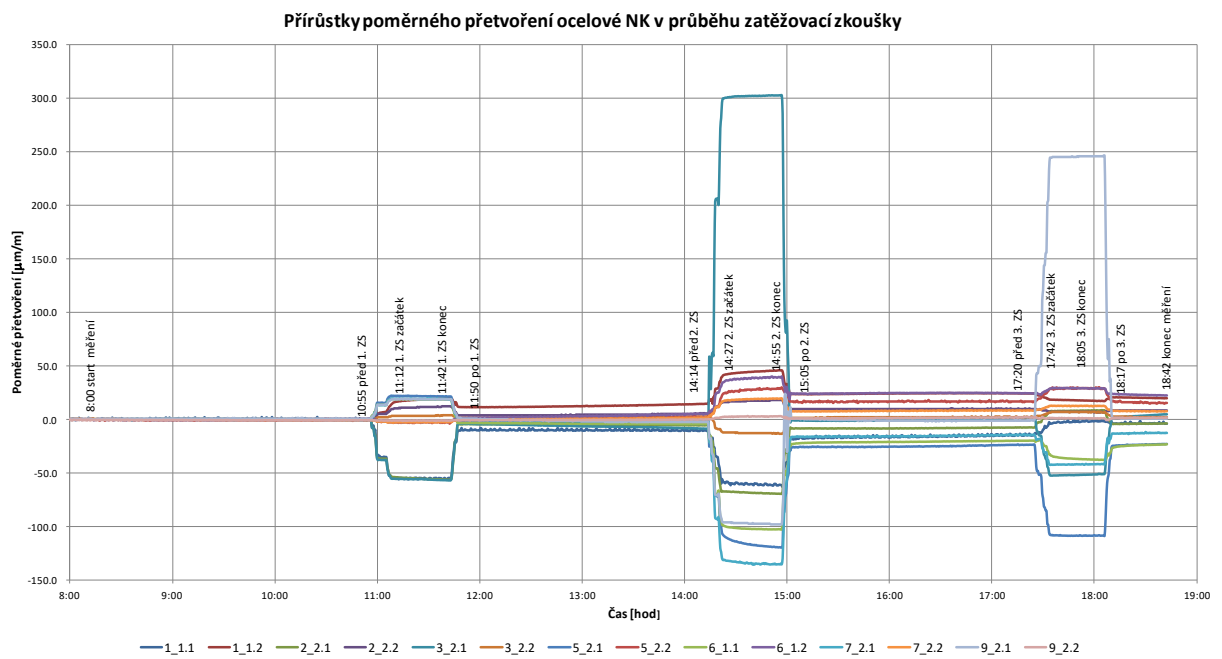
- DataTaker DT80G – měření teplot pomocí zabudovaných termistorů ve strunových tenzometrech, perioda měření a ukládání dat pro bodová měření byla 5 s.
- MS6D – 16-ti kanálová měřicí a záznamová ústředna pro teplotní sondy. Použita pro spojitý záznam teplotních čidel (PT1000) T1 až T4 v průběhu ZZ. Perioda měření a ukládání dat po celou dobu trvání ZZ byla 30 s.

Měření při zatěžovací zkoušce

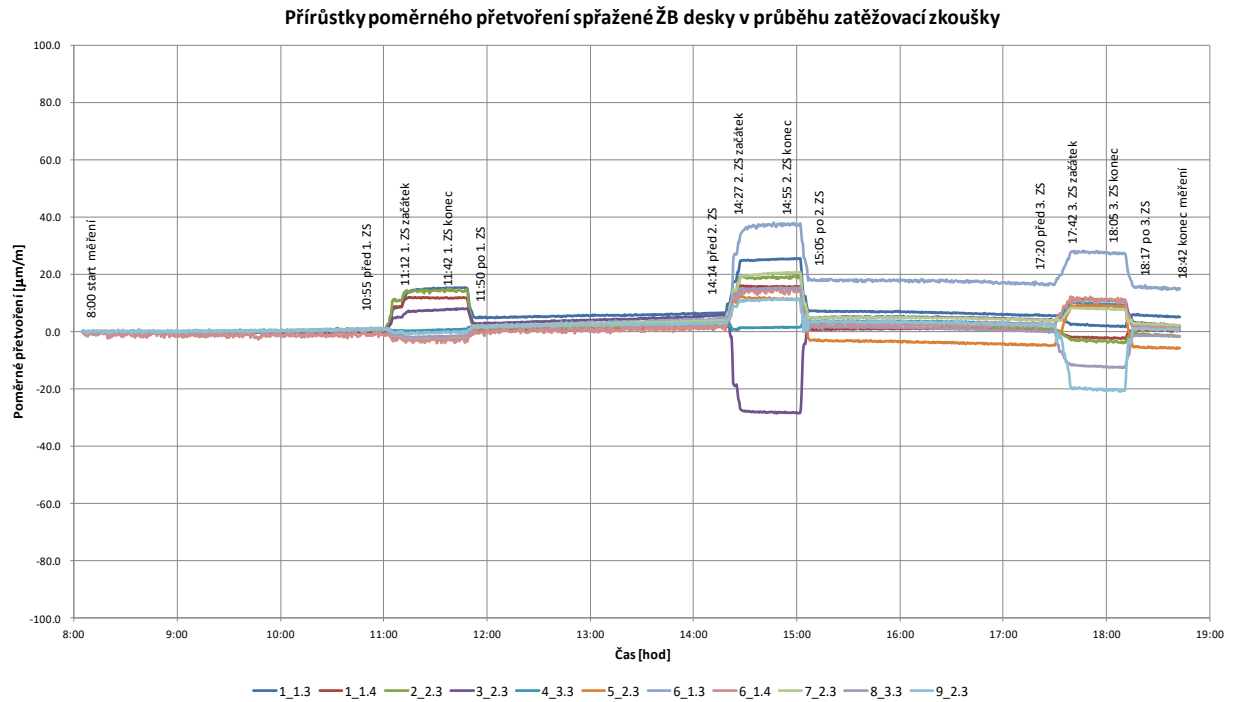
Zatěžovací zkouška byla provedena v každém poli pravého i levého mostu. Jako zatěžovací zkušební vozidla byly použity čtyřnápravové sklápěče Mercedes-Benz Actros 4141 nebo Tatra 815 o hmotnosti 34 t. Oba typy vozidel mají téměř identické zatěžovací schéma. Pro každý zatěžovací stav bylo použito 9 těchto vozidel, Obr. 50.



Obr. 50 Schéma rozmístění vozidel při zatěžovací zkoušce – 2. pole, levý most (kótováno v mm).



Obr. 51 Přírůstky poměrného přetvoření ocelové konstrukce v průběhu zatěžovací zkoušky.



Obr. 52 Přírůstky poměrného přetvoření spřažené ŽB desky v průběhu zatěžovací zkoušky.

Mostní objekt byl sledován v průběhu výstavby a při provádění zatěžovací zkoušky. Veškerá naměřená data byla průběžně předávána projektantovi pro verifikaci výpočtového modelu. Odezva konstrukce (poměrné přetvoření ocelové NK a spřažené ŽB desky) na vnesené zatížení v průběhu ZZ je uvedeno na Obr. 51 a Obr. 52.

5 Aktivní monitorovací systém - VIDA – Moravian Science Centre Brno

Uváděná problematika byla řešena v rámci projektu TA02011368 "*Systémy proti přetížení lehkých střešních konstrukcí klimatickým zatížením*". Vlastní návrh systému, výsledky a průběh řešení je obsahem publikací a zpráv [14] až [22], ze kterých je čerpáno.

5.1 Důvody použití aktivních monitorovacích systémů

V případě nesplnění normami požadované spolehlivosti je nutno přikročit k návrhu řešení, které umožní konstrukci bezpečně provozovat v souladu s platnými normami. Danou problematiku řeší především norma ČSN 73 2604 – Ocelové konstrukce – Kontrola a údržba ocelových konstrukcí pozemních a inženýrských staveb [2]. V [2] je uvedeno, že v případě, kdy konstrukce nevyhovuje, se použijí pro zajištění nápravy ustanovení uvedená v kapitole 7.2.3., kde je jako jedno z možných řešení nastalé situace uvedena možnost využít tzv. řízení rizik při provozu konstrukce a v jeho souvislosti též aktivní monitoring jejího chování. Norma [2] jasně definuje situace a podmínky, za kterých je možno konstrukci nevyhovující dle statického výpočtu provedeného v souladu s [1] dále provozovat bez provedení konstrukčních (tedy po většinou velmi nákladných) opatření.

V [2] je doslovně uvedeno (v kapitole 7.2.3.2), že pokud nelze konstrukční opatření (tj. konvenční zesílení konstrukce) s vynaložením přiměřených nákladů provést, je alternativním řešením umožňujícím další provoz konstrukce tzv. řízení rizik. Mezi ně patří především monitoring konstrukce a zatížení, což by mělo vést k identifikaci stavů, kdy konstrukce přestává být dostatečně spolehlivá a je nutno přijmout mimořádná opatření (např. omezení či vyloučení provozu, odklizení sněhu apod.). Opatření v rámci řízení rizik musí být uvedena v provozním řádu konstrukce, který je pak nedílnou částí provedeného návrhu.

Konstrukci nevyhovující dle [1] lze provozovat v rámci řízení rizik za předpokladu trvalého monitorování působení vnějších vlivů a jejich účinků na konstrukci (zatížení, teplota, korozní úbytky, kmitání, rozvoj trhlin, změna geometrických parametrů, změna hodnot vnitřních sil atd.). Nejčastěji se monitoruje zatížení, přičemž jej lze monitorovat přímo (hmotnost působícího sněhu, rychlost větru apod.) či nepřímo (odezva konstrukce na působící zatížení – průhyb, přetvoření prvků, apod.).

K indikaci stavu nevyhovující střešní konstrukce je třeba navrhnout a osadit vhodný monitorovací systém, který je vždy individuálně navržen a upraven pro potřeby dotčené konstrukce. Aplikací vhodného monitorovacího systému spojeného s kalibrovaným

výpočtovým modelem je možno účinně předejít havárii konstrukce, kdy dosažení limitní míry spolehlivosti je včas indikováno, a může být překročeno k příslušným opatřením.

Aktivní monitoring konstrukce navíc umožňuje zpětnou vazbu pro uživatele i projektanta o aktuálním stavu konstrukce a podstatně tak snižuje možnost negativního dopadu případné chyby v projektu či realizaci. Tento postup je navíc plně v souladu s platnými normativními dokumenty [2], [6], což z něj činí rovnocennou alternativu ke klasickým způsobům zajištění statické spolehlivosti objektu [16], [17], [21].

5.2 Předmětná konstrukce – pavilon D BVV

Nosná ocelová konstrukce zastřešení byla navržena a realizována v 70. letech minulého století – čelní pohled na objekt viz Obr. 53. Z hlediska statického uspořádání se jedná o příhradovou desku o půdorysném rozměru 108,0 × 46,5 m (osově), horní úroveň střešní konstrukce se nachází 18,3 m nad terénem. Konstrukce zastřešení je podporována 8 vnitřními sloupy, které jsou v obou směrech osově vzdáleny 30,0 m, přičemž střešní deska přesahuje základní rastr nosných sloupů o 8,25 m v příčném směru, ve směru podélném pak 8,25 m a 9,75 m. Okraj střechy a opláštění objektu (nosné sloupky obvodového pláště) jsou řešeny pomocí kyvných prutů uchycených ke střední styčnickové rovině příhradoviny. Samotná nosná střešní příhradovina je tvořena stavebnicovou soustavou z jednotlivých dílensky svařovaných jehlanů (čtyřstěňů), které jsou tvořeny svařenými ocelovými trubkami různých dimenzí, viz Obr. 54, Obr. 55 a Obr. 56. Na místě stavby je potom konstrukce z těchto jehlanů sestavena za pomoci montážních šroubovaných styčnicků Obr. 56. Celková výška střešní příhradoviny je 2,4 m, což definuje osovou vzdálenost horní a spodní roviny prutů [16], [17].

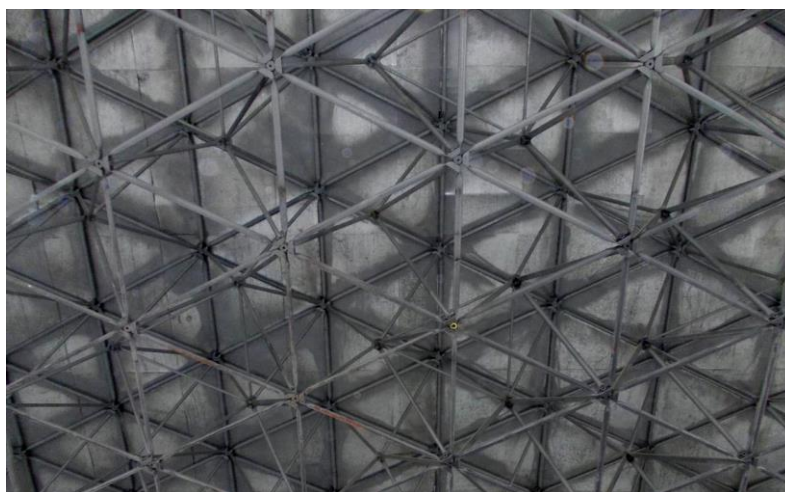
Objekt pavilonu D byl připravován pro nové využití (Moravian Science Centre Brno). Tyto práce byly prováděny jako přestavba a rekonstrukce objektu. To kromě jiného zahrnovalo výměnu opláštění (opláštění střechy, obvodového pláště) a osazení nových VZT zařízení a rozvodů a využití střešní konstrukce pro zavěšení dalších zařízení (exponáty, LCD panely aj.).



Obr. 53 Objekt pavilonu "D" v areálu BVV - původní stav.



Obr. 54 Objekt pavilonu "D" - pohled v rovině původní konstrukce zastřešení.



Obr. 55 Objekt pavilonu "D" - pohled na prostorovou střešní příhradovinu s odstraněným podhledem.



Obr. 56 Objekt pavilonu "D" - detail styku jehlanů, jsou patrná rohová tělesa a spojovací soudek.



Obr. 57 Objekt pavilonu "D" - detail hlavice nad sloupem s patrným pravidelným rastrem segmentů střešní konstrukce v pozadí.

Jednotlivé pruty prostorové nosné soustavy střechy jsou navrženy z ocelových trubek následujících dimenzí:

- horní, dolní pás a diagonály 44,5/2,5; 60/3; 60/5 a 60/6 mm;
- střednicová rovina 32/2,5; 44,5/2,5; 60/3 mm;
- svislice 60/3; 60/5 mm;
- hlavice sloupů 60/6; 102/10; 150/6; 245/20 mm.

Průřez ocelových sloupů je tvořen komorovou konstrukcí svařenou z plechů různé tloušťky, po výšce sloupu je tuhost průřezu zvyšována směrem k vetknutí do základů.

Materiál prutů nosné konstrukce střechy je ocel S355 (11 523: $f_y = 355$ MPa, $f_u = 510$ MPa) a nosné sloupy jsou z materiálu – oceli S235 (11 378: $f_y = 235$ MPa, $f_u = 360$ MPa).

Dle dochované části původní dokumentace a statického výpočtu [11] byla střešní konstrukce navržena pro konkrétní skladbu střešního pláště, osazení a rozmístění vzduchotechnických jednotek a rozvodů a pro normami uvažované klimatické zatížení platné v době návrhu konstrukce (konec šedesátých let minulého století). Na základě zjištěných skutečností (viz např. [12], [13]) bylo možno konstatovat, že nosná ocelová konstrukce zastřešení pavilonu D byla navržena optimálně s ohledem na maximalizaci využití použitého materiálu. Průzkumem podkladů bylo však zjištěno, že v průběhu užívání stavby bylo provedeno (nad rámec původně uvažovaného zatížení) dodatečné zateplení střechy doplněním nové vrstvy, což představuje přetížení celkem cca 0,20 kN/m² v charakteristických hodnotách.

V rámci rekonstrukce objektu pavilonu D a jeho přestavby na objekt „Moravian Science Centre Brno“ byla plánována výměna střešního pláště.

Původní střešní plášť objektu byl navržen o hmotnosti $60,5 \text{ kg/m}^2$. Oproti původnímu projektu však bylo provedeno dodatečné zateplení a celková hmotnost střešního pláště vzrostla na $81,9 \text{ kg/m}^2$. Při rekonstrukci pavilonu byl stávající střešní plášť o hmotnosti $81,9 \text{ kg/m}^2$ nahrazen lehčí skladbou o hmotnosti 35 kg/m^2 . Dále se předpokládalo odstranění stávajících podhledů, výměna vzduchotechnických zařízení a zavěšení bodových zatížení od exponátů do vybraných (projektem definovaných) styčníků střechy.

Výše uvedený zásah (změna působícího zatížení) se dotýkal hlavních nosných prvků střešní konstrukce. V souladu s platnými předpisy pro hodnocení stávajících konstrukcí (především ČSN ISO 13822 hodnocení stávajících konstrukcí [6]) bylo proto nutné provést podrobné statické ověření spolehlivosti střešní konstrukce dle aktuálních platných normativních předpisů, tj. českých (evropských) norem řady EN.

V souvislosti s výše uvedeným je zřejmé, že statickým výpočtem bylo nutno posoudit nejen jednotlivé pruty konstrukční soustavy, ale i styčníky, a to z hlediska mezního stavu únosnosti a přetvoření. Pro kompletní analýzu bylo nutné posoudit i montážní stavy při demontáži stávajícího střešního pláště a montáži nového opláštění střechy [20].

5.3 Stavebně technický průzkum a statický přepočít konstrukce

Stavebně-technický průzkum prováděný firmou BESTEX spol. s r.o. (z výsledků získaných při realizaci vycházela navazující činnost v rámci řešení projektu TA02011368) se zaměřil především na vizuální prohlídku vybraných částí nosné ocelové konstrukce (uspořádání konstrukce a zjištění případných defektů) a vybraných konstrukčních detailů střechy, spojů a přípoju a dále též na kontrolní měření geometrie konstrukce zastřešení, kontrolní měření skutečných dimenzí prutů nosné konstrukce střechy a ověření skladby střešního pláště. Základní dimenze nosných prvků střešní konstrukce byly ověřovány za pomoci posuvných měřidel (vnější průměry) a ultrazvukových tloušťkoměrů (tloušťka trubky). Výsledky průzkumu a kontrolního zaměření tvoří podklady pro analýzu působení nosného systému. Celkově bylo prohlédnuto cca 2770 m^2 střechy hlavního pavilonu. Tyto plochy odpovídají cca 55% celkové plochy.

Velmi důležité bylo ověření kvality použitého konstrukčního materiálu. Pro stanovení kvality byly využity přenosné tvrdoměrné přístroje Equotip Ernst a Poldi kladívko. Vzhledem k nedestruktivní povaze těchto metod se jednalo o nepřímé zjišťování pevnosti oceli – tedy

zjištění tvrdosti použitého materiálu a za pomoci kalibračních vztahů následné odvození tahové pevnosti oceli. Pro ověření přesnosti a relevantnosti těchto metod byla provedena srovnávací měření na tzv. referenčních vzorcích o známé pevnosti v tahu (ověřeno destruktivně – pevnostní třídy vzorků S 235 a S 355). Výsledné charakteristické pevnosti v tahu získané z těchto zkoušek byly 429 MPa metodou Poldi, respektive 494 MPa metodou Ernst.

Statická analýza nosné ocelové konstrukce zastřešení objektu (pavilonu D) byla provedena metodou konečných prvků programovým systémem Scia Engineer. Numerickým výpočtem byl analyzován podrobný prostorový model konstrukce a též zjednodušený ortotropní deskový model. Zjednodušený ortotropní deskový model byl využíván pro rychlé ověřovací výpočty a též pro iterační způsob hledání kritického rozdělení nahodilých zatížení. Podrobný prostorový prutový model sloužil k finální numerické analýze a posudku dílčích prvků prostorové příhrady. Na základě výpočtů a výsledků získaných z prostorového modelu byly následně označeny kritické prvky konstrukce (přepočten proveden zaměstnanci BZK VUT FAST v rámci řešení projektu TA02011368) [20].

Na základě provedené statické analýzy a posouzení prutů nosného systému bylo možno konstatovat následující závěr:

Konstrukce zastřešení na kombinaci účinků zatížení (vlastní tíha prvků nosné ocelové konstrukce, vl. tíha nového střešního pláště, tíha nového VZT zařízení a rozvodů, tíha ostatních zařízení, **sníh v plné hodnotě definované normou [5]**, vítr – tlak/sání) **nevyhoví**, únosnost extrémně namáhaných prutů jednotlivých dílčích částí střešní konstrukce je překročena o:

- pásové pruty horních jehlanů (pruty horního pásu): 34 %;
- diagonální pruty horních jehlanů: 37 %;
- diagonální pruty dolních jehlanů: 27 %;
- pásové pruty dolních jehlanů: vyhovují.

Z výše uvedených závěrů statické analýzy konstrukce zastřešení je zřejmé, že konstrukce není s požadovanou mírou spolehlivosti (viz [1] a příslušné oborové normy) schopna přenést normou [5] definovanou hodnotu zatížení sněhem. Je však možno nalézt takovou hodnotu zatížení sněhem, při které budou splněny všechny předpoklady definované [1] a konstrukce bude bezpečně plnit svoji funkci.

Pro předmětnou střešní konstrukci byla definována kritická místa (tzn. nejslabší články) a numericky stanovena jejich teoretická únosnost. Z výsledků je zřejmé, že je možno na střeše připustit až 44 kg sněhu na jeden metr čtvereční (55% normově dané hodnoty zatížení sněhem) při působení veškerých dalších očekávaných zatížení.

Na základě těchto závěrů bylo rozhodnuto o aplikaci aktivního monitorovacího systému. Podklady o konstrukci a statickém přepočtu jsou čerpány z [20] a [21].

5.4 Snímače pro sledování průhybů nosné konstrukce

Pro přímé sledování průhybu konstrukce v daném místě lze s výhodou použít následující typy snímačů:

Indukčnostní snímače

Indukčnostní snímače viz Obr. 58 jsou hojně využívaným typem pro měření délkových posunutí. Jsou založené na změně indukčnosti soustavy cívek, způsobené změnou jejich magnetického odporu. Konstrukčně jsou řešeny ve formě snímačů s malou vzduchovou mezerou s volným či odpruženým jádrem. Vyrábí se v mnoha provedeních a měřících rozsazích od 2 mm do 500 mm (s odpruženým hrotem jen do 100 mm). Chyba linearit (měření) se pohybuje v rozmezí $\pm 0,2$ % měřícího rozsahu [47].



Obr. 58 *Indukčnostní snímače dráhy WA HBM.*

Tyto snímače jsou zejména vhodné pro případy, kdy je pevný vztažný bod použitelný pro připevnění snímače blízko sledované konstrukci a není zapotřebí žádných táhel či závěsů. Jejich využití je tedy zejména pro sledování pohybů okrajových podmínek nebo tam, kde je k dispozici samonosný pohled či jiná konstrukce nezávislá na sledované střešní konstrukci.

Odporové snímače

Tyto typy snímačů se velice často používají jako snímače lineárního a úhlového posunutí. Nejčastějším konstrukčním provedením jsou potenciometry (přímé, kruhové, lankové), jejichž měrným prvkem bývá buď vinutý drátový element nebo element vyrobený z vodivého plastu

(CP) a opatřený běžcem spojeným mechanicky s měřeným objektem. Pro převod pohybu konstrukce na běžec potenciometru se často používá struna ovinutá kolem kladky (kruhový typ) či přímého převodu. Pro vyloučení vlivu odporu přívodů lze buď volit potenciometry o velkém vnitřním odporu, či použít napájení zdrojem konstantního proudu nebo vícedrátového připojení. Rozlišovací schopnost u drátových potenciometrů bývá okolo 0,1 mm, u CP potenciometrů je teoreticky neomezená, prakticky 0,01 mm.

Lineární potenciometrické snímače, pro ilustraci zobrazen na Obr. 59, se vyrábí v měřicím rozsahu od 5 mm do 900 mm. Chyba linearity se pohybuje okolo $\pm 0,05 \%$ a rozlišitelnost je pod 0,01 mm.



Obr. 59 Potenciometrický lineární snímač Megatron RC 35.

Kruhové potenciometrické snímače typu MS se vyrábí v měřicích rozsazích 60 mm a 120 mm (dle velikosti použité kladky), Obr. 60. Chyba linearity se pohybuje okolo $\pm 0,05 \%$ a rozlišitelnost je pod 0,01 mm. Jejich výhodou je, že při překročení rozsahu nedojde k jejich destrukci. Mohou se otáčet dokola, jen mají 5° mrtvý chod, ve kterém snímač neměří, a po jeho překonání opět měří od počátku.

Jsou vhodné především pro sledování průhybů v případech, kdy je možné spustit závěs (strunu) přímo pod monitorované místo a tím převést průhyb konstrukce na kladku potenciometru.

Snímače s tažným lankem série wireSENSOR viz Obr. 61 měří téměř lineárně v celém rozsahu měření. Používají se k prostému měření vzdáleností od 50 do 5000 mm. Například konkrétně u typů WDS-P jsou měřicí rozsahy 100, 150, 300, 500, 750, 1000 a 1500 mm s chybou linearity pod 0,5 mm.



Obr. 60 Kruhový potenciometrický snímač typu MS04.



Obr. 61 Lankové potenciometrické snímače typu WDS-P.

Laserové snímače

Bezdotykové laserové snímače vzdálenosti a polohy pracují na triangulačním principu. Podle požadavku jsou k dispozici různé modely např. Obr. 62. Tyto snímače se vyrábějí s maximálním měřicím rozsahem 1000 mm a rozlišením 0,005 % měřicího rozsahu v případě rozsahu 200 mm až s rozlišením 0,0015% měřicího rozsahu.

Vzhledem k měřicímu rozsahu do 1000 mm jsou použitelné v obdobných případech jako indukční snímače – tedy v případech, kdy pevný bod vhodný pro instalaci snímače je do 1,0 m od měřeného prvku [49].



Obr. 62 Laserový snímač optoNCDT 1700.

Laserové dálkoměry

Tyto měřicí prvky jsou navrženy pro bezdotykové měření odstupů a vzdáleností. Na rozdíl od laserových snímačů jsou dálkoměry, viz Obr. 63, určeny pro měření velkých vzdáleností (až do 250 m). Linearita těchto dálkoměrů je samozřejmě horší než u snímačů – pohybuje se u typů s dosahem 150 m kolem ± 2 mm.

Jejich využití je obdobné jako u kruhových či lankových potenciometrů s tou výhodou, že při přerušení paprsku cizím předmětem nedojde k poškození měřicího systému, ale jen k nahlášení chybného údaje [49].



Obr. 63 Optický dálkoměr optoNCDT 1181/1182/1183.



Obr. 64 Detekční modul PSM 2-45 45.0 × 45.0.

Horizontální lasery s detekčními moduly

Detekční moduly nepracují na principu dálkoměrů, ale zaznamenávají polohu dopadu laserového paprsku do svého detekčního pole pro ilustraci viz Obr. 64. Lze tedy sledovat nejen lineární posun, ale i změnu polohy v 2D. Moduly se dělají v různých velikostech 2D s max. snímacím polem 45 × 45 mm a lineární 30 × 3 mm. Linearita se pohybuje kolem 0,1 až 0,3 %. Jsou tedy vhodné pro sledování průhybů uprostřed rozpětí nosné konstrukce v případech, kdy nemáme možnost volného prostoru pod sledovaným místem, a ani možnost uchycení jiných snímačů na nezávislou konstrukci.

Nevýhodou je malý měřicí rozsah a v případě měření na větší vzdálenosti nutnost doplnění systému laserů o další optické prvky.

Metody založené na hydrostatickém principu

Hydrostatická nivelace je metoda vycházející z fyzikálního zákona o spojených nádobách naplněných kapalinou. Výškový rozdíl dvou bodů je dán rozdílem výšek hladin v těchto nádobách. Pro kapaliny v ustáleném stavu zde pak platí Bernoulliho rovnice rovnováhy. Výšku hladiny kapaliny lze měřit rozličnými způsoby, ať už elektronicky či opticky.

V některých případech je efektivní použít pro sledování průhybů konstrukce nepřímé metody, tedy měření jiné veličiny, než požadovaný průhyb a z ní jistým přepočtem či přes kalibrační křivku odvodit průhyb.

Pro automatické měření poměrných přetvoření vybraných prvků nosné konstrukce se dají s výhodou použít následující typy tenzometrů.

Odporové tenzometry

Při měření poměrné deformace elektrickými odporovými tenzometry je základní relací vztah mezi deformací povrchu ε a poměrnou odporovou změnou. Obecně lze považovat použití odporových tenzometrů za velmi efektivní způsob měření poměrných deformací a z nich odvozených změn stavu konstrukce

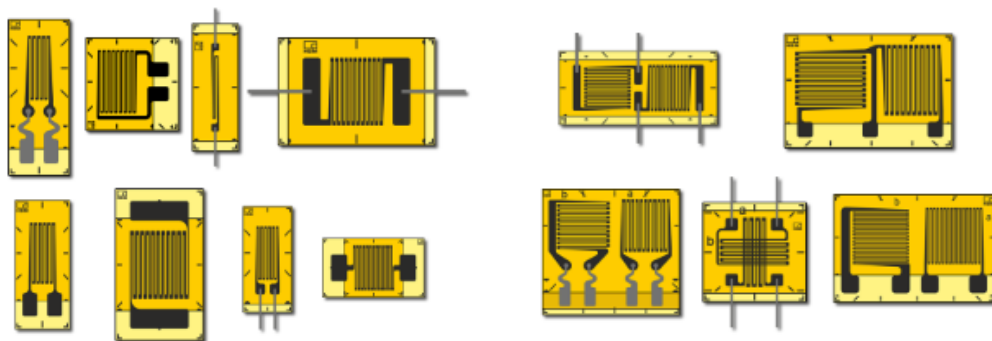
Rozlišovací schopnost tenzometru je běžně $\pm 1 \times 10^{-6}$ (1 $\mu\text{m}/\text{m}$). Za předpokladu kvalitní a správně kalibrované měřicí aparatury je možno vyloučit chyby způsobené nesprávným nastavením a kalibrací. Přesnost měření deformací je však ovlivněna řadou faktorů a nemůže být výrobcem uvedena jako vlastnost snímače. Konstanta tenzometrů je obvykle udávána s tolerancí $\pm 1 \%$ [34], [47].

Výhody použití odporových tenzometrů:

- malý rozměr snímače – od 0,6 mm, a jeho nepatrná hmotnost,
- nízké pořizovací náklady,
- snadná instalace,
- schopnost snímat i velmi rychlé děje.

Nevýhody odporových tenzometrů:

- nutnost doplňkové teplotní kompenzace při větším kolísání teplot,
- délka přívodních kabelů (jejich odporu) ovlivňuje měřenou veličinu (u čtyřdrátového připojení však toto negativum odpadá),
- menší dlouhodobá stabilita.



Obr. 65 *Odporové tenzometry HBM – lineární a XY růžice.*

Strunové tenzometry

U strunových tenzometrů zobrazených např. na Obr. 47, Obr. 48, Obr. 66 je měřícím elementem příčně kmitající struna, měnící frekvenci kmitu v závislosti na změně mechanické

napjatosti struny. Jestliže strunu spojíme pevně s měřeným objektem, měřená deformace konstrukce se přenáší na strunu, jejíž vlastní frekvence se změní. Tím se délková změna transformuje na změnu frekvence. Neboť se měří pouze frekvence kmitající struny, tedy ani amplituda kmitu ani fáze, ale počet kmitů, jedná se vlastně o měření času. Měření není proto ovlivněno ani kolísáním napájecích napětí ani změnou odporu přívodů. Tato metoda umožňuje proto měření na velké vzdálenosti, aniž by nastala chyba útlumem amplitudy. Druhou vlastností této metody je dlouhodobá stálost údajů a poměrně vysoká citlivost až 1×10^{-7} .

Výhody použití strunových tenzometrů:

- přesnost měření není ovlivněna délkou přívodních kabelů,
- dlouhodobá stálost,
- teplotní samokompensace pro ocel (u ostatních materiálů pouze rozdíl v α),
- možnost měření teploty pomocí zabudovaného termistoru.

Nevýhody strunových tenzometrů:

- vyšší pořizovací náklady,
- větší rozměr snímače.



Obr. 66 Navařovací strunové tenzometry
Sisgeo.



Obr. 67 Inklinometr Kelag.

Inklinometry

Tyto senzory se skládají z kyvadla, hermeticky uzavřeného mezi dvěma křemíkovými disky, vyrobeného z monokrystalického křemíku. Z této konstrukce snímače vyplývá dlouhodobá stabilita, vysoké rozlišení a odolnost proti nárazům. Plynové tlumení zabraňuje překmitům a rezonančnímu rušení, viz Obr. 67. Měřenou veličinu, která se převádí na náklon, je změna kapacity způsobená změnou polohy kyvadla. Snímače se vyrábí jako jednoosé i dvouosé. Rozsahy měření jsou v rozmezí až $\pm 90^\circ$. Rozlišení snímačů dosahuje $0,001^\circ$.

U vhodných konstrukcí lze pak z náklonu vybraného prvku dopočítat průhyb v daném bodě [48].

Výstupní signály z jednotlivých snímačů se zpracovávají a ukládají v různých typech loggerů, měřících ústřednách či vyhodnocovacích jednotkách, které zpravidla umožňují nejen online sledování měřených parametrů, ale i vyhlášení alarmů či jiných akcí při překročení nastavených mezních hodnot.

Elektronické sledování průhybů nosných konstrukcí je tedy velmi efektivní nástroj pro kontrolu nosných konstrukcí a v některých případech může zabránit porušení nebo v krajních případech i destrukci monitorované konstrukce.

5.5 Návrh aktivního monitorovacího systému

Princip měřicího systému na řešené střešní konstrukci je založen na instalaci měřících čidel v kritických místech konstrukce, napojených na měřící ústřednu vybavenou speciálním softwarem. Pro automatické sledování průhybů (deformace) střešní konstrukce od nahodilého zatížení lze použít celou řadu elektronických snímačů, ať už pro přímé měření průhybu, či pro sledování poměrných přetvoření vybraných nosných prvků, ze kterých se dá následně odvodit průhyb konstrukce. Na výběr vhodné metody pro konkrétní typ objektu má zásadní význam především: dispozice, účel objektu, způsob jeho využívání a v neposlední řadě typ nosné konstrukce střechy a popřípadě typ a přítomnost podhledů [16].

Čidly měřené hodnoty jsou v každém okamžiku porovnávány s hodnotami odpovídajících veličin stanovených na kalibrovaném a kontinuálně verifikovaném matematickém modelu konstrukce střechy. Tato úvaha je základním předpokladem pro monitoring aktuálního stavu konstrukce střechy.

Při překročení jisté (předem definované) hodnoty tíhy sněhu, kterou je stávající nosná konstrukce zastřešení stále ještě schopna bezpečně přenést (dosažení tzv. úrovně varování), je nutno zajistit odstranění sněhové pokrývky tak, aby nedošlo k překročení maximální přípustné hodnoty zatížení sněhem z hlediska spolehlivosti konstrukce střechy (kritická úroveň). Rozdíl mezi těmito dvěma hranicemi je ovlivněn především klimatickými podmínkami v dané lokalitě (rychlostí sněžení) a dále rychlostí nástupu odklízecí čety, tvarovou náročností konstrukce a také časovou náročností odklizení.

Na základě požadavku správce řešeného objektu se při návrhu systému počítá s mechanickým odstraněním sněhu. Tj. při dosažení hodnoty zatížení sněhem na "úrovni

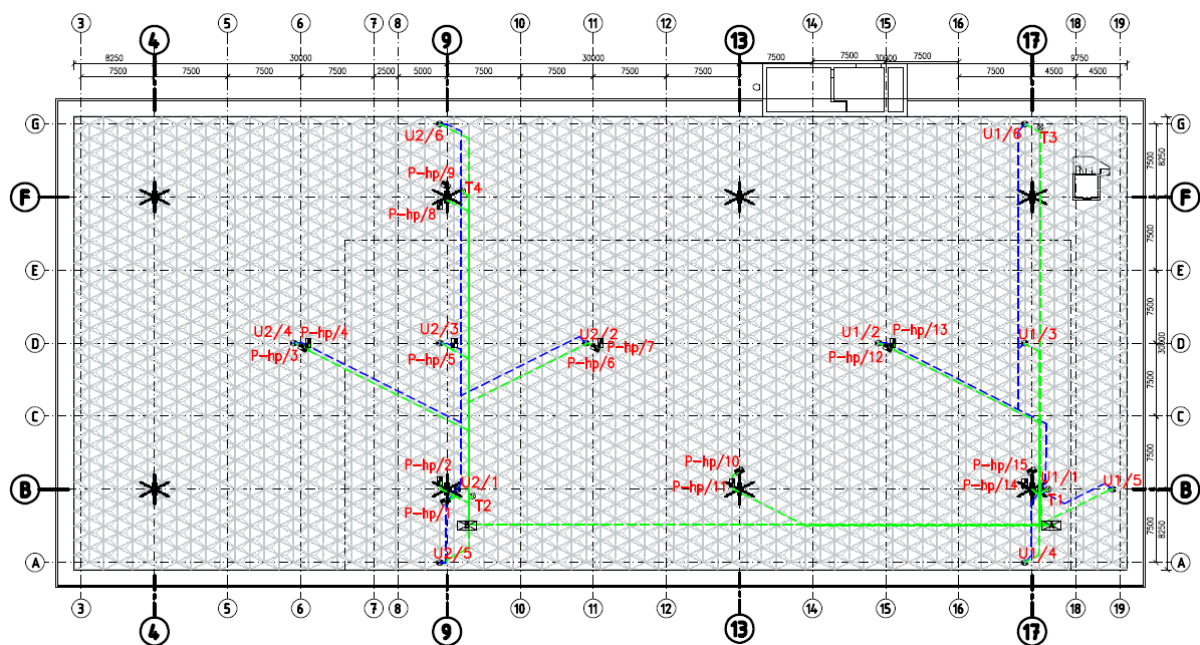
varování" bude zajištěno automatizované vyrozumění o vzniklé situaci příslušného odpovědného pracovníka správy objektu, který zajistí mechanické snížení velikosti působícího zatížení předem definovaným způsobem. Je velmi důležité, aby při samotném odklizení sněhu nedošlo k lokálnímu přetížení střechy.

Navržený monitorovací systém sleduje celkem 3 základní charakteristiky střešní konstrukce:

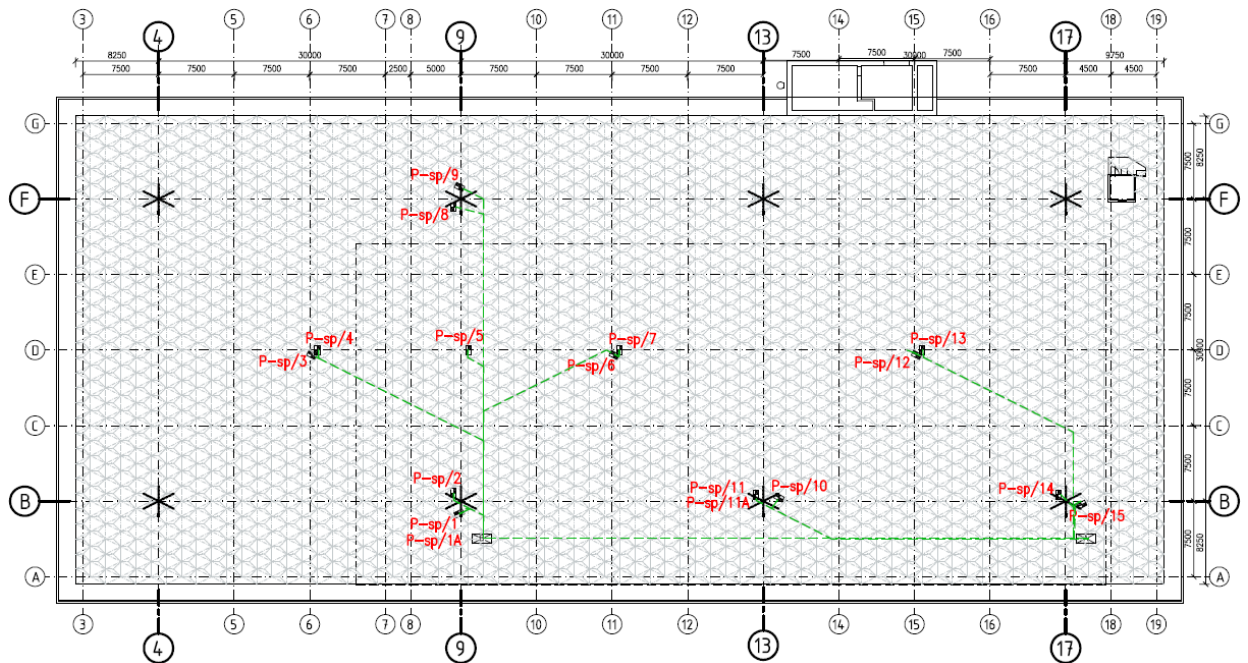
- měření poměrných přetvoření prutů příhradoviny,
- měření teplot konstrukce,
- měření průhybů nosné konstrukce v charakteristických místech.

Z výše uvedených možností měření a sledování konstrukce byly vzhledem k typu konstrukce, plánovanému využití a dispozici objektu vybrány pro měření poměrných přetvoření prutů příhradoviny odporové tenzometry a pro měření průhybů hydrostatická nivelace.

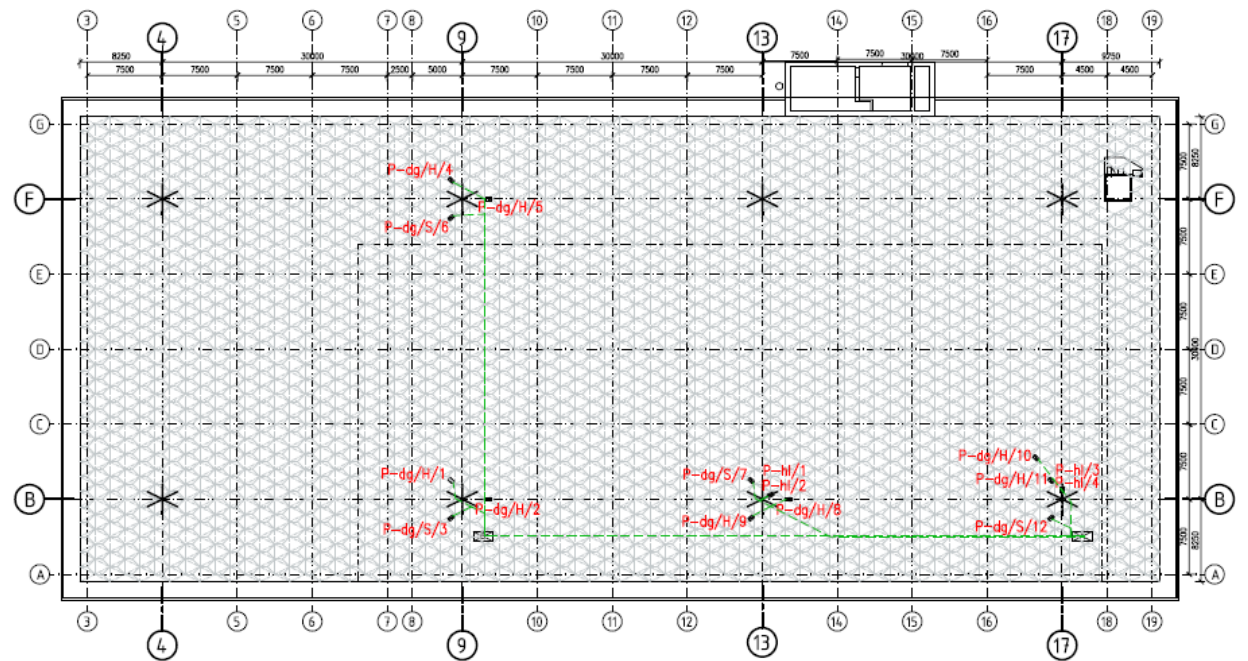
Pro měření a vyhodnocení naměřených dat ze vstupních čidel slouží měřicí systém, jehož jádrem jsou dvě měřicí ústředny EMS DV 803, data jsou přenášena prostřednictvím kabeláže do centrálního PC, kde za pomoci specializovaného softwaru dojde k vyhodnocení případné nutnosti zásahu majícího za cíl snížení zatížení střechy [16].



Obr. 68 Schéma rozmístění měřících bodů na horním pásu konstrukce zastřešení včetně tras hlavní kabeláže.



Obr. 69 Schéma rozmístění měřících bodů na spodním pásu konstrukce zastřešení.



Obr. 70 Schéma rozmístění měřících bodů na diagonálách a hlavicích konstrukce zastřešení.

Orientační rozmístění všech čidel je patrné z půdorysných schémat – viz Obr. 68, Obr. 69 a Obr. 70. Je nutno podotknout, že při stanovení polohy jednotlivých měřících bodů se vždy jedná o kompromis vymezený počtem čidel, potřebami stavby (kolize s rozvody VZT, kabeláží apod.) a též finančními možnostmi investora. Rozsah měření byl pro konstrukci zastřešení pavilonu D stanoven následovně dle Tab. 4:

Tab. 4 Měřicí čidla umístěná ve střešní konstrukci pavilonu D.

Položka	Počet míst
Měření poměrných přetvoření - odporové tenzometry	46 míst
Měření teplot - teplotní čidla	4 místa
Měření průhybů – hydrostatická nivelace - váhová čidla	12 míst

Dle rozhodnutí investora nebyla osazena čidla monitorující rychlost větru. U měření průhybů hydrostatickou nivelací využívající váhové členy je vliv špičkové rychlosti větru eliminován pomalou reakční dobou zvoleného systému, a dochází tak k vyhlazení výkmitů konstrukce způsobené nárazem větru. Je však nutno si uvědomit, že odečtené hodnoty stále ovlivňuje střední rychlost větru, která sáním způsobuje nadzvedávání konstrukce, a působí tak proti směru působícího zatížení od vlastní tíhy konstrukce, ostatního stálého zatížení i od tíhy sněhu.

Čidla pro měření poměrných přetvoření (odporové tenzometry) jsou rozmístěna tak, aby obsáhla oblasti s maximálním namáháním prutů horního a spodního pásu a dále diagonály s největší hodnotou napjatosti. Místa, ve kterých jsou monitorovány průhyby, jsou volena v oblastech, kde konstrukce dosahuje maximálních hodnot průhybů při zatížení střechy sněhem. Dále jsou v konstrukci určena místa, která (dle možnosti umístění měřícího zařízení) pokrývají půdorysně oblast střechy, na které v případě náhlé poruchy styčnicků dojde k plastickým deformacím střechy. Tato čidla jsou nastavena tak, aby v případě nestandardního nárůstu deformace střechy byl správce objektu informován o nutnosti prohlídky celistvosti konstrukce [16], [21].

5.6 Realizace systému

Montáž čidel detekčního systému a kabelových tras byla v rozsahu výstavní plochy realizována z nůžkové plošiny (výšková úroveň pracovní plošiny 13,5 m), na galeriích bylo využito pojízdného lešení (ve výšce 5 m). V místech instalace čidel byla lokálně vytvořena v konstrukci příhradoviny plošina, kde byli pracovníci zajištěni za pomoci osobních ochranných prostředků pro práce ve výškách (zachycovací postroje).

Pro provedení instalace kabeláže a osazení jednotlivých čidel na předem projektem definovaná místa (styčníky konstrukce) bylo provedeno jejich definitivní zapojení do dvojice instalovaných měřících ústředn. Ústředny jsou umístěny v blízkosti obslužné lávky, aby byla v případě potřeby zajištěna jejich snadná údržba. S ohledem na odpar kapaliny byl projektem požadován též přívod vodovodního potrubí a elektrická přípojka v blízkosti instalace.

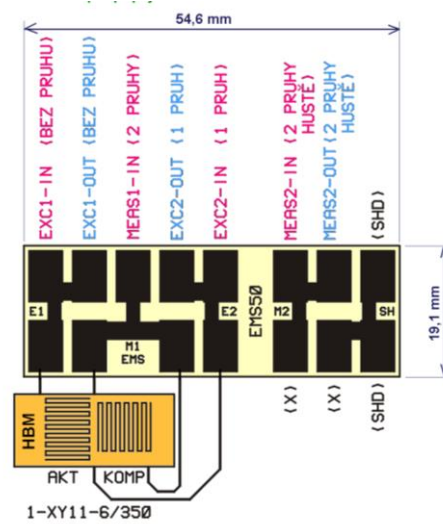
Čidla a rozvody elektroinstalace bylo nutné chránit v průběhu demontáže a montáže střešního pláště a v průběhu montáže ostatních rozvodů do střešní konstrukce proti mechanickému poškození a proti nepříznivým klimatickým vlivům.

Rozsah zaručené funkčnosti měřícího systému z hlediska teploty okolního prostředí je v intervalu + 6 °C až + 75 °C (v době rekonstrukce objektu až do -10 °C).

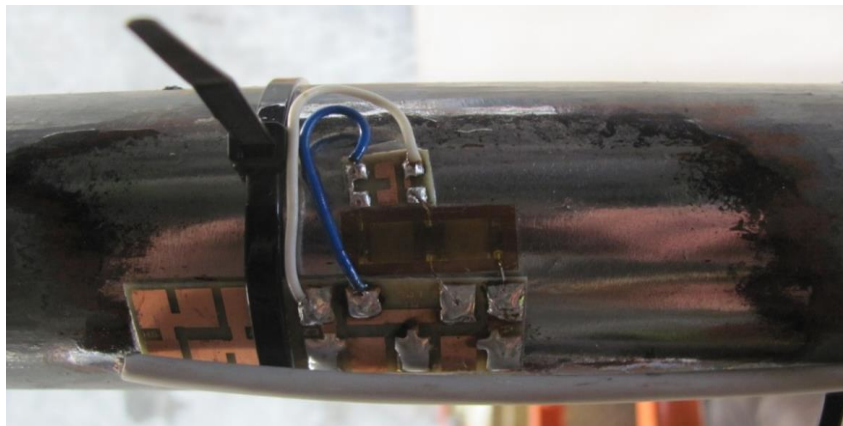
Měření poměrných přetvoření

Osové poměrné přetvoření v prutech příhradové střešní konstrukce je měřeno pomocí odporových tenzometrů. Vzhledem k rozměrům a typu konstrukce se jeví jako nejvhodnější použití tenzometrů HBM 1-XY11-6/350 [47]. Jedná se o tenzometrické kříže, které jsou z důvodu teplotní kompenzace zapojeny do polomostu. Po jejich instalaci byly tenzometry opatřeny ochranným lakem PU120 a posléze přelepeny krycím tmelem s hliníkovou fólií ABM75, viz Obr. 73. Finální ochranu proti mechanickému poškození a prachu zajišťuje mirelonová trubka navlečená na prut osazený tenzometry a sepnutá elektrikařskými stahovacími páskami, Obr. 74. Odporové tenzometry byly instalovány na horní, spodní a diagonální pruty příhradové střešní konstrukce a dále na sloupové hlavice. Rozmístění jednotlivých čidel je uvedeno na Obr. 68, Obr. 69 a Obr. 70.

Vzhledem k architektuře měřící ústředny a minimalizaci množství propojovacích kabelů byly vždy dva tenzometry (většinou horní a spodní pás v jednom místě konstrukce) propojeny za použití bezhalogenových kabelů DATAFLAMM-C 3×0,34 mm² a speciálně navržené svorkovnice, viz Obr. 71, Obr. 72, do jednoho místa a z ní vedeny nehořlavými čtyřžilovými kabely J-H(ST)H Brandmeldekabel 2×2×0,8 do jedné ze dvou měřících ústředn EMS DV 803.



Obr. 71 Propojovací svorkovnice pro připojení dvou tenzometrů 1-XY-6/350.



Obr. 72 Odporový tenzometr 1-XY-6/350 nalepený na spodním pásu se svorkovnicemi pro připojení k EMS DV 803.



Obr. 73 Odporový tenzometr osazený na horním pásu překrytý ochranou fólií ABM 75 s kabely ke druhému tenzometru (šedý) a k měřicí ústředně (červený).

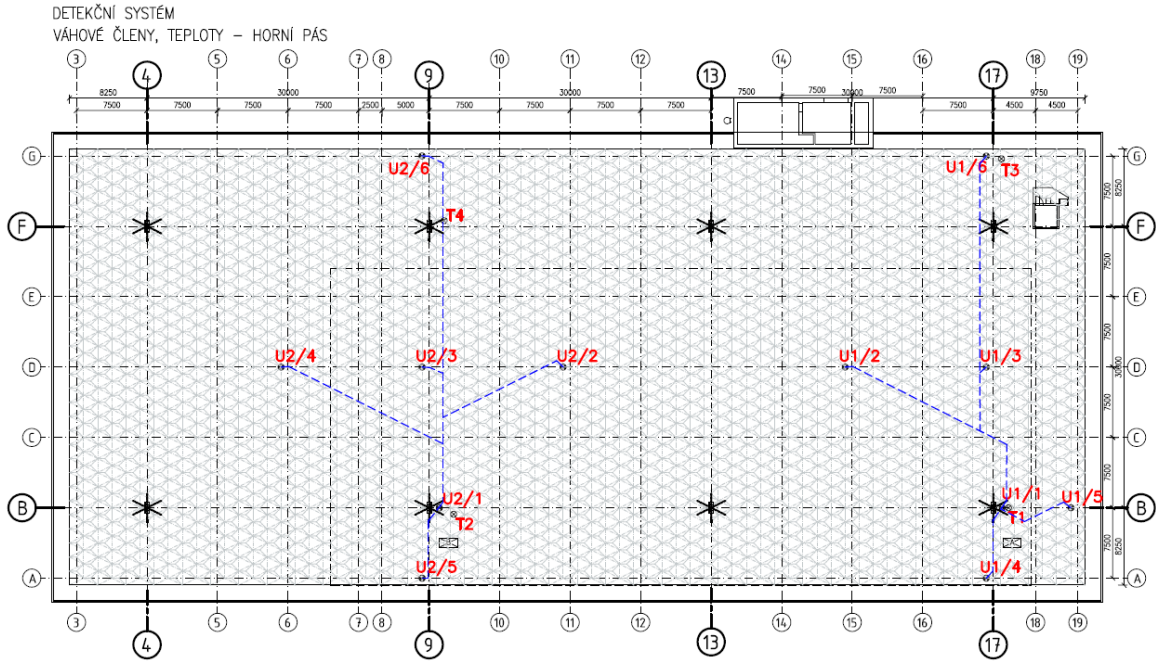


Obr. 74 *Finální úprava měřicího místa příhradového prutu s ochranou proti mechanickému poškození.*

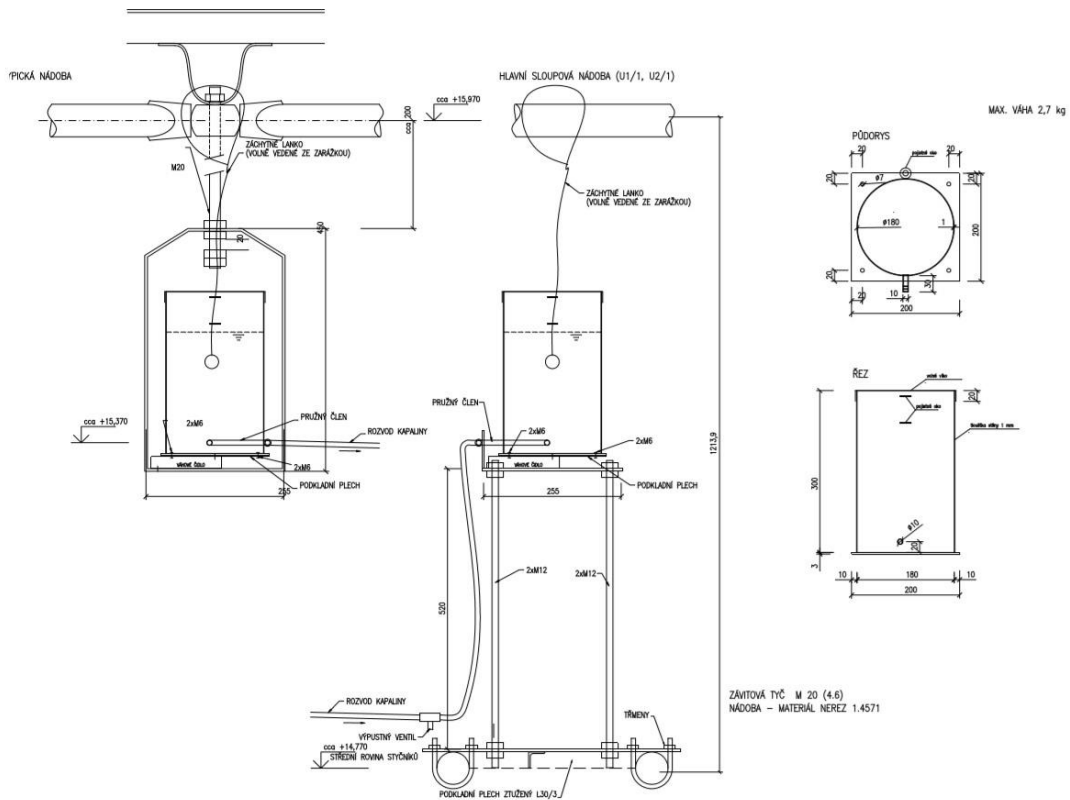
Měření průhybu střešní konstrukce

Měření průhybu střešní konstrukce je realizováno pomocí hydrostatické nivelace. Jedná se tedy o spojené nádoby naplněné kapalinou, v nichž vystoupí hladina do stejné výšky. Nádoby jsou navrženy v souladu s požadavky PBR z nehořlavého a neodkapávajícího materiálu, nádoby jsou vyrobeny z nerezové třídy 1.4571. Stejná výška hladin ve spojených nádobách je důsledkem hydrostatického tlaku, jehož velikost závisí na hloubce a ne na množství kapaliny. Zavěšení nádob je navrženo na styčnické umístění v horní rovině příhradoviny, viz Obr. 76.

Na konstrukci střechy jsou instalovány dva nezávislé okruhy měření průhybů, přičemž hlavní primární sloupová nádoba je instalována do konstrukce hlavice v blízkosti sloupu, který je z hlediska sledování průhybu střešní konstrukce považován za pevný bod (sloupový styčnický – označení U1/1 a U2/1, viz Obr. 75 a Obr. 78). V ostatních měřených bodech jednoho okruhu, v každém okruhu je pomocí hadic připojeno 5 nádob umístěných na sledovaných styčnicích viz Obr. 78, je vyhodnocován vždy rozdíl váhy kapaliny (a tedy výšky hladiny) v nádobě vztažené k referenční sloupové nádobě. Z rozdílu výšky hladin v referenční nádobě a jednotlivých nádobách lze vypočítat pokles jednotlivých styčnicků. Rozdíl naměřených hodnot reprezentuje rozdíl průhybu měřeného bodu střechy oproti sloupu považovanému za pevný nedeformovatelný bod v relativní rovině střešní konstrukce. Výška hladiny je určována pomocí měření hmotnosti nádob s kapalinou za použití váhových členů singlepoint HBM, viz Obr. 77 [16], [21].



Obr. 75 Rozmístění spojených nádob ve dvou okruzích a teplotních čidel na sledované konstrukci.



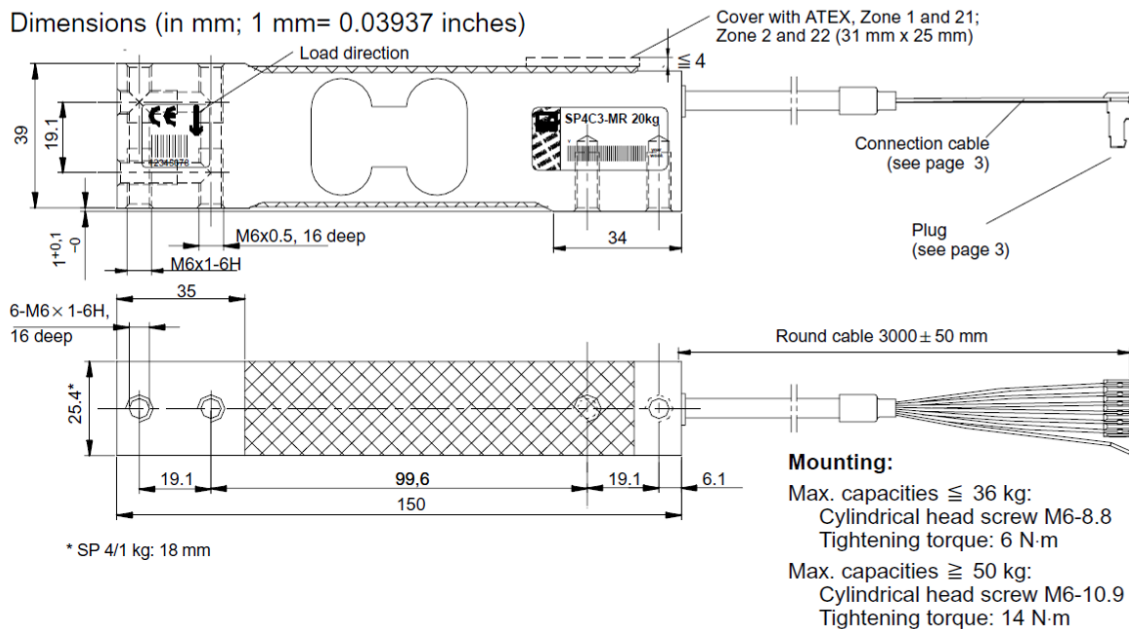
Obr. 76 Schéma typické (styčnickové) a sloupové (pevný bod) nádoby.

Vzhledem k tomu, že pro sledování výšky hladiny v nádobách bylo zvoleno měření hmotnosti nádoby s kapalinou (závislost výšky hladiny v nádobě a hmotnosti je tedy

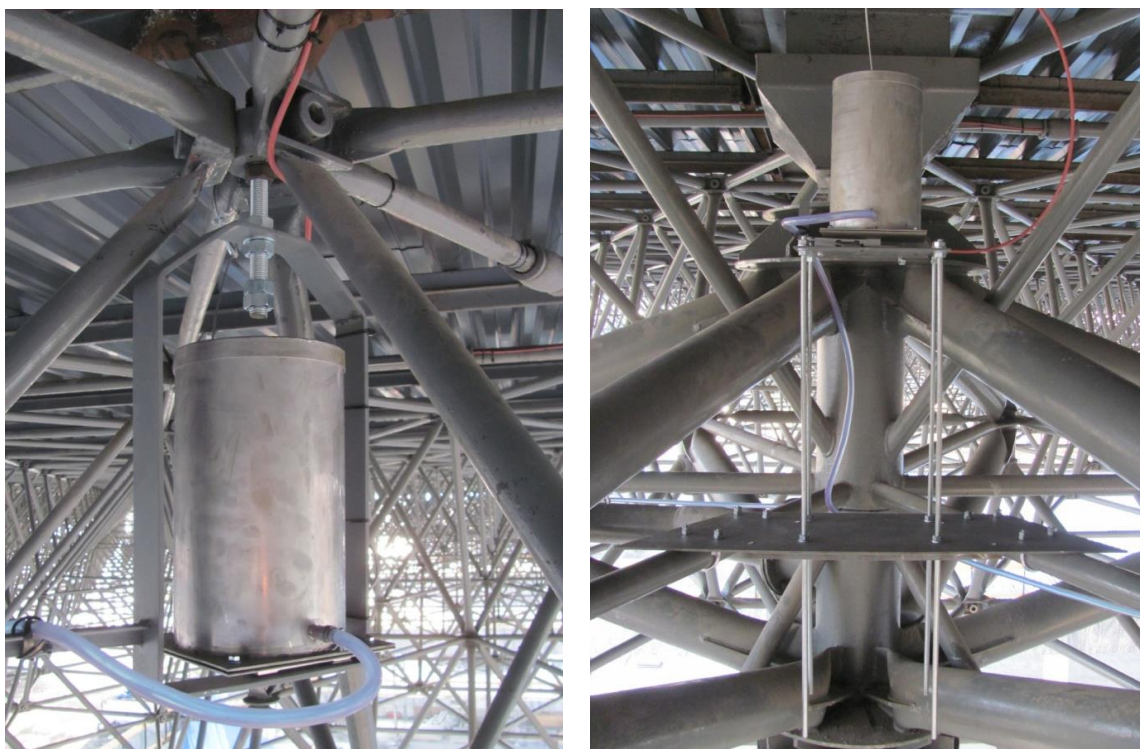
ovlivněna plochou) bylo nezbytné provést přeměření všech vyrobených nádob (nádob byly vyráběny zkružováním nerezového plechu třídy 1.4571).

Tab. 5 Rozměry nádob a přepočtové koeficienty hmotnost/výška hladiny.

nerezové nádoby									hustota kapaliny [kg/m ³]		
nádob	vnější průměr					t	vnitřní D	plocha	přepočet		
	D1	D2	D3	D4	φD				1000	960	1030
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[g/mm]	[g/mm]	[g/mm]
1	179.6	180.2	179.3	179.1	179.6	1	177.6	24759	24.8	23.8	25.5
2	180.4	180.5	179.7	179.3	180.0	1	178.0	24878	24.9	23.9	25.6
3	180.9	179.4	179.3	178.7	179.6	1	177.6	24766	24.8	23.8	25.5
4	180.9	179.4	178.8	179.5	179.7	1	177.7	24787	24.8	23.8	25.5
5	180.8	180.5	178.7	179.7	179.9	1	177.9	24864	24.9	23.9	25.6
6	181.2	179.7	178.3	179.4	179.7	1	177.7	24787	24.8	23.8	25.5
7	180.6	180.2	178.7	179.4	179.7	1	177.7	24808	24.8	23.8	25.6
8	181.9	180.6	177.6	178.2	179.6	1	177.6	24766	24.8	23.8	25.5
9	180.6	178.7	179.6	179.9	179.7	1	177.7	24801	24.8	23.8	25.5
10	179.6	180	180.7	178.9	179.8	1	177.8	24829	24.8	23.8	25.6
11	180.5	178.6	180.8	181.4	180.3	1	178.3	24976	25.0	24.0	25.7
12	179.8	179.9	179.2	178.6	179.4	1	177.4	24710	24.7	23.7	25.5
průměr					179.74	1	177.74	24810.68	24.81	23.8	25.55



Obr. 77 Použité váhové členy pro sledování výšky hladin ve spojitých nádobách [47].



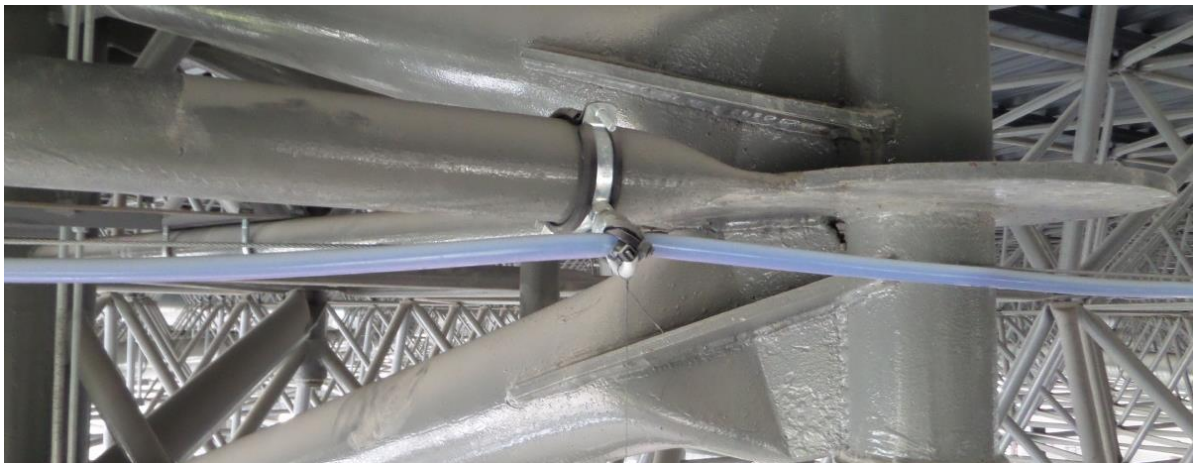
Obr. 78 Měřící bod - jedna z nádob prvního okruhu umístěná na horní styčnické příhradové konstrukce a referenční nádoba prvního okruhu umístěná v hlavici sloupu.



Obr. 79 Detail váhového členu umístěného na závěsu s osazenou patní deskou pro nádobu.

Po instalaci speciálních držáků, viz Obr. 76, na vybrané sledované styčnické a do dvou hlavic sloupů umožňujících osazení nádob na váhové členy jak je zobrazeno na Obr. 77 a Obr. 79 bylo zapotřebí realizovat propojení těchto nádob. Zvolené trasy hydrostatického propojení nádob byly nejdříve protaženy ocelovými lanky ϕ 3 mm, přichytávanými k prutům

příhradové konstrukce střechy objímkami s ocelovými oky a ve zlomových koncových bodech natahovány za pomoci napínáků. Minimální spád trasy je 1% směrem k hlavním primárním nádobám U1/1 a U2/2, viz Obr. 75. Následně byly ve vytyčených trasách protaženy hadice NOVAPLAST $\phi 10$ mm, Obr. 80. Pro zachování spádu jsou hadice přichyceny k vodícím ocelovým lankům pomocí plastových stahovacích pásek. Ke spojování hadic v kříženích a odbočkách tras jsou použity plastové armatury. Pro napouštění a vypouštění systému kapalinou je vždy v nejnižším místě každého okruhu (v blízkosti nádob U1/1 a U2/1) instalován vypouštěcí ventil.



Obr. 80 *Propojení nádob – hadice NOVAPLAST $\phi 10$ mm.*

Váhové tenzometrické členy umístěné pod každou nádobou byly připojeny do měřicích ústředěn EMS DV 803 nehořlavými čtyřžilovými kabely.

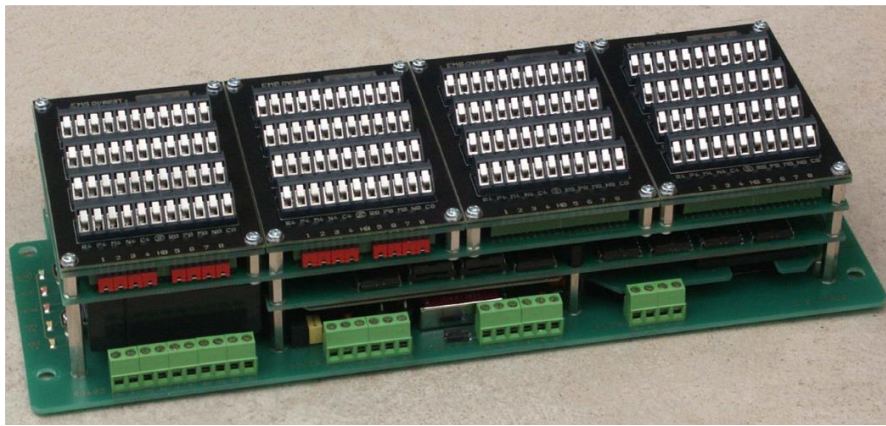
Po propojení celého systému (jak hydrostatickém, tak elektrickém) bylo třeba oba okruhy naplnit kapalinou. Vzhledem k tomu, že instalace probíhala v zimním období a teprve po zprovoznění celého systému měření byla plánována výměna střešního a obvodového pláště, bylo třeba použít nemrznoucí kapalinu. Tedy pro první fázi provozu systému v období výstavby byl systém naplněn nemrznoucí kapalinou do ostřikovačů s hustotou 960 kg/m^3 . Plnění probíhalo za pomoci čerpadla přes vypouštěcí ventil v nejnižší části každého okruhu. Do jednotlivých okruhů bylo načerpáno cca 60 l kapaliny. Po naplnění bylo zapotřebí projít celé hadicové vedení a zkontrolovat, zda nejsou po trase vzduchové bubliny, které by narušily funkčnost celého systému.

Měření teplot

Pro měření teplot ocelových částí jsou použita platinová teplotní čidla Pt100, která pracují na principu změny elektrického odporu vlivem změny teploty.

Měřicí ústředny

Jádrem celého systému jsou dvě měřicí ústředny EMS DV 803, Obr. 81 a Obr. 82, které jsou určeny pro rozsáhlá dynamická i statická měření v průmyslovém prostředí. Každá ústředna umožňuje přímé měření až 32 kanálů (tenzometrů, akcelerometrů, termočlánků a dalších čidel v různých kombinacích). Součástí každého kanálu je předzesilovač a samostatný šestnáctibitový A/D převodník se vzorkovací frekvencí až 3200 Hz. Naměřená data se přenášejí do počítače (notebooku) přes ethernetové rozhraní. Pro přímou dálkovou správu měření je možno napojit ústředny na GSM modem (GPRS/EDGE/3G) nebo modul bezdrátového ethernetu WiFi [16], [21].



Obr. 81 *Hardware měřicí ústředny EMS DV 803.*

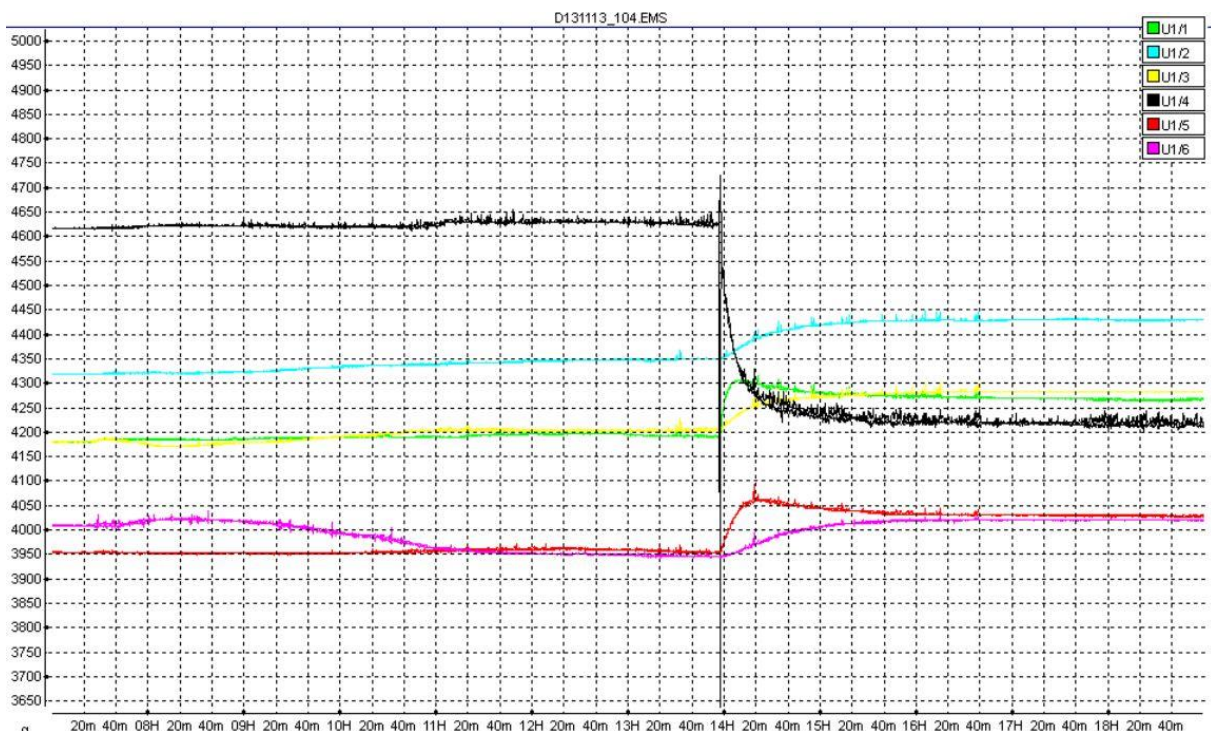


Obr. 82 *Jedna ze dvou měřících ústředem EMS DV 803 osazená v konstrukci zastřešení s kabeláží k jednotlivým čidlům.*

5.7 Ověření funkčnosti

Systém měření deformací byl okamžitě po instalaci podroben zkoušce funkčnosti. Zkouška funkčnosti byla provedena posunem kalibrační nádoby cca o 20 mm níže. Posun nádoby se okamžitě projevil na zvýšení tíhy náplně v kalibrační nádobě a zároveň rovnoměrném snížení tíhy náplně v ostatních nádobách zapojených do jednoho okruhu. Záznam chování jednotlivých měřících bodů systému při kalibrační zkoušce prvního měřícího okruhu je zobrazen na Obr. 83. Tímto jednoduchým testem byla okamžitě po instalaci prokázána funkčnost a průchodnost systému.

Posun nádoby o definovaný rozdíl výšky hladiny způsobí přítok přesně daného množství kapaliny. Váhové čidlo okamžitě reaguje a čte vyšší hodnotu působícího zatížení. Zbylé nádoby a tedy i váhové členy zapojené do stejného okruhu pak zaznamenají opačnou změnu měřených hodnot. Celkový objem měřený všemi váhovými členy však musí zůstat shodný i po posunu kalibrační nádoby.



Obr. 83 Časový záznam chování jednotlivých váhových členů při zkoušce funkčnosti – první okruh.

Výpočet výškové změny

Měřené hodnoty váhových členů jsou programem Monitor čteny z měřicí ústředny v základním tvaru, tedy v jednotkách $\mu\text{m/m}$. Převod na hmotnost je dle následujícího vztahu:

$$m_{U_x} = K * x + Q \quad (3)$$

kde : x je hodnota čtená ústřednou z váhových členů [$\mu\text{m/m}$],
 K je koeficient pro daný váhový člen [$\text{g} * 10^6$],
 Q je offset (posun nuly) pro daný snímač [g],
 m_{U_x} je vypočtená hmotnost pro daný váhový člen U_x [g].

Konstanta Q je stanovena v okamžiku, kdy jsou na váhové členy osazeny nerezové nádoby se zátkami a filtry. Tedy měřená (vypočtená) nulová hmotnost každého váhového členu je v okamžiku, kdy je systém plně vystrojen, ale bez kapaliny. Po naplnění systému kapalinou jsou naměřené (vypočtené) hmotnosti následně převedeny na výšku hladiny v jednotlivých nádobách:

$$h_{U_x} = \frac{m_{U_x}}{H_{U_x}} \quad (4)$$

Kde : H_{U_x} je přepočtový koeficient hmotnost/výška (Tab. 5) [g/mm],
 h_{U_x} je výška hladiny v dané nádobě U_x [mm].

Výškové změny jednotlivých sledovaných bodů v první smyčce jsou pak dány vztahy:

$$\Delta v_{U_{1/2}} = H_{U_{1/2}} - H_{U_{1/1}} \quad (5)$$

$$\Delta v_{U_{1/3}} = H_{U_{1/3}} - H_{U_{1/1}} \quad (6)$$

$$\Delta v_{U_{1/4}} = H_{U_{1/4}} - H_{U_{1/1}} \quad (7)$$

$$\Delta v_{U_{1/5}} = H_{U_{1/5}} - H_{U_{1/1}} \quad (8)$$

$$\Delta v_{U_{1/6}} = H_{U_{1/6}} - H_{U_{1/1}} \quad (9)$$

kde: $\Delta v_{U_{1/y}}$ je výšková změna závěsného bodu v první větvi u nádoby $U_{1/y}$ (kde $y = 2$ až 6 , nádoba $U_{1/1}$ je pevný bod na hlavici sloupu) [mm]

Stejným způsobem se určí výškové změny bodů v druhé větvi, tedy u nádob $U_{2/2}$ až $U_{2/6}$.

5.8 Zatěžovací zkouška

Popis provedené zatěžovací zkoušky

Zatěžovací zkouška sledované střešní konstrukce pavilonu D proběhla ve dnech 19. dubna a 20. dubna 2014. Vlastní realizaci ZZ prováděla firma BESTEX spol. s r.o. ve spolupráci s VUT FAST. Při zatěžovací zkoušce bylo postupováno podle dohodnutého programu se zadavatelem, kdy byly respektovány limity a termíny dané probíhající výstavbou objektu. Lze však konstatovat, že nedošlo k negativnímu ovlivnění zkoušky a získaná data lze považovat za objektivní a správná. Zatěžovací zkouška sledovala odezvu konstrukce na vložené statické zatížení umístěné v extrémních pozicích pro maximalizaci účinku působící hmoty. Zkouška probíhala v souladu s normou [7].

Výstupem provedené zatěžovací zkoušky bylo především zjištění průhybu střešní konstrukce od přidaného zatížení přesně definované intenzity. Získané údaje poté sloužily pro verifikaci (a případné zpřesnění) a následnou extrapolaci dat obdržných z numerické simulace. Zároveň bylo provedeno nezávislé ověření funkčnosti instalovaného měřicího systému, neboť data o průhybu konstrukce byla ověřena dalšími dvěma nezávislými měřeními.

Základními údaji získanými ze zatěžovací zkoušky byly průhyby konstrukce v místech instalovaných váhových členů – poloha váhových členů viz Obr. 75 a Obr. 84. Ty byly čteny pomocí instalovaného měřicího systému ústřednami EMS DV 803. Nezávislé ověření funkčnosti a přesnosti měřicího systému bylo provedeno především pomocí externího měření odporovými potenciometrickými snímači, které měřily změnu dráhy mezi pevně definovanou základnou (podlahou pavilonu) a prohýbající se střešní konstrukcí. Odporové potenciometry byly dočasně instalovány na dobu provádění zatěžovací zkoušky. Odporový potenciometr byl umístěn vždy na pevné základně (podlaha pavilonu) a lankem propojen s horním pásem příhradové konstrukce. Tyto snímače byly připojeny do nezávislých měřicích ústředí Quantum X.

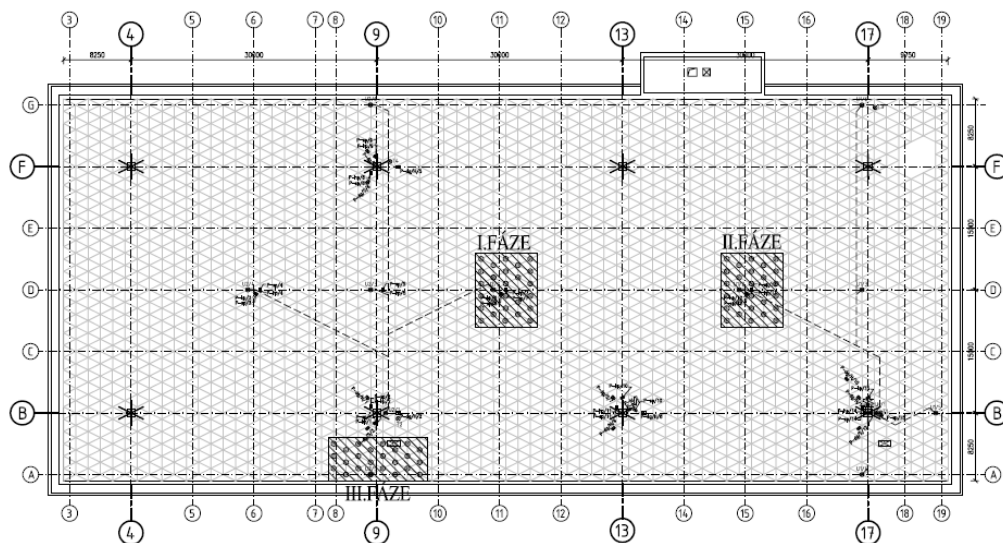
Takto ověřováno bylo deformační chování konstrukce ve všech místech, kde jsou osazeny váhové členy měřicího systému. Jako doplňující měření sloužilo geodetické zaměření celé plochy dolního pásu střešní roviny. Geodetické měření bylo však provedeno pouze pro I. a II. fázi zatěžovací zkoušky.

Při realizaci zatěžovací zkoušky bylo prováděno informativní měření rychlosti a směru větru pomocí ručních anemometrů. Vliv větru je dobře patrný z jednotlivých záznamů.

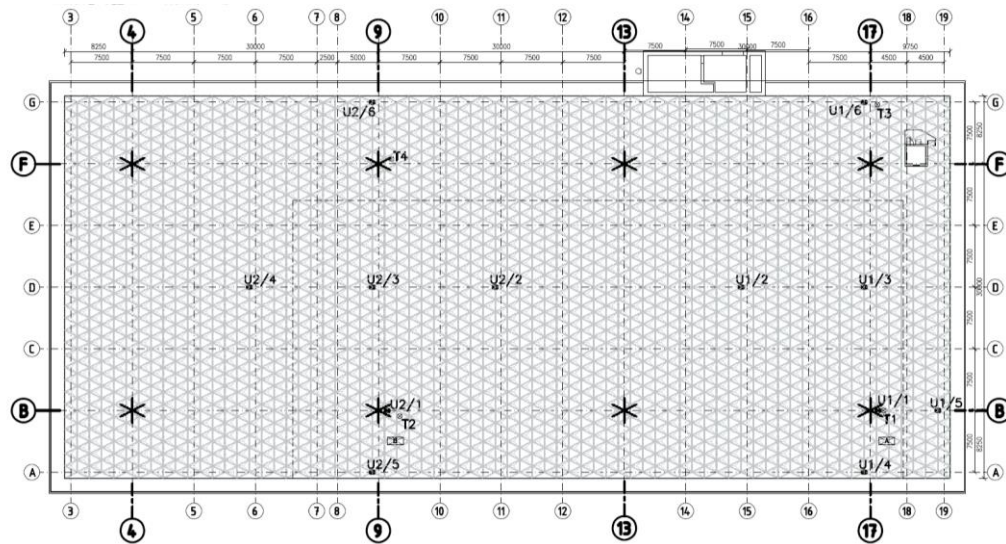
Sřecha byla zatížena na úrovni vnějšího pláště střechy svisle působícím bodovým statickým zatížením. Požadované (statickým výpočtem přesně definovaná hodnota) zatížení bylo vyvozeno vodou, která byla postupně napouštěna do plastových sudů, viz Obr. 86. Maximální zatížení styčnicku stanovené statickým výpočtem – 260 kg/styčnick – bylo určeno s ohledem na projektem přípustnou zatížitelnost střechy.

Celkem bylo k dispozici 26 kusů sudů o objemu 260 l/ks, které byly rozmístěny do vytyčených pozic definovaných odlišně pro každou zatěžovací fázi. Vnášení zatížení probíhalo vždy v každé fázi ve dvou krocích. Zatěžovací zkouška proběhla celkem ve třech fázích z důvodu ověření chování konstrukce a přesnosti měřicího systému. Schéma rozmístění jednotlivých zatěžovacích standů pro jednotlivé fáze je vyobrazeno na Obr. 84. Každá zatěžovací fáze představovala samostatné měření a následné vyhodnocení. První fáze zatěžovací zkoušky byla provedena 19. dubna se sudy umístěnými v extrémní pozici pro vyvození maximálního průhybu v poli uprostřed (střed cca průnik os D-11). Druhá fáze zatěžovací zkoušky proběhla 20. dubna dopoledne a sudy byly umístěny v prvním poli střešní konstrukce (D-15). Při třetí fázi byly sudy umístěny na konzolu nad průsečík modulových os A-9, přičemž tato fáze probíhala v odpoledních hodinách téhož dne [15], [22].

Průhyby byly kontinuálně měřeny čidly váhových členů, zabudovaný měřicí systém ve střeše – viz Obr. 85, a odporovými potenciometry externě osazenými na konstrukci, viz Obr. 88. Jednorázově před a po provedení příslušné I. a II. fáze zatěžovací zkoušky bylo provedeno geodetické zaměření spodní roviny střešní konstrukce.



Obr. 84 Rozmístění zatížení (I. až III. fáze).



Obr. 85 Rozmístění váhových členů měřicího systému ve střešní konstrukci.



Obr. 86 Rozmístění sudů ve II. Fázi zatěžovací zkoušky.

Zatěžovací stavy

Jednotlivé zatěžovací stavy (fáze) byly provedeny (s ohledem na geometrii zatěžované konstrukce) dle schematického rozmístění patrného z Obr. 84. Jednotlivé zatěžovací stavy byly uvažovány následovně:

I. Fáze - zatížení v poli uprostřed – 26 sudů (nad váhovým čidlem U2/2)

Aplikované zatížení v této fázi mělo za cíl vyvodit extrémní průhyb ve vnitřním poli konstrukce (nad váhovým čidlem U2/2 v průřezu modulových os D-11) a ověřit funkčnost a přesnost váhových členů druhého měřicího okruhu.

II. Fáze - zatížení v poli na kraji – 26 sudů (nad váhovým čidlem U1/2)

Statické zatížení aplikované ve druhé fázi mělo za cíl vyvodit extrémní průhyb v krajním poli konstrukce (nad váhovým čidlem U1/2 v průsečíku modulových os D-15) a ověřit funkčnost a přesnost váhových členů prvního měřicího okruhu. Vnášené zatížení je patrné z Obr. 86.

III. Fáze - zatížení na konzole - 24 sudů (nad váhovým čidlem U2/5)

Zatížení aplikované ve třetí fázi zatěžování mělo za cíl ověřit chování konzoly střešní konstrukce (nad váhovým čidlem U2/5 v průsečíku modulových os A-9) a ověřit funkčnost a přesnost váhových členů prvního měřicího okruhu. Dominantním cílem této fáze zatěžování bylo též ověřit míru spolupůsobení (a tedy i nadhodnocení získaných výsledků oproti numerickému modelu) fasádního systému (kyvných fasádních stojek a výplně).

Postup vnášení zatížení

Pracovní postup byl volen tak, aby byl maximalizován účinek vloženého statického zatížení a zatěžovací zkouška probíhala ve shodě s normou [7]. V žádné fázi provádění zatěžovací zkoušky však nesmělo dojít k přetížení (byť lokálnímu) střešní konstrukce. Stanovené zatížení, jeho rozmístění a postup jeho vložení na konstrukci proto respektovalo limitní dovolené zatížení jednoho styčnicku, které bylo určeno na základě statického přepočtu střešní konstrukce.

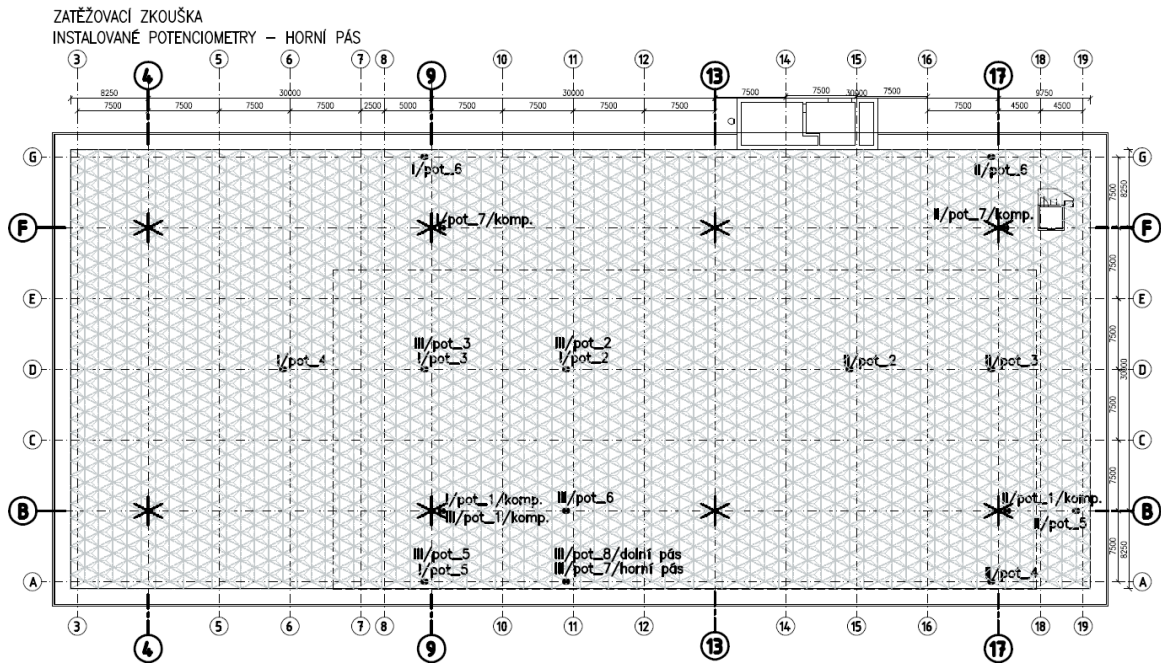
Každá fáze zatěžovací zkoušky byla provedena dle následujícího pracovního postupu:

- vytyčení poloh styčnicků pro umístění zatěžovacích sudů;
- položení OSB desek na zatěžovací plochu (do vytyčené polohy);
- osazení 26 (24 ve fázi III.) kusů sudů (každý sud byl umístěn nad předem vytyčenou polohu styčnicku);
- napouštění sudů vodou na 1/2 objemu (130 l);
- technologická pauza (časový interval na ustálení čtení váhovými členy měřených hodnot);
- plnění sudů na maximální hladinu 260 l;
- technologická pauza (časový interval na ustálení čtení váhovými členy měřených hodnot);
- odstranění zatížení (vylití vody ze sudů a jejich odklizení, odstranění OSB desek z plochy střechy).

Výsledky ze zatěžovací zkoušky měřené potenciometrickými snímači

Měření svislých deformací konstrukce pomocí potenciometrů, kdy je snímač lankem spojen s měřenou konstrukcí, umožňuje kontinuální a okamžité snímání měřených hodnot. Veškeré potenciometrické snímače byly připojeny k nezávislé měřicí ústředně Quantum X. S ohledem na povahu obdržených dat tak byly uvažovány jako hlavní nezávislý zdroj údajů sloužících k ověření funkčnosti a přesnosti instalovaného měřicího systému (respektive váhových členů měřicího systému). Z tohoto důvodu byly potenciometrické snímače osazeny na konstrukci v půdorysné poloze odpovídající poloze váhových členů. Vzhledem k omezenému počtu potenciometrických snímačů bylo jejich rozmístění vždy individuální pro danou fázi zatěžovací zkoušky – viz schéma polohy snímačů při jednotlivých fázích, viz Obr. 87. Propojení potenciometrického snímače a měřené střešní konstrukce bylo provedeno pomocí ocelového lanka kotveného do shodného styčnicku jako nádoba s váhovým členem. Na rozdíl od geodetického zaměření tak byl měřen stejný (horní) povrch konstrukce. Samotný snímač byl osazen na pevném podkladu – podlaze pavilonu, viz Obr. 88.

S ohledem na použití ocelového lanka (nikoliv při změně teploty stálějšího invaru) bylo nutno zohlednit při vyhodnocení měřených posunů vliv změny okolní teploty. Změna teploty v průběhu zatěžovací zkoušky je zobrazena na Obr. 94. Z tohoto důvodu byly na konstrukci při každém měření osazeny kompenzační měřicí body, které zaznamenávaly deformaci v místě teoreticky nulové deformace, tj. v místě sloupu. Zjištěné posuny na kompenzačních členech pak byly odečteny od ostatních měřících bodů. Byla tak stanovena (shodně s instalovaným systémem) relativní deformace střešní roviny vztažená k nulovému bodu v místě uložení konstrukce na sloupy [15], [22].

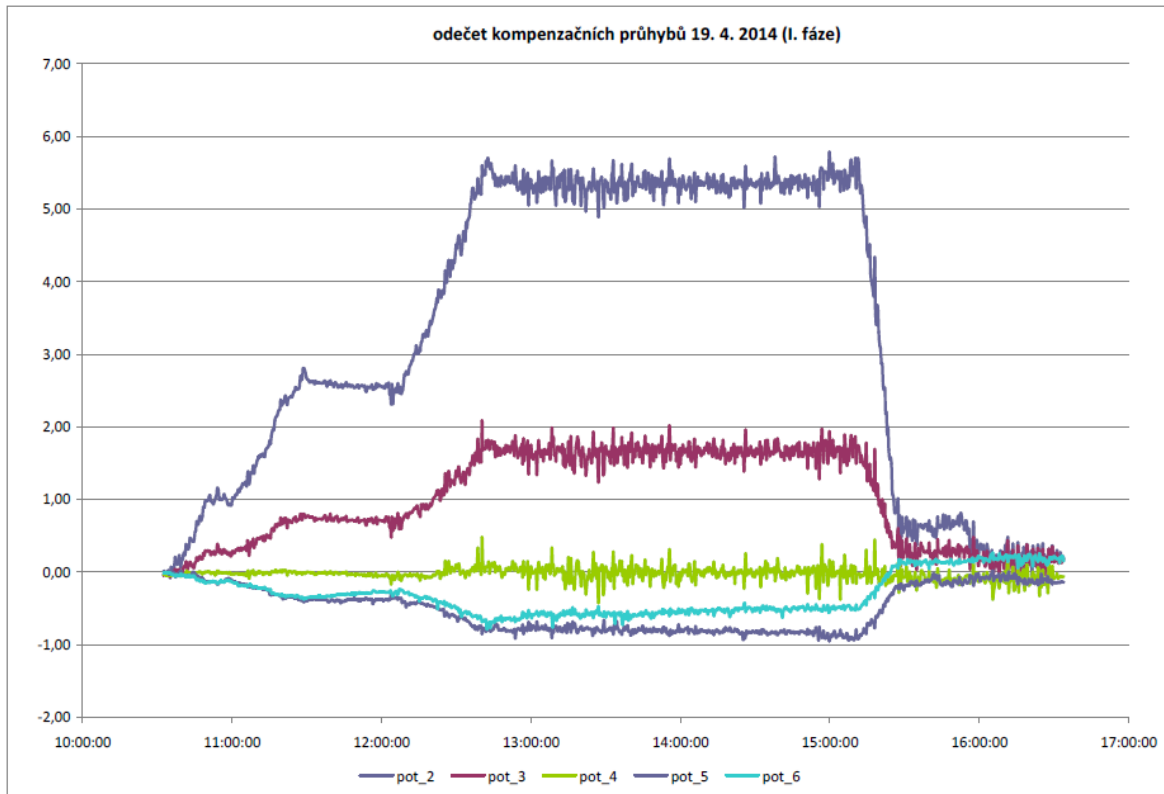


Obr. 87 Rozmístění potenciometrických snímačů pro jednotlivé fáze zatěžovací zkoušky střešní konstrukce.

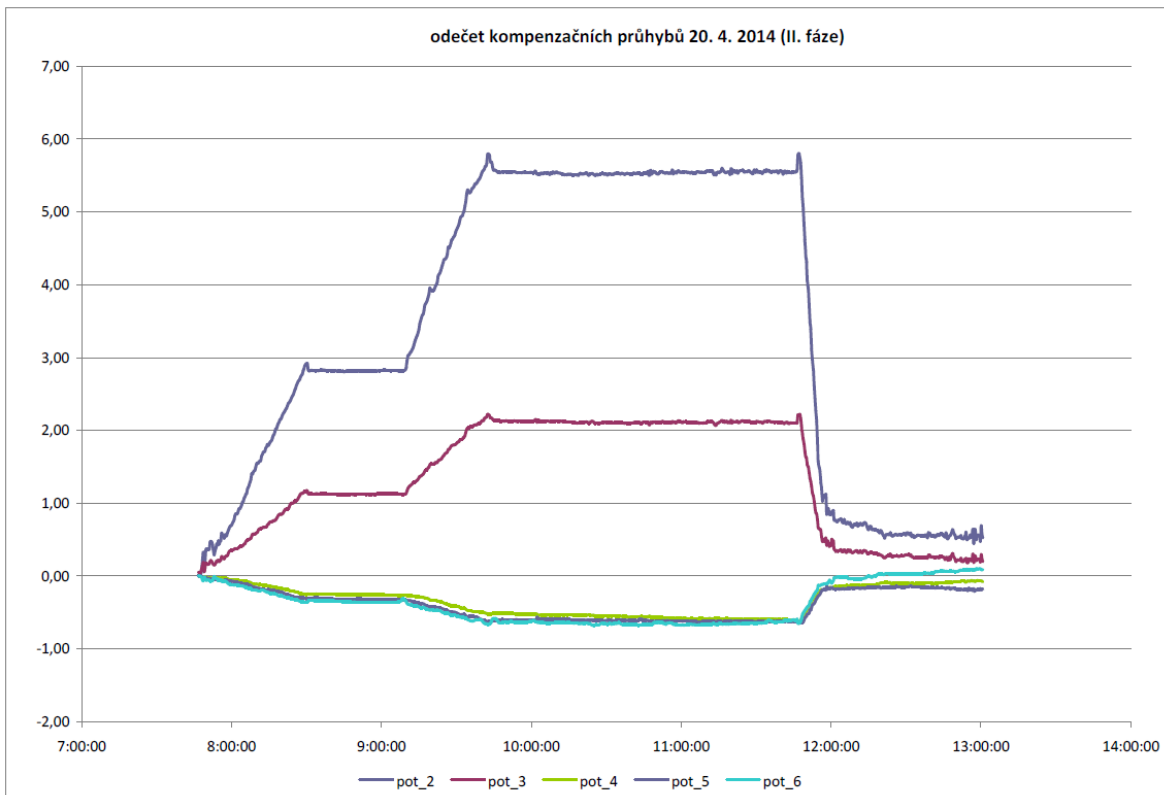


Obr. 88 Potenciometrický snímač deformace instalovaný na podlaze pavilonu D.

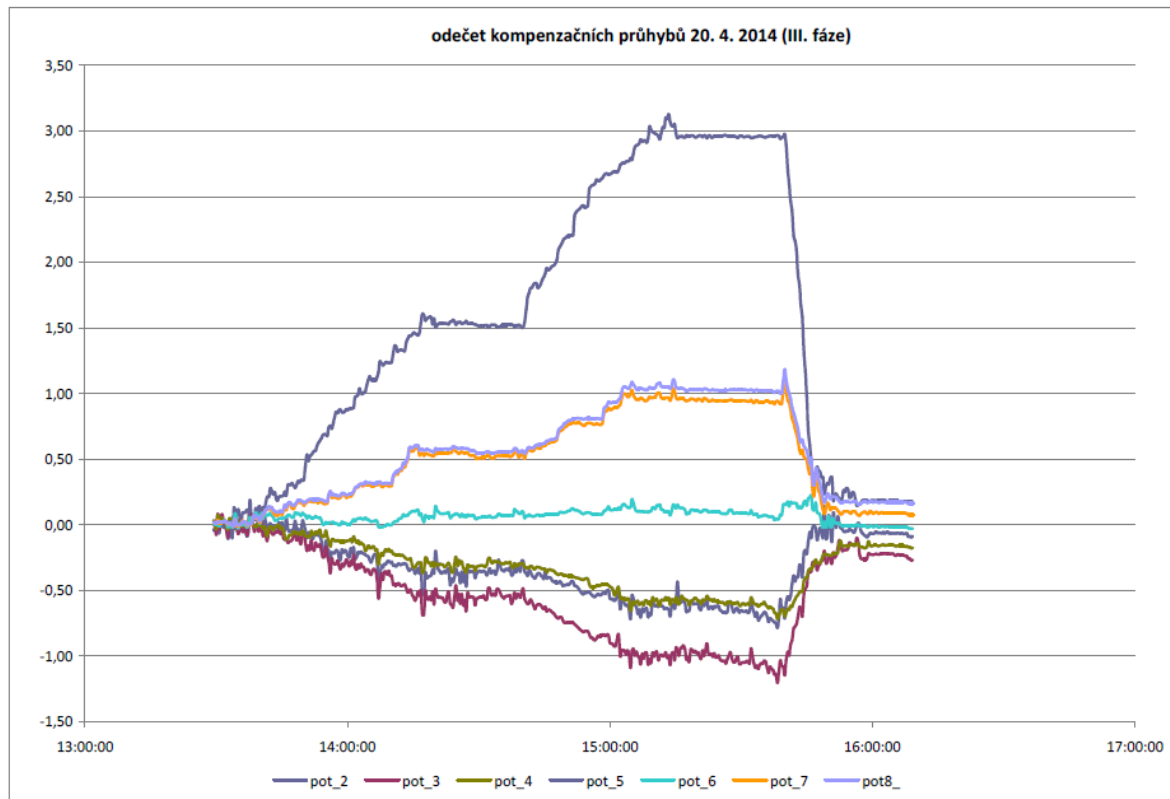
Výsledné získané údaje o relativních svislých posunech střešní konstrukce jsou uvedeny v následujících grafech na Obr. 89, Obr. 90 a Obr. 91. Jedná se vždy o relativní deformace, tj. s odečtením kompenzačních hodnot způsobených teplotní změnou. Tyto hodnoty lze přímo srovnávat s údaji získanými z váhových členů monitorovacího systému, neboť tyto jsou opět stanoveny jako relativní.



Obr. 89 Průhyb střešní konstrukce při I. fázi ZZ měřený potenciometrickými snímači.



Obr. 90 Průhyb střešní konstrukce při II. fázi ZZ měřený potenciometrickými snímači.

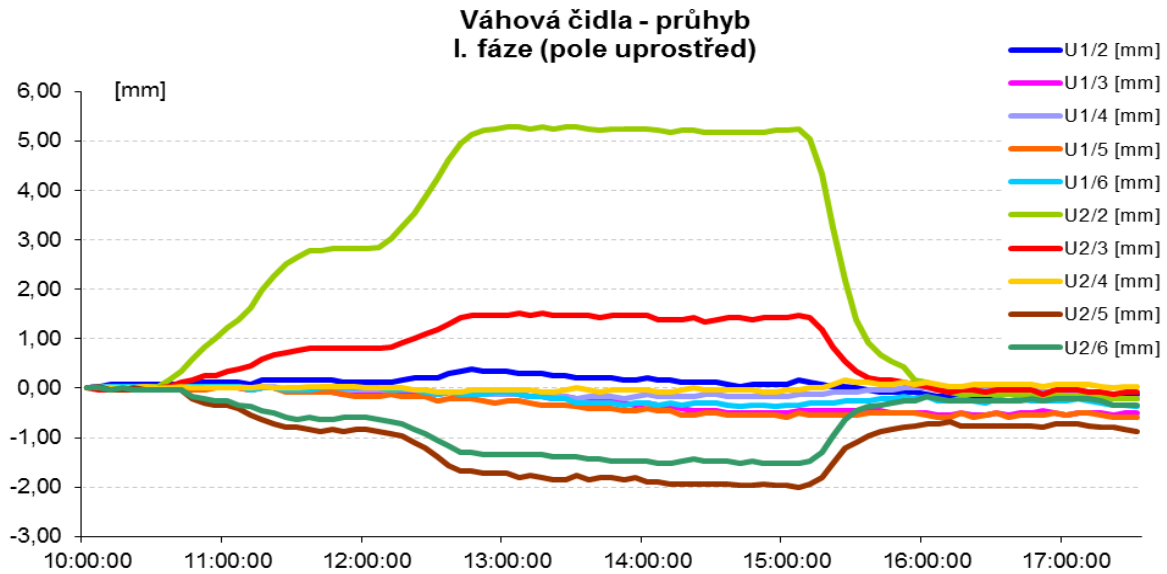


Obr. 91 Průhyb střešní konstrukce při III. fázi ZZ měřený potenciometrickými snímači.

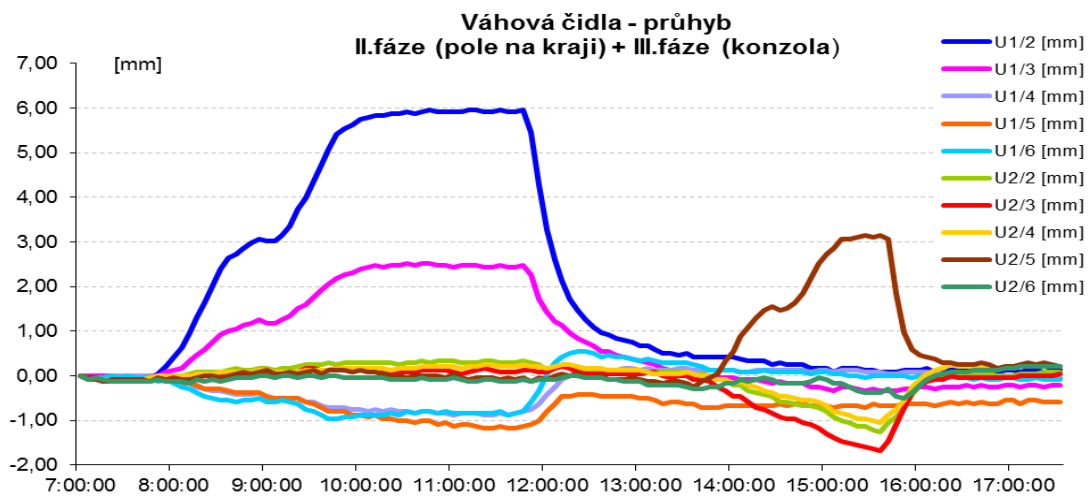
Na grafech je patrný vliv větru (zachyceno tzv. "rozkmitání" snímačů), při provádění I. fáze byla naměřena jeho největší rychlost – 8 m/s (až 13 m/s v nárazech) oproti II. fázi, při které panovalo prakticky bezvětří. Tento jev lze pozorovat pouze u potenciometrů, které okamžitě reagují na rychlé kmitání střešní konstrukce. Váhové členy díky "pomalému" transportu vody v hadičkách nejsou tímto jevem zřetelně ovlivněny [15],[22].

Výsledky ze zatěžovací zkoušky měřené instalovaným systémem

Při vyhodnocení dat získaných z váhových členů instalovaného měřicího systému je třeba vzít v úvahu především jisté "zpoždění" měřené veličiny. Na rozdíl od potenciometrických snímačů, které určují deformaci měřeného místa okamžitě, je zde deformace dopočítávána z rozdílu hladin mezi danou a referenční nádobou (respektive váhovým členem). S ohledem na nutný čas, potřebný k transportu kapaliny mezi jednotlivými měřicími členy je nutno uvažovat s pomalejší reakcí systému na relativně rychle vnášené zatížení. V každém sledovaném okamžiku dané fáze (tj. 50% a 100% vneseného zatížení a následné odtížení) byla proto provedena technologická pauza, přičemž se dále pokračovalo až po ustálení měřených hodnot. Měřené hodnoty jsou patrné z příložených grafů z prvního a druhého dne ZZ, viz Obr. 92 a Obr. 93.



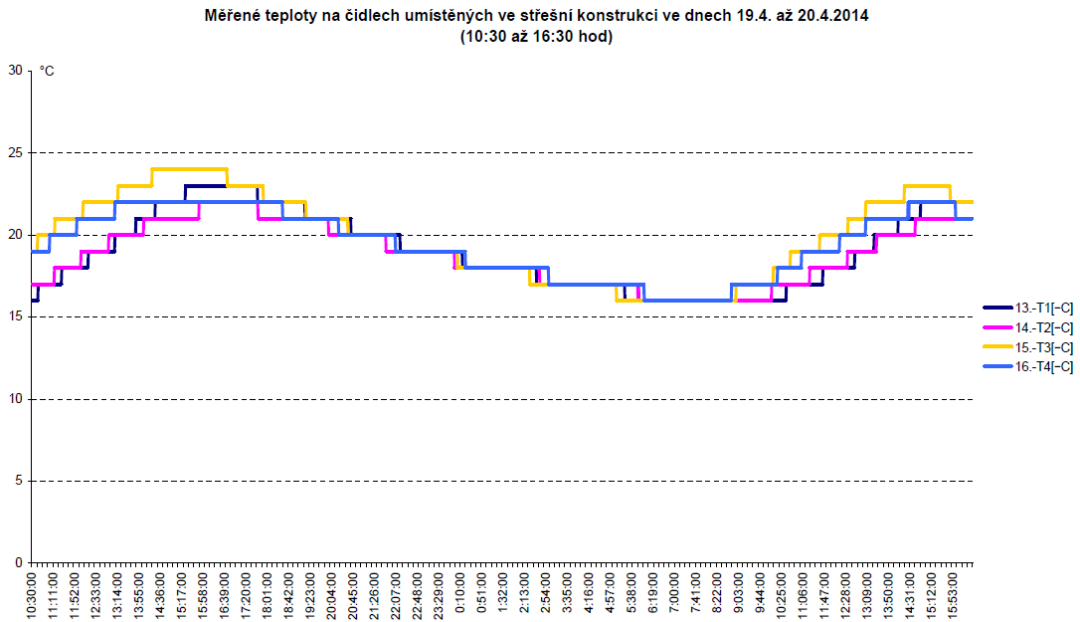
Obr. 92 Naměřené hodnoty průhybů určené z váhových členů – I. fáze ZZ.



Obr. 93 Naměřené hodnoty průhybů určené z váhových členů – II. a III. fáze ZZ.

Měření teplot

Důležitou charakteristikou ovlivňující měřenou veličinu (především svislé posuny stanovené k pevné základně – podlaze) je změna teploty. S ohledem na relativní povahu zjišťovaných veličin (tj. průhyby jsou stanoveny k nulovému bodu – sloupu) byla teplotní roztažnost sloupů, která přímo ovlivňuje absolutní hodnoty posunů ve svislém směru střechy, kompenzována zvolenou metodikou výpočtu.



Obr. 94 Naměřené hodnoty teplot na čidlech instalovaného systému během ZZ.

Zjištěné hodnoty teplotní změny prostředí však sloužily jako podklad pro verifikaci hodnot získaných z měření. Průběh teplot v obou dnech, kdy probíhala zatěžovací zkouška, je uveden v grafu na Obr. 94. Z grafu je jasně patrný též vliv umístění teplotních čidel v konstrukci, neboť více se teplotní změna projevovala u teplotních čidel umístěných blíže fasádě. Poloha čidel viz Obr. 85.

Měření rychlosti a směru větru

V průběhu zatěžovací zkoušky bylo v cca hodinových intervalech prováděno měření směru a rychlosti větru. Rychlost větru ovlivňuje získané hodnoty především u měření potenciometry. Údaje z potenciometrů byly zaznamenávány s frekvencí 2Hz a proto se na nich projeví i špičkové (nárazové) rychlosti větru. U měření prováděných váhovými členy je vliv špičkové rychlosti větru negován pomalou reakční dobou čidla, a dochází tak k vyhlazení výkmitů konstrukce způsobené nárazem větru. Je však nutno si uvědomit, že odečtené hodnoty ovlivňuje střední rychlost větru, která sáním způsobuje nadzvedávání konstrukce, a působí tak proti směru vloženého zatížení.

Měření rychlosti větru bylo prováděno pouze opticky ručním anemometrem (vířivý anemometr Metra 950). Nese tak možnou nepřesnost měření způsobenou lidským faktorem. Způsob měření je patrný z Obr. 95. Ovlivnění měřených výsledků větrem je patrné především z dat získaných v sobotu 19. 4. 2014, kdy bylo působení větru intenzivnější.



Obr. 95 Měření větru na střešní konstrukci - anemometr Metra 950.

Rychlost a směr větru naměřená na střeše při zatěžovací zkoušce:

I. Fáze - zatížení v poli uprostřed (19. 4. měření od 12:45 do 15:00):
Maximální rychlost větru 8 m/s (až 13 m/s v nárazech), směr SV (V).

II. Fáze - zatížení v poli na kraji (20. 4. měření od 9:45 do 11:45):
Maximální rychlost větru 3 m/s, směr SV (V).

III. Fáze - zatížení na konzole (20. 4. měření od 15:10 do 15:40):
Maximální rychlost větru 3 m/s, směr SV (V).

Teoretický výpočet

Před zatěžovací zkouškou byl na numerickém modelu proveden statický výpočet z důvodu určení průhybu od uvažovaného zatížení (pro danou fázi) a pro posouzení konstrukce zatížené v průběhu experimentu zatížením koncentrovaným do jednotlivých uzlů. Teoretické hodnoty průhybu byly stanoveny lineárním výpočtem na prostorovém prutovém modelu střešní konstrukce. Statický výpočet prokázal, že nedojde k lokálnímu ani globálnímu přetížení konstrukce. Výpočet byl prováděn pracovníky BZK VUT FAST v rámci řešení projektu TA02011368 „*Systémy proti přetížení lehkých střešních konstrukcí klimatickým zatížením*“.

Geodetické měření průhybů

K nezávislému ověření výsledků ze snímačů osazených na střešní konstrukci (tj. v půdorysných polohách váhových členů a tedy i potenciometrů) bylo využito geodetického zaměření.

Geodetické měření bylo provedeno pro I. a II. fázi zatěžovací zkoušky. Nulové čtení, tj. počáteční stav konstrukce, ke kterému byly vztaženy deformace od vloženého zatížení, bylo provedeno těsně před započítáním I. fáze zatěžovací zkoušky. Bylo předpokládáno, že geodeticky získané relativní deformace mají totožné okrajové podmínky s dalšími dvěma měřeními (potenciometry, integrované váhové členy monitorovacího systému), pro něž byl za počátek měření považován čas dokončení geodetického zaměření konstrukce.

Při zatěžovací zkoušce byly měřeny svislé deformace bodů stabilizovaných na střešní konstrukci. Body byly zaměřeny ve třech etapách digitálním tachymetrem Sokkia NET05, měřícím systémem 3DIM. Přesnost určené výšky je charakterizována směrodatnou odchylkou 0,2 mm. Výsledné deformace sledovaných bodů 1. a 2. fáze zatěžovací zkoušky byly porovnány s výškami určenými ve výchozí etapě (před zatěžováním) a dopočtením tak bylo možno stanovit relativní deformační změnu (pokles, vzepětí) střešní konstrukce ve svislém směru. V případě geodetického měření byly ovšem měřeny spodní styčníky příhradové střešní konstrukce na rozdíl od zabudovaného systému a potenciometrických snímačů, které měřily deformaci (pokles) horních styčniců.

Vyhodnocení výsledků zatěžovací zkoušky

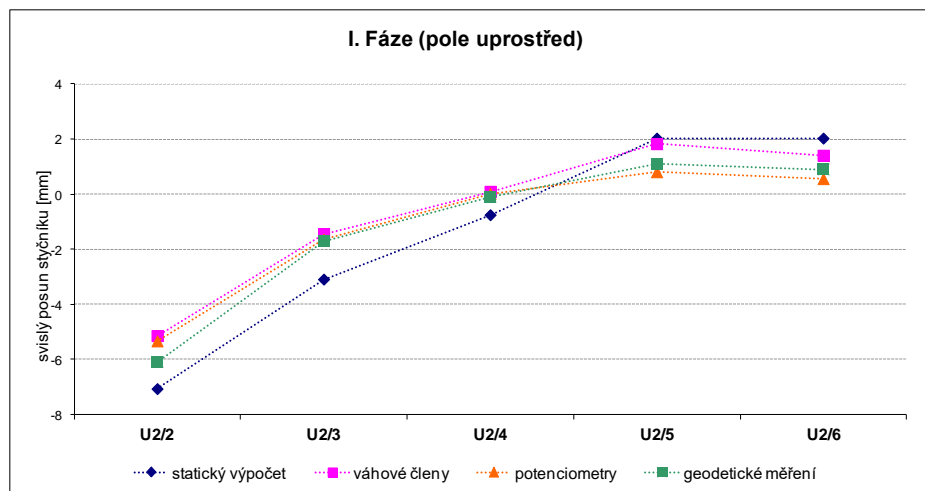
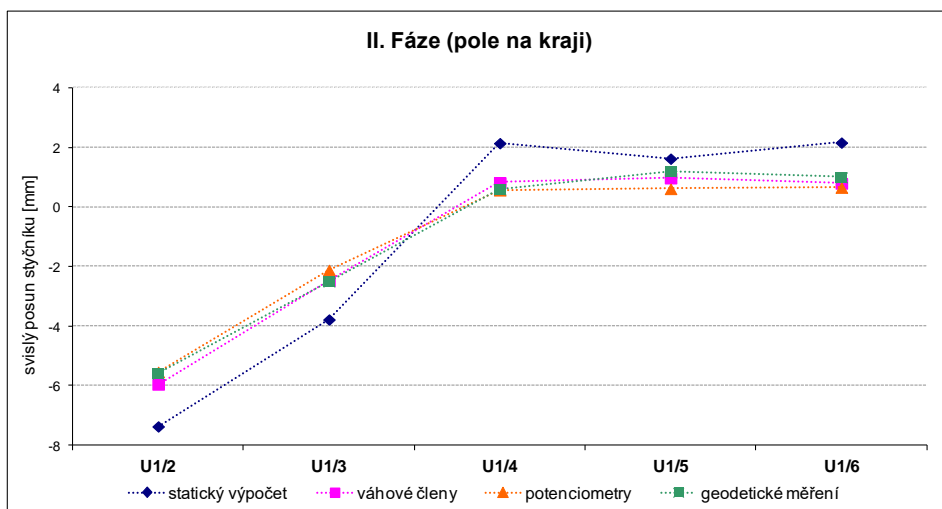
Porovnání teoretických hodnot s naměřenými údaji je provedeno na následujících grafech Obr. 96, Obr. 97, Obr. 98. Z uvedených grafů je dobře patrná shoda experimentálně měřených dat získaných z potenciometrických snímačů, váhových členů a geodetického měření. Při srovnání je zřejmé, že tuhost numerického modelu je nižší než tuhost skutečné konstrukce. Tento trend je dobře patrný ve všech ověřovaných zatěžovacích fázích (polohách). Nižší tuhost konstrukce z numerického modelu jde především na vrub přijatým zjednodušujícím podmínkám při jeho tvorbě [15], [22].

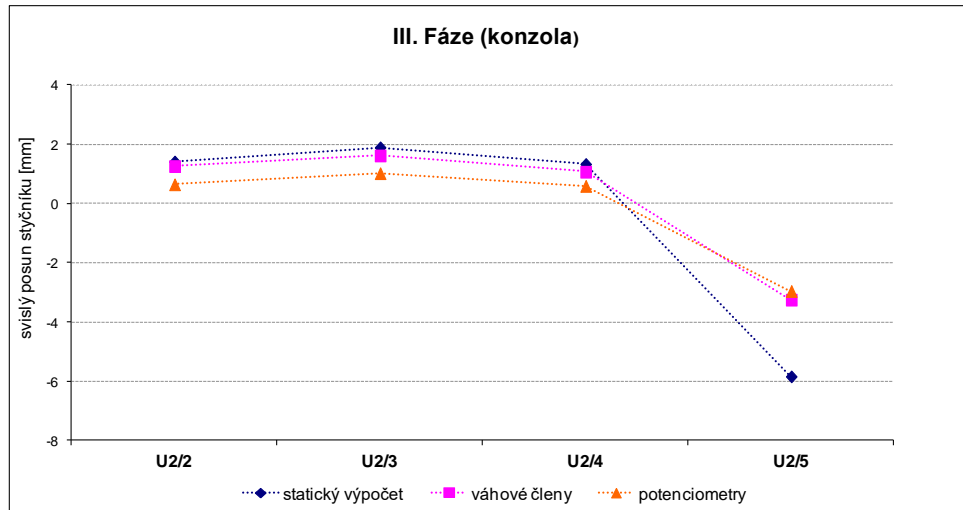
Výrazný rozdíl je patrný při určení průhybů na konzole střešní konstrukce. Zde při tvorbě numerického modelu nebyla zohledněna tuhost obvodového pláště, která, jak je z měřených dat dobře patrné, výrazně ovlivňuje získané výsledky a snižuje průhyby konstrukce.

Pro každý měřený bod bylo z tohoto důvodu nutno stanovit převodní koeficienty, které tyto rozdíly zohlední a umožní tak mezní hodnoty stanovené pomocí numerického výpočtu převést na reálné deformace skutečné konstrukce. Získaný poměr vypočtené a skutečně naměřené hodnoty byl využit jako opravný koeficient, který byl zadán do programu zhodnocujícího naměřené veličiny monitorovacího systému, Tab. 6.

Tab. 6 Převodní koeficient - tzv. "tuhost" mezi výpočtovým modelem a váhovými členy.

Měřicí místo	Statický výpočet [mm]	Váhové členy [mm]	Potenciometr [mm]	Tuhost mod./v.č.
I. fáze				
U2/2	-7.076	-5.149	-5.340	1.37
U2/3	-3.099	-1.444	-1.653	2.15
U2/4	-0.760	0.089	0.006	-8.52
U2/5	2.023	1.821	0.803	1.11
U2/6	2.022	1.400	0.553	1.44
II. fáze				
U1/2	-7.369	-5.958	-5.535	1.24
U1/3	-3.777	-2.471	-2.110	1.53
U1/4	2.148	0.828	0.567	2.59
U1/5	1.628	0.973	0.614	1.67
U1/6	2.168	0.796	0.658	2.72
III. fáze				
U2/2	1.414	1.261	0.644	1.12
U2/3	1.894	1.618	1.020	1.17
U2/4	1.331	1.069	0.590	1.25
U2/5	-5.843	-3.251	-2.959	1.80
U2/6	-0.920	0.168		-5.47

**Obr. 96** Porovnání teoretických hodnot s naměřenými údaji - I. fáze zatěžovací zkoušky.**Obr. 97** Porovnání teoretických hodnot s naměřenými údaji - II. fáze zatěžovací zkoušky.



Obr. 98 Porovnání teoretických hodnot s naměřenými údaji - III. fáze zatěžovací zkoušky.

Z výše uvedeného srovnání hodnot průhybů stanovených potenciometrickými snímači a instalovanými čidly je dobře patrná funkčnost navrženého systému. Hodnoty indikované instalovanými čidly jsou srovnatelné s hodnotami získanými potenciometrickým měřením. Správnost potvrdilo i nezávislé měření prováděné pomocí velmi přesné nivelace, které s oběma měřeními velmi dobře korelovalo.

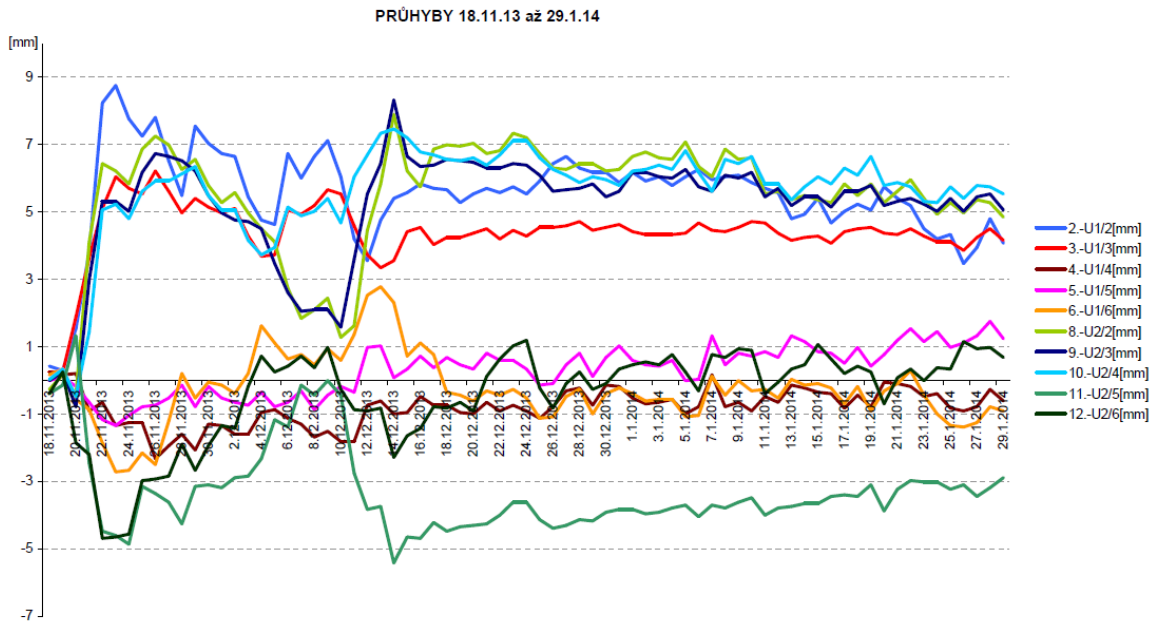
Numericky predikované průhyby vykazovaly ve všech měřených bodech vyšší (absolutně) hodnoty, které jsou způsobeny ve výpočtu přijatými zjednodušeními.

Zatěžovací zkouška prokázala, že

- i zdánlivě nevýznamné vlivy (např. vliv technologie, vítr, idealizace matematického modelu konstrukce) mohou mít významný vliv na naměřené či vypočtené hodnoty klíčových veličin;
- v projektu vyvinutými metodami lze LSK monitorovat dostatečně spolehlivě.

5.9 Potvrzení funkčnosti systému při výměně střešního pláště

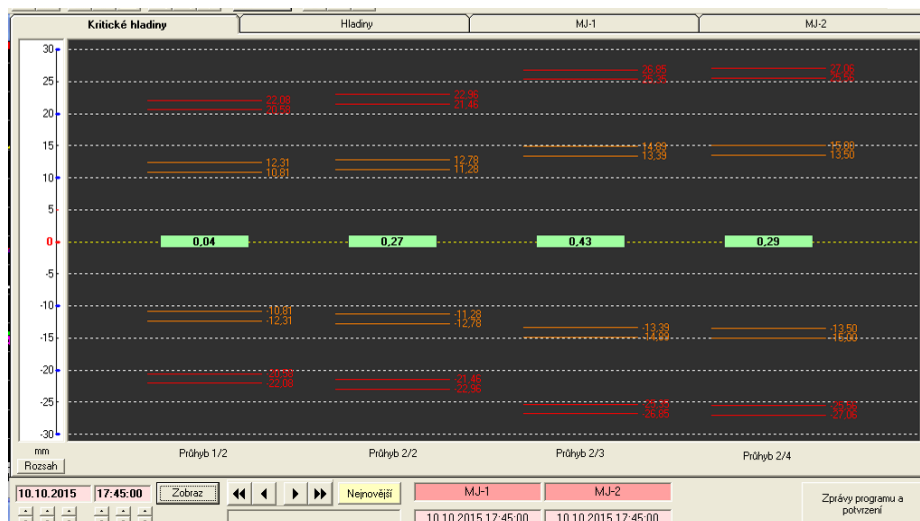
V období 18. 11. 2013 až 29. 1. 2014 probíhala na objektu výměna střešního pláště. Naměřené průhyby střešní konstrukce v místech instalovaných čidel v tomto období jsou patrné z grafu na Obr. 99. Z grafu je jasně patrná odezva konstrukce (nárůst deformací) na vložené zatížení od nového střešního pláště střechy.



Obr. 99 Naměřené průhyby váhovými členy v průběhu výměny střešního pláště.

5.10 Obslužný software monitorovacího systému

Pro uživatelsky přívětivější možnost vyhodnocení naměřených dat byl ve spolupráci s UAM Vítkovice a.s. zpracován měřící software "Monitor", jenž on-line zpracovává monitorovacím systémem detekovaná data a vyhodnocuje je, Obr. 100. Program slouží k automatickému vyhodnocování působícího zatížení na střešní konstrukci a při překročení limitních hodnot definovaných na základě numerické simulace, provedených měření a zatěžovací zkoušky vyhlásí poplach [22].



Obr. 100 Hlavní panel programu: on-line sledování vybraných hodnot průhybů.

Software "Monitor" je určen pro obsluhu vyškolenými pracovníky (pracovník musí být proškolen o charakteru měřicího systému a poučen o postupu shazování sněhu) provozovatele objektu. Vyhlášení pohotovosti či dosažení kritické úrovně je programem indikováno, ovšem rozhodnutí o provedení patřičných kroků k odstranění zatížení sněhem či uzavření areálu je vždy na pověřeném pracovníkovi, který musí data poskytnutá měřicím systémem a zpracovaná softwarem "Monitor" podrobit kritické analýze. Obsluha by měla uvážit aktuální povětrnostní situaci, předpověď počasí na následující hodiny a také vyloučit případné chyby vzniklé například poškozením snímače.

Veškerá data jsou čtena on-line (obnovení dat je v řádu minut). Sběr dat z instalovaných čidel ve střeše provádí dvě instalované měřicí ústředny. Měřená data jsou programem archivována na lokální datové úložiště pro možné pozdější vyvolání uživatelem či správcem systému. Program "Monitor" v daném konkrétním nastavení je určen pouze pro použití společně s detekčním systémem instalovaným ve střešní konstrukci MSCB. Program běží ve dvou základních rozhraních – uživatelském (určeno pro kontinuální dlouhodobou správu střešní konstrukce) a administrátorském (určeno pro jednorázové zásahy do nastavení systému – změna limitních hodnot apod.).

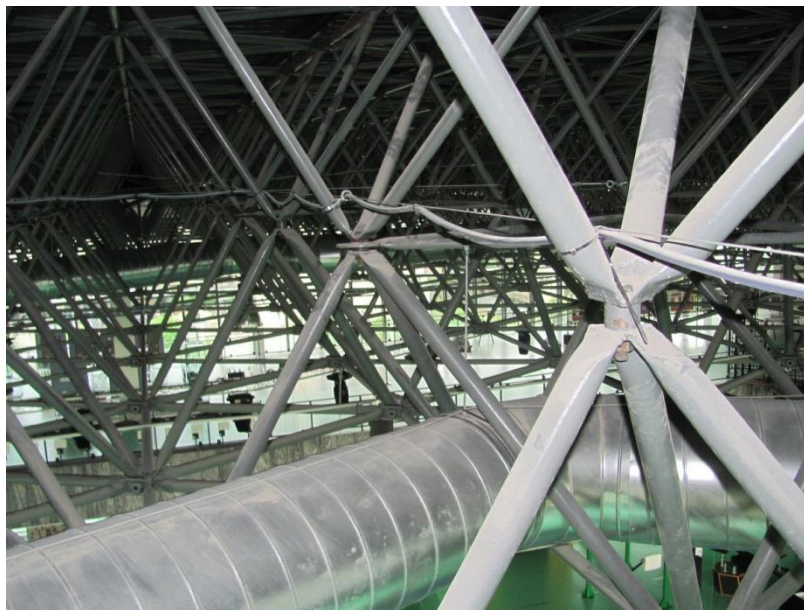
5.11 Změny v hydrostatickém systému v průběhu provozu

Systém spojených nádob je otevřený a tudíž dochází k odparu kapaliny, proto musí být do systému doplňována jednou ročně při pravidelných servisních prohlídkách (popřípadě při zjištění kriticky nízké hladiny v nádobách).

Po dokončení rekonstrukce celého objektu, kdy již systém nemohl být vystaven záporným teplotám, došlo v obou větvích hydrostatického systému k výměně nemrznoucí kapaliny za vodu. Tato výměna byla provedena především z důvodů jednoduššího doplňování kapaliny do systému. Vzhledem k tomu, že přesnost systému je závislá na hustotě kapaliny, bylo by obtížné dodržovat pořád stejnou koncentraci nemrznoucí směsi (hustotu) v celém systému. Z tohoto hlediska se tedy voda jevila jako ideální a při doplňování stačilo dolít čistou vodu bez nutnosti hlídat koncentraci směsi a zjištění promíchání v celé větvi. Tato výměna znamenala pouze malý zásah do vyhodnocovacího software Monitor, musely v něm být změněny pouze koeficienty nádob pro danou kapalinu, viz Tab. 5. Po výměně kapaliny a úpravě řídicího softwaru došlo k ověření funkčnosti a přesnosti měřicího systému. Ta se ověřuje tak, že u vybrané nádoby (U1/4 respektive U2/5) příslušný pracovník povolí nebo

utáhne hlavní matici držící nádobu o 20 mm. Během několika hodin pak musí dojít k opětovnému vyrovnání hladin = ověří se průchodnost a zároveň se ověří i kalibrace systému. Tento postup je také prováděn při ročních periodických servisních prohlídkách.

Po cca dvou letech provozu vznikly vlivem relaxace hadic jejich větší průvěsy mezi jednotlivými přichytnými body k ocelovým lankům znatelné z Obr. 101. Na vlastní funkci systému to nemělo vliv, ale při případném opětovném napouštění systému by to činilo značné potíže. V červnu 2015 tedy byl celý systém v rámci velkého servisu vypuštěn, vyčištěn, dopnutý hadice a znovu napuštěn čistou vodou.



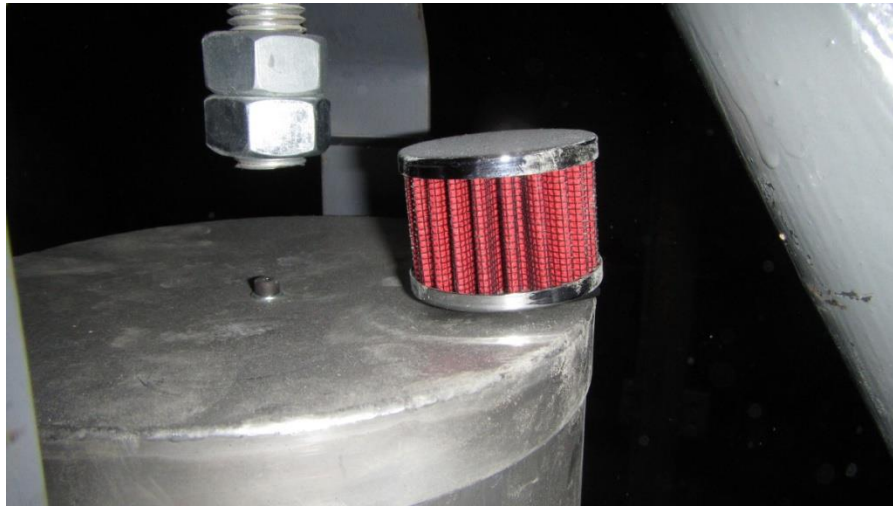
Obr. 101 *Průvěs hadic po dvou letech provozu.*

Ve fázi projektu bylo zvažováno provést rozvod kapaliny v příhradové konstrukci střešního pláště z měděných trubek. Tato varianta byla však zamítnuta z několika důvodů:

- větší finanční náročnost,
- provedení od specializované firmy, problém práce ve výškách,
- nemožnost kontroly kapaliny po trase – vzduchové bubliny.

Po dalších dvou letech bezproblémového provozu se začala prodlužovat reakční doba systému a u některých nádob (váhových členů) docházelo k samovolnému posunu signálu. Tento jev se projevoval hlavně v 1. větvi, zejména u nádob nad vestavěnými kancelářemi. Při vizuální prohlídce systému bylo zjištěno značné zanesení nádob prachem a voda v nádobách začínala zahnívat. V menší míře byly zaneseny i ostatní nádoby. Při návrhu systému takto masivní znečištění prachem v konstrukci střešního pláště nebylo uvažováno. Na vině je

zejména provoz klimatizace, který je největší právě nad kanceláři pod částí první větve. Tato skutečnost ukázala na nutnost zamezení přístupu prachu do systému a použití jiné kapaliny, která by nebyla tak náchylná k zahnívání. Na základě těchto skutečností byl opět proveden servis celého hydrostatického systému. Voda byla zcela vypuštěna a nádoby vyčištěny. Pro zamezení vniku prachu do kapaliny byly na otvory ve víkách nádob instalovány vzduchové filtry (sportovní vzduchový filtr Pilot malý), viz Obr. 102.



Obr. 102 Víko nádoby s instalovaným vzduchovým filtrem.

Pro zabránění zahnívání vody byl systém spojených nádob napuštěn roztokem síranu měďnatého (modré skalice). Další výhodou je barevnost roztoku a tudíž lepší možnost kontroly výskytu vzduchových bublin v hadicích. Naopak nevýhodou opět problém s koncentrací roztoku, resp. s možnou změnou hustoty způsobenou odparem. Z tohoto důvodu byly odebírány vzorky roztoku z každé nádoby a měřena jejich hustota. Měření byla prováděna přístrojem Anton Paar DMA™ 35 Ex při teplotě 25,0 °C vždy 3krát na každém vzorku. Výsledky měření (Tab. 7) však neprokázaly podstatnou změnu hustoty, která by měla vliv na funkčnost instalovaného systému.

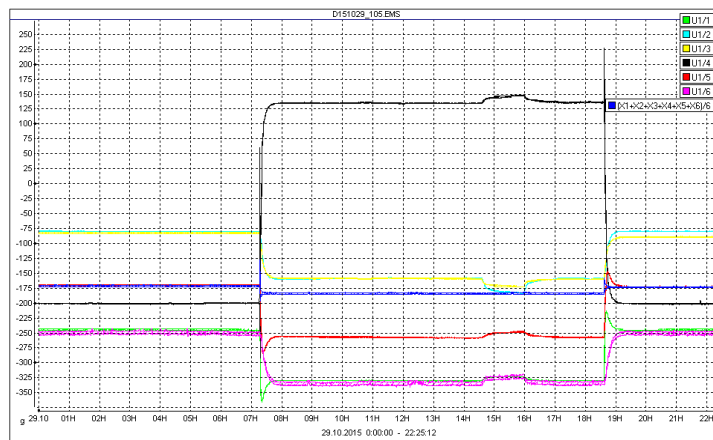
Tab. 7 Hustota roztoku síranu měďnatého v jednotlivých nádobách a období.

datum	nádob											
	1/1	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6	2/1	2/2	2/3	2/4	2/5	2/6
hustota roztoku [g/cm ⁻³]												
listopad 2018	1,032	1,034	1,033	1,036	1,033	1,034	1,027	1,027	1,03	1,027	1,03	1,025
listopad 2019	1,033	1,034	1,039	1,037	1,034	1,035	1,029	1,027	1,031	1,028	1,03	1,025

Po výše popsanych změnách a úpravách se měřicí systém chová stabilně a nevykazuje žádné problémy při provozu.

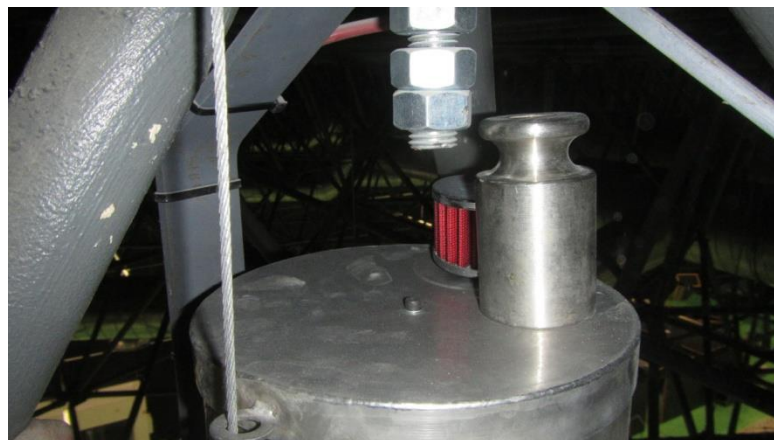
5.12 Dlouhodobý provoz

Celý systém proti přetížení střešní konstrukce MSCB podléhá pravidelným servisním prohlídkám vždy před zahájením zimní sezóny. Při těchto prohlídkách je doplňována kapalina v jednotlivých okruzích a prováděna zkouška funkčnosti. Ta se provádí posunem kalibrační nádoby cca o 20 mm níže. Po tomto posunu dochází ke zvýšení hmotnosti kapaliny v kalibrační nádobě a zároveň ke snížení tíhy v ostatních nádobách (tento proces se provádí na obou smyčkách monitorovacího systému). Odezva váhových členů při zkoušce první smyčky je ukázána na Obr. 103. Z uvedeného záznamu je zřejmé, že systém reaguje dle předpokladů a je plně funkční.



Obr. 103 Časový záznam váhových členů při funkční zkoušce prvního okruhu (posun nádoby U1/4).

Dalším krokem prohlídky je ověření vlastní kalibrace váhových členů, která se provádí položením kalibrovaného závaží na horní víko nádoby dle Obr. 104 a sleduje se odezva patřičného váhového čidla.

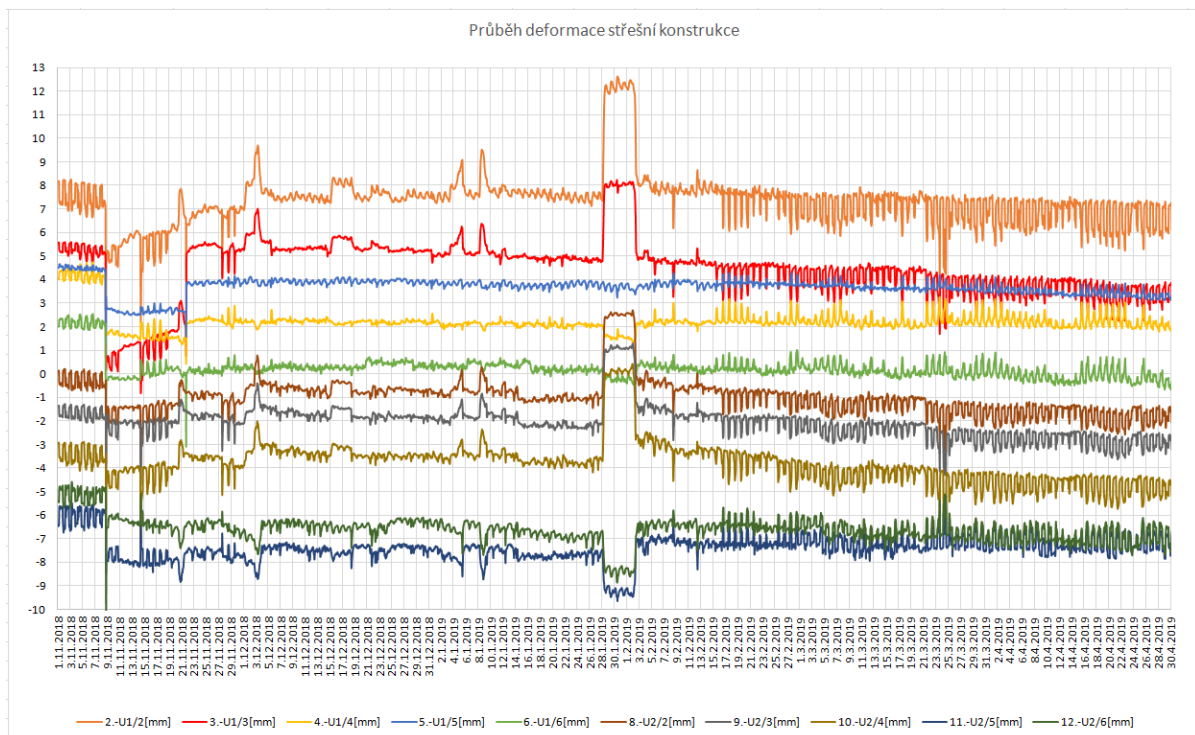


Obr. 104 Ověření váhových členů kalibrovaným závažím.

Funkčnost tenzometrů osazených na prutech příhradové konstrukce se kontroluje průběžně ze záznamů kontinuálního měření. V případě mechanického porušení snímače či přívodní kabeláže dojde okamžitě k překročení rozsahu snímače. V případě poškození soudržnosti tenzometru s podkladním materiálem bude detekována náhlá změna měřeného poměrného přetvoření.

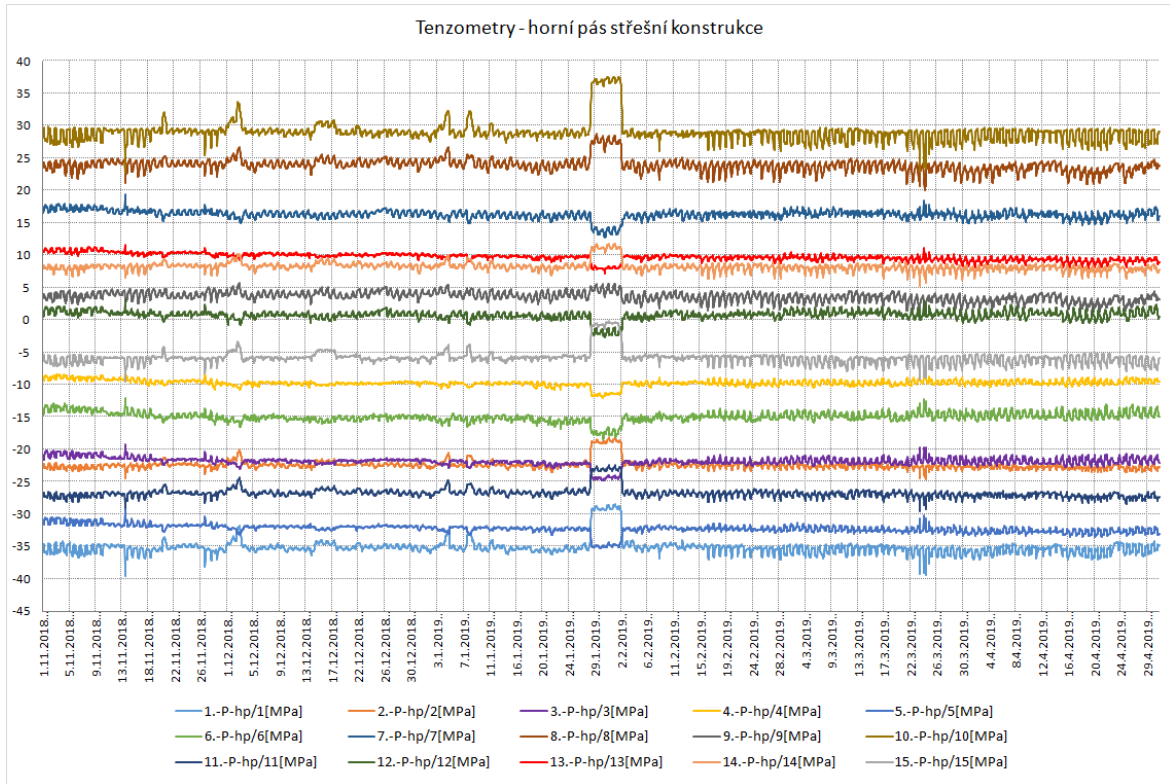
Funkčnost a chování systému je prezentováno na následujících grafech zachycujících měřené veličiny jednotlivých čidel během zimní sezóny 2018/2019.

Deformace (průhyb) měřených styčnicků horního pásu příhradové střešní konstrukce je zachycen na následujícím grafu Obr. 105.

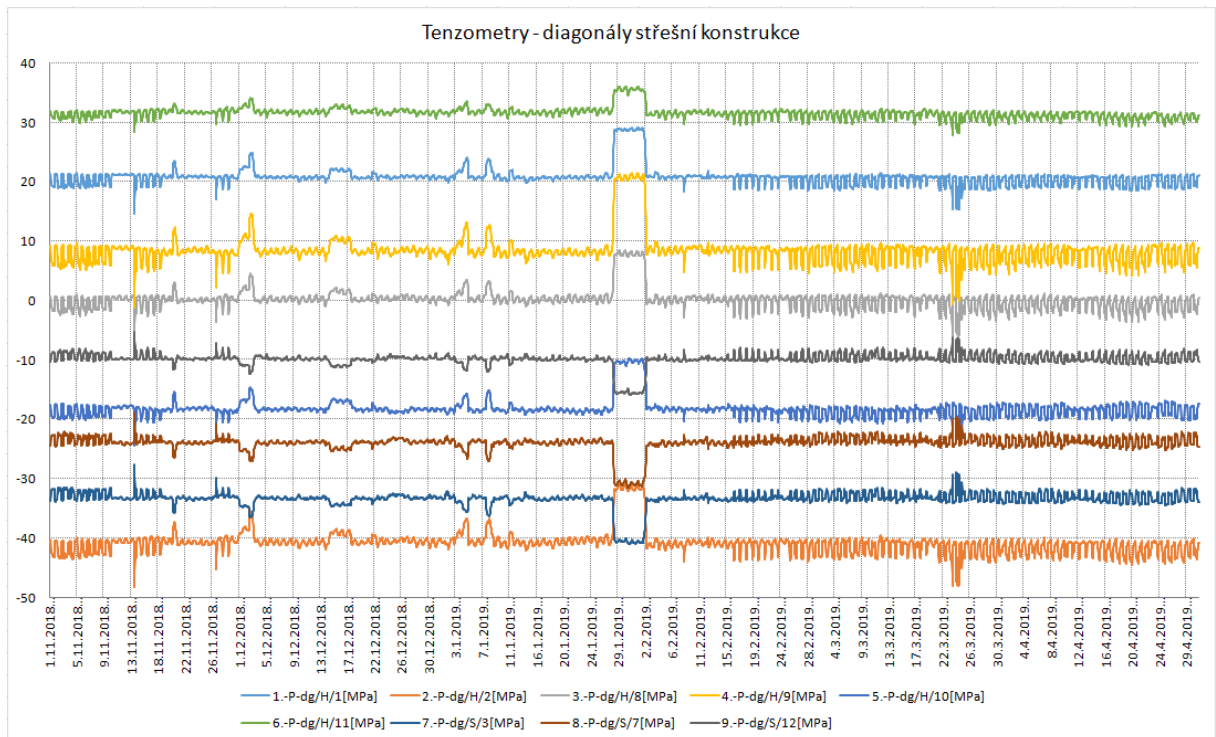


Obr. 105 Průhyb měřených styčnicků v zimním období 2018/2019.

Skoky v záznamu od 9. 11. 2019 do 29. 11. 2019 jsou způsobeny servisní činností, která touto dobou probíhala na hydrostatickém systému. Z hlediska funkčnosti systému je zajímavé období od 28. 1. do 3. 2. 2019, kdy jsou patrné výrazné pohyby jednotlivých měřených bodů. V tomto případě se jedná opravdu o odezvu na napadený sníh. Výkmity v následujícím období jsou zaznamenány denní teplotní cykly konstrukce a vliv klimatizace. Toto zatížení sněhem i denní teplotní cykly jsou též patrné na dalších grafech znázorňujících chování jednotlivých sledovaných prutů příhradové střešní konstrukce odporovými tenzometry. Pro ilustraci jsou zde uvedeny grafy změny napětí (přepočítané z měřené změny poměrného přetvoření) prutů horního pásu na Obr. 106 a diagonál na Obr. 107.



Obr. 106 Změna napětí v měřených prutech horního pásu v zimním období 2018/2019.



Obr. 107 Změna napětí v měřených prutech diagonál v zimním období 2018/2019.

5.13 Závěry k provozu monitorovacího systému

Pro daný objekt byl navržen a realizován automatický monitorovací systém deformací (průhybů) styčníků a poměrných přetvoření prutů příhradové střešní konstrukce. Zejména způsob měření průhybů pomocí hydrostatické nivelace, který si vynutily účel a dispozice objektu, je neobvyklý a inovativní. Použitím spojených nádob zavěšených ve střešní konstrukci nedochází k žádnému narušení či omezení užitého prostoru a nehrozí ovlivnění měření průhybů náhodným zásahem do měřicího systému ze strany návštěvníků centra. Systém je dále doplněn o tenzometrické měření prutů příhradové konstrukce, z něhož je patrná změna napětí v jednotlivých měřených prvcích.

Monitorovací systém, který byl uveden do provozu na podzim roku 2013 a ověřen zatěžovací zkouškou na jaře 2014, je plně funkční, o čemž svědčí i záznamy měření za dobu cca šesti let. Ve sledovaném období se však v Brně nevyskytovaly větší sněhové srážky. Maximální účinky od tohoto zatížení za dobu provozu systému jsou uvedeny v předchozí kapitole na Obr. 105, Obr. 106 a Obr. 107.

Pro spolehlivý provoz monitorovacího systému příhradové střešní konstrukce je nutná znalost způsobu měření a funkce jednotlivých snímačů. Pro udržení systému v plném funkčním provozu je nezbytná pravidelná údržba, kontrola a zajištění požadované odbornosti obslužného personálu. V zimním období, kdy je možnost výskytu větších sněhových srážek, je nutná přítomnost obsluhy. Monitorovací systém automaticky hlídá deformace (průhyby, poměrná přetvoření) v daných bodech a porovnává je se zadanými maximálními přípustnými hodnotami pro jednotlivé stupně varování stanovenými numerickým výpočtem (upřesněným zatěžovací zkouškou). Při jejich překročení vyhlásí však pouze alarm, potom již záleží na obsluze, aby zhodnotila nastalou situaci a provedla potřebná opatření k zabránění případného kolapsu konstrukce. V konkrétním případě se tedy jedná o odklizení sněhu ze střechy a případnou evakuaci objektu. Na budově není instalován automatický systém odklizení sněhu, to musí provést mechanicky odklízecí četa. Při odklizení je třeba postupovat podle předem zpracovaného postupu, aby nedošlo vlivem prací na odklizení sněhu k přetížení jisté části střešní konstrukce [22].

6 EDU – monitoring barbotážních věží při přetlakových zkouškách

V rámci spolupráce VUT FAST s firmou BESTEX spol. s r.o. se autor již 6 let aktivně podílí na vývoji a instalaci měřicího systému deformací při přetlakových zkouškách hermetických zón (především barbotážních věží) v jaderné elektrárně Dukovany.

6.1 Sledovaná konstrukce

Jaderná elektrárna Dukovany obsahuje dva hlavní výrobní bloky (HVB), přičemž každý z nich dále obsahuje dva reaktorové bloky (RB). Součástí HVB 1 jsou tedy reaktorové bloky RB 1 a RB 2, a součástí HVB 2 jsou reaktorové bloky RB 3 a RB 4. V RB jsou soustředěny nejdůležitější výrobní části JE: jaderný reaktor, parogenerátor, potrubí primárního okruhu, havarijní systémy a další pomocné systémy uzavřené v hermetických železobetonových kobkách. Z funkčního hlediska jsou tedy reaktorové bloky v HVB členěny na hermetickou a nehermetickou část. Hranice hermetické zóny (HZ) jsou dány ocelovou výstelkou zajišťující těsnost zóny v případě nehody na primárním okruhu. Těsnost hermetické zóny je zajištěna speciálními železobetonovými stěnami s ocelovou výstelkou, průchodkami pro vedení kabelů a trubek, vstupními uzávěry pro vstup do HZ. Hlavním účelem hermetické zóny je zamezení šíření radioaktivních látek mimo prostory HZ.

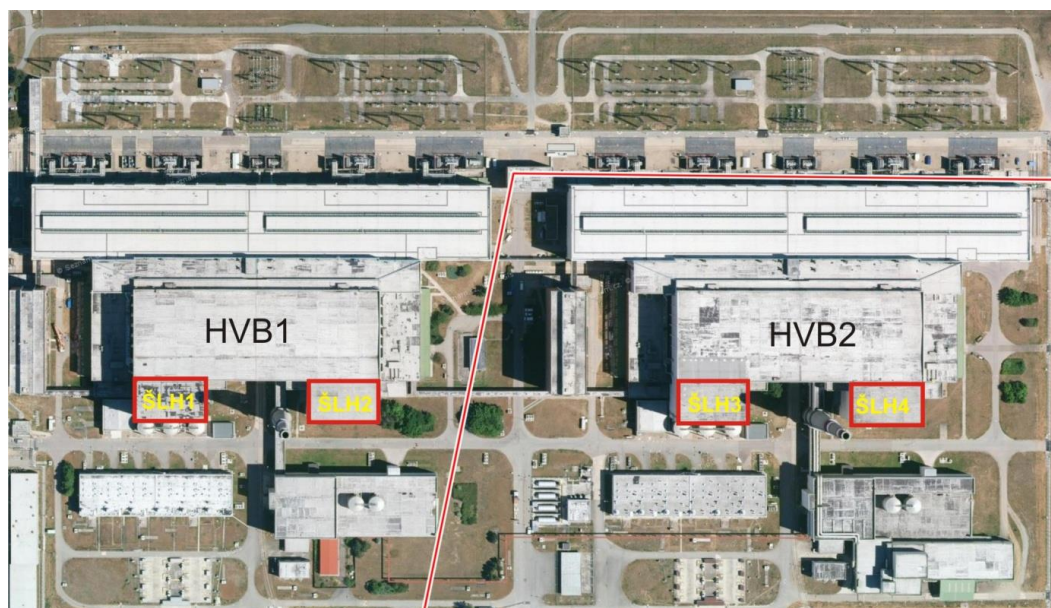
Pro ověření spolehlivosti a funkčnosti HZ se provádí dva typy zkoušek:

- OZIK – ověřovací zkouška integrity kontejnmentu
- PERIZ – periodická integrální zkouška

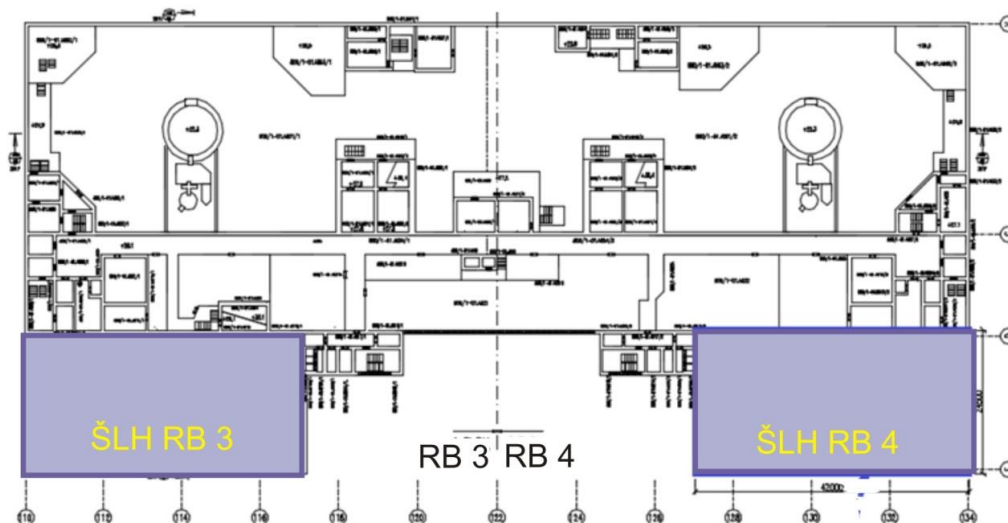
Nedílnou součástí hermetické zóny jsou šachty lokalizace havárie (ŠLH) tzv. barbotážní věže. Účelem budovy ŠLH je zabezpečit, aby při případné havárii uniklé chladivo zůstalo bezpečně shromážděné ve formě zkondenzované radioaktivní parní směsi a nedocházelo k jeho úniku mimo hermetické prostory. Konstrukce ŠLH tak tvoří poslední bariérovou ochranu v případě havarijní události. Šachta lokalizace havárií má vnější půdorysné rozměry 24,5 × 42,0 m. Výška ŠLH měřená od horního líce přízemí v úrovni + 6,00 m po horní líc nosné konstrukce střechy je 43,6 m. Půdorysně je budova rozdělena vnitřní železobetonovou stěnou na dvě části – plynojemy I. až IV. a prostory žlabů se směsí vody a kyseliny borité [23].

Veškeré vodorovné konstrukce ŠLH jsou v plynojemech provedeny z jednosměrně pnutých prefabrikovaných železobetonových panelů, mezi nimiž je provedena betonová

zálivka. Stropní panely jsou ve své podélné ose připojeny rámově k navazujícím stěnám. Svislé stěny jsou realizovány jako železobetonové monolitické konstrukce s výztuží ve svislém i vodorovném směru. Tloušťka svislých konstrukcí je 1,5 m, vodorovné prvky mají tloušťku 1,0 m. Hermetičnost vnitřních prostor je zajištěna ocelovou vystýlkou tl. 6 mm kotvenou k nosné konstrukci z vnitřního líce. Schematická poloha ŠLH v rámci obou HVB je patrná z Obr. 108. Poloha v půdorysu HVB 2 je pak na Obr. 109.



Obr. 108 Poloha ŠLH v areálu JEDU.



Obr. 109 Schematické zobrazení polohy šachet lokalizace havárie v rámci HVB 2.

6.2 Průběh zkoušek integrity

Ověřovací zkouška integrity kontejnmentu - OZIK

Jedná se o zkoušku, kdy je konstrukce vystavena zatížení a sleduje se její deformační odezva a těsnost. Jako zkušební zatížení je uvažován vnitřní přetlak o maximální velikosti 130 kPa dle [30], viz Obr. 110 vnášený postupně v zatěžovacích krocích po 25 kPa. S ohledem na povahu zkoušené konstrukce a zajištění provedení geodetického měření musí být mezi jednotlivými zatěžovacími kroky přestávky o délce minimálně 60 minut. Způsob a harmonogram vnášení zkušebního přetlaku je uvážen dle [30].

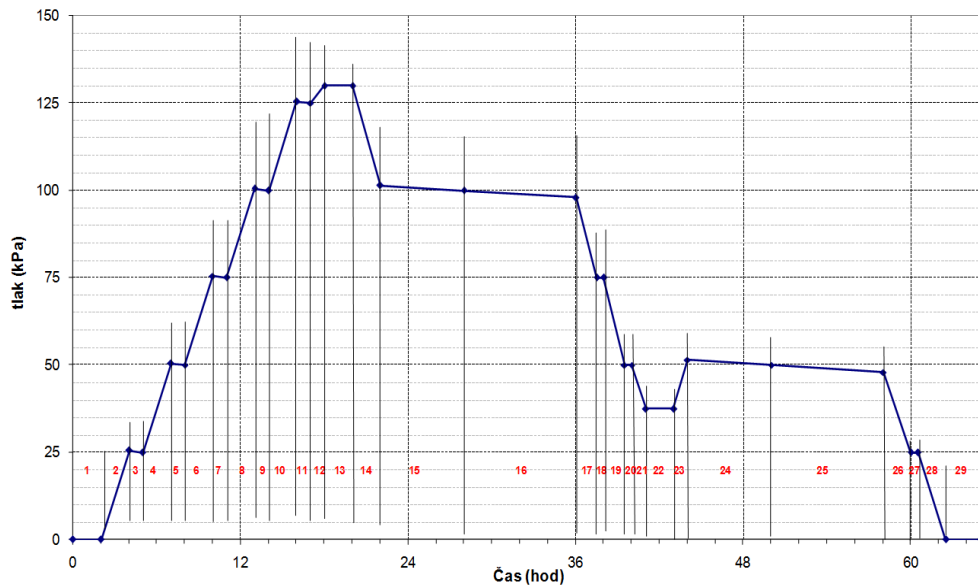
Měření deformací konstrukce v průběhu přetlakové zkoušky probíhá ve třech fázích:

Referenční měření před zahájením přetlakové zkoušky. Měření je zahájeno nejpozději 24 hodin před teoretickým počátkem tlakování. Měření v této fázi jsou prováděna na všech monitorovaných konstrukcích všemi metodami (geodetickým monitoringem i snímačovým měřením s kontinuálním záznamem). Cílem referenčního měření je zaznamenat počáteční chování měřeného objektu před započítáním zkoušky v jednodenním cyklu – tj. získat potřebné údaje k popisu jevů, které mohou mít vliv na deformační chování měřené konstrukce (např. oslunění, provoz technologie, rozdíl denní a noční teploty, apod.).

Měření v průběhu přetlakové zkoušky. Měření probíhá po celou dobu zkoušky dle [30] viz Obr. 110. Měření v této fázi jsou prováděna na všech monitorovaných konstrukcích všemi metodami (geodetickým monitoringem i snímačovým měřením s kontinuálním záznamem).

Následné měření po ukončení přetlakové zkoušky. Měření pokračuje i po odtlakování hermetizovaných prostor. Délka následného měření je až 24 hodin. Cílem následného měření je sledovat chování konstrukce po odtížení, především s ohledem na viskoelastické chování betonových částí nosné konstrukce ŠLH.

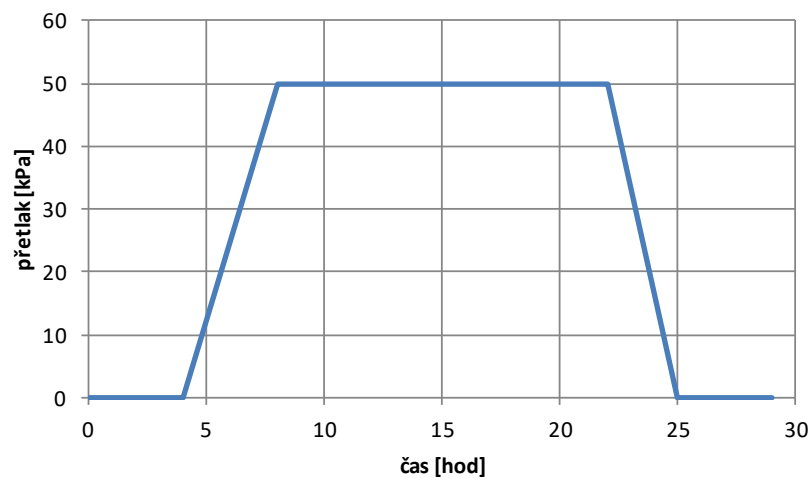
Po celou dobu přetlakové zkoušky je třeba provádět záznam teplot uvnitř objektu šachty (v rámci všech plynojemů – tj. plynojemu I. až IV.) i mimo ní (aktivní dílny) a také působícího přetlaku.



Obr. 110 Harmonogram ověřovací zkoušky integrity kontejnmentu ochranné obálky.

Periodická integrální zkouška – PERIZ

Tlaková zkouška s označením PERIZ je prováděna pro ověření integrity hermeticky uzavřených částí ŠLH. Jedná se o zkoušku, při které je vnitřní přetlak 50 kPa. Při této zkoušce se kromě těsnosti HZ opět sleduje deformační odezva konstrukce (barbotážních věží) na dané zatížení. U tohoto typu integrální zkoušky se většinou provádí pouze elektronické měření deformací uvnitř barbotážních věží. Jedná se tedy o jednodušší a méně časově náročnou zkoušku než OZIK. Konstrukce není v průběhu PERIZ vystavována tak vysokému zatížení jako při OZIK. Periodické zkoušky se provádí na každém reaktorovém bloku v intervalu dvou let. Průběh tlakování při zkouškách PERIZ je na Obr. 111 [28].



Obr. 111 Harmonogram periodické integrální zkoušky.

6.3 Vnitřní měření deformací ŠLH s kontinuálním záznamem

Měření barbotážních věží při OZIK jsou rozdělena dle typu na "vnitřní" měření s kontinuálním záznamem a "vnější" geodetické měření. Konstrukce je z důvodu získání potřebných dat měřena pomocí dvou na sobě nezávislých metod. Při PERIZ jsou prováděna jen vnitřní měření. Vystrojení konstrukce pro vnitřní měření a princip jeho provádění je však pro obě zkoušky (OZIK i PERIZ) shodný. V následujícím textu a kapitolách bude rozebráno především vnitřní měření, které je v dané problematice hlavním úkolem autora této práce.

Následující text uvádí postupy a metody měření deformací bodů nacházejících se uvnitř hermetické zóny RB EDU budovy ŠLH. Jedná se o body umístěné na stěně v ose E a vodorovných železobetonových konstrukcí ŠLH z prostorů plynojemů. V případě OZIK jsou měřeny též body na stěně osy D situované mimo hermetickou zónu, a jsou měřeny z prostoru místností aktivních dílen.

Měření ve střední svislé linii stěny v ose D, kolmá linie měření v rámci stropu v úrovni + 49,6 m a svislá linie provedená u stěny v ose E tvoří komplexní základnu pro vyhodnocení deformačního chování obálky hermetické zóny RB v příčném řezu ŠLH – tj. v nejcitlivějším místě ochranné obálky, a tedy i v místě předpokládaných největších deformací. Tato znalost je základní pro popis chování konstrukce ŠLH a ověření její spolehlivosti.

Měření všemi níže uvedenými způsoby je prováděno kontinuálně, je tedy třeba umístit uvnitř hermetické zóny měřicí ústřednu a kabeláž. Tato ústředna je určena pro záznam měření ze všech čidel umístěných v rámci vnitřního hermetického prostoru ŠLH, tj. čidel umístěných v plynojemech I až IV. S ohledem na rozsah a umístění navrženého měření je nutno tuto ústřednu situovat do horního plynojemu I. Na měřicí ústřednu jsou z tohoto důvodu kladeny následující základní požadavky:

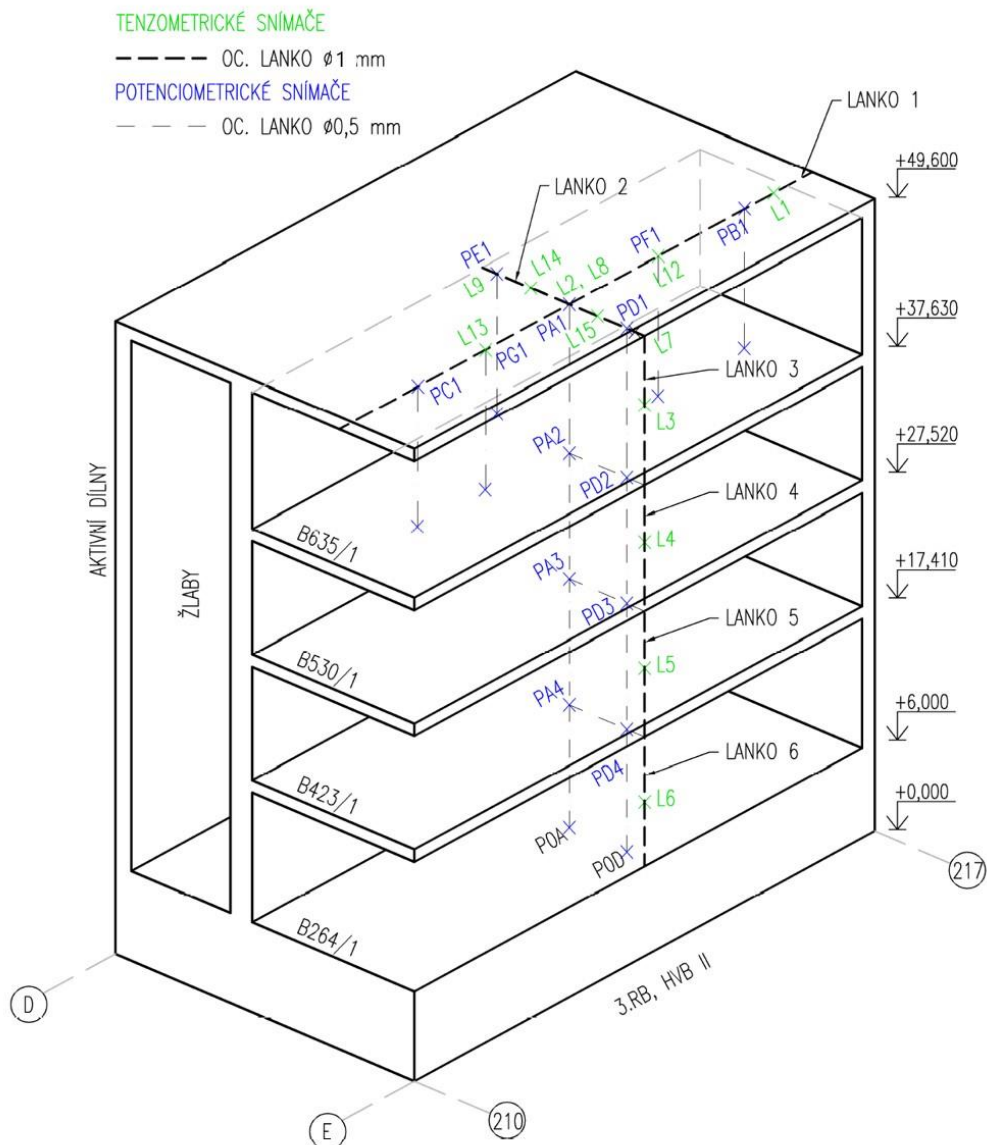
- vzorkovací frekvence minimálně v rozsahu 0,1 – 10 Hz;
- přesnost měření: lepší než $\pm 0,1\%$;
- funkčnost musí být garantována i při relativních vlhkostech okolního prostředí až 100 %;
- ústředna musí být schopna provozu i při krátkodobých výpadcích externího zdroje elektrické energie.

V případě měření zkoušky OZIK, kdy jsou měřicí body umístěny i vně hermetické zóny, je druhá ústředna umístěna v prostoru aktivních dílen. Pro tuto ústřednu platí shodné, tj. výše

uvedené základní požadavky. Výše uvedené základní charakteristiky splňuje např. měřicí ústředna EMS DV 803.

Poloha bodů vnitřního kontinuálního měření snímači

Navržené rozmístění a počet sledovaných míst umístěných uvnitř konstrukce (strop na úrovni +49,6 m a stěna v ose E) a na vnějším líci ŠLH na stěně v ose D (z prostoru aktivních dílen) je patrný z Obr. 112. (Na obrázku je uvedeno konkrétní rozmístění snímačů pro 3. RB HVB 2, toto rozmístění je shodné pro 1. RB HVB 1 a osově souměrné pro 2. RB HVB1 a 4. RB HVB 2).



Obr. 112 Schéma polohy jednotlivých čidel a vztažných lanek vnitřního kontinuálního měření v rámci objektu ŠLH.

Poloha záměrných bodů umístěných z vnitřního líce stropní konstrukce horního plynojemu se z důvodu možnosti porovnání získaných dat, přibližně shoduje s umístěním nivelačních značek na vnějším plášti střešní konstrukce. Klíčové je především umístění bodu PA1 (resp. L2, L8), tento musí být svou polohou půdorysně totožný s bodem vnějšího geodetického měření.

V případě bodů umístěných na stěně v ose E je třeba, aby každý záměrný bod byl situován uprostřed světlé výšky daného plynojemu Obr. 112. Takto polohově odpovídá bodům geodetického měření osazeným na vnějším líci této konstrukce.

Body umístěné na stěně v ose D z prostorů aktivních dílen (pro případ OZIK) jsou navrženy a provedeny v místě bodů geodetické sítě monitoringu stěny [25], [26].

Celkový počet míst vnitřního měřicího systému je 28 při OZIK resp. 26 při PERIZ. Jejich rozložení je následující:

- měření průhybů stropů potenciometrickými snímači – 13 míst,
- měření průhybů stropů tenzometrickými snímači – 9 míst,
- měření deformací stěn tenzometrickými snímači – 6 míst (4 místa při PERIZ).

Měření průhybů střešní konstrukce na úrovni + 49,6m

Měření je prováděno pomocí potenciometrických snímačů a ohybových tenzometrických snímačů deformaci (OSTD).

Potenciometrické snímače monitorují změnu vzdálenosti mezi podlahou a stropem daného plynojemu. Při tomto způsobu měření je nutno uvážit vztažný (nedeformovatelný, stacionární) bod na podlaze nejnižšího plynojemu, schéma viz Obr. 112, body P0A a P0B, v místě uložení této podlahové konstrukce na svislé stěny pod úrovní + 6,00 m.

Měření je navrženo ve dvou průběžných svislých liniích od úrovně + 6,0 po úroveň + 49,6 – linie PA a PD, viz Obr. 112, a pěti bodech nacházejících se pouze v horním plynojemu (místnost 635) – body PB1, PC1, PE1, PF2 a PG1. Celkem je navrženo využití 13 potenciometrických snímačů typu MS04 s lankem uchyceným k pevným vnitřním bodům.

Tenzometrické ohybové snímače stanovují změnu vzdálenosti mezi stropní konstrukcí a teoretickou základnou definovanou napnutým lankem. U této metody je třeba věnovat zvýšenou pozornost provedení vztažné (stacionární) přímký – lanka, neboť je nutno počítat s jeho relaxací a průvěsem.

Je navrženo měření vůči dvojici vodorovných vztažných lanek – Lanko 1 a Lanko 2, viz Obr. 112 – napnutých v podélném a příčném směru pod stropem horního plynojemu. Realizovány jsou čtyři body osazené snímači vůči Lanku 1 (body L1, L2, L12, a L13) a pět bodů vůči Lanku 2 (body L7, L8, L9, L14 a L15).

Celkem je tedy využito 9 tenzometrických ohybových snímačů, které měří změnu vzdálenosti mezi stacionárním lankem a deformující se střešní konstrukcí. Snímače jsou kotveny k pevným bodům realizovaným dle kapitoly 6.4. Při vyhodnocení měření je třeba uvážit vzájemný poměr tuhosti ohybové planžety a napnutého lanka.

Měření vodorovné deformace stěny v ose E

Deformace stěny v ose E je při působení vnitřního přetlaku měřena tenzometrickými ohybovými snímači. Tenzometrické snímače měří vodorovný posun (vyboulení) této konstrukce vůči teoretické základně, kterou tvoří svisle napnuté ocelové lanko. Propojení snímače se vztažným lankem musí být provedeno způsobem umožňujícím volný posun snímače ve směru osy lanka. Schematicky je dané měření zobrazeno na Obr. 112.

Stěna je měřena od úrovně + 6,0 m až po střešní konstrukci v úrovni + 49,6 m. Je navrženo měření v linii procházející středem stěny v ose E. V každém plynojemu je navrženo lanko kotvené ve stropě v pevném bodě realizovaném dle kapitoly 6.4. Jedná se o Lanko 3 až 6 viz Obr. 112. Uprostřed světlé výšky stěny daného plynojemu je vždy osazeno měřící čidlo – L3 (plynojem 1 – horní); L4 (plynojem 2); L5 (plynojem 3) a L6 (plynojem 4 – spodní). Pro měření na stěně v ose E je tedy využito celkem 4 tenzometrických ohybových snímačů, které jsou kotveny k pevným bodům realizovaným dle kapitoly 6.4. Při vyhodnocení měření je opět třeba uvážit vzájemný poměr tuhosti ohybové planžety a napnutého lanka. Touto metodou jsou měřeny relativní vodorovné deformace konstrukce stěny.

Měření vodorovné deformace stěny v ose D

Deformační chování stěny v ose D je navrženo měřit (pouze při provádění zkoušky OZIK) (shodně se stěnou v ose E) tenzometrickými ohybovými snímači (shodně se stěnou v ose E). Snímače měří vodorovný posun stěny vůči teoretické základně, kterou tvoří svisle spuštěné lanko. Stěna v ose D je sledována v části viditelné z prostorů aktivních dílen, tj. nad podlahou v úrovni + 29,1 m až po střešní konstrukci (úroveň + 49,6 m). Měření je realizováno v linii procházející ve středu stěny v ose D. Jsou zde použita dvě svislá lanka (Lanko 7 a 8)

zobrazená na Obr. 112 kotvená v pevném bodu u stropu místnosti aktivních dílen do konstrukce ŠLH. Přibližně v úrovni + 40,0 m a + 30,0 m jsou do pevných kotevních bodů osazena čidla L10 a L11 měřící vodorovný posun monitorovaného bodu konstrukce. Použití dvou lanek pro shodný bod závěsu je zvoleno z důvodu možnosti eliminace vlivu ohybové tuhosti planžety tenzometrického snímače L11 na velikost měřených dat výše umístěného snímače L10 a naopak. Touto metodou jsou měřeny relativní vodorovné deformace konstrukce stěny.

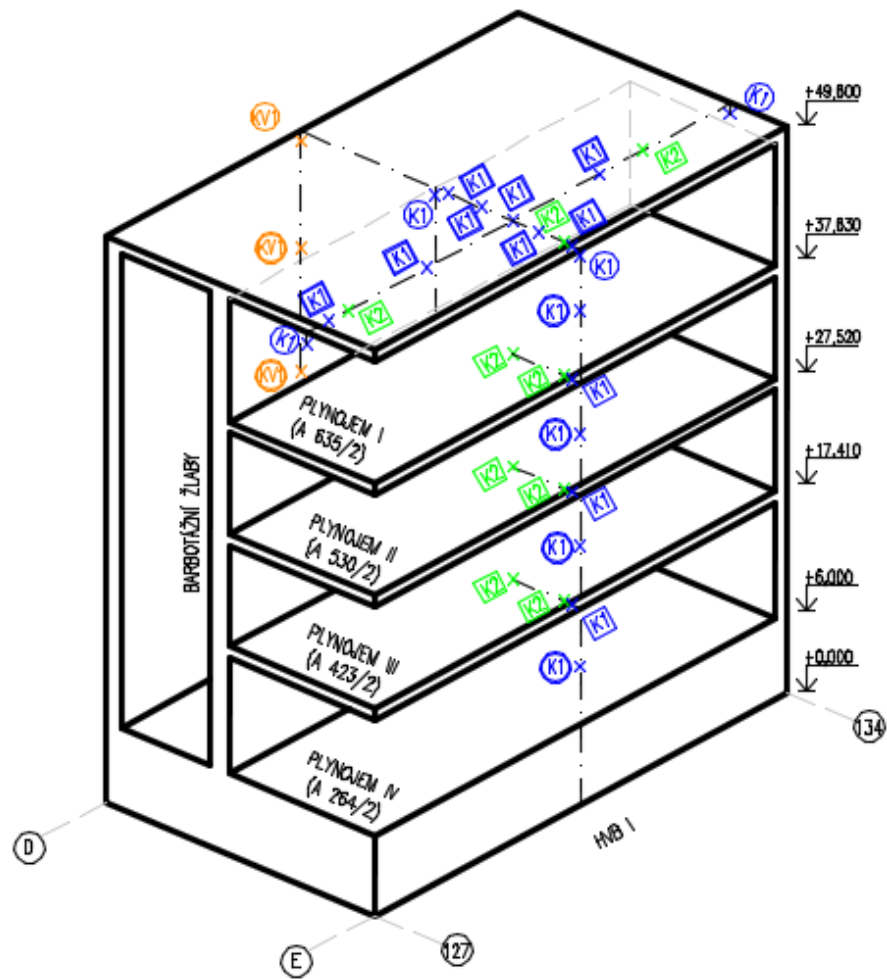
6.4 Pevné kotevní body pro vnitřní měření

Pro kotvení snímačů, závěsů a vztažných lanek vnitřního systému měření s kontinuálním záznamem jsou navrženy pevné body kotvené v nosné konstrukci budovy ŠLH. Konstruktivní řešení pevného kotevního bodu je patrné z Obr. 114. Provedení pevných kotevních bodů musí vyloučit možné rozdílné chování měřeného povrchu (vnějšího, vnitřního) a železobetonové nosné konstrukce.

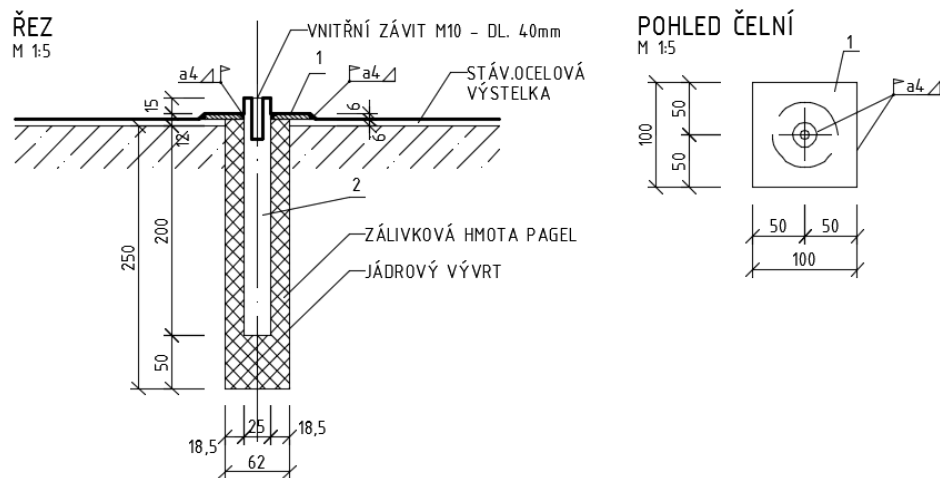
Kotevní trn použitý uvnitř hermetické části RB je navržen o vnějším průměru 25 mm – kotevní body K1 a K2, poloha viz Obr. 113. V hlavě je opatřen vnitřním závitem M10 nebo M6 pro následné ukotvení navazujících prvků vnitřního měření, Obr. 114. Trn je zapuštěn do nosné konstrukce ŠLH. Toto řešení vylučuje ovlivnění měřených výsledků chybou způsobenou rozdílným chováním hermetické vystýlky a betonového podkladu. Kotevní trny procházejí skrz hermetickou vystýlku, je proto nutné provést hermetické zapravení místa ukotvení pevného bodu [31].

Měřicí čidla jsou buď přímo kotvena do vnitřního závitu kotevního trnu nebo jsou magneticky osazena na kotevní desku šroubovanou do kotevního trnu. Kotevní deska pro magnetické uchycení čidla je patrna z Obr. 115. Využití kotevní desky a magnetického přichycení snímačů k této desce je nutné z důvodu nemožnosti přesného osazení pevných kotevních bodů. Pro správnou funkci tenzometrických snímačů je nezbytné, aby se jejich planžeta opírala o vztažné lanko v přesně definovaném bodě. Toto přesné nastavení umožní právě magnetické přichycení.

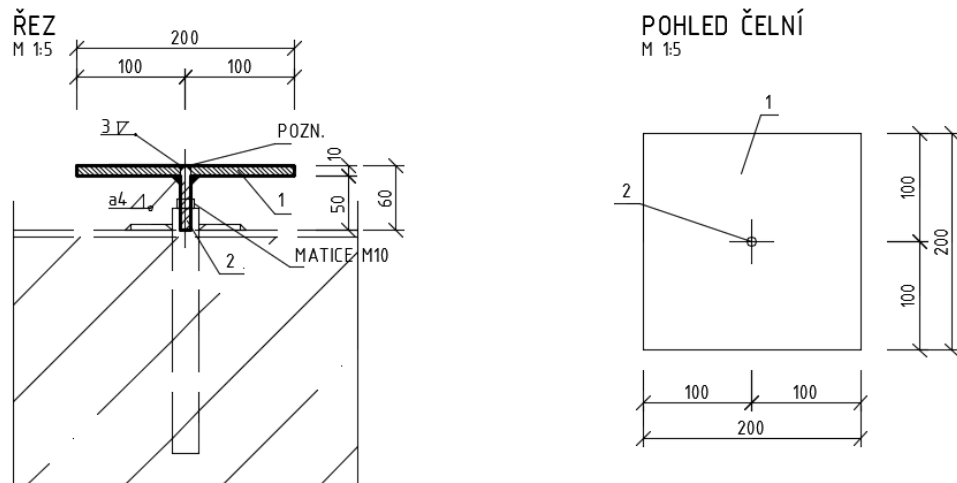
Kotevní body provedené vně hermetické zóny (tj. kotevní body na stěně v ose D) jsou realizovány pomocí kotevních desek mechanicky kotvených k podkladu – železobetonové stěně ŠLH. Kotvení je zajištěno mechanickými kotvami M8. Kotevní deska pro magnetické uchycení snímače je patrna z Obr. 116.



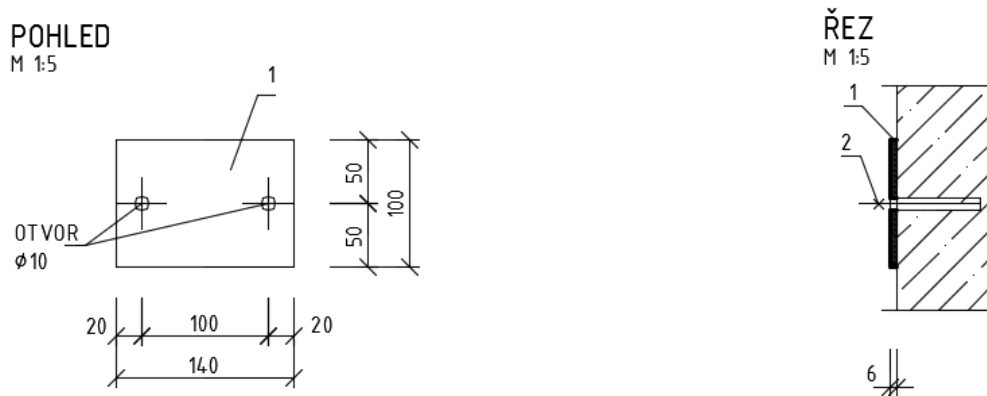
Obr. 113 Schéma poloh kotevních bodů pro vnitřní kontinuální měření v rámci objektu ŠLH.



Obr. 114 Provedení pevných kotevních bodů (vnitřní závit M10, resp. M6).



Obr. 115 Kotevní deska pro magnetické osazení tenzometrických snímačů.



Obr. 116 Kotevní deska pro magnetické osazení snímače mimo hermetickou zónu.

Pevné kotevní body nejsou instalovány pouze do podlah plynoměů. Potenciometrické snímače, resp. stojánky snímačů, jsou tedy volně položeny na ocelovou výstelku stropních konstrukcí. Aby nedocházelo k ovlivnění měření případnými dutinami mezi ocelovou výstelkou a betonovou konstrukcí, umísťují se nohy stojánků ke svarům ocelové výstelky, v jejichž blízkosti jsou plechy kotveny do podlahy.

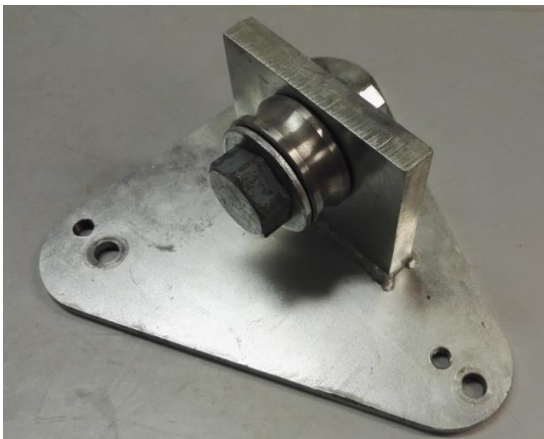
6.5 Vztažné linie pro tenzometrické snímače deformací – lanka

Při měření deformací konstrukcí (obzvláště takto rozsáhlých jako jsou barbotážní věže) je vždy největším problémem mít pevný vztažný bod, ke kterému deformace měříme. Sebepřesnější snímače nebudou vykazovat správné výsledky, pokud nebudou mít pevnou neměnnou vztažnou rovinu / bod.

Vodorovné vztažné linie – vodorovná lanka

Pro měření průhybu stropu nad prvním plynojemem jsou mimo jiné využity ohybové tenzometrické snímače (viz kapitola 6.6), pro které jsou za vztažnou linii použita ocelová lanka natažená cca 300 mm pod úrovní stropu. Je třeba si uvědomit, že v podélném směru hovoříme o vzdálenosti cca 39 m a v příčném směru cca 11,5 m. V průběhu provádění měření na šachtách lokalizace havárie docházelo k vývoji této vztažné soustavy.

Nejdříve bylo použito ocelové lanko průměru 3 mm napínané přes kladku, viz Obr. 117, závažím o hmotnosti cca 41,6 kg – čtyři závaží, každé o hmotnosti 10,4 kg viz Obr. 118. Toto závaží zajišťovalo stále stejné napětí lanka v případě teplotních změn i vlastní relaxace. Nevýhodou však byl velký průvěs způsobený relativně velkou vlastní tíhou lanka a tření v kladce, Obr. 117. Zvětšení hmotnosti závaží by sice napomohlo snížení průhybu, ale na druhou stranu by se zvětšila síla působící na ložisko kladky a tím by došlo ke zvětšení třecí síly. Tyto síly byly rozhodující obzvláště při ochlazení lanka, kdy mělo dojít k povytažení závaží, ale místo toho docházelo k částečnému snížení průvěsu a tudíž posunu nulové hodnoty čtení snímačů.



Obr. 117 *Kladka pro napínání lanka.*

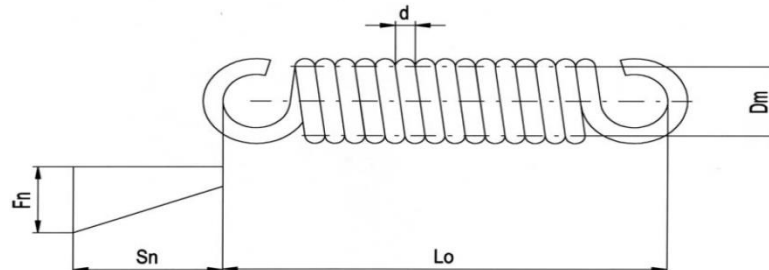


Obr. 118 *Závaží použitá pro napínání lanek.*

Pro výše uvedené nevýhody došlo k výměně lanka o ϕ 3 mm za lanko ocelové pozinkované, protisměrné pravé: pevnost 1770 MPa, konstr. 6×19M-FC, suché, umrtvené (bez vnitřního pnutí) ϕ 1 mm. Tím se výrazně snížila vlastní hmotnost lanka a tudíž i průvěs.

Pro odstranění problémů spojených s třením kladky bylo napínání pomocí závaží a kladky nahrazeno napínáním pružinou. Napnutí dvou vodorovných lanek, lanko 1 a 2 dle Obr. 112, pod stropem horního plynojemu zajišťuje vždy jedna ocelová pružina s označením T2540, viz Obr. 119. Tuhost použité pružiny dle výrobce je definována hodnotou 1,11 N/mm

uvedenou v Tab. 8, průměr drátu pružiny je 4,5 mm. Každé lanko je pružinami předeprnuto na sílu cca 420 N. K napínání pružiny na předepsané předpětí, které je kontrolováno délkou pružiny, (na lešení ve výšce cca 10 m) při instalaci vodorovného lanka je používána soustava dvou kladek a lana. Jemné doladění je posléze provedeno pomocí napínacího šroubu.



Obr. 119 Schéma tažné pružiny T2540.

Tab. 8 Charakteristiky tažné pružiny T2540 [53].

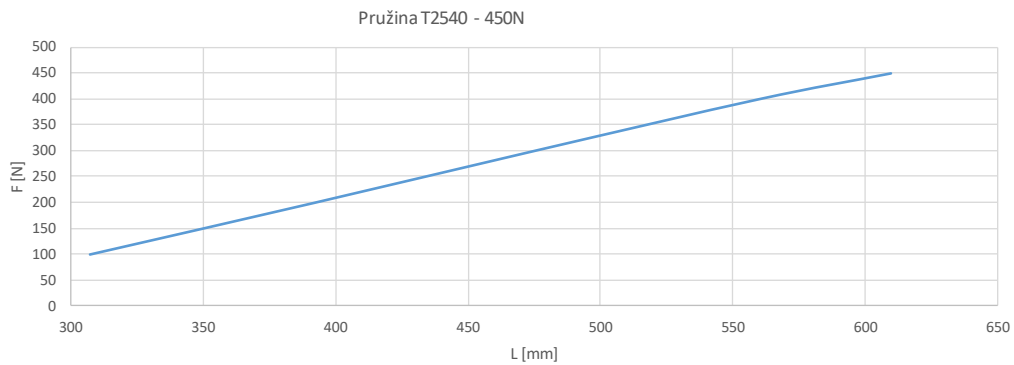
d	Dm	Lo	Sn	Fn (N)	c (N/mm)	číslo	cenová skupina	Fn (N)	c (N/mm)	číslo	cenová skupina
4,5	17,5	97,3	16,60	951,0	48,70	T2450	M	792,18	40,57	TR2450	Q
		138,0	25,90		31,20	T2460	M		25,99	TR2460	Q
	27,5	86,3	29,00	685,0	20,10	T2470	M	570,61	16,74	TR2470	Q
		113,0	46,40		12,60	T2480	M		10,50	TR2480	Q
		154,0	72,60		8,03	T2490	N		6,69	TR2490	R
		221,0	116,00		5,01	T2500	O		4,17	TR2500	U
	45,5	115,0	86,40	451,0	4,43	T2510	M	375,68	3,69	TR2510	R
		142,0	138,00		2,77	T2520	N		2,31	TR2520	S
		183,0	216,00		1,78	T2530	O		1,48	TR2530	U
		250,0	346,00		1,11	T2540	P		0,92	TR2540	W
	340,0	518,00		0,74	T2550	Q		0,62	TR2550	AW	



Obr. 120 Pružina T2540 napínající podélné lanko v horním plynojemu zakotvená do pevného bodu.

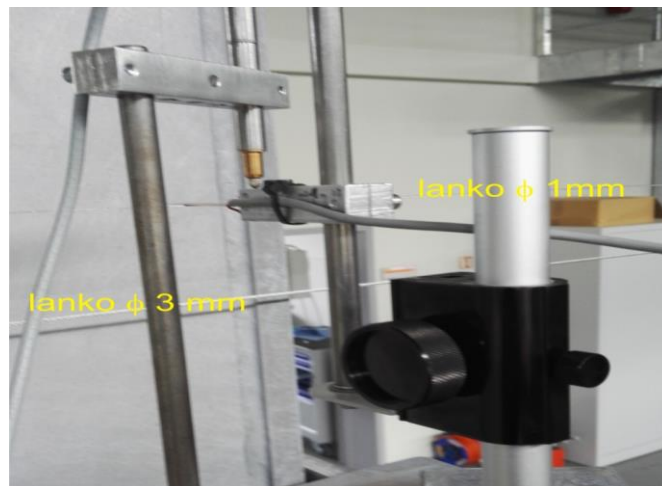
Pro ověření tuhosti pružiny udávané výrobcem byl pro použitý typ pružiny v laboratořích na mechanickém lise vyhotoven pracovní diagram vykreslen na Obr. 121, tedy závislost délky pružiny na její tažné síle. Skutečná, experimentálně zjištěná, tuhost pružin je $C = 1,16$ N/mm. Tento údaj dobře koresponduje s údaji od výrobce. Při instalaci v plynojemech je pružina napínána na délku 580 mm, což odpovídá tažné síle 420 N. Velmi nízká tuhost pružiny zajišťuje, že při délkových změnách lanka způsobených teplotními rozdíly takřka

nedochází ke změně tažné síly a tudíž ke změně průvěsu. Například při změně teploty o 10°C dojde k délkové změně u podélného lanka dlouhého 39 m o 4,7 mm, tato délková změna způsobí změnu předpětí v lanku pouze o 5,4 N, což je cca 1,3%. Ve skutečnosti k takto velkým změnám teploty během měření nedochází a pohybujeme se tedy ještě v menších změnách předpětí.



Obr. 121 Pracovní diagram použité pružiny T2540.

I za použití těchto pružin je však vhodné vztažné lanko osadit s dostatečným časovým předstihem oproti začátku měření, aby proběhla potřebná relaxace a došlo k jeho teplotní stabilizaci.



Obr. 122 Stanovení koeficientu tuhosti vodorovného lanka.

Takto napnuté lanko však také nemůžeme považovat za absolutně pevnou vztažnou linii (to by šlo pouze za předpokladu nulového odporu planžety tenzometrického snímače). Proto byly v laboratořích stanoveny tzv. tuhostní koeficienty vodorovného lanka pro použitý typ tenzometrických snímačů uvedených v Tab. 9. Jde o poměr absolutní změny polohy tenzometrického snímače (vyvozené posunem rektifikovatelného stojanu) měřené kalibrovaným indukčným snímačem dráhy a hodnoty naměřené tímto snímačem. Průběh

kalibrace je patrný na Obr. 122. Tento obrázek také dokumentuje rozdíl v průvěsu lanek o $\phi 1$ mm a $\phi 3$ mm napnutých pomocí pružin na stejnou předpínací sílu vlivem vlastní tíhy.

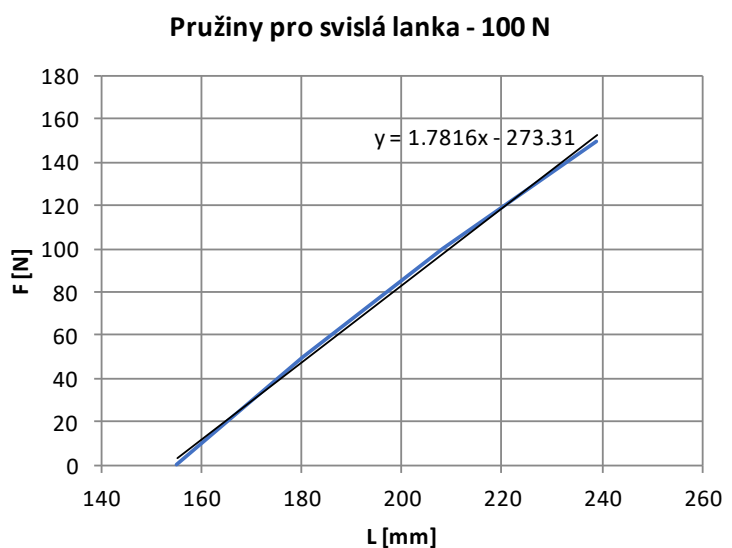
Svislé vztažné linie – svislá lanka

Měření vyboulení stěn v ose E plynojemů a v ose D v aktivních dílnách, viz Obr. 112 je opět řešeno pomocí ohybových tenzometrických snímačů deformací (viz kapitola 6.6), pro které jsou za vztažnou linii použity ocelová lanka zavěšená na stropu cca 150 mm od stěny a spuštěná dolů. Pro jejich stabilizaci bylo opět nejdříve použito jedno závaží o hmotnosti 10,4 kg, viz Obr. 118. Lanko tedy působilo jako olovnice. Nevýhodou tohoto řešení byla dlouhá doba stabilizace při rozkmitu způsobeném při instalaci či chvění zapříčiněným tlakováním.

V případě osy E došlo tedy také k výměně lanka $\phi 3$ mm za lanko $\phi 1$ mm a ke změně způsobu napínání za použití pružin. Závěsy jsou kotveny na stropy plynojemů do pevných bodů a napínány pružinou s napínacím šroubem upevněným pomocí magnetu KRH-42 (s magnetickou silou 670N) k ocelové výstelce podlahy daného plynojemu. Pro tento účel byly zakoupeny pružiny bez katalogového listu a bylo tedy nezbytné provést jejich kalibraci v mechanickém lise LaborTech 6.30 Obr. 123 a stanovit jejich pracovní diagram Obr. 124.



Obr. 123 Kalibrace pružiny v lise LaborTech 6.30.



Obr. 124 Pracovní diagram pružiny pro svislá lanka.

Experimentálně zjištěná tuhost těchto pružin je $C = 1,78$ N/mm. Při instalaci v plynojemech jsou pružiny napínány na délku 220 mm, což odpovídá tažné síle přibližně 120 N.

Obdobným způsobem jako u vodorovného lanka byl i zde stanoven tzv. tuhostní koeficient svislého lanka pro použitý typ tenzometrických snímačů, Obr. 125, Tab. 9. Reálné

provedení napnutí lanka za pomoci pružiny, přikotvené k ocelové výstelce podlahy pomocí magnetu a napínacího šroubu, je na Obr. 126.



Obr. 125 Experimentální stanovení koeficientu tuhosti svislého lanka.



Obr. 126 Reálné přikotvení v plynojemu.

U osy D v aktivních dílnách, kde není přístup k podlaze a není stěna volně přístupná po celé výšce zůstal původní typ vztažných závěsů za použití závaží.

Tab. 9 Tuhostní koeficienty pro jednotlivé snímače.

koeficient tuhosti pro vodorovná lanka									
snímač	L1	L2	L7	L8	L9	L12	L13	L14	L15
koef.	1.247	1.65	1.247	1.247	1.247	1.45	1.45	1.247	1.247
napínání	pruž.	pruž.	pruž.	pruž.	pruž.	pruž.	pruž.	pruž.	pruž.
koeficient tuhosti pro svislá lanka									
snímač	L3	L4	L5	L6	L10	L11			
koef	1.074	1.074	1.074	1.074	1.512	1.512			
napínání	pruž.	pruž.	pruž.	pruž.	zav.	zav.			

6.6 Tenzometrické snímače deformací - OSTD

V prvním návrhu měření deformací stropu v horním plynojemu a stěn bylo uvažováno o využití indukčnostních snímačů. Vztažné linie měly být stejné – tedy napnutá lanka. Při laboratorních pokusech se však tento způsob měření (kombinace indukčnostních snímačů a lanka) ukázal být nereálný. Indukčnostní snímače s odpruženým hrotem vyvíjely příliš velkou sílu na lanko a u snímačů s volným jádrem zase docházelo k zasekávání jádra v těle

snímače. Z těchto důvodů bylo použití indukčnostních snímačů zamítnuto a začal se vyvíjet vhodný snímač, který nebude vyvíjet tak velkou sílu na vztažné lanko.

Jako ideální způsob řešení se ukázaly být snímače založené na ohybu planžety, jejíž deformace je snímána odporovými tenzometry. Aktivním členem tohoto snímače je ohebná planžeta vyrobená z pružinového bronzu osazená dvojicí odporových tenzometrů zapojených do půlmůstku. Tento způsob zapojení tenzometrů, kdy jeden tenzometr je na horní straně a druhý na spodní straně planžety, způsobí zdvojení výstupního signálu (tedy zvýšení citlivosti) a také zajistí teplotní kompenzaci snímače. Při deformaci konstrukce dochází k jejímu oddálení od ocelového lanka (stacionárního bodu), a tím ke změně ohybové deformace planžety snímače, jež vyvolá změnu výstupního signálu z tenzometrického půlmůstku.

Výroba snímačů OSTD

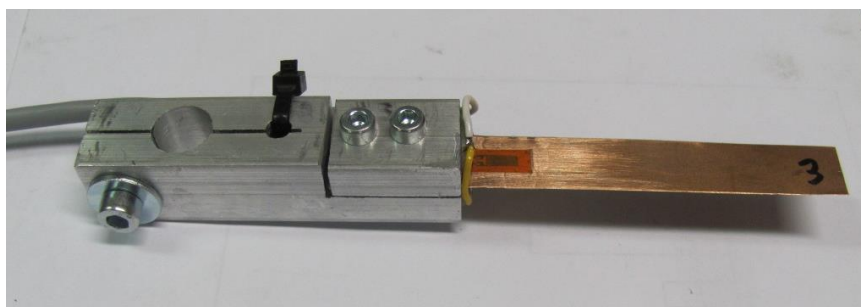
Tělo snímače je vyrobeno z hliníkového profilu 20 × 20 mm, do něhož je vyvrtán otvor ϕ 12 mm pro nasazení na magnetický stojánek Obr. 127. Na druhé straně je připraven výřez pro vsazení pružné planžety. Tvar planžety (obdélník 12 mm × 100 mm) je vystřižen z pružinového bronzu tloušťky 0,15 mm, do něhož jsou vyseknuty díry pro přichycení k tělu snímače. Následně je planžeta osazena dvojicí odporových tenzometrů HBM 1-LY11-6/350 nalepených za použití lepidla Z70, viz Obr. 128. Po vsazení planžety do těla snímače je provedeno elektrické propojení tenzometrů a připojení kabeláže. Posledním krokem výroby je ochrana tenzometrů nátěrem laku PU 120. Hotový snímač je ukázán na Obr. 129.



Obr. 127 *Tělo snímače OSTD.*



Obr. 128 *Planžeta osazená odporovými tenzometry.*



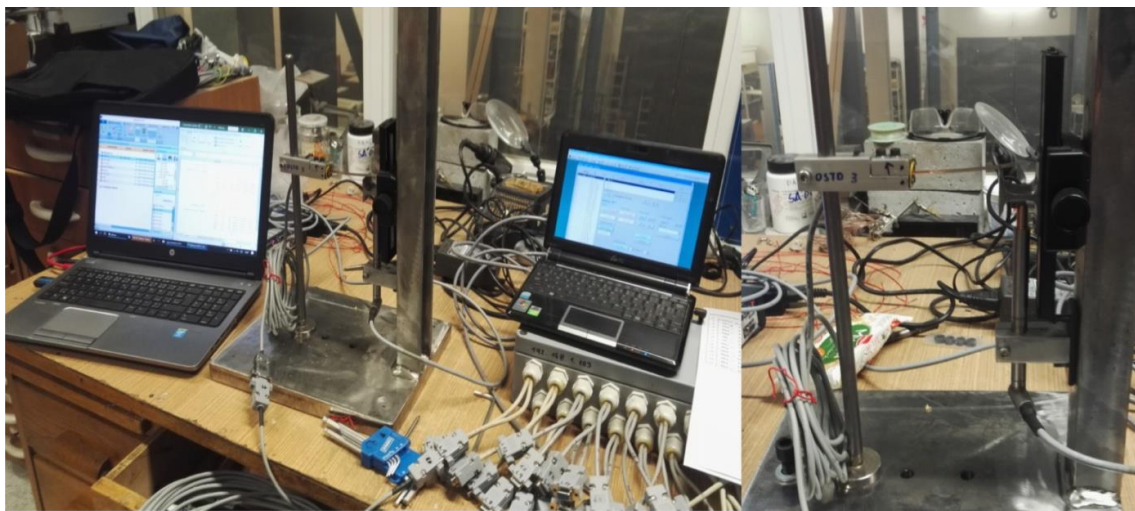
Obr. 129 *Tenzometrický snímač deformací OSTD.*

Při použití ohybových tenzometrických snímačů je odchylka měření ovlivněna následujícími faktory:

- a) přesnost záznamu dat tenzometrickými snímači,
- b) ztráty dat (datový šum) vlivem délky kabeláže,
- c) přesnost záznamu dat ústřednou,
- d) ohybová tuhost spleteného ocelového lanka při vzájemném kontaktu s planžetou snímače.



Celková odchylka měřicí metody zahrnující výše uvedené vlivy a) až c) je stanovena hodnotou $\pm 0,05$ mm. Vzájemný poměr tuhosti ohybové planžety a napnutého lanka (výše uvedený bod d) je zohledněn při vyhodnocení měřených dat experimentálně stanoveným koeficientem tuhosti pro lanka, viz Tab. 9.

Každý použitý snímač je kalibrován přímo s kabeláží o příslušné délce a na příslušném kanále měřicí ústředny EMS DV 803. Jako měřicí etalon je použit kalibrovaný indukčnostní snímač I-WA10-T, připojený k měřicí ústředně Quantum X. Kalibrace probíhá na speciálním stojanu s rektifikací polohy šnekovým převodem, viz Obr. 130.



Obr. 130 Kalibrace snímačů OSTD.

Výstupem kalibrace každého snímače OSTD je příslušný kalibrační list Obr. 131.

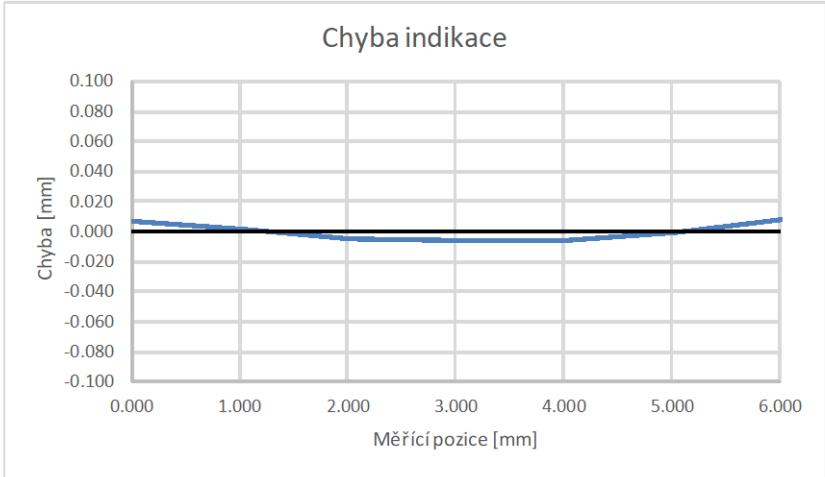
 FAKULTA STAVEBNÍ ústav stavebního zkušebnictví		Vysoké učení technické v Brně Fakulta stavební Veveří 95, 602 00 Brno		 AdMaS POKROČILÉ STAVEBNÍ MATERIÁLY, KONSTRUKCE A TECHNOLOGIE	
Kalibrační list číslo :	FAST SZK 2001/14				
Kalibrovaný snímač :	OSTD	Kalibrační etalon :	WA 10		
Měřicí rozsah :	6 mm	Měřicí rozsah :	10 mm		
Výrobní číslo :	OSTD_01	Výrobní číslo :	801306059		
Evidenční číslo :	OSTD_01	Evidenční číslo :			
Výrobce :	VUT FAST	Výrobce :	HBM		
Měřicí úatředna :	EMS DV 803, kanál č.1	Měřicí úatředna :	MX840A		
Výrobce :	Ing. Miroslav Pohl	Výrobce :	HBM		
Výrobní číslo :	561101	Výrobní číslo :	009E500665D		
Datum kalibrace :	15.1.2020				
Teplota :	21°C				
Měření provedl :	Petr Daněk				

etalon	snímač	snímač	odchylka
WA 10	OSTD	OSTD	
[mm]	[$\mu\text{m}/\text{m}$]	[mm]	[mm]
0.000	0	0.007	0.007
1.035	209	1.036	0.001
2.016	407	2.012	-0.004
3.013	609	3.007	-0.006
4.023	814	4.017	-0.006
5.027	1019	5.027	0.000
6.023	1223	6.032	0.009

Kalibrační konstanta snímače : 203.0 [$\mu\text{m}/\text{m}$]/mm

Maximální chyba linearity : 0.14 %

Chyba indikace



Obr. 131 Kalibrační list snímače OSTD.

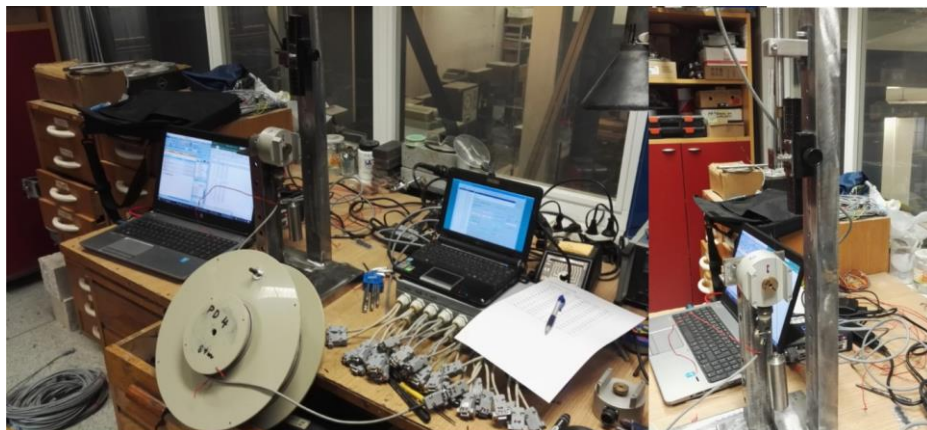
6.7 Potenciometrické snímače deformací

Potenciometrické snímače typu MS04 monitorují změnu vzdálenosti mezi podlahou a stropem daného plynojemu. Ocelový závěs je připevněn do pevného bodu ve stropu plynojemu a přes kladku snímače umístěného na stojánku na podlaze plynojemu je napínán závažím o hmotnosti 1 kg. Délková změna je tedy převáděna na úhlové natočení, které je zaznamenáváno kruhovým potenciometrem. Použité snímače MS04, zobrazené na Obr. 60, mají měřicí rozsah ± 30 mm s rozlišovací schopností 0,02 mm. Odchyłka měření při použití této metody a snímače, kterou lze teoreticky stanovit, je ovlivněna následujícími faktory:

- a) přesnost záznamu dat potenciometrickými snímači,
- b) přesnost záznamu vnitřní teploty v plynojemech,
- c) rozptyl materiálových charakteristik (modul pružnosti, součinitel délkové tepelné roztažnosti) použitého drátu průměru 0,5 mm pro výpočet protažení vlivem změny okolní teploty,
- d) vyrovnání lokálních imperfekcí použitého drátu (lanka),
- e) ztráty dat (datový šum) vlivem délky kabeláže,
- f) přesnost záznamu dat ústřednou.

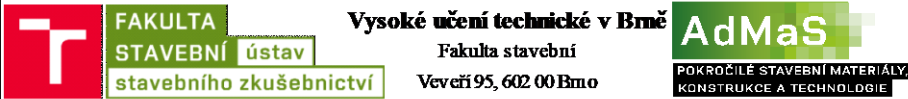
Celková odchyłka měřicí metody zahrnující výše uvedené vlivy (tj. vlivy, jež nelze v průběhu vyhodnocení měření eliminovat) je stanovena hodnotou $\pm 0,1$ mm. Uvedená chyba zahrnuje odchyłku potenciometrického snímače stanovenou včetně kabeláže a vlivu konektorů.

Každý použitý snímač je opět kalibrován přímo s kabeláží o příslušné délce a na příslušném kanále měřicí ústředny EMS DV 803. Jako měřicí etalon je použit kalibrovaný indukčnostní snímač 1-WA50-T připojený k měřicí ústředně Quantum X, Obr. 132.



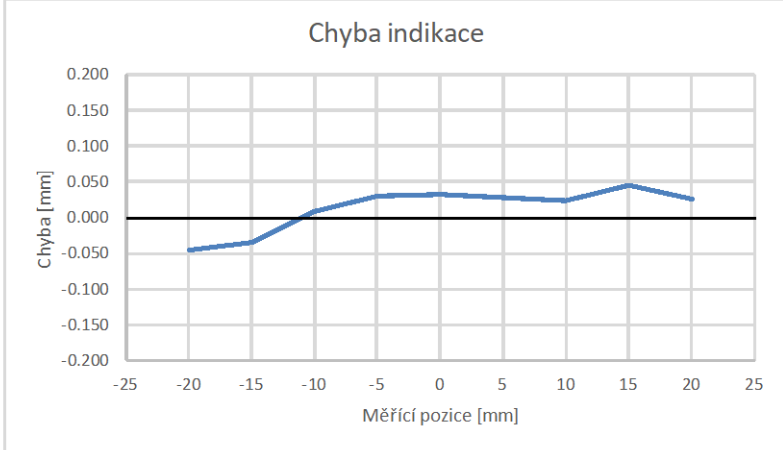
Obr. 132 Kalibrace snímačů MS04.

Výstupem kalibrace každého snímače MS04 je opět příslušný kalibrační list Obr. 133.

			
Kalibrační list číslo :	FAST SZK 2001/3		
Kalibrovaný snímač :	MS04	Kalibrační etalon :	WA 50
Měřicí rozsah :	±20 mm	Měřicí rozsah :	50 mm
Výrobní číslo :	MS04-15	Výrobní číslo :	801220990
Evidenční číslo :	3	Evidenční číslo :	
Výrobce :	Mostní a silniční, s.r.o.	Výrobce :	HBM
Měřicí úatředna :	EMS DV 803, kanál č. 19	Měřicí úatředna :	MX840A
Výrobce :	Ing. Miroslav Pohl	Výrobce :	HBM
Výrobní číslo :	561101	Výrobní číslo :	009E500665D
Datum kalibrace :	15.1.2020		
Teplota :	22°C		
Měření provedl :	Petr Daněk		

etalon	snímač	odchylka
WA 50	MS04	
[mm]	[mm]	[mm]
-20.080	-20.125	-0.045
-15.040	-15.074	-0.034
-10.080	-10.072	0.008
-5.000	-4.970	0.030
0.000	0.032	0.032
4.930	4.958	0.028
10.000	10.023	0.023
14.970	15.015	0.045
19.920	19.946	0.026

Maximální chyba linearity : 0.11 %



Obr. 133 Kalibrační list snímače MS04.

6.8 Ostatní přístrojové vybavení měřicího systému

Měřicí ústředna

Všechny snímače osazené v hermetické zóně jsou kabeláží propojeny do jedné měřicí ústředny EMS DV 803 umístěné v horním plynojemu. Ústředna sama je vybavena vnitřní záložní baterií, která je schopna překlenout výpadky napájení sítě na 4 hodiny. Vzhledem k důležitosti měření je však zapojena do sítě ještě přes záložní zdroj, který vydrží napájet ústřednu 6 dní (doba dostatečná na provedení jak OZIK tak PERIZ).

Použitá EMS DV 803 je měřicí ústředna pro rozsáhlá dynamická i statická měření v průmyslovém prostředí. Umožňuje přímé měření až 32 kanálů. Součástí každého kanálu je předzesilovač a samostatný šestnáctibitový A/D převodník se vzorkovací frekvencí až 6400 Hz. Naměřená data se přenášejí do počítače (notebooku) přes ethernetové rozhraní. Díky velké interní paměti typu Compact Flash může být interval přenášení dat v řádu týdnů až měsíců.

- *Počet měřených kanálů:* 32 hlavních, modulární koncepce (4 sekce) + 16 pomocných (například pro napájecí diagonály mostů)
- *Vzorkovací frekvence:* každý kanál 6400 Hz (volitelně od 50 Hz do 6400 Hz)
- *Přesnost měření:* lepší než $\pm 0,1$ % (pro plný rozsah a provozní teplotu okolí)
- *Ukládání dat v měřicí ústředně:* datová paměť Compact Flash (kapacita 1 GByte)
- *Standardní komunikační rozhraní:* Ethernet (10 Mbitů), RS485, možnost práce v síti
- *Napájení:* 24 V DC (12 až 30 V), interní zálohovací akumulátor 12 V
- *Provedení:* hliníková skříň IP 65 s průchodkami (360 × 160 × 90 mm)
- *Provozní teplota okolí:* od - 20 °C do + 65 °C



Obr. 134 Měřicí ústředna EMS DV 803 se záložním zdrojem a kabeláží.

Teplotní loggery

Během měření jsou v každém plynojemu cca uprostřed výšky (na konstrukci ocelové plošiny) a na ocelové příhradové konstrukci v aktivních dílnách umístěny zařízení na měření teploty a relativní vlhkosti Comet S3120E, Obr. 135. Měření teploty se provádělo z důvodu možnosti stanovení protažení ocelového drátu ϕ 0,5 mm (pro potenciometrické snímače) vlivem změny okolní teploty. Dále je pomocí čtyřkanálového loggeru S0141, viz Obr. 136 [50], sledována teplota povrchu ocelové výstelky jak na stropu poblíž snímače L15, na stěně u snímače L3 tak i teplota vzduchu v těchto bodech. Relativní vlhkost byla měřena pouze informativně.



Obr. 135 *Teplotní a vlhkostní logger S3120E.*



Obr. 136 *Teplotní čtyřkanálový logger S0141.*

Snímač tlaku

Pro získání kontinuálního záznamu vnitřního tlaku uvnitř hermetické zóny je v horním plynojemu umístěn tlakový snímač PAB-A-500KP zobrazen na Obr. 137 s nelinearitou 0,04 % měřicího rozsahu [51].



Obr. 137 *Snímač tlaku PAB-A-500KP.*

Kabeláž

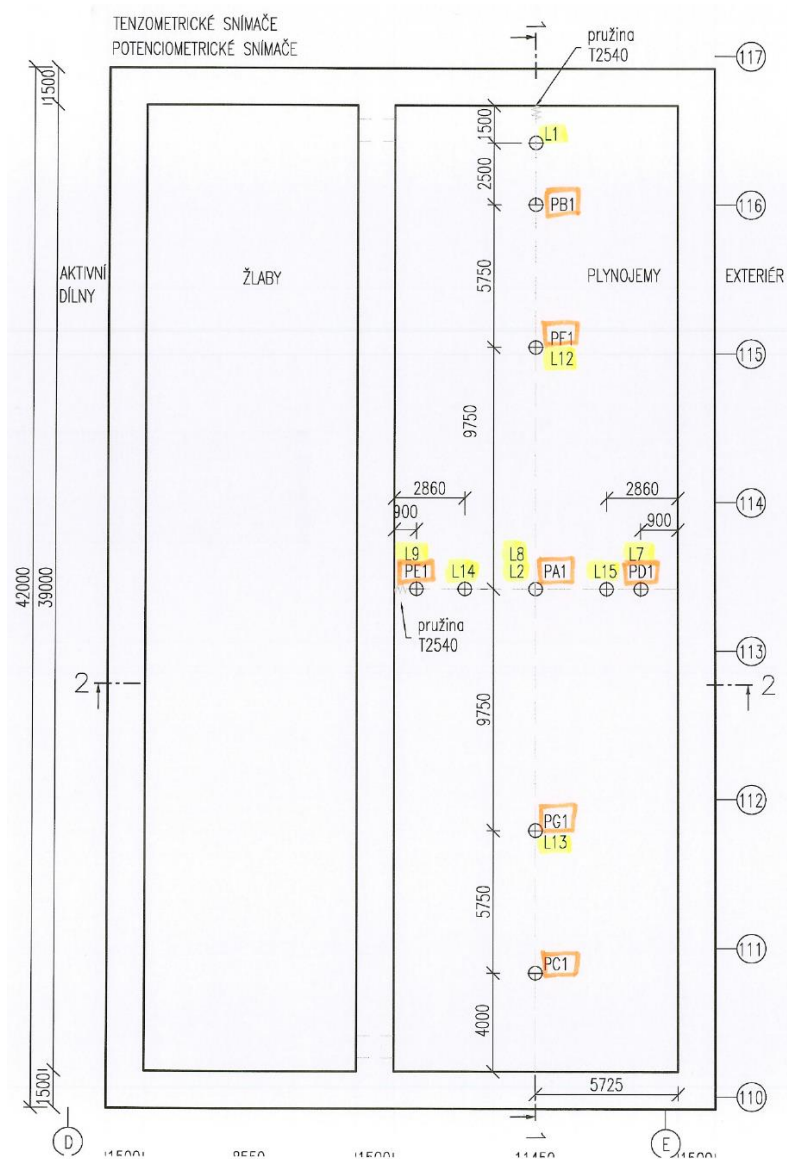
Kromě snímačů teploty a vlhkosti je veškeré měřicí zařízení (potenciometrické snímače, ohybové tenzometrické snímače a snímač tlaku) napojeno pomocí kabeláže na ústřednu sloužící k záznamu a uchování dat. Jako kabeláž jsou použity stíněné třížilové kabely s označením HELU TRONIC-CY 3×0,25 (LiY-CY).

6.9 PERIZ 4. RB

Na základě smlouvy mezi BESTEX spol. s r.o. a ČEZ a.s. proběhlo v lednu 2020 měření uvnitř objektu šachty lokalizace havárie 4. bloku Jaderné elektrárny Dukovany při provádění periodické zkoušky integrity (PERIZ). Popis měřené konstrukce je uveden v kapitole 6.1.

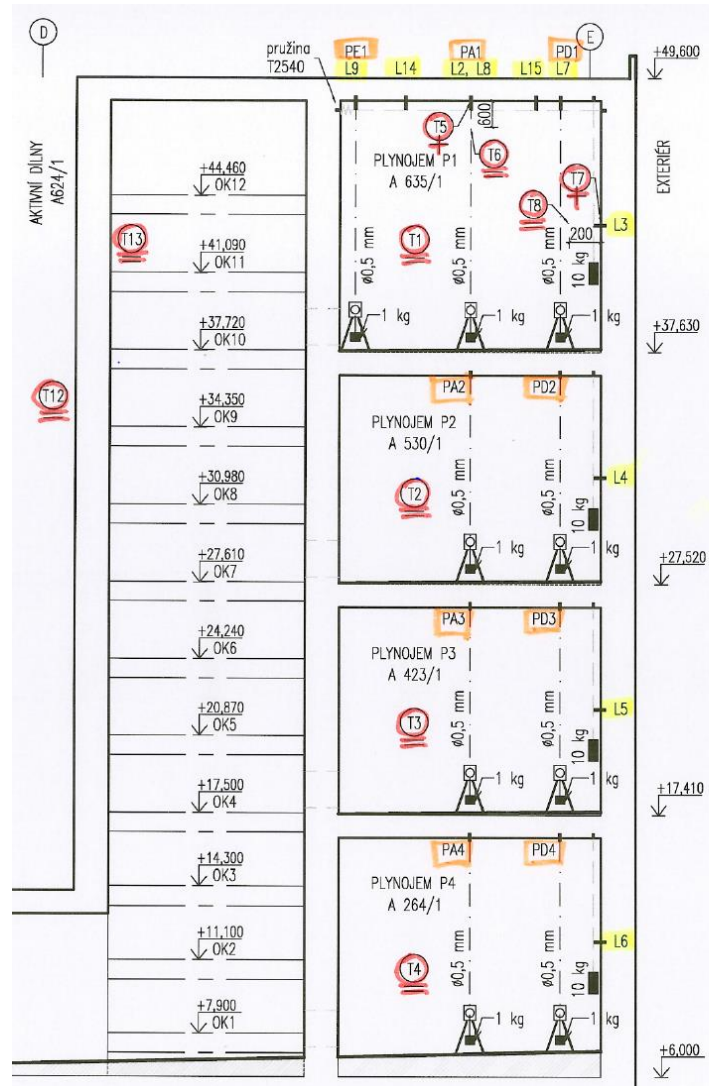
Instalace měřicího systému

Instalace měřicího zařízení v plynojemech ŠLH proběhla dne 22. ledna 2020 od 07:30 hod. do cca 17:00 hod. Instalace byla zahájena v horním plynojemu označeném jako plynojem P1 (označení plynojemů včetně jednotlivých poloh všech záměrných bodů je schematicky uvedeno na Obr. 112) a dále probíhala směrem ke spodnímu plynojemu s označením P4.



Obr. 138 Půdorys rozmístění snímačů v horním plynojemu P1 4. RB.

Celkem bylo osazeno 13 potenciometrických (viz kapitola 6.7) a 13 tenzometrických (viz kapitola 6.6) snímačů deformací a jedno čidlo pro snímání vnitřního tlaku, které byly zapojeny do měřicí ústředny EMS DV 803. Dále bylo instalováno 9 teplotních loggerů (viz kapitola 6.8). Detailní umístění snímačů pro konkrétní PERIZ 4. reaktorového bloku je na Obr. 138 a Obr. 139.



Obr. 139 Příčný řez barbotážní věží 4. RB s rozmístěním snímačů.

Postup montáže

Před zahájením vlastní instalace snímačů byly v horním plynojemu natažena postupně příčná a podélná vodorovná lanka (viz kapitola 6.5) pro vytvoření vztažné linie tenzometrických snímačů deformací. Instalace těchto lanek probíhala z lešení. Napínání bylo realizováno za pomoci soustavy dvou kladek a lana. Požadované předepnutí bylo následně doladěno natažením pružiny na předepsanou délku, dle pracovního diagramu pružiny uvedeném na Obr. 121, napínacím šroubem viz Obr. 120.

Dále následovala vlastní instalace OSTD snímačů. Přímé osazení snímačů do pevných kotevních bodů (kapitola 6.4, Obr. 114) není z důvodu přesnosti provedení těchto bodů možné. Proto byly pro tyto instalace využívány přechodové kotevní desky zobrazené na Obr. 115, ke kterým byly snímače přichyceny prostřednictvím magnetických stojánků. Před propojením kabeláže do ústředny byl každý snímač za použití jednonábové tenzometrické měřicí ústředny ME702 předepnut oproti vztažnému lanku na požadovanou počáteční hodnotu deformace (cca 2 mm). To zajišťuje trvalý kontakt s lankem a nehrozí nebezpečí výpadku měření. Způsob instalace je patný z Obr. 140.



Obr. 140 *Nainstalovaný snímač měřicího bodu L1.*

Zároveň při instalaci OSTD snímačů byly spouštěny závěsy (ocelový drát ϕ 0,5 mm) se závažím pro potenciometrické snímače deformací (kapitola 6.7). Tyto závěsy byly kotveny do samostatných pevných kotevních bodů, jak je patrné z Obr. 141. V případě, kde jde o souběh obou typů měření v jednom bodě, pak přes magnetické háčky umístěné na kotevní desky dle Obr. 142.



Obr. 141 *Samostatný kotevní bod pro závěs potenciometrického snímače.*



Obr. 142 *Souběh měření potenciometrickým a 2 odporovými snímači v jednom bodě.*

Na podlahu v místě závěsů byly instalovány stojánky s potenciometrickými snímači MS04 viz Obr. 143.



Obr. 143 Potenciometrické snímače MS04 instalované v plynojemu P1.

Následně bylo instalováno svislé lanko (viz kapitola 6.5) a tenzometrický snímač vyboulení stěny v měřícím místě L3. Způsob instalace byl shodný jako v případě OSTD snímačů průhybu stropu. Napnutí lanka pomocí pružiny na předepsanou sílu dle pracovního diagramu použité pružiny uvedeném na Obr. 124 a přichycení snímače je patrné z Obr. 144 a Obr. 145.



Obr. 144 Předepnutí a uchycení svislého lanka 3.



Obr. 145 Tenzometrický snímač v měřícím bodě L3.

Po instalaci všech měřících snímačů v horním plynojemu byly postupně instalovány snímače v plynojemech P2 až P4. V těchto patrech byla instalace podstatně snadnější. Dle projektu měření zde byly osazeny vždy jen dva potenciometrické snímače deformací stropu a jeden tenzometrický snímač vyboulení stěny. Postup instalace daných snímačů byl analogický jako v případě horního plynojemu P1.

Následovalo propojení veškerých snímačů prostřednictvím kabeláže (viz kapitola 6.8) do měřicí ústředny (Obr. 134) instalované v horním plynojemu P1 a ověření funkčnosti celého systému.



Obr. 146 Pohled na vymezený dočasný sklad v horním plynojemu s měřicí ústřednou a záložním zdrojem po dokončení instalace celého systému.

Před zahájením zkoušky PERIZ proběhla 27. 1. 2020 kontrola celého systému, při které nebyly nalezeny žádné závady.

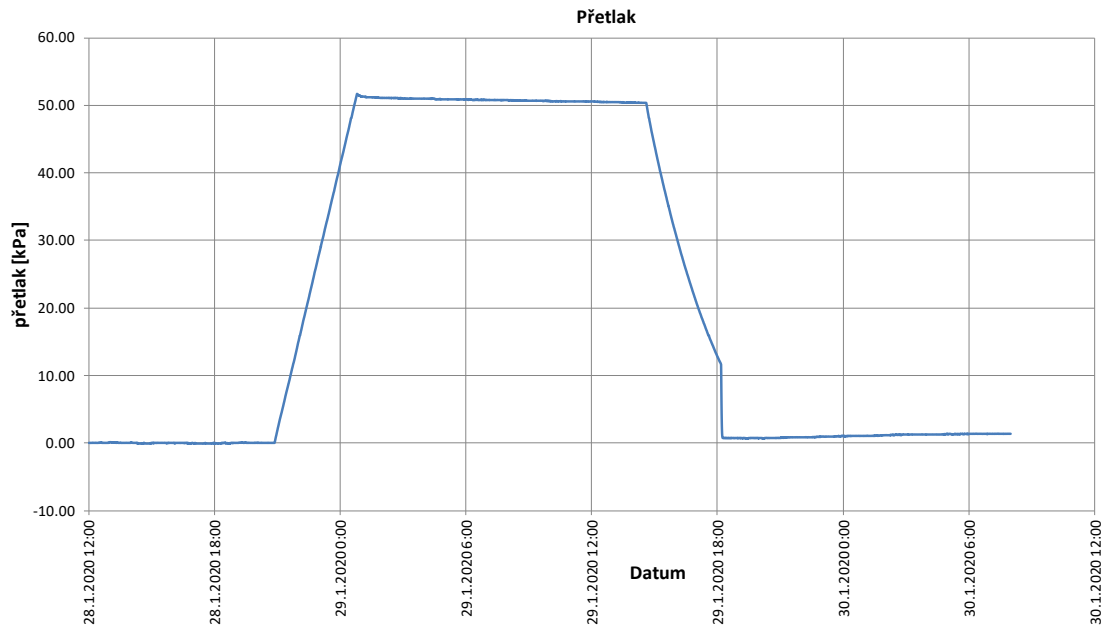
Vlastní periodická zkouška integrity proběhla dle schématu popsaného v kapitole 6.2 Obr. 111 ve dnech 28. 1. až 29. 1. 2020.

Deinstalace celého systému byla provedena 30. 1. 2020 od 7:30 do 15:00 hod. Stažení veškerých naměřených dat z měřicí ústředny a teplotních loggerů proběhlo během deinstalace systému z důvodu možného poškození zařízení při přepravě či nutnosti nechat zařízení v prostorách EDU z důvodu jeho případné kontaminace.

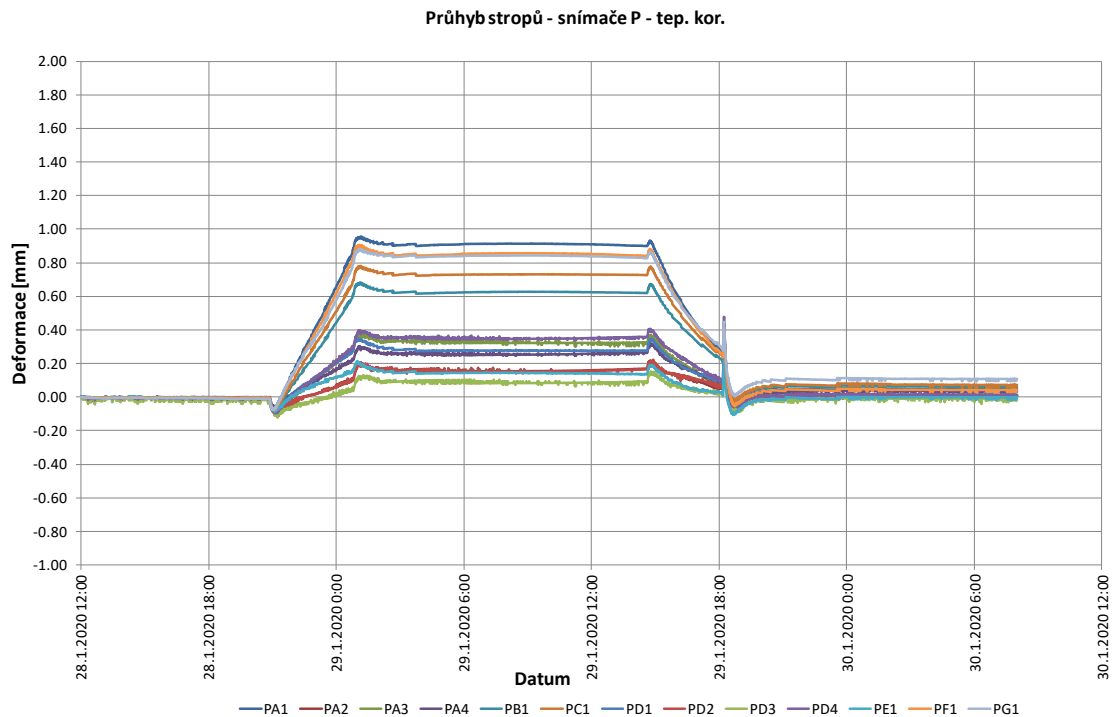
Vyhodnocení naměřených údajů

Veškeré snímače zapojené do ústředny EMS DV 803 (tedy všechny potenciometrické a tenzometrické snímač a snímač tlaku) byly měřeny frekvencí 50 Hz s periodou ukládání záznamu 1s. Pro další zpracování byl nejdříve proveden z naměřených dat klouzavý průměr po třiceti vzorcích a následná redukce souboru na záznam hodnot s periodou 30 s. Této periodě odpovídalo i ukládání hodnot teploty a vlhkosti z použitých loggerů. Následné zpracování probíhalo v software MS Excel, ve kterém byly provedeny veškeré přepočty měřených hodnot přes kalibrační konstanty použitých snímačů uvedených na Obr. 131, Obr. 133 a tuhostní koeficienty OSTD snímačů z Tab. 9 na hodnoty deformací. V případě potenciometrických snímačů byla ještě provedena korekce délky závěsů na teplotní změny.

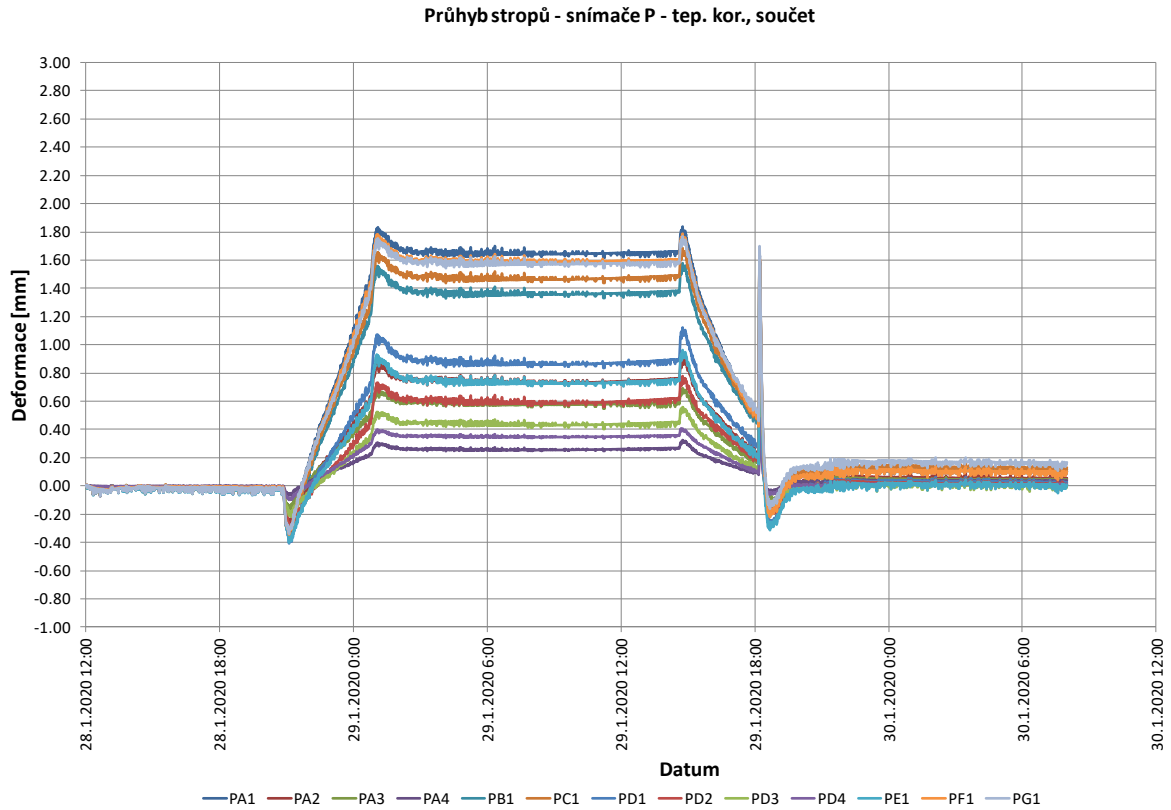
Veškeré výstupy z měření deformací při periodické integrální zkoušky 4. reaktorového bloku jsou graficky znázorněny na následujících obrázcích Obr. 147 – Obr. 152.



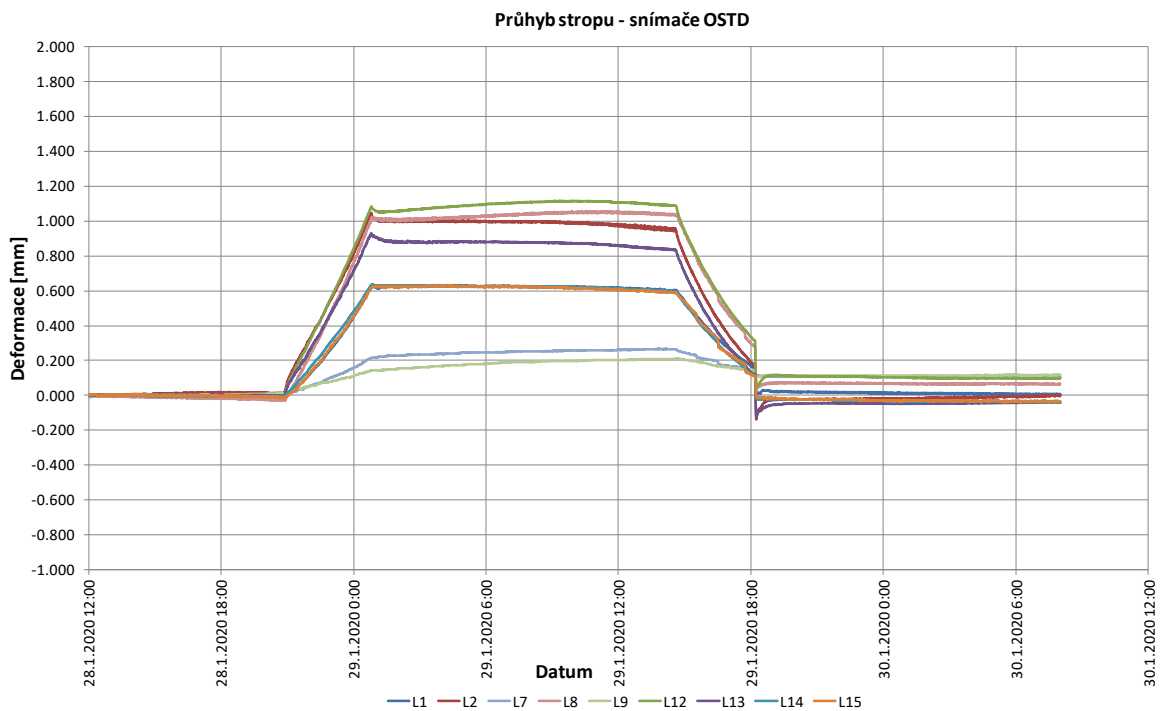
Obr. 147 Časový průběh tlakování.



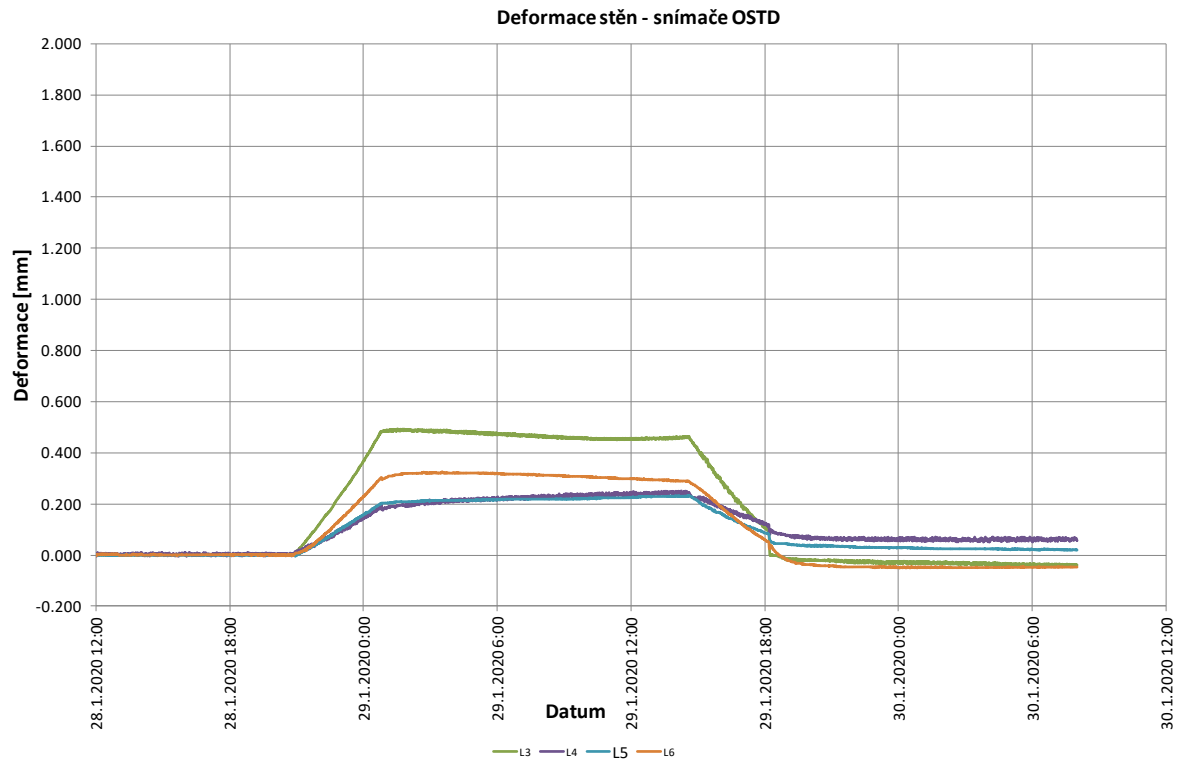
Obr. 148 Deformace stropu měřená potenciometrickými snímači.



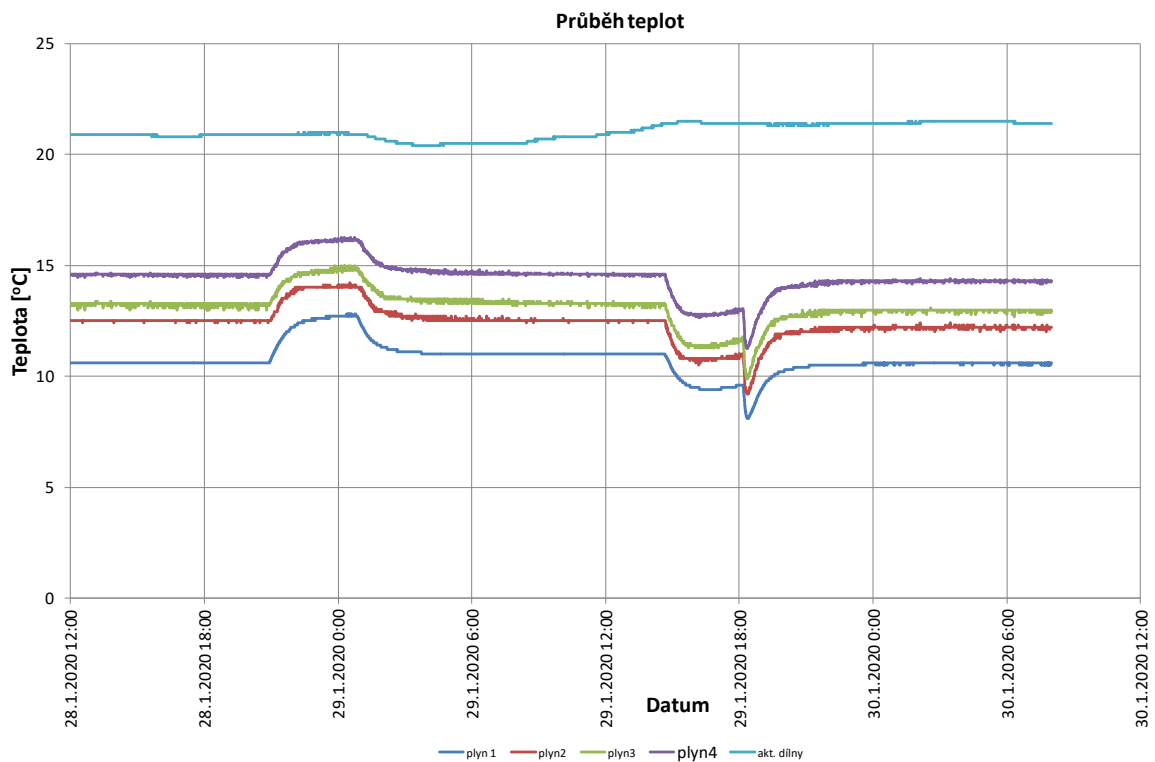
Obr. 149 Deformace stropu měřená potenciometrickými snímači – součet po patrech.



Obr. 150 Deformace stropu horního plynojemu měřená OSTD snímači.



Obr. 151 Deformace stěn plynojemů měřená OSTD snímači.



Obr. 152 Průběh teplot při zkoušce PERIZ.

Závěry z měření PERIZ 4. Reaktorového bloku

Průběh instalace měřící aparatury v jednotlivých plynojemech ŠLH JEDU proběhl bez jakýchkoliv zásadních problémů. Měřící zařízení bylo před samotným začátkem tlakování přezkoušeno a vykazovalo správnou funkčnost. Dle grafických průběhů posunů s měřicím zařízením nebylo od počátku po ukončení tlakování nijak manipulováno a získané hodnoty tedy nejsou ovlivněny vnějším zásahem a ani jinými nepředvídatelnými jevy.

Posuny stropních konstrukcí měřené potenciometry zobrazeny na Obr. 149, mají logický trend. Hodnoty, které byly touto metodou měřeny, lze považovat za správné a výstižné. Největší hodnoty posunů byly naměřeny v bodě PA1, tedy uprostřed stropní konstrukce horního plynojemu. Změna vzdálenosti tohoto bodu vůči počátečnímu bodu P0A umístěném na podlaze spodního plynojemu činí při maximálním přetlaku 50 kPa 1,64 mm. Tato hodnota zahrnuje také vliv délkové změny navazujících konstrukcí důsledkem přetlaku a působení okolní teploty včetně dotlačení výstelky k betonové konstrukci. Pro možnost stanovení relativního posunu střešní konstrukce v bodě PA1 vůči uložení panelů na stěně v ose E bylo provedeno měření potenciometry v linii PD, kde byla stanovena hodnota 0,85 mm. Po odečtení je výsledný relativní posun stropní konstrukce určený potenciometricky cca 0,78 mm. Tato hodnota však není naprosto shodná s relativním posunem téhož bodu, který byl naměřen tenzometrickým snímačem L2 viz Obr. 150 vůči podélně napnutému vodorovnému lanku a činí 0,99 mm. Vzhledem k tomu, že byly stojánky potenciometrických snímačů umístěny na povrch výstelky stropu, je velmi pravděpodobné, že se zde projevil na měření negativní vliv možného dotlačování výstelky k povrchu betonové konstrukce. (Tuto teorii potvrzuje i porovnání snímačů PD1 a PE1, kde je u snímače PD1 při maximálním přetlaku naměřena oproti snímači PE1 deformace větší o 0,14 mm. V případě přičtení této hodnoty se dostáváme na výslednou deformaci v bodě PA1 na 0,92 mm což již v rámci přesnosti použitých metod koresponduje s hodnotou naměřenou snímačem L2).

Z průběhů posunů stropních konstrukcí vyplývá, viz Obr. 149, že posuny vzájemně symetricky umístěných bodů PB a PC jsou téměř totožné. Z prezentovaných dat symetricky umístěných snímačů PD1 a PE1 v horním plynojemu, viz Obr. 149, je patrný větší svislý posun pro snímač PD1. Tyto rozdíly jsou již komentovány v odstavci výše.

Z grafického průběhu zobrazeného na Obr. 150, relativních **posunů střešní konstrukce měřené ohybovými tenzometrickými snímači** vůči příčně a podélně napnutým ocelovým lankům, lze sledovat logický a předpokládaný trend. Největší posuny byly získány ze snímačů L8, L2 a L13 které monitorovaly body uprostřed rozpětí střešní konstrukce a vykazují dobrou

shodu v měřených hodnotách. Symetrický bod L12 k bodu L13 vykazuje o něco menší deformaci, ale v rámci přesnosti měřicího systému jde o uspokojivou shodu. Srovnáním získaných dat dvou symetricky umístěných snímačů L7 a L9 lze opět konstatovat, že rozdíl naměřených hodnot v těchto symetricky umístěných snímačích je velmi malý a je na hraně rozlišitelnosti dané metody měření.

Zde prezentovaná **data z ohybových tenzometrických snímačů**, viz Obr. 151, které měřily vodorovné relativní posuny stěny v ose E vůči svisle napnutým ocelovým lankům, mají logický trend, který odpovídá průběhu tlakové zkoušky, viz Obr. 147. Při zohlednění přesnosti použité metody měření jsou relativní posuny stěny v ose E téměř shodné pro tři spodní plynojemy (ozn. P2, P3 a P4). Největší relativní posuny stěny v ose E (pro bod L3) byly naměřeny v horním plynojemu P1 a činí 0,48 mm při maximálním přetlaku 50 kPa.

7 Závěr – zhodnocení významu experimentální analýzy konstrukcí

Závěry a zhodnocení jednotlivých zde prezentovaných měřících metod a instalovaných měřících systémů jsou součástí příslušných kapitol.

Obecně lze však říci, že experimentální analýza konstrukcí má velký význam nejen u nově budovaných konstrukcí, kde se výraznou měrou podílí na verifikaci předpokladů užitých při návrhu stavebních konstrukcí, ale také u existujících konstrukcí. V případě stávajících konstrukcí se především jedná o prokázání únosnosti při zatěžovacích zkouškách či monitorovací systémy sledující odezvu konstrukce na vnější zatížení v režimu řízení rizik.

Pro správný návrh monitorovacích systémů či zatěžovacích zkoušek konstrukcí je však zapotřebí i numerická analýza. Na jejím základě lze efektivně:

- určit rozhodující řezy či kritická místa konstrukce,
- určit počet, polohu a druh měřených veličin,
- stanovit časové uzly měření respektující důležité technologické kroky,
- vypracovat harmonogram doprovodných laboratorních experimentů nezbytných pro ověření numerického modelu.

Z výše uvedených postřehů vyplývá nezbytná symbióza numerické a experimentální analýzy konstrukcí a silně interdisciplinární charakter diskutované problematiky experimentální analýzy konstrukcí a konstrukčních prvků.

8 Seznam použité literatury

- [1] ČSN EN 1990 (73 0002) Zásady navrhování konstrukcí
- [2] ČSN 73 2604 (2012) Ocelové konstrukce – Kontrola a údržba ocelových konstrukcí pozemních a inženýrských staveb
- [3] ČSN 73 0035 (1986) Zatížení stavebních konstrukcí
- [4] ČSN EN 1991-1-1 (73 0035) Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení;
- [5] ČSN EN 1991-1-3 (73 0035) Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení – zatížení sněhem;
- [6] ČSN ISO 13822 (ČSN 73 0038) Hodnocení existujících konstrukcí;
- [7] ČSN 73 2030 Zatěžovací zkoušky stavebních konstrukcí – 1994
- [8] ČSN 73 0405: Měření posunů stavebních objektů
- [9] ČSN ISO 17123-3 (73 0220) Optika a optické přístroje – terénní postupy pro zkoušení geodetických a měřických přístrojů. Část 3: Teodolity, 2005
- [10] ČSN ISO 17123-4 (73 0220) Optika a optické přístroje – terénní postupy pro zkoušení geodetických a měřických přístrojů. Část 4: Elektrooptické dálkoměry, 2005
- [11] Dochovaná původní dokumentace, BVV Pávilon S, 1967 až 1972
- [12] Konečné projektové řešení, Přepočet pavilonu „S“, Statický výpočet ocelové konstrukce, Chemoprojekt - Ing. Radúz Russ CSc., 03/1969
- [13] Posouzení statického výpočtu ocelové konstrukce pavilonu S brněnského výstaviště – odborně vědecká expertiza, Prof. Ing. Dr. Ferdinand Lederer, Dr.Sc., 12/1969
- [14] GIRGLE, F.; ŠTĚPÁNEK, P.; DANĚK, P.; ŠVARŤÍČEK, L.; RŮŽIČKOVÁ, J.: Rizikové faktory ovlivňující spolehlivost stávajících lehkých střešních konstrukcí. Soudní inženýrství, 2013, roč. 24, č. 1, s. 49-55. ISSN: 1211- 443X
- [15] GIRGLE, F.; RŮŽIČKOVÁ, J.; DANĚK, P.; ŠTĚPÁNEK, P.; KOSTIHA, V. Zatěžovací zkouška velkorozponové střešní konstrukce pavilonu D. In Sborník recenzovaných příspěvků, Konference zkoušení a jakost ve stavebnictví. Brno, VUT v Brně. 2014. p. 81 - 92. ISBN 978-80-214-5032-5.
- [16] GIRGLE, F.; ŠTĚPÁNEK, P.; DANĚK, P.; RŮŽIČKOVÁ, J.; ŠVARŤÍČEK, L. Monitorovací systém proti přetížení lehkých střešních konstrukcí klimatickým zatížením. Materiály pro stavbu. 2014. 20(2). p. 46 - 50. ISSN 1213-0311.
- [17] GIRGLE, F.; ŠTĚPÁNEK, P.; DANĚK, P.; RŮŽIČKOVÁ, J. *Provoz staticky nevyhovující lehké střešní konstrukce v režimu aktivního řízení rizik*. Stavebnictví. 2015. 9(01-02). p. 44 - 49. ISSN 1802-2030
- [18] GIRGLE, F.; ŠTĚPÁNEK, P.; DANĚK, P.; RŮŽIČKOVÁ, J. Zatěžovací zkouška střešní konstrukce - kalibrace monitorovacího systému. *Stavebnictví*, 2015, roč. 9, č. 03, s. 48-52. ISSN: 1802-2030.
- [19] Odborná zpráva o postupu prací a dosažených výsledcích v rámci projektu TA02011368 za rok 2012, VUT FAST, Brno
- [20] Odborná zpráva o postupu prací a dosažených výsledcích v rámci projektu TA02011368 za rok 2013, VUT FAST, Brno
- [21] Odborná zpráva o postupu prací a dosažených výsledcích v rámci projektu TA02011368 za rok 2014, VUT FAST, Brno

- [22] Odborná zpráva o postupu prací a dosažených výsledcích v rámci projektu TA02011368 za rok 2015, VUT FAST, Brno
- [23] ŠTĚPÁNEK, P., GIRGLE, F., DANĚK, P., ŽÍTT, P., VESELÝ, J., HASALA, I. a KRŮPA, P.: Jaderná elektrárna Dukovany, měření šachty lokalizace havárie - PERIZ GO 1. bloku, 25. 9. a 26. 9. 2014; BESTEX, spol. s r. o.; Brno; říjen 2014
- [24] ŠTĚPÁNEK, P., GIRGLE, F., DANĚK, P., VESELÝ, J., HASALA, I., KRŮPA, P.: Jaderná elektrárna Dukovany, měření šachty lokalizace havárie GO 1. bloku, Technická zpráva k měřením prováděným pro objekt šachty lokalizace havárie 15. až 18. 12. 2015; BESTEX, spol. s r. o.; Brno; leden 2016
- [25] ŠTĚPÁNEK, P., BUREŠ, J.: Jaderná elektrárna Dukovany, měření šachty lokalizace havárie GO 1. bloku, Technická zpráva k měřením prováděným pro objekt šachty lokalizace havárie, geodetický monitoring 14. až 19. 12. 2015; BESTEX, spol. s r. o.; Brno; leden 2016
- [26] ŠTĚPÁNEK, P., GIRGLE, F., ZLÁMAL, M., HASALA, I.: Vyhodnocení provedených měření při ověřovací zkoušce integrity 1. RB JE Dukovany; Vysoké učení technické v Brně; Brno; červen 2016
- [27] ŠTĚPÁNEK, P., GIRGLE, F., DANĚK, P., VESELÝ, J., KOSTIHA, V., HASALA, I., KRŮPA, P.: Jaderná elektrárna Dukovany, měření šachty lokalizace havárie GO 3. bloku, Technická zpráva k měřením prováděným uvnitř objektu šachty lokalizace havárie a srovnání s výsledky vnějšího geodetického měření 18. až 19. 9. 2016; BESTEX, spol. s r. o.; Brno; listopad 2016
- [28] ŠTĚPÁNEK, P., GIRGLE, F., ZLÁMAL, M., HASALA, I.: JE Dukovany - Studie stanovení zkušebního přetlaku šachty lokalizace havárií - Příloha 2 - Deformace měřené in-situ na blocích 1 až 4; Vysoké učení technické v Brně; Brno; únor 2015
- [29] PRŮCHA, J. a kol.: Draft Zadání k vypracování Projektu měření deformací ŠLH při „Ověřovací zkoušce 1. RB EDU“; Temelín; srpen 2015
- [30] PRANDORFY, M.: Harmonogram overovacej skúšky PIS a PERIZ EDU
- [31] Projektová dokumentace pro provedení pevných měřících bodů s názvem: "JE Dukovany – TPo 7459 Instalace pevných měřících bodů v plynojemech 2., 3. a 4. bloku - DC1 - 2. blok, Projektová dokumentace pro provádění stavby (PDPS)", zpracovatel EGP INVEST s.r.o. Uherský Brod, 04/2016.
- [32] KUCHARCZYKOVÁ, B., DANĚK, P., MISÁK, P. a T. VYMAZAL. *Zařízení pro měření poměrných přetvoření betonu a cementových kompozitů*. 2011. ČR. CZ 21600 U1 Užité vzor. Přihlášeno 13.10.2010. Uděleno 12.1.2011. Zapsáno 3.1.2011.
- [33] VYMAZAL, T., DANĚK, P. KUCHARCZYKOVÁ, B. a P. MISÁK. Způsob kontinuálního měření hmotnostních úbytků cementových kompozitů v raném stadiu tuhnutí a tvrdnutí a zařízení k provádění tohoto způsobu. 2015. ČR. CZ 304898 B6 Patent. Uděleno 26.11.2014. Zapsáno 7.1.2015.
- [34] Daněk, P., Problematika dlouhodobého sledování Hybridních mostních konstrukcí, Disertační práce, Brno, 2005, Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavebního zkušebnictví
- [35] DANĚK, P. Využití tenzometrie pro měření fyzikálně-mechanických vlastností vysokopevnostních betonů. In Juniorstav 2004. Brno. 2004. p. 1 - 4. ISBN 80-214-2560-1.

- [36] DANĚK, Petr; ŽÍTT, Petr. *Únosnost ŽB nosníků při alternativních okrajových podmínkách*. In Experiment 04. Brno, CERM. 2004. p. 411 - 416. ISBN 80-7204-354-4.
- [37] ZICH, M.; DANĚK, P.; LÁNÍK, J. *Monitoring nádrží v loukově během zatěžovací zkoušky*. In Konference zkoušení a jakost ve stavebnictví. Brno, VUT Brno. 2010. p. 147 - 156. ISBN 978-80-214-4144-6
- [38] ZICH, M.; DANĚK, P.; LÁNÍK, J., *Měřicí systém napjatosti betonových nádrží na naftu*, Inženýrské stavitelství, VUT v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí, Funkční vzorek, 2011
- [39] ZICH, M.; DANĚK, P.; LÁNÍK, J.; MICHÁLEK, L. *Monitoring chování nádrží*. In *Sborník příspěvků 16. betonářské dny 2009*. 2009. Hradec Králové: ČBS Servis, 2009. s. 487-491. ISBN: 978-80-87158-20-3.
- [40] Zich. M, Vitek J. L., Kolečník P., Sliwka P., *Předjaté nádrže Loukov*, str. 233-240 sborníku konference Betonářské dny 2009, ISBN 978-80-87158-20-3.
- [41] DANĚK, Petr; SCHMID, Pavel. *Sledování napětí podélných volných kabelů hybridní mostní konstrukce*. In Experimental Stress Analysis 2003. Brno, Copyright. 2003. p. 89 - 90. ISBN 80-214-2314-5
- [42] DANĚK, P. *Dlouhodobé sledování hybridní mostní konstrukce*. In 4. Odborná konference doktorského studia. Brno, Vysoké učení technické v Brně, fakulta stavební. 2002. p. 65 - 68. ISBN 80-214-2067-7.
- [43] DANĚK, P. *Sledování stavby mostu přes řeku Odru*. In Konstrukce a dopravní stavby III. Brno, CERM. 2003. p. 43 - 48. ISBN 80-7204-265-3.
- [44] Daněk P., Schmid P., *Dlouhodobé sledování nosné konstrukce mostu - objekt 8221 na dálnici D4708.2 přes řeku Odru, průplav a sběrač D, zprávy o sledování mostu, v letech 2002-2008*, VUT FAST Brno.
- [45] ZICH, M.; DANĚK, P.; HUSTÝ, F. *Dlouhodobé sledování spřaženého ocelobetonového mostu přes Odru na dálnici D47*. In Sborník příspěvků 18. mezinárodního symposia MOSTY/BRIDGES2013. 2013. Brno, Sekurkon s.r.o. 2013. p. 205 - 210. ISBN 978-80-86604-60-2.
- [46] DANĚK, P., SCHMID, P., ROZSYPALOVÁ, *Dlouhodobé sledování a měření v průběhu zatěžovací zkoušky objektu F211 – dálniční most mezi tunely*, Objednatel: Valbek, spol s r.o., listopad 2016
- [47] www.hbm.cz
- [48] www.kelag.ch
- [49] www.mikro-epsilon.cz
- [50] www.cometsystem.cz
- [51] www.kyowa-ei.com
- [52] www.sysgeo.com
- [53] www.alcomex.cz

Seznam použitých zkratk a symbolů

BZK	Ústav betonových a zděných konstrukcí
SZK	Ústav stavebního zkušebnictví
FAST	Fakulta stavební
VUT	Vysoké učení technické v Brně
HBM	Hottinger Baldwin Messtechnik
SHP	Stráský, Hustý a partneři Brno, spol. s r.o.
HPC	Vysokohodnotný beton
PE	Polyetylen
HDPE	Polyetylen s vysokou hustotou
ME	Magnetoelastický snímač
TDA	Časově závislá analýza
CP	Vodivý plast
PBŘ	Požárně bezpečnostní řešení
V	Východ
SV	Severovýchod
MSCB	Moravian science centrum Brno
BVV	Brněnské výstaviště
LSK	Lehká střešní konstrukce
EDU	Elektrárna Dukovany
JEDU	Jaderná elektrárna Dukovany
JE	Jaderná elektrárna
RB	Reaktorový blok
HVB	Hlavní výrobní blok
HZ	Hermetická zóna
ŠLH	Šachta lokalizace havárie
OZIK	Ověřovací zkouška integrity kontejnmentu
PERIZ	Periodická integrální zkouška
OSTD	Ohybový tenzometrický snímač deformací
w/c	vodní součinitel
ΔR	Změna odporu tenzometru
R	Odpor tenzometru
K	Tzv. „k – faktor“ tenzometru
ε	poměrné přetvoření
$\Delta\varepsilon$	změna poměrného přetvoření
σ	mechanické napětí
T	Teplota
$\mu(0,0)$	Počáteční permeabilita oceli při nulovém napětí a nulové teplotě

m	Magneto-elastický koeficient
α	Teplotní koeficient permeability
f_y	Napětí na mezi kluzu
f_u	Napětí na mezi pevnosti
Q	Offset snímače
m_{U_x}	Vypočtená hmotnost pro daný váhový člen
H_{U_x}	Přepočtový koeficient hmotnost/výška
h_{U_x}	Výška hladiny v dané nádobě U_x
$\Delta v_{UI/y}$	Výšková změna závěsného bodu