

VĚDECKÉ SPISY VYSOKÉHO UČENÍ TECHNICKÉHO V BRNĚ

*Edice Habilitační a inaugurační spisy, sv. 422*

*ISSN 1213-418X*

**Miloš Zich**

**PROJEKTY SLEDOVÁNÍ,  
JEJICH REALIZACE  
A ANALÝZA DLOUHODOBÉHO CHOVÁNÍ  
BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ**

Vysoké učení technické v Brně  
Fakulta stavební  
Ústav betonových a zděných konstrukcí

**Ing. Miloš Zich, Ph.D.**

**Projekty sledování, jejich realizace a analýza dlouhodobého  
chování betonových konstrukcí**

Design and execution of monitoring and analysis of long-term  
behaviour of concrete structures

Zkrácená verze habilitační práce



Brno 2012

## **KLÍČOVÁ SLOVA**

sledování betonových konstrukcí, dlouhodobé chování, betonové mosty, budovy, nádrže, dlouhodobé průhyby, smršťování, dotvarování, materiálové vlastnosti, numerická analýza

## **KEY WORDS**

monitoring of concrete structures, long-term behaviour, concrete bridges, buildings, tanks, long-term deflections, shrinkage, creep, material properties, numerical analysis

## **MÍSTO ÚLOŽENÍ PRÁCE**

Originál práce je uložen v archívu PVO FAST v Brně.

© Miloš Zich, 2012

ISBN 978-80-214-4497-3

ISSN 1213-418X

## OBSAH

PŘEDSTAVENÍ AUTORA.....	4
1 ÚVOD .....	5
2 PŘEHLED SOUČASNÉHO STAVU.....	5
2.1 Obecný význam dlouhodobého sledování .....	5
2.2 Koncepční přístup ke sledování betonových konstrukcí.....	5
2.3 Shrnutí kapitoly.....	9
3 STANOVENÍ ZÁKLADNÍCH CÍLŮ PRÁCE.....	9
4 LETMOBETONOVANÝ MOST PŘES VLTAVU U VEPŘEKU .....	10
4.1 Popis mostu a prováděných měření .....	10
4.2 Porovnání naměřených a vypočtených veličin.....	11
4.3 Shrnutí kapitoly.....	14
5 MOST Z VYSOKOPEVNOSTNÍHO BETONU U IVANOVIC.....	15
5.1 Popis mostu a prováděných měření .....	15
5.2 Porovnání naměřených a vypočtených veličin.....	16
5.3 Shrnutí kapitoly.....	17
6 MOST PŘES ŘEKU ODRU A ANTOŠOVICKÁ JEZERA.....	18
6.1 Popis mostu a prováděných měření .....	18
6.2 Měření během zatěžovací zkoušky mostu .....	20
6.3 Naměřené hodnoty přetvoření v nosné konstrukci .....	20
6.4 Časová analýza chování pylonu .....	20
6.5 Shrnutí kapitoly.....	22
7 OCELOBETONOVÝ MOST PŘES ŘEKU OSTRAVICI.....	23
7.1 Popis mostu a prováděných měření .....	23
7.2 Porovnání naměřených a vypočtených veličin.....	23
8 OCELOBETONOVÝ MOST PŘES ŘEKU ODRU.....	25
8.1 Popis mostu a prováděných měření .....	25
8.2 Porovnání naměřených a vypočtených veličin.....	26
9 SLOUPY Z VYSOKOPEVNOSTNÍHO BETONU V BRNĚ.....	27
9.1 Popis budovy a prováděných měření .....	27
9.2 Porovnání naměřených a vypočtených veličin.....	27
10 PŘEDPJATÉ NÁDRŽE NA NAFTU V LOUKOVĚ.....	29
10.1 Stručný popis konstrukce .....	29
10.2 Vybavení nádrží měřickým zařízením .....	30
10.3 Ověření vlastností kluzné spáry .....	32
10.4 Analýza chování stěn včetně vystýlky .....	33
10.5 Shrnutí kapitoly.....	35
11 ZÁVĚR.....	36
12 VYBRANÁ LITERATURA .....	38
13 SUMMARY .....	40

## PŘEDSTAVENÍ AUTORA

Jméno a příjmení: Miloš Zich  
Datum a místo narození: 23. 1. 1971 v Novém Městě na Moravě  
Adresa zaměstnavatele: Ústav betonových a zděných konstrukcí  
Fakulta stavební VUT v Brně,  
Veveří 331/95, 602 00 Brno, ČR  
Telefon: 541 14 7860,  
Email: zich.m@fce.vutbr.cz



### Vzdělání pedagogické a vědecké hodnosti:

- 1985 - 1989 Gymnázium ve Žďáře nad Sázavou,
- 1989 - 1994 Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Obor: pozemní stavby se zaměřením na betonové konstrukce,
- 1994 - 1997 Interní postgraduální studium na Ústavu betonových a zděných konstrukcí Vysokého učení technického v Brně, obor teorie konstrukcí,
- 2002 obhájena disertační práce (VUT Brno) na téma Analýza letmobetnovaných mostů s ohledem na diferenční smršťování a ochabnutí smykem.

### Zaměstnání, pracovní zařazení a funkce:

- 1997 - doposud odborný asistent na Ústavu betonových a zděných konstrukcí VUT FAST Brno,
- 1994 - 1999 Stavospol, spol. s. r. o., – projektant a konzultant firmy,
- 1999 - 2003 Huryta, spol. s. r. o., zodpovědný projektant a konzultant firmy,
- 2007 - Stráský Hustý a partneři spol. s. r. o., zodpovědný projektant.

### Další odborná praxe:

- 2002 autorizace ČKAIT v oboru Statika a dynamika,
- 2002 autorizace ČKAIT v oboru Pozemní stavby,
- 2009 autorizacia v oboru Inženieer pre statiku stavieb (Slovenská republika).

### Odborné a výzkumné zaměření:

Navrhování konstrukcí pozemních a mostních staveb. Provádění statických výpočtů staveb. Plánování a realizace dlouhodobého sledování konstrukcí mostů, budov a nádrží in-situ. Analýza skutečného chování konstrukcí zohledňující postup výstavby a reologické vlastnosti betonu. Odborné a znalecké posudky v oboru statiky betonových konstrukcí.

### Vyučované předměty:

1L8 Betonové konstrukce, 1L9 Betonové konstrukce, 5L8 Základové konstrukce, BL01 Prvky betonových konstrukcí, BL04 Vodohospodářské betonové konstrukce, BL53 Betonové konstrukce III, BL13 Vybrané statě z nosných konstrukcí budov, CL01 Předpjatý beton. Vedení diplomových a bakalářských prací z oboru betonových a zděných konstrukcí.

### Publikační činnost a granty:

Publikací celkem více jak 51, více jak 39 odborných a znaleckých posudků. Do roku 2011 člen řešitelských kolektivů více jak 6 výzkumných projektů (GAČR, MPO, CIDEAS, Výzkumný záměr MŠMT ČR apod.).

# 1 ÚVOD

Moderní stavební konstrukce jsou navrhovány v kombinaci monolitického a nebo prefabrikovaného betonu, s ocelí, předpjatými kabely a závěsy apod. V návrhu konstrukcí bývá též obsaženo mnoho inovativních prvků ve tvaru nosné konstrukce, použití vysokopevnostního betonu, použití netradičních postupů výstavby apod. U většiny takových konstrukcí dochází v důsledku dotvarování a smršťování betonu k výrazné redistribuci vnitřních sil, růstu deformací apod. Při statickém řešení konstrukce proto bývá nutné přijmout řadu předpokladů o statickém chování jednotlivých prvků i celé konstrukce, které je třeba ověřit měřeními v průběhu výstavby konstrukce a vytvořit tak zároveň i podmínky pro dlouhodobé sledování konstrukce po jejím uvedení do provozu.

Tato práce se zabývá dlouhodobým sledováním konstrukcí, návrhem jejich sledování, vybavením měřicí technikou, sledovanými veličinami a analýzou skutečného chování. V práci jsou uváděny autorem prováděné příklady dlouhodobého sledování konstrukcí významných mostních a pozemních staveb.

## 2 PŘEHLED SOUČASNÉHO STAVU

### 2.1 OBECNÝ VÝZNAM DLOUHODOBÉHO SLEDOVÁNÍ

Práce se zabývá sledováním chování konstrukcí z hlediska jejich statické funkce, která je nejzákladnější funkcí všech staveb. Problémy v oblasti statického působení konstrukcí mohou mít totiž často fatální následky a jen velmi těžko, nebo za vynaložení značných finančních nákladů, se napravují. Pravidelné sledování může upozornit na možný havarijný stav těchto konstrukcí, přičemž provedením včasné opravy se tak zabrání jejich případnému kolapsu.

V dnešní době jsou konstrukce navrhovány z nových, dříve neznámých materiálů, ke kterým ještě normové předpisy neexistují. Materiály se testují jen v laboratorních podmínkách a není známo jejich dlouhodobé chování in-situ, jejich časová degradace. Konstrukce jsou budovány za použití netradičních, dříve nevyzkoušených postupů. Je snaha navrhovat architektonicky netradiční tvary budov, které svým tvarem vyžadují komplikované statické řešení. Navrhují se konstrukce smělejší, štíhlejší, náchylnější na mezní stavy použitelnosti. Dochází ke změně užívání konstrukcí, jejich rekonstrukcím, tedy ke změnám zatížení, případně i změnám statického schématu apod. Přičteme-li k tomu časté nedostatky technologického procesu stavby, znásobuje to nutnost tyto konstrukce dlouhodobě sledovat, vyhodnocovat a posléze poznatky přenést do normových předpisů. Dlouhodobé sledování a zpětná analýza konstrukcí má i značný význam pro jejich investory a majitele, kteří potřebují znát časový vývoj chování konstrukcí s ohledem na plánování údržby, oprav a případných rekonstrukcí. Analýza sledování skutečného chování konstrukcí přispívá k trvale udržitelnému rozvoji a vývoji staveb.

Dnešní stavby jsou natolik konstrukčně náročné, že není možné vystačit jen s vizuálním sledováním konstrukce; ke sledování každé konstrukce je třeba mít sofistikovaný přístup, často je na něj třeba pamatovat již v projektu stavby.

### 2.2 KONCEPČNÍ PŘÍSTUP KE SLEDOVÁNÍ BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

Cílem provádění dlouhodobého sledování konstrukcí je porovnat reálné hodnoty sledovaných charakteristik, obvykle s predikcí uvažovanou při projektu konstrukce, případně s upřesněnou analýzou dle skutečného postupu výstavby. Pro realistické vyjádření dlouhodobého chování betonových konstrukcí mají rozhodující význam reologické účinky. Při současném stavu poznání podstaty reologického působení betonu na konstrukce a stávající úrovni dostupných měřicích systémů nelze stanovit jednoznačnou a obecně platnou metodiku měření pro všechny typy konstrukcí. Je však nutné dodržet základní zásady pro daný způsob měření tak, aby bylo dosaženo

požadované přesnosti při vyhodnocení sledovaných jevů. V průběhu posledních 15 let byl pracovníky ÚBZK VUT FAST (doc. Navrátil, Ing. Zich) ve spolupráci ÚSZ VUT FAST (Doc. Schmid, Ing. Daněk) navržen a uplatňován níže uvedený koncepční přístup sledování významných konstrukcí, [32]. Postup vyplývající z mnohaletých zkušeností při sledování převážně předpjatých mostů je možno aplikovat i pro sledování jiných významných inženýrských staveb, jako jsou předpjaté nádrže, výškové budovy apod. Postup při provádění sledování lze shrnout do následujících bodů:

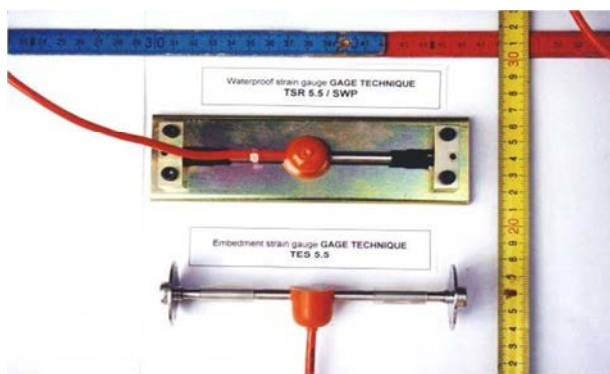
- přípravná fáze - provedení statické analýzy konstrukce, projektu sledování,
- vybavení konstrukce měřickým zařízením,
- provedení standardních materiálových zkoušek,
- provedení měření smršťování a dotvarování na zkušebních vzorcích,
- sledování konstrukce v době výstavby a následně po uvedení do provozu,
- fáze vyhodnocení měření - provedení upřesněné statické analýzy.

### 2.2.1 Provedení statické analýzy konstrukce

Sledování dlouhodobého chování mostů musí vycházet ze statické analýzy konstrukce a z analýzy reologického působení betonu. Analýza je pochopitelně prováděna v rámci projektu stavby, jehož musí být vždy nedílnou částí. Na základě těchto výpočtů lze pak stanovit rozsah a vlastní cíl měření, vybrat sledované řezy a specifikovat mechanické a fyzikální veličiny, mající pro chování dané konstrukce rozhodující význam. Pro jakoukoliv konstrukci je nutné vypracovat podrobný projekt sledování.

### 2.2.2 Vybavení konstrukce měřickým zařízením

U betonových konstrukcí obvykle sledujeme: poměrná přetvoření betonu, teplotu betonu, teplotu a vlhkost vzduchu, velikost předpínací síly, průhyby konstrukce apod.



Obr. 2.1 Tenzometry firmy Gage Technique, nahore příložený pro umístění na povrchu betonu, dole pro zabudování do betonu

Pro dlouhodobé měření **poměrných přetvoření** se osvědčila měření prováděná pomocí **strunových tenzometrů**, umístěných obvykle uvnitř betonu. Princip tenzometrů spočívá v měření vlastní frekvence struny, která se mění s mechanickým napětím. K jejich výhodám patří především dlouhodobá stabilita a deklarovaná přesnost měření přetvoření až  $1 \times 10^{-6}$ . Dále odolnost proti poškození při jejich montáži. V rámci projektů, uvedených v této práci, je využíváno převážně tenzometrů firmy Gage Technique, Obr. 2.1. Další možností měření poměrného přetvoření je použití **odporových tenzometrů** využívajících změny odporu v důsledku

mechanického namáhání. Čidla lze buď lepit na již zatvrdlý beton a měřit tak přetvoření na povrchu betonu, nebo je instalovat na vhodném typu nosiče vlastní konstrukce do armokoše před betonáží a měřit tak přetvoření uvnitř betonu. Obecně je použití odporových tenzometrů poměrně výhodné pro měření okamžitých změn poměrného přetvoření, která nejsou ovlivňována změnami teplot a zvýšenou vlhkostí. Pro dlouhodobá měření se příliš neosvědčily, zejména z důvodu špatné kompenzace vlivu teplot, relativně nízké přesnosti měření, případně



problematické dlouhodobé stability a vysoké pracnosti provedení dokonalé teplotní kompenzace. **Mechanická měření** poměrného přetvoření se provádějí různými typy přenosných sázecích dilatometrů (např. Hollanův s číselníkovým úchylkoměrem s rozlišitelností  $\pm 0,001$  mm) na měřických základnách délky 200 mm. Lze sice dosáhnout přesnosti až  $5 \times 10^{-6}$ , ale dle našich zkušeností pouze za ideálních podmínek na vodorovné měřické základně při vyvození konstantního přítlaku. Měření je navíc pracné, obtížně automatizovatelné. Z toho důvodu je toto měření v současné době používáno jen v omezené míře (např. pro kontrolu).

**Teploty** způsobené v konstrukci klimatickými účinky mohou nabývat značných hodnot a významu. Je třeba důsledně měřit teploty betonu a eliminovat jejich vliv z naměřených výsledků. Měření teploty betonu lze s výhodou provádět čidly, která jsou součástí zabudovaných strunových tenzometrů (Obr. 2.1) prostřednictvím odporu cívky tenzometrů, který se mění s teplotou. Případně je možno použít jiná samostatná odporová čidla.

Pro správné vyhodnocení reologických jevů je třeba sledovat průběžně **vlhkost a teplotu okolního prostředí konstrukce**. Pro měření in-situ se osvědčily např. registrační vlhkoměry a teploměry (data logger S3120) od firmy Comet System Rožnov pod Radhoštěm.

Zjištění správné úrovně napětí **v předpínací výztuži je pro chování mostu** (u předpjatých konstrukcí) stejně důležité jako stanovení celkového stálého zatížení (vlastní tíhy a ostatního stálého zatížení). Pro dlouhodobá měření je využíváno měření tzv. magnetoelastickými snímači předpínací síly [35]. Princip měření spočívá v tom, že při mechanickém namáhání oceli se mění její magnetické charakteristiky. Ze změny magnetických vlastností je možné určit změnu mechanického napětí, resp. poměrného přetvoření.

V případě dlouhodobého sledování konstrukcí (mostů) je třeba měřit **především svislé průhyby** a případně vodorovná posunutí. S ohledem na relativně ekonomicky i časově nenáročnou přípravu lze pro měření průhybů doporučit jednoznačně geodetická měření. V podélném směru mostů by měly být dvě geodetické značky umístěny minimálně u každé podpory a ve středu jednotlivých polí. Dále je nutné zajistit sledování svislých deformací montážních podpor a spodní stavby. Geodetické sledování je vhodné koncipovat tak, aby bylo použitelné jak během výstavby, tak i následně během provozu bez nutnosti přenášení výšek (např. z nosné konstrukce na římsy). Geodeticky prováděné měření průhybů mostů je jedna z nevhodnějších metod sledování. Je třeba si uvědomit, že měření pomocí strunových tenzometrů sleduje chování konstrukce v lokálních místech, zatímco geodeticky je sledováno chování konstrukce jako celku.

### 2.2.3 Provedení materiálových zkoušek

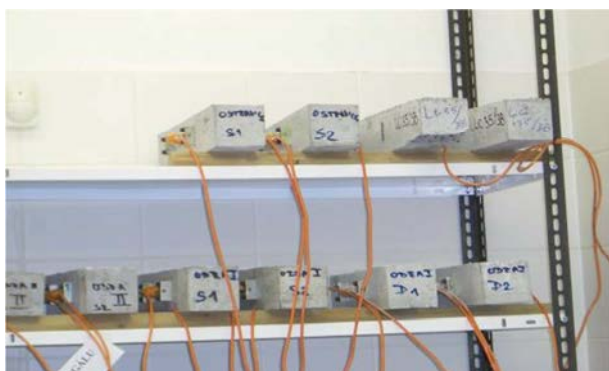
Návrh zkoušek má za cíl ověřit nezávisle výsledky zkoušek prováděných dodavatelem stavby. Jde zejména o ověření staticky významných vlastností: krychelné pevnosti betonu, hranolové pevnosti betonu, statického modulu pružnosti betonu, objemové tíhy materiálů. Zkoušky je vhodné provádět z betonové směsi odebrané přímo na stavbě. Zkušební vzorky se poté zhutní a ošetří obdobně, jak je prováděno hutnění betonu vlastní stavby. Jedna sada odebraných vzorků je obvykle tvořena třemi krychlemi 150/150/150 a šesti hranoly 400/100/100 (tři pro hranolovou pevnost a tři pro modul pružnosti). Zkoušky se provádějí dle platných ČSN a EN norem ve stáří betonu 28 dní nebo v časech předpokládaného předepnutí konstrukce.

### 2.2.4 Provedení měření smršťování a dotvarování na zkušebních hranolech

Jedním z rozhodujících jevů z hlediska statického výpočtu je reologické působení betonu. Ačkoliv pro vyjádření dotvarování a smršťování byla v minulosti vyvinuta řada teorií, skutečné chování bývá často velmi rozdílné. Proto se doporučuje využít některého z moderních modelů (B3 a EN 1992-2) a predikci reologie stanovit na základě složení a pevnosti betonu, dále predikci upřesnit na základě laboratorních zkoušek (dlouhodobého sledování).



Pro sledování dotvarování a smršťování betonu na laboratorních vzorcích se dříve využívalo mechanických dilatometrů. Dnes se pro kvalitní měření smršťování využívají v podstatě jen strunové tenzometry, upevněné na povrch betonu přes speciální kotevní desky, nebo u větších vzorků zabetonované dovnitř. Podle rozsahu stavby se během výstavby obvykle vyrobí jedna



Obr. 2.2 Uložení vzorků pro sledování smršťování betonu v klimatizované laboratoři

i více sad hranolů. Jedna sada obsahuje cca 5 hranolů 400/100/100 (400/80/80). Dva hranoly slouží pro sledování smršťování, dva pro sledování dotvarování ve speciálních lisech a jeden pro sledování úbytků hmotnosti. Vzorky se vyrobí na stavbě a po zatuhnutí jsou uloženy ve vodním prostředí a následně převezeny do klimatizované laboratoře, kde jsou uloženy při konstantní teplotě 20 °C a vlhkosti vzduchu cca 60 %, Obr. 2.2.

Vhodné je provést obdobné sledování vzorků i přímo na stavbě při proměnné vlhkosti vzduchu. Je to ale podstatně náročnější na přípravu a vyhodnocení.

### 2.2.5 Sledování výstavby konstrukce

Konstrukci je třeba sledovat již od samotného počátku výstavby, včetně všech montážních podepření, zatížení či předpětí, i zdánlivě nesouvisejících s dlouhodobými vlastnostmi. Měření jsou obvykle během výstavby prováděna ve všech významných fázích konstrukce: provedení nosné konstrukce, předepnutí kabelů, odstranění montážních podpěr, položení ostatního stálého zatížení, při zatěžovací zkoušce apod. Po uvedení do provozu se konstrukce sleduje v prvním roce cca 4× ročně, v druhém 2×, v třetím 1× a následně s periodou po cca 5 letech. Měření se provádí v čase, kdy jsou vyrovnány teploty v konstrukci (brzo ráno, na jaře a na podzim).

### 2.2.6 Analýza dlouhodobého chování

Analýza dlouhodobého chování betonových konstrukcí je úzce spjatá s časovou analýzou konstrukcí vystihující reologické jevy betonu, změnu statického systému apod. V současné době je pro tuto analýzu u nás nejrozšířenější výpočetní program TDA [N9]. Jedná se o prutový výpočetní program rovinných úloh, jehož teoretické základy jsou popsány v [36]. Umožňuje řešit konstrukce podle různých funkcí dotvarování a smršťování definovaných v ČSN 73 6207 [N8] a ČSN 73 1201 [N7], podle doporučení CEB-FIP 78 [N5] a CEB-FIP 90 [N6], podle modelu B3 [N4] a dále podle modelů EC2 [N1], [N2] aj. Z jiných profesionálních programů pro časovou analýzu se využívají např. program korejské firmy Midas IT a rakouské firmy TDV.

Všechny uvedené informace uvedené v kapitolách 2.2.1 až 2.2.5 je dále možné použít pro **vypracování výpočtového modelu dle skutečného postupu prací**, tzn. upřesněné analýzy.

Porovnání naměřených a vypočtených průhybů není problém, neboť deformace v jednotlivých uzlech modelu jsou primárním výstupem programu [N9]. Hodnoty je třeba vždy upravit o vliv změn teploty. Řešíme to zadáním časového uzlu (fáze výstavby) v čase měření, do kterého je zadáno zatížení od teploty, které získáme z naměřených dat o teplotě betonu.

Při vyhodnocování poměrného přetvoření betonu si je třeba uvědomit, že změna naměřené hodnoty poměrného přetvoření je součtem hodnot změn od mechanického přetvoření (vzniklé od změny napětí) a změn nemechanického přetvoření (jehož původcem není napětí, ale smršťování dotvarování, teplota).

## 2.3 SHRUTÍ KAPITOLY

Dlouhodobé sledování konstrukcí vyžaduje pečlivou přípravu měření spočívající nejen v rozboru statického chování konstrukce a výběru sledovaných řezů a míst konstrukce, ale také v dokonalém laboratorním zjištění materiálových vlastností, především dotvarování a smršťování betonu ve speciálních lisech, modulu pružnosti a součinitele teplotní roztažnosti. Při plánování sledování, jeho realizaci i vyhodnocování je nezbytná osobní účast projektanta konstrukce. Zamezí se tak řadě chyb v pochopení statického chování konstrukce, v měření i ve vlastní interpretaci výsledků měření. V předchozích odstavcích je popsán ideální postup provádění sledování betonových konstrukcí a následná analýza skutečného chování konstrukcí. Je uveden přehled možného sledování používaný na ÚBZK VUT FAST v Brně. Tím je podán komplexní náhled na tuto problematiku. V žádném případě si autor nekladl za cíl uvést všechny možné metody sledování, měření a analýzy. Postup je do značné míry nutno přizpůsobit danému typu konstrukce. V neposlední řadě je nutné při plánování měření vzít v úvahu značnou finanční náročnost. Z toho důvodu se navržený postup plně uplatní jen u velmi významných a inovativních konstrukcí.

## 3 STANOVENÍ ZÁKLADNÍCH CÍLŮ PRÁCE

Jedním z předpokladů správné analýzy dlouhodobého chování betonovaných konstrukcí je zajištění vybavení konstrukcí dostatečně kvalitním měřicím zařízením, schopným dlouhodobého sběru dat. Významná část práce se proto zabývá uvedením návrhu a skutečného vybavení měřickým zařízením řady mostních konstrukcí, konstrukcí pozemních staveb a výsledků jejich měření. Vždy se jedná o konstrukce využívající jako nosný prvek převážně předpjatý beton, železobeton, případně jde o konstrukce spřažené.

V práci jsou uvedené konstrukce dále výpočtově analyzovány, přičemž naměřená data jsou porovnána s vypočtenými. Pro řešení časové analýzy je využíváno programu TDA [N9]; povětšinou jsou vytvořeny upřesněné výpočetní modely, které nejsou běžně prováděné v projekční praxi. Jsou vysvětlovány možné rozdíly naměřených a vypočtených hodnot.

Cíle habilitační práce lze shrnout do následujících bodů:

1. Uvést autorem práce prováděné *projekty a realizace dlouhodobého sledování* a měření konstrukcí s uplatněním navrženého koncepčního přístupu k sledování betonových konstrukcí. Popsat statický a konstrukční systém sledovaných objektů. Popsat vybavení těchto objektů měřickým zařízením.
2. Uvést *základní výsledky dlouhodobého sledování*. Popsat provedená měření. Popsat prováděná doprovodná měření a laboratorní zkoušky.
3. Provést *srovnání vybraných výsledků měření s výpočty*. Ověřit tak předpoklady projektů, zejména s ohledem na dlouhodobé chování. Dát doporučení pro návrh, analýzu a výstavbu obdobných konstrukcí.

V následujících kapitolách je uvedeno autorem prováděné dlouhodobé sledování následujících pěti **mostních konstrukcí**:

*Letmobetovaný most na dálnici D8 u Vepřeku přes řeku Vltavu, most z vysokopevnostního betonu na dálnici D1 u Ivanovic na Hané, zavěšený most na dálnici D47 přes Odru a Antošovická jezera, ocelobetonový most na dálnici D47 přes Ostravici a ocelobetonový most na dálnici D47 přes Odru.*

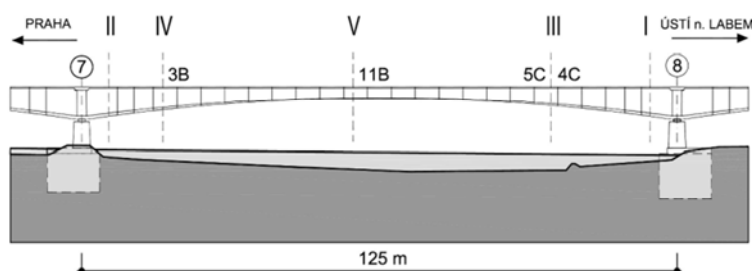
Dále je uvedeno sledování dvou konstrukcí **pozemních staveb**:

*Sloupy z vysokopevnostního betonu obchodního domu v Brně a předpjatých nádrží na naftu v Loukově.*

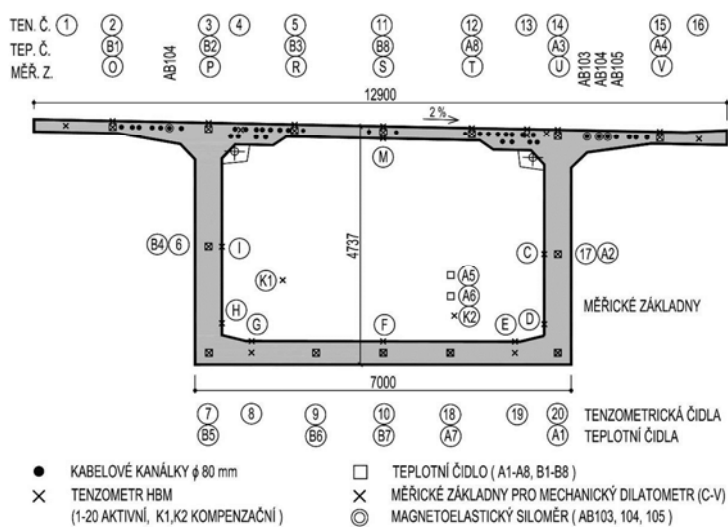
## 4 LETMOBETONOVANÝ MOST PŘES VLTAVU U VEPŘEKU

### 4.1 POPIS MOSTU A PROVÁDĚNÝCH MĚŘENÍ

V této kapitole je analyzována nosná konstrukce dálničního mostu přes řeku Vltavu u Vepřeku, Obr. 4.1. Konstrukce dálničního mostu je tvořena spojitým komorovým nosníkem o devíti polích s rozpětím 33,2 + 5 × 43,0 + 69,0 + 125,0 + 69,0 m. Hlavní (125 m) a jemu přilehlá pole mostu jsou prováděna technologií letmé betonáže, ostatní pole jsou betonována na pevné skruži. Výška komorového nosníku je v zárodku nad podporou 6,9 m a ve středu pole 2,5 m. Projektantem mostu byla firma ProMo spol. s r. o. Praha, [1].



Obr. 4.1 Podélný řez hlavním polem mostu a poloha měřických řezů



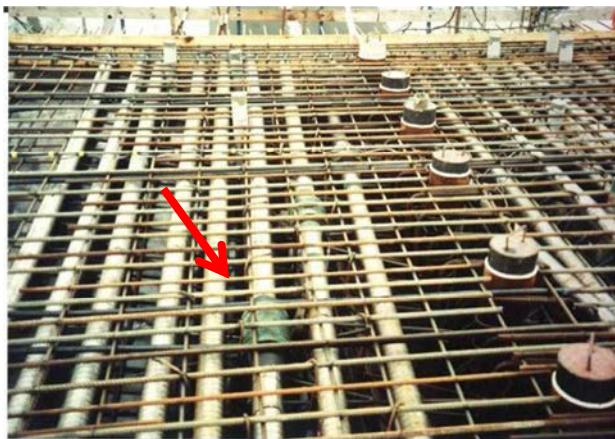
Obr. 4.2 Rozmístění měřicích zařízení v řezu IV

na horní desce byly odstraněny před položením izolace na most. Jednotlivé základny jsou tvořeny mosaznými terčíky, které jsou osazeny na beton pomocí pečtního vosku ve vzdálenosti 200 mm. V měřickém řezu IV bylo během výstavby zabetonováno celkem 22 odporových tenzometrických elementů HBM pro měření změny poměrné deformace betonu - zejména pro sledování změn nerovnoměrného rozdělení normálového napětí po šířce mostovky během montáže mostu. Dva kompenzační tenzometry jsou zabetonovány v kovových nádobách v dutině mostu. Ostatní tenzometry jsou osazeny po průřezu mostu, Obr. 4.2. Pro dlouhodobé sledování předpětí byly na předpínacích kabelech v řezu IV osazeny čtyři a v řezu V šest magnetoelestatických snímačů pro měření předpínací síly v kabelech, Obr. 4.3. Jeden snímač je kompenzační a jeden slouží pro kalibraci. Kalibrace snímačů byla provedena přímo při napínání kabelů (na jednom kabelu byly osazeny dva snímače).

Autor této práce v průběhu výstavby mostu v letech 1995 až 1996 zaštiťoval měření, prováděné na konstrukci mostu. V rámci [2] byla prováděna řada měření změn poměrné deformace betonu, měření teploty betonu, sledování velikosti předpětí a geodetická měření průhybu konstrukce. Uvedená měření pokračovala po dokončení mostu a po jeho uvedení do provozu v roce 1996 i v následujících letech. Poslední měření se uskutečnilo v roce 2008. Měření zde probíhá již téměř 15 let. Jedná se o nejdéle sledovanou konstrukci, uvedenou v této práci.

Na levém dálničním mostě bylo v hlavním poli o rozpětí 125 m vystrojeno celkem pět měřických řezů (I až V), Obr. 4.1. Ve všech měřických řezech bylo osazeno celkem 297 měřických základen na povrchu betonu pro měření poměrných deformací Hollanovým dilatometrem. Měřické základny jsou v řezech I a III seskupeny ve skupinách po čtyřech, v řezu II, IV a V po třech za sebou. Základny

Pro měření teplot bylo v měřickém řezu IV instalováno během betonáže 16 kusů teplotních čidel. Jednotlivá čidla jsou rozmístěna tak, aby bylo možno sledovat vliv nerovnoměrného rozdělení teploty po celém průřezu, Obr. 4.2. Celkem 14 čidel je zabetonováno společně vedle tenzometrů, jedno je zabetonované u kompenzačního tenzometru a jedno sleduje teplotu vzduchu. V řezu V bylo instalováno osm odporových teplotních čidel tak, aby bylo možno sledovat nerovnoměrné rozdělení teploty po tloušťce stěny a horní desky. Během měření mostu je též sledována teplota a vlhkost vzduchu nad mostem, případně v dutině mostu.



Obr. 4.3 Rozmístění magnetoelastických snímačů síly na konzolových kabelech

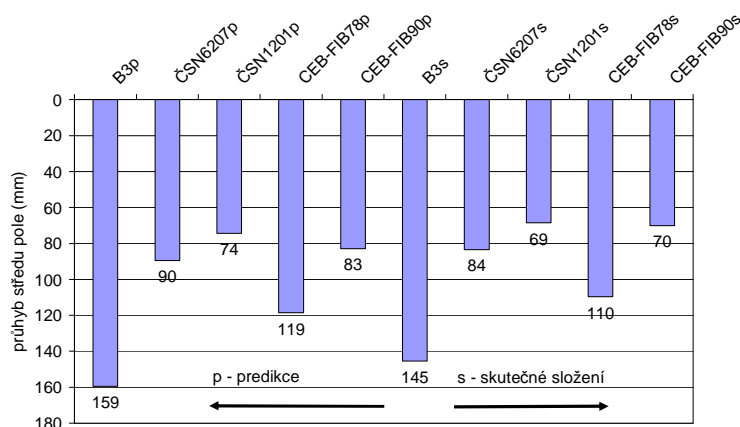
Měření byla doplněna podrobnými zkouškami pevnosti a modulů pružnosti betonu a sledováním smršťování a dotvarování na zkušebních hranolech v dutině mostu i laboratoři VUT Brno.

Během výstavby levého mostu bylo v hlavním a k němu přiléhajících polích osazeno v dutině mostu celkem 37 geodetických značek pro měření průhybů konstrukce. Geodeticky jsou sledovány i deformace břehových pilířů konstrukce.

## 4.2 POROVNÁNÍ NAMĚŘENÝCH A VYPOČTENÝCH VELIČIN

### 4.2.1 Stručný popis provedených analýz

Porovnání naměřených a vypočtených veličin bylo velmi podrobně provedeno v dřívějších pracích Navrátila a autora [2], [3], [4], [5], [6], [7], [33], [34]. Byla provedena rozsáhlá studie výpočtů průhybů hlavního pole dle různých norem programem TDA [N9]. Na základě této studie je na Obr. 4.4 uvedeno srovnání průhybu středu hlavního pole mostu v čase 100 let stanovených pro pět reologických předpisů: ČSN 73 6207, ČSN 73 1201, CEB-FIB 1978, CEB-FIB 1990 a model B3. Byly zkoumány vždy vzájemně odpovídající modely, pro které byl stanoven konečný průhyb dle projektovaného návrhu betonu (p) a pro skutečné složení betonu (s). Z obrázku plyne značný rozptyl vypočtených hodnot. Výsledky se pohybují od 69 mm pro model ČSN 73 1201s až po 159 mm u modelu B3p.



Obr. 4.4 Průhyb středu hlavního pole v čase 100let

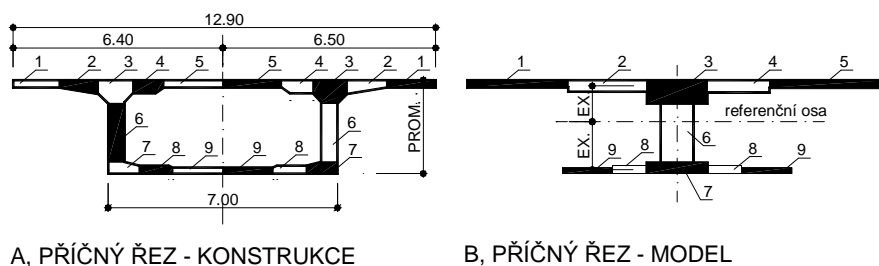
Na základě geodetického měření průhybů z let 1995 až 1999 byl jako nejlépe odpovídající skutečnosti potvrzen model B3. Již tehdy se ukázalo, že ostatní uvažované modely dlouhodobé průhyby výrazně podceňují.

Z uvedených značných rozptylů hodnot různých norem i samotného modelu B3 plyne důvod dlouhodobého sledování. Je zřejmé, že projektant by při nesprávné úvaze mohl průhyby značně podcenit.

Jak se most ve skutečnosti choval v letech 1995 až 2008 je uvedeno v následujících kapitolách. Pro porovnání je uvažován reologický model B3. Na tyto modely navazovala práce zabývající se vlivem diferenčního smršťování na dlouhodobé chování tohoto mostu, [6], [34], [38], [39].

#### 4.2.2 Stručný popis uvažovaných modelů

V modelech se předpokládá betonáž lamel vždy ve směru tečny k průhybové čáře (tedy bez korekcí betonážním vozíkem), reologický model B3 je upřesněn na základě skutečného složení a pevnosti betonu a na základě měření hranolů [2]. Vystiženy jsou i skutečné vlhkosti vzduchu okolního prostředí, skutečný průběh výstavby mostu a skutečné hodnoty předpínacích sil podélného předpětí mostu, které jsou stanoveny na základě údajů z předpínacích protokolů. Je vytvořen základní model ozn. **NE** s příčným řezem neděleným, který nezohledňuje diferenční smršťování a dotvarování. Model zohledňující tento jev je označován **DE**, [34]. Oproti nedělenému modelu byl v děleném modelu příčný řez mostu rozdělen v hlavním poli na celkem devět prvků excentricky umístěných k referenční ose, Obr. 4.5. Ostatní pole mostu byla rozdělena na tři prvky (horní deska, stěny, dolní deska). Náhradní tloušťka průřezu byla uvažována ve dvou variantách, a to pro průřez bez izolace horní desky a pro průřez s izolací horní desky vždy od času betonáže průřezu. Předpokládáme, že ve směru kolmém k izolovanému povrchu horní desky nemůže docházet ke smršťování.



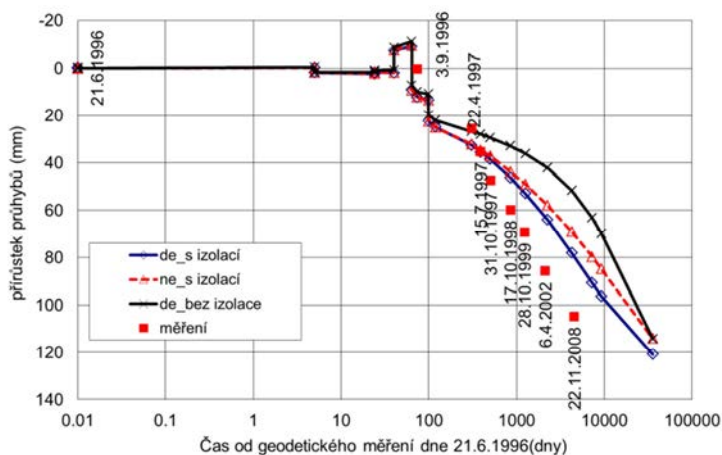
A, PŘÍČNÝ ŘEZ - KONSTRUKCE

B, PŘÍČNÝ ŘEZ - MODEL

Obr. 4.5 Rozdělení příčného řezu hlavního pole na samostatné prvky (1 - 9) – model **DE** (diferenční smršťování).

#### 4.2.1 Výsledky srovnání naměřených a vypočtených hodnot

Průběh průhybu přibližně středu hlavního pole mostu v čase je uveden na Obr. 4.6. Vypočtené deformace jsou konfrontovány s naměřenými hodnotami, opravenými o vliv teploty a o hodnoty deformací pilířů v okamžiku měření.

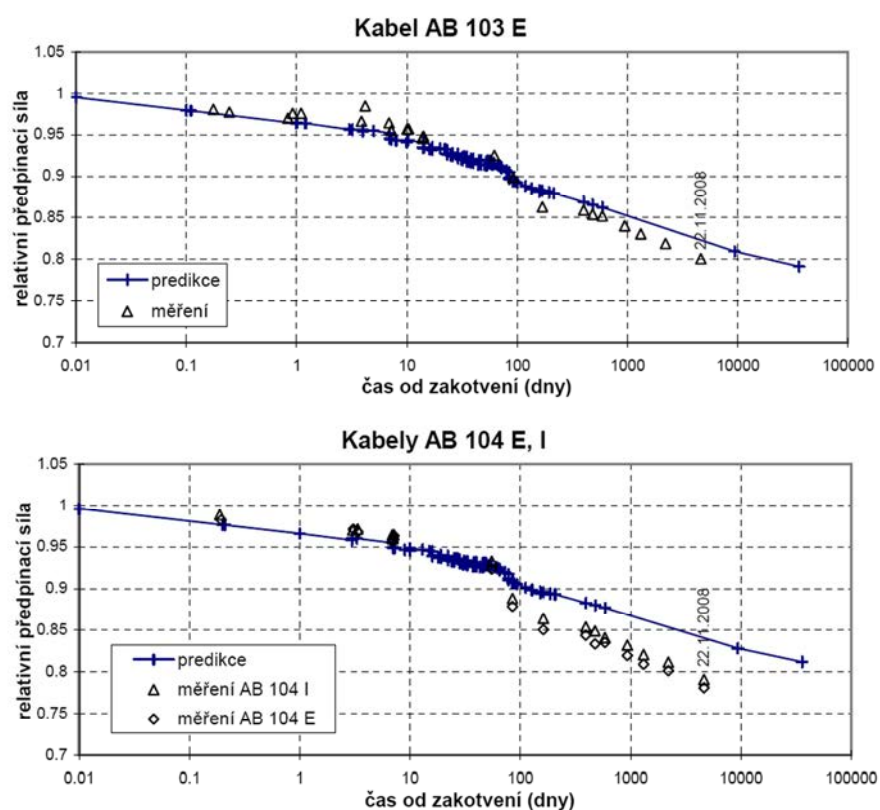


Obr. 4.6 Relativní průhyb konce lamely 11C k 21.6.1996 – vliv diferenčního smrštění

Relativní průhyby jsou vztaženy ke stavu z 21.6.1996, kdy proběhlo první geodetické zaměření po dokončení hlavní nosné konstrukce. Počátek časové osy je vztažen do období, kdy konstrukce mostu již vykazuje jasné statické schéma a je dokončeno téměř celé podélné předpětí konstrukce. Na Obr. 4.6 jsou uvedeny přírůstky průhybů pro variantu děleného (DE bez izolace a s izolací) a nedělného průřezu (NE). U všech variant je konečný přírůstek průhybů téměř stejný (114 až 120 mm). Z obrázku



se zřejmé, že přírůstky průhybů stanovené na děleném modelu s izolací v průběhu životnosti mostu výrazně lépe zohledňují skutečné deformace. Model dělený bez izolace ale deformace v čase výrazně podceňuje. Naměřené hodnoty průhybů vykazují poměrně dobrou shodu s průhyby vypočtenými na děleném modelu s izolací, i když v časovém období do jednoho roku po uvedení mostu do provozu došlo k zmenšení skutečných průhybů více, než u vypočtených průhybů. V časovém období okolo cca jednoho roku dochází k výraznému nárůstu naměřených gradientů průhybů. V dalším časovém období je již gradient průhybů děleného modelu s izolací téměř stejný jako u hodnot naměřených. Uvedený rychlejší nárůst průhybů okolo prvního roku by mohl být způsoben právě položením izolace na horní desku, a tím i změnou náhradní tloušťky průřezu. Zohlednění změny náhradní tloušťky není v současné době v programu TDA možné, změna proto není ve výpočtových modelech vystihnuta. Obdobně výsledky na děleném modelu (s izolací) vykazují lepší shodu s naměřenými hodnotami průhybů než průhyby stanovené pouze na neděleném modelu, Obr. 4.6. Například při posledním měření (22.11.2008) jsou naměřené průhyby větší než vypočtené u neděleného modelu o 35 mm a u děleného s izolací o 25 mm.



Obr. 4.7 Průběh předpínacích sil v čase

Velikost skutečného předpětí je sledováno na několika konzolových kabelech (AB 103E, 104E, 104I, 105E), dále kabelech spojitosti BC 309E, BC 309I B310E, BC303E, BC306E, BC306I. Ukázka srovnání predikce (program TDA, model B3) předpínacích sil s naměřenými hodnotami je provedena graficky na Obr. 4.7 pro kabely AB 103E, AB104I a E. V grafech je vynesena relativní síla získaná jako poměr předpínací síly, vypočtené či změřené, v daném čase ku, síle vypočtené či změřené, v okamžiku zakotvení. Tímto způsobem je možné sledovat relativní velikost dlouhodobých ztrát předpětí. Ostatní kabely vykazují obdobné průběhy. Z obrázku je zřejmá dobrá shoda naměřených a vypočtených hodnot.

### 4.3 SHRUTÍ KAPITOLY

Po cca 14 letech provozu mostní konstrukce se dá konstatovat, že srovnání výsledků výpočtů a měření dlouhodobých průhybů víceméně potvrzují očekávaný vývoj průhybu mostu. Přesto je třeba upozornit na skutečnost, že se rozdíl mezi naměřenými a vypočtenými hodnotami postupně zvětšuje. Poslední měření v roce 2008 potvrdilo větší gradient růstu deformací zjištěný v předchozích měřeních. V důsledku toho je absolutní velikost průhybu oproti predikci větší cca o 25 mm až 35 mm (v závislosti na výpočtovém modelu, který byl použit pro srovnání). Tato hodnota je však doposud v přijatelných mezích. Poslední dvě měření naznačují, že se křivka průhybu v závislosti na čase postupně vrací k předpokládanému sklonu. Konstrukce doposud nejeví známky poruch či nadměrných průhybů. Konstatuje se:

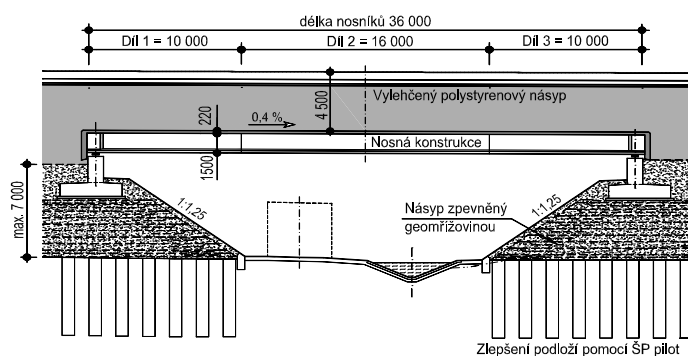
- Na konstrukci sledovaného mostu se projevuje jistý rozdíl (Obr. 4.6) mezi naměřenými a spočítanými průhyby, což je u letmo betonovaných mostů dosti časté a jedná se o obecný problém těchto konstrukcí, který je v procesu řešení řady mezinárodních organizací (CEB-FIB, RILEM), viz např. [40], [41].
- Přesto lze u tohoto mostu rozdíly ve výpočtech a měření považovat za poměrně dobré. Od měření dne 21.6.1996 konstrukce staticky působí již ve své konečné podobě a její chování potvrzuje kvalitu odhadu dlouhodobých vlastností betonu i podrobného výpočtového modelu. Lepší shody u uvedeného typu konstrukce není možné v současné době dosáhnout.
- Ze srovnání predikce předpínacích sil s naměřenými hodnotami vyplývá rovněž velmi dobrá shoda výpočtu s měřením. U většiny sledovaných kabelů se nadále chyba v predikci pohybuje v rozmezí několika procent, přičemž není zřetelný často obávaný trend vyšších dlouhodobých ztrát.
- Most od uvedení do provozu (na podzim roku 1996) do roku 2008 vykázal svislý průhyb cca 104 mm. Tato hodnota se již blíží projektované hodnotě nadvýšení. Stanovení hodnoty nadvýšení (cca 1/1250 rozpětí) se ukázalo správné.
- Byla potvrzena vhodnost použití reologického modelu B3. Ukázala se podstatně lepší shoda v naměřených a vypočtených hodnotách průhybů než u ostatních uvažovaných reologických modelů.
- Bylo prokázáno, že uvažováním modelů s diferenčním smršťováním a dotvarováním došlo k lepší shodě mezi naměřenými a vypočtenými hodnotami průhybů, Obr. 4.6.
  - Diferenční smršťování nemá vliv na konečnou hodnotu průhybů, má ale vliv na jejich časový průběh.
  - Velký vliv na výsledky má uvažování typu průřezu (s izolací horní desky nebo průřez bez izolace). Výsledky pro oba průřezy jsou často velice rozdílné a při nesprávném použití mohou vést k podcenění hodnot průhybů. U dělených modelů je nutné respektovat změnu náhradní tloušťky průřezu v důsledku položení izolace na horní povrch mostu. Bohužel zatím není k dispozici program, který by tuto změnu průřezu zohledňoval. Je tedy nutné mít dva výpočetní modely s různou náhradní tloušťkou průřezu.
  - Při analýze konstrukce je třeba dále pamatovat i na vznik doplňkových napětí od diferenčního smršťování a dotvarování, jež mohou nabývat nezanedbatelných hodnot a budou předmětem dalšího výzkumu. Podrobněji je k tomu uvedeno v [34].
  - Zanedbání vlivu diferenčního smršťování a dotvarování betonu může být jednou z mnoha příčin chybné predikce vývoje průhybů. Správným zohledněním diferenčního smršťování ve výpočetních modelech lze za relativně nízké finanční náročnosti zohlednit tento jev již v projektu stavby.



## 5 MOST Z VYSOKOPEVNOSTNÍHO BETONU U IVANOVIC

### 5.1 POPIS MOSTU A PROVÁDĚNÝCH MĚŘENÍ

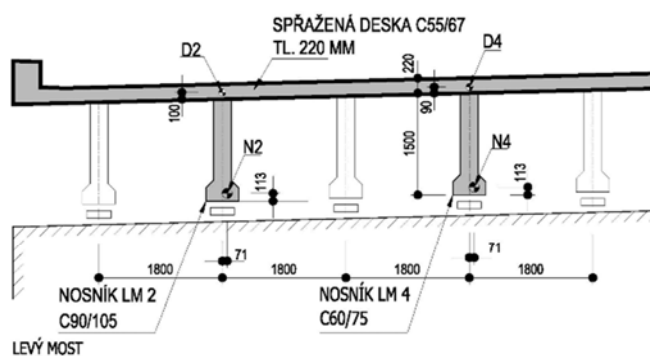
Most byl realizován v letech 2004 až 2005 v rámci výstavby dálnice D1 u Ivanovic na Hané dle projektu firmy Stráský, Hustý a partneři Brno. Dodavatelem stavby byla firma Skanska. Most je přesýpaný o jednom poli délky 36 m. Nosná konstrukce mostu je v definitivním stavu tvořena prostým polem délky 34,8 m z dodatečně předpínaných prefabrikovaných 1,5 m vysokých nosníků spřažených s monolitickou deskou tloušťky 0,22 m, Obr. 5.1, Obr. 5.2. V příčném směru jsou nosníky rozmístěny osově po 1,8 m. Levý a pravý most je tvořen celkem 13 nosníky, každý nosník se skládá ze tří dílů sepnutých v jeden celek. Nosníky 1, 3 ~ 13 LM a 1 ~ 13 PM jsou vyrobeny z betonu C60/75, nosník 2 LM byl experimentálně zhotoven z vysokopevnostního betonu C90/105, spřažená železobetonová deska, příčnice a parapety z betonu C55/67. Podélné předpětí nosníků je navrženo z 3 + 1 kabelů (13  $\phi$  Ls 15,7 mm / 1800 MPa). Kabely první fáze (3 ks) došlo k sepnutí tří nosníků uložených na montážní skruži a kabel druhé fáze (1 ks) byl napnut až po betonáži desky. Nad nosníky jsou realizovány vrstvy zásypů a vozovky. Násyp nad nosníky je vylehčený z bloků z expandovaného polystyrenu, podrobněji viz [8].



Obr. 5.1 Podélný řez mostem

Obr. 5.2 Pohled na dokončený most

Pro dlouhodobé sledování konstrukce bylo navrženo sledování poměrného přetvoření betonu a geodetická měření průhybů nosníků. Během výstavby mostu byly osazeny celkem čtyři strunové tenzometry pro měření poměrného přetvoření betonu v podélném směru mostu. Dva (N2 a N4) byly zabetonovány do středních dílů nosníků, Obr. 5.3. Další dva tenzometry (D2 a D4) byly osazeny při betonáži horní desky. Čidla jsou osazena v polovině rozpětí mostu, je tak sledováno namáhání typického nosníku (LM4) a nosníku z vysokopevnostního betonu (LM2). Kabely od čidel jsou svedeny k opěrám, kde je možnost připojit měřící ústřednu.



Obr. 5.3 Umístění strunových tenzometrů – příčný řez mostem

Geodetické sledování průhybů mostní konstrukce bylo navrženo u nosníků LM2, LM4 a LM9. Sleduje se též sedání opěr mostu. Konstrukce byla během výstavby podrobně sledována (postup výstavby, objemové tíhy materiálů, materiálové vlastnosti betonu apod.), viz [9]. Od betonáže prefabrikovaných nosníků dne 19.2.2004 do října roku 2010 se uskutečnilo celkem 24 měření poměrného přetvoření a 14 geodetických měření průhybů.

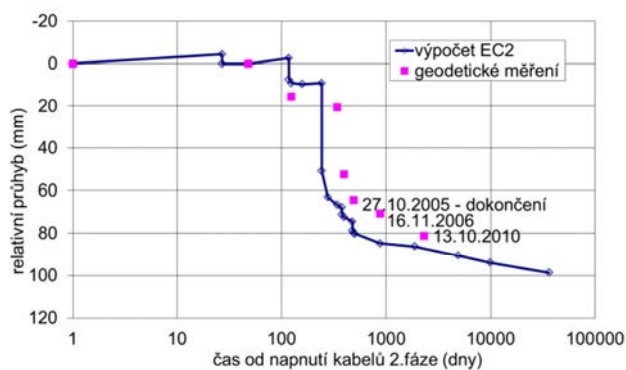
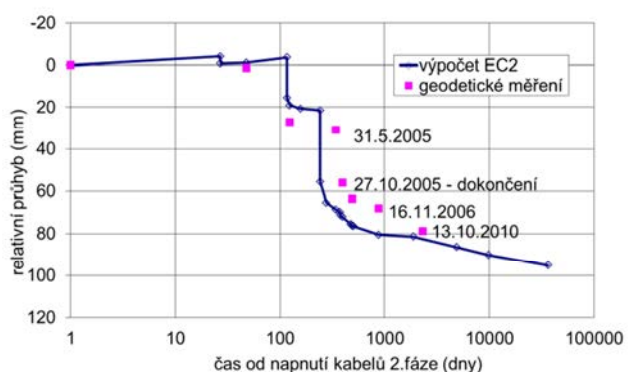
## 5.2 POROVNÁNÍ NAMĚŘENÝCH A VYPOČTENÝCH VELIČIN

Pro ověření reálného chování mostu byly z příčného řezu mostu vybrány tři sledované nosníky se spřaženou deskou šířky 1,8 m (LM2, LM4 a LM9). Pro každý nosník byl v programu TDA [N9] vytvořen samostatný výpočtový model. Ve výpočtovém modelu představují nosník a deska samostatné konečné prvky na excentricitě vzhledem k referenční ose, umístěné v těžišti průřezu. Další konečné prvky představují jednotlivé předpínací kabely. Ztráty předpětím jsou uvažovány dle projektovaného stavu. Na konstrukci působí ostatní stálé zatížení ve formě vrstev násypů, polystyrenu a vozovkových vrstev. Zatížení určené dle objemových hmotností zjištěných dodavatelem stavby bylo na jednotlivé nosníky stanoveno na základě vypočteného roznosu v prostorovém výpočetním modelu celého mostu. Časový postup výstavby mostu je zadáván dle skutečného postupu výstavby. Pro výpočet smršťování a dotvarování byl použit reologický model dle EC2 [N3] upřesněný dle provedených zkoušek pevností a modulů pružnosti betonu. Použité parametry betonu jsou uvedeny v Tab. 5.1.

Tab. 5.1 Parametry použitých betonů

Parametr		C55/67	C60/75	C90/105
Pevnost v tlaku na krychlich po 28 dnech	MPa	93	101	120,7
Pevnost v tahu ohybem po 28 dnech	MPa	10,1	8,7	
Statický modul pružnosti po 28 dnech $E_{cm}$	MPa	43300	46850	45500
Charakteristická pevnost v tlaku $f_{ck}$	MPa	73	80	97
Střední pevnost betonu v tahu $f_{ctm}$	MPa	4,7	4,8	5,2

Na Obr. 5.4 a Obr. 5.5 jsou uvedeny průhyby nosníků LM2 a LM4 od času napnutí kabelů druhé fáze. Je tedy porovnáváno chování nosníků z rozdílných betonů. Patrná je dobrá shoda v chování obou nosníků a shoda naměřených a vypočtených hodnot zejména v období po dokončení mostu.

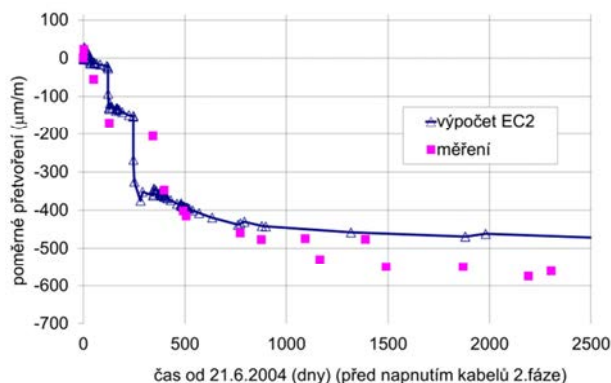


Obr. 5.4 Relativní průhyb středu nosníku LM2

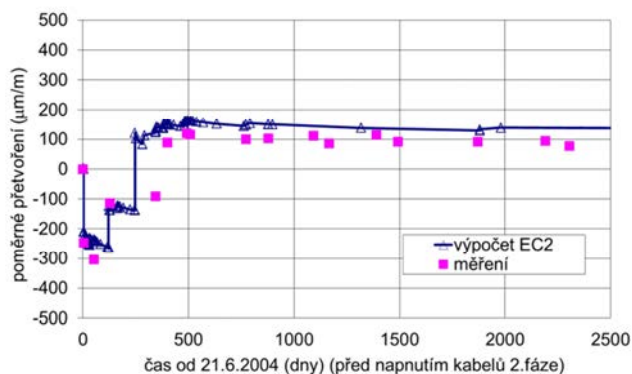
Obr. 5.5 Relativní průhyb středu nosníku LM4

Na Obr. 5.6 a Obr. 5.7 jsou uvedeny průběhy poměrného přetvoření ve spřažené desce a v prefabrikovaném nosníku LM2, obdobné průběhy vykazuje i nosník LM4. V chování nosníků z vysokopevnostního betonu (N2) a nosníku z běžného betonu (N4) není patrný výrazný rozdíl. Naměřené hodnoty přetvoření v nosníku N2 se po provedení výstavby mostu ustálily na konstantní hodnotě cca 100  $\mu\text{m}/\text{m}$  a v průběhu sledování nerostou obdobně jako vypočtené hodnoty. Čidla v nosnicích jsou umístěna v dolní části (tažené oblasti), kde je od dlouhodobého zatížení poměrně

malé tlakové namáhání a tedy i malé dotvarování. Naměřené hodnoty přetvoření ve spřažené desce i po dokončení mostu dále rostou více, než je spočteno. Po uvedení mostu do provozu (v obrázcích cca 500 dní) narostlo naměřené přetvoření v desce D2 cca o 134  $\mu\text{m}/\text{m}$ . Vypočtené přírůstky za toto období jsou ale menší, cca 76  $\mu\text{m}/\text{m}$ . Oproti čidlům v nosnících je v desce větší tlakové namáhání a dochází tedy k většímu dotvarování. Rozdíl může být způsoben např. uvažováním průměrné vlhkosti vzduchu, změnou vysychání průřezu v důsledku položení izolace, případně podceněním dotvarování v použitém reologickém modelu.



Obr. 5.6 Poměrné přetvoření – čidlo D2



Obr. 5.7 Poměrné přetvoření – čidlo N2

### 5.3 SHRNUTÍ KAPITOLY

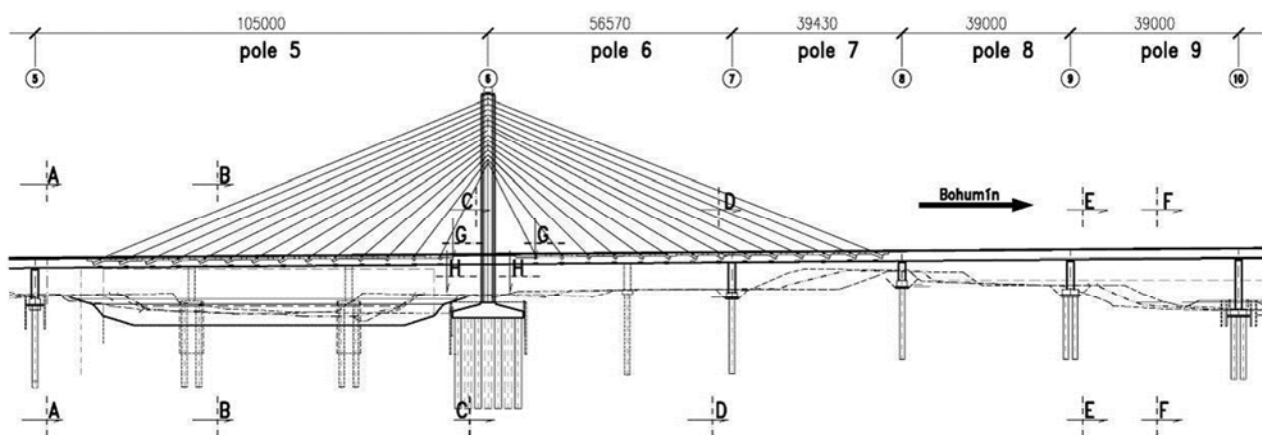
Sledování mostu probíhá již více jak šest let, i za tuto, z pohledu celkové životnosti mostu krátkou dobu, je zřejmá dobrá shoda naměřených a vypočtených hodnot. Z doposud provedeného dlouhodobého sledování a analýzy plynou následující závěry:

- Konstrukce mostu doposud nevykazuje neočekávané zvýšené deformace a namáhání. Ukázalo se tak, že návrh konstrukce mostu z vysokopevnostního betonu byl možný a realizovatelný. Návrh umožnil snížení rozměrů příčného řezu konstrukce a tím i úsporu materiální a ekonomickou.
- Most se chová v souladu s výpočtovými předpoklady tak, jak mohl v projektu předpokládat projektant. Most byl od dlouhodobého zatížení navržen jako plně předpjatý (bez vzniku tahových namáhání a případných trhlin). Tento předpoklad se dlouhodobým měřením potvrdil.
- Byla potvrzena použitá metodika výpočtu reologických jevů i pro nosníky z vysokopevnostního betonu. Analýza nosníku s vlivem postupné výstavby a se zohledněním diferenčního smršťování a dotvarování jednotlivých částí ukázala, že mezi chováním nosníků z rozdílných betonů není patrný významný rozdíl. I když je třeba mít na paměti, že u tohoto mostu má na zrovnomnění účinků výrazný vliv spřažená deska.
- Přírůstky průhybů mostu se od jeho uvedení do provozu (tj. za dobu 5 let) zvýšily o cca 14 až 17 mm a jsou mírně vyšší, než se počítalo. To potvrzuje kvalitu odhadu dlouhodobých vlastností betonu i podrobného výpočtového modelu. Rozdíly mohou být způsobeny např. nedostatečným vystižením reologických vlastností použitého modelu pro vysokopevnostní betony.
- Sledování ukázalo na problémy se stanovením hodnoty zatížení zejména zemními násypy, které jsou vystaveny dešti. Bez patřičných zkoušek objemové hmotnosti zeminy představuje zatížení zeminou zdroj chyb měření.

## 6 MOST PŘES ŘEKU ODRU A ANTOŠOVICKÁ JEZERA

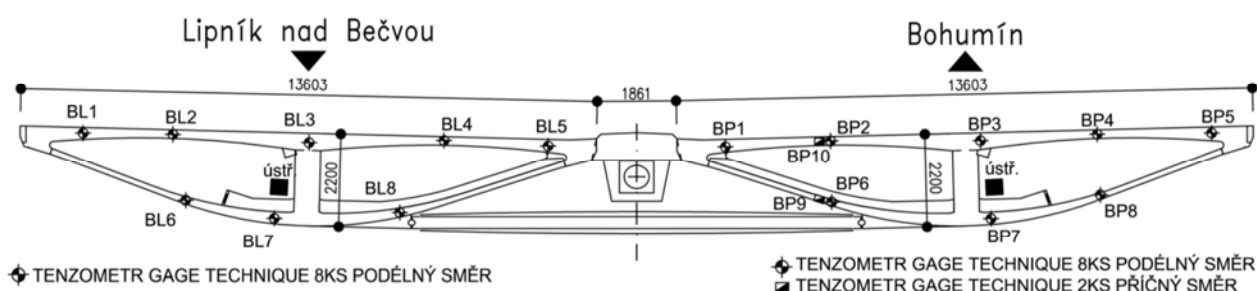
### 6.1 POPIS MOSTU A PROVÁDĚNÝCH MĚŘENÍ

Most převádí dálnici D 47 přes řeku Odru, respektive výhledový průplav D-O-L a Antošovické jezero. Projektantem mostu byla firma Stráský, Hustý a partneři s r. o. Brno, dodavatelem stavby firma Skanska a.s. Nosná konstrukce představuje konglomerát moderních návrhových prvků a progresivních technologií. Jedná se o spojitý monolitický dvojkomorový nosník výšky 2,2 m o 14 polích 24,5 + 2 × 33 + 36 + 105 + 56,57 + 39,4 + 6 × 39 + 27,5 m s hlavními poli zavěšenými na ocelobetonovém pylonu, Obr. 6.1. V zavěšené části byly pravý a levý most propojeny, v ose dálnice (centrální rovina zavěšení) byla mostovka zavěšena přes závěsy ukotvené k pylonu. Nosná konstrukce byla betonována na výsuvné skruži. Navržená třída betonu pro nosnou konstrukci u pole 4~8 je C35/45 XF1, pro nosnou konstrukci polí 1~3, 9~14 C30/37 XF1, pro pylon C55/67 XF2 a vzpěry C60/75 XF1, [10], [11].



Obr. 6.1 Umístění měřických řezů v podélném směru mostu

Konstrukce zavěšeného mostu je sledována celkem v osmi měřických řezech (A až H), v kterých jsou osazeny strunové tenzometry, Obr. 6.1. Řezy A až E jsou voleny v nosné konstrukci mostu, řezy G a H jsou v pylonu. Řezy A až D dokumentují rozdílné chování levého a pravého mostu v zavěšené části, řezy E a F chování typické estakádní části.

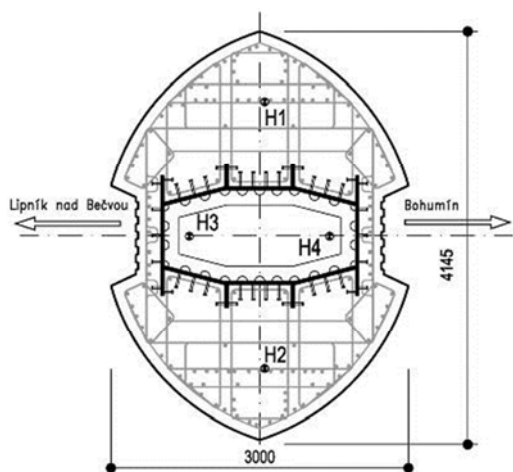


Obr. 6.2 Umístění strunových tenzometrů v příčném řezu mostu – řez B

Celkem bylo během výstavby mostu v letech 2006 až 2007 osazeno 96 ks strunových tenzometrů. Rozmístění tenzometrů v typickém řezu nosné konstrukce v zavěšené části (A-D) je uvedeno na Obr. 6.2. V řezech E a F je umístění obdobné, ale sleduje se jen chování pravého mostu. Standardně jsou pro měření poměrného přetvoření v podélném směru jednoho mostu osazovány vždy tři tenzometry v dolní desce a pět tenzometrů v horní desce. Ve vybraných řezech je měřeno i poměrné přetvoření betonu v příčném směru mostu a ve střední desce, spojující levý a pravý most. V obou řezech v pylonu (G a H) jsou umístěny vždy dva tenzometry (ozn. 1 a 2)



ve vnější a dva (ozn. 3 a 4) ve vnitřní betonové části (uvnitř tuhé ocelové vložky). Všechny tenzometry sledují přetvoření ve svislé ose pylonu, Obr. 6.3.



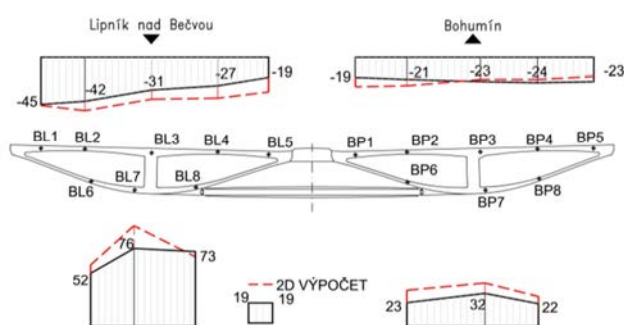
Obr. 6.3 Tenzometry v pylonu - řez H

Pro měření teploty a vlhkosti vzduchu byl v květnu 2007 v dutině levého mostu osazen DataLogger S3120 od firmy Comet System Rožnov pod Radhoštěm. Měření je prováděno s periodou záznamu cca 1 hod a probíhá doposud.

Bylo provedeno nezávislé ověření vlastností betonu (krychlená a hranolová pevnost, modulu pružnosti, objemová tíha) nosné konstrukce zavěšené části a pylonu vnitřní a vnější části. Získané hodnoty byly porovnány s hodnotami od zhotovitele stavby. Dále se uskutečnilo sledování dotvarování, smršťování a hmotnostních úbytků betonu nosné konstrukce, pylonu vnitřní a vnější části na zkušebních hranolech. Sledování proběhlo v klimatizované laboratoři VUT.

Průběh výstavby mostu byl v rámci prováděných měření dokumentován v [12], kde jsou zaznamenány základní informace o velikosti a času vnesení zatížení, o provedených vybetonovaných polích, soudržném a volném předpětí, montáži vzpěr, pylonu, betonáži mezidesek, napínání závěsů, odstranění montážních podpor apod.

Během výstavby mostu se od 05/2006 do 10/2007 uskutečnila postupně řada jednorázových měření poměrného přetvoření betonu v různých fázích výstavby mostu. Např. v řezu A pravého mostu bylo provedeno celkem 16 měření, v řezu F 8 měření atd. Další měření se uskutečnila během zatěžovací zkoušky mostu. Od dokončení mostu v listopadu 2007 se do 6/2010 uskutečnilo pět měření. Od 22.7.2008 do 2.9.2008 se v řezu B levého a pravého mostu a od 6.11.2009 do 22.6.2010 v řezu G a H se uskutečnilo průběžné měření s periodou záznamu 1 hodiny s cílem ověřit průběh naměřených hodnot přetvoření betonu v závislosti na změně teploty betonu. Podrobnější informace o měřickém zařízení a provedených měřeních na mostě jsou uvedeny např. v [12], [13], [14].



Obr. 6.4 Poměrná přetvoření betonu ( $\mu\text{m}/\text{m}$ ) během zatěžovací zkoušky mostu – řez B



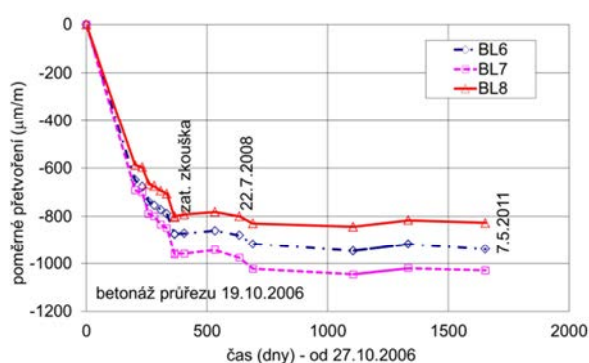
Obr. 6.5 Nesymetrické zatížení levého mostu – zavěšená část

## 6.2 MĚŘENÍ BĚHEM ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKY MOSTU

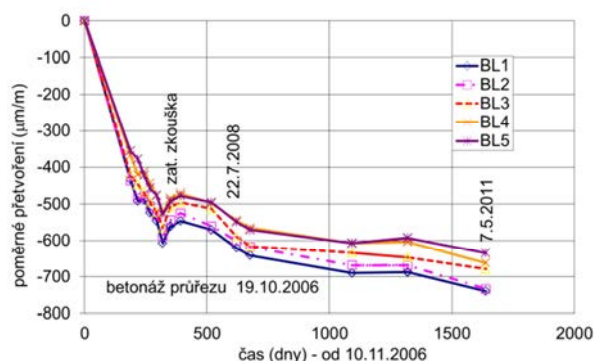
Během zatěžovací zkoušky mostu bylo prováděno měření strunovými tenzometry. Na Obr. 6.4 je uveden průběh změn poměrného přetvoření betonu v nejvíce namáhaném řezu B, pro nesymetrické zatížení levého mostu, Obr. 6.5. Je provedeno i srovnání naměřených hodnot s hodnotami vypočtenými pomocí deskostěnového modelu. Všechny hodnoty přetvoření ukazují staticky předpokládaný průběh. To je důležitý závěr i z hlediska dlouhodobého sledování pomocí tenzometrů. Byla ověřena funkčnost tenzometrů pro okamžitá zatížení a je tedy předpoklad jejich správné funkce i pro dlouhodobé měření. Hodnoty přetvoření ukazují na správnost výpočtových předpokladů zatěžovací zkoušky. Konstrukce se při zatěžovací zkoušce chovala v souladu s předpoklady projektu [10].

## 6.3 NAMĚŘENÉ HODNOTY PŘETVOŘENÍ V NOSNÉ KONSTRUKCI

Následující Obr. 6.6 a Obr. 6.7 dokumentují provedená měření poměrného přetvoření betonu v řezu B. Průběhy pro ostatní řezy jsou uvedeny v [12]. Zobrazena je změna poměrného přetvoření od stavu prvního měření uskutečněného na průřezu po jeho předepnutí soudržnými kabely.



Obr. 6.6 Průběh poměrného přetvoření v řezu B levého mostu - dolní deska



Obr. 6.7 Průběh poměrného přetvoření v řezu B levého mostu - horní deska

V obrázcích je patrný nárůst poměrného přetvoření v počátečních fázích výstavby, jde o přetvoření vzniklá: předepnutím zbývajících soudržných a volných kabelů, v důsledku změny statického působení, od ostatního stálého zatížení, od smršťování a dotvarování betonu. Zajímavý jev nastává v čase cca do jednoho roku po dokončení mostu (400 až 600 dní). Na většině čidel nastalo jisté odlehčení (zmenšení přetvoření). Výrazněji je to patrné na čidlech v tlačené oblasti betonu, Obr. 6.7. Pravděpodobně to lze přisoudit přerozdělením vnitřních sil v hlavním poli po jeho vyvěšení a změnou vysychání průřezu v důsledku položení hydroizolace.

## 6.4 ČASOVÁ ANALÝZA CHOVÁNÍ PYLONU

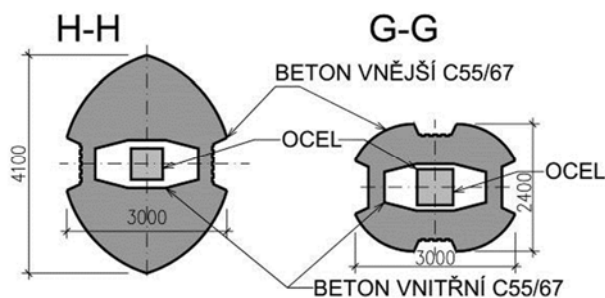
Pro srovnání naměřených a vypočtených hodnot poměrného přetvoření pylonu byl vytvořen výpočtový model v programu TDA [N9]. Jedná se o dva samostatné prutové modely; výseky jednotkové délky v místě řezu G a v místě řezu H. Průřez je spřažený (ocelová část, beton vnitřní části a beton vnější části). Plocha betonářské výztuže vnější části je přičtena k ploše tuhé ocelové vložky. Každá část představuje samostatný konečný prvek, Obr. 6.8. Model respektuje skutečný postup výstavby pylonu a jeho postupné zatěžování.

Zatížení je uvažováno osovou silou (cca 110MN) od stálého zatížení stanovenou z globálního modelu mostu. Celkem bylo řešeno 25 časových uzlů. Pro výpočet smršťování a dotvarování byl použit reologický model dle EC2 [N3]. Modul pružnosti betonu a průměrná pevnost jsou

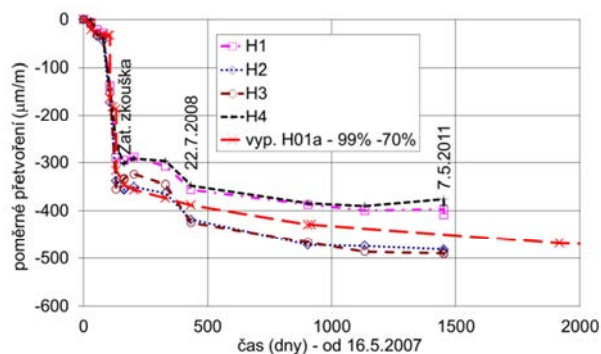
uvažovány dle naměřených zkoušek, Tab. 6.1. Pro vnitřní beton je uvažován velmi malý obvod na vysychání, neboť beton je sevřený v ocelové trubce a nemůže (nebo může jen pomalu) vysychat. Vlhkost vzduchu je uvažována hodnotou 99 % do času 413 dní (jaro 2008), poté je uvažováno s hodnotou 70 %.

Tab. 6.1 Charakteristiky použitých betonů

Parametr	beton vnitřní části	beton vnější části	
Tečnový modul pružnosti $E_c = 1,05E_{cm}$	39585	36750	MPa
Střední pevnost betonu v tlaku $f_{cm}$	72	70	MPa

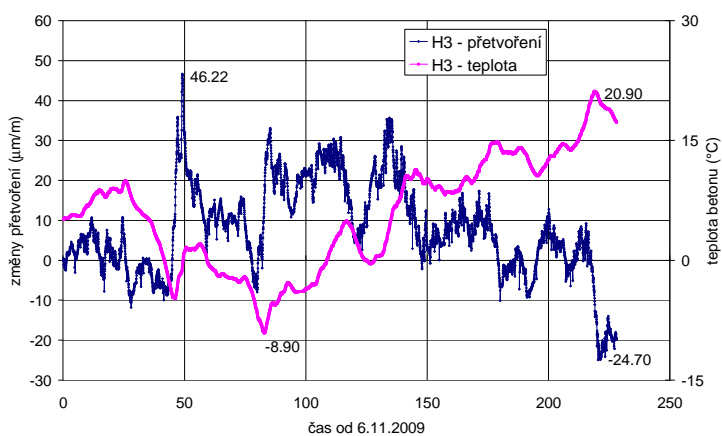


Obr. 6.8 Schéma spráženého průřezu pylonu



Obr. 6.9 Průběh poměrného přetvoření v řezu H

Změny přetvoření v řezu H jsou na Obr. 6.9 vynášeny od 16.5.2006, tedy od času prvního měření po zabetonování všech tenzometrů. Do času vyvěšení mostovky na pylon je zřejmá dobrá shoda naměřených a vypočtených hodnot. Do té doby je pylon zatížen účinky od vlastní tíhy a od smršťování obou částí betonu (hodnoty přetvoření jsou malé). V přírůstcích přetvoření od samotného vyvěšení mostovky je v řezu H shoda také velmi dobrá; naměřené hodnoty jsou cca o 3 % vyšší. Od okamžiku vyvěšení po dobu cca půl roku je možno pozorovat konstantní hodnoty naměřeného přetvoření. Vysvětlení je možno hledat např. v poměrně masivní velikosti betonového průřezu, který déle vysychá a dále pak ve velikosti vlhkosti vzduchu. Vyvěšení mostovky totiž proběhlo na konci léta, poté následoval podzim a zima s vyššími vlhkostmi.



Obr. 6.10 Průběh změny poměrného přetvoření v pylonu vztažený k 6.11.2009 a teploty betonu – čidlo H3

Nedocházelo tedy k vysychání (smršťování) průřezu. Teprve s nástupem jara dochází ke zmenšení vlhkosti vzduchu, provázené zvýšeným vysycháním. Další vysvětlení konstantních hodnot přetvoření je možno hledat v přerodělování sil mezi závěsy a mostovkou. Odpovídají tomu i podobné naměřené průběhy přetvoření v nosné konstrukci, viz Obr. 6.7. Od času cca 400 dní pozorujeme mírné zvyšování hodnot naměřeného poměrného přetvoření, kdy dochází k dotvarování betonu.



Od 6.11.2009 do 22.6.2010 se uskutečnilo průběžné měření poměrného přetvoření a teplot betonu v pylonu s periodou záznamu 1 hod, viz např. Obr. 6.10 s průběhy pro čidlo H3. Na čidle H3 (umístěném pod mostovkou) byly za toto období naměřeny teploty od  $-8,9\text{ }^{\circ}\text{C}$  do  $+20,9\text{ }^{\circ}\text{C}$ . Maximální změny poměrného přetvoření se pohybují od cca  $-25\text{ }\mu\text{m/m}$  do  $+50\text{ }\mu\text{m/m}$ . To představuje souhrn všech vlivů vzniklých v důsledku nerovnoměrné teploty, dopravy na mostě při měření, rozdílných součinitelů teplotní roztažnosti betonu a struny apod. Vzhledem k celkové úrovni přetvoření v řádu cca 400 až 500  $\mu\text{m/m}$  (Obr. 6.9) mají tyto jevy vliv na výsledky v řádu cca 10 %. Celkový charakter průběhu dlouhodobého chování se v důsledku těchto jevů nemění. Extrémní změny naměřeného přetvoření jsou vždy spojeny s náhlými změnami teplot. Analýza konstrukce s vlivem nerovnoměrné teploty není předmětem této práce, přesto je třeba mít tyto účinky v paměti a brát je v úvahu při vyhodnocování měření.

## 6.5 SHRNUÍ KAPITOLY

Zavěšený most přes řeku Odru je významná inženýrská konstrukce, s řadou inovativních prvků. Rozsahu a významu této konstrukce odpovídal i návrh a realizace dlouhodobého sledování chování. Za spolupráce projektanta, dodavatele stavby a VUT Brno (realizátora měření) se podařilo navrhnout a instalovat poměrně rozsáhlé měřické zařízení a provést řadu měření, která se běžně neprovádí. Měřické zařízení se ukázalo jako funkční a umožní v budoucnu provádět pravidelně další dlouhodobá sledování.

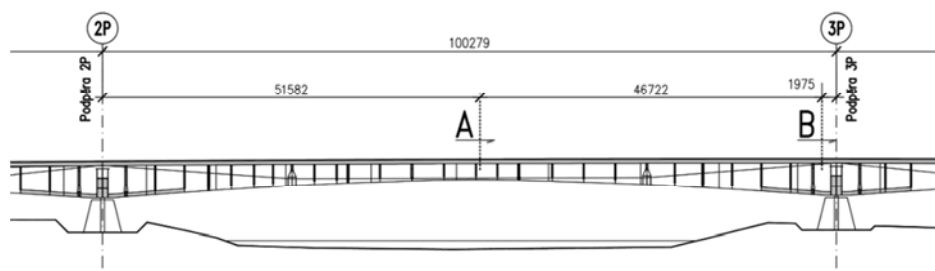
Je třeba upozornit, že rozsah naměřených dat je již nyní poměrně značný a není možné je v rámci této práce zde všechna uvést a vyhodnotit. K tomu bude třeba delšího časového období. Ačkoliv měření na tomto mostě probíhá prozatím cca 3 roky (od uvedení mostu do provozu), a tedy z pohledu životnosti mostu poměrně krátkou dobu, lze z naměřených dat již nyní provést některá vyhodnocení, které jsou součástí této práce. Podařilo se vytvořit unikátní a rozsáhlý soubor informací o výstavbě popisovaného mostu, vlastnostech použitých materiálů, předpětí, zatížení apod. Z doposud provedeného dlouhodobého sledování a z dosavadní analýzy výsledků plynou následující závěry:

- Z vyhodnocení materiálových vlastností betonu vyplynulo, že pevnosti betonu v tlaku jsou v souladu s projektem; spíše by bylo možné beton zařadit do vyšších pevnostních tříd. Stanovené moduly pružnosti betonu přesně odpovídají navržené třídě betonu. Ukazuje to na obecný problém s návrhem betonových směsí, kdy s dodržáním projektovaných pevností nebývá problém (jsou často výrazně větší než požadované), ale hodnoty modulů pružností jsou velmi často nižší nebo v lepším případě stejné jako se předpokládá v projektech dle příslušných normových předpisů (např. [N1]).
- Provedené měření tenzometry během zatěžovací zkoušky mostu ukázalo na dobrou shodu naměřených a vypočtených hodnot poměrného přetvoření betonu od okamžitého zatížení.
- Z naměřených průběhů teplot betonu konstrukce vyplynulo, že nejvyrovnanější teploty, tedy minimální rozdíly teplot betonu mezi horní a dolní deskou, byly naměřeny v cca 12:00. Tento čas je poté vhodné uvážit při plánování měření.
- Byl vytvořen upřesněný výpočtový model chování pylonu. Model respektuje postupnou výstavbu pylonu a diferenční chování jednotlivých částí. Konstatuje se, že naměřené hodnoty poměrného přetvoření pylonu prokázaly dobrou shodu s provedenými výpočty.
- Časová analýza chování pylonu ukázala na ekonomickou správnost návrhu průřezu pylonu s dutou ocelovou vložkou, vybetonovanou uvnitř a obetonovanou vně. Ukázalo se, že takto navržená ocelová vložka omezí vysychání vnitřního průřezu, a tím i přerozdělení vnitřních sil. Zmenší se tím napjatost ocelové části a tím i její dimenze.

## 7 OCELOBETONOVÝ MOST PŘES ŘEKU OSTRAVICI

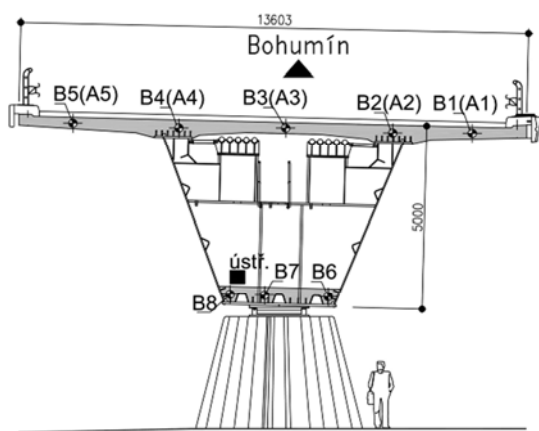
### 7.1 POPIS MOSTU A PROVÁDĚNÝCH MĚŘENÍ

Mostní objekt byl budován v letech 2005 až 2007 v rámci stavby dálnice D47 v Ostravě. Projektantem mostu byla firma Stráský, Hustý a partneři Brno, dodavatelem stavby firma ODS Ostrava. Nosnou konstrukci tvoří ocelový nosník proměnné výšky 2,2 - 4,5 m se spřaženou železobetonovou mostovkou, Obr. 7.2. Pravý most má rozpětí 66,718 + 100,279 + 70,002 + 54,037 m, Obr. 7.1. Nad vnitřními podpěrami hlavního pole mostu 2P a 3P je navržena spřažená deska i u dolní pásnice ocelové konstrukce. Monolitická železobetonová deska mostovky má šířku 13,60 m. Předpětí mostovkové desky v příčném směru tvoří soudržné čtyřlankové kabely. Podélné předpětí je provedeno z 10 volných kabelů 32  $\phi$  Ls 15,5 – 1860 MPa [15].



Obr. 7.1 Umístění měřických řezů v hlavním poli pravého mostu – podélný řez

Nosná konstrukce pravého mostu přes Ostravici je monitorována v hlavním poli o rozpětí 100,3 m celkem ve dvou měřických řezech (A, B), Obr. 7.1. Sledováno je namáhání betonové části průřezu, kde je osazeno celkem 13 ks strunových tenzometrů. V řezu A je osazeno pět čidel

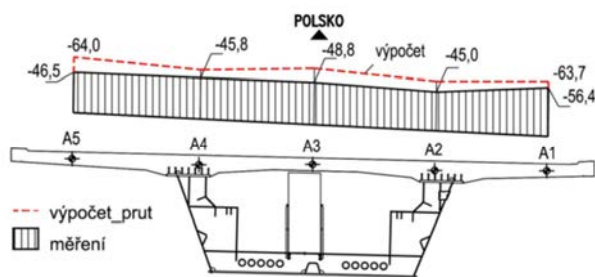


Obr. 7.2 Umístění strunových tenzometrů v příčném řezu mostu

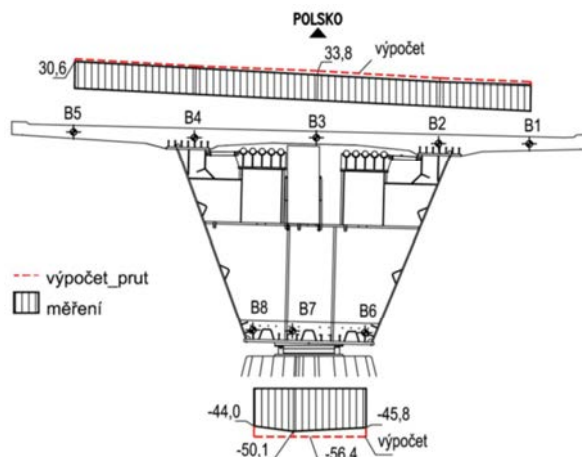
v horní desce, v řezu B tři tenzometry v dolní desce a pět tenzometrů v horní desce pro měření poměrného přetvoření betonu v podélném směru mostu, Obr. 7.2. Tenzometry jsou před betonáží přichyceny k betonářské výztuži a kabely svedeny do dutiny mostu, kde je možnost umístění automatického záznamového zařízení. Blíže o měření je uvedeno v [16] a [17]. Od roku 2006 do roku 2010 se uskutečnilo v různých stádiích výstavby i po uvedení mostu do provozu celkem 15 měření poměrného přetvoření betonu. Dále bylo provedeno měření teploty a vlhkosti vzduchu v dutině mostu a materiálové zkoušky betonu (stanovení krychelné a hranolové pevnosti betonu, modulu pružnosti, měření smršťování na hranolech a úbytků hmotnosti).

### 7.2 POROVNÁNÍ NAMĚŘENÝCH A VYPOČTENÝCH VELIČIN

Na Obr. 7.3 a Obr. 7.4 je v příčném řezu mostu provedeno srovnání naměřených a vypočtených změn poměrného přetvoření betonu na jednotlivých čidlech získaných při zatěžovací zkoušce hlavního pole mostu. Výsledky ukazují na velmi dobrou shodu měření a výpočtu, zejména na čidlech u podpory v horní desce. Z porovnání naměřených a vypočtených změn od krátkodobého zatížení lze usuzovat na možnou přesnost vystihnutí dlouhodobých účinků zatížení.

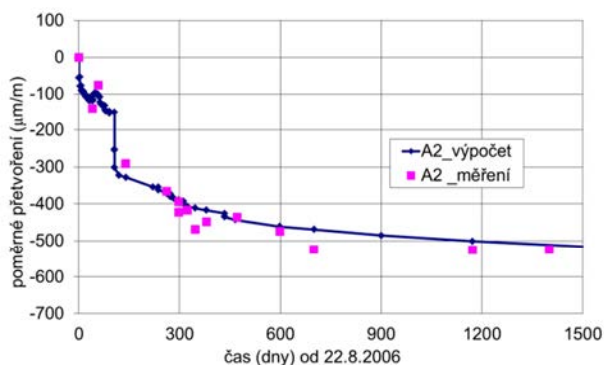


Obr. 7.3 Průběh změny poměrného přetvoření betonu ( $\mu\text{m/m}$ ) při zatěžovací zkoušce mostu, řez A - pole

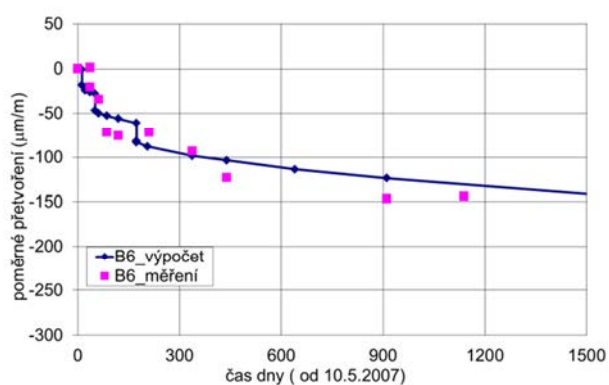


Obr. 7.4 Průběh změny poměrného přetvoření betonu ( $\mu\text{m/m}$ ), řez B - podpora

Byl dále vytvořen výpočetní model celého mostu v programu TDA, který zohledňuje skutečný časový postup prací, provedené zkoušky betonu [16]. Použit je reologický model dle Eurokódů. Ocelová část mostu v modelu vzniká celá v jeden okamžik a je uložena na pilířích mostu a třech montážních podpěrách. Poté se postupně vybetonuje v jednotlivých fázích sprážená deska mostu, během toho je přesouván betonážní vozík, dojde k odstranění montážních podpěr a předepnutí volných kabelů. Konstrukce byla řešena celkem v 51 časových intervalech. Ve všech časových intervalech byla uvažována průměrná vlhkost vzduchu 63 %, stanovená na základě dlouhodobého měření. Ukázka srovnání naměřených a vypočtených přírůstků poměrného přetvoření betonu je uvedena na Obr. 7.5 pro čidlo A2 a Obr. 7.6 pro čidlo B6. Pro ostatní čidla existují obdobné průběhy [16]. Z obrázků je zřejmé, že naměřené hodnoty poměrně dobře korespondují s vypočtenými. Na všech tenzometrech umístěných přibližně v těžišti horní desky je pozorován cca stejný přírůstek poměrného přetvoření.



Obr. 7.5 Změna poměrného přetvoření, čidlo A2, horní deska



Obr. 7.6 Změna poměrného přetvoření, čidlo B6, dolní deska

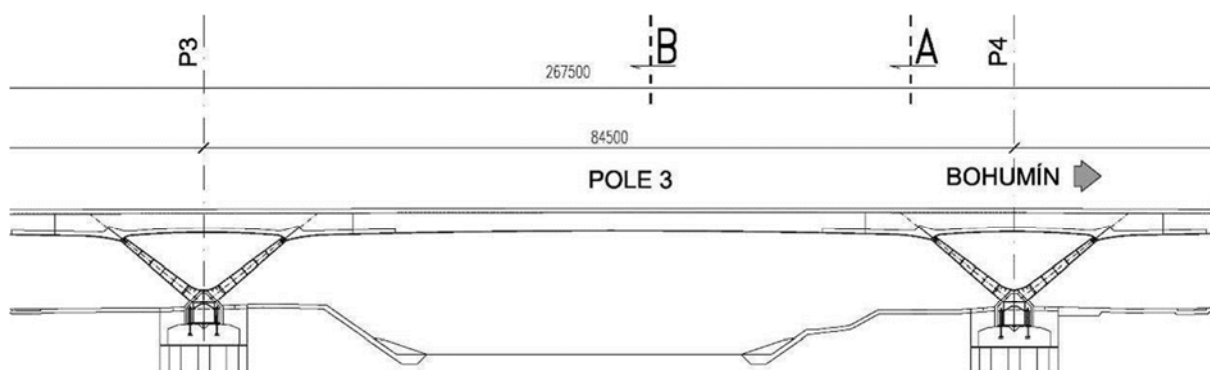
Lze konstatovat, že konstrukce mostu doposud nevykazuje neočekávané zvýšené deformace a namáhání. Most se chová v souladu s výpočtovými předpoklady, tak jak v projektu předpokládal projektant. Reologický model betonu dle „Eurokódů“ se ukázal jako dostatečně vyhovující pro vystižení chování mostu. Při vyhodnocování se ukázalo, že montážní procesy na stavbě (např. zvedání a popouštění ocelové konstrukce na lisech) mohou značně ovlivnit výsledky naměřených dat. Obecně o těchto procesech bohužel existuje minimum záznamů, obtížně se tak zavádějí do výpočtů.

## 8 OCELOBETONOVÝ MOST PŘES ŘEKU ODRU

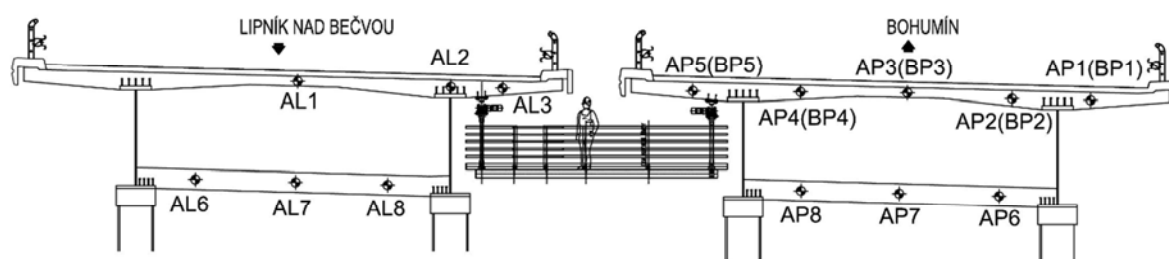
### 8.1 POPIS MOSTU A PROVÁDĚNÝCH MĚŘENÍ

Jedná se o most na dálnici D47 přes řeku Odru o pěti polích 40 + 50,5 + 84,5 + 50,5 + 41 m, viz [18], [19] a [20]. Projektantem mostu byla firma Dosing Dopravoprojekt group Brno, dodavatelem stavby firma ODS Ostrava. Most je trémový se spřaženou ocelobetonovou nosnou konstrukcí. V příčném směru tvoří nosnou konstrukci dva ocelové nosníky proměnné výšky a spřažená železobetonová (resp. předpjatá) náběhovaná deska. Vnitřní podpěry (číslo P3 a P4) jsou tvořeny dvěma ocelobetonovými V-stojkami. Celková výška nosné konstrukce je proměnná 2,35 - 3,36 m.

Nosná konstrukce mostu je v rámci projektu [17] a [21] sledována v hlavním poli o rozpětí 84,5 m celkem ve dvou měřických řezech (A, B), Obr. 8.1. Sledování se zaměřuje na namáhání betonové části mostu. V jednotlivých řezech je osazeno celkem 19 ks strunových tenzometrů. V řezu A jsou osazeny tenzometry v levém i v pravém mostě (6 + 8 ks), v řezu B pouze v pravém mostě (5 ks) vždy tak, aby měřily poměrné přetvoření v podélném směru mostu, Obr. 8.2. Kabely od tenzometrů jsou svedeny nad dolní desku v místě V podpory P4.



Obr. 8.1 Umístění měřických řezů v hlavním poli pravého mostu



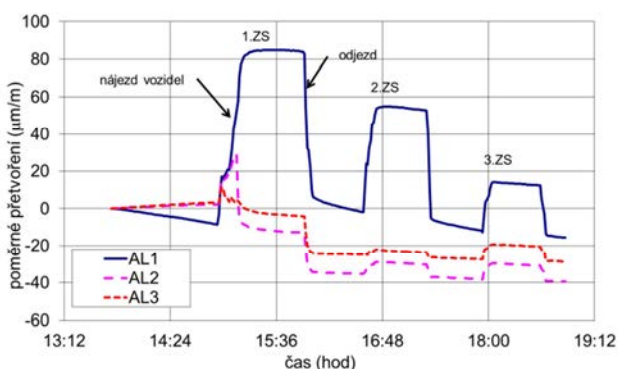
Obr. 8.2 Umístění strunových tenzometrů v příčném řezu mostu

Během betonáže dolní desky levého mostu byla vyrobena zkušební tělesa pro stanovení krychelné pevnosti betonu, hranolové pevnosti betonu, modulu pružnosti betonu a bylo provedeno sledování smršťování, dotvarování a úbytků hmotnosti na hranolech umístěných v laboratoři VUT. Nad dolní deskou opěry P4 byl osazen data logger pro dlouhodobé měření vlhkosti a teploty vzduchu.

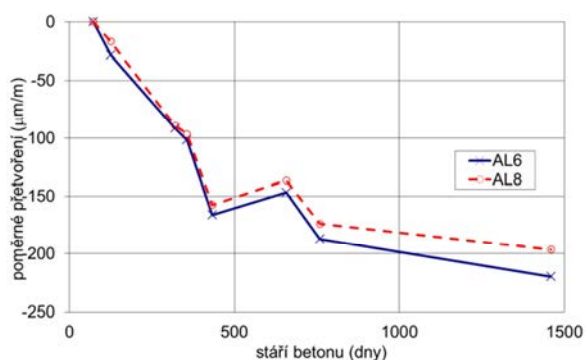
Od instalace tenzometrů v roce 2006 do roku 2010 bylo na levém i pravém mostě provedeno celkem osm měření poměrného přetvoření betonu (5× během montáže mostu, 1× při zatěžovací zkoušce a 3× po dokončení mostu). Bohužel připojení tenzometrů na pravém mostě byla po roce 2008 zničena vandaly. Měření jsou zde k dispozici jen do roku 2008.

## 8.2 POROVNÁNÍ NAMĚŘENÝCH A VYPOČTENÝCH VELIČIN

Časový průběh změny poměrného přetvoření od zatížení vozidly při zatěžovací zkoušce hlavního pole mostu je uveden na Obr. 8.3. Horní deska je v místě měřického řezu A od daného zatížení tažená a dolní tlačena. V horní desce je zřejmé, že všechna čidla po najetí vozidel ukazují předpokládaná tahová namáhání, u čidla AL2 a AL3 od určité úrovně namáhání tah (cca 20  $\mu\text{m}/\text{m}$ ) přestane růst, průběh přetvoření se otočí (na nulové hodnoty a mírně do tlaku). To si lze vysvětlit vznikem trhliny v betonu v místě obou tenzometrů a následným přerozdělením vnitřních sil. Pochopitelně se objevuje otázka, nakolik je toto měření po vzniku trhlin v horní desce důvěryhodné. Trhliny zcela jasně výsledky měření ovlivní. Hodnota přetvoření v horní desce se u žádného stavu nikdy po odjetí vozidel nevrátila na hodnotu před najetím vozidel.



Obr. 8.3 Průběh změny poměrného přetvoření od zatížení vozidly na čidlech v horní desce pro tři zatěžovací stavy



Obr. 8.4 Průběh přírůstků poměrného přetvoření betonu v dolní desce levého mostu od 23.6.2006 (od stáří 72 dní)

Po provedení zatěžovací zkoušky lze konstatovat, že naměřené hodnoty u podpory v horní desce jsou výrazně ovlivněny vznikem trhlin. Pro vyšetřování dlouhodobých účinků je proto možné brát v úvahu jen čidla ve spodní desce (tlaková namáhání od dlouhodobého zatížení), Obr. 8.4. Hodnoty přetvoření jsou zde poměrně malé, neboť tlakové napětí od stálého zatížení je v dolní desce jen cca -3 MPa, z toho důvodu jsou i malé přírůstky od dotvarování.

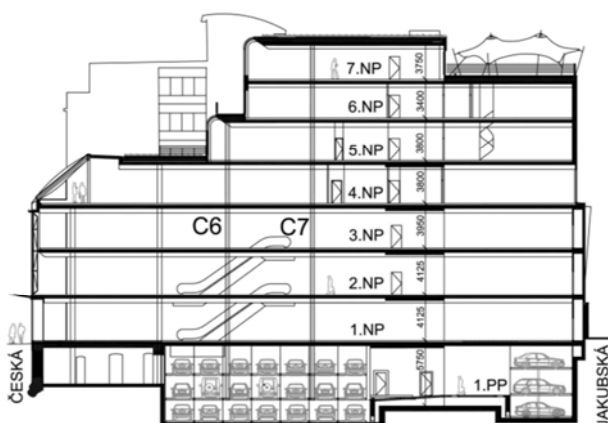
Z doposud provedeného dlouhodobého sledování a z dosavadní analýzy výsledků plynou následující závěry a doporučení:

- Konstrukce doposud nevykazuje nějaké zvýšené deformace nebo namáhání. V horní desce u podpory sice vznikají příčné trhliny, které se ale předpokládaly již při návrhu konstrukce.
- Při navrhování obdobných železobetonových konstrukcí je třeba respektovat zmenšení tuhosti průřezu v podélném směru tak, aby vzniklé trhliny neměly vliv na funkčnost a trvanlivost konstrukce. Pro vyhodnocení naměřených dat je třeba provést výpočtový model mostu, který musí, kromě reologických vlastností betonu, zohlednit i vznik trhlin v betonu. To ve standardním programu TDA [N9] není možné korektně zajistit.
- Výsledky měření získané za použití strunových tenzometrů jsou ovlivněny vzniklými trhlinami. Pro vystihnoutí chování železobetonové mostovky by bylo lépe použít tenzometry s delší základnou, než mají pro sledování mostu použité strunové tenzometry, např. optovláknové [37], nebo umístit tenzometry na ocelovou část. To ale vzhledem k požadavkům investora na zajištění protikorozní ochrany konstrukce nebylo možné.

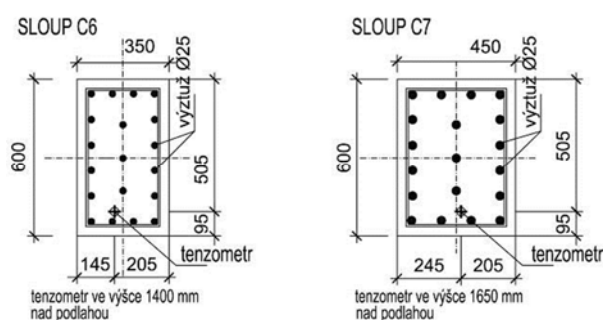
## 9 SLOUPY Z VYSOKOPEVNOSTNÍHO BETONU V BRNĚ

### 9.1 POPIS BUDOVY A PROVÁDĚNÝCH MĚŘENÍ

Jedná se o stavbu obchodního domu „Pasáž Magnum“, situovanou v centru Brna na pěší zóně ulice Česká, [22], [23]. Stavba probíhala v letech 2005 až 2006. Z důvodu prostorových požadavků v suterénu budovy na umístění výtahů garážového stání bylo nutno navrhnout omezené rozměry sloupů ozn. C6 a C7, Obr. 9.1. Rozměry příčného řezu sloupů jsou patrné z Obr. 9.2. Pro zvýšení únosnosti bylo navrženo je provést z vysokopevnostního betonu C80/95.



Obr. 9.1 Příčný řez budovou



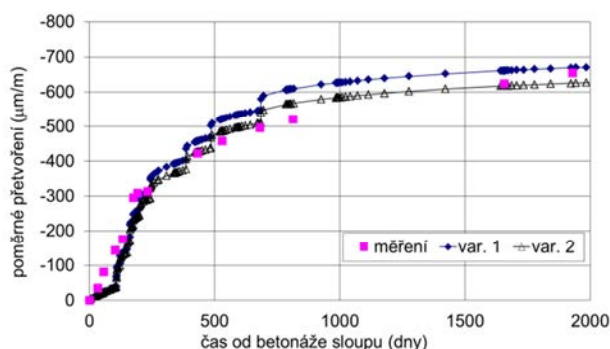
Obr. 9.2 Umístění tenzometrů ve sledovaných sloupech C6 a C7

Ve sledovaných sloupech byl osazen vždy jeden strunový tenzometr Gage Technique; cca 1,4 m (respektive 1,65 m) nad podlahou suterénu, Obr. 9.2. Tenzometry jsou umístěny svisle, měří tak přetvoření v podélné ose sloupu. Současně s přetvořením je sledována i změna teploty betonu. Betonáž sloupů a instalace tenzometrů proběhla dne 1.6.2005. Od tohoto okamžiku se uskutečnilo celkem 16 měření poměrného přetvoření (12 v průběhu výstavby v letech 2005 až 2006, další 4 měření proběhla v letech 2007, 2009, 2010). Dále byly provedeny podrobné zkoušky krychelné pevnosti betonu na krychlích a zkoušky hranolové pevnosti betonu v tlaku na trámčích a stanovení modulů pružnosti betonu na hranolech, [24].

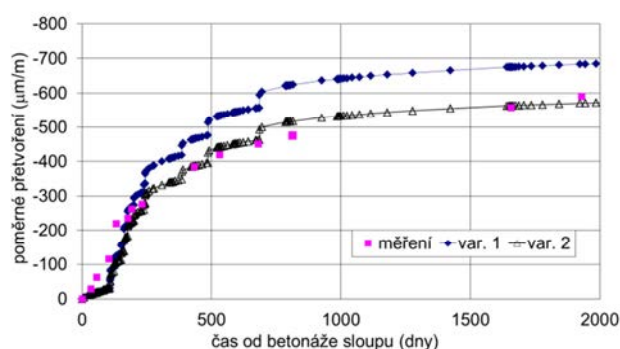
### 9.2 POROVNÁNÍ NAMĚŘENÝCH A VYPOČTENÝCH VELIČIN

Pro porovnání naměřených a vypočtených hodnot poměrného přetvoření byl v programu TDA [N9] vytvořen prutový výpočetní model obou sloupů. Jedná se o modely jednotkové délky (výšek sloupu délky 1 m). Příčný řez je tvořen dvěma konečnými prvky reprezentující beton a betonářskou výztuž. Oba prvky mají totožné těžiště. Výšek je zatížen osovou silou v těžišti průřezu. Materiálové parametry betonu jsou uvažovány dle naměřených hodnot. Reologický model byl zvolen dle normy EC2 [N3]. Vlhkost vzduchu byla uvažována po dobu výstavby průměrnou hodnotou 70 % po dokončení nosné konstrukce 50 % (hodnota byla ověřena měřením). Výpočet zatížení je stanoven dle ČSN 73 0035 (provozní hodnoty). Síly do sloupů jsou převzaty ze statického výpočtu projektanta stavby [23]. Jedná se o svislé reakce v místech sloupů, stanovené z deskových výpočetních modelů jednotlivých podlaží. V modelech bylo v místech sloupů a stěn uvažováno prosté podepření desek (*var. 1*). Ve sloupech tedy předpokládal vznik pouze normálových sil. Dále byla uvažována *var. 2*, ve které byly síly ve sloupech stanoveny za předpokladu vetknutí desek do obvodových stěn. Došlo tak ke zmenšení zatížení z jednotlivých podlaží; u sloupu C6 o 9 % a u sloupu C7 o 25 %.

Naměřené a vypočtené hodnoty poměrného přetvoření betonu jsou uvedené na Obr. 9.3 a Obr. 9.4. Oba obrázky ukazují vcelku dobrou shodu naměřených a vypočtených hodnot u obou sloupů v počátečních fázích výstavby. Přibližně do stáří sloupů 300 dní se dají výsledky obou variant výpočtů akceptovat. Odpovídá to přibližně času dokončení nosné konstrukce budovy. V okamžiku, kdy je na konstrukci postupně dodáváno ostatní stálé zatížení (obvodové pláště, příčky, podlahy, podhledy, vzduchotechnika apod.) a začíná působit nahodilé zatížení, se výsledky výpočtů a měření u *var. 1* rozcházejí. Výrazně je to patrné u sloupu C7. Důvody, proč tomu tak je, jsou následující: nejasné statické působení celé budovy, neznalost skutečné velikosti zatížení a změny v průběhu výstavby a průběh smršťování vysokopevnostního betonu. Na celkových rozdílech naměřených a vypočtených hodnot přetvoření se tedy vzájemně podílí kombinace všech tří důvodů. Někdy se mohou sečítat, jindy vzájemně odečítat. Jejich celkové zohlednění je ale v současném stavu poznání značně omezené.



Obr. 9.3 Průběh poměrného přetvoření betonu ve sloupu C6



Obr. 9.4 Průběh poměrného přetvoření betonu ve sloupu C7

Realizace sloupů představovala v roce 2005 jednu z prvních aplikací vysokopevnostního betonu u nás v oblasti monolitického betonu v pozemních stavbách u nás. Z toho důvodu se přistoupilo i k návrhu a realizaci dlouhodobého sledování této konstrukce. Sledování probíhá již cca šest let. Z doposud provedené analýzy plynou následující závěry:

- Návrh sloupu z vysokopevnostního betonu umožnil zmenšení rozměrů sloupu a z hlediska investora i výhodnější využití suterénních prostor budovy. Tato varianta se ukázala jako vhodná alternativa k betonovým sloupům s tuhými ocelovými vložkami.
- Požadovaná pevnost betonu byla z experimentálních důvodů oproti skutečnému požadavku projektu zvýšena na C80/95. Realizace sloupu z vysokopevnostního betonu přímo na stavbě byla možná. Ukázalo se ale, že není jednoduché této pevnosti dosáhnout. Ve skutečnosti jde dle provedených zkoušek o beton o jednu třídu menší (C70/85).
- Srovnání naměřených a vypočtených hodnot bylo vcelku úspěšné. Výsledky ukázaly na problematiku sledování budov a její rozdíly oproti sledování mostů. Jde zejména o rozličnosti v ne zcela staticky „čistém“ schématu budovy oproti obvykle jasnému statickému působení u mostů, o rozličnosti ve znalosti skutečné velikosti zatížení. Statický systém budov je obvykle méně nepřehledný a modelováním obtížně vystihnuteľný. U budov často dochází ke změnám zatížení v průběhu výstavby i po jejím dokončení, část zatížení nahodilého působí dlouhodobě apod. U mostů je víceméně zatížení po jeho dokončení vždy jasné a prochází mnoha kontrolami (např. zkoušky objemové hmotnosti apod.).



## 10 PŘEDPJATÉ NÁDRŽE NA NAFTU V LOUKOVĚ

### 10.1 STRUČNÝ POPIS KONSTRUKCE

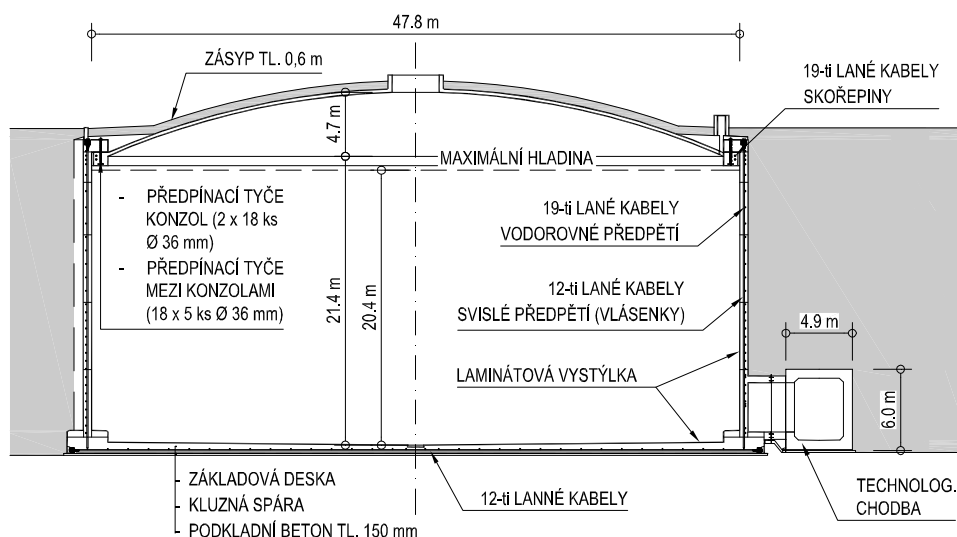
Jedná se o stavbu čtyř identických velkokapacitních nádrží, každá o objemu 35 000 m<sup>3</sup>. Nádrže jsou určené pro skladování motorové nafty v areálu společnosti ČEPRO v Loukově u Bystřice pod Hostýnem. Jsou kruhového půdorysu o vnitřním průměru 47,8 m s maximální výškou hladiny náplně 20,40 m, Obr. 10.1. Projekt nosné konstrukce zpracovala firma Stráský, Hustý a partneři, Brno, generálním dodavatelem stavby byla firma Metrostav. Autor této práce je zodpovědný projektant statické části nádrží. Stavba probíhala v letech 2008 až 2011.



Obr. 10.1 Celkový pohled na stavbu

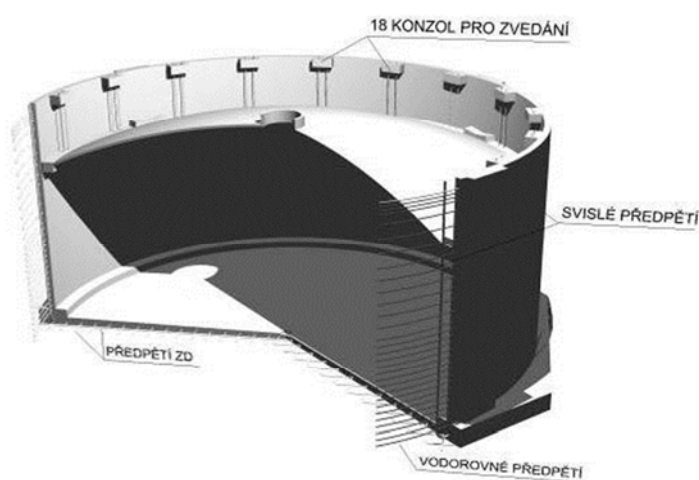
Nádrže jsou navrženy jako dvouplášťové z předpjaté betonové nosné části a z vnitřní laminátové vystýlky, která zajišťuje vlastní těsnost nádrže. Jsou cca z poloviny výšky zapuštěny do stávajícího terénu a z druhé poloviny jsou přesypány. Tloušťka překrytí zeminou na střeše je 600 mm, Obr. 10.2. Zapuštění do terénu má velký význam z hlediska požární ochrany, vlastní technologie provozu nádrží, vlivu kolísání teplot a též i estetického začlenění nádrží do krajiny. Důležitým koncepčním prvkem je dostatečně účinný drenážní systém, odvádějící vodu z podloží. Nádrže tak nebudou z vnější strany vystaveny tlakové vodě. Návrh vyztužení a předpětí nádrže vychází z mezních stavů použitelnosti. U dna a stěn je postupováno jako u návrhu vodonepropustné konstrukce; tj. vytvořila se příslušná tlaková rezerva pomocí předpětí. U dna se pro charakteristické zatížení připouštělo částečné předpětí, pro častou kombinaci zatížení je beton vždy tlačěn. Ve svislém směru stěn bylo pro charakteristické zatížení připuštěno částečné předpětí (při působení momentu a svislé normálové tlakové síly by případná trhlinka neprocházela přes celý průřez). Ve vodorovném směru je konstrukce navrhována pro všechny zatěžovací stavy plně předpjatá. Návrh byl vždy volen tak, aby případná maximální šířka trhlin byla do 0,2 mm.

Nádrže jsou navrženy jako dvouplášťové z předpjaté betonové nosné části a z vnitřní laminátové vystýlky, která zajišťuje vlastní těsnost nádrže. Jsou cca z poloviny výšky zapuštěny do stávajícího terénu a z druhé poloviny jsou přesypány. Tloušťka překrytí zeminou na střeše je 600 mm, Obr. 10.2. Zapuštění do terénu má velký význam z hlediska požární ochrany, vlastní technologie provozu nádrží, vlivu kolísání teplot a též i estetického začlenění nádrží do krajiny. Důležitým koncepčním prvkem je dostatečně účinný drenážní systém, odvádějící vodu



Obr. 10.2 Příčný řez nádrží

Nádrže jsou založeny plošně na **základové desce** půdorysně ve tvaru pravidelného osmiúhelníka průměru 51,4 m s proměnnou tloušťkou 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 na 1,2 m. Deska je dodatečně předepnuta. **Stěny** nádrží tl. 0,6 m jsou navrženy jako dodatečně předepnuté horizontálními a vertikálními kabely. Horizontální kabely jsou 19-ti lanové zainjektované v plastových trubkách. Pro kotvení vodorovných kabelů jsou po vnějším obvodu rozmístěna čtyři svislá žebra. Stěny jsou dále předepnuty svislými 12-ti lanovými kabely, tzn. vlásenkami, kotvenými v základové desce pomocí ocelové ohnuté trubky. Stěny byly betonovány do tzv. taženého bednění. **Střecha nádrže** je tvořena kopulí tvaru kulového vrchlíku o průměru cca 48 m, vzepětí cca 5 m a tloušťce 250 mm. Na okraji střechy je navržen věnec, kde je umístěna část předpínacích obvodových kabelů střechy (druhá část je umístěna v horní části stěny). V ploše kopule je pouze betonářská výztuž. Zvažoval se postup betonáže střechy na vysoké skruži v definitivní poloze anebo betonáž střechy na dně nádrže a její následné vyzdvižení do definitivní polohy a připnutí ke konzolám v horní části stěn. Nakonec se druhá varianta ukázala jako výhodnější.



Obr. 10.3 Schema konstrukce a navrženého postupu výstavby

Došlo tak k eliminaci vysoké skruže na podstatně jednodušší nižší skruž a k výraznému snížení času nutného na demontáž bednění. Vyzdvižení skořepiny bylo navrženo pomocí  $2 \times 18$  ks předpínacích tyčí průměru 36 mm, Obr. 10.3. Tyče byly na jedné straně osazeny v obvodovém věnci skořepiny a na druhé straně v železobetonových konzolách šířky 2,2 m a výšky 900 mm rovnoměrně rozmístěných po obvodě stěn. Na každou konzolu připadají dvě tyče, spojované po cca 6 m od věnce až nad konzoly ze stěn, kde je umístěno zdvihací zařízení. Bylo požadováno synchronní zvedání

střechy. V konzolách jsou osazeny chráničky o světlosti do 120 mm, kterými procházejí tyče. Tíha zvedané skořepiny byla 1450 tun. Podrobný popis nádrží je uveden v [25], [26], [27] a [28].

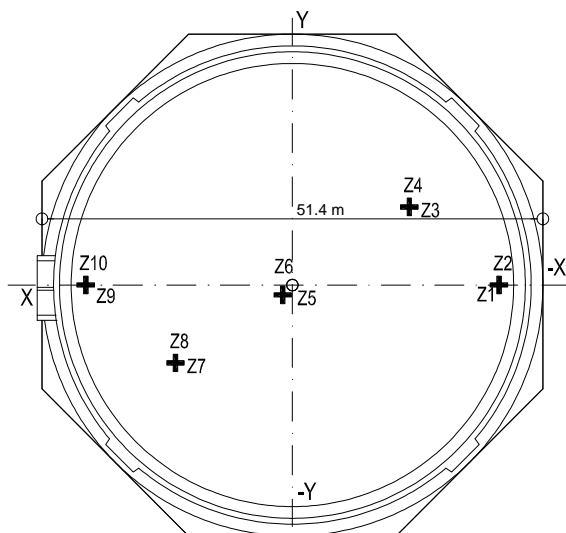
## 10.2 VYBAVENÍ NÁDRŽÍ MĚŘICKÝM ZAŘÍZENÍM

Hlavním cílem monitoringu nádrží bylo ověření úrovně napjatosti (poměrného přetvoření) betonu v různých stádiích výstavby, během zatěžovací zkoušky i následně během provozu nádrží [29]. Do konstrukce byly osazeny strunové tenzometry GT TES/5.5/TR, které je možno připojit k měřicí ústředně DataTaker DT. Je osazeno celkem 179 ks strunových tenzometrů.

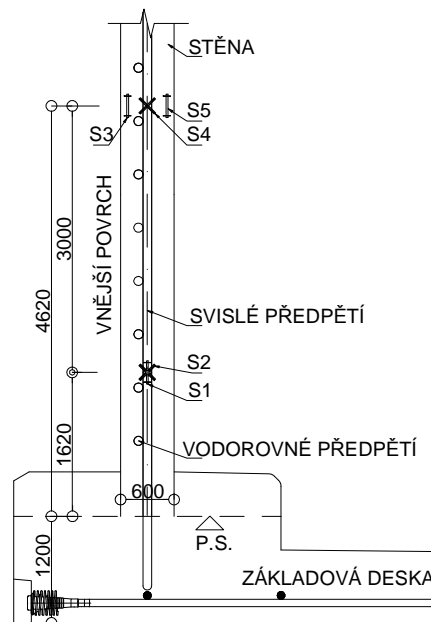
V základové desce nádrže N1 bylo osazeno 10 ks tenzometrů v cca v polovině tloušťky základové desky v obou na sebe kolmých směrech. Je tak možno sledovat velikost vneseného předpětí do základové desky. Půdorysné rozmístění tenzometrů je zřejmé z Obr. 10.4. V dalších základových deskách bylo osazeno po 5 ks tenzometrů.

Ve stěnách nádrží bylo provedeno osazení tenzometrů ve čtyřech půdorysných místech (cca ve 1/4 obvodu). Vždy ve dvou výškových úrovních bylo na jednu nádrž umístěno  $4 \times (2 + 3) = 20$  tenzometrů, Obr. 10.5. V úrovni cca 1,6 m nad pracovní spárou mezi stěnou a základovou deskou je připevněn jeden tenzometr ve svislém směru (S1) a druhý ve vodorovném směru (S2). Ve výšce cca 4 - 5 m nad pracovní spárou je umístěn jeden tenzometr ve vodorovném směru (S4 -

v ose stěny) a dva ve svislém směru (blíže k povrchům stěny, S3 a S5). Poloha tenzometrů odpovídá místům s maximální vodorovnou tahovou silou (S4) a maximálním svislým momentem od zatížení náplní (S3 a S5). Přívodní kabely od tenzometrů jsou vyvedeny v chráničkách na vnější stranu nádrže. Po dokončení byly vyvedeny na střechu nádrže, kde je umožněno dlouhodobé sledování.

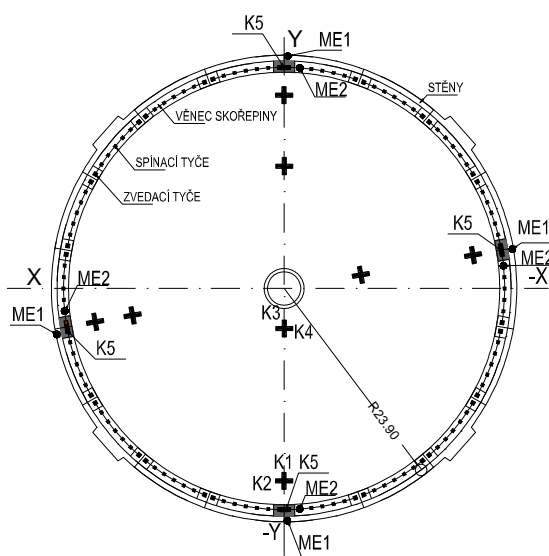


Obr. 10.4 Půdorysné umístění tenzometrů v základové desce nádrže N1

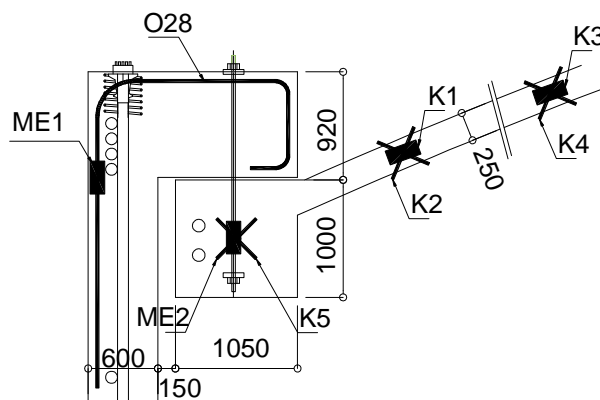


Obr. 10.5 Umístění tenzometrů ve stěnách – příčný řez

Do skořepiny první nádrže bylo osazeno na čtyřech půdorysných místech celkem  $4 \times 5$  tenzometrů, Obr. 10.6. Jeden tenzometr je vždy osazen v obvodovém věnci (K5), dva v tangenciálním (K2, K4) a dva v radiálním směru skořepiny (K1 a K3). V ostatních skořepinách je počet tenzometrů zmenšen ( $19 + 14 + 11$  ks).



Obr. 10.6 Umístění tenzometrů ve skořepině – půdorys



Obr. 10.7 Umístění tenzometrů ve skořepině a v konzolách stěn – příčný řez

K nejvíce namáhaným částem konstrukce patří konzoly pro zvedání střechy. Proto zde byly na svislou část betonářské výztuže průměru 28 mm umístěny magneetoelastické snímače od firmy Projstar Bratislava (ME1), Obr. 10.7. Obdobně k důležitým prvkům konstrukce patří spínací tyče průměru 36 mm mezi skořepinou a konzolami stěn, kde pro kontrolu úbytků síly byly navrženy také obdobné magneetoelastické snímače (ME2), Obr. 10.7. Vzhledem k odlišným magnetickým vlastnostem použité oceli bylo třeba ME snímače v laboratoři kalibrovat v lisu pro daný typ výztuže a pro různé teploty oceli.

Teplota a vlhkost vzduchu v okolí nádrže byly zaznamenávány automaticky pomocí registračního vlhkoměru a teploměru S3120 od firmy Comet System Rožnov pod Radhoštěm, umístěných během stavby na stěnách nádrže N1 a N4, posléze v technologické chodbě.

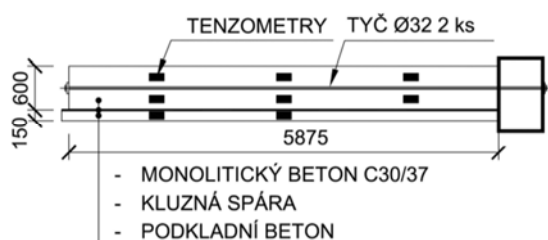
V rámci sledování byly provedené nezávislé zkoušky pevností betonu a modulu pružnosti. Z hlediska pevnosti se prokázalo dodržení projektované třídy betonu C30/37. Hodnoty modulů pružnosti byly ale pod hodnotou udávanou v normě [N1]. Například pro stěny nádrže N1 je naměřená hodnota modulu pružnosti (27,4 GPa) o 17 % menší než normou udávaných 33 GPa. U stěn nádrže N2 je rozdíl ještě výrazně větší až o 30 %.

Dále bylo prováděno kontrolní ověřování reologických vlastností betonu na hranolech vyrobených ze skutečné betonové směsi přímo na stavbě. U nádrže N1 byla při betonáži stěn vyrobena sada 8 ks hranolů 400/100/100. Dva se uložily přímo na stavbě pro měření smršťování se zabetonovanými strunovými tenzometry, další se umístily v laboratoři při konstantní vlhkosti vzduchu. Dva byly určeny pro sledování smršťování, dva pro dotvarování (pomocí strunových tenzometrů umístěných na povrchu betonu). Obdobná sada byla vyrobena při betonáži stěn nádrže N2, blíže viz [29].

V průběhu výstavby nosné konstrukce v roce 2009 probíhalo podrobné sledování a zaznamenávání všech dat důležitých z hlediska statiky, viz [29]. Po osazení tenzometrů do konstrukce probíhalo sledování poměrného přetvoření ve všech staticky významných fázích výstavby všech nádrží: před a po provedení předepnutí základové desky, po provedení stěn, po jejich betonáži, po napnutí vodorovných kabelů a svislých kabelů stěn, při napínání věnce skořepiny, během zvedání skořepiny, po zmonolitnění skořepiny se stěnami, v průběhu zatěžovací zkoušky, během provádění laminátové vystýlky a zásypů stěn a střechy.

### 10.3 OVĚŘENÍ VLASTNOSTÍ KLUZNÉ SPÁRY

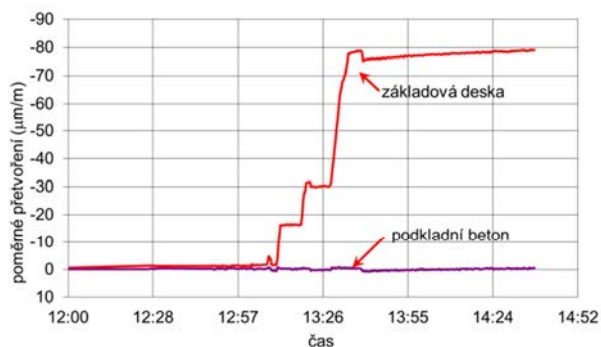
Experimentální ověření vlastností kluzné spáry základové desky vycházelo z návrhu založení nádrží, Obr. 10.2. Pro umožnění vnesení předpětí do desky byla navržena kluzná vrstva v následující skladbě: základová deska, geotextílie, 2x PE folie, geotextílie, podkladní beton tl. 150 mm. Cílem navrhovaného experimentu zkušebního výseku základové desky bylo ověřit: použitelné materiály pro kluznou spáru mezi základovou deskou a podkladním betonem, skutečně vnesené předpětí do základové desky, vliv nerovností kluzné spáry na předepnutí desky,



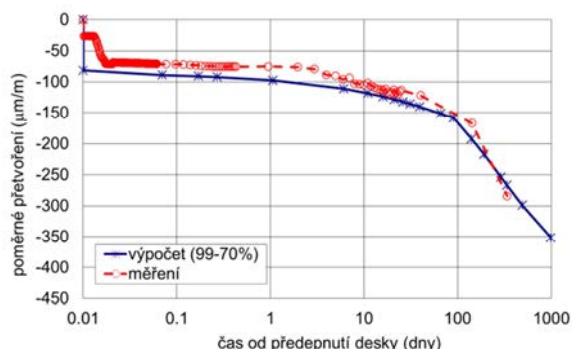
Obr. 10.8 Podélný řez vzorkem s umístěním tenzometrů

dlouhodobé chování základové desky na kluzné spáře. Bylo rozhodnuto provést výsek desky výšky  $0,6 \times 0,6 \times 5,875$  m. Výsek byl realizován ze stejného betonu jako skutečná základová deska, tedy C30/37, Obr. 10.8. Deska byla dodatečně předepnutá dvojicí tyčí průměru 32 mm vyvozující stejného namáhání jako ve skutečné základové desce. Experiment byl opatřen strunovými tenzometry v desce i v podkladním betonu.

V Obr. 10.9 je znázorněna průměrná hodnota poměrného přetvoření pro čidla v desce a v podkladním betonu. Čidla v podkladním betonu nevykazují téměř žádnou změnu poměrného přetvoření. Je zřejmé, že celá síla se dostává pouze do zkušebního vzorku.



Obr. 10.9 Průběh poměrného přetvoření betonu při předpínání desky



Obr. 10.10 Průběh poměrného přetvoření v základové desce – dlouhodobé účinky

Pro porovnání dlouhodobých naměřených dat s vypočtenými byly v programu pro časovou analýzu konstrukcí TDA [N9] vytvořeny samostatné výpočtové modely základové desky a podkladního betonu, [31]. Jedná se o prutové modely, vždy výšek délky jednoho metru umožňující volné zkrácení prvku. Průřez je tvořen ze dvou částí: vlastní beton a betonářská výztuž. Základová deska je namáhána jednou osovou silou působící v těžišti průřezu od skutečně vneseného předpětí. Je uvažováno celkem 24 časových intervalů. Ošetřování betonu se předpokládalo 3 dny. Vnesení zatížení je uvažováno naráz v jednom okamžiku. Reologický model je volen dle normy EN1992-1-1 [N1] pro normové vlastnosti použitého betonu. V Obr. 10.10 je uvedeno srovnání měření a výpočtů pro základovou desku od času vnesení předpětí do desky. Z uvažovaných výpočetních variant odpovídala nejlépe naměřeným hodnotám varianta s vlhkostí vzduchu 99 % uvažovanou po dobu cca 100 dnů a s následnou změnou na 70 %.

Z provedeného experimentu výseku předpjeté základové desky je zřejmé, že podkladní beton nijak nebránil vnesení předpětí do zkušebního bloku. Navržená skladba kluzné vrstvy byla funkční a dostatečně oddělila desku a podkladní beton. Bylo ověřeno použití této kluzné vrstvy pro skutečnou základovou desku nádrží.

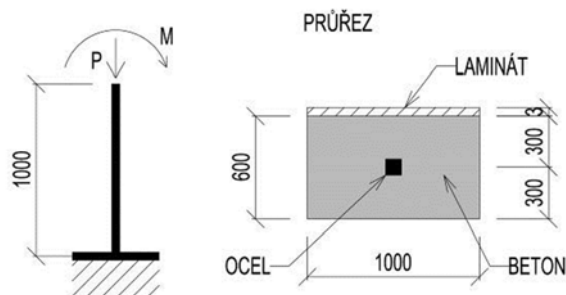
#### 10.4 ANALÝZA CHOVÁNÍ STĚN VČETNĚ VYSTÝLKY

Pro zajištění těsnosti nádrží je jejich vnitřní povrch stěn a dna opatřen sklolinátovou vystýlkou. Ochrana před netěsností a detekce (zjišťování) netěsností nádrží jsou řešeny jako ucelený vakuový systém, kdy jsou zjišťovány netěsnosti (tj. potenciální úniky) ztrátou podtlaku v meziprostoru dvoustěnného systému, tzn., že k indikaci netěsnosti dojde dříve, než může skladovaná kapalina uniknout do okolí, [30].

Pro posouzení účinků namáhání stěn včetně laminátů byly vytvořeny prutové modely jednotkové délky v programu TDA, samostatné pro vodorovný směr a svislý směr stěny [30]. Průřez je uvažován jako spřažený (nehomogenní), tedy ze tří materiálů (beton, přepínací a betonářská výztuž, laminát). Průřez je tedy tvořen ze tří konečných prvků na excentricitě k referenční ose, Obr. 10.11. Pro výpočet smršťování a dotvarování byl použit reologický model dle EC2 [N1]. Parametry betonu jsou uvažovány na základě provedených zkoušek VUT Brno, prováděných v rámci monitoringu nádrží [29]. Pro výpočet náhradní tloušťky průřezu dle EC2 ( $h_0 = 2A_c/u$ ) jsou z důvodu změny obvodu vysychání stěny v průběhu stavby uvažovány dvě varianty výpočtu: a) pro vysychající obvod délky 2,0 m ( $h_0 = 0,6$  m) a b) obvod délky 1,0 m ( $h_0 = 1,2$  m). Druhá varianta odpovídá situaci po nalepení laminátu zabraňujícímu vysychání

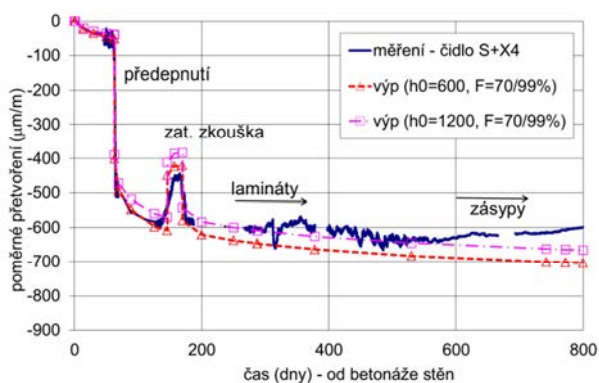


průřezu z vnitřní strany stěny. Parametr typu cementu  $s$  byl uvažován pro normální cement hodnotou  $s = 0,25$ . V časových intervalech do provedení zatěžovací zkoušky vodou byla uvažována vlhkost vzduchu 70 %, po provedení zatěžovací zkoušky byla vlhkost uvažována 99 % (nedochází k vysychání průřezu). Alternativně jsou provedeny výpočty s vlhkostí 70 % po celou dobu životnosti. Vysoká vlhkost v uvedeném období je zaznamenána i měřením, viz [29].



Obr. 10.11 Výpočtový model stěny

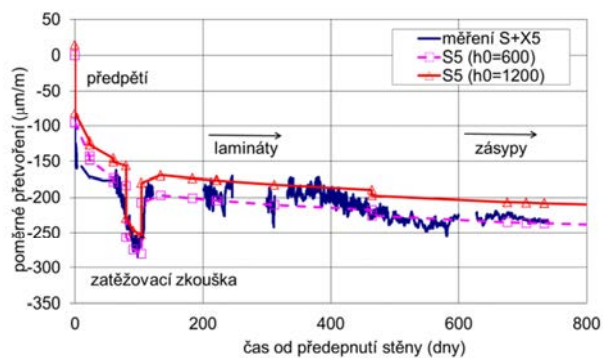
cílem zatěžovací zkoušky bylo ověření sedání nádrží. Zkouška se uskutečnila v době, kdy nebyla provedena laminátová vystýlka. A tak zkouška zároveň ověřovala vlastní těsnost betonových stěn nádrže. Voda se do první nádrže navážela z řeky Bečvy cisternami do mezizásobníku, odkud se čerpala do nádrže. Navážení vody do první nádrže trvalo cca jeden měsíc. Zkoušky dalších nádrží probíhaly cca s jednoměsíčním odstupem. Voda se do nich již přečerpávala z předchozí nádrže. Vlastní přečerpání trvalo cca 7 až 10 dní. Naplňování a vyprazdňování nádrží probíhalo rovnoměrně, vždy po cca jedné třetině celkového objemu náplně. Po každé třetině probíhalo měření chování nádrže (sedání, deformace stěn, poměrná přetvoření) a jeho vyhodnocení.



Obr. 10.12 Průběh poměrného přetvoření betonu ve vodorovném směru, čidlo S4

Zatížení v prutovém modelu TDA je tedy uvažováno pomocí vnějších sil a momentů. Pro výpočet jsou vybrány výseky stěny, které jsou nejvíce namáhané ve vodorovném a svislém směru. V těchto místech bylo z globálního deskostěnového modelu nádrží stanoveno namáhání konstrukce od jednotlivých zatěžovacích stavů.

Modely dále zohledňují provedení zatěžovací zkoušky nádrží vodou, pro jejíž zajištění bylo třeba celkem cca 33 000 m<sup>3</sup> vody. Hlavním



Obr. 10.13 Průběh poměrného přetvoření betonu ve svislém směru, čidlo S5

Obr. 10.12 dokumentuje srovnání naměřených a vypočtených hodnot poměrného přetvoření za 800 dnů od betonáže stěn. Je zřejmá shoda naměřených a vypočtených dat, zejména v počátečních fázích. Zřetelný je vliv předepnutí stěn ve vodorovném směru (vytvoření tlakové rezervy) i průběh zatěžovací zkoušky vodou (zmenšení tlakové rezervy). Měření po zatěžovací zkoušce ukazuje na zastavení vysychání nádrže a ustálení hodnot přetvoření na úrovni cca 600 µm/m. V jarních a letních měsících roku 2010 (od času cca 400 dní) došlo se změnou vlhkosti vzduchu k mírnému nárůstu přetvoření. Lokální nerovnoměrnost měření souvisí se změnou teploty betonu. Z obrázků je patrná změna gradientu poměrného přetvoření v důsledku

nainstalování laminátové vystýlky (zabránění vysychání) a v důsledku dokončení zásypů (ustálení teplotních vlivů na měření).

Obr. 10.13 dokumentuje průběh naměřeného poměrného přetvoření na tenzometru S5 a vypočtených hodnot pro vlhkost vzduchu  $\phi = 70/99$  %. Naměřené hodnoty jsou sice na počátku menší než vypočtené, i okamžitá změna při zatěžovací zkoušce je menší. To může signalizovat tužší spojení stěn a základové desky a tedy i menší moment ve stěně v místě tenzometrů, než je ve výpočtovém modelu s kloubovým uložením stěn na základové desce. Ke konci měření se ale též dlouhodobé hodnoty přibližují výpočtu. Odchylky mohou být dále způsobeny v ne zcela shodné poloze tenzometrů a maximálního svislého momentu, který byl uvažován ve výpočtu; a dále pravděpodobně v jiné vlhkosti betonu u vnějšího povrchu.

Porovnání naměřených a vypočtených hodnot poměrného přetvoření betonu předpjatých stěn prokázalo velmi dobrou shodu. Byly tak potvrzeny předpoklady o statickém působení nádrží, zejména uvažovaného neposuvného styku stěny - základová deska, velikosti předpětí, tlakové rezervy apod. Přidruženým efektem bylo ověření staticky malého namáhání laminátové vystýlky pro krátkodobá i dlouhodobá zatížení. Napětí v laminátu od samotného plnění nádrže naftou (okamžité účinky při dosažení maximální havarijní hladiny nafty) se pohybuje -1,1 MPa (tlak) až 1,0 MPa (tah), deformace od -200 do +180  $\mu\text{m}$  (-0,020 % – +0,018 %). Pevnosti laminátu jsou oproti tomu v rozmezí cca 60 až 100 MPa, a tažnosti cca 4 až 5 %. Odolnost laminátu je tedy výrazně větší než předpokládané mechanické namáhání.

## 10.5 SHRNUTÍ KAPITOLY

Předpjaté nádrže na naftu představují stavbu s řadou ojedinělých konstrukčních řešení (předpínání, betonáže stěn, skořepiny, laminátové těsnící vystýlky). Zejména pak zvedání tak unikátní konstrukce, co se týče hmotnosti, rozměrů i výškového rozdílu je jedinečné v celostátním i evropském měřítku. Společenskému a ekonomickému významu stavby proto také odpovídal rozsáhlý návrh a realizace sledování chování této konstrukce s cílem ověření statických předpokladů návrhu. Před započítáním stavby byla provedena řada přípravných experimentů ověřujících vhodnosti navržených detailů a částí. Byl vytvořen soubor údajů o provedení stavby (materiálové vlastnosti, naměřená data), který umožňuje vyhodnocení skutečného chování. Z doposud provedeného dlouhodobého sledování a z analýzy výsledků získaných při sledování nádrží plynou následující závěry:

- Dosavadní zkušenosti ukazují, že předpjaté betonové nádrže mohou splnit požadavky investora na kvalitu a požadované funkční parametry. Předpokládá se, že i jejich trvanlivost splní očekávání a že se stanou konkurencí pro ocelové nádrže, které se často po pohonné hmoty používají.
- Nezávislé zkoušky betonu prokázaly, že výrobci betonu nemají problém s dodržením požadované projektované pevnosti betonu, problémy mají s dodržením modulu pružnosti. Jedná se o zkoušku, která není obvykle vyžadována. Bylo by proto vhodné při „certifikaci“ betonové směsi nejen ověřovat pevnost, ale i modul pružnosti.
- Navržená kluzná spára mezi předpjatou základovou deskou a podkladním betonem je funkční pro okamžité i dlouhodobé účinky. Naměřené výsledky odpovídají výpočtům.
- Zatěžovací zkouška prokázala předpoklady návrhu a dala tak předpoklady možnosti dlouhodobého využití těchto nádrží. Byla dosažena dobrá shoda naměřených a vypočtených hodnot. Byly ověřeny potvrzeny předpoklady projektu o statickém chování nádrží.
- Byla prokázána velmi dobrá shoda mezi naměřenými a vypočtenými hodnotami dlouhodobého poměrného přetvoření ve stěnách nádrží.



## 11 ZÁVĚR

Sledování a analýza dlouhodobého chování betonových konstrukcí mají mimořádný význam pro zkvalitnění návrhu nových konstrukcí. Sledování významně přispívá k trvale udržitelnému rozvoji stavebních konstrukcí. Práce popisuje specifické problémy sledování betonových konstrukcí a zaměřuje se na prohloubení poznatků týkajících se projektů sledování, jejich realizací na stavbě a následné analýzy dlouhodobého chování. Ukazuje též problematiku tvorby výpočetních modelů těchto konstrukcí s vlivem postupné výstavby, smršťování a dotvarování. Výsledky práce a z ní vyplývající doporučení lze shrnout do následujících bodů.

### 1. Projekty a realizace dlouhodobého sledování

- V rámci této práce je podrobně popisováno statické a konstrukční řešení celkem pěti významných dálničních mostů a dvou konstrukcí pozemních staveb. Každá z těchto konstrukcí se vyznačuje řadou specifických statických a konstrukčních řešení a problémů, která si vyžádala provedení dlouhodobého sledování.
- V práci je navržen podrobný koncepční přístup k dlouhodobému sledování, zejména betonových konstrukcí. Postup je u uvedených konstrukcí uplatňován s ohledem na význam konstrukce a dostupné finanční prostředky. Navržený postup se osvědčil a lze ho doporučit jako obecně platný pro většinu betonových konstrukcí. Provedení dlouhodobého sledování lze doporučit u všech významných inženýrských staveb.
- Projekty sledování konstrukcí je třeba provádět na základě detailní analýzy jejich statického chování. Doporučuje se proto, aby projekt sledování byl obsažen již v samotném projektu stavby tak, aby na něj mohly být vyčleněny finanční prostředky.
- Projekt má obsahovat návrh vybavení měřickým zařízením, návrh materiálových zkoušek včetně zkoušek reologických vlastností betonu. Doporučuje se sledování realizovat již od samotné výstavby konstrukce. Jen tak lze zohlednit všechny relevantní jevy ovlivňující dlouhodobé chování. Dodatečná montáž měřického zařízení po dokončení stavby, až v případě zjištění nějaké poruchy, je často velmi problematická a již nemůže zachytit předchozí děje.
- Většina sledovaných konstrukcí byla vybavena pro dlouhodobá měření strunovými tenzometry zabudovanými do betonu. Námi instalované tenzometry dobře fungují pro okamžitá zatížení i pro zatížení dlouhodobá již řadu let. Jejich použití lze tedy doporučit i pro měření dalších obdobných konstrukcí.

### 2. Výsledky dlouhodobého sledování

- Práce vytvořila unikátní soubor naměřených dat a informací o významných stavebních konstrukcích a analyzovala naměřená data. Ucelený soubor dat o konstrukcích umožnil zadat do výpočetních modelů relevantní údaje. Projektanti tak získávají zpětnou odezvu o skutečném chování navržených konstrukcí a potvrzení správnosti předpokladů statického výpočtu. Množství dat dále umožňuje vytvořené výpočetní modely ještě dále vylepšovat, upřesňovat a doplňovat.
- Z výsledků práce je zřejmé, že dlouhodobé měření musí relativně podrobně probíhat nejméně tři až pět let, teprve poté je možné očekávat výsledky dávající představu o skutečném dlouhodobém chování celé konstrukce. Tato doba koresponduje obvykle s koncem záruční doby dodavatele stavby. Proto se doporučuje investorům a majitelům těchto konstrukcí po skončení tohoto období provést analýzu skutečného chování konstrukce, to je ověřit, zda chování odpovídá projektovanému stavu a konstrukce tak splňuje záruční podmínky. Další sledování se dá provádět s periodou 3 až 5let.

- Dlouhodobá měření se doporučuje provádět vždy na jaře nebo na podzim za vyrovnaných teplot konstrukce tak, aby se zabránilo nepříznivému ovlivnění měření v důsledku nerovnoměrné teploty betonu, která se jen obtížně koriguje. Při plánování měření je třeba vždy pamatovat na měření vlhkosti vzduchu, která velmi výrazně ovlivňuje průběhy poměrného přetvoření od smršťování.
- Práce prokázala schopnost zajistit stavbou dostatečné splnění projektem předepsaných pevností betonu. U modulů pružnosti tomu tak nemusí vždy být. Často jsou moduly pružnosti betonu ve skutečnosti menší než normové hodnoty, s kterými uvažuje projektant. Doporučuje se v rámci certifikace jednotlivých betonových směsí tomu věnovat patřičnou pozornost. Též projektantům se doporučuje uvážit použití normových hodnot modulů pružnosti.
- S ohledem na zvyšující se variabilitu typů betonů způsobenou používáním chemických přísad do betonu, používáním jemných složek, variabilitou cementů apod. je nutné získávat experimentální výsledky chování betonu. Dlouhodobá měření in-situ se doporučuje doplňovat dlouhodobým měřením na vzorcích materiálů.

### 3. Srovnání výsledků měření s výpočty a doporučení pro návrh obdobných konstrukcí

- Měření byla v rámci této práce ověřena tvorba výpočtových modelů, založená na metodě konečných prvků a metodě časové diskretizace, obsažené v programu pro časovou analýzu rovinných rámových konstrukcí (TDA [N9]). Ukázalo se, že použití této metody pro analýzu konstrukcí je vhodné, a při pečlivém zadávání vstupních dat lze očekávat reálné výsledky chování konstrukcí. Bylo ověřeno, že výpočty mohou být v souladu s měřením za předpokladu, že v konstrukci nevznikají významné tahové trhliny. Metodu lze tedy doporučit zejména pro konstrukce předpjaté.
- U konstrukcí budov majících výrazný prostorový charakter tvořených plošnými prvky desek a prutovými sloupy, je analýza programem TDA obtížná, zejména z důvodu mnohdy diskutabilní interpretace statického systému budovy, často velmi nejasného a variabilního zatížení, vzniku trhlin v betonu apod. Lze konstatovat, že pokud vykazuje konstrukce jasné statické schéma a jasné dané zatížení (viz konstrukce předpjatých mostů), lze dosáhnout velmi dobré shody naměřených a vypočtených hodnot. Budovy se obecně značně obtížně modelují, toho si musí být projektanti vědomi a připustit větší rezervy právě z důvodu, že modely nemusejí být tak výstižné, jak se třeba očekává.
- V práci bylo ověřeno, že reologický předpis obsažený v nových normách EN 1992-1-1 je dostatečně vyhovující pro analýzu konstrukcí. V projekční praxi je podstatně jednodušší pro zadání, než např. modely B3 [N4]; jeho použití proto lze doporučit.
- U měření poměrného přetvoření betonu strunovými tenzometry není možné očekávat shodu naměřených a vypočtených hodnot v řádu jednotek procent. Jsou-li rozdíly v řádu desítek procent, je možné to považovat za velmi dobrou shodu. Měření je ovlivněno řadou chyb, zejména v oblasti teplotní kompenzace. Je to měření lokální, kde se sčítají vlivy jak příčného směru, tak podélného. Přesto je to vhodná metoda, neboť geodetická měření jsou poměrně pomalá a jen jednorázová (nelze dělat kontinuální záznamy v průběhu několika dní, měsíců), navíc se musí omezit provoz na konstrukci. Měření strunovými tenzometry po vlastní instalaci již dnes není ani finančně náročné, lze je provádět i jako kontinuální měření. Doporučuje se ale kombinovat měření tenzometry s jednorázovým měřením geodetickým.
- Analýzy konstrukce během výstavby (např. pro stanovení nadvýšení konstrukce) se doporučuje provádět na základě již naměřených hodnot (z reologie zkušebních vzorků nebo např. z průhybů části konstrukce).

## 12 VYBRANÁ LITERATURA

### Články, monografie, výzkumné zprávy

- [1] CIESLAR P., Landa T., Žurych R., *Most přes Vltavu u Vepřeku*, Beton a zdivo 4, str. 5 - 9, 1995.
- [2] NAVRÁTIL J., Zich M., *Sledování dálničního mostu přes Vltavu D8-0802 c/SO 209 Zprávy ke sledování*, Ústav betonových a zděných konstrukcí VUT FAST, Brno, 1997 - 1999, 2002, 2008.
- [3] NAVRÁTIL J., Zich M., Stráský J., *Long-term Behaviour of a Motorway Bridge over the Vltava River*, National report of the Czech Republic, Structural concrete in the Czech Republic 1994-1997 XIII FIP congress Amsterdam 1998.
- [4] NAVRÁTIL J., Zich M., *Long-term deflections of long-span bridges*, str. 385 - 390 sborníku konference Challenges, opportunities and solutions in structural engineering and construction, ISCE-5 Las Vegas September 2009, ISBN 978-08-415-56809-8 (Hbk), ISBN 978-0-203-85992-6 (eBook).
- [5] NAVRÁTIL J., Zich M., *Studie příčin nadměrných dlouhodobých průhybů mostů velkých rozpětí*, Časopis Beton TKS 4/2003 str. 36-41, ISSN 1213-3116.
- [6] ZICH M., Navrátil J., *Vliv diferenčního smršťování a dotvarování na deformace letmo betonovaného mostu přes Vltavu u Vepřeku*, čas. Beton TKS 2/2011, ISSN 1213-3116.
- [7] NAVRÁTIL J., Zich M., *Long-term deflections of cantilever segmental bridges*, The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering, ISSN 1822-427x, v tisku, IF 2010=2,436.
- [8] Stráský, Hustý a partneři s.r.o. Brno, Objekt D 211 most na D1 přes pol. cestu D154 a potok Runza - realizační projektová dokumentace mostu, Brno, 2004.
- [9] ZICH M., *Sledování mostu z vysokopevnostního betonu*, časopis Beton TKS 4/2010, str. 82 -83, ISSN 1213-3116.
- [10] Stráský, Hustý a partneři s.r.o. Brno, Objekt SO 201 most na D47 přes Odru a Antošovické jezero v km 159,80, projektová dokumentace mostu, 2003 - 2005.
- [11] KONEČNÝ L., Mašek F., Stráský J., *Zavěšený most přes Odru*, časopis Stavebnictví, ISSN 1802-2030, 10/2008.
- [12] STRÁSKÝ J., Zich M., *Návrh měření a sledování konstrukce mostu a zprávy o průběhu sledování konstrukce*, Dálnice D 47, D 47091/2 Hrušov – Bohumín, 2. stavba, Objekt 201- most na D47 přes Odru a Antošovické jezero v km 159,80, 2006 - 2008.
- [13] ZICH M., Stráský J., *Dlouhodobé sledování mostů na dálnici D47*, sborník konference Experiment 2007, str. 541-546, Brno, ISBN 978-80-7204-543-3.
- [14] ZICH M., Stráský J., *Sledování chování zavěšeného mostu přes řeku Odru a Antošovická jezera*, Sborník konference Betonářské dny 2008, str. 465 - 470, Hradec Králové. ISBN 978-80-87158-11-1.
- [15] Stráský, Hustý a partneři s.r.o. Brno, Dálnice D 47, D 47091/1 Hrušov – Bohumín, 1. stavba, realizační dokumentace stavby, Objekt 233- Most na dálnici přes Ostravici, Brno, 2006.
- [16] ZICH M., *Měření a sledování konstrukce mostu – zprávy za rok 2006 a 2007*, Dálnice D47, D47091/1 Hrušov – Bohumín, 1. stavba, Objekt 233 - Most na dálnici přes Ostravici, VUT Brno, 2006 - 2007.
- [17] ZICH M., Stráský J., *Program dlouhodobého sledování mostů na dálnici D47*, sborník konference Mosty 2007, str. 72-77, Brno, ISBN 978-80-86604-30-5.
- [18] STRASKY J. Husty I., Cholera J., *Composite Bridges of the Freeway D47 and D1*. Structural concrete in the Czech Republic 2002 - 2005. 2<sup>nd</sup> fib Congress, Naples 2006.
- [19] STRÁSKÝ J., Smejkal D., Pacht R., Vítek T., *Most přes Odru na stavbě dálnice D47091/2*, Sborník konference Betonářské dny 2006, Hradec Králové, ISBN 978-80-87158-11-1.
- [20] Dosing Dopravoprojekt group s.r.o. Brno, Dálnice D 47, D 47091/2 Hrušov – Bohumín, 2. stavba, Realizační dokumentace stavby, Objekt 202 - Most na dálnici přes Odru, 5/2006.
- [21] ZICH M., *Dálnice D 47, D 47091/2 Hrušov – Bohumín, 2. stavba, Objekt 202 - Most na dálnici přes řeku Odru, měření a sledování konstrukce mostu – zprávy za rok 2006 a 2007*, VUT Brno.
- [22] HIRNŠAL Z., Molnár J., Archtex s. r. o., *Pasáž Magnum Česká 10 – Jakubská 3, Brno*, Souhrnná zpráva – projektu architektonicko stavební řešení, Brno, 2005.
- [23] HLADÍK P., *Pasáž Magnum Česká 10 – Jakubská 3, Brno*, Prováděcí projekt statiky, Brno, 2005.
- [24] ZICH M., *Sloupy obchodního domu Magnum v Brně z vysokopevnostního betonu*, Beton TKS, 6/2011 str. 6 - 10, ISSN 1213-3116.
- [25] ZICH M., Vítek J. L., Kolečník P., Sliwka P., *Předjaté nádrže Loukov*, str. 233 - 240, sborník konference Betonářské dny 2009, ISBN 978-80-87158-20-3.

- [26] VÍTEK J.L., Kasal P., Michálek L., Šimler M., Zich M., *Realizace předpjatých nádrží na pohonné hmoty*, str. 241 - 248, sborník konference Betonářské dny 2009, ISBN 978-80-87158-20-3.
- [27] VÍTEK J. L., Strasky J., Zich, M., Kasal P., *Prestressed concrete oil tanks*, 3rd fib International Congress – 2010, Washington DC.
- [28] Nádrže Loukov – realizační projekt stavby, Stráský, Hustý a partneři s.r.o. Brno, Brno, 2008.
- [29] ZICH M., Daněk P., Láník J., *Monitoring chování nádrží Loukov*, Zprávy ke sledování, Ústav betonových a zděných konstrukcí VUT FAST, Brno, 2009 - 2010.
- [30] ZICH M., Koláček J., Michálek L., *Sledování a analýza chování předpjatých stěn nádrží v Loukově*, str. 484 - 490 sborník konference Betonářské dny 2010, ISBN 978-80-87158-28-9.
- [31] ZICH M., Vítek J. L., *Ověření vlastností kluzné vrstvy při předpínání základové desky*, konference Slovenské betonářské dny 2010, str. 429 - 432, ISBN 978-80-8076-089-2, Bratislava, 2010.
- [32] NAVRÁTIL J. Zich. M., Schmid P., *Metody sledování dlouhodobého chování mostů*, internetový časopis Informace ČSSI, ISBN ISSN 1213-4112, 2001.
- [33] NAVRÁTIL J., *Analýza dlouhodobých průhybů mostů velkých rozpětí*, habilitační práce, Brno 1999, ISBN 80-214-1134-1.
- [34] ZICH M., *Analýza letmo betonovaných mostů s ohledem na diferenční smršťování a ochabnutí smykem*, disertační práce, VUT FAST Brno, 2002, ISBN 80-214-2145-2.
- [35] JAROSEVIČ A., Chandoga M., *Meranie sily v predpínacej výstuži*, čas. Inženýrské stavby 2-3/1994.
- [36] NAVRÁTIL J., *Časově závislá analýza rámových konstrukcí*, Stavebnický časopis 7 (40), str. 429 - 451, Slovak Academic Press, Bratislava, 1992.
- [37] KRÁL J., Vokáč M., Bouška P., *Optovláknové extenzometry*, ČVUT Praha, Kloknerův ústav, 2009.
- [38] KRÍSTEK V., Bažant, Z., P., Zich M., Kohoutková, A., *Why is the Initial Trend of Deflections of Box Girder Bridges Deceptive?* Sborník konference Concreep 7, Nantes 2005.
- [39] KRÍSTEK V., Bažant, Z., P., Zich, M., Kohoutková, A., *Box girder bridge deflections*, Concrete International Jour., American Concrete Institute ISSN 0162-4075, pages 55 - 63, January 2006.
- [40] VÍTEK, J. L., *Long-Term Deflections of Large Prestressed Concrete Bridges*, CEB Bulletin d'Information No. 235-Serviceability Models-Behaviour and Modelling in Serviceability Limit States Including Repeated and Sustained Load, CEB, Lousanne, 1997, pp. 215 - 227 and 245 - 265.
- [41] BAŽANT P. Z., Křístek V., Vrablík L., *Vývoj průhybů předpjatých mostů velkých rozpětí jako podklad pro kalibraci modelů predikce dotvarování a smršťování*, sborník konference Betonářské dny, Hradec Králové 2010, ISBN 978-80-87158-28-9.

#### **Ostatní literatura, normy, výpočetní programy**

- [N1] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: *Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla pro pozemní stavby*, Český normalizační institut, Listopad 2006.
- [N2] ČSN EN 1992-2 Eurokód 2: *Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty – navrhování a konstrukční zásady*, Český normalizační institut, květen 2007.
- [N3] prEN 1992-1-1, Eurocode 2: *Design of concrete structures - Part 1: General rules and rules for buildings*, 10/2001.
- [N4] RILEM DRAFT RECOMMENDATION, *Creep and shrinkage prediction model for analysis and design of concrete structures – model B3*, Mater. Struct. 28, 1995, 357 – 365.
- [N5] *Practical design of reinforced and prestressed concrete structures based on the CEB-FIP Model Code MC78*, Thomas Telford Limited, London, 1984.
- [N6] CEB-FIP Model Code 1990, Final Draft 1991, BULLETIN D'INFORMATION No203, Comite Euro-International Du Beton, Lausanne, 1990.
- [N7] ČSN 73 1201 – 86, *Navrhování betonových konstrukcí*, ÚNM Praha, 1987.
- [N8] ČSN 73 6207, *Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu*, ČNI, 1993.
- [N9] ESA PrimaWin – Reference Manual, program TDA pro časovou analýzu rámových konstrukcí, SCIA Software, Scientific Application Group, Belgium, [www.scia-online.com/cz](http://www.scia-online.com/cz), výpočetní programy Scia Engineer 2009.0 a Nexis 32 3.90.201.

### 13 SUMMARY

Modern building structures are designed in combination of precast and in-situ concrete, with steel, prestressing tendons, stays, etc. Design of structures also involves many innovative elements in the shape of supporting structure, application of high-strength concrete, combination of materials, non-traditional process of assembly, etc. Due to creep and shrinkage of concrete it comes to significant redistribution of internal forces and deformation growth in most of these structures, etc. Therefore, at structural solution of a structure it is necessary to adopt a number of assumptions about static behaviour not only of the individual elements but also of the whole structure, which should be verified by long-term monitoring of the structure.

So the submitted thesis deals with long-term monitoring of structures, design of their monitoring, measuring equipment, monitored characteristics and analyses of real structural behaviour of structures, which utilize mostly prestressed or steel concrete or eventually composite constructions as a supporting members. Monitoring and analysis of long-term behaviour of current concrete structures has remarkable significance for new design of structures contributing to sustainable development of engineering constructions. The thesis describes unique problems of monitoring of concrete structures and focuses on knowledge deepening in structural modelling of these structures.

The objectives of this work can be summarized into following items:

- design and execution of long-term monitoring of structures,
- basic results of long-term monitoring,
- comparison of selected measurements and calculated results and resulting recommendations for design, analysis and construction of similar structures.

Within the scope of this work detailed long-term monitoring is presented together with the analysis of five significant highway bridges and two building structures:

*Segmentally erected bridge across Vltava river near Veprek on the Motorway D8, high-strength concrete bridge on the D1 highway near Ivanovice on Hana, cable-stayed bridge across Odra River and Antosovice lakes on D47 highway, steel-concrete composite bridge across Ostravice River on D47 highway, steel-concrete composite bridge across Odra River on D47 highway, high-strength concrete columns in a department store in Brno, oil prestressed concrete tanks in Loukov.*

For long-term monitoring of especially concrete structures this dissertation suggests detailed approach, which can be summarized into following items:

*1) preparation phase – structural analysis and design of monitoring, 2) instrumentation of the structure, 3) standard material tests, 4) measurements of shrinkage and creep on specimens, 5) monitoring of the structure during construction and immediately after setting into service, 6) phase of measurement evaluation – performance of specified time analysis.*

This procedure is exerted for the listed structures with reference to the importance of structure and affordable eligible funding. Thanks to this work it was possible for the monitored structures to make a unique set of measuring data and information. The complete data sets about structures enabled to enter relevant data into analysis models. By thus designers gained feed-back of real behaviour of designed structures and justification of static calculation assumptions. Extensive data also enables further improvement, specification and completion of generated analysis models. Designed procedure proved its worth and it is possible to recommend it as generally applicable for most concrete structures.