

VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

Ing. Jaroslav Navrátil, CSc.

Příčiny nadměrných dlouhodobých průhybů mostů velkých rozpětí

Teze habilitační práce



Brno 1999

OBSAH

1. Úvod	5
2. Metody sledování dlouhodobého chování mostů	5
3. Stanovení základních cílů práce	6
4. Rozbor možných příčin nadměrných dlouhodobých průhybů	6
4.1. Podcenění reologických účinků betonu	6
4.2. Upřesnění predikce dotvarování a smršťování betonu	8
4.3. Zvýšené reologické účinky betonu za extrémních podmínek	8
5. Sledování a analýza dálničního mostu přes Vltavu	9
5.1. Statický model pro časovou analýzu konstrukce	10
5.2. Studie některých jevů ovlivňujících chování konstrukce	11
6. Závěry a doporučení	12
7. Literatura	14

Jaroslav Navrátil se narodil v Kroměříži v roce 1962. V letech 1981-86 studoval Fakultu stavební Vysokého učení technického v Brně, obor KD. Získal Cenu ministra školství za vynikající studijní výsledky. V průběhu základní vojenské služby 1986-87 působil na stavbě jako mistr stavební výroby. V letech 1987-89 pracoval na VUT Brno jako asistent a ve stejném období zde absolvoval rovněž postgraduální studium „Numerické metody v inženýrské praxi“. V roce 1990 absolvoval praxi jako projektant ve firmě Dopravní stavby Olomouc - projekce Brno. Od roku 1991 doposud pracuje jako pedagogicko-vědecký pracovník na VUT v Brně. V roce 1992 obhájil kandidátskou disertační práci v oblasti "Teorie a konstrukce inženýrských staveb" rovněž na VUT v Brně, čímž získal titul CSc. V letech 1990 a 1993 absolvoval studijní stáže v Mouchel & Partners a na Imperial College v Londýně, v roce 1995 potom vědeckou stáž na Northwestern University v USA. V současné době je jeho pracovní náplní vedení přednášek a cvičení předmětů Betonové konstrukce, Předpjatý beton a Vybrané statě z betonových konstrukcí, a to v češtině i angličtině, vedení diplomových prací a postgraduálních studentů. V oblasti výzkumné a odborné činnosti se zabývá zkoumáním vlivu dotvarování a smršťování na chování nosných betonových konstrukcí, sledováním dlouhodobého chování konstrukcí in-situ, statickou analýzou betonových konstrukcí, znaleckou činností a vývojem software pro statickou analýzu betonových konstrukcí.

1. Úvod

Pro výstavbu předpjatých betonových mostů velkých rozpětí se často používá technologie letmé betonáže nebo letmé montáže. Takto postupně betonované mostní konstrukce již v minulosti prokázaly vysoký ekonomický, ekologický a mnohdy i estetický přínos. Úspěšností jejich použití nelze zastírat některé problémy a neúspěchy, které se v historii letmo budovaných konstrukcí vyskytly. Společným rysem letmo budovaných konstrukcí je, že se během doby výstavby mění jejich statický systém. Výpočet je navíc komplikován reologickými vlastnostmi betonu, které způsobují jak redistribuci vnitřních sil a napětí, tak zvětšování deformací. Právě při výpočtu deformací se v praxi často setkáváme se skutečností, že průhyby předpjatých mostů od dlouhodobých zatížení jsou větší než hodnoty průhybů předpokládané projektem. V některých případech, zejména u konstrukcí letmo betonovaných, dochází k průhybům nadměrným, které omezují či vylučují provozuschopnost konstrukce a které se v čase neustalují [2]. Problém výskytu nadměrných průhybů není nový a odborné veřejnosti je známý již od 60. let. Proto byly u nás i v zahraničí problémové letmo betonované mosty dlouhodobě sledovány.

2. Metody sledování dlouhodobého chování mostů

Pro dlouhodobá sledování konstrukcí in-situ je třeba dbát několika zásad, které vyplývají ze statického působení konstrukcí a z reologického působení betonu:

- Sledování dlouhodobého chování mostů je vždy velmi úzce spjata s prováděnou statickou analýzou konstrukce a s analýzou reologického působení betonu na konstrukci. Teprve na základě těchto výpočtů lze stanovit rozsah a vlastní cíl měření, vybrat sledované řezy a místa konstrukce a specifikovat mechanické a fyzikální veličiny mající pro chování konstrukce rozhodující význam. Nelze tedy stanovit obecnou metodiku pro dlouhodobé sledování všech konstrukcí.
- Je nutné dokonale laboratorní zjištění materiálových vlastností, především smršťování betonu a jeho dotvarování ve speciálních lisech, ale také např. ověření vlastností betonové směsi, pevnosti a modulu pružnosti, příp. součinitele teplotní roztažnosti.
- Při měření smršťování zkušebních těles se doporučuje sledovat teplotu betonu uvnitř průřezu, sledovat teplotu a vlhkost okolního vzduchu, při každém měření smršťování provádět i měření úbytků hmotnosti, upravit formy a terčíky tak, aby bylo umožněno sledování deformací vzorků už ve formě a aby nedocházelo k lokálnímu vysychání vzorku při fixaci terčíků.
- Smršťování, dotvarování a vysychání hranolů má být sledováno po dobu 3 až 12 měsíců. Po ukončení měření objemových změn jsou vzorky vysušeny při teplotě 105 °C do ustálené hmotnosti.
- Na základě krátkodobých (v relaci k životnosti mostu) měření se numericky upřesní reologické vlastnosti betonu.
- Konstrukci je třeba sledovat od počátku výstavby, a to i jevy zdánlivě nesouvisející s dlouhodobými průhyby konstrukce, jako jsou např. montážní podepření, zatížení či předpětí.
- V průběhu výstavby mostu je nutné sledovat vlastnosti betonu a ověřit dotvarování a smršťování betonu vyrobeného in-situ ve speciálních lisech, které budou umístěny v dutině nebo poblíž mostu.
- Důsledně měřit teploty betonu a eliminovat jejich vliv z naměřených výsledků. Osvědčila se čidla pracující na principu změny elektrického odporu vlivem změny teploty. Z důvodu možných nepřesností měření či výpočtu vlivu teplot se doporučuje provádět měření v době ustáleného teplotního stavu, kdy je po průřezu nejmenší gradient teplot. Ten lze nejpravděpodobněji očekávat na podzim, případně na jaře brzy ráno mezi třetí až šestou hodinou.
- Sledovat průběžně vlhkost a teplotu okolního prostředí.
- S ohledem na relativně ekonomicky i časově nenáročnou přípravu lze pro měření průhybů doporučit geodetická měření.
- Pro měření dlouhodobých poměrných přetvoření betonu lze doporučit strunové tenzometry. Použití odporových tenzometrů lze považovat za velmi efektivní pro měření okamžitých změn poměrného přetvoření. Pro měření smršťování a dotvarování betonu se však použití odporových tenzometrů příliš nedoporučuje. Vyplývá to především z relativně nízké dosažitelné přesnosti měření, případně dlouhodobé stability a z vysoké pracnosti provedení dokonalé teplotní kompenzace. Mechanická měření prováděná různými typy sázečích dilatometrů lze s ohledem na pracnost a poměrně nízkou přesnost měření doporučit jako doplňková.
- Předpětí je třeba věnovat stejnou pozornost jako účinkům stálého zatížení, neboť má přibližně stejnou velikost, ale opačné znaménko. V průběhu předpínání je třeba ověřit spolehlivou metodou velikost vnášených předpínacích sil. Jako nejpřesnější se jeví metoda, která využívá změny magnetických vlastností oceli se změnou mechanického napětí.

3. Stanovení základních cílů práce

Hlavním tématem této práce jsou neočekávaně velké průhyby letmo betonovaných mostních konstrukcí. Jedním z podstatných faktorů ovlivňujících průhyby konstrukcí je dotvarování a smršťování betonu. Významnou částí této práce proto je analýza reologických účinků na konstrukce. Práce pojednává i o metodách jak kvantifikovat, analyzovat a upřesňovat reologické účinky betonu. V praxi je tvrzení o nadměrném dotvarování a smršťování betonu hojně slychaným zaříkadlem používaným k vysvětlení růstu průhybů. Vyplyvá to ze složitosti analýzy reologických účinků u konstrukcí, u kterých se během výstavby mění statický systém a z velkého rozptylu v minulosti provedených měření reologických vlastností betonu. Tento pohled je však zřejmě příliš zjednodušený a vypovídá ve skutečnosti o neznalosti či o pokusu zastížit skutečnost. Proto se v práci pokusíme ukázat, že reologie betonu není jedinou příčinou nadměrného dlouhodobého růstu průhybů.

Cíle habilitační práce lze tedy shrnout do následujících bodů:

- podat přehled mostních konstrukcí, u nichž se projeví neočekávané průhyby a zároveň provést rozbor uvedených faktů o výstavbě a o provedených měřeních či výpočtech
- podat přehled o doposud užívaných metodách sledování dlouhodobého chování mostů
- určit možné příčiny nadměrného dlouhodobého růstu průhybů letmo betonovaných konstrukcí
- pokusit se jednotlivé příčiny kvantifikovat
- použít znalosti a metody získané v této práci pro analýzu konkrétní konstrukce
- popsat vybavení této konstrukce měřickým zařízením a uvést výsledky prováděného sledování a měření konstrukce
- provést srovnání výsledků výpočtů a měření
- dát doporučení pro návrh, analýzu, výstavbu a sledování letmo betonovaných konstrukcí

4. Rozbor možných příčin nadměrných dlouhodobých průhybů

Mezi možné příčiny nadměrných průhybů patří:

- Technologické chyby. Jde především o zvýšení množství záměsové vody, nedodržení kvality betonu a z toho vyplývající nedodržení modulu pružnosti, pevnosti či objemové hmotnosti, porušování sledu či časového harmonogramu montážních kroků, nerespektování způsobu výstavby konstrukce ve výpočtu, nedodržení geometrie a velikosti předpětí, nedodržení tuhosti montážního podepření či kotvení táhel atd. Na tyto nedostatky jsou citlivé zejména konstrukce budované metodou letmé betonáže.
- Pravděpodobně nejdůležitějšími charakteristikami konstrukce jsou její vlastní tíha a předpětí. Ke zvýšení vlastní tíhy může dojít především provedením dodatečné vyrovnávací vrstvy apod. Nedodržení geometrie a velikosti předpětí může naopak dojít ke zmenšení zatížení od předpětí působícího proti gravitačním zatížením a tím k vážným poruchám provozuschopnosti i únosnosti konstrukce. K poklesu předpínací síly navíc dochází ztrátami předpětí od smršťování a dotvarování betonu.
- Další příčinou je zanedbání některých jevů při tvorbě výpočetního statického modelu konstrukce. Jde např. o smykové ochabnutí a vliv smyku na deformace obecně, excentrickou polohu betonářské a předpínací výztuže, spolupůsobení říms a tuhých vrstev vozovky s konstrukcí, snížení tuhosti vznikem trhlin, tření v ložiscích atd.
- Podcenění velikosti reologických účinků, zejména podhodnocení velikosti smršťování a dotvarování betonu nevhodnou volbou fyzikálního modelu, chybami plynoucími z nejistot závislosti parametrů modelu na složení a pevnosti betonu, případně nedodržení složení betonové směsi.
- Nadměrné dotvarování a smršťování betonu vznikající v důsledku podmínek, kterým je konstrukce vystavena in-situ, tj. např. dlouhodobě zvýšené teploty betonu, cyklické zatížení, cyklické změny vlhkosti nebo zvýšené vysychání po vzniku mikrotrhlin.
- Nedodržení doby ošetřování a špatný odhad relativní vlhkosti okolního prostředí.
- Podhodnocení vysychání betonu po průřezu, rozdílné vysychání různě masivních částí průřezu případně různé vysychání po tloušťce desek a stěn. Vliv izolace mostovky na vysychání betonu po průřezu.

4.1. Podcenění reologických účinků betonu

Reologické vlastnosti betonu jsou velmi významným faktorem ovlivňujícím dlouhodobé chování předpjatých betonových konstrukcí. Podhodnocení velikosti smršťování a dotvarování vede nejen k neočekávanému zkracování mostů a z toho plynoucím poruchám dilatačních závěrů, ale prostřednictvím zvýšených ztrát předpětí způsobuje také nadměrný růst svislých průhybů. V případě namáhání průřezů ohybovými momenty pak dochází

k dalšímu růstu průhybu v důsledku ohybového dotvarování. Proto je třeba použít co nejpřesnější reologický model.

Dotvarování a smršťování závisí na velkém množství často nejistých či měnících se parametrů. Proto mají prováděná měření velký rozptyl, a proto existuje řada fyzikálních modelů rozdílné složitosti a kvality. V praxi může snadno dojít k nevhodné volbě či interpretaci fyzikálního modelu a v důsledku toho k podhodnocení velikosti dotvarování a smršťování. Obtížná orientace odborné veřejnosti v množství nových modelů, které má projektant používat pro analýzu betonových a sprážených konstrukcí, vedla k potřebě srovnání nově vyvinutých modelů s modely tradičně používanými.

V [10] bylo provedeno srovnání reologických modelů podle [3], [5], [4], [13], [14] pro jeden druh betonu. Porovnáním vypočtených výsledků bylo zjištěno:

- Obě platné české normy i doporučení CEB FIP 78 mají nižší konečnou hodnotu (kapacitu) smršťování. Z tohoto hlediska se zdá velmi diskutabilní omezení stáří betonu vstupujícího do výpočtu smršťování na maximální hodnotu 10 000 dnů, které předepisuje ČSN 73 1201.
- Průběh smršťování v čase podle ČSN 73 6207 se liší od všech ostatních předpisů. Prudký gradient smršťování u mladých betonů, který předepisuje tato norma, je proto zřejmě nereálně vysoký.
- Délka doby ošetřování betonu nemá s výjimkou ČSN 73 6207 žádný dopad na koncovou hodnotu smršťování. Tento závěr v žádném případě neznamená, že ošetřování betonu nemá pro kvalitu betonu význam. Nepřiměřeným zkrácením doby ošetřování může dojít k tomu, že v okamžiku započetí smršťování není ještě dosažena dostatečná pevnost betonu v tahu a v důsledku rozdílného smršťování vzniknou trhliny.
- U ČSN 73 6207 dochází k přecenění vlivu délky doby ošetřování na snížení kapacity smršťování. Srovnávacími výpočty bylo zjištěno, že v případě ČSN 73 6207 by byla pro délku ošetřování necelých 15 minut hodnota smršťování snížena více než o 7 %, pro 2,5 hodiny potom o 13 % a pro jeden den o 22,6 %, což je v naprostém nesouladu s ostatními modely.
- U modelu B3 dochází v důsledku zpoždění smršťování ošetřováním betonu k pozdějšímu prudšímu nárůstu smršťování, a to v našem případě v časech 10 až 10 000 dnů. Konečná hodnota smršťování však zůstává nezměněna.
- Použití rychlovazného cementu vede k urychlení a zvýšení konečné hodnoty smršťování. Obě tyto skutečnosti vystihuje pouze model B3, model CEB FIP 90 zohledňuje vliv rychlovazného cementu pouze jde-li zároveň o cement vysoké pevnosti. Použití náhradního stáří betonu vystihuje urychlení smršťování, nikoliv však zvýšení konečné hodnoty smršťování.
- Testované reologické modely nerozlišují typ kameniva, vyjma modelu CEB FIP 90.
- Na základě klasifikace betonu podle jeho pevnosti a složení směsi byly určeny moduly pružnosti ve 28 dnech. Největší modul pružnosti vycházel podle CEB FIP 90 (cca 43,2 GPa), dále podle obou českých norem (cca 38 GPa) a nejmenší podle CEB FIP 78 a B3 (cca 35 GPa).
- Vysoká predikce modulu pružnosti podle CEB FIP 90 byla způsobena typem použitého kameniva (čedič). Např. pro křemenné kamenivo by byl modul pružnosti cca 36 GPa, pro pískovec cca 25,2 GPa. Tyto rozdíly se jeví nereálně velké, zejména s ohledem na skutečnost, že ostatní předpisy typ kameniva nerozlišují.
- Vliv typu kameniva na dlouhodobé deformace podle CEB FIP 90 se jeví nereálně veliký.
- Největší růst modulu pružnosti v důsledku stárnutí betonu předpokládá model B3, nejmenší CEB FIP 90. ČSN 73 6207 nepředepisuje změnu modulu pružnosti v čase. Použití náhradního stáří betonu z rychlovazného cementu pro vystižení růstu modulu pružnosti a pevnosti je diskutabilní, zejména po 28 dnech, kdy jsou ve skutečnosti nejen gradienty pevností, ale i absolutní hodnoty pevností menší než u běžných betonů.
- Největší počáteční deformace byly zaznamenány podle CEB FIP 78, a to v důsledku zohlednění nevratné rychlé počáteční deformace a nízkého modulu pružnosti.
- Největší konečnou hodnotu celkové deformace (součet okamžité vratné a dlouhodobé vratné i nevratné deformace) predikuje model B3, dále model CEB FIP 78.
- Model doporučený ČSN 73 6207 podceňuje dotvarování starého betonu.

Závěrem je možné konstatovat, že testované reologické modely predikují značně rozdílné hodnoty deformací od smršťování i od napětí. Jako nejucelenější a nejkompaktnější se jeví model B3, který dává shodou okolností největší hodnoty dotvarování i smršťování. Problémem je značná komplikovanost modelu. Proto se pro jednodušší konstrukce o malých rozpětích doporučuje použití modelu CEB FIP 78.

4.2. Upřesnění predikce dotvarování a smršťování betonu

Veškeré modely pro predikci reologických účinků, včetně těch nejpřesnějších, podléhají chybám plynoucím z nejistot daných závislostí parametrů reologického modelu na složení a pevnosti betonu. Dalším zdrojem chyb je pak nedodržení vlastního předpisu pro výrobu betonové směsi. Tyto nejistoty a zdroje chyb lze eliminovat upřesněním predikce dotvarování a smršťování betonu na základě krátkodobých zkoušek vzorků vyrobených v laboratoři nebo in-situ.

Upřesnění predikce smršťování je komplikovaná úloha. Pokud není délka časového intervalu, v němž jsou prováděna měření smršťování, dostatečně dlouhá, pak může být úloha upřesnění špatně podmíněná. Tomu se lze vyhnout použitím metody, při které je tzv. *poločas smršťování - shrinkage half-time* τ_{sh} [14] kalibrován podle výsledků měření úbytků hmotnosti smršťujících se betonových vzorků. Upřesnění predikce vlastního smršťování spočívá potom v násobení hodnot predikce smršťování parametrem upřesnění p_6 . Optimální hodnotu parametru p_6 lze určit metodou nejmenších čtverců.

Pro upřesnění dotvarování betonu použijeme vztahy pro výpočet celkového přetvoření od konstantního jednotkového napětí. Toto celkové přetvoření ve stáří betonu t je podle [14] popsáno funkcí dotvarování $J(t, t')$

$$J(t, t') = q_1 + C_0(t, t') + C_d(t, t', t_0)$$

kde t je stáří betonu, ve kterém zjišťujeme přetvoření, t' je stáří betonu v okamžiku zatížení, t_0 je stáří betonu při ukončení ošetřování, $C_0(t, t')$ je základní dotvarování, což je dotvarování při konstantní vlhkosti a $C_d(t, t', t_0)$ je dotvarování při vysychání. Zpřesnění predikce dotvarování spočívá tedy v náhradě funkce dotvarování $J(t, t')$ lineární regresní funkcí ve tvaru $J(t, t') = p_1 + p_2 F(t, t')$, kde p_1 , p_2 jsou neznámé parametry a $F(t, t')$ je funkce známého tvaru podle modelu B3, která závisí na složení a pevnosti betonu

$$F(t, t') = C_0(t, t') + C_d(t, t', t_0)$$

Odhad neznámých parametrů je získán metodou nejmenších čtverců. Tato metoda pro upřesnění dotvarování a smršťování je pro případ konstantní vlhkosti publikovaná v [1], pro případy variabilní vlhkosti v [11].

Zjednodušeně lze formulovat postup upřesnění v následujících bodech:

- Upřesnění smršťování:
 - Výpočet poločasu smršťování z úbytků vody v betonu laboratorních těles.
 - Přepočítání poločasu smršťování určeného pro laboratorní těleso na reálnou konstrukci.
 - Výpočet parametru p_6 pro upřesnění smršťování na základě měření smršťování.
- Upřesnění dotvarování:
 - Výpočet parametrů p_1 a p_2 na základě měření dotvarování a znalosti upřesněného poločasu smršťování.

Použití upřesněného modelu pro reálnou konstrukci je možné po přepočtu poločasu smršťování zjištěného z laboratorních vzorků na skutečnou velikost a tvar jednotlivých prvků konstrukce. Poločas smršťování je jediným parametrem, který je nutno z důvodu rozdílné velikosti prvků modifikovat. Tento způsob extrapolace reologických vlastností z malého (laboratorního) vzorku na prvek o rozměrech skutečné konstrukce je možný pouze u modelu B3, popř. jeho předchůdců (BP, BP-KX). U ostatních modelů (CEB-FIP, ACI, ČSN) nelze žádná teoreticky zdůvodnitelná extrapolace provést, protože u nich chybí parametr podobný poločasu smršťování.

Upřesněním reologického modelu podle výše uvedeného postupu lze odstranit významné zdroje nejistot, ovlivňujících reologické působení betonu, resp. omezit jejich vliv. Je však třeba zdůraznit, že nalezené parametry pro upřesnění lze použít pouze pro beton stejného složení jako beton, na kterém byl prováděn krátkodobý experiment, a to včetně typu a jemnosti mletí cementu, druhu a naleziště kameniva atd. Použitím upřesnění samozřejmě nemůžeme zmírnit nepřesnosti plynoucí z nejistých hodnot vlhkosti a teploty okolního prostředí betonové konstrukce in-situ, vliv proudění vzduchu a izolace na vysychání apod. Měření v laboratoři navíc nelze zohlednit akceleraci, příp. zvýšení dotvarování a smršťování způsobené dlouhodobým zvýšením teplot, cyklickým zatížením, cyklickými změnami vlhkosti nebo zvýšením vysychání po vzniku mikrotrhlin.

4.3. Zvýšené reologické účinky betonu za extrémních podmínek

Jednou z možných příčin neočekávaných průhybů mostních konstrukcí je i zvýšené dotvarování a smršťování betonu v důsledku podmínek, kterým je konstrukce vystavena in-situ, jako jsou např. dlouhodobě zvýšené teploty betonu, cyklické zatížení, cyklické změny vlhkosti nebo zvýšené vysychání po vzniku mikrotrhlin. Tyto

jevy lze zohlednit prostřednictvím rozšíření reologického modelu B3. V [12] byla provedena studie, v rámci níž byla jednotlivá rozšíření modelu testována a byl ověřován možný dopad těchto vlivů na mostní konstrukci.

Pro rozšíření modelu B3 pro základní dotvarování při konstantní zvýšené teplotě byla srovnáním výpočtu s výsledky experimentu získána velmi dobrá shoda. Vzhledem k tomu, že v praktických aplikacích většinou není dodržen předpoklad konstantnosti zvýšené teploty, dá se v těchto případech očekávat poněkud větší chyba modelu, než jaká vyplynula ze srovnávacího výpočtu.

Rozšíření modelu B3 pro dotvarování při vysychání za zvýšené teploty bylo implementováno do výpočetní metody dle doporučení pro rozšíření modelu BP-KX. Dosažené výsledky byly velmi špatné. Nabízí se dvě možná vysvětlení, a sice že zvolená formulace je chybná nebo že se model B3 nehodí pro tak nízké hodnoty relativní vlhkosti. Druhou z těchto domněnek podporuje i srovnání výsledků výpočtu s experimentálními daty získanými pro běžnou teplotu 23 °C a relativní vlhkost 50 % působící po celou dobu experimentu. Srovnání vypočtených hodnot s experimentálními hodnotami získanými pro relativní vlhkost 50 % vyznívá mnohem příznivěji než pro původně uvažovanou relativní vlhkost 3 %, přičemž složení betonu bylo v obou případech stejné.

Také rozšíření modelu B3 pro smršťování při zvýšené teplotě a rozšíření pro základní dotvarování a dotvarování při vysychání od cyklického napětí byla aplikována podle modelu BP-KX. Ze srovnání výsledku měření a výpočtu vyplynula poměrně dobrá výstižnost modelu.

Použitý reologický model B3 postihuje již ve svém základním tvaru tzv. Picketův efekt. Jako u každého jiného reologického modelu lze při výpočtech dále předpokládat aditivnost dotvarování v časových intervalech s různou vlhkostí okolního prostředí. Ve skutečnosti je dotvarování prvku vystaveného cyklickým změnám vlhkosti větší, než by bylo dotvarování stejného prvku vystaveného konstantní průměrné vlhkosti nebo dotvarování vypočtené za předpokladu aditivnosti. Toto zvýšení dotvarování prvku vystaveného cyklickým změnám vlhkosti lze vystihnout rozšířeným modelem B3 podle vztahů pro BP-KX. Srovnávacím výpočtem bylo zjištěno, že přiblížení naměřeným hodnotám je poměrně dobré. V případě smršťování nebyl při doposud prováděných experimentech shledán žádný významný dopad cyklických změn vlhkosti.

Z výsledků studie chování typického mostního elementu [12] je zřejmé, že největší vliv na růst deformací má zvýšené vysychání v důsledku vzniku mikrotrhlin. Dopad je významný především na akceleraci dotvarování a smršťování v několika prvních měsících. Velikost celkových dlouhodobých přetvoření prvku s trhlinami v čase 10000 dnů zůstává téměř nezměněna (nárůst pouze 3 %).

Dalším významným faktorem se jeví zvýšené teploty, které rovněž akcelerovaly přetvoření až o 20 %. Málo významným se jeví vliv cyklického zatížení (nárůst do 1 %). Naopak vliv cyklické vlhkosti, zejména v kombinaci s mikrotrhlinami, může významně přispět k růstu deformací. Závěrem je možné konstatovat, že kombinací všech výše popsaných jevů může dojít k akceleraci reologických účinků tak, že se v prvních měsících zvětší celkové deformace až o několik desítek procent. Může však dojít i ke zvětšení konečné celkové deformace o hodnotu asi 10 %.

5. Sledování a analýza dálničního mostu přes Vltavu

Jak již bylo konstatováno výše, problém nadměrných průhybů letmo betonovaných předpjatých mostů je známý již dlouho, a proto byly u nás i v zahraničí problémové konstrukce dlouhodobě sledovány. U většiny sledovaných konstrukcí však nejsou uváděny veškeré údaje potřebné pro podrobnou analýzu. To napomohlo při rozhodnutí sledovat vývoj průhybů dálničního mostu přes řeku Vltavu a naměřené výsledky konfrontovat s výsledky výpočtů. Ve snaze postihnout a kvantifikovat veškeré možné příčiny průhybů byla konstrukce podrobně sledována již od počátku výstavby. Cíle tohoto výzkumu lze shrnout do několika bodů:

- provést nezávislou analýzu konstrukce, zejména výpočet dlouhodobých průhybů hlavního pole
- dlouhodobým sledováním včas odhalit případný nepříznivý vývoj průhybů
- prověřit přesnost moderních teorií a výpočetních postupů, zjistit, zda je účelné je využívat nebo zdali zjednodušené teorie nedávají srovnatelné výsledky akceptovatelné vzhledem k nejistotám dotvarování a smršťování samotného

Sledovaný most o celkové délce přemostění 500 m je veden v přímé a v konstantním sklonu 0,795%. Staticky jde o spojitý nosník o 9 polích s rozpětím hlavního pole 125 m. Most je tvořen dvěma nezávislými

jednokomorovými tubusy (pravý a levý most) budované kombinací letmé betonáže (hlavní a přilehlá pole) a monolitické technologie (rampová část).

Předmětem našeho zájmu je s ohledem na možné nadměrné průhyby letmo betonovaná část. Její nosná konstrukce je tvořena dvěma vahadly spojenými uprostřed hlavního pole uzavírací lamelou. Komorový průřez je proměnlivé výšky od 6,9 m u podpory do 2,5 m uprostřed rozpětí, nabíhá i spodní deska (z 0,7 m na 0,18 m). K zárodku délky 15 m se symetricky napojují lamely délky 3,5, 4,0 a 5,0 m. Podélné předpětí se soudržností se skládá ze dvou kabelových systémů. Kabely konzolové jsou uloženy v horní desce a jsou napínány během letmé betonáže. Kabely zmonolitňující jsou uloženy uvnitř pole v desce spodní, nad podporou v horní a jsou napínány v době, kdy se na hotový spojitý nosník aplikuje ostatní stálé zatížení. V habilitační práci autora byla sestavena podrobná databáze informací o výstavbě mostu.

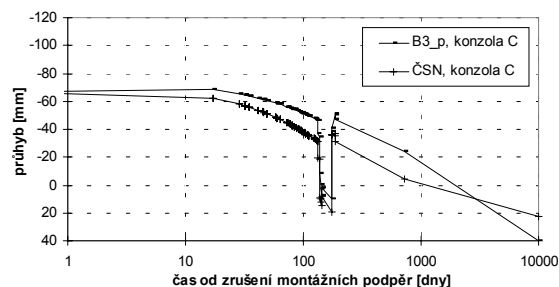
V průběhu výstavby bylo na levém dálničním mostě pod vedením autora prováděno měření změn poměrných deformací betonu, teploty betonu, sledování velikosti předpětí a geodetická měření průhybu konstrukce. Uvedená měření pokračovala i po uvedení mostu do provozu. Podrobné informace o instrumentaci a o sledování mostu lze nalézt v [15].

5.1. Statický model pro časovou analýzu konstrukce

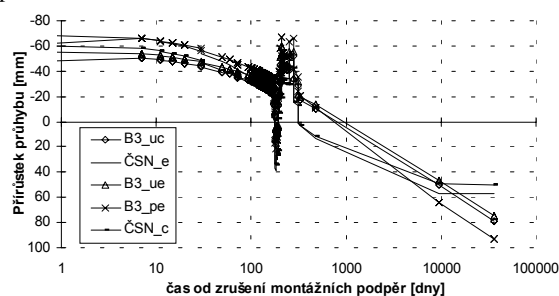
Časová analýza konstrukce, jejímž cílem byl zejména výpočet dlouhodobých průhybů hlavního pole, byla provedena ve dvou etapách. V první etapě byla provedena predikce dlouhodobého chování konstrukce pomocí výpočetního modelu, který odpovídá projektu. Ve druhé etapě byly pro časovou analýzu uplatněny výsledky měření reologických účinků na zkušebních hranolech, byly zohledněny skutečné časy výstavby, použité materiály, velikost předpětí a stálých zatížení. Model byl tedy zpracován podle skutečnosti, tedy včetně odchylek výroby od projektu, např. nedostatečné zakotvení a nejistá tuhost dočasně podpěry, velký rozptyl vnášeného předpětí, atd. Tento „výpočetní model podle skutečnosti“ byl dále využit v parametrické studii dlouhodobého chování mostu.

Metoda výpočtu je založena na postupném výpočtu v časových uzlech. Pro vlastní statickou analýzu je použita deformační varianta metody konečných prvků. Vzhledem k tomu, že příčný řez postupně vytvářených nosných prvků konstrukce je vytvořen z různých materiálů, je vhodné modelovat tyto rozdílné materiály individuálními prutovými prvky, jejichž těžištní osa je excentrická vzhledem ke spojnici uzlů MKP. Proto je použit tříuzlový rovinný prutový prvek s excentrickým připojením se šesti vnějšími a dvěma vnitřními parametry deformace, které modelují osové a příčné přemístění $u(x)$ a $w(x)$ a smykové zkosení $\gamma(x)$. Jako báze funkce jsou pro osové a příčné přemístění zvoleny polynomy druhého a třetího stupně. Protože je užitá statická kondenzace parametrů vnitřních uzlů, je zajištěna plná kompatibilita přetvoření na stycích excentrických prvků. Matice tuhosti prvku a zatěžovací vektor zahrnují vliv normálové, ohybové a smykové deformace. Podrobnější popis konečného prvku lze nalézt např. v [9].

Obr. 1 Průhyb konce konzoly C ve středu hlavního pole – dle projektovaného stavu



Obr. 2 Průhyb konce konzoly C ve středu hlavního pole – dle skutečného stavu



deformace. Podrobnější popis konečného prvku lze nalézt např. v [9].

Při analýze reologických účinků se vychází z teorie viskoelasticity. Smrštění a dotvarování konstrukčního prvku se vyjadřuje v závislosti na vlastnostech jeho příčného řezu jako celku, přičemž se zohledňuje velikost prvku a relativní vlhkost okolního prostředí. Použitá metoda výpočtu reologických účinků je podrobně popsána v [9].

Pro výpočet podle skutečného stavu bylo uvažováno několik variant reologického modelu. Pro model B3 byla úloha řešena pro tři varianty reologického modelu:

- predikce modelu B3 pro dotvarování a smršťování na základě složení a pevnosti betonu (označení varianty B3pe)
- upřesněný model B3 na základě provedeného sledování zkušebních vzorků s vypočtenými moduly pružnosti betonu (označení varianty B3uc)

zkušebních vzorků s vypočtenými moduly pružnosti betonu (označení varianty B3uc)

- upřesněný model B3 na základě provedeného sledování zkušebních hranolů v laboratoři s experimentálně zjištěným modulem pružnosti (označení varianty B3ue).

Pro reologický model podle ČSN 73 6207 byly provedeny dvě varianty řešení:

- model dle ČSN 73 6207 s normovým modulem pružnosti určeným zařazením betonu do třídy B500 dle výsledků pevnostních zkoušek (označení varianty ČSNc)
- model dle ČSN 73 6207 s experimentálně zjištěným modulem pružnosti (označení varianty ČSNe).

Výstižnost použitého statického modelu výrazně převyšuje modely používané běžně v praxi. Vědomě jsou zanedbány pouze jevy, které při použití daného typu konečného prvku vystihnout nelze (např. smykové ochabnutí) nebo jevy, jejichž kvantifikace je diskutabilní (např. přídatná tuhost říms, atd.).

5.2. Studie některých jevů ovlivňujících chování konstrukce

Podrobný statický model konstrukce „podle skutečnosti“ byl vzat za základ studie chování konstrukce a nebyl vyjma „smykových“ ploch v rámci této studie měněn. Naopak další dvě části modelu pro časovou analýzu, tj. způsob modelování změn konfigurace konstrukce a reologických účinků na konstrukci, byly detailně zkoumány. Jednotlivé jevy považované za významné, ať už na základě zkušeností nebo provedených rozborů, byly postupně zohledňovány, a to svou pravděpodobnou hodnotou nebo bylo alternativně uvažováno více možných hodnot daných veličin. Za základní variantu této studie (formálně označena **v3.0**) byl zvolen výpočetní model s následujícími charakteristikami:

- Skutečný výrobní a montážní postup podle dokumentace o provedení stavby a podle vlastních pozorování a záznamů.
- Skutečně vnesené předpětí včetně krátkodobých ztrát a zjednodušeně uvažované ztráty relaxací výztuže.
- Skutečné zatížení konstrukce.
- Pro predikci reologických účinků bylo uvažováno projektem předepsané složení betonu, model B3 v základním tvaru, tj. neupřesněný na základě měření, bez rozšíření.
- Náhradní tloušťka průřezu byla vypočtena z definice, a to pro celistvé prvky.
- Průměrná (konstantní) vlhkost a teplota okolního vzduchu.
- Ošetřování se předpokládá přibližně 3 dny.
- Byl respektován vliv excentricit po délce mostu proměnného betonového průřezu i vliv předpínacích prutů.
- Byl zanedbán vliv tuhosti říms a tření v ložiscích.
- Nepředpokládá se porušení betonu trhlinami ani mikotrhlínami.

Do první skupiny veličin, jejichž vliv na dlouhodobé průhyby konstrukce byl v rámci studie sledován, patří relativní váhový poměr jednotlivých komponent betonové směsi, způsob ošetřování čerstvého betonu a pevnost betonu. Z těchto veličin a z náhradní tloušťky průřezu vychází většina moderních reologických modelů. Ve **variantě v3.1** se pro predikci reologických účinků uvažuje již se skutečným složením a pevností betonu tak, jak byly zjištěny při měřeních in-situ či v laboratoři. Zachováme-li vodní součinitel, ale přitom zvýšíme obsah vody i cementu o 10 %, získáme vstupní hodnoty **varianty v3.2**. Při zachovaném vodním součiniteli lze předpokládat nezměněnou pevnost betonu v tlaku, čehož se na stavbě často zneužívá. Způsob ošetřování betonu byl považován za vstupní parametr studie. Skutečný způsob ošetřování se dá považovat za uložení při vlhkosti blízké se 100 %. Není-li však 100 % vlhkost dodržena, je třeba zvýšit parametr α_2 reologického modelu - **varianta v3.4**. Varianta výpočtu celé mostní konstrukce s upřesněnými dlouhodobými charakteristikami betonu, tj. p_1, p_2, p_6 a τ_{sh} , byla označena jako **varianta v3.5**.

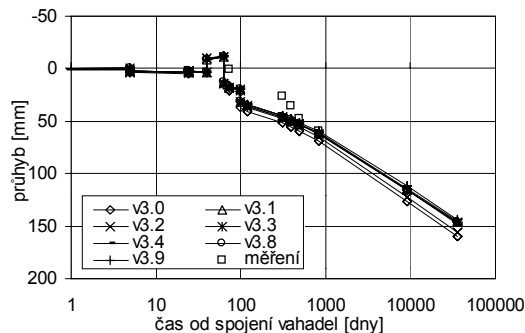
Metoda použitá pro výpočty v rámci studie respektuje vliv smykových deformací, a to ve všech prováděných výpočtech. Vliv smykového ochabnutí je modelován přibližně, a to nahrazením obvyklé smykové plochy tzv. redukovanou smykovou plochou. Ve **variantě** výpočtu **v3.3** bylo použito redukčního součinitele smykové plochy 0,5. Ostatní vstupní parametry byly shodné s variantou v3.1.

Veličinami popisujícími schopnost průřezu vysychat je efektivní tloušťka průřezu a parametr tvaru průřezu. V obou případech se uplatňují významné zdroje nejistot. Přestože zvolená metoda výpočtu umožňuje modelovat masivní a subtilní části průřezu jako zvláštní prvky se svými reologickými charakteristikami, byl v rámci této práce uvažován pouze celistvý průřez. Citlivost dlouhodobých průhybů konstrukce na změny náhradní tloušťky průřezu byla studována v dalších dvou variantách výpočtu. **Varianta v3.8** byla vypočtena pro skutečné složení a pevnost betonu, bez upřesnění, s náhradní tloušťkou zmenšenou o deset procent ($D=0,9D_{přivodni}$). Naopak ve **variantě v3.9** byla uvažována náhradní tloušťka zvětšená o deset procent ($D=1,1D_{přivodni}$).

Vliv cyklických změn vlhkosti byl sledován ve **variantě v3.7**, přičemž byly uvažovány naměřené hodnoty průměrné vlhkosti a parametry cyklů vlhkosti. Výchozím modelem pro tuto variantu byl model v3.5. Ten je výchozím modelem rovněž pro **variantu v3.6**, ve které je navíc uvažován vliv mikrotrhlin na vysychání betonu, a tedy na smršťování a dotvarování samotné. Ve **variantě v3.6** není zavedeno žádné z rozšíření reologického modelu.

Varianta výpočtu označovaná symbolem **v2.3** spojovala předchozí varianty **v3.5**, **v3.6** a **v3.7**. Šlo tedy o výpočet provedený pro skutečné složení a pevnost betonu, pro upřesněný model B3 na základě sledování zkušebních vzorků s vypočtenými moduly pružnosti betonu, s respektováním vlivu mikrotrhlin na počasí smršťování i hloubku penetrace vysychání a s rozšířením pro cyklickou vlhkost okolního prostředí. Ve **variantě v2.3w** byly do vstupních dat doplněny střední hodnoty relativních vlhkostí za všechny časové intervaly používané ve výpočtu, přičemž se vycházelo ze změřených denních průměrných hodnot vlhkosti vzduchu.

Obr. 3 Průhyb středu hlavního pole – varianty v3.0 – v3.4, v3.8, v3.9



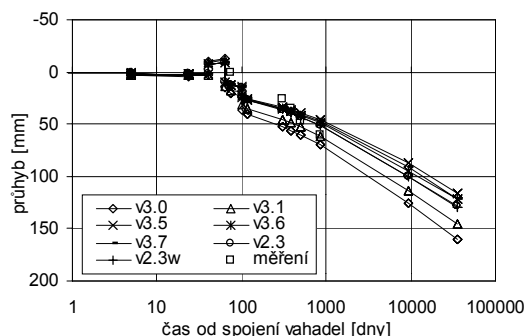
Pro vybrané reologické modely používané v českých či mezinárodních předpisech byly provedeny vždy dva výpočty, a to pro projektované složení a pevnost betonu (vždy první z dále uvedených variant) a dále pro skutečné složení a pevnost betonu (druhá z variant). Šlo o ČSN 7362 07 [5] ve **variantách v4.0 a v4.1**, ČSN 7312 01 [4] ve **variantách v4.2 a v4.3**, CEB-FIP 1978 [13] ve **variantách v4.4 a v4.5** a CEB-FIP 1990 [3] ve **variantách v4.6 a v4.7**. Výsledky řešení se proto dají srovnat nejlépe u variant výpočtu v3.0, v4.0, v4.2, v4.4, v4.6 (projektovaný stav) a u variant výpočtu v3.1, v4.1, v4.3, v4.5, v4.7 (skutečný stav).

Z velkého množství získaných dat se omezíme pouze na prezentaci průhybu středu hlavního pole mostu v čase, které jsou pro jednotlivé varianty řešení zobrazeny na *obr. 3 až obr. 6*. Vypočtené hodnoty průhybu jsou srovnány s hodnotami naměřenými in-situ, které byly korigovány o vliv teplot a poklesu pilířů. Vynesené hodnoty průhybů jsou relativní vzhledem k prvnímu geodetickému měření po spojení obou konců vahadel.

6. Závěry a doporučení

Úplnou představu o variabilitě statické odezvy konstrukce na zatížení, dotvarování, smršťování a další vlivy může poskytnout statistická analýza konstrukce. [7].

Obr. 4 Průhyb středu hlavního pole – varianty v3.0, v3.1, v3.5-v3.7, v2.3, v2.3w



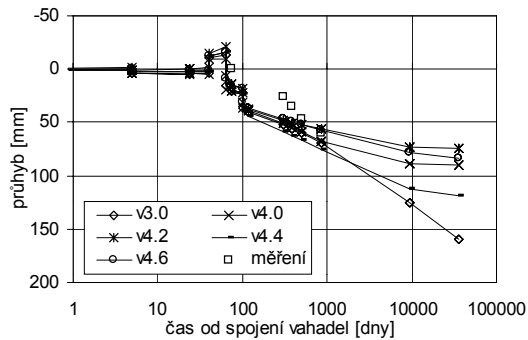
V rámci předložené práce bylo provedeno relativně velké množství výpočtů reálné letmo betonované mostní konstrukce. Šlo jednak o analýzu projektovaného stavu konstrukce, analýzu skutečně provedené konstrukce, řadu výpočtů v rámci parametrické studie dlouhodobého chování mostu a v neposlední řadě také stochastickou časovou analýzu symetrického vahadla mostu. Poměrně dobrá shoda vypočtených výsledků s měřením provedeným in-situ prokázala kvalitu výpočetního modelu. Proto bylo možné provést studii, při níž byl studován vliv některých vstupních parametrů na průhyby konstrukce. U všech výpočtů se ukázal rozptyl výsledných průhybů menší, než se očekávalo, ačkoliv rozsah vstupních parametrů byl relativně velký. Nabízí se tedy závěr, že běžná variabilita vstupních dat nemůže sama způsobit nadměrné průhyby konstrukce a že tudíž nejsou tyto konstrukce tak citlivé a náchylné k nadměrným průhybům jak se předpokládalo.

Největší problémy s průhyby se objevují s konstrukcemi staršího data. To souvisí s neexistencí výpočetních metod v době návrhu konstrukcí, nedostatkem zkušeností s používanými technologiemi, s volbou konstrukcí s kloubem uprostřed pole, ale především s tehdejší chybnou filozofií návrhu. Kvalitním výpočtem takto navržených konstrukcí by tehdejší projektanti pouze snáze odhalili chyby ve svých projektech, jejich odstranění však vyžaduje jiný pohled na způsob navrhování.

Velmi záhy projektanti přišli na první z chyb, a to použití kloubů ve středech polí. Nejzávažnější chybou však zřejmě byla snaha „lékárnicky“ vyhovět ustanovením o dovolených namáhání betonu a uspořít předpínací výztuž

i za cenu nelogického uspořádání kabelů, které „pouze“ pasivně vykryly tahy v konstrukci. Pro správný návrh předpětí je třeba pochopit jeho aktivní roli v silovém působení na konstrukci a použít předpětí k vyrovnání ohybových a smykových namáhání od stálých zatížení. Tato filozofie se pravděpodobně používala, snad intuitivně, již dříve, ale prvně byla popsána v [8] jako metoda vyrovnání stálých zatížení. Dnes je doporučována předními světovými inženýry [16], přestože není na první pohled ekonomická. Vyžaduje více kabelů a někdy i jejich náročnější uspořádání. Přináší však větší trvanlivost a provozuschopnost konstrukce.

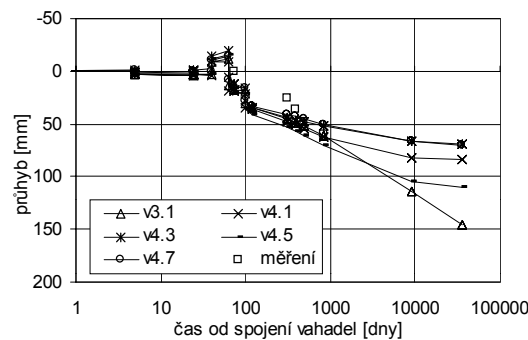
Obr. 5 Průhyb středu hlavního pole – varianty v3.0, v4.0, v4.2, v4.4, v4.6



výsledky čirou náhodou. To však nesmí být důvodem pro rezignaci, ale naopak pobídkou k použití co nejpřesnějších dostupných metod.

Z výše uvedených výpočtů důležitost výběru reologického hodnoty predikce jak gradientů byly získány pro reologický model B3 jeví jako nejucelenější. Problémem je jeho značná pro jednodušší konstrukce o doporučuje použití modelu CEB stavebněmechanického a třeba věnovat pozornost zejména vneseného předpětí, vodnímu náhradní tloušťky průřezu, relativní vlhkosti okolního prostředí a ve stádiích montáže také spolehlivosti vnesení předpětí dočasných kotev a vlivu mikrotrhlin na vysychání betonu.

Obr. 6 Průhyb středu hlavního pole – varianty v3.1, v4.1, v4.3, v4.5, v4.7



Z důvodu omezení všech nejistot ovlivňujících dlouhodobé chování betonových konstrukcí se doporučuje provedení upřesnění dotvarování a smršťování vždy konkrétně použitého betonu. Výše popsaná metoda upřesnění je použitelná již ve fázi projekční přípravy, přičemž finanční náročnost experimentu je relativně malá s ohledem na velikost nákladů na stavbu významné mostní konstrukce. Z těchto důvodů lze metodu upřesnění doporučit pro zapracování do normových předpisů tak, aby mohla být v budoucnu využita jako standardní postup.

Správně navržená a přesnou analýzou prověřená konstrukce je pouze podmínkou nutnou, nikoli však postačující. Konstrukci je třeba kvalitně provést, zejména u letmé betonáže. Jak vyplývá z rozborů problémových konstrukcí, jedna z příčin spočívá např. v nedodržení potřebných parametrů betonu, ten má „větší ochotu“ smršťovat a dotvarovat. Pokud jej při letmé betonáži velmi záhy zatížíme vlastní tíhou a předpětím, roste poměrně přetvoření a zároveň klesá předpětí. Tyto vlivy mohou bezprostředně působit směrem k nadměrným průhybům. Stejný účinek má nedodržení úrovně vnašeného předpětí nebo mírný nárůst např. ostatního stálého zatížení (vyrovnávací vrstvy odstraňující předchozí chyby ve výrobě apod.). Tyto chyby mohou mít tragické důsledky zejména u konstrukcí, které nebyly navrženy metodou vyrovnání stálých zatížení. U těchto konstrukcí je totiž většinou menší tlaková rezerva, a proto malý neočekávaný pokles předpětí může vést ke vzniku trhlin, snížení tuhosti průřezu a rapidnímu růstu průhybů [6]. Z těchto důvodů a na základě výsledků výše uvedené studie se lze domnívat, že nadměrné průhyby, které se projeví u některých konstrukcích, vznikly kombinací vážných chyb

Doporučení se tedy týká návrhu předpětí, které musí vycházet z provozních kritérií, přičemž kritéria mezních stavů mohou návrh ovlivnit a doplnit. Např. doporučení [6] podpořená provedením nelineární časové analýzy hovoří mj. o nutnosti vyrovnat předpětím alespoň 90 % stálých zatížení v případě použití lineární analýzy pro výpočet průhybů a alespoň 80 % stálých zatížení v případě použití nelineární analýzy s respektováním vlivu trhlin na tuhost konstrukce.

U takto navržené konstrukce je třeba provést přesnou analýzu. Je zřejmé, že se v časové analýze vyskytuje řada nejistot materiálových i technologických, což vede k jisté nepřesnosti řešení [16]. S trochou nadsázky lze tvrdit, že ten, kdo prezentuje v této oblasti přesnou shodu výpočtu s měřením, může být podezříván ze lži nebo získal tyto

a měření je zřejmá model. Nejrealističtější tak celkových průhybů model B3, zvláště pak pro s rozšířením pro extrémní s ostatními modely se a nejkompaktnější. komplikovanost. Proto se malých rozpětích FIP 78. V rámci tvorby materiálového modelu je modelování a úrovní součiniteli, určení obsahu cementu v záměsi,

v návrhu konstrukcí (stálá zatížení nedostatečně balancována předpětím), nedostatkem technologické kázně (imperfekce kabelových drah, vyšší ztráty předpětí) a nepříznivých provozních podmínek (koroze materiálů).

7. Literatura

1. P., Baweja S. - Justification and Refinements of Model B3 for Concrete Creep and Shrinkage, 2. Updating and Theoretical Basis, Mater. Struct. 28, 1995, 488-495. Bažant Z.
2. Bulletin d'Information No 235, Serviceability Models, Behaviour and modelling in serviceability limit states including repeated and sustained loads, CEB TG 2.4, Progress report, CEB Lausanne Switzerland, 1997. CEB
3. Model Code 1990, Final Draft 1991, BULLETIN D'INFORMATION No 203, Comite Euro-International Du Beton, Lausanne, 1990. CEB-FIP
4. 1201 - 86, Navrhování betonových konstrukcí, ÚNM Praha, 1987. ČSN 73
5. 6207 Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu, Český normalizační institut, 1993. ČSN 73
6. Markey I. – Generalization of the load balancing method, Research and development, EPFL, DGC-IBAP, 32-37. Favre R., Florian
7. A., Navrátil J. - Stochastic Analysis of Highway Bridge across Vltava River, Proc. of the 7th International Conference on Structural safety and Reliability Iccossar '97, Japan, 1957-1960, 1997.
8. – Load Balancing Method for Design and Analysis of Prestressed Concrete Structures, Jour. Am. Conc. Inst., June 1963. Lin T. Y.
9. - Časově závislá analýza rámových konstrukcí, Stavebnický časopis, 7 (40), Slovak Academic Press, Bratislava, 1992, 429-451. Navrátil J.
10. Navrátil J. - Studie reologických modelů pro beton, Stavební obzor, 1/1998, 12-16.
11. - Upřesnění predikce dotvarování a smršťování betonu, Stavební obzor, 2/1998, 44-50. Navrátil J.
12. - Použití modelu B3 pro predikci dotvarování a smršťování betonu, Stavební obzor, 4/1998, 110-116. Navrátil J.
13. Practical design of reinforced and prestressed concrete structures based on the CEB-FIP Model Code MC78, Thomas Telford Limited, London, 1984.
14. DRAFT RECOMMENDATION, Creep and shrinkage prediction model for analysis and design of concrete structures - model B3, Mater. Struct. 28, 1995, 357-365. RILEM
15. Navrátil J., Zich M., Cikrle P., Bydžovský J., Chalupná M., Chandoga M. - D8-0802 c/SO 209 dálniční most přes řeku Vltavu - zkoumání vlivu dotvarování a smršťování na deformace nosné konstrukce mostu, zprávy k etapám I až IV HČ 250401, Ústav betonových a zděných konstrukcí VUT FAST, Brno, 1996. Stráský J.,
16. M. - Comparison between Cast-in-Situ and Precast Segmental Construction, IABSE Report Vol. 62, IASBSE Colloquium, Stuttgart, 1991, 841-852. Virlogeux

Abstract

The reasons for excessive long-term deflections of long-span bridges

The problems of long-term deflections of prestressed long-span bridges constructed by segmental technology are presented. The long-term deflections of cast-in-place segmental bridges constructed by the cantilever method are often greater than the deflections expected in the design. The thesis gives a comprehensive analysis of the phenomena that can conspire to cause long-span prestressed concrete bridges to deflect more than predicted. A number of bridges suffering from excessive deflections worldwide is surveyed. The analyses of individual cases are performed and the possible reasons are specified. The significance of individual reasons is quantified and the results are used for the modelling of a real bridge. The review of suitable methods for the observation of long-term bridge behaviour is presented. The given recommendations are applied to the instrumentation of the bridge

and the extensive measurements have been and still are regularly carried out from the very early stages of construction. The numerical analyses of the designed and real structure, the stochastic analysis, and the parametric study of a Motorway Bridge across the River Vltava are carried out. The detailed finite element model is developed for analysis in which the construction, prestressed and non-prestressed reinforcement and the rheological properties of concrete are respected. The calculations are performed for various input parameters (strength and composition of concrete, ambient humidity, volume-surface ratio, etc), and for various structural and material models. It enables us to quantify the phenomena significant for bridge deflections. The results of alternative calculations are compared with in-situ measurements. The recommendations for the design, analysis, construction and observation of cast-in-place segmental bridges are given.