

VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
Fakulta stavební
Ústav betonových a zděných konstrukcí

Ing. Miloš Zich

**Analýza letmo betonovaných mostů
s ohledem na diferenční smršťování
a ochabnutí smykem**

**Analysis of segmentally erected bridges
with respect to differential shrinkage
and shear lag**

ZKRÁCENÁ VERZE PHD THESIS

Obor: Teorie konstrukcí
Školitel: Prof. Ing. Jiří Stráský, Csc.
Oponenti: Prof. Ing. Vladimír Křístek, DrSc.
Prof. Ing. Zdeněk Šmerda, CSc.
Ing. Radim Čajka, CSc.

Datum obhajoby: 21.2.2002

KLÍČOVÁ SLOVA

letmo betonované mosty, diferenční smršťování a dotvarování, smykové ochabnutí

KEY WORDS

segmentally erected bridges, differential shrinkage and creep, shear lag

Práce je uložena na Ústavu betonových a zděných konstrukcí VUT FAST v Brně

Obsah

1 PŘEHLED DOSAVADNÍCH POZNATKŮ	5
1.1 Diferenční smršťování a dotvarování	5
1.2 Metoda použitá pro časovou analýzu konstrukcí	6
1.3 Smykové ochabnutí komorových nosníků	7
2 STANOVENÍ CÍLŮ PRÁCE	8
3 STUDIE VLIVU DIFERENČNÍHO SMRŠŤOVÁNÍ A DOTVAROVÁNÍ	9
4 STUDIE SMYKOVÉHO OCHABNUTÍ	11
5 POUŽITÍ PRUTOVÉHO PRVKU PRO ANALÝZU SMYKOVÉHO OCHABNUTÍ	13
6 SLEDOVÁNÍ A ANALÝZA MOSTU PŘES VLTAVU U VEPŘEKU	16
6.1 Vliv diferenčního smršťování a dotvarování na chování konstrukce	16
6.2 Srovnání naměřených a vypočtených hodnot poměrného přetvoření betonu v měřickém řezu IV	20
7 ZÁVĚR	21
8 LITERATURA	22
9 SUMMARY	23
10 CURRICULUM VITAE	25

Úvod

Pro většinu letmo betonovaných mostů je typické použití komorového průřezu. Komorový průřez je tvořen většinou deskami a stěnami různých dimenzí. Rozdílné dimenze prvků příčného řezu mají za následek nestejněměrné vysychání průřezu, a tím i nestejněměrné smršťování jednotlivých částí. Dochází k tzv. *diferenčnímu smršťování a dotvarování*. U komorových průřezů, tj. průřezů navržených ze štíhlých stěn a širokých pásů, dochází též k jevu, který způsobuje nerovnoměrné rozložení normálových napětí po šířce pásu tzv. *ochabnutí smykem*.

Oba tyto jevy, diferenční smršťování a ochabnutí smykem, jsou doprovázeny specifiky vyvolané technologií letmé betonáže, tj. například změnami statického schématu během výstavby konstrukce, zatěžováním různě starých a většinou poměrně mladých betonů, apod. Oba jevy se při tvorbě výpočetních modelů v běžné projekční praxi zanedbávají. Zjednodušení výpočetních modelů pak může být jednou z příčin podhodnocení dlouhodobých průhybů konstrukce, a tím i příčinou poruch a nutných oprav a nákladných rekonstrukcí.

1 PŘEHLED DOSAVADNÍCH POZNATKŮ

1.1 Diferenční smršťování a dotvarování

Komorový průřez letmo betonovaných mostů je z hlediska smršťování a dotvarování nehomogenní [8]. Nehomogenita průřezu je dána rozdílnými dimenzemi prvků komorového průřezu (horní deska, stěny a dolní deska). Pokud by tyto prvky působily samostatně, smršťování betonu v každém prvku vyvolá za určitý časový interval různé poměrné přetvoření. Působí-li ale prvky v jednom celku, při předpokladu platnosti Navierovy hypotézy dojde k přetvoření průřezu, které bude po jeho výšce lineární. Současně to má za následek vznik normálových sil a ohybových momentů v jednotlivých prvcích. Pro takto vyvolané vnitřní síly platí statické podmínky rovnováhy, dále potom geometrické podmínky vyplývající ze souvislosti křivosti všech prvků a ze shodnosti přetvoření na hranici mezi jednotlivými prvky. Účinkem vnějšího zatížení na průřez dojde k jeho přetvoření a ke vzniku vnitřních sil. Pro rozdělení vnitřních sil opět platí princip linearit přetvoření po výšce a statické podmínky rovnováhy. V každém prvku příčného řezu vznikají jiné vnitřní síly, které mají za následek *diferenční dotvarování*. Řešení průřezu je ale možné pouze za předpokladu, že celkové vnitřní síly jsou známe. To nastává pouze u staticky určitých konstrukcí. U konstrukcí staticky neurčitých vyvolají změny deformací jednotlivých průřezů změny v rozdělení vnitřních sil po délce nosníku. Samozřejmě to platí i naopak. Změna v rozdělení vnitřních sil vyvolá změnu deformací průřezu. Takže konstrukci i průřez je nutno uvažovat jako jeden celek. Autorovi práce není doposud známo řešení celé letmo betonované konstrukce mostu s vlivem diferenčního smršťování a dotvarování betonu.

1.2 Metoda použitá pro časovou analýzu konstrukcí

Pro řešení rámových konstrukcí s vlivem diferenciálního smršťování používáme program pro časovou analýzu konstrukcí TDA [12]. Program je založen na deformační variantě metody konečných prvků. Pro daný konečný prvek je použito šest vnějších a dva vnitřní parametry deformace modelující osově a příčně přemístění $u_{(x)}$ a $w_{(x)}$ a smykové zkosení $\gamma_{(x)}$. Jako tvarové funkce jsou pro osově a příčně přemístění zvoleny polynomy druhého a třetího stupně. Protože je užitá statická kondenzace parametrů vnitřních uzlů, je zajištěna plná kompatibilita přetvoření na styčných excentrických prvcích. Matice tuhosti prvku a zatěžovací vektor zahrnují vliv normálové, ohybové a smykové deformace. Podrobnější popis metody lze nalézt např. v [4]. Program umožňuje modelovat rozdílné materiálové a geometrické charakteristiky průřezu individuálními prutovými prvky, jejichž těžištní osa je excentrická vzhledem k referenční ose, která je určena jako spojnice uzlů MKP. Příčný řez je poté možné postupně vytvářet z nosných prvků (například z betonového nosníku, spřažené desky, předpínacích kabelů a betonářské výztuže). Výpočtový model konstrukce respektuje postupnou výstavbu a předpínání podle harmonogramu výstavby, vliv nestejněho smršťování a dotvarování různě starých a různě vysychajících částí konstrukce, vliv stárnutí betonu a další potenciální vlivy způsobující nadměrné průhyby konstrukcí. Lze modelovat prvky, které mohou vznikat, nebo být odstraňovány podle způsobu výstavby. Také další operace běžně užívané při stavbě, jako jsou betonáž, montáž či demontáž segmentu, napnutí nebo zrušení předpětí, změna okrajových podmínek, změna zatížení či předepsané deformace mohou být zohledněny. Předpínací kabely jsou modelovány excentricky připojenými konečnými prvky. Při napínání je do globálních rovnic rovnováhy zahrnuto pouze zatížení ekvivalentní jejich přetvoření. Po zakotvení kabelů je jejich tuhost zahrnuta do tuhosti konstrukce. Lze modelovat jak soudržné, tak nesoudržné kabely. Při řešení jsou změny předpětí způsobené zatížením konstrukce určeny automaticky. Je-li prvek zrušen nebo jsou-li změněny okrajové podmínky, jsou vnitřní síly a odpovídající reakce automaticky přičteny k zatěžovacímu vektoru.

Při analýze reologických účinků se vychází z teorie viskoelastivity. Smršťování 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. Při výpočtu pružného přetvoření je respektována změna modulu pružnosti v čase způsobená stárnutím betonu. Model dotvarování je založen na předpokladu lineární závislosti mezi napětím a poměrnou deformací, což umožňuje použít princip superpozice. Numerické řešení pak vychází z náhrady integrálu pro výpočet dotvarování sumací. Funkce dotvarování, smršťování a vliv stárnutí mohou být uvažovány podle obou platných našich norem [15], [16], podle doporučení CEB-FIP [13], [14] a podle modelu B3[1].

1.3 Smykové ochabnutí komorových nosníků

Většina projektantů při návrhu konstrukcí komorových nosníků používá pro výpočet vnitřních sil a průhybů elementární prutovou teorii. Tato teorie předpokládá, že normálové napětí po průřezu je úměrné vzdálenosti od neutrální osy. To znamená, že se nemění po šířce průřezu. U průřezů navržených ze štíhlých stěn a širokých pásů ale dochází k jevu, který způsobuje nerovnoměrné rozložení normálových napětí po šířce pásu tzv. ochabnutí smykem.

Tuhost komorového nosníku bývá v prutových modelech charakterizována momentem setrvačnosti, plochou průřezu a modulem pružnosti. Smykové deformace a ochabnutí smykem jsou pak v těchto modelech zanedbány. Dokonalejší výpočetní programy umožňují počítat s prací posouvajících sil a respektovat tak smykové deformace stěn. Kromě výše uvedených charakteristik je nutné zadat i tzv. smykovou plochu a modul pružnosti ve smyku (případně Poissonovu konstantu). Za hodnotu smykové plochy se u komorových nosníků přibližně dosazuje plocha stěn. Je zřejmé, že prutové prvky mohou zohlednit smykové deformace stěn, ale už nemohou ve své podstatě zohlednit smykové ochabnutí.

Dnes se pro řešení smykového ochabnutí využívává především metody konečných prvků. Řešení konstrukcí prostorovými prvky nebo deskostěnovými prvky není ale přijatelné pro vlastní návrh konstrukce z důvodu velké časové náročnosti. K tomuto řešení dochází až v okamžiku, kdy je znám přesný tvar průřezu a jsou známy trasy kabelů a stanoveny ztráty předpětí. Jakákoliv změna tvaru průřezu či tras kabelů je poté v prostorovém modelu podstatně časově (finačně) náročnější. Prostorové řešení se proto využívá především až v konečné fázi projektování k ověření některých částí (detailů) konstrukce, případně některých montážních či zatěžovacích stavů. V současnosti také nejsou k dispozici prostorové výpočetní programy, které by umožnily stanovit vedle smykového ochabnutí i vliv dotvarování a smršťování na dlouhodobé chování konstrukcí. Je proto snaha alespoň částečně zohlednit smykové ochabnutí při použití prutových programů.

V práci [3] bylo autory nalezeno řešení, které spočívá v nahrazení smykové plochy tzv. redukovanou smykovou plochou. Na tuto práci navazuje podrobná studie [6] pro vetknutý nosník různých průřezů reprezentující hlavní pole mostu. Studie předchozí závěry potvrdila. Bylo zjištěno, že pro řešené případy se redukční součinitel smykové plochy pohyboval od 0,34 do 0,69 v závislosti na rozpětí, výšce a tloušťce stěn. V rámci [9] byla prováděna studie středního pole spojitého komorového nosníku zatíženého rovnoměrným zatížením. Jsou zde porovnávány různé výpočetní postupy (teorie lomenic, deskostěnový model, prostorové modely). Navíc zde byl použit stěnový model, kdy komorový nosník byl nahrazen stěnou o třech různých tloušťkách odpovídající šířce horní a dolní desky a vlastní tloušťka stěny. Takovýto stěnový nosník lépe umožňuje vytvoření reálné konstrukce, zejména modelování okrajových podmínek. Opět zde uvedené výsledky ukazují velmi dobrou shodu v průhybech při porovnání s prutovou metodou využívající redukovanou smykovou plochou.

2 STANOVENÍ CÍLŮ PRÁCE

Jedním z předpokladů správného návrhu letmo betonované konstrukce je její kvalitní výpočtový model zohledňující reologické vlastnosti betonu. Významná část práce se zabývá rozdíly mezi výpočtovými modely zohledňující diferencní smršťování a modely běžně používané v projekční praxi, které tento jev nezohledňují. Budou nejdříve provedeny podrobné studie staticky jednoduchých nosníků, stanoveny závěry, které budou ověřeny v analýze skutečné konstrukce letmo betonovaného mostu. Pokusíme se ukázat možnou příčinu zvětšeného růstu průhybů letmo betonovaných mostů.

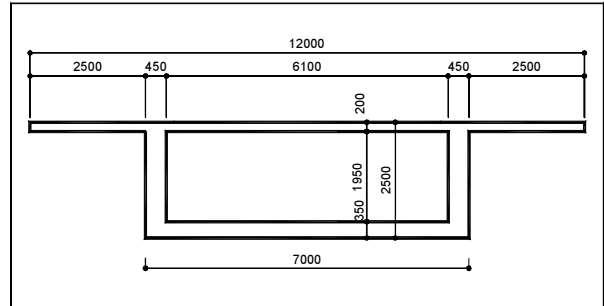
Pro analýzu smykového ochabnutí bude použito metody konečných prvků. Opět bude nejdříve provedena studie vlivů ovlivňující smykové ochabnutí na příkladu jednoduchého konzolového komorového nosníků. Pokusíme se navrhnout možný postup výpočtu zohledňující vliv smykového ochabnutí na dlouhodobé chování konstrukcí. Postup bude poté ověřen na příkladu konzolového nosníku. Na závěr bude provedeno srovnání naměřených hodnot poměrného přetvoření betonu s hodnotami stanovenými na prostorovém a prutovém modelu letmo betonované konstrukce mostu.

Cíle práce lze tedy stanovit v následujících bodech:

- provést studii vlivu diferencního smršťování a dotvarování na deformace jednoduchých komorových nosníků,
- provést studii smykového ochabnutí komorového nosníku jednoduchého příčného řezu a provést rozbor jednotlivých faktorů ovlivňující smykové ochabnutí,
- stanovit vliv smykového ochabnutí na dlouhodobé chování jednoduchého komorového nosníku,
- popsat vybavení reálné letmo betonované konstrukce měřickým zařízením a uvést výsledky prováděného sledování a měření,
- použít znalosti získané ze studie diferencního smršťování a dotvarování pro analýzu reálné letmo betonované konstrukce s vlivem diferencního smršťování a dotvarování a porovnat vypočtené hodnoty s naměřenými,
- použít znalosti získané ze studie smykového ochabnutí pro analýzu reálné letmo betonované konstrukce mostu a porovnat vypočtené hodnoty s naměřenými,
- dát doporučení pro návrh, analýzu a výstavbu letmo betonovaných konstrukcí z hlediska vlivu diferencního smršťování a smykového ochabnutí.

3 STUDIE VLIVU DIFERENČNÍHO SMRŠŤOVÁNÍ A DOTVAROVÁNÍ

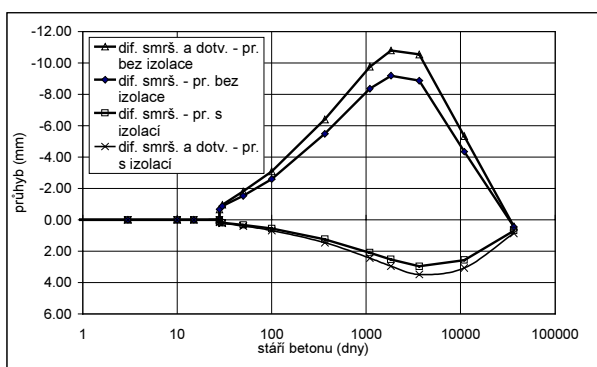
Diferenční smršťování a dotvarování bylo zkoumáno s využitím programu [12] na příkladech staticky jednoduchých komorových nosníků (konzola, prostý nosník, vetknutý nosník) [5], [18]. Příčný řez komorového nosníku (obr. 1) byl ve výpočtovém modelu uvažován složený ze tří prvků (horní deska, stěny, dolní deska) na excentricitě vůči těžišti průřezu. Chování nosníku bylo analyzováno pro různé normové předpisy, různé příčné řezy odlišující se tloušťkou spodní desky a z hlediska vlivu izolace horní desky.



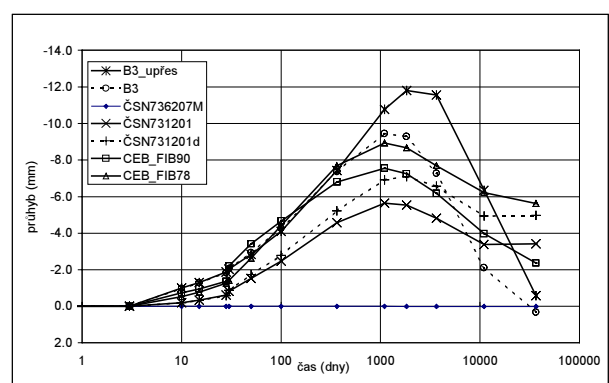
Obr. 1. Příčný řez komorového nosníku

Závěry z řešených variant lze shrnout do následujících bodů:

- Podle očekávání je průřez komorového nosníku reologicky nehomogenní. Tenčí části průřezů mají sklon k rychlejšímu smršťování a dotvarování než části masivnější.
- Diferenční smršťování jednotlivých částí průřezu zvoleného nosníku nemá vliv na konečnou hodnotu průhybů konzol v čase sto let. V období cca do 10 let ale vliv na průhyb může být výrazný, přičemž pro řešené případy konzol je největší v období cca 1000 až 2000 dnů od počátku vzniku nosníku, obr.2 (dif. smrš.). Tento jev tak může být jednou z příčin, proč při sledování deformací letmo betonovaných mostů rostou naměřené průhyby v počátečních stádiích rychleji, než se počítá ve výpočetních modelech nezohledňujících diferenční smršťování.



Obr. 2. Průhyb konce konzoly délky 20 m od diferenčního smršťování a dotvarování (drying creep)–model B3



Obr. 3. Průhyb konce konzoly od diferenčního smršťování a dotvarování - srovnání normových předpisů

- I od dostředného zatížení průřezu (samo zatížení nezpůsobuje průhyb) dojde vlivem rozdílného vysychání průřezů při zatížení ke zvětšení průhybů konzoly, *obr. 2 (dif. smršť. a dotv.)*.
- Dbát vlivu diferenčního smršťování je nutné i při posuzování napjatosti průřezu. Mezi jednotlivými řešenými variantami jsou značné rozdíly ve velikosti i znaménku napětí. Extrémních napětí od diferenčního smršťování je většinou dosahováno na styku dvou prvků.
- Bylo prokázáno, že diferenční smršťování a dotvarování má vliv i na ztráty předpětí. Ztráty způsobené diferenčním smršťováním jsou výrazně vyšší než ztráty od samotného diferenčního dotvarování. Vliv diferenčního smršťování a dotvarování na celkovou velikost předpínací síly byl ale poměrně malý.
- S rostoucí tloušťkou spodní desky roste i extrémní průhyb konzoly od diferenčního smršťování, extrémního průhybu konzol je dosahováno u variant s největším poměrem náhradních tlouštěk dolní a horní desky.
- Bylo prokázáno, že samotné diferenční dotvarování nezpůsobuje velké rozdíly mezi řešením na neděleném a děleném modelu.

Chování konzolového nosníku délky 20 m z *obr. 1* bylo zkoumáno pro různé reologické předpisy [1], [13] až [16]. Všechny předpisy popisovaly jednu betonovou směs, použitou při stavbě mostu přes Vltavu [7]. Porovnáním vypočtených výsledků byly stanoveny následující závěry.

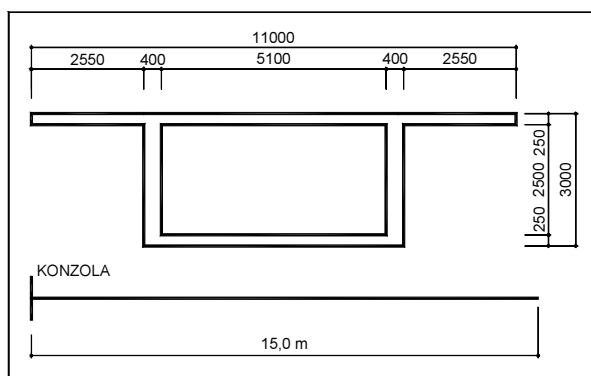
- U modelů B3 dochází k podstatně prudšímu počátečnímu nárůstu průhybů od diferenčního smršťování a dotvarování než u ostatních předpisů, *obr. 3*.
- Model B3 dosahuje i podstatně vyšších maximálních hodnot průhybů od diferenčního smršťování a dotvarování. Po dosažení maximálních hodnot průhybů má model B3 i podstatně rychlejší pokles průhybů.
- U modelů B3 a CEB_FIP90 dojde v čase 100 let téměř k vymizení průhybu konzoly od diferenčního smršťování a dotvarování. U modelů ČSN 731201 a CEB_FIB78 dojde od času 10000 dnů k zastavení průhybů. Diskutabilní omezení stáří betonu vstupujícího do výpočtu u ČSN 73 1201 tak způsobuje trvalý průhyb od diferenčního smršťování.
- Všechny sledované modely (kromě ČSN 73 6207) zohledňují zvýšené vysychání v důsledku zatížení. U modelu CEB_FIB78 se toto zvýšení jeví až jako neodůvodněně vysoké.
- Předpis ČSN 73 6207 stojí z hlediska diferenčního smršťování mimo neb nezohledňuje smršťování v závislosti na velikosti průřezu.
- Jednotlivé normové předpisy se též odlišují v průbězích a hodnotách napětí. Např. napětí ve stěně od diferenčního smršťování na konzolovém nosníku je v čase 100 let u ČSN 73 1201 po celé výšce tlakové, u ostatních předpisů dojde ale k tahovému namáhání. U ČSN 731201 dochází po čase 10^4 dní v důsledku omezení stárnutí betonu k zastavení poklesu napětí.

Je nutno konstatovat, že reologické modely vykazují značné rozdíly v hodnotách deformací i napětí. Jako nejkomplexnější se jeví model B3, který dává i největší hodnoty průhybů a napětí, problémem je jeho značná komplikovanost, časová náročnost a zejména ve stádiu projektování konstrukce i neznalost všech vstupních údajů.

Vliv izolace horní desky studovaného nosníku byl zohledněn při výpočtu náhradní tloušťky průřezu. Uvažujeme, že průřez přes izolaci nemůže vysychat. Izolace poměrně značně ovlivňuje jak průběhy průhybů (*obr. 2*), tak napjatost konstrukce. Průhyb i napětí nosníků od diferenčního smršťování průřezu bez izolace a s izolací horní desky může mít i opačná znaménka. Ve studiích byl průřez uvažován neměnný po celou dobu životnosti. Ve skutečnosti jsou ale nosníky po určitou dobu bez izolace a až většinou těsně před dokončením mostu dojde k položení izolace. Z hlediska smršťování dochází v okamžiku položení izolace ke změně náhradní tloušťky průřezu. Na příkladu konzolového komorového nosníku byl ověřen průběh průhybu konzoly v důsledku položení izolace. Bylo zjištěno, že po položení izolace nastává prudká změna směru průhybu konzoly. Na reálných konstrukcích mostů to může znamenat, že v důsledku položení izolace na horní desku, dojde ke změně vysychání konstrukce, a tím i ke zvětšení průhybů konstrukce. Změna vysychání v důsledku položení izolace tak může být další příčinou proč při sledování deformací letmo betonovaných mostů rostou naměřené průhyby v počátečních stádiích rychleji, než se počítá ve výpočetních modelech nezohledňujících diferenční smršťování (změnu náhradní tl. průřezu).

4 STUDIE SMYKOVÉHO OCHABNUTÍ

Cílem studie bylo ověřit a případně doplnit v literatuře uváděné faktory ovlivňující smykové ochabnutí [17], porovnat napětí v krajních a ve střednicových rovinách desek, ověřit použití deskostěnových a 3D rozměrových konečných prvků, porovnat průběhy normálových napětí v komorovém průřezu v závislosti na charakteru a umístění zatížení v průřezu,



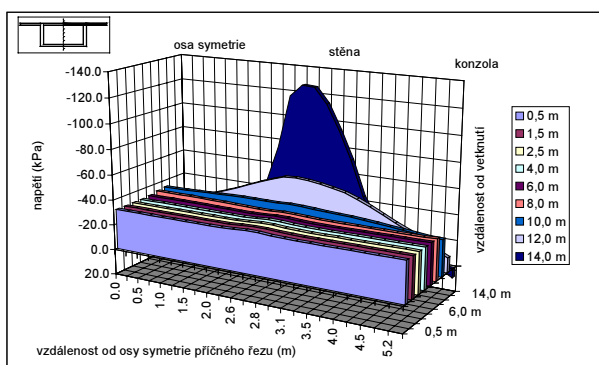
Obr. 4. Příčný řez komorového nosníku

a též porovnat průběhy normálových napětí v závislosti na tl. horní a dolní desky, tvaru příčnicku apod. Jednotlivé varianty byly řešeny metodou konečných prvků na jednotném a tvarově jednoduchém komorovém průřezu, *obr. 4*, konzolového nosníku.

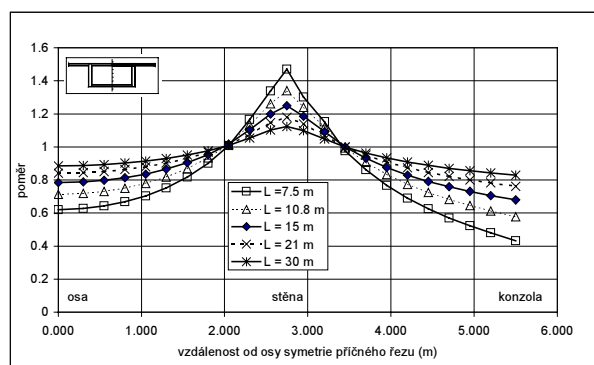
Jak ukazují výsledky studie rozdělení normálového napětí po průřezu může být značně nerovnoměrné a má tedy velký význam pro dimenzování nosníku.

Z výsledků lze mimo jiné konstatovat:

- Smykové ochabnutí je ovlivněno charakterem rozložení působícího zatížení (zejména průběhem posouvajících sil na nosníku a místem působení zatížení). Ve výpočtových modelech je nutno respektovat působení vlastní tíhy po celém průřezu. Není vhodné například aplikovat na prostorovém modelu náhradní zatížení vlastní tíhou rovnoměrně na povrch konstrukce.
- Při vyšetřování průběhů napětí je nutno respektovat vyšetřovaná vlákna. Hodnoty a průběhy napětí v krajních vláknech mohou být značně rozdílné oproti hodnotám zjištěným ve střednici deskových pásů.
- Smykové ochabnutí současně závisí na geometrii průřezu a geometrii celého nosníku (tloušťky desek, náběhy v příčném i podélném řezu). I v modelových příkladech je důležité respektovat realnost tl. desek jednotlivých průřezů. Ve skutečných konstrukcích mostů jsou náběhy v horních i dolních deskách. To může být příčinou proč je smykové ochabnutí na modelových příkladech často výrazně rozdílné oproti reálným konstrukcím.
- Smykové ochabnutí od podélného zatížení nemá výraznější vliv na průhyby nosníku. Rozložení napětí od podélného silového zatížení vykazuje většinou rovnoměrnější rozdělení napětí než zatížení příčné.
- Od zatížení podélného diferenčním smršťováním je napětí v převážné délce konzolového nosníku rozděleno rovnoměrně. Výraznější nerovnoměrné rozdělení vzniká jen na volném konci nosníku, *obr. 5*.
- Smykové ochabnutí závisí na materiálových vlastnostech (modul pružnosti a součinitel příčné roztlačnosti).
- Smykové ochabnutí závisí též na tvaru a tuhosti příčniců.
- Zdaleka největší vliv na poměr průhybů konzoly prostorového a prutového řešení má poměr vyložení a šířky průřezu, s rostoucím poměrem vyložení a šířky rozdíl v řešení na prostorovém a prutovém modelu rychle klesá, *obr. 6*.



Obr.5. Průběh normálového napětí ve střednici horní desky – zatížení diferenčním smršťováním



Obr. 6 Poměr napětí prostorového a prutového řešení ve vetknutí (horní deska) v závislosti na vyložení konzoly L

5 POUŽITÍ PRUTOVÉHO PRVKU PRO ANALÝZU SMYKOVÉHO OCHABNUTÍ

Naším cílem bylo vytvořit takový výpočetní postup s využitím prutového konečného prvku, který by dokázal zohlednit nerovnoměrné rozdělení normálového napětí v komorovém nosníku v důsledku smykového ochabnutí, aby se napětí na prutových prvcích co nejvíce přiblížilo průběhu napětí na prostorovém modelu. Současně se očekává, že na takto zvoleném prutovém modelu dojde k přiblížení deformací prutového a prostorového řešení.

Za tímto účelem byl v práci [10] navržen postup využívající prutového prvku na excentricitě v programu TDA [12]. Daný komorový průřez rozdělíme v příčném směru na n dílků o různé průřezové ploše A_j . Tyto dílky tvoří prutové prvky na excentricitě vzhledem k vodorovné referenční ose. Nosník rozdělíme na prvky i v podélném směru. Pro plochu celého příčného řezu platí: $A = \sum_{j=1}^n A_j$,

(5.1.)

kde je A plocha příčného řezu komorového mostu,

n počet dílčích prvků v příčném řezu,

A_j plocha jednoho dílku prvku v příčném řezu.

Ve střednici horní a dolní desky stanovíme průběh normálového napětí $\sigma_{x(y)}$ z prostorového, případně deskostěnového řešení. Spojitý průběh napětí potom nahradíme po částech konstantním tak, že na jednotlivých dílčích bude působit průměrné napětí $\bar{\sigma}_j$ určené z výslednice napětí působící na dílek. Pro napětí $\bar{\sigma}_j$ potom platí: $\bar{\sigma}_j = \int_{A_j} \sigma_{x(y)} dA / A_j$,

(5.2)

kde $\bar{\sigma}_{x(y)}$ je podélné normálové napětí vypočtené prostorovým řešením.

Pro každý dílek j (tj. pro všechny prutové prvky) určíme součinitel k_j jako poměr průměrného napětí $\bar{\sigma}_j$ a maximálního průměrného $\max \bar{\sigma}_j$ ze všech napětí $\bar{\sigma}_j$ v daném příčném řezu (v horní nebo dolní desce). Pro součinitel k_j platí:

$$k_j = \bar{\sigma}_j / \max \bar{\sigma}_j . \quad (5.3)$$

Dále výpočet programem TDA provedeme s děleným průřezem ale s modifikovanými plochami A'_j jednotlivých dílků příčného řezu. Pro modifikované plochy A'_j platí: $A'_j = k_j A_j$.

(5.4)

Při použití prutového modelu s děleným průřezem bude v důsledku platnosti Navierovy hypotézy pro libovolné dva prvky označené j a $j+1$ horní nebo dolní desky jednoho příčného řezu platit shoda poměrného přetvoření.

$$\text{Platí tedy } \varepsilon'_j = \varepsilon'_{j+1} . \quad (5.5)$$

Tyto libovolné dva prvky mají shodný modul pružnosti, platí: $E_j = E_{j+1} = E$.

Ze vztahů (5.5) a (5.6) plyne pro libovolné prvky v příčném řezu jednoho pásu rovnost napětí vztah (5.7). $\sigma'_j = \sigma'_{j+1}$, (5.7)

kde je $\sigma'_j = \varepsilon'_j E$ a $\sigma'_{j+1} = \varepsilon'_{j+1} E$.

Použijeme-li pro analýzu konstrukce a pro výpočet těchto prvků modifikované plochy, potom pro výpočet normálových sil platí:

$$N'_j = \sigma'_j A'_j \text{ a} \quad (5.8)$$

$$N'_{j+1} = \sigma'_{j+1} A'_{j+1} . \quad (5.9)$$

Je-li například $A'_j \geq A'_{j+1}$ musí platit $N'_j \geq N'_{j+1}$.

Po provedení výpočtu na děleném průřezu s opravenými plochami A'_j dostáváme normálové síly N'_j . Následně dopočteme poměrné přetvoření a napětí na prutech s původními plochami A_j . Pro poměrné přetvoření ε_j platí:

$$\varepsilon_j = \frac{N'_j}{EA_j}, \varepsilon_{j+1} = \frac{N'_{j+1}}{EA_{j+1}} , \quad (5.10)$$

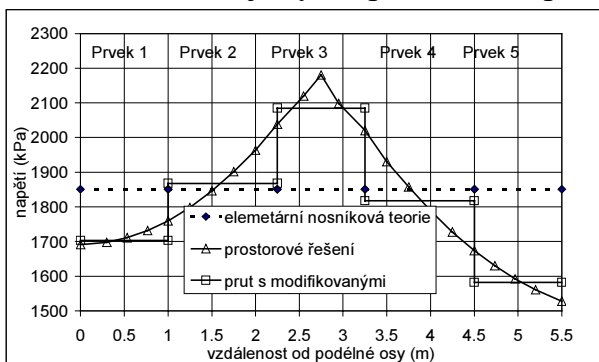
a pro napětí platí potom:

$$\sigma_j = \frac{N'_j}{A_j}, \sigma_{j+1} = \frac{N'_{j+1}}{A_{j+1}} . \quad (5.11)$$

Napětí σ_j je závislé na součiniteli k_j a je možno jím vystihnout průběh napětí v příčném řezu jako při prostorovém řešení, neboť na přenosu zatížení se podílí mimo pásů (horní a dolní desky) především svou ohybovou tuhostí i stěny. Vhodnou volbou dělení průřezu je možno dosáhnout uspokojivého přiblížení napětí σ_j prostorovému řešení, tj. napětí $\bar{\sigma}_j$.

Na dílčích prutech s modifikovanými plochami tedy vzniká různé normálové napětí. Různě zatížené prvky mají tendenci i různě dotvarovat. Program TDA byl modifikován tak, aby účinky od dotvarování byly vypočteny z výsledků vnitřních sil na modifikovaných plochách.

Z vlastností koeficientů k_j je zřejmé, že při řešení časové analýzy obecné konstrukce dostáváme pro každý prvek poměrně velké množství těchto koeficientů k_j . Koeficienty se mění v příčném i podélném směru, mění se v závislosti na charakteru zatížení (jsou jiné pro zatížení příčné, jiné pro zatížení podélné), mění se změnou okrajových podmínek, pro zatížení diferenčním smršťováním se mění

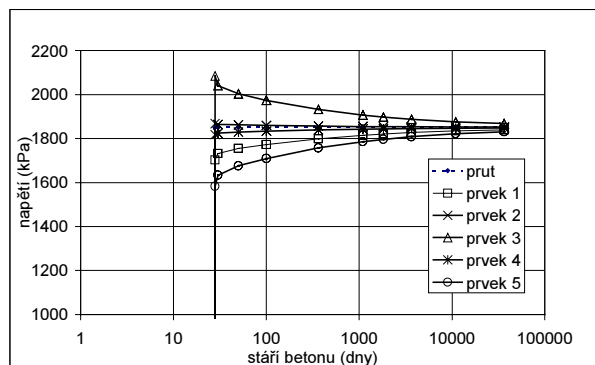
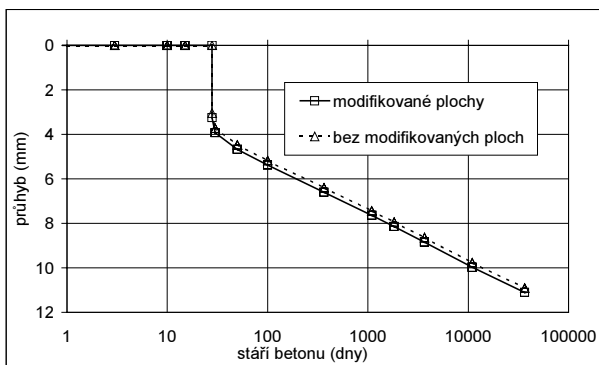


Obr.7. Průběh napětí od vlastní tíhy po šířce horní desky - 1,5 m od podpory

i v čase. Což je dosti značné omezení zvoleného postupu.

Vycházejíce z možností programu TDA (pro každý prvek umožňuje zadání max. dvou koeficientů k_j) jsme navržený postup ověřili na příkladu konzolového nosníku s příčným řezem dle obr. 4. zatíženého v čase 28 dní rovnoměrným zatížením od vlastní tíhy. Příčný řez byl rozdělen na

celkem devět prvků: pět v horní desce (v *obr. 7* ozn. 1 až 5), jeden ve stěně a tři v dolní desce. Náhradní tloušťka průřezů je uvažována, tak že nedochází k diferenčnímu smršťování (koeficient k_j pro podélná zatížení je roven jedné).



Obr. 8. Průběh průhybu konce konzol

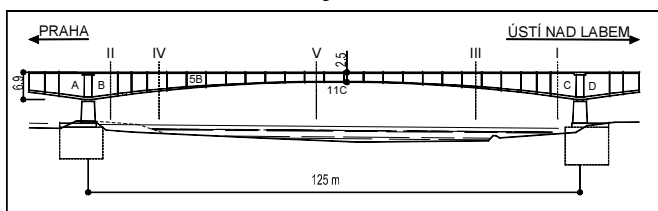
Obr. 9. Průběh napětí v čase v horní desce - 1,5 m od podpory

Z navrženého postupu a z řešeného příkladu lze vyvodit následující závěry.

- Na rozdíl od elementární nosníkové teorie se navrženým postupem podařilo stanovit v čase 28 dní napětí na výpočtovém (prutovém) modelu s modifikovanými plochami dílčích prutů podle průběhu napětí zjištěného na prostorovém modelu, *obr. 7*. Současně na prutovém modelu s modifikovanými plochami došlo oproti elementární prutové teorii k zvětšení okamžitého průhybu a k přiblížení tohoto průhybu až na cca 7 % k průhybu vzniklém při použití prostorového řešení.
- Po vnesení zatížení dojde na modelu s modifikovanými plochami k zvětšení okamžitého průhybu. Ke zvětšení dlouhodobého průhybu nedochází. Diferenční dotvarování způsobené ochabnutím smykem tak nemá výraznější vliv na průběh dlouhodobých průhybu, *obr. 8*.
- Nerovnoměrnost napětí vzniklá v důsledku ochabnutí smykem se vlivem dotvarování betonu v čase snižuje a v čase 100 let je hodnota napětí na všech prvcích příčného řezu shodná a je totožná s hodnotou napětí stanovenou na prutovém modelu bez modifikovaných ploch, *obr. 9*.
- Výše popsáný postup je poměrně obecný, ale též velice pracný. Je třeba vytvořit dva výpočetní modely (deskostěnový a prutový). Je nutné stanovit značné množství koeficientů k_j . Pro běžnou praxi tak postup zřejmě není příliš použitelný. Postup má spíše význam studijní, slouží pro pochopení jevu smykového ochabnutí a stanovení jeho vlivu na dlouhodobé chování. Ověření výše uvedeného postupu pro dlouhodobé chování bude možné až s vytvořením výpočetních programů s deskostěnovými (prostorovými) prvky, které budou umožňovat řešení dotvarování a smršťování betonu.

6 SLEDOVÁNÍ A ANALÝZA MOSTU PŘES VLTAVU U VEPŘEKU

V rámci této práce je analyzována nosná konstrukce dálničního mostu přes Vltavu u Vepřeku, *obr. 10*. Konstrukce dálničního mostu je tvořena spojitým komorovým nosníkem o devíti polích o rozpětí $33,2 + 5 \times 43,0 + 69,0 + 125,0 + 69,0$ m, viz [2]. 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 6,9 m a ve středu pole 2,5 m.



Obr. 10. Podélný řez hlavním polem mostu – umístění měřických řezů

Autor této práce se v průběhu výstavby mostu podílel na měřeních prováděných na konstrukci mostu. V rámci [7] bylo vystrojeno celkem pět měřických řezů, *obr. 10*. Ve všech měřických řezech bylo osazeno celkem 297 měřických základů na povrchu betonu pro měření poměrných deformací Hollanovým dilatometrem. V měřickém řezu IV bylo během výstavby zabetonováno celkem 22 odporových tenzometrických elementů pro měření poměrných deformací. Pro měření teplot bylo v měřickém řezu IV instalováno během betonáže 16 kusů teplotních čidel. Pro dlouhodobé sledování předpětí bylo na předpínacích kabelech osazeno celkem deset snímačů pro měření předpínací síly v kabelech. Měření byla též doprovázena geodetickým sledováním.

6.1 Vliv diferenčního smršťování a dotvarování na chování konstrukce

Cílem práce bylo aplikovat závěry a doporučení vyplývající ze studie diferenčního smršťování a dotvarování při výpočtu letmo betonovaného mostu přes řeku Vltavu u Vepřeku. Stanovit tak účinky diferenčního smršťování a dotvarování na chování reálné konstrukce a porovnat naměřené hodnoty průhybů s vypočtenými.

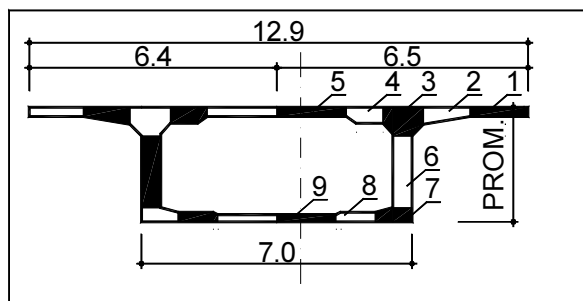
Jsou srovnávány vzájemně si odpovídající výpočetní modely konstrukce s neděleným příčným průřezem nerespektující vliv diferenčního smršťování a s děleným příčným průřezem respektující diferenční smršťování. Výpočtové modely jsou vytvořeny v programu TDA [12] s maximálně možným respektováním skutečného provádění stavby.

Výpočtový model s neděleným průřezem sestává celkem z 1645 prvků, z toho 1205 prvků modelujících předpínací kabely, 159 prvků základního betonového průřezu, 9 prvků modelujících příčníky („tuhé stojky“), 9 podpěry, 4 kotevní táhla, 159 prvků betonářské výztuže a 98 „tuhých“ prutů znázorňujících postupně se přesouvající betonářský vozík. Jednotlivé prvky jsou modelovány prizmatickým konečným prvkem. Střednice prvků v oblastech náběhů je modelována s excentricitou odpovídající změně polohy těžiště v důsledku náběhu.

Předpínací kabely a betonářská výztuž byly modelovány prvky na excentricitě. Kabely byly trasovány ve svislé rovině (v nárysu) i vodorovné rovině (půdorysu) a byly napínány z jedné i z obou stran. Pro výpočet okamžitých ztrát byl použit pro prostorově vedený kabel. Plocha kabelů, modul pružnosti a pokluz předpínacích kabelů byly uvažovány podle skutečných údajů uvedených v protokolech o předpínání dodavatele stavby. Kotevní napětí kabelu bylo zadáváno podle relativní chyby poměrných přetvoření způsobené napětím [7].

Jednotlivé druhy zatížení (tíha betonu, tíha armokoše, tíha předpínací výztuže a injektážní malty, tíha balastu, montážní zatížení a ostatní stálé zatížení byly aplikovány postupně podle skutečného postupu výstavby [7].

Model zohledňující diferenční smršťování vychází z výpočtového modelu neděleného. Odlišuje se v modelování betonového průřezu. Příčný řez hlavního pole mostu byl rozdělen na devět prvků na excentricitě vzhledem k referenční ose, *obr. 11*. Ostatní pole mostu byla rozdělena pouze na tři prvky (horní deska, stěna a spodní deska).



Obr. 11. Rozdělení příčného řezu

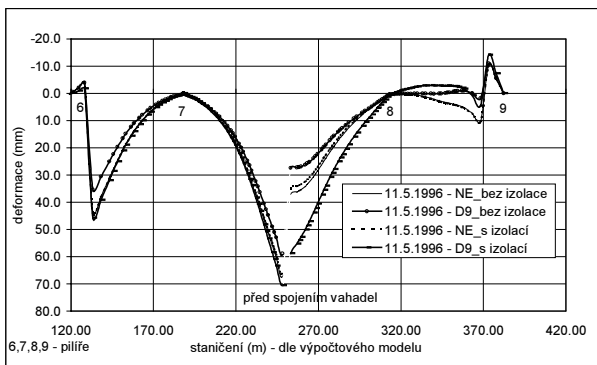
Model tak v hlavním poli zohledňuje rozdílné reologické vlastnosti nejen podélného ale i příčného směru konstrukce. Rozšíření výpočtového modelu představovalo značný nárůst počtu prvků (720), fyzikálních a rozměrových typů a tedy i značný nárůst potřebného strojového času. Variantně je proveden výpočet konstrukce s dělením celého mostu na tři prvky (celkem 1963 prvků).

Reologický model

Ve výpočtových modelech je uvažován reologický model B3 upřesněný na základě skutečného složení a pevnosti betonu a na základě měření hranolů [7]. Parametry reologického modelu zjištěné z výsledků měření úbytků hmotnosti smršťujících se betonových laboratorních vzorků byly přepočteny pro výpočet smršťování a dotvarování prvku reálné konstrukce odlišných rozměrů. Byla zohledněna skutečná doba ošetřování betonové směsi. Vlhkost vzduchu je uvažována pro jednotlivé časové intervaly průměrnou hodnotou zjištěnou na základě měření vlhkosti v dutině mostu a na základě měření prováděných hydrometeorologickou stanicí Tuháň. Pro výpočet náhradních tloušťek průřezů a jednotlivých prvků děleného modelu byly uvažovány dva typy průřezů bez izolace horní desky a s izolací neměnné od počátku vzniku betonu. Variantně byl výpočet proveden i pro reologický model CEB-FIB 90 [13].

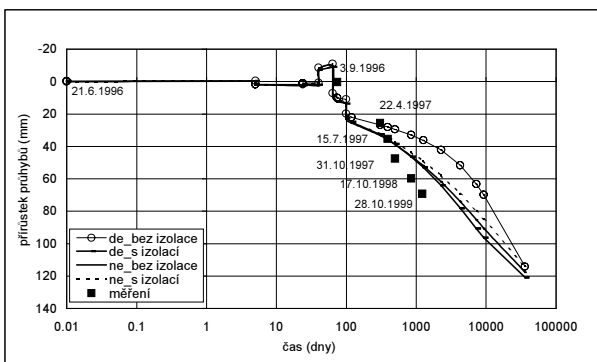
Hlavní výsledky výpočtu

Pokud sledujeme průhyby konců konzol vahadel AB a CD před jejich spojením, dochází vždy na děleném výpočtovém modelu bez izolace horní desky ke zmenšení celkových deformací oproti nedělenému modelu, *obr. 12*. Na modelu s izolací horní desky je tomu naopak, průhyby konzoly na děleném modelu jsou větší než na neděleném. Starší konzola C vykazuje menší hodnoty celkových průhybů než konzola mladší B. Největší rozdíl v průhybech obou konzol vykazuje model s průřezem bez izolace horní desky, naopak nejmenší rozdíl je u modelu s izolací horní desky. Při analýze výsledků a jejich porovnání s výsledky měření je nutno uvážit dobu, po kterou byl most bez izolace. Izolace byla na mostě dokončena až po spojení vahadel (cca 24.8.1996). Průběhy deformací do tohoto období pro průřez s izolací jsou tedy pouze orientační a v podstatě ukazují jakou chybu by projektant udělal, pokud by uvažoval zjednodušeně dělený průřez s izolací hned od vzniku



Obr. 12. Deformace mostu 11.5.1996 – před spojením vahadel

Na *obr. 13* je znázorněn průběh relativního průhybu konce lamely 11C (přibližně střed hlavního pole mostu) v čase pro výpočtový model s děleným a neděleným průřezem. Vypočtené deformace jsou konfrontovány s naměřenými hodnotami opravenými o vliv teploty a o hodnoty deformací pilířů v okamžiku měření.



Obr. 13. Relativní průhyb středu hlavního pole mostu (konce lamely 11C) od 21.6. 1996

betonu. K takové úvaze by ho opravňovala podstatně delší doba, po kterou je na konstrukci položena izolace oproti době, po kterou je most bez izolace. Nesprávnost děleného výpočtového modelu s izolací do času položení izolace potvrzuje i geodetické měření rozdílů průhybů konzol B a C před jejich spojením, které odpovídá modelu dělenému bez izolace a současně vykazuje dobrou shodu i s nedělenými modely.

Celkový průhyb středu hlavního pole (spojitý nosník) dosahuje i po spojení vahadel nadále na děleném modelu bez izolace horní desky menších hodnot než na neděleném modelu. A naopak dělený model s izolací horní desky větších hodnot než model nedělený. Největší rozdíly mezi modely jsou patrné zejména v časovém období do 10^4 dní. Po tomto čase se rozdíly mezi všemi modely snižují. Počátek časové osy je v *obr. 13* vztažen do období, kdy konstrukce mostu již

vykazuje jasné statické schéma (spojitý nosník) a je dokončeno téměř celé podélné předpětí konstrukce. Počátek téměř odpovídá položení izolace na horní desku. A tak uvedenému období lépe odpovídají přírůstky průhybů stanovené na výpočetních modelech s izolací horní. Diferenční smršťování a dotvarování způsobuje průhyb nosníku, který se s časem zvětšuje a svého maxima dosahuje v časech okolo 10^4 dní, dále se průhyb od diferenčního smršťování snižuje a v čase 100 let se blíží nulové hodnotě. Na děleném modelu s izolací došlo k zvýšení průhybu cca o 11,5 mm. Pokud by ale průřez zůstal bez izolace došlo by ke zmenšení průhybu o cca 22,3 mm, to opět může dokumentovat chybu jaké by se projektant dopustil, uvažoval-li by dělený průřez bez izolace po celou dobu životnosti konstrukce. Došlo by tak k výraznému podcenění počítaných průhybů.

Naměřené hodnoty průhybů v *obr. 13* vykazují poměrně dobrou shodu s vypočtenými průhyby na děleném modelu s izolací, i když v časovém období do jednoho roku po uvedení mostu do provozu došlo k zvětšení průhybů více než u vypočtených průhybů. V dalším časovém období je již směr průhybů (tečna) modelu děleného bez izolace téměř stejný jako u hodnot naměřených. Uvedený rychlejší nárůst průhybů v prvním roce 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 postihnuta.

Výpočet prokázal vliv diferenčního smršťování a dotvarování na chování reálné konstrukce letmo betonovaného mostu, který má podstatně složitější geometrický tvar příčného a podélného řezu a během výstavby mění statické schéma. Konstrukce je budována postupně, to znamená dochází ke smršťování různě starých betonů. Průběh výsledků výpočtu konstrukce mostu s vlivem diferenčního smršťování v podstatě potvrzuje závěry uvedené ve studii chování jednoduchých komorových nosníků (kap. 3). Bylo prokázáno, že uvažováním modelů s diferenčním smršťováním a dotvarováním došlo k lepší shodě mezi naměřenými a vypočtenými hodnotami průhybů.

Velký vliv na výsledky průhybů i napětí má uvažování průřezu s izolací horní desky nebo průřezu bez izolace. Výsledky pro oba průřezy jsou často velice rozdílné a při nesprávném použití by mohly vést např. k podceňování 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 od jeho vzniku a neměnnou po dobu životnosti.

Pro sledovaný most bylo zjištěno, že modely s rozdělením příčného řezu na devět prvků (*obr. 11*) dávají v hodnotách průhybů srovnatelné výsledky jako modely rozdělené pouze na tři prvky (horní deskou, stěnou a dolní deskou). Při sledování průhybů konstrukce by tedy zcela dobře postačoval výpočtový model tvořený třemi prvky. Rozdíly mezi modely zohledňující diferenční smršťování a dotvarování

tvořenými třemi a devíti prvky v příčném řezu jsou ale zejména v průbězích a velikostech normálového napětí. Například minimální napětí v horní desce ve středu hlavního pole je v časovém období 856 dní až 100 let u modelu s příčným řezem tvořeného devíti prvky $-6,4$ MPa, u modelu tvořeného třemi prvky $-4,3$ MPa a u modelu s celistvým průřezem $-3,7$ MPa.

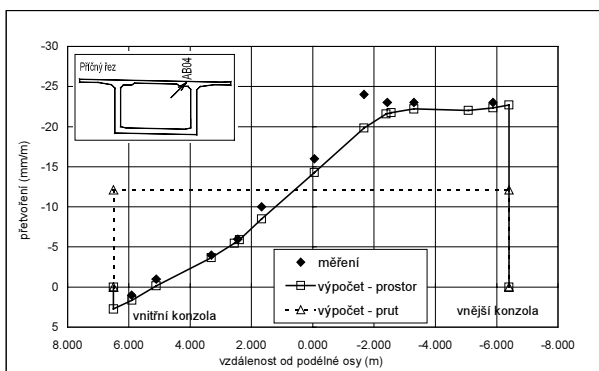
Pro reologický model CEB_FIB90 [13] byl potvrzen stejný průběh průhybů jako pro model B3. Extrémní hodnoty průhybu způsobené diferenčním smršťováním jsou u modelu CEB_FIB až 2,5x menší než u modelu B3.

6.2 Srovnání naměřených a vypočtených hodnot poměrného přetvoření betonu v měřickém řezu IV

Cílem práce uváděné v této kapitole je porovnat pro různá stadia montáže mostu přes řeku Vltavu u Vepřeku naměřené hodnoty okamžitých změn poměrného přetvoření betonu odporovými tenzometry s hodnotami poměrného přetvoření vypočtenými na prostorovém a prutovém modelu. Byl tedy vytvořen lineární prostorový a prutový výpočetní model. Oba modely jsou uzpůsobeny průběhu měření poměrných přetvoření betonu uskutečněném na vahadle B hlavního pole mostu v době od 18.3.1996 do 10.4.1996 (to je od betonáže lamely 3B po napínání lamely 6B). V této době byla provedena řada měření poměrného přetvoření různých stádiích výstavby konzoly (při napínání předpínacích kabelů, pojetí betonážního vozíku, osazení armokoše a vlastní betonáže lamel).

Výpočtový model tvoří výsek vahadla od zárodku po lamelu 6B délky 35 m. Prostorový model konstrukce je řešen metodou konečných prvků programem ANSYS [11], prutový poté v programu TDA [12]. Při vytváření obou modelů byla snaha o maximální zohlednění skutečného provedení konstrukce. Jedná se opět zejména o zohlednění materiálových vlastností použitých materiálů (betonu a předpínací výztuže), velikosti skutečně vneseného předpětí podélných kabelů, skutečného zatížení, skutečného časového postupu výstavby mostu.

Výsledky výpočtu i měření prokázaly zcela pochopitelně nerovnoměrné rozdělení



Obr. 14. Průběh poměrného přetvoření v řezu IV - čidla v horní desce - napnutí kabelu napnutí kabelu AB04e

poměrného přetvoření po šířce desky. Z výsledků je velmi dobře patrná dobrá shoda mezi měřeními a výpočty na prostorovém modelu, zejména pro zatěžovací stavy podélného předpětí, viz obr. 14 napínání montážního kabelu lamely 4B. Z naměřených a vypočtených hodnot lze usoudit na nedostatečnou výstižnost prutového rovinného modelu zejména pro stavy s krátkým vyložením konzoly, tyto stavy ale většinou nejsou rozhodující pro dimenzování celé konstrukce.

7 Závěr

Letmo betonované mosty patří mezi konstrukce hojně používané u nás i v zahraničí. I přes řadu vylepšení v návrzích těchto konstrukcí a vylepšení technologie výstavby, vykazují tyto konstrukce řadu problémů. Disertační práce usiluje o seznámení se specifickými problémy navrhování letmo betonovaných mostů a o prohloubení poznatků týkajících se tvorby výpočetních modelů takovýchto konstrukcí.

Přínos této práce je možné najít zejména ve stanovení rozdílů mezi výsledky určenými pomocí výpočetních modelů respektující diferenciální smršťování a dotvarování a mezi modely běžně používanými v projekční praxi nerespektujícími diferenciální smršťování a dotvarování. Práce uvedený jev srovnává pomocí programu pro časovou analýzu rámových konstrukcí TDA na relativně velkém počtu příkladů jednoduchých komorových nosníků, ve kterých jsou zjednodušeny příčné řezy nosníků, okrajové podmínky, postup výstavby apod. Bylo mimo jiné zjištěno, že v období cca do 10 let stáří konstrukce může být vliv diferenciálního smršťování a dotvarování na průhyb velmi výrazný, přičemž pro řešené případy konzol je největší v období cca 1000 až 2000 dnů od počátku vzniku nosníku. Pro konstrukci letmo betonovaného mostu přes Vltavu bylo prokázáno výpočtem i naměřenými hodnotami průhybů, že zanedbání diferenciálního smršťování a dotvarování může u takového mostu být příčinou, proč se letmo betonované konstrukce deformují v prvních letech po dokončení více, než se počítá. Poměrně dobrá shoda vypočtených a naměřených údajů prokázala kvalitu výpočetního modelu.

Zjednodušení výpočetních modelů o vliv diferenciálního smršťování a dotvarování betonu může být jednou z mnoha možných příčin nadměrných průhybů. Není to samozřejmě příčina jediná, ale správným zohledněním diferenciálního smršťování ve výpočetních modelech, ji lze za relativně nízké finanční náročnosti zohlednit již v projektu stavby. Z toho důvodu lze použití výpočetních modelů zohledňujících diferenciální smršťování a dotvarování doporučit pro standardní postup návrhu letmo betonovaných konstrukcí.

V rámci této práce je provedeno metodou konečných prvků relativně velké množství analýz jednoduchého konzolového komorového nosníků s vlivem smykového ochabnutí. Jsou rozebírány faktory ovlivňující smykové ochabnutí, je stanovován jejich vliv, porovnávány hodnoty napětí v krajních a ve střednicových rovinách desek apod. Průběhy normálových napětí jsou v komorovém průřezu též zjišťovány v závislosti na charakteru a umístění zatížení a v závislosti na tl. horní a dolní desky, tvaru a tuhosti příčnicku. Prostorové účinky jsou poté ověřeny při výpočtu letmo betonované konstrukce mostu přes řeku Vltavu u Vepřeku. Jsou porovnávány naměřené hodnoty okamžitého poměrného přetvoření stanovené na prostorovém výpočetním modelu s hodnotami naměřenými. Byla prokázána velmi dobrá shoda naměřených a vypočtených hodnot, zejména pro zatížení podélným předpětím.

Nově je v práci na příkladu jednoduchého nosníku navržen postup zohlednění vlivu smykového ochabnutí na dlouhodobé chování při použití prutového konečného prvku. Navrženým postupem bylo zjištěno, že samotné smykové ochabnutí nemá vliv dlouhodobé průhyby (má vliv pouze na zvětšení okamžitých průhybů). Vlivem dotvarování betonu dojde v čase k přerozdělení napětí po šířce průřezu, takže se napětí v místech příčného řezu, která jsou více zatížená, snižuje a naopak napětí v místech méně zatížených se zvyšuje.

Z řešené práce vyplynula řada otevřených problémů a podmětů pro další výzkum. Další výzkum by měl být zaměřen zejména na:

- experimentální ověření velikosti náhradní tloušťky neděleného komorového průřezu tvořeného prvky o různých dimenzích,
- experimentální ověření vlivu izolace na vysychání průřezů,
- vytvoření výpočtového programu umožňující zohlednění změny náhradní tloušťky průřezu během výstavby konstrukcí a stanovení vlivu této změny na chování konstrukcí,
- vytvoření výpočtových programů umožňující řešit vliv dotvarování a smršťování na prostorových 3D modelech a umožnit tak upřesnění vlivu smykového ochabnutí na dlouhodobé chování konstrukcí.

8 LITERATURA

- [1] Bažant Z. 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.
- [2] Cieslar P., Landa T., Žurych R., Most přes Vltavu u Vepřeku, čas. Beton a zdivo, 4, str. 5 - 9, 1995.
- [3] Křístek V., Dlubal, J., Ovlivnění průhybů konzolových komorových mostů z předpjatého betonu ochabnutím smykem a smykovými deformacemi stěn, Stavební obzor 9/96, str. 68-72.
- [4] Navrátil J., Časově závislá analýza rámových konstrukcí, Stavebnický časopis, 7 (40), s. 429-451, Slovak Academic Press, Bratislava, 1992.
- [5] Navrátil J., Zich M., Křístek V., Vliv diferenčního smršťování na deformace komorových nosníků, sborník konference Betonářské dny, Pardubice 1999.
- [6] Petřík V., Křístek V., Praktický výpočet průhybů komorových mostů z předpjatého s respektováním ochabnutí smykem, Projekt č. S303/120/602 Ministerstvo dopravy a spojů, příloha A7 dílčí zprávy za rok 1997, Praha 1997.
- [7] Stráský J., 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.

- [8]Šmerda Z., Křístek V., Creep and Shrinkage of Concrete Elements and Structures, SNTL, Praha 1988.
- [9]Kala J., Teplý B., Křístek V., Porovnání modelů analýzy komorových mostů, 3. Mezinárodní symposium Mosty 1998, Brno, str. 208-213, 1998.
- [10]Zich M., Navrátil J., Vliv smykového ochabnutí na dlouhodobé chování betonových konstrukcí, Zpráva č. 05-103/95/0048 výzkumného projektu GAČR „Studie dotvarování a smršťování betonu za neobvyklých podmínek, aplikace pro mostní konstrukce“, Ústav betonových a zděných konstrukcí VUT FAST v Brně, Brno 1996.
- [11]ANSYS, Release 5.6, ANSYS Inc., SAS IP, Inc. Houston USA 1999, program pro řešení úloh metodou konečných prvků.
- [12]ESA PrimaWin – Reference Manual, program TDA pro časovou analýzu rámových konstrukcí, SCIA Software, Scientific Application Group, Belgium, 2000.
- [13]CEB-FIP Model Code 1990, Final Draft 1991, BULLETIN D'INFORMATION No203, Comite Euro-International Du Beton, Lausanne, 1990.
- [14]Practical design of reinforced and prestressed concrete structures based on the CEB-FIP Model Code MC78, Thomas Telford Limited, London, 1984.
- [15]ČSN 73 1201 – 86 Navrhování betonových konstrukcí, ÚNM Praha, 1987.
- [16]ČSN 73 6207 Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu, Český normalizační institut, 1993.
- [17]Křístek V., Studnička, J., Negativní smykové ochabnutí, čas. Inženýrské stavby 1990, č.2, str. 101 –107.
- [18]Voplakal M., Zich M., Kohoutková A., Křístek V., Vliv diferenčního smršťování na průhyb letmo betonovaných komorových mostů, sborník konference Betonářské dny, Pardubice 2000.

9 SUMMARY

The bridges erected by the cantilever segmental construction are frequently used both in Czechia and abroad. In spite of numerous improvements in the design and construction technology, the bridges still exhibit some problems. Most of segmentally erected bridges typically use the box cross-section. The use of the box-section leads to the necessity of a complicated complex analysis of its static behaviour. The box is usually created by slabs and webs of different dimensions. As a consequence of the differences in element dimensions, the non-uniform drying of cross-section appears, which leads to the differential creep and shrinkage of concrete of the elements. Besides the effect mentioned above, the combination of slender webs and wide strips of bottom and top slabs leads to the shear lag, which causes the non-uniform distribution of the normal stress along the width of the strip. Both of these effects, the differential shrinkage and the shear lag, are even complicated by specific features of the segmental cantilever technology, e.g.

changes of structural system during the construction, load application on concrete elements of a different age (usually very young), etc. Both effects are neglected in common design practice, especially their influence on the long-term structural behaviour (both for the stress or deflection analysis). However, the simplification of structural models can be one of the reasons for the underestimation of the long-term deflection, and, consequently the reason for repairs and a costly rehabilitation.

The thesis deals with the influence of the differential creep and shrinkage of concrete and the influence of the shear lag on the long-term behaviour of segmental bridges built by the cantilever method. The thesis attempts to define and analyse the specific problems of the design of these structures, and to extend the knowledge in the field of their numerical modelling.

The main goal of the thesis can be identified as in the determination of the differences in results obtained by sophisticated models, which respect the differential creep and shrinkage and the results of the analysis currently used in the design practice. Relatively large number of examples of simple box-girders are analysed using the module TDA [12] of EPW (IDA-NEXIS) program. The cross-sections, boundary conditions, and construction were simplified in those examples. It was found out that the influence of the differential creep and shrinkage on the bridge deflection can be significant during the first 10 years of service, with critical importance between 1000 and 2000 days for analysed examples. The specified conclusions based on the results of the analysis of simple beams were validated by performing the time-dependent analysis of a segmentally erected bridge across the Vltava River by the village of Vepřek. Both the calculations and measured deflections demonstrated the fact that the omission of the effect of creep and shrinkage can cause, for a higher deflection in first several years of service than has been expected.

Relatively large number of examples of simplified cantilever box girders is used in the thesis to analyse the parameters decisive for the shear lag. The three-dimensional behaviour is checked out with respect to type and location of the load, ratio of girder width and span, thickness of top and bottom slab, and material properties. Calculated instantaneous strains are verified using the data measured during the construction of a segmentally erected bridge across the Vltava River by the village of Vepřek. A good agreement between measured and calculated values was found, especially for the equivalent load caused by the longitudinal prestressing. Conversely, an insufficient accuracy of the plane frame model was obtained for short span cantilevers.

In the thesis a new simplified method was proposed for the analysis of the long-term structural behaviour with respect to the shear lag. The plane frame finite

element is used. No direct influence of the shear lag on the long-term deflection was proved (only instantaneous deflections are increased). A significant redistribution caused by the creep of concrete appears in time along the width of the cross-section. The stress in the fibres, which are heavily loaded, is decreased, and, conversely, small the stress in fibres is increased.

10 CURRICULUM VITAE

ING. MILOŠ ZICH (*1971)

DOSAŽENÉ VZDĚLÁNÍ:

1985 – 1989 - Gymnázium ve Žďáře nad Sázavou

1989 – 1994 - Vysoké učení technické fakulta stavební, obor pozemní stavby,
zaměření betonové konstrukce

DÉLKA A OBSAH ODBORNÉ PRAXE:

1994 - 1997 - interní postgraduálního studium na Ústavu betonových a zděných konstrukcí Vysokého učení technického v Brně

1997 - odborný asistent na Ústavu betonových a zděných konstrukcí VUT
FAST Brno