

POROVNÁNÍ A ZHODNOCENÍ VÝPOČETNÍCH MODELŮ KOMOROVÝCH MOSTŮ ■ COMPARISON AND EVALUATION OF COMPUTATIONAL MODELS FOR BOX GIRDER BRIDGES

Lukáš Vráblík, Jiří Prchlík

Pro spolehlivé a výstižné stanovení rozložení napětí a vnitřních sil v komorových nosnicích, stejně tak i jejich deformací v celém časovém intervalu působení těchto konstrukcí (včetně stavebních stavů), je nezbytné využít výpočetní modely respektující jejich reálné chování. Cílem článku je provést rekapitulaci možných přístupů k tvorbě výpočetních modelů těchto konstrukcí, kriticky zhodnotit jednotlivé úrovně výpočetních modelů a definovat základní doporučení pro návrhovou praxi. Článek je prvním v připravované ucelené řadě příspěvků věnující se problematice navrhování komorových mostů. ■ For reliable and accurate mathematical prediction of stress and internal forces distribution in box girder structures, as well as their deformations development over all structure service life (including construction stages), it is necessary to use computational models respecting their real behaviour. The goal of this paper is to recapitulate the possible approaches to creating computational models of these structures, evaluate different levels of computational models and define basic recommendations for design practice. The article is the first in an upcoming series of papers dealing with the issue of designing box girder bridges.

Výpočetní analýza komorových mostních konstrukcí (stejně tak jako jejich základní dimenzování) je stále prováděna na úrovni základního technického výpočtu integrálních vnitřních sil (M , N , V) a deformací. Výstupem této výpočetní analýzy konstrukce jsou výše zmíněné integrální silové veličiny a deformace včetně jejich časového vývoje (při použití časově závislé analýzy). Z řešení komorových konstrukcí pomocí takovýchto výpočetních modelů není možné získat informace o vývoji přetvoření a napětí v každém bodě konstrukce. Stejně tak není možné při výpočetní analýze na takto koncipova-

ných výpočetních modelech bez dalších úprav sledovat a respektovat vlivy vycházející z podstaty globálního prostorového působení konstrukcí (smyková deformace stěn a smykové ochabnutí průřezu, deplanace průřezu a její vliv na vývoj ztrát předpětí, reologická nehomogenita příčného řezu konstrukce, nepřímé uložení konstrukcí na podpěrách).

V mnoha případech běžných konstrukcí je tento velmi zjednodušený přístup pro analýzu a dimenzování konstrukce zcela postačující. U komorových konstrukcí větších rozpětí, u kterých je snaha navrhnout co nejsuštilnější průřez pro eliminaci dominantního zatížení vlastní tíhou, by však zanedbání nebo podcenění některého z výše uvedených faktorů mohlo vést k významným rozdílům mezi výpočetní predikcí a reálným chováním konstrukce. To má pak za následek dimenzování konstrukce na nesprávné velikosti vnitřních sil, případně vznik problémů s geometrií (reálné deformace konstrukce odlišné od výpočetní predikce).

Výpočetní analýza komorových konstrukcí z hlediska výstižnosti použitých výpočetních modelů je možné rozdělit do čtyř základních úrovní:

Úroveň 1: Základní a nejjednodušší je běžně používaný přístup nosníkové statiky, kdy se konstrukce modeluje jediným prutem, který je charakterizován momentem setrvačnosti průřezu I , průřezovou plochou A a modulem pružnosti použitého materiálu E . Smykové deformace a projevy smykového ochabnutí jsou zde zanedbány. Z hlediska tvorby výpočetního modelu jsou jednotlivé prutové prvky pospojovány v uzlech. Integrální veličiny jsou zjišťovány vždy k těžišti průřezu, resp. k těžišťové ose celé konstrukce. V návrhové praxi je z důvodů výhodnosti operací s integrálními vnitřními silami při

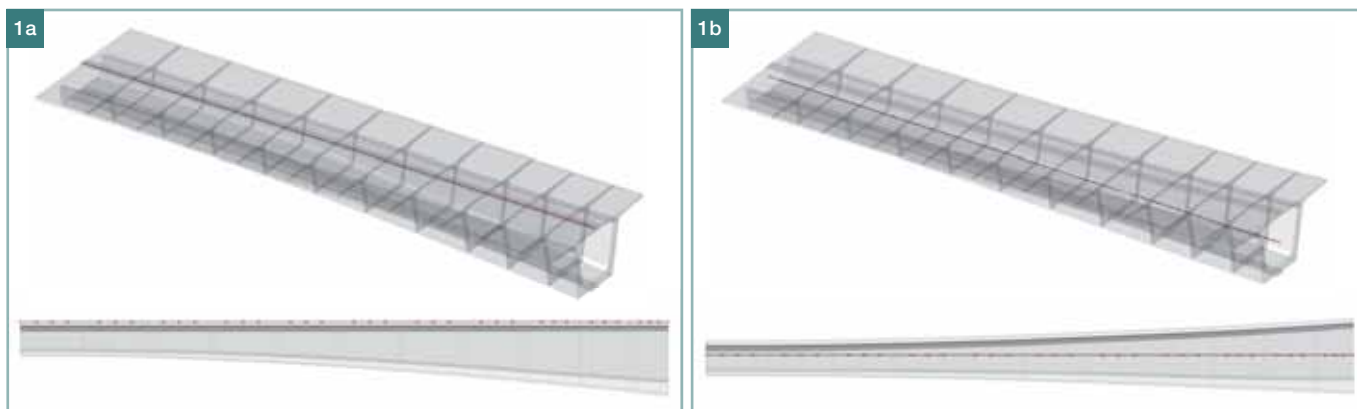
dimenzování a též vzhledem k případné nutnosti provádění výpočtu vlivu reologických vlastností betonu (vliv postupu výstavby, vývoj dlouhodobých deformací) typickým výpočetním modelem tohoto typu rovinný rám zahrnující různé statické systémy. Případně je možné využít prostorové rámy, na kterých je možné analyzovat i účinky kroucení.

Referenční osa modelu (spojnice jednotlivých uzlů modelu definujících geometrii konstrukce) může vzhledem k skutečné těžišťové ose konstrukce zaujímat teoreticky libovolnou pozici. Nejčastěji se volí poloha referenční osy totožná s těžišťovou osou, případně je referenční osa „zarovnána“ k jednomu z povrchů konstrukce.

Vzájemná poloha referenční osy modelu a těžišťové osy konstrukce ovlivňuje i výsledné vnitřní síly od některých vnějších zatížení. Typickým příkladem je účinek brzdných a rozjezdových sil na mostní konstrukci, který je modelován jako spojitě rovnoměrné zatížení působící rovnoběžně s podélnou osou mostu aplikované v úrovni komunikace nebo přímých kabelů nesledujících zakřivenou těžišťovou osu (jak je uvedeno dále).

U výpočetního modelu koncipovaného tak, že je jeho referenční osa, na kterou je aplikováno podélné zatížení, zarovnána s horním povrchem konstrukce, vznikají podélné ohybové momenty (součin podélného zatížení a vzdálenosti mezi těžištěm průřezu a horním povrchem). Toto odpovídá skutečnému namáhání konstrukce.

Naproti tomu v případě, že referenční osa s aplikovaným zatížením bude ztotožněna s těžišťovou osou (nebuď respektována skutečná excentricita zatížení vůči těžišťové ose), nevzniknou dle výsledků výpočtu od takto apli-



Obr. 1 Vzájemná poloha těžišové osy a referenční osy modelu: a) referenční osa modelu je zarovnána s horním povrchem konstrukce, b) referenční osa modelu je totožná s těžišovou osou konstrukce ■ Fig. 1 Position of the structure centroid axis and the computational model axis: a) reference axis is aligned with structure upper surface, b) reference axis of model is identical with structure centroid axis

Obr. 2 Vliv smykové deformace stěn na celkový průhyb s ohledem na rozpětí konstrukce ■ Fig. 2 Effect of box cross section walls shear deformation on the total beam deflection considering the span length

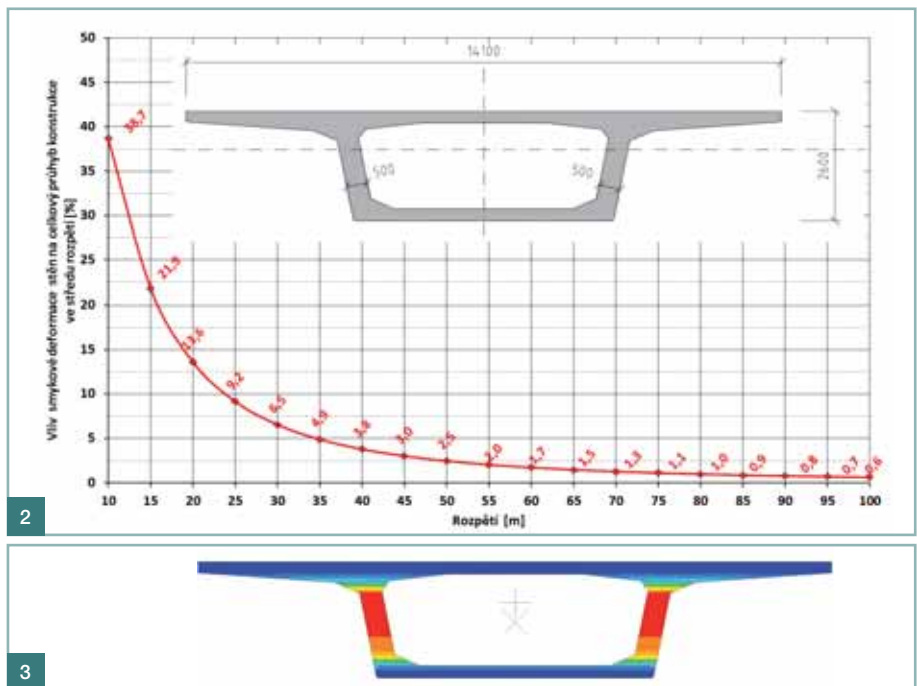
Obr. 3 MKP analýza příčného řezu pro stanovení plochy průřezu vzdorující smyku s ohledem na rozložení smykového napětí ■ Fig. 3 Cross section FEM analysis for definition of effective area due to shear stress distribution

kovaného zatížení žádné ohybové momenty. To však neodpovídá reálnému chování konstrukce, při návrhu konstrukce by kromě vnitřních sil zjištěných výpočtem bylo nutné přidat dodatečné vnitřní síly vyvolané excentrickou polohou zatížení vůči těžišové ose.

Úroveň 2: Částečně dokonalejším přístupem je modelování komorové konstrukce opět jediným prutem, ale s respektováním smykové deformace stěn (nikoliv smykového ochabnutí). Smykové deformace stěn mohou být u komorových konstrukcí velmi významné, zejména pokud jsou stěny navrženy velmi subtilní (tenké) a jejich plocha je pak v porovnání k celkové ploše průřezu malá. Účinky smykové deformace stěn na celkovou deformaci konstrukce jsou odvislé od rozpětí konstrukce. Obecně je možné shrnout, že vliv smykové deformace stěn vzhledem k účinkům ohybovým je významnější pro kratší rozpětí. To je dáno základním statickým chováním konstrukcí – průhyb vlivem smykové deformace je pro rovnoměrné spojitě zatížení přímo úměrný druhé mocnině rozpětí, účinek ohybu na průhyby je úměrný čtvrté mocnině rozpětí.

Na této úrovni výpočetních modelů se tak kromě dříve uvedených vstupních charakteristik definuje ještě Poissonův součinitel ν (případně modul pružnosti materiálu ve smyku G) a plocha průřezu vzdorující smyku A_s . V případě komorových průřezů se svislými (nebo velmi šikmými) stěnami je vzhledem k charakteru rozložení smykového napětí tato vzdorující plocha přibližně rovna právě pouze ploše stěn. Pro přesné stanovení je možné využít detailní analýzu příčného řezu na bázi MKP a zohlednit tak např. i vliv příčného smykového napětí.

U těchto výpočetních modelů je nezbytné určitými zjednodušenými postupy postihnout též vliv smykového ochabnutí. Ve většině případů se jedná o různé redukce tuhosti průřezů použitých



2

3

v modelech. S ohledem na charakter a podstatu smykového ochabnutí se jako ideální jeví redukce smykové tuhosti průřezu (redukce plochy vzdorující smyku). Důležité je připomenout, že redukce tuhosti musí být aplikována jen na zatížení, které vyvolá na konstrukci smykové namáhání. Bez posouvající síly smykové ochabnutí nevzniká. Ve snaze respektovat faktor ochabnutí smykem v praktických výpočtech komorových nosníků se někdy používá koncepce spolupůsobících šířek. Smykové ochabnutí se v tomto přístupu převádí na redukcii průřezu: namísto skutečných šířek desek komorového nosníku se zavedou spolupůsobící šířky. Zásadní rozdíl je však mezi vnějším zatížením svislým (vlastní tíha, užité zatížení) a předpětím, u kterého je jím vyvozené smykové namáhání konstrukce v naprosté většině případů podstatně menší, je jiného charakteru anebo dokonce vůbec nemusí vznikat. Proto použití stejné spolupůsobící šířky při současném působení obou těchto druhů zatížení je absolutně chybné.

Úroveň 3: Další úrovni jsou modely vycházející z desko-stěnového charakteru jednotlivých částí komorového příčného řezu, které respektují prostorové působení konstrukce a které automaticky kromě účinků smykových deformací stěn zohledňují i smykové ochabnutí, jehož vliv na deformace a rozložení normálových napětí v průřezech komorových nosníků může být závažný.

Úroveň 4: Poslední, finální úrovni jsou výpočetní modely založené na prostorových objemových konečných prvcích. Konstrukce je modelována přes-

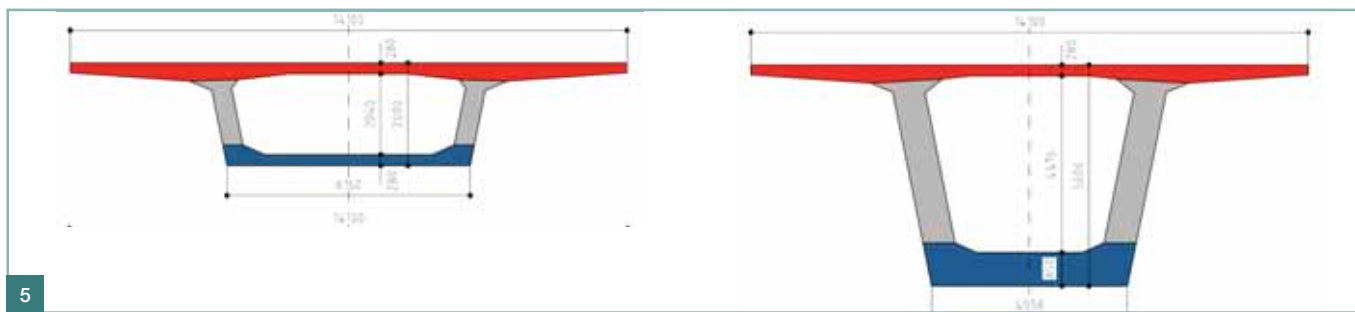
ně v souladu s definovanou geometrií, respektováno je tak zcela přesně globální prostorové působení konstrukce a veškeré faktory ovlivňující finální chování konstrukce. Konstrukci je možné analyzovat fyzikálně a geometricky nelineárně.

S ohledem na výše uvedené je možné konstatovat, že se zvyšující se úrovní výpočetních modelů roste přesnost jimi prováděné výpočetní predikce, velice často ale za cenu velké náročnosti přípravy modelů a složité interpretace výsledků – přenesení do úrovně dimenzování a posuzování dle normových přístupů. Celá současná filozofie navrhování konstrukcí vychází z analýzy příčného řezu jako celku, a tím z integrálních veličin (vnitřních sil) zjištěných na výpočetních modelech první a druhé úrovně. Samostatnou částí pak zůstává řešení specifických detailů (kotevní oblasti, deviatory, příčníky v místě uložení konstrukce) a např. příčného směru konstrukce.

V následující části článku jsou detailněji popsány některé faktory ovlivňující přesnost řešení jednotlivých úrovní výpočetních modelů.

REOLOGICKÁ NEHOMOGENITA PŘÍČNÉHO ŘEZU

Komorový příčný řez je z hlediska smršťování a dotvarování výrazně nehomogenní. Nehomogenita průřezu je dána zejména rozdílnými dimenzemi – tloušťkou horní a spodní desky. Odlišnost jednotlivých rozměrů má za následek různé vysychání, a tím následně i rozdílné smršťování jednotlivých částí průřezu. Dalším neméně podstatným vlivem



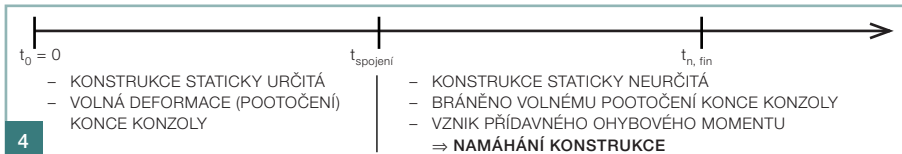
5

je i způsob zhotovení příčného řezu, který je často realizován po částech. V první fázi je vybetonována dolní deska spolu s bočními stěnami, následně, po adekvátní technologické časové prodlevě, je dobetonována deska horní. Tím dochází ke spojení částí průřezu z různě starého betonu. Nehomogenita může být dána i rozdílnou plochou části průřezu vystavenou okolnímu prostředí.

Pokud by jednotlivé prvky (desky a stěny) působily nezávisle na sobě, došlo by v dílčích částech průřezu během určitého časového intervalu k vzniku různě velkého poměrného přetvoření vyvolaného smršťováním. Protože jsou však jednotlivé části průřezu pevně spojeny, musí působit jako celek – toto je pak doprovázeno vznikem napětí a změnami deformací.

Projevy reologické nehomogenity a diferenciálního smršťování jsou zatím v běžné projekční praxi často podceňovány, popř. zcela opomíjeny, ačkoliv jejich vliv na namáhání a deformace konstrukce může být často závažný (zvláště u konstrukcí s výrazně skloněnými bočními stěnami, jejichž tuhost je malá, nebo u průřezů s velkými rozdíly tloušťky horní a dolní desky).

Diferenciální smršťování má za následek vznik průhybů. Deformace vyvolané smršťováním betonu jsou závislé na tloušťce prvku, tenčí prvky vysychají rychleji a projevy smršťování jsou u nich v čase intenzivnější. Typický komorový průřez je tvořen dolní a horní deskou a bočními stěnami. Hlavním faktorem ovlivňujícím velikost průhybu od diferenciálního smršťování je rozdíl tloušťky dolní a horní desky. Tloušťka dolní desky je často po délce konstrukce rozdílná – značná v oblasti podpory, naopak malá uprostřed rozpětí. Z toho vyplývá, že pro přídatný průhyb mostu (zakřivení ve svislé rovině) je rozhodující rozdílné smrštění dolní a horní desky. Tento rozdíl má nejprve rostoucí tendenci, v průběhu času tento rozdíl klesá. Při konzolovitěm způsobu výstavby (letmá betonáž, zhotovování jednotlivých lamel na pevné skruži) tak dochází nejprve k tzv.



4

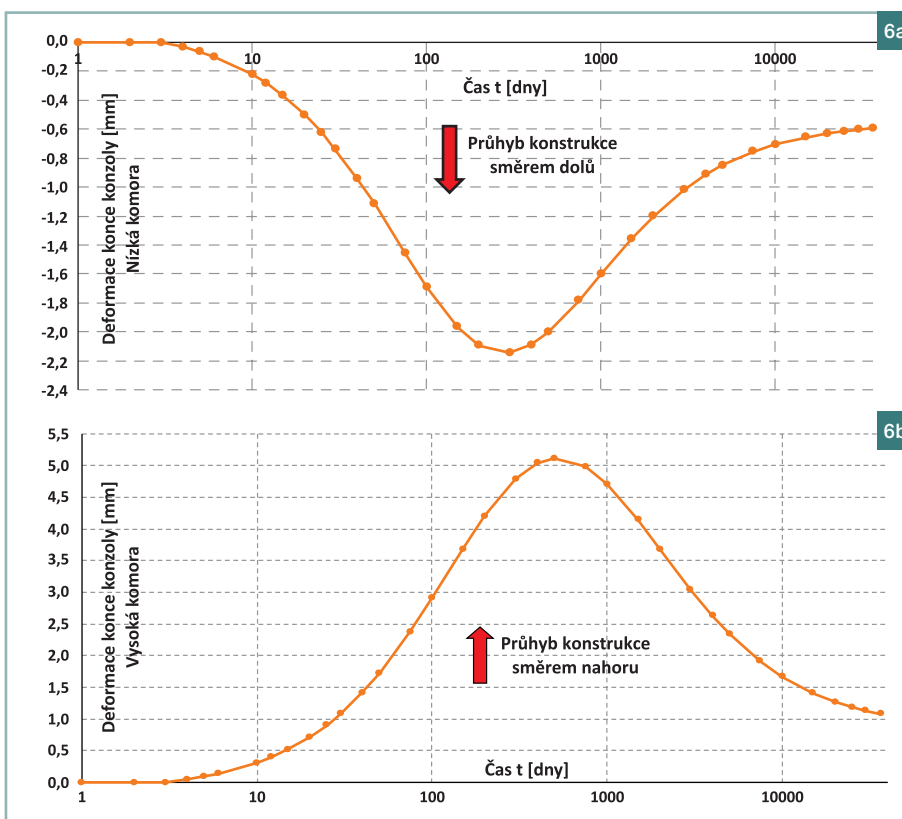
falešnému nadvýšení. Rozdílná tloušťka desek má vliv i na jejich dotvarování, neboť desky vysychají různě rychle, čímž je ovlivněna jedna složka dotvarování, tzv. „drying creep“.

Ukazuje se, že diferenciální smršťování nemá velký vliv na konečnou hodnotu průhybů konstrukcí na konci jejich životnosti – 100 let. V období realizace konstrukce a v následujícím období to ale může být jev dosti podstatný.

V případě staticky určité konstrukce se diferenciální smršťování projevuje jen deformací konstrukce. U konstrukce staticky neurčité má omezení volné deformace za následek vznik doplňkového namáhání, což je typické např. pro konzolový postup výstavby (letmá betonáž, letmá montáž). Konstrukce během realizace přechází z konzolového (static-

ky určitého) stavu do finálního statického uspořádání (spojitý nosník, spojitý rám). Ve středu rozpětí konstrukce (symetrické – tvarově i reologicky vzhledem ke středu rozpětí) ve finálním statickém systému je z důvodů spojitosti nulové pootočení průřezu. Vlivem diferenciálního smršťování však vzniká na konci konzoly fiktivní pootočení, kterému je bráněno ohybovým momentem. Tento ohybový moment je konstantní, působí po celé délce spojených konzol a má za následek vznik přídatného namáhání konstrukce, které je nutné respektovat.

Reologická nehomogenita průřezu je automaticky zohledněna ve výpočetních modelech založených na prostorových objemových konečných prvcích, na kterých je zároveň provedena časová analýza konstrukce.



6a

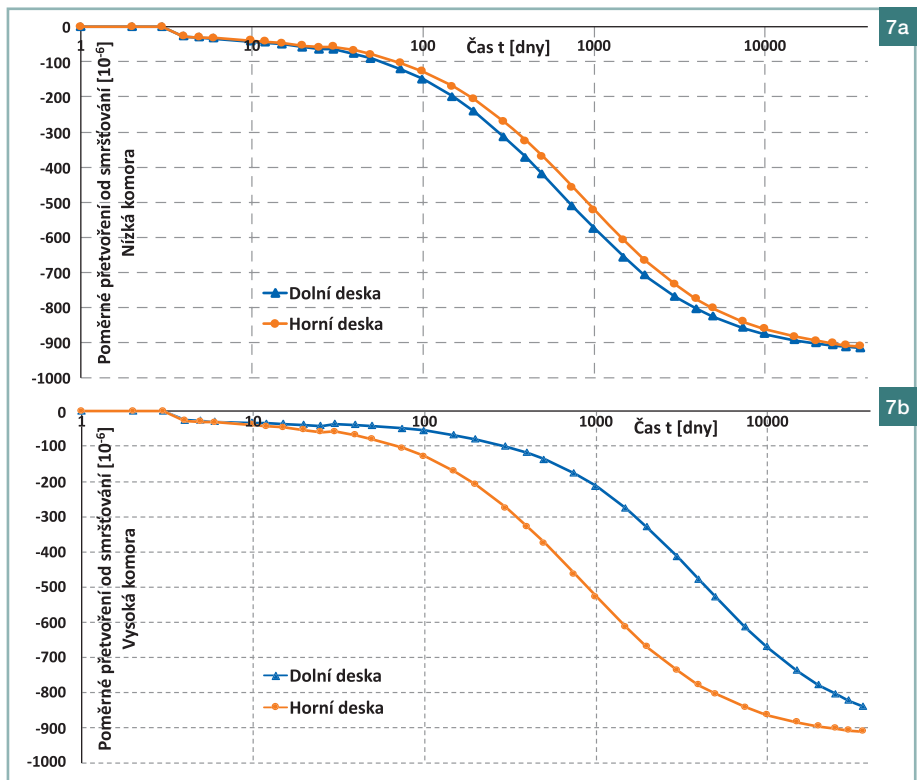
6b

Reologickou nehomogenitu průřezu je možné velmi dobře zohlednit i v případě prutového výpočetního modelu. Příčný řez je po výšce rozdělen na jednotlivé části (u komorového průřezu zcela postačuje dělení na dolní desku, stěny a horní desku). Z hlediska výpočetní analýzy jsou tyto části reprezentovány samostatnými vzájemně tuze spojenými konečnými prvky s rozdílnými charakteristikami pro stanovení účinků smršťování a dotvarování. Jedná se o tzv. fázování průřezu.

Pro ilustraci účinků diferenčního smršťování byla provedena jednoduchá výpočetní analýza. Uvažována byla konzola délky 20 m s konstantním komorovým průřezem ve dvou variantách (nízká a vysoká komora) dle obr. 5. Příčný řez byl modelován jako „vrstvičkový“ rozdělený po výšce s ohledem na reologickou nehomogenitu na spodní desku, stěny a horní desku. Na takto koncipovaném výpočetním modelu byla provedena časově závislá analýza. Konstrukce nebyla zatížena žádným vnějším zatížením, sledován byl jen vliv smršťování. Betonáž konstrukce proběhla v čase 0 dní, následně byla konstrukce tři dny ošetřována. Časově závislá výpočetní analýza byla provedena s uvážením modelu smršťování a dotvarování dle ČSN EN 1992-2.

Na obr. 6 je ukázán vývoj deformace konce konzoly v čase. Potvrzuje se, že účinek diferenčního smršťování je intenzivní zejména v raném stáří konstrukce, následně pak dochází k ustálení nárůstu a konečně k poklesu deformací – nejvyšší hodnoty průhybu je dosaženo při stáří betonu cca 2 roky. Analýza byla provedena pro dvě varianty příčného řezu (nízká a vysoká komora) dle obr. 5. Patrný je odlišný projev diferenčního smršťování z hlediska průhybů s ohledem na příčný řez nosné konstrukce. U nízké komory je spodní deska z hlediska efektivní tloušťky subtilnější než deska horní, smršťování dolní desky je tak intenzivnější než desky horní a rozdíl v jejich smršťování tak způsobuje průhyb konzoly směrem dolů. U vysoké komory je tomu naopak – horní deska je ve srovnání s dolní deskou subtilnější, její smršťování je intenzivnější a rozdíl ve smršťování horní a dolní desky způsobuje průhyb konzoly směrem nahoru.

Výše popsané chování je možné velmi dobře ilustrovat na časovém vývoji smršťování dolní a horní desky analyzovaných komorových příčných řezů. Na obr. 7 je znázorněn časový vývoj poměrného přetvoření od smršťování dolní



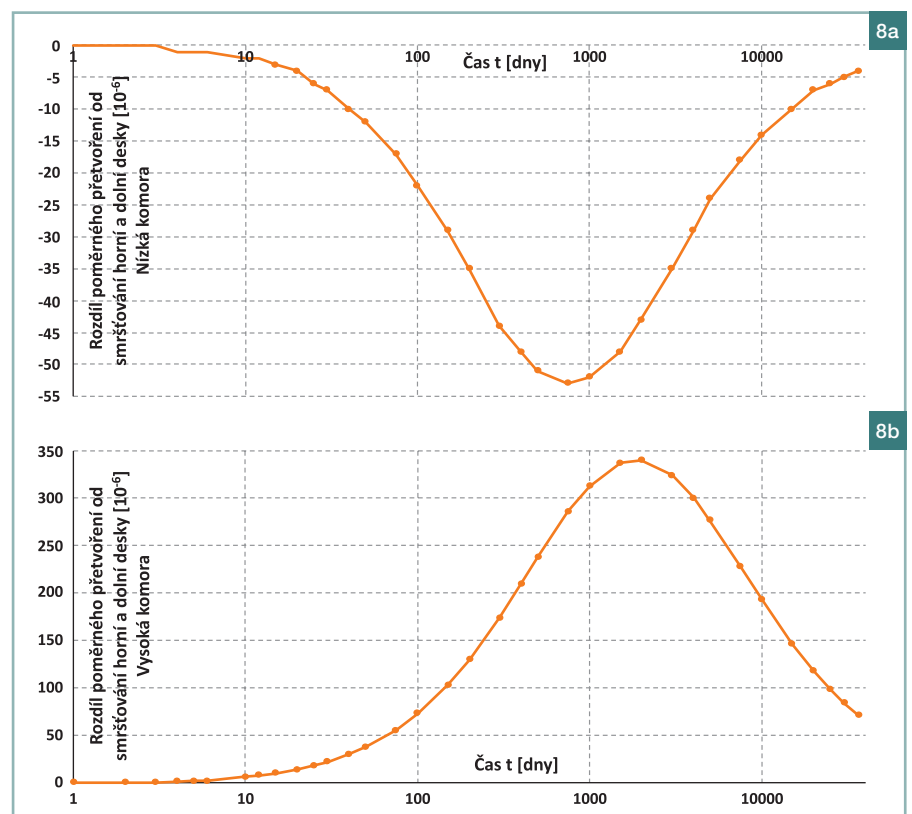
Obr. 4 Účinek diferenčního smršťování na konstrukce v čase | Fig. 4 Effect of differential shrinkage on structure in time

Obr. 5 Příčné řezy pro analýzu účinku diferenčního smršťování | Fig. 5 Cross sections for analysis of the effect of differential shrinkage

Obr. 6 Časový vývoj deformace konce konzoly vlivem diferenčního smršťování: a) nízká komora, b) vysoká komora | Fig. 6 Effect of differential shrinkage on time development of cantilever end deflection: a) low box girder, b) high box girder

Obr. 7 Časový vývoj smršťování dolní a horní desky komorového průřezu: a) nízká komora, b) vysoká komora | Fig. 7 Time development of shrinkage of the bottom and upper flanges of the cross section: a) low box girder, b) high box girder

Obr. 8 Časový vývoj rozdílu smršťování horní a dolní desky komorového průřezu: a) nízká komora, b) vysoká komora | Fig. 8 Time development of difference between shrinkage of the upper and bottom flanges of cross section: a) low box girder, b) high box girder



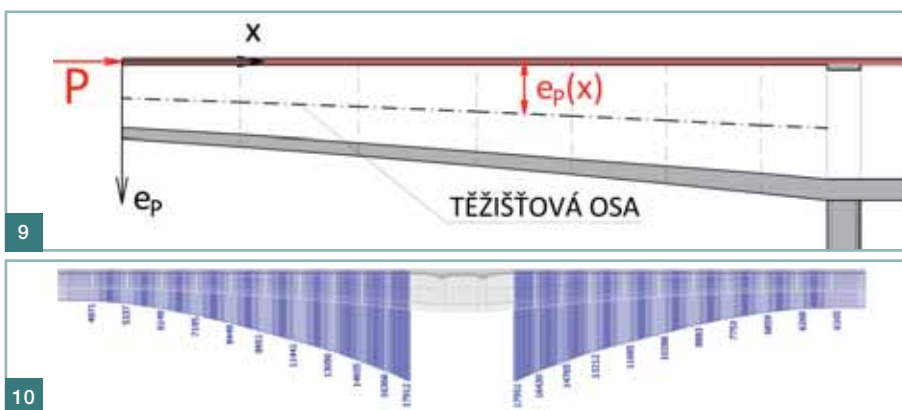
a horní desky pro obě varianty příčného řezu a na obr. 8 je vykreslen časový vývoj rozdílů smršťování horní a dolní desky pro obě varianty příčného řezu. Možné je sledovat intenzivnější smršťování subtilnější dolní desky u nízké komory, a tím vznikající průhyb konce konzoly směrem dolů. Naproti tomu u vysoké komory je horní deska subtilnější, a tím je její smršťování intenzivnější, což způsobuje průhyb konce konzoly směrem nahoru. Rozdíl mezi časem extrémního průhybu konce konzoly zobrazeném na obr. 6 a časem extrémního rozdílů mezi smršťením horní a dolní desky zobrazeném na obr. 8 je dán vlivem smršťování stěn komorového příčného řezu na výslednou deformaci konstrukce.

ÚČINEK PŘEDPĚTÍ NA KONSTRUKCI S NÁBĚHY

Pro komorové konstrukce větších rozpětí je typické a velmi efektivní použití průřezu proměnné výšky – výškového náběhu konstrukce. V oblasti podpor, kde jsou větší ohybové momenty, je použit vyšší průřez, směrem do středu pole se pak výška průřezu s ohledem na zmenšující se ohybové momenty snižuje.

Ve výpočetní analýze konstrukce prováděné na prutovém modelu lze změnu výšky průřezu relativně jednoduše postihnout pomocí proměnného průřezu. Spojitá změna výšky průřezu na definované délce náběhu dle předepsané křivky je nahrazena polygonálním průběhem změny výšky. Referenční osa modelu je zarovnána s horním povrchem konstrukce a pro jednotlivé zadané průřezy jsou následně definovány excentrické prvky (obr. 9). Excentricita pak pro každý průřez odpovídá vzdálenosti mezi těžišťovou osou průřezu a jeho horním povrchem.

U předpjeté konstrukce je momentový účinek předpínacího kabelu automaticky zjišťován na základě aktuální polohy kabelu vůči těžišťové ose konstrukce. V případě typických vahadlových kabelů



(přímé kabely vedené přibližně ve stejné poloze vůči hornímu povrchu mezi čely jednotlivých lamel) je průběh jejich účinku na ohybové momenty dán změnou polohy (excentricity) těžišťové osy vůči referenčnímu hornímu povrchu. Obecně se jedná o polynomickou funkci se stupněm minimálně 1 (pro lineární náběh výšky průřezu). Při zanedbání změny předpínací síly po délce nosníku je průběh změny ohybového momentu od takto vedených vahadlových kabelů předepsán stejnou funkcí. Na obr. 10 je vykreslen průběh ohybového momentu od přímého vahadlového předpínacího kabelu vedeného v konstantní vzdálenosti od horního povrchu nosné konstrukce mezi konci konzol letmé betonáže.

Vzhledem k charakteru funkce popisující průběh ohybového momentu (polynom stupně minimálně 1) je oprávněné očekávat na konstrukci od vahadlového předpínacího kabelu taktéž posouvající sílu. Výpočetní program však posouvající sílu nevykreslí, její hodnota je dle analýzy na celé konstrukci nulová. Toto je zcela špatně vzhledem ke správnému chování konstrukce. Způsobeno je to metodikou výpočtu konstrukce. Analýza je prováděna metodou konečných prvků, kdy spojitý průběh změny výšky průřezu je nahrazen „skokovou“ změnou v jednotlivých uzlech konečné sítě. Z hlediska matematické definice je proto obecná spojitá polynomická funkce definující

skutečný průběh ohybového momentu nahrazena nespojitou, po částech konstantní funkcí. Místa „skoků“ jsou ztotožněna s uzly sítě, kde dochází ke změně polohy těžiště vůči hornímu povrchu. Podle definice posouvající síly jako derivace ohybového momentu pak program nevykreslí žádnou posouvající sílu na konstrukci.

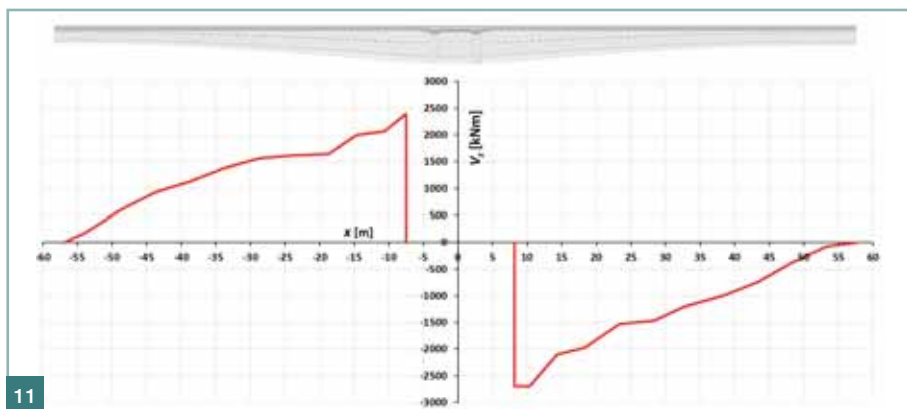
Skutečný průběh posouvající síly od analyzovaného vahadlového předpínacího kabelu (obr. 11) je možné získat analýzou funkce popisující průběh ohybového momentu např. v prostředí Excel.

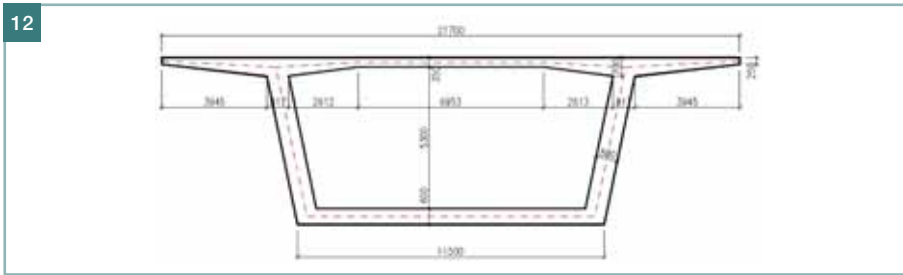
Z hlediska návrhu a posouzení konstrukce je zcela nutné tuto posouvající sílu uvažovat, neboť významně redukuje posouvající sílu od vnějšího zatížení a umožní ekonomičtější návrh konstrukce z hlediska smykového namáhání.

POROVNÁNÍ VÝPOČETNÍCH MODELŮ PODPOROVÉ OBLASTI

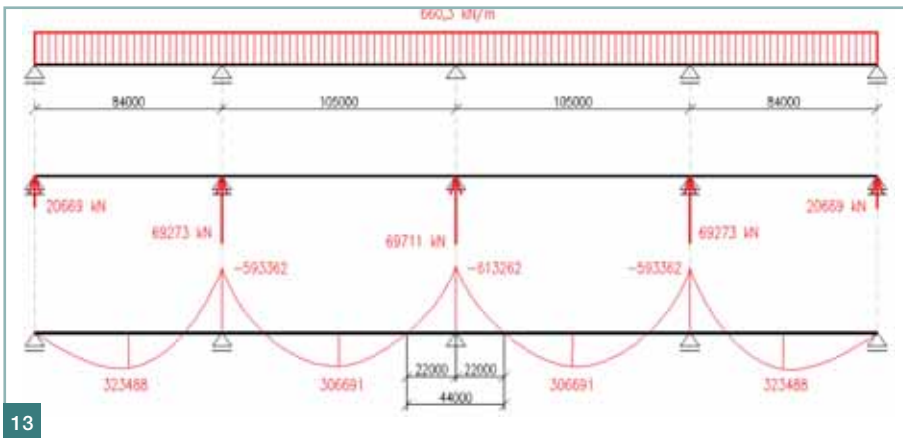
Pro ukázkou výstižnosti jednotlivých úrovní výpočetních modelů byl proveden srovnávací výpočet části spojitěho nosníku – podporové oblasti (obr. 13). Jedná se o část spojitěho nosníku nad podporou mezi body nulových ohybových momentů od zatížení vlastní tíhou. Je to část konstrukce, která je značně zatížena smykem, a tudíž se zde projeví schopnost jednotlivých modelů vystihnout při výpočtu deformace konstrukce vliv smykového ochabnutí a smykových deformací stěn komorového průřezu (obr. 12).

Analýza takto stanovené části konstrukce byla provedena na výpočetních modelech první až třetí úrovně podle dělení uvedeného v úvodní části článku. Použit byl základní prutový výpočetní model, prutový model s respektováním smykové deformace stěn a desko-stěnový (lomenicový) model. Pro vzájemné zhodnocení jednotlivých modelů je důležité, aby vstupní údaje byly pro jednotlivé modely shodné. Zejména se jedná o „vyrovnání“ momentu setrvačnosti





Obr. 9 Prutový výpočetní model konstrukce s náběhy s vahadlovým předpínacím kabelem
 Fig. 9 Computational beam model of the superstructure with tapered cross section including cantilever prestressing tendon



Obr. 10 Průběh ohybových momentů od vahadlového předpínacího kabelu na lamelách letmé betonáže
 Fig. 10 Bending moment distribution on elements due to cantilever prestressing tendon

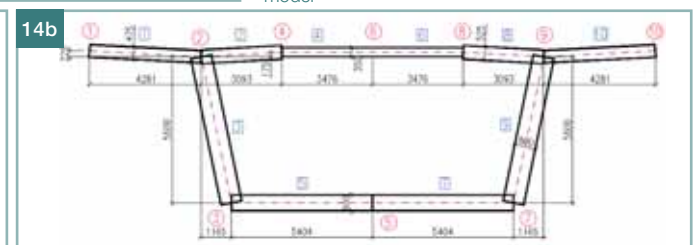
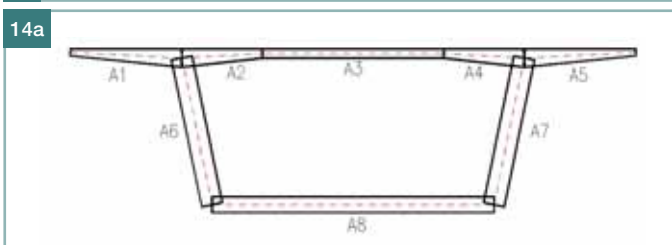
Obr. 11 Průběh posouvající síly od vahadlových předpínacích kabelů na lamelách letmé betonáže stanovený jako první derivace funkce průběhu ohybového momentu
 Fig. 11 Shear force distribution on elements due to cantilever prestressing tendons defined as first derivative of bending moment distribution function

Obr. 12 Příčný řez analyzované mostní konstrukce
 Fig. 12 Cross section of the analysed bridge structure

Obr. 13 Stanovení podporové oblasti spojitěho nosníku
 Fig. 13 Definition of the support area of continuous beam

Obr. 14 Příčný řez konstrukce: a) pro deskostěnový model MKP, b) pro výpočet pomocí lomenic
 Fig. 14 Cross sections: a) for FEM analysis, b) for analysis using plate elements

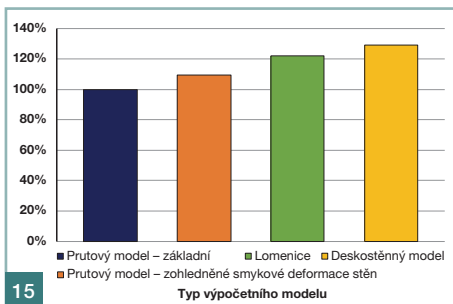
Obr. 15 Velikost průhybu v koncových bodech podporové oblasti s ohledem na použitý výpočetní model
 Fig. 15 Deflection in end points of the support area in accordance to the computational model



příčného řezu. Toto bylo provedeno pomocí srovnávacího výpočtu na prostém spojitě zatíženém nosníku dostatečně velkého rozpětí.

Na obr. 15 jsou shrnuty výsledky pro všechny použité modely. Porovnány jsou velikosti průhybů v konci řešené podporové oblasti podle použité výpočetní metodiky. Jako základní hodnota (100 %) je brána analýza dle klasické nosníkové statiky s prutovým modelem bez zohlednění účinků smyku. Z výsledků je patrné, že rozdíly mezi výsledky řešení sledovaného jednoduchého uspořádání jsou značné. Studie potvrdila, že:

- nosníkové modely mohou poskytnout uspokojivé výsledky, nutné je ale zohlednit smykové účinky (smykové deformace stěn a ochabnutí smykem);
- u modelů založených na desko-stěnové idealizaci je nutné dbát na to, aby náhrada prvky náležitě respektovala řešený příčný řez (překrývání částí prvků v rozích modelů atd.).



15

Literatura:

[1] VRÁBLÍK, L., KŘÍSTEK, V. Projevy diferenčního smršťování na realizované mostní konstrukci. In: 11. Betonářské dny 2004, Hradec Králové, 1. a 2. 12. 2004. ČBS, 2004.
 [2] VRÁBLÍK, L., LOŠKO, J., KŘÍSTEK, V. K otázce stanovení ztrát předpětí v prvcích a konstrukcích z předpjatého betonu. *Beton TKS*. 2009, roč. 9, č. 4, s. 74.

Samostatnou úlohou je řešení komorových mostních konstrukcí v rámci časově závislé analýzy respektující změny statického systému a účinky smršťování a do tvarování betonu. K výstižnosti úrovně výpočetních modelů ještě přibývá přesnost metodiky časově závislé analýzy. Důležité je zdůraznit, že od výpočetních modelů, které správně nevystihují elementární chování konstrukce, není možné očekávat ani správnou predikci působení složitějších konstrukčních systémů.

Při návrhu a posouzení komorových konstrukcí je nutné výpočetní model (nebo jejich kombinaci) koncipovat tak, aby respektoval veškeré rozhodující faktory ovlivňující jejich globální chování. Musí být vyvážená dostatečná přesnost výpočetních modelů a zároveň aplikovatelnost výsledků pro návrh a posouzení dle normových požadavků.

Uvedené výsledky byly získány v rámci řešení grantového projektu GAČR 16-04454S podporovaného Grantovou agenturou ČR a v rámci řešení projektu CESTI TE 01020168 podporovaného Technologickou agenturou ČR.

doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.
 e-mail: lukas.vrablik@fsv.cvut.cz



Ing. Jiří Prchlik
 e-mail: jiri.prchlik@fsv.cvut.cz



oba: Fakulta stavební ČVUT v Praze
 Katedra betonových a zděných konstrukcí

Text byl posouzen odborným lektorem.
 The text was reviewed.