

APLIKACE VYSOKOPEVNOSTNÍHO BETONU V MOSTNÍ KONSTRUKCI D211

APPLICATION OF HIGH STRENGTH CONCRETE IN THE BRIDGE STRUCTURE D211

IVAILO TERZIJSKI, PETR ČELIŠ,
 LUBOMÍR KONEČNÝ

V mostní konstrukci D211 byl uplatněn vysokopevnostní beton. Optimální třída betonu pro daný typ konstrukce byla nalezena pomocí technicko-ekonomické analýzy. Zkoušky prokázaly lepší než požadované pevnostní a přetvárné parametry betonu. Zkušenosti z výroby prefabrikovaných vazníků i z betonáže desky podporují širší uplatnění betonu vyšších tříd v České republice.

High-strength concrete has been used for the bridge structure D211. Optimal class of concrete was determined with help of technical and economical analysis. Better than desired strength and deformation parameters of concretes were reached. Experience from production of prestressed girders and

from concreting of connected slab encourage more extensive application of high strength concrete in the Czech Republic.

CHARAKTERISTIKA MOSTNÍ KONSTRUKCE D211

Most se stavebním označením D211 byl realizován v rámci výstavby dálnice D1, stavba 0133 Vyškov–Mořice. Trasa dálnice D1 v pracovním staničení km 40,763 zde prochází přes údolí potoka Runzy v násypu výšky 14 m. Inženýrsko-geologické poměry v místě objektu lze označit jako složité – vrchní vrstva podloží je tvořena málo únosnými sedimenty převážně měkké konzistence.

Tým projektantů stál před úkolem navrhnout tvar a založení vysokého násypu v kombinaci s mostním objektem. I při uvažování sanačních opatření pod klasic-

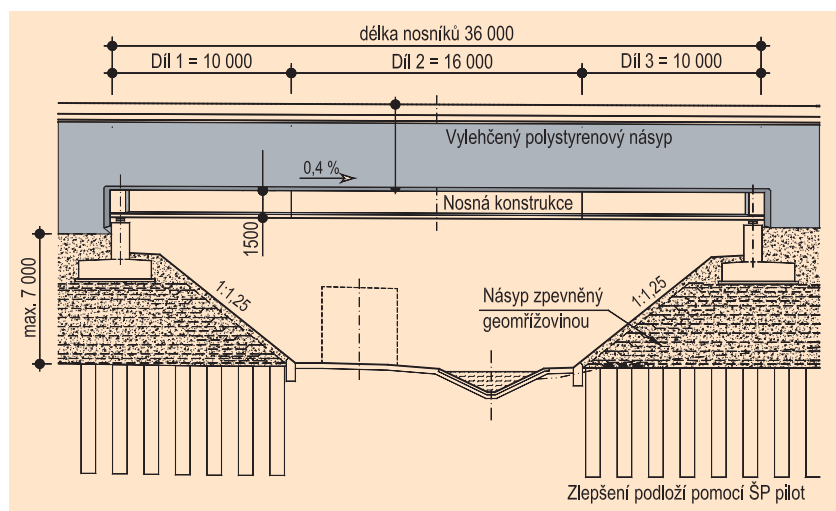
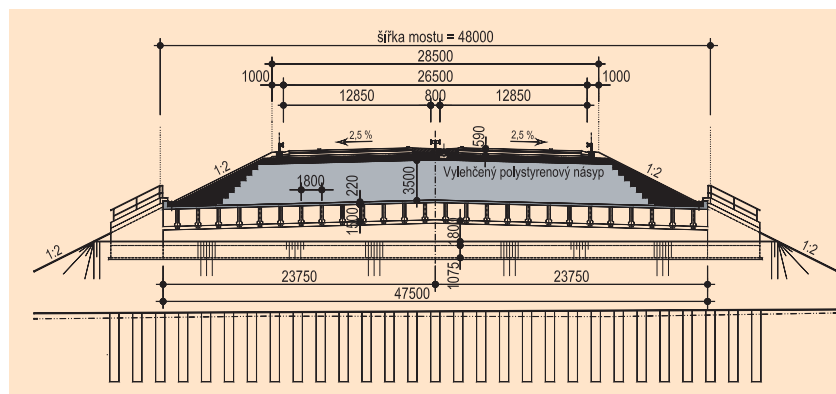
kým násypem vykazovaly výpočty hodnoty sedání několik desítek centimetrů. Jako elegantní řešení se ukázalo snížit sedání vylehčením násypu pomocí bloků z expandovaného polystyrenu. Vylehčená část násypu byla navržena v jeho vrchních partiích tak, aby plynule navazovala na konstrukci mostu, kde vrstva polystyrenu dosahuje tloušťky 3,5 m (obr. 1 a 2). Tímto netradičním opatřením došlo k úsporám na sanačních podložích a současně se zmenšila šířka paty násypu navazujícího na mostní konstrukci.

Na základě požadavků na maximální prosvětlení prostoru pod mostem o jednom poli bylo navrženo rozpětí mostu 35 m se světlou výškou pod mostem cca 8 m. Jako nejvhodnější prvek pro nosnou konstrukci se ukázaly nosníky z vysokopevnostního betonu. Návrh konstrukce mostu zohledňuje několik aspektů:

- Použití vysokopevnostního betonu umožňuje rozpětí 35 m při snížené výšce nosníků. Tím dochází ke zvětšení prostoru pod mostem, což příznivě ovlivňuje převedení lokálního biokoridoru v tomto prostoru.
- Prefabrikovaná nosná konstrukce z předpjatých nosníků nevyžaduje výstavbu skruže jako v případě celomolitické konstrukce, jejíž založení bylo v prostoru neúnosného podloží komplikované.
- Díky značnému přesypání nosné konstrukce, které umožňuje lehčený násyp na mostě, dojde k optimálnímu začleňování do okolní krajiny.

NOSNÁ KONSTRUKCE MOSTU D211

Nosnou konstrukci o jednom poli tvoří dodatečně předpínané prefabrikované nosníky z vysokopevnostního betonu, spřažené s monolitickou betonovou deskou. Nosníky, uložené na elastomerová ložiska, jsou v příčném směru rozmístěny osově po 1,8 m. Nosná konstrukce je na



Obr. 1 Příčný řez mostem

Fig. 1 Cross-section of the bridge

Obr. 2 Podélný řez mostem

Fig. 2 Longitudinal section of the bridge

obou koncích mostu ztužena monolitickými příčnými.

Prefabrikované nosníky sestávají s ohledem na celkovou délku ze tří dílů – prostředního o délce 16 m a dvou krajních délky 9,95 m. Průřez nosníků je navržen s ohledem na efektivní využití parametrů betonu (viz dále), při respektování polohy umístění podélné předpínací výztuže. Podélné předpětí je tvořeno čtyřmi kabely s třinácti lanovými jednotkami \varnothing Ls 15,7 – 1800 MPa. Z důvodu umístění kabelových kanálků je spodní příruba nosníku rozšířena. Na obou koncích krajních dílů je průřez rozšířen po celé výšce pro umístění kotev předpětí a podkotevní výztuže.

Železobetonová sprážená deska konstantní výšky 220 mm přechází na vnějších okrajích pod římsami do vyvýšených parapetů. Vysokopevnostní beton se uplatnil i v této desce.

VOLBA TŘÍDY BETONU

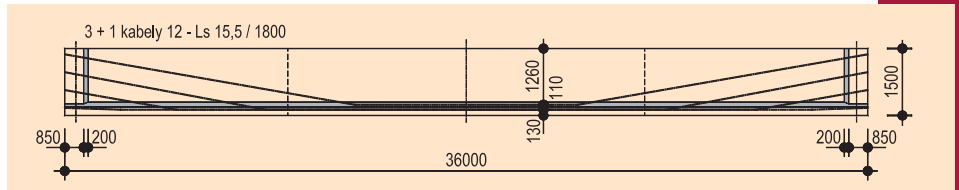
Obecnou výhodou betonových konstrukcí je, že se zvyšující se třídou betonu klesá absolutní spotřeba materiálů a zmenšují se průřezy nosných prvků. V našem případě k tomu přistupují ještě další pozitivní faktory, k nimž patří zejména vyšší modul pružnosti a nižší dotvarování betonu vyšších tříd, a z toho plynoucí nižší krátkodobé i dlouhodobé ztráty předpětí. Výběr optimální třídy betonu byl tak založen na uplatnění řady hledisek konstrukčních, technologicko-provozních a ekonomických. Na procesu volby se proto podíleli projektant, technolog i zástupce výrobce.

Z hlediska konstrukce byly pro volbu třídy betonu určující prefabrikované předpjaté nosníky. Z technologického pohledu lze v zásadě navrhnout jakoukoli třídu betonu z rozpětí definovaného v platné ČSN EN 206-1, tj. od C 8/10 až po C 100/115. (Poznámka: je zajímavou skutečností, že v připravované normě pro navrhování betonových konstrukcí prEN 1992-1-1 je zatím uvažována nejvyšší třída jen C 90/105.) Pokud vedle čistě technologického hlediska uplatníme i hledisko materiálově-ekonomické, můžeme konstrukční betony rozdělit v podstatě do dvou kategorií:

- betony „klasického“ složení, které lze

Obr. 4 Návrhy průřezů nosníků z různých tříd betonu

Fig. 4 Cross-sections from different concrete strength classes



Obr. 3 Podélný řez nosníkem
Fig. 3 Longitudinal section of the girder

přípravit z obvyklých, místně běžně dostupných komponent,

- betony, jejichž parametry již vyžadují použití lokálně ne vždy dobře dostupného vysokopevnostního kameniva a současně i dalších nestandardních komponent (typicky například mikroplnivina).

Po zhodnocení výše uvedených skutečností bylo rozhodnuto provést parametrickou studii návrhu průřezu nosníku mostu, uvažující využití betonu:

- třídy C 30/37 jakožto zástupce běžných konstrukčních betonů,
- třídy C 60/75 jakožto zástupce vysokopevnostních betonů, které lze ještě navrhnout tak, že odpovídají výše uvedenému zařazení do 1. kategorie,
- třídy C 90/105 jakožto zástupce vysokopevnostních betonů 2. kategorie, současně jde o nejvyšší třídu uvažovanou v prEN 1992-1-1.

Na základě zmíněné parametrické studie byly navrženy odpovídající průřezy nosníků, z nichž základní varianty jsou pro názornost včetně rozměrů uvedeny na obr. 4. Z obrázku je patrný značný rozdíl v mohutnosti průřezu mezi variantou z betonu C 30/37 a C 60/75. Zvážení ekonomických a konstrukčních hledisek vedlo k rozhodnutí použít pro výrobu nosníků vysokopevnostní beton třídy C 60/75. V případě betonu třídy C 90/105 se totiž ukázalo, že teoretické zmenšení průřezu, navržené pouze podle statických podmínek, nelze v praxi plně využít. Je to především v důsledku potřeby určitých minimálních rozměrů průřezu, nutných pro rozmístění předpínacích kabelů a jejich zakotvení. Při použití betonu C 90/105 za podmínky dosažení stejné hladiny předpětí lze prakticky už jen

snížit výšku nosníku na 1,4 m, což již nepřináší adekvátní výhody z důvodu vysoké ceny betonu C 90/105 obsahujícího mikrosiliku.

Beton třídy C 90/105 byl v konstrukci nakonec přesto použit – a sice experimentálně, v jednom nosníku standardního průřezu navrženého pro beton C 60/75 (obr. 4 a 5).

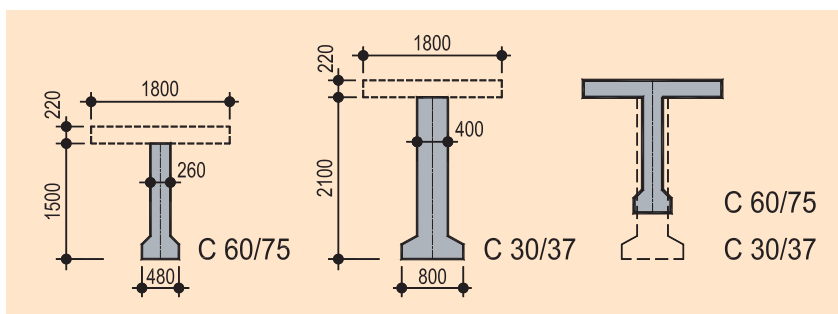
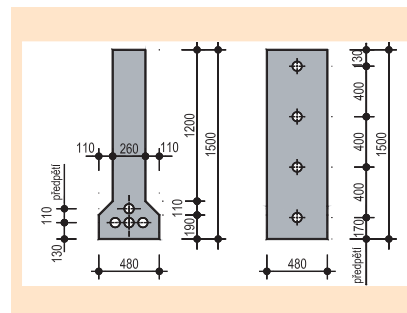
V návaznosti na třídu betonu určenou pro nosníky bylo rozhodnuto použít pro spráženou desku mostovky beton o třídě nižší – C 55/67. Užití vyšší třídy betonu zde nebylo staticky opodstatněné.

VÝVOJ JEDNOTLIVÝCH TŘÍD BETONU

Základní vývoj byl směřován na beton nosníků třídy C 60/75 a beton C 55/67 z něj byl odvozen. Hlavní vymezující parametry, kterých bylo třeba při vývoji betonu dosáhnout, představovaly pevnost v tlaku,

Obr. 5 Detailní řešení navrženého průřezu nosníku

Fig. 5 Detailing of the final girder's cross-section



požadovaná konzistence a doba zpracovatelnosti čerstvého betonu. Co se týče pevnosti, pak podle ČSN EN 206-1 má být při průkazných zkouškách dosaženo průměrné pevnosti vyšší, než je odpovídající charakteristická pevnost s rezervou o velikosti asi dvojnásobku očekávané směrodatné odchylky. Norma pro tuto rezervu současně uvádí číselné rozpětí 6 až 12 N/mm². Jelikož citovaná norma primárně operuje s válcovými pevnostmi, po přepočtu na u nás běžně používané krychelné pevnosti platí:

- pro beton C 60/75 $f_{c,m,cube} = f_{ck,cube} + 7,5$ až 15 N/mm², tj. 82,5 až 90 N/mm²,
- pro beton C 55/67 $f_{c,m,cube} = f_{ck,cube} + 7,5$ až 15 N/mm², tj. 74,5 až 82 N/mm².

Pro nosníky byl požadován stupeň konzistence čerstvého betonu F3 až F4 a pro spráženou desku stupeň konzistence S4. Delší doba zpracovatelnosti – cca 60 min., byla z důvodu dlouhé přepravní vzdálenosti požadována pro beton sprážené desky.

Nosníky byly vyráběny v provozovně Tovačov firmy SKANSKA Prefa, a. s. Pro slo-

žení obou betonů byly využity materiály od standardních dodavatelů tohoto výrobce. Jednalo se o cement CEM I 52,5R Hranice, DTK 0/4 mm a 4/8 mm Tovačov a HDK 8/16 mm Hrabůvka. Byly použity plastifikační přísady Woerman (nyní Degussa) poslední generace na bázi polykarboxylátů. Na základě výše uvedené materiálové báze se v poměrně krátké době podařilo navrhnout beton požadované konzistence a průměrné pevnosti 85,1 N/mm² (tab. 1). Základní požadavky normy na rezervu vůči charakteristické pevnosti tedy byl v postatě splněn. Určité obavy ovšem vyvolávala nezkušenost s provozní výrobou betonu tohoto typu a třídy, a tedy i neznalost odpovídajícího rozptylu kvality. Tyto okolnosti nakonec vedly k rozhodnutí namísto HDK Hrabůvka použít hrubé čedičové kamenivo z lokality Bílčice. Jak je zřejmé z tabulek 1 a 2, přineslo použití tohoto kameniva výrazné zvýšení průměrné pevnosti a rovněž dosažení dalších mimořádných parametrů navržených betonů.

Složení betonu C 55/67 bylo následně

odvozeno od betonu C 60/75, s použitím stejného cementu i stejných frakcí kameniva se stejnou výslednou křivkou zrnitosti. Rozdíly spočívaly především ve snížení dávky cementu a v přidavku vláken Anti-Crak HD. Rovněž typ použitého superplastifikátoru Woermann/Degussa byl modifikován tak, aby byla zajištěna delší doba zpracovatelnosti čerstvého betonu, nutná při průměrném čase přepravy betonu 60 minut.

Vysokopevnostní beton třídy **C 90/105** byl z iniciativy firmy Skanska samostatně vyvinut ve spolupráci s firmou Woermann/Degussa a VUT Brno již v roce 2002, s předpokladem jeho využití v národních betonových konstrukcích. V konstrukci mostu D211 byl použit pouze experimentálně, zejména s cílem ověřit jeho provozní připravenost a dlouhodobé chování v konstrukci.

PRŮKAZNÍ ZKOUŠKY BETONU

Značně rozsáhlé průkazní zkoušky betonu se v podstatě skládaly ze základního souboru „povinných“ zkoušek, prováděných v souladu s požadavky TKP kapitola 18, a zkoušek „nadstandardních“, majících přinést poznatky o dalších důležitých vlastnostech navržených betonů (tab. 2).

Z výsledků povinných i nadstandardních zkoušek vyplývá velká rezerva dosažená u všech povinně sledovaných parametrů, umožňující použité betony označit nejen jako „vysokopevnostní“, ale s plným oprávněním i jako „vysokohodnotné“.

V tomto článku se ovšem zaměříme spíše na prezentaci a diskusi výsledků „nadstandardních“ zkoušek, neboť právě ty mohou přinést nové pohledy na aspekty aplikace vysokopevnostních betonů v konstrukcích. V našem případě se jedná o stanovení statického modulu pružnosti, sledování smršťování a dotvarování, jakož i zjištění skutečného pracovního diagramu použitých betonů. Rozpracováno je rovněž sledování lomových charakteristik aplikovaných betonů.

Statické moduly pružnosti byly stanovovány na hranolech 100 x 100 x 400 mm postupem podle ČSN ISO 6784. Z výsledků uvedených v tab. 2 je zřejmé, že zjištěné moduly jsou výrazně vyšší než průměrné hodnoty uvažované pro odpo-

Tab. 1 Beton C 60/75 – vliv druhu kameniva na dosažené pevnosti v tlaku

Tab. 1 Concrete C 60/75 – influence of aggregate's brand on compression strength

Složka	Jednotka	Varianta H	Varianta B
CEM I 52,5 R Hranice	[kg]	450 až 470	450 až 470
Voda	[kg]	150 až 165	150 až 165
FM 794	[‰]	1,2 až 1,5	1,2 až 1,5
VZ 33	[‰]	0,2 až 0,5	0,2 až 0,5
DTK 0/4 mm Tovačov	[kg]	670 až 750	670 až 750
HTK 4/8 mm Tovačov	[kg]	200 až 260	200 až 260
HDK 8/16 mm Hrabůvka	[kg]	850 až 920	–
HDK 8/16 mm Bílčice	[kg]	–	900 až 1000
Parametr		Dosažené hodnoty	
Pevnost v tlaku po 28 dnech	[Nmm ⁻²]	82,4 až 85,1	94,7 až 99,6
Stupeň konzistence	[–]	F4	F4

Parametr	Jednotka	C55/67	Limit	C60/75	Limit	C90/105	Limit
Konzistence	[mm]	190 – sednutí		650 – rozlítí		570 – rozlítí	
Pevnost v tlaku po 24 hod	[Nmm ⁻²]	–	–	44,9	35	55,8	35
Pevnost v tlaku po 7 dnech	[Nmm ⁻²]	84,3	–	79,6		101,3	–
Pevnost v tlaku po 28 dnech	[Nmm ⁻²]	93	82 ¹⁾	101	90 ¹⁾	120,7	120 ¹⁾
Pevnost v tahu ohybem po 24 hod	[Nmm ⁻²]	–	–	5,8	–	–	–
Pevnost v tahu ohybem po 28 dnech	[Nmm ⁻²]	10,1	–	8,7	–	–	–
Hloubka průsaku	[mm]	12	50 ³⁾	8,3	50 ³⁾	6,5	50 ³⁾
Odolnost proti působení ChRL – 150 c.	[gm ⁻²]	224,5	1000 ⁵⁾	245	1000 ⁵⁾	–	–
Statický modul pružnosti po 28 dnech	[GPa]	43,3 ⁴⁾	38	46,9 ⁴⁾	39	45,5 ⁴⁾	44

¹⁾ Horní mez doporučeného rozmezí dle ČSN EN 206-1

²⁾ Hodnota manipulační pevnosti

³⁾ Limitní hodnota dle TKP kap. 18 pro odpovídající stupeň vlivu prostředí

⁴⁾ Průměrná hodnota uvažovaná v prEN 1992-1-1

⁵⁾ Limitní hodnota při nižším než aplikovaném počtu cyklů (dle ČSN 73 1326 a TKP kap. 18)

Tab. 2 Parametry všech použitých betonů dosažené při průkazných zkouškách

Tab. 2 Parameters of all used concrete grades reached by initial tests

vídající třídy betonu v návrhu EN 1992-1-1. To zjevně způsobuje značný obsah čedičového kameniva s vysokým vlastním modulem pružnosti. Přitom vyšší obsah cementového tmele s křemičitým úletem u betonu C 90/105 měl zřejmě za následek nižší modul v porovnání s reálně pevnostně blízkým betonem jmenovité třídy C 60/75.

Pracovní diagram je charakteristikou betonu významnou pro navrhování konstrukcí. V těchto případech obvykle pracujeme se zjednodušenými variantami uvedenými v příslušné návrhové normě. V našem případě jsme však stanovili skutečné pracovní diagramy všech použitých tříd betonu. Pro vlastní stanovení byla použita metodika vyvinutá na VUT Brno [5], založená na kontinuálním sledování napjatosti a deformace hranolů 100 x 100 x 400 mm při zatěžování s konstantním posuvem tlačné plochy rychlostí 0,1 mm min⁻¹.

Zjištěné průměrné pracovní diagramy jsou uvedeny na obr. 6, ze kterého dobře vyplývají i ostatní charakteristiky jednotlivých betonů. Je zřejmé, že beton deklarovaný jako C 60/75 (ve skutečnosti je ovšem lze zařadit jako C 70/85) má skutečně o něco vyšší modul pružnosti než beton C 90/105, i přesto, že mezní napětí je zřetelně nižší. Obrázek 6 nám dále dává dobrou představu o deformačních vlastnostech vysokopevnostních betonů, u nichž je napětí přímo úměrné přetvoření přibližně do 40 až 45 % mezní hodnoty napětí. Teprve potom nastává odklon od pomyslné přímký (viz pomocná tečna na obrázku). Ani tehdy však nedochází k výraznější plastizaci betonu a k porušení dochází poměrně náhle. To je určitou obecnou nevýhodou vysokopevnostních betonů, kterou je třeba respektovat.

Náchylnost betonu ke křehkému porušení lze vyjádřit a sledovat pomocí **lomových charakteristik** betonu. Odpovídající měření však ještě nejsou ukončena, proto se touto problematikou budeme blíže zabývat v některém z dalších odborných příspěvků.

Smršťování a dotvarování betonu bylo sledováno pomocí poměrných délkových deformací speciálně upravených vzorků o rozměrech 400 x 80 x 80 mm. K tomu

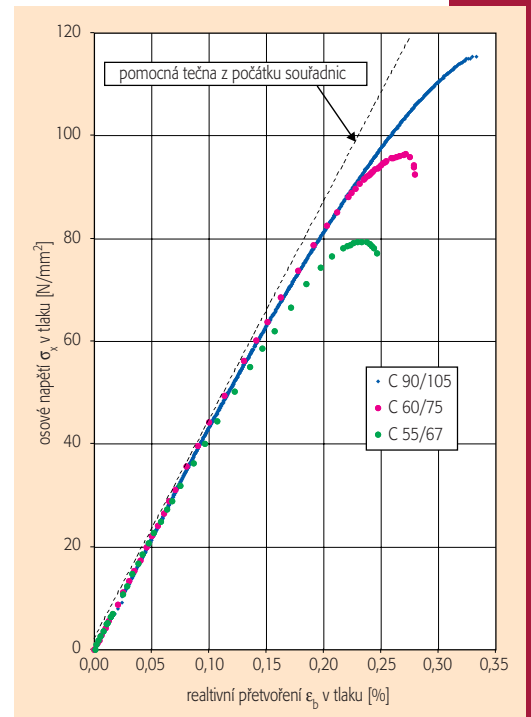
Obr. 6 Porovnání pracovních diagramů použitých betonů

Fig. 6 Comparison of stress-strain curves of used concretes

to účelu byly použity strunové tenzometry, do kterých byla změna deformace zkušebních vzorků přenášena přes kotevní kovové destičky, zalité do zkušebních těles již při výrobě vzorků. Při sledování smršťování je důležité mu zamezit (pokud možno) do okamžiku zahájení měření. Proto byly ihned po výrobě formy s betonem umístěny do prostředí se 100% relativní vlhkostí vzduchu. Již po 2 hodinách od výroby byla zkušební tělesa včetně formy obalena PE fólií a umístěna do vodního uložení. Po 5 dnech vodního uložení byla zkušební tělesa odformována, osazena strunovými tenzometry a bylo zahájeno vlastní měření. Při něm měřicí ústředna zaznamenávala veškeré údaje (poměrné deformace, hmotnostní úbytky, teplotu a vlhkost vzduchu). Průměrná relativní vlhkost vzduchu uložení při sledování smršťování (i dotvarování) dosahovala přibližně 60 %.

Průměrné hodnoty (vždy ze tří těles) smršťování betonu C 60/75 a C 55/67 jsou uvedeny na obr. 7, současně s porovnáním rozmezí smršťování konstrukčních betonů uvedeném v lit. [3] pro přibližně stejné podmínky uložení. Z obrázku vyplývá, že smršťování (jde o převládající smršťování od vysychání) obou testovaných betonů je poměrně malé, což dobře koresponduje s obecnými předpoklady týkajícími se vysokopevnostních betonů.

Dotvarování betonu (včetně smršťování) bylo sledováno na tělesech ošetřovaných do 28 dnů shodně s tělesy pro smršťování. Pak byla určena zkušební tělesa

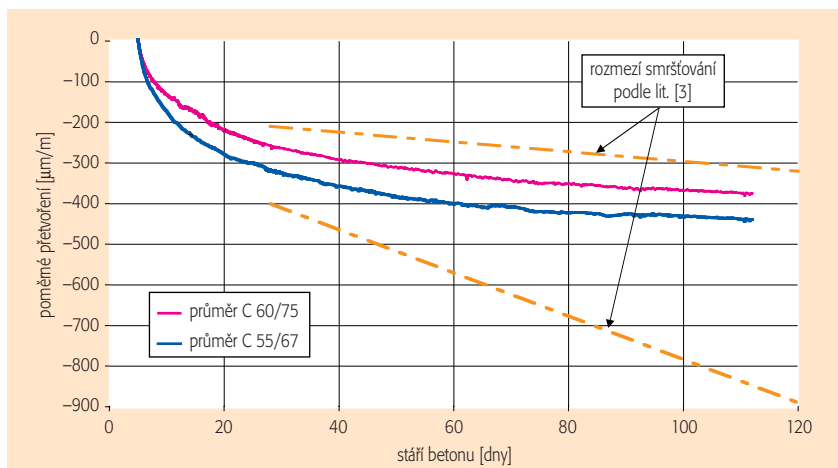


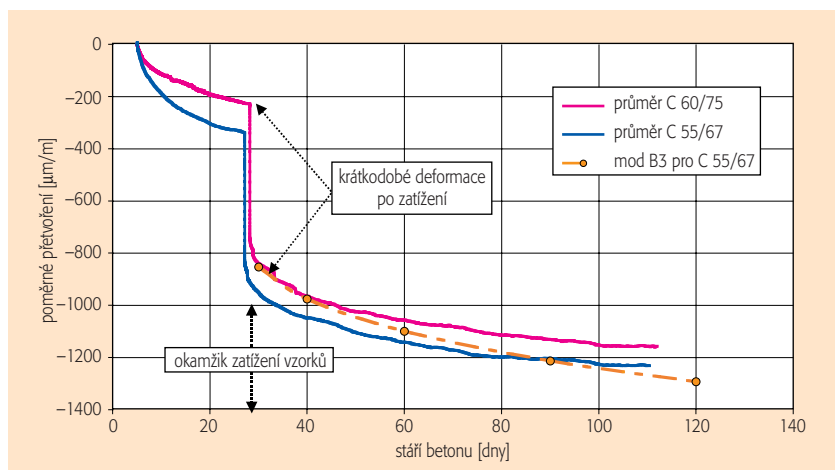
umístěna do dotvarovacích lisů pro dlouhodobé zatěžování vzorků, přičemž do nich byla vnesena síla 160 kN/vzorek. Průběh dotvarování (a současně i smršťování) vzorků zkoušených betonů je na obr. 8. Naměřené hodnoty jsou zde porovnány s teoretickým průběhem pro beton C 55/67 dle modelu B3. Vlastní modelový výpočet byl proveden s pomocí interaktivní webové stránky <http://creep.fsv.cvut.cz/test/> provozované ČVUT. Beton C 60/75 není uveden, neboť v důsledku nízkého vodního součinitele je již mimo rozsah platnosti modelu B3.

Z porovnání skutečných a teoretických hodnot dotvarování včetně smršťování vyplývá, že shoda je velmi dobrá. Skutečná krátkodobá deformace je o něco

Obr. 7 Průběh smršťování betonů C 55/67 a C 60/75

Fig. 7 Shrinkage development by concretes C 55/67 and C 60/75





Obr. 8 Průběh dotvarování a smršťování betonů C 55/67 a C 60/75

Fig. 8 Creep and shrinkage development by concretes C 55/67 and C 60/75

větší, naopak dlouhodobý trend obou naměřených křivek ukazuje na zřetelně nižší měrný přírůstek deformace. Již po cca 100 dnech je celková naměřená deformace menší než teoretická a tento příznivý rozdíl se dále zvětšuje. Zde se zřejmě pozitivně projevuje vliv vysokopevnostního čedičového kameniva, který v modelu není zohledněn.

Průkazní zkoušky ukázaly, že navržené betony C 60/75 a C 55/67 s velkou rezervou splňují požadavky ČSN EN 206-1, případně příslušného TKP pro beton dané třídy. To by ovšem samo o sobě nemuselo stačit pro bezproblémovou a kvalitní výrobu nosníků či betonáž spřažené desky. Proto byly v návaznosti na průkazní zkoušky provedeny poloprovozní zkoušky výroby, transportu a ukládání všech použitých betonů.

POLOPROVOZNÍ ZKOUŠKY

Nosníky – poloprovozní zkoušky byly zaměřeny zejména na ověření ztráty zpra-

covatelnosti čerstvého betonu při jeho dopravě pásovým dopravníkem. Bylo rovněž nutno stanovit přípustné rozmezí zpracovatelnosti čerstvého betonu s ohledem na malé vzdálenosti mezi kabelovými kanálky, značnou výšku nosníku a na stabilitu betonu. Souběžně s tím bylo nutno nalézt a ověřit optimální postup ukládání a vibrace čerstvého betonu. Za tímto účelem byly postupně vyrobeny 3 zkušební dílce – výseky nosníku plného průřezu a délky jen 1 m. Při jejich betonáži byly ověřeny receptury pro beton C 60/75 i C 90/105.

Během betonáže zkušebních výseků se ukázalo, že je třeba bezpodmínečně dodržet předepsaný stupeň konzistence betonu a současně i aplikovat účinnou vibraci. V opačném případě hrozí nedokonalé probetonování nosníku, zejména v oblasti předpínacích kabelů. To je zřejmé z obr. 9, na kterém je zachycen první, nikoli bezvadný zkušební výsek. Dalšími zkouškami se nám však podařilo prokázat, že při dodržení výše uvedených podmínek je použitý ponomých vibrátorů dostatečný a prvek bude kvalitně probetonován i bez aplikace příložné vibrace. To potvrdila i sériová výroba nosníků, kde již k po-

Obr. 9 První, nedokonalé probetonovaný pokusný výsek nosníku

Fig. 9 First – not perfectly concreted experimental section



dobným problémům nedocházelo (obr. 10).

Beton C 55/67 spřažené desky (transportbeton) – po dlouhé řadě pokusů jsme dospěli k závěru, že s ohledem na dlouhou dobu přepravy (předpoklad 60 min.), použitý druh a množství cementu bude zřejmě nutné beton takzvaně „oživovat“ dodatečným přidáním plastifikační přísady na stavbě. Opakovanými zkouškami bylo prokázáno, že „oživení“ je u navržené receptury možné i po 3 hodinách od zamíchání bez zhoršení výsledných parametrů.

Dalším krokem bylo ověření reologických parametrů transportbetonu. Přísady na bázi polykarboxylátů totiž ovlivňují chování čerstvého betonu poněkud odlišně než běžně používané plastifikátory a superplastifikátory. Betony s polykarboxyláty typicky vykazují při stejném stupni konzistence (stanoveném dle příslušného normového postupu) horší reálnou zpracovatelnost, resp. čerpatelnost než tradiční betony. To nás vedlo k provedení zkoušky čerpatelnosti, kterou jsme prokázali, že beton lze zvoleným druhem čerpadla bez problémů čerpat.

SÉRIOVÁ VÝROBA NOSNÍKŮ

Výrobní forma byla navržena tak, aby umožnila betonáž všech tří částí nosníku najednou. Mezi krajní a středový dílec byla vkládána mezičela z plechu tloušťky 20 mm s naváděcími terčí na způsob „pozitiv x negativ“. Mezičela byla osazena nátrubky, které vytvořily drážky pro osazení trubky a utěsnění tak, aby spoje kanálků v kontaktních spárách byly vodotěsné. Podlaha formy krajních nosníků, v podélném směru pohyblivá, umožnila pomocí hydrauliky potáhnout nosníky a uvolnit tak mezičela. Bočnice, provedené jako výsvuné pomocí hydrauliky, byly z ekonomických důvodů vyrobeny z vodovzdorné překližky PENOX, připevněné na kovovou ztužující konstrukci.

Úzký profil nosníku, vysoký stupeň vztužení a umístění kabelových kanálků

Obr. 10 Čela předpjatých nosníků po osazení do konstrukce mostu

Fig. 10 Front side of prestressed girders after mounting into the bridge

vedly (zejména v krajních nosnících) k nutnosti zavádět ponorné vibrátory pouze podél bočnic, vně armokoše. To mělo ovšem za následek vysoké opotřebení na bočnice použité překližky. Forma byla plněna ve dvou vrstvách (první vrstva cca do 1/3 výšky dílce), za současné vibrace ponornými vibrátory. Nosníky byly vyráběny v jednodenním pracovním cyklu, přičemž odformování a vyvezení dílců probíhalo po 18 hodinách, kdy již bylo dosaženo pevnosti přibližně 40 MPa.

V průběhu sériové výroby nosníků se ukázalo, že použití navrženého betonu vyžaduje zvýšenou technologickou kázeň. Při vyšším než optimálním stupni konzistence se začínal čerstvý beton odměšovat a naopak, při nižší konzistenci hrozilo nedokonalé probetonování prvku. Takové „mantinely“ lze pochopitelně nalézt u každého betonu, v našem případě však bylo využitelné rozmezí konzistence užší než u běžných betonů, na které jsme byli v prefě zvyklí. Ukázalo se rovněž, že k zajištění průchodnosti kabelových kanálků je nanejvýš vhodné před betonáží do kanálků vložit polyetylenové hadice, které jsou po odformování opět vytaženy. Nebezpečí zatečení cementového mléka do kabelových kanálků je totiž u použitého betonu kvůli nízké viskozitě samotného cementového tmele vyšší než u betonů běžných.

Kontrolní zkoušky pevnosti v tlaku byly prováděny v době vyvážení dílců, po 7 dnech (resp. v době předpínání nosníků) a po 28 dnech. Tento poměrně „hustý“ systém kontrolních zkoušek nám umožnil dobře posoudit dříve jen odhadovanou variabilitu kvality použitého betonu třídy C 60/75. Ilustrativní je v tomto smyslu obr. 11, znázorňující histogram rozdělení hodnot pevností v tlaku po 28 dnech zrání. Je zřejmé, že směrodatná odchylka 7,7 N/mm² se blíží horní hranici uvažované v ČSN EN 206-1. Opatrnost při volbě cílové průměrné pevnosti dosažené při průkazných zkouškách tedy byla na místě.

Při ošetřování vyrobených dílců jsme kladli důraz zejména na počáteční fázi tvrdnutí betonu, kdy byl horní povrch dílce po zavadnutí betonu kropen vodou v pravidelných intervalech. Po odformování byly nosníky po dobu 2 dnů překryty geo-

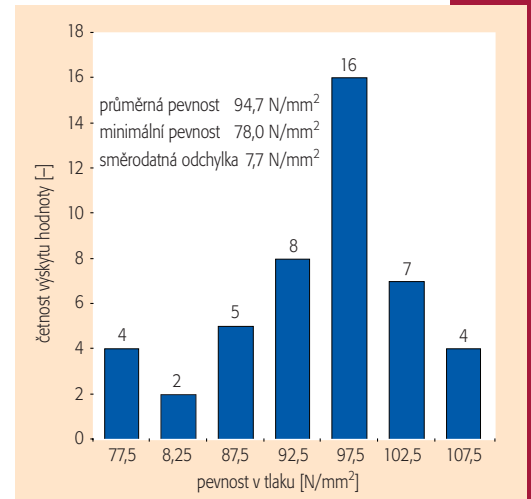
Obr. 11 Rozptýlení hodnot pevnosti v tlaku při kontrolních zkouškách

Fig. 11 Distribution of compression strength by conformity tests

textilií a polévány vodou. Můžeme konstatovat, že ošetřování bylo dostatečné, neboť se podařilo zamezit vzniku smršťovacích trhlin.

BETONÁŽ SPŘAŽENÉ DESKY

Jak již bylo zmíněno, byl beton spřažené desky zařazen do třídy C 55/67 a oproti betonu nosníků modifikován s ohledem na dlouhou dobu zpracovatelnosti (60 min.) a omezení smršťování. V očekávání vysokých denních teplot jsme se rozhodli pro noční betonáž. Pro případné „oživování“ betonu a zajištění následného dobrého promíchání sloužily k přepravě pouze autodomíchávače s hydraulickou nástavbou. Překvapivě, na rozdíl od předchozích zkoušek, nedocházelo v první části betonáže k poklesu konzistence a beton nebylo nutné „oživovat“. Situace se změnila v okamžiku, kdy se začalo vyrábět z jiné šarže později dovezeného cementu (samozřejmě stejné třídy a od stejného výrobce). Ztráta konzistence byla najednou taková, že beton se stal po dodání na stavbu nečerpateľný. Díky očekávání to-



hoto jevu se situaci podařilo pohotově vyřešit „oživováním“ čerstvého betonu dodatečným přídavkem plastifikátoru. Zde se znovu potvrdila skutečnost, že moderní přísady (zejména na bázi polykarboxylátů) a současně produkované cementy nespolutůsobí vždy se stejným účinkem, tj. mění se míra jejich kompatibility, viz [6]. V daném případě se evidentně změnily

Obr. 12 Betonáž v celé šíři desky vyžaduje více personálu

Fig. 12 Concreting in the whole breath of the slab needs larger crew



Obr. 13 Konstrukce mostu D211 – osazené předpjaté nosníky

Fig. 13 Bridge D211 structure – attached prestressed girders



Obr. 14 Kladení polystyrenového násypu v ose mostu

Fig. 14 Laying of polystyrene embankment in the bridge centre line

parametry cementu, když přísady zůstaly naprosto stejné.

Na rozdíl od průkazných zkoušek, při kterých byla navržena vlákna (AntiCrak HD) přidávána do autodomíchače, byla při vlastní betonáži zpočátku přidávána přímo do míchačky. Po příjezdu na stavbu ovšem nebyla vlákna v čerstvém betonu vůbec patrná, proto došlo ke změně postupu a vlákna byla přidávána do autodomíchačů na betonárně postupně, po namíchání jednotlivých záměsí. I toto řešení však nebylo zcela optimální, neboť se vlákna v mixech občas zcela nerozptýlila ani po hodině míchání a v betonu byly patrné jejich shluky.

Jednu z nejdůležitějších fází betonáže mostovky představovalo vzhledem k rozsahu vybetonovaných dilatačních celků (cca 2 x 1000 m²) následné ošetření betonu. Díky vlastnostem použitých plastifikátorů a jejich vysoké dávce bylo možno povrch betonu spřažené desky po zavibrování prakticky okamžitě zkrápnět vodou, aniž by docházelo k vymývání cementu. Jelikož na povrchu desky po betonáži nebyly nalezeny téměř žádné trhliny, je zřejmé, že se tímto postupem podařilo podstatně eliminovat účinky zejména autogenního smršťování, ale i smršťování od vysychání.

BETONÁŽ PŘÍČNÍKŮ

Ztužující monolitické příčníky byly navrženy ze stejné třídy betonu jako spřažená deska, tj. C 55/67. Před vlastní betonáží již byly známy krátkodobé pevnosti uvedeného betonu, které dosahovaly 80 N/mm² už po 40 hodinách. Z tohoto dů-

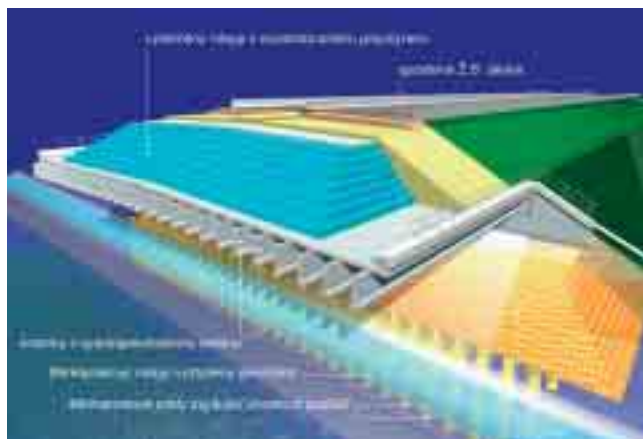
vodu a vzhledem k tomu, že se jednalo o masivní prvky, byla operativně provedena (po projednání se zástupcem investora) úprava receptury, spočívající ve snížení dávky cementu a zvýšení dávky zpomalující přísady. I v tomto případě proběhla betonáž bez problémů. Přesto se přes veškerá opatření nepovedlo zcela zabránit vzniku smršťovacích trhlin. Jejich šířka, nízká četnost a následné zakrytí izolací ovšem nevyžadovaly žádnou sanaci.

ZÁVĚR

Díky těsné spolupráci všech zainteresova-

Literatura:

- [1] ČSN EN 206-1 Beton – část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda. ČSN, Praha 2001
- [2] prEN 1992-1-1 Eurocode 2 – Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings. Brussels, 2002 (Revised final draft.)
- [3] Newille A. M.: Properties of Concrete, 4th edition, Longman House, Harlow, Essex, 1995, England
- [4] Morin R., Haddad G., and Aitcin P.-C.: Crack-free, High- Performance Concrete Structures In Montreal, Concrete International, September 2002, Vol. 24 N° 9
- [5] Daněk P.: Využití tenzometrie pro měření fyzikálně-mechanických vlastností vysokopevnostních betonů, Juniorstav 2004 – 6, odb. konfer. doktor. studia
- [6] Terzijski I., Kovář K.: Sledování kompatibility komponent pojivového tmele vysokohodnotného betonu, Sb. příspěvků konf. „10. Betonářské dny 2003“, Pardubice: ČBS ČSSI, 2003, s. 63–71



Obr. 15 Vizualizace příčného řezu mostem

Fig. 15 Visual representation of bridge's cross-section

ných stran se v nosné konstrukci mostu D211 podařilo úspěšně aplikovat vysokopevnostní betony třídy C 55/67, C 60/75 a C 90/105. Dosažené parametry uvedených betonů byly prakticky ve všech případech lepší než odpovídající požadavky norem nebo TKP. Díky kvalitní přípravě nevznikly v průběhu výroby prefabrikovaných nosníků a výstavby mostu žádné problémy primárně vyplývající z použití vysokopevnostního betonu. (Nepovažujeme-li za problém vyšší nároky na technologickou kázeň.) V současnosti stále sledujeme přetvárné a lomové charakteristiky aplikovaných betonů jak v laboratorních podmínkách, tak i ve vlastní konstrukci mostu. Se zjištěnými skutečnostmi seznámíme odbornou veřejnost v některém z našich dalších příspěvků.

Teoretická část prací byla provedena s finanční podporou projektu MPO FH-IM/185 „Nové úsporné konstrukce z vysokopevnostního betonu“.

Doc. Ing. Ivoilo Terzijski, CSc.
 Ústav betonových a zděných konstrukcí
 FAST VUT v Brně
 e-mail: terzijski.i@fce.vutbr.cz
 tel.: 541 147 850

Ing. Petr Čeliš
 Skanska Prefa, a. s.
 e-mail: petr.celis@skanska.cz
 tel.: 737 256 828

Ing. Libor Konečný
 Stráský Hustý a partneři, s. r. o.
 e-mail: l.konecny@shpbrno.cz
 tel.: 547 212 085