

# PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH BETONŮ A POSTUPU VÝSTAVBY NÁVODNÍHO LÍCE POLDERU KUTŘÍN NA ŘECE KROUNKA

## PRELIMINARY DESIGN OF CONCRETE AND CONSTRUCTION STAGES OF UPSTREAM FACE OF POLDER KUTŘÍN ON THE KROUNKA STREAM

Vít Šmilauer, Pavel Reiterman, Petr Havlásek, Petr Huňka

**Příspěvek shrnuje předběžný návrh a posouzení dvou přehradních betonů pro stavbu návodního líce polderu Kutřín na Chrudimsku. Na betonech byl stanoven vývoj pevností, mrazuvzdornosti, základního dotvarování a hydratačního tepla. Chování betonu v tahu společně se vznikem trhlin bylo ověřeno na H-trámech. Série termo-mechanických simulací stanovila minimální stupeň vyztužení lamel návodního líce pro kritickou betonáž v letním období.**

The paper summarizes the preliminary design and assessment of two dam concretes for the construction of the upstream face of the Kutřín Polder. Evolution of strength, freeze-thaw resistance, basic creep and heat of hydration were determined. Tensile behaviour with the crack formation was verified on H-beams. A series of thermo-mechanical simulations determined the minimum reinforcement ratio for upstream face lamellas during critical summer casting.

Vodní díla tvoří důležitý prvek pro využívání, zadržování a ochranu vod. Kamenná – Rohle (dokončena 2000) a Slezská Harta (1997) patří v České republice mezi poslední vybudované významné vodní nádrže se sypanými hrázemi. Poslední větší betonovou hrází se pyšní Hněvkovice s ukončenou betonáží v roce 1991. Od dokončení Hněvkovic došlo k mnoha změnám v normách, předpisech, možnostech, technologiích, materiálech i modelování. Tento článek ukazuje několik možných řešení pro polder Kutřín, který se nachází na Chrudimsku na řece Krounka v povodí Labe.

Betonové hráze mají vykazovat zejména dlouhodobou trvanlivost, především pak vodonepropustnost a mrazuvzdornost. Hráze tradičně patří mezi masivní betonové konstrukce s požadavky na nízké hydratační teplo [1]. Toho se dříve dosahovalo zpravidla používáním kameniva velké frakce, minerálních příměsí a minimálního množství cementu. Např. povrchový (obalový) beton přehrady Orlík (1954 až 1961) obsa-

hoval dle dnešního značení cement CEM II/B-S 32,5(N,R) 200 kg/m<sup>3</sup>, úletový popílek 50 kg/m<sup>3</sup> a pěti-frační kamenivo do maximální velikosti 100 mm. Charakteristická 28denní pevnost betonu 10,1 MPa vzrostla po 50 letech na 38,7 MPa [2].

Nejslabším článkem masivních betonů je obvykle cementová pasta, jedná se o betony pevností do cca 50 MPa. Snižování množství cementu na technologicky přijatelné hodnoty se příznivě projevuje na nižším autogenním smrštění, nižším smrštění od vysychání, nižším hydratačním teplem a na dlouhodobé trvanlivosti ve zkouškách in situ [3]. Z hlediska vzniku a šíření trhlin působí blahodárně i vyšší vodní součinitel, který sice snižuje pevnost, přináší však vyšší dotvarování a větší duktilitu betonů při šíření trhlin [4], [5]. Nízká rychlost hydratace cementu příznivě působí na odolnost betonů proti vzniku trhlin [3]. Tento soubor požadavků je potřeba korigovat s ohledem na transportní problémy, obecně je tedy třeba snížit permeabilitu a difuzivitu na přijatelné úrovni.

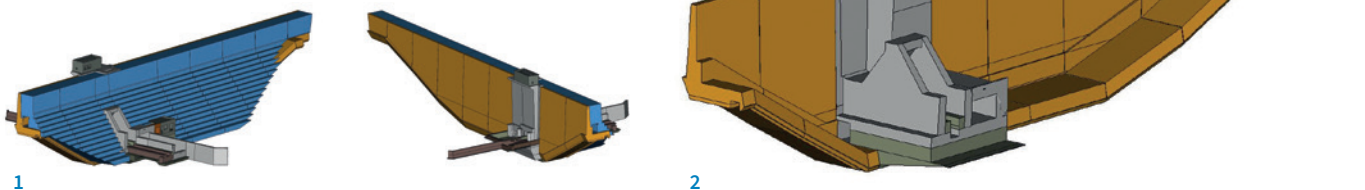
Mezi další požadavky může patřit inhibice alkalicko-křemičité reakce, např. Portugalsko požaduje v pojivu pro stavbu vodních děl minimálně 30 % úletového popílku [6].

### Polder Kutřín

Polder Kutřín bude plnit funkci protipovodňové ochrany, při hladině  $Q_{100}$  bude schopen zadržet 3,65 mil. m<sup>3</sup> vody s rozlivem na 68 ha. Hráz polderu je navržena jako betonová tížná délky 136 m se šířkou koruny 5,6 m a maximální výškou od základové spáry 24,9 m (obr. 1 a 2). Ve střední části hráze je migrační prostup 3,8 × 3,1 m s uzavírací šachtou, dvě spodní výpusti DN 1200 a monolitický věžový objekt.

Návodní líc hráze bude postaven z vodonepropustného betonu. Beton návodního líce má průřez ve tvaru písmene L, tloušťku 0,8 až 2,8 m, objem 5 250 m<sup>3</sup> a je horizontálně rozdělen do 15 m dlouhých bloků (na obr. 1 a 2 je vyznačen okrovou barvou). Válcovaný beton o objemu 11 050 m<sup>3</sup> (je vyznačen barvou modrou) zajistí dostatečnou tíhu a stabilitu hráze.

- 1 Pohledy na vzdušný a návodní líc polderu (zdroj: Sdružení Kutřín 2016)  
 2 Detail betonového návodního líce s věžovým objektem (zdroj: Sdružení Kutřín 2016)  
 1 Views of the downstream and upstream faces of the polder (source: Sdružení Kutřín 2016)  
 2 Detail of concrete upstream face with a tower object (source: Sdružení Kutřín 2016)



Budou na něj osazeny železobetonové prefabrikované prvky, které vytvoří vzdušný líc hráze.

Projektant Sdružení Kutřín 2016 (společnost Šindlar a HG partner) musel při zpracování projektové dokumentace pro výběr zhotovitele navrhnout postup výstavby. Ve spolupráci s investorem Povodí Labe bylo rozhodnuto, že dojde také k předběžnému návrhu betonů, ověření jejich základních vlastností a návrhu vyztužení s pomocí počítačových simulací. Vybrané výsledky jsou shrnuty v tomto článku. Nyní probíhá výběr zhotovitele stavby.

### Návrh složení betonů

Vlastní návrh složení betonu byl odvozen jednak na základě zkušeností z přehradního stavitelství u nás a jednak tak, aby vyhovoval současným podmínkám výstavby a splňoval obecné požadavky. Navržené betony by měly splňovat požadavek pro masivní betonové konstrukce dle ČSN 73 1208 (dávka cementu nemá překročit  $320 \text{ kg/m}^3$ , použitý cement nemá uvolnit přes  $290 \text{ J/g}$  ve stáří 7 d) a požadavky na kamenivo dle ČSN EN 12620+A1. Další podmínky specifikuje TKP ŘVC ČR Kapitola 1. Betony musí vyhovět požadavkům na stupeň vlivu prostředí XF3, proto bylo zvoleno jejich provzdušnění. Množství cementu vychází 230 až  $270 \text{ kg/m}^3$  betonu, tj. méně než požadavek TKP ŘVC ČR Tabulka 1-2 (minimálně  $320 \text{ kg/m}^3$ ). Odolnost je nutné prokázat např. pomocí ekvivalentní kombinace dle ČSN EN 206+A1.

Výběr složek betonu respektoval jejich dostupnost v daném regionu. Jako příměs byl zvolen vysokoteplotní úletový hnědouhelný popílek (ČSN EN 450-1), který je ekonomicky přijatelnější než vysokopecní struska

a má na českých vodohospodářských stavbách dlouhou tradici. Původně navržený popílek Chvaletice (64 km od místa polderu) nebylo možné v době experimentů kvůli odstávce elektrárny Chvaletice získat, proto byl použit popílek z elektrárny Tušimice. Kamenivo bylo voleno s ohledem na vzdálenost lomů do polderu a jeho mrazuvzdornost (použité kamenivo je z lomů Čeperka a Skuteč-Litická). Cement CEM II/B-S 32,5 R vyrábí více cementáren v ČR, vybrán byl cement z produkce cementárny Prachovice, která je nejbližší (43 km).

V experimentech byly testovány dvě varianty betonů, které se lišily velikostí maximálního zrna kameniva s ohledem na způsob ukládání: varianta čerpaného betonu měla maximální velikost kameniva 22 mm (označen jako beton C22-FA), varianta badiovaného betonu pak 63 mm (označen jako beton C63-FA). Cílem bylo stanovit co možná nejmenší potřebné množství cementu kvůli omezení hydratačního tepla při betonáži masivního návodního líce, a tím minimalizovat následný vznik trhlin a množství vyztuže.

Složení betonů shrnuje tab. 1. Z každého betonu byly vyrobeny dvě velké záměsi o objemu  $0,6 \text{ m}^3$ , druhá záměs se mírně upravovala dávkováním vody pro optimalizaci konzistence (maximální rozdíl činil  $4 \text{ kg/m}^3$ ). Oproti betonu C22-FA vychází dle interních propočtů cena betonu C63-FA o cca  $60 \text{ Kč/m}^3$  nižší.

### Základní vlastnosti betonů

Konzistence čerstvého betonu byla určena postupem dle ČSN EN 12350-2 a jednalo se o třídu S4 – vhodné po zvolený způsob ukládání betonu a vyztužení konstrukce. Obsah vzduchu se povedl udržet nad minimální-

mi hodnotami; 4 % pro beton C22-FA dle ČSN EN 206+A1 (Tabulka F.1) pro XF3 a 3,5 % pro beton C63-FA dle ČSN P 73 2404 pro betony s frakcí  $D_{\text{max}} = 22$  až 32 mm.

Tlakové pevnosti betonu byly stanoveny dle ČSN EN 12390-3 z krychlí o hraně 150 mm pro beton C22-FA a 200 mm pro beton C63-FA (důvodem je větší zrno kameniva) a následným přepočtem dle ČSN EN 1990. Třídy navržených betonů vyšly v 90 dnech C25/30 a C20/25 (tab. 2). Modul pružnosti byl stanoven na standardních betonových válcových tělesech o průměru 150 mm a výšce 300 mm postupem sečného modulu při odtižení dle ČSN ISO 1920-10 a odpovídá běžným hodnotám. Pevnost v příčném tahu byla stanovena na zlomcích trámů dle ČSN EN 12390-6.

Stanovení mrazuvzdornosti betonů bylo provedeno dle ČSN 73 1322 po 100 cyklech ve stáří 90 dní. Velikost trámů byla  $100 \times 100 \times 400 \text{ mm}$  pro beton C22-FA a  $150 \times 150 \times 700 \text{ mm}$  pro beton C63-FA. Součinitel mrazuvzdornosti byl stanoven na základě úbytku pevnosti v tahu ohybem zkušebních těles. Tato zkouška byla uspořádána jako čtyřbodový ohyb na rozpětí 300, resp. 450 mm. Při zkoušce byl navíc monitorován přírpadný úbytek hmotnosti – pokud by přesáhl 5 % hmotnosti vzorku před zahájením cyklování, byla by zkouška ukončena s negativním výsledkem, což se nestalo. Minimální hodnota součinitele mrazuvzdornosti stanoveného na základě úbytku pevnosti v tahu za ohybu je 0,75 po 100 zatěžovacích cyklech. Oba betony vykázaly po 90 dnech dobrou mrazuvzdornost, dosažené výsledky tak potvrdily původní předpoklady o pozitivním dopadu delší doby zrání na výslednou odolnost betonů vůči působení cyklického zmrazování.

**Tab. 1** Složení ověřovaných betonů

**Tab. 1** Mix design of tested concretes

Položka		Beton C22-FA	Beton C63-FA
CEM II/B-S 32,5 R Prachovice	[kg/m <sup>3</sup> ]	270	230
úletový popílek Tušimice	[kg/m <sup>3</sup> ]	90	80
DTK 0/4 Čeperka	[kg/m <sup>3</sup> ]	860	910
HTK 8/16 Čeperka	[kg/m <sup>3</sup> ]	450	380
HDK 11/22 Skuteč-Litická	[kg/m <sup>3</sup> ]	420	-
HDK 16/32 Skuteč-Litická	[kg/m <sup>3</sup> ]	-	250
HDK 32/63 Skuteč-Litická	[kg/m <sup>3</sup> ]	-	240
Stacheplast	[kg/m <sup>3</sup> ]	2,15	1,85
Stachment EASY MR 250	[kg/m <sup>3</sup> ]	1,35	1,20
Microporan 2	[kg/m <sup>3</sup> ]	0,4	0,4
voda	[l/m <sup>3</sup> ]	170	170
objemová hmotnost čerstvého betonu	[kg/m <sup>3</sup> ]	2 270	2 250
voda/cement	[-]	0,63	0,74
voda/pojivo	[-]	0,47	0,55

Stanovení hloubky průsaku tlakovou vodou probíhalo dle ČSN EN 12390-8 na zkušebních krychlích o hraně 150 mm ve stáří 28 a 90 dní. Obecně je přijímána mezní hodnota průsaku pro vodonepropustný beton 50 mm, což po 90 dnech zrání splnily oba betony. (tab. 2)

**Základní dotvarování**

Základní dotvarování bylo měřeno strunovými tenzometry na vzorcích, které byly odlity do plastové trubky KG-200 s vnitřním průměrem 190 mm a výškou 300 mm (obr. 3). Zatěžovací síla 100 kN vyvolala rovnoměrné tlakové napětí 3,53 MPa ve stáří vzorků 14 dní.

Funkce poddajnosti pro základní dotvarování je znázorněna v grafu na obr. 4. Data byla porovnána se slepou predikcí modelu B3, kde je popílek uvažován jako inertní filler, relativní chyba funkce dotvarování je do 35 %. Vzorky obecně vykázaly mírně vyšší dotvarování oproti slepé predikci, což je způsobeno zejména směsným cementem. Po cca šesti měsících je vidět, že navíc dochází k malému vysychání vzorků a k sekundárnímu smrštění. Pro zpřesnění dalších výpočtů byl model B3 nakalibrován zvětšením parametrů  $q_2$  a  $q_4$  do maximálně 1,8násobku jejich původních hodnot.

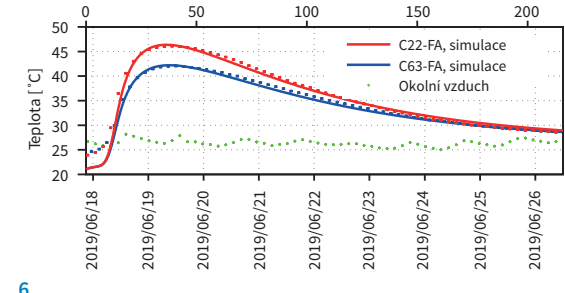
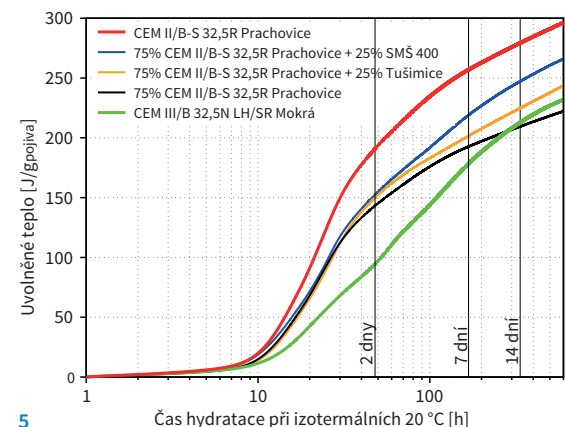
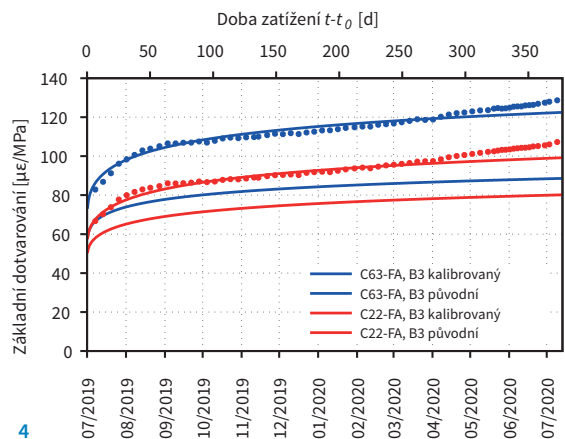


**3** Měření základního dotvarování **4** Základní dotvarování betonů a model B3 **5** Hydratační teplo **3** Measurement of basic creep **4** Basic creep of concretes and B3 model **5** Hydration heat

**Tab. 2** Výsledné vlastnosti testovaných betonů

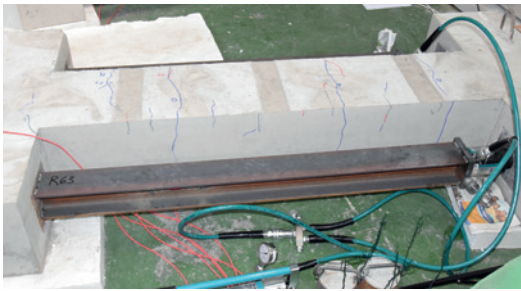
**Tab. 2** Final properties of tested concretes

		Beton C22-FA	Beton C63-FA	
konzistence	[-]	1. záměs S4-190 2. záměs S4-200	S4-210 S4-190	
obsah vzduchu	[%]	1. záměs 6,4 2. záměs 4,1	3,6 5,7	
objemová hmotnost, čerstvý beton	[kg/m <sup>3</sup> ]	2 270	2 250	
tlaková pevnost	[MPa]	3 d	12,0 ± 0,2	9,3 ± 0,3
		7 d	19,4 ± 0,7	15,7 ± 0,4
		28 d	31,5 ± 0,6	26,8 ± 0,7
		90 d	43,5 ± 0,3	36,8 ± 0,9
pevnost v příčném tahu	[MPa]	28 d	3,2 ± 0,2	2,9 ± 0,1
		90 d	4,1 ± 0,1	3,6 ± 0,1
třída betonu dle ČSN EN 206+A1	28 d	C20/25	C16/20	
	90 d	C25/30	C20/25	
modul pružnosti	[GPa]	28 d	25,0 ± 1,5	26,4 ± 3,0
		90 d	27,5 ± 0,9	27,6 ± 0,9
součinitel mrazuvzdornosti	[-]	28 d	0,72 ± 0,04	0,92 ± 0,04
		90 d	0,92 ± 0,04	0,90 ± 0,04
hloubka průsaku	[mm]	28 d	48,5	52
		90 d	44,8	46





7



9



8

6 Plnění krychlí betonem C22-FA pro stanovení průběhu hydratačních teplot 7 Validace teplot na krychlích 8 Vyztužení a instrumentace H-trámu 9 Trhliny při tahovém napětí 1,45 MPa na betonu C63-FA

6 Filling cubes with concrete C22-FA 7 Temperature validation on cubes 8 Reinforcement and instrumentation of H-beams 9 Cracks at tensile stress 1.45 MPa on concrete C63-FA

## Vývin hydratačního tepla

### Izotermální kalorimetrie

Klíčovými parametry pro masivní betonové konstrukce jsou rychlost a množství uvolňovaného tepla. Izotermální měření hydratačního tepla proběhlo na 8kanálovém kalorimetru TamAir na ČVUT v Praze. Byla testována čtyři potenciálně vhodná pojiva s nízkým hydratačním teplem. Poměr voda/pojivo byl konstantní 0,45 a teplota ampule byla držena na 20 °C. Integrace tepelného toku začíná od 1 hodiny po namíchání, malé počáteční teplo (typicky 10 až 20 J/g) tak není zobrazeno.

Navržené pojivo odpovídá žluté křivce v grafu na obr. 5 s 25% náhradou úletovým popílkem Tušimice, reakce popílku je patrná až po 7 dnech. Pro porovnání je zobrazen cement CEM III/B 32,5 L-LH/SR Mokrý, který se používá na masivní konstrukce a tvoří pojivo např. v betonu Permacrete od TBG Metrostav v dávkování 300 až 380 kg/m<sup>3</sup>. Ve stáří 7 dní při teplotě 20 °C uvolní 1 m<sup>3</sup> betonu Permacrete 57 až 73 MJ tepla, varianta C63-FA 66,7 MJ a varianta C22-FA 78,3 MJ, včetně počátečního tepla do 1 h. Beton C63-FA uvolní téměř shodné teplo se střední hodnotou dávkování cementu v Permacrete ve stáří 7 d. Zde je třeba zdůraznit, že se tepelný výkon výrazně zvyšuje s teplotou, ekvivalentní čas 7 d při 20 °C je dosažen při letní betonáži lamely v čase 2,5 d, kdy přibližně dochází k maximální teplotě. Mírně rychlejší počáteční náběh cementu je naopak výhodný při nízkých teplotách betonáže.

### Semiadiabatické ověření teplot na betonových krychlích

Pro ověření výsledků z kalorimetru byly zhotoveny dvě betonové krychle o hraně 0,3 m. Do dřevěných forem byl vložen pěnový expandovaný polystyren tloušťky 100 mm. Před betonáží byla do formy umístěna prostorová diagonála ze sklolaminátové tyče s připevněným teplotním čidlem Pt1000. Teplota betonu i teplota okolního vzduchu se měřila každých 5 min po dobu 8 dní.

Kinetika hydratace z kalorimetru byla zkalibrována na čtyřparametrický hydratační model a pro výpočet nestacionárního vedení tepla se použil otevřený software OOFEM [7]. Vrstva pěnového polystyrenu s bedněním byla uvažována součinitelem přestupu tepla 0,45 W/m<sup>2</sup>/K, počáteční teplota betonu 21 °C a okolní teplota konstantní hodnotou 26 °C. Obr. 7 ukazuje poměrně dobrou shodu maximálních teplot i vychlazení vzorku. Rozdíl 2 °C je na začátku simulace, který vznikl kalibrací čtyřparametrického modelu s malým teplem do 10 hodin hydratace.

### Adiabatický nárůst teploty betonů

Adiabatický nárůst teploty vyjadřuje maximální nárůst teploty v dokonale izolovaném vzorku, tato situace nastává často v jádru masivních prvků. Tab. 3 udává tyto hodnoty pro počáteční teplotu 20 °C. Teplotu v nekonečném čase je třeba brát orientačně, neboť se získala extrapolací naměřených dat a odhadem potenciálního hydratačního tepla pojiva. Zde je vidět, že množství cementu 270 a 230 kg/m<sup>3</sup> způsobuje rozdíl ~7 °C po 100 hodinách.

Tab. 3 Adiabatická teplota betonů  
Tab. 3 Adiabatic concrete temperature

		Beton C22-FA	Beton C63-FA
$\Delta T_{\text{adiab}} (50 \text{ h})$	[°C]	33,5	27,2
$\Delta T_{\text{adiab}} (100 \text{ h})$	[°C]	39,3	32,4
$\Delta T_{\text{adiab}} (200 \text{ h})$	[°C]	42,0	35,2
$\Delta T_{\text{adiab}} (\infty)$	[°C]	42,8	36,7

### Testy na H-trámech

Zkouška rozvoje trhlin ve slabě vyztužených betonových trámech měla simulovat betonáž lamel při omezené deformaci a jejich chladnutí. Původní záměr počítal s řízenou změnou teploty simulující vychlazení. Toto řízení experimentu by bylo náročné, proto se zatížení provádělo hydraulicky pomocí vnějších rozpěr. Střední část trámu má čtvercový průřez 0,3 × 0,3 m a délku 1,32 m a je vyztužena podélně 4Ø14 B500 a tržminky Ø8 (obr. 8). Plocha podélné výztuže je 616 mm<sup>2</sup> a stupeň vyztužení vychází 616/300<sup>2</sup> = 0,68 %. Vzájemný posun hlavíc trámu ve vzdálenosti 1 320 mm měřil strunový tenzometr s táhlem umístěným v kruhové chrániče uprostřed trámu.

Ve stáří 21 d byly trámy zatíženy pomocí hydraulických válců. V obou betonech byl slyšet vznik trhlin při dosažení napětí v betonu cca 1,2 MPa a trhliny byly viditelné ve střední části. Zatěžování bylo zastaveno při vzniku viditelných trhlin při dosažení napětí 1,2 MPa u betonu C22-FA a 1,45 MPa u betonu C63-FA a pozice hlavíc byla zafixována. Vývoj tahové síly v železobetonovém trámu byl monitorován pomocí dvojice strunových tenzometrů umístěných na ocelových rozpěrách. V obou trámech vznikly trhliny

šířky 0,1 až 0,15 mm jdoucí přes celý střední průřez, ukázka ze zkoušky betonu C63-FA je na obr. 9. Po 77 dnech došlo k malé relaxaci napětí v železobetonu do výše 7 % a vlivem vysychání betonu k dalšímu nárůstu šířky trhlin o maximálně 0,1 mm. Oproti numerickým modelům experiment potvrdil očekávané chování betonů při dlouhodobém tahovém namáhání, zároveň podal přesnější tahovou pevnost na vzorku délky 1,32 m.

### Simulace letní betonáže lamel

Pro předběžnou simulaci betonáže jednotlivých lamel návodního líce byl použit termo-mechanický slabě sdrúžený model v programu OOFEM [7]. Při výpočtu úlohy vedení tepla se použil stejný čtyřparametrický afinní model, který byl zkalibrován na data z izotermální kalorimetrie.

Geometrie výpočetního modelu představovala letní betonáž lamely  $2,5 \times 2,5 \times 15$  m na starou lamelu stejných rozměrů (obr. 10). Symetrie úlohy umožnila modelovat pouze čtvrtinu dvojice lamel, tj. rozměr  $1,25 \times 5 \times 7,5$  m. Celkem bylo použito 1 020 konečných prvků velikosti  $0,25 \times 0,42 \times 0,44$  m.

Počáteční teplota starého i nového bloku byla zvolena o charakteristické letní hodnotě  $25^\circ\text{C}$ , teplota vzduchu konstantní  $25^\circ\text{C}$ . Pro vytvoření pohledového reliéfu má horní lamela po dobu 48 h vloženy polyuretanové matrice, uvažuje se proto součinitel přestupu tepla  $0,733 \text{ W/m}^2/\text{K}$ . Po jejich odstranění součinitel vzroste na  $1,765 \text{ W/m}^2/\text{K}$ . Horní povrch lamely se uvažuje jako

neizolovaný se součinitelem přestupu tepla  $15 \text{ W/m}^2/\text{K}$ .

Maximální dosažená teplota v jádru lamely v čase 83 h byla  $63^\circ\text{C}$  pro beton C22-FA a  $57^\circ\text{C}$  pro beton C63-FA (obr. 10). Jedná se o nárůst teplot  $63 - 25 = 38^\circ\text{C}$ , resp.  $57 - 25 = 32^\circ\text{C}$ , tento adiabatický nárůst prakticky odpovídá  $\Delta T_{\text{adiab}}(100 \text{ h})$  ve 100 h (tab. 3). To dokladuje téměř adiabatické podmínky v jádře lamely a zdůrazňuje klíčový význam typu a množství pojiva v betonech masivních konstrukcí. Graf na obr. 11 dokumentuje předpovězený průběh teplot, k vychladnutí lamely dojde až po přibližně dvou měsících. Zde by bylo výhodné využít postupnou betonáž a po odeznění maximální teploty pokračovat další lamelou, což by vedlo ke zmenšení rozdílů teplot a napětí mezi lamelami.

Mechanický model je viskoelastický s fixními trhlinami (ConcreteFcm-Viscoelastic v programu OOFEM [7]). Model počítá s časovým nárůstem tahové pevnosti betonu. Pro přepočítání krátkodobé průměrné pevnosti v příčném tahu z tab. 2 na dlouhodobou průměrnou pevnost v jednosém tahu lze použít součinitel 0,75 (rovnice (8.30) z [1]). Pravděpodobnost vzniku trhliny lze pro dvě Gaussovy distribuce pevnosti a napětí vypočítat jako:

$$P_f = \Phi \left( - \frac{0,75 f_{\text{ctm,sp}} - \sigma_t}{\sqrt{(0,75 f_{\text{ctm,sp}} V_R)^2 + (\sigma_t V_\sigma)^2}} \right), \quad (1)$$

kde  $f_{\text{ctm,sp}}$  je střední hodnota krátkodobé pevnosti v příčném tahu,  $\sigma_t$  hlavní tahové napětí v betonu z výpočtu,

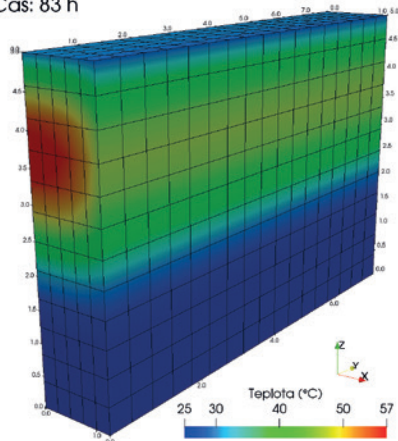
$V_R$  variační koeficient pro pevnost,  $V_\sigma$  variační koeficient pro napětí a  $\Phi$  vrací hodnotu distribuční funkce standardního normálního rozdělení s nulovou střední hodnotou a jednotkovou směrodatnou odchylkou. Standardně se uvažuje  $V_R = V_\sigma = 0,1$ , zde konzervativně zvětšujeme  $V_R = 0,3$  pro malý počet zkoušek v příčném tahu. Pro pravděpodobnost vzniku trhliny 2 až 3 % vychází limitní výpočtová napětí 1 MPa pro beton C22-FA a 0,8 MPa pro beton C63-FA.

Viskoelastická část modelu používá zkalibrované parametry modelu B3 (obr. 4). Mechanický model se aktivuje po 12 hodinách od počátku hydratace, kdy se předpokládají nulová napětí díky velké poddajnosti betonu. Mechanická úloha obsahuje 3 000 konečných prvků velikosti  $0,25 \times 0,25 \times 0,25$  m. Simulace termo-mechanické úlohy probíhá v 93 časových krocích s celkovou dobou výpočtu cca 40 min. Neuvažuje se vliv vysychání lamely, tzn. další smršťování od vysychání povrchu konstrukce, které však postupuje výrazně pomaleji a vede pouze k trhlinám povrchovým.

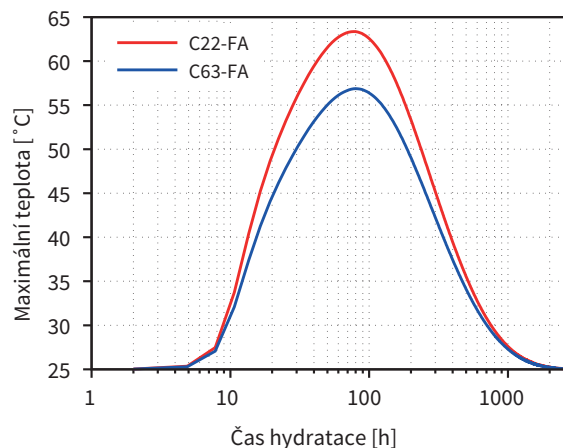
Termo-mechanický model umožňuje stanovit rozvoj trhlin v závislosti na stupni vyztužení. Bez vyztuže dojde vždy k lokalizaci trhlin, proto se testovaly podélné stupně vyztužení v rozsahu 0,3 až 0,6 % pro oba betony. Vyztuž se zjednodušeně uvažovala rovnoměrně rozptýlená v podélném směru, napětí vyztuže dosahuje hodnot maximálně 40 MPa. Obr. 12 ukazuje stav trhlin ve stáří 120 d pro beton C22-FA i C63-FA, kdy lamela již vychladla a nedochází k dalšímu zvět-

10

Čas: 83 h



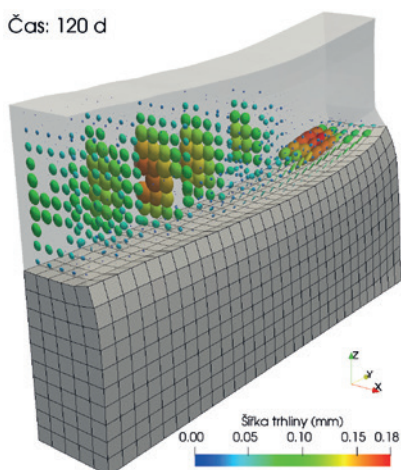
11



10 Geometrie lamel a teplotní pole pro beton C63-FA při svém maximu

11 Maximální teploty ve středu betonované lamely

Čas: 120 d

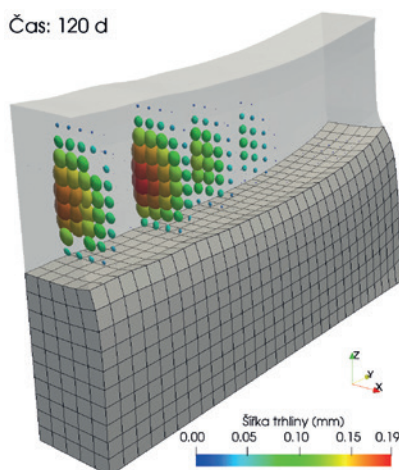


12a

šování trhlin. Kromě příčných svislých trhlin vznikaly i trhliny vodorovné na rozhraní lamel, neboť vrchní lamela měla snahu nadzvednout okraje během svého chladnutí. Simulace ukázaly, že šířky trhlin uvnitř lamel byly o 35 až 65 % větší než na povrchu. Šířka povrchových trhlin by mírně vzrostla vlivem vysychání, které se v simulaci neuvažovalo. Maximální šířka trhlin se dle stupně vyztužení pohybovala v rozmezí 0,16 až 0,34 mm, výsledky jsou shrnuty v tab. 4.

Limitní kritérium šířky trhlin pro vodonepropustné konstrukce je 0,20 mm, pokud nevádí zbarvení

Čas: 120 d



12b

betonu a může dojít k zacelení trhlin [5]. Tím vychází minimální stupeň vyztužení 0,6 % pro beton C22-FA a 0,4 % pro beton C63-FA.

V simulacích byly pro zajímavost navíc testovány varianty vodního chlazení, které se při výstavbě nakonec nepoužijí. Při dvou chladicích trubkách ve třetinách výšky lamely by postačil stupeň vyztužení 0,2 % a 0,1 %. Chlazení by se muselo vypnout po cca 72 h, aby pole teplot vykazovalo hladký průběh. Zajímavostí je, že se maximální teplota snížila chlazením pouze o 5 °C, zóna s vyšší teplotou je významně menší.

## Závěr

Po téměř 30 letech dochází k obnovení výstavby železobetonových přehradních hrází v České republice. Za tu dobu došlo k vývoji ve stavební chemii, technologii, vývoji výpočetních modelů, nových možností počítačových simulací, zlevnění čidel a elektronických zařízení pro monitoring i zavedení nových betonářských předpisů a norem.

Navržené a zkoušené betony s množstvím cementu 230 až 270 kg/m<sup>3</sup> a s úletovým popílkem 80 až 90 kg/m<sup>3</sup> vykazují dobrou zpracovatelnost, mrazuvzdornost, malé a pozvolné uvolňování hydratačního tepla a výborně se hodí právě na výstavbu masivních vodohospodářských konstrukcí. Oba betony však nesplňují mezní hodnoty pro stupeň XF3, jmenovitě minimální množství cementu 320 kg/m<sup>3</sup>, maximální vodní součinitel 0,50 a minimální pevnostní

**Tab. 4** Maximální šířky trhlin uvnitř (na povrchu) dle stupně podélného vyztužení  
**Tab. 4** Maximum crack widths inside (on surface) for longitudinal reinforcement ratios

	Maximální šířky trhlin uvnitř (na povrchu) [mm]	
	Beton C22-FA	Beton C63-FA
Stupeň vyztužení [%]	0,3	0,34 (0,25)
	0,4	0,27 (0,20)
	0,5	0,22 (0,15)
	0,6	<b>0,18</b> (0,11)
		0,26 (0,20)
		<b>0,19</b> (0,13)
		0,19 (0,12)
		0,16 (0,10)

**12** Stav trhlin: a) beton C22-FA 0,6 %, b) beton C63-FA 0,4 %

**12** Cracks for: a) concrete C22-FA 0,6 %, b) concrete C63-FA 0,4 %

**12** Cracks for: a) concrete C22-FA 0,6 %, b) concrete C63-FA 0,4 %

třídou C25/30 dle ČSN EN 206+A1, ČSN P 73 2404 a TKP RVC ČR Kapitola 1. Pro prokázání dostatečné odolnosti umožňuje ČSN EN 206+A1 např. použití koncepci ekvivalentních kombinací, kde je úletový popílek uvažován jako součást cementu CEM V/A, a následně posoudit splnění parametrů tohoto pojiva.

Simulace ukazují, že při nejhorších kombinacích okrajových podmínek a při letních betonážích postačí k omezení šířky trhlin na 0,2 mm v závislosti na typu betonu stupeň vyztužení 0,4 až 0,6 %. Kombinace vodního chlazení, jarní a podzimní betonáže a správně načasovaných postupů výstavby by umožňovaly betonovat lamely téměř bez vyztuže. Toho využívali naši předci při stavbě mnohých masivních konstrukcí v ČR i v zahraničí.

Článek vznikl za podpory investora Povodí Labe, s. p., Sdružení Kutřín 2016, betonárny Prefa PRO, a. s., Zápory a Technologické agentury České republiky v rámci projektu TH03020404.

Fotografie: 3, 6, 8, 9 – archiv autorů



doc. Ing. Vít Šmilauer, Ph.D., DSc.  
Fakulta stavební ČVUT v Praze  
Katedra mechaniky  
vit.smilauer@fsv.cvut.cz



Ing. Pavel Reiterman, Ph.D.  
Fakulta stavební ČVUT v Praze  
Experimentální centrum  
pavel.reiterman@fsv.cvut.cz



Ing. Petr Havlásek, Ph.D.  
Fakulta stavební ČVUT v Praze  
Katedra mechaniky  
petr.havlasek@fsv.cvut.cz



Ing. Petr Huňka, Ph.D.  
Stachema CZ, s. r. o.  
hunka@stachema.cz

Článek byl posouzen odborným lektorem.  
The article was reviewed.

## Literatura:

- [1] FAIRBAIRN, E. M. R. et al. *Thermal Cracking of Massive Concrete Structures*. RILEM State-of-the-art reports. Springer, 2019.
- [2] ZOBAL, O., KOPECKÝ, L., PADEVĚT, P., ŠMILAUER, V., BITTNAR, Z. Analýza betonu z tělesa přehrady Orlík po padesáti letech. *Beton TKS*. 2014, roč. 14, č. 2, s. 19–25.
- [3] BURROWS, R. *The visible and invisible cracking of concrete*. American Concrete Institute, 1998.
- [4] RILEM Technical Committee TC-242-MDC (předseda Z. P. Bažant). Model B4 for creep, drying shrinkage and autogenous shrinkage of normal and high-strength concretes with multi-decade applicability. *Materials and Structures*. 2015, Vol. 48, s. 753–770.
- [5] WALRAVEN, J. et al. *Fib Model Code for Concrete Structures 2010*. International Federation for Structural Concrete (fib), 2013.
- [6] CAMELO, A., GASPAR, V., DA SILVA, P. F. The Use of Fly Ash in EDP Hydro Projects. In: *Sborník EuroCoalAsh*. 2014.
- [7] PATZÁK, B. OOFEM – an object-oriented simulation tool for advanced modeling of materials and structures. *Acta Polytechnica*. 2012, Vol. 52, No. 6, p. 59–66. Dostupné z: <http://www.oofem.org>