

6/2010



# BETON

TECHNOLOGIE • KONSTRUKCE • SANACE

BETON  
A ARCHITEKTURA

pf 2011

ISSN 12133116

12



9 771213 1311009

SPOLEČNOSTI A SVAZY  
PODPORUJÍCÍ ČASOPIS

**SVAZ VÝROBCŮ  
CEMENTU ČR**

SVAZ VÝROBCŮ CEMENTU ČR  
K Cementárně 1261, 153 00 Praha 5  
tel.: 257 811 797, fax: 257 811 798  
e-mail: svcement@svcement.cz  
www.svcement.cz

**ČESKOMORAVSKÝ  
CEMENT**  
HEIDELBERGCEMENT Group

**Holcim**

**LAFARGE  
CEMENT**

**Cement Hranice**



**SVAZ VÝROBCŮ  
BETONU ČR**

SVAZ VÝROBCŮ BETONU ČR  
Na Zámecké 9, 140 00 Praha 4  
tel.: 246 030 153  
e-mail: svb@svb.cz  
www.svb.cz

**SSBK**

SDRUŽENÍ PRO SANACE  
BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ  
Sirotkova 54a, 616 00 Brno  
tel.: 541 421 188, fax: 541 421 180  
mobil: 602 737 657  
e-mail: sskb@ssbk.cz  
www.sanace-ssbk.cz, www.ssbk.cz

**CBS**

ČESKÁ BETONÁŘSKÁ  
SPOLEČNOST ČSSI  
Samcova 1, 110 00 Praha 1  
tel.: 222 316 173  
fax: 222 311 261  
e-mail: cbsbeton@cbsbeton.eu  
www.cbsbeton.eu

CO NAJDETE V TOMTO ČÍSLE



**19/** RODINNÝ DŮM  
U NÁMĚŠTĚ NAD OSLAVOU



REZIDENČNÍ BYDLENÍ  
JINAK /26



ULITA /3



10/ DŮM VE ŠVÝCARSKÉM  
LUMINU

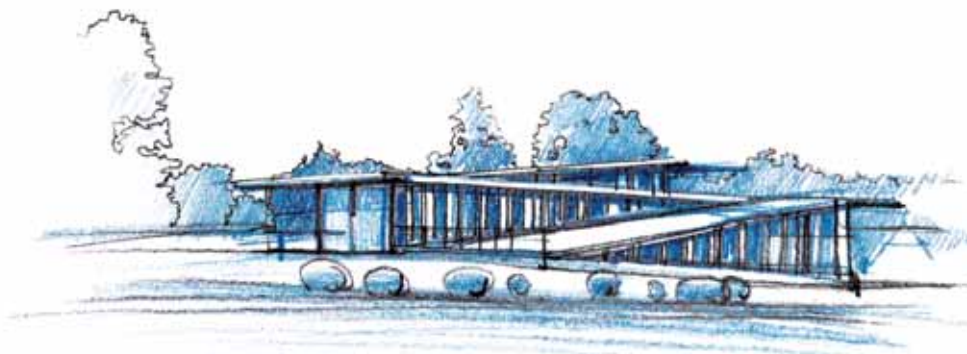


**22/** ROZŠÍŘENÍ UMĚLECKÉHO  
KAMPUSU DESINGEL  
V BELGICKÝCH  
ANTWERPÁCH

MAJÁK V SAUDSKOARABSKÉM  
JEDDAHU /30

VINAŘSTVÍ GOTBERG,  
POPICE /14





## ÚVODNÍK

Petr Hájek

## STAVEBNÍ KONSTRUKCE

### ULITA

KŘÍŽOVÁ CESTA BUKOVANY  
– TŘI POHLEDY NA ČTRNÁCT  
KRISTOVÝCH ZASLAVENÍ

Zdeněk Slováček, Dana Macháčková,  
Lubomír Jarcovják

### DŮM VE ŠVÝCARSKÉM LUMINU

VINAŘSTVÍ GOTBERG, POPICE  
Martin Bukolský, Petr Novotný,  
Marek Matula

PŘÍSTAVBA ŠATEN GYMNÁZIA ARABSKÁ  
Michal Hlaváček, Dalibor Hlaváček

RODINNÝ DŮM U NÁMĚŠTĚ  
NAD OSLAVOU

ROZŠÍŘENÍ UMĚLECKÉHO KAMPUSU  
DESINGEL V BELGICKÝCH ANTWERPÁCH  
Frederic Ghysaert,

Jeroen Vander Beken, Laurent Ney

REZIDENČNÍ BYDLENÍ JINAK  
Zbyněk Pechan, Michal Pilař

MAJÁK V SAUDSKOARABSKÉM  
JEDDAHU

KOSTEL CÍRKVE BRATRSKÉ  
V LITOMYŠLI

Zdeněk Fránek, Leoš Gurka

## MATERIÁLY A TECHNOLOGIE

POUŽITÍ BARYTOVÝCH BETONŮ  
V PRAXI

Jiří Tichý

OŠETROVANIE ČERSTVÉHO BETÓNU – 4.  
KONVENČNÝ NÁVRH OŠETROVANIA  
POMOCOU LAHKÉHO KAMENIVA  
Peter Briatka, Peter Makýš

## SANACE

DRUHÁ ETAPA OPRAVY KARLOVA MOSTU  
ÚSPĚŠNĚ UKONČENA

Daut Kara, Antonín Brnušák

SANACE A ZESÍLENÍ NÁSTUPIŠTNÍCH  
PŘÍSTŘEŠKŮ VE STANICI

ČESKÉ VELENICE

Vladimír Vančík, Pavel Kormaňák

## VĚDA A VÝZKUM

NAVRHOVÁNÍ STĚNOVÝCH NOSNÍKŮ  
S POUŽITÍM MODELŮ NÁHRADNÍ  
PŘÍHRADOVINY

Jiří Šmejkal, Jaroslav Procházka

ZTRÁTY PŘEDPĚTÍ V PRVCÍCH  
A KONSTRUKCÍCH Z PŘEDPJATÉHO  
BETONU V DŮSLEDKU RELAXACE NAPĚTÍ  
PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽE

Lukáš Vráblík, Vladimír Křístek,  
Jan Loško

VIBROLISOVANÉ BETONOVÉ TVAROVKY  
Hana Šachová, Petr Huňka, Martin Konečný,  
Jiří Kolísko, Jiří Jirák, Miroslav Rác

PRŮHYBY ŽELEZOBETONOVÝCH DESEK  
Miloš Zich, Zdeněk Bažant

NEDESTRUKTIVNÍ ZKOUŠENÍ BETONU  
ODRAZOVÝMI TVRDOMĚRY V KONSTRUKCI  
PODLE EVROPSKÝCH NOREM A ČESKÝCH  
TECHNICKÝCH NOREM

Jiří Brožovský

## SOFTWARE

PŘECHOD STATICKÉHO SOFTWARE  
NA EUROKÓDY

Jan Gajdošík

## HISTORIE

KONSTRUKCE BRUNO BAUERA  
Lukáš Beran, Jaroslav Bezděka

## AKTUALITY

VÝCHOVA BUDOUCÍCH ARCHITEKTŮ  
Zdeněk Fránek

ING. FRANTIŠEK TRČKA – 75 LET  
Vladimír Křístek

SEMINÁŘE, KONFERENCE A SYMPOZIA

## FIREMNÍ PREZENTACE

EUROVIA

Betosan

Skanska

Mott MacDonald

FINE

Idea RS

Ing. Software Dlubal

SVC ČR

ČMB

ČBS – fib Symposium

eBeton

ROČNÍK: desátý

ČÍSLO: 6/2010 (vyšlo dne 14. 12. 2010)

VYCHÁZÍ DVOUMĚSÍČNĚ

VYDÁVÁ BETON TKS, S. R. O., PRO:

Svaz výrobců cementu ČR

Svaz výrobců betonu ČR

Českou betonářskou společností ČBSI

Sdružení pro sanace betonových konstrukcí

VYDAVATELSTVÍ ŘÍDÍ:

Ing. Michal Števula, Ph.D.

ŠĚFREDAKTORKA:

Ing. Jana Margoldová, CSc.

PRODUKCE: Ing. Lucie Šimečková

REDAKČNÍ RADA:

Doc. Ing. Vladimír Benko, Ph.D., Doc. Ing. Jiří Dohnálek, CSc., Ing. Jan Gemrich, Prof. Ing. Petr Hájek, CSc. (předseda), Prof. Ing. Leonard Hobst, CSc. (místopředseda), Ing. Jan Hrozek, Ing. Jan Hutečka, Ing. arch. Jitka Jadrníčková, Ing. Zdeněk Jeřábek, CSc., Ing. Milan Kalný, Ing. arch. Patrik Kotas, Ing. Jan Kupeček, Ing. Pavel Lebr, Ing. Milada Mazurová, Doc. Ing. Martin Moravčík, Ph.D., Ing. Hana Némethová, Ing. Milena Paříková, Petr Škoda, Ing. Ervin Severa, Ing. arch. Jiří Šrámek, Ing. Vlastimil Šrůma, CSc., MBA, Prof. Ing. RNDr. Petr Štěpánek, CSc., Ing. Michal Števula, Ph.D., Ing. Vladimír Veselý, Prof. Ing. Jan L. Vitek, CSc.

GRAFICKÝ NÁVRH: 3P, spol. s r. o.  
Radlická 50, 150 00 Praha 5

ILUSTRACE NA TÉTO STRANĚ:

Mgr. A. Marcel Turic

SAZBA: 3P, spol. s r. o.  
Radlická 50, 150 00 Praha 5

TISK: Libertas, a. s.  
Drtinova 10, 150 00 Praha 5

ADRESA VYDAVATELSTVÍ A REDAKCE:

Beton TKS, s. r. o.  
Na Zámecké 9, 140 00 Praha 4  
www.betonTKS.cz

REDAKCE, OBJEDNÁVKY PŘEDPLATNÉHO  
A INZERCE:

tel.: 224 812 906, 604 237 681, 602 839 429  
e-mail: redakce@betontks.cz  
predplatne@betontks.cz

ROČNÍ PŘEDPLATNÉ: 540 Kč  
(+ poštovné a balné 6 x 30 = 180 Kč),  
cena bez DPH  
21 EUR (+ poštovné a balné 7,20 EUR),  
cena bez DPH, studentské 270,- Kč  
(včetně poštovného, bez DPH)

Vydávání povoleno Ministerstvem  
kultury ČR pod číslem MK ČR E-11157  
ISSN 1213-3116  
Podávání novinových zásilek povoleno  
Českou poštou, s. p., OZ Střední Čechy,  
Praha 1, čj. 704/2000 ze dne 23. 11. 2000

Za původnost příspěvků odpovídají autoři.  
Označené příspěvky byly lektorovány.

FOTO NA TITULNÍ STRANĚ:

Víkendová vila v japonské Karuizawě,  
foto: Nacasa & Partners, Inc.

BETON TKS je přímým nástupcem časopisů  
Beton a zdivo a Sanace.

# ROZUMNÉ VYUŽÍVÁNÍ BETONU



Milé čtenářky, milí čtenáři, toto i většina předchozích čísel časopisu Beton TKS ukazuje šíři možností využití betonových konstrukcí v různých typech staveb. Setkáváme se s ním ve stavbách budov, mostů, přehrad, kostelů, stadiónů, silnic, tunelů – v podstatě neexistuje současná moderní stavba, která by neobsahovala beton. I novodobá dřevostavba

rodinného domu má přinejmenším základy z betonu. Jak celosvětové statistiky ukazují, beton se stal po vodě druhým nejvíce celosvětově používaným materiálem. V současnosti se ve vyspělých zemích vyrábí 1,5 až 3 t betonu na každého obyvatele. Za druhou polovinu minulého století stoupla jeho celosvětová produkce 12krát. To vše jistě řadí beton mezi neúspěšnější produkty vynalezené a vyvíjené lidskou populací. Využíváme však vždy vlastnosti betonu efektivně? Jsou vždy velká množství použitého betonu nutná? Jsme schopni využívat kvalit betonu na správném místě?

Jistě existuje řada vynikajících staveb, kde betonová konstrukce je jasně efektivním řešením využívajícím v maximální míře výhodných vlastností betonu. Zvyšuje se podíl využití vysokohodnotných betonů umožňujících realizaci subtilnějších a současně trvanlivějších konstrukcí. Využívají se betonové konstrukce s architektonicky upravenými povrchy vysoké estetické úrovně. Ověřují se první realizace samočisticích betonových povrchů upravených nanočásticemi. Využívá se akumulčních vlastností betonových povrchů nebo i vnitřního jádra betonových průřezů k akumulaci tepelné energie, a tím se přispívá ke zkvalitnění vnitřního prostředí budov a ke snížení spotřeby energie na vytápění a chlazení. To vše může mít (a má) pozitivní vliv na životní prostředí. Přesto v některých skupinách odborné i laické veřejnosti přetrvává názor, že beton je materiál, který životnímu prostředí neprospívá. Dokonce někteří politici se snaží slogany „více zeleně, méně betonu“ stavět beton do pozice nepřátelské životnímu prostředí a získávat tak na této populistické vlně hlasy voličů.

Nechci opakovat argumenty, proč je beton materiál vhodný pro výstavbu energeticky úsporných a environmentálně šetrných staveb. Tyto argumenty jsem již na tomto místě psal několikrát, naposledy v úvodníku před rokem. Navíc jsem přesvědčen, že převážnou většinu z Vás, čtenářů tohoto časopisu, již o výhodných vlastnostech betonu s ohledem na environmentálně orientovanou výstavbu není třeba přesvědčovat.

Trápí mě však jiná věc. Některé realizace staveb, které ze zcela formálních architektonických důvodů akcentují beton ve zcela nevhodných situacích a konstrukčních řešeních, vytvářejí ve veřejnosti povědomí neefektivního a neadekvátního využívání betonu a poskytují argumenty pro odpůrce betonové výstavby. Zde by jistě mohla začít dlouhá a neukončitelná diskuse s některými architekty, kteří formu nadřazují nad funkci a účel, přičemž technické řešení mnohdy neodpovídá současným požadavkům nebo je neúměrně složitě a drahé. Jistě při návrhu výstavního pavilonu nebo muzea může mít forma vyšší prioritu, nicméně vynikající architekt ji vyjádří kvalitním technickým řešením. Kvalitních příkladů je ve světové i naší architektuře celá řada.

Na druhé straně vznikají stavby, kde účelnost tvarového řešení s ohledem na funkční a technické požadavky je nejasná. V prvním čísle tohoto roku vyšel článek o Vile Herrerospium postavené nedaleko Madridu. Jistě jde o výrazný architektonický návrh a nepochybuji, že je a bude často publikován. Jistě jde o ukázkou extrémního využití velkorozponových betonových prefabrikátů pro výstavbu rodinného domu. Jistě jde o ukázkou kreativní spolupráce architekta se statikem.

Musím připustit, že se mi objekt tvarově líbí a jistě přináší řadu vzrušujících a překvapujících pohledů. Jako muzeum výrobce prefabrikovaných prvků je tato stavba přímo ukázkovým příkladem využití formy pro vyjádření obsahu. Jenomže nejde o muzeum, ale o obytnou vilu, ve které se předpokládá celoroční obývání. Množství betonových prefabrikátů a jejich hmotnost jistě výrazně převyšuje technické potřeby nosné konstrukce. Extrémní konzoly a vnější průvlaky mají čistě formální výrazovou funkci. Betonové prefabrikáty procházejí volně z interiéru do exteriéru bez ohledu na tepelné mosty – jistě klimatické podmínky v okolí Madridu jsou mírnější než u nás, nicméně i tam v zimních měsících klesá teplota v noci až k nule. V duchu se uklidňuji tím, že snad byl dům postaven pro majitele úspěšné firmy na výrobu prefabrikátů a on tím prezentuje svoji profesi a možná i využil některé prvky, které mu zbyly z nerealizované výstavby.

Jistě by bylo možné najít i další příklady v současné světové i naší architektuře. Nechci a ani se necítím kompetentní k tomu, abych hodnotil architektonickou kvalitu staveb. Nicméně bych rád touto úvahou provokoval k zamyšlení nad racionalitou využívání tak vynikajícího materiálu, jako je beton. Vždyť existuje řada krásných, funkčních a technicky kvalitních betonových staveb. To však znamená vnímat kvalitativní parametry betonu a využívat ho účelně pro dosažení předpokládané funkce, účelu i architektonické formy.

Přeji Vám všem vše nejlepší v novém roce 2011, hodně zdraví a hodně úspěchů při prosazování rozumného využívání betonu v architektonicky, funkčně a technicky kvalitní výstavbě.

Petr Hájek

## REDAKČNÍ PLÁN NA ROK 2011

Číslo	Hlavní téma	Uzávěrka rukopisů	Objednávka plochy inzerce	Dodání podkladů pro inzerci	Vyjde
1/2011	Pozemní stavby	30.12.2010	20.1.2011	26.1.2011	15.2.2011
2/2011	Kotvení a speciální prvky do betonu	22.2.2011	22.3.2011	28.3.2011	15.4.2011
3/2011	Sanace a rekonstrukce	21.4.2011	20.5.2011	26.5.2011	14.6.2011
4/2011	Mosty a dopravní stavby	24.6.2011	22.7.2011	27.7.2011	12.8.2011
5/2011	Beton a architektura (beton v interiéru)	25.8.2011	21.9.2011	27.9.2011	14.10.2011
6/2011	Materiály a technologie (vysokohodnotné betony)	24.10.2011	21.11.2011	25.11.2011	15.12.2011

## ULITA ■ SHELL

Uprostřed lesa stojí velká skořepina ve tvaru ulity. Těžko se dá určit, co to je – konstrukce je tak jiná než okolní skály, není ani součástí přírody, ale ani ruinou. Uvnitř jsou dvě podlaží, prostor je členěn vnitřními stěnami a pokoje jsou vybavené nábytkem. Vypadá to jako scéna z vědeckofantastického filmu, v kterém místní obyvatelé obydleli opuštěnou vesmírnou loď. Časem ji stromy zcela obrostou a stane se součástí krajiny. ■ A large shell shaped structure finds itself in the middle of the woods. Within this shell shaped structure will one find floors constructed, wall separating spaces, and rooms furnished. The scenery conjures a SF film-like image, in which locals inhabit over an abandoned spacecraft. With time, trees start to grow encircling the spacecraft, harmonizing it into the landscape.

1b

Záměrem architekta bylo navrhnout v souladu s přírodou místo, které bude často navštěvováno po mnoho let. Výsledkem je oblá konstrukce tvaru velké ulity položená na zemi uprostřed lesa. Být v souladu s přírodou není pouze v jejím využívání – je to o soužití. Existence konstrukce závisí na její síle v přírodě obstát. Obytný prostor je konstrukcí ulity oddělen od „divočiny“ a stal se víc než pouhým přístřeškem – je chráněn před přírodou a poskytuje požadované pohodlí.

Drsné klima v okolí japonské Karuizawy, nízká teplota a vysoká vzdušná vlhkost, způsobuje, že řada domů postavených tradičním způsobem chátrá. V důsledku toho nejsou mnohá venkovská sídla po léta užívána, což přispívá k jejich dalšímu chátrání. Přestože v regionu se beton jako stavební materiál nepoužívá, jeho použití pro „Ulitu“ spolu s tvarem konstrukce ji pomůže ochránit proti vlhkosti.

Nenápadné a neokázalé stírání hranic mezi lidským životem a záhadnou, nejednoznačnou přírodou je japonskou předností. Jenomže tento ideál může být dosažen pouze a jen pedantskou pozorností a každodenní péčí o „divočinu“ okolo domu. To je možné u celoročně obývaných domů, ale pro víkendové vily je to pouhá teorie. Musí-li každé návštěvě vily předcházet hodiny či dny údržby, proč se obtěžovat? To neodpovídá jejímu účelu. Vlastnit dům, který je součástí okolní přírody, tak může být zajímavé pouze pro toho, kdo je připraven věnovat spoustu času jeho údržbě. Jde to, ale



1a

Obr. 1a, b Pohledy na fasádu ■ Fig. 1a, b Views of the facade



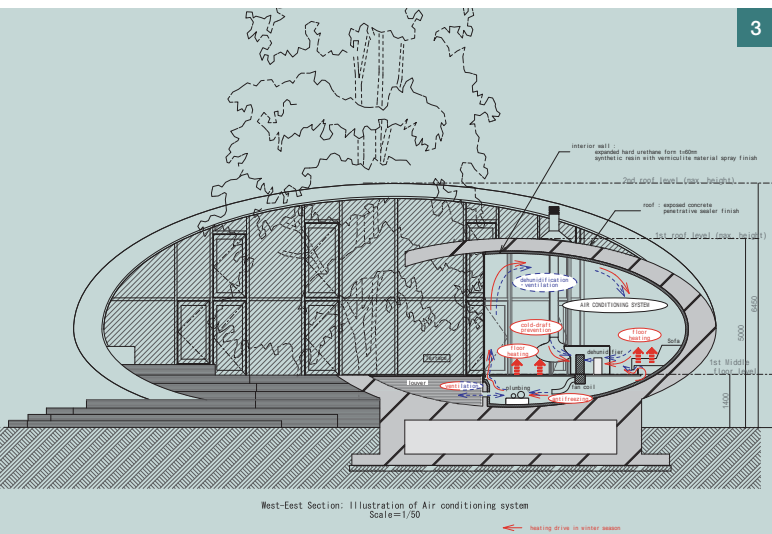
2

za předpokladu, že venkovská sídla nejsou pořizována pouze pro víkendy. Hlavním záměrem bývá možnost užívat místo k odpočinku, pro volný čas, těšit se malebnými výhledy, které se neomrzí – vše v sousedství přírody.

Podobně jako u mnoha moderních soch umístěných v japonských parcích a zahradách i zde architekt usiloval začleněním prostorové konstrukce do přírodního prostředí o jeho vylepšení, pozvednutí.

**KOMPOZICE OBJEKTU**

Cílem bylo postavit dům kolem velké jedle – centrálního bodu místa, s řadou borovic v hlavním výhledu. Původní návrh skořepinové konstrukce s 3D zakřivenými povrchy ve tvaru C bylo nutné přepracovat vzhledem k rozpočtu a zvolenému postupu výstavby. Výsledkem je betonová konstrukce mající v půdorysu tvar písmene J a skládající se ze dvou různých velkých válcovitých hmot oválného řezu tvořených pouze 2D křivkami menšího objemu, než měl počáteční návrh. Ve vrcholu má



3

West-East Section: Illustration of Air conditioning system  
Scale=1/50



5a



4



5b

Obr. 2 Vizualizace ■ Fig. 2 Visualization

Obr. 3 Systém klimatizace a vytápění ■ Fig. 3 Air conditioning system

Obr. 4 Příjezdová cesta ■ Fig. 4 Access road

Obr. 5a, b Terasa pro odpočinek obklopující jedli – centrální bod Ulity ■  
Fig. 5a, b Terrace for the relaxation, surrounding the fir tree – the centre of the site

Obr. 6 Interiér, a) hlavní obytná část, b) koupelna, c) místo pro klidné posezení ■  
Fig. 6 Interior, a) main living space, b) bathroom, c) place for leisurely sitting



6a



6b



6c

ovál tloušťku 350 mm, která se postupně zvětšuje na 750 mm po obou stranách. Pro snadnou údržbu a jako ochrana před pronikáním vlhkosti do materiálu byl beton opatřen penetračním nátěrem. Podlaha interiéru je 1,4 m nad úrovní terénu, spodní část skořepiny přesahuje ven a podpírá terasu ve stejné výškové úrovni. Zatímco při zběžném pohledu se oválný tvar válcovitého prostoru může jevit marnotratným plýtváním prostorem, jeho funkční využití je maximalizováno umístěním nábytku ve spodní polovině oválného válce.

### CENTRÁLNÍ ŘÍDICÍ SYSTÉM

Aby dům mohl být skutečně užíván tak, jak bylo zamýšleno, bylo třeba věnovat přiměřenou pozornost jeho vybavení.

Letní sídla klasického stylu byla v Karuizawě stavěna se záměrem pobývat v nich alespoň měsíc. Pro tak dlouhý pobyt nebylo důležité, že bylo třeba se den nebo dva věnovat údržbě domu. Avšak od chvíle, kdy sem začal jezdit Shinkansen (vysokorychlostní vlak) a cesta z Tokia trvá pouze něco přes hodinu, se stalo běžné přijíždět do Karuizawy pouze na víkend. Krátké návštěvě by měla odpovídat i krátká údržba domu.

Hlavní pozornost při návrhu „Ulity“ byla proto zaměřena na pohodlí jejich uživatelů. Veškeré vnitřní mechanické a elektrické vybavení vysoké úrovně je ovládáno prostřednictvím centrálního řídicího systému pouze třemi tlačítky. Pro zabezpečení domu byl nainstalován biometrický zámek a bezpečnostní systém, podlahové vytápění minimalizuje spotřebu tepla a řeší problémy s vypouštěním systému, kromě toho je účinnou prevencí proti plísním a současně pracuje jako nízkoteplotní velkoplošný systém, který umožňuje příjemné užívání obytného prostoru velkého objemu s velkými okny.

### SYSTÉM VYTÁPĚNÍ A VĚTRÁNÍ

Víla bude často užívána pouze krátkodobě, proto je na všech stěnách v interiéru použita tepelná izolace v tloušťce 60 mm, která zajistí v případě potřeby rychlejší ohřátí vzduchu. Pro konečnou úpravu povrchu stěn byl použit nástřík ze syntetické pryskyřice s obsahem vermikulitu, čímž došlo k zvýšení pevnosti povrchu. Úprava je účinná i z požárního hlediska, pohlcuje zvuk a zlepšuje tepelně a vlhkostně izolační schopnosti.

Pod podlahou vznikl na dně válce obloukový prostor, který slouží jako tepelná komora a jsou v něm vedeny rozvody tepla. Podlaha je tak účinně vyhřívána a teplý vzduch může případně proudit rozvody podél oken a zamezit tak chladnému průvanu. Klesne-li teplota v době, kdy budova není obydlena, pod bod mrazu, automatický systém instalovaný pod podlahou spustí program proti zamrznutí. Ohřeje se však pouze instalační prostory pod podlahou a ve výsledku běží „protimrznoucí“ program s výrazně sníženou spotřebou energie. Systém byl dodatečně doplněn také o odvlhčení a nucené větrání s automatickým provozem v průběhu roku. Provozní účinnost celého systému je vysoká.

Architekt	Kotaro Ide / ARTechnic architects
Místo	Karuizawa, Kitasaku, Nagano
Statika	Naomi Kitayama / NAO
Dodavatel	Kenji Kusunoki / GIKAKU
Projekt a realizace	říjen 2005 až květen 2008

Fotografie: Nacasa & Partners Inc.

Redakce děkuje architektonickému ateliéru ARTechnic ([www.artechinic.jp](http://www.artechinic.jp)) za poskytnuté materiály (texty a fotografie).

připravily Lucie Šimečková a Jana Margoldová



1

## KŘÍŽOVÁ CESTA U BUKOVAN – TŘI POHLEDY NA ČTRNÁCT KRISTOVÝCH ZASTAVENÍ ■ CALVARY NEAR BUKOVANY – THREE VIEWS OF FOURTEEN STATIONS OF THE CROSS

Zdeněk Slováček, Dana Macháčková,  
Lubomír Jarcovják

Ohlédnou-li se zpět za ubělým časem, připadá si jako účastník něčeho, co se stalo tak nějak mimo mě... Lubomír Jarcovják ■ *In the retrospective, I feel like an actor in something that happened somehow out of me...* Lubomír Jarcovják

### POHLED PRVNÍ – INICIÁTOR

První myšlenka na vybudování Křížové cesty mě napadla již před rokem 2000. V 90. letech jsem uskutečňoval plenéry pro různé umělecké školy. Poznal jsem při tom mnoho umělců a výtvarných pedagogů včetně jejich tvorby. Zpočátku jsem uvažoval o umístění jen jednoho uměleckého objektu do prostoru okolo Bukovan. Poněvadž šlo o tvorbu v krajině, měl jsem hned jasno ve výběru autora – musel to být Lubomír Jarcovják. Až později mě napadlo, že bychom měli společně vybudovat něco „hlubšího“ než jen jeden objekt.

Od té chvíle ve mně zrála myšlenka, že to musí být velký příběh – ten největší. Příběh, který změnil způsob života v půlce světa. Coby tehdejší starosta jsem s tímto nápadem oslovil svého

přítele, výtvarníka Luboše Jarcovjaka ze Šarov u Zlína. Ukázal jsem mu místo a on začal pracovat na návrzích.

Zadání pro něho nebylo jednoduché, byl si velmi dobře vědom složitosti úkolu, na němž ztroskotalo mnoho umělců. Věděl, že bude-li se dílo zdárně dokončeno, ovlivní to jeho další tvorbu na mnoho let, ne-li do konce života.

Pozemek pro Křížovou cestu jsem vybral na rozhraní katastrů tří obcí – Bukovan, Ostrovánek a Nechvalína. Požádal jsem zastupitelstva těchto obcí o udělení souhlasu k výstavbě. Bohužel tehdejší představitelé Bukovan se záměrem zásadně nesouhlasili. Zastupitelstva Ostrovánek a Nechvalína vizi podpořili.

Protože jsem chtěl svoji myšlenku uskutečnit za každou cenu, koupil jsem jako soukromá osoba pozemek naproti kapličce zasvěcené svaté Anně. Nachází se v těsné blízkosti původně navrhované trasy, ale již v katastru obce Bohuslavice.

S Lubošem a několika kamarády jsme ve svém volném čase začali budovat. Luboš se vždy stěhoval do mé rodiny. Nebylo jednoduché pokaždé skloubit technické a stavební potřeby s naším časem.

Po víc jak devítiletém úsilí se Křížová cesta stala skutečností a dílo bylo koncem roku 2009 hotové. Věřím, že ten, kdo Křížovou cestu navštíví, projde a chvíli postojí v rozjímání – najde klid a pokoru v této uspěchané době.

### POHLED DRUHÝ – KONSTRUKTÉRKA

O využití betonu v architektuře a umění vůbec se hovoří poměrně často. Zvykli jsme si, že beton není jen materiálem pro skryté nosné konstrukce, ale často ho vidíme – v řadě objektů – i jako výrazný estetický prvek.

V okamžiku, kdy Zdeněk Slováček a Luboš Jarcovják přišli s myšlenkou Křížové cesty u Bukovan, jsem si moc přála být součástí tohoto projektu a podílet se alespoň minimálně na jeho realizaci. Nadchla jsem se pro zpodobení poslední cesty Krista nejen z technického hlediska, ale hlavně pro čistotu tvarů a originální vyjádření symbolů v čtrnácti zastaveních. Volba betonové směsi mě naprosto fascinovala, vnímám beton jako živou hmotu, s kterou se dají vytvářet různorodé tvary. A posléze pak díky neopracovaným fošnám, použitých pro bednění,





2a 2b

Obr. 1 Celkový pohled na Křížovou cestu v Bukovanech ■ Fig. 1 General view of the Calvary in Bukovany

Obr. 2a, b Modely v měřítku 1:10 ■ Fig. 2a, b 1:10 scale models

Obr. 3a, b Průběh výstavby – jednotlivé prvky se zapíraly hůlkami na stavění májek (pokud to šlo, zvedaly se i stejným způsobem jako máj)

■ Fig. 3a, b Construction process – individual elements were propped up with maypoles (wherever possible, they were erected in the same manner as maypoles)



3a 3b



nádherná povrchová úprava s čitelnou kresbou dřeva...

Sochař Luboš Jarcovják mě tehdy požádal, zda-li bych sochy technicky rozkreslila ve výkresech tvaru a výztuže. V podstatě se jednalo o konstrukce, které nic nenesou, šlo tedy jen o navržení konstrukční výztuže prvků a správné založení. Velkou většinu tvořily čtyřmetrové sloupy, trojúhelníkového nebo čtvercového průřezu 240 x 240 mm, jejichž zdánlivou základnou byla betonová deska. Při dané délce a průřezu působily pilíře téměř křehce.

Připravené objekty (prefabrikáty) byly přivezeny na místo určení (krásné místo v členité krajině, cesta je vedena do kopce...) a založeny do hloubky 1 m pod terémem; po zajištění osazené sochy a částečném zasypání výkopu se při povrchu zašalovala a vybetonovala monolitická deska o rozměrech 2 x 1 x 0,1 m, která tvořila základnu jednotlivých kompozic. Tomu všemu ale předcházela neuvěřitelná a obdivuhodná dřina několika lidí.

Šalování, armování, betonáž a ztuhnutí jednotlivých prvků probíhalo celkem v primitivních podmínkách někde na dvorku. Obdivovala jsem jak autora, tak i pana starostu s přáteli, kteří se tohoto úkolu zhostili s energií a obrovskou vůlí dílo vytvořit. I přes občasné technické či finanční obtíže se dařilo v projektu průběžně pokračo-

vat. Po několikaleté práci se povedlo Křížovou cestu téměř dokončit, zbyvala už jen tři zastavení, která nebyla možná pro jejich náročnost v daných podmínkách zrealizovat. Oslovili jsme proto PSG-Prefu Kvítkovice. Kolektiv lidí pod vedením ing. Richarda Matějky vyšel vstříc a zbývající dílce vyrobil. Řešily se i detaily ohledně povrchových úprav betonu. Přáním bylo vyrobít co nejméně hladký povrch, což bylo skoro zábavné, protože většina zákazníků si přeje pravý opak. Díky ochotě a porozumění zaměstnanců Prefy mohly být osazeny a smontovány poslední prvky a Křížová cesta se dočkala svého konce. Nebo vlastně začátku.

Beton jako materiál se posunul zase někam výš a jeho použití získalo tak trochu i duchovní podtext. V krajině vypadá nádherně, je velmi kontrastní a mohu říci, že něco podobného zde v Česku ani v Evropě nenajdete.

#### POHLED TŘETÍ – AUTOR

Jako autorovi se mi těžko vyjadřuje k dokončenému dílu. Vše mám propletené reflexemi okolností, situací, prožitků z průběhu více než deseti let.

Než mě Zdeněk Slováček oslovil, držel mě v jakémsi napětí celý školní pleonér. Až na jeho konci jsme vyjeli v rozpadlém nissanu přes pole ke Svaté Anně. Tam jsem se dozvěděl, co mi chtěl sdělit – tedy, že za kapličkou na obec-



4



5



6

ním pozemku by měla vzniknout Křížová cesta, jejímž autorem jsem měl být já.

Rozpačitě jsem souhlasil. Nastalo hledání – pokusy v kresbách, četba, modelování reliéfů, přemýšlení nad materiálem... Každá cesta slepá. Nevím už, kolikrát jsem Zdeňkovi oznámil, že nic nepřichází... Nebyl jsem připraven na tak rozsáhlé koncepční dílo, doposud jsem pracoval svobodně nad tím, co zrovna přišlo, co přirozeně navazovalo. Zdeněk mě vždy uklidnil, ale v úplném klidu nenechal. Neměl jsem spěchat, ale že může říct někomu jinému.

V tomto čase mě navštívil architekt, designér Luděk Del Maschio. Přišla řeč na mé tápání, načež mně odvětil, ať nic nehledám a podívám se na betonové objekty na dvoře. Jaksi to tam opravdu bylo. Osvítlo mě, vše bylo jasnější, konfigurace v geometrické formě

s rovnostranným trojúhelníkem, kruhem a čtvercem se mně vyjevovaly v propleteních z betonových sloupů a ploch do nadzemní levitující betonové desky, propojené se zemí jednotlivými prvky zastavení. Tento ve mně dosud živý projekt Zdeněk Slováček nepřijal, s pádným odůvodněním, že by se o horizontální betonovou plochu zraňovala v místě hojně žijící zvěř. Musel jsem jednotlivá zastavení oddělit. To již bylo naznačeno v původním plánu.

Proto v podstatě za krátký čas vznikla jednotlivá zastavení i v modelech v poměru 1:10. Reálnou výšku jsem intuitivně stanovil na 3,4 m. Mnohé moduly se opakovaly, takže jsem si vlastní výrobu simuloval na maketách. Myslel jsem si tehdy, že bez problémů bude i výroba a osazení ve skutečnosti.

Jeden problém mně však v tu dobu vyvstal. Trojúhelníková stéla symbolizu-

jící tělo Ježíše Krista, s otvorem v horní části a trojúhelníkem obráceným u vertikálních zastavení do nebe, se nápadně podobala bozzetu od Radima Hankeho, které jsem dostal darem. Musel jsem mu modely ukázat. Dostal jsem pobídnutí, ať v klidu pokračuji, že se mu celý projekt líbí, že je z něj cítit onen dávný příběh.

Pracovat jsme začali v Lovčicích v krajině – v úžasném industriálním opuštěném betonovém prostoru. Pomalu vznikaly armatury, šalunky a vlastní odlitky. Pracovali jsme sami, někdy pomáhali studenti, kamarádi (třeba kunsthistorik s gynekologem).

Pořád jsem neměl ověřeno, jak budou objekty fungovat v samotné krajině. Navíc se změnilo místo realizace. Až po částečném osazení prvních tří zastavení bylo vše vidět. Myslím, že jsem se v měřítku nezmýlil. Cítil jsem, jak to je



7



8



9

Obr. 4 Zastavení první – Pán Ježíš vydán na smrt ■ Fig. 4 Station One – Lord Jesus is put to death

Obr. 5 Zastavení třetí – Pán Ježíš padá poprvé pod křížem ■ Fig. 5 Station Three – Lord Jesus falls under the cross for the first time

Obr. 6 Zastavení osmé – Pán Ježíš napomíná plačící ženy ■ Fig. 6 Station Eight – Lord Jesus admonishes the weeping women

Obr. 7 Zastavení čtrnácté – Pána Ježíše kladou do hrobu ■ Fig. 7 Station Fourteen – Lord Jesus is laid in the grave

Obr. 8 Zastavení páté – Šimon pomáhá Pánu Ježíši nést Kříž ■ Fig. 8 Station Five – Simon helps Lord Jesus carry the cross

Obr. 9 Zastavení jedenácté – Pána Ježíše přibíjejí na kříž ■ Fig. 9 Station Eleven – Lord Jesus is nailed to the cross

Tab. 1 Čtrnáct zastavení – schémata ■ Tab. 1 Fourteen stations – schemes

a bude – zase jsme na začátku a musíme pokračovat. Pokračovat v psaní je pro mě však plané. Ve skutečnosti se pořád něco dělo a do textu to dostat neumím. V současnosti jsme hotovi, jedna z nejvýznamnějších etap v životě se mi uzavírá nenávratně.

Mohu konstatovat, že jsem měl velké štěstí. Potkal jsem vizionáře, člověka nezištně zaťatého, ještě nikdy mně nikdo tak nevěřil. Nyní mi nezbyvá než očekávat, že se stane naše Křížová cesta živým místem nejen pro Bukovany.

Děkuji všem, kteří za mnou stáli a pomohli. Pohledem zpět je to mnoho přátel, rodina Zdeňka Slováčka, lidi, které jsem během těch více než deseti let potkal, seznámil se. Po nelehkých peripetiích ve mně zůstává hřejivý pocit nad smyslem našeho počínání, nad příkladem Ježíše Krista, který se za nás obětoval, který nám ukázal cestu.

Iniciátor, organizátor, donátor	Zdeněk Slováček s rodinou
Autor	Lubomír Jarcovják
Projekt	Dana Macháčková
Výrobce prefabrikovaných prvků	PSG-Prefa Kvítkovice
Realizace	1999 až 2009

Zdeněk Slováček s rodinou  
Bukovany 246



Dana Macháčková  
dana.machacek@tiscali.cz

Lubomír Jarcovják  
jarcovjak@email.cz



Část textu převzata z knihy Bukovany Křížová cesta od Lubomíra Jarcovjáka  
Fotografie: studio Toast

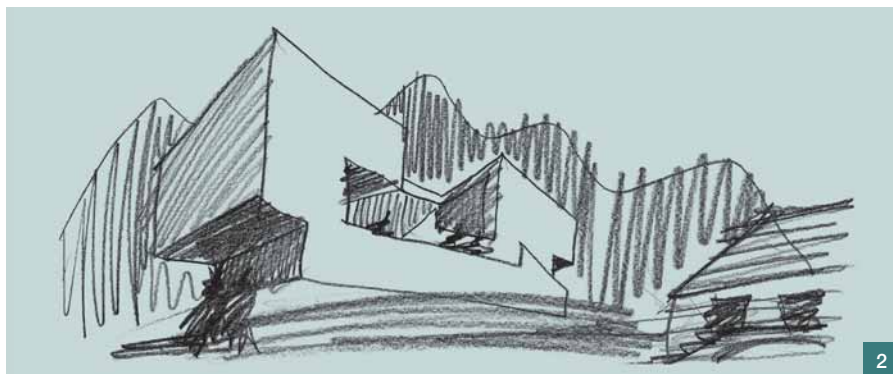
## Křížová cesta u Bukovan

- Zastavení PÁN JEŽÍŠ VYDÁN NA SMRT
- Zastavení PÁN JEŽÍŠ BERE NA SEBE KŘÍŽ
- Zastavení PÁN JEŽÍŠ PADÁ POPRVÉ POD KŘÍŽEM
- Zastavení PÁN JEŽÍŠ POTKÁVÁ SVOU MATKU
- Zastavení ŠIMON POMÁHÁ PÁNU JEŽÍŠI NÉST KŘÍŽ
- Zastavení VERONIKA NABÍŽÍ PÁNU JEŽÍŠI ROUŠKU
- Zastavení PÁN JEŽÍŠ PADÁ PODRUHÉ POD KŘÍŽEM
- Zastavení PÁN JEŽÍŠ NAPOMÍNÁ PLAČÍCÍ ŽENY
- Zastavení PÁN JEŽÍŠ PADÁ POTŘETÍ POD KŘÍŽEM
- Zastavení PÁNA JEŽÍŠE ZBAVILU ROUCHA
- Zastavení PÁNA JEŽÍŠE PŘIBÍJEJÍ NA KŘÍŽ
- Zastavení PÁN JEŽÍŠ UMÍRÁ NA KŘÍŽI
- Zastavení PÁNA JEŽÍŠE SNÍMAJÍ Z KŘÍŽE
- Zastavení PÁNA JEŽÍŠE KLAĐOU DO HROBU

## DŮM VE ŠVÝCARSKÉM LUMINU ■ HOUSE IN LUMINO, SWITZERLAND

1

Článek popisuje monolitický železobetonový dům ve švýcarské podhorské vesnici Lumino. Jeho hlavními rysy jsou minimalistické pojetí estetické stránky a snaha stát se součástí okolní krajiny. ■ This paper describes a monolithic reinforced concrete house in Lumino, Switzerland. Its main features include a minimalist concept of the aesthetic part, as well as an effort to be incorporated in the surrounding landscape.



2

Ve vesničce Lumino na severním okraji švýcarské Bellinzony, v místě, kde se údolí San Bernardino otevírá do roviny kolem severního konce jezera Lago di Maggiore, stojí nový dům. Typickým znakem většiny domů v okolí postavených tradičním způsobem je použití jednoduchého stavebního materiálu – kamene. Nový dům je zamýšlený jako současná interpretace místní tradice – nechráněný železobeton připomíná úctyhodnou sílu a přítomnost starých kamenných domů. Umístěný na kraji staré zástavby je dům jakousi baštou mezi starým vesnickým jádrem a rozpínající se moderní rezidenční částí.

Koncept a přístup k projektu byl ovlivněn přáním klienta minimalizovat estetickou stránku, a to jak v interiéru, tak v exteriéru. Kvalita vnitřních prostor tak mohla být přesně definována architek-

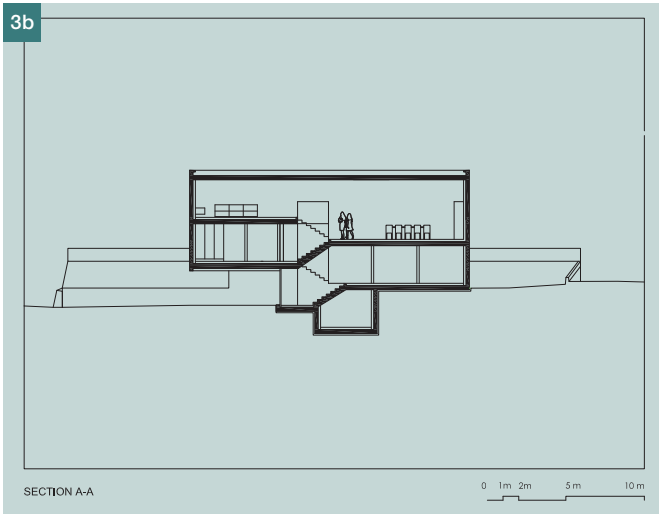
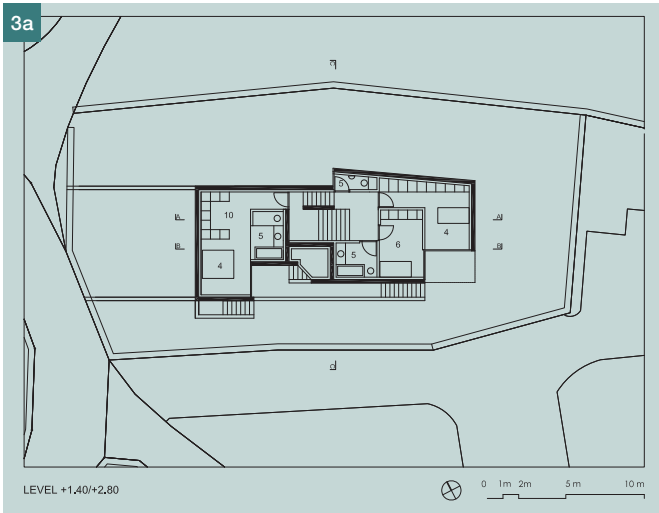
turou a ne objekty umístěnými uvnitř. Idea „minimalistického monolitu“ byla přijata jako nosná a stala se principem aplikovaným na všechny prvky, od základů po ty nejmenší detaily.

Objekt sledující spád pozemku tvoří dva vzájemně posunuté hranoly. Typologii tvořenou střídavě uspořádanou geometrií (podlaží v obou hranolech jsou navzájem posunuta o polovinu) podtrhuje okolní krajina a také přímý přístup na zahradu ze všech podlaží. Dvojitý systém svislého spojení, vnitřním a venkovním schodištěm, propojuje všechny vnitřní prostory do spirálového pohybu a s obyvateli domu hraje nekončící hru o vnímání času a prostoru. Vnější schodiště se dům rozšiřuje do krajiny a stává se její součástí.

Podstatou domu je chránit a zajistit intimitu a soukromí pro jeho obyvatel-

le, a také, poněkud paradoxně, představovat jeho velkorysost a otevření se světu. Záměrem bylo vytvořit místo, jehož obyvatelé jsou otevření a žijí v opravdově široké sousedské komunitě, nejsou uzavřeni za zdmi s pouhou virtuální komunikací. Tento fyzický vztah se sousedy navrací do života zdravou duševní rovnováhu.

Vzhledem k přítomnosti skalního podloží byly výkopy omezeny na minimum, pouze pro technické prostory umístěné v podzemí (-1,4 m). Příjezd pro auta a vstup pro pěší je z úrovně ulice (+0,0). Půl úrovně nad vstupní halou jsou dvě ložnice, obě s přímým vstupem na terasu (+1,4 m). Na dalším podlaží (+2,8 m) je hlavní obytný prostor, opět s vlastním vstupem na terasu a přístupem na zahradu pod ní. Pokračující domem přijdeme do jídelny



Obr. 1 Uliční pohled | Fig. 1 View from the street  
 Obr. 2 Skica | Fig. 2 Sketch  
 Obr. 3 a) Půdorys, b) řez | Fig. 3 a) Ground-plan, b) cross-section  
 Obr. 4 Vstup do objektu | Fig. 4 Entrance area  
 Obr. 5a, b Pohledy na fasádu | Fig. 5a, b Views of the facade





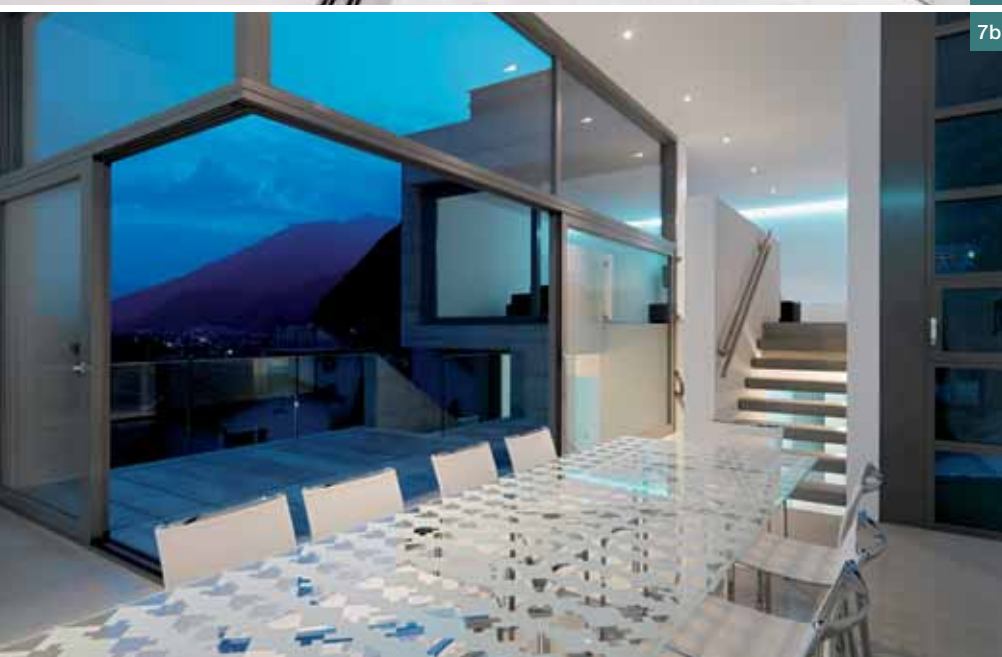
6a



6b



7a



7b

a kuchyně otevřených do centrální jižní lodžie (+4,2 m) s přístupem na terasy pod ní. Hlavní lodžie s panoramatickým výhledem přes sousední střechy může být v případě potřeby zakryta hydraulickou střechou. Lodžie je vnějším schodištěm přístupná i z pokojů v posledním podlaží.

Nízké energetické náročnosti domu je dosaženo vhodným využíváním základních tepelných vlastností betonové konstrukce, získků z tepelného čerpadla a fotovoltaických článků umístěných na střeše domu.

Architekt	Davide Macullo + Marco Strozzi
Spolupráce	Michele Alberio
Statika	Ingenere Andreotti & Partners
Stavební část	IFEC Consulenza SA
Realizace	2007 až 2009
Cena	1 mil. CHF

Fotografie: Enrico Cano

Redakce děkuje architektonickému ateliéru Davide Macullo Architects ([www.macullo.com](http://www.macullo.com)) za poskytnuté materiály (texty a fotografie).

připravily Lucie Šimečková a Jana Margoldová

Obr. 6a, b Centrální jižní lodžie s výhledem přes sousední střechy ■ Fig. 6a, b Central loggia with panoramic views over the surrounding rooftop

Obr. 7 Interiér, a) kuchyně s jídelní částí, b) jídelna s výhledem na terasu ■ Fig. 7 Interior, b) kitchen with the eating part, a) eating room with the view of the terrace

**Tarmac**   
Tarmac CZ a.s.

  
**EUROVIA**  
VINCI 



## Na společné cestě

---

Společnost **Tarmac CZ** patří kvýznamným a tradičním výrobcům a dodavatelům drceného a těžného kameniva na českém trhu. Od října 2010 mění svůj název na **EUROVIA Kamenolomy** a stává se členem Skupiny EUROVIA CS.

Při této příležitosti bychom rádi poděkovali klientům a zaměstnancům za projevovou důvěru a spolupráci.

  
**EUROVIA**  
VINCI 

# VINAŘSTVÍ GOTBERG, POPICE ■ WINE PRODUCING COMPANY GOTBERG, POPICE



1

Martin Bukolský, Petr Novotný,  
Marek Matula

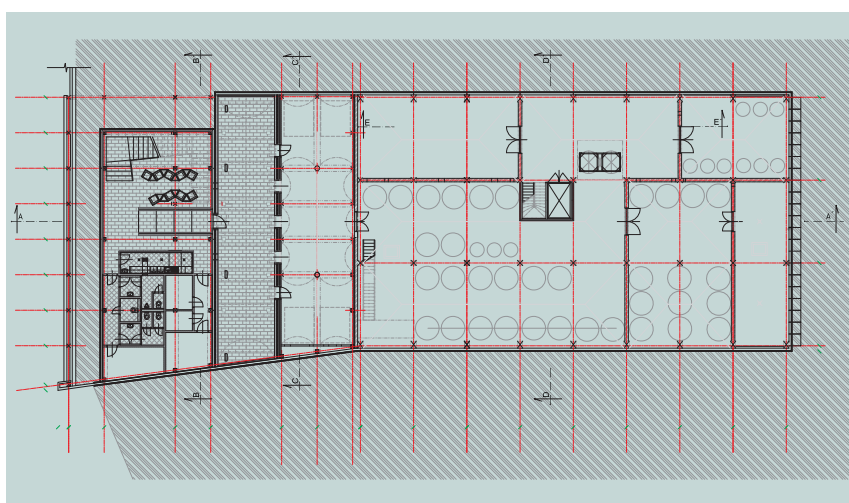
Severně nad obcí Popice byla v letošním roce dokončena stavba vinařství Gotberg. Pro stavbu byly použity prefabrikované betonové dílce, a to jak pro nosnou konstrukci, tak i pro fasádní dílce, které mají navíc na povrchu reliéf vzniklý otiskem matic. ■ North of the village of Popice, the construction of the Gotberg Wine Producer was completed this year. Precast concrete segments were used for the construction; both for the structure and the facade segments which bear a relief on the surface produced as a result of the print of the matrices.

V poloze nad druhým terénním zlomem, severně nad obcí Popice, v trati Stará hora, byla v letošním roce dokončena stavba vinařství. Základními výrazovými prostředky se staly fenomény krajiny. Pro stavbu se staly určujícími svah, krajina vinařské oblasti, převládající větry od východu, sad a především panoramatický výhled na Pálavské vrchy a vodní nádrž Nové mlýny. Reflexe těchto prvků je hlavním tématem celého řešení a určuje budovu z hlediska objemového, tvarového a funkčního.

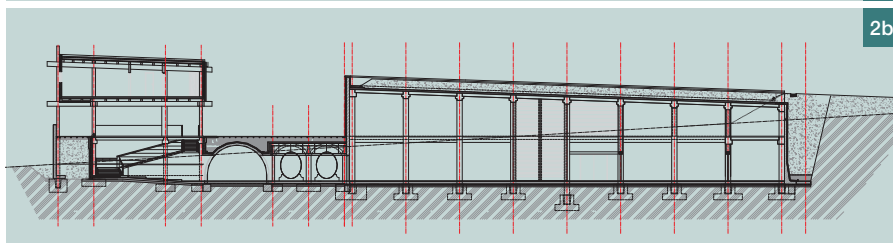
Dům je úzce svázan s krajinou, ze které vyrůstá, je vetknut do svahu, který ho částečně překrývá. Jednotlivé hmoty domu gradují pohledovou fasádu orientovanou výhledy na Pálavské vrchy. Před povětrnostními vlivy je dům od východu chráněn zdí.

## DISPOZIČNÍ ŘEŠENÍ

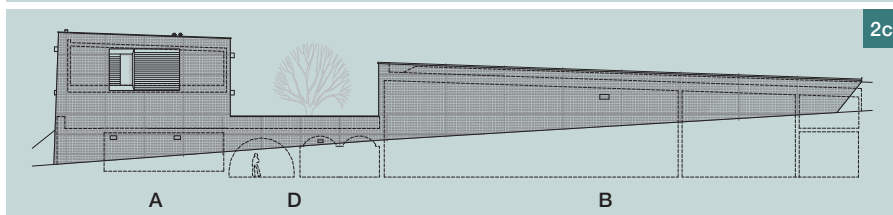
Stavba posouvá přirozený vývoj tradičního objektu jihomoravského vinného sklepa tvořeného vstupní částí a navazujícími klenutými cihlovými nebo kamennými sklepy do novotvaru vinařského dvora, který splňuje požadavky na nové technologie a přitom využívá přednosti tradiční stavby (obr. 2a, b, c).



2a



2b



2c

## Vstup a prezentace vína

Vstupní objekt o třech podlažích zahrnuje administrativní, prezentační, ubytovací část a zázemí. Hlavní vstup je umístěn v prvním nadzemním podlaží, kde se nachází lobby, recepce a kancelář vinařství. Podlaží je ze tří stran obklopeno nádvořím. V podzemním podlaží je prezentační část a zázemí. V druhém nadzemním podlaží je šest dvojlůžkových pokojů a jeden apartmán pro ubytování hostů.

Pro ubytovací a administrativní část byla zvolena technologie dřevostavby, která svým měkkým charakterem

odpovídá funkci a přirozeně zapadá do okolí. Přiznané konstrukční prvky evokují rytmičtější vinohradů, které objekt obklopují. Podzemní část sloužící pro prezentaci vína stejně jako navazující výrobní provozy je řešena jako prefabrikovaný železobetonový skelet.

## Prezentace a výroba vína v dřevěných sudech

Prezentační část propojuje v úrovni prvního podzemního podlaží část výrobní a vstupní. V tomto propojení je umístěn Kvelb, který slouží k prezentaci vína a je srdcem domu. Dále na něj





Obr. 1 Osazení domu do krajiny Pálavských vrchů ■ Fig. 1 Setting of the house in the landscape of the Pálava Hills

Obr. 2 a) Půdorys 1. PP, b) podélný řez, c) východní pohled ■ Fig. 2 a) Side view of the 1st underground storey, b) longitudinal section, c) East view

Obr. 3 Železobetonové prefabrikované lomenice Kvelbu, který slouží k prezentaci vína ■ Fig. 3 Reinforced concrete precast gables of the vaulted room used for wine presentation

Obr. 4a, b Klenbové dílce ■ Fig. 4a, b Vault segments

Obr. 5 Atypické ocelové kotvy zajišťující přesnou polohu stěnových dílců ■ Fig. 5 Atypical steel anchors securing a precise position of the wall panels



navazuje vinný archiv, kde zrají vína v dřevěné sudovině a vznikají vína typu Barrique. Kvelb je reminiscencí na tradiční formu vinného sklepa s použitím moderních materiálů. Klenbu tvoří železobetonové prefabrikované lomenice v podobě broušeného diamantu, které svým tvarem a nasvětlením umocňují zážitek z degustace (obr. 3).

### Výroba

Výroba je soustředěna v dvoupodlažní hale, do které je v krajním podélném poli vložen strop. V hale jsou umístěny prostory pro výrobu, skladování a archiv vín.

Výrobní program a umístění technologických celků:

- příjem hroznů - třídění,
- lisovna - odzrnění, mačkání, lisování, vinifikace,
- nerezová tanková hala - školení a zrání mladých vín,
- lahvovna - lahvování a adjustáž,
- klimatizovaný sklad hotových výrobků - zrání vína v lahvích.

Celá výrobní část je z větší části zapuštěna do terénu, jak je u vinařských staveb zvykem. Obvodový plášť je transformací tradičního kamene v po-

době sendvičových betonových prefabrikovaných panelů upravených otiskem struktury matrice. V interiéru je pohledový beton ošetřen epoxidovou stěrkou. Střecha je ozeleněna a je pochůzí. V příštích letech je plánována výsadba vinohradu nad objektem, který přejde až na střechu. Výrobní část tak zcela přirozeně splyne s terémem.

### KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ

Jako nosná část konstrukce byl navržen železobetonový skelet. Klenbové dílce byly vyráběny ve formách zhotovených přesně dle požadovaného tvaru a rozměru klenby (obr. 4a, b). Důležitým aspektem byla přesná montáž dílců pro zachování podhledu v prostoru klenb. Betonová směs byla standardního charakteru a třídy betonu C35/45.

Zvláštností bylo použití předpjatých stěnových panelů pro vytvoření stěn následně zasypaných do výšky okolního terénu. Tyto dílce byly vyvinuty speciálně pro tuto stavbu a tento účel. Předpjaté stěnové panely byly ke sloupům železobetonového skeletu přikotveny pomocí atypických ocelových kotev, které zajišťovaly přesnou polohu stěnových dílců (obr. 5).



### MATERIÁLOVÉ ŘEŠENÍ

Materiálové řešení přenáší regionální stavební tvarosloví pomocí moderních výrazových prostředků. Beton s povrchovou strukturou je přepisem kamenných zdí. Dále je použito kontrastu mezi přívětivostí dřeva a strohostí betonu (obr. 6 a 7).

Vstupní objekt je komplexní dřevostavbou vetknutou do masivní betonové konstrukce. Dřevostavba je tvořena strukturou dřevěných sloupů, průvlaků a vaznic s využitím nejnovějších poznatků v oblasti požární ochrany, šíření zvuku a tepelné techniky ve stavbě, která



v sobě sdružuje funkci administrativní, prezentační a ubytovacího zařízení.

Betonová fasáda je transformací tradičního kamene v podobě sendvičových prefabrikovaných panelů tvořených vnitřním a vnějším panelem s vloženou tepelnou izolací, kde vnější panel je upraven pomocí otisku matrice (obr. 9). Toto progresivní řešení umožňuje rychlou montáž i vysoce kvalitní pohledovou plochu v exteriéru i v interiéru při splnění nadstandardních tepelně-technických požadavků.

Fasádní panely na tuto zakázku byly vyráběny za pomoci matric firmy Noe, jejichž otisk tvoří požadovanou strukturu výsledné fasády (obr. 8). Výroba těchto panelů vyžaduje pečlivost při zpracování betonové směsi, aby výsledný povrch byl bez kaveren a vyplnil celý povrch matrice.

#### Proč právě prefabrikované nosné konstrukce a panely

Z našeho hlediska a dle našich zkušeností z dokončených staveb jsme velmi opatrní při použití pohledového betonu. Ne proto, že by beton jako takový nebyl dostatečně výrazným a tvárným prvkem, ale zejména z důvodů kvality dodávky. Monolitické betony velmi nepříznivě ovlivňuje lidský faktor během výstavby. V naší praxi snad nebyla stavba, kde by se po odebdení neobjevily kaverny, posunutí rozvody, vyčnívající výztuž, nepřijatelné geometrické odchylky a další vady způsobené chybou člověka a vlivem venkovního prostředí. Tyto chyby jsou velmi náročně odstranitelné a vždy je oprava pro bedlivé oko pozorovatelná.

Na stavbě Vinařství Gotberg jsme i z výše popsaných důvodů zvolili pre-



Obr. 6 Nárožní budovy z prefa dílců ■ Fig. 6 Corner of the building built from precast units

Obr. 7 Terasa mezi objekty A a B ■ Fig. 7 Terrace between building A and B

Obr. 8 Detail fasádního panelu vytvořeného pomocí matric Noe ■ Fig. 8 Detail of a facade panel made with the use of Noe matrices

Obr. 9 Sendvičový prefabrikovaný panel tvořený vnitřním a vnějším panelem s vloženou izolací ■ Fig. 9 Sandwich precast panel made by an internal and external panel with inserted insulation

Obr. 10 Interier, a) interiérové schodiště osazené do prefabrikované konstrukce bez povrchové úpravy – objekt A, b) pohled do tankové haly – objekt B, c) prefa obloukové klenby – objekt D, d) vstup do kvelbu – objekt A ■ Fig. 10 Interior, a) interior stairs set in a precast structure without any final finish – building A, b) view of the tank hall – building B, c) precast arched vaults – building D, d) entrance in the vaulted room – building A

Fotografie: 1 až 3, 6 až 10 – Bukolski architekti, s. r. o., 4a, b, 5 – Topos Prefa Tovačov, a. s.



10a



10b



10c



10d

fabrikované nosné konstrukce a panely, kde fasádní panely byly navrženy s otiskem matrice. Výhodou prefabrikace je možnost výstupní kontroly, je značně omezen lidský faktor a prakticky eliminován vliv venkovního prostředí. Díky dodavateli prefabrikátů všechno proběhlo podle našich představ, každý díl stavby, který opustil závod, byl namontován a zejména v části fasády se konstrukce prefabrikovaných panelů stala jedním z hlavních výrazových prostředků domu.

### ENERGETICKÉ ÚSPORY

Objekt využívá pasivních energetických úspor získaných umístěním rozměrné výrobní haly hluboko pod úroveň terénu a zasypáním střechy vrstvou zeminy

o mocnosti přibližně jeden metr. Objekt dále využívá všech surovin z vinic, kde i dřevěné štěpky jsou využity na vytápění administrativní, prezentační a ubytovací části.

### ZÁVĚR

Celý celek tvořený jednotlivými částmi dal vzniknout domu, který na jedinečném místě umožňuje vznik výjimečným vinnům, pomocí moderních i tradičních technologií, a neopakovatelným okamžikům.

Název stavby	Vinařství Gotberg
Investor	Gotberg, a. s.
Manager projektu	Beta 1 Development, s. r. o.
Generální projektant/architekt	Bukolsky architekti, s. r. o.
Prefabrikované dílce	Topos Prefa Tovačov, a. s.

Ing.arch. Martin Bukolský



Ing. Petr Novotný  
e-mail: p.novotny@bukolskyarchitekti.cz



oba: Bukolsky architekti, s. r. o.  
tel.: 551 210 348, mob.: 774 449 649  
www.bukolskyarchitekti.cz

Marek Matula  
Topos Pefa Tovačov, a. s.  
751 01 Tovačov II – Annín 53,  
tel.: 581 781 215, mob.: 739 648 104  
e-mail: m.matula@toposprefa.cz  
www.toposprefa.cz



Stavba získala ocenění Stavba roku Jihomoravského kraje 2009 v kategorii Průmyslové stavby a technologické stavby (pozn. redakce).

# PŘÍSTAVBA ŠATEN GYMNÁZIA ARABSKÁ

## CLOAKROOM EXTENSION

Michal Hlaváček, Dalibor Hlaváček

V letošním roce byla dokončena dvoupodlažní přístavba šaten Gymnázia Arabská v Praze 6. Pohledový beton v kombinaci se zářivě žlutými skříňkami zřetelně kontrastuje s bílými povrchy stávající budovy gymnázia. ■ The two-storey extension cloakroom of the General Secondary School in Arabská Street, Prague 6 has been finished this year. Surface concrete in combination with bright yellow cabinets contrasts visibly with the white surfaces of the existing school building.

Ústředním mottem projektu bylo vytvoření nového, dobře fungujícího systému s komfortními šatnami založeného na principu samostatných skříňek. Koncepce nových šaten využívala nutnost odvlhčení suterénních prostor školy a tím odkrytí značné části podzemních konstrukcí externími výkopy po obvodu budovy.

Dvoupodlažní přístavba je situována do, do té doby hluchého prostoru dvora školy, a spojuje všechna tři existující křídla budovy – výukové, administrativní a hospodářské.

Součástí přístavby je rovněž výtah, přístupová rampa pro osoby s omezenou schopností pohybu a orienta-



1

ce a ocelové únikové schodiště. Spodní podlaží šaten navazuje na provozní suterén stávající školy. Horní patro se přimyká k centrální komunikaci v přízemí objektu. Obě šatní podlaží jsou volně propojena schodišťovým prostorem umožňujícím komplexní větrání a osvětlení obou pater. Odstranění původních šaten ze vstupního prostoru umožnilo vytvoření reprezentativního vstupu do předního pražského gymnázia včetně internetové kavárny.

Architektonický výraz budovy zaměřený na pohledový beton byl zvolen k vytvoření kontrastu mezi prefabrovaným systémem šedesátých let minulého století a nezastírajícím pohledem na konstrukce budov v počátku třetího tisíciletí.

Drsně estetická hodnota betonu je zvýrazněna dalším kontrastem s čistými velkoplošnými okenními stěnami a rytmickým uspořádáním řad zá-

řivých, kočíčkově žlutých šatních skříňek. Přiznání betonové konstrukce bylo navíc využito k prezentování složitěho statického řešení.

Architektonická studie	Ing. arch. Dalibor Hlaváček, Ing. arch. Ludvík Holub, Ing. arch. Pavel Lupač
DSP a DPS	architektonický atelier Hlaváček a Partner – Ing. arch. Michal Hlaváček, Ing. arch. Dalibor Hlaváček, Ing. Karel Hanzlík, Ing. Hana Konvalinková
Realizace	2009 až 2010

Ing. arch. Michal Hlaváček

Ing. arch. Dalibor Hlaváček

Hlaváček a Partner  
Staropramenná 16

150 00 Praha 5

tel.: 222 745 333, 602 286 547

e-mail: atelier@hlavacek-partner.cz



2b



2a



3

Obr. 1 Pohled na dokončenou přístavbu s únikovým schodištěm ■ Fig. 1 View of the completed extension with a fire exit

Obr. 2a, b Interiér šaten ■ Fig. 2a, b Interior of the changing rooms

Obr. 3 Vnitřní schodiště v objektu přístavby ■ Fig. 3 Interior staircase inside the extension

# RODINNÝ DŮM U NÁMĚŠTĚ NAD OSLAVOU ■ HOUSE NEAR NÁMĚŠŤ NAD OSLAVOU

Nedaleko Náměště nad Oslavou byl postaven rodinný dům, který citlivě kombinuje několik stavebních materiálů – pohledový beton z bílého cementu a bílého kameniva, dřevo a kámen na obklady a podlahy a sklo na části fasád – a vytváří tak harmonický celek, který se stal součástí okolního prostředí. ■ Close to Náměšť nad Oslavou, a house was built as a sensitive combination of several construction materials, surface concrete from white cement and white aggregate, wood and stone for cladding and floors and glass for parts of the facades. It makes a harmonious whole which became an integral component of the environment.

Rodinný dům je pojat jako hra různě dlouhých zdí v podélném a příčném směru. Hra je podpořena použitím různých



1

Obr. 1 Pohled na jihovýchodní fasádu přes

přírodní jezírko s koupací částí ■

Fig. 1 View of the South-West facade across a natural lake with a swimming zone

Obr. 2 Pohled na severovýchodní fasádu, v pozadí vstup do objektu ■

Fig. 2 View of the North-East facade, entrance in the house at the back

Obr. 3 a) Půdorys, b) příčný řez ■

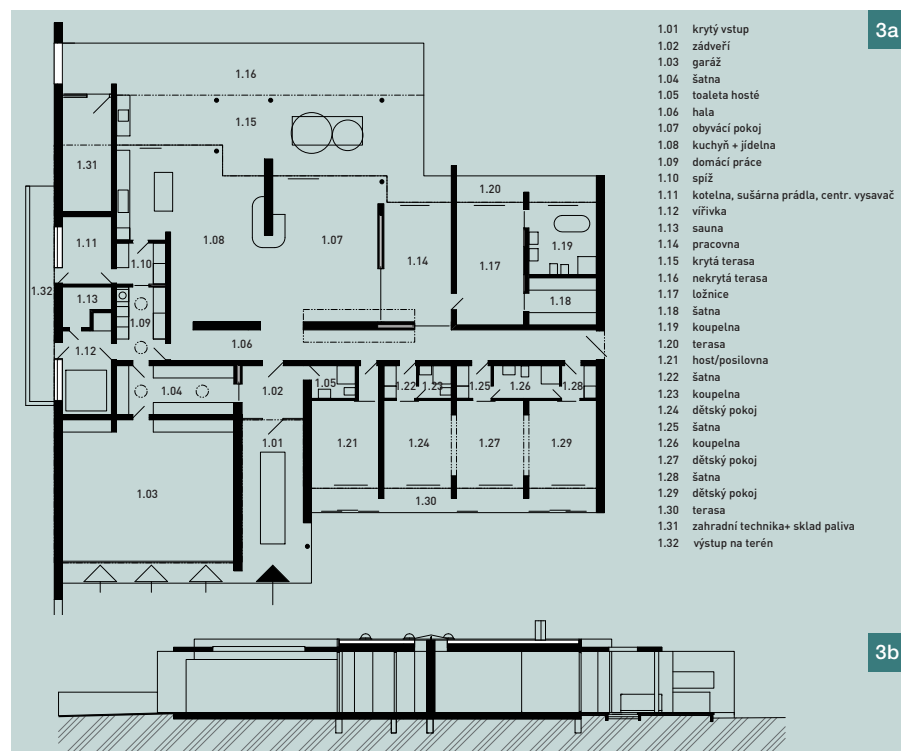
Fig. 3 a) Groundfloor plan, b) section

Obr. 4 Vstup do objektu

■ Fig. 4 Entrance in the house



2



3a

3b



4



5



6a

ných materiálů na stěnách – bílý pohledový beton, kamenný obklad z vápence, dřevěný obklad z amerického ořechu. V příčném směru jsou obvodové konstrukce celoprosklené.

Objekt domu je jednopodlažní, bez podsklepení, zastřešený plochou komplexně ozeleněnou střechou. Centrální chodba je osvětlena pomocí střešního světlíku. Na terasu u hlavního obytného prostoru přímo navazuje přírodní jezírko s koupací částí.

Převážná část podlah v domě je krytá dřevěnými parketami nebo kamennou dlažbou. Veškeré konstrukce jsou příznané a stávají se součástí interiéru. Do interiéru byla zakomponována klasická kachlová kamna.

Zajímavostí je použití bílého pohledového betonu z bílého dánského cementu a bílého kameniva.

6b



6c



7a



7b





8a

8b



9

Generální projektant	OK Plan Architects, s. r. o.
Autor	arch. Luděk Rýzner
Spolupráce	Ing. arch. Marcela Susedíková
Stavební část	Ing. Radek Kubát – HIP
Generální dodavatel	Stav Outulný, Náměšť nad Oslavou
Projekt	2006
Realizace	červen 2006 až září 2007

Redakce děkuje ateliéru OK Plan Architects, s. r. o.,  
([www.okplan.cz](http://www.okplan.cz)) za poskytnuté materiály a fotografie.

připravila Lucie Šimečková

Obr. 5 Uliční fasáda ■ Fig. 5 Street facade

Obr. 6 Jihovýchodní fasáda, a) pohled, b) boční stěna, která přispívá k soukromí při posezení na terase a současně průzorem nabízí pohled na okolní krajinu, c) detail zastřešení terasy s otvorem pro stromy ■ Fig. 6 South-East facade, a) view, b) side wall contributing to the sense of privacy, when sitting on the terrace, and offering a view of the surrounding countryside through a viewing window, c) detail of the roofing of the terrace with an opening for trees

Obr. 7a, b Obytný prostor ■ Fig. 7a, b Living space

Obr. 8 Centrální chodba, a) pohled, b) detail vnitřní stěny se střešním světlíkem zajišťujícím osvětlení chodby ■ Fig. 8 Central corridor, a) view, b) detail of an inside wall with a roof skylight providing the lighting of the corridor

Obr. 9 Koupelna ■ Fig. 9 Bathroom

Obr. 10 Kuchyně ■ Fig. 10 Kitchen



10

# ROZŠÍŘENÍ UMĚLECKÉHO KAMPUSU DESINGEL V BELGICKÝCH ANTWERPÁCH ■ EXTENSION FOR ART CAMPUS DESINGEL, ANTWERPEN, BELGIUM

Frederic Ghysaert, Jeroen Vander Beken, Laurent Ney



Stávající umělecký kampus deSingel, který byl navržen v roce 1968 architektem Léonem Stynenem ve spolupráci s inženýrem Paulem de Meyerem, má nadčasový architektonický vzhled. Stavba byla již několikrát upravena a rozšířena bez toho, aby ztratila svůj charakteristický výraz. Nové rozšíření, navržené společnostmi Stéphane Beel Architects a Ney & Partners, dále obohatí architekturu uměleckého kampusu. ■ The existing art campus deSingel, designed in 1968 by architect Léon Stynen in collaboration with engineer Paul De Meyer, has a timeless architectural appearance. The site has already incorporated multiple modifications and extensions without losing its distinct look. The new extension by Stéphane Beel Architects and Ney & Partners will enrich the architecture and program of the art campus even more.

Umělecký kampus deSingel byl rozšířen o dva nové objekty – „dlouhý nízký blok“ (90 x 30 m) a „vysoký blok“ (45 x 55 m), který je navržen částečně nad stávající budovou. Nízký blok sleduje tvar stávající budovy a jsou v něm umístěny vstupní, veřejné výstavní a předváděcí prostory. Vysoký blok vyvažuje věžové budovy obklopujících kampus: the Belgium Lloyd, the Crowne Plaza Hotel, stávající knihovnu a předváděcí věž deSingel. Je v něm taneční konzervatoř „Hogeschool Antwerpy“ zahrnující několik studií, zkušebních sálů a dalších prostor. Skleněný box s kavárnou a knihovnou vyplňuje prostor mezi nízkým a vysokým blokem.

Nový vzhled kampusu deSingel si zaslouží uznání. Architektura a konstrukce nejsou efektní pouze svým měřítkem a rozměry, ale také v detailech, návrhu a použitím betonu, který dojem ještě umocňuje.





Obr. 1 Dokončená stavba ■ Fig. 1 Finished building

Obr. 2 Sloup ve tvaru Y po odbednění ■ Fig. 2 Y column after removal of the formwork

Obr. 3 První dvě fáze na západní fasádě ■ Fig. 3 First two phases of the west facade

Obr. 4 Vnitřní pohled na první dvě fáze ■ Fig. 4 Internal view of the first two phases

Obr. 5 Téměř dokončená západní fasáda ■ Fig. 5 Almost completed west facade

Obr. 6 Uvolnění podpor upalováním dočasných sloupů ■ Fig. 6 Unloading the supports by cutting the temporary columns

Obr. 7 Demontáž konstrukční plošiny ■ Fig. 7 Removal of the construction table

Obr. 8 Pohled na betonovou konstrukci přes sloup tvaru Y ■ Fig. 8 View of the concrete structure from the Y column





10a



10b



10c

## NÁVRH

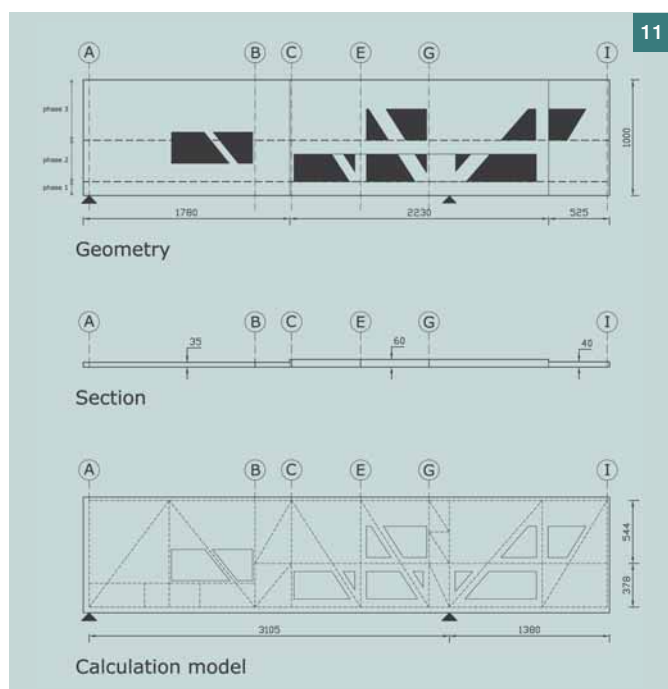
Architekti a inženýři spolu velice úzce spolupracovali již od počátečních prací na projektu. Na návrh konstrukce měly vliv účel, pro který bude stavba sloužit, a architektonické ztvárnění, ale důležitou roli hrála i omezení vyplývající z akustických požadavků.

Nízký a vysoký blok jsou konstrukčně nezávislé. Velké rozdíly v konstrukcích obou bloků dané rozdílným využitím neumožnily klasické překrytí obou bloků. Nízký blok je rozdělen na tři dilatační celky a je založen z části na kesonových pilotách a z části na základové desce. Různá rozpětí nosné konstrukce umožnila proměnlivá půdorysná uspořádání jednotlivých podlaží navzájem propojených otevřeným kruhovým prostorem.

Nosnou konstrukci vysokého bloku tvoří podélné a příčné stěnové nosníky vysoké 10 m. Podélné hlavní nosníky mají celkovou délku 45 m, s hlavním rozpětím 30 m a 15m konzolou. Příčné nosníky mají rozpětí až 20 m. Hmotu bloku podírá osm sloupů a centrální jádro. Pozice osmi sloupů, které jsou založené na třiceti třech hutněných vrtaných pilotách o průměru 1,28 m, byla dána různými omezeními: umístění vedle stávající budovy, nouzový přístup pro hasiče, objemy nízkého bloku ad.

V průběhu návrhového procesu byly do stěnových nosníků přidány otvory a okna. To způsobilo snížení tuhosti Vierendeelových nosníků a nedodržení podmínky minimální přirozené frekvence 5 Hz, vycházející z akustických požadavků a omezení vibrace daných provozem tanečního studia. Projektant navrhl řešení pomocí příhradové konstrukce, jejíž diagonály v některých místech prochází i přes otvory nebo okna. Protože výška stěnových nosníků byla neměnná, jedinou možností, jak zvýšit tuhost stěn, bylo zvětšení jejich tloušťky. Tloušťka stěny byla měněna místo od místa podle návrhových parametrů, působících vnitřních sil a požadovaných tuhostí.

Tvar osmi podpůrných sloupů byl pečlivě zvažován. Na jedné straně je konstrukčně neúčinnější čtvercový průřez (zahrnující vzpěr bez ohledu na směr hlavního ohybového momentu), na druhé straně je však plocha styku čtvercového sloupu a štíhlé stěny příliš malá. Pro zajištění dostatečné



11

Fig. 10a, b, c Betonová konstrukce po demontáži konstrukční plošiny ■ Fig. 10a, b, c Concrete structure after removal of the construction table

Obr. 11 Schéma výpočtového modelu východní fasády ■ Fig. 11 Schematic of calculation model of the east facade

stýčné plochy byl sloup navržen ve spodní části čtvercového průřezu a v horní části obdélníkového průřezu (obr. 10). Požární předpisy vyžadovaly, aby přímá část sloupů byla vyšší než 5,75 m a teprve nad ní tvar průřezu postupně přechází z čtverce do obdélníku stejné plochy.

## VÝPOČET

„Vysoký“ blok sestávající ze šesti hlavních podélných nosníků propojených devíti příčnými nosníky stojí pouze na osmi sloupech. Vzhledem k omezení počtu podpor se jedná o staticky neurčitou konstrukci. Její výpočet byl skutečnou výzvou, protože odhad lokálních tuhostí byl klíčový pro celkové rozdělení sil. Nakonec byl sestaven 3D stěnový model. Největší výhodou tohoto typu modelu v porovnání s příhradovým modelem je realističtější modelování lokálních tuhostí. Nevýhodou je naopak obtížná analýza jeho výsledků.

## VÝSTAVBA

Poděpření realizované konstrukce v průběhu výstavby bylo zajímavou výzvou pro dodavatele, neboť „vysoký“ blok byl umístěn zčásti nad stávající budovou a z části nad nízkým blokem, který byl stavěn současně. Řešením bylo použití konstrukční plošiny, u které není zapotřebí velké množství podporujících sloupů, což nebylo za daných podmínek možné. Výška a tvar plošiny byly omezeny výškou prostoru mezi střechou stávající budovy a „vysokým“ blokem a možným umístěním dočasných podporujících sloupů.

Abyste se plošina nemusela dimenzovat na váhu celého objemu „vysokého“ bloku, bylo připraveno důmyslné fázování. Příhradová konstrukce je rozpoznatelná při pohledu na fasádu objektu. Je jasné, že nosníky mohou plně působit pouze, jsou-li postaveny přes dvě patra. Aby se snížilo zatížení působící na konstrukční plošinu, byla dodatečnými výpočty určena únosnost z polodokončených nosníků v montážní fázi. Stěny byly na stavbě stavěny ve třech fázích. Po druhé fázi byla výška stěnových nosníků přes jedno patro. Podrobným výpočtem bylo zohledněno, jak velkou část váhy čerstvého betonu třetí fáze by mohla přenést spodní část z polodokončeného stěnového nosníku. I toto zatížení bylo vzato v úvahu při navrhování výztuže spodní části nosníku. Vzhle-

dem k specifickému tvaru a hustotě výztuže byl pro velkou část stěnových nosníků použit samozhutňující beton s charakteristickou krychelnou pevností 40 MPa.

Na závěr bylo nutné vyřešit způsob uvolnění dočasných podpor. Vzhledem k tomu, že konstrukce je vysoce staticky neurčitá, bylo nutné ověřit, zda síly v průběhu uvolňování podpor (další montážní stádium) nepřekročí síly v konečném stavu. Vlastní postup rozebírání podpor byl logisticky náročný. Aby vše proběhlo bezpečně, byla k dočasným ocelovým podporujícím sloupům přidána ocelová žebra, která byla přivařena pouze polovinou své výšky ke sloupům. V průběhu odlehčování byl každý sloup upalován těsně nad svarem až do chvíle, kdy zbývající průřez sloupu nebyl schopen přenést působící síly a sloup selhal. Žebra zajistila pouze svislý pokles horních částí sloupů.

Po uvolnění podpor byly měřeny deformace na koncích 15m konzol. Došlo pouze k průhybu 12 mm od vlastní váhy, zatímco 3D stěnový model předpovídal 14 mm!

## ZÁVĚR

Nové rozšíření uměleckého kampusu deSingel je projektem, kde architektonická a konstrukční část jsou v těsné shodě. Použití železobetonu hrálo důležitou roli pro návrh, bezpečnost a vzhled budovy.

Článek byl poprvé uveřejněn v časopise Concrete Engineering International (Vol. 13, N. 4, winter 2009).

Redakce děkuje redakci CEI a autorům článku za souhlas s uveřejněním českého překladu.



Jeroen Vander Beken



Frederic Ghysaert



Laurent Ney

všichni: Ney & Partners Structural Engineering  
Chaussée de la Hulpe 181, Brussel, Belgique  
www.ney.be

# BETOSAN®

alternativa, kterou oceníte

www.betosan.cz

## INJEKTÁŽNÍ HYDROIZOLAČNÍ A ZPEVŇUJÍCÍ KOMPOZICE

na PC bázi s přísadou XYPEX®  
INJEKTOSTOP 2003XPB

## ZÁLIVKOVÉ ROZPÍNAVÉ VYSOKOPEVNOSTNÍ KOMPOZICE

na PCC bázi SUPERFIX, SUPERFIX TH

## ROZPÍNAVÉ VNITŘNĚ HYDROFOBIZOVANÉ KOMPOZICE

na PCC bázi s přísadami WATERFIX RH

## KOROZIVZDORNÉ VYSTÝLKY

na PCC bázi – COROLIT

DRŽITEL CERTIFIKÁTŮ ČSN EN ISO 9001 A 14001



## SPECIÁLNÍ MALTOVINY PŘÍSADE DO BETONU A MALT

### PŘÍSADE DO BETONU

ochrana před mrazem FROSTOP L (LQ)

potlačení objemových změn ETRISAN

příprava PCC kompozic in-situ

DENSOCRETE PPE TH

PP mikrovýztuž POLYFIX

### RYCHLETUHNOUCÍ MALTOVINY

MONOCRETE (TH) rapid

MONOCRETE XP (TH) rapid

### ZÁLIVKOVÉ ROZPÍNAVÉ KOMPOZICE

s krystalizační přísadou - SUPERFIX XP,

SUPERFIX XP TH

### OBCHODNĚ-TECHNICKÁ KANCELÁŘ

Na Dolinách 23

147 00 Praha 4

mobil: +420 602 121 617

tel./fax: +420 241 431 212

e-mail: praha@betosan.cz





1

## REZIDENČNÍ BYDLENÍ JINAK ■ RESIDENTIAL HOUSING DIFFERENTLY

Zbyněk Pechan, Michal Pilař

V pražské čtvrti Bubeneč, na jedné z mála posledních volných stavebních parcel, byl v prostoru mezi rezidencí amerického velvyslance a čínskou ambasádou dokončen projekt pro nadstandardní bydlení s názvem 12 LOFTS. Jedná se o obytný soubor s dvanácti prostornými bytovými jednotkami, které zabírají vždy jedno nebo dvě celá podlaží. ■ The project of luxurious housing named 12 LOFTS has been completed in Bubeneč, Prague, on one of the few remaining free lots. It was placed between the residence of the U.S. ambassador and the Chinese Embassy. As its name suggests it is a residential block with twelve housing units each of which occupies one or two complete storeys.

### POPIS BUDOVY

Objekt je tvořen třemi nadzemními částmi, které vystupují ze společného suterénu. Ve 2. PP, které je pro každou část samostatné, jsou situovány technické prostory. V prvním podzemním podlaží jsou umístěny garáže, sklepní kóje a recepce s trvalou službou. Nadzemní části objektu mají čtyři podlaží a střešní nástavbu – Penthouse. Jednotlivé byty zabírají vždy celé jedno nebo dvě podlaží. Dominantním prvkem objektu je fasáda skládající se z prefabrikovaných betonových panelů. Díky použití bílého cementu v kombinaci s kamenivem z drčeného mramoru a laminátových forem dosahují fasádní panely vysoké kvality povrchu a téměř zrcadlového lesku. Použitý materiál má zároveň samočisticí účinky. Bílá fasáda je doplněna velkoplošnými okny a celoprosklenými fasádami na západních průčelích objektů.

Betonové povrchy jsou v suterénu vystřídány pískovcovými



2a



2b



2c



3a



3b

obklady a dlažbami. Prostor mezi objekty je využit jako terasa bytů 1. NP a jako odpočinkový prostor se stromy a vodními plochami.

### NOSNÁ KONSTRUKCE

Nosná konstrukce objektu je navržena jako kombinovaný železobetonový konstrukční systém s obousměrně pnutými stropními deskami. Celkové rozměry objektu jsou 67,5 x 25,9 m. Nadzemní část objektu je tvořena třemi budovami o rozměrech cca 21 x 13 m.

Výpočty konstrukce byly prováděny jak na modelech celého objektu, tak pro jednotlivé nadzemní části a jedno či vícepatrové výseky. Velká pozornost byla věnována zejména výpočtům prvního suterénu, kde kombinace velkého zatížení od zahrad se stromy a vodních ploch, požadavků na pohledovost povrchu a oslabení průřezu vlivem aktivace stropů značně komplikovala návrh konstrukce.

### SPODNÍ STAVBA

Vzhledem ke složitým základovým poměrům, členitosti objektu i suterénu, byl objekt založen hlubinně. Piloty o průměrech 600 a 900 mm podpírají objekt na třech různých výškových úrovních. Piloty zároveň slouží jako akumulční jímky systému chlazení stropů (jsou v nich zabudované trubky chladicího systému).

Spodní stavba je členěná do tří druhých suterénů spojených kolektorem a do prvního suterénu, který jako jediné podlaží spojuje celý objekt dohromady.

### VRCHNÍ STAVBA

Vrchní stavba sestává ze tří samostatných částí. Nosnou konstrukci každé z nich tvoří obvodové stěny doplněné uvnitř dispozice sloupy, stropní desky působí ve dvou směrech. Ve vybraných podlažích jsou desky připraveny pro vyřezání několika variant otvorů, které by v případě zájmu umožnily propo-



4a



4b

Obr. 1 Pohled z ulice Dr. Zikmunda Wintra ■ Fig. 1 View from Dr. Zikmund Winter's Street

Obr. 2 Pohledové betony v 1. PP. a) příprava výztuže a bednění, b) kontrola výsledného povrchu po odbednění, c) garáže po dokončení ■ Fig. 2 Surface concrete on the 1st underground storey, a) preparation of the reinforcement and formwork, b) check of the final surface after removing the formwork, c) garages after completion

Obr. 3 a) Pohled z jeřábu na stavenišťe, b) uzel topných a elektrických rozvodů u instalační šachty ■ Fig. 3 a) View of the construction site from the crane, b) node of the heating and electrical systems near the installation shaft

Obr. 4 Fasádní panely, a) manipulace, b) osazování na fasádu ■ Fig. 4 Facade panels, a) handling, b) placing on the facade



jení více pater do jednoho bytu. Výpočty byly prováděny pro veškeré varianty a výsledná konstrukce je díky tomu schopná bez dodatečného zesilování přenést jakoukoliv z plánovaných variant vyřezávání. Byly provedeny i nelineární výpočty deformací s uvažovaným vlivem dotvarování.

#### FASÁDA

Na fasádě objektu byly použity tři materiály: bílé betonové panely, božanovský pískovec a prosklené části doplněné hliníkovými venkovními žaluziemi a dřevěnými (cedr) posuvnými stínicími stěnami. Na fasádu z betonových panelů byl architek-

tem navržen spárořez, který dodavatel betonových panelů doplnil o požadované detaily a kotevní systém. Základní panel má rozměry 3 300 x 1 650 mm, největší panel pak 4 400 x 1 650 mm, vše při tloušťce panelů 100 mm a s rádiusem hran 3 mm.

Vzhledem ke specifickým požadavkům na kvalitu se nepodařilo najít místního dodavatele a všechny panely byly dovezeny z Itálie. Jednotlivé panely mají jednu až pět pohledových ploch (podle typu a podle toho, zda tvoří ostění otvorů). Mezi jednotlivými panely jsou ponechány volné spáry 15 mm. Panely byly vyráběny ze samozhutnitelného betonu (SCC) za po-





8



9a



9b

užití bílého cementu s přísadou TX Active. Bylo použito bílé kamenivo, a tím bylo dosaženo probarvení v celé tloušťce panelu. Panely byly odlévány do sklolaminátových forem, čímž získaly mramorový efekt. Pro kotvení panelů byl použit systém gravitačních kotev pro spodní části panelů a rektifikačních kotev v horní části panelů. Před montáží panelů byly jednotlivé dílce na fasádě vyměřeny a potom byl osazen nárožní panel. Další panely byly osazovány po jednotlivých řadách.

### POHLEDOVÉ BETONY V INTERIÉRU

Povrch betonu v 1. PP je ve všech veřejných prostorech v pohledové kvalitě. Velký důraz byl kromě kvality povrchu kladen i na hrany konstrukcí, které jsou bez zkosení, a také na spároveň bednicích dílců. Architektem byly vytvořeny výkresy spároveň pro jednotlivé stěny a stropy, které byly konzultovány s dodavatelem bednění. Jednotlivé spáry bednění procházely ze stěny na strop. Nejprve byla provedena část stěn v nepohledové části, kde se odzkoušely různé druhy betonové směsi, detaily v napojování jednotlivých dílů bednění a detaily v místech, kde byly umístěny spínací tyče. Po odsouhlasení architektem a investorem byly prováděny jednotlivé pohledové části 1. PP. Stěny a sloupy byly odbedňovány po dvou až třech dnech, následně zakryty geotextilií a po dobu deseti dnů kropeny vodou.

### ZÁVĚR

Ve spolupráci celého projektového týmu pod vedením Ing. arch. Johna Eislera vznikl projekt pro nadstandardní

Obr. 5 Vjezd do objektu ■ Fig. 5 Entry in the building

Obr. 6a, b Pohledy na fasádu ■ Fig. 6a, b Views of the facade

Obr. 7a, b Prostor mezi objekty určený pro odpočinek ■ Fig. 7a, b Space between the buildings prepared for resting

Obr. 8 Detail spároveň fasádních panelů ■ Fig. 8 Detail of the breakdown of the tiled surfaces of the facade panels

Obr. 9 Střešní nástavba, a) interiér, b) terasa ■ Fig. 9 Roof extension, a) interior, b) terrace

bydlení o vysoké estetické i užitné hodnotě. Úroveň stavby podtrhuje i využívání moderních technologií a materiálů. Objekt na první pohled zaujme svým vzhledem a díky pečlivému návrhu detailů tento pocit přetrvá i při prozkoumání zblízka. Pro veškeré výpočty konstrukce byl použit program RENEX3D, který je založen na metodě konečných prvků.

Autor a generální projektant	Ing. arch. John Eisler – John Eisler Architect
Investor	Garden Center Invest, s. r. o., člen skupiny HOCHTIEF CZ, a. s.
Statika	RECOC, spol. s r. o.
Lehký obvodový plášť – návrh	TPF, s. r. o.
Lehký obvodový plášť – dodavatel	Styl-Comp Group
Dodavatel stavby	HOCHTIEF CZ, a. s., divize Praha, o. z.
Bednění	Peri, spol. s r. o.
Realizace	listopad 2008 až duben 2010

Ing. Zbyněk Pechan  
RECOC, spol. s r. o., Seydlerova 2451, 158 00 Praha 5  
tel.: 251 624 661, 251 624 609  
e-mail: zbynek.pechan@recoc.cz, www.recoc.cz



Ing. Michal Pilar  
HOCHTIEF CZ, a. s., Plzeňská 16/3217, 150 00 Praha 5  
tel.: 257 406 211, fax: 257 406 007  
e-mail: michal.pilar@hochtief.cz, www.hochtief.cz



Fotografie: archivy společností RECOC, spol. s r. o.,  
a HOCHTIEF CZ, a. s.

# MAJÁK V SAUDSKOARABSKÉM JEDDAHU

## BREAKWATER BEACON IN JEDDAH, SAUDI ARABIA

Urban Art Project (UAP), designérské studio zaměřené na mezinárodní projekty, ve spolupráci s Fairweather Proberts Architects (australský architektonický ateliér, pozn. red.) dokončilo výstavbu 60 m vysokého majáku Breakwater Beacon. Objekt se stal výrazným centrálním bodem nové Univerzity krále Abdullaha (King Abdullah University of Science and Technology – KAUST), nové vědecké a výzkumné instituce vybudované za sedm miliard USD na Thuval Point v saudskoarabském Jeddahu s krásným výhledem na přístav Safaa a Rudé moře. ■ International art-based design studio Urban Art Projects (UAP), in collaboration with Fairweather Proberts Architects, has completed the 60m – high Breakwater Beacon. The work is the centrepiece of the new King Abdullah University of Science and Technology (KAUST), a USD 7 billion World-class research institution located at Thuval Point, overlooking the Safaa Harbour and the Red Sea in Jeddah, Saudi Arabia.



Breakwater Beacon je částí významného mezinárodního uměleckého programu na KAUST, které oslavuje univerzitu jako platformu pro spolupráci a výměnu poznání. Program je zaměřen na interpretaci a prezentaci mezioborových uměleckých a designérských aktivit podporujících a inspirujících tvořivost a vzájemnou interakci, jež unikátní prostředí KAUSTu (místo, humanitní, přírodovědný a technický výzkum, směsice mnoha mluvených jazyků a psaných textů, místní historie a tradice) vytváří. Program zahrnuje i práce švédského umělce Carstena Höllera známého jeho instalací Univerel v Tate Modern, kambodžského umělce Sopheap Piche a práce umělecké dvojice Dalziel & Scullion ze Skotska.

Inspirace pro návrh majáku vychází ze staroarabských námořních tradic, místních uměleckých prací propojených s ekologií mořských systémů v Rudém moři. Složitá konstrukce je souborem

jedinečných šestiúhelníkových prvků proměnlivého tvaru, z nichž je sestaven prostorový plášť štíhlé věže ve tvaru rotační eliptické plochy.

S vědomím účinku vedení světla v Le Corbusierově kapli Notre Dame du Haut nechali autoři děrovat plášť věže rozehrávat ve vnitřním atriu „grošovanou“ stínohru, jež v tom prostoru vytváří posvátnou atmosféru zamyšlení až rozjímání. Navržená konstrukce funguje současně jako „chladící věž“ podobně jako minaret mešity. Zúžující se kuzelem stoupá horký vzduch rychle vzhůru, a to vyvolává v její spodní části příjemné proudění, které ochlazuje vnitřní prostor i přilehlé náměstí.

### KONSTRUKCE

Zúžující se 60 m vysoká věž je rozdělena na tři části, z nichž každá představuje jiné téma. Přibližné rozměry základny 30 x 25 m se s přibývajícím výškou zmenšují až na 3 x 2,5 m ve vrcholu (obr. 2).

Obr. 1 Maják v saudskoarabském Jeddahu ■  
Fig. 1 Breakwater Beacon, Jedah

Obr. 2 Základna majáku má přibližné rozměry 30 x 25 m, ve vrcholu zmenšené na 3 x 2,5 m ■  
Fig. 2 The base of the Beacon is 30 x 25 m approximately, reducing to 3 x 2,5 m at the top

Obr. 3 Věž přechází do tvaru štíhlého komolého kuželu, zachovávající přitom elipsovité tvar půdorysu ■  
Fig. 3 The spire follows a konoid tapered tower, maintaining its elliptical form in section

Obr. 4 Štíhlá část věže byla vyrobena pouze z prefabrikovaných prvků, prstenců o výšce až 6,9 m ■  
Fig. 4 The spire of the tower was made entirely of precast concrete, constructed in complete rings up to 6,9 m high

Obr. 5 Vnitřní šestiúhelníky byly vyrobeny v přehle a na staveništi byly dopraveny různými jeřáby včetně jednoho z největších na světě ■  
Fig. 5 The internal hexagon was precast off-site in a factory environment and lifted into place on site using a variety of cranes including one of the largest in the world





2



3



4



5



6



7



8a



8b

Obr. 6 Jakmile byly vnitřní šestiúhelníky uloženy, byly propojeny výztuží a spoje byly zalaty betonem ■ Fig. 6 Once the internal hexagon was placed, steel reinforcement was inserted and an in-situ pour completed

Obr. 7 Základy věže jsou zaraženy do hloubky 24 m do štěrkového podloží a jsou zpevněny betonem ■ Fig. 7 The footings for the tower are driven 24 m into the natural dense gravels and reinforced with concrete

Obr. 8a, b Inspirací pro návrh majáku byly prastaré arabské tradice, místní umělecká díla a architektonické detaily ■ Fig. 8a, b Design for the Beacon draws inspiration from ancient Arabic maritime traditions, regional artwork and architectural detailing

Obr. 9 Západ slunce ■ Fig. 9 A sunset view of the Beacon



9

Prvních 22 m výšky má tvar skořepiny se dvěma opačnými křivostmi, typický pro vodárenské věže či letištní řídicí věže tvaru rotačního hyperboloidu. Výše věž pokračuje ve tvaru štíhlého komolého kuželu s eliptickým řezem. Plášť věže je zdůrazněn šestiúhelníkovým děrováním (obr. 3). Zatímco mnohoúhelníky spodní části mají velmi nepravidelný tvar průměru až 5 m, směrem nahoru se tvar uklidňuje do pravidelného šestiúhelníku s průměrem 0,3 m. Do vnitřního prostoru výšky až 12 m vedou čtyři vstupní brány.

Vzhledem k velkému množství otvorů a diskontinuitám vstupních bran se celá konstrukce chová spíše než jako čistá skořepina, jako obrovský prostorový rošt ze spojených nosníků. O to složitějším úkolem bylo rozdělení konstrukce na prefabrikované a monolitické části tak, aby mohly být splněny požadavky na kvalitu povrchů.

Spodních 22 m konstrukce je sestaveno ze 187 šestiúhelníkových prefabrikovaných betonových hranolů váhy 2,7 až 18 t. Stěny bloků s otvorem uvnitř mají v řezu kolmém na šestiúhelníkové podstavě tvar L. Po umístění bloku na patřičné místo a spojení se sousedním vznikl profil tvaru U, který byl na místě zmonolitněn vložením výztuže a zalitím betonem. Tak byl postupně sestavován prostorový rošt nesoucí konstrukci věže. Vnější i vnitřní povrchy věže tvoří pouze rozšířené okraje prefabrikovaných betonových bloků. Rozměry jednotlivých prefabrikovaných prvků se mění od 1 x 0,7 m při zemi po 0,55 x 0,45 m ve výšce 22 m.

Rám okolo vstupních otvorů vyžadoval vzhledem k vysoké koncentraci napětí v tomto místě výrazné ztužení. Proto bylo rozhodnuto vložit do otvoru ocelovou konstrukci svařenou v prostorový rám a obetonovat ji.

Horní část věže byla sestavována z uzavřených prstenců výšky až 6,9 m (nebo poloviční) složených předem z prefabrikovaných prvků (obr. 4). Všechny spoje byly po osazení segmentů vyztuženy a zality betonem. Tloušťka stěny věže se s růstem výšky postupně snižuje až na 0,18 m pod horním okrajem.

Z hlediska geometrie jednotlivých prefabrikovaných prvků neexistují na věži dva stejné. Zajistit výrobu, umístění a přesné osazení tolika rozdílných prvků byla logisticky náročná úloha.

#### VÝSTAVBA

Šestiúhelníkové prvky jsou vytvořeny kombinací prefabrikovaného a monolitického betonu. Vnitřní šestiúhelník byl vyroben v prefab a dopraven na staveniště. Během přesunu byly použity různé jeřáby včetně jednoho z největších na světě 550t mobilního jeřábu (obr. 5). Na přesném usazování těžkých prvků s tolerancí 20 mm spolupracovaly na staveništi čtyři týmy dělníků.

Když byly vnitřní šestiúhelníky usazeny, propojeny výztuží a spoje zality betonem, byly proti nim osazovány stejným postupem jejich vnější poloviny (obr. 6). Dramatická horní část věže je sestavena pouze z prefabrikovaných prvků.

Maják je umístěn v rekultivované oblasti, ve které je dostatečný prostor pro vybudování nového univerzitního přístavu. Výstavba v oblasti, do níž zasahuje příliv, si vyžádala vybudování několika ochranných hrází. Základy konstrukce tvoří 150 pilot průměru 750 mm zaražených do hloubky cca 22 m do štěrkového podloží (obr. 7). Devadesát z nich je pod vlastním objektem a šedesát ve vnějším prstenci. Piloty a jejich 2 m vysoké hlavy byly navrženy na přenesení vlastní váhy celé konstrukce, za-

tížení větrem a zemětřesením. Hlavy pilot jsou převázány 1,5 m vysokým pásem, do kterého bylo uloženo 1 500 m<sup>3</sup> betonu. Betonáž probíhala nepřetržitě ve dne i v noci a při ukládání byly používány současně tři pumpy.

500mm opěrný prstenec zajišťuje příčné ztužení konstrukce. V projektu byla používána epoxidem povlakovaná výztuž. Deska náměstí by dle návrhu měla být 400 mm silná avšak pro podporu 500t jeřábu při osazování nejtěžších prvků kolem vstupních otvorů bylo vyžadováno její zesílení na 600 mm.

#### MATERIÁLY

Vzhledem k požadované vysoké estetické kvalitě konečného povrchu objektu byl pro prefabrikované prvky vybrán bílý beton. Pro splnění požadavků na barvu a zejména trvanlivost byla předepsaná tlaková pevnost 40 MPa při obsahu cementu 440 kg/m<sup>3</sup>. Výsledky zkoušek ukázaly, že ve skutečnosti bylo dosaženo pevnosti až 60 MPa. Pro povlakovanou výztuž byla specifikována pevnost 420 MPa.

Hlavním kritériem návrhu konstrukce byla požadovaná životnost materiálů 100 let. Všechny prvky z prefabrikovaného betonu byly vyrobeny v prefábách vzdálených do 50 km od místa stavby, což zaručovalo splnění kritérií o udržitelném rozvoji z hlediska environmentálních požadavků. Pro výstavbu byly použity místní materiály a technologie pro svou trvanlivost a dlouhodobou životnost.

Článek byl poprvé uveřejněn v časopise Concrete Engineering International (Vol. 44, is. 6, July 2010).

Redakce děkuje redakci CEI za souhlas s uveřejněním českého překladu.

připravila Jana Margoldová

# KOSTEL CÍRKVE BRATRSKÉ V LITOMYŠLI CHURCH OF THE BRETHERN IN LITOMYŠLI



1

Zdeněk Fránek, Leoš Gurka

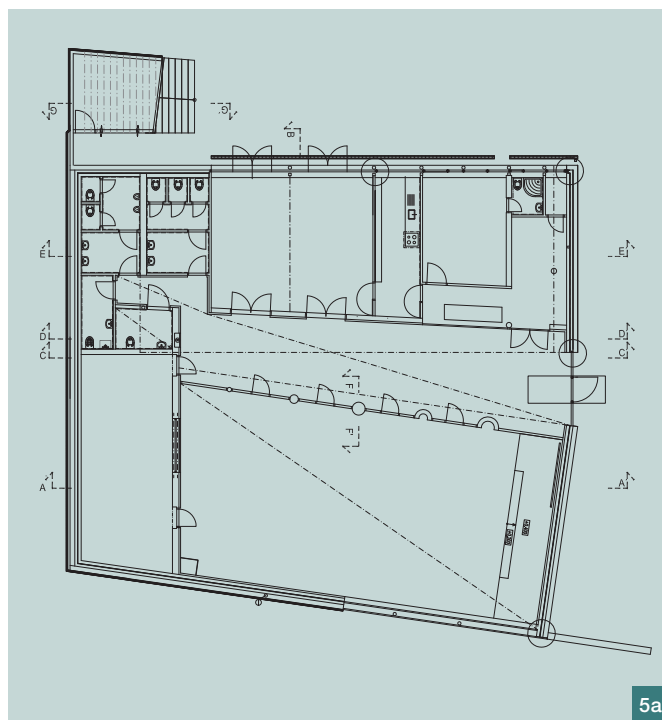
„Hlavními zprostředkovateli pro kontakt s Bohem mi zde byly pohledový beton a překližkové desky.“ Z. F. ■ “Surface concrete and plywood were the main mediators of my contact with God here.” Z. F.

„Bože tvé milosrdenství až k nebi sahá,  
až do mraků tvoje věrnost.“ Bible, Žalm 57,11

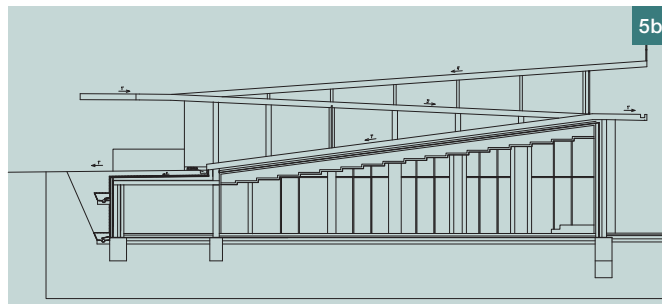
Stavba představuje cestu vzhůru. Cestu v perspektivě ubíhající do dále a jednotící princip země a nebe. Představuje také zhmotnění jasných idejí Církve bratrské ve svém materiálovém pojetí.

Objekt se zrodil celkem snadno a v průběhu jeho vzniku došlo k propojení řady lidských osudů, k řadě osudových setkání.

Pohledový beton jako hlavní materiál byl na počátku zvolen pro svou vlastnost překrýt velké rozpory a současně umožnil stavbu částečně ponořit pod terén. Pro své stále se zdokonalující vlastnosti ve vztahu k povětrnostním podmínkám umožnil v podstatě bez detailů abstrahovat strukturu „tak, jak byla odlita“. Dvojitá prosklená fasáda zde hraje svoji roli jednak ochrannou – akustická ochrana před vnějším hlu-



5a



5b



2

Obr. 1 Pohled na jižní fasádu ■  
Fig. 1 View of the South facade

Obr. 2 Inspirace pro návrh ■  
Fig. 2 Inspiration for the design

Obr. 3 Vizualizace ■ Fig. 3 Visualization

Obr. 4 Konečná podoba ■ Fig. 4 Final form

Obr. 5 Výkresová dokumentace, a) půdorys 1. NP, b) řez ■ Fig. 5 Drawings, a) plan of the 1st above-the-ground storey, b) section



3



4

Obr. 6 Pohledy na fasády, a) pohled na kostel od západu, b) východní fasáda se vstupem do kostela ■ Fig. 6 Views of the facades, a) West view of the church, b) East facade with the entrance to the church



kem, jednak architektonickou. Barva mléčného satínového skla opticky zesvětluje beton a interiér uzavírá do sebe. Je tušen jen skrze drobné větrací spáry v zasklení. Zadní fasáda je tvořena běžným rastrem obytných budov, jako zdůraznění odlišné funkce této části stavby.

### NOSNÉ KONSTRUKCE

Atypický objekt je navržen z monolitického železobetonu. Objekt má dvě křídla, jednopodlažní uliční pro hlavní prostor a dvoupodlažní pro zázemí, je zčásti zapuštěn do terénu a je členěn do dvou dilatačních celků.

### ZÁKLADY

Založení je navrženo na základových pasech z betonu C16/20 vyztužených ocelí 10 505 (R). Ze základových pasů byly vytaženy svíslé trny pro napojení železobetonových sloupů a stěn.

Základovou půdu v navržené hloubce založení tvořily dle provedení inženýrsko-geologického průzkumu šterkovité sedimenty třídy GC a G-F s dovoleným tabulkovým namáháním  $R_{dt} = 250$  kPa.

### SVISLÉ NOSNÉ KONSTRUKCE

Obvodové stěny tvoří sendvičová konstrukce – vnější železobetonová stěna tloušťky 220 mm z betonu C20/25, tepelná izolace tloušťky 150 mm a vnitřní přízdívka. Vnitřní podpory jsou zčásti železobetonové sloupky atypického průřezu a zčásti ocelové trubky TR 245/4 mm v uličním traktu, TR 152 x 5 a 100/5 mm nebo 2 x U 120 ve dvorním traktu. Průvlaky nad otvory tvoří ve velké většině samotná stropní deska.

Pro veškeré stěnové a sloupové železobetonové konstrukce byl použit samozhutnitelný beton a jejich povrchy jsou v pohledové kvalitě.

Obr. 7 Interiér, a) ústřední prostor kostela, b) centrální chodba ■ Fig. 7 Interior, a) central space of the church, b) central hall

Fotografie: 1 až 3, 5, 7a – archiv Fránek architects, 4, 6a, 6b, 7b – Lukáš Žentel, Galerie Zdeněk Sklenář

### VODOROVNÉ NOSNÉ KONSTRUKCE

Stropní konstrukci ve dvoupodlažní části tvoří monolitická deska z betonu C25/30 XC1 a oceli 10 505 (R) v tloušťce 220 mm. Spodní líc desky a průvlaků je v kvalitě pohledového betonu.

Střešní desky jsou z betonu C40/50 XD 3 a oceli 10 505 (R) v tloušťce 300 mm ve sklonu 3 až 7°, s krytím výztuže 20 mm. Střešní desky jsou navrženy na II. mezní stav tak, aby byly vodotěsné. Z tohoto hlediska je dále navržena celoplošná horní výztuž střešních desek a do betonové směsi byla s ohledem na omezení mikrotrhlinek přidána výztužná skleněná vlákna dle samostatného technologického předpisu. Ihned po betonáži byl povrch desek krogen a zakryt, aby nedošlo ke vzniku smršťovacích trhlin.

Projekt	Doc. Ing. arch. Zdeněk Fránek, Ing. Jiří Topinka, Ing. arch. Dana Raková, Ing. arch. Štěpán Dokoupil, Jakub Hrbata
Statika	Ing. Leoš Gurka, Ing. Martin Urubek
Cena	20 mil. Kč
Realizace	2008 až 2010



Ing. Leoš Gurka  
Pod Nemocnicí 2, 682 01 Vyškov  
e-mail: gurka@volny.cz

Ing. arch. Zdeněk Fránek  
Fránek Architects, Kamenná 13, 639 00 Brno  
tel.: 732 978 598, www.franekarchitects.cz



Nový kostel Církve bratrské v Litomyšli byl po dvou letech výstavby otevřen první prosincový víkend. V sobotu 4. prosince se uskutečnila slavnostní bohoslužba a odhalení kříže v průčelí, o den později byl po první ranní veřejné bohoslužbě kostel volně otevřen návštěvníkům až do večerních hodin (zdroj: [www.novykostel.cz](http://www.novykostel.cz), pozn. redakce).



# POUŽITÍ BARYTOVÝCH BETONŮ V PRAXI ■ USE OF BARITE CONCRETE IN PRACTICE

Jiří Tichý

V těchto dnech se chýlí k závěru práce na výstavbě Onkologického centra Fakultní nemocnice Plzeň-Lochotín. Pro zajištění ochrany okolí proti záření emitovanému terapeutickými lineárními urychlovači byl při stavbě stínících konstrukcí použit těžký beton s barytovým kamenivem. ■ *Works on the construction of the Cancer Centre of the Faculty Hospital in Pilsen-Lochotín are finishing these days. Concrete mix with barite aggregate has been used in the erection of the shielding structures for securing the protection of the surroundings from radiation emitted by the therapeutic equipment.*

Budova onkologického centra je situována do svažitého terénu v areálu Fakultní nemocnice Plzeň-Lochotín. Centrum tvoří dvě rozsáhlá podzemní podlaží půdorysných rozměrů 74 x 70 m, ve kterých jsou umístěny léčebné provozy, a pět nadzemních podlaží 16 x 72 m s lůžkovou částí. Zatímco na severní straně jsou podzemní podlaží situována pod úroveň upraveného terénu, v jižní části vycházejí zcela nad povrch. Ve východní části objektu je pod terénem ukryta hlavní část Onkologického centra se čtyřmi ozařovny s lineárními urychlovači (LU).

## OCHRANA PROTI ZÁŘENÍ

Pro léčebnou část onkologického centra bylo nutno zajistit ochranu okolí proti záření emitovanému čtyřmi terapeutickými LU. To je možno zajistit různými způsoby, nicméně jako nejekonomičtější vychází využití vlastní železobetonové konstrukce objektu. Výpočtem byla stanovena tloušťka stěn a stropů tak, aby jejich plošná hmotnost dokázala záření odstínit na přípustné hodnoty, stanovené příslušnou vyhláškou. V případě ozařoven Onkologického centra vycházela tloušťka stínících konstrukcí na 1,2 až 1,9 m.

Záření je emitováno z hlavičky lineárního urychlovače, která se pohybuje po kruhové dráze tak, aby se svazek primárního záření LU protínal v ohnisku, nacházejícím se v ozařované tkáni. V místech, kde primární svazek záření LU dopadá na stínící konstrukce, musí být stínění nejúčinnější, a proto právě zde byly použity těžké barytové betony (obr. 1)

(viz článek *Betony pro konstrukce stínění zdrojů ionizujícího záření*, Hobst L., Vítek L., *Beton TKS 6/2003*; pozn. redakce).

Terapeutické LU jsou v jednotlivých ozařovnách umístěny tak, aby jejich primární svazky směřovaly do jedné podélné roviny, čímž vznikl pás vnitřních společných stěnových a stropních konstrukcí procházející všemi ozařovny. Právě tyto konstrukce vyžadují vyšší stínící vlastnosti. Z dispozičních důvodů je vhodné zachovat obdobnou tloušťku stěn a stropů, jako v ostatních částech ozařoven, a proto bylo v tomto pásu navrženo použití stínícího těžkého barytového betonu o objemové hmotnosti v suchém zatvrdlém stavu 2 950 kg/m<sup>3</sup>. Ostatní stínící konstrukce proti sekundárnímu záření byly dimenzovány z běžného betonu (C16/20, cement SPC 325, zpracovatelnost S3).

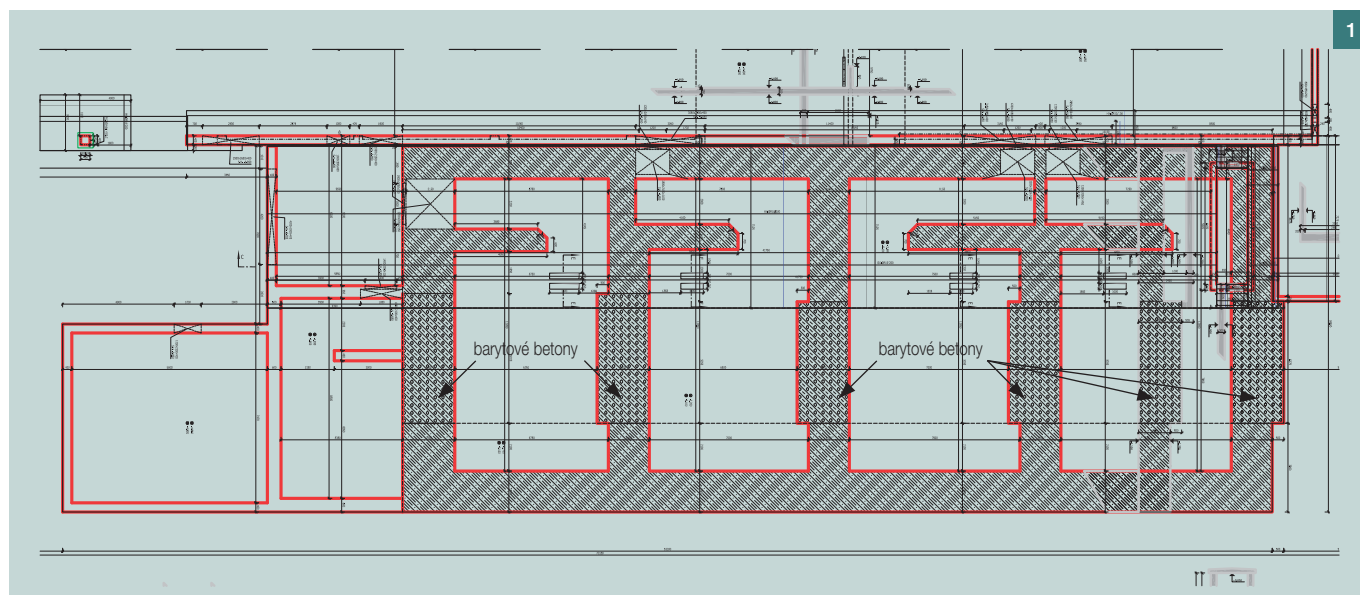
Stínící těžký čerstvý barytový beton je obtížně zpracovatelný i čerpatelný, a proto je nutné důsledně dodržovat speciální technologický postup při ukládání a zpracování a kontrolovat radiometrickými přístroji stěžejní parametry, kterými jsou homogenita a objemová hmotnost čerstvého betonu, ve všech fázích procesu. Před zahájením betonáže byla na referenčních vzorcích (kostkách) měřena objemová hmotnost čerstvého betonu a konečná objemová hmotnost po 28 dnech. Při vlastní výrobě všech stínících čerstvých betonů (obyčejných i těžkých) se porovnávala objemová hmotnost s výsledky zkoušek, aby případné odchylky v požadovaných parametrech byly odstraněny ihned na betonárně. V den betonáže barytových betonů nesměla betonárna vyrábět žádné jiné betony.

## Radiometrická kontrola

Radiometrickou kontrolu prováděli pracovníci Fakulty stavební VUT v Brně pomocí radiačních hutnoměrů nové generace (typ HIX), vyvinutých na Středisku radiační defektoskopie (FAST VUT v Brně).

Měření probíhalo ve dvou fázích:

- na smluvní betonárně při výrobě čerstvých stínících betonů (ve zkušební nádobě z každého autodomíchávače)
- na stavbě po uložení každé cca 300mm vrstvy a zpraco-





## RSTAB

Program pro výpočet rovinných i prostorových prutových konstrukcí

## RFEM

Program pro výpočet konstrukcí metodou konečných prvků

**Navrhování podle nových evropských norem**

**Demoverze zdarma ke stažení**

**www.dlupal.cz**

- Řada přídatných modulů
- Rozsáhlá knihovna profilů
- Snadné intuitivní ovládání
- 6 500 zákazníků ve světě
- Nová verze v českém jazyce
- Zákaznické služby v Praze

Ing. Software Dlubal s.r.o.  
Anglická 28, 120 00 Praha 2  
Tel.: +420 222 518 568  
Fax: +420 222 519 218  
E-mail: info@dlupal.cz

**Statika, která Vás bude bavit ...**

vání vysokofrekvenčními vibrátory s danou směrnou dobou vibrace cca 30 s.

### PRACOVNÍ SPÁRY

Zajištění vyhovujícího stínění uvedených konstrukcí vyžadovalo věnovat pozornost pracovním spárám. Obecně každá spára, ať ve svislé či vodorovné konstrukci, musela obsahovat zalomení o délce minimálně 300 mm, kolmé na rovinu konstrukce (tvar písmeno Z). Spáry ve stěnách byly bedněny, nebo vytvářeny pomocí b-systému (ztracené bednění do pracovních spár, *pozn. redakce*), ve stropech byly umísťovány v místech nad svislými konstrukcemi. Styk pruhů „běžných“ a barytových betonů ve stropech byl řešen tak, že

se jednotlivé (maximálně 1 m vysoké) pracovní úseky překrývaly (minimálně o uvedených 300 mm). Pracovní spáry byly navrženy, nebo schvalovány projektantem.

### PROSTUPY

Do všech technologických prostupů do prostorů ozařoven byly z důvodu zajištění stínění vloženy ocelové tvarovky speciálních tvarů s důrazem na přesné osazení do stanovených pozic. Tvarovky vkládané do bednění neměly mimořádné tolerance, byly podobně jako pracovní spáry navrženy tak, aby nevytvářely rovnou plochu rovnoběžnou se zářením. Prostupy VZT byly řešeny jako zalomené (písmeno Z), ocelové trubky pro kabely byly osazovány pod úhlem 45°.



Obr. 1 Půdorys ozařoven

■ Fig. 1 Ground plan of the radiation chambers

Obr. 2 Vázání armatury na základové desce

■ Fig. 2 Binding fittings on the foundation slab

Obr. 3 Betonáž prvních záběrů

■ Fig. 3 Concreting of the initial shots

Obr. 4 Stěny ozařoven připravené pro betonáž barytových betonů

■ Fig. 5 Walls of the rooms for exposing to radioactive irradiation prepared for placing of barite concretes



Obr. 5 Radiometrická kontrola barytových betonů ve stěnách ■ Fig. 5 Radiometric control of barite concretes in wall

Obr. 6 Radiometrická kontrola barytových betonů ve zkušební nádobě před čerpáním do bednění ■ Fig. 6 Radiometric control of barite concretes in a test can prior pumping them into a formwork

Obr. 7 Monolitická konstrukce ozařoven s dokončenou hydroizolací před zasypáním ■ Fig. 7 Monolithic structure of the radiation chambers with the finished hydroinsulation prior to filling

Obr. 8 Instalace zařízení ozařoven ■ Fig. 8 Installation of the equipment of the radiation chambers

## BETONÁŽ

Pro betonáž bylo použito běžné čerpadlo betonové směsi (rameno 42,5 m). Čerstvý beton byl zhutňován pomocí ponorných vysokofrekvenčních vibrátorů s minimálním průměrem vibrační hlavice cca 70 mm, čerstvý beton ve zkušební nádobě pro radiometrické měření byl zhutňován jedním menším ponorným vibrátorem.

V autodomíchávačích bylo dopravováno maximálně 5 m<sup>3</sup> čerstvého betonu. Hodinový výkon ukládaného čerstvého betonu byl zčásti ovlivněn jeho horší zpracovatelností a zčásti nutností provádění radiometrických zkoušek na každém autodomíchávači a každé 300 mm uložené vrstvě. Tento výkon se pohyboval v průměru 25 m<sup>3</sup>/hod.

## OŠETŘOVÁNÍ ČERSTVÉHO BETONU

Vzhledem k tomu, že šlo o masivní konstrukce, byl uložen požadavek na udržování vybetonovaných konstrukcí ve vlhkém stavu, než dosáhnou 70 % 28denní pevnosti. Stěny byly ponechány v bednění dva dny, poté zakryty textilií a kropeny nejméně sedm dní.

## ZÁVĚR

Barytové betony se vyskytují na stavbách výjimečně, a to především v případech, kdy mají funkci stínící. Vždy je třeba jim věnovat zvláštní pozornost a to jak s ohledem na důležitost budoucí ochrany zdraví před ozářením, tak i s ohledem

na jejich vysokou hmotnost, kdy vyžadují speciální opatření při dopravě a zpracování. V neposlední řadě také proto, že jejich cena je daleko vyšší oproti běžným konstrukčním betonům. V případě, že barytové betony se používají jako zátěžové konstrukce, není třeba dodržovat speciální bezpečnostní předpisy pro stínící konstrukce.

Investor	FN Plzeň
Generální projektant	K4, a. s.
Projektant statické části	Tobnys, s. r. o.
Návrh stínících betonů	Qualiform Slovakia, a. s.
Výpočet a radiometrická kontrola stínících konstrukcí	Fakulta stavební VUT v Brně
Generální dodavatel	Skanska, a. s., závod Čechy
Realizace železobetonového skeletu	Skanska, a. s., závod Monolitické konstrukce
Dodavatel čerstvých betonů	Berger Beton, s. r. o.
Realizace	prosinec 2008 až listopad 2010

Ing. Jiří Tichý  
Skanska a. s., závod Monolitické konstrukce  
Libalova 1/2348, 149 00 Praha 4-Chodov  
e-mail: jiri.tichy@skanska.cz

Fotografie: 1 až 3, 7, 8 – Skanska, a. s., 4 až 6  
– Ing. Lubomír Vítek, Ph.D., VUT Brno





Nabízíme  
zákazníkovi  
komplexní služby

Předmětem podnikání skupiny Skanska je stavební činnost, zejména dopravní, občanské, bytové, inženýrské a průmyslové stavby, dále development a Facility Management.

**Divize Betonové konstrukce** svým uspořádáním umožňuje nabídnout zákazníkovi provedení kompletní hrubé stavby v rámci jedné kupní smlouvy.

Vlastními kapacitami provede potřebné zemní i bourací práce, navrhne optimální založení stavby a vybuduje hrubou monolitickou nebo prefabrikovanou konstrukci. Na stavbu dodá beton z vlastních betonáren a ocelovou výztuž z vlastních armovent. Disponuje dostatečnou kapacitou mixů pro dopravu betonu, čerpadel betonových směsí pro jejich ukládání, vlastního bednění a potřebného stavu jeřábů.

Kontakty:

Skanska a.s.  
divize Betonové konstrukce  
Líbalova 1/2348  
149 00 Praha - Chodov

tel.: +420 267 095 777  
e-mail: skanska@skanska.cz

# OŠETROVANIE ČERSTVÉHO BETÓNU – 4. KONVENČNÝ NÁVRH OŠETROVANIA POMOCOU ĽAHKÉHO KAMENIVA ■ FRESH CONCRETE CURING – 4. CONVENTIONAL DESIGN OF CURING USING SATURATED LIGHTWEIGHT AGGREGATE

Peter Briatka, Peter Makýš

Na viacerých parametroch mladého i zrelého betónu sa podarilo preukázať, že metóda vnútorného ošetrovania je účinná a zmenou určitých parametrov vedie ku dosiahnutiu vyššej životnosti. Keď je už jasné, že vnútorné ošetrovanie pomocou nasýteného ľahkého kameniva (SLWA) je účinné, a teda vhodné pre betonársku prax, musíme si položiť a zodpovedať otázku: „Ako navrhnuť vnútorné ošetrovanie použitím SLWA?“ Význam správneho návrhu podčiarkuje aj skutočnosť, že proces ošetrovania je jednorázový a realizovaný počas výroby čerstvého betónu. Tým, že SLWA sa pridáva počas dávkovania základných zložiek betónu, sa z typického pomocného stavebného procesu stáva významný dielčik krok v návrhu čerstvého betónu. To znamená, že z doposiaľ podceňovaného procesu sa stáva operácia vyžadujúca hlboké znalosti technológie betónu a materiálového inžinierstva obzvlášť z oblasti materiálov na báze cementu. ■ On several parameters of pre-mature and mature concrete, it has successfully been proved that internal curing (IC) method is effective and by modification of certain characteristics leads to improvement of durability. Now, when it's been clarified that IC by saturated lightweight aggregate (SLWA) is effective and thus convenient to concrete producers and contractors, we have to raise and answer the question: "How to design the SLWA IC?". The importance of accurate design is highlighted by a fact that curing is one-shot process realized within fresh concrete production. By adding of SLWA within batching of essential concrete components, the typical auxiliary construction process becomes to be a notable step in fresh concrete design. Briefly, by now undervalued process is getting to be an operation requiring in depth knowledge on concrete technology and material science particularly in field of cementitious materials.

## VNÚTORNÉ OŠETROVANIE ĽAHKÝM KAMENIVOM A OBJEMOVÉ ZMENY V ČÍSLACH

Preukázalo sa, že vnútorné ošetrovanie (IC) použitím SLWA je (od dávky cca 18 objemových %) účinný spôsob ako eliminovať plastické zmršťovanie. Musí sa ale zdôrazniť, že ak sa voda obsiahnutá v SLWA uvoľní pri obmedzení plastického zmršťovania, nemôže sa ďalej uvažovať so samoošetrovaním betónu v štádiu autogénneho zmršťovania (AS) a zmršťovania vonkajším vysychaním (DS).

Doterajší výskum bol zameraný na účinnosť metódy v partikulárnych chemických a fyzikálnych dejoch. Komplexnému vyhodnoteniu poznatkov a zostrojeniu modelu chronologickej popisujúceho správanie sa betónov s IC v ktoromkoľvek okamihu veku (v ktoromkoľvek štádiu straty vody a mechanizme zmršťovania) sa doteraz nevenovala pozornosť alebo aspoň neboli publikované výsledky takejto práce. Rovnako nebol dodnes zostrojený ani model ako navrhovať IC použitím SLWA tak, aby bol použiteľný v praxi a zohľadňoval nadväzujúce alebo simultánne mechanizmy zmršťovania.

Rozsiahlejšiu prácu venovanú teoretickej podstate chemického zmršťovania a návrhu IC na jeho elimináciu publikoval v roku 2001 Jensen & Hansen [1]. Ich model je založený na teoretických základoch chemického zmršťovania, ktoré definoval už Powers modelom fázového rozdelenia cementového tmelu (pozri časť o superabsorbčných polyméroch v Beton TKS 2/2010). Bolo dokázané, že približne 0,23 g vody sa v priebehu hydratácie chemicky viaže na 1 g cemen-

tu. V cementovom géle (na povrchu jeho pevných častíc) je fyzikálne viazané asi 0,19 g vody na 1 g cementu. Zvyšná voda je v kapilárnych póroch cementového tmelu, odkiaľ je schopná migrácie (voľná voda). Na základe týchto troch „typov vody“ v betóne odvodil Powers objemové vzťahy pre hydratujúci cementový tmel. Súčet individuálnych fázových komponentov cementového tmelu doplnený o chemické zmršťovanie (CS) vedie ku vzťahu 1.

$$V_{GS} + V_{GW} + V_C + V_W + V_{CS} = 1 \quad [-], \quad (1)$$

kde  $V_{GS}$  značí pomerný objem hydratačných produktov [-],  $V_{GW}$  pomerný objem chemicky viazanej vody [-],  $V_C$  pomerný objem nezhydratovaného cementu [-],  $V_W$  pomerný objem voľnej vody v kapilárnych póroch [-] a  $V_{CS}$  pomerný objem vyprázdnených pórov – chemické zmršťovanie [-].

Jednotlivé zložky fázových komponentov v čase možno vyjadriť zjednodušenými vzťahmi (2) až (6), kde  $\alpha$  je stupeň hydratácie (podľa vzťahu 7),  $p$  je pôvodná pórovitosť (podľa vzťahu 8) a je rovná pôvodnému množstvu kapilárnej vody  $V_{W,i}$ ,  $\rho_C$  je hustota cementu (3 150 kg/m<sup>3</sup>),  $\rho_W$  je hustota vody (1 000 kg/m<sup>3</sup>). Jednotlivé koeficienty vo vzťahoch predstavujú pomery hustoty cementu a vody a objemového zastúpenia vody.

$$V_{CS} = 0,20(1-p)\alpha \quad [-] \quad (2)$$

$$V_W = p - 1,32(1-p)\alpha \quad [-] \quad (3)$$

$$V_{GW} = 0,60(1-p)\alpha \quad [-] \quad (4)$$

$$V_{GS} = 1,52(1-p)\alpha \quad [-] \quad (5)$$

$$V_C = (1-p)(1-\alpha) \quad [-] \quad (6)$$

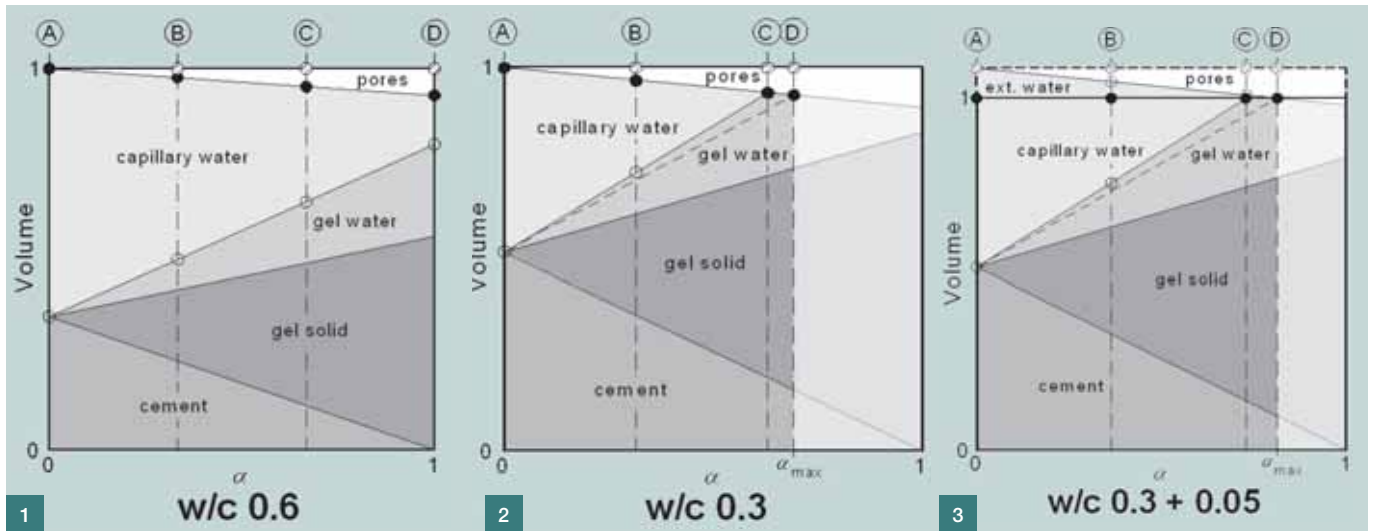
$$\alpha = \frac{C_H}{C} = \frac{w_{NON-E}}{w_{NON-E,i}} \quad [-], \quad (7)$$

kde  $\alpha$  je stupeň hydratácie [-],  $C_H$  množstvo zhydratovaného cementu [g],  $C$  celkové množstvo cementu [g],  $w_{NON-E}$  množstvo chemicky viazanej vody v cementovom géle [g] a  $w_{NON-E,i}$  pôvodné množstvo vody viazanej v cementovom géle [g].

$$p = V_{W,i} = \left( \frac{\frac{w}{C}}{\frac{w}{C} + \frac{\rho_W}{\rho_C}} \right) \quad [-] \quad (8)$$

Grafická interpretácia vzťahov (1) až (6) je uvedená na obr. 1 až 3. Ako už bolo uvedené, v cementovom tmele je asi 0,23 g vody na 1 g cementu viazaných chemicky a 0,19 g vody na 1 g cementu viazaných fyzikálne v cementovom géle. Podľa Powersa sa fyzikálne viazaná voda v cementovom tmele nezúčastňuje na hydratácii, ale aby mohla hydratácia kompletne prebehnúť, je potrebné dosiahnuť vodný súčiniteľ minimálne 0,42 (= 0,23 + 0,19), v opačnom prípade sa hydratácia zastaví.

Návrh zloženia betónu s vyšším vodným súčiniteľom



( $\geq 0,42$ ) je jedným z riešení, ako predísť samovysychaniu. Tým, že v čerstvom cementovom tmele je viac vody (viac kapilárnych pórov), sa po zhydratovaní cementu dosiahne väčšie množstvo vzduchových pórov. Vlastnosti betónu ako napríklad pevnosť, vodotesnosť a trvanlivosť sa tak znižujú. Preto je výhodnejšie dodávať vodu spotrebovanú na hydratáciu vo forme ošetrovacej vody.

$$V_C + V_{GS} + V_{GW} = 1 \quad [-] \quad (9)$$

Z rovnice (9) môžeme dosadením vzťahov (4) až (6) vyjadriť maximálny stupeň hydratácie  $\alpha_{\max}$  cementového tmele s určitým vodným súčiniteľom.

$$\alpha_{\max} = \frac{\rho}{1,12(1-\rho)} \quad [-] \quad (10)$$

Pomerný objem ošetrovacej vody pridanej pri miešaní do systému  $V_{EW,i}$  by sa mal rovnať chemickému zmrasteniu pri maximálnom stupni hydratácie  $\alpha_{\max}$  (obr. 2). Keďže pôvodná pórovitosť  $\rho$  sa rovná pomernému objemu pôvodnej kapilárnej vody  $V_{W,i}$ , môžeme dosadením vzťahu (10) do vzťahu (2) získať  $V_{EW,i}$  (vzťah (11)).

$$\begin{aligned} V_{EW,i} &= V_{CS} \\ V_{EW,i} &= 0,20(1-\rho) \frac{\rho}{1,12(1-\rho)} = \\ &= 0,18\rho = 0,18V_{W,i} \quad [-] \quad (11) \end{aligned}$$

Ak vyjadríme množstvo ošetrovacej vody a kapilárnej vody ako vodné súčinitele (vzťahy (12) a (13)), potom potrebné množstvo ošetrovacej vody pre dosiahnutie  $\alpha_{\max}$  (podľa vzťahu (10)) môžeme vyjadriť vzťahom (14).

$$\left(\frac{w}{c}\right)_E = \frac{V_{EW,i} \rho_W}{V_{C,i} \rho_C} \quad [-], \quad (12)$$

kde  $(w/c)_E$  značí dielčí vodný súčiniteľ ošetrovacej vody [-].

$$\left(\frac{w}{c}\right) = \frac{V_{W,i} \rho_W}{V_{C,i} \rho_C} \quad [-] \quad (13)$$

$$\left(\frac{w}{c}\right)_E = 0,18 \left(\frac{w}{c}\right) \quad [-] \quad (14)$$

Vzťah (14) je platný len pre  $w/c \leq 0,36$ . Pre betóny s vyšším vodným súčiniteľom je pre dosiahnutie  $\alpha_{\max} = 1$  potrebné menšie množstvo ošetrovacej vody. Powersov model stanovuje interval vodného súčiniteľa, kedy je možné dosiah-

Obr. 1 Model chemického zmrastovania a zmeny fáz zložiek cementového tmele pri vysokom vodnom súčiniteľi (0,6) [2]

■ Fig. 1 Model of chemical shrinkage and changes in state of cement paste components with high water cement ratio (0,6) [2]

Obr. 2 Model chemického zmrastovania a zmeny fáz zložiek cementového tmele pri nízkom vodnom súčiniteľi (0,3) [2]

■ Fig. 2 Model of chemical shrinkage and changes in state of cement paste components with low water cement ratio (0,3) [2]

Obr. 3 Model chemického zmrastovania a zmeny fáz zložiek cementového tmele pri nízkom vodnom súčiniteľi (0,3) a ošetrovaní

0,05 [2] ■ Fig. 3 Model of chemical shrinkage and changes in state of cement paste components with low water cement ratio (0,3) and with curing 0,05 [2]

nuť kompletnú hydratáciu  $\alpha_{\max} = 1$ , ako  $0,36 \leq w/c \leq 0,42$  ak platí, že sumárny vodný súčiniteľ zahŕňajúci kapilárnu vodu a pôvodnú ošetrovaciu vodu je minimálne 0,42 (vzťah (15)). Preto potrebný dielčí vodný súčiniteľ ošetrovacej vody  $(w/c)_E$  sa počíta zo vzťahu (16) a schematicky je princíp výpočtu zobrazený na obr. 4.

$$\left(\frac{w}{c}\right) + \left(\frac{w}{c}\right)_E \geq 0,42 \quad [-] \quad (15)$$

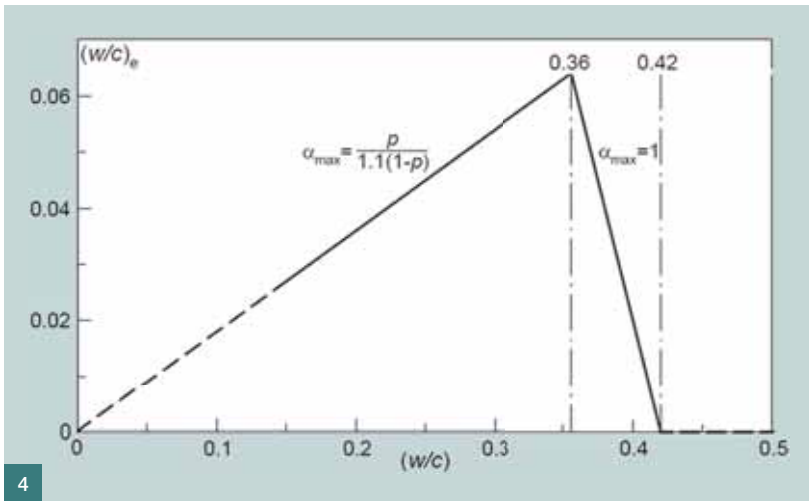
$$\left(\frac{w}{c}\right)_E \geq 0,42 - \left(\frac{w}{c}\right) \quad [-] \quad (16)$$

#### OD VODY KU KAMENIVU

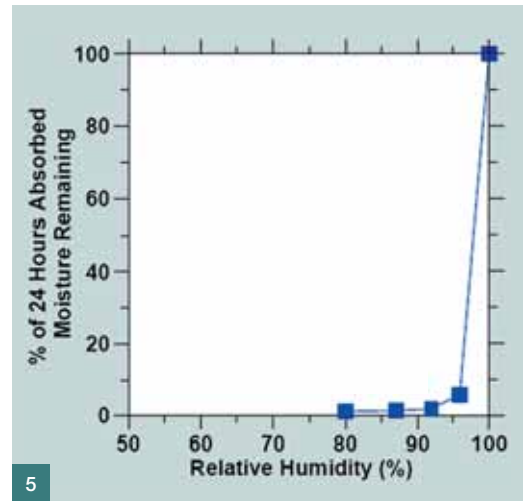
Tým, že sa zistí množstvo vody  $V_{EW,i}$  na vnútorné ošetrovanie, sa výpočet ešte nekončí. Musíme navrhnuť množstvo LWA, pomocou ktorého sa toto množstvo vody do betónu zabuduje. V prvom rade musíme poznať nasiakavosť  $W_A$  ľahkého kameniva stanovenú podľa STN EN 1097-6 alebo ASTM C 128-07. Nasiakavosť LWA použitého v štúdiu vplyvu IC na plastické zmrastovanie bola zistená 10,5 % [3]. LWA bežne dostupné na európskom trhu dosahuje nasiakavosť (po 2 h) cca 5 až 7 %. Za predpokladu, že LWA je schopné uvoľniť všetku absorbovanú vodu pri  $RH \geq 80$  % (obr. 5), možno hmotnostnú dávku LWA vypočítať podľa základného vzťahu (17), ktorého úpravou na doposiaľ používané veličiny sa získa reálne použiteľný výpočtový vzťah (18).

$$M_{LWA} = \frac{M_{EW,i}}{\frac{W_A}{100}} \quad [\text{kg}], \quad (17)$$

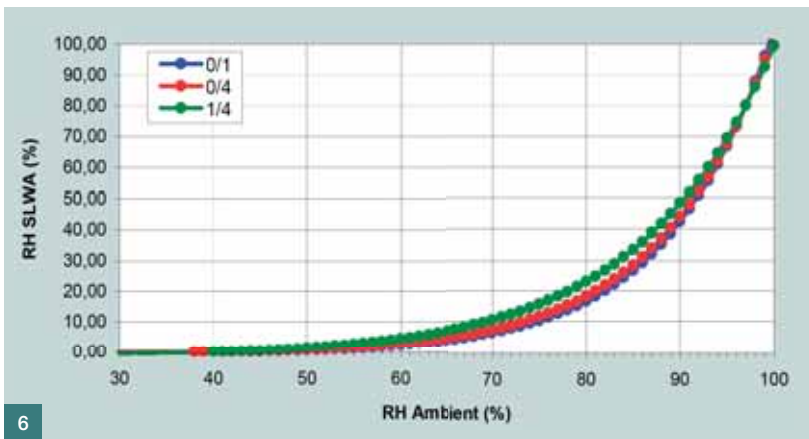
kde  $M_{LWA}$  je hmotnostná dávka ľahkého kameniva na IC [kg],  $M_{EW,i}$  hmotnosť potrebnej dávky vody na IC [kg] a  $W_A$  nasiakavosť kameniva (v tomto prípade ľahkého kameniva) [%].



4



5



6

Obr. 4 Minimálne množstvo dodanej ošetrovacej vody pre dosiahnutie kompletnej hydratácie [1]

■ Fig. 4 Minimum of supplied external curing water to reach complete hydration [1]

Obr. 5 Strata vlhkosti SLWA v závislosti od vlhkosti okolitého prostredia (USA) [3]

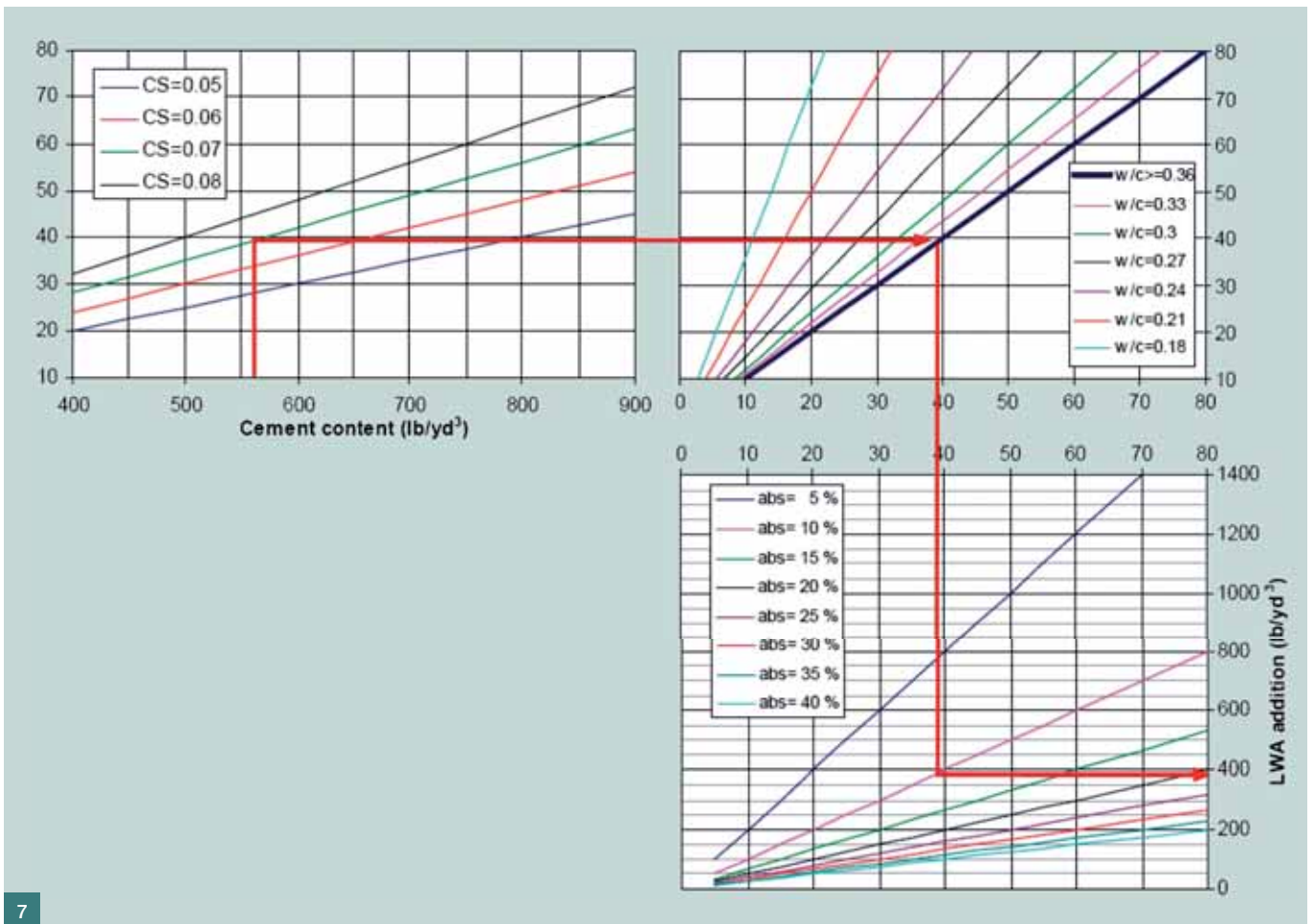
■ Fig. 5 Moisture loss of SLWA in dependence on ambient relative humidity (USA) [3]

Obr. 6 Strata vlhkosti SLWA v závislosti od vlhkosti okolitého prostredia (Európa)

■ Fig. 6 Moisture loss of SLWA in dependence on ambient relative humidity (Europe)

Obr. 7 Nomogram návrhu množstva LWA na vnútorné ošetrovanie betónu [5]

■ Fig. 7 Nomograph of design of LWA amount for internal curing of concrete [5]



7

$$M_{LWA} = \frac{\left(\frac{w}{c}\right)_E V_{C,i} \rho_{C,i}}{\frac{W_A}{100}} \quad [\text{kg}] \quad (18)$$

Iný výpočtový vzťah pre určenie hmotnostnej dávky LWA stanovil Bentz [4], vzťah (19), ktorý sa vo viacerých prácach zaoberal vnútorným ošetrovaním betónu a vlastnosťami betónov s IC. Grafické riešenie vzťahu (19) ponúka obr. 6.

$$M_{LWA} \geq \frac{C V_{CS} \alpha_{\max}}{S \Phi_{LWA}} \quad [\text{kg}], \quad (19)$$

kde  $C$  značí dávku cementu [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ],  $V_{CS}$  chemické zmráštenie cementu [ $\text{g}$  vody/ $1\text{g}$  cementu],  $\alpha_{\max}$  maximálny očakávaný stupeň hydratácie [-],  $S$  stupeň nasiaknutia LWA v čase pridania do betónu (0-1) a  $\Phi_{LWA}$  meranou stratou vody z LWA [-].

## ZÁVER

Na základe prezentovaných informácií a výsledkov dlhoročného výskumu v oblasti betónu a materiálov na báze cementu je dnes možné spoľahlivo využívať metódu vnútorného ošetrovania pomocou SLWA. Ako už bolo uvedené, metóda je jednorázová a ireverzibilná. Zvýšená pozornosť preto musí byť venovaná správne a presne návrhu ošetrovania resp. LWA a výpočtu dávok. Uvedený postup prezentuje akýsi zjednodušený výpočtový manuál pre vnútorné ošetrovanie betónu nasiaknutým ľahkým kamenivom. V súčasnej dobe sa za spolupráce Stavebnej fakulty STU a TSÚS v Bratislave overuje komplexnejší návrhový model vnútorného ošetrovania použitím SLWA.

Ing. Peter Briatka

Technický a skúšobný ústav stavebný  
Studená 3, 821 04 Bratislava  
Slovensko  
e-mail: briatka.p@gmail.com



Doc. Ing. Peter Makýš, PhD.

Stavebná fakulta STU  
Radlinského 11, 813 68 Bratislava  
Slovensko



## Literatúra:

- [1] Jensen O. M., Hansen P. F.: Water-entrained cement-based materials, 1. Principles and theoretical background, Cement and Concrete Research, Vol. 31, USA, 2001, pp. 647–654
- [2] Lura P.: Power's Model, Workshop Reducing Early Age Cracking in Concrete Today, held at Purdue University, West Lafayette, 2008
- [3] Henkenseifken R., Briatka P., Bentz D., Nantung T., Weiss J.: Plastic shrinkage cracking in internally cured mixtures made with pre-wetted lightweight aggregate, Concrete International, Vol. 32, No. 2, American Concrete Institute, Farmingtonhills, 2010
- [4] Bentz D. P., Lura P., Roberts J. W.: Mixture Proportioning for Internal Curing, Concrete International, Vol. 27, No. 2, American Concrete Institute, Farmingtonhills, 2005
- [5] Bentz D. P.: Internal Curing Lightweight Aggregates – Part I, Workshop Reducing Early Age Cracking in Concrete Today, held at Purdue University, West Lafayette, 2008
- [6] STN EN 1097-6+A1 Skúšky na stanovenie mechanických a fyzikálnych vlastností kameniva. Časť 6: Stanovenie objemovej hmotnosti zŕn a nasiakavosti. Zmena A1
- [7] ASTM C 128-07 Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Fine Aggregate

# SÍLA ZKUŠENOSTI

Mott MacDonald je jedna z najväčších medzinárodných projektových, inžinierskych a poradenských spoločností

Mott MacDonald Praha poskytuje služby v mnoha oblastiach inžinierskeho poradenstvá a projektového managementu. Jedná sa o poradenské služby, zpracování studií ekonomického hodnocení, zpracování a posuzování všech stupňů projektové dokumentace, řízení a supervize projektů.

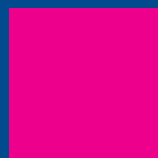
Oblasti činnosti:

- Silnice a dálnice
- Železnice
- Mosty a inžinierské konstrukce
- Tunely a podzemní stavby
- Vodní hospodářství
- Životní prostředí
- Geodetické práce
- Grafické aplikace
- Inženýring a konzultační činnost

Kontakt:

Mott MacDonald Praha  
Ing. Jiří Petrák

T + 420 221 412 800  
E czech@mottmac.com



# DRUHÁ ETAPA OPRAVY KARLOVA MOSTU ÚSPĚŠNĚ UKONČENA ■ SUCCESSFUL FINISH OF THE SECOND STAGE OF CHARLES BRIDGE REPAIR

Daut Kara, Antonín Brnušák

Po třech letech byla úspěšně dokončena oprava mostovky a zábradlí Karlova mostu. Pronikání vody do konstrukce způsobilo havarijný stav významných částí konstrukce. Docházelo k degradaci pískovcových kvádrů, hrozilo zřícení zábradlí. Cílem opravy proto bylo ochránit Karlův most před zatékající agresivní vodou. To se v plné míře podařilo. Svědčí o tom vysychající podhledy jednotlivých kleneb i pozoruhodný pokles vlhkosti v dutinách mostu. ■ The repair of the deck and railing of Charles Bridge was finished after three years of intensive work. Disrepair of the critical parts of the bridge had been caused by water leakage through the structure. The stone railing was in danger of collapse and the sandstone ashlars were deteriorating. Protection of the bridge against aggressive water was the main objective of the repair. All the aims were fully achieved. Not only the drying-out of vaults soffits but also an incredible decrease of moisture in the bridge cavities shows evidence of the success of the repair.

Pečlivá příprava této opravy trvala více než pět let. Na základě provedených průzkumů a výpočtů bylo třeba rozhodnout, zda je nutný rozsáhlý zásah do konstrukce, nebo bude provedena šetrnější alternativa opravy. Pro objektivní posouzení obou navržených variant Magistrát hlavního města Prahy jmenoval odbornou koordinační komisi pro opravu Karlova mostu složenou z památkářů, geologů, statiků a dalších odborníků. Komise po podrobném posouzení všech aspektů a připomínek rozhodla o tom, že oprava bude provedena šetrnějším způsobem bez přerušování provozu pěších na mostě.

## HLAVNÍ CÍLE DRUHÉ ETAPY OPRAVY

Zatímco první etapa opravy zabezpečila plošné základy mostu proti podemletí, hlavním úkolem druhé etapy bylo trvale zabránit srážkové vodě v dalším pronikání do konstrukce mostu. Současně bylo třeba řešit havarijný stav parapetního zábradlí, které bylo prakticky po celé délce mostu odtrženo od podkladu. Vysunutí a naklonění poškozeného zábradlí místy dosahovalo až 30 mm. V tomto stavu nebylo schopno vzdorovat normovému zatížení.

Při provádění těchto prací bylo zjištěno, že největší množství vážně poškozených kamenů se nachází pod úrovní chodníku. S ohledem na zajištění dostatečné životnosti konstrukce po opravě bylo rozhodnuto, že není možné v konstrukci parapetů ponechat kameny, u nichž není záruka životnosti alespoň padesát let a jejichž povrchová pevnost nezaručuje trvalé spojení s izolací.

## POSTUP OPRAVY

Zahájení opravy v srpnu 2007 předcházela několikaletá příprava. Od samého začátku se na přípravě projektu podíleli pracovníci Národního památkového ústavu z archeologického oddělení pracoviště Praha a z oddělení architektury a urbanismu ústředního pracoviště. Projektové, průzkumné i náročné vědecké práce řídila Odborná koordinační komise pro opravu Karlova mostu, vedená náměstkem primátora. Projekt opravy Karlova mostu řešil nejen opravu mostovky, ale i opravu kamenného pláště a byl podrobně projednán a schválen všemi zúčastněnými organizacemi.

Současně bylo třeba rozhodnout o výběru kamene vhod-

ného pro náhradu vážně poškozených bloků. Po pečlivém zkoumání všech typů kamenů použitých při stavbě a opravách bylo rozhodnuto, že nejvhodnějším kamenem je permokarbonská arkosa. Ta byla těžena ve zrušených lomech u Kamenných Žehrovců a na Kralupsku. V současné době tak není na našem území jediný lom, ve kterém by se tento kámen těžil a otevření nového lomu je dlouhodobá záležitost. Proto pracovníci Karlovy univerzity doporučili pískovec podobných vlastností z lomu v obci Kocbeře u Dvora Králové.

## ZPŮSOB ODVODNĚNÍ MOSTU

Pro mostní izolaci bylo zapotřebí vytvořit dostatečně pevný podklad, který by zaručil její dlouhodobou funkci. Povrch podkladové vrstvy byl vyspádován tak, aby voda proniklá na izolaci měla možnost odtékat. Tuto funkci plní vyrovnávací a spádový beton (C30/37-XF1) uložený na výplňovou vrstvu z kameniva zpevněného cementem, separovanou od podkladu geotextilií. Vyrovnávací a spádový beton byl důsledně rozdělen dilatačními spárami a oddělen od parapetního zábradlí.

Jako izolační vrstva byla zvolena stříkaná dvousložková izolace z methyl metakrylátové pryskyřice – Eliminátor. Tato izolace je pružná, schopná svojí tažností pokrýt i případné nově vzniklé trhliny. Na izolaci poskytuje dodavatel záruku plné funkce na třicet let. U parapetního zábradlí bylo třeba ukončení izolace vyřešit kompromisem. Pro dokonalou ochranu pískovcových kvádrů by bylo vhodné ukončit izolaci několik centimetrů nad úroveň chodníku. Dle požadavku památkářů však byla izolace ukončena 20 mm pod úroveň dlažby.

Odtok vody s povrchu izolace je zabezpečen drenážní rohoží a podélnými kanálky vyplněnými mezerovitým plastbetonem, které jsou napojeny přímo na odvodňovače. Odvodnění využívá stávající chrliče, do nichž jsou jednotlivé odvodňovače zaústěny.

Zachování provozu pěších po celou dobu opravy si vyžádalo provádět práce postupně po polovinách jednotlivých polí a za trvalého dozoru veřejnosti. Znamenalo to časté napojování izolace, provizorní napojování nové a staré dlažby, mnohdy se značným výškovým rozdílem.

## BEZDŮVODNĚ AGRESIVNÍ OPONENTURA OPRAVY

Je všem známo, že oprava byla vystavena rozsáhlé kritice. Bohužel média naslouchala hlavně těm kritizujícím. Tak vznikaly různé poplašné zprávy, které lze snadno vyvrátit:

### Bylo vyměněno zbytečně moc kamenů?

Tato fáma vznikla díky pracovnícím památkové inspekce, které špatně pochopily porovnání závěrů předběžného průzkumu provedeného pracovníky Karlovy univerzity. Ve skutečnosti se vyměnilo méně kamenů, než tento průzkum předpokládal. Těžko zde mohla vzniknout nějaká velká disproporce, když členem komise, která rozhodovala o výměně jednotlivých kamenů, byl i zpracovatel zmíněného průzkumu.

Potvrzením, že tato komise jednala zodpovědně, je např. první pole nad břehem Kampy (pole č. XI). Povodní strana zábradlí byla opravena v roce 2008 a bylo zde vyměněno osmdesát šest kamenů. Druhá strana byla podle požadav-



Obr. 1 Omezení provozu na mostě z důvodu opravy již patří minulosti  
 ■ Fig. 1 Traffic restrictions due to the repair are over now

Obr. 2 Pro zamezení vnikání vlhkosti do mostu probíhala oprava pod provizorním zastřešením ■ Fig. 2 To reduce water leakage into the bridge during the repair, works were carried out under the temporary shelter



ku památkářů vybrána k tomu, aby byla opravena restaurátorským způsobem. Znamenalo to použití takových technologií, které by umožnily zachovat v konstrukci větší počet původních kamenů, než v ostatních polích. Práce byla svěřena významnému restaurátorovi, nesporné autoritě v oboru. Výsledkem je, že na tomto úseku zábradlí bylo vyměněno devadesát kamenů. Tedy o čtyři více, než na protější straně mostu. Přitom obě strany byly přibližně stejně zachovalé.

Není důležité, jestli o čtyři více, nebo méně. Podstatné je, že chtěl-li restaurátor, aby jeho dílo bylo schopno dlouhodobě plnit svoji funkci, musel při hodnocení kamenů postupovat prakticky stejně, jako se postupovalo na celém mostě. Dobře to dokresluje i následující informace. Památkáři rozhodli, aby k náhradě starých kamenů v tomto poli bylo použito co nejvíce kamenů vyřazených v průběhu opravy. Bylo vtipováno šestnáct takových kamenů, vesměs malých rozměrů. Na úložišti je jedenáct set vyřazených kamenů a najít mezi nimi materiál na výrobu těch šestnácti se podařilo jen s velkými obtížemi.

### Cenné kameny skončily v drtičce?

Zlomyslnější pomluvu je těžké vymyslet. Jenom není jasné, proč by se tak mělo dít. Do drtičky byl odeslán jenom odpad bez jakékoliv technické i historické ceny. Byly to převážně produkty poslední opravy z roku 1970, tedy nekvalitní „obkladní“ desky z božanovského pískovce spojené s původním zdivem cementovou injektážní směsí. Pokud to byly starší kameny, jednalo se pouze o drobné úlomky.

### Má zdivo širší spáry než před opravou?

Tady je vysvětlení velmi jednoduché. Nové zdivo je složeno z původních kamenů nebo rozměrových replik původních kamenů. Pokud se tedy nezměnila vzdálenost mezi podstavci soch, musí být průměrná šířka styčných spár stejná jako dříve. S ložnými spárami je to stejné, jenom místo vzdálenosti mezi podstavci soch si dosadíme výšku zábradlí.

### Nesmyslné dilatační spáry u pilířů?

Prý by stačilo použít méně pevnou maltu. Karlův most je ale přes 500 m dlouhá zděná konstrukce, založená pevně na patnácti pilířích a dvou koncových opěrách. Poměrně jednoduchým výpočtem můžeme dokázat, že pro úplné vylou-

čení trhlin by použitá malta musela mít tažnost cca 6 %. Taková malta však neexistuje.

### DALŠÍ PROVEDENÉ PRÁCE

Součástí opravy byla také instalace sond měřících teplotu a vlhkost výplňového zdiva v různých částech konstrukce mostu. Měření v sondách upřesní materiálové charakteristiky zdiva mostu nutné pro výpočet deformací mostní konstrukce a mohou také monitorovat funkci hydroizolace.

Byla dokončena instalace plynového osvětlení a dokončuje se nové slavnostní osvětlení mostních kleneb. Atraktivní novinkou se stane boční osvětlení soch speciálními světly ukrytými za zábradlím. Tato světla se vždy rozsvítí jen na omezenou dobu, sochy tak vystoupí ze tmy a pražské panoráma tak dostane novou zajímavou podobu.

### ZÁVĚR

Konstrukce Karlova mostu bude po opravě bezpečná a její životnost je prodloužena. Hydroizolace zamezí další degradaci pískovcového zdiva i konstrukční výplně kleneb. Zábradlí je dlouhodobě stabilizováno a nemělo by docházet k jeho vyklánění. Další připravovanou etapou bude oprava zdiva poprsních zdí, kleneb a pilířů mostu.

Príspevek spoločne zpracovali zástupci zhotovitele opravy, společnosti SMP CZ, a. s., a mandátáře investora, společnosti Mott MacDonald Praha, spol. s r. o.

Ing. Daut Kara  
 Mott MacDonald Praha, spol. s r. o.  
 Národní 15, 110 00 Praha 1  
 tel. 221 412 810, e-mail: daut.kara@mottmac.com



Ing. Antonín Brnušák  
 SMP CZ, a. s., Divize 1  
 Evropská 1692/37, 160 41 Praha 6  
 tel. 222 185 220, e-mail: brnusak@smp.cz



# SANACE A ZESÍLENÍ NÁSTUPIŠTNÍCH PŘÍSTŘEŠKŮ VE STANICI ČESKÉ VELENICE ■ RECONSTRUCTION AND STRENGTHENING OF STATION ROOFINGS AT RAILWAY STATION CESKE VELENICE

Vladimír Vančík, Pavel Kormaňák

Příspěvek popisuje rekonstrukci železobetonových přístřešků na nástupištích v železniční stanici České Velenice. Přístřešky tvaru hyperbolického paraboloidu byly postaveny ve druhé polovině čtyřicátých let minulého století podle projektu profesora Hacara. Nezbytným předpokladem úspěšné rekonstrukce byl podrobný statický přepočít, pro zesílení bylo využito uhlíkových tkanin. ■ The article describes the reconstruction of station roofings at railway station Ceske Velenice. The hyper shaped roofing structures were built in the middle of last century according to a design of Prof. Hacar. The main condition of a successful reconstruction was a detailed structural analysis, the strengthening was designed using carbon fibre reinforced sheets.

Na konci druhé světové války bylo nádraží v Českých Velenicích vybombardováno a v roce 1948 byly na nástupištích postaveny nové přístřešky. Autorem návrhu skořepinové železobetonové konstrukce byl akademik Bedřich Hacar, pozdější ředitel Kloknerova ústavu a přední český odborník na železobetonové konstrukce (obr. 1).



Mezi jeho další známá díla patří zastřešení haly v Šumperku, nosná konstrukce zastřešení plaveckého stadionu v Podolí, Podolská vodárna ad.

Přístřešky se vlivem nedostatečné údržby dostaly do špatného stavebního stavu a uvažovalo se i o jejich demolici. Rekonstrukce přístřešků byla řešena v rámci stavby modernizace koridoru a přáním investora i zástupců města bylo jejich zachování.

## POPIS KONSTRUKCE

Železobetonové skořepinové přístřešky stojí v železniční stanici České Velenice na nástupišti u výpravní budovy a na ostrovních nástupištích.

Přístřešky ostrovního nástupiště sestávají z jednotlivých betonážních dílů (segmentů) o půdorysných rozmě-

rech 8,15 x 9,8 m, které svým tvarem připomínají obrácený deštník obdélníkového půdorysu. Horní povrch každého segmentu zastřešení je vyspádován do středu nad sloup, středem sloupů jsou vedeny svody dešťové kanalizace.

Přístřešky u výpravní budovy jsou půdorysně menší (8,15 x 5,55 m) a mezi- lehly prostor mezi přístřešky a výpravní budovou je rovněž zastropen. Zastropení bylo provedeno ze sklobetonových tvárníc (luxfer), osazených v železobetonových roštích mezi přístřešky a výpravní budovou.

Konstrukce jednoho segmentu přístřešku je navržena jako monolitická železobetonová skořepina tloušťky 80 mm tvaru hyperbolického paraboloidu, vyztužená žebry a podepřená sloupem vetknutým do základové patky. Sloupy jsou osmiúhelníkového průřezu s průměrem opsané kružnice 450 mm. Segmenty byly po třech, respektive po čtyřech spojeny do jednoho dilatačního celku. Tvar přístřešků je zřejmý z obr. 2 a 3.

Skořepiny jsou v obou půdorysných osách podporovány celkem čtyřmi nosnými žebry, která jsou vykonzolována z centrálních sloupů. Tato nosná žebra jsou široká 186 mm a mají proměnnou výšku od 70 do 385 mm. Po obvodě jsou dále navržena vyztužná lemující žebra o průřezu 160 x 190 mm, která působí jako táhlo (obruč) skořepinové konstrukce.

Hlavní příčinou špatného stavebního stavu přístřešků byla nedostatečná údržba, nízká kvalita provedených oprav a neodborné a necitlivé zásahy do konstrukce, jako byly prostupy pro elektroinstalaci a způsob zavěšování informačních tabulí. Nefunkční izolace umožnila zatékání vody do konstrukce (obr. 4), což na mnoha místech způsobovalo odpadávání krycí vrstvy betonu a obnažování a korozi vyztuže.

## STAVEBNĚ TECHNICKÉ PRŮZKUMY

Konstrukce přístřešků byla postupně podrobena třem stavebně-technickým průzkumům.

První průzkum z roku 2000 stano- vil pevnost betonu, vyztuž sloupů

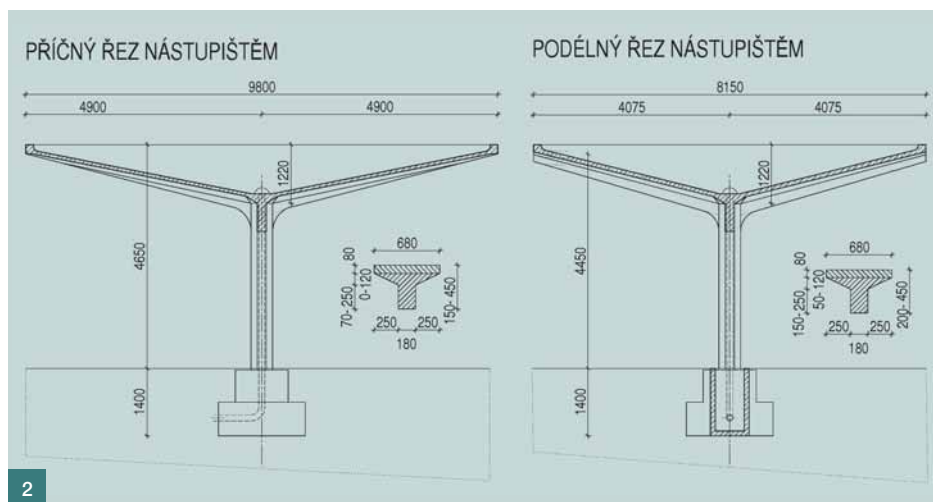
a žeber. Pro stanovení pevnosti betonu bylo použito Schmidtovo kladívko a pro statické posouzení konstrukce bylo doporučeno uvažovat beton třídy B15 a vyztuž 10216 s pevností 180 MPa.

Doplňující průzkum byl proveden v roce 2008 již v průběhu zpracování podrobného projektu rekonstrukce za účelem ověření a zpřesnění výsledků předběžného průzkumu. Tento průzkum nepřinesl žádné nové informace, pouze potvrdil nízkou kvalitu betonu B15, která velice komplikovala statický návrh sanace. Zjištěná pevnostní třída betonu se však jevila jako nereálně nízká s ohledem na skutečnost, že konstrukce přístřešků po padesáti letech životnosti nevykazovala žádné větší statické poruchy.

Výsledky obou průzkumů byly doplněny o údaje z dochované projektové dokumentace a chybějící podrobnosti vyztuže byly extrapolovány na základě odborného odhadu zpracovatele projektu. Přesto se však statický posudek konstrukce jevil nadále jako problematický, první výpočty s hodnotami z průzkumů prokazovaly, že konstrukce nevyhovuje. Uvažované možnosti zesílení železobetonové konstrukce přístřešků byly obtížně proveditelné a zvažovala se i demolice konstrukcí, která však byla pro investora nepřijatelná. Proto byl na objednávku zpracovatele návrhu rekonstrukce v dubnu 2008 proveden třetí diagnostický průzkum. Zpracovatelem průzkumu byl Doc. Ing. Jiří Dohnálek, CSc. Poloha sond je zakreslena na obr. 5, detail sondy č. 6 je na obr. 6.

V tomto průzkumu bylo s ohledem na jemnozrnou skladbu betonu použito metody Maškova špičáku a konstatovány byly hodnoty pevnosti betonu v rozmezí 31 až 39 MPa. Dále byly provedeny destruktivní zkoušky a zde se hodnoty pohybovaly v intervalu 18,2 až 28,8 MPa. Protože u jádrových výtřtů menších průměrů platí, že výsledky jsou cca o 15 % nižší, lze prohlásit, že zjištěné hodnoty odpovídaly nede- struktivním zkouškám. Nakonec byly ještě provedeny zkoušky tahové pevnosti betonu a z nich byly přepočítá-





2

Obr. 1 Akademik Bedřich Hacar ■

Fig. 1 Academic Bedřich Hacar

Obr. 2 Příčný a podélný řez nástupištěm ■

Fig. 2 Sections of the railway platform

Obr. 3 Půdorys a řez dilatačního celku ■

Fig. 3 Layout and section of dilatation unit

Obr. 4 Detail poškození kraje přístřešku ■

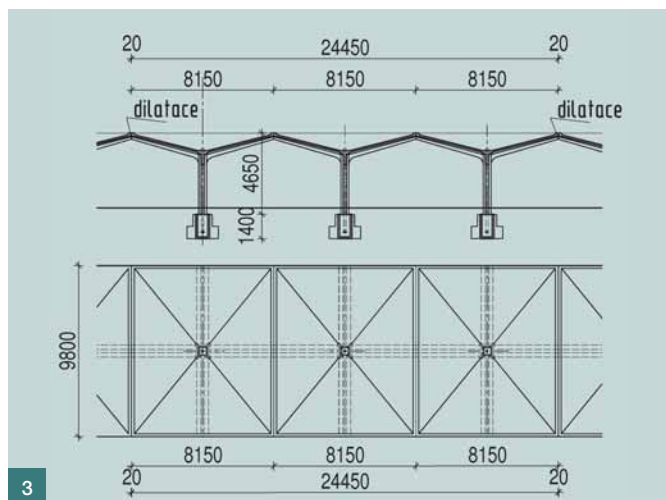
Fig. 4 Defective edge of the roofing

Obr. 5 Rozmístění sond na konstrukci ■

Fig. 5 Probing layout

Obr. 6 Detail sondy č. 6 ■

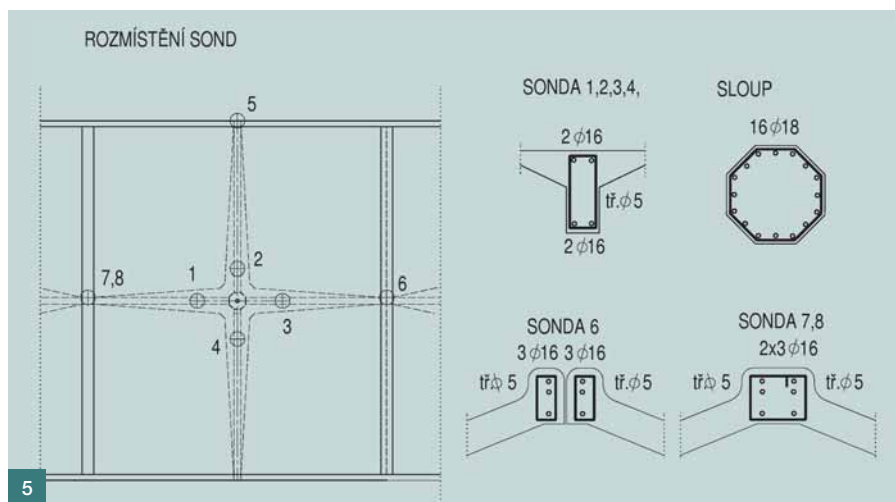
Fig. 6 Detail of the probe Nr. 6



3



4



5



6

ny pevnosti betonu v tlaku, přitom byly předchozí výsledky potvrzeny.

Výsledné vyhodnocení průzkumu zařadilo beton skořepin do třídy C20/25 a beton trámů do třídy C25/30. Kromě klasifikace betonu byl dále stanoven modul pružnosti 29,5 MPa, tloušťka krycí vrstvy od 16 do 25 mm a typ výztuže v táhlech Roxor s pevností 340 MPa.

V závěru průzkumu bylo formulováno doporučení pro opravu konstrukce:

- obnova izolace střechy přístřešků (horní povrch skořepiny),
- odstranění stávající cementové omítky (podhled a sloupy),
- odstranění porušené krycí vrstvy betonu a provedení reprofilace s celoplošnou stěrkou se zaručenou paropropustností, aby nedošlo k uzavření průřezu.

Nutnou podmínkou pro možnou opravu bylo samozřejmě vyhovující statické posouzení.

## STATICKÉ POSOUZENÍ

### Zatížení

Zatížení konstrukce bylo uvažováno dle současných normových požadavků. Vlastní tíha konstrukce byla zadána dle průzkumu hodnotou 22 kN/m<sup>3</sup>, jako nahodilá zatížení byla uvažována zatížení sněhem 1,5 kN/m<sup>2</sup> a zatížení větrem se základním tlakem 0,36 kN/m<sup>2</sup>. Oproti původnímu výpočtu akademika Hacara je zatížení sněhem dvojná-

sobné a zatížení větrem nebylo původně uvažováno vůbec. U nahodilých zatížení bylo uvažováno i s nesymetrickým působením.

### Výpočetní model

Jednotlivé dilatační úseky přístřešků sestávají ze tří nebo čtyř skořepinových dílů (segmentů). Srovnávací výpočty prokázaly malý vliv spojitosti konstrukce dilatačního úseku a pro statické posouzení byly proto sestaveny prostorové modely jednoho segmentu. Konstrukce byla modelována jako prostorová skořepina podepřená žebry vetknutými do sloupů a táhly umístěnými po obvodu skořepiny vytvářejícími obvodovou obruč.

První modely byly sestaveny dle běžných zvyklostí jako roštová konstrukce, kdy trámy spolupůsobí se skořepinou. Výsledky výpočtů na těchto modelech však prokázaly, že konstrukce nevyhoví. Proto byly výpočetní modely postupně optimalizovány za účelem reálného zhodnocení stávajícího stavu napjatosti konstrukcí a v konečné fázi doplněny o ortotropii skořepiny.

Ortotropie skořepiny byla variantně zadána za účelem prověření možného stavu napjatosti, kdy teoreticky dojde k překročení tahové pevnosti betonu a vytvoření trhlin. Byla zadána rozdílná tuhost ve směru hlavních os skořepiny (osa  $x$  směřuje do středu skořepiny). Tuhost v tomto směru odpovídá rozměrům a materiálu konstrukce, tuhost ve směru  $y$  byla uvažována desetkrát menší. Pro ověření výsledků byly prováděny paralelní výpočty na programových systémech RIB Trimas a SCIA Engineer.

Na základě vyhodnocení řady výpočtů na izotropních i ortotropních modelech byl proveden rozbor statického působení konstrukce a následně dokončen návrh sanace.

### Statické působení konstrukce

Na centrálním sloupu je osazen kříž konzolových hlavních nosníků, který je po obvodě stažen táhlem (obručí). Konstrukce zastřešení je tvořena membránou tloušťky 80 mm tvaru hyperbolického paraboloidu. Hlavní nosníky i táhla jsou vyztužena málo, skořepina prakticky vůbec (výztuž sítí  $\phi 5/15/15$  z oceli 10216 cca v ose membrány).

Při výpočtech na původním modelu byly hlavní nosníky uvažovány jako spřažené se spolupůsobící částí membrány, proto byly ohybové momenty výrazně vyšší a poměrně nízký průřez

s horní výztuží 100 mm pod povrchem nebyl dimenzovatelný.

V konečném výpočetním modelu jsou **hlavní konzolové nosníky** zadány jako žebra pod skořepinou, která jsou ke skořepině kinematicky připojena. Nosníky jsou tedy sice s membránou kinematicky spojeny, ale působí odděleně. Takto zadané nosníky jsou namáhány normálovou silou a malým ohybovým momentem, přitom i horní vlákna jsou tlačena a konstrukce vyhoví pouze s minimální konstrukční výztuží. Zajímavé je, že rozdíl namáhání hlavních nosníků pro izotropní a ortotropní působení skořepiny je malý. Ohybové namáhání sice vzroste, ale normálová síla stále převažuje a výztuž je konstruktivní.

Soudržnost skořepiny s hlavními nosníky je zajištěna **obvodovým táhlem**. Působení táhla redukuje velikost smykových napětí ve spáře mezi hlavním nosníkem a membránou na řád  $0,15 \text{ MN/m}^2$ , což je s rezervou přípustné i pro nízkou pevnostní třídu betonu.

**Skořepinová membrána** je namáhána hlavním tlakem v radiálním směru a hlavním tahem v tangenciálním směru. Problémem jsou trojúhelníky v rozích, kde velikosti hlavních tahů jsou řádu  $1$  až  $1,5 \text{ MN/m}^2$ , což je pro prostý beton B15 nepřijatelné (maximální tahové napětí by mělo být řádu třetiny tahové pevnosti, tj. cca  $0,5 \text{ MN/m}^2$ ).

Pro prověření změny napjatosti skořepiny po vzniku eventuálních trhlin byly provedeny výpočty na ortotropním modelu. Přitom se předpokládalo vytvoření radiální trhliny kolmo na směr tahových napětí a pruhy mezi trhlínami by měly zůstat nosné. Předpoklady byly provedenými výpočty potvrzeny, napjatost skořepiny a hlavních nosníků se po vytvoření trhlin změnilo málo, výrazně však vzrostou síly v táhlech.

**Sloupy přístřešků** působí staticky jako jednoduché konzoly vetknuté do základových patek. Od stálého zatížení jsou prakticky centricky tlačeny, rozhodující ohybové namáhání vzniká od nahodilého zatížení větrem a případného nesymetrického zatížení sněhem. Výpočet sloupů byl proveden dle teorie 2. řádu se zohledněním fyzikální i geometrické nelinearity. Pro extrémní kombinaci s výrazně zvýšeným nahodilým zatížením sněhem a větrem a současným zohledněním asymetrie bylo prokázáno využití výztuže sloupů na 103 %. Při původních předpokladech a technických možnostech výpočtu se i zde jedná o pozoruhodnou prozíravost a kvalitu návrhu.

### Interpretace výsledků

Výpočty objasnily skutečné statické působení přístřešků a jejich relativně dobrý stavební stav. Pro správnou funkci konstrukce jsou nezbytné:

- dostatečná rezerva v únosnosti primárních konzolových křížů,
- dostatečná rezerva v únosnosti táhla,
- únosnost radiálních pruhů skořepiny, která je podmíněna správnou funkcí hlavních nosníků a táhel. To znamená, že se nesmí zvyšovat ohybové namáhání skořepiny.

Vlastní skořepiny přístřešků, hlavní nosníky i sloupy vyhovely i pro výrazně zvýšené zatížení. Slabším místem konstrukce se při zvýšeném nahodilém zatížení ukázala jednoznačně okrajová táhla, především u větších ostrovních přístřešků. Zatímco pro izotropní působení skořepiny (bez trhlin) jsou táhla využita na 100 %, při případném ortotropním působení je jejich vyztužení nedostatečné. I když na základě doplňujícího diagnostického průzkumu by pro beton B25 ke vzniku trhlin ve sko-

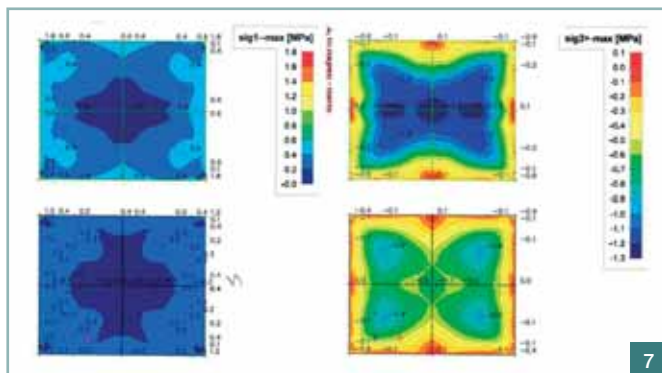
Tab. 1 Rekapitulace výsledků posouzení ■ Tab. 1 Overview analysis results

Konstrukční prvek	Průřez $b \times d$ (cm)	Výztuž 10216	Nutná výztuž Izotropní model	Nutná výztuž ortotropní model
Sloup	45 x 45	16 $\phi$ 18 40,7 cm <sup>2</sup>	41,8 cm <sup>2</sup>	–
Trám 1 příčný směr nástupiště	(18–68) x 37 až 18 x 7 *	2 $\phi$ 16 horní 2 $\phi$ 16 spodní 4 cm <sup>2</sup>	2 cm <sup>2</sup>	1 cm <sup>2</sup>
Trám 2 podélný směr nástupiště	(18–68) x 37 až (18–68) x 20 **	2 $\phi$ 16 horní 2 $\phi$ 16 spodní 4 cm <sup>2</sup>	2 cm <sup>2</sup>	1 cm <sup>2</sup>
Táhlo	16 x 20	3 $\phi$ 16 6 cm <sup>2</sup> (=72 kN)	5 cm <sup>2</sup> (=60 kN)	8 cm <sup>2</sup> (=129 kN)***

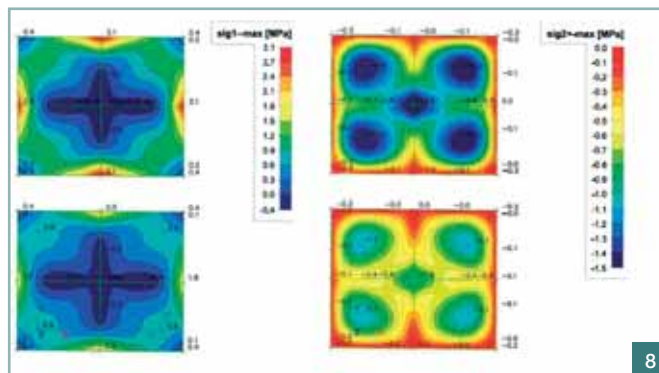
\* Náhradní průřez 26 x 37 až 18 x 7

\*\* Náhradní průřez 26 x 37 až 24 x 20

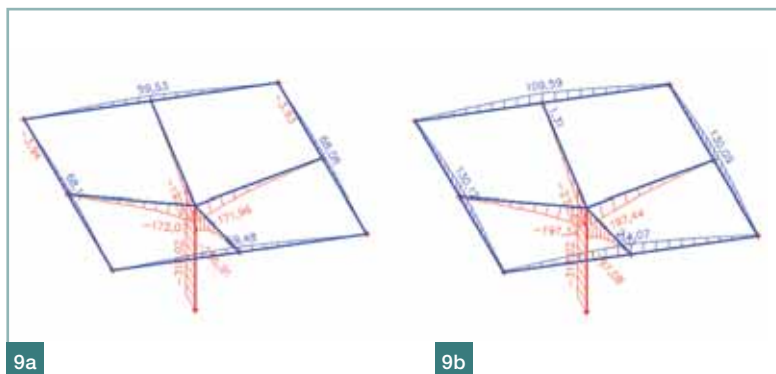
\*\*\* Doplněna uhlíková tkanina S&P C-Sheet 240, 300 g/m<sup>2</sup>, b=150 mm, 2 vrstvy, E=240 GPa,  $\sigma_{pt}$ =3 800 MPa,  $\epsilon_{pt}$ =1,5



7

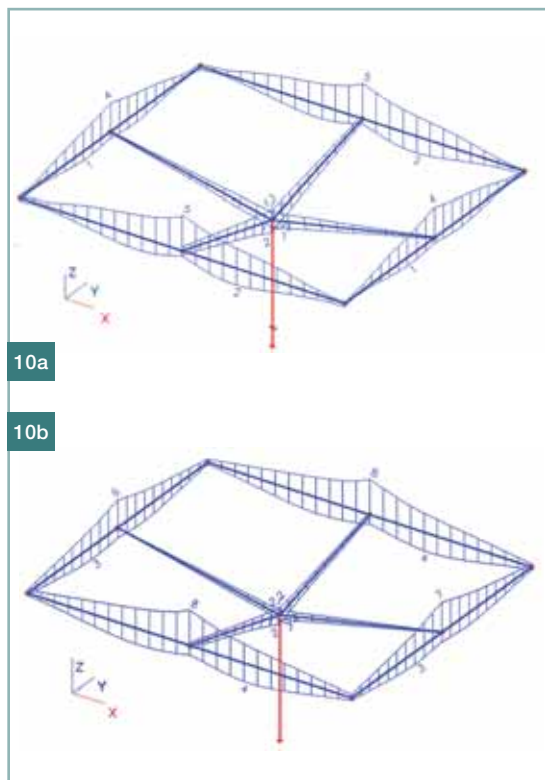


8



9a

9b



10a

10b

Obr. 7 Hlavní napětí (stálé a celkové zatížení) – ortotropní model ■ Fig. 7 Main stresses (dead load and total load) – orthotropic model

Obr. 8 Hlavní napětí (stálé a celkové zatížení) – izotropní model ■ Fig. 8 Main stresses (dead load and total load) – isotropic model

Obr. 9 Průběh normálových sil v táhlech, a) izotropní model, b) ortotropní model ■ Fig. 9 Normal forces in ties, a) isotropic model, b) orthotropic model

Obr. 10 Nutná výztuž, a) izotropní model, b) ortotropní model ■ Fig. 10 Required reinforcement, a) isotropic model, b) orthotropic model

řepině dojít nemělo, byla táhla velkých přístřešků zesílena dle výsledků ortotropního výpočtu. Zde je vhodné připomenout pravděpodobnostní princip výpočtů na mezi únosnosti, vznik trhlin ve skořepině v provozním stavu se tedy nepředpokládá.

Výpočet prokázal zásadní vliv krajních táhel na únosnost konstrukce. Táhla byla v jedné z variant přípravě fáze projektu navržena k odříznutí z důvodu rozšíření kolejiště, bez táhel by však konstrukce přístřešků nemohla být vůbec zachována.

V tabulce 1 jsou sestaveny rozhodující údaje posouzení jednotlivých konstrukčních prvků velkých ostrovních přístřešků. Výška trámů je uváděna pod skořepinou  $d = 80$  mm, s ohledem na výrazný náběh v horní části byl pro výpočet zadán náhradní průřez

Průběhy hlavních napětí ve skořepině pro oba modely jsou na obr. 7 a 8. Obrázky v horní části ukazují hod-

noty od stálého zatížení a ve spodní části od celkového zatížení. Na obr. 9 je vykreslen průběh normálových sil, zde jsou jasně vidět vyšší hodnoty u ortotropního modelu. Konečně na obr. 10 jsou zobrazeny vypočtené nutné plochy výztuže v táhle opět pro oba modely.

### PROVÁDĚNÍ A VÝSLEDEK SANACE

Stanovení přesného rozsahu sanačních prací bylo vlivem celoplošné cementové omítky a pásové izolace na konstrukci problematické. Proto bylo v návrhu uvažováno s určitým procentem celkové plochy určené k sanaci. Rozsah prací byl projektem stanoven následovně:

- oprava povrchu v silnější vrstvě na 30 % celkové horní a 30 % celkové dolní plochy skořepiny a žeber,
- vnější obvod jednotlivých betonážních celků (spodní a horní strana le-

mujících táhel) byl navržen k zesílení ovinutím pásem z uhlíkové tkaniny; u krajních sloupů, které byly narušeny svislými trhlinami, bylo rovněž navrženo zesílení ovinutím pásy z uhlíkové tkaniny,

- veškerá pohledová plocha byla opatřena paropropustnou stěrku tloušťky 3 mm,
- izolace konstrukce byla provedena nová v celém rozsahu a vzhledem k tvaru konstrukce byla navržena stříkaná izolace.

Zvláštní pozornost byla věnována izolaci střechy a odvodnění. S ohledem na geometrii skořepiny jsou svislé svody vedeny středem sloupu. Vtok je opatřen litinovým poklopem s příčnými prostory, kterými voda proteče do svislého svodu a z něj skrze základy do kanalizačního systému. Litinové poklopy byly demontovány, očištěny a vráceny na původní místo, porušené svislé svody ve sloupech byly vyměněny.



Obr. 11 Lepení uhlíkových pásů ■ Fig. 11 Bonding of carbon sheets

Obr. 12 Detail pásů u dilatační spáry ■ Fig. 12 Detail of sheets by the expansion joint

Obr. 13 Detail poškození v místě napojení na výpravní budovu ■ Fig. 13 Detail of the damage by the station building

Obr. 14 Odstraňování staré omítky tlakovou vodou ■ Fig. 14 Removing of old plaster with power water

Obr. 15a, b Dokončená sanace ■ Fig. 15a, b Finished reconstruction



Původní špatná izolace byla hlavní příčinou špatného stavu konstrukce, její sanace proto patřila k důležitým prvkům celé opravy. Stávající pásová izolace byla stržena, povrch byl očištěn a porušený betonový povrch sanován. Na očištěný povrch se aplikovala dvousložková epoxidová penetrační pryskyřice na vlhké a zaolejované podklady a následně strojně stříkaná bezešvá membrána na bázi speciálních polyuretanových pryskyřic s uzavíracím polyuretanovým nátěrem proti UV. Zhotovitel během stavby navrhoval změnu systému izolace na pásovou, což projektant z důvodů problematických detailů na hyperbolické ploše neschválil.

Pro statické zesílení konstrukce byly použity uhlíkové tkaniny (obr. 11, 12). Obvodová táhla dilatačního celku a příčná táhla skořepiny byla zesílena uhlíkovou tkaninou, navrženy byly dvě vrstvy tkaniny s pevností v tahu 3 800 MPa. Aplikace pásů šíře 150 mm byla možná po obvodě konstrukce celého dilatačního úseku nebo vždy na horní a spodní straně jednotlivého táhla. Poté byla tkanina překryta krycí stěrkou stejně jako ostatní viditelné části konstrukce. Silně poškozené sloupy byly ovinuty uhlíkovou tkaninou na celou výšku od horního povrchu základu až po spodní hranu žeber, při menším stupni poškození se uhlíková tkanina aplikovala pouze ve spodní části sloupu.

Dalším problematickým prvkem sanace byly značně porušené sklobetonové výplně přístřešku u výpravní budovy (obr. 13) sloužící k prosvětlení prostoru nástupiště. Záměrem projektanta bylo zachovat původní vzhled přístřešků, proto bylo navrženo úplné vybourání stávajících prosklených ploch a jejich náhrada stejným materiálem. Pro zrychlení postupu prací využil zhotovitel předem vyrobené sestavy (panely) sklobetonových tvárníc (obr. 15a), které byly osazovány vcelku, a neby-

lo tak nutné tyto části konstrukce podskružit.

Obtížnost provádění sanace zvyšovala skutečnost, že konstrukce se středovým sloupem je méně odolná nesymetrickému zatížení. Už během stavebních průzkumů docházelo na okraji přístřešku k pružným deformacím. Na konstrukci nemohl být proto skládán materiál a strojní zařízení, nebylo však možné postavit ani lešení podél přístřešku, protože by bránilo pracím v kolejišti. Rovněž pro očištění konstrukce musely být použity šetrnější metody, bylo aplikováno tryskání vodním paprskem UHP (obr. 14).

### ZÁVĚR

- Prvotní snahou investora i zpracovatele návrhu sanace bylo zachování konstrukce přístřešků jako významné technické památky. Opakovanou optimalizací statického modelu při paralelních výpočtech na dvou špičkových programových systémech byla prokázána dostatečná únosnost a použitelnost konstrukce, kterou původní statik navrhl z velké části citem.
- V průběhu zpracování projektu se znovu prokázala nutnost kvalitního průzkumu, který zohlední všechna specifika konkrétní konstrukce a materiálů a použije odpovídající metody pro získání požadovaných údajů. Důležitým prvkem v celém procesu sanace bylo i trvání zpracovatele návrhu na navržených postupech a vhodných materiálech pro sanaci konstrukce.
- Z pohledu statika se jedná o čistou a elegantní konstrukci zasluhující obdiv, na druhé straně však vyžadující dokonalou izolaci, funkční odvodnění a pravidelnou údržbu.
- Výsledný stav přístřešků po sanaci dokazuje (obr. 15a, b), že vynaložené náklady a úsilí stály za to.

#### Literatura:

- [1] ČSN EN 1991-1/2004 EC1: Zatížení konstrukcí
- [2] ČSN EN 1992-1/2006 EC 2: Navrhování betonových konstrukcí
- [3] Drochytka R., Dohnálek J., Bydžovský J., Pumpr V.: Technické podmínky pro sanace betonových konstrukcí TP SSBK II, Sdružení pro sanace betonových konstrukcí, Brno 2003



Ing. Vladimír Vančík, CSc.  
e-mail: vladimir.vancik@vinconsult.cz

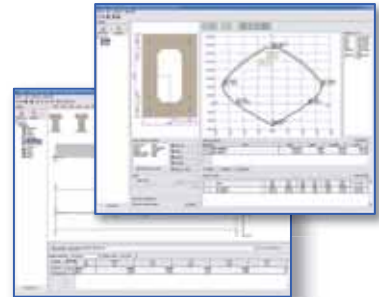


Ing. Pavel Kormanák  
e-mail: pavel.kormanak@vinconsult.cz

oba: VIN Consult, s. r. o.  
Jeremenkova 88, 140 00 Praha 4  
tel.: 244 104 010  
www.vinconsult.cz

## structural engineering FINEC

### Statika a dimenzace stavebních konstrukcí

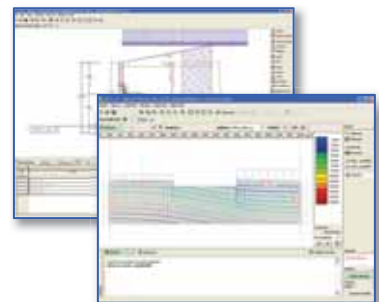


EN - 1990, 1991, 1992, 1993, 1995, 1996

- dimenzování betonu, oceli, dřeva, zdiva podle aktuálních Eurokódů
- automatická generace kombinací podle zatěžovacích normy
- možnost zadat součinitele podle libovolné Národní přílohy
- posouzení požární odolnosti
- posouzení MSÚ i MSP (mezí stav napětí a trhlin) v betonech
- Beton 3D - posouzení libovolného tvaru průřezu na všechny vnitřní síly

## geotechnical software suite GEO5

### Geotechnické programy podle Eurokódů



- nové možnosti programů:  
- tažené piloty, proudění, konsolidace
- posouzení podle EN 1997 i původních postupů
- volba dostupných Národních aplikačních dokumentů
- výpočet podle všech tří návrhových přístupů
- automatické stanovení nejneprůzračnějších součinitelů

[www.fine.cz](http://www.fine.cz)

**fine**

tel.: +420 233 324 889  
fax: +420 233 321 754  
E-mail: hotline@fine.cz

# NAVRHOVÁNÍ STĚNOVÝCH NOSNÍKŮ S POUŽITÍM MODELŮ NÁHRADNÍ PŘÍHRADOVINY ■ DESIGN OF DEEP BEAMS USING STRUT-AND-TIE MODELS

Jiří Šmejkal, Jaroslav Procházka

Článek uvádí modely náhradní příhradoviny pro analýzu stěnových nosníků s návrhem příslušné výztuže podle ČSN EN 1992-1-1 a DIN 1045-1. Jsou uvedeny modely náhradní příhradoviny pro prostě uložené a spojitě stěnové nosníky a stěnové nosníky s prostupy. Na základě nelineárních analýz, praktických zkušeností a závěrů experimentů jsou pak uvedena doporučení pro návrh těchto poruchových oblastí. ■ The article introduces strut-and-tie models for analysis of regions of deep beams with design of their reinforcement according to ČSN EN 1992-1-1 and DIN 1045-1. There are described the strut-and-tie models for simply and continuously supported deep beams and for deep beams with openings. Based on the non-linear analyses, experience and measurements, the recommendations for design of deep beams are given.

## STĚNOVÉ NOSNÍKY

Stěnové nosníky jsou vysoké nosníky, pro něž trojnásobek výšky  $h$  průřezu je větší než rozpětí nosníku ( $3h \geq l$ ). V odborné literatuře se někdy uvádí hranice mezi nosníkem a stěnovým nosníkem od poměru 2 (2 pro prostě stěnové nosníky a 2,5 pro spojitě stěnové nosníky) pro zatížení osamělými břemeny až po 5 ( $5h \geq l$ ) pro zatížení rovno-

měrným spojitým zatížením. U stěnových nosníků neplatí Bernouliova hypotéza o zachování rovinnosti průřezu po deformaci, která je základním předpokladem při řešení nosníků jako jednorozměrných prvků. Stěnové nosníky jsou dvourozměrné prvky. Na obr. 1 je schematicky zobrazen rozdíl v průběhu napětí mezi nosníkem ( $l/h \gg 2$ ) a stěnovým nosníkem o různých výškách průřezu. U nosníku dochází k zakřivenému průběhu vodorovných napětí  $\sigma_x$  již při poměru  $h/l = 0,4$  až  $0,5$ .

Stěnové nosníky jsou dnes častými konstrukcemi v pozemních stavbách, kdy nad volnou dispozici např. garážových prostor navazuje stěnový nosný systém vyšších podlaží. Se stěnovými nosníky se setkáme v průmyslových stavbách a v mostních konstrukcích.

## Charakteristické vlastnosti stěnových nosníků

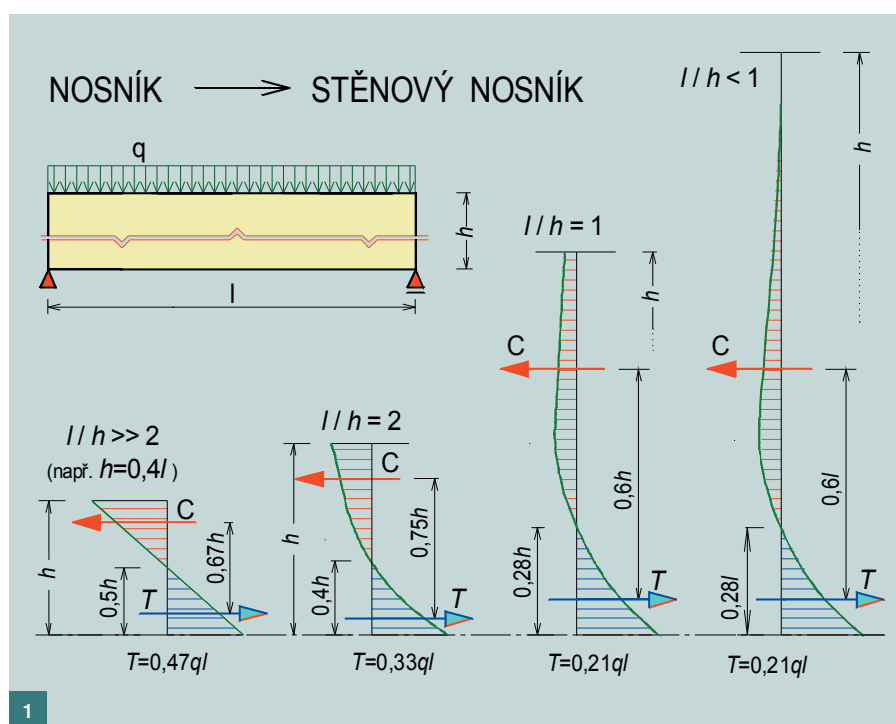
- průběh napětí v tahu je po celé délce rozpětí přibližně stejný, tzn. hodnota tahového napětí ve spodních vláknech průřezu ve středu rozpětí se jen velmi málo liší od hodnoty u podpory,
- maximální hodnota tahového napětí průřezu je značně rozdílná od maximální hodnoty tlakového napětí,

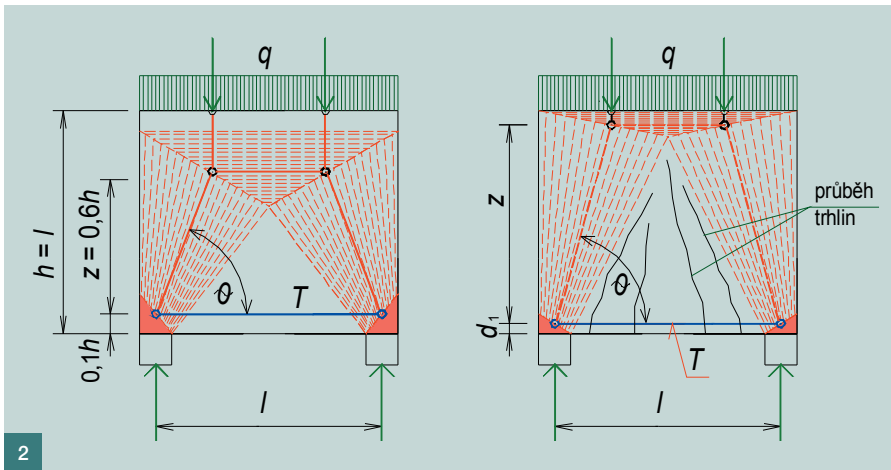
- vzhledem k chování železobetonu je celý stěnový nosník poruchovou D-oblastí,
- u stěnových nosníků nelze zanedbat smykové deformace.

Stěnový nosník je rovinný prvek. Pro jeho řešení máme k dispozici lineární a nelineární metody založené na MKP a metodu náhradní příhradoviny. Podle normy [2] a [3] lze provést výpočet podle plasticity pro stěny bez nutnosti posoudit dostatečnou rotační kapacitu průřezu i pro výztuž s duktilitou A. V ČSN EN 1992-1-1 [1] není k výpočtu stěn podle teorie plasticity uvedeno nic bližšího. Stěnovým nosníkům je věnován např. předpis [7].

Na obr. 2 je znázorněn rozdíl mezi lineárně pružným modelem a nelineárním modelem stěnového nosníku (prostý nosník). Při nelineárním modelu se v důsledku vzniku trhlin posunuje tlačena část k hornímu okraji nosníku a zvětšuje se rameno vnitřních sil  $Z$ . Tím se zmenšuje staticky nutná dolní tahová výztuž. Na druhé straně snižováním množství tahové výztuže roste šířka trhlin. Proto je doporučeno při modelování oblasti vycházet spíše z lineárních modelů. Lineární 2D modely stěnových nosníků slouží obvykle jako podklad pro tvorbu modelů náhradní příhradoviny. Na základě průběhu hlavních napětí lze odvodit optimální model náhradní příhradoviny. U všech modelů musí být vždy splněna stejná podmínka celkové rovnováhy nosníku.

Z modelů náhradní příhradoviny je patrné, že táhlo představující dolní tahovou výztuž je plně využito po **celé délce** mezi styčníky nad podporami. Proto musí být veškerá spodní výztuž stěn vždy **na celé rozpětí a zakotvena nad podporou**. Spodní výztuž stěny umísťujeme do výšky  $0,1k$  až  $0,2k$  ( $k$  je menší z rozměrů stěny – výšky  $h$  a rozpětí  $l$ ), nikoli tedy jen při spodním lici, což odpovídá průběhu tahových napětí. Redukuje se tímto také šířka trhlin. Principy vyztužení prostě uloženého stěnového nosníku jsou na obr. 3. U podpor se přidává svislá a vodorovná výztuž (položky 3 a 4 na obr. 3) s ohledem na rozptyl sil (příčné tahy) v tlacených prutech směřujících k podporám. U stěnových nosníků je





nutné vždy překontrolovat také podmínky maximálního napětí ve styčné spáře s podporující konstrukcí.

U stěnových nosníků s konstantní tloušťkou stěny a bez velkých otvorů není nutné posuzovat napětí v tlačných betonových vzpěrách, protože pro návrh jsou rozhodující styčnice, táhla a zakotvení táhel ve styčnicích.

**Prostý stěnový nosník přímo zatížený**

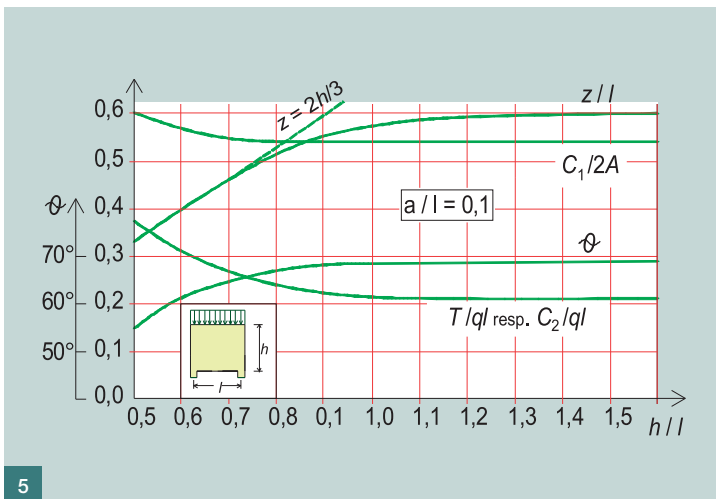
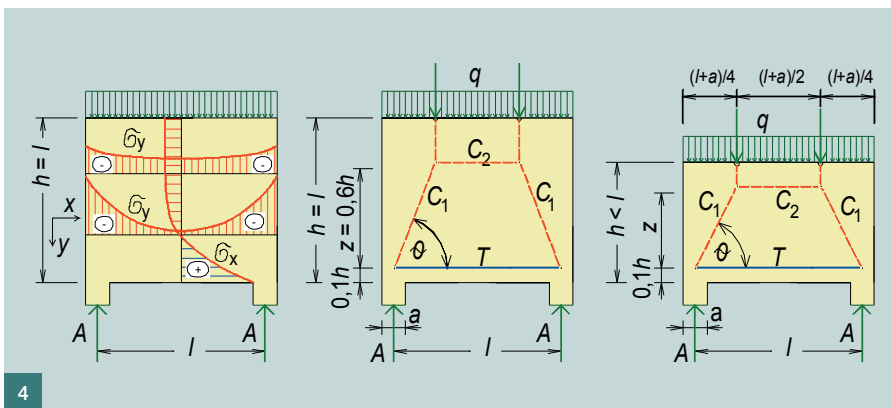
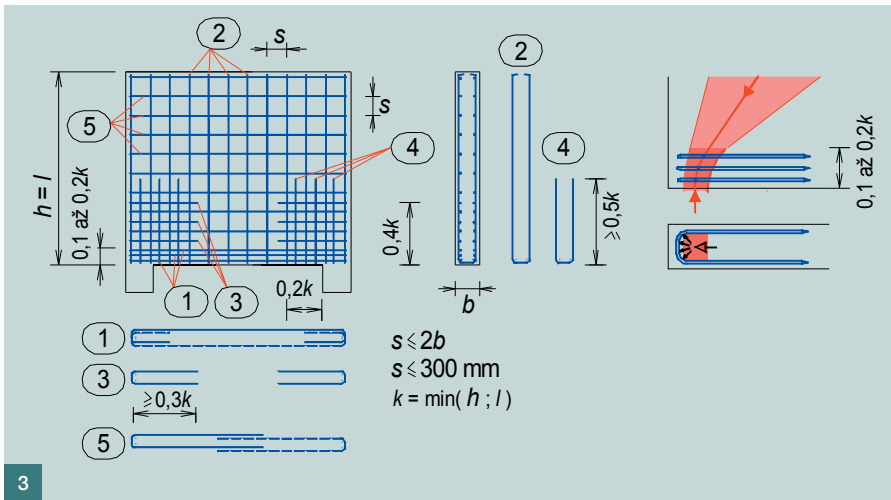
Přímo zatížený nosník je zatížený při horním líci. Průběh napětí v prostém stěnovém nosníku je na obr. 4. Trajektorie tlakových napětí probíhají strmě k podporám, tahové trajektorie jsou k nim kolmé, nejsou tedy příliš skloněny směrem k podporám jako u běžných nosníků. Proto vznikají především svislé trhliny. Nebezpečí porušení vzniká především u podpor, kde zakotvení výztuže a velký podporový tlak vyvoluje velké místní namáhání (proto je nutné tyto oblasti patřičně vyztužit viz obr. 3). Průběh vodorovných napětí  $\sigma_x$  je v celém rozpětí prakticky stejný. Průběh svislých napětí  $\sigma_y$  se po výšce mění v závislosti na poloze a charakteru zatížení (zatížení na dolním nebo při horním povrchu). Přibližně lze stanovit hlavní tahovou sílu v poli pomocí analogie s nosníkem při redukovaném ramenu vnitřních sil. Tahovou sílu  $T$  v poli lze vyjádřit vztahem

$$T = M_{Ed} / z, \tag{1}$$

kde  $M_{Ed}$  je ohybový moment stanovený na nosníkové analogii,  $z$  rameno vnitřních sil

$$z = 0,3h (3 - h / l) \text{ pro } 0,5 \leq h / l \leq 1 \tag{2}$$

$$a \quad z = 0,6l \text{ pro } h / l > 1, \tag{3}$$



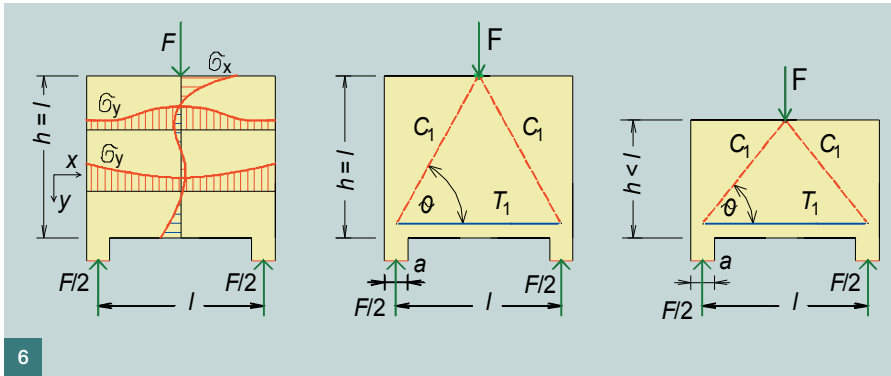
Obr. 1 Rozdíly v průběhu napětí mezi nosníkem a stěnovým nosníkem ■ Fig. 1 Differences in stress between beam and deep beam

Obr. 2 Lineárně pružný a nelineární model stěnového nosníku ■ Fig. 2 Linear elastic and nonlinear model of deep beam

Obr. 3 Princip vyztužení stěnového nosníku ■ Fig. 3 Principal reinforcement of deep beam

Obr. 4 Průběh napětí, model náhradní příhradoviny pro stěnový nosník  $h = l$  a  $h < l$  ■ Fig. 4 Distribution of stress, S&T model for deep beam with  $h = l$  and  $h < l$

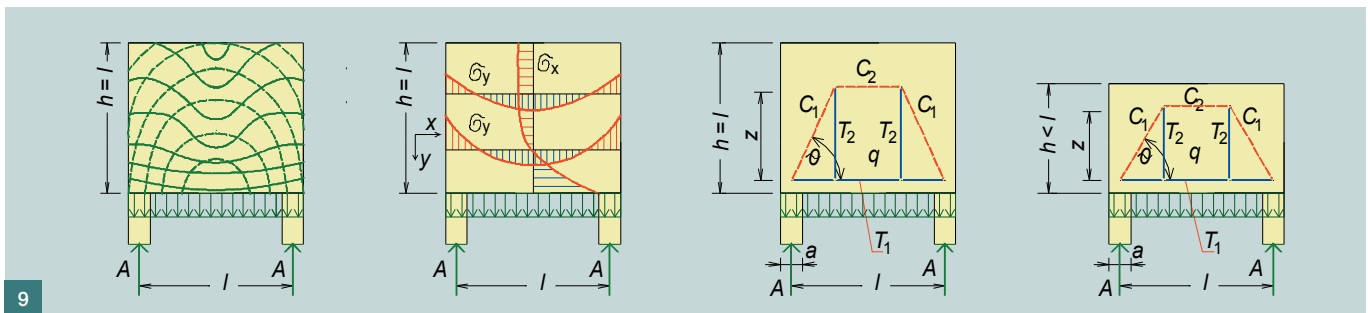
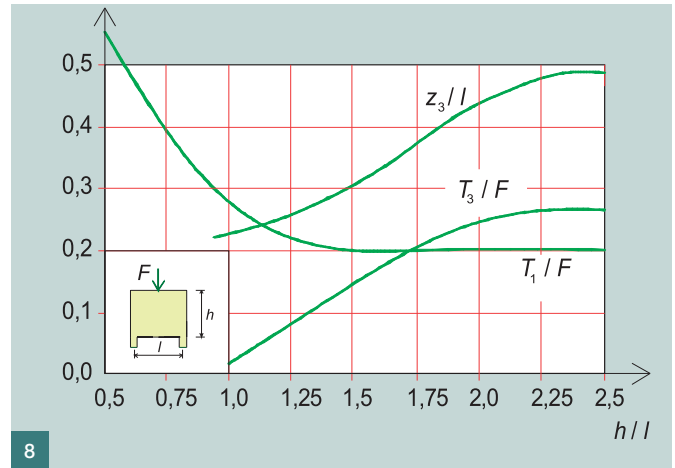
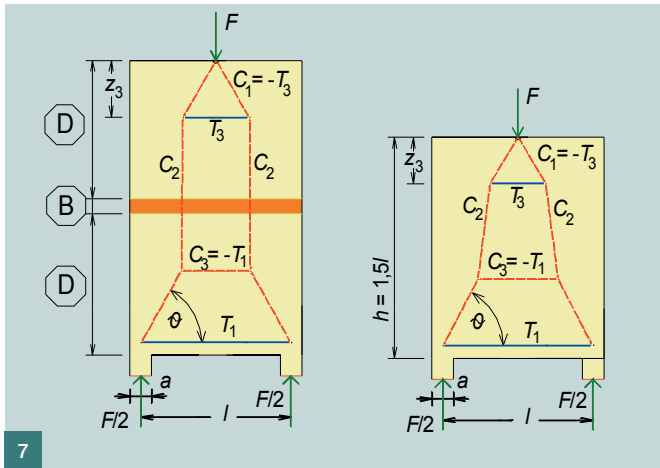
Obr. 5 Závislost velikosti vnitřních sil, rameno vnitřních sil a sklonu tlačené diagonály na poměru výšky stěnového nosníku na rozpětí (podle [5]) ■ Fig. 5 Relationship between inner forces, lever arm and strut inclination on the ratio between height and span of deep beam (according to [5])



Obr. 6 Stěnový nosník zatížený osamělým břemenem ■ Fig. 6 Deep beam with concentrated force

Obr. 7 Vysoký stěnový nosník zatížený osamělým břemenem ■ Fig. 7 High deep beam with concentrated load

Obr. 8 Závislost velikosti vnitřních sil, ramene vnitřních sil a sklonu tlačené diagonály na poměru výšky stěnového nosníku na rozpětí pro stěnový nosník zatížený osamělým břemenem (podle [5]) ■ Fig. 8 Relationship between inner forces, lever arm and strut inclination on the ratio between height and span of deep beam for deep beam with concentrated load (according to [5])



kde  $l$  je rozpětí stěnového nosníku a  $h$  celková výška průřezu stěnového nosníku.

Uvedené hodnoty odpovídají lineárnímu modelu podle obr. 2 a 4. Na obr. 5 je zobrazena velikost vnitřních sil v táhlech a vzpěrách v závislosti na poměru výšky průřezu  $h$  k rozpětí  $l$ . Při poměru  $h/l \geq 1$  lze uvažovat rameno vnitřních sil  $z = 0,6l$  a sklon tlačných diagonál  $\theta = 68,5^\circ$ . V horním tlačném pasu je napětí v betonu v tlaku rovno  $0,35q/b$  (při výšce tlačené oblasti  $0,6l$ ), přitom při horním líci je v úrovni zatížení svislé tlakové napětí  $q/b$ . Napětí v betonové vzpěře  $C_2$  není tedy pro návrh rozhodující. Pro návrh oblasti je rozhodující síla v táhle  $T$  při spodním líci včetně jejího zakotvení ve styčnicích nad podporou a řešení styčnicků.

### Prostý stěnový nosník nepřímo zatížený osamělým břemenem

Průběh napětí ve stěnovém nosníku

zatíženém osamělým břemenem je na obr. 6. Průběh vodorovných napětí  $\sigma_x$  se po délce rozpětí mění především v horních vláknech. Pro stěnový nosník jsou modely náhradní příhradoviny na obr. 6 a 7. Pro velmi vysoké nosníky lze v části výšky průřezu uvažovat oblast B – viz obr. 7 (podle Saint Venanta) vy hypotézy je délka poruchové oblasti rovna výšce průřezu). Závislost velikosti vnitřních sil na zatěžovací síle a poměru výšky průřezu k rozpětím je na obr. 8. Tahová síla  $T_1$  při spodních vláknech průřezu je pro nosníky s poměrem  $h/l \geq 1,5$  rovna  $0,2F$ .

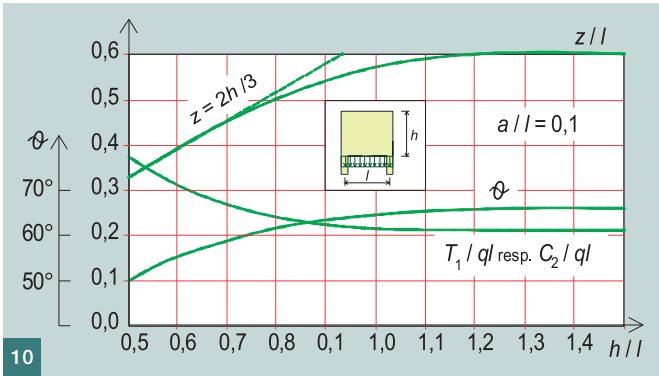
### Prostý stěnový nosník nepřímo zatížený

Při zatížení působícím u dolního okraje vytvářejí tlakové trajektorie klenbu opřenou v podporách (obr. 9), přičemž zatížení je do určité míry zavěšeno na této klenbě. Tahové trajektorie

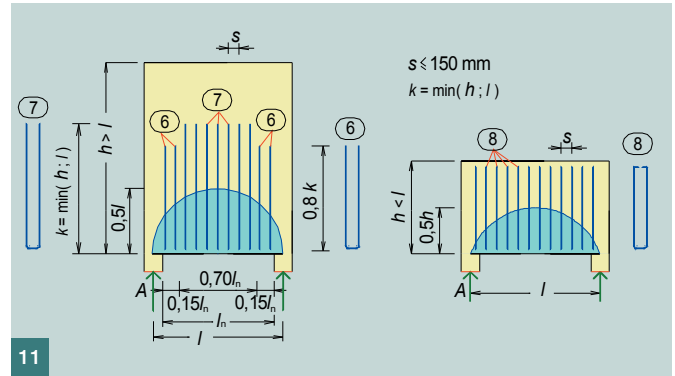
při spodním povrchu jsou skoro vodorovné, vytvářejí táhlo klenby. U nepřímo zatíženého stěnového nosníku je nutné vynést zatížení táhly  $T_2$  do styčnicku tlačných vzpěr  $C_1$  a  $C_2$  (obr. 9). U nepřímo zatíženého stěnového nosníku se mění, na rozdíl od přímo zatíženého nosníku, především průběh svislých napětí  $\sigma_y$ .

Pro výpočet vnitřních sil v táhlech modelu náhradní příhradoviny lze použít stejných vztahů, (1) až (3), jako u přímo zatíženého stěnového nosníku. Sílu v táhle  $T_2$  stanovíme ze zatížení působícího při spodním líci nosníku. Na obr. 10 je zobrazena závislost velikosti vnitřních sil v táhlech a vzpěrách na poměru výšky průřezu  $h$  k rozpětí  $l$ . Při poměru  $h/l \geq 1$  lze uvažovat rameno vnitřních sil  $z = 0,6l$  a sklon tlačných diagonál  $\theta = 66,5^\circ$ . Sklon tlačných diagonál je tedy mírně ovlivněn polohou zatížení stěnového nosníku. Výtuž vy-



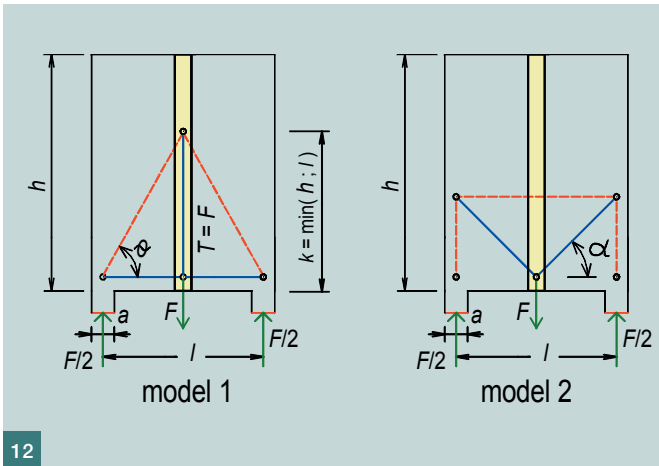


10



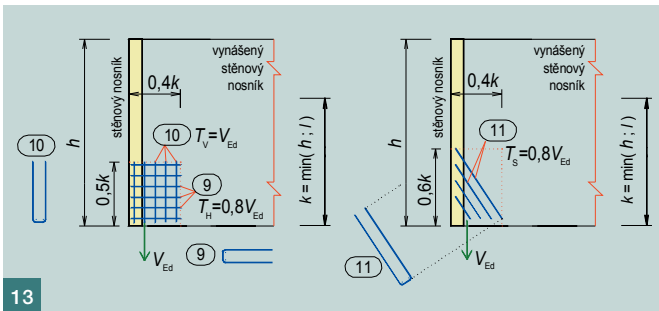
11

Obr. 9 Průběh trajektorií hlavních napětí  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ , průběh napětí  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ , model náhradní příhradoviny pro nepřímo zatížený stěnový nosník  $h = l$  a  $h < l$  ■ Fig. 9 Distribution of main stress  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  distribution of stress  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ , S&T model for indirect loaded deep beam with  $h = l$  and  $h < l$



12

Obr. 10 Závislost velikosti vnitřních sil, rameno vnitřních sil a sklonu tlačené diagonály na poměru výšky stěnového nosníku na rozpětí pro nepřímo zatížený stěnový nosník (podle [5]) ■ Fig. 10 Relationship between inner forces, lever arm and strut inclination on the ratio between height and span of deep beam for indirect loaded deep beam (according to [5])



13

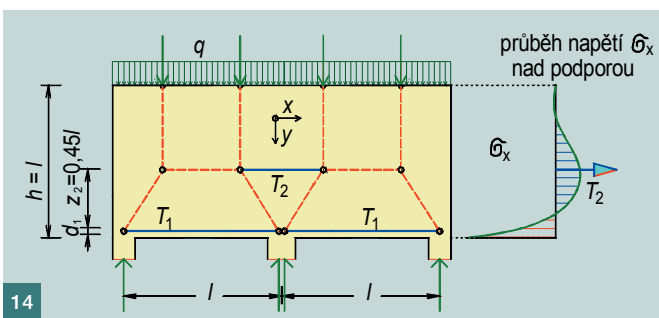
Obr. 11 Minimální zatěžovací plocha pro svislou výztuž u nepřímo zatížených stěnových nosníků a principy vyztužení vyplývajícího z nepřímého zatížení ■ Fig. 11 Minimal loading area for vertical links for indirect loaded deep beams and principle of reinforcement from indirect uniformly load

Obr. 12 Modely náhradní příhradoviny pro stěnový nosník vynášející nosnou stěnu, model 1 se svislým táhlem pro nižší zatížení a model 2 se šikmým táhlem ■ Fig. 12 S&T Model for deep beam loaded with supporting wall, model 1 with vertical ties for low load and model 2 with inclined ties

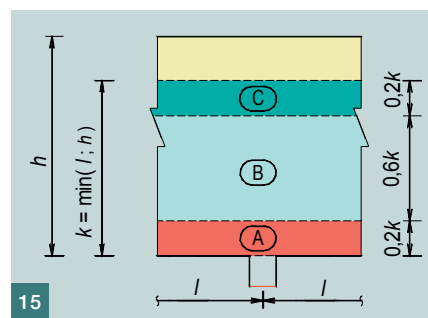
Obr. 13 Doplnující výztuž pro vynášený stěnový nosník ■ Fig. 13 Additional reinforcement for loading deep beam

Obr. 14 Model náhradní příhradoviny pro spojitý stěnový nosník o dvou polích ■ Fig. 14 S&T model for continuous deep beam with two spans

Obr. 15 Pruhy B a C pro umístění výztuže stěnového nosníku nad vnitřní podporou ■ Fig. 15 Bands B and C for reinforcement of deep beam over inner support



14



15

nášejší zatížení při spodním lici musí tvořit třmínky obepínající hlavní výztuž. Třmínky se navrhují na sílu odpovídající celkovému zatížení při spodním lici ( $T_2 = 0,5ql$ )

Pokud se uvažuje pouze zatížení vlastní tíhou stěnového nosníku, potom je nutné vždy navrhnout táhlo  $T_2$  na vlastní tíhu odpovídající minimálně modře vybarvené ploše podle obr. 11. U vysokých stěnových nosníků plocha odpovídá půlkruhu s poloměrem  $0,5l$

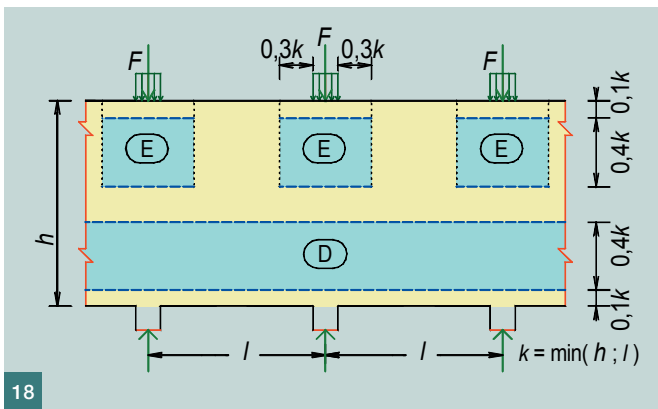
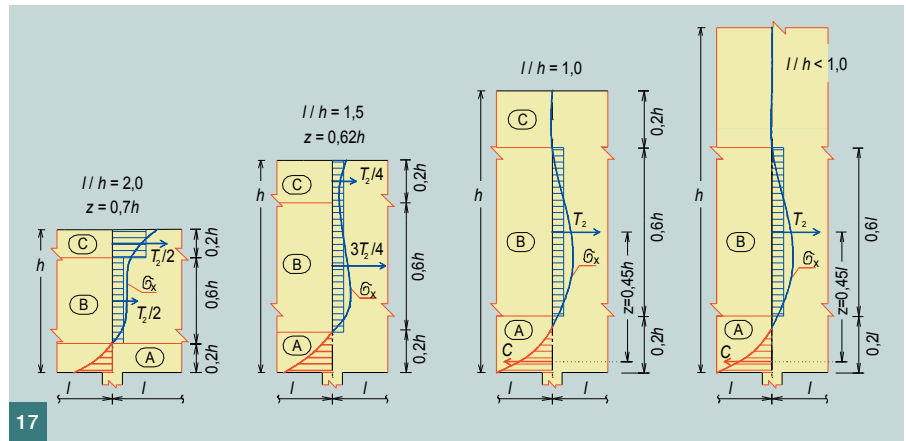
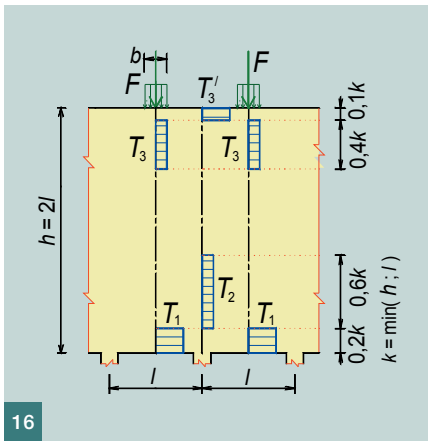
a u nižších nosníků parabolické ploše s vrcholem v  $0,5h$ .

**Prostý stěnový nosník nepřímo zatížený osamělým břemenem**

Pokud stěnový nosník vynáší druhý stěnový nosník, uvažuje se působení reakce z vynášeného stěnového nosníku při spodním lici hlavního stěnového nosníku (obr. 12).

Nepřímé zatížení silou můžeme vynechat svislými třmínky (obepínajícími

hlavní výztuž – model 1) v maximálním počtu šesti kusů. Pro větší zatížení je nutné doplnit šikmou výztuž. Přitom model 2 náhradní příhradoviny může vynášet jen 50 % celkového zatížení (nemůže být použit pro přenos celého zatížení – kinematický model obdobně jako u ozubů nosníků). U šikmé výztuže je nutné dodržet maximální poloměr zakřivení prutu podle kap. 8.3 ČSN EN 1992-1-1[1]. U zavěšeného nosníku je nutné doplnit ortogonál-



Obr. 16 Rozdělení hlavní tahové výztuže nad vnitřní podporou spojitýho stěnového nosníku s poměrem výšky a rozpětí  $h/l = 2$  ■ Fig. 17 Distribution of main tension reinforcement over inner support of continuous deep beam with ratio height and span  $h/l = 2$

Obr. 17 Průběh normálových napětí nad podporou spojitýho stěnového nosníku ■ Fig. 16 Distribution of normal stress over inner support of continuously supported deep beam

Obr. 18 Spojitý stěnový nosník zatížený nad podporami – umístění výztuže vzdorující příčným tahům ■ Fig. 18 Deep beam with loads over supports – distribution of the reinforcement for transverse tension forces

ní výztuž podle obr. 13. Šikmá výztuž je nutná především pro větší reakce. Při návrhu výztuže dolního konce zavěšené stěny je nutné vycházet především z modelu náhradní příhradoviny zavěšené stěny.

### Spojité stěnové nosník

U spojitých stěnových nosníků jsou výsledné vnitřní síly závislé na způsobu uložení nosníku – na reakcích. Pokud není k dispozici lineární pružný 2D výpočet stěny, lze pro stanovení reakcí použít prutovou analogii spojitýho nosníku. Pokud je nosník vysoký (platí  $h/l > 1$ ), je však nutné redukovat jeho výšku na hodnotu  $h = l$ .

Pro spojitý stěnový nosník lze stanovit hlavní tahové síly v poli  $T_1$  a nad podporou  $T_2$  pomocí analogie se spojitým nosníkem při redukovaném ramenní vnitřních sil.

$$T_1 = M_{Ed1} / z_1 \text{ a } T_2 = M_{Ed2} / z_2, \quad (4)$$

kde  $M_{Ed1}$  ( $M_{Ed2}$ ) je ohybový moment v poli (nad podporou) stanovený na nosníkové analogii,  $z_1$  a  $z_2$  jsou ramenní vnitřních sil

- pro krajní pole nebo pro spojitý nosník o dvou polích

$$z_1 = z_2 = 0,5h (1,9 - h/l) \text{ pro } 0,4 \leq h/l \leq 1, \quad (5)$$

$$z_1 = z_2 = 0,45l \text{ pro } h/l > 1 \quad (6)$$

- pro vnitřní pole spojitýho nosníku o více polích

$$z_1 = z_2 = 0,5h (1,8 - h/l) \text{ pro } 0,3 \leq h/l \leq 1, \quad (7)$$

$$z_1 = z_2 = 0,4l \text{ pro } h/l > 1, \quad (8)$$

$l$  je rozpětí příslušného pole stěnového nosníku a  $h$  celková výška průřezu stěnového nosníku.

Uvedené hodnoty odpovídají zjednodušenému lineárnímu modelu podle obr. 14. Na obr. 17 jsou zobrazeny průběhy vodorovných normálových napětí  $\sigma_x$  v závislosti na poměru výšky nosníku  $k$  rozpětí. Z obr. 17 je zřejmá poloha tažených vláken nad vnitřní podporou pro různé vysoké stěnové nosníky. Pro nosníky s poměrem  $l/h < 1$  není tažená oblast nad podporou v horních vláknech průřezu, ale v části  $0,2l \div 0,8l$  výšky průřezu. Pro zjednodušení se výztuž spojitých stěnových nosníků nad vnitřní podporou (při  $0,5 \leq l/h \leq 1$ ) rozděluje do dvou pruhů B a C (obr. 15) podle [9]. Pruh B je vysoký  $0,6k$  a pruh C  $0,2k$  (hodnota  $k$  je menší z rozměrů výšky a rozpětí jednoho pole spojitýho stěnového nosníku).

Výztuž se do pruhů rozdělí následovně:

- do pruhu B:  $A_2^B = \frac{1}{2} (3 - \frac{l}{h}) A_2, \quad (9)$

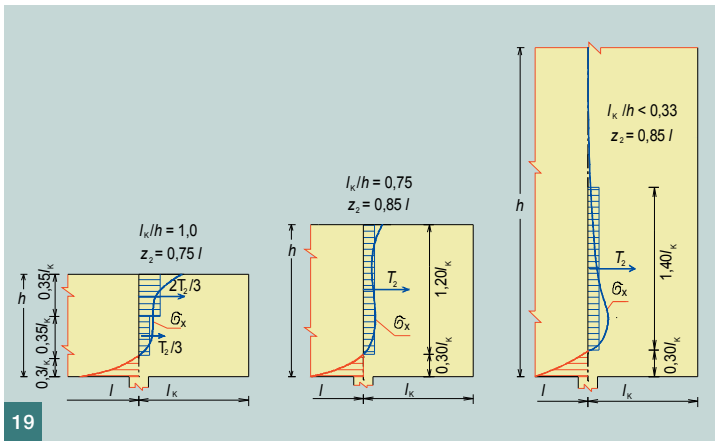
- do pruhu C:  $A_2^C = \frac{1}{2} (\frac{l}{h} - 1) A_2. \quad (10)$

Pro stěnové nosníky s výškou větší než rozpětí ( $l/h \leq 1$ ) se výztuž umísťuje jen do pruhu B o výšce  $0,6k$ .

Polovina výztuže nad podporou musí proběhnout přilehlými poli, druhou polovinu výztuže lze ukončit ve vzdálenosti  $0,4k$  od líce podpory.

Na obr. 16 je schéma rozdělení hlavní tahové výztuže nad vnitřní podporou spojitýho stěnového nosníku s poměrem výšky a rozpětí  $l/h = 2$ . Jedná se o stěnový nosník zatížený osamělými silami, proto je nutné v horní části průřezu v poli doplnit výztuž táhla  $T_3$  a nad podporou táhla  $T_3'$ . Hodnoty tahových sil  $T_3$  lze stanovit podle obr. 7 nebo zjednodušeně uvažovat hodnotou  $T_3 = 0,25F$  a  $T_3' = 0,10F$ . Přesné řešení je v ČSN EN 1992-1-1[1].

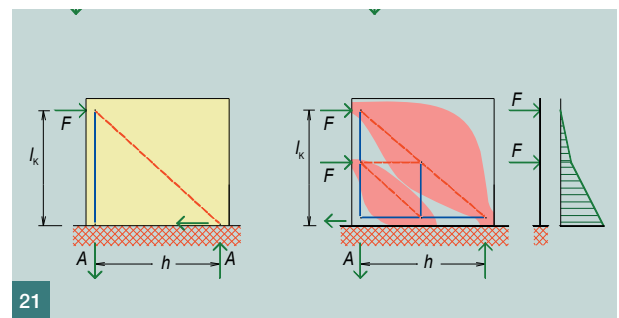
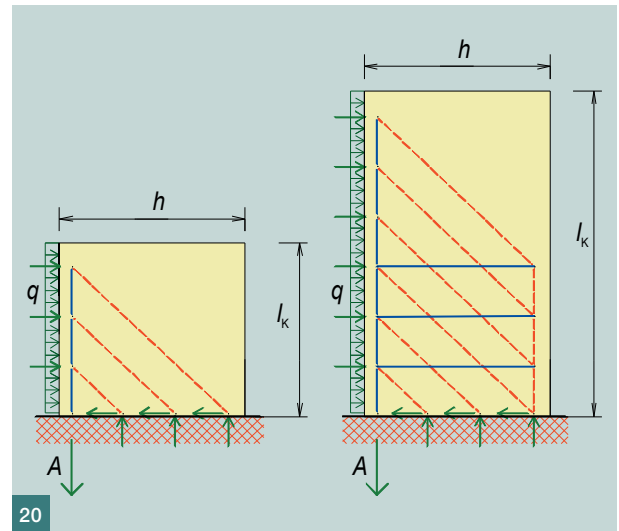
Pokud je spojitý stěnový nosník zatížen břemeny  $F$  nad podporami, je nutné navrhnout pod působivostí břemen výztuž vzdorující příčným tahům. Výztuž se navrhuje na sílu  $0,25F$  (obr. 18). Do plochy výztuže lze započítat hlavní výztuž, pokud není nad podporou sty-



Obr. 19 Průběh normálových napětí nad podporou stěnového nosníku – konzoly ■ Fig. 19 Distribution of normal stress over support of deep beam – cantilever

Obr. 20 Model náhradní příhradoviny pro rovnoměrně vodorovně zatíženou smykovou stěnu ■ Fig. 20 S&T model for shear wall with continuous horizontal loads

Obr. 21 Model náhradní příhradoviny pro vodorovně zatíženou smykovou stěnu ■ Fig. 21 S&T model for shear wall with concentrated horizontal load



kována. Výztuž se umístí do dvou pruhů E a D dle obr. 18.

Spojité stěnové nosníky je nutné vyztužit také s ohledem na šířku trhlin vznikajících při smršťování nebo jiných objemových změnách. Z těchto důvodů musí být příslušně vyztužen i tlačný okraj spojitého stěnového nosníku. Veškeré objemové změny jsou velmi důležitým zatěžovacím stavem při návrhu spojitých stěnových nosníků.

### Stěnový nosník s konzolou

Průběh napětí v překonzolovaném stěnovém nosníku je na obr. 19. Průběh vodorovných napětí  $\sigma_x$  nad podporou je obdobný jako u vnitřních podpor spojitého stěnového nosníku obr. 17. Přibližně lze stanovit hlavní tahovou sílu ve vetknutí pomocí analogie s nosníkem při redukovaném ramenu vnitřních sil. Tahovou sílu  $T_2$  ve vetknutí stanovíme

$$T_2 = M_{Ed} / z_2, \quad (11)$$

kde  $M_{Ed}$  je ohybový moment stanovený na nosníkové analogii,  $z_2$  rameno vnitřních sil

$$z_2 = 0,65l_k + 0,1h \quad \text{pro } 1 \leq h / l_k \leq 2 \quad (12)$$

$$a \quad z_2 = 0,85l_k \quad \text{pro } h / l_k > 2, \quad (13)$$

kde  $l_k$  je vyložení konzolového nosníku a  $h$  celková výška průřezu stěnového nosníku.

Pro konzolové nosníky s poměrem  $l / h < 0,33$  není tažená oblast nad podporou v horních vláknech průřezu, ale v části  $0,3l_k + 1,7l_k$  výšky průřezu.

### Konstrukční výztuž pro stěnové nosníky

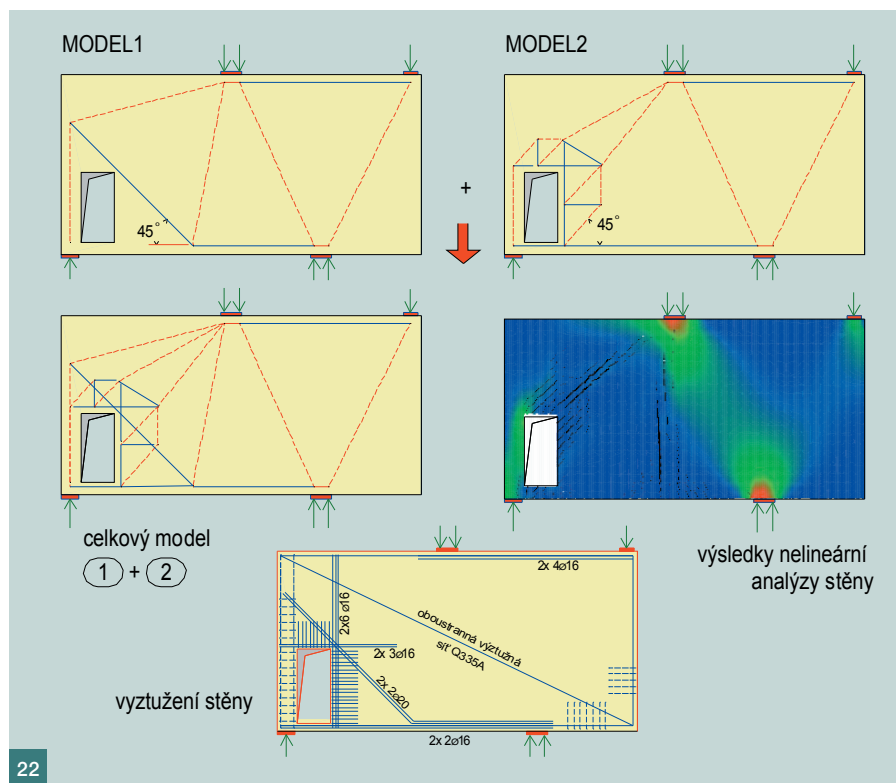
Stěnové nosníky je nutné při každém povrchu opatřit ortogonální výztužnou sítí s minimální průřezovou plochou  $A_{s,gbmin} = 0,001A_c$  nejméně však  $150 \text{ mm}^2/\text{m}$  v každém směru. Osová vzdálenost sousedních výztužných prutů nemá překročit dvojnásobek tloušťky stěnového nosníku, maximálně však  $300 \text{ mm}$ .

Dolní výztuž, představující táhlo v příhradovém modelu stěnového nosníku, musí být řádně zakotvena ve styčnicích nad podporami. Pro zakotvení výztuže lze použít háků (vodorovně položených), příložných smyček nebo kotevních spojek, pokud není ve styčnicích dostatečný prostor pro rovnou kotevní délku  $l_{db}$ . Pro výpočet kotevní délky dolní výztuže nad podporou lze uvažovat s redukovanou tahovou silou  $0,8T_1$ . Veškerá hlavní tahová výztuž v poli musí být dotažena za líc uložení, a to nejen u prostého stěnového nosníku, ale i u spojitého stěnového nosníku. Nad

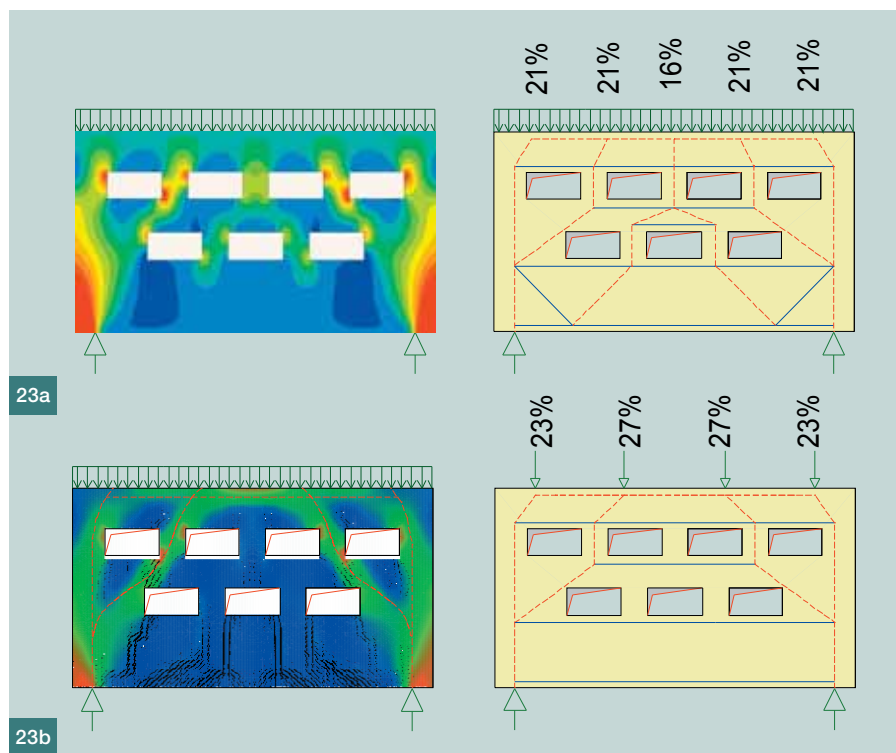
vnitřní podporou při spodním lici spojitých stěnových nosníků je však možné umístit pouze rovné pruty s příslušným stykováním přesahem obvykle ve druhé vrstvě výztuže. V krajních podporách se doporučuje posílit zakotvení hlavní tahové výztuže vodorovnými smyčkami. Hlavní tahovou výztuž pole je nutné rovnoměrně rozdělit po výšce  $v = 0,25h - 0,05l \leq 0,2l$  podle [9] nebo  $0,1k$  až  $0,2k$ . Tahová výztuž se neumísťuje jen při spodním lici proto, aby se redukovala šířka trhlin. U stěnových nosníků zatížených při spodním okraji se musí navrhnout svíslá tahová výztuž pro vynášení nepřímého zatížení stěny (včetně vlastní tíhy stěny) podle obr. 11, výztuž musí být dostatečně zakotvena v tlacném pasu při horním lici stěny.

U stěnových nosníků je nutné vždy překontrolovat mezní stav použitelnosti – obvykle šířku trhlin a případně doplnit výztuž pro omezení šířky trhlin.

Stěnové nosníky jsou uvažovány celé jako poruchové oblasti. Ve všech tlacných betonových vzpěrách vznikají příčné tahy. Na ně je nutné navrhnout konstrukční výztuž. Vzhledem k tomu, že betonové vzpěry bývají šikmé, je nutné výztuž příčných tahů rozdělit do vodorovného a svíslého směru. Příčné tahy v betonových vzpěrách lze v konstrukcích pozemních staveb uvažovat



22



23a

23b

hodnotou 0,22 až 0,25 % tlakové síly podle [6]. Příčné tahy působí především ve čtvrtinách délky vzpěry, výztuž lze však rovnoměrně rozdělit po celé délce vzpěry. Příčné tahy však působí i ve směru kolmém na střednicovou rovinu stěnového nosníku. Proto je nutné doplnit i příčnou výztuž, např. ve formě spon. Pokud se takto využijí spony, nejedená se o konstrukční výztuž pro zajištění polohy výztuže, ale o nosnou výztuž, u které záleží na přesné polo-

ze a množství (nutno uvést ve výkresové dokumentaci).

### Smykové stěny

Pro zajištění prostorové stability objektů se využívají smykové stěny. Jedná se o stěnové nosníky obvykle vetknuté do základových konstrukcí, které procházejí celým objektem. Smykové stěny lze také modelovat pomocí náhradní příhradoviny. Modely pro rovnoměrné vodorovné zatížení jsou na obr. 20

### Literatura

- [1] ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. ČNI 2006
- [2] DIN 1045-1(08/2008) Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion. DIN Deutsches Institut für Normung s. V. Beuth Verlag GmbH, Berlin
- [3] DAfStb Heft 525 Beuth Verlag GmbH, Berlin. Září 2003
- [4] Šmejkal J., Procházka J.: Navrhování s použitím modelů náhradní příhradoviny. Beton TKS 6/2009
- [5] Schlaich J., Schäfer K.: Konstruieren im Stahlbetonbau. BetonKalendar 2001, Ernst & Sohn, A Wiley Company, 2001. ISBN 3-433-01583-X, ISSN 0170-4958
- [6] Šmejkal J., Procházka J.: Discontinuity Regions Design Experiences with Strut-and-Tie Models according to EN 1992-1-1, Design of concrete structure using EN 1992-1-1. Workshop CVUT Praha 2010, ISBN 978-80-01-04581-7
- [7] DAfStb Heft 240 Beuth Verlag GmbH, Berlin. 1991
- [8] Šmejkal J., Procházka J.: Navrhování ozubů nosníků a desek s použitím modelů náhradní příhradoviny. Beton TKS 2/2010
- [9] Procházka J.: Betonové konstrukce. Předpjatý beton. Konstrukce pozemních staveb a inženýrských staveb. Ediční středisko ČVUT Praha, 1990, ISBN 80-01-00240-3

Obr. 22 Příklad tvorby modelu náhradní příhradoviny stěnového nosníku s postupem ■ Fig. 22 Example of the design of the S&T model of the deep beam with opening

Obr. 23 Příklad tvorby modelu náhradní příhradoviny stěnového nosníku s řadou otvorů, a) lineární analýza stěny a odpovídající model oblasti, b) nelineární analýza a odpovídající model oblasti ■ Fig. 23 Example of the design of the S&T model of the deep beam with many openings, a) linear analysis and S&T model, b) nonlinear analysis and S&T model

a pro zatížení osamělými břemeny na obr. 21. Vnitřní síly v táhlech a vzpěrách lze stanovit z okrajových podmínek – z reakcí v uložení smykové stěny. Smyková stěna je obvykle uvažována jako konzola spojitě vetknutá do základů nebo diskretně kloubově uložená. Pokud jsou jednotlivé smykové stěny spojeny do komplikovanějších statických soustav, je nutné nejprve vyřešit celé soustavy (globální analýza objektu) a následně pak podrobná analýza jed-

notlivých smykových stěn (lokální analýza). Smykovou stěnu obdobně jako stěnový nosník uvažujeme celou jako poruchovou D – oblast [4] a [6].

Při výpočtu prostorové stability objektu se vodorovná síla přenáší ve své rovině dostatečně tuhou stropní deskou. Pro návrh přenosu vodorovného zatížení stropní deskou do svislých ztužujících prvků můžeme postupovat jako u stěnových nosníků – rovinných prvků zatížených ve střednicové rovině. **Účinky vodorovného zatížení je nutné zahrnout do návrhu průřezu stropní konstrukce.**

### MODELY NÁHRADNÍ PŘÍHRADOVINY PRO STĚNOVÉ NOSNÍKY S OTVORY

Stěnové nosníky jsou častým nosným prvkem v konstrukcích pozemních staveb. Vzhledem k dispozičním požadavkům bývají však oslabeny otvory pro dveře, okna nebo instalace. Při návrhu výztuže stěnového nosníku nelze vycházet z výše uvedených vztahů a je nutné vytvořit pro každou stěnu zvláštní model příhradové analýzy. Tvorbu modelů nelze jednoduše zobecnit, a tím usnadnit návrh příslušné výztuže stěny. Na obr. 22 a 23 je zobrazen postup při návrhu stěny prolomené otvory. Zároveň je na obrázcích srovnání mezi lineárním a nelineárním výpočtem pomocí MKP.

Na obr. 22 je řešen překonzolovaný stěnový nosník s dveřním otvorem. Návrhový model náhradní příhradoviny je řešen jako kombinace modelu 1 a modelu 2. U obou modelů se využívá podobnost s ozubem na nosníku [8]. Ze srovnání návrhového modelu s ne-

lineárním výpočtem (ATENA 2D) vyplývá, že dominantní vliv na návrh výztuže má model 1. Ve spodní části obr. 22 je návrh výztužení stěnového nosníku.

Na obr. 23 je řešen prostý stěnový nosník s řadou prostupů. V části a) jsou zobrazeny výsledky lineární analýzy oblasti a z ní odvozený model náhradní příhradoviny. V části b) jsou zobrazeny výsledky nelineární analýzy (ATENA 2D) a z ní odvozený model náhradní příhradoviny. Při nelineární analýze došlo k přerozdělení vnitřních sil v betonových vzpěrách mezi otvory. Vlivem porušení dolní části stěny trhlinami se vnitřní tlakové síly přerozdělily do krajních částí stěnového nosníku a střední vzpěra prakticky vymizela. Druhý model b) přináší větší únosnost stěnového nosníku, na druhou stranu zároveň však způsobuje větší trhliny ve spodní části.

Obecné řešení stěnových nosníků s prostupy není možné. Pro návrh modelu náhradní příhradoviny lze vyjít z lineárně pružného 2D řešení oblasti – z průběhu hlavních napětí. V požadovaných průřezích je nutné integrovat příslušná normálová napětí a stanovit tak sílu v odpovídající betonové vzpěře. Tímto způsobem se vytvoří dostatečně vhodný model náhradní příhradoviny pro řešení oblasti. Pro posouzení skutečné mezní únosnosti oblasti je nutné použít nelineární analýzu s již definovanou polohou nosné výztuže. Při nelineární analýze je nutné vždy kontrolovat mezní stav použitelnosti – obvykle šířku trhlin.

### ZÁVĚR

Stěnové nosníky jsou moderní nosné

prvky i v pozemních stavbách. Pro jejich návrh je vhodné použít modely náhradní příhradoviny. Pro stěnové konstrukce s konstantní tloušťkou stěny a bez větších otvorů lze použít zjednodušené vzorce přímo pro návrh jednotlivých prvků modelu náhradní příhradoviny. Pro složitější stěnové nosníky s proměnnou tloušťkou oblasti, se ztužujícími okraji nebo s většími otvory je nutno vytvořit speciální model náhradní příhradoviny za pomoci výsledků lineárně pružného 2D výpočtu metodou konečných prvků. Stěnové nosníky lze řešit i nelineární metodou konečných prvků, u nelineárního řešení je nutné vždy kontrolovat mezní stav použitelnosti. Stěžejním místem návrhu stěnových nosníků je vždy řešení táhel, jejich zakotvení a řešení styčniců. Každý stěnový nosník musí být při obou lících vyztužen minimálně konstrukční výztuží včetně příčných spon.

Tento příspěvek vznikl za podpory grantu GAČR 103/08/1533.

Ing. Jiří Šmejkal, CSc.  
ŠPS statická kancelář

Lísková 10, 312 16 Plzeň  
tel.: 739 613 929, fax: 777 241 470  
e-mail: jiri.smejkal@email.cz



Prof. Ing. Jaroslav Procházka, CSc.  
Odborná společnost pro vědu,  
výzkum a poradenství ČSSI  
Komornická 15, 160 00 Praha 6  
tel.: 222 938 907, fax: 602 825 789  
e-mail: proch.jar@volny.cz





## Změna na poli statického software

**Železobetonový a předpjatý průřez EC2**

**Ocelové, betonové a spřážené konstrukce**

**Desky, stěny, detaily**

**Předpětí v programu RFEM**

**Expertní zázemí**



**Ing. Šabatka, CSc. a Doc. Ing. Navrátil, CSc. Vás zvou na [www.idea-rs.cz](http://www.idea-rs.cz)**

# ZTRÁTY PŘEDPĚTÍ V PRVCÍCH A KONSTRUKCÍCH Z PŘEDPJATÉHO BETONU V DŮSLEDKU RELAXACE NAPĚTÍ PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE ■ PRESTRESS LOSSES IN PRESTRESSED CONCRETE ELEMENTS AND STRUCTURES DUE TO STRESS RELAXATION IN PRESTRESSING STEEL

Lukáš Vráblík, Vladimír Křístek, Jan Loško

Správný návrh předpjatého betonového prvku, popřípadě celé konstrukce, je založen na stanovení adekvátní velikosti předpínací síly, včetně jejího časového vývoje. Cílem příspěvku je zhodnocení přístupů ke stanovení velikosti úbytku předpínací síly vlivem relaxace oceli. ■ Design of prestressed concrete elements and structures is based on the determination of adequate prestressing force (including losses and their time development) to satisfy stress as well as deformation limits. The intention of the paper is to assess the approaches to evaluation of prestressing steel relaxation.

Pro dosažení požadovaného působení prvků a konstrukcí z předpjatého betonu (velikostí a rozložení napětí a deformací, včetně jejich časového vývoje) je nutné zajistit potřebný účinek předpětí – jak velikost předpínací síly v okamžiku vnesení předpětí, tak i její časový vývoj ovlivněný dlouhodobými ztrátami.

Jak napětí v konstrukci, tak i deformace (průhyby, natočení) jsou z hlediska velikosti ztrát předpětí velmi citlivé, neboť jejich výsledná velikost je dána rozdílem velkých čísel (účinku vnějšího zatížení a opačně působícího ekvivalentního zatížení závislého na skutečné velikosti předpětí konstrukce) a i relativně velmi malá odchylka od předpokládané hodnoty některého z těchto účinků má velký význam pro výsledek. Obvyklé výpočetní postupy zanedbávající nebo nevystihující věrně všechny účinky mohou vést k zcela chybným závěrům, kdy i jen malá odchylka v jednotlivých dílčích složkách může vést k propastným rozdílům výsledků od skutečnosti (což prokazuje např. porovnání s výsledky měření na reálných konstrukcích [3]).

Z výše uvedeného je proto evidentní, že pro zajištění náležité funkce předpjatých konstrukcí (únosnosti, provozuschopnosti, trvanlivosti a spolehlivosti) je nezbytné spolehlivé stanovení skutečné hodnoty předpětí, tj. vývoje jeho ztrát. V současné době běžná návrhová praxe předpjatých konstrukcí definuje dvě základní kategorie ztrát předpětí.

**Krátkodobé ztráty** – tzv. technologické ztráty; jedná se o změny předpětí projevující se na konstrukci mezi okamžikem napínání a zakotvením předpínací výztuže. Nejdůležitějšími zástupci těchto ztrát pro dodatečně předpínávaný prvek je ztráta třením a pokluzem v kotvě. Označení technologické odpovídá podstatě těchto ztrát, které jsou významně ovlivněny technologickými vlastnostmi předpínacího systému. Jejich analytický popis je téměř od počátku používání předpjatého betonu velmi přesně znám, rozhodující jsou tak vstupní data, jejichž správná hodnota by vždy měla vycházet z podkladů dodavatele předpínacího systému. Na projektantovi a zhotoviteli pak je, aby si své předpoklady z výpočtu ověřili na realizované konstrukci – např. měřením protažení lana během napínání.

**Dlouhodobé ztráty** – jedná se o změny velikosti předpínací síly mezi okamžikem zakotvení předpínací výztuže a sledovaným časem, respektive předpokládaným koncem ži-

votnosti konstrukce. Vzhledem k dlouhodobému charakteru ztrát předpětí je pro jejich stanovení rozhodující správný popis reologických vlastností materiálů – betonu (z hlediska dotvarování a smršťování) a předpínací výztuže (z hlediska relaxace).

## ZTRÁTY PŘEDPĚTÍ V DŮSLEDKU RELAXACE NAPĚTÍ PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE

Relaxace napětí v oceli zásadně ovlivňuje dlouhodobé chování předpjatého prvku. Jedná se o duální jev k dotvarování – při konstantní deformaci (protažení výztuže) klesá velikost napětí a tudíž i velikost předpínací síly, resp. účinek předpětí. Kapacita a časový vývoj relaxace závisí na mechanických vlastnostech použité oceli ovlivněných výrobním procesem a na technologickém postupu předpínání.

Velmi důležitá je také závislost ztráty napětí relaxací předpínací výztuže na teplotě materiálu – pro teploty vyšší než 50 °C je nutné vlastnosti materiálu ověřit měřením. Pro postihnutí vlivu zvýšené teploty na průběh ztráty napětí relaxací předpínací výztuže (např. zvýšení teploty během ošetřování betonového prvku propařováním) je dle [4] čl. 10.3.2.1 zavedena ekvivalentní doba  $t_{eq}$  zvětšující časový interval  $t$ , po kterou relaxace působí. Ekvivalentní doba  $t_{eq}$  [h] může být stanovena dle vztahu:

$$t_{eq} = \frac{1,14^{T_{Max}-20}}{T_{Max}-20} \sum_{i=1}^n \left( T_{(\Delta t_i)} - 20 \right) \Delta t_i, \quad (1)$$

kde  $T_{Max}$  je maximální teplota [°C] v průběhu ošetřování,  $T_{(\Delta t_i)}$  je teplota [°C] v časovém intervalu  $\Delta t_i$  [h]; platí pro  $T_{(\Delta t_i)} > 20^\circ$ .

Pro ukázkou závažnosti tohoto jevu uvažujme jednoduchý příklad. Betonový předem předpjatý prvek ošetřovaný po dobu  $\Delta t_i = 24$  h propařováním. Teplota betonu (včetně zabetonované předpínací výztuže) dosáhne  $T_{Max} = 50$  °C. Časový interval  $t$  pro výpočet relaxace předpínací výztuže by tak měl být zvětšen o ekvivalentní dobu  $t_{eq}$  dle (1):

$$\begin{aligned} t_{eq} &= \frac{1,14^{50-20}}{50-20} \sum_{i=1}^1 (50-20) \cdot 24 = \frac{1,14^{30}}{30} \cdot 30 \cdot 24 = \\ &= 1\,223 \text{ [h]} \approx 51 \text{ [dnů]} \end{aligned} \quad (2)$$

Toto může být zcela zásadní hlavně v raných stádiích působení předpjatého prvku, kdy (vzhledem k charakteru průběhu nárůstu relaxace napětí v čase) dosahuje ztráta předpětí relaxací s uvážením působení zvýšené teploty několikanásobně větších hodnot než při zanedbání tohoto jevu. Důležité je upozornit, že účinek teploty na zvýšenou relaxaci předpínací výztuže se v čase postupně vytrácí (opět vzhledem k charakteru časového vývoje relaxace).

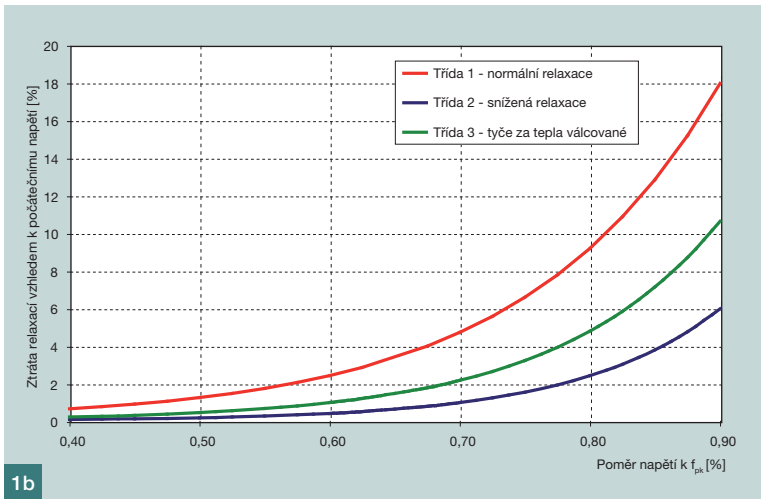
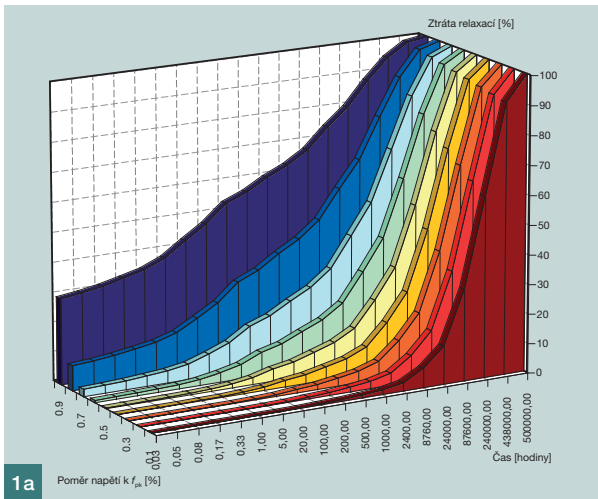
Výsledky prováděných měření na významných mostních konstrukcích [3] a provedených výpočetních analýz [2] ukazují, že právě podceněná ztráta předpětí relaxací je jednou z významných příčin nadměrných, v čase se zvětšujících de-

formací těchto konstrukcí. Mezi odbornou veřejností je všeobecně známo, že předpisy pro stanovení relaxace předpínací výztuže podle normy ČSN 73 6207 (tab. 1) pro navrhování předpjatých betonových mostních konstrukcí jsou chybné a nekorespondují s reálnými vlastnostmi používaných ocelí. Tato norma rozlišovala velikost konečného úbytku napětí vlivem relaxace jako násobku počátečního napětí podle toho, zda se jedná o dráty nepopouštěné, popouštěné, nebo stabilizované, popřípadě o žebírkové tyče. Předpokládá se, že konečného úbytku napětí je dosaženo po jednom roce od napnutí. Dále norma definovala časovou závislost úbytku napětí. Tato závislost však již není funkcí použitého materiálu ani úrovně napětí v předpínací oceli (vzhledem k mezi  $\sigma_{0,2}$ ).

Nově platná norma [4] přistupuje ke otázce relaxace napětí předpínací výztuže mnohem důkladněji (obr. 1). Stanovuje tzv. třídy relaxačního chování:

- třída 1 – dráty nebo lana s normální relaxací, vztah (3),
- třída 2 – dráty nebo lana s nízkou relaxací, vztah (4),
- třída 3 – za tepla válcované a upravené tyče, vztah (5).

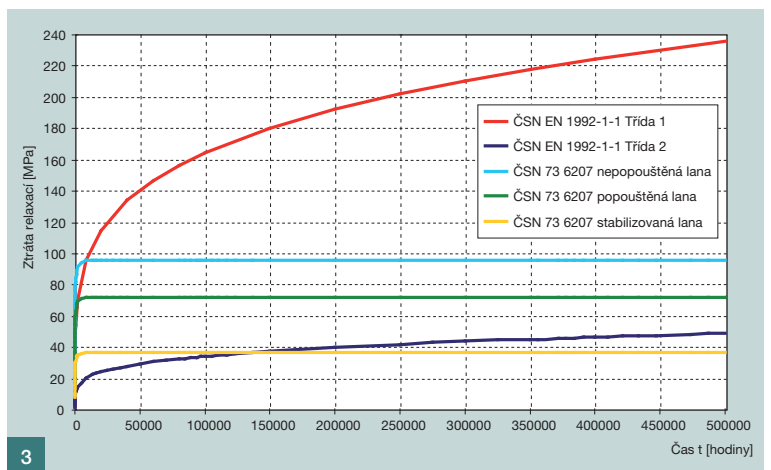
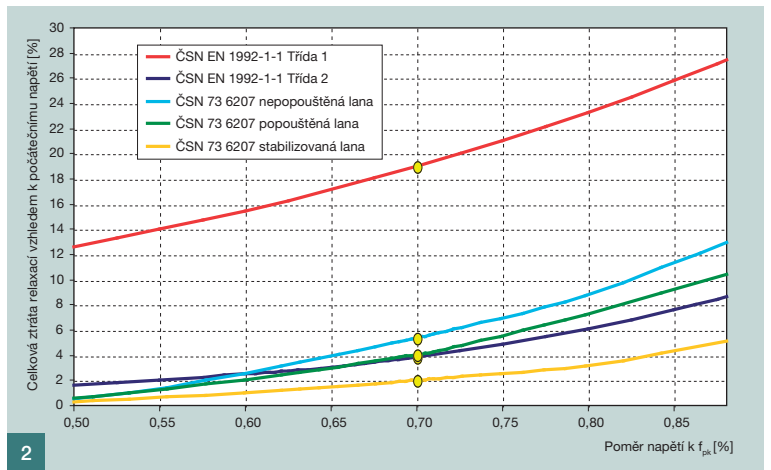
Pro každou třídu je definován funkční předpis popisující vývoj v čase  $t$  (konečná hodnota se definuje pro čas 500 000 h, což odpovídá cca 57 letům) v závislosti na hodnotě  $p_{1000}$  (ztráta napětí relaxací po 1 000 h pro úroveň počátečního napětí  $0,7 f_{pk}$ ) a poměru počátečního napětí v předpínací výztuži  $\sigma_{pm0}$  k hodnotě její charakteristické pevnosti  $f_{pk}$ .



Obr. 1a, b Relaxace napětí předpínací výztuže po 1 000 h (cca 42 dnů) podle ČSN EN 1992-1-1 – vliv velikosti počátečního napětí na časový vývoj ztráty relaxací a na její velikost | Fig. 1a, b The prestressing steel stress relaxation after 1000 hours (42 days) according to ČSN EN 1992-1-1 – the effect of initial stress on the prestressing loss time development and its magnitude

Obr. 2 Porovnání celkové ztráty předpětí relaxací podle různých normových předpisů | Fig. 2 Comparison of the total prestressing loss due to relaxation according to different standard regulations

Obr. 3 Porovnání časového vývoje úbytku napětí v předpínací výztuži vlivem relaxace pro počáteční napětí  $\sigma_{pm0} = 0,7 f_{pk}$  | Fig. 3 The comparison of the time development of prestressing steel stress decrease due to relaxation for initial stress  $\sigma_{pm0} = 0,7 f_{pk}$

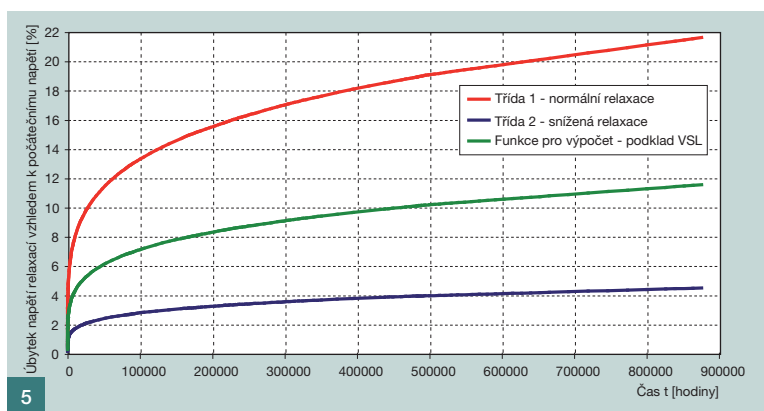
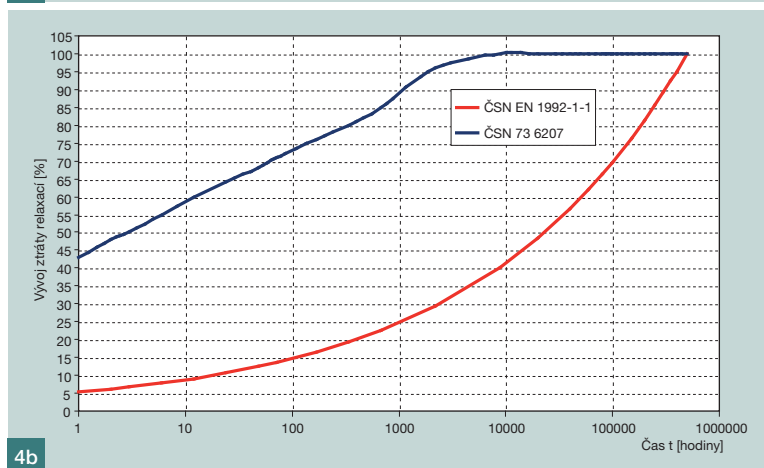
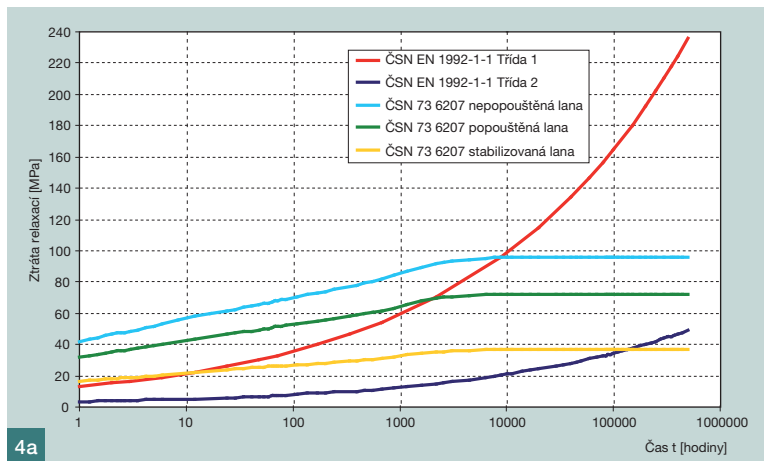


Tab. 1 Porovnání velikosti celkového úbytku napětí vlivem relaxace podle různých normových předpisů | Tab. 1 Comparison of the total stress decrease according to different standard regulations

Výpočet podle ČSN 73 6207		
nepopouštěné	popouštěné	stabilizované
95,1 MPa	71,7 MPa	35,8 MPa
Výpočet podle ČSN EN 1992-1-1		
třída 1	třída 2	
235,4 MPa	48,3 MPa	

Obr. 4a, b Porovnání časového vývoje úbytku napětí v předpínací výztuži vlivem relaxace pro počáteční napětí  $\sigma_{pm0} = 0,7 f_{pk}$  podle různých normových předpisů, logaritmické měřítko časové osy ■ Fig. 4a, b Comparison of the time development of prestressing steel stress decrease due to relaxation for initial stress  $\sigma_{pm0} = 0,7 f_{pk}$  according to different standard regulations, logarithmic scale of the time axis

Obr. 5 Porovnání úbytku napětí v předpínací výztuži vlivem relaxace pro počáteční napětí  $\sigma_{pm0} = 0,7 f_{pk}$  podle normových předpisů a podkladů dodavatele ■ Fig. 5 Comparison of prestressing steel stress decrease for initial stress  $\sigma_{pm0} = 0,7 f_{pk}$  according to different standard and contractor regulations



Literatura:

- [1] Křístek V., Vráblík L., Bažant Z. P.: Misprediction of long-time deflections of prestressed box girders: Causes, remedies and tendon layout; CONCREEP8, Ise Shima, Japonsko, září-říjen 2008
- [2] Bažant Z. P., Li G. H., Yu Q., Klein G., Křístek V.: Explanation of Excessive Long-Time Deflections of Collapsed Record-Span Box Girder Bridge in Palau; CONCREEP8, Ise Shima, Japonsko, září-říjen 2008
- [3] Vodsoň J.: Časový vývoj trvalých průhybů velkých mostů z předpjatého betonu; Zprávy o výsledcích dlouhodobých sledování vybraných mostů pozemních komunikací za roky 1995–2008
- [4] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí, Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [5] Vráblík L., Loško J, Křístek V.: K otázce stanovení ztrát předpětí v prvcích a konstrukcích z předpjatého betonu, časopis Beton TKS 4/2009

$$\Delta\sigma_{p,r} = \sigma_{pm0} 5,39 \cdot 8 e^{6,7 \frac{\sigma_{pm0}}{f_{pk}}} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75} \left(1 - \frac{\sigma_{pm0}}{f_{pk}}\right) 10^{-5} \quad (3)$$

$$\Delta\sigma_{p,r} = \sigma_{pm0} 0,66 \cdot 2,5 e^{9,1 \frac{\sigma_{pm0}}{f_{pk}}} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75} \left(1 - \frac{\sigma_{pm0}}{f_{pk}}\right) 10^{-5} \quad (4)$$

$$\Delta\sigma_{p,r} = \sigma_{pm0} 1,98 \cdot 4 e^{8 \frac{\sigma_{pm0}}{f_{pk}}} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75} \left(1 - \frac{\sigma_{pm0}}{f_{pk}}\right) 10^{-5} \quad (5)$$

Dramatické rozdíly ve výsledcích stanovení celkové ztráty předpětí relaxací předpínací výztuže při postupu podle jednotlivých funkčních předpisů jsou shrnuty v tab. 1 a na obr. 2. Uvažována je ocel předpínací výztuže 1570/1770 – pevnost  $f_{pk} = 1770$  MPa, mez  $\sigma_{0,2} = 1570$  MPa. Počáteční

napětí uvažujeme  $\sigma_{pm0} = 1239$  MPa (odpovídá 0,7násobku pevnosti  $f_{pk}$ , resp. cca 0,8násobku meze  $\sigma_{0,2}$ ).

Patrný je zásadní rozdíl mezi hodnotami stanovenými podle jednotlivých předpisů, zejména při srovnání lan z výztuže s normální relaxací, resp. bez jakýchkoliv úprav pro její snížení – Třída 1 (podle ČSN EN 1992-1-1) a tzv. nepopouštěná lana (podle ČSN 73 6207).

Ještě zřetelnější jsou rozdíly v časovém vývoji ztráty relaxací. Norma ČSN 73 6207 předpokládá, že konečného úbytku napětí v předpínací výztuži vlivem relaxace je dosaženo v jednom roce od předepnutí. Oproti tomu výpočetní postupy podle ČSN EN 1992-1-1 stanovují konečný úbytek předpětí v čase 500 000 h (cca 57 let). Porovnání časového vývoje je ukázáno na obr. 3 a 4.

Nezbytné je ale poznamenat, že i postupy pro stanovení úbytku napětí v předpínací výztuži vlivem relaxace dle [4] nejsou zcela přesné. Použitelné jsou ve fázi projektu konstrukce, kdy není přesně znám systém předpětí, který bude



na konstrukci použít. Ve fázi projektu, kdy je znám konkrétní dodavatel systému předpínací výztuže (typicky ve fázi realizační dokumentace stavby – RDS) je nezbytné, aby projektant s dodavatelem spolupracoval a vyžádal si detailní informace poskytující dostatečné podklady pro predikci časového vývoje napětí v předpínací výztuži. Na obr. 5 je ukázáno porovnání vývoje relaxace napětí v předpínací výztuži dle normových předpisů podle [4] a podkladů konkrétního dodavatele předpínacího systému.

Projektant však obvykle dostane pouze hodnotu konečného úbytku napětí vlivem relaxace z definované počáteční hodnoty napětí (obvykle jako poměr k  $f_{pk}$ ). Pro popis relaxačního chování oceli je poté možno využít funkci založenou na předpisech definovaných v [4], jejich tvar je však zobecněn do formy:

$$\Delta\sigma_{p,r} = \sigma_{pm0} A e^{B \frac{\sigma_{pm0}}{f_{pk}} \left( \frac{t}{1000} \right)^{0,75} \left( 1 - \frac{\sigma_{pm0}}{f_{pk}} \right) 10^{-5}}, \quad (6)$$

součinitele  $A$  a  $B$  jsou stanoveny s ohledem na konečný úbytek napětí v předpínací výztuži vlivem relaxace pro definovanou počáteční úroveň napětí a na jeho reálný vývoj (hledání afinního tvaru k definovaným normovým průběhům).

Pro tento zpřesněný postup lze s výhodou použít např. metody matematické regrese – na tomto základě byl na pracovišti autorů vytvořen jednoduchý výpočetní nástroj v prostředí Excel umožňující popsat reálné chování předpínací výztuže s ohledem na relaxaci za daných počátečních a okrajových podmínek; tato výpočetní pomůcka je k dispozici k volnému používání.

## ZÁVĚR

Z výše uvedených skutečností je více než zřejmé, že pro správnou predikci úbytku napětí v předpínací výztuži způsobenou relaxací oceli by vždy měla probíhat úzká spolupráce mezi projektantem a dodavatelem předpínacího systému. Ten by měl poskytnout kompletní informace (a přijmout tak i částečnou odpovědnost) garantující relaxační vlastnosti předpínací výztuže a zaručit tak, společně s projektantem, správný (bezpečný a ekonomický) návrh konstrukce.

Výsledky byly získány v rámci řešení grantového projektu 103/08/P613 a projektu 103/08/1677 podporovaných Grantovou agenturou ČR a projektu MŠMT 1M6840770001 v rámci činnosti výzkumného centra CIDEAS.



Prof. Ing. Vladimír Křístek, DrSc.  
e-mail: vladimirkristek@seznam.cz

Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D.  
e-mail: lvrablik@seznam.cz



Ing. Jan Loško  
e-mail: jan.losko@fsv.cvut.cz



všichni: Fakulta stavební, ČVUT v Praze  
Katedra betonových a zděných konstrukcí  
Tháškova 7, 166 29 Praha 6

Odborná společnost pro vědu,  
výzkum a poradenství ČSSI  
Komornická 15, 160 00 Praha 6  
tel.: 224 354 365

## BETONÁŘSKÉ DNY 2010

Ve dnech 23. a 24. listopadu t. r. se již tradičně v Kongresovém centru Aldis v Hradci Králové uskutečnila 17. Konference s mezinárodní účastí Betonářské dny 2010.

V předvečer konference se konal společenský večer v hradeckém Labyrintu divadla Drak, na kterém byly předány ceny vítězům vyhlášených soutěží. V soutěži o vynikající bakalářskou práci v kategorii Budovy si Bc. Lucie Bachová odnesla titul Vynikající bakalářská práce za „Srovnávací výpočty protlačení pomocí dostupného softwaru“ a Bc. Miloslav Janda obdržel Zvláštní cenu poroty za práci „Zesilování sloupů“. V kategorii Technologie betonu získala titul Vynikající bakalářská práce Bc. Dagmar Malá za „Návrh a realizace betonové kanoe“. Titul Vynikající diplomová práce získali Ing. Jakub Růžička za práci „Návrh přemostění řeky Ohře na přeložce silnice I/13“ v kategorii Inženýrské konstrukce a Ing. Romana Mazáčová za práci „Přilnavost sanačních malt k povrchu betonu“ v kategorii Technologie betonu. Hlavní cenu – titul Vynikající dizertační práce si odnesl Ing. Pavel Kaláb, Ph.D., za práci „Visuté střechy z předpjatého betonu“ v kategorii Navrhování a konstrukce staveb z betonu. Ve stejné kategorii získal Čestné uznání Ing. Michal Sedláček, Ph.D., za práci „Nelineární analýza betonových konstrukcí podzemních staveb“.

Během úvodního zahajovacího bloku konference byli jmenováni dva noví Čestní členové ČBS ČSSI – Ing. Jaroslav Vácha a Ing. Milan Šístek. Blok vyzvaných přednášek zahájil Ing. Kalný úvodní přednáškou „Výhled pro dopravní infrastrukturu – škrty, reformy nebo kompetentní rozhodování?“, poté následovaly přednášky Dr. Zimmermanna „First bridges in Austria from ultra high performance fibre reinforced concrete“, paní Buchin-Roulie „The strengthening of Binh Trieu Bridge in Vietnam“ a vítěze soutěže Vynikající dizertační práce Ing. Kalába „Visuté střechy z předpjatého betonu“.

Odborný program byl rozdělen do sekcí Mosty a tunely, Modelování a navrhování, Výzkum a technologie a Budovy a inženýrské konstrukce; přednášky probíhaly paralelně ve dvou sálech. Součástí konference byla výstava „Až po uši v betonu“, kde představila svou tvorbu sochařka Zuzana Čížková (viz také článek v Beton TKS 6/2007), a již tradičně i výstava odborných posterů a firem působících na trhu betonového stavebnictví v prostorách KC Aldis.

Obr. 1 Noví držitelé titulu Čestný člen ČBS ČSSI při přijímání ocenění,  
a) Ing. Jaroslav Vácha, b) Ing. Milan Šístek



# VIBROLISOVANÉ BETONOVÉ TVAROVKY – JAK SPRÁVNĚ ZKOUŠET ODOLNOST BETONU PROTI PŮSOBENÍ VODY, MRAZU A CHEMICKÝCH ROZMRAZOVACÍCH LÁTEK? ■ VIBRATE – PRESSED CONCRETE BLOCKS – HOW TO DO TESTS OF RESISTANCE AGAINST DE-ICING SALTS WITH FREEZE-THAW CYCLES CORRECTLY?

Hana Šáchová, Petr Huňka,  
Martin Konečný, Jiří Kolísko,  
Jiří Jiráček, Miroslav Rác

Příspěvek informuje o výsledcích dílčí studie, jejímž úkolem bylo posoudit odolnost vibrolisovaných betonových tvarovek pro opěrné zdi proti působení vody, mrazu a chemických rozmrazovacích látek podle ČSN 73 1326 [1]. ■ The article states the results of the project outcomes which dealt with the test of resistance against de-icing salts with freeze-thaw cycles on vibrated-pressed concrete blocks for retaining walls according to ČSN 73 1326 [1].

Provedená studie je součástí řešení projektu, který se zabýval vývojem nových receptur pro výrobu vibrolisovaných betonových prvků.

V rámci studie byly zkoumány faktory, které mohou ovlivňovat výsledek zkoušky, jako je charakter povrchu (řezaný, štípaný, hladký), tvar a stáří zkušebního tělesa. Při provádění zkoušek podle metody A i metody C se objevila řada problémů, na které chce článek také upozornit.

## POPIS TVAROVEK PRO OPĚRNÉ ZDI

Opěrné gravitační zdi z betonových tvarovek lze umístit jako součást dopravních nebo hydrotechnických staveb, opěr železničních a silničních mostů nebo za účelem zajištění zeminy vel-

kých komerčních a průmyslových objektů, ale i malých rodinných domů.

Opěrné stěny z betonových tvarovek mají ve srovnání s betonovou monolitickou konstrukcí řadu výhod. Nepochybnou výhodou vyztužené opěrné stěny z betonových tvarovek je rychlost a jednoduchost výstavby. Stěny je možno budovat variantně podle průběhu terénu a mohou vytvořit libovolný půdorysný tvar. Pracovní postupy standardně nezahrnují mokré procesy, čímž se eliminují technologické přestávky a výstavba může probíhat i při nízkých teplotách. Stěny mají vysokou únosnost a lze je navrhnout i pro velké převýšení terénu a vysoké proměnné zatížení. Konstrukce opěrné zdi umožňuje mírné relativní posuny mezi tvarovkami, čímž se zabraňuje vzniku trhlin např. v důsledku nerovnoměrného sedání či teplotního rozpínání, a není tak nutné vytvářet dilatační úseky. Opěrná stěna je schopna přenášet zatížení okamžitě po výstavbě.

Výraznou výhodou opěrných zdí z betonových tvarovek je jejich vzhled. Hlavní estetický efekt těchto stěn spočívá v členění velkých monotónních ploch na menší a lépe vnímané celky. Tvarovky mohou být vyrobeny v různém barevném provedení, pohledová plocha může být hladká nebo štípaná (obr. 1, 2).

Vibrolisované betonové tvarovky pro

opěrné zdi jsou vyráběny v souladu s normou ČSN EN 771-3 [2]. V případě požadavků na trvanlivost tvárnice odkazuje tato norma na předpisy, které platí v místě určeného použití. Pokud bude opěrná zeď realizována v blízkosti pozemních komunikací, kde na ni působí vlhkost, mráz a rozmrazovací prostředky nejčastěji v podobě ostříku, je požadováno, aby beton splňoval kritéria pro stupeň vlivu prostředí XF4, resp. XF2 podle příslušných předpisů.

Tvarovky jsou vyráběny vibrolisováním ze zavlhělého betonu, jehož složení (minimální obsah cementu, maximální vodní součinitel) splňuje požadavky na beton pro stupeň vlivu prostředí XF4 dle ČSN EN 206-1/ Z3 – životnost 100 let. Pevnost v tlaku, stanovená na výřezech o rozměrech 150 x 150 x 150 mm ze středu monobloku, vyhovuje minimální pevnostní třídě C30/37. Při výrobě betonu se používá plastifikační přísada s provzdušňovacím účinkem a hydrofobizační přísada pro snížení nasákavosti betonu. V případě betonových tvarovek vyráběných vibrolisováním se nestanovuje obsah vzduchu v čerstvém betonu. Kvalitu provzdušnění je možno ověřit dodatečně ve ztvrdlém betonu dle ČSN EN 480-11 [5]. Obsah vzduchu v čerstvém a ztvrdlém betonu a prostorové rozložení vzduchových pórů se však podle TKP ŘSD kap. 18 – Beton pro kon-



strukce u vibrolisovaných betonových výrobků nemusí stanovovat a při průkazných zkouškách (PZ) ověřovat [3]. Beton však musí vyhovět kritériu shody pro odolnost betonu vůči vlivu vody, mrazu a CHRL, tj. maximální velikost odpadu při zkouškách dle ČSN 73 1326 nesmí přesáhnout předepsané hodnoty. Beton výrobků vyráběných vibrolisovanou technologií musí tedy dle TKP ŘSD kap. 18 splňovat stejná kritéria, jaká jsou kladena na „tradiční“ hutný beton uzavřené struktury.

### ZKUŠEBNÍ METODY NA STANOVENÍ ODOLNOSTI POVRCHU BETONU PROTI PŮSOBENÍ VODY, MRAZU A CHRL

Norma ČSN EN 206-1 změna Z3 předepisuje pro stanovení odolnosti povrchu betonu proti působení vody, mrazu a CHRL použití zkušební postupu dle ČSN 73 1326, který je ustanoven také v TKP ŘSD kap. 18. V praxi to znamená, že při ověřování odolnosti betonu navrženého pro stupeň vlivu prostředí XF2 a XF4 se v ČR postupuje podle jednoho ze dvou možných zkušebních postupů – metody A nebo metody C dle ČSN 73 1326 + Z1 [1].

Při zkušební metodě A je zkoušen exponovaný povrch betonu tak, že se ponoří na výšku 5 mm do 3% roztoku NaCl nalitého v misce, ve které se zároveň zachycují odpady. Zkušební cyklus zahrnuje zchlazení zkušební plochy na teplotu  $-15\text{ }^{\circ}\text{C}$  a následný ohřev na teplotu  $+20\text{ }^{\circ}\text{C}$  za předepsanou dobu, na obou teplotních úrovních se teplota udržuje po dobu 15 min, jeden cyklus trvá přibližně 2 h. Teplotní čidla se umísťují do misky se zkušebním roztokem.

V případě zkušební metody C se zkušební tělesa před zkouškou opatří vodotěsnou objímkou kolem zkoušené-

ho (exponovaného) povrchu, do které se nalije 3% roztok NaCl v tloušťce vrstvy přibližně 5 mm. Zkušební těleso se umístí do klimatizační skříně, ve které je teplosměnným médiem vzduch a cykluje se na  $-18\text{ }^{\circ}\text{C}$  s výdrží 3 h a následně na  $+5\text{ }^{\circ}\text{C}$  s výdrží 3 h, takže jeden zkušební cyklus trvá 6 h.

U obou zkušebních metod se stanovuje po každých 25 cyklech hmotnost uvolněných částic (odpadu) vztažená na plochu zkoušeného povrchu, následně se odpady přepočítají na plochu  $1\text{ m}^2$ . Vzorky se zkouší nejčastěji na 100, resp. 75 cyklů v případě kontrolních zkoušek a 150, resp. 115 cyklů v případě průkazných zkoušek u metody A, resp. metody C.

### ÚSKALÍ ZKUŠEBNÍCH POSTUPŮ U VIBROLISOVANÝCH TVAROVEK

Pohledová plocha betonových tvarovek pro opěrné zdi je vyráběna ve dvou variantách – jako hladká nebo štípaná, která se získá rozštípnutím monobloku na dvě poloviny. Štípaná pohledová plocha však představuje první úskalí při provádění zkoušky CHRL podle metody A. Jak zkušební postup podle metody A, tak zkušební postup podle metody C předpokládá, že při průkazných nebo kontrolních zkouškách budou zkušební tělesa vyrobená do forem z čerstvého betonu a jejich povrch bude zarovnan pilovitým pohybem ocelového pravitka, tj. bude rovný. Při zkoušení odolnosti betonových tvarovek tento postup zvolit nelze a v praxi se nejčastěji u rozměrnějších betonových tvárníc (jakými jsou i betonové tvarovky pro opěrné zdi) zhotovuje vývrt nebo výřez z výrobku o rozměrech předepsaných v normě. Zhotovení vývrtů nebo výřezů ze ztvrdlého betonu konkrétních výrobků za účelem provedení průkazných zkoušek nakonec předepisuje i TKP ŘSD kap. 18, odstavec 18.4.2.9. Dalším problémem, který je třeba zmínit v souvislosti se štípaným povrchem, je velmi obtížné stanovení skutečné plochy, která je smáčena rozmrazovací látkou.

Úkolem dílčí studie bylo posoudit, do jaké míry ovlivňují následující faktory výsledek zkoušky odolnosti proti působení vody, mrazu a CHRL postupem podle metody A a metody C dle ČSN 73 1326:

- Vliv charakteru povrchu – hladký, štípaný resp. řezaný vytvořený rozštípnutím resp. rozřezáním monobloku jeho středem na dvě poloviny. Hladký povrch vzniká při vytlačení tvarovky z formy vibrolisu.

- Vliv různého tvaru zkušební tělesa. Byly porovnávány výsledky zkoušky odolnosti stanovené na vývrtech o průměru  $143,5 \pm 0,5\text{ mm}$  a průměrné výšce 70 mm a na výřezech o rozměrech  $150 \times 150\text{ mm}$  ( $\pm 0,5\text{ mm}$ ) a průměrné výšce 70 mm.

- Vliv různého stáří zkušebních těles. Zkoušky byly provedeny ve stáří zkušebních těles 28 až 56 dní (nejčastější stáří zkušebních těles v případě PZ) a ve stáří 7 až 8 měsíců (možné stáří zkušebních těles v případě kontrolních zkoušek).

Pro účely studie byly v provozu během jednoho dne vyrobeny betonové tvarovky a ze středu pohledové plochy tvarovky následně vyvrtána, resp. vyřezána zkušební tělesa. Tělesa byla rozvezena do třech různých laboratoří a podle předem domluveného zkušební plánu zkoušena. Způsob ošetřování těles před zkouškou byl jednotný a způsob přípravy těles na zkoušku byl proveden v souladu s ČSN 73 1326 + Z1. Pro každou zkoušku byla vyhotovena tři zkušební tělesa a vyhodnocovány průměrné hodnoty.

### ZKOUŠKY VE STÁŘÍ 28 AŽ 56 DNÍ

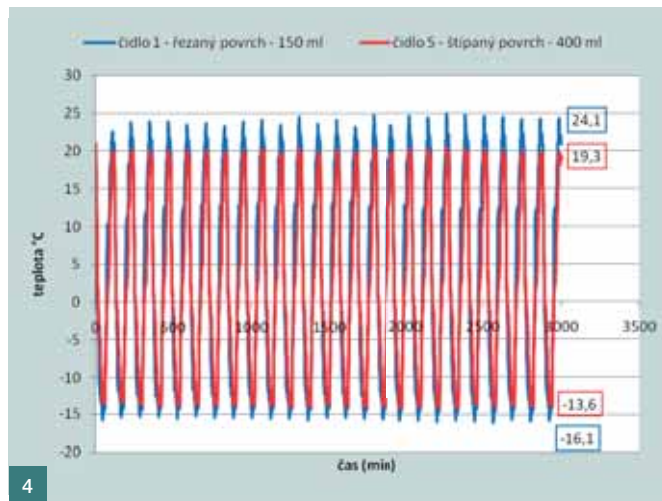
Z kapacitních důvodů laboratoří byla nejdříve provedena zkouška podle metody C a po jejím ukončení se zahájila zkouška podle metody A. V případě metody C byla zkouška provedena pouze na vývrtech. Vývrt se štípaným povrchem byl navíc zkoušen současně ve třech různých laboratořích.

Hlavním problémem, který se objevil v průběhu cyklování podle metody C, byl průsak zkušební roztoku z povrchu tělesa do jeho jádra (nikoliv kolem objímky). Průsak byl registrován ve všech laboratořích a začal se objevovat přibližně od 48. cyklu. S narůstajícím počtem cyklů se rychlost průsaku postupně zvyšovala a počet těles s průsakem narůstal. Roztok NaCl byl do objímky doplňován, ale během posledních cyklů již nebylo možno zajistit stálou výšku roztoku v objímce ani v průběhu jednoho cyklu. Jedna z laboratoří proto přistoupila během zkoušky k natření celého povrchu tělesa epoxidovým nátěrem, který zamezil průsaku zkušební roztoku tělesem. Na základě této zkušenosti byl při opakování zkoušky ve stáří těles 7 až 8 měsíců opatřen celý povrch zkušební tělesa (vyjma zkoušeného) epoxidovým nátěrem již před zahájením cyklování.

Vzhledem k průsaku zmrazovacího

Obr. 1 Příklad realizace – stěna podél silnice č. I/38 Kosmonosy, rok výstavby 2005, dodavatel JHP mosty | Fig. 1 Example of implementation – a wall along the road I/38 Kosmonosy, built in 2005 by JHP mosty

Obr. 2 Betonová tvarovka pro opěrné stěny | Fig. 2 Concrete block for retaining walls



roztoku tělesem je obtížné interpretovat výsledky zkoušky (tab. 1, metoda C). Zkouška vzhledem k nedostatečné těsnosti betonu neproběhla v souladu s normou, navíc během cyklování nebyl namáhán jen povrch betonu, ale prakticky celý, roztokem nasáknutý vzorek. Určité vyhodnocení výsledků zkoušky podle metody C je proto možné provést pouze do okamžiku, než se objevily první známky průsaku roztoku tělesy, tj. po provedení padesáti cyklů.

Po ukončení metody C byla další tělesa vystavena cyklování podle metody A. Zkušební soubor se rozšířil o vzorky ve tvaru výřezů. Zkouška podle metody A proběhla především v laboratoři 1, z kapacitních důvodů bylo několik těles testováno i v laboratoři 4. Tělesa by-

la před zkouškou po obvodu opatřena epoxidovým nátěrem, přičemž nátěr nebyl proveden 5 mm od hrany zkoušené plochy (obr. 3). Tím bylo zajištěno, zejména u štípaných těles s nerovnoměrným povrchem, že roztok soli skutečně působil jen na povrch a obvod vzorku do výšky 5 mm. Aby byl zkušebním roztokem zalit celý zkoušený povrch, je třeba u vzorků se štípaným povrchem nalít do misky až trojnásobné množství roztoku NaCl ve srovnání s tělesy s rovným, hladkým povrchem. Značné množství roztoku v miskách může vést k problémům s dosažením a udržením předepsané teploty zkušebního roztoku během cyklování. Proto bylo nezbytné během zkoušky pořizovat i záznam o průběhu teploty

v roztoku. Během cyklování byla zkušebním zařízením udržována průměrná teplota vypočtená z jednotlivých čidel podle požadavků normy, rozdíly mezi jednotlivými čidly byly zjištěny, souvisely s množstvím roztoku v miskách, ale nebyly větší jak 3 °C od průměrné hodnoty (přechlazován byl vzorek s malým množstvím roztoku – povrchy hladké a řezané, nedochlazovány vzorky se štípaným povrchem) (obr. 4). To je hlavní nevýhodou metody A při zkoušení vzorků se štípaným povrchem. Pokud to kapacita laboratoře umožní, je vhodné testovat ve zmrazovací komoře vzorky s nerovným povrchem odděleně od vzorků s rovným, hladkým povrchem. Výsledky zkoušky jsou uvedeny v tab. 1 – metoda A a v tab. 2.

Tab. 1 Průměrné odpady [g/m<sup>2</sup>] při zkoušce CHRL na vývrtech ve stáří zkušebních těles 1 až 2,5 měsíce ■ Tab. 1 Average waste [g/m<sup>2</sup>] during the test of resistance against de-icing salts with freeze-thaw cycles on cores at the age of 1 – 2,5 months

1-2,5 měsíce	Metoda C			Metoda A			Metoda C		
	Štípaný			Štípaný	Hladký	Řezaný	Štípaný	Hladký	Řezaný
Povrch – vývrt	Laboratoř 1	Laboratoř 2	Laboratoř 3	Laboratoř 1			Laboratoř 1		
Počet cyklů									
25	81	227	245	23	11	28	81	37	35
50	322	1570	669*	38	21	48	322	357 (141)	175 (247)
75	645	4020	1094*	53	36	74	645	1343	434
100	912	7383	1607*	64	51	108	912	1820	726
115	1443	neprováděno	1905*				1443	3288 (1381)	1480 (2124)
125				87	80	153			
150				115	118	226			
Kapilární nasákavost [g/m <sup>2</sup> ]	186	242	140	176	300	424	186	267	324

\*Vzorky natřeny v průběhu cyklování epoxidovým nátěrem. Hodnoty v závorce uvádí průměr bez započtení extrémních hodnot.

Tab. 2 Metoda A, stáří těles v okamžiku zahájení zkoušky 1,5 měsíce, celkové odpady [g/m<sup>2</sup>] po 150 cyklech. Výsledky zjištěny v laboratoři 1, hodnoty s \* v laboratoři 4 ■ Tab. 2 Method A, 1,5 months old samples, waste [g/m<sup>2</sup>] after 150 cycles. Results from laboratory 1, numbers with \* in laboratory 4

Tvar vzorku	Vývrt	Výřez	Vývrt	Výřez	Vývrt	Výřez
Povrch	Štípaný		Hladký		Řezaný	
Vzorek 1	149	121	176	79	279	75
Vzorek 2	109	133	44	81*	115	85*
Vzorek 3	87	37	134*	64	283*	44
Průměr g/m <sup>2</sup>	115	97	118	75	226	68
Průměrná kapilární nasákavost – 15 min [g/m <sup>2</sup> ]	176	316	300	503	424	130



Obr. 3 Úprava těles před zkouškou podle metody A, na obrázku výřez se štípaným povrchem ■ Fig. 4 Preparation of samples before test method A, sample with cut surface

Obr. 4 Kontrolní záznam průběhu teplot při zkoušce podle metody A – vybrána čidla s maximální vzájemnou diferencí ■ Fig. 4 Record of temperatures during test method A – sensors with a maximal difference

Obr. 5 Vzhled zkušební tělesa po zkoušce a po odstranění odpadů – metoda C, 115 cyklů ■ Fig. 5 Sample after 115 cycles of test method C

## ZKOUŠKY VE STÁŘÍ TĚLES 7 AŽ 8,5 MĚSÍCŮ

Po uplynutí sedmi měsíců od výroby byla zkouška odolnosti proti působení vody, mrazu a chemických rozmrazovacích látek zopakována na užším výběru vzorků. Relativně nízké celkové odpady stanovené podle metody A ve stáří 1,5 měsíce byly zopakovány i u těles ve stáří 7 až 8 měsíců. Tělesa byla až do okamžiku zkoušky uložena ve skladu laboratoře (20 °C, RH 50 ± 10 %), ne ve vodním uložení. Nízké celkové odpady byly zjištěny s půlročním odstupem i při zkoušce podle metody C. Vzorky byly celé vyjma zkoušeného povrchu před zkouškou natřeny epoxidovým nátěrem, aby bylo zabráněno prosakování roztoku vzorkem.

Opatření se osvědčilo, neboť nebylo třeba dolévat během probíhajícího cyklování roztok do objímky. Výsledky jsou uvedeny v tab. 3.

### DOPLŇUJÍCÍ ZKOUŠKY

Zkouška nasákavosti a vztlínivosti dle ČSN 73 1316 [4] si kladla za cíl zjistit vliv úpravy povrchu na celkovou a kapilární nasákavost (vztlínivost). Pro účely této zkoušky byla vyřezána ze středu čela bloků tělesa o průměrných rozměrech 190 x 125 x 70 mm, tj. podstatně větší tělesa než ta, která byla použita pro zkoušku odolnosti povrchu proti působení mrazu, vody a CHRL.

Výsledky ukázaly, že povrchová úprava neměla výrazný vliv na celkovou nasákavost vzorků, která se pohybovala

v rozmezí 4,4 až 4,9 %. Nejvyšší vztlínivost vykazovala tělesa s hladkou úpravou povrchu, která výrazně nasákla vodu již během první hodiny zkoušky (vztlínivost po jedné hodině činila 1,1 %, u ostatních těles v průměru 0,2 %). Přírůstek vlhkosti v čase od 1 h až do 168 h činil u vzorku s hladkým povrchem 1,3 %, u zbývajících těles 0,9 %. U těles s hladkým povrchem však při zkoušce odolnosti proti vodě, mrazu a CHRL nebyly stanoveny vyšší celkové odpady.

Kapilární nasákavost byla stanovována i na zkušebních vzorcích určených přímo pro zkoušku odolnosti povrchu proti působení vody, mrazu a CHRL. Výsledky jsou uvedeny v tab. 1 až 3. Rozdílly v nasákavosti jednotlivých těles nebyly výrazné. Výsledky zkoušky kapilární nasákavosti v tomto případě neposkytují vodítko pro objasnění rozdílů ve velikosti odpadů jednotlivých těles při zkoušce odolnosti.

Ačkoliv to TKP ŘSD kap. 18 nenařizují, bylo provedeno stanovení distribuce vzduchových pórů ve ztvrdlém betonu podle ČSN EN 480-11. Získané údaje jsou uvedeny v tab. 4 – jedná se o průměrné hodnoty zjištěné na dvou výřezech, které proměřily dvě různé laboratoře.

### DISKuze VÝSLEDKŮ ZKOUŠEK

Stanovení zkoušky odolnosti povrchu betonu proti působení vody, mrazu a CHRL podle metod ČSN 73 1326 nemusí být v případě vibrolisovaných jednovrstvých betonových tvarovek triviální záležitostí. Ačkoliv se při zkoušení štípaného povrchu jeví jako vhodnější metoda C, jelikož není třeba nalévat do objímky na povrch vzorku tak velké množství zmrazovacího roztoku jako v případě metody A, můžeme u metody C narazit na problém s průsakem zmra-

Tab. 3 Průměrné odpady [g/m<sup>2</sup>] při zkoušce CHRL na vývrtech ve stáří zkušebních těles 7 až 8,5 měsíců ■ Tab. 3 Average waste [g/m<sup>2</sup>] during the test of resistance against de-icing salts with freeze-thaw cycles on cores at the age of 7 – 8,5 months

7 – 8,5 měsíců	Metoda C		Metoda A		
	Štípaný		Štípaný	Hladký	Řezaný
Povrch – vývrt			Laboratoř 1		
Počet cyklů	Laboratoř 1	Laboratoř 2			
25	99	0	51	11	19
50	195	0	117	35	42
75	274	57	195	35	70
100	406	57	284	48	119
115	556	133			
125			369	61	184
150			444	75	272
Kapilární nasákavost – 15 min [g/m <sup>2</sup> ]	298	213	194	397	348

Tab. 4 Stanovení obsahu vzduchu ve ztvrdlém vibrolisovaném betonu. Hodnoty v závorce jsou dílčími hodnotami stanovenými na dvou vzorcích ■ Tab. 4 Air content in hardened vibrated – pressed concrete. The numbers in brackets are partial values for two samples

Mikroskop	Celkový obsah vzduchu [%]	Obsah mikroskopického vzduchu A <sub>300</sub> [%]	Spacing faktor [mm]
Laboratoř A	7,4 (8,2 / 6,6)	3,71 (4,57 / 2,85)	0,109 (0,097 / 0,12)
Laboratoř B	8,2 (8,3 / 8,1)	2,52 (2,19 / 2,84)	0,184 (0,231 / 0,137)

zovacího roztoku vzorkem (a to nezávisle na charakteru povrchu). Jak z dosavadních výsledků zkoušky vyplynulo, nemá charakter povrchu (řezaný – štípaný – hladký) výrazný dopad na celkové odpady při zkoušce odolnosti, pomine-li se fakt, že nelze jednoduše matematicky vyčíslit skutečnou smáčenou plochu v případě štípaného povrchu.

Vliv tvaru zkušební vzorku byl posuzován pouze u metody A ve stáří těles 2 až 2,5 měsíce. Vzhledem k nízkým odpadům během zkoušky nelze jednoznačně určit, zda výřez nebo vývrt ovlivňuje výsledek zkoušky. Určitý trend, který byl zaznamenán i při zkouškách před zahájením studie, však existuje a říká, že výsledky zkoušky odolnosti vychází o padesát procent příznivěji pro tělesa ve tvaru výřezů. Významným faktorem ovlivňujícím výsledek zkoušky odolnosti však tvar zkušební vzorku není.

Dalším sledovaným faktorem bylo stáří zkušebních těles. V případě metody A, která v obou zkoumaných časových intervalech proběhla standardním způsobem, byly zjištěny nízké celkové odpady a z pohledu požadavků TKP ŘSD kap. 18 na PZ vyhovující výsledky. V případě metody C je vzhledem k průběhu zkoušky ve stáří 1 až 2 měsíců obtížné správně zhodnotit vliv stáří zkušebních těles. Pokud provedeme srovnání velikosti odpadů po padesáti cyklech (kdy ještě nedocházelo k průsaku), byly u těles ve stáří 7 až 8 měsíců zaznamenány nižší odpady, výrazně nižší zejména u laboratoře 2.

Výrazný vliv na výsledek zkoušky má laboratoř, o čem nakonec již dříve informuje [6] a [7]. A nejedná se pouze o výsledek zkoušky odolnosti povrchu betonu proti působení vody, mrazu a CHRL podle ČSN 73 1326, ale také o stanovení distribuce vzduchových pórů ve ztvrdlém betonu podle ČSN EN 480-11. Zatímco z pohledu požadavků TKP ŘSD kap. 18 na PZ pro stupeň vlivu prostředí XF4 by laboratoři A byly zjištěny vyhovující výsledky, v případě laboratoře B by se u hodnoty spacing faktoru jednalo o neshodu.

Provedené zkoušky dále umožnily porovnat výsledky zjištěné podle jednotlivých metod. Za pomoci metody A byly opakovaně stanoveny celkové odpady po 150 cyklech do 500 g/m<sup>2</sup> začleňující povrchy betonu do stejné kategorie porušení dle tabulky 1 normy ČSN 73 1326 – stupeň porušení 2 [1]. V případě metody C byly ve stáří vzorků 1 až 2 měsíce zjištěny ve všech laborato-

řích vysoké odpady (průměr ze tří laboratoří 3 300 g/m<sup>2</sup> – 100 cyklů), zatímco při opakování zkoušky po půl roce byly stanoveny celkové odpady o řád nižší (průměr ze dvou laboratoří 345 g/m<sup>2</sup> – 100 cyklů). Možnou příčinou tak rozdílných výsledků je průsak roztoku zkušebním vzorkem u metody C při zkoušce ve stáří 1 až 2 měsíce.

## ZÁVĚR

Vibrolisované jednovrstvé betonové tvarovky je možno zkoušet podle metod ČSN 73 1326, kdy se metoda A jeví jako vhodnější. Ne z toho důvodu, že v našem případě byly za pomoci metody A zjištěny opakovaně nízké odpady, ale proto, že se není třeba obávat průsaku zmrazovacího roztoku zkušebním tělesem. Ten se může objevit až po několika proběhnutých zmrazovacích cyklech. U metody A však představuje určitý problém nerovnoměrný štípaný povrch s matematicky obtížně vyčíslitelnou plochou a výrazně větší množství roztoku potřebného na jeho dokonalé ponoření až do předepsané výšky. Odřezání štípaného povrchu vzorku by tento problém vyřešilo, neboť studie neprokázala výrazný vliv charakteru povrchu na celkové odpady. Obdobný problém jako se štípaným povrchem se může objevit i při zkoušení tvarovek se zakřiveným tvarem pohledové plochy jako jsou vibrolisované žlabky a žlabovky. Také v tomto případě je třeba pro dosažení předepsaného ponoření zkušební tělesa podle metody A použít velké množství zkušební roztoku.

Za zamýšlení dále stojí, proč beton, v němž není zabudována žádná výztuž a roztok posypové soli na něj působí pouze v podobě ostříku, musí splňovat stejná kritéria shody při zkoušce odolnosti betonu proti působení vody, mrazu a CHRL jako např. beton pro cementobetonové vozovky. Případné povrchové poškození betonu nezpůsobí funkční poškození opěrné zdi a nebude vést v případě štípaného povrchu ani ke snížení estetického efektu, neboť odloupený beton v pohledové ploše bude sotva viditelný. Stejně jako provádět zkoušky, tak také předepisovat požadavky na vlastnosti betonových výrobků se musí vždy citlivě a s rozmyslem.

Studie je výsledkem řešení projektu IMPULS FI-IM5/152 s názvem Výzkum a vývoj nových receptur výroby vibrolisovaných betonových prvků. Projekt byl realizován za finanční podpory z prostředků státního rozpočtu prostřednictvím Ministerstva průmyslu a obchodu.

## Literatura:

- [1] ČSN 73 1326 + Z1: Stanovení odolnosti povrchu cementového betonu proti působení vody a chemických rozmrazovacích látek. 11/2003
- [2] ČSN EN 771-3 Specifikace zdících prvků – Část 3: Betonové tvárnice s hutným nebo pórovitým kamenivem. 07/2003
- [3] Technické kvalitativní podmínky staveb pozemních komunikací. Kapitola 18 – Beton pro konstrukce. 10/2005
- [4] ČSN 73 1316 Stanovení vlhkosti, nasákavosti a vztlakovosti betonu. Zrušena bez náhrady k 11/2003
- [5] ČSN EN 480-11 Přísady do betonu, malty a injektážní malty – Zkušební metody – Část 11: Stanovení charakteristik vzduchových pórů ve ztvrdlém betonu. 05/2006
- [6] Dohnálek J. a kol.: Zkoušení mrazuvzdornosti betonu. Beton TKS 3/2008
- [7] Jelínek J. a kol.: Technologie, zkoušky – hledání odpovědí na některé otázky. Technologie betonu 2008, str. 40–47, ČBS Servis, s. r. o., ISBN 978-80-87158-09-8
- [8] ČSN EN 206-1 Změna Z3 Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda. 04/2008

Text článku byl posouzen odborným lektorem.



Ing. Hana Šachová, Ph.D.  
Chryso Chemie, s. r. o.  
Sokolovská 55/81, 186 00 Praha 8  
tel.: 602 322 320, fax: 416 577 611  
e-mail: hana.sachova@chryso.com  
www.chryso.com



Ing. Martin Konečný, MBA



Ing. Jiří Jiráček  
e-mail: jirakj@kb-blok.cz



Ing. Miroslav Rác  
e-mail: racm@kb-blok.cz

všichni tři: KB-BLOK systém, s. r. o.  
Ul. Masarykova 635, 439 42 Postoloprty  
tel.: 415 778 311, fax: 415 784 531  
www.kb-blok.cz



Ing. Petr Huňka  
tel.: 224 353 521  
e-mail: petr.hunka@klok.cvut.cz



Doc. Ing. Jiří Kolísko, Ph.D.  
tel.: 224 353 529  
e-mail: kolisko@klok.cvut.cz

oba: Kloknerův ústav ČVUT v Praze  
Šolínova 7, 166 08 Praha 6  
fax: 224 353 530, http://web.cvut.cz/ki

## CCC 2010 – BETONOVÉ KONSTRUKCE PRO OBDOBÍ NOVÝCH VÝZEV

Ve dnech 30. září a 1. října t. r. se v Konferenčním a kulturním centru Casino v Mariánských Lázních uskutečnil 6. Středoevropský betonářský kongres CCC (Central European Congress on Concrete Engineering).

Hlavním cílem kongresu bylo poskytnout jeho účastníkům přehled o nových stavebních projektech dopravní a energetické infrastruktury ve středoevropském regionu a o vývoji betonového stavitelství v podmínkách současného ekonomického útlumu. Pozornost letošního kongresu byla upřena především na dopravní stavby, nové mosty, tunely, a na betonové konstrukce v energetice a vodním hospodářství.

Samostatným tématem byly příklady hledání rovnováhy mezi technickými a užitnými aspekty staveb z betonu a o potřebou širší ochrany životního prostředí. 6. CCC kongresu se v dosud nevídané míře zúčastnili i odborníci ze zemí mimo střední Evropu, kteří jeho program obohatili pohledy a zkušenostmi z jiných částí Evropy a světa.

V úvodním zahajovacím bloku vystoupili Milan Kalný, předseda ČBS ČSSI a předseda Vědeckého výboru 6. CCC kongresu, Miroslava Urbancová, jménem starosty Mariánských Lázní Zdeňka Krále, György L. Balázs, předseda Národní skupiny *fib* Hungary a Jure Radič, vedoucí chorvatské delegace.

Blok vyzvaných přednášek zahájil Milan Kalný přednáškou „Long-term behaviour of balanced cantilever bridges“, poté pokračovaly přednášky Lutze Sparowitz „Temporary railway bridges made of UHPFRC“, György L. Balázse „Thin webbed girder in fire“, Jochena Röhma „Concrete structures for tidal current energy converters“ a Jure Radiče „Financing science in civil engineering while strengthening the European research area“. Odborný program byl rozdělen do sekcí Innovative concrete structures for the challenging times, Advanced concrete structures for power and water related industries, Worthwhile impulses from outside the central European region, Concrete structures exemplarily integrated into environment, Inspiring road and railway bridges and tunnels a New projects in central European infrastructure network.

V zrcadlovém sále měli účastníci kongresu možnost prohlédnout si stánky vystavujících firem a seznámit se s kulturou a tradicemi všech čtyř zakládajících států projektu CCC – České republiky, Chorvatska, Maďarska a Rakouska – v tzv. „koutku CCC“.

Společenský večer byl zahájen v prostorách Hlavní kolonády, kde účastníci kongresu shlédli vystoupení mažoretok a Zpívající fontánu, a poté se přemístili do prostor Casina, kde program večera pokračoval.

Na závěr kongresu byla předána zástava kongresu zástupcům z Maďarska a účastníci byli pozváni na 7. kongres CCC s názvem Innovative materials and technologies for concrete structures, který se uskuteční v polovině září 2011 v maďarském městě Balatonfüred.

Obr. 1 Zahájení kongresu

Obr. 2 Uvítací řeč pana György L. Balázse spolu s pozvánkou na 7. CCC kongres

Obr. 3 Neformální setkání v prostorách Zrcadlového sálu

Obr. 4 Společenský večer – Michael Pauser a György L. Balázs, vedoucí rakouské a maďarské delegace



# PRŮHYBY ŽELEZOBETONOVÝCH DESEK ■ DEFLECTIONS OF REINFORCED CONCRETE SLABS

Miloš Zich, Zdeněk Bažant

Během projekční, posudkové a znalecké činnosti je možné se často setkat se stropními konstrukcemi z monolitického železobetonu, které se po realizaci nechovaly tak, jak se od nich očekávalo; zejména docházelo k nadměrným průhybům. V článku jsou uvedeny některé poznatky a příklady, spojené s problémy statického projektování, posuzování vodorovných konstrukcí a s chováním na nich stojících příček, dveří, kovových rámců, sklobetonů apod. ■ During the design, consultancy and expert activities it is possible to meet reinforced concrete floor structures, which are excessively deflected after its construction. Some examples of structures are presented in this paper, which are associated with structural design of slabs and related problems of partition walls, doors, metal frames, glass concrete elements, installations etc., supported by these horizontal structures.

## PŘÍKLADY PROBLEMATICKÝCH STROPNÍCH KONSTRUKCÍ

Železobetonové monolitické stropní desky jsou u bytové, občanské, průmyslové a jiné výstavby navrhovány již desítky let. Jsou prováděny konstrukce různých typů: jednosměrně pnuté, křížem vyztužené, liniově podepřené, bodově podepřené s rovným podhledem, případně se skrytými či viditelnými hlavicemi. Jejich použití je účelné pro běžné rozpětí okolo 5 až 7 m, výjimečně až cca 9 m [1]. Pro vyšší rozpětí se navrhují desky vylehčené (např. různými tvarovkami, kazetami apod.), případně desky předpjaté. Přestože pro navrhování železobetonových desek i jejich provádění existuje celá řada předpisů a norem, projevuje se u některých konstrukcí i po několika letech řada závad. V následujících třech příkladech jsou uvedeny objekty, které autoři posuzovali v rámci znalecké činnosti a u nichž se problémy s průhyby projeví následnými poruchami příček a stěn na nich uložených.

### Lázeňský bytový dům

Dům byl dostavěn před cca třemi léty (2007) a od té doby je v provozu. Jedná se o dvoupodlažní objekt, kde v 1. PP jsou umístěny garáže bez dělicích stěn a v 1. NP se nalézají byty s členitou dispozicí. Objekt byl proveden jako železobetonový monolitický rámový skelet s křížem vyztuženými deskami tloušťky 220 mm s rovným podhledem mezi příčlemi rozměru 400 x 550 mm; rozpětí stropů je až 7,5 m. Svislé nosné konstrukce jsou tvořeny železobetonovými vnitřními sloupy a obvodovým zdívem z keramických tvarovek, vnitřní zdivo je pak u mezibytových stěn řešeno z důvodu zvukové neprůzvučnosti z vápenopískových bloků.

Již v letech 2008 až 2009 byly v 1. NP zjištěny:

- vodorovné trhliny v pásu vápenopískového zdiva tloušťky 250 mm nade dveřmi v podélné stěně mezi chodbou a byty, která spočívá přímo na stropní desce (obr. 1),
- obdobně uvnitř bytů v příčkách a dělicích zdech byly nalezeny mohutné praskliny.

Přes všechny hlavní trhliny byly provedeny sádrové kontrolní desky, které se všechny poměrně rychle porušily (obr. 2). Trhliny, mající šířku 2,5 až 3 mm, sledující ložné spáry vápenopískového zdiva a místo od místa přecházející stupňovitě (podle bloků zdiva) dolů, se od provedení kontrolních sádrových desek dále rozevřely. Oddělené části zdiva vytvořily klenby mezi

jednotlivými nosnými rámy stavby. Trhliny byly výrazně ovlivněny vstupními dveřmi do jednotlivých bytů (u nich končí).

Další trhliny byly zjištěny u mezibytových stěn z vápenopískových cihel, neuložených na průvlacích stropní konstrukce. Podobné trhliny se vyskytly i ve zdivu dělicích příček v přilehlých bytech. Je třeba poznamenat, že u příčných stropních průvlaků nad 1. PP byly na jejich bocích ve středu rozpětí viditelné kolmé pravidelné trhliny šířky 0,2 až 0,3 mm, naznačující mírný průhyb těchto prvků.

### Bytové domy

Jedná se o šest konstrukčně stejných bytových domů, postavených v letech 2003 až 2004.

Domy mají přibližně čtvercový půdorys 21,1 x 19,8 m, s pěti nadzemními obytnými podlažními a jedním podzemním podlažím, sloužícím pro garážování osobních aut. Dispozičně je v horních podlažích vytvořen vnitřní komunikační prostor (schodiště, chodby, výtahy), byty jsou umístěny po obvodu stavby. Konstrukčně se jedná o stěnový nosný systém





(betonové a zděné stěny) s železobetonovými křížem vyztuženými stropními deskami na rozpětí 4,7 až 6 m. Střecha je lehká, tvořená dřevěnými příhradovými vazníky.

Stropní deska nad 1. PP byla navržena jako monolitická v tloušťce 220 mm, ostatní podlaží mají desku silnou 200 mm. Část půdorysu desky (mimo komunikační prostor ve středu půdorysu) vytvoří filigránové stropní panely tloušťky 60 mm, spřažené s monolitickou částí tloušťky 140 mm. Strop nad 4. NP je atypická deska, celá monolitická, s obrácenými průvlaky (rošty) pro vynesení ustupujícího 5. NP a střechy. Vytváří se tak prostor pro terasy.

Obvodové i vnitřní stěny 1. PP byly provedeny do bednicích betonových tvarovek tloušťky 400 (250) mm, zalitých betonem, vnitřní nosné stěny 1. až 4. NP byly vyzděny z keramických cihel AKU tloušťky 250 mm. Všemi podlažími probíhají čtyři vnitřní železobetonové sloupy průřezu 250 x 400 mm, umístěné v nosných stěnách, které leží nad sebou. Některé ze stěn tloušťky 250 mm neprobíhají až do 1. PP (tj. nejsou umístěny nad nosnými stěnami 1. PP); jedná se zejména o mezibytové stěny (příčky) a dále o stěny u vstupů do všech bytů. Tyto těžké stěny jsou uloženy na stropních deskách jednotlivých podlaží. Obvodové zdivo 5. NP zatěžuje stropní desku nad 4. NP.



Obr. 1 Charakteristické trhliny ve stěně z vápenopískových bloků u lázeňského bytového domu ■ Fig. 1 Characteristic cracks in the wall made of lime-sand units used in a bath and residential house

Obr. 2 Vodorovné nadedvěrní trhliny, porušený sádrový terčík u lázeňského bytového domu ■ Fig. 2 Horizontal cracks above the door, disrupted plaster plate in a bath and residential house

Obr. 3 Vodorovná trhlina u vstupu do bytů u bytového domu ■ Fig. 3 Horizontal crack close to entrance to the flat in the residential house

Obr. 4 Typická trhlina v sádrové příčce u přístavby pavilonu nemocnice ■ Fig. 4 Typical crack in the thin plaster wall in the hospital

U všech šesti objektů byly ve stejném rozsahu zjištěny obdobné poruchy:

- Ve stěnách ve schodištvém vnitřním prostoru, kolmých na vjezd do garáží, případně v mezibytových stěnách provedených z AKU cihel, se vyskytují trhliny. Trhliny se nacházejí v 1. až 4. NP, jsou dobře viditelné, obvykle vycházejí od rohů zárubní dveří (obr. 3), rozvaděčů apod. (tj. z oslabených míst). Při prohlídce bylo patrné, že nedávno byly tyto trhliny běžným malířským způsobem sanovány (vyplnění akrylátovým tmelem, případně překrytí textilí – perlinkou). Přesto se objevily znovu, nicméně již v menším rozsahu, po opravách byla naměřená šíře cca 0,2 až 0,4 mm. Z charakteru trhlin ve stěnách je zřejmé, že se v příčkách vytvořily kvaziklenby, vyvolané průhyby stropních desek.

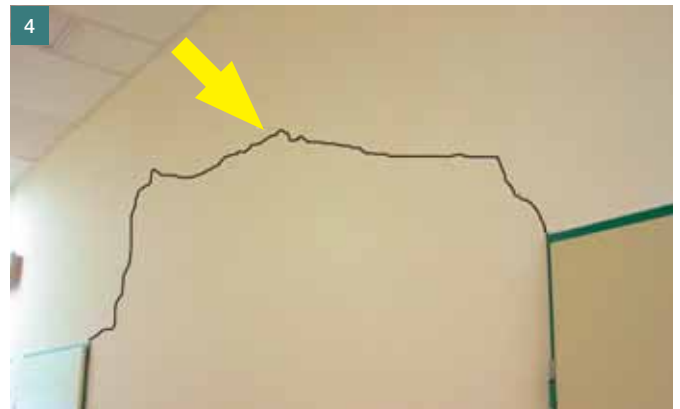
- Další trhliny se vyskytují v pórobetonových příčkách (v koupelnách a sociálních zařízeních). Obvykle se jedná o příčky přiléhající k mezibytové stěně, rovnoběžné s vjezdem do garáže. Vesměs jde o šikmé a vodorovné trhliny, přitom na několika místech se vyskytují i vodorovné trhliny mezi stropní deskou a příčkami. Příčky byly ke stropní desce dotěsněny pružnou hmotou, která se deformací desek stlačila a omítka popraskala. Opět i zde je vidět, že trhliny byly nedávno opravovány, přesto se opět objevily.

- Obdobné trhliny se vyskytují ve stěnách a příčkách po celém půdorysu 5. NP.

Lze konstatovat, že většina poruch se soustřeďuje na oblast okolo mezibytových stěn (rovnoběžných s vjezdem do garáže) – tedy do stěn, které jsou uloženy na desce 1. PP a jejichž zatížení se nepřenášá přímo až na základy. Poruchy jsou nejen neestetické, ale je omezena i funkčnost vstupních dveří do jednotlivých bytů (nejdou zavírat).

### Přístavba pavilonu v nemocnici

Objekt o třech nadzemních a jednom podzemním podlaží byl postaven v roce 1999. Nosné konstrukce jsou tvořeny bodově podepřenými železobetonovými deskami tloušťky 200 mm



s rovným podhledem. Desky jsou uloženy na sloupech 400 x 400 mm, rozmístěných v osnově (6 + 6,4 + 6,4 + 6) x (6 + 6 + 6 + 7,2) m. Kromě drobných nástaveb nad střechou jsou svislé nosné konstrukce ve všech podlažích stejné a umístěné nad sebou. V objektu byly užitý příčky tloušťky 80 mm a výšky 3,6 m ze sádrových bloků; některé z nich byly v 1. NP v oblasti rentgenů vyzděny ze sádrových bloků 2 x 60 mm s mezerou tloušťky 40 mm, vyplněnou barytem.

Po cca deseti letech provozu budovy bylo nezbytné provést podrobný pasport velkého množství trhlin v příčkách. Bylo konstatováno:

- Trhliny se vyskytují ve všech podlažích a na všech příčkách a v celém půdorysu stavby.
- Nejširší a nejdelší trhliny byly nalezeny v 1. NP a 2. NP v místě s největším rozpětím stropní desky. Umístění a směr trhlin v příčkách nasvědčují nadměrným průhybům všech stropních desek. Šířky trhlin se pohybují od vlasové šíře až po trhliny velice výrazné, otevřené až 3 mm (obr. 4). Masivní trhliny se vyskytují na styku deformovaného obráceného stropního průvlaku 2. NP a nosného zdiva 3. NP (obr. 5). Poruchy působí neesteticky, ale objevují se i problémy se zavíráním dveří, s deformacemi rámu otvorů apod. (obr. 6). Uživatel objektu nechával opakovaně zapravovat trhliny malířskými metodami, avšak neúspěšně a trhliny se v příčkách objevují znovu a znovu.



### Příčiny poruch

Uvedené příklady stropních desek vykazují obdobné příčiny vzniku trhlin v příčkách, které bylo možno shrnout do následujících bodů:

- U prvních dvou objektů se jedná o nevhodný konstrukční systém objektu v kombinaci rozdílným dispozičním uspořádáním 1. PP a dalších podlaží. Jsou použity těžké mezi-bytové zděné příčky, které byly uloženy na měkkých stropních deskách, které se prohýbají. Konstrukční systém měl zohlednit použití těžkých stěn, např. vložením tuhých průvlaků pod tyto stěny, případně použitím železobetonových stěn nebo stropních desek s výrazně větší tloušťkou.
- Těžké mezi-bytové zděné příčky se ve skutečnosti nechovají jako nenosné a vlivem deformací stropní desky se z nich stávají stěny „nosné“. Zatížení z horních podlaží se tak postupně sečítá a vnáší do nejspodnější desky, která se nutně prohne více, než bylo původně uvažováno.
- U prvního objektu se navíc projevila chyba postupu výstavby, kdy mezi-bytové příčky v 1. NP byly zděny dříve než strop nad nimi; jsou tedy nosné pro desku nad 1. NP (tj. pro střechu). Tak se tedy zatížení ze střechy (včetně zatížení sněhem) přenáší do desky nad 1. PP (nad garážemi), která se prohнула. Při každém spadu sněhu se tedy deformuje nejen horní stropní deska, ale i deska o podlaží níže.
- Stropní desky všech objektů se prohuly a zděné stěny a příčky nebyly schopny průhyb přenést a vytvořily se v nich trhliny.
- Pochybení ve statickém výpočtu, zejména nedimenzování desek na mezní stav průhybu. U žádného z objektů nebylo ve statickém výpočtu provedeno posouzení mezního stavu průhybů, případně šířky trhlin podle tehdy platných norem. Ve statickém výpočtu nebyl často uveden ani pružný průhyb jednotlivých prvků.
- Ze statického výpočtu nebylo ani u jednoho objektu zřejmé, jak bylo uvažováno zatížení příčkami, tj. jakou objemovou tíhu příček projekt předpokládal. V průběhu výstavby navíc u všech objektů došlo ke změnám materiálů příček a stěn a k dalším dispozičním změnám, a tak bylo velmi obtížné ověřit, zda předpokládané zatížení příčkami bylo ve skutečnosti dodrženo. Plošná hodnota zatížení příček byla v projektech často jen stroze a relativně nedostatečně odhadována. Přitom mělo být zatížení těžkými příčkami jednoznačně ve výpočtu uvažováno jako liniové.
- Všechny stropní desky byly v řadě míst dimenzovány na mezní stav únosnosti ohybovým momentem bez výraznějších rezerv, tj. velmi úsporně.
- U prvního objektu byl použit způsob vyztužování desky s ohyby výztuže umístěnými ve čtvrtinách rozpětí a s pře-

Obr. 5 Trhlina ve stěně v místě obráceného stropního průvlaků ■  
Fig. 5 Crack in the wall in the location of reversed floor girder

Obr. 6 Trhliny u dveřních zárubní ■ Fig. 6 Cracks at the doorframe

vedením této výztuže k hornímu povrchu. Tento způsob vyztužení je zcela nevhodný a již zastaralý, na řadě míst totiž nebyly v blízkosti podpor splněny normami dané minimální vzdálenosti nosné výztuže v deskách (dle ČSN 73 1201 rovné  $2h$ , nejvýše 400 mm).

- Desky nebyly v místech, kde není staticky nutná výztuž, opatřeny alespoň minimální konstrukční výztuží (např. kari sítí) pro zachycení smršťování betonu. To mělo za následek zvětšení průhybů.
- Po provedení přepočtu všech stropních desek bylo konstatováno, že jejich vypočtený průhyb, včetně průhybu zohledňujícího vznik trhlin a dotvarování betonu, se pohyboval v hodnotě cca 1/200 až 1/250 rozpětí.
- Spodní líc stropních desek byl často zakryt dodatečnými podhledy, tepelnými izolacemi a omítkami. Po jejich odkrytí se zjistilo, že (až na případ druhého objektu) desky nevykazovaly výrazné viditelné trhliny. U druhého objektu se ale našly v suterénní desce trhliny v místě koncentrace zatížení.
- Při pokusech změřit průhyb desek bylo konstatováno, že viditelné průhyby byly relativně malé, často těžko měřitelné. Při srovnání s vypočtenými průhyby bylo obtížně stanovitelné, nakolik průhybu brání jednotlivé příčky, a též nebyl znám výchozí stav bednění stropní desky. O celkovém průhybu desek bylo tedy často možno jen spekulovat.
- Ani jeden objekt nevykazoval problémy se založením.

### OBECNÉ POZNÁMKY K NÁVRHŮM STROPNÍCH MONOLITICKÝCH DESEK

Z hlediska statického řešení lze na základě předchozích příkladů a vlastní projekční činnosti formulovat několik podmínek k projektování desek tak, aby byl výsledek jejich návrhu pozitivní.

Zejména je nutné poznamenat, že stropní deska by měla být uspořádána ze statického hlediska účelně. Je vhodné omezit zvláštní tvary konstrukcí, které se sice dají staticky zvládnout, nicméně statický návrh nadměrně znesnadňují a náklady na jejich realizaci bývají vysoké.

Vždy je možné říci, že vzhled a dispozice stavby se dají při troše dobré vůle změnit tak, aby statické schéma stropní desky bylo jednoduché a její následné chování bylo přijatelné. Nelze např. pochválit nerozumné ukládání podporových konstrukcí přímo na ohybově měkké stropní desky v různých podlažích různě nad sebe. Jde totiž o to, aby deska spoleh-

livě a staticky jasně přenášela nejen vlastní hmotnost a proměnné zatížení, ale i hmotnost konstrukcí na ní ležících až na základy a do podlaží stavby. Komplikované uspořádání stavby a jejich stropů se může během času projevit nadměrnými deformacemi nebo i poruchami stavby.

Přitom je třeba vzít v úvahu, že každý objekt by měl být uspořádán tak, aby ho bylo možné v budoucnosti použít i k jiným účelům. Za několik let nemusí být stavba s určitým vybavením vůbec zapotřebí, nebo ji bude třeba pro jiný provoz zcela rekonstruovat.

Na základě dlouholetých zkušeností lze pro projektování a provádění železobetonových stropních desek doporučit několik zásad:

- V návrhu desky je nejdůležitější určení vnějších tvarů, umístění podpor, typu statického působení a z toho zejména vyplývající volba tloušťky desky, která má rozhodující vliv na její celkové chování. Je třeba si uvědomit, že ohybová tuhost desky se mění s třetí mocninou tloušťky. Například jen prosté zvýšení desky z 200 na 220 mm má za následek zvýšení tuhosti průřezu o 33 %, a to v konečném důsledku znamená menší průhyby desky.
- Tvary konstrukcí by měly být uvažovány rozumně. Navrhovat by se měly pokud možno desky rovinných nebo přímkových povrchů, tj. takové, které se dobře bední. Pak se i snadno do bednění ukládá výztuž.
- Hlavní nosný systém by měl být (pokud je to možné) ve všech podlažích stejný. Je třeba se vyvarovat přenosu zatížení z horních podlaží přímo do desek mimo vlastní podpory. Pokud je to přesto nutné, je třeba výrazně zvýšit tuhost této desky, případně navrhnout v desce zesilující průvlaky apod.
- Stropní desky a jejich podporové konstrukce je třeba vhodně dilatovat. Dilatace se provádí ve vztahu k délce objektu a jeho výškovému uspořádání. Dilatační spára má probíhat shora dolů celým objektem. Použití vloženého pole v desce místo dilatace bývá zdrojem problémů a nelze ho doporučit.
- Pokud není použita dilatace, je třeba stavbu řešit na účinky smršťování betonu – ty bývají značné. I v místech, kde není staticky nutná žádná výztuž, je třeba věnovat pozornost návrhu alespoň minimální výztuže na účinky smršťování. Stává se, že se v těchto místech vytvoří těsně po betonáři řada smršťovacích trhlinek, které se po odbednění desky mohou sice uzavřít, ale za cenu zvýšeného průhybu.
- Účinky smršťování desek mohou mít značný vliv na dimenzování podporujících sloupů, a to zejména ve spodních suterénních podlažích, kde jsou sloupy tužší.
- Je třeba se vyvarovat nakupení otvorů v nevhodných místech, zejména v okolí lokálních podpor. To pak znesnadňuje dimenzování desky na protlačení.
- Pro omezení viditelného průhybu lze navrhovat u stropních desek nadvýšení spodního líce. Obvykle se jedná o liniové nadvýšení bednění. Je třeba si ale uvědomit, že nadvýšení neeliminuje celkový průhyb, a tedy není možné tak snížit vliv průhybů na deformace přiček, uložených na desce. Provedení nadvýšení bednění se po několika letech provozu stavby (např. při dodatečných posudcích) jen velmi těžko prokazuje, neboť obvykle o něm neexistují záznamy. Při návrhu nadvýšení je třeba vždy trvat na důsledném geodetickém zaměření bednění a zápisu o provedeném nadvýšení.
- V dnešní době výpočetní techniky nečiní statická analýza desek zásadní potíže, neboť vytvoření deskových modelů je již běžné.

## NOVÝ ŘEDITEL KLOKNEROVA ÚSTAVU ČVUT V PRAZE



Do funkce nového ředitele Kloknerova ústavu ČVUT v Praze byl od 1. října 2010 jmenován Doc. Ing. Jiří Kolísko, Ph.D. Jiří Kolísko absolvoval fakultu stavební ČVUT v Praze Obor konstrukce a doprava v roce 1989. Ve stejném roce nastoupil do Kloknerova ústavu ČVUT, kde působí dodnes. V posledních několika letech zde zastával pozici vedoucího Experimentálního oddělení Kloknerova ústavu a Akreditované laboratoře Kloknerova ústavu č. 1061. Předmětem jeho odborných aktivit je experimentální ověřování mechanicko-fyzikálních vlastností konstrukcí a materiálů, diagnostika staveb, technologie betonu, sanace betonu a sanace vlhkého zdiva. V uvedených oblastech se intenzivně věnuje vědecké, expertní i pedagogické činnosti. Své zkušenosti předává studentům na Fakultě stavební ČVUT v Praze i odborné veřejnosti na seminářích, konferencích i formou publikací.

## KOMPLEXNÍ POŽÁRNÍ OCHRANA A BEZPEČNOST S VYUŽITÍM BETONU



Z dílny The European Concrete Platform, která na evropské úrovni zastřešuje výrobce prefabrikátů (BIBM), cementu (CEMBUREAU), přísad (EFCA), transportbetonu (ERMCO) a kameniva (UEPG), se k nám dostává překlad příručky: „Comprehensive fire protection and safety with concrete“. Publikace je určena pro „projekty, orgány státní správy, investory, požární úřady, pojišťovací společnosti a širokou veřejnost. Je zde ukázáno, jaké může být využití betonu pro zajištění komplexní požární ochrany, zahrnující ochranu životů, majetku a životního prostředí“.

Tuto a řadu dalších publikací můžete nalézt v různých jazycích na [www.europeanconcrete.eu](http://www.europeanconcrete.eu) a českou verzi na webových stránkách časopisu [www.betontks.cz](http://www.betontks.cz).

Z obsahu uvádíme názvy hlavních kapitol: Beton poskytuje komplexní požární ochranu, Chování betonu v ohni, Požární bezpečnostní návrh s využitím betonu, Ochrana lidí, Ochrana majetku a obchodu, Beton a požárně bezpečnostní inženýrství a Výhody přidané hodnoty betonu.

Michal Števíla

- Také vytvoření prostorových lineárních modelů celých budov je již v projekční praxi časté. Prostorový model by ale měl být vždy jen doplňkem k podrobnějším deskovým modelům. U prostorového modelu je dělení sítě konečných prvků často méně podrobné, model neobsahuje všechny otvory, má méně zatěžovacích stavů od nahodilého zatížení apod. Používá se spíše pro zohlednění prostorové tuhosti budovy, k analýze ztužujících jader, výpočtu reakcí na základy, výpočtů účinků od větru, dynamických účinků apod. Pro samotné dimenzování desek nemusí být vždy vhodný, zejména z důvodu vzniku tuhých rámových rohů mezi stěnami a deskami. Vždy je na projektantovi, aby uvážil vliv tohoto spojení v závislosti na typu podpory (železobetonová stěna, zdivo).
- Prostorové modely také obvykle nezohledňují smršťování a postupnou výstavbu objektu. Vznikem trhlin v železobetonových konstrukcích navíc dochází k přerozdělení vnitřních sil v deskách i stěnách. Proto se obecně doporučuje desky uvažovat bezpečně v uložení na liniových podporách jako kloubové. Dojde tím k zmenšení výztuže v rámovém rohu stěna – deska a k zvětšení výztuže desky v poli.

### OMEZENÍ PRŮHYBŮ DLE EN 1992-1-1

Předchozí tři příklady desek byly dimenzovány dle původní normy ČSN 73 1201 a při zpracovávání posudků těchto staveb bylo na ně nutno tak nahlížet. V současné době ale u nás platí nové evropské normy [2]. Proti předcházející normě má však euronorma mírně odlišný náhled na provedení posouzení. Zamezilo by použití nové normy zvýšeným průhybům uvezených desek?

V nové normě se uvádí, že deformace prvku nebo konstrukce nesmí nepříznivě ovlivnit jejich řádnou funkčnost nebo vzhled. Příslušné mezní hodnoty průhybu se mají stanovit s přihlédnutím k povaze konstrukce, její povrchové úpravě, příčkám, pevnému vybavení a funkci konstrukce. Deformace nemají překročit hodnoty, kterým mohou být vystaveny jiné prvky napojené na konstrukci, jako jsou příčky, zasklení, obklady, technická zařízení budov nebo povrchové úpravy. V některých případech lze požadovat omezení deformace pro zajištění správné funkce strojního zařízení nebo přístrojů nesených konstrukcí, popř. aby se zabránilo tvoření prohlubní na plochých střechách.

Mezní hodnoty průhybů jsou v normě odvozeny z ISO 4356 a mají obecně zajistit vyhovující funkčnost pozemních staveb, a to např. u obytných, administrativních a veřejných budov nebo továren. Je však třeba se přesvědčit, že mezní hodnoty jsou vhodné pro konkrétní uvažované konstrukce, přitom ale zde nejsou kladeny žádné zvláštní požadavky. Další údaje o průhybech a mezních hodnotách lze získat z ISO 4356.

Vzhled a obecná použitelnost konstrukce mohou být dle EN 1992-1-1 ohroženy, pokud vypočtený průhyb nosníku, desky nebo konzoly při kvazistálém zatížení překročí hodnotu 1/250 rozpětí; průhyb se stanoví ve vztahu k podporám. Tomu by příklady staveb z úvodu článku vyhověly, přesto se u nich problémy vyskytly. Pro kompenzaci celého průhybu nebo jeho části lze použít nadvýšení, avšak nadvýšení bednění nemá celkově překročit hodnotu 1/250 rozpětí.

Průhyby, které mohou poškodit přilehlé části konstrukcí, mají být omezeny. Obvykle vyhovující mezní hodnota průhybu po zabudování prvku od kvazistálé kombinace zatížení je dle EN 1992-1-1 1/500 rozpětí. Tomuto kritériu již předchozí příklady staveb jednoznačně nevyhovují. V závislosti na citlivosti na porušení přilehlých částí se ale musí uvažovat i jiná

menší omezení. Limitní průhyb musí být stanoven na základě analýzy interakce se souvisejícími zabudovanými konstrukcemi, a může tak být výrazně menší než 1/500 rozpětí.

Mezní stav přetvoření může být ověřován buď omezením poměru rozpětí/výška podle [2] odstavce 7.4.2, nebo porovnáním vypočteného průhybu s mezní hodnotou podle [2] odstavce 7.4.3. Normová ustanovení dávají horní mez průhybu, jejich skutečná hodnota by měla být menší. Pokud je splněno kritérium norem, je vysoká pravděpodobnost, že reálný průhyb nebude nadměrný.

Skutečné deformace se mohou lišit od vypočtených hodnot zvláště v případech, kdy hodnoty působících momentů se blíží k hodnotám momentů při vzniku trhlin. Tyto rozdíly budou záviset na rozptylu materiálových vlastností, na podmínkách prostředí, na historii zatěžování, na omezení přetvoření v podporách, na základových podmínkách atd.

### ZÁVĚR

Článek s příklady porušených příček upozorňuje na nutnost dimenzování železobetonových stropních konstrukcí na mezní stav průhybu, které u stropních desek bývají často relativně malé. Přesto je třeba důsledně zohledňovat možnost vzniku trhlin a reologické jevy v betonu. Ani mezní hodnota 1/500 rozpětí, doporučovaná v EN 1992-1-1, nemusí totiž být dostačující. V řadě případů je třeba použít kritérium ještě přísnější – až 1/1 000 rozpětí.

Je třeba si uvědomit, že pro nevyhovující deformace stropních desek je velice obtížné dodatečně zajistit nápravu. Seriozní opatření (např. předeptnutí kabely, vložení ocelových sloupků a rámu, spojené s nutností jejich aktivace) jsou velmi nákladná a vyžadují uzavření provozu, vystěhování nájemníků na dobu několika měsíců apod. Navíc existují komplikace s řadou rozvodů inženýrských sítí, vzduchotechniky apod.

V podstatě lze konstatovat, že s deskou poddimenzovanou na průhyb se u využívaného objektu reálně nedá udělat téměř nic. Lze jen provádět běžné malířské práce a předpokládat, že po několika letech dojde k ustálení průhybů a tedy i k ustálení rozvoje trhlin v příčkách a stěnách. Bohužel po tuto dobu jsou uživatelé staveb obtěžováni esteticky nepřijemnými trhlinami.

Uvedené výsledky byly získány za finanční podpory z prostředků státního rozpočtu prostřednictvím MPO ČR v rámci projektu FI-IM5/128 „Progressivní konstrukce z vysokohodnotného betonu“ a za finančního příspěví MŠMT ČR, projekt 1M0579, v rámci činnosti výzkumného centra CIDEAS.

Ing. Miloš Zich, Ph.D.

tel.: 541 147 860, e-mail: zich.m@fce.vutbr.cz



Doc. Ing. Zdeněk Bažant, CSc.

tel.: 541 147 862, e-mail: bažant.m@fce.vutbr.cz

oba: Ústav betonových a zděných konstrukcí VUT v Brně  
Veveří 95, 662 37 Brno

### Literatura:

- [1] Zich M., Bažant Z.: Plošné konstrukce, nádrže a zásobníky, ISBN 978-80-7204-693-5, Akademické nakladatelství Cerm, 2010
- [2] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla pro pozemní stavby, Český normalizační institut, prosinec 2006, oprava 1 07.09 a změna Z1 03.10.

# NEDESTRUKTIVNÍ ZKOUŠENÍ BETONU ODRAZOVÝMI TVRDOMĚRY V KONSTRUKCI PODLE EVROPSKÝCH NOREM A ČESKÝCH TECHNICKÝCH NOREM ■ NON-DESTRUCTIVE TESTING OF STRUCTURAL CONCRETE BY MEANS OF SCHMIDT IMPACT HAMMERS IN COMPLIANCE WITH EUROPEAN STANDARDS AND CZECH TECHNICAL STANDARDS

Jiří Brožovský

V článku je uvedena analýza praktické využitelnosti postupů zkoušení a vyhodnocení výsledků nedestruktivních zkoušek pevnosti betonu v tlaku v konstrukci s využitím odrazových tvrdoměů uvedených v evropských a národních (českých) technických normách. Vyhodnocení hodnot odrazu na zkušební ploše postupem dle ČSN EN 12504-2 se vyznačuje přípustnými odchylkami jednotlivých hodnot odrazu od průměrné hodnoty na zkušební místě, v rozmezí 15 až 25 %. To ve svém důsledku negativně ovlivní stanovené hodnoty pevnosti v tlaku betonu v konstrukci. Úprava povrchu betonu brusným kamenem dle ČSN EN 12504-2 je vhodná pro nově betonované konstrukce s hladkým povrchem, ale neumožní odstranit zkrabatonovanou vrstvu betonu, která se v různé míře vyskytuje na již existujících konstrukcích. Základní křivka uvedená v ČSN EN 13791 pro určení pevnosti betonu z hodnoty odrazu je sporná, protože nezohledňuje typ tvrdoměru a vliv polohy tvrdoměru při zkoušení řeší nedostatečně. Křivka pro hodnoty odrazu 20 až 24 neodpovídá realitě. V ČSN EN 13791 se připouští použití i jiných vhodně stanovených vztahů a základních křivek. Je smysluplné používat obecné kalibrační vztahy pro jednotlivé typy tvrdoměů uvedené v ČSN 73 1373, včetně zohlednění směru zkoušení. Přínosem ČSN EN 13791 je uvedení postupů pro vyhodnocení a odhad pevnostní třídy betonů ze zkoušek válcových těles upravených z vývrtů odebraných z konstrukce. ■ This paper analyzes practical usability of testing/evaluation of non-destructive test results of structural concrete and Schmidt impact hammers as mentioned in European standards and local (Czech) technical standards. Evaluation of test results on the test surface as described in CSN EN 12504-2 features comparatively high allowed variations (between 15 % and 25 %) from particular rebound values from the mean value on the given test point. As a result, it negatively affects the stated compressive strength of structural concrete. Test surface treatment by means of grindstone, as consistent to CSN EN 12504-2, is especially suitable for newly cast constructions featuring smooth surface nevertheless, it prevents from the removal of the carbonized layer of concrete that typically occurs in varying degrees on existing structures. The basic curve – as displayed in CSN EN 13791 for assessment of concrete strength based on the rebound value – is very disputable because it does not take into account Schmidt impact hammer type i.e. different impact energy and, what is more, the impact hammer direction during testing is considered insufficiently. The curve related to the rebound values between 20 and 24 does not correspond to facts. Since CSN EN 13791 admits other appropriately defined correlation and basic curves, the use of general calibration correlation for particular Schmidt impact hammer types as mentioned in CSN 73 1373, including consideration of the impact hammer testing direction, is unambiguously meaningful. The indisputability of CSN EN 13791 consists in the fact that it describes procedures covering assessment of concrete strength classes based on the structure core sampling.

Různé technické normativy včetně technických norem mají v České republice velkou tradici vycházející z technické normalizace dřívějšího Československa. Tuzemská normalizace byla vždy na velmi dobré úrovni při srovnání se zahraničními či mezinárodními normami.

V posledním období procházejí technické normy v České republice značnou obměnou, původní české technické normy jsou nahrazovány převzatými normami evropskými. Tato obměna se nevyhnula ani oblasti zkoušení betonů, včetně nedestruktivního zkoušení. Bohužel, některé evropské normy mají daleko k dokonalosti a mnohé původní české technické normy byly podstatně kvalitnější a srozumitelnější.

Ve stavební praxi jsou nejčastěji pro nedestruktivní zkoušení betonu využívány Schmidty tvrdoměry „Original“ (tj. pružinové s přímým odečítáním hodnoty odrazu na přímkové stupnici) typu N, v menší míře i typu L. Uvedené typy Schmidty tvrdoměů se liší energií rázu, u typu N je energie rázu 2,207 Nm a u typu L je energie rázu 0,735 Nm, podle údajů výrobce jsou určeny pro zkoušení pevnosti betonu v tlaku v rozmezí 10 až 70 MPa.

Odrazový tvrdoměr typu N je vyráběn i jinými výrobci a je dodáván pod různými komerčními označeními (např. Elcometer atd.), ale má obdobné technické parametry jako tvrdoměr systému Schmidt.

Nedestruktivní zkoušení odrazovými tvrdoměry je využíváno pro zjišťování pevnosti betonu při stavebně-technických průzkumech či prokazování kvality betonu zabudovaného v konstrukci, ale také pro operativní zjištění pevnosti betonu v konstrukci např. před odbedněním. Jestliže v prvních příkladech je třeba stanovit upřesněnou pevnost betonu, tj. provádí se upřesnění výsledků nedestruktivních zkoušek s pomocí destruktivních zkoušek pevnosti zjišťované na omezeném počtu jádrových vývrtů, pak v druhém případě jsou postačující pevnosti betonu z výsledků nedestruktivních zkoušek.

V článku je provedena analýza postupů pro určení pevnosti betonu v tlaku dle evropských a národních norem se zaměřením na využití odrazového tvrdoměru systému Schmidt „Original“ typu N.

## NORMY PRO ZKOUŠENÍ PEVNOSTI BETONU V KONSTRUKCI ODRAZOVÝMI TVRDOMĚRY

V současné době pro zkoušení pevnosti betonu v konstrukci existuje souběh evropských a národních norem.

Do systému českých technických norem pro zkoušení betonu v konstrukcích tvrdoměrnými metodami jsou zahrnuty tyto evropské normy:

- ČSN EN 12504-1: 2009 „Zkoušení betonu v konstrukcích – Část 1: Vývrtvy – Odběr, vyšetření a zkoušení v tlaku“
  - ČSN EN 12504-2: 2002 „Zkoušení betonu v konstrukcích – Část 2: Nedestruktivní zkoušení – Stanovení tvrdosti odrazovým tvrdoměrem“
  - ČSN EN 13791: 2007 „Posuzování pevnosti betonu v tlaku v konstrukcích a v prefabrikovaných betonových dílcích“
- Současně s uvedenými evropskými normami zahrnuje systém českých technických norem i národní technické normy, konkrétně jsou to:
- ČSN 73 1370: 1982 „Nedestruktivní zkoušení betonu. Společná ustanovení“ (určená ve smyslu NV 163/2002 Sb.)

- ČSN 73 1373: 1983 „Tvrdoměrné metody zkoušení betonu“ (určená ve smyslu NV 163/2002 Sb.)
- ČSN 73 2011: 1988 „Nedeštruktivně skúšanie betónových konštrukcií“ (určená ve smyslu NV 163/2002 Sb.).

## VYBRANÉ POŽADAVKY NOREM PŘI ZKOUŠENÍ ODRAZOVÝM TVRDOMĚREM

### Požadavky na tvrdoměry a podmínky zkoušení

V předmluvě ČSN EN 12504-2 je uvedeno, že podkladem pro normu bylo používání přístroje typu N, který původně navrhl pan Schmidt.

V předmětě normy se uvádí postup pro stanovení tvrdosti odrazovým tvrdoměrem na povrchu ztvrdlého betonu pomocí ocelového beranu vymrštěného pružinou, a že tvrdost stanovená touto metodou se využívá k posouzení stejnoměrnosti uloženého betonu. Metoda není zamýšlena ke stanovení pevnosti betonu v tlaku, ale při vhodné korelaci může být použita pro její odhad.

V čl. 4.1. této normy je odrazový tvrdoměr definován jako: „*Odrasový tvrdoměr, sestávající z ocelového beranu s pružinou, která po uvolnění vymršťuje ocelový razník proti povrchu betonu. Velikost odrazu ocelového beranu od ocelového razníku se zjišťuje na přímkové stupnici, která je připojena k zařízení.*“ A v poznámce se uvádí: „*Na trhu je několik typů a velikostí odrazových tvrdoměrů pro zkoušení různých pevnostních tříd a druhů betonu. Každý typ a velikost tvrdoměru se má používat pouze pro pevnostní třídy a druhy betonu, pro které je určen.*“

Dle čl. 5.1. musí být minimální tloušťka betonových prvků 100 mm a musí být spojeny s konstrukcí, menší zkušební tělesa mohou být zkoušena za předpokladu, že jsou pevně podepřena. Při výběru zkušebních ploch se musí vzít v úvahu druh a pevnost betonu, druh a vlhkost povrchu, posun betonu při zkoušce a směr zkoušky.

Minimální počet měření odrazu na zkušební ploše je devět. Výsledkem zkoušky je střední hodnota ze všech čtení, zohledňuje se poloha tvrdoměru podle pokynů výrobce.

Podle ČSN 73 1373 lze pro zkoušení používat tři typy Schmidtova tvrdoměru, konkrétně typ N, L a M. Jsou zde specifikovány i podmínky použití.

Požadavky na výběr a úpravy zkušební plochy jsou uvedeny v čl. 5. Zkušební plocha, konkrétně:

- Schmidtvův tvrdoměr typu N – nejmenší tloušťka vrstvy betonu 100 mm, zkoušená krychelná pevnost betonu v rozmezí 17 až 60 MPa,
- Schmidtvův tvrdoměr typu L – nejmenší tloušťka vrstvy betonu 60 mm, zkoušená krychelná pevnost betonu v rozmezí 15 až 50 MPa,
- Schmidtvův tvrdoměr typu M – nejmenší tloušťka vrstvy betonu 200 mm, zkoušená krychelná pevnost betonu v rozmezí 25 až 60 MPa.

Pro uvedené tvrdoměry je v normě specifikována i vlhkost zkoušeného betonu:

- **beton suchý** – tj. beton s obsahem vlhkosti do 0,3 % podle hm.;
- **beton přirozeně vlhký** – beton s obsahem vlhkosti zpravidla od 0,5 do 2,5 % hm. – za takový se považuje beton uložený nejméně čtyři dny v ovzduší s teplotou  $\geq +15$  °C a s relativní vlhkostí  $> 50$  a  $\leq 65$  % – běžné případy použití tvrdoměrů;
- **vlhký beton** – beton s vlhkostí zpravidla  $> 2,5$  a  $\leq 5$  % hm. – za takový se považuje beton uložený nejméně čtyři dny

v ovzduší s relativní vlhkostí  $> 90$  % – běžné případy použití tvrdoměrů.

- Norma definuje ještě **beton nasycený vodou** (s obsahem vlhkosti zpravidla  $> 5$  %) – tento beton by neměl být Schmidtovým tvrdoměrem zkoušen.

Pro výběr zkušebního místa platí čl. 31 a 44 této normy: „*Beton se zkouší na vybraných a upravených zkušebních místech, která se volí tak, aby svým rozložením a počtem reprezentovala zkoušenou plochu betonu. Zkušební místa se pokud možno nevolí nad probíhající ocelovou výztuží. V nezbytném případě mohou však být umístěna nad výztuží dostatečně krytou betonem tak, aby jí nebyl ovlivněn výsledek zkoušky. Zkušební místa se volí na povrchu betonu podle zásad čl. 31 tam, kde je beton stejnoměrný, bez štěrkových míst, vlhký, přirozeně vlhký, nebo suchý. Zvolená místa musí být tak velká, aby se na nich dal provést potřebný počet úderů tak, aby po vyloučení nevhodných měření zůstalo nejméně pět platných měření.*“ Zpravidla se doporučuje na zkušebním místě provést deset měřených odrazů.

### Příprava zkušební plochy pro zkoušení odrazovým tvrdoměrem

Podle EN 12504-2 se zkušební plocha obrousí brusným kamenem až je hladká. Hladké povrchy se mohou zkoušet bez obroušení. Musí se odstranit jakákoliv voda, která je na povrchu betonu.

Dle ČSN 73 1373 se zkušební plocha zbaví zkarbonatované vrstvy betonu a vybrousí se zasucha tak, aby byla patrná struktura betonu. (Betony s krychelnou pevností nad 40 MPa lze zkoušet i na neobroušeném povrchu, je-li hladký a tvrdý, a jestliže bylo prokázáno porovnávací zkouškou na obroušeném a neobroušeném místě, že hodnoty odrazu jsou prakticky stejné.)

Autor prováděl porovnání hodnoty odrazu ze zkušební Schmidtovým tvrdoměrem typu N na povrchu betonu obroušeném brusným kamenem (postup dle ČSN EN 12504-2) a bruskou s diamantovým kotoučem (úprava povrchu dle ČSN 73 1373) na betonech pevnostní třídy C20/25 a C25/30. Zkouškami bylo zjištěno, že v průměru se hodnota zjištěná na zkušební ploše upravené postupem dle ČSN EN 12504-2 liší o 2,2 jednotek odrazu ve srovnání se zkušební plochou upravenou dle ČSN 73 1373. Variační koeficient hodnot odrazu zjištěných na zkušební ploše upravené postupem dle ČSN EN 12504-2 byl vyšší o 12,1 % ve srovnání s úpravou dle ČSN 73 1373, který byl 6,2 %.

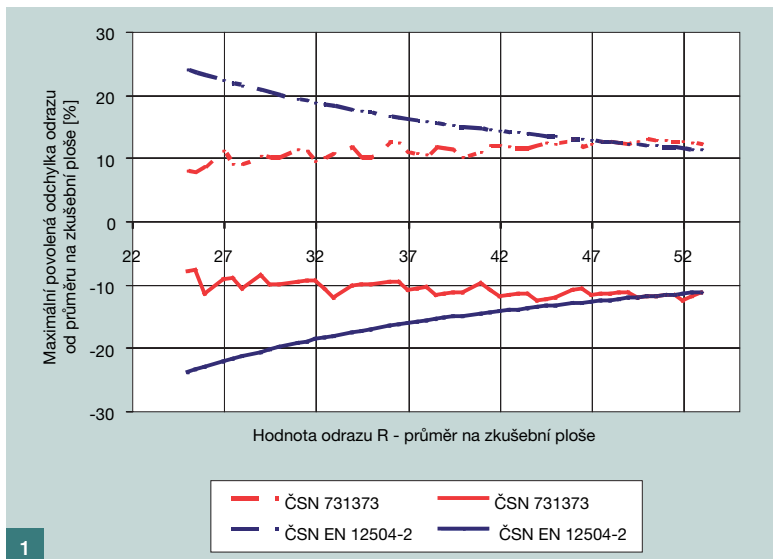
Z uvedeného vyplývá, že úprava zkušebních ploch dle ČSN EN 12504-2 je sice jednodušší, ale není optimální.

### Vyhodnocení výsledků zkoušení

Podle ČSN EN 12504-2 je výsledkem zkoušky střední hodnota ze všech čtení, která se vyjádří jako celé číslo a jestliže se více než 20 % všech hodnot odrazu liší od střední hodnoty o více než šest jednotek, pak celá sada čtení musí být zamítnuta.

Podle ČSN 73 1373 musí být na zkušebním místě minimálně pět platných měření. Každé hodnotě odrazu se přiřadí dle tabulky nebo kalibračního vztahu hodnota pevnosti s nezaručenou přesností (zohledňuje se poloha tvrdoměru) a vypočítá se průměrná hodnota pevnosti. Hodnoty lišící se o více jak  $\pm 20$  % se vyloučí a ze zbývajících pěti platných hodnot se vypočítá průměr. Hodnota pevnosti na zkušebním místě se zaokrouhlí na celé číslo.

Pro ilustraci je provedeno porovnání rozptýlů hodnot od-



Obr. 1 Porovnání povolených maximálních odchylek hodnot odrazu na zkušební místě vyhodnocených podle ČSN EN 12504-2 a ČSN 731373 ■ Fig. 1 Confrontation of allowed maximum variations of rebound values on given test point as evaluated by ČSN EN 12504-2 and ČSN 73 1373 respectively

razu Schmidta tvrdoměru typu N (vodorovná poloha při zkoušení), vyhodnocených postupem dle ČSN EN 12504-2 a postupem dle ČSN 73 1373 – v případě rozptylů hodnot odrazu byly vypočítány zpětně z maximálního rozptylu pevností, který je  $\pm 20\%$ . Graficky je porovnání pro Schmidtův tvrdoměr typu N znázorněno na obr. 1.

Z provedeného porovnání povolených rozptylů hodnot odrazu při vyhodnocení výše uvedenými postupy vyplývá, že při postupu dle ČSN EN 12504-2, zejména v intervalu hodnoty odrazu 25 až 45, mohou odlehlé hodnoty odrazu na zkušební místě ležet v intervalu od  $\pm 24$  a do  $\pm 15\%$ . Pro uvedený interval jsou meze pro odlehlé hodnoty 8 až 11 %. Teprve od průměrné hodnoty odrazu 45 na zkušební místě jsou meze pro odlehlé hodnoty odrazu srovnatelné.

Z praktického hlediska to znamená, že při nižších průměrných hodnotách odrazu na zkušební místě se v hodnoceném souboru mohou vyskytovat v podstatě i chybná měření v důsledku anomálií v betonu.

## VZTAHY PRO ZJIŠŤOVÁNÍ PEVNOSTÍ BETONU V TLAKU Z HODNOTY ODRAZU TVRDOMĚRU

### Kalibrační vztahy z ČSN 73 1373

Obecné kalibrační vztahy uvedené v ČSN 73 1373 „platí pro zkoušení obyčejného hutného betonu, zhotoveného z běžně používaného hutného kameniva s objemovou hmotností *z* větší než  $2\,500\text{ kg/m}^3$  a z portlandského cementu nebo cementu s portlandskou bází, který nebyl vystaven mimořádným vlivům prostředí. Tyto vztahy platí pro betony vlhké a přirozeně vlhké a pro stáří 14 až 56 dnů“. Nejsou platné pro betony z kameniva a cementů neobvyklých vlastností, betony zhotovené injektáží či oddělenou betonáží a pro nezhotvené a mezerovité betony. Norma zakazuje stanovení pevnosti betonu s nezaručenou přesností dle uvedených kalibračních vztahů pro proteplované, vodou nasycené a zkrabatonované resp. zkorodované betony.

Norma ČSN 73 1373 neuvádí přímo kalibrační vztahy mezi hodnotou odrazu tvrdoměru a krychelnou pevností betonu. Hodnoty pevností odpovídající hodnotám odrazu pro různé polohy tvrdoměru jsou uvedeny v tabulkách; je rozlišováno pět poloh tvrdoměru (základní vodorovná, svisle dolů a nahoru, šikmo pod úhlem  $45^\circ$  dolů a nahoru). Pro Schmidtův tvrdoměr byly tabulkové hodnoty zpracovány s využitím matematické statistiky do kalibračních vztahů (1 až 5):

- směr zkoušení: vodorovně

$$f_{ce} = 0,0095 R^2 + 1,0046 R - 14,988 \quad 25 \leq R \leq 52, \quad (1)$$

- směr zkoušení: svisle dolů

$$f_{ce} = 0,0073 R^2 + 1,1682 R - 12,964 \quad 24 \leq R \leq 50, \quad (2)$$

- směr zkoušení: svisle nahoru

$$f_{ce} = 0,0081 R^2 + 1,1346 R - 24,717 \quad 28 \leq R \leq 55, \quad (3)$$

- směr zkoušení: šikmo dolů

$$f_{ce} = 0,0076 R^2 + 1,166 R - 14,626 \quad 24 \leq R \leq 50, \quad (4)$$

- směr zkoušení: šikmo nahoru

$$f_{ce} = 0,0109 R^2 + 0,93546 R - 19,136 \quad 28 \leq R \leq 54. \quad (5)$$

### Základní křivky z ČSN EN 13791

Nejdříve je třeba uvést některá fakta související se zkoušením pevnosti betonu v konstrukci s využitím nedestruktivní metody, konkrétně odrazového tvrdoměru, podle této normy.

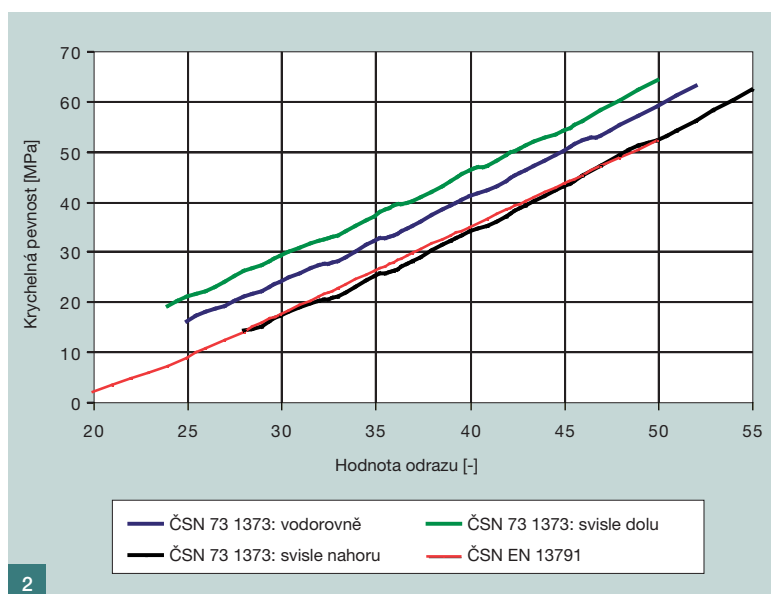
- Norma popisuje postup stanovení charakteristické pevnosti betonu v tlaku v konstrukci a z tohoto důvodu je nezbytné provádět upřesnění výsledků nedestruktivních zkoušek po kalibraci se zkouškami vývrtů, tudíž – neřeší případy operativního či informativního zjištění pevnosti betonu založené pouze na výsledcích nedestruktivních zkoušek.
- Odkazuje se na zkušební zařízení, postupy a vyjádření výsledků uvedené v ČSN EN 12504-1 – odběr a zkoušení vývrtů, ČSN EN 12504-2 – zkoušení odrazovým tvrdoměrem, které připouští zkoušení různými typy tvrdoměrů, tj. tvrdoměry lišícími se rázovou energií.
- Uvádí jako jeden z možných postupů upřesnění výsledků zkoušek pevnosti betonu s využitím základní křivky vyjadřující vztah mezi pevností betonu v tlaku a parametrem ze zkoušky tvrdosti odrazovým tvrdoměrem s využitím tzv. posunu základní křivky. Základní křivka ČSN EN 13791 je vyjádřena dvěma vztahy (6) a (7) pro výpočet pevnosti betonu  $f_R$  z hodnoty odrazu tvrdoměru  $R$ :

$$f_R = 1,25 R - 23 \quad 20 \leq R \leq 24, \quad (6)$$

$$f_R = 1,73 R - 34,5 \quad 24 \leq R \leq 50, \quad (7)$$

kde  $f_R$  je počáteční hodnota pevnosti v tlaku v konstrukci získaná ze základní křivky pro tvrdost odrazovým tvrdoměrem

Obr. 2 Porovnání základní křivky z ČSN EN 13791 s křivkami z ČSN 73 1373 pro Schmidtův tvrdoměr typu N a pro různý směr zkoušení ■ Fig. 2 Comparison of basic curve of CSN EN 13791 to curves of CSN 73 1373 for Schmidt impact hammer type N and various test directions



a  $R$  výsledek zkoušky tvrdosti odrazovým tvrdoměrem (hodnoty odrazu).

Dle této normy jsou uvedené vztahy použitelné pouze v případě, kdy je prováděno upřesnění/kalibrace výsledků nedestruktivních zkoušek pomocí destruktivních zkoušek na odebraných jádrových vývrtech. A platnost takto upřesněné křivky je limitována zjištěnými hodnotami tvrdosti – hodnoty tvrdosti mohou být  $\pm 2$  jednotky tvrdosti mimo rozsah, pro který byla základní křivka upřesněna.

Pro uvedenou základní křivku není specifikováno, jaká je určená pevnost, zda krychelná či válcová, a pro jaký typ tvrdoměru je určena. Norma pro zkoušení ČSN EN 12504-2 uvádí, že lze použít odrazové tvrdoměry různých výrobců a typů, ale pouze pro pevnostní třídy a druhy betonu, pro které je určen. Výrobce Schmidtova tvrdoměru (firma Proceq), ale i ostatní výrobci, kteří nejčastěji vyrábí odrazový tvrdoměr odpovídající typu N, uvádí jako minimální zjišťovanou hodnotu pevnosti 10 MPa, v ČSN 73 1373 se uvádí, že se Schmidtovými tvrdoměry zkouší pevnost betonu od 15/17 MPa.

Pro ilustraci je v obr. 2 uvedeno grafické porovnání obecných kalibračních vztahů pro Schmidtův tvrdoměr typu N a směr zkoušení vodorovně, svisle dolů a svisle nahoru se základní křivkou uvedenou v ČSN EN 13791.

Z obr. 2 je zřejmé, že základní křivka uvedená v ČSN EN 13791 z nepochopitelného důvodu kopíruje kalibrační vztah pro tvrdoměr typu N při směru zkoušení svisle nahoru a současně uvádí nesmyslné hodnoty pevnosti pro hodnotu odrazu zejména v počátečním intervalu hodnot odrazu 20 až 25. Je zarážející, že uvedená základní křivka předpokládá pro možnost zkoušení odrazovým tvrdoměrem beton o pevnosti v tlaku 2 MPa.

Základní křivka také neuvažuje se zkoušením betonu, u kterého jsou hodnoty odrazu vyšší než 50. Není zohledněna skutečnost, že se v současné době již vyrábí betony s vyššími pevnostmi, než pro které platí uvedený kalibrační vztah. Dále je opomíjena skutečnost, že při zkoušení „starých betonů“ jsou hodnoty odrazu podstatně vyšší a neodpovídají skutečným pevnostem betonu, i když v postupovém diagramu normy je s variantou zkoušení „starých“ konstrukcí uvažováno.

Problematické je i zohlednění vlivu polohy tvrdoměru při zkoušení – v ČSN EN 12504-2 je pouze vágní odkaz, že při případné úpravě výsledků zkoušek se bere v úvahu směr pů-

sobení tvrdoměru podle pokynů výrobce. Vystává otázka, zda ve všech manuálech k pružinovým tvrdoměrům s přímým odečítáním na přímkové stupnici jsou údaje pro korekci hodnot odrazu v závislosti na směru zkoušení. Řada výrobců dodává tabulkové hodnoty pro hodnotu odrazu a pevnost v tlaku v závislosti na poloze tvrdoměru při zkoušení.

V normě se též uvádí, že lze použít i jiné vhodně stanovené vztahy a základní křivky. Je otázkou, proč tedy v normě nebyly využity kalibrační vztahy od některého z výrobců tvrdoměrů, které jsou ověřeny dlouholetou praxí, a je uvedena pouze nepříliš vhodná základní křivka.

Na obr. 3 je uvedeno porovnání obecných kalibračních pro Schmidtův tvrdoměr typu L se základní křivkou z ČSN EN 13791.

Z uvedeného porovnání vyplývá, že při zkoušení Schmidtovým tvrdoměrem typu L jsou hodnoty pevnosti v tlaku betonu určené ze základní křivky (6, 7) podstatně nižší, než při použití obecných kalibračních vztahů z ČSN 73 1373.

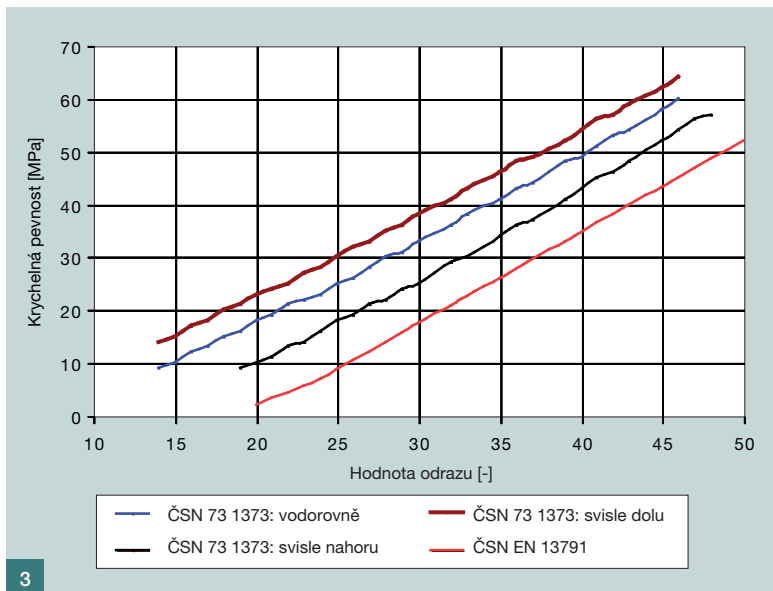
V ČSN EN 13791 není zohledněna skutečnost, že se používají odrazové tvrdoměry s různou energií rázu, jejich použití závisí od minimální tloušťky konstrukce. Tvrdoměr s energií rázu 2,207 Nm se doporučuje používat pro konstrukce s minimální tloušťkou 100 mm, tvrdoměr s energií rázu 0,735 Nm se doporučuje používat pro konstrukce s minimální tloušťkou 60 mm, tj. pro tenkostěnné konstrukce.

Křivky uvedené v EN 13791 jsou pro hodnoty odrazu v intervalu 20 až 50. Zejména u starých betonů (stáří 20 a více let) jsou dosahovány hodnoty odrazu vyšší než 50, i když skutečná pevnost betonu je o cca 30 až 50 % nižší než hodnota pevnosti betonu v tlaku vypočítaná z kalibračního vztahu. Tak výrazné nadhodnocení pevností betonu je ovlivňováno řadou faktorů. Zkarbonatovaná povrchová vrstva betonu do takové míry, že ji nelze odstranit s rozumným úsilím ani broušením diamantovým kotoučem, brusný kámen doporučený v ČSN EN 12504-2 je v tomto případě zcela neúčinným nástrojem. Dalšími faktory jsou hutnost betonu, obsah a velikost zrn kameniva (v železobetonové desce stropních konstrukcí z 30. let minulého století o tloušťce 60 mm byla i zrna kameniva v rozmezí 30 až 60 mm), vyztužení konstrukce.

## ZÁVĚR

Na základě provedené analýzy zkušebních postupů pro nedestruktivní zkoušení betonu v konstrukci a kalibračních





Obr. 3 Porovnání základní křivky z ČSN EN 13791 s obecnými kalibračními vztahy z ČSN 73 1373 pro různou polohu Schmidta tvrdoměru typu L  
 Fig. 3 Comparison of basic curve of CSN EN 13791 to general calibration correlation of CSN 73 1373 for various directions of Schmidt impact hammer type L

vztahů pro určení pevnosti betonu z parametru nedestruktivního zkoušení uvedených v ČSN EN 13791 a českých technických normách lze konstatovat:

- Vyhodnocení hodnot odrazu na zkušební ploše postupem dle ČSN EN 12504-2 se vyznačuje poměrně vysokými přípustnými odchylkami jednotlivých hodnot odrazu od průměrné hodnoty na zkušebním místě, které se pro hodnoty odrazu od 20 do 45 pohybují v rozmezí 15 až 25 % (při zkoušení dle ČSN 73 1373 vychází tyto maximální odchylky jednotlivých hodnot odrazu v rozmezí 8 až 11 % pro Schmidta tvrdoměr typu N). To ve svém důsledku negativně ovlivní stanovené hodnoty pevnosti betonu v tlaku v konstrukci. Z tohoto důvodu je vhodnější při zpracování výsledků nedestruktivních zkoušek postupovat dle ustanovené ČSN 73 1373. Tj. ke každé hodnotě odrazu na zkušebním místě přiřadit odpovídající pevnost betonu s nezaručenou přesností, vypočítat průměrnou pevnost na zkušebním místě, vyloučit odlehle hodnoty pevnosti (ty které se liší o více jak  $\pm 20$  % od průměrné pevnosti na zkušebním místě), a v případě, že zůstalo pro zkušební místo nejméně pět platných hodnot, vypočítat znovu průměrnou pevnost na zkušebním místě.
- Úprava povrchu betonu brusným kamenem dle ČSN EN 12504-2 je vhodná pouze u nově betonovaných konstrukcí s hladkým povrchem, ale neumožní odstranit zkrabčovanou vrstvu betonu, která se vyskytuje na již existujících konstrukcích, které byly vystaveny působení vlhkosti a vzdušného  $\text{CO}_2$ .
- Základní křivka uvedená v ČSN EN 13791 pro určení pevnosti betonu z hodnoty odrazu je velice sporná. Nezohledňuje typ tvrdoměru (různou energii rázu), a tím i odlišné hodnoty pevnosti při stejné hodnotě odrazu. Zohlednění polohy tvrdoměru při zkoušení je řešeno pro pružinové tvrdoměry s přímkovou stupnicí nedostatečně a vágně. Část křivky vyjádřená vztahem (6) neodpovídá realitě. Zjistit tak nízké pevnosti betonu Schmidta tvrdoměrem typu N ale i L je prakticky nemožné.
- Vzhledem k tomu, že v ČSN EN 13791 se připouští použití i jiných vhodně stanovených vztahů a základních křivek, je jednoznačně smysluplné používat obecné kalibrační vztahy pro jednotlivé typy tvrdoměrů uvedené v ČSN 73 1373, včetně zohlednění směru zkoušení.
- Za přínos ČSN EN 13791 lze jednoznačně považovat to, že obsahuje ustanovení zabývající se vyhodnocením a odhadem

pevnostní třídy betonů ze zkoušek válcových těles upravených z vývrtů odebraných z konstrukce.

Článek byl vytvořen za podpory záměru VVZ MSM 0021630511  
 Progressivní stavební materiály s využitím druhotných surovin a jejich vliv na životnost konstrukcí.

Text článku byl posouzen odborným lektorem.

Doc. Ing. Jiří Brožovský, CSc.  
 Ústav technologie stavebních hmot a dílců  
 Fakulta stavební, Vysoké učení technické v Brně  
 tel.: 541 147 513, 777 347 082  
 e-mail: brozovskyj@fce.vutbr.cz



#### Literatura:

- [1] Drochytka R. a kol.: Progressivní stavební materiály s využitím druhotných surovin a jejich vliv na životnost konstrukcí. VUT v Brně Závěrečná roční zpráva projektu MSM 0021630511, Brno, 2009. Brožovský, J. Dílčí téma 3
- [2] Brožovský J., Zach J., Brožovský J., jr.: Gypsum free cements and concretes made with them: strength determination using nondestructive testing methods. E-journal of Nondestructive Testing, November 2007, vol. 12, No. 11, s. 1–9
- [3] Brožovský J., Fojtík T., Brožovský J., jr.: Built-in Concretes Made with Gypsum Free Cements: Compression Strength Determination Using Nondestructive Testing Methods. In The Third International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation, Cape Town, South Africa, 2007, ed. A. Zingoni, Millpress Science Publishers, Rotterdam The Netherlands, p. 1554–1559, ISBN 978 90 5966 057 1
- [4] Brožovský J., Zach J., Brožovský J., jr.: Non-destructive testing of solid brick compression strength in structures. In IV Conferencia Panamericana for Non destructive Testing, Buenos Aires, Argentina, 2007, Primera edición, Asociación Argentina de Ensayos No Destructivos y Estructurales, 2007, p. 1–9 (paper №1), ISBN 978-987-23957-0-4
- [5] ČSN EN 13791 Posuzování pevnosti betonu v tlaku v konstrukcích a v prefabrikovaných betonových dílcích
- [6] ČSN EN 12504-1 Zkoušení betonu v konstrukcích – Část 1: Vývrtů – Odběr, vyšetření a zkoušení v tlaku
- [7] ČSN EN 12504-2 Zkoušení betonu v konstrukcích – Část 2: Nedestruktivní zkoušení – Stanovení tvrdosti odrazovým tvrdoměrem
- [8] ČSN 73 1370 Nedestruktivní zkoušení betonu. Společná ustanovení
- [9] ČSN 73 1373 Tvrdoměrné metody zkoušení betonu
- [10] ČSN 73 2011 Nedestruktivní zkoušení betonových konstrukcí

# PŘECHOD STATICKÉHO SOFTWARE NA EUROKÓDY

## TRANSITION OF STRUCTURAL ENGINEERING SOFTWARE TO EUROCODES

Jan Gajdošík

Vcelku nedávný přechod na systém norem Eurokódy se zrcadlí i ve statickém softwaru. Článek se pokouší tyto změny popsat z pohledu, jak je zaznamenaná uživateli. ■ Relatively recent transition to Eurocode system mirrors in the structural engineering software. This article tries to describe the changes from the users' point of view.

Pravděpodobně každý, kdo se zabývá stavebnictvím, si povšiml faktu, že je nutné používat normy ČSN EN XXX, zkráceně Eurokódy. Tato nutnost vychází z požadavku na sjednocování standardů Evropy a Česká Republika v tomto není výjimkou. V některých oblastech návrhu nosných konstrukcí změna proběhla relativně poklidně a přirozeně, protože se postupy i výsledky dle Eurokódů nijak zásadně nelišily od toho, na co byli stavitelé do té doby zvyklí. V oblasti betonových konstrukcí stavitelé spíše čekali do poslední chvíle, než bude přechod nařízen zrušením platnosti starších norem. Programy systému FIN EC se snaží zmírnit negativní emoce plynoucí z této skutečnosti alespoň tím, že je zachována filozofie ovládnutí z předchozí verze programů.

Jakkoliv by se mohlo zdát, že stati-

ka počet vnitřních sil na konstrukci) není přechodem na nový normový rámec příliš ovlivněna, jedna zásadní změna se odehrála v oblasti zatížení. Relativně jasná struktura zatěžovacích stavů a kombinací výrazně zmožněla a zkošatěla. Přibýly součinitele, druhy kombinací i způsob jejich tvorby. Jako odpověď na tuto změnu byl vytvořen generátor kombinací, který zajistí poměrně rychlou tvorbu potřebných kombinací dle zadaných pravidel. Takto lze např. zadat skupinu zatěžovacích stavů, které se nesmí v kombinacích vyskytnout současně, nebo vybrat, které zatěžovací stavy mají být uvažovány jako hlavní proměnná zatížení.

Programový systém FIN EC je složen ze samostatných programů, které mají stejné uživatelské rozhraní a vzájemně spolu komunikují. Např. při kombinaci programů pro statický výpočet a pro dimenzování dochází k velké úspoře času přenosem vstupních dat. Dimenzační moduly se dělí podle materiálů (ocel, dřevo, beton a zdivo). Pro výpočet a dimenzování betonových konstrukcí jsou programy Beton 2D, Beton 3D, Betonový výsek, Beton prostý a Protlak. Normový základ, na kterém všechny tyto programy pracují, tvoří ČSN EN 1992-1-1 nebo ČSN EN 1992-2. Uživatel si může vy-

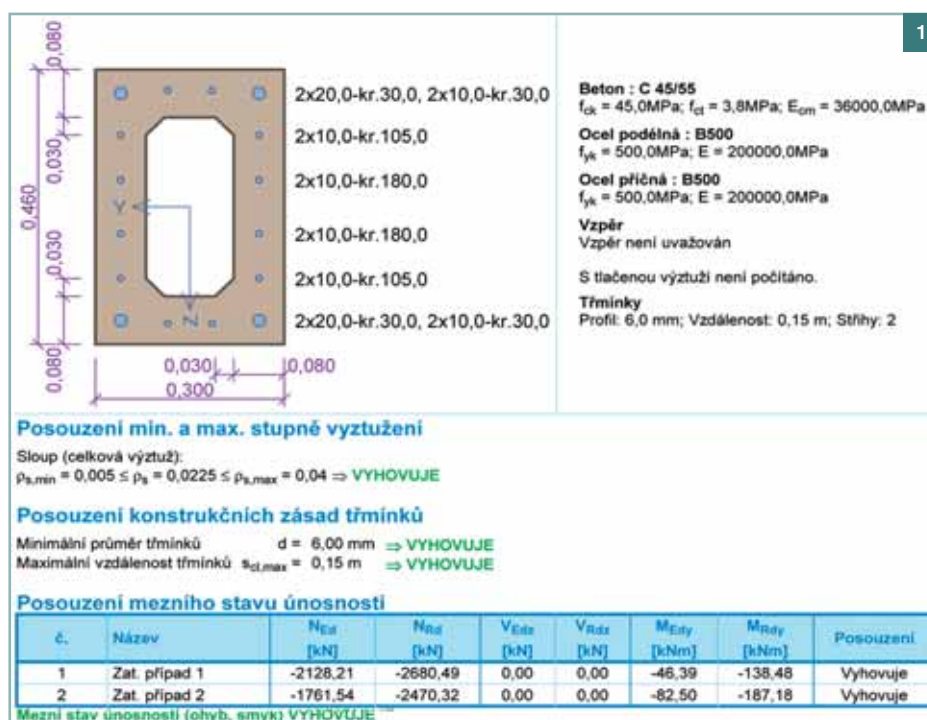
brat buď jednu ze zmíněných norem, a to i ve verzi bez národní přílohy, nebo si zadat volitelné součinitele dle svých potřeb. Nastavení si program může pamatovat i mezi spuštěním, a tím pádem je možné jej pohodlně používat i pro specifické potřeby zakázek s individuálním nastavením součinitelů.

### DIMENZOVÁNÍ BETONU

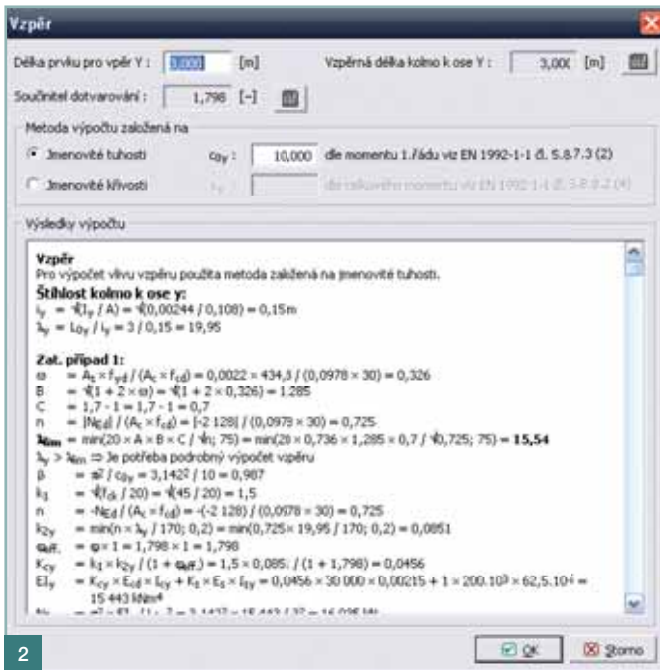
Základní rysy programů pro dimenzování betonu jsou totožné pro programy Beton 2D, Beton 3D i Beton prostý. Proto zde bude popsán program Beton 3D a zmíněny odchylky v ostatních dvou programech.

Uživatel má na výběr mezi dvěma různými typy posudků – pro řez a pro dílec.

Posouzení řezu je základní možností. Jedná se o zadání průřezu, doplňujících údajů a libovolného počtu zatěžovacích případů. Při zadávání vstupních dat je cílem ergonomie práce a její intuitivnost – je kladen důraz na rychlost osvojení si postupů novými uživateli. Nejprve si uživatel vybere typ prvku, který je posuzován (sloup, nosník nebo deska), a ovlivňuje např. způsob kontroly konstrukčních zásad. Následuje volba tvaru průřezu, kdy je možnost vybírat z bohaté palety předdefinovaných tvarů nebo si zadat svůj



Obr. 1 Výřez z výstupu programu – posouzení železobetonového průřezu namáhaného kombinací normálové síly a momentu ■ Fig. 1 Part of program output – report of reinforced concrete strained by axial force and bending moment



Obr. 2 Zobrazení postupu výpočtu během zadávání parametrů vzpěru ■ Fig. 2 Results display during buckling parameters input

ohybem v kombinaci se smykovou silou ( $N$ ,  $M_y$ ,  $V_z$ ). Toto omezení funkčnosti je vyváženo optimalizací pro návrh ohýbaných prvků a komfortnějším ovládním. Program Beton prostý je určen k posudkům nevyztužených nebo slabě vyztužených prvků. Výpočty jsou prováděny podle kapitoly 12 normy, nikoliv podle kapitoly 6 jako je tomu u vyztuženého betonu.

## BETONOVÝ VÝSEK

Výsledkem snahy o snadné posouzení stropních konstrukcí je program Betonový výsek. Ten uživateli poskytuje rozhraní pro zadání vodorovného nosníku o libovolném počtu polí, jejich rozponů a podpor. Dále obsahuje generátor zatížení, včetně generátoru kombinací, obdobného jako je v hlavním statickém programu. Výhodou koncepce je i posudek průhybu. Tento posudek je umožněn díky tomu, že je posuzována část konstrukce, tudíž výpočet průhybu dává smysl. Podobnou přidanou hodnotu tvoří informace o potřebné délce kotvení. Stejně jako u ostatních betonových dimenzačních modulů je posuzována šířka trhlin a omezení napětí.

## PROTLAK

Tento program je určen k posouzení protlačení stropní konstrukce sloupem. Mezi základní parametry úlohy patří umístění sloupu vůči desce (zda-li se jedná o vnitřní, obvodový či rohový sloup), tvar sloupu (kromě předdefinovaných tvarů i libovolný polygon) a pochopitelně tloušťka desky. Po zadání vnitřních sil následuje zadání výztuže smykové i podélné. Smyková výztuž je zadávána buď jako ohyby, nebo jako třmínky, které mohou být uspořádané paprskovitě či soustředně. Jako pomůcka projektantovi slouží generátor výztuže. Dle parametrů zadaných uživatelem, jako je počátek, rozestup a průměr výztuže, je navržena smyková výztuž tak, aby vyhověla z hlediska únosnosti i konstrukčních zásad. Uživatel může opět volit mezi úspornějším a rozsáhlejším zobrazením výsledků. Přehlednost je na obou typech výstupů zajištěna grafickým vyobrazením půdorysu a řezu deskou v místě sloupu.

vlastní polygon. Při volbě materiálu pro beton, podélnou i příčnou výztuž je stanoven vliv (agresivita) okolního prostředí na konstrukci. Při zadávání podélné výztuže je uživateli k dispozici generátor vrstev výztuže, který výrazně usnadňuje a zrychluje postup. Jako smykovou výztuž lze zvolit třmínky nebo ohyby, a to v horizontálním i vertikálním směru odděleně. Kvůli kroucení je možné přidat navíc uzavřené třmínky přenášející torzní moment.

Hlavní částí zadání a posudku je zatížení, které je možné zadat v libovolném počtu a zároveň si zvolit druh kombinace (výpočtovou, kvazistatou nebo charakteristickou). Druh kombinace ovlivňuje volbu posudku. Pro kvazistaté zatížení je počítán mezní stav použitelnosti – omezení šířky trhlin. Pro charakteristické zatížení je počítán také mezní stav použitelnosti, ovšem stav omezení napětí. A konečně pro výpočtovou kombinaci je spočten mezní stav únosnosti. Tento výpočet je možné buď provést s uvažováním normou uvedených zjednodušených postupů výpočtu vzpěru (metoda jmenné křivosti nebo metoda jmenné tuhosti), nebo si zatížení spočíst včetně vlivu druhého řádu statickým softwarem.

Jednou z nejdůležitějších vlastností statického softwaru obecně jsou výstupy a s nimi související kontrola výpočtu. Pokud jde o výstupy, jsou k dispozici dva různé druhy lišící se rozsahem a mírou podrobnosti. Je možné vytvořit úsporné a přehledné jednostránkové výstupy, které na jedné stránce zobrazují jak vstupy, tak souhrn výsledků.

Pro potřeby rozsáhlejších statických posudků je možné zvolit podrobný výstup, který umožňuje bohatší nastavení údajů, které si uživatel přeje tisknout, včetně mezivýsledků. Zobrazení mezivýsledků je na úrovni ručního statického posudku. Je zobrazen obecný vzorec, dosažení do něj i spočtená hodnota. Tento přístup uživateli přináší vysokou míru kontroly nad výpočtem.

Druhou verzí posudku je dílec. Jeho odlišností od řezu je proměnnost zadaných parametrů po délce dílce. Vnitřní síly jsou zadány jako průběh, nikoliv jako sada hodnot na řezu. Totéž platí i pro ostatní zadávané parametry vstupu. Posudek je proveden v takových místech, aby bylo zajištěno, že mezilehlá hodnota nemůže poskytovat horší výsledek. Výstupem je v tomto případě průběh využití po prutu. V místě největšího využití, případně i v dalších místech vybraných uživatelem, lze vytisknout podrobné výsledky ve stejném rozsahu jako v případě posouzení řezu. Právě v oblasti zadávání vstupních dat v tomto režimu se uplatní efektivita spolupráce statiky FIN 2D či FIN 3D s dimenzačními programy. Vnitřní síly spočtené klasickou statikou jsou předány do dimenzace, a tím odpadá jejich zdoluhavé ruční zadávání. Samozřejmostí je i zpětná vazba, kdy se změny průřezu či materiálu projeví ve staticce a je možný okamžitý přepočítání a optimalizace návrhu.

Jak je patrné z názvu, program Beton 2D umožňuje posudek pouze osově symetrických průřezů namáhaných normálovou silou a/nebo rovinným

Ing. Jan Gajdosík

Fine, spol. s r. o.

Závěrkva 12, 169 00 Praha 6

tel.: 233 324 889, fax: 233 321 754

e-mail: jan.gajdosik@fine.cz

www.fine.cz



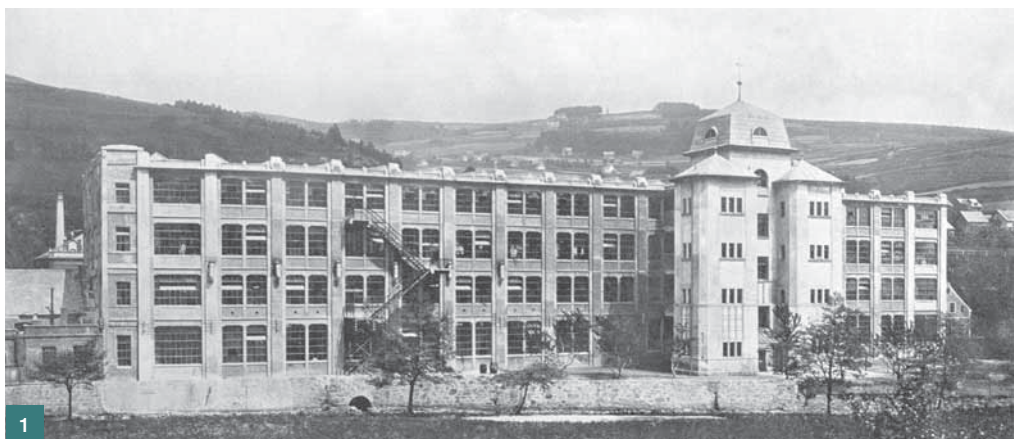
# KONSTRUKCE BRUNO BAUERA ■ BRUNO BAUER'S STRUCTURE

Lukáš Beran, Jaroslav Bezděk

Příspěvek představuje práci Dr.-Ing. Bruno Bauera, autora řady průmyslových staveb a více než stovky stavebních patentů v oblasti kovových výztuží železobetonu, zejména ovíjených sloupů, a střešních konstrukcí. Druhá část se věnuje jeho patentovaným výztužím skeletů pro železobetonové stavby a je doplněna několika původními obrázky. ■ This article introduces the work of Dr.-Ing. Bruno Bauer, an author of numerous industrial structures and more than a hundred civil engineering patents in the field of metal reinforcement of reinforced concrete, particularly spirally reinforced columns, and roof structures. The second part deals with his patented reinforcements of skeletons for reinforced concrete constructions and presents several original pictures.

Firmy pracující v oboru železobetonových konstrukcí stavěla architektura na přelomu devatenáctého století do role subdodavatele, zodpovědného za základy a později stropy. Teprve v praxi kancelářů, specializovaných na průmyslové stavby, se železobeton v podobě nosného skeletu uplatní jako architektonické téma. Především článek v časopise Beton TKS<sup>1)</sup> připomenul některé z těchto projektantů v Českých zemích, dnes můžeme práci nejvýraznějšího z nich přiblížit i technickým detailem.

Bruno Bauer (1880 až 1938) byl synem továrníka v Havlíčkově Brodě, studia pozemního stavitelství na pražské německé technice ukončil roku 1908 doktorskou zkouškou u Franze Starcka a rektora Josefa Melana. Tehdy však již vedl vlastní kancelář v Praze a později ve Vídni a měl za sebou první velké realizace průmyslových budov. Zpočátku se, a to i v nejširším výrazem, podobaly proskleným skeletovým továrnám, jaké od roku 1893 stavěl François Hennebique, záhy však dospěl k vlastním konstrukčním řešením. Vstoupil však také do diskuse o průmyslové architektuře, kterou roku 1911 inicioval německý Werkbund a která je považována za klíčovou pro zrod moderní architektury vůbec. Právě v průmyslových stavbách, „*provozních schématech v kameni a železe*“, viděl Bauer úkol pro „*architekta v původním slova smyslu*“, ovládajícího celou stavbu od provozního řešení přes konstrukci až po vnější výraz<sup>2)</sup>. V jeho tvorbě se tento výraz nikdy zcela nevymanil tradičním proporcím – novokla-



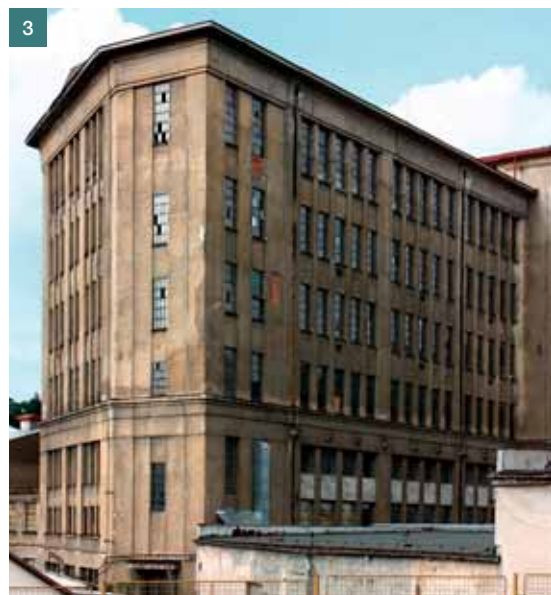
sicismus Bauerových staveb je patrně jednou z příčin, proč byl coby architekt na dlouhou dobu zapomenut, a znovu objeven až badateli v oblasti průmyslového dědictví v Rakousku.

Mnohem větší část jeho díla však dodnes najdeme v českých zemích. Prozatím se podařilo identifikovat více než čtyřicet budov, zejména etážových přádelen a tkalcoven, strojírenských hal či textilních barvíren s originálním odvětráním (obr. 1 až 3). Většina pochází z období před první světovou válkou, méně pak už bylo projektů, které kancelář na Mariahilferstrasse dodala tradičním partnerům, nostrifikovaným ve dvacátých letech v Československu<sup>3)</sup>. Do předčasné smrti v londýnském exilu si prezident vídeňské komory inženýrů a architektů, stavební rada Dr.-ing. Bruno Bauer, registruje více než stovku stavebních patentů v oblasti kovových výztuží železobetonu, zejména ovíjených sloupů, a střešních konstrukcí. Zprávu o nich podává útlá brožura z roku 1932, zapůjčená autoru této poznámky Rakouskou národní knihovnou<sup>4)</sup>.

## Výztuž skeletů pro železobetonové stavby – Patent Dr.-Ing. Bruno Bauera z Vídně

Beton má vysokou pevnost v tlaku, ale jeho nevýhodou je nízká pevnost v tahu. Ve většině případů se pevnost betonu v tahu pohybuje kolem 8 % pevnosti v tlaku. Proto se musí betonové konstrukce s požadavky na vysokou pevnost v tahu vyztužovat ocelovými vložkami.

V průběhu vývoje železobetonových konstrukcí se používaly různé druhy oceli. Klady se požadavky na soudrž-



Obr. 1 Tkalcovna česané přize Hlawatsch & Isbary, Kraslice, Dukelská ulice, realizace 1909 ■ Fig. 1 Weaving factory Hlawatsch & Isbary, Kraslice, Dukelská Street, built in 1909

Obr. 2 Budova a. s. Sdružené továrny vlněného zboží, Brno-Trnitá čp. 60, Špitálka 12, realizace 1927 až 1929 ■ Fig. 2 Building of the joint-stock company Associated Companies of Woolen Products, Brno-Trnitá No. 60, Špitálka 12, built between 1927 and 1929

Obr. 3 Tkalcovna a. s. Červenokostecké a Erlašské přádelny a tkalcovny, Náchodská ulice, realizace 1927 až 1929 ■ Fig. 3 Weaving factory of the joint-stock company Spinning and Weaving Mills in Červený Kostelec and Erlach, Náchodská Street, built between 1927 and 1929

Obr. 4 Ukázky obr. z publikace *Bewehrungskelette für Eisenbetonbauten*, a) příklady vyztužení sloupů – čtyři lamely, čtyři úhelníky, dva U profily, čtyři kruhové tyče, b) uspořádání jednotlivých prvků před zahájením betonáže, a – výztuž sloupu, b – stropní konstrukce, c – bednění z plechu, d – pletivo pro omítání, e – hotová omítka, c) lehké nosné profily, d) stropní konstrukce obytného domu v Brně ■ Fig. 4 Sample pictures from the publication *Bewehrungskelette für Eisenbetonbauten*, a) examples of reinforcements of columns – four lamellas, four steel squares, two U sections, four circular rods, b) arrangement of individual elements prior to the start of concreting, a – reinforcement of the column, b – floor structure, c – metal cladding, d – mesh for plastering, e – finished plaster, c) lightweight carrying sections, d) floor structure of a residential building in Brno

nost betonu s ocelí, vhodnost výztuže k ohýbání, svařitelnost a další.

Systém výztuže železobetonových konstrukcí podle patentu Dr.-Ing. Bruno Bauera je patrný z obr. 4a až d. Využívá válcované profily I, U, úhelníky a kruhové tyče, pro vodorovné konstrukce upravené lehké ocelové profily, které slouží současně jako bednění. Provedená výztuž je dostatečně pevná a tuhá a může dobře odolávat tlakům při betonování.

Řeší se rovněž problematika povrchů železobetonových konstrukcí. Využívá se pletivo jako podklad pro omítání. Zřejmě se jedná o „rabicové“ pletivo, v té době hojně používané.

Samozřejmým požadavkem pro uplatnění systémů výztuže jsou ceny oceli, které podstatným způsobem ovlivní výslednou cenu železobetonové konstrukce.

V cenovém srovnání se uvádějí náklady na výstavbu běžného skeletu a náklady podle patentu Dr.-Ing. Bauera. Dochází k úsporám ve výši 10 až 33 % při využití patentu. Zajímavé je i srovnání mezi stavbami v Německu a Československu. Tak například srovnatelná cena při použití dřevěného bednění skeletu je v Československu 4 336 Kč a v Německu 609,75 RM. Úspory při využití patentu jsou v Československu nižší (10 až 15 %) a v Německu vyšší (30 až 33 %).

Výztuž železobetonových staveb podle Bauera patentu představuje významné řešení v rozvoji skeletových konstrukcí. Podle patentu byly postaveny stavby bytové, občanské i průmyslové. Systém byl rovněž úspěšně aplikován v Československu.

Mgr. Lukáš Beran

Výzkumné centrum průmyslového dědictví

Fakulty architektury ČVUT v Praze

lukas.beran@vcpd.cvut.cz



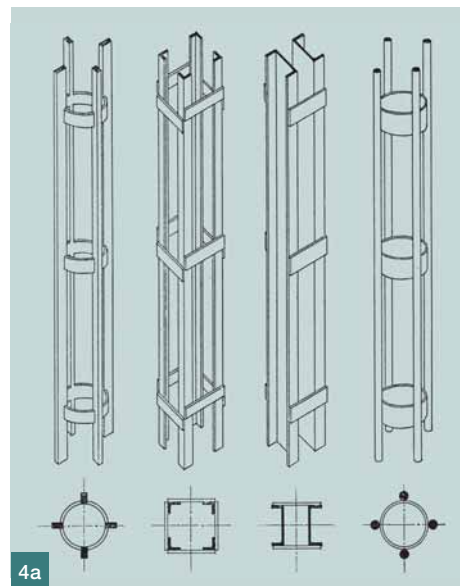
Ing. Jaroslav Bezděk, CSc.

Velehradská 27, 130 00 Praha 3

tel.: 222 717 250, mob.: 603 720 768

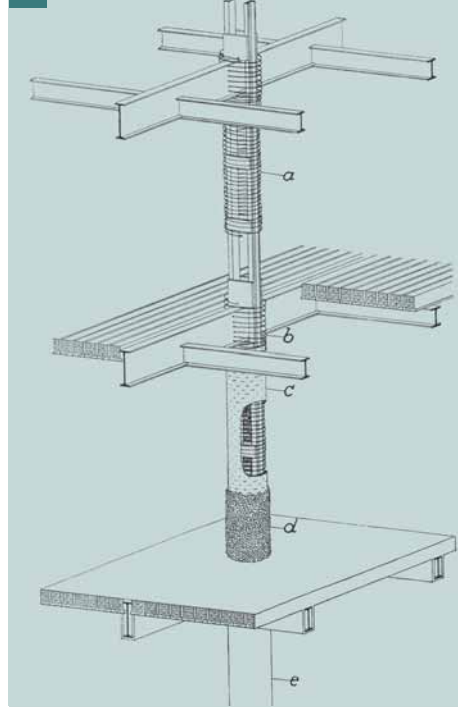
Poznámky:

- 1) Lukáš Beran: Stavby textilního průmyslu severních Čech a jejich tvůrci, *Beton TKS*, 2008, č. 1, s. 46–50
- 2) Bruno Bauer: Das Problem des Industriebaues, *Zeitschrift des Österreichischen Ingenieur- und Architektenvereines LXVIII*, 1916, s. 289–296 a s. 309–314
- 3) Viz: Lukáš Beran: Betonové klasicismy Bruno Bauera, in: Bohdana Fabiánová (ed.), *Památková péče na Moravě XIV – Technické památky*, Brno 2009, s. 13–24
- 4) Günther Schmick: *Bewehrungskelette für Eisenbetonbauten, Bauweise Dr.-Ing. Bauer*, Wien 1932

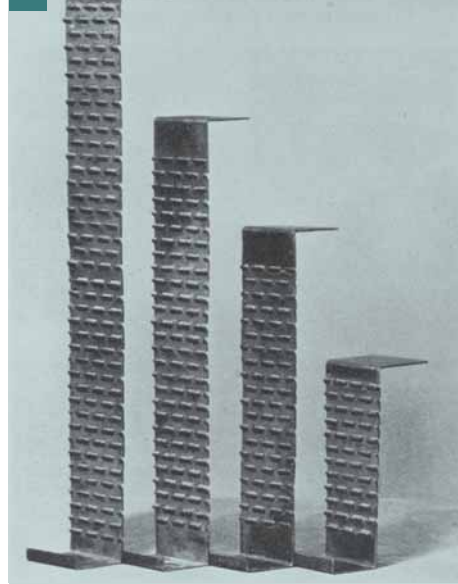


4a

4b



4c



# VÝCHOVA BUDOUCÍCH ARCHITEKTŮ PRO PRAXI ■ TRAINING OF FUTURE ARCHITECTS FOR PRACTICE

Zdeněk Fránek

Studenti architektury v Liberci mají již v průběhu studia možnost aktivně se účastnit práce na větších či menších stavebních projektech, a to od počátečního návrhu až po výslednou realizaci. Na konkrétním případě je popsána spolupráce s firmou vyrábějící betonové prefabrikáty, která je oboustranně přínosná – studentům i praxi. ■ Students of architecture in the TU of Liberec are offered opportunities for participating actively in work on larger or smaller construction projects from the initial design till the final implementation during their studies. Cooperation with the firm producing concrete prefab elements is described using a specific example; this collaboration is mutually beneficial for both the students and the industry.

Škola umění a architektury na Technické univerzitě v Liberci od počátků své činnosti směle nastoupila cestou výchovy budoucích architektů k jejich úspěšnému uplatnění v praxi. Stalo se zde pravidlem, že studenti často realizují své projekty, ať už v malém měřítku, jako drobné stavby, výsledky svých diplomových prací či ateliérů, nebo přímo stavby, jejichž zadání vyplynula z konkrétních poptávek investorů.

Studenti mají v průběhu tzv. praxe možnost autorsky pracovat na reálných zakázkách a „naostro“ si vyzkoušet celý proces realizace. Již v průběhu studia tak mohou graficky zdatní studenti vidět výsledky své práce použité v praxi. Po dokončení studia je pak o tyto studenty velký zájem a řada z nich má již v nižších ročnících jisté uplatnění. V praxi jsou netrpělivě očekáváni jako profesionálové a odborníci.

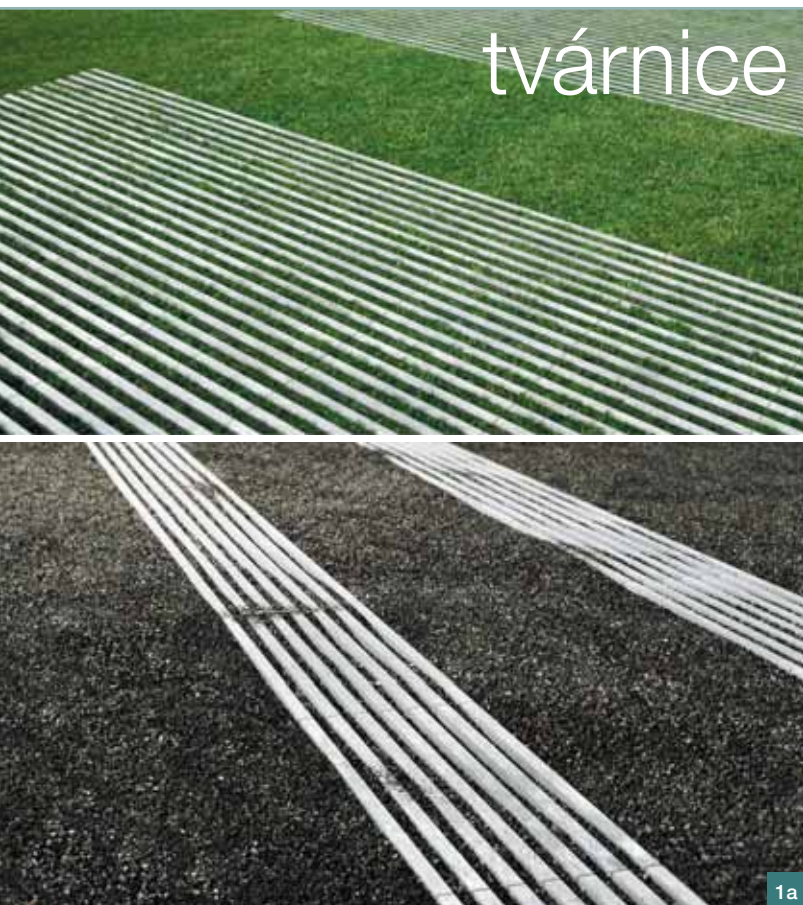
Jedním z takových počínů je již druhým rokem velmi úspěšně se rozvíjející spolupráce libereckého ateliéru vedeného

architektem Fránkem s nymburskou progresivní betonářskou firmou Building SP. Spolupráce začala ve školním roce 2009-2010 přednáškou, na které byl studentům nejdříve představen celý sortiment betonových prefabrikátů na vzorcích a možnosti jejich použití. Poté byl zadán úkol: vývoj prefabrikované betonové tvárnice pro potřeby drobné architektury v exteriéru i interiéru vyráběné na lince vibrolisu.

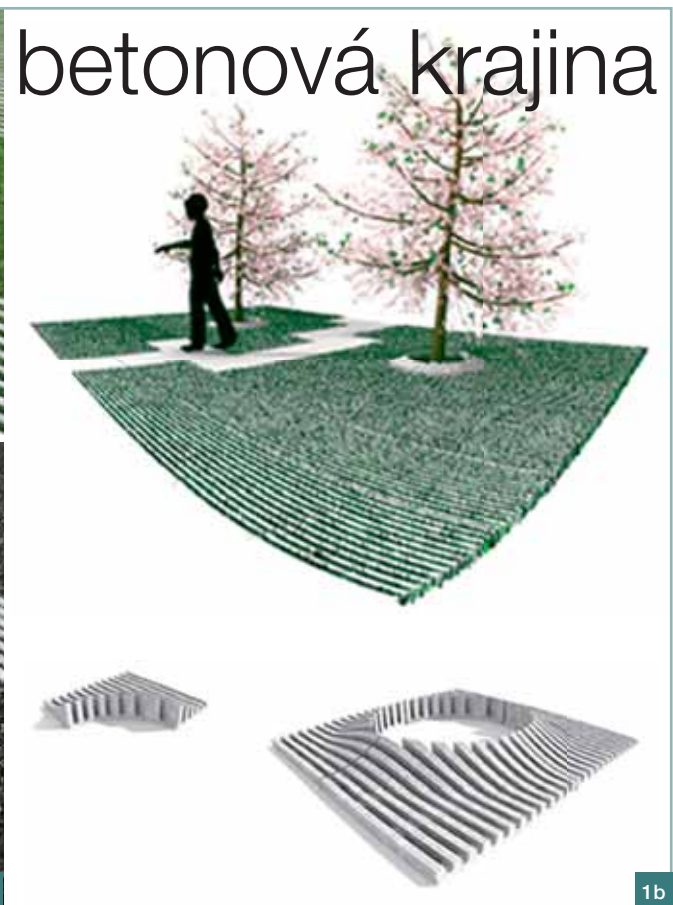
Cílem práce bylo objevit nové možnosti, přijít s novými nápady, využít fantazie studentů k prozkoumání unikátních vlastností výrobní linky. A současně také vychovat ve studentech schopnost samostatné práce s progresivními technologiemi a reálnými podmínkami výroby.

Výrobní linka vibrolisu od finské společnosti MecMetal Oy je charakteristická svou nebyvalou přesností rozměrů a jemností povrchu hotových betonových výrobků. Díky tomu je lze používat zcela svobodně, všestranně, jako definitivních prvků v architektuře.

Každý student vypracoval pomocí 3D technologie individuální návrh stavebnicového systému určitého výrobku, který by dle jeho názoru obohatil tento druh produkce. Výsledek byl překvapivý a přinesl řadu skutečně použitelných nápadů od prefabrikovaných dílů velkých objektů, přes prvky drobné městské architektury, obklady stěn, dlažeb, tvárnice umožňující prorůstání zeleně až po betonový nábytek do zahrady. Vypisovatel celou akci pojal jako ateliérovou soutěž. S autory několika vítězných návrhů firma již navázala kontakt a jedná s nimi o zahájení výroby betonových prvků dle jejich návrhů. Studenti jsou tak přímo zapojeni do procesu vývoje výrobku a jeho zavedení do výroby. Nezůstává jen u prá-



1a



1b

ce na PC, jen u „školní hry“, jde o přímou konfrontaci s realitou. Práce byla vypsána jako tzv. krátký úkol napříč ateliéry a na rozpracování byl ponechán čas dva měsíce. Překvapivě nebyl mezi nižšími a vyššími ročníky kvalitativní rozdíl.

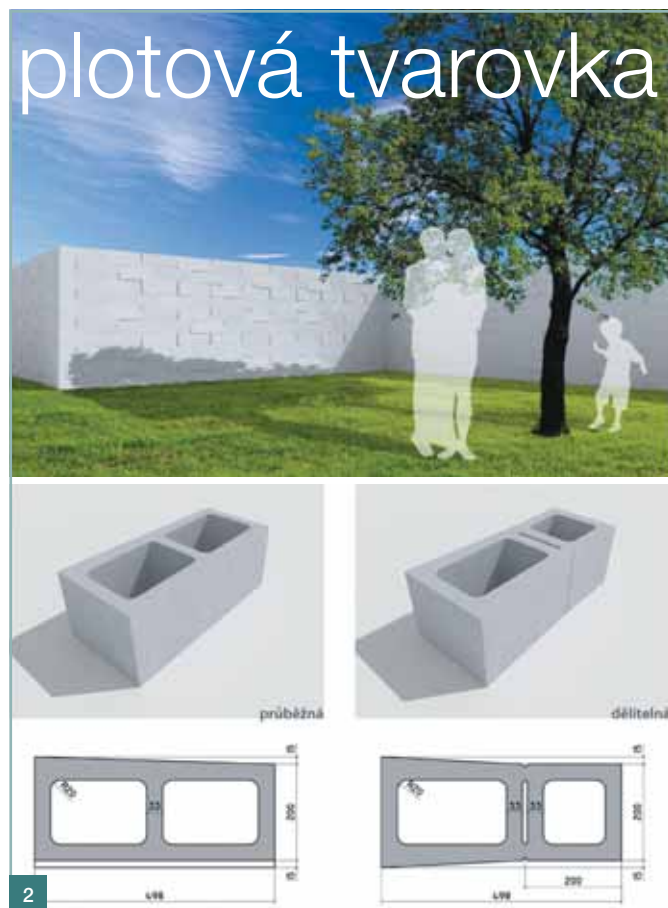
V současnosti je vypsáno téma: Redesign výrobního závodu s použitím výrobního sortimentu jako vzorkovnice produktů firmy předváděná in situ. Důraz je opět kladen na použití zeleně v kombinaci s betonovými prefabrikáty. Bohatství typů a dokonalá přesnost výrobků umožní budoucím architektům tyto prvky hojně využívat ve svých projektech a v jimi řešených úkolech.

Ing. arch. Zdeněk Fránek  
Fránek Architects  
Kamenná 13, 639 00 Brno  
tel.: 732 978 598  
www.franeckarchitects.cz



Obr. 1 Tvárnice Betonová krajina, Adam Cigler ■ Fig. 1 Shaped brick Concrete Landscape, Adam Cigler

Obr. 2 Betonová tvarovka, Šimon Dočekal ■ Fig. 2 Shaped brick, Šimon Dočekal



## REŠERŠE Z ČASOPISŮ

### LOĎ – VÝTVARNĚ POJATÉ MÍSTO K ODPOČINKU UPROSTŘED SÍDLIŠTĚ TOUKORANTA

Ve Finsku se stále využívá předpis, dle kterého je 1 % investičních nákladů stavby určeno pro výtvarná díla, která obohatí a zkvalitní její vnitřní či vnější prostor.

Výchozím bodem byla velká hustota zástavby na sídlišti Toukoranta v Helsinkách, kde vnitřní dvorní prostory bytových bloků nenabízely obyvatelům příhodné místo ke krátkodobé rekreaci. Architekti byli vyzváni k návrhu chráněného odpočinkového prostoru v umělé „krajině“ na střeše podzemních garáží. Výsledkem jejich úvah a přemítání je stupňovitá kompozice z bílého monolitického betonu symbolizující loď kotvící v chráněných vodách přístavu. Ústředním motivem je zde beton: nízká bílá betonová stěna symbolizující bok lodi odděluje a chrání odpočinkový kout od hlavní komunikační cesty středem vnitrobloku. Na jejím vnějším povrchu vznikly otiskem matic v bednění jemné vlnky. Odpočinek na „palubě“ zpřijemňuje zajímavě tvarovaná prostorná dřevěná lavice a kruhové pískoviště s širokou bílou betonovou obrubou. Prostor ukončuje několik betonových nádob se zelení.

Weckmann E.: Vene – Oleskeluveistos Helsingin Toukorannassa, *Betoni* 1, 2010, str. 24-27

### LEHKÉ KAMENIVO OBOHACUJE VZHLED BETONU

Soubor modernistických budov Kustermannova Parku na Rosenheimer Strasse v Mnichově postavený na počátku 90. let podle urbanistického konceptu z 80. let 20. století byl rekonstruován tak, aby vyhovoval jeho dnešním uživatelům. Během celkové modernizace byla do objektů přidána řada oken a vstupní prostor byl vzdušným schodištěm propojen s podlažím nad ním ve vzdušnou dvoupodlažní lobby. Úpravy zahrnovaly i modernizaci a doplnění protipožárních konstrukcí. Do nové prostorné lobby byla vestavěna dělící stěna plochy 156 m<sup>2</sup>, která měla splňovat protipožární předpisy, avšak architekti ji chtěli ztvárnit jako lehký závěs. Zdánlivě neslučitelné požadavky mohl splnit Stuccolith, umělý kámen vyvinutý REC Bauelemente v Berlíně. Celá stěna byla rozdělena na panely rozměrů 3 x 0,7 (0,5) m s nepravidelnými změnami v profilování. Váha stěnových prvků byla omezena na 50 kg/m<sup>2</sup>, materiál měl být prodyšný, recyklovatelný, stálobarevný – bílý, jednoduchý pro údržbu a nehořlavý. Použitím lehkého minerálního kameniva Poraver byla hmota stěnových prvků snížena až na 27 kg/m<sup>2</sup> při tloušťce 10 až 45 mm. Přidání oxidů titanu a dopadající přímé denní světlo zajistilo fotokatalytický efekt, a stěna se zdaleka nešpiní tolik, jak by se při její bílé barvě dalo čekat. Prolamovaný zvlněný tvar a matný povrch stěny významně zvýšily akustickou kvalitu rozsáhlého prostoru.

Haucke D.: *Lightweight aggregate enhance concrete appearance*, *Concrete Engineering International*, October 2010, str. 29-31

### TĚŽKÝ BETON PRO RADIOLOGICKÉ STÍNĚNÍ

Těžký beton se užívá pro stínění radioaktivity v nukleárním průmyslu zejména tam, kde jsou náročné prostorové požadavky a tenká vrstva těžkého betonu může zajistit stejnou míru ochrany jako mnohem silnější vrstva běžného betonu. Pro zajištění ochrany před šířením radioaktivity v úložišti radioaktivních materiálů v Sellafildu byl použit těžký beton s magnezitovým kamenivem (max. zrno 14 mm, cement CII/B-S, vodní součinitel 0,47, plastifikátor Sika SK160 a zpracovatelnost S2) pro zalití vnitřního prostoru v osmi ocelových kontejnerech, v kterých se s radioaktivním materiálem manipuluje (převáží a ukládá). Celkem bylo v první etapě použito 2 m<sup>3</sup> těžkého betonu o váze 7,6 t, v následující se počítá s výrobou 11,22 m<sup>3</sup> magnetitového betonu na zaplnění 66 kontejnerů.

Coton C.: *Heavyweight concrete for radiological shielding*, *Concrete Engineering International*, October 2010, str. 44-45

## ING. FRANTIŠEK TRČKA – 75 LET



Jeden z nejtalentovanějších českých stavebních inženýrů, konstruktér s všestrannými hlubokými znalostmi a s geniální statickou intuicí, průkopník nových metod a výrazná tvůrčí osobnost, Ing. František Trčka, na konci listopadu oslavil 75 let.

Narodil se v roce 1935 v Jindřichově Hradci v rodině železničáře. V roce 1953 maturoval na Gymnáziu Vítězslava Nováka v Jindřichově Hradci, v letech 1953 až 1958 absolvoval Vysokou školu železniční v Praze, Fakultu stavební – specializace Konstrukce a dopravní stavby. V roce 1958 nastoupil na MNV hlavního města Prahy jako referent pro výstavbu škol.

V roce 1959 odešel do Vojenského projektového ústavu v Praze, kde působil jako statik-projektant, později jako hlavní specialista pro projektování mostů, po roce 1989 pak jako technický náměstek. Do tohoto období spadá jeho spolupráce s mnoha významnými osobnostmi, jako byli Ing. Václav Mach (dlouholetý předseda ČKAIT), Ing. Čestmír Dobeš, Ing. Petr Nezval, Ing. Pavel Hustoles, Ing. Jiří Plička, CSc., Ing. Milan Komínek, Ing. Petr Novák, Ing. Karel Jerie a mnozí další.

Celoživotní přínosy Ing. Františka Trčky jsou zásadní, prokazující jeho širokou odbornou orientaci. Jde o statické analýzy, posudky a projekty řady významných konstrukcí.

Z období práce ve Vojenském projektovém ústavu v Praze lze jmenovat např. originální řešení postupů výstavby konstrukcí souvisejících s výstavbou pražského metra (trasa A – pod-

chody na Můstku a uprostřed Václavského náměstí, trasa B – podchody stanice Karlovo náměstí; stanice Jino-nice), mosty na Severojižní magistrále v Praze, řadu mostních konstrukcí na dálnici D1. Z mnoha realizací je možno připomenout lávku přes dálnici u Spořilova (v roce 1969 vyznamenaná Cenou Profesora Bechyně), dálniční mosty od Prahy až k Měřínu: patrový most Píšť, Koberovice, Sedlice (viz obr. 1) a řada dalších. Dále letmo montované mosty Koštov, Stadice a Trmice na dálnici D8 a spolupráce na zavěšeném mostu v Poděbradech přes Labe na dálnici D11.

Z dalších realizací staveb, které Ing. František Trčka projektoval, nebo se na jejich projektech podílel, lze připomenout Závod strojírenské metalurgie v Ránči (Indie), Letiště Bratislava – odbavovací budova, věž letové kontroly (VLK), Letiště Brno – odbavovací budova, VLK, Letiště Praha Ruzyně – odbavovací budova, VLK (1969), další etapa 1995 – nová odbavovací hala, VLK, Letiště Karlovy Vary – VLK. Dále Palác kultury v Praze; Hotel Forum, Palace hotel, Hotel Mövenpick.

Významná je i jeho činnost – zejména v posledním období – v oblasti historických staveb; v areálu Pražského hradu: sanační návrhy nosných konstrukcí – Chrám sv. Víta, kostel sv. Jiří, Španělský sál, Vladislavský sál, Jízdárna pražského hradu, Belveder, Míčovna; do této kategorie patří též rekonstrukce Valdštejnského paláce v Praze.

V osmdesátých letech působil

Ing. František Trčka jako externí pedagog na Fakultě stavební ČVUT v Praze, od devadesátých let pak jako předseda komise ČKAIT pro udělování autorizací v oboru Mosty a inženýrské konstrukce.

V roce 1991 byla z iniciativy Ing. Františka Trčky a Ing. Čestmíra Dobeše založena – s kolegy z VPÚ a ze Stavební fakulty ČVUT v Praze – projektová společnost Křístek, Trčka, spol. s r. o., která – zejména v devadesátých letech – dostala příležitost projektování konstrukcí mimořádných parametrů. Je možno jmenovat např. novou odbavovací halu letiště Praha – Ruzyně (projekt získal prestižní Cenu inženýrské akademie České republiky za rok 1988), zavěšený most přes Berounku v Radotíně, rekonstrukci budov České národní banky v Praze, obytný komplex Kyje-Hutě a další konstrukce.

Ing. František Trčka zasvětil celý svůj život práci ve svém oboru. Dosáhl vynikajících výsledků, uznání odborníků a obdivu svých spolupracovníků; získal několik významných ocenění, např. v roce 1991 mu byla udělena (spolu s kolegy Ing. Machem a Ing. Komínkem) Národní cena ČR.

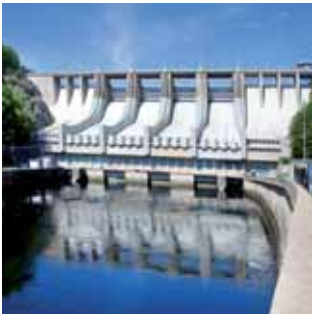
Ing. František Trčka je vdovec, v současné době žije na Kladně a stále působí jako odborný konzultant v oboru statika pozemních a inženýrských staveb. Všichni mu přejeme mnoho úspěchů a pevné zdraví do dalších let činnosti, aby se ještě dlouho těšil z plodů své práce.

Vladimír Křístek



Obr. 1 Most Sedlice na dálnici D1 Praha-Brno





všechny stavby spojuje jedno.  
Cement.

**SVAZ VÝROBCŮ  
CEMENTU ČR**

Českomoravský cement, a.s.

Lafarge Cement, a.s.

Holcim (Česko), a.s.

Cement Hranice, a.s.

[www.svcement.cz](http://www.svcement.cz)

## SEMINÁŘE, KONFERENCE A SYMPOZIA

## SEMINÁŘE, KONFERENCE A SYMPOZIA V ČR

## SVĚTOVÝ BETON 2006-2010

Koloquium

Termín a místo konání: 30. března 2011, Masarykova kolej, Praha

Kontakt: Sekretariát ČBS, [www.cbsbeton.eu](http://www.cbsbeton.eu)

## MOSTY 2011

16. mezinárodní symposium

Termín a místo konání: 14. a 15. dubna 2011, hotel Voroněž v Brně

Kontakt: e-mail: [sekurkon@sekurkon.cz](mailto:sekurkon@sekurkon.cz), [www.sekurkon.cz](http://www.sekurkon.cz)

## SANACE 2011

21. mezinárodní symposium

Termín a místo konání: 19. a 20. května 2011, Brno

Kontakt: e-mail: [ssek@ssbk.cz](mailto:ssek@ssbk.cz), [www.sanace-ssbk.cz](http://www.sanace-ssbk.cz)

## CONCRETE ENGINEERING FOR EXCELLENCE AND EFFICIENCY

fib symposium

Termín a místo konání: 8. až 10. června 2011, hotel Clarion, Praha

- New Model Code – expected impacts and practice of use
- Concrete and construction technology – transfer of experience
- Modelling and design of outstanding and innovative structures
- Structures integrated into environment in a balanced way
- Combination of structural concrete with other materials

Kontakt: Sekretariát ČBS, e-mail: [info@fib2011prague.eu](mailto:info@fib2011prague.eu), [www.fib2011prague.eu](http://www.fib2011prague.eu)

## 18. BETONÁŘSKÉ DNY 2011

Konference s mezinárodní účastí

Termín a místo konání: 23. a 24. listopadu 2011, zatím neupřesněno

Kontakt: Sekretariát ČBS, [www.cbsbeton.eu](http://www.cbsbeton.eu)

## ZAHRANIČNÍ KONFERENCE A SYMPOZIA

## COMPOSITES: CHARACTERIZATION, FABRICATION AND APPLICATION (CCFA-2)

2. mezinárodní konference

Termín a místo konání: 27. až 30. prosince 2010, Kish Island, Írán

- Materials Characteristic
- Fabrication
- Application
- Analysis and Safety

Kontakt: e-mail: [ccfa@mail.iust.ac.ir](mailto:ccfa@mail.iust.ac.ir), <http://ccfa.iust.ac.ir/>

## 55. BETONTAGE

Německé betonářské dny

Termín a místo konání: 8. až 10. února 2011, New-Ulm, Německo

Kontakt: e-mail: [info@betontage.de](mailto:info@betontage.de), [www.betontage.com](http://www.betontage.com)

## NORDIC CONCRETE RESEARCH &amp; DEVELOPMENT

XXI. symposium

Termín a místo konání: 30. května až 1. června 2011, Hämeenlinna, Finsko

Kontakt: e-mail: [secretariat@nordicconcrete2011.fi](mailto:secretariat@nordicconcrete2011.fi), [www.nordicconcrete2011.fi](http://www.nordicconcrete2011.fi)

## ANALYTICAL MODELS AND NEW CONCEPTS IN CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

7. mezinárodní konference

Termín a místo konání: 13. až 15. června 2011, Krakow, Polsko

- Models for analysis of concrete structures according to new codes
- Structural concrete in complex stress state
- Behaviour and application of HPC in structures
- Advances in reinforced and prestressed concrete structures
- Application of FRP materials - theory, practice and new codes
- Effects of cyclic and long-term loading on concrete and masonry structures
- Achievements in modelling and design of bridges and other structures
- Performance based design of concrete and masonry structures
- Analytical and numerical models for masonry structures
- Durability assessment and environmental effects on concrete and masonry structures
- Models and numerical simulations for concrete at macro/meso/micro-scales

Kontakt: <http://www.amcm2011.pk.edu.pl/>

## HIGH PERFORMANCE CONCRETE

9. fib symposium

Termín a místo konání: 9. až 11. srpna 2011, Christchurch, Nový Zéland

Kontakt: [www.hpc-2011.com](http://www.hpc-2011.com)

## DESIGN OF CONCRETE BRIDGES USING EUROCODES

2. mezinárodní workshop

Termín a místo konání: 12. až 13. září 2011, Bratislava

Kontakt: [www.bkm.stuba.sk/dcs2011](http://www.bkm.stuba.sk/dcs2011)

## TALLER, LONGER, LIGHTER

IABSE-IASS symposium

Termín a místo konání: 20. až 23. září 2011, Londýn

Kontakt: e-mail: [secretariat@iabse.org](mailto:secretariat@iabse.org),<http://www.iabse-iass-2011.com/>

## INNOVATIVE MATERIALS AND TECHNOLOGIES FOR CONCRETE STRUCTURES

7. CCC kongres

Termín a místo konání: 22. a 23. září 2011, Balatonfüred, Maďarsko

- Tailored properties of concrete
- Advanced reinforcing and prestressing materials and technologies
- Advanced production and construction technologies
- Advanced concrete structures

Kontakt: e-mail: [ccc2011@eik.bme.hu](mailto:ccc2011@eik.bme.hu),[www.fib.bme.hu/ccc2011](http://www.fib.bme.hu/ccc2011)

## CONCRETE STRUCTURES FOR A SUSTAINABLE COMMUNITY

fib symposium

Termín a místo konání: 11. až 14. června 2012, Stockholm, Švédsko

Kontakt: e-mail: Swedish Cement and Concrete Research Institute, Ms. Ann-Therese Söderqvist,

e-mail: [annsod@cbi.se](mailto:annsod@cbi.se), [www.fibstockholm2012.se](http://www.fibstockholm2012.se) (připravuje se)

## ENGINEERING AND CONCRETE FUTURE: TECHNOLOGY, MODELING AND CONSTRUCTION

fib symposium

Termín a místo konání: 20. až 24. dubna 2013, Tel-Aviv, Izrael

Kontakt: [engltd@netvision.net.il](mailto:engltd@netvision.net.il)

## 4. MEZINÁRODNÍ FIB KONGRES A VÝSTAVA

Termín a místo konání: 10. až 14. února 2014, Mumbai, Indie



B E T O N  
UNIVERSITY

Získejte titul na beton!

Betony  
Průmyslové podlahy  
Pohledové betony  
Lité podlahy



Zapište se i Vy na semináře v 2. ročníku **Beton University**, které jsou zařazeny do akreditovaných vzdělávacích programů v projektech celoživotního vzdělávání ČKAIT i ČKA a získáte „titul na beton“. Po úspěšném 1. ročníku věříme, že připravená specializovaná témata seminářů splní Vaše očekávání. V prvním pololetí 2011 se uskuteční semináře **Beton a lité potěry v podlahových konstrukcích** v Děčíně (24. 2.), Praze (17. 3.), Ostravě (14. 4.) a Českých Budějovicích (5. 5.) a seminář **Betony a pohledové betony** v Brně (19. 5.). Úplný program seminářů, registrační formulář a další informace naleznete na [www.betonuniversity.cz](http://www.betonuniversity.cz) • Kontakt: Ing. Jan Veselý, tel. 724 354 459

ČESKOMORAVSKÝ  
**BETON**  
HEIDELBERGCEMENT Group

BETON ASB EBETON is technické studie komplexní studie materiály pro stavbu STAUBER Realizace staveb SENICE PRAHA TAVERNICTVÍ TŽB STAVBY LADYVINY tzbinfo stavebnictví STAVITEL



PRAGUE 2011

**fib Symposium**  
**PRAGUE 2011**  
CONCRETE ENGINEERING  
FOR EXCELLENCE AND EFFICIENCY

CBS fib CER • FIP

8 – 10 June 2011

Clarion Congress  
Hotel Prague  
Prague  
Czech Republic

**INVITATION  
POZVANKA**

# EBETON®

## INFORMACE O BETONU



ÚVODNÍ STRANA VÝBĚR SPRÁVNÉHO BETONU



ENCYKLOPEDIE ZÁKLADNÍ INFORMACE O BETONU



DOMEČEK/OFFICE VÝBĚR SPRÁVNÉHO BETONU, PŘEHLED MOŽNOSTÍ



SPECIFIKACE PŘEDEPIŠTE SI SVŮJ BETON



POJMY VŠE, CO CHCETE VĚDĚT O BETONU A NEVĚTĚ, KDE SE ZEPTAT



VYHLEDÁVÁNÍ JEDNODUCHÉ VYHLEDÁVÁNÍ NA CELEM PORTÁLU



BETONÁRNY NAJDETE SI NEJBLIŽŠÍ BETONÁRNY