## VĚDA A VÝZKUM

SCIENCE AND RESEARCH

# MODEL MEMBRÁNOVÉ STŘECHY Z PŘEDJATÉHO BETONU MODEL OF MEMBRANE ROOF FROM PRESTRESSED CONCRETE

## Pavel Kaláb, Michal Bernát, Jiří Stráský

Návrh membránové střechy dvojí křivosti z předpjatého betonu a její ověření na modelu jsou popsány z hlediska konstrukčního řešení, statické analýzy a postupu stavby. Pružné chování konstrukce bylo ověřeno čtyřmi zatěžovacími stavy. Zatížení situované na jedné polovině střechy bylo postupně zvětšováno do vzniku trhlin. Výsledky měření jsou porovnány s analytickým řešením. A design of the membrane roof of a double curvature from prestressed concrete and its verification on a model

are described in terms of the structural solution, static analysis and a process of construction. The elastic behaviour of the structure was verified by four loading cases. The load situated on one half of the roof was gradually increased till cracks originated. Results of the measurements are compared with an analytical solution.

Membránové střechy z předpjatého betonu, pro které jsme dříve používali název "visuté střechy", jsou popsány v [1] a [2]. V těchto článcích je popsáno jejich statické působení, uveden přehled realizovaných konstrukcí a na příkladech studovaných konstrukcí jsou ukázány možnosti řešení. Tento článek, který navazuje na uvedené příspěvky, popisuje práce spojené s návrhem a ověřením membránové konstrukce dvojí křivosti na modelu.

Model sloužil k ověření teoretických předpokladů a technologie výstavby. Výsledky měření modelu slouží k verifikaci výpočetních postupů prováděných metodou konečných prvků (MKP) s využitím programového systému ANSYS.

## **H**yperbolický paraboloid nad kruhovým půdorysem

Pro účely vývoje výpočtového modelu byla nejdříve vypracována studie střechy tvaru hyperbolického paraboloidu nad kruhovým půdorysem průměru 72 m (obr. 1). Konstrukce tvoří takzvaný samokotvený systém, který zatěžuje základy jen svislými silami. Konstrukční řešení a postup výstavby byly navrženy podle známého olympijského stadionu Saddledome v Calgary v Kanadě [3].

Základ konstrukčního systému tvoří předpjatá lanová síť tvaru hyperbolického paraboloidu (obr. 1a), na kterou jsou během výstavby osazeny prefabrikované panely. Síť je tvořena dvěma pravoúhlými systémy lan. Konvexní lana se obvykle nazývají nosná a konkávní lana s opačnou křivostí se nazývají ztužující. Lana jsou kotvena v tlačeném obvodovém prstenci obdélníkového průřezu, který je ve svislém směru podepřen řadou sloupů. Pootočení průřezu po délce prstence kopíruje povrch skořepiny. Síly v lanech jsou navrženy tak, aby horizontální složka normálové síly v obou osnovách lan byla stejná, a tak byl obvodový prstenec namáhán pouze normálovou silou a minimálními ohybovými momenty.

Po vybetonování spár mezi jednotlivými prefabrikáty je membrána předepnuta předpínacími lany situovanými v obou směrech ve spárách. Předpětí je navrženo tak, aby pro všechna návrhová zatížení byla membrána jen tlačena. To znamená, že těmto zatížením vzdoruje plný betonový průřez. Membrána tak získá potřebnou tuhost a tvarovou stálost (obr. 1b).

Pro statickou analýzu byl uvažován následující postup výstavby:

- osazení a napnutí nosných lan lanové sítě,
- osazení ztužujících lan lanové sítě a jejich napnutí na polovinu konečné hodnoty,
- osazení části prefabrikovaných panelů,
- dopnutí ztužujících lan na konečnou hodnotu,
- osazení zbývajících panelů a nesoudržných předpínacích lan,
- vybetonování spár mezi panely výchozí rovnovážný stav,

• předepnutí skořepiny v obou směrech. Základ statické analýzy je odvozen z řešení visutých lanových konstrukcí. První fází analýzy, nezávisle na konkrétním typu konstrukce, je vždy definice geometrie (form finding) systému lan, na která se osazují prefabrikáty a vyřešení tzv. výchozího rovnovážného stavu (initial equilibrium problem). V případě popisované studie je to stav lanové sítě po osazení všech prefabrikátů a těsně po zalití spár, kdy skořepina jako celek nemá žádnou tuhost. Normálové síly v lanech (resp. jim odpovídající radiální síly) jsou ve výchozím stavu v rovnováze s vlastní tíhou lan a prefabrikátů.

Obr. 1 Hyperbolický paraboloid kruhového půdorysu: a) síť kabelů, b) membrána z předpjatého betonu Fig. 1 Hyper paraboloid of the circular plan: a) net of cables, b) membrane from prestressed concrete



## VEDA A VÝZKUM

## SCIENCE AND RESEARCH



- Obr. 2 Porovnání tuhosti membránové střechy z předjatého betonu a lanové sítě
- Fig. 2 Comparison of the stiffness of the roof formed by a prestressed concrete membrane and by a cable net
- Obr. 3 Hyperbolický paraboloid kruhového půdorysu podepřený ve dvou bodech
- Fig. 3 Hyper paraboloid of the circular plan supported at two points
- Obr. 4 Síly působící na oblouk, H, V akce nosného lana,  $G_o$  vlastní tíha oblouku, F výslednice sil
- Fig. 4 Forces acting on the arch, H, V action of bearing cables,  $G_o$  – dead load of arch, F – resulting force
- Obr. 5 Varianta A hyperbolický paraboloid, definice geometrie
- Fig. 5 Variant A Hyper paraboloid, definition of the geometry
- Obr. 6 Varianta B rovinné oblouky, definice geometrie
- Fig. 6 Variant B plane arches, definition of the geometry

Obecně je výchozí rovnovážný stav definován:

- geometrií systému lan, nebo lanové sítě
- působícím zatížením, které je funkcí tvaru
- napjatostí v lanech.

Tyto tři složky spolu navzájem souvisí a obecně je nelze řešit odděleně. Geometrii popisované konstrukce lze s dostatečnou přesností uvažovat jako hyperbolický paraboloid, který je zatížen tíhou betonových prefabrikátů. Pro vyřešení výchozího stavu lanové sítě tedy zbývá definovat napjatost v lanech. Pro lanovou sít tvaru hyperbolického paraboloidu lze nalézt analytické řešení. Jeho odvození však přesahuje rozsah příspěvku a je uvedeno např. v [4].

Statická analýza pokračuje sestavením prostorového výpočtového modelu, který vystihuje geometrii, okrajové podmínky a působící zatížení. Výchozí stav definuje počáteční podmínky výpočtu a definuje tak vstupní rovnovážný stav, kterým výpočet začíná. Následující výpočet je rozdělen na jednotlivé fáze, které na sebe navazují a přesně kopírují skutečný postup výstavby. Konečné prvky reprezentující vznikající části konstrukce jsou postupně aktivovány během jednotlivých fází výpočtu a přidávány do matice tuhosti konstrukce. Výpočtový model byl sestaven v MKP systému ANSYS 8.0. Vzhledem k charakteru a chování konstrukce byl použit geometricky nelineární výpočet pomocí úplné Newton-Raphsonovy metody. Uvedený postup byl použit u všech výpočtů.

Z řady výsledků analýzy studované konstrukce jsou na obr. 2 uvedeny deformace dvou tvarově totožných střech, které jsou tvořeny jen lanovou sítí (obr. 1a) a předpjatou membránou









#### VĚDA A VÝZKUM SCIENCE AND RESEARCH

(obr. 1b). Tuhost konstrukce tvořené lanovou sítí je dána křivostí lan a velikostí jejich předpětí. Z grafu je zřejmá výrazně vyšší tuhost předpjaté betonové membrány, která je srovnatelná s tuhostí tradičních konstrukcí.

## **V**ÝVOJ MODELU

Pro ověření popsané analýzy byl navržen fyzikální model konstrukce dvojí křivosti. Protože ve zkušební hale bylo obtížné zajistit rovnoměrné podepření prstence, bylo rozhodnuto podepřít střechu jen ve dvou bodech.

Nejprve byla analyzována dříve popsaná konstrukce, u které byl prstenec zesílen parabolickými náběhy (obr. 3). Ukázalo se však, že toto řešení je obtížně dimenzovatelné a neekonomické. Bylo navrženo několik dalších modifikací konstrukce, avšak vždy s podobným výsledkem. Proto byla původní konstrukce opuštěna a byla hledána taková, jejíž výchozí stav přímo splňuje požadavek podepření konstrukce střechy ve dvou bodech.

Výsledkem vývoje je konstrukce, která tvarově vychází z rekonstruované berlínské kongresové haly [5]. Také rozměry obou konstrukcí jsou srovnatelné. Zatímco hala v Berlíně je monolitická, námi vyvinutá konstrukce je sestavená z prefabrikovaných prvků [2].

Základní myšlenkou návrhu bylo určit geometrii konstrukce tak, aby ve výchozím stavu byly co nejpřesněji splněny následující dvě podmínky:

- výslednice sil F působících v místě kotvení nosných lan do oblouku působí v rovině vedené patami a vrcholem oblouku (obr. 4),
- tvar oblouků odpovídá výslednicové čáře zatížení stálého.

Při splnění obou uvedených podmínek jsou oblouky namáhány minimálními ohybovými momenty a převážně normálovou silou. Průřez oblouků je tak hospodárně využit. Byly navrženy dvě varianty, které s dostatečnou přesností splňují předchozí podmínky.

## Varianta A – hyperbolický paraboloid

Střešní plocha je definována jako hyperbolický paraboloid. Krajní oblouky tvoří průsečnice hyperbolického paraboloidu a válcové plochy kolmé k půdorysu (obr. 5). Oblouky jsou tvořeny prostorovou křivkou, která s jistou tolerancí leží v rovině definované patami oblouku a jeho vrcholem.

#### Varianta B – rovinné oblouky

Oblouky leží v rovině vedené patami a vrcholem oblouku. Plocha střechy vznikne napnutím nosných lan mezi oblouky (obr. 6). Tvar nosných lan napnutých mezi oblouky je přibližně parabola druhého stupně. Poměr  $f_r/L_i^2$  každého lana je totožný, takže každé z nosných lan je vlastně výsekem nejdelšího lana situovaného mezi vrcholy oblouků. Proto je horizontální složka síly *H* ve všech lanech stejná. Střešní plocha se v tomto případě blíží tvaru hyperbolického paraboloidu. Řez plochy ve směru *y* lze aproximovat polynomem šestého stupně.

- Obr. 7 Vizualizace modelu: a) nosná lana, b) hotová konstrukce
- Fig. 7 Image of the model: a) bearing cables, b) completed structure
- Obr. 8 Rozměry modelu
- Fig. 8 Dimensions of model
- Obr. 9 Výpočtový model
- Fig. 9 Calculation model









Z hlediska namáhání betonové membrány je staticky výhodnější varianta A, protože plocha hyperbolického paraboloidu je afinní rovnoměrnému zatížení. Z hlediska ohybového namáhání oblouků se ukázala staticky výhodnější varianta B, protože lze přesněji splnit definované podmínky. Z hlediska realizace fyzikálního modelu měla varianta B výhodu v tom, že oblouky leží v rovině, a jejich výroba je tak podstatně snadnější a levnější. Z tohoto důvodu byla pro další rozpracování a realizaci fyzikálního modelu vybrána varianta B.

#### Model střechy v měřítku 1:10

Účelem modelu konstrukce (obr. 7 a 8) bylo:

- ověření konstrukčního řešení a působení navržené střešní konstrukce,
- ověření správnosti statické analýzy,
- odzkoušení navrženého postupu výstavby,
- provedení zatěžovacích zkoušek pro zjištění odezvy konstrukce na různá zatížení,
- zjištění mechanizmu porušení konstrukce.

Vzhledem k rozměru průřezu oblouků a možnostem jejich výroby byly oblouky navrženy z ocelové trubky průměru 154 mm vyplněné vysokopevnostním betonem C70/80. Paty oblouků byly vzájemně spojeny dvojící ocelových táhel průřezu U, které reprezentovaly předpjaté betonové táhlo.

Vlastní betonová membrána je sestavena z čtvercových prefabrikovaných prvků rozměru 290 x 290 mm tloušťky 10 mm, po obvodu ztužených žebrem tloušťky 20 mm (obr. 10). Prvky byly vyrobeny z lehkého konstrukčního betonu LC30/33. S ohledem na tvar střechy byla část membrány u oblouků vyskládána z trojúhelníkových a pětiúhelníkových segmentů řezaných z panelů tloušťky 20 mm. Vzhledem k tloušťce prefabrikátů musela být lana situována mimo membránu. Křížení lan a osazení prefabrikátů zajišťovaly speciálně navržené ocelové spojky (obr. 11). Předpětí membrány bylo realizováno dopnutím nosných lan a předepnutím na ně kolmých ztužujících (předpínacích) lan. Pro obě osnovy lan byly použity monostrandy průměru 9,3 mm.

Model byl navržen tak, aby byla splněna modelová podobnost garantující, že poměr napětí na skutečné konstrukci a napětí na modelu je 1:1. Pro zajištění modelové podobnosti byly oblouky a lanová síť zatíženy balastem z prefabrikovaných prvků. V každém uzlu lanové sítě byl zavěšen betonový váleček hmotnosti 18 kg, který nahrazoval tíhu prefabrikovaných prvků střechy. Po vzdálenosti 0,5 m byly na oblouky zavěšeny bloky hmotnosti 250 kg nahrazující tíhu obvodového prstence (obr. 7b a 14).

Realizace modelu začala vybetonováním masivních základových bloků, na které byly osazeny skloněné ocelové oblouky (obr. 12). Ty byly následně podepřeny montážními podporami a vyplněny betonem. Poté byla napnuta nosná lana a přes ně osazena ztužující lana (obr. 13). Lana byla vzájemně spojena ocelovými spojkami a byla zkontrolována geometrie vzniklé lanové sítě. Poté byl postupně zavěšen balast na oblouky a do jednotlivých uzlů lanové sítě (obr. 14). Následně byly na lanové spojky osazeny prefabrikované prvky. Potom byly odstraněny montážní podpory oblouků. Následovalo osazení krajních segmentů, podbednění spár mezi segmenty a podbednění obvodové spáry mezi membránou a obloukem. Po zmonolitnění těchto spár byla membrána předepnuta v obou směrech (obr. 15).

#### ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKY MODELU

Funkce membránové střechy byla ověřena zatěžovacími zkouškami provedenými pro čtyři polohy zatížení, které podle našeho názoru dostatečně přesně vystihly možné kritické polohy zatížení střechy (obr.18). Konstrukce byla zatížena po celé ploše – ZS A (obr.16), na příčné polovině plochy – ZS B, na podélné polovině plochy – ZS C a ve středu plochy –ZS D. Hodnota zkušebního zatížení, které tvořily pytle se štěrkem, byla 2,5 kN/m<sup>2</sup>. Během zatěžování byla měřena svislá deformace konstrukce v deseti bodech. Dále byla odporovými tenzometry měřena poměrná přetvoření ve třech

- Obr. 10 Prefabrikovaný prvek
- Fig. 10 Precast member
- Obr. 11 Podepření prefabrikovaných prvků lanovou spojkou: a) prvky spojky, b) sestava
- Fig. 11 Supporting of the precast members by a cable's coupler: a) coupler's members, b) assembly





## VEDA A VÝZKUM SCIENCE AND RESEARCH

















## VĚDA A VÝZKUM SCIENCE AND RESEARCH



- Obr. 12 Ocelové oblouky
- Fig. 12 Steel arches
- Obr. 13 Montážní podpory, síť kabelů
- Fig. 13 Erection supports, cable net
- Obr. 14 Zatížení balastem
- Fig. 14 Ballast load
- Obr. 15 Dokončená konstrukce
- Fig. 15 Completed structure
- Obr. 16 Zatížený model zatěžovací stav A (ZS A)
- Fig. 16 Loaded model load case A (ZS A)
- Obr. 17 Zatížený model, mezní zatížení
- Fig. 17 Loaded model, ultimate load
- Obr. 18 Porovnání měření a výpočtu
- Fig. 18 Comparison of the measurements and calculations
- Obr. 19 Záznam deformací
- Fig. 19 Record of the deformations
- Obr. 20 Trhliny v betonových prefabrikátech
- Fig. 20 Cracks in concrete members
- Obr. 21 Vypočtená hlavní tahová napětí Fig. 21 Calculated principal tension stresses
- Obr. 22 Trajektorie hlavních napětí
- Fig. 22 Trajectories of principal stresses
- Obr. 23 Trhlina v místě spojení skořepiny s ocelovým obloukem
- Fig. 23 Crack at a connection of the membrane with the steel arch

bodech betonové skořepiny, ve vrcholu a v patě pravého oblouku.

Během zatěžovacích zkoušek při zatížení 2,5 kN/m<sup>2</sup> nevznikly na konstrukci viditelné poruchy a nikde nebyly objeveny trhliny v předpjaté membáně. Také změřené nevratné deformace po odlehčení byly zanedbatelné, model se tedy choval lineárně. Na obr. 18 jsou uvedeny deformace membrány od jednotlivých zatěžovacích stavů. Pro každý stav je uvedena hodnota maximálního svislého posunu skořepiny, který nastává přibližně v těžišti zatěžovací plochy. Tyto hodnoty dobře ilustrují chování a velkou tuhost střechy. Maximální deformace jsou menší než 1/400 rozpětí oblouků. V grafu jsou dále uvedeny vypočtené hodnoty deformací v těchto bodech a je zřejmé, že bylo dosaženo dobré shody mezi změřenými a vypočtenými deformacemi.

Rovnoměrné zatížení po celé ploše visuté střechy je afinní k jejímu tvaru, a proto vyvolává menší účinky (napětí, deformace) než soustředěná a nesymetrická zatížení. Také ohybové momenty v obvodovém prstenci jsou od nesymetrického zatížení podstatně větší. Z těchto důvodů bylo pro mezní zatěžovací zkoušku použito zatěžovací schéma ZS B, které současně ověřuje celkovou stabilitu konstrukce. Celkem byly na pravou polovinu modelu uloženy tři vrstvy pytlů se štěrkem, jejichž tíha odpovídá zatížení 7,5 kN/m<sup>2</sup>. V omezené ploše ve vrcholu skořepiny (jedna šestina zatěžované plochy) byly uloženy čtyři vrstvy pytlů zatěžující konstrukci zatížením 10 kN/m<sup>2</sup> (obr. 17). Jak je zřejmé z obr. 19, který ukazuje časový záznam průběhu deformací membrány při zkoušce, konstrukce se chovala přibližně lineárně.

Shora uvedené zatížení, které odpovídá trojnásobku návrhového zatížení, způsobilo vznik trhlin v betonových prefabrikátech. Ve spodních částech skořepiny, u pat oblouků, vznikly přes celou tloušťku skořepiny šikmé tahové trhliny (obr. 20). Spáry mezi prefabrikáty zůstaly neporušeny. Poloha a směr trhlin odpovídá hlavním tahovým napětím (obr. 21) a trajektoriím hlavních napětí (obr. 22), určených analýzou konstrukce. Dále při tomto zatížení vznikla v místě vetknutí membrány do oblouku trhlina (obr. 23) odpoví-

#### Dokončení na str. 65

## VĚDA A VÝZKUM SCIENCE AND RESEARCH

ideálního průřezu podle detailního řešení ztrát předpětí se zahrnutím vlivu dotvarování a smršťování.

Z tab. 1 je patrná vynikající shoda mezi naměřenými a vypočtenými průhyby. Rozdíly mezi těmito hodnotami se pohybují v rozmezí 1 až 6 %, což lze považovat za více než uspokojivý výsledek experimentálního ověření funkce únavového poškození. Hodnoty průhybů jsou o 40, resp. 74 a 78 % vyšší než průhyb při působení statického zatížení, jenž činí 10,286 mm.

Umístění měření průhybů desky z hlediska její celkové životnosti je patrné na obr. 10.

Detailnější výsledky poskytnou měření na třetí desce, na které budou průhyby měřeny od samého počátku cyklického zatěžování. Třetí deska bude zkoušena v březnu 2008.

#### ZÁVĔR

Příspěvek popsal vývoj přetvoření a modulu pružnosti betonu při cyklickém zatížení a poskytl metodu pro výpočet zbytkové části modulu pružnosti při cyklickém zatížení. Metoda byla experimentálně ověřena na příkladě desky z dodatečně předpjatého betonu, shoda naměřených průhybů s vypočtenými hodnotami je vynikající.

Funkci únavového poškození je možné snadno užít jak při ručních výpočtech, tak ji zakomponovat do výpočetních programů založených na MKP, a provádět tak detailnější analýzu konstrukčních prvků vystavených cyklickému zatížení.

Projekt se uskutečnil za podpory GA ČR, projekt č. 103/05/2244.

Ing. Marek Foglar Fakulta stavební ČVUT v Praze Katedra betonových a zděných konstrukcí Thákurova 7, 166 29 Praha 6 e-mail: marek.foglar@fsv.cvut.cz

Text článku byl posouzen odborným lektorem.

#### Literatura:

- Holmen J. O.: Fatigue of concrete by constant and variable amplitude loading. Bulletin No. 79-1, Division of Concrete Structures, NTH-Trondheim, 1979. 218 s.
- [2] Plachý T., Polák M.: Vliv cyklického únavového namáhání na změnu modálních charakteristik prvku z předpjatého betonu, In: Acta Mechanica Slovaca, 2006, roč. 10, č. 1, s. 395–400
- [3] Foglar M., Štemberk P.: Parametric description of the development of secant modulus of elasticity of concrete uder cyclic loading, Nat. Conf. with Inter. Part. Engineering Mechanics 2007, 2007. s. 63–64
- [4] ČSN EN 1992-2 (73 6208)
  Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí. Část 2: Betonové mosty
   Navrhování a konstrukční zásady, Praha ČNI, 2007. 90 s.
- [5] CEB-FIP Model Code 1990, Lausanne: CEB. 1990

## Pokračování ze str. 59

## Literatura:

- [1] *Stráský J.:* Visuté předpjaté střechy. Beton TKS 4/2005, 1/2006
- [2] Stráský J.: Membránové střechy z předpjatého betonu, Beton TKS 1/2008
- [3] Bobrowski J.: The 'Saddledome': the Olympic ice stadium in Calgary (Canada), L'Industria Italiana del Cemento 5/1984. s. 280–315
- [4] Stráský J., Kaláb P.: Vývoj visuté střechy z předpjatého betonu, dílčí výzkumná zpráva centra CIDEAS za rok 2007
- [5] Bomhard H.: Reconstruction of the Berlin congress hall, Proceedings of Tenth international congress of the FIP, New Dehli 1986
- [6] Kaláb P.: Model membránové střechy z předpjatého betonu: návrh, realizace a statická zkouška, Proceedings Membránové střechy z předpjatého betonu, Brno, 2007, ČR, VUT v Brně, s. 31. ISBN: 978-80-214-3469-1

dající namáhání od lokálního ohybového momentu.

Je zřejmé, že u skutečné konstrukce by tahové napětí v membráně bylo zachyce-

no betonářskou výztuží a konstrukce by dále bezpečně fungovala. Mezní únosnosti konstrukce by bylo dosaženo až vyčerpáním tahové únosnosti lan a nebo ztrátou stability obloukových prstenců oddělených od prefabrikovaných prvků.

Aplikováním popsaného zatížení tedy nebylo dosaženo mezního stavu. Vzhledem k tomu, že bylo použito veškeré připravené zatížení a vzhledem k dosažené úrovni zatížení, byla zkouška ukončena. Během zkoušky i po jejím ukončení plnily všechny nosné prvky konstrukce svou funkci. Mezní únosnost konstrukce se nepodařilo zjistit, nicméně model prokázal vysokou únosnost vyvinuté konstrukce a dosažená hladina zatížení je podstatně vyšší než klimatická zatížení, která definují platné normy pro Českou republiku.

Výsledky měření potvrzují dobrou shodu experimentu s výpočtovým modelem v deformacích i napětích. Experimentem bylo prokázáno, že použitý postup statické analýzy je správný.

#### ZÁVĔR

Realizace modelu a provedené zkoušky prokázaly správnost návrhu konstrukce, správnost navrženého postupu statické analýzy a postupu výstavby. Zatěžovací zkoušky také prokázaly vysokou tuhost a únosnost konstrukce. Model byl navržen, postaven a odzkoušen pracovníky Ústavu betonových a zděných konstrukcí FAST VUT v Brně za pomoci pracovníků Ústavu stavebního zkušebnictví. Model byl realizován ve Sdružené zkušebně nosných konstrukcí díky podpoře Ústavu kovových a dřevěných konstrukcí.

Při řešení popisovaných konstrukcí byly aplikovány výsledky projektu Ministerstva průmyslu FI-IM/185 "Nové úsporné konstrukce z vysokopevnostního betonu". Příspěvek vznikl za podpory projektu 1M6840770001 MŠMT, v rámci činnosti výzkumného centra CIDEAS.

> Ing. Pavel Kaláb tel.: 604 137 356 e-mail: kalab.pavel@seznam.cz

Ing. Michal Bernát e-mail: bernat.m@fce.vutbr.cz

Prof. Ing. Jiří Stráský, DSc., PE tel.: 541 147 845, fax: 549 250 218 Stráský, Hustý a partneři, s. r. o. Bohunická 50, 619 00 Brno tel.: 547 101 882, fax: 547 101 881 e-mail: j.strasky@shp.eu

všichni: Stavební fakulta VUT v Brně Veveří 95, 662 37 Brno