

# BETON A ZDIVO



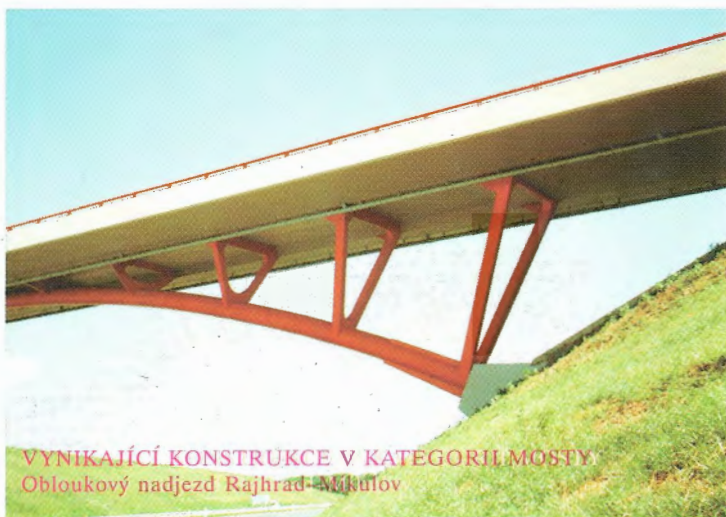
ROČNÍK IV.

1997/4



# Z ČINNOSTI ČBZ - ČSSI

Vyhodnocení soutěže ČBZ „O vynikající betonovou konstrukci“



Podrobnější údaje o vyhodnocení soutěže ČBZ uvnitř časopisu



### BETON A ZDIVO 1997/4 ROČNÍK IV.

#### CONCRETE AND MASONRY

Odborný čtvrtletník  
České společnosti pro beton a zdivo  
oblastní pobočky ČSSI Pardubice

#### Redakční rada:

předseda: Doc. Ing. Petr Hájek, CSc.  
členové: Ing. Pavel Čížek  
Doc. Ing. František Hájek, CSc.  
Doc. Ing. Jaromír K. Klouda, CSc.  
Doc. Ing. Vladimír Meloun, CSc.  
Ing. Vlastimil Šrůma, CSc.  
Doc. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc.  
Prof. Ing. Milík Tichý, DrSc.  
Doc. Ing. Zdeněk Tobolka, CSc.  
Ing. Tomáš Vimmr  
Doc. Ing. Jan L. Vitek, CSc.  
Prof. Ing. Bohumír Voves, DrSc.

#### Vydavatelství, redakce, inzerce:

ČBZ Pardubice – oblastní pobočka ČSSI  
Masarykovo nám. 1544  
532 29 Pardubice  
tel.: 040-511 158  
fax: 040-512 076

#### Vydavatelství řídí:

Ing. Věra Prokopová

#### Grafická úprava a tisk:

Tiskárna Silueta  
Sakařova 356/113, 530 03 Pardubice

Časopis je registrován pod číslem MK ČR 7550  
ISSN 1211-5444

Podávání novinových zásilek povolila ObSP Pardubice  
pod čj.: PP/1-3579/93 ze dne 19. 10. 1993

Toto číslo bylo předáno do tisku 19. 1. 1998

Krok ke sloučení, krok k dospělosti ..... 2  
Vlastimil Šrůma

Výstavba mostu při jižním vyústění Strahovského  
automobilového tunelu v Praze ..... 2  
Miloš Homolka, Milada Mazurová

Betonářské dny '97 ..... 7  
Pavel Čížek

Soutěž ČBZ o vynikající betonovou konstrukci postavenou  
v letech 1995–96 ..... 8  
Jan L. Vitek

Vybrané případy stability prímých prutů – cihelný komín  
v léčebném komplexu v Dobřanech ..... 9  
Petr Fajman, Jiří Šejnoha

Normalizace ..... 14  
Vladislav Hrdoušek

Panelová výstavba obytných celků – ano či ne ..... 15  
Pavel Čížek

Letmo betonované mosty první dálnice na Taiwanu ..... 19  
Miroslav Olmer, Jiří Stráský

Recenze ..... 26  
Rekonstrukce v panelovém domě

Konference, semináře, kolokvia ..... 27  
Mezinárodní konference IABSE v Innsbrucku  
5. mezinárodní konference CANMET/ACI  
o superplastifikátorech a ostatních chemických  
přísadách do betonu

#### Aktuality

CONCON '98 – tisková konference – 12  
Velmi starý materiál – BETON – 14  
ENV 10 080 – Ocel pro výtuz do betonu – 13

Keywords, BaZ 1997/4 ..... 32

Pokyny pro autory časopisu BaZ ..... 32

#### Fotografie na obálce:

Pohled na dokončenou stavbu – vyústění Strahovského  
tunelu v Praze / The End of the Strahov Tunnel in Prague

Autor snímku: Petr Podlucky

## Krok ke sloučení, krok k dospělosti

Na pozadí úspěchu dvou dosavadních pilířů činnosti naší společnosti, časopisu *Beton* a každoročních *Betonářských dnů*, probíhá uvnitř ČBZ trvalá diskuze o ostatních aktivitách společnosti a v souvislosti s tím i o její optimální podobě pro bližší i vzdálenější budoucnost.

Vykonané práce, na kterou může být ČBZ myslím právem hrdá, je spousta. Ještě větší jsou však úkoly, které před naší společností stojí už v nejbližším období. A stačí se jen podívat na význam a rozsah činnosti národních betonářských společností západně od našich hranic, abychom pochopili, jak náročnou cestu musí naše ČBZ ještě urazit, aby dosáhla srovnatelné úrovně a dokázala hrát v podmínkách stavebnictví České republiky obdobnou roli.

Betonářské dny '97 navštívil pan Stoelhorst, ředitel betonářské společnosti patnáctimilionového Nizozemska, s naší vlastní velikostí srovnatelné země. Jeho imponující přednáška představila nizozemský Betonvereniging jako jednotnou a silnou společnost se 70letou tradicí, která má dnes 15 stálých pracovníků organizujících mnohotvárnou činnost na převážně komerčním základě s ročním obrátem 6 milionů guldenů.

Naproti tomu nám jako by se jen pomalu dařilo překonávat neblahé dědictví dramatických společenských změn, které opakovaně narušovaly kontinuitu stavebních odborných společností a jejichž důsledkem je dnešní roztržitost spolkové činnosti jednotlivých skupin i konkrétních osob. Také ještě nějaký čas potrvá, než naše mladičká ČBZ nalezne správný poměr mezi obětavostí dobrovolníků a precizností profesionálů, než dozraje dostatek schopných lidí motivovaných ke koncepcím i k té úplně všední práci pro společnost.

Impulzem k tomu všemu nechť je právě projednávané sloučení Českého národního komitétu FIP s Českou společností pro beton a zdivo a již společná příprava akcí a aktivit pro rok 1998. Je to sloučení nanejvýš potřebné a zdá se, že na obou stranách je k němu i dostatek dobré vůle. Kongres FIP v květnu 1998 v Amsterdamu bude totiž zároveň i labutí písní FIP a CEB a startem společné organizace pro konstrukční beton fib i ve světovém měřítku.

ČBZ začala už jako česká národní skupina fib připravovat pro kongres národní zprávu, bude mít v Amsterdamu svůj vlastní stánek a na podzim uspořádá tradiční kolokvium o novinkách přednesených na amsterodamském kongresu. Bude rovněž třeba vyslat zástupce ČBZ do nově konstituovaných odborných komisí fib. A začátkem prosince 1998 nás budou čekat další *Betonářské dny!*

Popřejme si (ale hlavně — přičiňme se společně o to!), aby to vše a řadu dalších aktivit zvládala posílená ČBZ více a více na úrovni, na jakou si rychle zvykáme ve vyspělém světě — dospěle.

## Výstavba mostu při jižním vyústění Strahovského automobilového tunelu v Praze

*Development of the Bridge at the South End of the Strahov Traffic Tunnel in Prague*

**Miloš Homolka, Milada Mazurová**

Most je součástí městského dopravního okruhu a umožňuje provozování Strahovského tunelu – jeho napojení na komunikační síť Smíchova. Most je tvořen dvěma konstrukcemi – hlavním mostem a rampovým mostem. Hlavní most je komorový spojité nosník o čtyřech polích, který překlenuje Plzeňskou a Kartouzskou ulici – obě s velmi intenzivní automobilovou a tramvajovou dopravou, která nemohla být po dobu výstavby omezena. Jde o monolitickou betonovou konstrukci předepnutou v podélném směru, v místech příčníků i ve směru příčném. Železobetonový rampový most tvoří tři rampy – rampa M, A1

a A2 – spojené v jednu prostorovou konstrukci uloženou na opěrách a pilířích uprostřed jednotlivých ramp. Vzhledem k situování mostu do centra Smíchova, byla věnována velká pozornost tvarovému řešení mostu, a to jak spodní stavbě, tak i nosné konstrukci včetně designu funkčního vyzdobení mostu a zakomponování objektu do této živé části města.

Architektonický návrh zpracoval doc. ing. arch. Arnošt Navrátil, investorem stavby byl OMI MHMP, generálním projektantem PUDIS a. s., generálním dodavatelem Metrostav a. s. Praha, divize 5.



The bridge is a part of Prague's traffic system and enables the use of the Strahov tunnel by linking it to the network of streets in Smíchov. The bridge is composed of two parts, the main bridge and the on/off ramps. The main bridge is a chambered four-span continuous beam which crosses Plzeňská and Kartouzská streets. These streets have heavy automobile traffic and tram lines. The bridge is a prestressed reinforced - concrete structure. The three ramps M, A1, A2 are joined in one bridge supported in the abutments and in the middle of the spans. As the bridge is situated in the centre of Smíchov, much attention has been given to the appearance of the bridge as well as to the functional integration of the structure into this very active district of Prague.

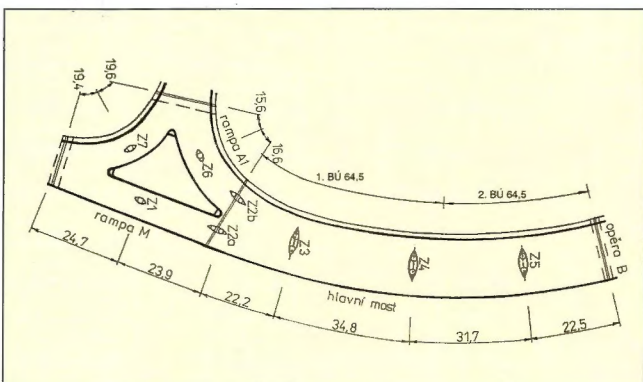
The architectural plan was designed by the architect Navrátil, the client is OMI MHMP, the project coordinator is Department 21 of PUDIS a. s., and the general contractor is Division 5 of Metrostav a. s. Praha.

Most je součástí městského dopravního okruhu (MO) a umožňuje zprovoznění Strahovského tunelu – zajišťuje jeho napojení na městskou komunikační síť Smíchova. Do doby zprovoznění dalších částí MO, tj. úseků Radlická–Strahovské tunely (RAST) a Zlíchov–Radlická, které umožní dopravní napojení na kapacitní vozovku Strakonickou, bude tento most sloužit pro obousměrnou dopravu. Ve směru z tunelu je napojení dopravy na ulici Mozartovu a z ní buď do ulice Kartouzské nebo Plzeňské, nájezd do Strahovského tunelu je z ulice Duškovy. Po zahájení provozu části MO k Strakonické ulici bude most sloužit pro jednosměrnou dopravu ze Strahovského tunelu ve směru z města, v opačném směru do tunelu bude doprava vedena po dalším novém mostě, který bude vybudován v příštích letech.

Vzhledem k situování mostu do centra Smíchova byla věnována velká pozornost tvarovému řešení mostu a jeho zakončení do této živé části města. Architektonický návrh tvarového řešení spodní stavby, nosné konstrukce a design funkčního vstrojení mostu jsou realizovány podle návrhu ing. arch. Arnošta Navrátila a ing. arch. Petra Pávy. Investorem akce je OMI MHMP zastoupený VIS a. s., generálním projektantem je PÚDIS a. s. středisko 21, generálním dodatelem stavby je Metrostav a. s. divize 5 – Výstavba SAT.

## Konstrukční řešení

Most je tvořen dvěma konstrukcemi – hlavním mostem a rampovým mostem (obr. 1). Hlavní most je spojitý nosník o čtyřech polích o rozpětích 22,40 – 31,68 – 34,79 – 22,20 m. Jde o monolitickou betonovou konstrukci předpjatou v podélném směru, v příčnicích nad pilíři je předepnuta i příčně. Nosná konstrukce je komorová se zakřiveným spodním pohledem vylehčená pěti komorami (obr. 2), nad pilíři jsou plné příčnický. Šířka konstrukce je 17,78 m, v místě napojení na rampový most se



Obr. 1 – Půdorys konstrukce / Ground-plan of the structure

rozšiřuje až na 22,30 m. Most má čtyři jízdní pruhy, šířka mezi obrubníky je 15,5 m, u napojení na rampový most přibližně 20 m. Maximální výška příčného řezu je 1,95 m. Směrově je most navržen v poloměru  $R = 180$  m, napojení na rampový most je přechodnicí. Niveleta mostu klesá k budoucímu tunelu Mrázovka ve spádu 4,25 %.

Rampový most tvoří tři železobetonové rampy – M, A1, A2. Ty jsou spojeny v jednu prostorovou konstrukci podepřenou na opěrách a pilířích uprostřed jednotlivých ramp. Rampa M zajišťuje dopravu do tunelu Mrázovka, je dvoupruhová, má dvě pole o délce 23,9 m a 24,7 m. Nosná konstrukce je uzavřeného průřezu vylehčená dvěma komorami, nad pilířem je plný příčník. Maximální výška příčného řezu je 1,95 m, šířka nosné konstrukce je 9,3 metrů. Směrově je v přímce, niveleta klesá k tunelu Mrázovka. Rampa A1 zajišťuje v této fázi výstavby dopravu z a do Strahovského tunelu, je dvoupruhová, má dvě pole o délce 16,6 m a 15,6 metrů. Nosná konstrukce má tři komory, vnější tvar je analogický jako u rampy M. Největší výška příčného řezu je 1,95 m, šířka 11,9 metrů. Směrově je vedena v přechodnicích a oblouku o poloměru 30,0 m, niveleta rampy klesá k ulici Mozartova. Rampa A2 zajišťuje v budoucnu dopravu do tunelu Mrázovka z místní komunikační sítě, je dvoupruhová, má dvě pole o délkách 19,6 m a 19,4 m, nosná konstrukce je jako u rampy M. Výška příčného řezu je opět 1,95 m, šířka nosné konstrukce je 9,8 m. Směrově je vedena v přechodnicích a oblouku o poloměru 20,0 m, sklon rampy klesá k portálu tunelu Mrázovka.

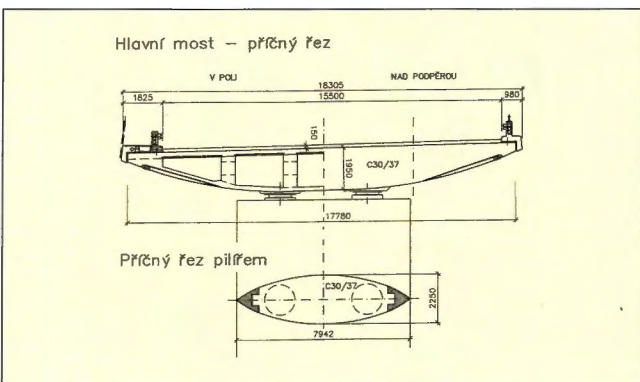
Spodní stavba mostu je tvořena opěrami B – ta je součástí portálu Strahovského tunelu, opěrou A na portálu tunelu Mrázovka a opěrou D před hotelem Mövenpick. Opěry A a B jsou založeny plošně, opěra D na pilotách průměru 1,2 m. Pilíře hlavního mostu (Z2a, Z2b, Z3, Z4, a Z5) jsou založeny na šachtových pilířích, pilíře rampových mostů (Z1, Z6 a Z7) jsou založeny na pilotách průměru 1,6 m. Příčný řez pilířů má tvar „čochky“ s čely ze železobetonových prefabrikátů. Šířka pilířů hlavního mostu je 7,95 m, tloušťka 2,25 m, pilíře rampových mostů mají šířku 3,45 m a tloušťku 1,8 m.

Římsy mostu jsou podle požadavku investora monolitické, podobně jako svodidlové zídky, na které jsou instalována ocelová svodidla NHKG. Na východní straně mostu tvoří svodidlová zídka a římsa jeden celek, na západní straně je mezi římsou a svodidlovou zídkou služební chodník.

Odvodnění povrchových srážkových vod je ocelovým žlabem v chodníku a svislými svody podél opěr nebo pilířů do nově zřízené kanalizace. Nosná konstrukce mostu je chráněna celoplošnou izolací z modifikovaných asfaltovaných pásů ISOVIL P-5-B natavených na kotevní impregnační nátěr MC-DUR LF 450.

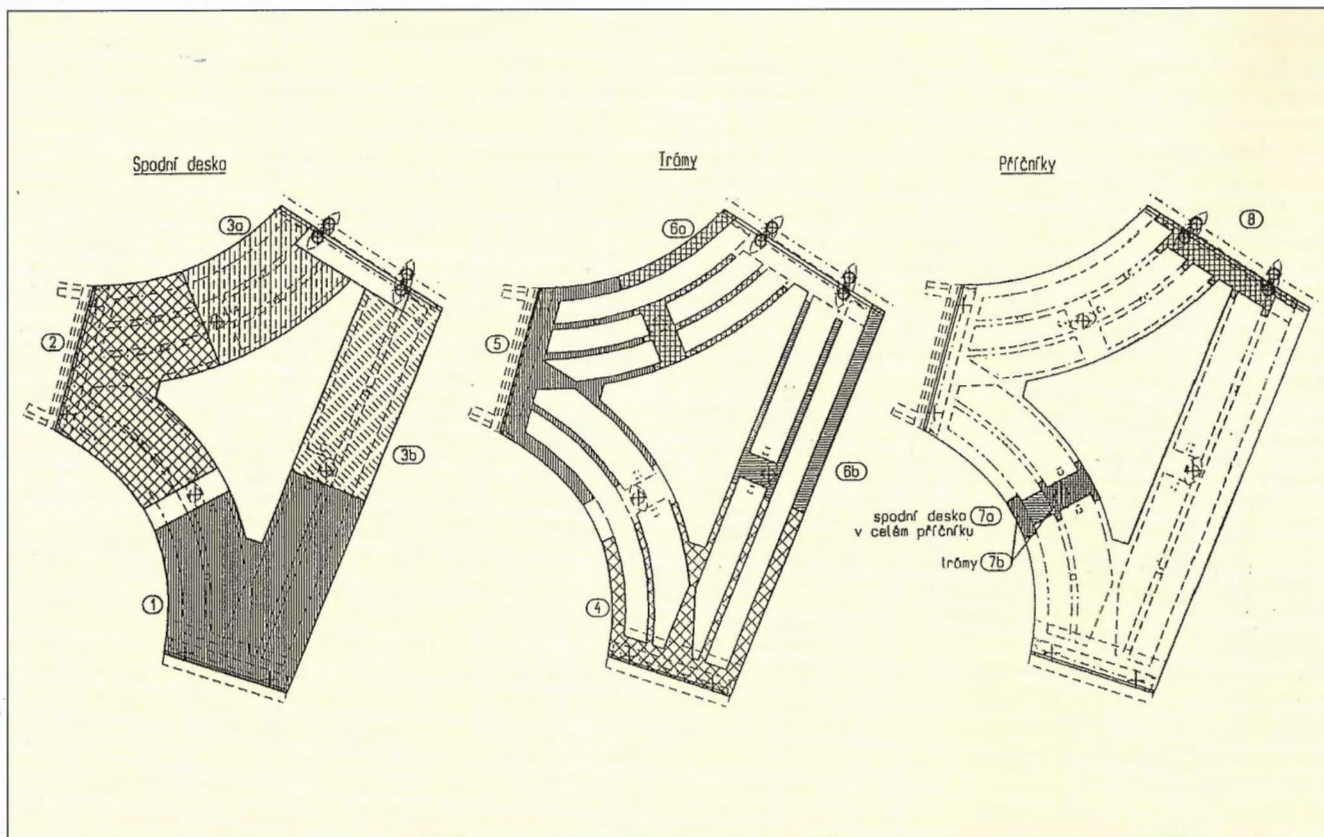
Stožáry veřejného osvětlení a portály pro signalizaci a značky jsou ocelové, atypické podle návrhu doc. ing. arch. Arnošta Navrátila. K nosné konstrukci mostu jsou připevněny čtyřmi kotvami HPT  $\varnothing 32$  mm.

Ložiska mostu jsou hrcová typu N, NGa, NGe, dilatační



Obr. 2 – Vzorový příčný řez mostem / Typical cross-section





Obr. 3 – Postup betonáže rampového mostu / Concreting method of the ramp bridge

závěry typu 3W/162 a 3W/81. U hlavního mostu je pevné ložisko na pilíři Z4 ostatní ložiska jsou posuvná, na koncích mostu jsou dilatační závěry s max posunem 162 mm. U rampových mostů je pevné ložisko uprostřed rampy M na pilíři Z1, ostatní ložiska jsou posuvná, na opěrách A a D jsou dilatační závěry s max. posunem 81 mm.

Celá mostní konstrukce včetně spodní stavby je opatřena ochranným nátěrem nejen z důvodů estetických, ale i z důvodů zvýšení ochrany proti agresivnímu vlivu prostředí. Spodní stavba je chráněna epoxidovým nátěrem SIKAGARD 67, nosná konstrukce akrylátovým nátěrem SIKAGARD 680 S, římsy a svodidlové zídky nátěrem SIKAGARD 550 W – elastic. Na ochranu proti namrzání vozovky v zimním období je zabudován rozmrazovací systém BOSCHUNG.

## Postup výstavby

Vlastní pilíře jsou tvořeny vždy dvěma prefabrikáty zhotovenými na stavbě z betonu C 40/50, mezi nimi je nosná část pilíře z monolitického betonu. Výstavba pilířů byla provedena tak, že prefabrikáty byly osazeny na základovou desku, rektifikovány, mezi nimi byla smontována výztuž nosné části pilíře a po osazení bednění byla provedena betonáž pilíře betonem C 30/37 pro stupeň agresivity prostředí (SAP) 3b dle ČSN 73 6206. Betonáž pilířů byla provedena bez pracovních spár, největší objem betonu byl 75 m<sup>3</sup>.

Po dokončení pilířů byla smontována skruž z ocelových I profilů na podpěrných prvcích z inventárních konstrukcí PIŽMO. Tato skruž byla provedena pro hlavní most, neboť jeho konstrukce je situována nad ulicemi Kartouzskou a Plzeňskou s intenzivní automobilovou a tramvajovou dopravou. Konstrukce skruže musela proto splňovat požadavky, aby v ulici Kartouzské zůstal zachován průjezdný průřez šířky 7,0 m a výšky min 4,5 m, v ulici Plzeňské byla požadována šířka průjezdného průřezu 6,5 m a výška 4,2 m. Při budování skruže

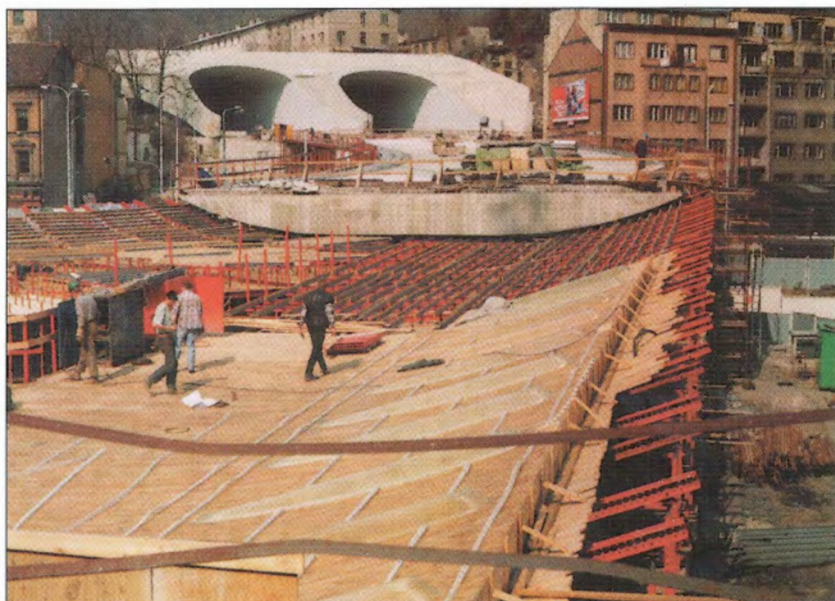
přes tramvajovou trať byla investorem zajištěna výluká tramvaje, skruž přes ulici Kartouzskou byla budována v nočních výlukách.

Nejobtížnějším problémem celé stavby bylo nalezení vhodného typu bednění pro tuto tvarově složitou konstrukci, neboť most je směrově veden v oblouku a současně je ve spádu 4,25 %, navíc tvar příčného řezu se zaoblenými boky klade velké požadavky na konstrukci bednění. Jako nosná konstrukce pro bednění podhledu hlavního mostu bylo použito bednění ALPI – MECCANO doplněné o ocelovou atypickou podpůrnou konstrukci (obr. 4). Celá plocha bednění byla rozdělena na sekce o půdorysných rozměrech přibližně 3 × 4 m, které byly smontovány v prostoru staveniště a pak jeřábem osazeny do vytýčené polohy na podlaze skruže. Projektovaného zaobleného tvaru podhledu mostu bylo dosaženo vložením různých vysokých fošen do prvků nosníků omega, které byly umístěny v podélném směru. Osazení fošen bylo provedeno po přesném polohovém usazení sekcí. Následně pak byly sekce upraveny do projektované výšky pomocí rektifikačních šroubů. Po geodetickém přeměření rohů každé sekce a potvrzení shody s projektem bednění byla na fošny přitlučena hoblovaná prkna, která tím vytvořila zakřivenou plochu podhledu. Bednění osvětlovacích nik a napojení ložisek na nosnou konstrukci mostu bylo vyrobeno ze skelného laminátu tloušťky 4 mm. Na bednění ramp bylo použito opět bednění ALPI, tentokrát včetně podpůrné konstrukce ORTHO.

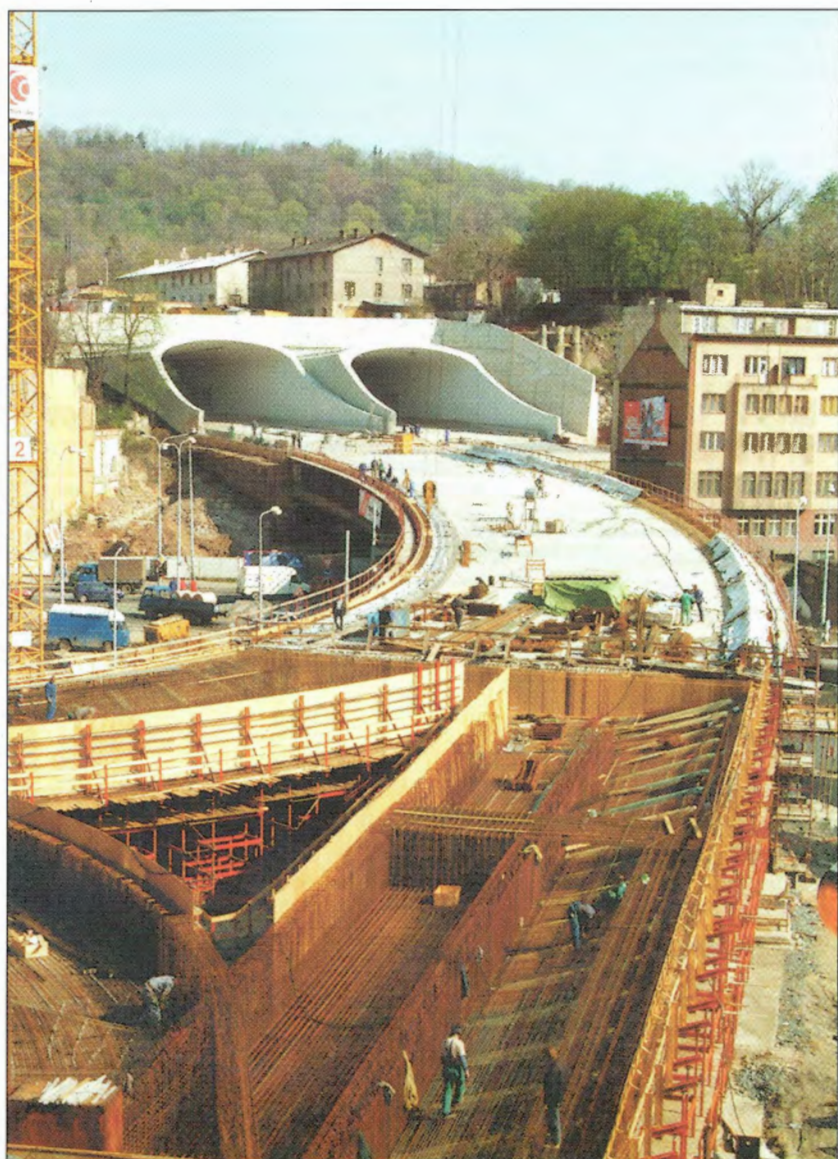
## Betonáž konstrukce

Velká pozornost byla věnována postupu betonáže. Aby se zabránilo vzniku smršťovacích trhlin, byl zpracován podrobný technologický postup betonáže. Hlavní most byl z důvodu předpínání rozdělen na dva předpínací úseky. První byl mezi dilatačními pilíři Z2a, Z2b a lícem příčnicku za pilířem Z4 (délka úseku 64,5 m), na něj navazoval druhý úsek až k opěře B





Obr. 4 – Bednění spodní desky rampy M / Lower slab formwork of the M ramp



Obr. 5 – Pohled na bednění a výztuž rampové části / View of the formwork and reinforcement of the ramp bridges

v délce 46,6 m. Každý úsek byl betonován ve dvou záběrech, každý záběr představoval jedno mostní pole s přesahem do čela příčnicku za příslušnou podpěrou.

V příčném řezu probíhala betonáž v pěti etapách :

1. Spodní deska na délku celého záběru (obr. 6).
2. Betonáž příčnicků nad podporami do úrovně pod horní desku (betonáž byla provedena vzhledem ke značné kubatuře betonu a tím nebezpečí velkých objemových změn betonu ve dvou fázích).
3. Betonáž trámů do úrovně pod horní desku.
4. Osazení prefabrikátů ztraceného bednění stropu komor profilu.
5. Betonáž horní desky na délku celého záběru.

Pracovní spáry byly navrženy vždy tak, aby neprocházely po celé výšce jedním průřezem. Betonáž spodní desky následujícího záběru byla prováděna následně po betonáži trámů a příčnicků záběru předchozího. Betonáž rampové části mostu po délce byla rozdělena na etapy podle obr. 3, v příčném řezu probíhala betonáž shodně jako u hlavního mostu (obr. 5).

Beton pro konstrukci mostu byl navržen dle ČSN ENV 206 třídy C 30/37. Projektový ústav dopravních a inženýrských staveb zařadil povrch mostovky a dutiny mostu do třídy 2ba SAP. Spodní povrch nosné konstrukce s ohledem na omezenou rychlost automobilové dopravy pod mostem a s ohledem na ochranný a architektonický nátěr nosné konstrukce do třídy 2bb SAP. Projekt předpokládá vlhké prostředí



Obr. 6 – Betonáž hlavního mostu / Casting of the main bridge





Obr. 7 – Zatěžovací zkouška mostu / Load test of the bridge

s výskytem mrazu bez výskytu agresivních látek na beton. Třída 2ba předpokládá pouze atmosferickou vlhkost, třída 2bb uvažuje již s přímým kontaktem s vodou a sněhem. Obě třídy předpokládají provzdušněný beton s nejmenším procentem provzdušnění 4 %.

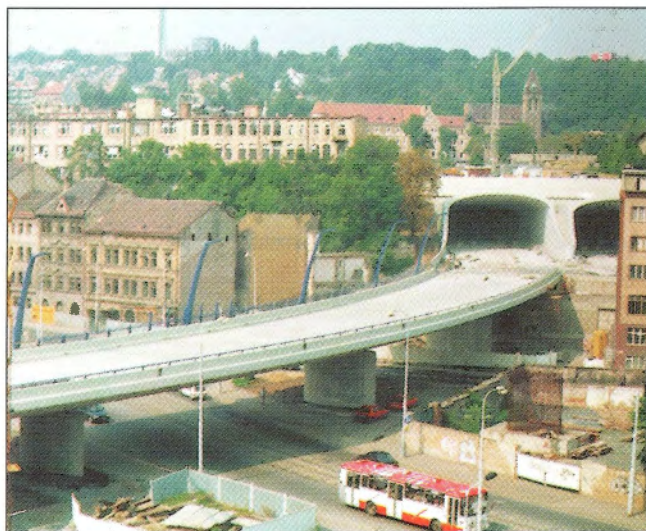
Práce byly zahájeny betonáží spodní desky tloušťky 200 až 250 mm, která má podélný i příčný sklon. Betonáž byla prováděna dvěma čerpadly a konzistence betonu byla na místě upravována tak, aby nedocházelo při vibraci ke sjíždění betonu po šikmých stěnách bednění. Vzhledem k dispozici stavby a dopravním problémům nebylo možné umístit čerpadla tak, aby bylo nejvýhodnější čerpání, ale beton se dopravoval téměř vždy na maximální vzdálenost danou výložníkem čerpadla. V několika případech bylo dokonce nutné použít potrubí.

Pro spodní nosnou desku byl používán beton tohoto složení: portlandský cement CEM I 42,5 Lochkov, drobné kamenivo 0-4 Úhy (prané, s podílem odplavitelných částic do 1 %), hrubé kamenivo 8-16 Dobříň, provzdušňovací přísada SIKA AER, superplastifikační přísada MELMENT 10/40. Směs podle této receptury měla na betonárně konzistenci 80 až 120 mm sednutí kužele, případná úprava na řidší konzistenci byla řešena dodáním další dávky superplastifikátoru na stavbě, přičemž byla zachována největší doporučená dávka Melmentu 1,4 litru na 100 kg cementu.

Po technologické přestávce 3 až 4 dny, kdy stavba provedla bednění podélných žebek a příčnicků, se vyarmované části vybetonovaly. Betonáž masivních konstrukcí probíhala vždy ve dvou etapách tak, aby se omezily vlivy hydratačního tepla a následné smršťování.

Pro betonáž příčnicků, žebek a povrchu mostovky byla po úpravách vybrána jako nejvhodnější receptura: portlandský cement CEM I 42,5, drobné kamenivo 0-4 Úhy, hrubé kamenivo 8-16 a 11-22 Dobříň, provzdušňovací přísada SIKA AER, superplastifikační přísada MELMENT 10/40. Poměr kameniva byl 42:25:33, vodní součinitel 0,395, plastifikátor v dávce 1,3 % z hmotnosti cementu. Konzistence dané směsi se pohybovala mezi 100 až 150 mm sednutí kužele. Mostovka byla betonována po odbednění žebek a příčnicků, kdy dutina mostu byla zakryta panely, jež posloužily jako ztracené bednění.

Nedílnou součástí výroby betonu bylo jeho zkoušení, a to odebraných vzorků v betonárně a na stavbě nedestruktivními zkouškami na konstrukci. V laboratoři betonárny bylo vyrobeno 41 sad (123 zkušebních vzorků) pro zkoušky betonu v tlaku po 28 dnech. Zároveň byly odebírány vzorky pro krátkodobé zkoušky betonu v tlaku. Krychelné pevnosti betonu v tlaku po 72 hodinách se pohybovaly okolo 24 MPa, po 18 dnech mezi 35 až 42 MPa v závislosti na použité receptuře. Výsledná pevnost betonu v tlaku po 28 dnech byla v rozmezí 38 až 52 MPa, prů-



Obr. 8 – Celkový pohled na hlavní most / General view of the main bridge

měrná pevnost 43,6 MPa. Nedestruktivně byly zjišťovány pevnosti Schmidovým tvrdoměrem N na dočasně přístupných čelech konstrukce.

Při každé betonáži prováděla laboratoř zkoušky obsahu vzduchu ve směsi. Procento provzdušnění se pohybovalo od 4,4 do 6,1 %, průměr byl 5,2 %. Na odebraných vzorcích 100/100/500 mm byly rovněž sledovány objemové změny betonu v závislosti na jeho stáří podle ČSN 73 1320. Ve stáří 98 dní dosáhlo smrštění 0,484 mm/m. Betonáž mostu i jeho následné předepnutí zajistilo předpokládané chování konstrukce, což potvrdila zatěžovací zkouška na podzim 1997 (obr. 7, 8).

#### Časový průběh výstavby mostu

29. 3. 1996	Nabytí právní moci stavebního povolení 1. etapy 3. stavby Strahovského tunelu
29. 3. 1996 – 27. 6. 1996	Spodní stavba mostu
15. 5. 1996 – 22. 7. 1996	Montáž skruže
30. 6. 1996 – 29. 10. 1996	Bednění hlavního mostu
19. 9. 1996 – 5. 12. 1996	Betonáž hlavního mostu
12. 11. 1996	Předepnutí 1. úseku hlavního mostu
19. 12. 1996	Předepnutí 2. úseku hlavního mostu
12. 3. 1997 – 29. 5. 1997	Bednění rampového mostu
14. 5. 1997 – 17. 7. 1997	Betonáž rampového mostu
2. 12. 1997	Zahájení provozu

Ing. Miloš Homolka, Metrostav, a. s. Praha, divize 5, Kobrova 2, 150 00 Praha 5

Ing. Milada Mazurová, TBG Metrostav, Rohanské nábř. 68, 186 00 Praha 8





O odborné přednášky i o doprovodnou výstavu byl veliký zájem



Nový předseda redakční rady Petr Hájek při přednesu svého odborného příspěvku v sekci „Technologie a navrhování“



Na konferenci jsme poděkovali Milíkovi Tichému za záslužnou práci při redakčním vedení tří ročníků časopisu BETON A ZDIVO

## BETONÁŘSKÉ DNY '97

Můžeme směle říci, že betonářské dny, pravidelně pořádané koncem každého roku v Pardubicích, se těší stále většímu zájmu. Svědčí o tom letos již téměř zaplněný sál s kapacitou čtyř set dvaceti míst a neutichající zájem vystavovatelů v předzáří z řad výrobců, dodavatelských firem konstrukcí, softwaru a projekčních kanceláří. Úzký kontakt vystavovatelů s účastníky konference profesního zaměření přináší oběma stranám nesporně oboustranný užitek.

Odborný program se třemi každoročně se opakujícími sekcemi *Významné realizace*, *Technologie a navrhování*, *Závady a poruchy* naplněnými poznatky a novinkami posledního roku, byly tentokrát doplněny velice aktuální tematikou jakosti, smluvních vztahů, autorského a technického dozoru s brilantní moderací Milíka Tichého.

Zařazení přednášek pozvaných zahraničních účastníků obohatilo program o možnost porovnání se stavem a vývojem betonového stavitelství v zahraničí. Pro naši mladou společnost ČBZ bylo poučné zejména vystoupení předsedy holandské betonářské společnosti Dr. Stoelhorsta jak na konferenci, tak v předvečer při jednání rozšířeného výboru ČBZ. Sedmdesátiletá činnost s postupnou koncentrací všech úzce zájmových společností i s jednotlivci pod jednou střechou činí tuto společnost profesní, ekonomicky i morálně silnou, schopnou účinně obhajovat a realizovat zájmy všech členů této velké rodiny.

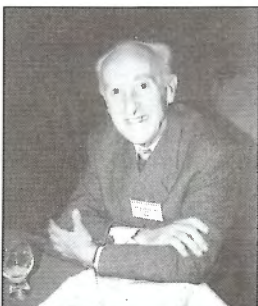
Novinkou bylo vyhlášení výsledků „Soutěže o vynikající betonovou konstrukci“ postavenou v uplynulých dvou letech. Dvoutletý cyklus této soutěže v oborech pozemních staveb, inženýrských staveb a mostů bude mít jistě veliký význam pro prestiž betonového stavitelství, i pro vystoupení z anonymity těch, kteří se o vynikající výsledky zasloužili.

Neopomenutelnou součástí BD '97 byl i společenský večer v prostorách hotelu Labe, kde se účastníci konference setkali se svými kolegy a přáteli, mohli spolu v příjemné a přátelské atmosféře pohovořit, vyměnit si názory a poznatky nebo i zavzpomínat na společné prožitky, navázat nové známosti i kontakty. Takováto dnes velmi zřídka setkání můžeme považovat ze společenského hlediska za velice ozdravující.

V průběhu BD '97 se také sešla redakční rada časopisu Beton a zdivo, jednal také rozšířený výbor ČBZ a přípravný výbor mezinárodního symposia *fib* '99, které se bude konat v Praze.

Co je cenné? Že se na našich setkáních objevují nové tváře a že se stávají součástí naší stále se rozšiřující komunity. Těšme se na BD '98.

Pavel Čížek



I významní hosté ČBZ se cítili na konferenci dobře (Dr. Ing. Evžen Horáček, DrSc., Dr. Ing. Miloš Šifalda, Prof. Ing. Bohumír Voves, DrSc., Prof. Ing. Tomáš Vaněk, DrSc., Prof. Ing. Lubor Janda, DrSc.)





# Soutěž ČBZ o vynikající betonovou konstrukci postavenou v letech 1995–96

*Competition for Outstanding Concrete Structures Completed in 1995–96*

Jan L. Vítek

Česká společnost pro beton a zdivo uspořádala soutěž o vynikající betonovou konstrukci dokončenou v období dvou let. Návrhy byly rozděleny do dvou kategorií. Jedna konstrukce v každé kategorii byla označena jako vynikající konstrukce. Jedné další konstrukci v každé kategorii bylo uděleno čestné uznání. Během zahajovacího ceremoniálu Betonářských dnů '97 byly představeny tvůrčí týmy oceněných betonových konstrukcí.

*The Concrete Society arranged a competition in order to evaluate outstanding concrete structures completed in the two-year period. Proposals were divided into two categories – bridges and buildings. One structure in each category was designated as an outstanding structure. One other structure in each category was awarded an honorary diploma. During the opening ceremony of Concrete Days '97, the design teams of the winning structures were introduced.*

Česká společnost pro beton a zdivo se rozhodla uspořádat v roce 1997 soutěž o vynikající betonovou konstrukci. Cílem soutěže bylo podpořit výstavbu mimořádných konstrukcí, upozornit technickou veřejnost na výjimečné konstrukce a zejména na osobnosti, které byly tvůrci zdařilých technických řešení. Předmětem soutěže nebyl architektonický návrh, ale konstrukční řešení stavby.

Konstrukce, které byly přihlášeny do soutěže, byly rozděleny do dvou kategorií. Kategorie Pozemní stavby zahrnovaly konstrukce budov. Druhá kategorie obsahovala mostní konstrukce. Hodnocení předložených návrhů je obvykle obtížné a téměř vždy do jisté míry subjektivní. Aby se zvýšila objektivita posuzování, hodnotila se konstrukce podle následujících hledisek:

- ◆ volba konstrukčního systému
- ◆ účelné využití betonu
- ◆ spolupůsobení s ostatními konstrukcemi a materiály
- ◆ estetické působení
- ◆ konstrukční detaily

Z hodnotících kritérií plyne, že předmětem ocenění je především řešení nosného systému s ohledem na jeho nosnou funkci a vhodné využití betonu s ohledem na jeho příznivé i nepříznivé vlastnosti. Na této volbě má rozhodující vliv projektant, i když se lze v některých případech setkat s významným vlivem dodavatele, např. při volbě technologie, která může zpětně ovlivňovat konečnou volbu nosného systému.

V prvním ročníku soutěže byly hodnoceny konstrukce kolaudované v letech 1995–96. Porota soutěže vyhodnotila vždy jednu konstrukci, které bylo přiznáno označení **vynikající konstrukce**. Dále byla vyhodnocena ještě v jednotlivých kategoriích druhá konstrukce, které bylo uděleno **čestné uznání** České společnosti pro beton a zdivo.

*Čestné uznání v kategorii pozemní stavby* bylo uděleno za objekt „Státní a okresní archiv v Olomouci“. Projektantem statické části byl Ing. Jaromír Vrba, CSc. ze Stavoprojektu Olomouc. Architektem byl Ing. arch. Pavel Pospíšil, dodavatelem GEMO Olomouc a investorem Okresní úřad Olomouc a Ministerstvo vnitra ČR.

Statický systém budovy je tvořen bezprůvlakovými deskami, betonovými sloupy a zděnými stěnami. Sloupy jsou prefab-

rikované, opatřené prefabrikovanými hlavicemi, stropní desky jsou monolitické. Systém umožňuje rychlou výstavbu a využívá vlastnosti betonu efektivním způsobem. Objekt byl popsán v *Betonu a zdivu* č. 3/1997.

*Čestné uznání v kategorii mosty* bylo uděleno konstrukci lávky přes dálniční přívaděč u Ejovic. Projektantem lávky je kolektiv Ing. Milan Kalný, Ing. Václav Kvasnička z PONTEXu Praha, dodavatelem Stavby mostů Praha, a. s. a investorem bylo Ředitelství silnic a dálnic Praha. Lávka je postavena z předpjatého betonu, má zakřivenou rampu ze železového betonu a je podepřena ocelovými kyvnými stojkami z ocelových trub. Lávka je staticky správně navržena, konstrukční uspořádání včetně detailů dává předpoklady k dlouhodobé trvanlivosti díla a tenké podpůrné konstrukce esteticky dobře působí v otevřeném prostoru pod lávkou. Podrobný popis konstrukce čtenář nalezne v *Betonu a zdivu* č. 1/1997.

*Jako vynikající betonová konstrukce v kategorii pozemní stavby* byla vyhodnocena konstrukce administrativní budovy Nationale Nederlanden, známá pod označením „Tančící dům“. Architekty byli Frank O. Ghery a Vlado Milunič. Na projektu budovy se podílelo několik organizací (ATIPA, s. r. o., KAPPA, s. r. o.). Projekt statické části a realizační dokumentaci betonové konstrukce prováděla Ing. Olga Paterová z projekční kanceláře Novák & Partneři Praha (viz *Beton a zdivo* č. 3/1997). Dodavatelem bylo více firem soustředěných pod generálním dodavatelem – belgickou firmou BESIX. Investorem byla Nationale – Nederlanden Praha. Konstrukční řešení bylo náročné s ohledem na složitý tvar konstrukce navržený kolektivem architektů. Konstrukce je kombinací monolitického a prefabrikovaného systému. Mimořádně komplikovaná soustava prvků různých tvarů ukazuje variabilitu možností betonového stavitelství. Prefabrikovaný plášť na monolitické konstrukci a prefabrikované prvky na věžích nárožní budovy byly vhodně kombinovány, aby se složitá konstrukce dala postavit v požadované kvalitě a s přiměřenou pracností. U budovy podobného typu se nelze zabývat ekonomickými faktory, šlo především o uskutečnění architektonického záměru. I když názory na budovu mohou být různé, stala se jedním z objektů v Praze, který pronikl do vědomí technické veřejnosti i v zahraničí.

*V kategorii mostů* byl jako *vynikající konstrukce* vyhodnocen nadjezd nad rychlostní komunikací Rajhrad – Míkulov objekt č. D 205. Autorem koncepčního řešení je Prof. Ing. Jiří Stráský, CSc. a Ing. Ilja Hustý z projekční kanceláře Stráský, Hustý a Partneři, Brno. Projekt ocelové části byl zpracován v kanceláři Ferrcon. Dodavatelem betonové části byla DOSTA, a. s. Brno a ocelové části Hutní montáže Ostrava. Investorem byl SIU Brno. Konstrukce nadjezdu není klasická betonová stavba. Betonová mostovka je podporována ocelovým obloukem tvořeným ocelovou troubou vyplněnou betonem. Rozpětí oblouku je 67,5 m. Nejde o konstrukci s rekordním rozpětím. Konstrukční řešení je propracováno do posledních detailů. Působení mostovky i oblouku je staticky vhodně doplněno trojúhelníkovými šikmými vzpěrami, které vyztužují konstrukci v příčném směru a přitom efektivně přenášejí zatížení do oblouku. Betonová výplň trouby zvyšuje jeho tuhost jako celku a zároveň zabraňuje lokální ztrátě stability ocelové stěny. Konstrukce využívá vlastností obou materiálů. Ukazuje, že správe-



na ocelobetonová konstrukce může být nejen staticky výhodná, ale i ekonomická a estetická.

Soutěž ukázala, že naši stavební inženýři jsou schopni navrhnout a postavit stavby, které plně splňují měřítko světového standardu. I když se nejedná o konstrukce, které svým rozsahem spadají do kategorie mimořádných rozpětí nebo výšek, představují tyto konstrukce účelné a vhodné řešení v našich podmínkách středoevropského státu. Při návrhu jakékoli konstrukce by měla být proto dána příležitost plně využít tento potenciál našich stavebních inženýrů a vždy zvolit nej-

vhodnější z navrhovaných řešení. Postavené konstrukce obvykle reprezentují úroveň našeho stavitelství po řadu let, proto se vyplatí volbě navrhovaného systému věnovat odpovídající pozornost.

*Doc. Ing. Jan L. Vítek, CSc., Stavební fakulta ČVUT, Thákurova 7, 166 29 Praha 6*

Fotografie vyhodnocených staveb jsou uveřejněny na druhé straně obálky

## Vybrané případy stability prímých prutů – cihelný komín v léčebném komplexu v Dobřanech

*Selected Stability Cases of Straight Members – Masonry Chimney in Dobřany Hospital*

**Petr Fajman, Jiří Šejnoha**

V návaznosti na předchozí teoretickou studii [1] je na příkladě štíhlého komínu v léčebném komplexu v Dobřanech zkoumán vliv proměnnosti průřezu a vliv poddajnosti podloží na kritické zatížení. Výsledky získané numericky metodou konečných prvků jsou konfrontovány s výsledky analytických výpočetních postupů. V závěru jsou uvedena některá praktická doporučení.

*Starting from the previous theoretical results [1], the present paper studies the effect of subsoil compliance and varying cross-section on critical loading, based on an example of a slender chimney in the medical institution in Dobřany. The results obtained numerically by the finite element method comply with the analytical ones. Some practical recommendations can be found in the conclusions.*

Stabilitní problémy se těší stále pozornosti inženýrů navrhujících štíhlé konstrukce. V příspěvku [1] byl podán zevrubný výklad přibližných metod, které lze při návrhu spolehlivě aplikovat. V příkladech byly řešeny nestandardní případy konstrukcí, jejichž základním nosným prvkem je konzola. V tomto příspěvku se zaměříme na konzolu proměnného průřezu (vysoký komín), která spočívá na pružném podloží. Záměrem příspěvku je poskytnout projektantům odhady kritického zatížení od vlastní tíhy ovlivněného poddajností podloží a ukázat proměnu vzpěrné délky po výšce konzoly. Výsledky získané pomocí jednoduchých energetických formulí budou porovnány s výsledky numerického řešení metodou konečných prvků (MKP) získané programovým souborem FEAT 4.1. Na závěr bude provedeno posouzení podle ČSN 73 1101 Navrhování zděných konstrukcí.

### Výpočet stability konzoly MKP

Pro dobrou názornost se přidržíme konkrétního případu z praxe. Jedná se o zděný komín výšky 72 m s průměrem a tloušťkou odstupňovanými po výšce na 24 nestejně dlouhých úseků. Je založen na železobetonové desce tloušťky 0,7 m a průměru 10 m. Byl uvažován dvouparametrický pružný podklad s tuhostí v tlaku  $C_1 = 50 \text{ MN/m}^3$ , a ve smyku  $C_2 = 3 \text{ MN/m}$ . Z uvedených hodnot je vidět, že smyková tuhost podloží je relativně velmi malá, což se projeví malou délkou smykové kotliny vytvořené v zemině základovou deskou.

Daný komín není již delší dobu využíván a navíc z horní části padají kusy cihel. Proto se uvažuje, co se s komínem bude

dělat dál. Základní otázka zní, je komín bezpečný a potřebuje pouze opravit, nebo je nutné navrhnout jeho zbourání? Největším problémem při posouzení únosnosti je zjištění vzpěrné délky od zatížení vlastní hmotností.

Základní informace o komínu uvádí *obr. 1 a tab. 1*.

Komínové těleso je modelováno po části prizmatickými prutovými prvky mezikruhového průřezu (*tab. 1*) se součinitelem smykové poddajnosti  $k = 0,9$  (jeho definice viz [2]). Aby model reálně vystihl připojení skořepiny komínu k základové desce, jsou uzly desky po obvodě skořepiny spojeny velmi tuhými vodorovnými rameny se středem desky, do něhož je vetknuta osa komínu.

Výpočet MKP uvažuje jak po částech proměnný průřez komínu, tak proměnu zatížení. Ta se uvažuje osamělými břemeny od zatížení vlastní tíhy.

$$F_i = \gamma \cdot \chi_i = \gamma A_i h_i \quad (1)$$

kde  $A_i$  je průřezová plocha uprostřed prvku délky  $h_i$  komínu a  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$  je objemová tíha zdiva.

Chceme-li vypočítat vzpěrnou délku, musíme stanovit kritickou hodnotu  $\gamma_{cr}$  z rovnice

$$(\mathbf{K} - \gamma_{cr} \mathbf{K}_1) \mathbf{a} = \mathbf{0}, \quad (2)$$

kde  $\mathbf{K}$  je matice tuhosti konstrukce komínu zahrnující matice tuhosti základové desky s podložím a  $\mathbf{K}_1$  je matice geometrické tuhosti (počátečních napětí).

Byly uvažovány dva případy založení s těmito výsledky:

1) *Vetknutí komínu* ( $C_1 \rightarrow \infty$ ,  $C_2 \rightarrow \infty$ ):

Při modulu pružnosti  $E = 3 \text{ GPa}$  vyšlo

$$\gamma_{cr}^1 = 21,56 \gamma$$

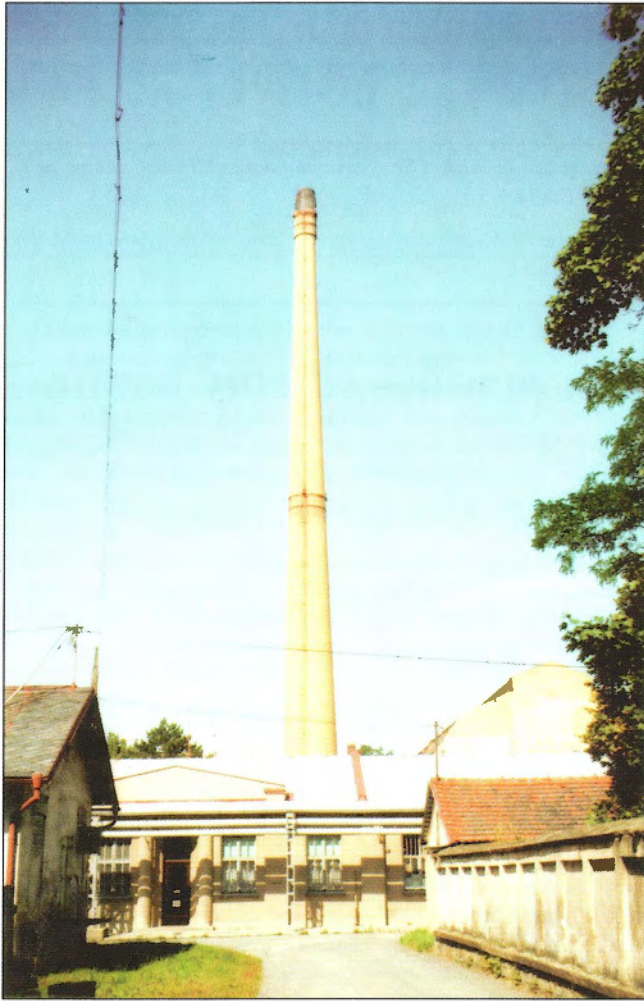
a kritická tíha komínu

$$G_{cr} = \frac{\gamma_{cr}}{\gamma} G = 240\,610 \text{ kN}, \text{ kde } G = 11\,160 \text{ kN je tíha}$$

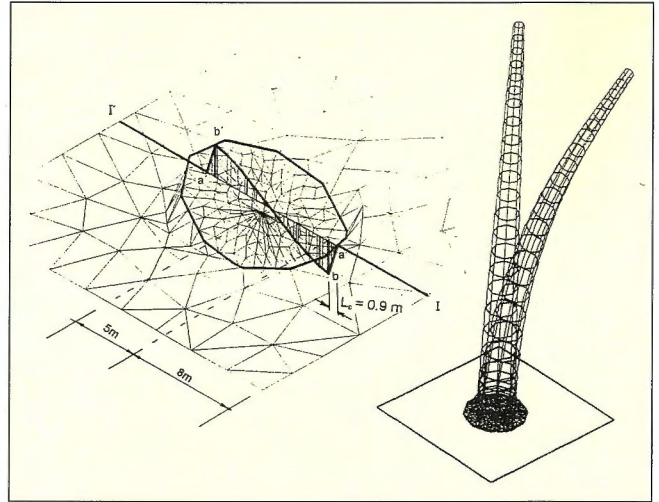
komínového tělesa a vzpěrná délka pro průřez  $x = 0$

$$L = \pi \sqrt{\frac{EI_i}{\gamma_{cr} G}} = 82 \text{ m} \Rightarrow L = 1,14 \cdot l \quad (3)$$





Obr. 1 – Fotografie komínu / Photograph of chimney



Obr. 2 – Přetvoření konstrukce a povrchu podloží v prvním tvaru vybočení komínu / Deformation of the construction and the subsoil surface in the first buckling mode

### II) Pružné založení na dvouparametrickém podloží

Vzhledem k tomu, že podloží má jistou smykovou tuhost ( $C_2 \neq 0$ ), uplatní se i jeho část ležící mimo základ. Proto bylo třeba pokrýt konečnými prvky i odpovídající část okolí (obr. 2). Kvůli zajištění stability výpočtu byla mimo základ uvažována velmi tenká deska tloušťky 0,02 m s modulem pružnosti 1 GPa. Na obr. 2 je znázorněna deformace povrchu podloží v prvním tvaru vybočení komínu. Vidíme, že se průřez v patě natačí a základová deska se prakticky chová jako tuhá deska (spojnice bodů b'b'). Smyková kotlina má vzhledem k malé smykové tuhosti podloží velmi malou délku  $L_e = 0,9$  m (spojnice bodu a'b' resp. ab). Podle [2], viz 2.32, lze délku smykové kotliny odhadnout

$$L_e = \sqrt{\frac{C_2}{C_1}} \ln \frac{1}{\varepsilon} = 0,95 \text{ m,}$$

kde součinitel  $\varepsilon = 0,02$  vyjadřuje dvouprocentní přípustnou chybu výpočtu. Vidíme, že shoda obou výsledků je velmi dobrá.

První tvar vybočení je na obr. 2 a pro jednotlivé případy se liší pouze pořadnicí a velikostí kritického zatížení.

Při materiálových parametrech (zdivo  $E = 3$  GPa, základová deska  $E = 26$  GPa, podloží  $C_1 = 50$  MN/m<sup>3</sup>,  $C_2 = 3$  MN/m) vychází kritická hodnota objemové tíhy

$$\gamma_{cr}^I = 18,45 \gamma$$

a kritická tíha komínu

$$G_{cr}^I = \frac{\gamma_{cr}}{\gamma} G = 205 \text{ 900 kN,}$$

kde  $G = 11 \text{ 160 kN}$  je tíha komínového tělesa a vzpěrná délka pro průřez  $x = 0$  je

$$L = \pi \sqrt{\frac{EI_i}{\gamma_{cr} G}} = 87,6 \text{ m} \Rightarrow L = 1,21 \cdot l.$$

Průřez č.	Plocha m <sup>2</sup>	$I_y = I_z$ m <sup>4</sup>	výška m	Statické schéma
24	1.1938	0.3541	x=69,5-72m	
23	1.3116	0.4675		
22	1.7492	0.6844		
21	1.8896	0.8664		
20	2.3468	1.1818		
19	2.5581	1.4778		
18	4.0396	2.3038		
17	4.4458	3.0206	x=46,5-50m	
16	5.9684	4.2289		
15	6.2592	5.2997		
14	7.4620	6.8910		
13	8.0522	8.5156	x=32,3-36m	
12	8.9592	10.5590		
11	9.5903	12.7835		
10	10.5747	15.5194		
9	11.2284	18.3890	x=18-22m	
8	12.4166	22.2506		
7	13.2111	26.5415		
6	14.4416	31.8411		
5	15.3440	37.4422		
4	16.4344	42.6081		
3	16.9577	46.2762		
2	17.7607	49.9426		
1	18.1632	53.3704	x=0-1m	

Tab. 1 – Průřezové veličiny a statické schéma konstrukce / Cross-sectional parameters and the mathematical model



Výška	Vetknutí varianta I	Se základovou deskou varianta II	Vlastní tíha ve výšce x
x (m)	$\frac{\gamma_{cr}^I}{\gamma} = 21,56$	$\frac{\gamma_{cr}^{II}}{\gamma} = 18,45$	$G_i$ (kN)
50	63,4	68,6	1 032
36	64,9	70,1	2 779
22	68,9	74,5	5 322
0	81,0	87,6	11 160

Tab. 2 – Vzpěrné délky  $L_i$  (m) ve variantách I, II / Buckling length  $L_i$  (m) in variants I, II

## Výpočet vzpěrné délky v různých výškách komínu

Po výšce komínu se mění jak osová síla (tíha nad vyšetřovaným průřezem), tak moment setrvačnosti průřezu. V průřezu  $i$  působí osová síla

$$N_{cr,i} = \frac{\gamma_{cr}}{\gamma} G_i = \frac{\pi^2 EI_i}{L_i^2} \quad (4)$$

$$\text{kde } G_i = \sum_i^{24} \gamma A_i h_i.$$

Odtud vzpěrná délka pro průřez  $i$

$$L_i = \pi \sqrt{\frac{EI_i}{\frac{\gamma_{cr}}{\gamma} G_i}} \quad (5)$$

Hodnoty vzpěrných délek vypočtené podle vzorce (5) jsou pro vybrané průřezy přehledně uspořádány v tab. 2.

Z uvedených výsledků je vidět, že vliv tuhosti podloží není zanedbatelný a že je mu třeba věnovat náležitou pozornost.

## Přibližný výpočet kritické síly energetickou metodou

Omezíme se na případ konstrukce na nepoddajném podloží ( $C_1 \rightarrow \infty, C_2 \rightarrow \infty$ ). Vlivu poddajnosti bude věnován následující odstavec.

Výchozím vztahem pro výpočet kritické síly je výraz pro potenciální energii systému

$$\Pi = E_{int} + E_{ext}$$

$$= \frac{1}{2} \int EI(x)(w''(x))^2 dx - \frac{1}{2} \sum_i \int_0^{h_i} F_i (w'(x))^2 dx$$

Sumace přes  $i$  sil znamená, že konstrukci rozdělíme po výšce na  $i$  úseků, ve kterých vypočítáme příslušné tíhy. Ty umístíme do těžiště úseku – tento bod je také horní mezí příslušného integrálu.

V rovnovážném stavu musí funkcionál  $\Pi$  nabýt minimální hodnoty, která je v případě indiferentní rovnováhy (kritický stav) rovna nule. Kritickou hodnotu objemové tíhy tudíž vypočteme s přihlédnutím k vztahu (1) ze vzorce

$$\int_0^l EI(x)(w''(x))^2 dx - \frac{\gamma_{cr}}{\gamma} \sum_i \int_0^{h_i} \gamma A_i h_i (w'(x))^2 dx = 0 \quad (6)$$

Pro ohybovou deformaci zvolíme vzhledem k okrajovým podmínkám pro vetknutí v průřezu  $x=0, w(0)=w(0)'\approx 0$  aproximaci:

$$w(x) = 1 - \cos \frac{\pi x}{2l} \quad (7)$$

Proměnný moment setrvačnosti vyjádříme z lineárního průběhu  $d$  po výšce

$$d(x) = d(0) + x \cdot \frac{d(l) - d(0)}{l},$$

$$I(x) = \frac{\pi}{64} \left( d(x)_{\text{vnější}} - d(x)_{\text{vnitřní}} \right)^4 \quad (8)$$

	Komín s konstantním průřezem $I_0$	Komín s proměnným průřezem	Komín s proměnným průřezem na pružném podloží
Statické schéma			
Vzpěrná délka	$L = 117,5 \text{ m} = 1,63 l$	$L = 81 \text{ m} = 1,125 l$	$L = 87,6 = 1,216 l$

Tab. 3 – Rekapitulace výsledků / Overview of results

Pro dosažení aproximací (7, 8) do (6) a následné integraci dostaneme při rozdělení výšky  $l$  na jedenáct úseků, v nichž je osová síla po částech konstantní,

$$\frac{\gamma_{cr}}{\gamma} = \frac{E \int_0^l \frac{\pi}{64} \left( (5,976 + x \cdot 0,05939)^4 - (3,516 + x \cdot 0,03217)^4 \right) \frac{\pi^4}{16l^4} \cos^2 \frac{\pi x}{2l} dx}{\sum_{i=1,p} F_i \int_0^{h_i} \frac{\pi^2}{4l^2} \sin^2 \frac{\pi x}{2l} dx}$$

$$\frac{\gamma_{cr}}{\gamma} = \frac{E \cdot 0,43}{18 \cdot 2944,7} = 24,4 = 1,13 \cdot 21,56$$

Zjištěná hodnota je o 13 % větší než relativně přesné řešení pomocí MKP.




Abychom posoudili, zda lze řešení MKP skutečně považovat v rámci přijatých předpokladů (dostatečné dělení po výšce) za přesné, porovnali jsme numerický výpočet MKP na počítači pro prut konstantního průřezu stejné délky zatížený vlastní tíhou s exaktní hodnotou získanou v [1], příklad 1. Zjištěná chyba je menší než 0,5 %.

Z výsledků vyplývá, že komín zatížený vlastní tíhou s proměnným průřezem má výrazně menší vzpěrnou délku než komín s konstantním průřezem.

## Zjednodušený výpočet vlivu tuhosti podloží

V druhém odstavci tohoto příspěvku je poukázáno na skutečnost, že kritická síla může být značně ovlivněna možností pootočení základu na poddajném podloží. V případě, že poměr  $C_2/C_1$  je malý, lze zanedbat příspěvek okolí základu na odpor základu vůči pootočení. Při doplňujícím předpokladu, že základová deska má nekonečnou tuhost, lze vyjádřit tuhost podloží přibližným vzorcem



	Komín na pružném podloží s vlivem okolní zeminy	Komín na pružném podloží bez vlivu okolní zeminy	Komín s pružným vetknutím bez vlivu okolní zeminy
Statické schéma			
Vzpěrná délka	L = 87,6 m = 1,215 l	L = 89 m = 1,237 l	L = 87,7 = 1,218 l

Tab. 4 – Rekapitulace výsledků – vliv tuhosti podloží / Overview of results – the effect of subsoil compliance

$$K_{\omega} = C_1 \frac{\pi a^4}{4}$$

$$K_{\omega} = 50\,000 \frac{\pi 5^4}{4} = 24\,543\,600 \text{ kNm}$$

a počítat konstrukci bez základu s pružným vetknutím, s tuhostí  $K_{\omega}$ .

Porovnání výsledků je uvedeno v tab. 4. Zjednodušený přístup je v dobré shodě s podrobnějším výpočtem MKP a přibližuje se konstrukci s uvažováním okolí, což je způsobeno tím, že u zjednodušeného přístupu předpokládáme nekonečně tuhou základovou desku. Zjednodušený výpočet je 20× rychlejší než výpočet se základovou deskou.

Pokud je tuhost podloží ve smyku podstatná, musíme započítat do tuhosti základu i příspěvek okolí. Výpočet lze provést buď MKP s pokrytím oblasti i mimo desku, jak bylo popsáno výše, nebo analyticky, při předpokladu tuhé základové desky. K výpočtu náhradní tuhosti podloží je nutno použít Besselových funkcí, což přesahuje rámec tohoto článku. Zmíněný postup je popsán v navazujícím příspěvku [3].

## Posouzení podle ČSN 73 1101 Navrhování zděných konstrukcí

Pro konečné rozhodnutí o stavu daného komína je nezbytné posouzení únosnosti podle ČSN 73 1101. Vzhledem k tomu, že se mění průřez po výšce, musíme provést posouzení v různých úrovních – 0, 22, 36, 50 m. Průřezy ve výškách 0, 22, 36 m vyhoví pro cihly P 350 / MC 2.5. Průřez ve výšce 50 m nevyhoví, jak dokazuje následující stručný výpočet.

Zatížení:  $M = 266,12 \text{ kNm}$ ,  $N = 1\,122 \text{ kN}$

Průřezové charakteristiky:  $A = 4,643 \text{ m}^2$ ,  $I = 3,425 \text{ m}^4$ ,  $i = 0,859 \text{ metrů}$

Vzpěrná délka:  $L = 68,6 \text{ m}$

$$\lambda = \frac{68,6}{0,859} \sqrt{\frac{1000}{750}} = 92,2 \dots \varphi = 0,36 \dots \eta = 0,68$$

$$k_{ef} = 1 - 0,68 \left( 1 + \frac{0,237 \cdot 1,2}{2,976} \right) = 0,224$$

Únosnost:

$$N_U = 0,224 \cdot 0,36 \cdot 4,643 \frac{2,976 - 1,488}{2,976 - 1,488 + 0,237} R_d$$

$$= 0,3229 R_d = 807 \leq 1\,122 \text{ kN}$$

Nevyhovuje pro zdívo P 350 / MC 2.5, kde  $R_d = 2\,500 \text{ kPa}$ . Posouzení podle ČSN provedli Ing. Václav Honzík a Ing. Čech z plzeňské firmy TORION.

## Závěr

Lze konstatovat:

- ♦ Komín zatížený vlastní tíhou s proměnným průřezem má výrazně menší vzpěrnou délku než komín s konstantním průřezem.
- ♦ Poddajnost podloží má při sledování stability štíhlých konzol značný význam. Vliv okolní zeminy je při  $C_1 > C_2$  zanedbatelný a tuhost zeminy můžeme za předpokladu velmi tuhého základu vystihnout pružným vetknutím konzoly.
- ♦ Zjednodušené výpočty založené na energetické metodě dávají přibližně o 15 % větší kritické zatížení.
- ♦ Vzhledem ke stáří a skutečnému stavu komínu v Dobřanech je vhodné komín demontovat, neboť nevyhovuje dle ČSN 73 1101 a nemá dostatečnou spolehlivost z hlediska požadované únosnosti v horní části.

## Literatura

- [1] Bittnarová J., Šejnoha J.: Přibližné řešení v lineární stabilitě prutů a konstrukcí, *Stavební obzor* 7/95, str. 216–220.
- [2] Bittnar Z., Šejnoha J.: Numerické metody mechaniky 1, Vydavatelství ČVUT, Praha, 1992, str. 309
- [3] Fajman P., Šejnoha J.: O vlivu tuhosti podloží na stabilitu přímých prutů, *Stavební obzor* v tisku
- [4] ČSN 73 1101 Navrhování zděných konstrukcí

Ing. Petr Fajman, CSc., Prof. Ing. Jiří Šejnoha, DrSc.,  
Stavební fakulta ČVUT, Thákurova 7, 166 29 Praha 6

## CONCON '98 – tisková konference



Dne 30. 10. 1997 se konala v přednáškovém sále nadace ABF na Václavském náměstí v Praze tisková konference týkající se připravované mezinárodní výstavy CONCON '98. Úvodní informaci pro přítomné novináře poskytl Ing. Petr Dolejš ze Studia AXIS, které zajišťuje výstavu po organizační stránce. Za prvního ze dvou pořadatelů akce – Českou společnost pro beton a zdivo – podal informaci o hlavních oblastech činnosti ČBZ její předseda Ing. Pavel Čížek. Na něj navázal zástupce spolupořadatele FSv ČVUT prof. ing. Jaroslav Procházka, CSc., který hovořil o konkrétní náplni nadcházející výstavy CONCON '98 a o připravovaných doprovodných seminářích. Na závěr proběhla neformální diskuse se zástupci tisku o výstavě CONCON '98 i dalších připravovaných aktivitách ČBZ.

Petr Hájek



# ENV 10 080 – Ocel pro výztuž do betonu

Dnem 26. ledna 1995 byla vydána Evropskou komisí pro normalizaci CEN nová předběžná evropská norma ENV 10 080 Ocel pro výztuž do betonu – Svařitelná, žebírková, betonářská ocel B 500 – Technické dodací podmínky pro tyče, svítky a svařované sítě. Tato norma byla vypracována v ECISS TC 19/ SC 1 „Betonářská ocel pro nepředpjatou výztuž“. Práce byly zahájeny v roce 1988 a trvaly do roku 1995. Předběžná evropská norma pro svařitelnou betonářskou ocel byla vydána s platností na tři roky k dočasnému používání a ověření. Po dobu dvou let mohou členové CEN podávat k této normě své připomínky a rozhodnout, zda bude tato předběžná norma ENV převedena na evropskou normu EN.

V ČR byla ENV 10 080 vydána v červenci 1997 pod označením ČSN P ENV 10 080 a je určena k ověření. Oznámení o vydání této normy bylo zveřejněno – Českým normalizačním institutem Praha ve Věstníku Úřadu pro normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví č. 7 z 11. 7. 1997 v části 1 Normalizace pod položkou 116. Norma má v systému ČSN přidělen třídicí znak 42 1039. Souběžně s touto normou platí dosavadní národní normy. Připomínky uživatelů a ostatních zainteresovaných osob (právnických i soukromých subjektů) k ČSN P ENV 10 080 je možno zasílat do 31. prosince 1997 na adresu: Český normalizační institut, V Botanice 4, 150 21 Praha 5.

Zdlouhavost vypracování ENV byla zapříčiněna nejednotnými postoji a stanovisky zástupců 17 členských zemí, zúčastněných na projednávání této normy. V průběhu 9 řádných zasedání nebyl dosažen souhlas většiny členských zemí zejména v otázkách počtu normalizovaných tříd pevností, všeobecné svařitelnosti, rozsahů průměrů atd. I přes tyto skutečnosti byl nakonec přijat a potvrzen návrh udělit tomuto dokumentu status předběžné evropské normy ENV.

ENV 10 080 obsahuje technické dodací podmínky pro svařitelné žebírkové oceli značky B500A a B500B. Stávající národní normy stanoví rozdílné požadavky na betonářské oceli jednak z důvodu různorodosti tradic, jednak z důvodu rozdílných požadavků na materiál a bylo nanejvýš obtížné dojít k jednoznačným kompromisům. Zásadním problémem bylo dosažení obecné shody požadavků na materiál s pravidly uvedenými v normě pro navrhování konstrukcí Eurocode 2, 4 a 8. Eurocode 2 byl nakonec vydán v roce 1991 jako evropská předběžná norma ENV 1992-1-1: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. ENV 10 080 byl v této době rozpracován. Z tohoto hlediska musí být tyto normy v budoucnosti ještě dále vzájemně harmonizovány.

Během zavádění obou těchto norem do EN si zvláštní pozornost vyžadají otázky, které lze soustředit do následujícího okruhu problémů:

- ♦ standardizace dvou nebo více kategorií oceli značky B 500 z rozdílnými hodnotami tažnosti (ECISS TC 19/SC 1 doporučuje jednu kategorii s vyššími hodnotami než je stanoveno pro ocel značky B500B),
- ♦ posouzení hodnot celkového prodloužení při maximálním zatížení  $A_{gt}$  ve srovnání s hodnotami poměrného prodloužení při přetržení ( $A_5$  nebo  $A_{10}$ ) z hlediska jeho významu pro hodnocení provozního chování betonářské oceli,
- ♦ posouzení nezbytnosti dodatečného určování minimálních hodnot pro  $A_{gt}$  a  $R_m/R_e$  jako dodatek k charakteristickým hodnotám,
- ♦ stanovení hodnot meze únavy pro svařované sítě,
- ♦ podrobnosti zkoušení meze únavy,
- ♦ zvýšení rozsahu mezních úchylek jmenovité hmotnosti pro menší průměry,
- ♦ postup certifikace (požadavky v příloze A k ENV 10 080 jsou uvedeny podle doporučení SC 1 a konečné rozhodnutí o stanovení úrovně prověřování shody pro výrobky podle ENV 10 080 náleží komisi Evropské unie.

Všichni zainteresovaní by se měli soustředit na řešení právě těchto problémů, což je nutné pro zpracování konečného znění této budoucí evropské normy.

Předmětem ENV 10 080 jsou požadavky na chemické složení, mechanické a geometrické vlastnosti svařitelné žebírkové betonářské oceli značky B 500 dvou tažností A a B, používaných pro výztuž betonových konstrukcí ve tvaru tyčí, svítků nebo prvků pro výrobu svařovaných rohoží a svařovaných sítí. Tato norma neplatí pro hladkou betonářskou ocel, nesvařitelnou betonářskou ocel, výztužné příhradové nosníky a oceli pro předpjaté betonové konstrukce. Dále jsou v této normě uvedeny mj. odkazy na související, zkušební a obdobné normy EN a ISO, definice použitých pojmů a charakteristik, klasifikace a označování oceli, způsob výroby oceli, technické požadavky, posuzování shody s normou stanovenými požadavky, zkoušení, značení výrobků, prověřování shody certifikací a postup zjišťování vlastností betonářské oceli.

## Stručný přehled technických požadavků na ocel a výrobky a porovnání se stávajícími normami ČSN pro ocel značky 10 505 z pohledu výrobce betonářské oceli TŽ a. s., Třinec

Z hlediska chemického složení oceli, norma stanoví, že obsah uhlíku v oceli nesmí přesáhnout 0,22 % v tavbě a 0,24 % ve výrobku při stanoveném uhlíkovém ekvivalentu  $C_{eq} = 0,50$  v tavbě a  $C_{eq} = 0,52$  ve výrobku. Tyto hodnoty garantují svařitelnost oceli. Toto chemické složení oceli je srovnatelné s ocelí značky 10 505 podle ČSN 41 0505 s tím, že norma ČSN P ENV 10 080 navíc předepisuje obsah N a hodnotu uhlíkového ekvivalentu  $C_{eq}$ , které garantují svařitelnost oceli.

Mechanické vlastnosti platí za uvedených zkušebních podmínek ve stavu při dodání, po rovnání nebo po stárnutí, v závislosti na způsobu výroby a dodávání. Norma ČSN P ENV 10 080 neuvádí pevnost v tahu  $R_m$ , ale tato je dána poměrem  $R_m/R_e$  při minimální mezi kluzu  $R_e = 500$  MPa. Hodnoty meze kluzu  $R_e$  a meze pevnosti  $R_m$  jsou stanoveny z jmenovité plochy průřezu a jako mez kluzu se uvádí horní mez  $R_{eH}$ . V případě nevýrazné meze  $R_e$  stanoví se smluvní mez 0,2 % ( $R_{p0,2}$ ) nebo 0,5 % ( $R_{p0,5}$ ) při celkovém prodloužení. Poměrné prodloužení (tažnost  $A_{10}$ ) je v této normě nahrazeno celkovým prodloužením při maximální síle ( $A_{gt}$ ). Celkové prodloužení při maximální síle  $A_{gt}$  je 2,5 % u značky B500A a 5,0 % u B500B pro všechny druhy výrobků. Z ostatních mechanických vlastností stanoví norma ještě ohybatelnost, mez únavy a pevnost svařovaných spojů u svařovaných sítí.

Z geometrických parametrů norma uvádí průměry, délky tyčí, velikost (resp. hmotnost) svítků, geometrii povrchu (vztažnou plochu, úhel sklonu, rozměry a vzdálenosti žebírek, atd.) a tvarové a rozměrové charakteristiky svařovaných sítí.

Ve srovnání s normou ČSN 41 0505 tato norma nezahrnuje jmenovité průměry 18, 22 a 36 mm; průměr 28 mm uvádí jako nedoporučený a rozšiřuje řadu rozměrů o průměr 40 mm. Tvar žebírek je odlišný od tvaru předepsaného normou ČSN 41 0505. Předmětná norma doporučuje tyče se dvěma nebo se čtyřmi řadami příčných žebírek rozmístěných po délce tyče ve stejných vzdálenostech. Rozměry žebírek jsou předepsány v určitém rozmezí, rozhodujícím rozměrovým parametrem je vztažná plocha, vypočtená ze skutečných rozměrových parametrů, která musí dosahovat předepsané hodnoty.

Z pohledu výrobce – TŽ, a. s. Třinec, se navrhovaný tvar žebra jeví z provozního hlediska jako nevýhodný, poněvadž klade nároky na rozšíření sortimentu válců o tento typ žebrování. Zkoušení ohybatelnosti a meze únavy, které se běžně doposud neprovádělo, si vyžadá zvýšení nákladů. Stanovení meze únavy by zřejmě muselo být prováděno nejspíš u nezávislé, akreditované státní zkušebny, jako je např. TZÚS Praha, neboť výrobce nemá potřebné vybavení zkušeben.

Shody vlastností se stanovenými požadavky se prověřují podle této normy certifikací. Systém pro zabezpečování shody vlastností výrobků s požadavky stanovenými certifikací obsahuje její příloha A. Je v souladu se Směrnici rady z 21. 12. 1988 o sblížení právních a správních předpisů členských států v oblasti výrobků používaných ve stavebnictví (89/106 EEC), která je známá jako Směrnice pro stavební výrobky (CPD), jakož i s Pokynem č. 7 (GP 7) Stálé komise pro stavebnictví (91/067).



Certifikace je zde definována jako posuzování a pravidelná kontrola výrobních podmínek a systému kontroly jakosti výrobce a shody vlastností výrobků s ustanoveními této předběžné evropské normy. Provádí ji externí certifikační orgán (neustranná státní nebo nestátní instituce) s potřebnou způsobilostí a odpovědností k provádění certifikace podle jistých pravidel. Tento orgán může být jmenován členským státem EU nebo EFTA, pokud to vyžaduje Směrnice pro stavební výrobky (CPD), jinak musí splňovat ustanovení EN 45 011 nebo EN 45 012.

Příloha A dále stanoví postup certifikace výroby, systém interní kontroly výrobce jako způsoby a postupy zkoušení, posuzování výsledků zkoušek, stanovení dlouhodobé úrovně jakosti apod. V oblasti externí inspekce prováděné certifikačním orgánem se stanoví četnost, metody inspekce interní kontroly výrobce, způsoby odběru vzorků a zkoušení, zkoušení meze únavy, vyhodnocování výsledků a podávání kontrolních zpráv apod.

Příloha B této normy obsahuje postup zjišťování vlastností betonářské oceli t.j.: chemické složení, všeobecné podmínky pro zkoušení mechanických vlastností, zkouška tahem, celkové prodloužení při maximální síle  $A_{gt}$ , zkouška zpětným ohybem, zkoušení meze únavy, kontrola rozměrů a vzdálenosti žebříků, výpočet vztažné plochy žebříků, kontrola úchylek od jmenovité hmotnosti a zkouška pevnosti svařovaných spojů u svařovaných sítí.

Ing. Stanislav Wawrosz, TŽ, a. s. Třinec  
Ing. Witold Szczerbowski, TŽ, a. s. Třinec

## Velmi starý materiál – BETON

Beton je v podstatě velmi staré stavivo. Již římský dějepisec Plinius píše o sloupu z umělého kamene v egejském Labyrintu z doby asi 3 600 před Kristem. Pravděpodobně to byl sloup betonový.

Také staří Řekové používali podobné hmoty pro stavbu vodovodů. Římané měli mnoho ložisek hydraulických vápenců, tufů a jiných sopečných hornin, které byly dobrým hydraulickým pojivem. Podle zachovalých památek a knih o stavitelství používali Římané „beton“ především ke stavbě vodovodů, silnic a opevnění, jako byla např. slavná Hadriánova zeď, táhnoucí se napříč severní Anglií a chránící tehdejší římskou kolonii Británii proti vpádu severských kmenů.

Ve středověku se používaly různé malty s hydraulickými pojivy při stavbách, které měly být zvlášť pevné, jako byly mosty, hrady, opevnění apod. Někdy se zdilo z hrubé malty promísené malými úlomky kamene, tedy v podstatě z betonu. V Čechách se vyrábělo tzv. staroměstské hydraulické vápno v Braníku. To se vyváželo do celé Evropy, např. do Itálie na stavbu paláců nebo do Anglie na nábrežní zdi.

James Parker si v roce 1796 všiml, že kousky jílu, které našel u Temže, po vypálení, rozemletí a smíchání s vodou rychle tvrdly na vzduchu i pod vodou. Objevil cement, který se za přispění vody stal pojivem písku a šterku.

Václav Hájek

## Normalizace

**ČSN P ENV 1991-3 (73 6203) Zásady navrhování a zatížení konstrukcí. Část 3: Zatížení mostů dopravou.** Duben 1997. Obsahuje zatížení mostů silniční dopravou, chodci, cyklisty, železniční dopravou a jiná specifická zatížení. Má 9 příloh, které se týkají zvláštních vozidel, únavy, atd. Součástí je NAD, který např. stanoví pro skupiny pozemních komunikací regulační součinitele zatěžovacích modelů.

**ČSN P ENV 1992-1-3 (73 1203) Navrhování betonových konstrukcí. Část 1-3: Obecná pravidla – Betonové dílce a namontované konstrukce.** Duben 1997.

**ČSN P ENV 1992-1-4 (73 1203) Navrhování betonových konstrukcí. Část 1-4: Obecná pravidla – Hutný beton s pórovitým kamenivem.** Leden 1997.

**ČSN P ENV 1992-1-5 (73 1201) Navrhování betonových konstrukcí. Část 1-5: Obecná pravidla – Konstrukce s nesoudržnou a vnější předpínací výztuží.** Leden 1997.

**ČSN P ENV 1992-1-6 (73 1203) Navrhování betonových konstrukcí. Část 1-6: Obecná pravidla – Konstrukce z prostého betonu.** Leden 1997.

**ČSN P ENV 1996-1-2 (73 1101) Navrhování betonových konstrukcí. Část 1-2: Obecná pravidla – Navrhování konstrukcí na účinky požáru.** Duben 1997. Kromě základní textové části přílohy obsahují odkazy na normy pro zkoušky požární odolnosti, pokyny pro volbu požární odolnosti a informační tabulky pro ověření požární odolnosti. Součástí je NAD upravující nejmenší požadované tloušťky zděných stěn pro normové požární odolnosti.

Všechny ČSN P ENV jsou určeny pro ověření a k připomínkám a lze je použít jako alternativní předpis k ČSN. Připomínky lze podat u Českého normalizačního institutu (ČSNI) V Botanice 4, 150 00 Praha 5.

ČSNI vydal seznam českých norem platných k 1. 1. 1997.

Vladislav Hrdoušek



# Panelová výstavba obytných celků – ano či ne

*Construction of Prefabricated (Panel) Housing Estates – Yes or No*

Pavel Čížek

**Bytová výstavba panelovou technologií, situace v ČR, příklad ze zahraničí, sídliště Ruoholahti v Helsinkách, výstavba 1990–95, urbanismus, konstrukce a návrhová variabilita, dispoziční uspořádání, vybavenost, obvodové pláště, vývoj.**

*Housing development using precast technology, the situation in the Czech Republic, examples from abroad, Ruoholahti housing estate in Helsinki, construction in 1990–95, town planning, structure and design variability, interior layout, equipment, building envelope, development.*

Sídliště s dědictvím panelové výstavby minulé epochy se zabývali architekti na stránkách svého časopisu *ARCHITEKT* 22/97. Obecná alergie na tento druh obytné zástavby vyplynula z přehnané typizace, vedoucí k monotónnosti sídlišť často katastrofálního rozsahu. Zejména z ekonomických důvodů je však nutno využít infrastruktury a některých pozitivních stránek této výstavby a humanizovat prostředí částečnou dostavbou, úpravou dispozice, vnitřních instalací, vchodů, obvodových plášťů nebo i střešních prostor. Jako příklad nám může posloužit úprava původně strohých panelových budov z Malmö (obr. 1). V diskusi architektů se připouští budování do určité míry svébytných menších urbanistických celků s nižší zástavbou, s obytnými ulicemi, zelení uvnitř bloků, zelenými terasami a zimními zahradami k dosažení vysoké pohody bydlení se stejnou hustotou obyvatel jako při vysokopodlažní zástavbě. Že pro takovýto účel je možné i perspektivně použít technologii panelové výstavby ukazují příklady v zahraničí. Sídliště Ruoholahti v Helsinkách s výstavbou v letech 1990–95 nám může být příkladnou ukázkou.

Ruoholahti leží v blízkosti mořského pobřeží a rozprostírá se po obou stranách splavného vodního kanálu (obr. 2). Bytové domy mají převážně pět až šest podlaží, výjimečně více, nejvýše však devět podlaží (obr. 3). Většinou jsou uspořádány do otevřených bloků s parkovou úpravou a dětskými hřišti (obr. 4, 5). Střechy jsou obvykle přístupné se společnými nebo soukromými saunami. Komunikace, svítidla, opěrné zdi, povrchy cest a různé doplňky jsou kompatibilní s obytnou výstavbou a spolu se zahradními úpravami určují vysoký standard životního prostředí (obr. 6, 7). Blízkost pobřeží s rekreačním zázemím, výhledy na moře, snadné dopravní propojení metrem, tramvajemi a autobusy s městem a jeho okolím naplňují předpoklady pro klidné a příjemné žití devíti tisíc obyvatel tohoto útulného sídliště.

Pro nás je zajímavé a snad i poučné, že pro výstavbu vícepodlažních bytových domů byla použita pro Finsko typická panelová technologie s nosnými stěnami, zejména dutinovými stropními dílci a obvodovými pláštěmi většinou z vrstvených panelů. Připomeneme-li si převážnou část naší panelové bytové výstavby, musíme potvrdit známou pravdu, že ošklivost není dána materiály a technikou, ale je zakódována již v prvotním návrhu. Tam je zaklet prvopočátek úspěchu či neúspěchu. V případě sídliště Ruoholahti bylo vypsáno slovy „devět“ architektonických soutěží na jednotlivé budovy či jejich soubory. Odtud pramení rozmanitost prostorových uspořádání budov, dispozičních řešení, detailů ozvláštňujících jejich vzhled a povrchových úprav, spočívajících v použití rozličných materiálů, struktur i barev.

Průměrná plocha bytové jednotky činí přibližně 70 m<sup>2</sup>, množství bytů může být snadno rozšířeno propojením se sousedními místnostmi. Sortiment bytů uspokojuje široké spektrum uživatelů:

1 pokoj a kuchyňský kout	10 %
1 pokoj a kuchyň nebo	
2 pokoje s kuchyňským koutem	20 %
2 pokoje a kuchyň	30 %
3 pokoje a kuchyň	20 %
4 a více pokojů a kuchyň	20 %

Od roku 1995 se podle finských norem zvýšila konstrukční výška podlaží z 2,8 m na 3,0 m z důvodů zlepšování pohody obytného prostředí, zabezpečení technické integrace rozvodů potrubí, vytápění, klimatizace a elektrických vedení. Použití dutinových panelů s většími rozpony předurčuje variabilitu dispozičních uspořádání bytu. Přiznané podélné spáry v rozteči 1,2 m nečiní žádné problémy architektům ani uživatelům. Pro montáž v zimních měsících byly vyvinuty nové zálivkové hmoty a spojovací prostředky.



Obr. 1 – Malmö – humanizované panelové domy po rekonstrukci / Malmö – “human friendly” precast panel houses after reconstruction





Obr. 2 – Ruoholahti – vstupní část do sídliště / Ruoholahti – entrance to the housing estate



Obr. 3 – Kanál protínající sídliště Ruoholahti / Water channel going through the Ruoholahti housing estate



Obr. 6 – Kultivované obytné prostředí / Cultural housing environment



Obr. 4 – Celkový pohled na jeden z obytných souborů / General view of one unit of the housing complex



Obr. 5 – Vnitřní prostor obytného souboru s dětským hřištěm / Internal space in the housing complex with playground



Obr. 7 – Dvůr obytného souboru s decentně tvarovanou fasádou / Court inside the housing complex





Obr. 8, 9, 10, 11 – Balkony jako součást bytů / *Balconies as parts of flats*



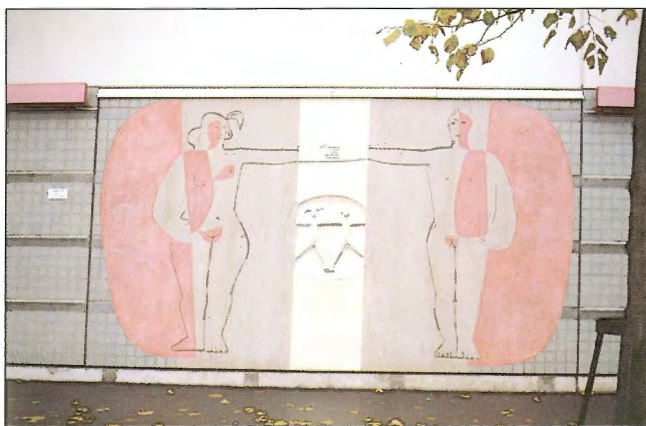
Při procházce sídlištěm Ruoholahti nás upoutají velkoplošné balkony, orientované do jižního a západního směru. Často mívají zasouvací obvodové prosklené stěny, využívané v případě venkovní nepohody nebo v zimních měsících. Balkony se tak stávají nedílnou součástí obytného prostoru a umožňují úzký vizuální i fyzický kontakt s vnějším prostředím. Při větších půdorysných rozměrech se v nároží často objevují koncové sloupy (*obr. 8 až 11*).

Samozřejmě nás nutně musí zaujmout decentně členěné fasády a jejich vzhled (*obr. 12 až 14*). Používají se dva pláště: tradiční vrstvené a skládané. U skládaných plášťů může být vnitřní panel prefabrikovaný nebo i z jiných materiálů. Požaduje se vnitřní plocha hladká, připravená k malování. Předřazené panely, kryjící vrstvu tepelné izolace s průběžnou odvětrávací dutinou se vyrábí na dlouhých drahách v tloušťce 70 až 90 mm s podélným předpětím.





Obr. 12, 13 – Příklady použití velkoplošných obvodových vrstvených panelů v různých úpravách / Sample uses of large sandwich panels of different designs



Obr. 14 – Umělecká výzdoba na panelu / Art decoration on the panel

Předpínané panely se používají na výšku dvou až tří podlaží a eliminuje se tak množství vodorovných spár. Jsou značně odolné proti vzniku trhlin jako důsledku povětrnostních vlivů, rozdílných teplot a také při skladování a manipulaci. Výhodami skládaných pláštěů jsou: vysoká funkčnost, volnost při navrhování, kompatibilita s různými konstrukcemi, snadná vyměnitelnost, použitelnost jak u nové výstavby, tak u rekonstrukcí starších panelových budov. Nejsou potřebné spojovací ani zálivkové směsi. Nevýhodou je prozatím zvýšená cena minimálně o 1 500 Kč/m<sup>2</sup> oproti tradičním vrstveným obvodovým panelům, které se ve Finsku používají v převážné většině. Beton je dobrý a trvanlivý materiál pro

fasády za určitých okolností. Problémy vznikají jako následky špatných návrhů konstrukčních a výrobně-technologických. Klade se důraz na větší životnost. Z tohoto důvodu byl ve Finsku roku 1996 odstartován projekt k vypracování instrukcí a pokynů výrobně-technologických postupů fádních panelů s následnými procesy až do montážního stadia. Velká pozornost se věnuje vnějším povrchovým úpravám panelů co do struktury, barevnosti nebo kombinovatelnosti s jinými materiály. Jako příklad použití symbiózy umělecké výzdoby obvodových panelů může posloužit ukázka panelu parteru jednoho z mnoha obytných domů sídliště Ruoholahti (obr. 14).

V tomto směru sehrávají významnou roli výzkumné a vývojové práce pod vedením ředitelky vývoje finské betonářské společnosti paní Anny Kronláf se zaměřením na vysokopevnostní betony, problematiku vztahů napjatosti v závislosti na teplotách, povrchové trhliny, povrchové úpravy apod. Plánují se experimentální projekty se stavby a vykonávání poradenské služby včetně školení a seminářů. V tomto směru máme co dohánět, anebo také máme na co navazovat.

Podnětem pro napsání tohoto článku je rehabilitace určité části výstavby betonových konstrukcí tolik u nás kdysi preferovaných a přesto velmi zanedbaných.

Ing. Pavel Čížek, Prezipp Chrudim, s. r. o., Sukovo nábř. 1556, 532 33 Pardubice



# Letmo betonované mosty první dálnice na Taiwanu

*Cast-in-Place Cantilever Segmental Bridges of the First Freeway in Taiwan*

Miroslav Olmer, Jiří Stráský

Letmo betonované mosty celkové délky 5,2 km jsou popsány z hlediska architektonického a konstrukčního řešení, postupu výstavby a statického řešení. Příhradová analogie byla použita pro analýzu podporových příčníků a pro spojení nosné konstrukce s pilíři.

*Cast-in-place cantilever segmental bridges with a total length of 5.2 km are described in terms of the architectural and structural solutions, the process of construction and static analysis. The strut and tie method was applied for the analysis of pier diaphragms and to connect of the deck with piers.*

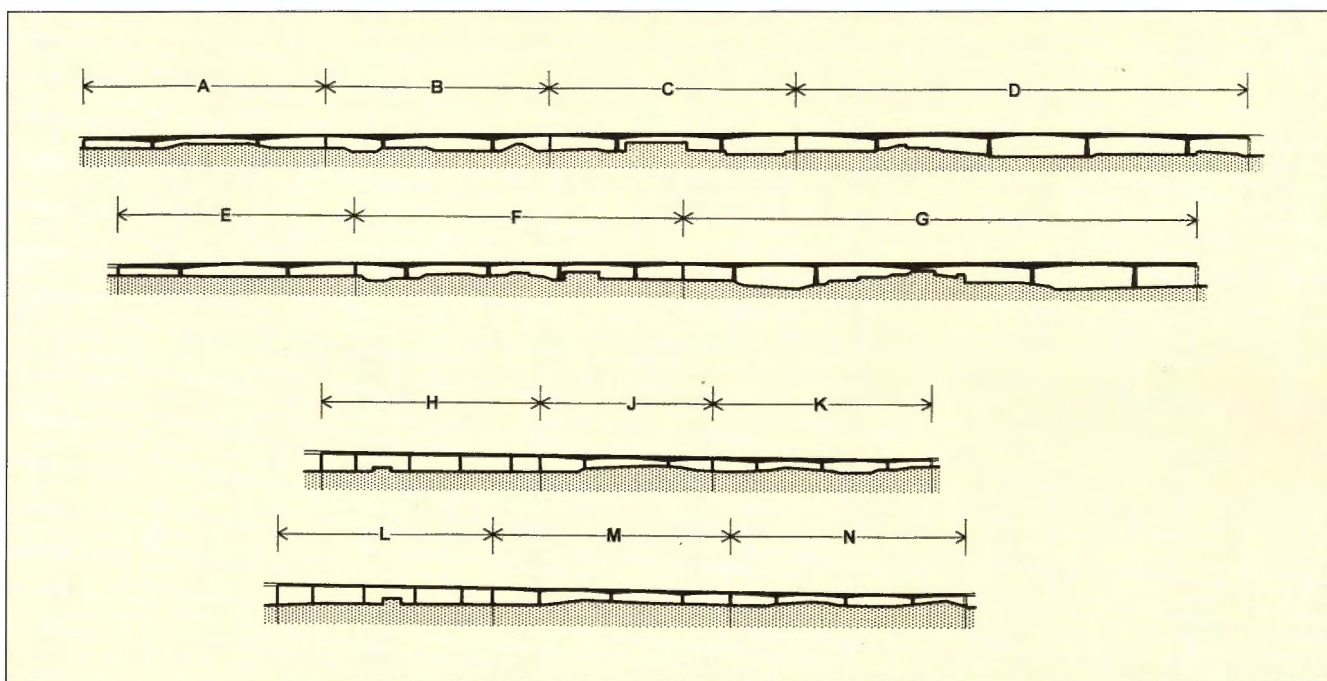
Již po 18 letech provozu dálnice č. 1 došlo poblíž Taípee na Taiwanu k takovému rozšíření provozu, že bylo rozhodnuto zvýšit její kapacitu na dvojnásobek. S ohledem na cenu pozemků, která v posledních letech prudce vzrostla, bylo rozhodnuto postavit novou dálnici v délce 22 km na mostech po obou stranách stávající dálnice na pozemcích již provozované komunikace (celkem  $2 \times 22$  km) (obr. 1, 2). K této délce je nutno ještě přičíst délku mostů vyvolaných novým řešením složitých dálničních křižovatek (obr. 3).

Většina mostů je tvořena ocelovými nebo betonovými prefabrikovanými nosníky spráženými s monolitickou deskou, uloženými na konzolových prazích podepíranými kruhovými sloupy. Rozpětí polí těchto mostů je 25 až 45 m. Poblíž přechodu dálnice přes řeku Keelung bylo nutno navrhnout mosty s rozpětími až 175 m o celkové délce 5,2 km (obr. 4). Řešení těchto mostů je předmětem tohoto příspěvku.

Návrh mostů byl ovlivněn nejen provozními a hydraulickými hledisky, ale i estetickými požadavky na jednotu konstrukčního a architektonického řešení původních a nových mostů. Dále bylo nutné respektovat mimořádně velké účinky zemětřesení a požadavky na minimální omezení provozu na existující dálnici.

## Návrhové zatížení

Mosty jsou navrženy a dimenzovány ve smyslu AASHTO, u kterého návrhové zatížení HS 20 bylo zvětšeno o 25 %. I toto zatížení představuje jen 61,7 % návrhového zatížení ČSN 73 6203. Vliv dotvarování a smršťování betonu byl uvažován ve smyslu CEB – FIP Model Code z roku '78. Pro návrh konstrukce bylo rozhodující seismické zatížení, které bylo po



Obr. 5 – Letmo betonované mosty – uspořádání konstrukcí a rozpětí polí:

- stavba 16 A = 100+160+100, B = 85+160+85, C = 95+155+110 [m];
- stavba 16a D = 115+165+145+145+90, E = 95+160+100, F = 75+120+105+110+70 [m];
- stavba 17 G = 75+120+140+175+150+90, H = 50+80+75+75+43, J = 65+123+65, K = 65+95+95+70 [m];
- stavba 17a L = 52+75+75+70+45, M = 70+105+105+70, N = 66+100+100+76 [m] /Segmental cantilever bridges, – arrangement of structures and span length:
- contract 16 A = 100+160+100, B = 85+160+85, C = 95+155+110 [m];
- contract 16a D = 115+165+145+145+90, E = 95+160+100, F = 75+120+105+110+70 [m];
- contract 17 G = 75+120+140+175+150+90, H = 50+80+75+75+43, J = 65+123+65, K = 65+95+95+70 [m];
- contract 17 a L = 52+75+75+70+45, M = 70+105+105+70, N = 66+100+100+76 [m]



vyhodnocení zemětřesení *Loma Prieta*, které proběhlo v oblasti San Franciska v roce 1989, upraveno prof. Penzienem z univerzity v Berkeley. Účinky zemětřesení se určují ve tvaru křivek vyjadřujících vztah mezi zrychlením a periodou kmitání (*Response Spectrum*). Na rozdíl od návrhových křivek používaných v AASHTO se návrhové křivky odvozené pro území poblíž Taipei vyznačují dlouhou počáteční vodorovnou částí udávající maximální zrychlení. To znamená, že převážná většina konstrukcí je namáhána maximálními účinky.

## Architektonické a konstrukční řešení

Koncepční řešení vychází z americké filozofie navrhování mostů, která upřednostňuje redundantní, tedy mnohonásobně staticky neurčitě konstrukce. Velká pozornost se věnuje konstrukčním detailům umožňujícím při mimořádném zatížení vznik plastických kloubů, pohlcujících energii, které následně změkčují konstrukci. Poddajnější konstrukce pak má nižší frekvenci tedy větší periodu kmitání. Taková konstrukce pak lépe odolává zemětřesení. Tato filozofie je rozdílná od francouzské a japonské filozofie navrhování mostů pro seismické zatížení, které dávají přednost zvětšení poddajnosti konstrukce vložením pružných prvků mezi mostovku a spodní stavbu. Je zajímavé, že po vyhodnocení účinků zemětřesení v Kobe i v Japonsku začínají navrhovat konstrukce rámově spojené se spodní stavbou. A to nejen konstrukce betonové, ale i ocelové a ocelobetonové.

Projekt i stavba popisovaných mostů byla rozdělena do čtyř staveb označených čísly 16, 16a, 17, 17b. Jednotlivé stavby jsou dále rozděleny na jednotlivé mosty označené písmeny A–L (obr. 5). Všechny mosty jsou tvořeny letmo betonovanými sruženými rámy o třech až šesti polích o celkové délce až 750 m. Mosty jsou odděleny dilatačními spárami situovanými na společných *dilatačních pilířích*. Vnitřní pilíře mostů o třech až čtyřech polích jsou rámově spojeny s nosnou konstrukcí (obr. 6), na dilatačních pilířích je konstrukce uložena prostřednictvím hrncových ložisek. Vodorovné účinky od seismického zatížení jsou na dilatačních pilířích zachyceny smykovými ozuby (obr. 7). Podobně je konstrukce mostů o více polích uložena na krajních vnitřních pilířích (obr. 8).

Typické konstrukční řešení a postup stavby jsou ilustrovány na příkladě mostu B, který má tři pole délek 85,0+160,0+85,0 m (obr. 9).

Konstrukční řešení všech ostatních mostů je stejné, rozdíly jsou jen v řešení spodních staveb mostů 16, 16a a 17, 17a. Všechny mosty jsou založeny na vrтанých pilotách (obr. 10).

Střední pilíře některých mostů, které se staví paralelně se stávajícími mosty, jsou kruhového půdorysu a kónicky se rozšiřují (1:20) směrem k základům. Mimo jeden nízký pilíř stavby G, který je plný, jsou pilíře vylehčeny dutinou kruhového půdorysu. Pilíře jsou hustě vyztuženy nejen svislými, ale i příčnými spirálovými vložkami situovanými při obou površích betonového prstence (obr. 11). Příčné vložky jsou vzájemně spojeny hustými sponami zajišťujícími dostatečné *svázání – confinement* průřezů, které následně zvyšuje nejen únosnost, ale i plastické přetváření podpěr.

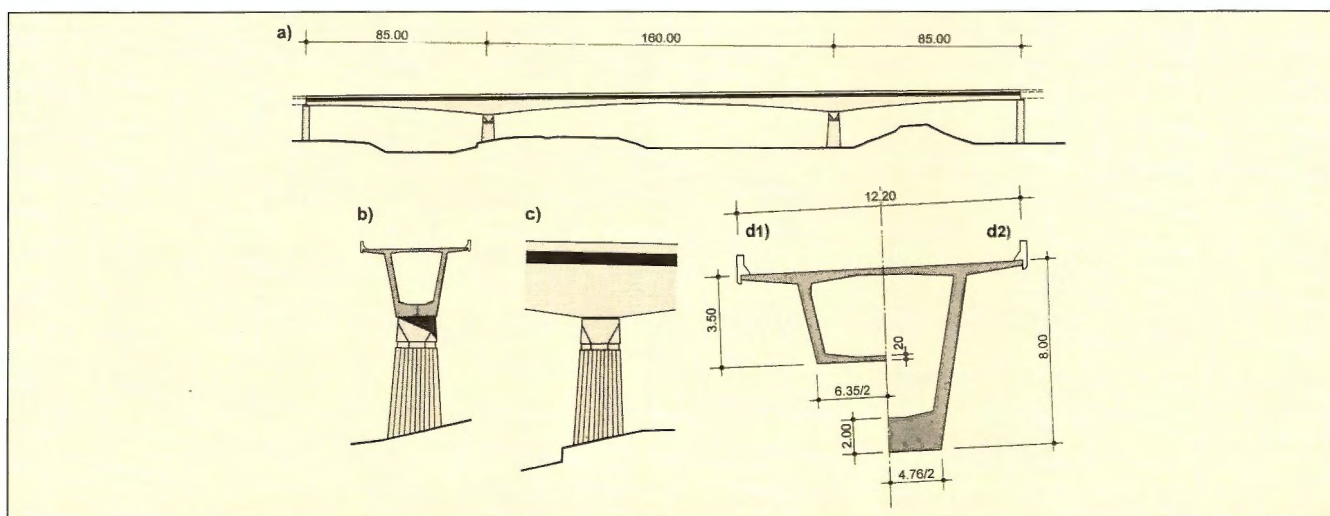
Střední pilíře staveb 17, 17a a všechny dilatační pilíře mají plný konstantní eliptický průřez (obr. 6, 7). Jsou vyztuženy podélnými vložkami svázanými dvěma vzájemně se překrývajícími spirálami.

Nosné konstrukce všech mostů jsou tvořeny jednokomorovými nosníky proměnné výšky (obr. 9d). Stěny komor jsou skloněny pod úhlem 1:5,69. Výška nosné konstrukce 3,50 m uprostřed rozpětí a nad dilatačními pilíři je u všech mostů stejná. Výška nad středními pilíři, která závisí na rozpětí, se mění od 3,50 m do 8,75 m. Náběh je parabolický s průběhem  $y = ax^{1.6}$ . Horní mostovková deska má proměnnou tloušťku 200–500 mm, skloněné stěny jsou 450–500 mm tlusté, spodní deska má tloušťku 200–200 mm.

Nosná konstrukce je s pilíři monoliticky spojena prostřednictvím dvojice podporových příčníků přímo navazujících na horní přečhodovou část vnitřních podpěr, která má čtvercový půdorys (obr. 9 a 12). V podporových příčnicích jsou průchozí otvory.

Letmo betonovaná konstrukce – tedy monolitická segmentová konstrukce – je navržena podle *Guide Specification for Design and Construction of Segmental Concrete Structures* publikované AASHTO v roce 1989. Nosná konstrukce je podélně předepnuta třemi systémy kabelů (obr. 13, 14), které odpovídají klasickému uspořádání letmo betonovaných mostů:

a) zápornými kabely (*cantilever tendons*) vedenými v horní desce a půdorysně zakřivenými tak, aby je bylo možno zakotvit vždy ve stejném místě v náběhu horní desky. Kabely jsou napínány v průběhu letmé betonáže vždy z čela betonovaného segmentu.



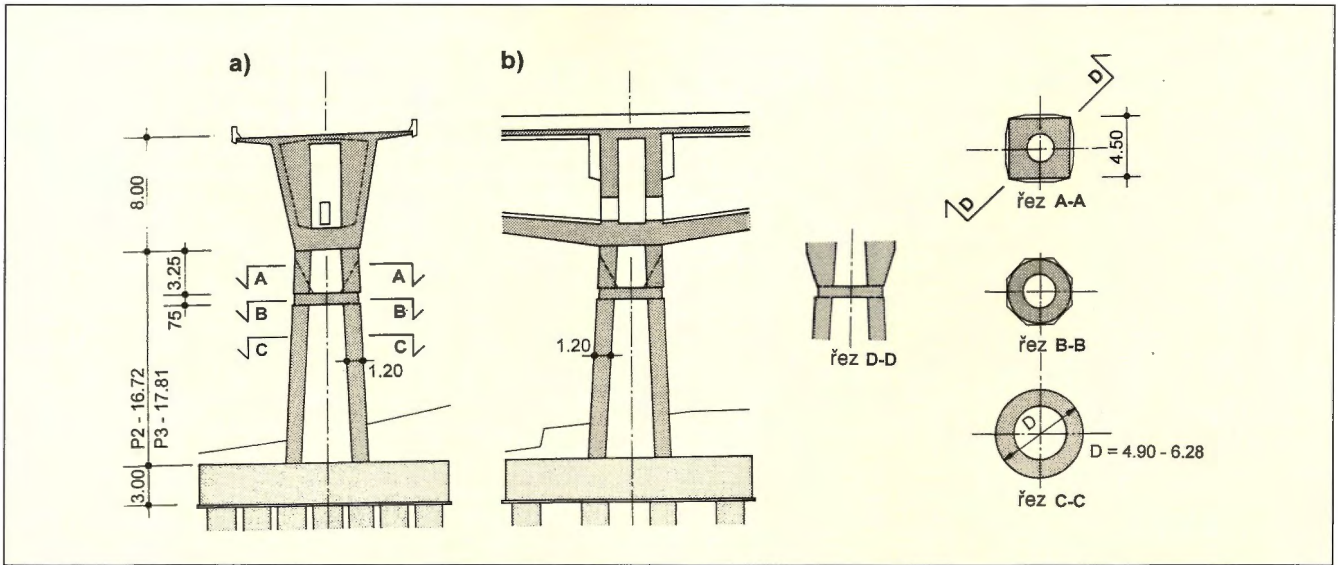
Obr. 9 – Most B:

- pohled na most,
- příčný řez mostem,
- pohled na pilíř,
- příčný řez nosnou konstrukcí: 1 – uprostřed rozpětí, 2 – u podpěry

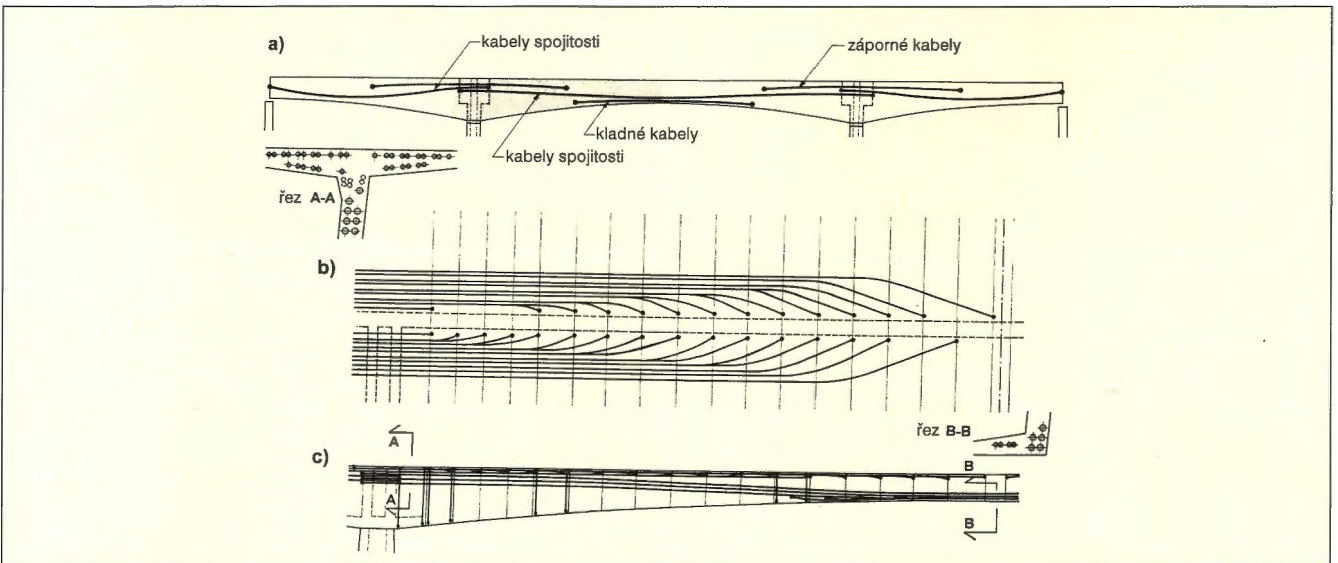
Bridge B:

- bridge elevation,
- bridge cross-section,
- pier elevation,
- typical deck section: 1 – at midspan, 2 – at pier

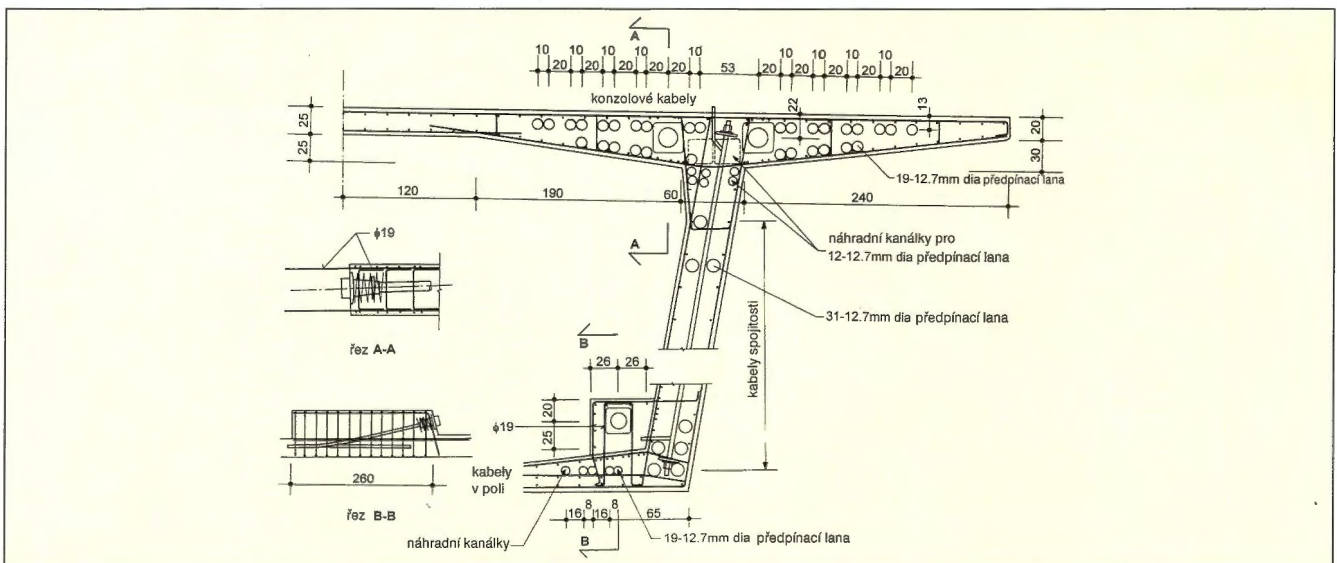




Obr. 12 – Vnitřní podpěra: a) příčný řez mostem, b) podélný řez mostem / *Intermediate support: a) bridge longitudinal section, b) bridge cross-section*



Obr. 13 – Předpínací výztuž: a) schematické uspořádání kabelů, b) půdorys záporných kabelů, c) podélný řez hlavním polem / *Prestressing steel: a) schematic arrangement of the tendons, b) plan of the cantilever tendons, c) longitudinal section of the main span*



Obr. 14 – Typický příčný řez mostovkou s uspořádáním všech kabelů a betonářské výztuže / *Typical deck section with the arrangement of all cables and reinforcing steel*



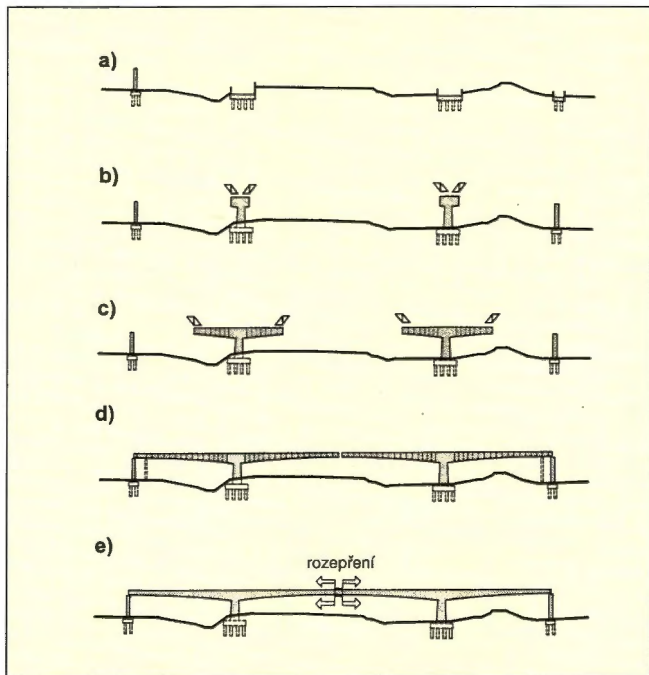
b) kladnými kabely (*span tendons*), vedenými ve spodní desce a kotvenými v nálticích situovaných v dolním rohu komorového průřezu.

c) průběžnými kabely (*continuity tendons*), vedenými ve stěnách komorového průřezu. Tyto kabely se nad podpěrami překrývají a jsou kotveny v nálticích za podporovými příčnicími.

Pro omezení hlavních napětí jsou svislé stěny komorového průřezu předepnuty tyčemi *Dywidag*. V horní i spodní desce byly navrženy volné kanálky, které umožňují v průběhu stavby přidat další kabely. Aby bylo možno konstrukci v budoucnu dodatečně zesílit volnými kabely, byly v podporových příčnicích navrženy otvory a poblíž středu mostu v dolních rozích komorového průřezu byly navrženy deviátory.

## Postup stavby

Mosty jsou stavěny klasickou letmou betonáží (*obr. 15*). Po vybetonování nesymetrického zárodku (*obr. 16, 17*) postupuje letmá betonáž jednotlivých segmentů. Část konstrukce u krajních podpěr, která je delší než polovina délky hlavního pole, se betonuje v konzole podepřené montážními podpěrami (*obr. 18*). Před spojením betonovaných konzol se konstrukce rozepře tak, aby vyvozené účinky působily proti účinkům, které v konstrukci vznikají od dotvarování a smršťování betonu.



Obr. 15 – Postup stavby:

- založení, b) zárodek, c) postupná betonáž segmentů, d) podepření krajních polí montážními podpěrami, e) rozepření hydraulickými lisami, betonáž střední spáry
- / Construction sequences: a) foundation, b) pier table, c) progressive casting of segments, d) support of side spans by mounting supports, e) jacking, casting of the midspan joint

## Statická analýza

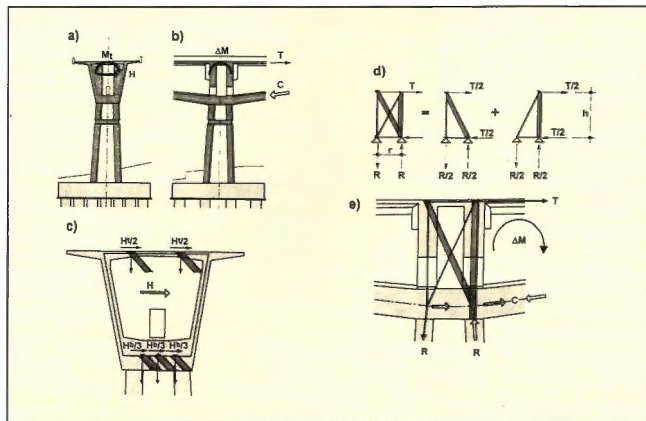
Konstrukce byly řešeny jako prutové konstrukce programovými systémy firmy T. Y. Lin International. V podélném směru mostu byla konstrukce modelována jako 3D prutová rámová konstrukce, v příčném směru jako 2D rámová konstrukce. Vliv postupné výstavby byl analyzován programem *SFRAME* vyvinutým na universitě v Berkeley pod vedením prof. Scordelis. [1].

Velká pozornost byla věnována analýze konstrukce v místě připojení ke středním stojkám. Konstrukce zde musí přenést velké příčné a podélné síly, které vyvolávají velké ohybové a smykové namáhání spáry mezi nosnou konstrukcí a stojkou. Navíc, konstrukční řešení zde musí umožnit vznik plastických kloubů. Filozofie návrhu mostů vychází z předpokladu, že nosná konstrukce je navržena s větší bezpečností než spodní stavba a že se při zemětřesení nepoškodí. To umožní ihned po zemětřesení zahájit provoz na mostě a opravit konstrukci (nahradit poškozený beton a zainjektovat trhlinky) v místě jejího spojení se spodní stavbou.

Důležitý byl také návrh podporových příčnic přenášející příčné a kroučící účinky do spodní stavby. Je nutno si uvědomit, že příčné síly od zemětřesení dosahují u jednotlivých konstrukcí velikosti 40–60 % svislých sil.

Protože projekt všech letmo betonovaných mostů bylo nutno vypracovat v mimořádně krátké době 6 měsíců, byl pro analýzu jednotlivých účinků ve všech podporových oblastech výšky 3,50 až 8,75 m mostů A–L vypracován jednoduchý výpočtový model nahrazující konstrukci systémem vzpěr a táhel – *strut and tie model* [2]. Pro určení vnitřních sil byl vypracován jednoduchý program v Excelu, který převáděl vnitřní síly určené v prutovém modelu modelujícím celou konstrukci přímo na velikost sil ve vzpěrách a táhlech příhradového modelu. Program automaticky posoudil tlaková namáhání v tlačných betonových prutech a určil množství betonářské výztuže v tažených prutech.

Působení konstrukce a nejdůležitější část výpočtového modelu popisujícího přenos příčné síly  $H$ , kroučícího momentu  $M_t$  a rámového momentu  $\Delta M$  je zřejmé z *obr. 19–21*. Pro ostatní účinky byl vyvinut podobný model.



Obr. 19 – Návrh příčnic a spojení nosné konstrukce s pilíři:

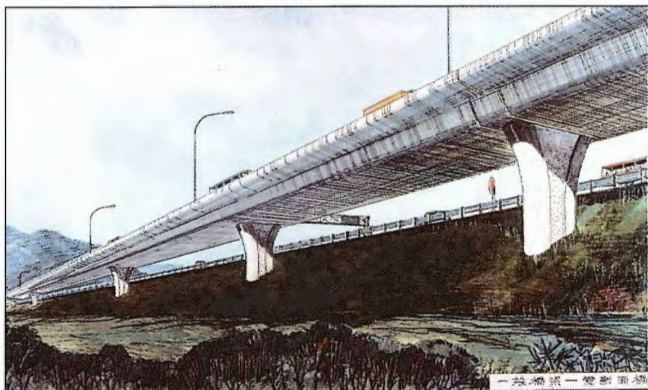
- příčný řez konstrukcí, b) podélný řez konstrukcí, c) přenos vodorovné síly  $H$ , d) přenos tahové síly  $T$ , e) přenos rámového momentu  $\Delta M$

/ Design of the diaphragms and a connection of the deck with piers:

- cross-section of the structure, b) longitudinal section of the structure, c) transfer of the horizontal force  $H$ , d) transfer of the tension force  $T$ , e) transfer of the frame moment  $\Delta M$

Příčná síla  $H$  (*obr. 19a*) je přenášena převážně horní a spodní deskou. Při analýze byla síla rozdělena na sílu  $H^a$  a sílu  $H^b$  působící v horní a dolní desce (*obr. 19*). Síla  $H^a$  je přenášena systémem vzpěr a táhel podobně jako smykový tok  $T$  od kroučícího momentu  $M_t$ , jehož přenos je popsán na *obr. 21*. Síla  $H^b$  je přenášena systémem vzpěr a táhel zřejmých z *obr. 19c*.





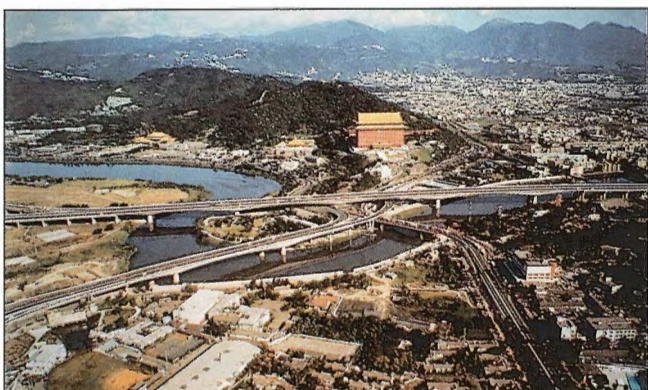
Obr. 1 – Nová dálnice vedená podél stávající komunikace – perspektivní pohled / New freeway situated along the existing communication – Artist rendering



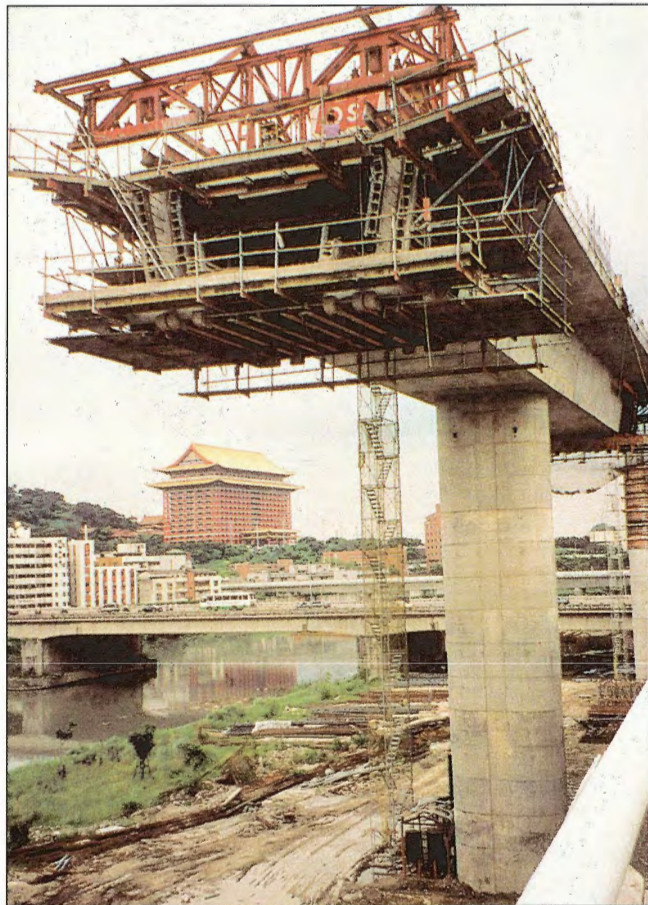
Obr. 2 – Nová dálnice vedená podél stávající komunikace – perspektivní pohled / New freeway situated along the existing communication – Artist rendering



Obr. 3 – Dálniční křižovatka poblíž Taipei / Freeway junction near Taipei



Obr. 4 – Dálniční most v Taipei / Freeway bridges in Taipei



Obr. 6 – Vnitřní podpěra – rámové spojení nosné konstrukce s pilířem / Intermediate support – frame connection of the deck with pier

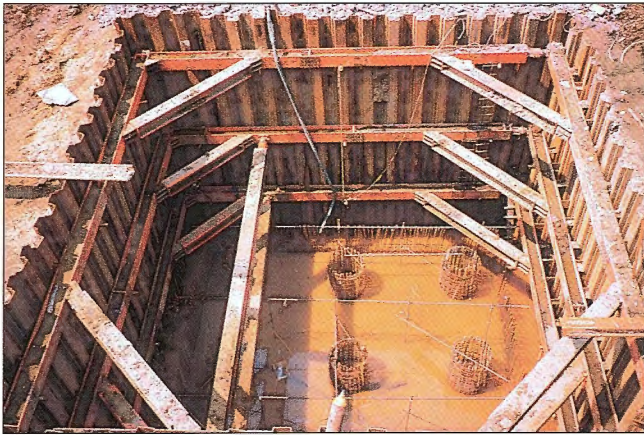


Obr. 7 – Dilatační pilíř / Expansion pier



Obr. 8 – Vnitřní podpěra krajních polí – podepření konstrukce hrncovými ložisky, smykový ozub / Intermediate pier of the side spans – supporting of the deck by pot bearings, shear key





Obr. 10 – Založení mostu na vrtaných pilotách / *Foundation of the bridge on drilled piles*



Obr. 17 – Zárodek / *Pier table*



Obr. 11 – Betonářská výztuž pilíře / *Reinforcing steel of the pier*



Obr. 18 – Montážní podpěra v krajním poli / *Temporary tower in the side span*



Obr. 16 – Stavba zárodku / *Construction of the pier table*

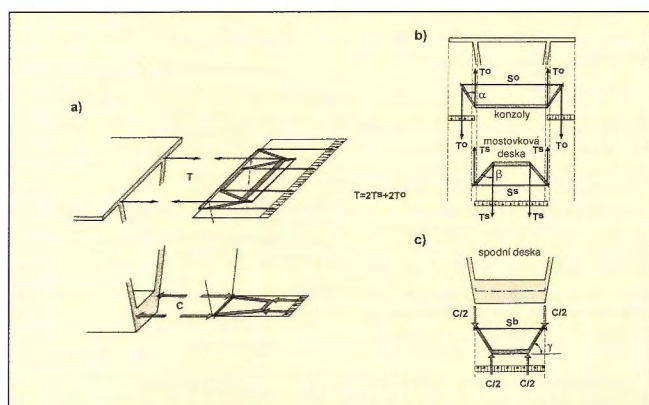


Obr. 22 – Pohled na most / *View of the bridge*



Přenos rámového momentu  $\Delta M$  (obr. 19b) je zřejmý z obr. 19d a 19e. Tento výpočtový model byl vyvinut na základě podrobné analýzy prostorové konstrukce modelované deskostěnou provedené prof. Ghali z kanadské univerzity v Calgary. Protože podporové příčníky mají v porovnání se stěnovou tuhostí stěn komorového průřezu malou deskovou tuhost, je tahová síla  $T = \Delta M/h$  působící v horní desce komorového průřezu přenášena dvěma systémy vzpěr a táhel působících ve stěnách komorového průřezu [3].

Je nezbytné si uvědomit, že tato tahová síla se musí přenést z desky do rámových rohů (obr. 20). Podobně i tlaková síla  $C = -T$  působící v dolní desce, se musí přenést do rámových rohů. Výpočtový model přenosu tahového napětí působícího v konzolách (overhangs) a v desce mezi trámy (deck slab) je zřejmý z obr. 20b, model přenosu tlakových napětí ve spodní desce (bottom slab) je zřejmý z obr. 20c. Z obrázků je patrné, že v konstrukci vznikají značné příčné síly, které je nutno zachytit řádně zakotvenou příčnou výztuží.



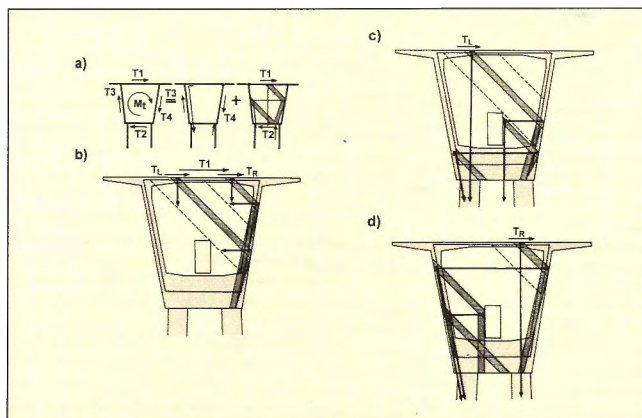
Obr. 20 – Přenos normálových napětí do rámových rohů komorového průřezu:  
a) šikmý pohled, b) horní deska, c) spodní deska  
/ Transfer of normal stresses into the frame corners of the box section:  
a) oblique view, b) top slab, c) bottom slab

Velkou pozornost vyžadoval také návrh výztuže pro přenesení krouticího momentu  $M_t$ . Krouticí moment způsobuje smykový tok  $T1$  a  $T2$  působící v horní a spodní desce a  $T3$  a  $T4$  působící ve stěnách (obr. 21a). Zatímco smykový tok  $T3$  a  $T4$  je přenášen přímo tahovou výztuží a tlakovou únosností stěn, je smykový tok  $T1$  přenášen podporovými příčníky do spodní desky, kde je v rovnováze se smykovým tokem  $T2$ . Celková smyková síla působící v horní desce se rovná součinu  $T = T1 b_1$ , ve kterém  $T1$  je smykový tok a  $b_1$  je délka horní desky mezi stěnami. Tato síla je rozdělena do dvou sil  $T_L = T_R = T/2$  působících v levé a pravé části horní desky (obr. 21b).

Tyto síly jsou přenášeny systémem vzpěr a táhel zřejmých z obr. 21c a 21d. Výztuž je ve styčnicích – uzlových bodech modelu – řádně zakotvena tak, aby umožnila analýzu příhradovou analogií. Stejným způsobem byly určeny vnitřní síly přenášející část příčné síly  $H$ .

Vzhledem ke skutečnosti, že *Strut and tie model* neumožňuje ekonomický návrh připojení náliťků, ve kterých jsou kotveny předpínací kabely, bylo posouzení výztuže provedeno podle metody „smykového tření“ (shear friction) [4]. Při návrhu výztuže byly také zohledněny tahy, které vznikají za kotvami kabelů.

Dále byly podrobně analyzovány účinky vnitřních sil, které vznikají v příčném směru spodní desky komorového průřezu vlivem jejího podélného zakřivení a vlivem radiálních sil od kladných kabelů.



Obr. 21 – Přenos krouticího momentu  $M_t$ :  
a) smykový tok, b) přenos smykové síly  $T1$ , c) přenos smykové síly  $T_L$ , d) přenos smykové síly  $T_R$   
/ Transfer of the torsional moment  $M_t$ :  
a) shear flow, b) transfer of the shear force  $T1$ , c) transfer of the shear force  $T_L$ , d) transfer of the shear force  $T_R$

## Závěr

Projekt mostu byl vypracován v roce 1992 firmou T. Y. Lin International, San Francisco. První autor byl zodpovědný za řízení prací na návrhu nosné konstrukce a za projekt konstrukcí **D** a **G**, druhý autor byl zodpovědný za návrh všech konstrukcí v příčném směru a za návrh podporových oblastí i kotvení kabelů. Vypracoval také projekt konstrukce **B** uvedené na obr. 9. Stavbu realizuje taiwanská firma Kung Sing, DSI je subdodavatelem pro předpínání. Realizační dokumentaci zpracovala firma DRC ve své pobočce v Sacramento. T. Y. Lin International kontroloval realizační dokumentaci a prováděl kontrolní výpočty postupu výstavby i nadvýšení konstrukce. Zůstal tedy partnerem investora a garantoval klientovi kvalitu projektu. Stavba mostů (obr. 22) probíhá podle připravovaného harmonogramu bez podstatných problémů.

## Literatura

- [1] Scordelis, A. C.: Computer models for Nonlinear Analysis of Reinforced and Prestressed Concrete Structures. *Journal of PCI*, Chicago. Nov./Dec. 1983
- [2] Schlaich, J., Schäfer, K. - Jennewein, M.: Toward a Consistent Design of Structural Concrete. *Journal of PCI*, Chicago. May/June 1987.
- [3] Mathivat, J.: The Cantilever Construction of Prestressed Concrete Bridges. John Wiley & Sons. New York 1983.
- [4] Nilson, A.: Design of Prestressed Concrete. John Wiley & Sons. New York 1987.

Ing. Miroslav Olmer, P. E., Senior Principal T. Y. Lin International, 825 Battery Street, San Francisco, CA 94941

Prof. Ing. Jiří Stráský, CSc., P. E., vedoucí Ústavu betonových a zděných konstrukcí  
VUT-FAST, Údolní 53, 662 42 Brno, technický ředitel Stráský, Husův a Partneři, inženýrská kancelář, s. r. o., Bohunická 50, 619 00 Brno



## K. Barták: Rekonstrukce v panelovém domě

*Kamil Barták: Rekonstrukce v panelovém domě*  
Vydalo nakladatelství GRADA v edici PROFI & HOBBY,  
Praha 1997  
1. díl 113 stran, 2. díl 105 stran

V nakladatelství Grada byla v edici Profi & Hobby v letošním roce vydána dvoudílná publikace Rekonstrukce v panelovém domě od Ing. K. Bartáka, CSc. Příručky pro laickou veřejnost, vydávané na nejrůznější témata domácího kutilství, mají jistě pro tyto čtenáře určitou cenu. Srozumitelnou formou s praktickými radami mohou inspirovat individuální stavebníky při jejich aktivně tráveném volném čase, který se rozhodli věnovat stavebním činnostem.

Cílem těchto publikací je pomoci neoborníkům orientovat se v dané problematice, případně jim poskytnout návod na jednodušší svépomocné práce. Nelze však jimi suplovat zpracování projektové dokumentace pro provádění stavebních úprav, které vyžadují ohlášení stavby nebo vydání stavebního povolení.

Ačkoliv nepatřím ke čtenářům publikací podobného druhu, výše jmenované příručky jsem si zakoupila a se zájmem přečetla. Jako specialistu v oblasti statiky panelových budov mě především zajímalo, jakým způsobem se autor bude věnovat partiím, které bezprostředně nebo pouze zprostředkovaně souvisejí se zásahy do nosných konstrukcí. Bohužel četba některých kapitol mě vyprovokovala k napsání této recenze, protože se domnívám, že zde poskytnuté informace jsou zavádějící. V některých uvedených případech pouze vedou k neúčinnému a nevhodnému řešení, v jiných však mohou vést až ke ztrátě statické způsobilosti konstrukce nebo jejímu poškození.

Poznámky k řešení uváděných v publikaci mám k těmto kapitolám:

### Bourání otvorů ve stěnách – díl I, kapitola 4

Autor správně poskytuje informace o zpracování projektu statikem i o technologii bourání otvorů pomocí diamantové techniky. V konkrétních příkladech zajištění otvoru a jeho vybourání jsou však uvedeny naprosto chybné předpoklady o statickém působení konstrukce a z něj vyplývajících dopadů při bourání otvoru. Výpočetní schéma panelové konstrukce je pouze naznačeno, dle uvedených schémat předpokládám, že autor modeluje stěnovou konstrukci pomocí rámových výseků. Zajištění bouraného nadpraží je provedeno ocelovým rámem vloženým do bouraného otvoru s příčlím dimenzovanou na ohybový moment od zatížení vyvolaným všemi konstrukcemi nad otvorem.

Zajištění nadpraží profilem dimenzovaným na ohybový moment neodpovídá skutečnému působení stěnové panelové konstrukce. Nově vzniklé nadpraží se chová ve většině případů jako vysoký nosník nebo stěna a takto je nutno jej posuzovat. U stěnových nosníků totiž nelze počítat za pružného stavu normálové napětí od ohybu jako u trámů, protože neplatí předpoklad rovinného přetvoření při ohybu. Pokud je nad bouraným otvorem plná stěna bez průběžných dveřních otvorů, není nadpraží zatíženo veškerým zatížením deklarovaným autorem publikace. Při posouzení nově vzniklého nadpraží je nutno

posoudit průřez na smyk (od redistribuce zatížení z vyšších podlaží a od lokálního zatížení nadpraží) a dále posoudit tahová napětí příp. šířku trhlin ve spodní oblasti nadpraží. V úvahu je nutno vzít polohu styčných spár – svislých styků – mezi stěnovými panely v blízkosti bouraného otvoru a posoudit jejich únosnost, protože část smykových sil se redistribucí zatížení přenesou do svislých styků. Nejslabším místem celé úpravy může být zbytek stěny vedle bouraného otvoru, pokud je přáním investora vytvořit otvor v příčné stěně např. ve spodním podlaží co nejbližší fasády. Při běžném vyztužení stěnových panelů (prostý nebo slabě vyztužený beton) může být překročena únosnost vodorovného styku nebo pilře v tlaku.

Domnívám se, že tyto skutečnosti měly být v návodu alespoň minimálně zmíněny. Naopak autorem předkládané příklady řešení jsou v mnoha případech chybné, protože deformace neaktivované ocelové konstrukce zatížené předpokládaným zatížením jsou řádově vyšší než případné deformace stěny, takže ke spolupůsobení ocelových nosníků se stěnou by došlo až v případě porušení svislých styků ve stěně nad bouraným otvorem, což je nepřijatelné. Vložená ocelová konstrukce v případech bourání menších dveřních otvorů nemá smysl a z hlediska přenosu sil ze stěny je zbytečná. Přesto, že autor v textu několikrát správně upozorňuje na specifika chování panelových budov, v tomto případě přistupuje k rekonstrukci jako by se jednalo o klasickou zděnou budovu z hlediska analýzy zatížení a rámový skelet z hlediska tvorby výpočetního modelu.

Další nebezpečí při vytváření dodatečných otvorů ve stěnách vidím ve zjednodušeném návodu pro projektanta, který neupozorňuje na nutnost statického posouzení konstrukce jako celku ale pouze oblasti dotčené bouráním otvoru – právě pro vysokou tuhost konstrukčního systému a tím i jeho větší citlivost v přetvoření.

### Nedostatky lodžii – díl II, kapitola 7.2.

Teoretické zdůvodnění poruch nosných prvků předsazených lodžii není zcela vysvětleno. Je správné, že autor upozorňuje na přítomnost sil vyvozených objemovými změnami prvků vystavených klimatickým vlivům, ale poruchy styků mezi stropními panely nepatří k nejdůležitějším. Nejslabším místem z hlediska statické bezpečnosti objektu jsou poruchy ve zhlaví stěnových dílců a vodorovných styků. Na porušení zhlaví lodžiových stěn se podílí především jejich tuhé spojení s vnitřní konstrukcí (např. v některých provedeních stavební soustavy T0 8B), které neumožňuje svislé dilatační pohyby při zatížení teplotou. Normálové napětí vzniklé v patách lodžiových stěn od teplotního zatížení je srovnatelné s napětím od svislého zatížení. Pokud v únosnosti stěnových panelů a vodorovných styků není dostatečná rezerva, tj. chybí výztužné žebříčky, záhlvková nebo spojovací výztuž nebo skutečná pevnost betonu neodpovídá projektovaným parametrům, dochází k jejich porušení. To vede ovšem k havarijnímu stavu konstrukce a sanace není otázkou individuálního řešení stavebníka - amatéra. Popisované lokální podepření lodžiového stropu výdřevou je řešením havarijním, které bylo aplikováno např. před sanací lodžii v Praze 9 a nelze jej uvádět jako návod bez udání širších souvislostí.

Problém poruch předsazených lodžii je natolik závažný, že není v kompetenci uživatelů bytů jeho lokální řešení a domnívám se, že na tuto skutečnost mělo být poukázáno.

S doporučeným dodatečným zasklíváním lodžii lze jed-



noznačně souhlasit, upozornila bych pouze na nutnost prověření stávajícího kotvení lodžiového zábradlí k nosným stěnám, ke kterému se bude prosklená stěna připojovat. V mnoha případech bylo kotvení shledáno v havarijním stavu (koroze svarů, koroze kotevni výztuže) a v nedávné době došlo např. v Praze na Petřínách k odpadnutí celého betonového zábradlí. Zvýšené zatížení od zasklení lodžie a od účinků větru musí stávající kotvení přenést. Z tohoto důvodu by mělo zasklení lodžie předcházet stavební povolení se zpracovaným průzkumem a statickým posouzením. Ohlášení stavby, jak autor doporučuje, je z mého hlediska nedostatečné. Podle citovaného zákona č. 50/1976 Sb. nejen že se mění vzhled budovy a účel místnosti, ale zprostředkovaně se zasahuje i do nosných konstrukcí. Je však pravda, že vydání povolení je v kompetenci stavebních úřadů a jak autor uvádí, úřady nemají k této problematice zcela jednotný přístup.

## Odstraňování trhlin – díl II, kapitola 8.2.

Odstranění esteticky rušivých trhlin překrytím obkladem je z hlediska nájemce bytu zřejmě jediným uspokojujícím řešením. Většina trhlin v panelových domech totiž patří k tzv. „neopravitelným“, tj. způsobeným cyklicky se opakujícími zatěžovacími účinky. Tmelení trhlin se ve většině případů neosvědčuje.

Pokud se prokáže nutnost statického zásahu např. při poškozeném styku stěna – strop, nejedná se o lokální záležitost. Je nutno diagnostikovat příčinu porušení a k sanaci styku přistoupit až po statické analýze celé konstrukce, na kterou by měl být čtenář alespoň upozorněn.

Na závěr bych chtěla poznamenat, že jsem se v praxi již mnohokrát setkala s chybným řešením úprav nebo závad v panelových domech a prostředky, vynaložené na rekonstrukci, byly mnohdy neekonomicky investovány. Vyplyvá to z nedostatečné odborné erudice projektantů i stavebních firem, kteří přistupují k panelovým budovám klasickým způsobem a nerespektují jejich specifika. Tato publikace bohužel v široké obci odborné i laické veřejnosti výše připomínkováná řešení potvrzuje, neboť dle starého latinského hesla „littera scripta manet“ – co je psáno, trvá.

Recenzi jsem chtěla na některé omyly uvedené v publikaci její potenciální čtenáře upozornit.

## Literatura:

[1] Rojtk, V.: Panelové objekty, SNTL 1974

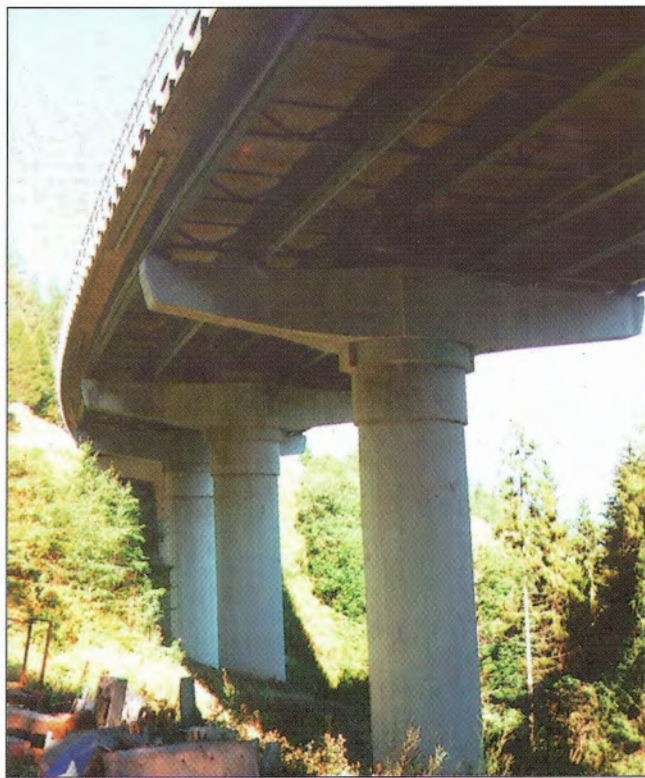
[2] Gattermayerová, H., Karas, J.: Analýza příčin poruch lodžiových dílců a jejich styků ve vícepodlažních budovách soustavy TO 8B. *Stavební obzor* 4/96

Ing. Hana Gattermayerová, CSc., Katedra konstrukcí pozemních staveb, FSv ČVUT, Thákurova 7, 166 29 Praha 6

## Konference, semináře, kolokvia



Obr. 1 – Kongresové centrum v Innsbrucku – místo konání konference / Congress Centre in Innsbruck – location of the Conference



Obr. 2 – Spřažený most na dálnici Innsbruck – Brenner / Composite bridge on the motorway Innsbruck – Brenner



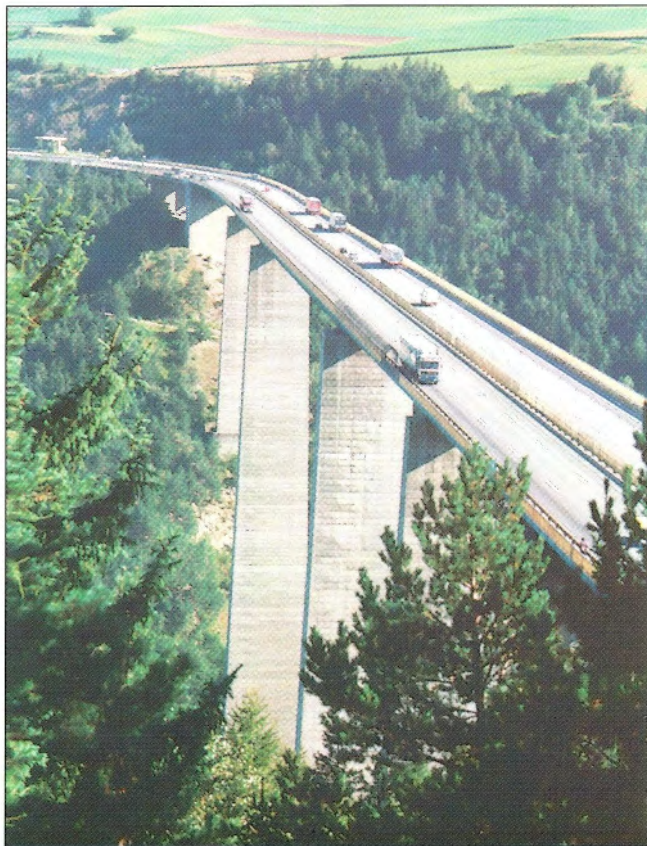
## Mezinárodní konference IABSE v Innsbrucku

V Innsbrucku se konala ve dnech 16. –18. září 1997 mezinárodní konference na téma Spřažené konstrukce („Composite Construction – Conventional and Innovative“). Aby se omezilo množství konferencí na podobná témata a zároveň se podpořila účast významných odborníků, bylo rozhodnuto organizovat konferenci jako společnou akci sedmi odborných společností pracujících v oboru betonových a ocelových konstrukcí. Výbor složený z prezidentů a generálních sekretářů CEB, CIB, ECCS, FIP, IABSE, RILEM a ASCCS pověřil vlastní organizací konference sekretariát IABSE. Hlavními sponzory náročné akce byly Hilti Corp., Steel Club (zahrnující významné výrobce oceli z Francie, Lucemburska a Německa), Sika, japonská asociace dodavatelů předpjatého betonu, Vorspann-Technik, GmbH, Provincie Tyrolsko, město Innsbruck a univerzita v Innsbrucku.

Konference se konala v Kongresovém centru v Innsbrucku. V zahajovací části konference byl přednesen projev guvernéra Tyrolska Dr. W. Weingartnera, a starosty města Innsbrucku Dr. H. Van Staa. Oba zdůraznili význam a potřebu stavební činnosti v oblasti Alp, zejména s ohledem na rozvoj dopravy a ochranu životního prostředí.

Jednání konference bylo doplněno výstavou posterů a prezentací firem v oblasti výroby materiálů, výstavby a navrhování spřažených konstrukcí.

Konference se zúčastnilo téměř 800 odborníků z celého světa a asi 200 doprovázejících osob. Z České republiky přicestovalo 15 účastníků. Největším zastoupením vynikalo Japonsko, které svými téměř 160 účastníky výrazně překonalo domácí Rakousko se 74 přítomnými. 180 příspěvků přijatých k publikaci bylo rozděleno do plenárních a pracovních sekcí. Českou republiku zastupoval příspěvek autorů Vítek a Křístek a poster autorů Stráský a Hustý.



Obr. 3 – „Europabrücke“ / „European bridge“

Odborný program byl zahájen filozofickou přednáškou D. Michaela, která uvedla přítomné do problematiky v širším pohledu od historie k projektům budoucnosti a od materiálů ke konstrukcím. Druhá z úvodních přednášek (Prof. R. Bridge) se týkala problematiky využívání vysokopevnostních materiálů. Další příspěvky obecného charakteru byly děleny do následujících pracovních sekcí:

- 1.1 Spojení materiálů
- 1.2 Bezpečnost a použitelnost
- 1.3 Analýza a dimenzování

Druhým tématem byly především konstrukce budov. Náplň plenární části tvořily přednášky o architektuře, představení významných realizovaných konstrukcí v průmyslových stavbách a výškových budovách (např. budova Komerční banky ve Frankfurtu) a úvaha o tenkých stropních konstrukcích. Pracovní sekce navazovaly tématy:

- 2.1 Navrhování
- 2.2 Požární odolnost
- 2.3 Spojení konstrukčních prvků

Třetí téma bylo zaměřeno na mosty a účinky zemětřesení. Konstrukční možnosti využití spřažených konstrukcí v mostním stavitelství jsou výjimečně široké. Od klasického spřaženého ocelobetonového nosníku, přes obloukové konstrukce, zavěšené mosty velkých rozpětí, předpjaté konstrukce až po lávky pro pěší, je charakteristické výhodné využití kvalit různých materiálů. Realizace spřažených mostů v Rakousku ukázala některé přednosti spřažených konstrukcí – rychlost výstavby, vhodnost pro rekonstrukce a velkou trvanlivost.

Vhodná kombinace materiálů (ocel, beton, dřevo, zdivo) může být využita k vytvoření systémů odolných účinkům zemětřesení v nových budovách i k rekonstrukcím a zesilování starších objektů. Pracovní sekce se zabývaly tématy:

- 3.1 Výroba a výstavba
- 3.2 Normy a doporučení
- 3.3 Odolnost proti zemětřesení

Posledním, avšak neméně důležitým tématem, bylo zesilování existujících konstrukcí. Dvě ze tří úvodních přednášek se zabývaly zesilováním konstrukcí netradičními materiály ze skleněných nebo karbonových vláken. Pro zesilování sloupů a ohýbaných prvků mají tyto nové materiály v určitých případech nesporné výhody. Pracovní sekce pak jednaly o tématach:

- 4.1 Diagnostika, údržba, opravy
- 4.2 Nové materiály
- 4.3 Působení a modelování

Výstava posterů byla rozdělena tematicky stejně jako sekce konference. Jejich popis je uveden stručnou formou ve sborníku.

Během konference se konal zvláštní seminář organizovaný ASCCS zaměřený pouze na ocelové sloupy vyplněné betonem. Zvláštní sekce byla věnována udělení cen ECCS za ocelové a spřažené konstrukce.

Technické exkurze byly zaměřeny na mosty a vodní elektrárny v Rakousku a Bavorsku. Jedna z nich se týkala rekonstrukcí mostů na dálnici Innsbruck – Brenner. Dálnice byla uvedena do provozu na počátku 60. let po dokončení největšího mostu „Europabrücke“ (1963, ocelový s ortotropní mostovkou, 6 polí, nejdelší pole 198 m, výška nad hladinou řeky 190 m). Řada mostů o rozpětí kolem 35 m z předpjatého betonu se rekonstruuje. Extrémní podmínky – nadmořská výška až 1 372 m, dlouhá zimní sezóna, vysoká dopravní zátěž – jsou příčinou intenzivního využívání rozmrazovacích solí.



Konstrukční uspořádání mostů s klouby vedlo ke korozi výztuže a nutnosti mosty opravit. Přitom není možné zastavit provoz na dálnici. Rekonstrukce se provádí za částečného omezení dopravy a pouze mimo hlavní sezónu, tedy v zimním období. Mosty se postupně nahrazují spojitou spraženou konstrukcí ze svařovaných nosníků I a železobetonové desky.

Program konference zahrnoval jak klasická témata (spražené ocelobetonové nosníky a jejich spojovací elementy, konstrukce s trapézovými plechy, ocelové trouby vyplněné betonem), tak i témata méně obvyklá, jako např. konstrukce dřevobetonové, vyztužování materiály na bázi karbonových a skleněných vláken, vyztužování rozptýlenou výztuží, kombinace konstrukčních prvků z různých materiálů. Velká pozornost byla věnována kromě únosnosti také deformovatelnosti konstrukčních prvků a jejich spojů. Trend vývoje naznačuje, že volba materiálu konstrukce se podřizuje požadavkům na působení konstrukční části. Místo tradičních plně betonových nebo ocelových konstrukcí se objevují ve větší míře kombinované konstrukce z různých materiálů. Jejich spolupůsobení je staticky výhodnější a často i levnější než u klasických konstrukcí. Spražené konstrukce poskytují rozmanité možnosti technologií u novostaveb i rekonstrukcí. Jejich širší aplikace v našich podmínkách by přinesla obohacení variability konstrukčních systémů, je však patrně omezena cenovými parametry konstrukčních ocelí.

Jan L. Vitek

## 5. mezinárodní konference CANMET/ACI o superplastifikátorech a ostatních chemických přísadách do betonu

Ve dnech 7. až 10. října 1997 se konala v Římě mezinárodní konference o přísadách do betonu. Setkání se zúčastnilo 274 odborníků celkem z 34 zemí celého světa, z toho dva z České republiky. Konference byla organizována kanadskou společností CANMET (Canada Centre for Mineral and Energy Technology), americkým ACI, italskými vysokými školami a za sponzorské podpory firmy MAPEI.

Jednání konference navázalo na jednodenní symposium, které se konalo k životnímu jubileu profesora anconské university Mario Collepradi, který ve spolupráci s firmou MAPEI významně přispěl k rozvoji chemických přísad do betonu. V průběhu čtyř dní odezněly příspěvky ve 20 sekcích věnovaných jednotlivým dílčím otázkám vývoje a používání plastifikačních přísad do malt a betonů.

Referáty z oblasti výzkumu působení přísad se zaměřovaly na vliv moderních chemických přísad na míchání, na čerstvý beton, na betony propařované, betony neuhněné (samorozlévací) a betony vysokopevnostní. Dalšími tématy bylo zkoumání vlivu přísad na soudržnost s ocelí, na korozní odolnost a trvanlivost.

Hlavní myšlenky z tohoto setkání lze shrnout do závěru, že výroba betonu v příštím tisíciletí není myslitelná bez běžného používání chemických přísad. Vývoj těchto přísad a vývoj betonářských technologií musí spočívat v tom, aby výroba vysokohodnotných (nikoliv jen vysokopevnostních) betonů při použití těchto přísad mohla být možná i z horších vstupních složek, zvláště za využití odpadních materiálů.

Zdeněk Tobolka

### THE LATEST DEVELOPMENTS IN WHOLE BUILDING STUDIES

#### 3. Cardington konference

##### Doba a místo konání:

10. až 12. dubna 1998, BRE Cardington, UK

##### Pořadatel:

BRE Cardington Laboratory, Bedfordshire, UK

##### Tematika:

- ◆ Recent innovative whole building research programmes and latest developments in whole building studies
- ◆ Process-related projects centred around the construction of the in-situ concrete frame
- ◆ Research carried out on the steel-framed building
- ◆ Early results arising from the timber-framed building research programme
- ◆ International developments on whole-building studies

##### Účastnický poplatek:

V pozvánce není uveden

##### Adresa sekretariátu:

Mrs Maureen Gaddes, Seminar Unit, Building Research Establishment, Garston, Watford WD2 7JR, UK

☎ +44-1923-66 4765, fax: +44-1923-66-4688

### CONCRETE AND CONCRETE STRUCTURES

#### Mezinárodní konference

##### Doba a místo konání:

23. až 24. dubna 1998, Košice, Slovensko

##### Pořadatel:

Katedra betonových konstrukcí a mostov SvF TU Košice, Slovensko

##### Tematika:

New materials and products in concrete structures; New trends in theory, design and construction; Development in building systems; Diagnosis of concrete structures and bridges; Maintenance, observation, innovation and reconstruction

##### Účastnický poplatek:

V pozvánce není uveden

##### Adresa sekretariátu:

Katedra betonových konstrukcí a mostov SvF TU Košice, Vysokoškolská 4, 042 00 Košice, Slovensko

☎ +421-95-6337421, fax: +421-95-6221661

### FIP '98 – CHALLENGES FOR CONCRETE IN THE NEXT MILLENNIUM XIII. FIP

Světový kongres 1998

##### Doba a místo konání:

23. až 29. května 1998, Amsterdam, Holandsko

##### Pořadatel:

Organizing Committee, FIP '98, Netherlands Concrete Society

##### Tematika:

Challenges for concrete in the next millennium' is directed toward the future. It will cover all aspects of concrete design and construction (unreinforced, reinforced and prestressed) varying from bridge design to life cycle analy-



sis, tunnelling, housing, utilities and prefabrication. Development and application of improved materials; Automated production and construction; Prestressed concrete structures; Computer-Aided Engineering applications; Large scale testing; Use of recycled materials; Assessment and upgrading of structures; Tunnels and underground structures; Seismic resistant structures; Prefabrication; Sea structures; Protection from hazard and accidents; Application of risk analysis.

**Účastnický poplatek:**

V pozvánce není uveden

**Adresa sekretariátu:**

Congress Secretariat, Betonvereniging, P. O. Box 411, 2800 AK Gouda, The Netherlands

☎ +31-182-539 233, fax: +31-182-537 510

E-mail: betonver@worldaccess.nl

---

**STAVEBNÉ MATERIÁLY A SKÚŠOBNÍCTVO**

Mezinárodní konference

**Doba a místo konání:**

27. až 29. května 1998, Podbánské, Slovensko

**Pořadatel:**

Stavební fakulta STU, Bratislava, Fakulta stavební VŠB – TU Ostrava, TSÚS Bratislava, Fakulta stavební VUT Brno, Ústav stavebnictva a architektury SAV Bratislava, Kloknerův ústav ČVUT Praha, Orgware Bratislava

**Tematika:**

- ◆ Použití moderných stavebních materiálů při novostavbách, rekonstrukčních a sanančních stavebních pracích, možnosti recyklace stavebních materiálů. Sekce:
- ◆ Moderné materiály vodorovných stavebných konstrukcí
- ◆ Materiály pre suché procesy vo výstavbe
- ◆ Materiály pre moderné technológie betónov
- ◆ Obvodové plášte budov, povrchové úpravy fasád a interierov
- ◆ Skúšobníctvo stavebných materiálů

**Účastnický poplatek:**

V pozvánce není uveden

**Adresa sekretariátu:**

Orgware a. s., Ing. Nora Badíková, Pri Starej prachárni 14, 831 04 Bratislava, Slovensko

☎ +421-7-5663473, fax: +421-7-5663473

---

**FLY ASH, SILICA FUME, SLAG AND NATURAL POZZOLANS IN CONCRETE**

6. CANMET/ACI mezinárodní konference

**Doba a místo konání:**

31. května až 5. června 1998, Bangkok, Thajsko

**Pořadatel:**

CANMET/NR Canada

**Tematika:**

Recent developments and transfer of technology; Characterization of high-calcium fly ash in concrete; High-volume fly ash concrete; High-performance/high-strength concretes containing silica fume, fly ash and slag; Mechanical properties, porosity and permeability of concrete incorporating fly ash, silica fume and slag; Corrosion and carbonation aspects when using fly ash, silica fume and slag; Role of natural pozzolans in concrete; New test methods for the characterization of supplementary cementing materials.

**Účastnický poplatek:**

V pozvánce není uveden

**Adresa sekretariátu:**

V. M. Malhorta CANMET, 405 Rochester Street, Ottawa, ON, Canada K1A 0G1

fax: +1-613-992 9389

---

**SAVING BUILDINGS IN CENTRAL AND EASTERN EUROPE**

IABSE kolokvium

**Doba a místo konání:**

4. až 5. června 1998, Berlín, SRN

**Pořadatel:**

Institute for Maintenance and Modernisation of Buildings, Technische Universität Berlin

**Tematika:**

On-site evaluation of structural performance, monitoring and diagnostics; Environmental effects, combination of chemical and mechanical actions; Evaluation of the remaining life of corroded structures; Recycling of buildings, re-use of materials, design for recycling; Emerging technologies in civil engineering, new materials, interaction with biology and chemistry.

**Účastnický poplatek:**

V pozvánce není uveden

**Adresa sekretariátu:**

IABSE Secretariat, ETH-Hönggerberg, CH-8093 Zürich, Switzerland

☎ +41-1-633 2647, fax: +41-1-371 2131

E-mail: secretariat@iabse.ethz.ch

internet: <http://www.iabse.ethz.ch>

---

**CONSEC '98 – CONCRETE UNDER SEVERE CONDITIONS**

2. mezinárodní konference

**Doba a místo konání:**

21. až 24. června 1998, Troms, Norsko

**Pořadatel:**

Norwegian University of Science and Technology, Norwegian Public Roads Administration, Norwegian Concrete Association

**Tematika:**

Concrete under severe condition – Environment and Loading

**Účastnický poplatek:**

V pozvánce není uveden

**Adresa sekretariátu:**

SEVU Congress Department, Norwegian University of Science and Technology, N-7034 Trondheim, Norway

☎ +47-7359 5254, fax: +47-7359 5150

E-mail: CONSEC 98@sevu.ntnu.no

---

**ADVANCES IN CEMENT AND CONCRETE**

Mezinárodní konference

**Doba a místo konání:**

5. až 10. července 1998, Banff, Alberta, Kanada

**Pořadatel:**

Engineering Foundation, New York

**Tematika:**

- ◆ Cement hydration (novel cements, chemical and mineral admixtures, multi-component systems)



- ◆ Cement and concrete microstructure (influence on durability)
- ◆ Transport processes in concrete (modelling, role of cracking, interface effects)
- ◆ Sulphate attack (delayed ettringite formation, thaumasite formation, and physical sulphate attack)
- ◆ Alkali-aggregate reaction (mechanisms, preventive measures, role of lithium compounds)
- ◆ High-performance concrete (new materials, durability)
- ◆ Service-life modelling

**Účastnický poplatek:**

V pozvánce není uveden

**Adresa sekretariátu:**

Engineering Foundation, 345 East 47th Street, New York, N. Y. 10017, U. S. A.

☎ +1-212-705 7836, fax: +1-212-705 7441

E-mail: engfnd@aol.com

internet: <http://www.engfnd.org>

**CREATING WITH CONCRETE**

Mezinárodní kongres

**Doba a místo konání:**

6. až 10. září 1999, Dundee, Skotsko, Velká Británie

**Pořadatel:**

University of Dundee – Concrete Technology Unit

**Tematika:**

- Conference 1: Modern Concrete Materials: Binders, Additions and Admixtures
- Conference 2: Utilizing Ready Mixed Concrete and Mortar
- Conference 3: Innovation in Concrete Structures: Design and Construction
- Conference 4: Specialist Techniques and Materials for Concrete Construction
- Conference 5: Concrete Durability and Repair Technology
- Seminar 1: Radical Design and Concrete Practices – New Principles, New Practices
- Seminar 2: Role of Interfaces in Concrete – Basic Mechanisms, Achieving Performance
- Seminar 3: Controlling Concrete Degradation – By Intent, By Rehabilitation
- Seminar 4: Extending Performance of Concrete Structures – Materials Developments, Practical Applications
- Seminar 5: Exploiting Wastes in Concrete – Maximising Use, Alternative Options

**Účastnický poplatek:**

V pozvánce není uveden

**Adresa sekretariátu:**

Prof. R. K. Dhir, Director, Concrete Technology Unit, University of Dundee, Dundee DD1 4HN, Scotland, UK

☎ +44-1382-344 347, fax: +44-1382-345 524

E-mail: r. k. dhir@dundee.ac.uk

internet: <http://www.dundee.ac.uk/civileng/ctucongress/WEL-COME.HTM>

**8th INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON CONCRETE ROADS**

8. mezinárodní symposium

**Doba a místo konání:**

13. až 16. září 1998, Lisabon, Portugalsko

**Pořadatel:**

ATIC – Technical Cement Industry Association, Lisbon  
CEMBUREAU – The European Cement Association, Brussels

**Tematika:**

Quality assurances and specifications; Progress in concrete road materials and construction processes; Pavement performance and evaluation; Maintenance and rehabilitation; Safety and environment; Urban and low traffic roads and industrial pavements.

**Účastnický poplatek:**

V pozvánce není uveden

**Adresa sekretariátu:**

ATIC – Associação Técnica da Indústria de Cimento, Av. 5 de Outubro, n° 54-2° D, P-1050 Lisboa, Portugal

☎ +351-1-354 7538, fax: +351-1-352 509

**BETONÁŘSKÉ DNY '98**

Konference

**Doba a místo konání:**

3. až 4. prosince 1998, Pardubice, ČR

**Pořadatel:**

ČBZ – Česká společnost pro beton a zdivo – OP ČSSI Pardubice

**Tematika:**

- ◆ Závady a poruchy i v důsledku povodní
- ◆ Lehké betony
- ◆ Technologie a navrhování betonových a zděných konstrukcí
- ◆ Významné realizace betonových konstrukcí

**Účastnický poplatek:**

V pozvánce není uveden

**Adresa sekretariátu:**

ČBZ – sekretariát OP ČSSI Pardubice, Masarykovo náměstí 1544, CZ – 532 29, Pardubice, ČR

☎ +420-40-671 0233 a 511 158, fax: +420-40-512 076

**STRUCTURAL CONCRETE – THE BRIDGE BETWEEN PEOPLE**

fib symposium 1999

**Doba a místo konání:**

13. až 15. října 1999, Praha, ČR

**Pořadatel:**

FIP Czech National Group

**Tematika:**

- ◆ Concrete Structures – development of modern concrete structures combining safety, structural efficiency, aesthetics and economy
- ◆ Practical Design – the application of FIP Recommendation in the design of concrete structures and detail; experience with the practical use of the recently introduced standards
- ◆ Innovations in Technology – including prestressing innovations

**Účastnický poplatek:**

V pozvánce není uveden

**Adresa sekretariátu:**

VLACON Agency, Za Vokovickou vozovnou 19, CZ – 161 00 Praha 6, Česká republika

☎ +420-2-2061 2337, +420-2-2061 2338,

fax: +420-2-2061 2095

internet: <http://www.informnet.cz/fib99>



Miloš Homolka, Milada Mazurová

*Development of the Bridge at the South End of the Strahov Traffic Tunnel in Prague*

bridge; ramp; prestressed concrete; reinforced concrete; Strahov tunnel; strength of concrete; casting of concrete; surface treatment

Jan L. Víték

*Competition for the Eminent Concrete Structure Completed in 1995–96*

award; bridge; building; cast in situ; competition; composite bridge; concrete structure; design team; precast elements; prestressed concrete

Petr Fajman, Jiří Šejnoha

*Select Stability Cases of Straight Members – Masonry Chimney in Dobřany Hospital*

chimney; buckling length; subsoil

Pavel Čížek

*Construction of Prefabricated (Panel) Housing Estates – Yes or No*

housing development; industrialized housing; precast panel technology; building envelope; variability

Jiří Stráský

*Cast-in-Place Cantilever Segmental Bridges of the First Freeway in Taiwan*

concrete bridge; cantilever bridge; segmental construction; seismic loading; box girder; prestressing tendons; pier diaphragm; frame connection; plastic hinge; shear key; strut and tie model

## Pokyny pro autory

Časopis *BETON A ZDIVO* je zaměřen na poskytování informací o současném vývoji v oboru betonových a zděných konstrukcí, o jejich uplatnění ve výstavbě pozemních a inženýrských staveb a o ekonomických aspektech realizace objektů z betonu nebo zdiva.

Príspevky publikované v časopise musí být srozumitelné a užitečné pro práci inženýrů a stavitelů a zároveň přínosné z hlediska rozvoje oboru.

Príspevky se odborně posuzují lektory podle kritérií stanovených redakční radou, a to jak po stránce obsahové, tak i po stránce formální úpravy. Prosíme proto všechny autory, aby důsledně dodržovali pokyny stanovené redakční radou. Podrobnější pokyny lze obdržet na vyžádání od redakce časopisu.

### Úprava rukopisu

Príspevek musí být předán ve dvou výtiscích a v digitální formě na disketě 3,5". Text může být napsán v některém z následujících textových editorů: MS WORD 6.0, T 602, WORDPERFECT. Grafické obrázky pokud možno předávejte zpracované v digitální formě v programech COREL DRAW, ADOBE, ILLUSTRATOR, AMI PRO nebo jako postskriptový soubor. Na disketě je třeba uvést druh procesoru, font, název článku a jméno autora. Text musí být vytištěn s řádkováním 1,5 nebo 2. Při psaní textu nepoužívejte zarovnávání řádků a dělení slov. Umístění obrázků vyznačte vynecháním pěti řádek s uvedením jejich označení.

### Anotace a klíčová slova – angličtina

Výstižnou anotaci v rozsahu 50–100 slov a klíčová slova (6–10) dodejte v češtině i angličtině (v angličtině dodejte také název příspěvku a překlad legendy obrázků a tabulek).

### Text

Název příspěvku volte co nejkratší a nejvýstižnější. Nadpisy a podnadpisy kapitol číslujte pouze v nezbytně nutných případech. Nejlépe vyhovuje délka textu 8 – 12 listů A4 s řádkováním 1,5 b, s velikostí fontu 12 pt.

Pravopis se řídí podle Pravidel českého pravopisu z roku 1993 bez dodatků. Jména citovaných osob se uvádějí celým jménem. Důsledně používejte jednotky SI, délky uvádějte v metrech nebo milimetrech. Zásadně používejte desetinnou čárku (nikoliv desetinnou tečku).

### Obrázky, grafy, fotografie

Obrázky a grafy musí být jednoduché a srozumitelné. Omezte počet čar na nezbytně nutnou míru. Šrafování ploch omezte nebo volte druh s ohledem na zmenšení, eventuálně dodejte graf v barvě. Popis musí odpovídat předpokládanému zmenšení. Pro popis použijte nepatkový kolmý font. Fotografie je možné dodat buď na kontrastních pozitivních na lesklém papíře nebo na diapozitivních. Obrázky dodejte ve dvou verzích s popisem a bez popisu. Vysvětlující popis uvádějte v legendě pod obrázky.

### Tabulky

Název tabulky musí vystihovat její obsah. Vnitřní dělení tabulek omezte na nutné minimum linek. Numerické hodnoty uvádějte zaokrouhlené na nejnutnější počet platných číslic. Zaokrouhlení a počet desetinných míst musí být u stejné veličiny shodné.

### Literatura

Uvádějte pouze publikace, které jsou běžně dostupné v knihovnách, odvolávky v textu uvádějte v hranatých závorkách v pořadí, jak se v textu vyskytnou. Uvádějte vždy počet stran, eventuálně čísla stran, na které se odvoláváte. Vzor:

[1] Neville P. R. a Cox H.: *Vlastnosti betonu*, John Wiley & Sons, Praha, 1999, 232 s.

[2] Novák J.: *Opěrné zdi z vyztuženého zdiva, Beton a zdivo*, roč. V (1998), č. 2, s. 23–27.

### Údaje o autorech

Na konci příspěvku uveďte pro každého autora plné jméno včetně akademických titulů, adresu, telefonické, popř. faxové spojení, bankovní spojení a rodné číslo.

Redakce



# SBETA 2.0 pro Windows 95/NT™

stanovení únosnosti betonové nebo zděné konstrukce,  
vznik a šíření trhlin, drcení betonu či zdiva, tečení výztuže,  
jednotný přístup k výpočtu vnitřních sil v konstrukci a posouzení průřezu,  
nelineární materiálový model umožňuje využití redistribuce vnitřních sil,  
řešení v souladu s normou EC2

prostý beton

železobeton

vláknobeton

vysokopevnostní beton

předpjatý beton

zdivo

rovinný stav napětí

velké deformace

účinky teploty  
smršťování  
poklesy podpor  
historie zatížení  
rozvoj trhlin  
šířka trhlin  
postup výstavby

Vyhovují Vaše statické programy ještě Vaším dnešním potřebám?  
Nová 32 bitová verze osvědčeného programu na bázi MKP má rozšířenou  
kapacitu, je výrazně rychlejší a pracuje ve známém grafickém prostředí.



**ČERVENKA CONSULTING**  
Předvoje 22, 162 00 Praha 6  
tel/fax 02 3163857, tel. 02 20610018  
e-mail: [cervenka@luko.cz](mailto:cervenka@luko.cz)

software - vývoj a prodej,  
technická podpora, konzultace

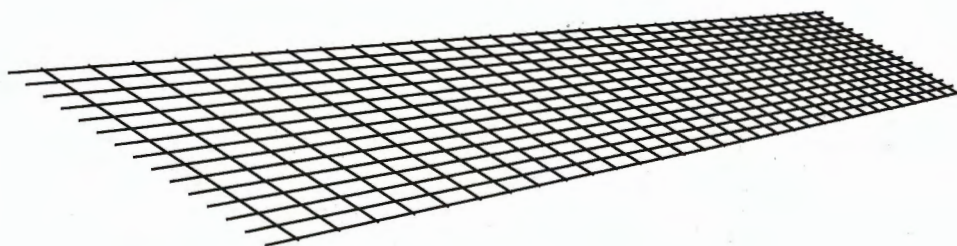


# SVAROVANÉ VÝZTUŽNÉ SÍTĚ - KARI



ŽELEZÁRNY - ANNAHÜTTE spol. s r. o.

CZ - 797 11 PROSTĚJOV, DOLNÍ 100



## Svařované betonářské sítě – ekonomické vyztužování betonu

### Ekonomické výhody výztužných sítí

Základní výhoda svařovaných sítí spočívá v úspoře individuální manuální práce na stavbě.

Tato individuální práce je nahrazena průmyslovou přípravou sítí, jejichž cena roste daleko pomaleji, než náklady na mzdy ve stavební výrobě. Kromě úspor na mzdách jsou zde ještě další úspory, které by měly výrazně ovlivnit podnikatelské rozhodování. Jsou to:

- ◆ menší počet odborného a pomocného personálu
- ◆ menší nároky na zařízení staveniště
- ◆ zkrácení prostojů zvedacích zařízení (jeřábů)
- ◆ zkrácení pronájmů nebo zrychlení obratu zvedacích zařízení
- ◆ zrychlení obratu finančních prostředků vázaných ve výrobě
- ◆ rychlejší uvedení staveb do provozu

### Technické výhody výztužných sítí

- ◆ vyšší pevnost materiálu
- ◆ výhodnější rozložení materiálů ve vyztužovaných průřezech
- ◆ výhodnější rozložení materiálů pro omezení šířky trhlin betonu
- ◆ velmi dobrá soudržnost sítí s betonem vzhledem k profilovanému povrchu a přivařeným příčným prutům
- ◆ krátké kotevní délky
- ◆ vytváření prostorově tuhých a stabilních výztužných košů, které při betonáži vykazují tvarovou stálost

### Uživatelské zpracování svařovaných sítí

Úpravou standardních svařovaných sítí stříháním a ohýbáním pro sloupky, průvlaky apod. se dosáhne maximálního a mnohostranného využití v betonovém stavitelství.

Dobré konstrukční řešení, využívající technických a ekonomických výhod sítí přinese Vaším projektům další zhodnocení.

ŽELEZÁRNY – ANNAHÜTTE spol. s r. o.

CZ – 797 11 Prostějov, Dolní 100

Tel.: 0508/ 312 325 – odbyt

Fax: 0508/ 200 53 – odbyt