

BETON A ZDIVO



ROČNÍK V.

1998/4

3. ROČNÍK MEZINÁRODNÍ VÝSTAVY A SEMINÁŘŮ O BETONOVÉM STAVITELSTVÍ

3rd INTERNATIONAL EXHIBITION AND SEMINARS
OF CONCRETE CONSTRUCTION

CONCON 2000



9. - 11. 2. 2000
Veletržní palác Praha

**JEDINÁ SPECIALIZOVANÁ VÝSTAVA
O BETONOVÉM STAVITELSTVÍ
VE STŘEDNÍ EVROPĚ**



ČBZ



Odborná garance:

Česká společnost pro beton a zdivo & Stavební fakulta ČVUT Praha

Záštita:

Svaz podnikatelů ve stavebnictví ČR

Přihlášky u pořadatele:

STUDIO AXIS, spol. s r. o., Korunní 106, 101 00 Praha 10

Tel./Fax: (02) 7173 2095, Tel.: (02) 6731 2680 l. 49

E-mail: stdaxis@ibm.net

<http://www.abf.cz/page/cbz/concon2000.html>

BETON A ZDIVO 1998/4 ROČNÍK V.

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. Vítek, 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
e-mail: cbz-redakce@pce.czcom.cz

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

Informace o činnosti ČBZ najdete na Internetu
<http://www.abf.cz/page/cbz/>

Informace o časopise BaZ najdete na Internetu
<http://www.abf.cz/page/cbz/magazine/>

Prefabrikace! Prefabrikace?	2
Milík Tichý	
Kulatý stůl č. 1: Statika poškozených objektů	2
Milík Tichý	
Prefabrikace na přelomu tisíciletí	12
Pavel Čížek	
Algoritmus návrhu složení betonu	19
Petr Pytlík	
Soutěž o nejlepší betonovou konstrukci 1996 až 1997 v Slovenské republice	22
Pavel Čížek	
Navrhování železobetonových sloupů zesílených ocelovou bandáží	23
Ladislav Čírték	
Normalizace	26
Vladislav Hrdoušek	
Konference, semináře, kolokvia	28
Keywords, BaZ 1998/4	32
Pokyny pro autory časopisu BaZ	32
Aktuality a antikvity: Před dvaceti lety	18

Fotografie na obálce:

Věž Weena: administrativní a obytná budova v Rotterdamu
s hybridní konstrukcí / *The Weena Tower: an office and
apartment building in Rotterdam with the hybrid structures.*

Autor snímku: Ing. Pavel Čížek

Prefabrikace! Prefabrikace?

Tentokrát máme v časopise několik zajímavých článků o prefabrikaci v betonovém stavitelství; dává to příležitost se trochu zamyslet. Všeobecně se dobře ví, co betonářská prefabrikace pro stavební průmysl znamená, a také se ví, že má své klady i zápory. Dokonce dosti dobře ty klady a zápory známe, a nemusím je snad rozebírat. Klady nepochybně převládají, jinak by se už všude s prefabrikací dávno skončilo; jenomže vztah mezi oběma protipóly se mění, a to nejen v čase, ale též v závislosti na ekonomickém a kupodivu i politickém prostoru, ve kterém se prefabrikuje.

Zkusme se podívat na prefabrikaci trochu jinak, a pokusme se ten pojem přesunout do dosti vzdálené polohy: do lidského myšlení. (Já osobně se domnívám, že i zvířata přemýšlejí, a proto lidskost úmyslně zdůrazňuji.) Kterákoliv naše myšlenka je buď původním solitérem, který jsme stvořili, anebo prefabrikátem, který jsme buď koupili či dostali darem anebo nám byl nějak vnucen či potutelně podstrčen, aniž bychom si toho byli vůbec vědomi.

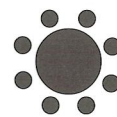
Že je myšlení ovládáno politickým prostředím, není třeba zdůrazňovat; je to obecně známá věc a politici toho někdy dovedou mistrně využít a zneužít. Ale každý si musíme uvědomit, jaké zápory má prefabrikace myšlenek a jak právě tahle prefabrikace je zhoubná pro zrod myšlenkových solitérů. Je tomu přesně tak jako v našem řemesle: politické vnucování stavební prefabrikace, byť se motivovalo ekonomicky sebechytřejší, sice mnoho věcí usnadnilo, ale současně nás zavedlo k propastné schematizaci, k hlubokému pádu jakosti a v mnoha případech k rozdrobení schopnosti inženýrsky myslet. Stále se z toho nemůžeme vzpamatovat. Analogie tu není náhodná – má svoje filozofické kořeny.

Rozvíjíme prefabrikaci – betonovou i myšlenkovou – je bezpochybně užitečná. Hledejme ale elegantní konstrukce a hledejme také elegantní myšlenky. Sřezme se prefabrikačních oblud – paneláků ve stavitelství i paneláků v mozcích. Některí tam máme zabetonovaná obrovská sídliště...

Milík Tichý

Statika poškozených objektů

Design and Assessment of Deteriorated Structures



Kulatý stůl – statika a statici – výpočet – dimenzování – poškozené objekty – poruchy stavebních konstrukcí – havárie – průběh poruchy – rekonstrukce historických budov – stavebně-technický průzkum – zahraniční projekty – zatěžovací zkoušky – historie objektu – odpovědnost projektanta – pojištění

A Round Table session of experts – structural mechanics, structural engineers – structural analysis and design – deteriorated construction facilities – structural failures – rehabilitation of heritage buildings – inspection of existing structures – imported design documents – loading tests – history of a building – designer's liability – insurance



Obr. 1 – T. Vaněk: Havárie části montovaného skeletu MS 71. V průběhu montáže nebyla zajištěna stabilita, přičemž soustava je velice citlivá na nesouměrné zatížení. Objekt byl rozbourán a postaven znovu, převážně z nových prvků / Collapse of an assembled system caused by asymmetrical loading

Rekonstrukce různých objektů pozemního i inženýrského stavitelství jsou denním chlebem mnoha našich inženýrů a stavitelů. Otázky výpočtu a dimenzování nosných konstrukcí takových objektů jsou někdy dosti náročné. Na konferencích není obvykle mnoho času k přesnému přemýšlení a na podrobnější diskuzi třeba ani nedojde. Abychom nějak přispěli v této věci, pozvali jsme k jakémusi „kulatému stolu“ některé naše odborníky (Jiřího Bradáče, Helenu Hofreiterovou, Josefa Kneře, Petra Štěpánka, Vladimíra Urbana, Jaroslava Váchu, Tomáše Vaňka a Jaromíra Vrbu), o nichž víme, že mají s rekonstrukcemi mnoho zkušeností a dovedou je sdělit, a požádali Milíka Tichého, aby se ujal úlohy hostitele. Výběr byl přitom spíše náhodný, nesnažili jsme se dávat komukoliv přednost. Vyzýváme čtenáře, aby do diskuze zasáhli svým příspěvkem, poznatkem anebo alespoň dotazem.

Statika, statici a staticky a také normy

Tichý: Budeme-li hovořit o staticce poškozených objektů, musíme si takový pojem nějak vymezit. Já například mám na mysli posuzování stávajících konstrukcí, projektování vestaveb, nástaveb, úprav apod. a s tím spojené vyšetřování silových a převárných účinků zatížení a dimenzování konstrukcí, popřípadě jejich prvků a průřezů. Do pojmu „statika“ se obvykle zahrnuje kvůli jednoduššímu vyjadřování (anebo z pohodlnosti) také eventuelní dynamický výpočet. Za „statiku“ budeme potom považovat toho, kdo se takovou statikou zabývá, ať už je zařazen mezi stavebními inženýry a staviteli kdekoli – jako projektant, posuzovatel, znalec, technický dozor nebo jako jiná fyzická oso-

ba, která se má kvalifikovaně vyjádřit k pochybám o *nosné způsobilosti konstrukcí*, o další *použitelnosti objektu* anebo o jeho *úpravách*. Neodborníci často říkají, že ten nebo onen objekt má narušenou statiku. Já toto vyjadřování řadím mezi hantýrku, a vždy mluvím o spolehlivosti.

U kulatého stolu bychom měli ukázat alespoň některé skutečnosti, ke kterým se musí ve staticce poškozených objektů přihlížet. Chceme se zaměřit na chyby, kterých se statici velice často dopouštějí vědomě (z nezodpovědnosti) nebo nevědomě (z neznalosti a nedostatku zkušenosti), jestliže hodnotí poškozený stavební objekt anebo jestliže navrhuji opatření pro jeho sanaci. Okolnosti, které se při tom uplatňují, jsou velmi rozmanité a nezávisejí pouze na konstrukčním chování systému „konstrukce–zatížení–prostředí“. A tak také chyby, které děláme, mají různý význam a dosah.

Vácha: Statiky musíme trochu rozlišovat. Především máme *statika–zpracovatele návrhů projektů*, který se při své práci opírá o soustavu legislativních pomůcek sloužících jako standardy pro navrhování konstrukcí. Těmto statistikům starší generaci dobře známý ocelář generál v. v. Sekla (*Prof. Ing. Dr. Josef Sekla*, 1887 – 1960) adresoval poznámku „Je štěstí konstrukce, že neví, co s ní statistik všechno zamýšlí“.

Tichý: Ale taky se říká: „Je štěstím inženýra, že konstrukce nic netuší o jeho statickém výpočtu...“

Vácha: Odlišné je postavení *statika–navrhovatele rekonstrukce*, který musí vycházet z analýz negativních jevů, jejichž součástí musí být celá soustava diagnostických zjištění. Úspěch takového statika spočívá potom ve *skloubení získaných poznatků o příčinách poruch a o chování stávajících konstrukcí s návrhem rekonstrukce*. Jako pomocnou „berličku“ a úvod do celé problematiky má zpracovatel k dispozici známou „osmatčítku“. Jenom začátečník při zpracování návrhu rekonstrukce postupuje jako při návrhu nové konstrukce.

Bradáč: Skutečně jsme na tom v posledních letech díky ČSN 73 0038 lépe. Kdo se striktně drží požadavků této normy, vyhne se většině problémů a také ve složitějších případech mu zpravidla nebude možné nic závažného vytknout. Kromě zajištění všech průzkumů se vyplatí usilovně pátrat po původní dokumentaci i po dokumentaci pozdějších přestaveb, kterou alespoň u rozhodujících prvků porovnáme se skutečným provedením stavby. ČSN 73 0038 také předepisuje způsob statického posuzování a cenné údaje o starších nosných stavebách.

Tichý: Stálo by možná za úvahu znovu se teď po letech na tu osmatčítku podívat a některé zkušenosti do ní zamonťovat. Svým způsobem je to norma dosti zvláštní: nic se tam vlastně nenařizuje, ale uvádí se vše podstatné – proto je asi oblíbená.

Vaněk: V zahraničí je u větších projektů – nových i rekonstruovaných objektů – běžná praxe, kdy si investor dá posoudit projekt nezávislým odborným pracovníkem, který na sebe samozřejmě bere značné riziko...

Tichý: Za které dostane přiměřeně zaplacení...

Vaněk: U nás je tomu tak jen výjimečně (o tom placení nemluvě), a za projekt odpovídá investorovi jen projektant. Zdánlivě se za posudek ušetří malá částka, ale může se ztratit mnohem víc. Mohl bych to doložit spoustou příkladů. Autorizovaní inženýři a technici nejsou zatím vždy zárukou dobré kvality projektů a jejich realizace.

Poškození

Tichý: Musíme si také ujasnit, co vlastně je „poškozený objekt“. Záměrně používám pojem „objekt“, neboť ve zcela převážné většině případů máme co dělat s hotovým nebo polohotovým stavebním dílem, a jen vzácně se zabýváme statistikou vypreparované, ryzí nosné konstrukce. Slovem „poškození“ můžeme označovat jakýkoliv jev poznatelný zrakem nebo jinak, který *znepokojuje osoby přicházející s objektem do styku*, anebo

o němž se domníváme, že takový nepříznivý vliv může na své okolí někdy v budoucnosti vyvozovat. Za poškození například považujeme:

- ♦ nadměrný svislý průhyb vazníku průmyslové haly,
- ♦ nadměrnou šířku trhliny ve stropní desce nebo ve stěně,
- ♦ nadměrné kmitání stropu,
- ♦ nedokonalou funkci oken, dveří a jiných technických zařízení objektu,
- ♦ trhliny v komínovém zdivu,
- ♦ pevnost betonu nižší, než se předpokládala při dimenzování konstrukce,
- ♦ průsaky vody do objektu,
- ♦ zkorodované ocelové spojovací prvky.

Takových situací by se ovšem daly vyjmenovat desítky. Všimněme si, že některé z těch, co jsem vyjmenoval, jsou *relativní*: nadměrnost a nedokonalost mohou mít různý význam. Například průhyb je jen zřídka nadměrný pro každého (pokud se na tom všichni shodnou, je to už moc vážné). Totéž platí o pojmu „nedokonalost“. Jiné příklady však mají *absolutní povahu*: trhliny v komínovém zdivu buď jsou nebo nejsou; jsou-li, je s nimi spojeno nebezpečí požáru nebo otravy osob plynými produkty hoření. Anebo: do objektu buď teče nebo neteče, a nemusí být rozhodující, zda teče málo nebo hodně.

Bradáč: Poznáme nadměrný průhyb, výskyt trhliny nebo její přílišnou šířku; vidíme i průsaky a vnímáme například nadměrné kmitání nebo nedokonalou funkci výplní otvorů kvůli přetvoření nosných prvků. Pečlivý uživatel objektu se v takových případech postará o odborný průzkum s určením *příčin závady* a o jejich odstranění včetně nepřípustných následků. Daleko nebezpečnější jsou však *neviditelná poškození*, například narušená mikrostruktura přetížených tlacených prvků, snížená stabilita, pokročilá koroze výztuže, zhoršené vlastnosti betonu pod vrstvou omítky nebo obkladu.

Vzpomeňme například *tragický případ zřícení objektu M2 v Mesitu v Uherském Hradišti v létě 1985* s osmnácti oběti na životech. Příčinou zřícení monolitického železobetonového skeletu s typickými žlínkými sloupy z ovinutého betonu byla



Obr. 2 – J. Knež: Dobře čitelné rozpěrné účinky dřevěného krovu a dodatečně přidané táhlo. / Thrust effects produced by a timber roof structure



Obr. 3 – J. Vrba: Dilatační spára mezi dvěma objekty řadové zástavby v okrajové čisti Olomouce. Jde o místo zasažené povodní v roce 1997. Majitel parcely vlevo trvá na zbourání celé zdi jeho objektu a majitel vpravo naopak chce nemovitost opravit. Celé je to nesmysl, neboť i na fotografiích je patrné, že pod zdí není izolace proti zemní vlhkosti. Sotva se najde někdo, kdo dokáže zeď objektu vlevo bezkonfliktně odbourat / *A nonexistent expansion joint between two buildings damaged by floods in 1997. One of the owners intends to dismantle „his“ wall.*

„plíživá rekrytalizace“ betonu vyrobeného z hlinitanového cementu, při které poklesla pevnost betonu v tlaku na neuvěřitelných 9 až 13 % projektované pevnosti. Vyšetřovatele pak bylo obtížné přesvědčit o tom, že takto „těžce nemocná“ konstrukce předem neavizovala nějakým způsobem svůj stav, když se degradace pevnosti při demoličních pracích zřetelně prozradila načervenalou barvou betonu. Jenomže *konstrukce byla skrytá pod omítkou a olejovými nátěry.*

Tichý: Možná že bychom se měli zabývat teorií *spolehlivosti statických průzkumů*. Někde se tomu už věnovali, ale nevím, jak to dopadlo. Asi to bylo bezvysledné. Spolehlivost průzkumu u starých objektů je malá, často bychom museli celou chalupu rozebrat až k základové spáře...

Urban: Myslím si totéž.

Bradáč: Ovšem. Například poznatelné známky poškození nevykazovala ani zřícená dvorní část objektu na náměstí Svobody v Brně, která si vyžádala vloni na podzim život pěti nešťastníků a řadu dalších těžkých zranění. Opět došlo k tlakovému selhání, tentokrát u zděných pilířů obvodové stěny. Přestože byl proveden a předán stavební průzkum objektu včetně určené pevnosti zdiva, byla avizována jen potřebná sanace vlhkého zdiva v suterénu. Toto zdivo nakonec přežilo zřícení tří nadzemních podlaží. Co ale průzkum nedokázal odhalit, bylo přetížení zděných pilířů mezi pavlačovými dveřními otvory. Teprve při důkladném pátrání po příčinách havárie se našly přes 60 let staré doklady o vybourání dvou mezilehlých zděných pilířů, které se provedlo bez statického posouzení...

Urban: Někdy se „prozkoumává“ to, co je evidentní a naopak. Člověk má někdy pochybnosti o smyslu a významu statických průzkumů...

Bradáč: Tak jsem to nemyslel. Chci upozornit na záludnost některých nesnadno poznatelných slabin konstrukce. Již v minulosti mě zarážela lehkomyšlnost mnoha kolegů, kteří se nechali přimět k projektování bez průzkumu na základě neodborného rozhodnutí někoho nadřízeného nebo ve falešné snaze „pomoci užitečné věci“. Prohřešků typu nedostatečného nebo chybějícího inženýrsko-geologického průzkumu bylo dost i v minulosti. Dnes se ale rozrůstá i množství zanedbaných průzkumů nadzákladových nosných konstrukcí, a to při jinak žádoucích přestavbách stávajících objektů často i značné historické ceny.

Kněž: Nevím, kam v těchto úvahách o poškození zařadit případy, kdy objekt nebo jeho konstrukce byly *poškozeny ještě dříve, než se vůbec realizovaly*, a kdy statik je náhle postaven před hotovou věc, do níž nemohl zasáhnout.

Tichý: Asi by se mohlo říkat, že jde o konstrukce „předpokrožené“... Měl by se vlastně v takovém případě dělat „průzkum projektu“. Znam jeden rodinný domek nedaleko Prahy, který byl zničen, ještě než byl postaven... Ale vrátíme se k tomu.

Předpoklady o funkci nosné konstrukce

Tichý: Kvalifikovaný statik ví velice dobře, že *konstrukce, kterou navrhuje, se nebude nikdy chovat tak, jak to předpokládal ve statickém výpočtu*; to ostatně tuší i statik, který má méně zkušeností. Až na zcela ojedinělé případy nebude prostý nosník nikdy prostým nosníkem, dokonale vetknutí se nikdy neuskuteční a základová půda bude sedat podle svého, bez ohledu na statické předpoklady. To co platí pro konstrukce „čerstvě navrhované“, platí s větší intenzitou pro konstrukce poškozené, které mají být posouzeny a jejichž nosných vlastností se má využít při přenášení účinků, s nimiž se třeba nikdy nepočítalo. S takovými případy se dnes setkáváme denně, neboť objem rekonstrukčních prací v našem stavebnictví by mohl asi být kandidátem na zápis do Guinnessovy knihy rekordů.

Urban: Myslím, že ve městech dnes takovým účinkům vzdorují snad konstrukce všechny. Jde zejména o *dynamické účinky vozidel*, které si někdejší stavitelé neuměli představit ani v nejbujnější fantazii. Navíc třeba původní vápenná malta nemá dnes téměř žádnou pevnost. Je to spíše písek, který ve zdivu drží jen třením, popř. ho tam drží jen udržované omítky. Co s tím má statik dělat? Prokázat výpočtem, že konstrukce nevyhoví na 1. skupinu mezních stavů není kumšt, přitom konstrukce není zase tak porušena a zbourat ji nebo zesilovat by byl nesmysl.

Vrba: Při rekonstrukci starších zděných objektů v centrech měst bývá obtížným úkolem *odhad správného toku zatížení až do základové půdy*. Tyto objekty jsou zpravidla v cyklu maximálně dvacetilet v přízemí, ale i ve vyšších podlažích, představovány zejména z komerčních důvodů. Bourají se nové otvory, naopak se zazdívají otvory staré, podezdívají se klenby pěkně pod vrcholem a podobně. Ani zkušený statik to mnohdy nezjistí dříve, než jsou při rekonstrukci odstraněny omítky. Teprve tehdy si lze alespoň do určité míry upřesnit předpoklad o tocích zatížení ve stěnových konstrukcích. Stavebně technické průzkumy mohou tuto záležitost objevit pouze zcela nahodile. Proto je velmi důležité, aby u rekonstrukcí starých zděných domů byl ve zvýšené míře vykonáván *autorský dozor projektanta-statika*.

Bradáč: Podle mých zkušeností rozdíly mezi předpokládaným a skutečným chováním konstrukce ke katastrofám obvykle nevedou. Spolehlivostní rezerva obsažená v dřívějších i současných normách pro navrhování takové rozdíly spolu

se schopností redistribuce vnitřních sil u betonu nebo zdiva pokrývá. Připomínám význam *jednoduchých kontrol podmínek silové a momentové rovnováhy*. Na rozdíly mezi původními a novými účinky zatížení pamatuje zase ČSN 73 0038.

Tichý: Bohužel se však stále setkáváme s případy, kdy statici svoje i cizí zkušenosti, popřípadě obavy nerespektují a při posuzování poškozené konstrukce *postupují tak, jako by šlo o konstrukci zcela novou*. Patrně nejčastější chybou je předpoklad, že se poškozená konstrukce chová staticky i dynamicky stejně jako konstrukce nová. Statik přistupuje ke konstrukci, ve které jsou hrozivé trhliny, a přitom ji bez uzardění posuzuje jako konstrukci z homogenního materiálu. Nepřihlédne ke změně tuhosti, nepřihlédne ke změněním okrajovým podmínkám, nevíme si skutečných zatížení, která na konstrukci působí. Idealizuje si výpočetní model tak, jako by šlo o konstrukci panenskou. Ono je to tak jednodušší.

Urban: Statikovi často ani nic jiného nezbývá. K výstižnému průzkumu nejsou prostředky, často ani možnosti (např. je-li objekt v provozu). Navíc se třeba poruchy ani nedají odhalit, protože vnitřní i vnější povrchy konstrukce jsou často, bohužel jen povrchně, opraveny. Podrobný výpočet je časově i finančně náročný a statik nebude pracovat zadarmo. Podle mého názoru je velmi obtížné vystihnout chování konstrukce porušené trhlinami. Znáám případ, kdy se nosná cihelná zeď zřetelně porušená starými dislokačními trhlinami chová jako celek, zatímco jiná téměř celistvá stěna se při jednostranném poklesu základové půdy málem vysype do výkopové jámy. Dodatečně lze nakonec zjistit proč, ale předem? Statik bohužel nemá možnost ani čas se podrobně (ani dodatečně) problémem zabývat. To je snad úloha pro dobře situované penzisty, pro dobře placené profesory vysokých škol nebo pro doktorandy, kteří užijí sebe a rodinu ze svého stipendia. Ale já nikoho takového, bohužel, neznám.

Hofreiterová: V přítomnosti spolustolovníků zvůčných jmen je mi poněkud těsno. Moje práce je práce statika v okresním městě, kde se setkávám pouze s bytovými a menšími občanskými stavbami. Žádná z těchto staveb nebyla velmi porušená. Obvykle stačilo stáhnout budovu táhly z měkké oceli při současném napravení příčin narušení.

Urban: Paní kolegyně, vaše skromnost není přece na místě. Problémy jsou stejné bez ohledu na velikost objektu. Řešíte je zrovna tak zodpovědně, jako se o to snažíme my... Promiňte, že jsem vás přerušil.

Hofreiterová: Při práci se staršími budovami jsem navrhovala pouze jejich rekonstrukce. Jde vždy o menší, maximálně třípatrové objekty. Hlavním přáním majitele je obvykle „rozvolnit“ *půdorys ve sklepech a v přízemí a současně nastavit patro anebo vestavět podkroví a také změnit obytné místnosti na kancelářské*. Nejprve prostuduji dostupnou dokumentaci nebo zaměření a vždy požaduji alespoň částečný stavební průzkum. Bez stavebního průzkumu se do projektových prací nepouštím. Ověřím si prohlídkou na místě pravdivost podkladů, zejména komínové průduchy a na oklepaných zdech stav zdíva a pozdější úpravy otvorů ve zdech. Dám provést geologický průzkum. Tím se předejde pozdějšímu rozčarování. Zatížení přenáším do spolehlivých opor a jsem opatrná při posuzování napětí v otlacení a v účincích nového soustředěného namáhání v základové spáře. *Doposud se mi vždy podařilo dobře spolupracovat s prováděcími firmami*, občasné docházet na stavbu a telefonicky se dotazovat na postup prací.

Kneř: Speciálním problémem bývá někdy *krov*. Často se setkáváme s tím, že si projektant není vědom jeho vodorovných rozpěrných účinků. U vaznicového krovu volí jednoduchý výpočetní model...

Tichý: ... který ho naučili ve škole...

Kneř: ...a vůbec neví, že při průhybu vaznice dochází ke zcela jinému působení soustavy, než předpokládal, totiž, že jednotlivé dvojice kroků působí uprostřed délky vaznice spíše



Obr. 4 – T. Vaněk: Neobvyklé pootočení styčnicku v místě uložení / *A rather unusual rotation of a frame joint*

jako trojkloubový oblouk nebo hambalkový krov a vyvozují značnou vodorovnou sílu. Setkal jsem se však i s případem, že stavební projektant bez spolupráce se statikem navrhl praktický hambalkový, bezvaznicový krov. Má tu výhodu, že dává volnou dispozici podkrovního prostoru, takže je tento systém často navrhován a svádí ke kopírování bez statického výpočtu. Systém pochopitelně zrádně selže, pokud se zvolí půdní nadezdívka a na zajištění vodorovných účinků krovu na pozednice se nepamatuje. U domku, který byl proveden systémem Velox, jsem tak měl příležitost shlédnout velmi zřetelně čitelné přetvoření půdní nadezdívky.

Vrba: S předpoklady o působení konstrukce je často svízal. Při zesilování stropních deskových konstrukcí se výpočet obvykle provádí podle ČSN 73 1201. To ale předpokládá, že výztuž procházející starou i novou betonovou vrstvou, tedy spřahovací výztuž, je na obou stranách spolehlivě zakotvena. V řadě případů, a dokonce i v učebnicích, např. v učebnici profesora Vaňka z roku 1989, jsou ale vykresleny pouze krátké trny, které podmínky kotvení nesplňují. Jak se tu má postupovat? Jsou k dispozici nějaké korekční součinitele výpočtu nebo nějaké zkoušky únosnosti spřahení?

Vaněk: Spřahovací výztuž není namáhána na tah, ale převážně na smyk. Beton v okolí trnu je namáhán soustředěným tlakem. Kotevní délka při tomto způsobu namáhání je podstatně nižší. Trny se nejčastěji zalévají epoxidovou pryskyřicí, kterou se dosahuje lepší soudržnosti se starým betonem než jen cementovou maltou. Únosnost trnů různých tvarů jsem



Obr. 5 – T. Vaněk: Památkově chráněný (!) objekt s mnohaletou nulovou údržbou jako doklad poznatku, že největším nepřítelem staveb je voda a člověk. Objekt však zbourán nebyl, sanace stála nemalé prostředky / *A heritage building damaged by lack of maintenance and by water; the building has not been demolished, though its rehabilitation was very expensive*

v minulosti ověřoval četnými zkouškami. Připomínám, že se na spojení starého a nového betonu podílí i zdrsňený povrch starého betonu.

Vrba: Díky. Ještě bych se ale rád na okamžik zastavil u *dilatací*, nebo spíš u ne-dilatací. Předpoklady o oddilatování objektů, navržené v původních projektových řešeních, nebývají mnohdy realizovány. Při loňských červencových povodních jsem se po vypsaných demoličních výměrech na mnoha případech přesvědčil o velké lajdáckosti provádění dilatací. Často-krát jsou zalaty betonem, provázány zdivem apod. Při rekonstrukčních pracích je to zejména patrné, nikdo si nedá práci s úpravou dilatační spáry mezi stěnami, klidně se spára zalije a pak se všichni po dozbednutí nebo dotvarování zdiva či betonu díví, že vznikly nějaké trhliny.

Tichý: A teď si dělejte nějaké předpoklady pro výpočet... Podívejme se na další téma:

Zatím to nespadlo

Tichý: Oblíbeným výrokem mnoha statiků a bohužel často i zalců nebo jiných expertů, kteří byli k poškozenému objektu zavoláni, je prohlášení: „Vždyť to ještě nespadlo...“ a *bagatelizace situace* s tím, že se vlastně žádná opatření k nápravě poškození anebo k zabezpečení objektu dělat nemusejí. Je to jeden z hříchů minulých desetiletí, které v nás takové postoje dokázaly hravě vypěstovat.

Hofreiterová: S těmito slovy jsem se doposud nesetkala. Rovněž jsem se nesetkala s požadavkem zatěžovací zkoušky. Poslední je asi způsobeno tím, že rekonstruované stavby nebyly velké a náklady na zkoušku vzhledem k celkovým nákladům by byly neúměrné.

Tichý: Šťastná to žena...!

Štěpánek: Bohužel bagatelizující výroky typu „ještě to nespadlo“, nebo „už jsem viděl konstrukci s horšími poruchami a ještě stojí“ lze slyšet i od vlastníků a správců narušených objektů. V některých případech slouží tyto výroky jako nástroj nátlaku na odborníka, který má za úkol konstrukci posoudit a navrhnout, co s ní provést dále. Přitom v pozadí těchto výroků je většinou *snaha minimalizovat finanční prostředky vložené do údržby a sanace objektu*. Jde vlastně o to, aby se s konstrukcí neprovádělo nic (ale aby to přitom potvrdil kompetentní odborník), nebo realizovat jen ekonomicky nenáročné zásahy.

Vácha: Já zase těžce snáším novinářský termín „objekt má narušenou statiku“, zvláště je-li použit v době, kdy se na budově provedly zednické práce a vystrojení budovy v hodnotě 13 mil. Kč...

Urban: Problém bagatelizace stavu konstrukce vidím v tom, že tak v 99 % případů ten úvodní výrok skutečně sedí. Restituenti ani jiní současní vlastníci obvykle nemají prostředky, aby odstranili příčiny poruch. Aby dům aspoň trochu vylepšili a mohli ho výhodně pronajmout, opraví jen omítky, provedou úklid, hádají se s památkáři o půdní vestavbu, popř. o využití sklepů apod. Navíc si památkáři diktují, kterou zeď zachovat a kterou ne, ale majitelům nikdo na splnění takových požadavků nepřispěje. A tak nezbyvá než spoléhat, že jejich sice poškozený dům nespadne jako nepadají stejně poškozené a stejně zanedbané domy po celé republice. A to navzdory našim výpočtům, navzdory výsledkům stavebně-technických průzkumů. Pokud se vůbec dělají. Je totiž zřejmé, že v našich výpočtech jsou rezervy, a to zejména v odhadu fyzikálně-mechanických vlastností materiálů a v odhadu statických schémat působení. Náznorným příkladem jsou staré klenby a zdi, na nichž jsou uloženy. Stačí zvolit jiné statické schéma, a volná štítová zeď vyhoví (v souladu se skutečností). Jde vlastně o *míru představitivosti a odvahy statika*. Znáám ale případ, že se konstrukce prohlásila za téměř v havarijním stavu jen proto, aby se získala lukrativní zakázka. To je neobvykle výhodné. Statik klidně spí a navíc na tom i vydělá. A pokud se rekonstrukce neprovede

a dům klidně slouží bezporuchově dál, jsou nakonec stejně všichni spokojeni...

V jiném případě se suterénní zeď z opuky o tloušťce 750 mm prohlásila za neúnosnou, při pracích na zesílení se příklepovými vrtačkami rozbila, že se nakonec do havarijního stavu opravdu dostala a její zesílení se stalo nutností. Krásný příklad „rekonstrukce následkem rekonstrukce“.

Štěpánek: Problémem kvalitní realizace sanace konstrukce je i *nemístné šetření*. Projevuje se zejména v případech, kdy stoupají náklady a začne se šetřit „zrušením“ nebo omezením autorského dozoru. Dodavatel prací tak ztrácí kontakt s projektantem, a při provádění potom mohou vzniknout „montážní stavy“, které stávající nebo částečně zesílená konstrukce není schopna bez porušení přenést.

Urban: Základní problém vidím jednak v absenci profesionálního přístupu, jednak v nedostatku peněz. Dokonale opravit myslím umíme (stejně jako spočítat) všechno, ale také za odpovídající cenu. A statik by měl umět nabídnout řešení v rámci prostředků, které jsou k dispozici, aniž by riskoval havárii nebo lidské životy. Toho by si měli být vědomi i investoři.

Štěpánek: Ano, profesionální etika je v těchto případech důležitým faktorem. Úlohou statika a jiných expertů posuzujících konstrukci je poskytnout *službu zákazníkovi*, tedy majiteli nebo správci objektu. Cílem by měla být objektivní informace o stavu konstrukce a fundovaný návrh opatření, co lze s objektem provést; nejlépe ve variantách a v takové úrovni, která umožní technické a ekonomické zhodnocení jednotlivých variant. V tomto případě je důležitá *nestrannost i ekonomická nezávislost statika*, neboť některé verdikty mohou být v rozporu s jeho zájmy. I velmi narušený objekt lze sanovat, a obvykle je expert zpracovávající posouzení konstrukce pověřen i zpracováním sanačních projektů. Vzniká však otázka efektivnosti a účelnosti využití prostředků vložených do sanace.

Tichý: Mnoho lidí se nám plete do řemesla. Zejména těch, co si na své řemeslo sáhnout nedají...

Vácha: To je pravda. Strašně rád vidím, když „památkový dohled“, vzděláním akademický malíř a restaurátor, „radí“ báňskému inženýrovi a vrtmistrovi, jak má být veden, ukloněn a plněn vrt v tělese naprosto nefunkčního gotického pilíře, u kterého se má obnovit jeho únosnost, namísto toho, aby dozíral na umístění vrtu z hlediska možného historického zhodnocení prvku. Anebo vlastním vyjádření o ustálených trhlinách klenby, které je možné opravit běžným zednickým způsobem, podepsané dvěma doktory filozofie. Anebo jsem dostal telegram „už nejezděte, klenba spadla“ (elektrikáři a topenáři podle projektu vysekali drážku v patě klenby).

Vrba: Argumentace „ono to ještě nespadlo“ je velmi osídlná, a může mít smysl jen krátkodobě; častokrát se uvažuje pouze o okamžiku vzniku problému, ale méně se myslí na další možnou rekonstrukci za pár let, kdy další oslabení může přivodit kolaps. Do jiné kategorie patří okolnost, že mnohdy „to nespadlo“ proto, že vypomáhají tzv. nenosné konstrukce, např. příčky. V minulosti bylo v obecném odborném povědomí, že cihelné příčky (tzn. zdi do tloušťky 150 mm) jsou kdykoliv odstranitelné, protože nepatří do nosného systému z důvodu, že to tak legislativně bylo dáno. V poslední době vzniká jistý zmatek, protože na jedné straně se přejímají německé zvyky, že nosná může být cihelná zeď od 115 mm (viz např. stať o nosných konstrukcích v honorářovém řádu ČSSI nebo Eurokód pro navrhování zděných konstrukcí) a na druhé straně např. ČSN 73 1101 minimální tloušťku nosné zdi vůbec nedefinuje. Stavebník může v souladu se Stavebním zákonem vybourat „na ohlášeni“ domněle nenosnou příčku (jak by mohl referent na Stavebním úřadu zjistit při povolování, že může jít o nosnou zeď, když se mnoho desítek let v českých zemích traduje, že „patnáctka“ je příčka?) a způsobit vážnou havárii.

Tichý: Vzpomínám si, že patnáctka mohla být nosná na dvě patra.

Historie objektu a historie jeho poruch

Štěpánek: I když se to může zdát z hlediska vynaložené práce a času statika nadbytečné, měl by statik před návrhem sanačních opatření věnovat pozornost tomu, *jak poruchy na konstrukci v minulosti vznikly*, a nespokojit se jen s konstatováním toho, že konstrukce je porušená, a je nutno s ní tedy něco dělat. Zejména činnosti statika při průzkumu, shromáždění podkladů o předchozím užívání konstrukce a posouzení příčin vzniku poruch v konstrukci jsou podmínkou pro kvalitní návrh sanace.

Vrba: Nejen statici si vytvářejí mylné předpoklady o funkci nosné konstrukce, ale mnohdy ani geologové si při stanovení půdních charakteristik (podloží je součástí interakce stavba–základ–základová půda), např. v prolukách, nelámou příliš hlavu otázkou, proč dřívější několikapodlažní objekt stojící na daném místě mnoho desítek let se založením na jednoduchých základových pasech vyhověl a nově navržený objekt by na stejných pasech podle výsledků jejich průzkumu stěží unesl jedno podlaží (dříve bylo kontaktní napětí v základové spáře např. 0,25 MPa a nový geologický průzkum bez uzardění stanoví hodnotu 0,1 MPa). Míra konsolidace podloží se u nových zástaveb proluk většinou nebere v úvahu.

Urban: *Historie základové půdy* by mohla být samostatnou kapitolou. Např. pražské domy v ulici Na příkopě a 28. října a zčásti na Národní třídě stojí na zasypaném hradebním příkopu, popř. na parkánech. Proto se samovolně porušují, a což teprve když se v jejich blízkosti někde kopne. Jaké předpoklady má potom statik vzít v úvahu, aby investor vůbec rekonstrukci finančně utáhl?

Tichý: Nedávno jsem jeden právě takový dům, který ve mně budil svými trhlinami značné obavy, oznámil stavebnímu úřadu. Vzali si na to statiky, a ti řekli, že to je v pořádku. Sanace by stála bratru 20 milionů. V Mnichově nebo ve Vídni by dům byl vystěhován, a udělala by se důkladná sanace.

Vácha: Jedna z nejkrásnějších gotických trojlodních katedrál na jižní Moravě vykazuje trhliny v klenbách, klenebních pasech a svislém zdivu. Podle geologického posudku z roku 1895...

Tichý: To ses překl...

Vácha: Ne, ne. Tenkrát udělali šest sond a průzkum hodnotil dvorní rada Ludvík Wächter z Vídně. Stavba byla založena na hornině, proti domnělým posuvům byla v minulosti zajištěna dodatečně postavenou gravitační věží. Doplnkový geologický průzkum v roce 1994 ukázal, že je objekt založen na prudkém skalním úbočí a zdivo že je navázáno na horninu pomocí sklípků. Poruchy horní stavby s následným popuštěním podpor kleneb jsou způsobeny vyplavováním a korozí gotické malty (směs jílovitopísčité hlíny a vápna) ze zdí a opěráků. Je škodou pro konstrukci, že se zpracovatel návrhu snažil odstranit vady pouze nevhodně umístěnými železobetonovými věnci v úrovni stropů, a původ vady konstrukci neodstranil, tj. nepřesáral zdivo, které koneckonců mohl i vyztužit.

Tichý: U velmi starých objektů je jistá výhoda v tom, že statický výpočet nikdy neexistoval. Někdo to možná za výhodu nepovažuje, ale já mám pocit, že to nutí statika, aby pořádně přemýšlel, a nedržel se staré šablony...

Bradáč: ...nepředbíhej, chystáme přece další Kulatý stůl...

Kneř: Archivní statický výpočet je vždy dobrým vodítkem pro zjištění skutečného provedení konstrukce budovy a historie jejích přestaveb. Někdy ale může existující statický výpočet způsobit zajímavou nesnáz. Běžný starší karlovarský dům má často několik desítek stran statických výpočtů. Většina těchto výpočtů pochází od našich německých předchůdců a je psána rukopisným kurentem. I když naši dávní němečtí kolegové byli velice pořádní a jejich výpočty mají systém, který respektuje předpis kontrolovatelnosti výpočtu druhou osobou, je pro nás

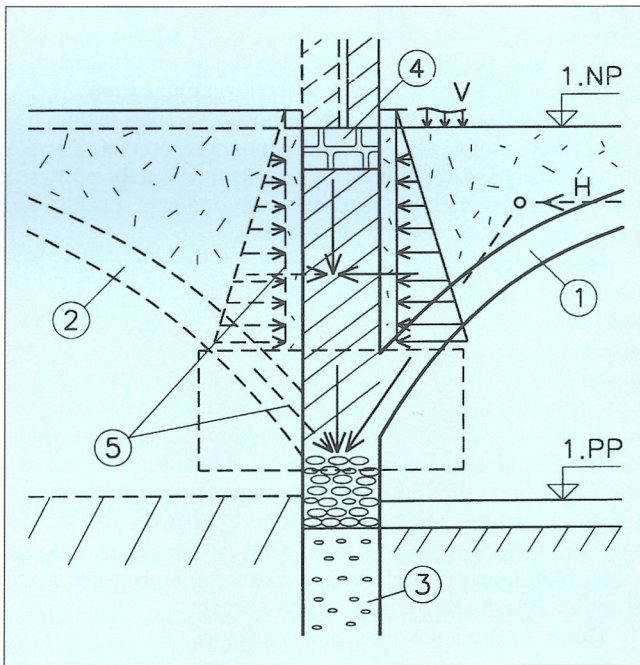
studium i při slušné znalosti němčiny velmi obtížné. Někdy se musíme dokonce obracet na archivářské odborníky nebo i germanisty, abychom text rozluštili.

Tichý: Máte štěstí, že před vámi v Karlových Varech nepůsobili Čňani!? Obraťme ale list:

Uděláme zatěžovací zkoušku

Tichý: Toto je oblíbený výrok, kterým se posuzovatel chce částečně anebo dokonce úplně zbavit odpovědnosti. Konstrukce se nějak zatíží a pak se prohlásí, že to zatížení vydržela, že je v pořádku. Všichni jsou spokojeni, ale netuší, že právě zatěžovací zkouškou mohla být konstrukce dosti vážně poškozena. Známe ostatně případy, kdy objekt spadl během zatěžovací zkoušky nebo krátce po ní. Raději se o tom nemluví, a jen zřídka se taková událost zveřejní. Pokud si vzpomínám, četl jsem o takové události asi tak třikrát. Já se zatěžovací zkouškám jako průkazu spolehlivosti poškozené konstrukce po její opravě raději obloukem vyhnu.

Vaněk: Výjimečně s tebou nesouhlasím. Konstrukce se vždy chová korektně. Nikdy nelže. Poskytne cenné informace, které nelze vystihnout žádným sebelepší výpočtem.



Obr. 6 – J. Bradáč a J. Vrba: Staticky závislá konstrukce v poklidném moravském městečku: vytlačení původní stěny sklepa (3) tlakem zachované klenby (1) a jejího záhozu po vybourání klenby (2) a ztrátou rovnovážných reakcí (5). Chyba: využití původní stěny (3) s klenbovým obloukem (4) pro podepření novějších oddílatovaných budov. / A statically dependent structure: behaviour of an existing basement wall subjected to thrust produced by a vault

Ze zničení nebo poškození konstrukce není nutné mít obavy, postupujeme-li např. podle ČSN 73 2030 Zatěžovací zkoušky stavebních konstrukcí.

Vácha: Ani já se na zatěžovací zkoušky nedívám skepticky. Z dětství mám mlhavě v paměti zakódovaný článek 8 ČSN 73 6209 *Zatěžovací zkoušky mostů*: „při pochybách o mechanicko-fyzikálních vlastnostech materiálů nebo výpočetním modelem konstrukce lze její skutečné chování ověřit zatěžovací zkouškou“. Tak nějak to znělo. Život mě časem naučil rozeznávat jemné nuance mezi zatěžovací zkouškou kovové konstrukce, betonové konstrukce a nahutněné vrstvy zeminy a hodnotit výsledky zatěžovacích zkoušek homogenních a heterogenních materiálů.

Štěpánek: Existují ovšem konstrukce, které při přepočtu z hlediska požadavků platných norem vůbec nevyhovují (zejména z hlediska normy pro zatížení). Přitom se na konstrukci nevyskytují ani nadměrné deformace, ani trhliny. Příčiny takového stavu jsou v podstatě dvě: na konstrukci ve skutečnosti nepůsobí zatížení takové velikosti, které příslušný předpis uvádí a statické působení konstrukce je ve skutečnosti jiné, než předpokládá statický výpočet. Namátkou lze jmenovat otázky uložení (kloub, vetknutí, částečné vetknutí), případně spolupůsobení částí konstrukce, se kterými se v běžném statickém výpočtu neuvažuje (např. spolupůsobení tenké podhledové desky u monolitických kazetových stropních konstrukcí, spolupůsobení nespřažených nadbetonovaných vrstev v tláčené oblasti). Pokud se provede podrobný nelineární výpočet, je vhodně jeho výsledky ověřit zatěžovací zkouškou.

Tichý: Dosti často se při zatěžovacích zkouškách měří průhyb nebo jiné přetvoření. Anebo třeba i parametry kmitání. Pokud nejsou ve shodě s tím, co se očekávalo, hledá se obvykle nedostatek ve vstupních parametrech výpočtu. Opraví se modul pružnosti nebo okrajové podmínky, a dělá se to tak dlouho, „až to vyjde“.

Urban: Často asi nic jiného nezbyvá, protože si neumíme vysvětlit rozpor mezi skutečností a výsledky výpočtu. Sám jsem kdysi objevil příčinu takové neshody až po letech. Spočívala v tom, že jsem při výpočtu nevystihl skutečné uspořádání zatěžovací zkoušky a rozpor jsem si vysvětloval úplně jinak.

Tichý: Znáš ale případ, kdy se posuzovatelům málem podařilo zničit stropní desky zcela chybnou interpretací výsledků zkoušky. Zkoušku vyhodnocoval pomocí dokonalého softwaru inženýr, který se na konstrukci nešel ani podívat... Řídil se jen tím, co mu o zkoušce vyprávěli jeho kamarádi...

Štěpánek: Samozřejmě se musí při zatěžovací zkoušce dodržovat přísná pravidla. Při přípravě zkoušky se musí definovat, co a jak se bude měřit, způsob a délka zatěžování, stanovit maximální velikost zatížení při zkoušce vyvozené. Před zahájením vlastní zkoušky by se měl provést podrobný výpočet konstrukce s předem stanovenými fyzikálně mechanickými charakteristikami zatěžované konstrukce. Tento přepočet umožní volbu vhodné organizace zkoušky. Zkouškou však úloha statika nekončí; je nutno vyhodnotit výsledky a formulovat závěry o skutečném statickém působení zkoušené konstrukce. Samozřejmým předpokladem dobře prováděné zatěžovací zkoušky je i sledování doprovodných jevů na zkoušené konstrukci, které by mohly signalizovat vznik vážných poruch.

Tichý: Anebo jejich netušenou existenci.

Postup sanace

Tichý: Projektant často zapomíná, že během opravy nebo rehabilitace nosných konstrukcí musí postup prací být ve shodě s funkcí stávajícího objektu. Známe mnoho případů, kdy bezhlavá betonáž „snesla“ konstrukci dříve, než se podařilo opravu objektu dokončit. Technologické postupy opravy statik buď nevypracuje anebo je ani od dodavatele nevyžaduje.

Urban: Ano, s tím souhlasím. Často jsem k podobným případům volán až dodatečně. Pak se musí improvizovat a řešení hledat okamžitě. Snadno se může udělat chyba.

Hofreiterová: Myslím si, že postup sanace by měl být součástí konstrukčního projektu. Způsob provádění mnohdy zpětně ovlivní vlastní návrh konstrukce a také má prováděcí firma argumenty proti požadavkům investora na zkrácení nutných technologických přestávek nebo různých zjednodušení, která nejsou staticky vhodná.

Bradáč: Dokonce mohou být nebezpečná.

Štěpánek: To je pravda. Ve vztahu tzv. dokumentace pro realizaci a dokumentace dodavatelské vznikají problémy. Statik zpracovávající projekt nejprve v úrovni pro stavební povole-

ní a poté i prováděcí, obvykle popíše v technické zprávě úskalí vlastní realizace, případně i etapy postupu prací. Dodavatel stavebních prací však v některých případech nezdá propočty různých podchycení, provizorních podepření a zavětrování konstrukce odborníkovi a ponechá tyto práce pouze na řemeslnících. Na sanované konstrukci pak mohou vzniknout zásadní poruchy, které negativně ovlivní její další použití i po sanaci. Přitom by stačilo přizvat ke spolupráci na zakázce statika, který zpracovával realizační projekt a je dobře seznámen s riziky provádění sanačních prací.

Tichý: Tyto záležitosti je zapotřebí řešit smluvně ve *Všeobecných podmínkách dodávky*. Dodavatel si přece nemůže dělat, co chce. Dodavatel je vázán smlouvou zahrnující i projektovou dokumentaci a projektant musí předepsat, jaké výrobní výkresy a technologické postupy mu musí být předloženy ke schválení. Pokud toto v projektu nepředepíše, dostane se do nesnázi.

Vrba: Je velmi důležité, aby technologické postupy provádění byly součástí projektové nebo technologické přípravy. Například se velmi často zapomíná na důležitou okolnost při návrhu dalších podpůrných konstrukcí: na to, že musí být provedena aktivace, aby podpůrný systém ihned „zabral“. To bývá časté u základů, obepínání pilířů apod. Jinou chybou bývá, zejména u ocelových konstrukcí, že se navrhne přivaření nového zesilujícího prvku k prvku zabudovanému, aniž by se vhodným podepřením výrazně snížila jeho napjatost.

Tichý: Dostali jsme se vlastně nepřímou k veledůležitému problému, kterým je *odpovědnost projektanta*. Ale ještě se hlásí pan Vrba...

Vrba: Malá pozornost projektantů i realizátorů staveb bývá ještě stále věnována různým výkopům a odkopům podél zdí, které současně tvoří opěry kleneb. Znáš z nedávné doby dvě havárie, kdy se otevřením výkopové jámy u štítové stěny uvolnila horizontální reakce, kterou zajišťoval pasivní tlak zeminy, základ se zdí vybočil a došlo k destrukci zdí i přilehlých stropů. To se stává i u prohlubovaných suterénů při rekonstrukcích, kdy se zapomíná, že pod základovou spáru lze výkopy provádět pouze po krátkých úsecích.

Což takhle někdy trochu myslet...

Vácha: Často se setkáváme s neschopností myslet trochu odvažněji. Nedávno jsem se zabýval masivní čtyřpodlažní zděnou budovou, která má obvodové kamenné zdivo tloušťky 0,65 m a uvnitř vložený litinový trojpodnní skelet, stropy jsou tvořeny valenými klenbami. Proběhl stavebně-technický průzkum, který doporučil využít prvky z litiny v rozsahu informačních hodnot uvedených v ČSN 73 0038. Výsledkem doporučení byl návrh rekonstrukce, který do původní konstrukce vložil novou konstrukci sestávající z ocelobetonové stropní desky, nesené válcovanými nosiči, spočívajícími na sloupech tvořených původními litinovými sloupy s obetonováním. Náklad 17 mil. Kč.

Na základě následného průzkumu a analýzy litiny v akreditované zkušebně se zpracoval návrh, v němž byly respektovány skutečné vlastnosti litiny v kombinaci s doporučeními ÖGEB včetně zabezpečení průvlaků proti křehkému lomu železobetonovou skořepinou a odstranění tahových napětí předpětím. Náklad 3,3 mil. Kč.

Neznalost investora, nepochopení skutečně analýzy a návrhu, bojácnost a „úcta“ inženýrů před konstrukcemi s předpětím, nakonec vyústily v inženýrské barbarství, jehož výsledkem bylo vyřazení klenbového stropu z funkce a vložením nových stropů s obetonováním litinových sloupů za cenu původního návrhu zvýšeného o příslušné inflační přírůstky.

Tichý: Nabízí se tu myšlenka aprobeace stavební akce. Ale o tom později... Hlásí se pan Vrba... A po něm pan Kneř...

Vrba: Můžu se zase ptát? Co říkáte, pane Tichý, zesilování dřevěných trámových stropů zabetonovanou vrstvou se spřažením hřebíky podle Ing. Poštulky z Bratislavy? Metoda má řadu zastánců na Slovensku, v Maďarsku, v Rakousku, ale také odpůrců.

Tichý: Mám asi stejně smíšené pocity jako vy. Ale viděl jsem ve Švédsku už asi před dvaceti lety takové konstrukce ve stadiu ověřování a nedávno jsme ve Zlíně dřevobetonovou spřaženou konstrukci při přestavbě jednoho osmdesátiletého objektu použili. Projektanti mne přesvědčili, že se to osvědčuje, a navrhli zesílení nadbetonovaného stropu dobetonováním, včetně těch hřebíků. – Důležité je, aby ke dřevu měl po betonáži přístup vzduch. Viděl jsem kombinovaný strop, který odešel za dva měsíce účinkem vlhkosti v betonu, protože nebylo zajištěno odvětrání konstrukce. – A teď pan Kneř... On vlastně otevře nové téma.

Výpočetní model a softwary

Kneř: Dovolte mi trochu obšírnosti... Mne zaujal ten termín „předpokládaná konstrukce“ a jedna zmínka o softwaru. Naše kancelář měla původně zpracovat pouze zakládání objektu cementářské technologie, který navrhovala francouzská filiálka renomované německé firmy. Ale dopadlo to trochu jinak. Projektant technologie zpracoval sám i projekt ocelové konstrukce, který dodal téměř s dílenskou podrobností. Tak se stalo, že ocelová konstrukce byla vyrobena, aniž by prošla konstrukční kanceláří českého dodavatele O. K. Řádný statický výpočet nebyl nikdy doložen. Návrh byl patrně zpracován s využitím některého komfortnějšího programu, který přímo převádí CADovou kresbu do výpočetního modelu.

Asi vzhledem k autoritě známé velké evropské firmy odmítal investor naše několikerá upozornění, že podle předaného zatížení na základy usuzujeme, že byl pro vrchní stavbu použit nesprávný výpočetní model. Mimo jiné například fiktivní vetknutí jednoho ze všech úplně stejných sloupů. Až toto vetknutí zřejmě přimělo program k výpočtu.

Při montáži konstrukce se výrazně projevila nedostatečná tuhost celku i jednotlivých prvků. Konstrukce o půdorysném rozměru 10 x 11 m a výšce 24,5 m měla podle výpočtu vodorovnou výchylku až 350 mm. Nepochopitelně poddimenzovány byly některé stropní nosiče s průhybem kolem sedmdesátiny rozpětí již od vlastní hmotnosti, naprosto nesmyslně byla navržena konstrukce střechy. Neobvyklé detaily styků nebyly dostatečně dimenzovány a ztuženy pro přenášené zatížení. Dodatečné ztužení vyžadoval i plech podlah. Naopak ale byly někte-



Obr. 7 – T. Vaněk: Odklizení trosky po havárii střechy. Příčinou byl nekvalitní beton – měl pevnost tvrdého chleba / Removal of debris after a roof collapse; the concrete strength was like hard bread strength

ré prvky bohatě předimenzovány. Nezatížená a neopláštěná konstrukce vykazovala okem viditelné deformace. Teprve tehdy jsme byli investorem požádáni o zpracování posudku navržené konstrukce a následně pak o projekt jejího ztužení.

„Sanace novostavby“ se provedla prutovými ztužidly, jejichž umístění bylo vzhledem k existující dispozici technologických rozvodů poněkud komplikovanější, a byly také doplněny výztuhy do styčnicků. Vzhledem k tomu, že se konstrukce měla ztužit bez rozebrání, bylo řešení jednotlivých detailů dosti obtížné...

Tichý: Doufám, že jste aspoň dostali slušně zaplacené... Bohužel nemůžeme kvůli nedostatku místa uveřejnit podrobnější popis konstrukce, který pan Kneř přinesl, ale je to případ poučný...

Kneř: Do Česka se zřejmě dá bez obtíží „propašovat“ projekt konstrukce, která nejen že nevyhovuje našim předpisům, ale nemůže vyhovovat předpisům žádného státu a ani prostým zákonům mechaniky. Pokud jsme pracovali pro francouzské investory v Čechách, podléhaly naše projekty podle francouzských zvyklostí vždy nezávislé kontrole správnosti, což jsme my rádi přivítali.

Tichý: A jak se uplatní softwary u konstrukcí poškozených?

Štěpánek: K vytvoření matematického modelu chování konstrukce se dá přikročit po průzkumu a vyhodnocení příčin vzniku poruch. V dnešní době je na trhu dostatečné množství softwarových produktů pro statické i dynamické řešení konstrukcí ať již v lineární či v nelineární verzi. Úloha statika při sestavení výstižného modelu konstrukce a rozboru získaných výsledků je nezastupitelná, neboť počítač spočítá to, co mu zadáme. Výsledky nevhodného, nevýstižného matematického modelu na listingu či na grafickém výstupu od výsledků použitelných pro návrh zesílení konstrukce případně pro návrh její sanace rozliší pouze zkušený statik s citem pro konstrukci.

Tichý: Teoreticky se dnes už dá modelovat v počítači cokoliv. Jde jen o to, jak model sestavit, kolik mu věnovat času a peněz a jak zajistit vstupní data. Potřeba je ovšem s náhodným chováním mnoha vstupních veličin, které přesnost modelu narušuje anebo ho prodražuje.

Náhoda, nehoda?

Bradáč: I zjevně nebo skrytě poškozené konstrukce nám jdou naštestí dost „na ruku“. Nezbyvá mi než opakovaně potvrdit už téměř banální pravdu, že *jediná, byť i dost hrubá chyba zpravidla k selhání nosné konstrukce nestačí*.

Tichý: Dokonce se to dá i nějak teoreticky dokázat. Existují různé postupy, obvykle se na to jde pravděpodobnostní úvahou.

Bradáč: Vezměme např. již zmíněnou katastrofu z Brna. Konstrukce se zdvojnásobeným zatížením prodělala úspěšně „praktickou zatěžovací zkoušku“ s 60letou dobou trvání. Při loňské rekonstrukci byly zděné pilíře připraveny o dalších 40 % průřezové plochy necitlivě provedenými zářezy pro průvlaky dvorního zastřešení. Zářezy se staly navíc zdrojem výstřednosti osově síly pilířů. Únosnost určená podle ČSN 73 1101 byla v tomto okamžiku už téměř dva a půlkrát nižší než účinek zatížení, a pilíře stále vzdorovaly. Vydržely ještě zvětšování vzpěrné délky bouráním přilehlých parapetů i s dynamickými účinky sbíjecích kladiv. Onou pověstnou „kapkou“ byl s největší pravděpodobností způsob odstraňování nepotřebných ocelových nosníků, kdy se přišlo na to, že jednostranně uvolněný nosník lze z protilehlého pilíře snadno vypáčit.

Tichý: Věc je u rekonstruovaných objektů obvykle komplikována skutečností, že mezi jednotlivými vlivy, které se na poruše uplatnily, je třeba i značný časový odstup.

Bradáč: K tomu mohu uvést zajímavý příklad: V jednom poklidném středomoravském městě došlo ke zřícení části objektu do stavební jámy. Ukázalo se, že to byl *výsledek podivuhodné souhry méně významných pochybení*. Na selhání bylo rozhodujícím způsobem „zaděláno“ již v minulém století, kdy byly postaveny dva novější měšťanské domy na středověkých sklepeních. Jejich oddílatované sousední zdi přitom spočívaly na společné sklepní stěně, která podporovala i zděné klenby nad sousedícími sklepy. Sledujme nyní řetězec náhod: původní dokumentace neobsahovala zakres nepřístupného sklepa → první vrtný průzkum pro novostavbu jednoho z domů zaznamenal v místě sklepa jen „ztrátu nářadí“ v popisu prací a nedokončenou sondu → podrobnější průzkum nezaregistroval sklep pod částí projektované novostavby vůbec → nikdo z účastníků výstavby si nevšiml starého zazděného průchodu ve sklepní zdi z přístupného sklepa sousedního domu → na stavbě chyběl v den havárie stavební dozor investora i hlavního dodavatele → mistr u výkopových prací obnažil rub klenby a nepřerušil práce → v poledne si na druhý pokus vynutily kadeřnice (!) ze sousedící provozovny na stavebním úřadě přerušení prací a evakuaci osob ze sousedního objektu. Ve dvě hodiny se část objektu zřítla do výkopu.

Tichý: Tak vidíte, paní Hofreiterová, i poklidná, dokonce středomoravská města prožívají stavební dramata. Ale pokračuj, kolego, je to skutečně zajímavé...

Bradáč: V uvedeném sledu stačila jediná příznivá okolnost, tj. důslednost a neklid kadeřnic při praskajícím zdivu, zabránit alespoň ztrátám na životech. Když si celý případ v klidu promyslíte, přímého viníka patrně označit nelze. Šlo o skrytou vadu tzv. *staticky závislé konstrukce*, kde odejmutí jedné vodorovné reakce bourané klenby dovolí sousední klenbě vytlačit podporující stěnu. To ovšem nelze bez pečlivé statické analýzy úplných podkladů uhadnout, a tím méně to bylo možno vyžadovat např. po řídícím výkopových prací. Ve stovce jiných případů by nemělo vybourání staré sklepní klenby žádné následky a znamenalo by jen příjemné zmenšení objemu výkopových prací. Dnešní předpisy by navíc realizaci staticky závislých konstrukcí sousedních budov nedovolily. Zásahy do starých konstrukcí vždy vyžadují zvýšenou opatrnost. Nepřeceňujme ani smysl pro pořádek u našich předků ani statické rezervy nedimenzovaných konstrukcí, které „vše přežily“.

Tichý: Už vím, jak se odborně řekne „domeček z karet“ – staticky závislá konstrukce!

Odpovědnosti statika

Tichý: Nedávno jsem dostal podrobný dopis z Ostravy, ve kterém kolega statik vznesl několik dotazů souvisejících s *odpovědností statika a také s pojištěním odpovědnosti*. Téma je natolik zajímavé, že se mu chci poněkud podrobněji věnovat při jiné příležitosti. Ale myslím, že bychom se tento oříšek měli pokusit načít už zde jako desert.

Urban: To je dobrý nápad. Ale asi by to chtělo další Kulatý stůl.

Tichý: Nebo dva. Mám pocit, že se v Česku zatím této skupině odpovědností a souvisejícím otázkám věnuje jen málo pozornosti. Asi je to tím, že je u nás zatím jen málo soudních pří v této oblasti? Musíme si uvědomit, že projektant je zatížen odpovědnostmi různého druhu, směřujícími do různých sfér, ale navzájem provázanými:

- ♦ odpovídá *svému klientovi* za to, že projekt bude takový, aby objekt realizovaný podle projektu – to je třeba zdůraznit – byl proveditelný, přiměřeně levný a spolehlivý po celou dobu životnosti,
- ♦ odpovídá *obecně veřejnosti* za to, že objekt bude spolehlivý,
- ♦ odpovídá *sám sobě* za to, že sebe a svoji rodinu nedostane do jakýchkoliv nesnází, počínaje ztrátou profesionální prestiže a konče soudními spory.

Když mluvím o „spolehlivém objektu“, mám na mysli celý souhrn vlastností, které spolehlivost popisují – bezpečnost, trvanlivost a další a další. Když říkám „přiměřeně levný“, mám na mysli ekonomické pole vymezené stavebníkem.

Bradáč: Do pásma trestní odpovědnosti se ale statik může dostat jen při nedodržení spodní hranice spolehlivosti navrhovaných konstrukcí, jak ji udávají normy. Horní hranice předepsána není, ale může statika připravit o zakázky, pokud se rozkřikne, že jiní navrhují konstrukce hospodárnější, tedy odváženější a kvalitnější.

Urban: Zatím jsem se (naštěstí) s vyloženě nezodpovědným přístupem statika nesetkal. Spíše s nezodpovědným stavebně-technickým průzkumem (STP) v rámci předprojektové přípravy. Jednak snad proto, že zpětná vazba prakticky neexistuje, že se nejen statici, ale ani ostatní projektanti příliš nezajímají, jak po několika letech jejich stavby vypadají (protože jsou zvyklí jen a jen projektovat). Jednak proto, že svůj projekt přímo „šijí“ na míru jen těch firem, se kterými jsou spřáteleni, bez ohledu na to, zda technologie je nebo není nejvhodnější. Teprve během stavebních prací se poznatky doplňují a projekt upravuje a investorovi nezbývá, než to všechno zaplatit.

Tichý: To svědčí o nedostatku péče věnované *řízení stavební akce*. Zatímco v zahraničí jsou stabilizovány postupy řízení, způsob projednávání změn, u nás se tomu nevěnuje skoro vůbec pozornost. Potom snadno dochází k tomu, že se za ten či onen objekt zaplatí dvojnásobek na počátku dohodnuté ceny.

Urban: Na druhé straně společnosti, které STP provádějí, jsou schopné se chytit zakázky a provádět práce (a účtovat je), které by bylo účelné provést až během vyklizovacích, popř. částečně demoličních prací (např. při snímání podlah, bourání příček apod.). Někdy se dělá neúměrně mnoho zkoušek (např. pevnosti malty, i když je předem známo, že nelze uvažovat nic jiného, než v nejlepší případě maltu M4 apod.). Není divu, že pak investor není ochoten na STP vynakládat prostředky.

Tichý: Asi by takovým situacím mohla předejít *aprobace stavebních akcí*, která se dnes začíná vžívat v Severní Americe. Říká se tam tomu *commissioning*. Ostatně se toho na začátku naší diskuze dotkl Tomáš Vaněk. Budu se snažit o aprobaci něco někdy napsat.

Bradáč: Během své více než dvacetileté činnosti soudního znalce jsem se nesetkal s jediným případem statika, který by byl odsouzen bez prokázané hrubé nedbalosti. A pokud jde o *rizikovost povolání*, zaujala mne slova moderátorky ranního vysílání pražského rozhlasu, která se vyznala z obdivu



Obr. 8 – T. Vaněk: Poněkud méně „kvalitní“ pracovní spáry sodejmu. Soda proniká na vnější líc, kde krystalizuje. Sanovalo se to vnitřním plechovým opláštěním / *Working joints in a caustic soda tank; internal steel sheathing was used*

k řidičům z povolání. Ti nesou trvalou odpovědnost za životy mnoha lidí a přitom příčinou neodvratné katastrofy je tu nejčastěji pochybení ve zlomku vteřiny.

Kneř: Stalo se nám, že stavební firma zasypala suterénní zdivo hned po jeho vyzdění, ještě před provedením stropu nad suterénem a před provedením zdiva dalšího podlaží. Zeď se posunula v patě a v části se zřítíla. Rádi by byli přenesli odpovědnost za škodu, která jim tím vznikla (nutnost kompletního přezdění) na projektanta, protože v projektu nebylo napsáno, kdy se může zeď zasypat. Na celém případě bylo zajímavé to, že stropní deska nad podsklepenou částí vybíhala jako armovaná deska pod podlahou přízemí i tam, kde nebyl sklep navržen. Výztuž byla navržena průběžně a v projektu se vůbec nepamatovalo na postup stavebních prací. To byla jistě vada projektu; jsem přesvědčen, že zkušený stavbyvedoucí by na vadu upozornil a žádal přepracování projektu. Bohužel stavbu vedl mladší, nezkušený člověk, kterého chyba projektu svedla i ke špatnému postupu. Přesto jsem přesvědčen, že povalení suterénní zdi se nedalo pokládat za vinu projektanta.

Tichý: Projektant musí být pojištěn proti škodám, které svojí činností způsobí. Dosud je ale pojištění projektantů v Česku stále v plenkách, jako ostatně mnoho jiných věcí. Naštěstí ale zatím je jen málo soudních sporů vedených proti projektantům a o rozhodcích sporech nevím vůbec, i když se tu a tam vidí rozhodčí doložka ve smlouvě s projektantem.

Bradáč: Není na čase se dnes už rozejít?

Tichý: Dobrá připomínka. Tedy, vážení čtenáři, kteří jste dočetli tento záznam z hypotetického sezení u kulatého stolu až do konce, děkuji především Vám za trpělivost a zájem. Byli jsme tentokrát poněkud obsírnější, než jsme zamýšleli, a budeme se příště snažit Vaši pozornost nezneužívat. Všichni účastníci Kulatého stolu měli pocit, že takové setkání je dobré, a redakce bude proto Kulatý stůl, ovšem s jiným tématem, opakovat. Děkuji ale také všem svým spolustolovníkům, neboť jejich příspěvky byly zajímavé a poutavé, a byla z nich vidět velká praktická zkušenost.

Prof. Ing. Bradáč, CSc., J. Ziky 1943, 708 00 Ostrava-Poruba

Ing. Helena Hofreiterová, 9. května 678, 390 01 Tábor

Ing. Josef Kneř, Na Rolavě 10, 360 05 Karlovy Vary

Doc. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc., Křenová 42, 602 00 Brno

Prof. Ing. Milík Tichý, DrSc., Karolíny Světlé 14, 110 00 Praha 1

Ing. Vladimír Urban, Csc., Pod Hybšmankou 7, 150 00 Praha 5

Ing. Jaroslav Vácha, Podlesí 35, 624 00 Brno

Prof. Ing. Tomáš Vaněk, Stavební fakulta ČVUT, Thákurova 7, 166 29 Praha 6

Ing. Jaromír Vrba, CSc., Stavoprojekt, a.s., Holická 31, 779 00 Olomouc

SBETA

program MKP pro Windows 95/NT™

stanovení únosnosti betonové nebo zděné konstrukce,
vznik a šíření trhlin, drcení materiálu, 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

účinky teploty a smršťování
rozvoj a šířka trhlin
postup výstavby
velké deformace
historie zatížení
poklesy podpor
kontaktní prvky
vnější kabely



ČERVENKA CONSULTING

Předvoje 22, 162 00 Praha 6

tel/fax 02 3163857

e-mail: cervenka@cervenka.cz

<http://www.cervenka.cz>

software - vývoj a prodej
technická podpora
konzultační služby

Windows 95 a Windows NT jsou obchodní značky firmy Microsoft.

Prefabrikace na přelomu tisíciletí

Prefabrication at the End of This Millennium

Pavel Čížek

Konstrukce pro vícepodlažní budovy prodělávají vývoj směřující k neustálému zvyšování jejich užitných vlastností. Vývoj některých prefabrikovaných dílců je podmíněn potřebou konkurenceschopnosti s jinými konstrukčními materiály a technologiemi. Prefabrikované dílce se výrazně uplatňují i v hybridních konstrukcích s důrazem na hospodárnost a rychlost výstavby. Příklady vývoje některých prefabrikovaných dílců a jejich použití ukazují nutnost sdružování výrobců ke spolupráci v národním i mezinárodním měřítku.

New structures of multistorey buildings tend to maximum efficiency. The development of some prefab units depends on the competition between different construction materials and techniques. The speed and flexibility of construction predistive prefab units as structural components of hybrid structures. Excellent examples of hybrid construction can be found in the Netherlands. The development of some prefab units needs international cooperation.

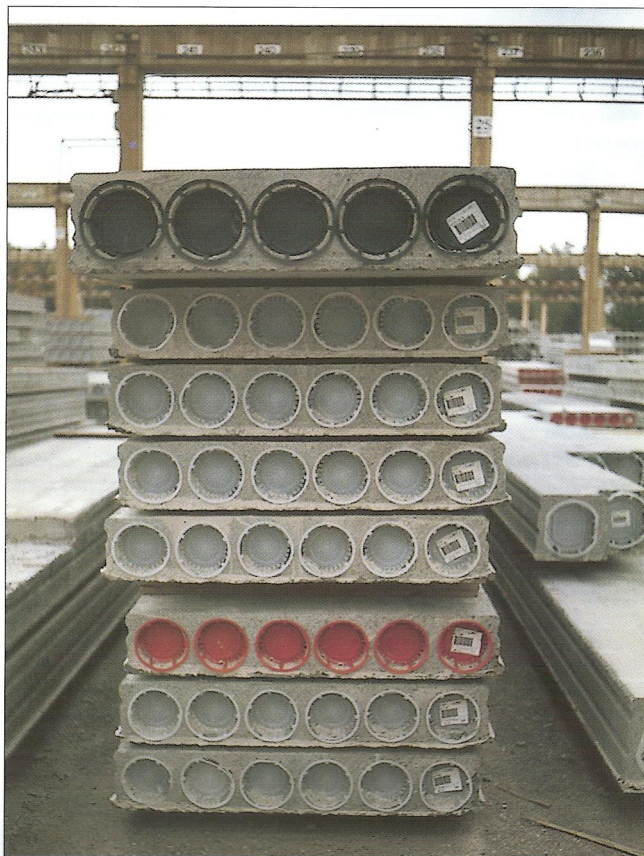
Koncem roku 1997 se v Helsinkách konalo mezinárodní symposium pod názvem „Prefabrication – facing the New Century“, pořádané finskou betonářskou společností. Také na XIII. kongresu FIP v květnu 1998 v Amsterdamu se pojednávalo o prefabrikaci. Je proto vhodné seznámit se s současným stavem a vývojem alespoň některých aspektů prefabrikace, dotýkajících se zejména výstavby budov. Je přitom třeba vzít v úvahu, že dochází k výraznému posunu při navrhování a výstavbě zejména náročnějších konstrukcí budov. Zatímco dříve mezi sebou soutěžily o přízeň nosné konstrukce betonové buď čistě monolitické či prefabrikované anebo ocelové, začaly se v nedávné minulosti uplatňovat tzv. hybridní neboli smíšené nosné konstrukce budov, kde se v optimální kombinaci uplatňují lepší z vlastností jednotlivých materiálů a technologií.

Prefabrikované dílce

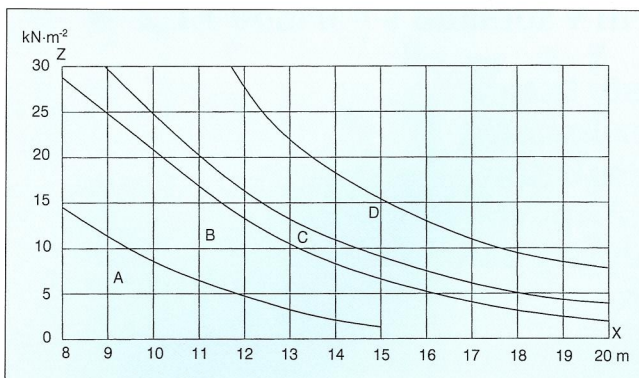
Dutinové panely

Dutinové předem předpínané stropní a střešní panely [1, 2] patří k nejrozšířenějšímu typu deskových panelů s roční produkcí asi 20 000 000 m² jen v Evropě. Jejich úspěšnost vyplývá z výrazných předností, jakými jsou vysoká únosnost a tuhost, nízká hmotnost, možnost volby atypických délek a úprav čel, snadná manipulace a montáž, dobré akustické vlastnosti a konečně také poměrně vysoká požární odolnost. Nabídka sortimentu výšek panelů od 150 mm až po 500 mm umožňuje jejich použití s rozpory až do 21,0 m pro stropní a 24,0 m pro střešní konstrukce (obr. 1 až 3). Mohou se proto používat i u budov s obvodovými nosnými konstrukcemi, tj. bez potřeby vnitřních podpor (obr. 4). Svoji nižší konstrukční výškou tak výrazně konkurují žebrovým stropním panelům, které se pro tento druh budov výhradně používaly. Vnitřní flexibilita dispozičního uspořádání a provozu se požaduje například u administrativních či školských budov a u vícepodlažních parkingů. Vývojem tohoto druhu konstrukcí se zabývají zejména ve Švédsku.

Dodávky dutinových panelů včetně speciálně tvarovaných krytek z umělé hmoty (obr. 1) zaručují hospodárné použití zálivek a v případě potřeby i účinné sprážení dutinových panelů



Obr. 1 – Dutinové předem předpjaté panely z výroby Parma Betonila v Hyrylä s roční výrobní kapacitou panelů 450 000 m² / Hollow core slabs produced by Parma Betonila in Hyrylä, Finland, with the capacity of 450 000 m² slabs per year



Obr. 2 – Vývoj únosnosti a rozponů předem předpjatých dutinových panelů ve Finsku / Development of the load-bearing capacity of hollow core slabs in Finland

x – rozpon (m) / span (m)

z – únosnost (kN·m²) / load-bearing capacity (kN·m²)

A – výška 265 mm, rok 1970 / height 265 mm in 1970

B – výška 400 mm, rok 1982 / height 400 mm in 1982

C – výška 400 mm, rok 1989 beton B 70 / height 400 mm in 1989 concrete C 70

D – výška 500 mm, rok 1992 / height 500 mm in 1992

s podporujícím prvkem a dodatečnou nadbetonávkou (obr. 5) [3]. Využití předem předpínaných dutinových panelů k vytvoření spojité stropní deskové konstrukce má mnoho výhod. Především je však nutné navrhnut konstrukční úpravy, které spojitost či vetknutelnost zajistí, tzn. umožní přenos záporných ohybových momentů v oblastech podporujících nosníků monolitických, prefabrikovaných či sprážených anebo také nosných stěn monolitických, prefabrikovaných či zděných. Toho lze docílit přiměřenou úpravou *koncové části panelů* (obr. 6). Vybráním části desky nad dutinami, jejich uzavřením v požadované vzdálenosti, vložním výztuže pro vykrytí záporných ohybových momentů a následným zabetonováním (obr. 7) zajistíme zapojení dutinových panelů do staticky neurčitého nosného systému [4]. Výhody těchto úprav v porovnání se stejně vyztuženými prostě podepřenými panely spočívají ve zvýšení ohybové a smykové únosnosti, zvýšení požární odolnosti, omezení pružných a trvalých deformací od stálého a nahodilého zatížení, v omezení nebo dokonce úplném vyloučení trhlinek nad podporami. Jednou z nevýhod je *zvýšená pracnost při výstavbě, zvýšení spotřeby betonu a výztuže*. Zajištění vetknutí stropních dutinových panelů v oblasti stěnových podpor umožňuje navrhovat velkorozponové stěnodeskové konstrukce s takovými rozpory, které umožňují situovat do jednoho modulu bytové jednotky s generační flexibilitou. Pro vytváření spojitých konstrukcí s dutinovými panely jsou vhodnější panely s otvory tvaru blízkého obdélníkovému průřezu před otvory kruhovými (obr. 8). Je také zřejmé, že použití tohoto druhu konstrukcí musí mít opodstatnění, a že se návrhu i provádění musí věnovat zvýšená péče.

Velká pozornost se věnovala a stále věnuje *spolupůsobení dutinových panelů, příčnému roznášení zatížení a vytváření otvorů větších než je u nás zvykem* [5, 6, 7]. Na základě výsledků dlouhodobých výzkumů na více pracovištích vznikly výpočetní programy, které umožňují takové stropní konstrukce navrhovat a posuzovat pro různá zatížení a s různými okrajovými podmínkami. Nová generace předem předpínaných a hromadně vyráběných dutinových panelů má zkouškami ověřený reliéf podélné stykové spáry zajišťující předpokládané spolupůsobení panelů.

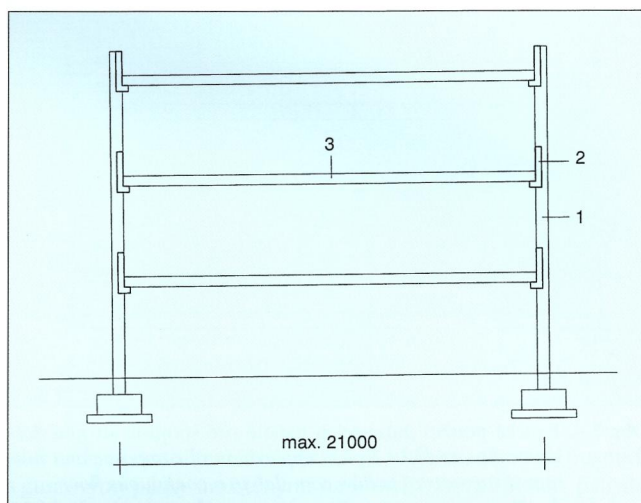
Dutinové panely předem předpínané se dají využívat i ve *vertikální poloze* se svislou nebo vodorovnou orientací při velkoplošném opláštování průmyslových nebo skladistních hal s konečnou úpravou obou povrchů (obr. 9) anebo také jako stěnové dílce protihlukových bariér při komunikacích. Jejich vývojem se zabývá finská firma *Partek*. Využívají se panely tloušťky 200 mm s délkami až do 12 m. Absorbční protihluková vrstva se nanáší dodatečně ze speciálního pórovitého betonu s tvarováním a barevným pojednáním vnějšího povrchu ve shodě s požadavky zvukově-izolačními a architektonickými (obr. 10). Pod obchodním názvem „*The Basso Noise Wall*“ byl finskými výrobci vyvinut velice variabilní a komplexní systém, zahrnující základy, sloupky, sokly, absorbční panely a spoje, to vše s různými úpravami povrchů včetně barevných [8].

Filigránové desky

Reliéf zajišťující spolupůsobení panelu s dodatečně nanášenou monolitickou vrstvou použitý pro již zmíněné absorbční panely byl vyvinut pro novou generaci filigránových předem předpjatých desek *VARLAX* ve Finsku. Cílem vývoje byl návrh panelu, který umožní buď podstatně snížit počet dočasných podpěr, anebo je i vyloučit, a používat tento druh stropních konstrukcí pro rozpory 9 až 12 m. K tomu slouží desky tloušťky 100 až 150 mm s účinným reliéfem (obr. 11), jehož tvarování a rozměry byly stanoveny na základě zatěžovacích zkoušek jako výsledek dlouhodobého vývoje sprážených stropních filigránových desek.

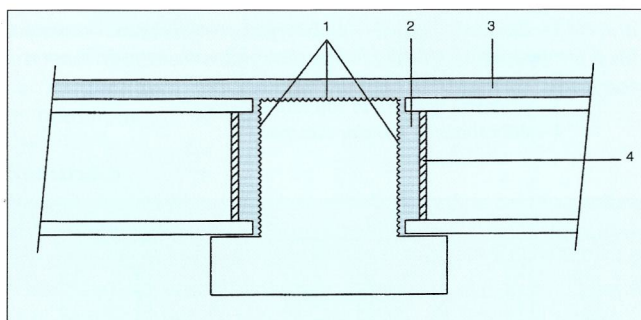


Obr. 3 – Dutinové stropní panely délky 21,0 m / Hollow core slabs, length 21.0 m



Obr. 4 – Konstrukce bez vnitřních podpěr / Structure without internal columns

- 1 – sloup / column
- 2 – parapetní nosník / spandrel beam
- 3 – dutinové panely / hollow core slabs

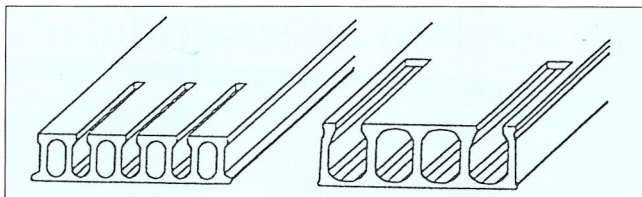


Obr. 5 – Příklad vertikálního sprážení stropní desky s podporujícím nosníkem / Example of the vertical connection of a floor slab to an interior supporting beam

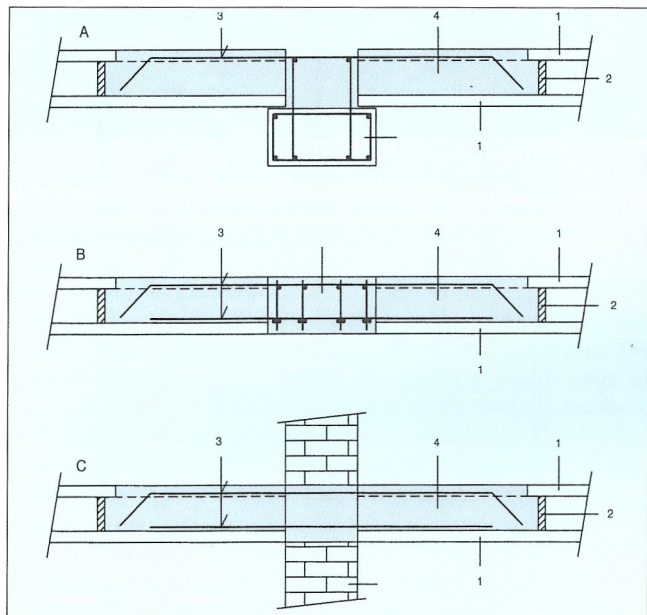
- 1 – zdrsňený povrch / roughened surface
- 2 – betonová záливka / concrete infilling
- 3 – monolitická betonová vrstva / cast in situ concrete layer
- 4 – těsnicí krytka / sealing cap

Žebrové panely

Žebrové předem předpjaté panely průřezu TT nebo T nedoznaly od washingtonského kongresu FIP v r. 1994 [9] ve vývoji téměř žádné změny, kromě využívání betonů vyšších pevností (obr. 12). Vzhledem ke konkurenceschopnosti TT panelů vůči dutinovým panelům bude nutné se zabývat problematikou zajišťování jejich spojitosti, včetně spolupůsobení s podporující-



Obr. 6 – Otevřené dutiny v podporové oblasti dutinových panelů / Open cores in hollow core units at support



Obr. 7 – Typické použití dutinových panelů pro spojitou stropní deskovou konstrukci / Typical application of composite and restrained supports of hollow core slab in a continuous floor

A – Podepření prefabrikovaným nosníkem spolupůsobícím s rozšířenou přírubou / Composite beam acting with an enlarged flange

B – Podepření skrytým deskovým nosníkem / Continuous slab supported by a hidden wall beam

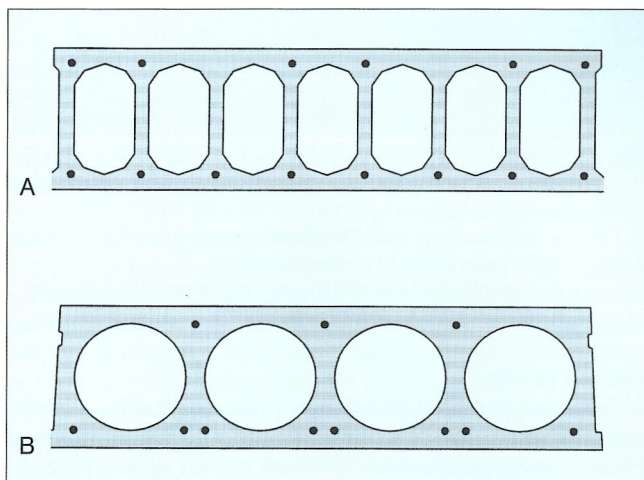
C – Stěnové podepření / Continuous slab with masonry wall support

1 – dutinový panel s některými otevřenými dutinami v podporové oblasti / hollow core slab with some open cores

2 – těsnicí krytka / sealing cap

3 – přídatná výztuž / in situ reinforcement

4 – dobetonávka / in situ concrete



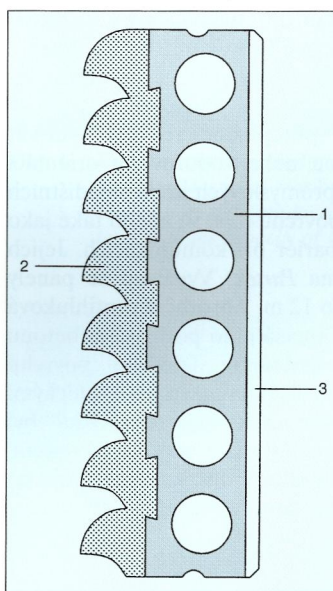
Obr. 8 – Dva druhy průřezů dutinových panelů / Two cross-section types of hollow core slabs

A – s tvarovanými otvory / slipform technology

B – s kruhovými otvory / extrusion technology



Obr. 9 – Architektonické stěnové dutinové panely obvodového pláště s žebrovou profilací vnějšího povrchu – USA / Ribbed exposed aggregate architectural wall panels – USA

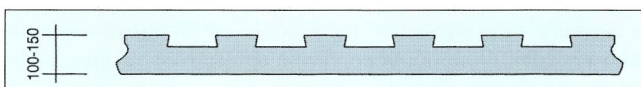


Obr. 10 – Protihlukový, dutinový panel – příčný řez / hollow core panel with sound absorbing layer – cross-section

1 – dutinový panel / hollow core panel

2 – absorbní tvarovaná betonová vrstva / special shaped layer of sound absorbing concrete

3 – architektonická úprava / architectural finish



Obr. 11 – Filigránová deska nového typu – příčný řez / A new floor plank – cross-section

mi nosníky. Ukázka použití panelů TT pro vícepodlažní parking s atypickým ukončením ve sklonu při montáži na obr. 13 dokazuje přizpůsobivost výrobce uživatelským požadavkům.

Tyčové dílce

Betony vysokých pevností nacházejí stále větší uplatnění při navrhování a výrobě zejména tyčových dílců. Podíl technologie předpínání roste zejména při vyztužování nosníků, kde se v této souvislosti často uplatňuje i rozptýlená výztuž. Pro výrobu sloupů a nosníků se



Obr. 12 – Žebrové panely TT délky 30,0 m / TT units, length 30.0 m



Obr. 13 – Montáž panelů TT parkingu Akademické nemocnice v Leiden / Assembly of TT units. Car park of Academic Hospital in Leiden

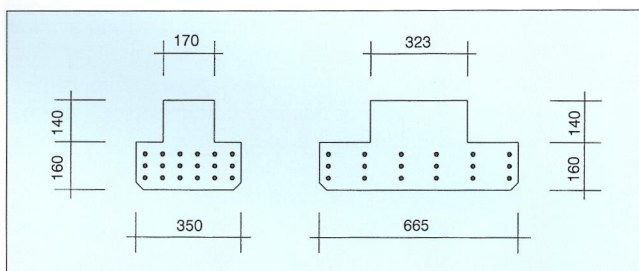
běžně používají betony B 80 až B 100. Na základě rozsáhlého výzkumu prováděného v posledním desetiletí zvláště ve skandinávských zemích byly vytvořeny nové normy, které dovolují navrhovat betonové konstrukce z betonů až do pevnostní třídy B 115. Použitím betonů vyšších pevnostních tříd doplněné předpínáním u nosníků se dosahuje zmenšování průřezů, snižování hmotnosti dílců, úspora betonu a oceli, zvyšuje se trvanlivost, snižuje se pracnost ve výrobnách, při přepravě, manipulaci i na staveništi.

Sloupy vyrobené z betonu vysokých pevností mohou mít průřez zmenšený až o 45 %, a mohou být proto i levnější. Pro vyšší budovy je možné dodržet po celou výšku jednotnou velikost poměrně subtilního průřezu se stejnými konstrukčními detaily u všech podlaží, což je jak z výrobního, tak montážního hlediska velice výhodné. Určité problémy mohou nastat při *stýkání nosníků stropních konstrukcí* vzhledem k minimalizaci průřezových rozměrů. Pro tento účel však byly vyvinuty speciální styky se skrytými ocelovými konzolami [10]. Průřezy sloupů vyrobených z betonů vysokých pevností konkurují ocelovým sloupům nejen svojí štíhlostí. Mají totiž výhodu zajištění *požární odolnosti* a kvalitní konečné *pohledové úpravy*. V mnoha případech je výhodné použít i předem předpínané sloupy. Jedná se především o sloupy umístěné v posledních podlažích nebo u přízemních konstrukcí s nízkými hodnotami normálových sil v kombinaci s velkými ohybovými momenty. Předpětím se dosáhne omezení nebo vyloučení takových napětí v průřezech. Zamezí se tak vzniku trhlin a zvýší se tuhost.

Nosníky. Tendence snižovat konstrukční výšku nosníků betonových stropních konstrukcí vyplývá z nutnosti *konkurovat obdobným typům stíhlých stropních konstrukcí ocelových*. Nová generace předpínaných nosníků s průřezem tvaru obráceného T se vyznačuje nízkými přírubami pro uložení stropních panelů. Instalační a technologické rozvody se vedou v prostoru kdekoli



Obr. 14 – Nosníky průřezu obráceného T, Parma Betonila v Nummela / Inverted T-beams. Parma Betonila in Nummela



Obr. 15 – Průřezy zkušebními nosníky / Cross-section of beams
A – z betonu B 120 / concrete C 120
B – z betonu B 60 / concrete C 60

pod nízkým nosníkem. Na obr. 14 je ukázka takových nosníků s gumovými páskami umístěnými na koncích horní plochy přírub. Taková uspořádání ocení pracovníci montáže při ukládání stropních panelů a dodatečných zálivkách. Vliv kvality betonu na velikost průřezu je zřejmý z porovnání zkušebních dílců stejné únosnosti, stejné výšky a stejně vyztužených, avšak s rozdílnými šířkami (obr. 15). Jednou z velkých výhod takto vyztužených nosníků je možnost podstatného snížení a zjednodušení tímníků nebo dokonce jejich vyloučení při použití směsi betonu s rozptýlenou výztuží. Výrobou takových dílců na dlouhých výrobních linkách se zmenšuje pracnost na minimum.

Konstrukce

Dnešní vývoj konstrukcí používaných pro výstavbu vícepodlažních budov je poznamenán mnoha společenskými a hospodářskými faktory v těsných vazbách na rozdílný společenský vývoj posledních desetiletí v různých oblastech světa. Současnost se vyznačuje zejména:

- ♦ nesmiřitelnou soutěživostí konstrukčních materiálů a technologií výstavby,
- ♦ důsledky ekonomických krizí včetně energetické,
- ♦ ekologickými požadavky na životní prostředí včetně využívání přírodních zdrojů,
- ♦ požadavky na zvyšování komfortu pracovního prostředí jak ve výrobnách, tak na staveništích.

Nejdůležitějšími faktory, jež ovlivňují použití různých druhů konstrukcí včetně volby jejich materiálového zabezpečení, a to bez ohledu na pořadí důležitosti, které se mění v závislosti na mnoha okolnostech, určených ponejvíce stavebníkem a lokalitou staveniště, jsou:

Přiměřená konstrukce, jež s dalšími kompletačními systémy splňuje v maximální míře uživatelské požadavky. Vhodná volba konstrukčních prvků a jejich sestava umožňuje maximální využití kapacity prostoru vymezeného objemem budovy.

Uživatelská flexibilita, kdy určité druhy budov vyžadují čas-tou změnu dispozičního uspořádání podle měnících se požadavků uživatele nebo dokonce při jeho změně. To platí zvláště pro administrativu, obchod a výrobu, ale i pro bytové objekty.

Optimální využití materiálů. Každý konstrukční materiál má určité vlastnosti předznamenávající jeho optimální využití. Zatímco se v minulosti navrhovaly konstrukce čistě monolitické, prefabrikované nebo ocelové, současný vývoj směřuje k využívání různých materiálů pro tytéž nebo modifikované konstrukce, a to v kombinacích s využíváním výhodných vlastností materiálů pro určité prvky konstrukce.

Rychlost výstavby. Dnes se klade stále větší důraz na zvyšování rychlosti výstavby v důsledku požadavku stavebníka na rychlou návratnost vloženého kapitálu. Rozhodnutí o zahájení výstavby se obvykle odkládá na nejzazší mez, přičemž termín ukončení zůstává pevný. Projekty se zpracovávají samostatně a čas na přípravu a výstavbu se dodavateli zkracuje. Generální dodavatel stavby musí proto jednotlivé části zadávat přiměřenému množství vhodných subdodavatelů a celou stavební činnost koordinovat. Možným východiskem je také počáteční volba generálního dodavatele, pověřeného přípravou zakázky i stavby a také projektové dokumentace. Tím lze získat více času pro bezkolizní a kvalitní provedení stavebního díla.

Kvalita. Pojem kvality má dosti široký obsah. Dnes již k samozřejmému požadavku na použití kvalitního materiálu a kvalitní provedení přistupují požadavky na uživatelskou vstřícnost, pohodlí a estetické ztvárnění, jež se stávají nezbytnými pro výstavbu moderních budov.

Přípůsobilost. Konstrukce je nutno hodnotit také z hlediska předpokládané doby životnosti budovy. Doba životnosti konstrukce se předpokládá od padesáti do sta let a více, obvodového pláště od dvaceti do šedesáti let, vnitřního uspořádání od deseti do dvaceti let a povrchových úprav od pěti do patnácti let. Cena konstrukce pozůstává navíc z přídatné částky, potřebné pro adaptaci či demolici v období životnosti budovy. Konstrukce, která umožňuje bez úprav realizaci všech změn požadovaných uživatelem, prodlužuje i celkovou dobu životnosti budovy. I když se zdá zpočátku taková konstrukce dražší, je souhrnně levnější.

Ochrana životního prostředí. Mnoho vlád evropských států přijalo zákony omezující devastaci životního prostředí výrobky z plastů, obalovou technikou, odpadky, znečišťování půdy chemikáliemi apod. Očekává se schválení zákonů dotýkajících se výstavby, zaměřených na emise, skládky nepotřebného materiálu, omezení těžby surovin a snižování energetické spotřeby. Rovnocennost společenských požadavků, ekonomických a ekologických zájmů si vyžádá od stavebního průmyslu přeměnu koncepcí s důsledky pro návrhovou a realizační činnost. Je nesporné, že ke splnění všech uvedených požadavků na výstavbu funkčních, hospodárných a esteticky vyhovujících konstrukcí je zapotřebí *tvorivé spolupráce inženýra se všemi, kdo se na výstavbě podílejí*.

Hybridní konstrukce a prefabrikace

Dnešním obecným požadavkům pro výstavbu budov v mnoha případech vyhoví prefabrikované konstrukce s použitím atypických prvků, ale i s vysokým podílem hromadně vyráběných dílců. Za jistých okolností, zejména však u náročnějších konstrukcí budov, je výhodné navrhovat hybridní soustavy. Hybridní konstrukcí se rozumí konstrukční systém, ve kterém se vyskytují alespoň dva nebo více materiálůvých či technologicky odlišných druhů nosných prvků. Jednou z největších předností těchto konstrukcí je všestrannost, která vyplývá z optimálního

využití konstrukčních materiálů. Jde zejména o různé kombinace prefabrikovaných dílců, monolitických konstrukcí, zdíva a ocelových nebo dřevěných prvků.

Zda se v takových konstrukcích uplatní také prefabrikace, závisí od schopností výrobců reagovat pružně na požadavky trhu a nabízet nejen kvalitní a z uživatelského hlediska přijatelné prvky, ale nabízet je i v konkurenceschopné cenové hladině. Příkladem výhodného uplatnění prefabrikovaných dílců je několik ukázek hybridních konstrukcí pro výstavbu budov v Nizozemsku.

Věž Weena v Rotterdamu (obr. na obálce) s půdorysem 30 m × 40 m vysoká 106 m s 33 podlažními má monolitickou podnož a komunikační jádro. Obvod tvoří prefabrikované, půdorysně zakřivené stěnové dílce tloušťky 0,3 m s vnějšími rozměry 3,54/3,27 m s okenními otvory a s vnitřní průběžnou konzolou, na kterou jsou uloženy dutinové stropní panely tloušťky 0,26 m s půdorysem tvaru mezikruhu výseče délky 8,16 m a proměnné šířky 1,52 m až 3,47 m. Celkem 2 250 prefabrikovaných dílců dodávalo pět výrobců. Vnější povrch obvodových panelů má hliníkový povlak.

Jiným příkladem je bytový dům válcového tvaru, rovněž v Rotterdamu, kde polovinu obvodu tvoří opět železobetonové stěnové panely, avšak s příznanou strukturou betonu, zatímco druhá polovina má po obvodu balkóny (obr. 16). Další ukáзка je z výstavby administrativní budovy v Haagu se stejnou koncepcí prefabrikovaného obvodového pláště, stropů a monolitického komunikačního jádra, avšak s pětiúhelníkovým půdorysem (obr. 17).

V sousedství věže Weena je působivá konstrukce administrativní budovy, kde stropní konstrukci horního vysunutého podlaží tvoří ocelové nosníky nesoucí dutinové panely (obr. 18). Budova Generale Bank Nederland NV v Rotterdamu (obr. 19) má konstrukci s monolitickým komunikačním jádrem a prefabrikovanou podnoží pod vyšší částí s vrchními dvaceti-pěti podlažními a ocelovou strukturou podnože pod nižší částí s jedenácti podlažními. Snímky z doby výstavby v roce 1994 dokumentují koncepci prefabrikovaných obvodů a stropních konstrukcí (obr. 20, 21). Vzorové použití prefabrikovaných dílců hybridní konstrukce administrativní budovy VNO/NCW „Mali-toren“ v Haagu (obr. 22) bylo podrobně dokumentováno v našem časopise [12].

Závěr

Zhodnocení stavu vývoje některých druhů prefabrikovaných dílců a jejich uplatnění u konstrukcí pro výstavbu vícepodlažních budov na sklonku tisíciletí nechť je podnětem k zamyšlení nad stavem a perspektivami české prefabrikace. Vývoj konstrukcí se děje zejména u významných a rozsáhlejších zakázek, které realizují osvědčené stavební firmy. Vývoj anebo vznik nových prefabrikovaných dílců či konstrukčních systémů pro svoji materiální, odbornou, časovou a zejména finanční náročnost je možný jen za účasti více firem či pracovních týmů buď v národním nebo mezinárodním měřítku. Často je nutná spolupráce s odborníky jiných profesí a samozřejmě s architekty. Příkladem takové spolupráce může být firma Addtek, holdingové uspořádání mezinárodní společnosti se sídlem ve Vantaa u Helsink, která sdružuje celkem 38 výrobců z Finska, Švédska, Norska, Holandska, SRN, Estonska a Ruska. Rozsáhlý vývoj s přihlédnutím k místním podmínkám je koordinován ústřední vývojovou skupinou a dotýká se materiálůvých základny, formovací techniky, výroby betonu, dílců a konstrukčních systémů. Je zřejmé, že také v Česku bude muset dojít ke spolupráci více výrobců při řešení alespoň dílčích úkolů, před kterými dnes naše prefabrikace stojí.



Obr. 16 – Válcová bytovka v Rotterdamu / *A cylindrical apartment building in Rotterdam*



Obr. 17 – Hybridní konstrukce při výstavbě v Haagu / *A hybrid skeleton under construction in The Hague*



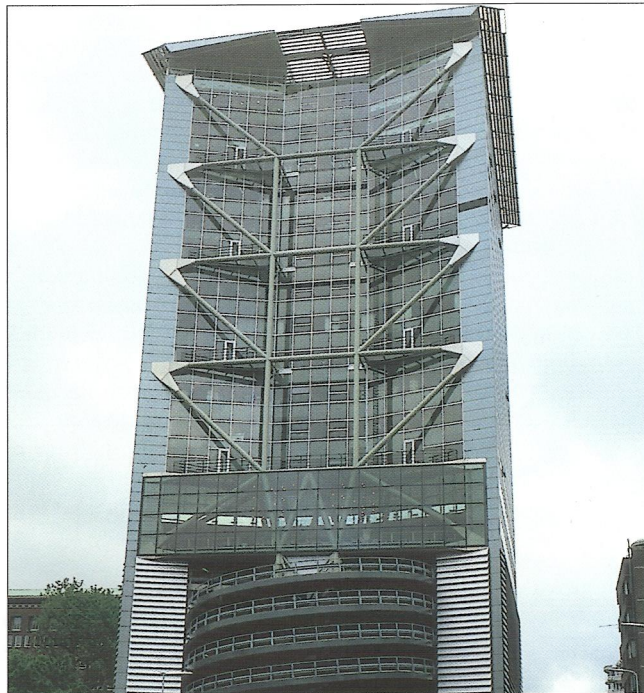
Obr. 18 – Administrativní budova s použitím dutinových stropních panelů v Rotterdamu / *An office building in Rotterdam with hollow core floor slabs*



Obr. 19 – Centrální banka v Rotterdamu / *Generale Bank Nederland NV in Rotterdam*



Obr. 21 – Centrální banka v Rotterdamu při výstavbě / *Generale Bank Nederland NV in Rotterdam under construction*



Obr. 22 – Administrativní budova VNO/NCW „Malietoren“ v Haagu / „Malietoren“, Office Building in The Hague

Literatura:

[1] *Precast Prestressed Hollow Core Floors – FIP Recommendation*, London, 1988, Thomas Telford, str. 38

[2] **A. van Acker:** *Recommendations for the Design of Precast Prestressed Hollow Core Floors*, Betonwerk + Fertigteil-Technik, 12/91, str. 81-90

[3] *FIP Guide to Good Practice “Horizontal Composite Structures–Composite Slabs and Beams”*, FIP Commission „Prefabrication“, 1997

[4] **C. Bosco, P. G. Debernardi:** *Further Investigation on Structural Continuity of Hollow Core Floors Produced by the Slip-form Technique*, Betonwerk + Fertigteil-Technik 9/91, str. 99-106

[5] **A. Cholewicki:** *Shear Transfer in Longitudinal Joints of Hollow Core Slabs*, Betonwerk + Fertigteil-Technik, 4/91, str. 58-67

[6] **F. Mönning:** *Prestressed Hollow Core Floors–no Problems with Large Openings*, Betonwerk + Fertigteil-Technik 4/1998, str. 84-89

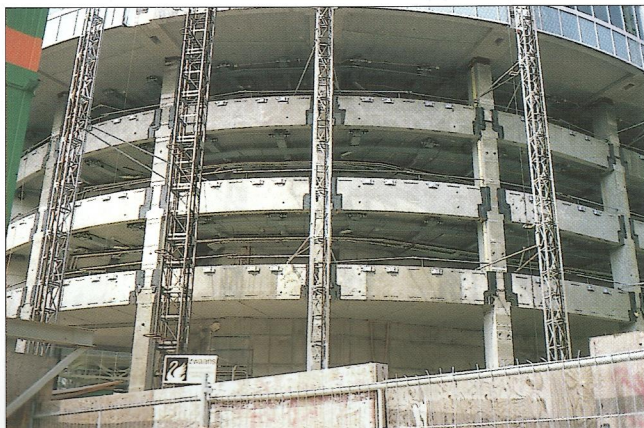
[7] **J. C. Walraven:** *Load Distribution and Failure Behaviour of Prestressed Hollow Core Slabs*, Betonwerk + Fertigteil-Technik 1/92, str. 57-63

[8] **K. Anttalainen a spol.:** *Uusi Betoniratkaisu Liikennemelin Torjuntaan*, *Betoni* 3/98, pp. 34-37

[9] **P. Čížek:** *Prefabrikace v pozemních stavbách na XII. kongresu FIP*, *Beton a zdivo*, roč. V. (1995), č. 5, s. 2-5

[10] **P. Janhunén:** *High-Strength Concrete – Application and Standardisation in Finland*, Betonwerk + Fertigteil-Technik 2/92, str. 74-80

[11] **R. Venafro:** *The Weena Tower: an Office and Apartment Building in Rotterdam*, *Cemento* 675-Marzo 1993, str. 160-177



Obr. 20 – Centrální banka v Rotterdamu při výstavbě, prefabrikovaná část podnože budovy / *Generale Bank Nederland NV in Rotterdam under construction, precast structure of the lower part*

[12] **J. N. J. A.: Vambersky:** *Administrativní budova VNO/NCW „Malietoren“*, Haag, Nizozemí, *Beton a zdivo*, roč. V. (1998), č. 2, s. 6-11

Ing. Pavel Čížek, Prezipp Chrudim, s. r. o., Sukovo nábř. 1556, 530 02 Pardubice

Před dvaceti lety...

Praha, ČSSR – Trvalé zvyšování jakosti výrobků je možné jen při zapojení co nejširšího okruhu pracujících a ve stále součinnosti s organizací KSČ a s odborovými a jinými masovými organizacemi při rozvíjení iniciativy pracujících. (Vybráno z Usnesení předsednictva vlády Československé socialistické republiky ze dne 25. srpna 1977 č. 178 o opatřeních ke zvýšení úrovně kontroly jakosti ve všech rozhodujících fázích výroby a k vytvoření účinného státního systému řízení jakosti, včetně zkušebnictví. Hospodářské noviny, č. 20/1978.)

Co slovo, to perla, co věta, to zvon... Podle toho to i dopadlo...

Milík Tichý

Algoritmus návrhu složení betonu

The Algorithm of Concrete Mix Design

Petr Pytlík

Výpočet složení betonu v programu EXCEL s dílčími podprogramy: a) granulometrie kameniva, b) stanovení objemové a sypné hmotnosti, c) míšení frakcí kameniva, d) složení betonu a výpočet předpokládaných vlastností ztvrdlého betonu. Výpočet složení betonu je řešen čtyřmi metodami s možností volby vhodného postupu. Zadávat se přímo laboratorně změřené hodnoty, případně se mohou a nemusí zadat dílčí parametry. V programu jsou respektovány požadované limity pro EN 206 podle prostředí exploatace betonové konstrukce. Složení betonu po laboratorním ověření je doplněno předpokládanými vlastnostmi ztvrdlého betonu, které jsou vypočítány z empirických vztahů.

This paper computation of concrete mix design in the EXCEL program with partial subroutines: a) aggregate grading, b) determination of specific gravity and bulk density, c) mixing of aggregate fractions, d) composition of concrete and calculation of the presumed properties of hardened concrete. The calculation of the concrete composition is solved by four methods with the possibility of selecting a suitable procedure. Inputted are values directly measured in the laboratory, partial parameters can also be entered. The program takes into account the required EN 206 limits in accordance with the operational environment of the concrete structure. The composition of the concrete after laboratory verification is supplemented by the assumed properties of the hardened concrete. They are calculated from empirical relationships.

Beton je kompozitní stavební látka, kde kamenivo plní funkci plniva a matricí tvoří cementový kámen vzniklý z hydratovaného cementu, přísad, příměsí a pórů. Přesné definování vlastností betonu, jako funkci složek, naráží na potíže vyvolané mnohoznačnou závislostí vlastností a podílu složek a jejich prostorové i časové proměnnosti. Odhaduje se, že pevnost betonu ovlivňuje asi 20 nezávisle proměnných. Proto nelze žádné vztahy považovat za determinované, ale pouze pravděpodobné s rozdílnou mírou korelace. Závislosti jsou vždy stochastického charakteru, platné v mezích prováděných zkoušek s určitou pravděpodobností. Další rozvoj technologie betonu vyžaduje formulaci závislosti a vztahů jazykem matematiky a tak zvýšit úroveň technologie, dosud převážně empirické, na vyšší stupeň matematizace oboru.

Matematický model

Model je formulován z hlediska zásad kompozitního materiálu.

Přírodní kamenivo vykazuje výrazně vyšší pevnost než cementový kámen, proto jeho objemový podíl musí být co největší. Volíme maximální zrno nejvýše přípustné podle konstrukce a zrnitost takovou, aby mezerovitost kameniva byla minimální.

Cementový kámen musí vyplnit mezery mezi zrny kameniva a ještě vytvořit obálku na povrchu všech zrn kameniva. Podíl cementového kamene lze vyjádřit nadbytkem cementového tmele. Vyšší podíl cementového kamene nad přijatelnou mez je nejen nevhodný (vyšší dávka cementu), ale také zhoršuje mechanické vlastnosti betonu.

Pevnost betonu je také ovlivněna kontaktní zónou (kamenivo – cementový kámen), interakcí povrchu kameniva

s cementovým kamenem. Interakci technologicky řešíme kvalitou kameniva a případně příměsí (např. křemičité úlety).

Čerstvý beton musí být dobře zpracovatelný a jeho konzistence (měřená např. sednutím kužele) je nepřímo úměrná viskozitě cementového tmele (vodní součinitel, plastifikační přísady, intenzita zhutňování) a přímo úměrná tloušťce obálky cementového tmele na povrchu zrn kameniva (nadbytek cementového tmele).

Rozhodující roli v pevnosti betonu hraje pórovitost cementového kamene, která je přímo úměrná vodnímu součiniteli. Ten je základním kritériem v empirických vztazích výpočtu pevnosti betonu.

Působí zde dva protichůdné požadavky:

- ♦ pro dobrou zpracovatelnost čerstvého betonu požadujeme vyšší vodní součinitel i nadbytek cementového tmele,
- ♦ pro vyšší pevnost a trvanlivost betonu je nutný nízký vodní součinitel i optimální dávka cementu.

Řešení spočívá v optimalizaci a limitování parametrů podle prostředí, ve kterém bude beton využíván. Podle stupně agresivity prostředí se limituje maximální vodní součinitel, minimální dávka cementu, minimální pevnostní třída betonu.

Tento verbální popis matematického modelu lze formulovat:

$$\text{pevnost betonu } R_B = f_1(w, v, R_C, V_Z, a_K) \geq R_{BEN} \quad (1)$$

$$\text{požadavky } [(w \leq w_{EN}), (m_C \geq m_{CEN}), (\min M), V_Z]$$

$$\text{konzistence } \begin{cases} KO = f_2(\delta, \eta) \\ \delta = f_3(V_{CT}, M, S_K) \\ \eta = f_4(w, c_p, m_p, D) \end{cases} \quad (2)$$

w – vodní součinitel,

v – nadbytek cementového tmele,

R_C – pevnost cementu,

V_Z – objem vzduchových pórů,

a_K – kvalita kameniva,

indexy EN označují požadavky evropských norem,

m_C – množství cementu,

M – mezerovitost kameniva,

δ – tloušťka obálky cementového tmele na zrnech kameniva,

η – viskozita cementového tmele,

V_{CT} – podíl objemu cementového tmele,

S_K – povrch kameniva,

c_p – koncentrace a druh plastifikační přísady,

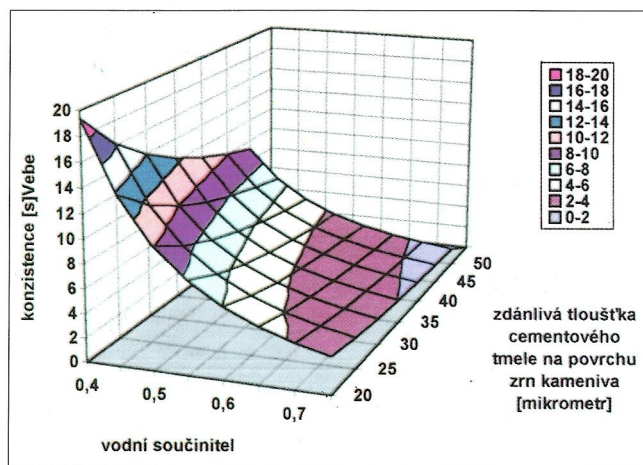
m_p – množství příměsí,

D – gradient rychlosti, který charakterizuje intenzitu zhutňování čerstvého betonu,

KO – konzistence čerstvého betonu měřená některou metodou podle ČSN P ENV 206.

Korelační závislost konzistence čerstvého betonu vypočítaná z mnoha měření je uvedena na obr. 1.

Platí pro zhutňování vibrací běžnou frekvencí (50 Hz) a pro zdánlivé tloušťky obálky cementového tmele na povrchu zrn kameniva větší než 20 mm [1].



Obr. 1 – Závislost konzistence na vodním součiniteli a zdánlivé tloušťce cementového tmele na povrchu zrn kameniva / Relationship between consistency of fresh concrete, water/cement ratio and apparent thickness of cement paste on the surface of aggregates

Program výpočtu

Výpočet je zpracován v programu EXCEL 5.0 a sestává ze dvou částí.

Kamenivo

1. Sestavení křivek zrnitosti podle síťového rozboru pro různé varianty směsí a tří frakcí kameniva. Zadávají se pouze údaje na sítích v g.

2. Stanovení objemové hmotnosti jednotlivých frakcí kameniva metodou pyknometrickou nebo vážením na hydrostatických vahách. Stanovení sypané hmotnosti směsi kameniva. Zadávají se jen hmotnosti dílčích vážení.

3. Míšení – stanovení podílu jednotlivých frakcí. Podíly dvou frakcí se řeší pomocí čísel zrnitosti podle Abramse. Podíly tří frakcí se vypočítávají prolínáním, kdy se uvažuje podsítné i nadsítné, pomocí soustavy tří rovnic. Zadává se maximální zrna kameniva.

Složení betonu

1. Vstupní data. Podle prostředí, kterému bude betonová konstrukce vystavena, stanovuje EN 206 limitní hodnoty: maximální vodní součinitel, minimální množství cementu a minimální pevnostní třídu betonu, případně potřebné provzdušnění u některých stupňů agresivity. Také se zadá požadovaná konzistence podle tabulky. Kamenivo je definováno v první části programu. Další požadovaná zadání: druh cementu (CEM I až V nebo R), dávka a druh přísad a dávka příměsí v % hmotnosti cementu. V programu jsou uvedeny tři nejčastěji používané druhy příměsí: popílek, křemičitě úlety, barevné pigmenty. Tyto údaje postačují k výpočtu složení betonu.

2. Metody výpočtu složení betonu. Program obsahuje čtyři metody výpočtu, při kterých se současně kontrolují limitní požadavky podle zadaného prostředí, celková hmotnost tuhých částic do 0,25 mm a přijatelnost nadbytku cementového tmele.

a) Metoda podle nadbytku cementového tmele vychází z odhadu nadbytku v mezích 1,05 až 1,4. Následující výpočet je velmi jednoduchý. Jeho základem je upravená rovnice absolutních objemů složek.

$$v \cdot M \cdot \frac{m_c}{3100} + \frac{w \cdot m_c}{1000} + \frac{m_p}{\rho_p} + \frac{V_z}{100} \quad (3)$$

v – nadbytek cementového tmele,
 M – mezerovitost kameniva,

m_c, m_p – množství cementu a příměsí [$\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$],
 w – vodní součinitel,
 ρ_p – objemová hmotnost popílku [$\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$],
 V_z – objem vzduchových pórů v betonu,
 (minimálně bývá 2 %).

b) Metoda Ch. T. Kennedyho je založena na tloušťce obálky cementového tmele na povrchu zrn kameniva, která se řídí zvoleným vodním součinitelem. Touto metodou se většinou vypočítá vyšší dávka cementu ve srovnání s ostatními metodami. K výpočtu se používají dvě základní rovnice.

$$S_K = m_K \cdot \frac{90}{\rho_K} \cdot \sum \frac{p_i \cdot \psi_i}{d_i} \quad (4)$$

Objem cementového tmele

$$V_{CT} = M + S_K \cdot \delta;$$

$$S_K \cdot \delta = v - 1 \quad (5)$$

S_K – povrch kameniva [m^2] s objemovou hmotností ρ_K [$\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$] v množství m_K [$\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$]

p_i – podíl zrn úzké frakce s velikostí horního síta d_i [mm] v %

ψ_i – koeficient tvaru zrn a ostatní symboly podle rovnice (2) a (3)

c) Metoda podle Bolomeye užívá známý základní vztah jako v metodách a) i b)

$$R_B = a_K \cdot R_C \left(\frac{1}{w} - 0,5 \right) \quad (6)$$

Při výpočtu se zvyšuje množství vody, které je potřebné pro navlhčení kameniva podle požadované konzistence.

d) Metoda podle empirického množství vody. Vodní součinitel se zadá z tabulky programu podle pevnostní třídy cementu a pevnosti betonu. Z další tabulky se stanoví potřebné množství vody podle požadované konzistence a maximálního zrna kameniva. Množství vody se koriguje podle přísad a příměsí.

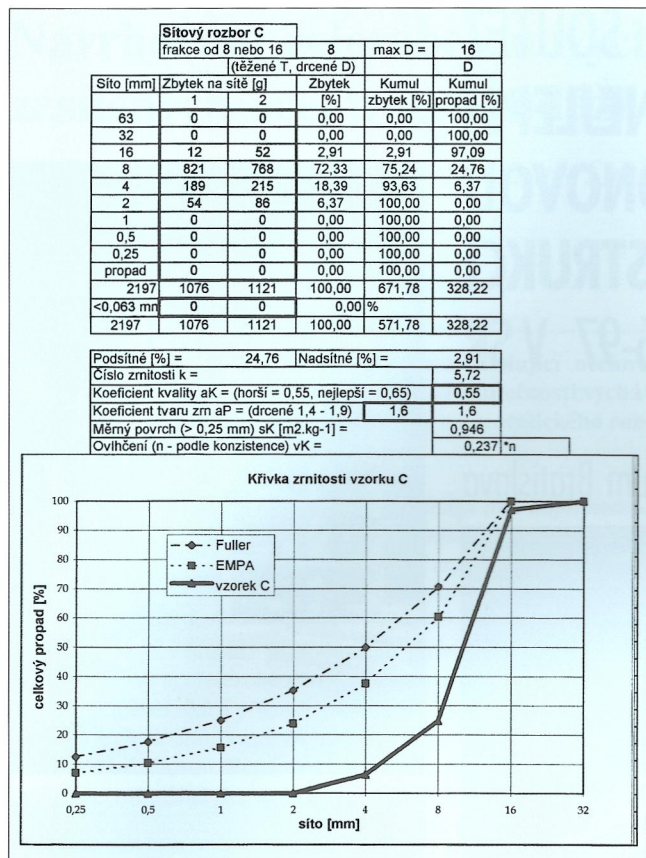
Závěrem této části programu se v tabulce zobrazí rekapitulace výsledků všech čtyř metod výpočtu složení betonu a technolog si podle vlastní zkušenosti může vybrat konkrétní metodu a tím i složení betonu.

3. Ověření návrhu složení betonu. S ohledem na řadu zjednodušení a empirických konstant je nutno připravit dle vybraného návrhu složení betonu zkušební vzorky (alespoň tři krychle o hraně 150 mm) a stanovit objemovou hmotnost čerstvého betonu a současně ověřit, případně korigovat množstvím vody požadovanou konzistenci. Výsledky slouží k úpravě složení betonu. Na krychlích se za 28 dní normového zrání betonu stanoví pevnost v tlaku. Výsledek je konfrontován s požadovanými limity a vstupními požadavky.

4. Předpokládané vlastnosti betonu. Tento oddíl programu je doplňkem a zobrazené hodnoty jsou vypočítány podle různých empirických dat a vztahů uvedených v literatuře. Jsou to předpokládané pevnosti pro různá namáhání, odhad nárůstu pevnosti betonu, pravděpodobný modul pružnosti, míra dotvarování a smrštění.

Závěr

Vypracovaný program při minimálním počtu vstupních dat usnadňuje práci technologa a komplexně řeší navrhování složení betonu. Program lze zjednodušit jen na jednu výpočtovou metodu nebo doplnit výpočtem ceny betonu podle konkrétních cen vstupních materiálů. Část výpočtových tabulek je uvedena na obr. 2 až 5.



Obr. 2 – Vlastnosti jedné frakce kameniva / Properties of one aggregate fraction

Prostředí betonu		stupeň agresivity prostředí dle prEN 206			
Prostředí	označení	max w	min CEM	min pevnost	min V _z
vnitřní, suché	XC1	0,65	260	25	0
vlhké konstrukce, základy	XC2	0,6	280	30	0
vnější konstrukce, bez deště	XC3	0,55	280	37	0
povrchy s působením vody	XC4	0,5	300	37	0
plovárny	XD1	0,5	300	37	0
průmyslové vody s chloridy	XD2	0,45	320	45	0
mořské pobřeží	XS1	0,5	300	37	0
námořní betonové konstrukce	XS3	0,45	340	45	0
svíslé povrchy + déšť + mráz	XF1	0,55	300	37	0
svíslé povrchy+mráz+voda+sůl	XF2	0,55	300	37	4
vodorovné povrchy + déšť + sůl	XF3	0,5	320	37	4
povrch vozovek + sůl	XF4	0,45	340	37	4
slabá chemická agresivita	XA1	0,55	300	37	0
působení mořské vody	XA2	0,5	320	37	0
vysoká chemická agresivita	XA3	0,45	360	45	0

(klepnutím na označení a potom tažením v řádku)

Očekávané prostředí:	XF1	0,55	300	37	0
Zadaná pevnostní třída betonu	30	Výpočtová pevnost [MPa] =			42

Zadaná konzistence = 2

S - sednutí kužele V - přeformování VEBE

Konzistence	K	S [mm]	V [s]	pro kamenivo:
velmi tuhá	0	0	> 31	T: n = 0,094
tuhá	1	< 40	21 - 30	D: n = 0,105
měkká	2	50 - 90	11 - 20	
velmi měkká	3	100 - 150	10 - 5	
tekutá	4	>160	< 4	

Definice kameniva dosadit hodnoty z programu Misení - výsledné vlastnosti

Počet frakcí kameniva	3	A	B	C	
Maximální zmo [mm]	16	Podíly:	0,333	0,143	0,524
Číslo zrnitosti	4,410	Druh:	T	T	D
Koeficient kvality	0,570				
Koeficient tvaru zm	1,400				
Měrný povrch>0,25 mm[m2.kg-1]	2,951				
n = [0,099764]	0,540				
Ovlhčení (Bolomey) [kg.kg-1]	0,0539				
Objemová hmotnost [kg.m-3] =	2 577	2614	2528	2589	
Nasákavost [%] =	0,85	1,05	0,55	0,96	
Sypná hmotnost [kg.m-3] =	1933				
Mezerovitost=	0,250				
Podíl částic do 0,25 mm [%] =	3,48	10,44	0,00	0,00	
Podíl částic do 0,063 mm [%] =	0,90	2,69	0,00	0,00	

Obr. 3 – Fragment zadání vstupních dat / The part of input dates

vybráno: Bolomey				
Výpočetní postup	Nadbytek	Kenedy	Bolomey	Emp. voda
Cement 0 0 42,5	346	388	300	269
Voda	155	174	164	153
Kamenivo = max. D = 16				
1. frakce 0,33	605	591	617	629
2. frakce 0,14	260	254	265	270
3. frakce 0,524	952	931	971	990
Příměs: el. popílek	17	21	14	13
Přísada : superplastifikátor				
	2,4	2,7	2,1	1,9
Objemová hmotnost čerstvého betonu				
Vodní součinitel, max. w = 0,55	2337	2362	2 333	2326
Částice do 0,25 mm, max = 400	0,448	0,448	0,546	0,570
Nadbytek cementového tmele =	426	455	364	333
	1,10	1,34	1,17	1,09

Obr. 4 – Rekapitulace výpočtů složení betonu / The recapitulation of the computation results

Zkušební vzorky (krychle o hraně 150 mm) v kg:				
Označení vzorků	1	2	3	
Hmotnost formy	5,0243	5,005	5,078	
Hmotnost formy a betonu	13,012	12,884	12,853	Průměr: 2335
Objemová hmotnost čerstvého be	2367	2335	2304	
Průměrná objemová hmotnost =	2335 kg.m-3			
Koeficient přepočtu složení betonu podle	Kenedy 0,9887			
Oprava konzistence:				
Změna množství vody na 10 litrů	2	na 1 m3 =	2	kg
Objemová hmotnost a pevnost betonu	28			dnů
Hmotnost formy a betonu v kg	7,727	7,817	7,789	
Obj. hmotnost betonu [kg.m-3]	2 289	2 316	2 308	
Průměrná objemová hmotnost betonu	2 304 kg.m-3			
Síla na zkušební lisu [kN]	968	956	942	
Pevnost betonu v tlaku [MPa]	43,0	42,5	41,9	
Průměrná pevnost v tlaku	42,5 MPa			
Pevnost je vyhovující.				
Přepočet složení betonu	[kg.m-3]			
Zkoušené složení betonu podle	Bolomey			
Množství cementu	300			
Množství vody	166			
Množství kameniva, fr 1. frakce	618			
2. frakce	265			
3. frakce	972			
Příměsi: 0	13			
Přísady: Přísada :	2			
Objemová hmotnost betonu	2336			
Vodní součinitel	0,550	vyhovuje		
Tuhé částice do 0,25 mm	334	vyhovuje		
Objem cementového tmele	0,295	m3.m-3		
Přebytek cementového tmele	1,180	vyhovuje		
Maximální teplota betu (adiabatic	46	st. C		
Pro masivní konstrukce, tloušťky asi 1 m	nevyhovuje.			
Předpokládané pevnosti betonu				
Pevnost v tahu	2,8	MPa		
Pevnost v příčném tahu	3,1	MPa		
Pevnost v tahu ohybem	4,5	MPa		
Pevnost ve smyku	16,1	MPa		

Obr. 5 – Ověření návrhu složení betonu / Verification of concrete mix design

Literatura:

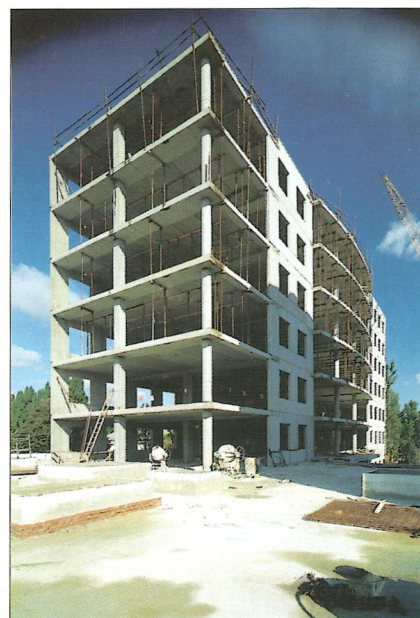
- [1] Pytlík, P.: Technologie betonu, VUT Brno 1997

Prof. Ing. Petr Pytlík CSc., Stavební fakulta VUT Brno,
Ústav technologie stavebních hmot a dílců, Věveří 95, 662 37 Brno

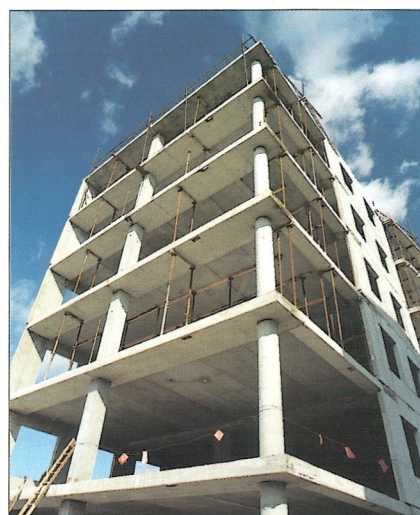
SOUTĚŽ O NEJLEPŠÍ BETONOVOU KONSTRUKCI 1996-97 V SR



Plynárenské centrum Bratislava



Obr. 1 – 5 – Plynárenské centrum Bratislava-Mlynské Nivy / The Gascenter Bratislava-Mlynské Nivy

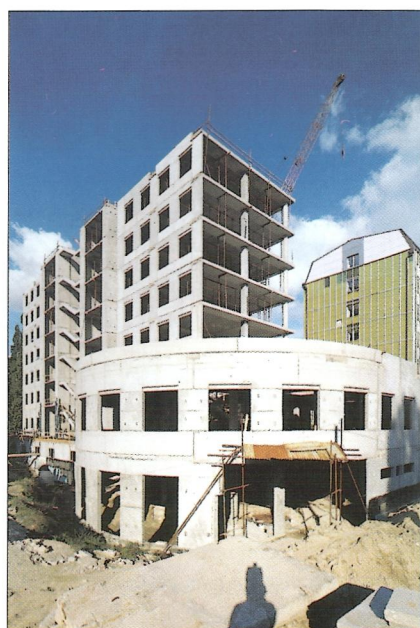


Představujeme Vám nejlepší betonovou konstrukci v oboru pozemních staveb za roky 1996-97 vyhodnocenou v soutěži, jejíž výsledky byly vyhlášeny na Betonářských dnech 1998, konaných 17. až 18. 9. 1998 v Bratislavě:

Název: Plynárenské centrum
Místo: Mlynské Nivy, Bratislava
Dodavatel konstrukce: ZIPP Bratislava, s. r. o.
Autor konstrukce: Ing. Imrich Szabó
Projektant: A-plan, akad. arch. Brogyányi, akad. arch. Mesiarik
Realizace: RENOS, a. s. Bratislava
Investor: Slovenský plynárenský priemysel, š. p.
Investiční náklady: 335 mil. Sk

Charakteristika: Náročná betonová konstrukce s využitím předností moderních technologických postupů výstavby: Obvodové prefabrikované nosné stěny Nízké a široké stropní předpínané průvlaky a filigránové desky společně spřažené s nadbetonovanou monolitickou vrstvou betonu působí v obou směrech jako vícepolová spojitá stropní konstrukce. Ztužující komunikační jádro z prefabrikovaných stěn se svislými otvory, určenými k provlečení dodatečně zainjektované výztuže vusokretem.

Pavel Čížek



Navrhování železobetonových sloupů zesílených ocelovou bandáží

Design of Reinforced Concrete Columns Strengthened with Steel Lining

(Pokračování z č. 3/98)

Ladislav Čírték

Doporučení pro navrhování a provádění zesilující ocelové bandáže železobetonových sloupů. Uvedené skutečnosti vycházejí z výsledků experimentálních zkoušek a z teoretického rozboru chování takto zesílených sloupů.

This paper presents recommendations for design and implementation of strengthening steel lining for reinforced columns. The described experience ensues from results of experimental tests and from theoretical analysis of behaviour of the strengthened columns.

Ocelová zesilující bandáž je dodatečně provedená ocelová konstrukce obepínající železobetonový sloup. Tato bandáž je sestavena z podélných úhelníků a příčných pásků (obr. 1) a je určena k zesílení stávajících sloupů, které nevyhovují z hlediska mezního stavu porušení normálovou silou (N) a ohybovým momentem (M). Omezením přetvoření betonu v příčném směru u sloupů zatížených tlakem vzniká v betonu trojosý stav napjatosti, jehož důsledkem je zvýšení pevnosti betonu. Bandážováním lze výhodně zvýšit únosnost stávajících sloupů pouze v případech, kdy k síle na mezi porušení podstatně přispívá tlakem beton. Účinnost bandáže klesá při zvětšující se výstřednosti normálové síly. Dosáhne-li výstřednost hranici plochy A_e bandážovaného sloupu (obr. 2) předpokládá se, že z hlediska mezního stavu porušení N a M je účinnost bandáže zanedbatelná. Uváděný návrh bandážovaných sloupů vychází z výsledků experimentálních zkoušek [1] a z teoretického rozboru chování takto zesílených sloupů [2], [3]. Výpočet mezního stavu porušení N a M stávajících železobetonových sloupů se provádí podle ČSN 73 1201 *Navrhování betonových konstrukcí* [4]; navrhování sloupů s ocelovou bandáží na tento předpis navazuje.

Podmínky pro zvýšení únosnosti sloupů

Ocelovou bandáží lze zvětšit únosnost stávajících železobetonových sloupů, jsou-li splněny následující podmínky:

- beton nevykazuje charakteristické znaky poruch v tlaku,
- průřez sloupu má tvar čtverce nebo obdélníku se stranami a, b , kde delší strana b má délku nejvýše 1,2 m a pro poměr délek stran platí
$$a/b \geq 0,5, \quad (1)$$
- beton sloupu vykazuje vlastnosti odpovídající třídám betonu v rozmezí B12,5 až B25, (2)
- štíhlostní poměr vyhovuje podmínce:
$$l_e / i_{b,min} < 35, \quad (3)$$
- výpočtová výstřednost e_d splňuje podmínku (obr. 2)
$$e_d \leq e_{im}, \quad (4)$$
- pro dosažení větší účinnosti bandáže je nutno stávající konstrukci po dobu provádění bandáží maximálně odlehčit, alespoň odstraněním krátkodobých nahodilých zatížení.

V uvedených vztazích je:

$a(b)$ kratší (delší) strana obdélníkového průřezu sloupu,
 l_e účinná délka sloupu podle čl. 5.2.4.2 předpisu [4],
 $i_{b,min}$ min. poloměr setrvačnosti betonového průřezu sloupu,

e_d výpočtová výstřednost normálové síly N_d od účinků extrémního zatížení,
 e_{im} maximální přípustná výstřednost měřená od těžiště betonového průřezu po hranici plochy přípustných výstředností na průsečnici roviny ohybu s rovinou průřezu (obr. 2).

Konstrukční uspořádání a kvalita oceli bandáže

Konstrukční uspořádání bandáže musí vyhovovat následujícím podmínkám:

- rovnostranný úhelník
 - minimální rozměr úhelníku $L 50 \times 50 \times 5$ [mm],
 - délka strany a_{uh} , tloušťka t_{uh} a délka l_{uh} úhelníku (obr. 1):
$$a_{uh} \geq 0,2 \alpha, \quad t_{uh} \geq 0,1 a_{uh}, \quad (5), (6)$$
$$l_{uh} \equiv l_{sl} - 0,05 \text{ [m]}, \text{ kde } \alpha = 0,5 (a + b), \quad (7), (8)$$
- pásek
 - osová vzdálenost a_p pásků
$$0,40 \alpha \leq a_p \leq 0,75 \alpha, \quad (9)$$
 - průřezová plocha A_p pásku
$$A_p \geq 0,004 \alpha^2, \quad (10)$$
 - tloušťka t_p pásku
$$t_p \leq t_{uh}, \quad (11)$$
- třídu oceli bandáže je nutno volit s ohledem na požadavky dané tab. 1

Tab. 1 – Požadavky na volbu oceli bandáže / Demands on type of steel

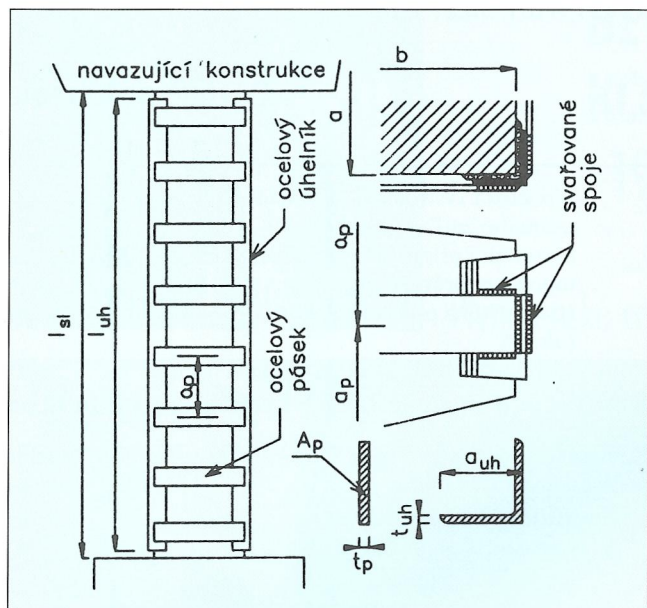
prvek bandáže	třída betonu	min. výpočtová pevnost f_d [MPa]	min. pevnostní třída (ČSN EN 10025)
pásek	B12,5; B15	213	Fe 360
	B20; B25	239	Fe 430
úhelník	B12,5+B25	213	Fe 360

- bandáž nutno provést po celé výšce sloupu tak, aby krajní pásky, tj. horní a dolní, byly co nejbližší k okrajům navazujících konstrukcí (např. průvlak, základová konstrukce),
- pásek je přivařen k úhelníku svařem s únosností $N_u = N_{p,fd}$.

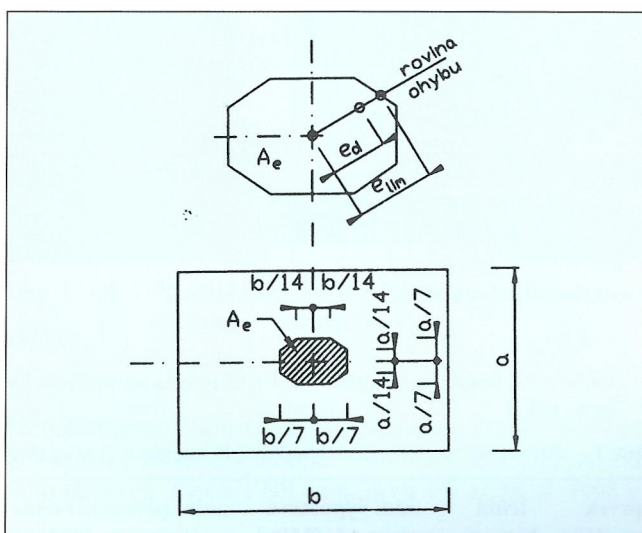
V uvedených vztazích i v tab. 1 je:

$a_{uh}, (t_{uh})$ délka (tloušťka) strany rovnostranného úhelníka bandáže,
 l_{uh} délka úhelníku,
 l_{sl} světlá délka sloupu,
 a_p osová vzdálenost pásků,
 $t_p (A_p)$ tloušťka (průřezová plocha) pásků,
 f_d výpočtová pevnost oceli bandáže.

Při návrhu délky strany a_{uh} úhelníku, tloušťky t_{uh} úhelníku a průřezové plochy A_p pásky je vhodné volit minimální hodnoty z hodnot vyhovujících vztahům (5), (6) a (10). Tloušťku pásky t_p , vyhovující vztahu (11), je vhodné volit $t_p = t_{uh}$ nebo hodnotu bezprostředně menší, než je tloušťka úhelníku t_{uh} .



Obr. 1 – Ocelová bandáž sloupu / Steel lining of column



Obr. 2 – Plocha A_e případných výstředností e_d / Area A_e of possible eccentricities e_d

Mez porušení ohybovým momentem a normálovou silou

- Jsou-li dodrženy výše uvedené podmínky, konstrukční uspořádání a kvalita oceli bandáží, stanoví se **únosnost bandážovaného sloupu**, vyjádřená normálovou silou na mezi porušení bandážovaného sloupu N_{ub} , vztahem:

$$N_{ub} = N_u + \Delta N_{su} \left(1 - \frac{e_d}{e_{lim}} \right), \quad (12)$$

s omezením

$$N_{ub} \leq N_{eu} + \Delta N_{su}. \quad (13)$$

Přitom

- N_u je výpočtová normálová síla na mezi porušení zesilovaného železobetonového průřezu nebandážovaného sloupu stanovená podle čl. 5.2.8 předpisu [4] pro výstřednost e_d ,
- ΔN_{su} přírůstek výpočtové normálové síly na mezi porušení bandážovaného sloupu pro výstřednost $e_d = 0$, stanovený podle bodu 2 tohoto odstavce,
- e_d výpočtová výstřednost normálové síly N_d od účinků extrémních zatížení (obr. 2),
- e_{lim} maximální přípustná výstřednost měřená od těžiště betonového průřezu po hranici plochy A_e přípustných výstředností na průsečnici roviny ohybu s rovinou průřezu (obr. 2),
- N_{eu} výpočtová normálová síla na mezi porušení železobetonového průřezu nebandážovaného sloupu stanovená podle vztahu (119) v bodě 5.2.7.3 předpisu [4].

- Přírůstek výpočtové normálové síly na mezi porušení bandážovaného sloupu ΔN_{su}** je určen vztahem:

$$\Delta N_{su} = 0,8 \gamma_u \gamma_b A_b R_{bd} (\Phi_b - 1), \quad (14)$$

kde

- γ_u je součinitel geometrie podle čl. 5.2.2 předpisu [4],
- γ_b součinitel podmínek působení betonu stávající konstrukce podle čl. 2.3 předpisu [4],
- A_b průřezová plocha betonové části průřezu sloupu,
- R_{bd} výpočtová pevnost betonu v tlaku podle tab. 1 předpisu [4],
- Φ_b součinitel únosnosti betonu bandážovaných sloupů stanovený podle bodu 3 tohoto odstavce.

- Součinitel únosnosti betonu Φ_b bandážovaných sloupů** je vyjádřen vztahem

$$\Phi_b = \Phi_{ap} \Psi_B \Psi_{ab} \Psi_a \Psi_N \Psi_{dg} \text{ s omezením: } \Phi_b \leq 1,75. \quad (15)$$

Ve vztahu (15) se součinitelé parametrů bandáže vyjádří podle vztahů:

Součinitel vzdálenosti pásků, tj. Φ_{ap}

$$\Phi_{ap} = 2,137 - 0,663 \frac{a_p}{\alpha}, \quad (16)$$

Součinitel kvality betonu, tj. Ψ_B

$$\Psi_B = 1,02; 1,00; 0,96; 0,92 \quad (17)$$

kde uvedené hodnoty odpovídají třídám B12,5; B15; B20; B25 betonu stávajícího sloupu,

Součinitel tvaru průřezu sloupu, tj. Φ_{ab}

$$\Phi_{ab} = 0,2 \frac{a}{b} + 0,8, \quad (18)$$

Součinitel velikosti průřezu, tj. Φ_a

$$\Phi_a = \left(1 - \frac{\alpha - 0,3}{7,1\alpha} \right)^{\exp}, \quad (19)$$

$$\text{kde } \exp = -1,691 \Phi_{ap} \Psi_B + 2,017, \quad (20)$$

Součinitel zatížení působícího na sloup v době provádění bandáže, tj. Ψ_N

$$\Psi_N = 1 - 0,200 \left(\frac{N_{d1}}{X_u} \right)^3, \quad (21)$$

Součinitel maximálního rozměru kameniva betonu tj. Ψ_{dg}

$$\Psi_{dg} = 6,8 d_g + 0,892 \quad (22)$$

s omezením $\Psi_{dg} \leq 1$;

$$\text{jestliže } d_g \text{ nebylo stanoveno, uvažuje se: } \Psi_{dg} = 0,95. \quad (23)$$

Přitom ve vztazích (16) až (23):

- a_p je osová vzdálenost pásků [m],
- α průměrná délka stran průřezu: $\alpha = 0,5 (a + b)$,
- $a (b)$ kratší (delší) strana obdélníkového průřezu sloupu,
- N_{d1} výpočtová síla působící na sloup v době provádění bandáže,
- d_g maximální rozměr kameniva [m],
- N_u viz vztah (12).

Technologický postup provádění bandáží

- Nejprve se v oblasti rohových úhelníků a pásků z povrchu stávajícího sloupu odstraní všechny nenosné vrstvy (obklady, omítky, podlaha, podhled apod.) a povrch betonu se očistí;
- povrch betonu se provlhčí a nanese se na něj v oblastech rohových úhelníků vrstva jemnozrnného betonu třídy B20 (s kamenivem o zrnitosti do 2 mm) o průměrné tloušťce přibližně 5 mm;
- pokud je beton ještě tvárný, zatlačí se do ní úhelník tak, aby jeho povrch po celé délce k betonu dobře přilnul;
- poloha čtyř úhelníků sloupu se po celou dobu provádění bandáže zajišťuje svěrkami;
- po zatuhnutí betonové vrstvy (2 až 7 dní) se k úhelníkům přivaří koutovými svary pásky, avšak pouze na jednom konci;
- aktivace pásků ohřevem se provede tak, aby se dokončila bandáž v krocích vždy po jedné celé objímce, tvořené čtveřicí pásků umístěných v jedné horizontální úrovni:
 - pásky se nahřejí po celé délce plamenem na teplotu 130 až 150 °C (100 až 120 °C) jestliže beton stávajícího sloupu odpovídá třídám betonu B12,5; B15 (B20, B25);
 - při udržování výše této teploty až do dokončení prací na celé objímce, provede se přivaření všech čtyř doposud nepřivařených konců pásků k úhelníkům;
 - postupně se takto po jednotlivých objímkách provede bandáž celého sloupu.

Odolnost proti korozi

Odolnost ocelové konstrukce bandáže proti korozi a její případnou ochranu je třeba posoudit a navrhovat podle předpisů [5], [6].

Požární odolnost

Vhodnost bandáže z hlediska požadavků protipožární ochrany musí být posouzena podle příslušných předpisů [7], [8], [9].

Vztahy (16) až (22) v tomto článku jsou převzaty z [3]. Pevnosti betonu v tlaku R_b a tahu R_{bt} ve vztazích (4PM) a (6PM2) v [3] byly vyjádřeny přibližnými výrazy:

$R_b \approx 0,8R_{bg} + 8$ [MPa]; $R_{bt} \approx 0,3(R_b)^{2/3}$, kde R_{bg} je zaručená krychelná pevnost zatříděného betonu [10].

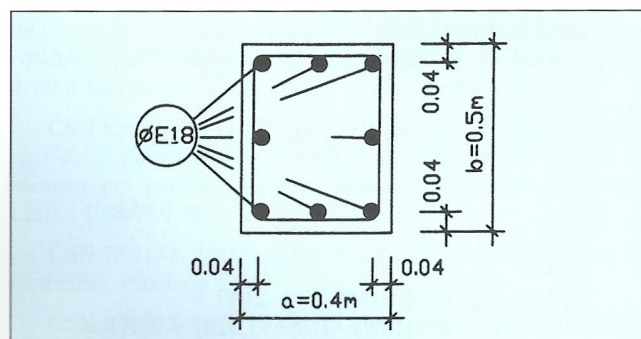
Posouzení „míry bezpečnosti“ sloupů zesílených ocelovou bandáží v tomto článku je možno se „skutečnou únosností“ těchto sloupů metodou uvedenou v [2], [3].

Příklad:

Úkolem je navrhnout ocelovou bandáž monolitického železobetonového sloupu - staticky působícího jako kyvná stojka o světlé výšce $l_{sl} = 3,7$ m, s průřezem podle obr. 3, protože stávající sloup nesplňuje požadavky meze porušení M a N předpi-

su [4]. Beton nevykazuje znaky poruch v tlaku a odpovídá třídě B12,5. Maximální rozměr kameniva $d_g = 16$ mm. Normálová síla od extrémního zatížení (v základní kombinaci) $N_d = 1700$ kN. V době provádění bandáže bude na sloup působit výpočtová síla $N_{d1} = 850$ kN.

$$N_d = 1700 \text{ kN}; N_{d1} = 700 \text{ kN}; l_{sl} = 3,7 \text{ m}$$



Obr. 3 – Průřez sloupu / Cross-section of the column

Beton: $R_{bd} = 7,5$ MPa (B12,5); $d_g = 16$ mm

Ocel 10216: $R_{scd} = 165$ MPa; $A_{sc} = 20,36 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$

– Kontrola podmínek pro zvýšení únosnosti sloupu

(1) $a/b \geq 0,5$; $0,4/0,5 = 0,8 \geq 0,5 \Rightarrow$ podmínka (1) splněna.

Třída betonu B12,5 stávajícího sloupu splňuje podmínku (2).

(3) $l_e / i_{b,min} < 35$; $3,7/0,116 = 31,896 < 35 \Rightarrow$ podmínka (3) splněna,

kde

$$l_e = l_{sl} = 3,7 \text{ m}; i_{b,min} = (J_y / A)^{0,5} = \{[(1/12)0,4^3 \cdot 0,5] / [0,4 \cdot 0,5]\}^{0,5} = 0,116 \text{ m};$$

(4) $e_d \leq e_{lim}$; $0,014 \text{ m} < 0,057 \text{ m} \Rightarrow$ podmínka (4) splněna,

kde

$$e_d = \eta(e_f + e_a) = 1(0 + 0,014) = 0,014 \text{ m};$$

$$e_a \geq l_{sl} / 400 = 3700 / 400 = 9,3 \text{ mm};$$

$$(a + 450) / 60 = (400 + 450) / 60 = 14,2 \text{ mm};$$

$$e_{lim} = a / 7 = 0,4 / 7 = 0,057 \text{ m};$$

– Návrh ocelové bandáže

• Navržený úhelník L 90×90×10–3650 mm ($a_{uh} = 0,090$ m; $t_{uh} = 0,010$ m; $l_{uh} = 3,650$ m).

(5) $a_{uh} \geq 0,2\alpha$; $a_{uh} = 0,09 \text{ m} \geq 0,2\alpha = 0,2 \cdot 0,45 = 0,09 \text{ m} \Rightarrow$ podmínka (5) splněna.

kde $\alpha = 0,5(a+b) = 0,5(0,4 + 0,5) = 0,45$ m;

(6) $t_{uh} \geq 0,1a_{uh}$; $t_{uh} = 0,01 \text{ m} > 0,1a_{uh} = 0,1 \cdot 0,09 = 0,009 \text{ m} \Rightarrow$ podmínka (6) splněna.

• Navrženy pásky 90×9–380 a 90×9–480 mm ($t_p = 0,009$ m; $A_p = 0,00081 \text{ m}^2$)

s osovou vzdáleností $a_p = 0,240$ m.

(9) $0,4\alpha \leq a_p \leq 0,75\alpha$; $0,40\alpha = 0,40 \cdot 0,450 = 0,18 \text{ m} < 0,240 \text{ m} < 0,75\alpha = 0,75 \cdot 0,45 = 0,337 \text{ m} \Rightarrow$ podmínka (9) splněna.

(10) $A_p \geq 0,004\alpha^2$; $A_p = 0,00081 \text{ m}^2 \geq 0,004\alpha^2 = 0,004 \cdot 0,45^2 = 0,00081 \text{ m}^2 \Rightarrow$ podmínka (10) splněna.

(11) $t_p \leq t_{uh}$; $t_p = 0,009 \text{ m} \leq t_{uh} = 0,010 \text{ m} \Rightarrow$ podmínka (11) splněna.

Pro ocel bandáže je zvolena třída oceli Fe 360 (podle tab. 1).

- Mez porušení M a N

Součinitel únosnosti betonu bandážovaného sloupu:

$$(15) \Phi_b = \Phi_{ap} \Psi_B \Psi_{ab} \Psi_a \Psi_N \Psi_{dg} = \\ = 1,783 \cdot 1,020 \cdot 0,960 \cdot 0,953 \cdot 0,966 \cdot 1 = \\ = 1,607 < 1,75;$$

kde

$$(16) \Phi_{ap} = 2,137 - 0,663(a_p / \alpha) = \\ = 2,137 - 0,663(0,24/0,45) = 1,783;$$

$$(17) \Psi_B = 1,020;$$

$$(18) \Psi_{ab} = [0,2(a/b)] + 0,8 = [0,2(0,4/0,5)] + 0,8 = \\ = 0,960;$$

$$(19) \Psi_a = \left(1 - \frac{\alpha - 0,3}{7,1\alpha} \right)^{\exp} = \\ = \left(1 - \frac{0,45 - 0,3}{7,1 \cdot 0,45} \right)^{-1,058} = 0,953;$$

kde

$$(20) \exp = -1,691 \Phi_{ap} \Psi_B + 2,017 = \\ = -(1,691 \cdot 1,783 \cdot 1,020) + 2,017 = \\ = -1,058;$$

$$(21) \Psi_B = 1 - 0,200 \left(\frac{N_{d1}}{N_u} \right)^3 = \\ = 1 - 0,200 \left(\frac{850}{1285,1} \right)^3 = 0,966;$$

kde

$N_{d1} = 700$ kN je výpočtová síla působící na sloup v době provádění bandáže,

$N_u = 1285,1$ kN je výpočtová normálová síla na mezi porušení železobetonového průřezu stávajícího nebandážovaného sloupu stanovená podle čl. 5.2.4 [4] pro výstřednost

$$e_d = 0,014 \text{ m } (\gamma_u = 0,955; \gamma_{bb} = 0,850);$$

$$(22) \Psi_{dg} = 6,8d_g + 0,892 = (6,8 \cdot 0,016) + 0,892 = 1.$$

Přírůstek výpočtové normálové síly na mezi porušení bandážovaného sloupu

$$(14) \Delta N_{su} = 0,8 \gamma_u \gamma_{bb} A_b R_{bd} (\Phi_b - 1) = \\ = 0,8 \cdot 0,955 \cdot 0,850 \cdot 0,198 \cdot 7,5 \cdot 10^3 (1,607 - 1) = \\ = 585,4 \text{ kN};$$

kde

$$\gamma_u = 1 - [20/(a+50)] = 1 - [20/(400+50)] = 0,955; \\ \gamma_{bb} = 0,850; A_b = 0,198 \text{ m}^2; R_{bd} = 7,5 \text{ MPa}.$$

Normálová síla na mezi porušení bandážovaného sloupu

$$(12) N_{ub} = N_u + \Delta N_{su} [1 - (e_d / e_{lim})] = \\ = 1285,1 + 585,4 [1 - (0,014/0,057)] = 1726,7 \text{ kN};$$

$$(13) N_{ub} \leq N_{eu} + \Delta N_{su}; \\ N_{ub} = 1726,7 \text{ kN} < N_{eu} + \Delta N_{su} = 1285,1 + 585,4 = \\ = 1870,5 \text{ kN} \Rightarrow \text{podmínka (13) splněna};$$

kde

$$N_{eu} = \gamma_u (0,8 A_b \gamma_{bb} R_{bd} + A_{sc} \gamma_{sc} R_{scd}) = \\ = 0,955 [(0,8 \cdot 0,198 \cdot 0,85 \cdot 7,5 \cdot 10^3) + \\ + (20,36 \cdot 10^{-4} \cdot 1 \cdot 165 \cdot 10^3)] = \\ = 1285,1 \text{ kN};$$

$$N_{ub} = 1726,7 \text{ kN} > N_{d1} = 1700 \text{ kN}.$$

Bandážovaný sloup splňuje podmínky meze porušení M a N. Dále se provede návrh svařovaných spojů; posoudí se ochrana proti korozi a požární odolnost ocelové bandáže.

Literatura:

- [1] Čírtek L.: Zkoušky železobetonových sloupů s ocelovou bandáží. *Beton a zdivo*, 1994/4, s. 25–29.
- [2] Čírtek L.: Výpočtový model železobetonových sloupů zesílených ocelovou bandáží. *Beton a zdivo*, 1998/1, s. 19–22
- [3] Čírtek L.: Chování železobetonových sloupů zesílených ocelovou bandáží. *Beton a zdivo*, 1998/2 s. 15–20
- [4] ČSN 73 1201 Navrhování betonových konstrukcí.
- [5] ČSN 03 8260 Ochrana ocelových konstrukcí proti atmosférické korozi.
- [6] ČSN 03 8240 Volba nátěrů pro ochranu kovových technických výrobků proti korozi.
- [7] ČSN 73 0821 Požární bezpečnost staveb. Požární odolnost stavebních konstrukcí.
- [8] ČSN 73 0802 Požární bezpečnost staveb. Nevýrobní objekty.
- [9] ČSN 73 0804 Požární bezpečnost staveb. Výrobní objekty.
- [10] ČSN 73 2400 Provádění a kontrola betonových konstrukcí.

Ing. Ladislav Čírtek, CSc., Ústav betonových a zděných konstrukcí, Údolní 53, 662 42 Brno

Normalizace

Tento výčet nových norem navazuje na přehledy norem uvedených v číslech 1997/4 a 1998/2.

ČSN P ENV 10080 (42 1039) *Ocel pro výztuž do betonu - Svařitelná, žebírková, betonářská ocel B500 - Technické dodací podmínky pro tyče, svitky a svařované sítě*. Červenec 1997. Předběžná evropská norma sjednocuje požadavky na betonářskou výztuž. Vzhledem k tomu, že bylo obtížné dosáhnout shody, předpokládá se, že před zavedením EN do soustavy národních norem bude nutno znění znovu projednat. Uvádí se oceli B500A a B500B, které se liší geometrií žebírek a tažností při stejné mezi kluzu 500 MPa. Příloha A uvádí postup při prověřování shody certifikací a Příloha B stanoví postup při zjišťování vlastností betonářské oceli.

ČSN EN 492-2, **Oprava 2** (72 2201) *Stavební vápno - Část 2: Zkušební metody*. Listopad 1997. Oprava se týká dvou článků v kap. 5.

ČSN P ENV 1992-1-2 (73 1201) *Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-2: Obecná pravidla - Navrhování konstrukcí na účinky požáru*. Březen 1998. Tato část se týká konstrukcí, u kterých se požaduje vyloučení předčasněho selhání konstrukce a omezení šíření požáru. Neplatí pro konstrukce s vnější předpínací výztuží a pro skořepinové konstrukce. Součástí je NAD ČR, podle kterého se směrné hodnoty pro ČR nemění.

ČSN EN 445 (73 2408) *Injektážní malta pro předpínací kabely - Zkušební metody*. Duben 1998.

ČSN EN 446 (73 2409) *Injektážní malta pro předpínací kabely - Postupy injektování*. Duben 1998.

ČSN EN 447 (73 2410) *Injektážní malta pro předpínací kabely - Požadavky na běžnou maltu*. Duben 1998.

ČSN 73 2401, Změna 3 *Provádění a kontrola konstrukcí z předpjatého betonu.* Duben 1998. Změna reaguje na požadavky ČSN EN 445 až 447.

ČSN 73 6207, Změna 1 *Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu.* Leden 1998. Změna upřesňuje posuzování styků a stanoví podmínky pro použití dovážené předpínací výztuže.

Autoklávovaného pórobetonu, popř. mezerovitěho betonu se týká tato skupina nově vydaných norem:

ČSN EN 989 (73 1359) *Stanovení soudržnosti mezi výztuží a autoklávovaným pórobetonem vytlačovací zkouškou.* Leden 1997.

ČSN EN 990 (73 1360) *Zkušební metody pro ověření protikorozní ochrany výztuže v autoklávovaném pórobetonu a v mezerovitém betonu z pórovitého kameniva.* Leden 1997.

ČSN EN 991 (73 1361) *Stanovení rozměrů prefabrikovaných vyztužených stavebních dílců vyrobených z autoklávovaného pórobetonu nebo z mezerovitěho betonu z pórovitého kameniva.* Leden 1997.

ČSN EN 992 (73 1362) *Stanovení objemové hmotnosti v suchém stavu mezerovitěho betonu z pórovitého kameniva.* Leden 1997.

ČSN EN 1351 (73 1352) *Stanovení pevnosti v tahu za ohybu autoklávovaného pórobetonu.* Červenec 1998.

ČSN EN 1355 (73 1366) *Stanovení dotvarování tlakem autoklávovaného pórobetonu a mezerovitěho betonu z pórovitého kameniva.* Červenec 1998.

ČSN EN 1356 (73 2032) *Stanovení únosnosti prefabrikovaných vyztužených dílců z autoklávovaného pórobetonu nebo z mezerovitěho betonu z pórovitého kameniva při příčném zatížení.* Červenec 1998.

Z ostatních norem pro všeobecnou informaci se uvádějí:

ČSN EN ISO 7519 (01 3421) *Technické výkresy. Výkresy pozemních staveb. Základní pravidla zobrazování ve výkresech stavební části a výkresech sestavy dílců.* Duben 1998

ČSN 01 3428, Změna 1 *Výkresy pozemních staveb. Kreslení schodišť a šikmých ramp.* Duben 1998

ČSN 01 3429, Změna 1 *Výkresy pozemních staveb. Kreslení stropů a zavěšených podhledů.* Duben 1998

ČSN 01 3432, Změna 1 *Výkresy pozemních staveb. Kreslení oken, dveří a vrat.* Duben 1998

ČSN 01 3433, Změna 1 *Výkresy pozemních staveb. Kreslení prostupů, výklenků a drážek.* Duben 1998

ČSN 01 3480, Změna 1 *Výkresy pozemních staveb. Společné požadavky na výkresy stavebních konstrukcí.* Duben 1998

ČSN EN ISO 4172 (013481) *Technické výkresy – Výkresy pozemních staveb. Výkresy sestavy dílců.* Duben 1998

ČSN 01 3481, Změna 1 *Výkresy stavebních konstrukcí. Výkresy betonových konstrukcí.* Duben 1998

ČSN ISO 8501-1 (03 8221) *Příprava ocelových povrchů před nanesením nátěrových hmot a obdobných výrobků – Vizuální vyhodnocení čistoty povrchu – Část 1: Stupně zarezavění a stupně přípravy ocelového podkladu po místním odstranění předchozích povlaků.* Červen 1998

ČSN ISO 8501-2 (03 8221) *Příprava ocelových povrchů před nanesením nátěrových hmot a obdobných výrobků – Vizuální vyhodnocení čistoty povrchu – Část 2: Stupně přípravy dříve natře-*

ného ocelového podkladu po místním odstranění předchozích povlaků. Červen 1998.

ČSN EN ISO 11124-1 (03 8234) *Příprava ocelových podkladů před nanesením nátěrových hmot a obdobných výrobků – Specifikace kovových otryskávacích prostředků – Část 1: Obecný úvod a klasifikace.* Únor 1998

ČSN EN ISO 11126-1 (03 8236) *Příprava ocelových podkladů před nanesením nátěrových hmot a obdobných výrobků – Specifikace nekovových otryskávacích prostředků – Část 1: Obecný úvod a klasifikace.* Únor 1998

ČSN EN 634-2 (49 2631) *Cementotřískové desky – Specifikace, Část 2: Požadavky na třískové desky pojené portlandským cementem pro použití v suchém, vlhkém a venkovním prostředí.* Leden 1998

ČSN 72 1172, Změna 3 *Stanovení zrnitosti a určení tvaru zrn kameniva.* Prosinec 1997

ČSN EN 933-3 (72 1172) *Zkoušení geometrických vlastností kameniva – Část 3: Stanovení tvaru zrn – index plochosti.* Prosinec 1997

ČSN EN 1097-1 (72 1175) *Zkoušení mechanických a fyzikálních vlastností kameniva – Část 1: Stanovení odolnosti proti otěru (mikro-Deval).* Prosinec 1997

ČSN EN 932-1 (72 1185) *Zkoušení všeobecných vlastností kameniva – Část 1: Metody odběru vzorků.* Prosinec 1997

ČSN EN 932-3 (72 1186) *Zkoušení všeobecných vlastností kameniva – Část 3: Postup a názvosloví pro jednoduchý petrografický popis.* Prosinec 1997

ČSN 73 0037, Oprava 1 *Zemní tlak na stavební konstrukce.* Květen 1998. Oprava se týká změny znaménka úhlů α .

ČSN 73 0405 *Měření posunů stavebních objektů.* Prosinec 1997

ČSN 73 0602 *Ochrana staveb proti radonu a záření gama ze stavebních materiálů.* Červen 1998.

ČSN 73 1401 *Navrhování ocelových konstrukcí.* Březen 1998.

ČSN P ENV 1993-1-3 (73 1402) *Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Doplnující pravidla pro tenkostěnné za studena tvarované prvky a plošné profily.* Prosinec 1997

ČSN P ENV 1090-1 (73 2601) *Provádění ocelových konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.* Prosinec 1997.

ČSN 73 2601, Změna 3 *Provádění ocelových konstrukcí.* Březen 1998.

ČSN 73 6005, Změna 2 *Prostorové uspořádání sítí technického vybavení.* Leden 1998.

ČSN 73 7505, Změna 1 *Sdružené trasy městských vedení technického vybavení.* Leden 1998.

ČSN EN 1263-1 (73 8114) *Záchytné sítě – Část 1: Bezpečnostní požadavky, zkušební metody.* Červenec 1998.

ČSN 73 8106, Změna 2 *Ochranné a záchytné konstrukce.* Červenec 1998. Tato změna reaguje na ustanovení ČSN EN 1263-1.

Navštivte výstavy



**STŘECHY
PLÁŠTĚ
IZOLACE**
8. ročník stavebního veletrhu



**OSTRAVSKÁ
STAVEBNÍ
VÝSTAVA '99**

5. pokračování stavební výstavy

10. - 12. 2. 1999 v 9.30 - 18.00

13. 2. 1999 v 9.30 - 14.00

výstaviště Černá louka Ostrava

Veletrh se koná za odborné spolupráce se Svazem podnikatelů ve stavebnictví ČR.



OSTRAVSKÉ VÝSTAVY, a.s.

Výstaviště Černá louka
728 26 Ostrava

tel.: +420 - 69 - 6167 123, 6167 121
tel./fax: + 420 - 69 - 6167 125

www.energo.cz/ovaci
E - mail: ovaci@ova.inetnet.cz

© PULARY

Konference, semináře, kolokvia

Příprava *fib* symposia v Praze

Na kongresu mezinárodní společnosti pro předpjatý beton FIP v květnu 1998 v Amsterdamu byla oficiálně ukončena činnost organizací FIP a CEB a svoji činnost slavnostně zahájila jejich nástupkyně, nově zformovaná mezinárodní společnost pro konstrukční beton *fib*. Ale již v září 1996 bylo na sympoziu FIP v Londýně rozhodnuto o tom, že místem konání prvního výročního symposia společnosti *fib* bude v roce 1999 Praha.

fib symposium v Praze nese podtitul **Konstrukční beton – most mezi lidmi** (Structural Concrete – The Bridge between People) a bude se konat ve dnech 12. až 15. října 1999. Bude se jednat o vůbec nejvýznamnější světovou betonářskou konferenční akci roku 1999 a od roku 1970, kdy se v Praze konal kongres FIP, o zdaleka nejvýznamnější událost v oboru betonu, která se koná v České republice. Mimořádný význam symposia je podtržen skutečností, že se bude jednat vůbec o první společnou velkou konferenční akci bývalých organizací FIP a CEB. Hlavním místem konání symposia bude pražský hotel Hilton Atrium, některá jednání proběhnou i v prostorách stavební fakulty ČVUT. Symposium bude doprovázeno mezinárodní výstavou výrobků, technologií, projektů a firem působících v oblasti konstrukčního betonu. Pro účastníky symposia

bude připravena odborná exkurze a bohatý společensko kulturní program zahrnující poznávací zájezdy před a po konání symposia, slavnostní a tématické večery atd. Během jednání symposia proběhnou zasedání řídicích orgánů *fib* a některých odborných komisí *fib*. Předpokládá se rovněž konání firemních večerů a dalších tematických akcí.

Očekává se účast cca 600 odborníků z celého světa a zástupců předních světových i tuzemských firem. Vzhledem k místu konání a zaměření symposia se očekává významná účast odborníků z východní Evropy, Asie a dalších rozvíjejících se částí světa.

Vlastní odborný program je soustředěn do čtyř dnů, úterý až pátku. V úterý proběhne společný workshop komisí *fib*, na němž budou hodnoceny, diskutovány a schvalovány nově vypracované zprávy a další technické dokumenty *fib*. Večer budou účastníci symposia slavnostně přivítáni na úvodní recepci. Ve středu ráno bude zahájeno vlastní jednání symposia a doprovodná výstava. Dopolední jednání bude v plénu, odpolední ve dvou sekcích. Obdobně proběhne jednání i ve čtvrtek. Středeční večer bude věnován kultuře a firemním večírkům, ve čtvrtek proběhne slavnostní večer se společenským programem. V pátek dopoledne budou dokončena jednání v sekcích

a jednání symposia i výstava budou zakončeny. Páteční odpovědně bude věnováno odborné exkurzi a jednání řídicích orgánů *fib*.

Zásadní přednášky pražského symposia budou předneseny v plénu, další jednání bude soustředěno do pěti sekcí a bude probíhat paralelně ve dvou sálech:

- Sekce 1: **Navrhování betonových konstrukcí s důrazem na jejich krásu a eleganci** (Design of Concrete Structures for Structural Beauty and Elegance);
- Sekce 2: **Praktické navrhování betonových konstrukcí** (Practical Design of Structural Concrete);
- Sekce 3: **Modelování betonových konstrukcí** (Modelling of Concrete Structures);
- Sekce 4: **Betonové konstrukce v transformujících se evropských zemích** (Concrete Structures in European Transition Countries);
- Sekce 5: **Výzkum a inovace při realizacích betonových konstrukcí** (Research and Innovation Within a Project).

Oficiálním organizátorem symposia je Česká společnost pro beton a zdivo (ČBZ), která je reprezentantem České republiky v organizaci *fib*. Věcnou náplň a odbornou úroveň symposia garantuje 22 členný vědecký výbor jmenovaný ještě vedením FIP a CEB, vlastní organizační, technické a finanční zajištění akce má na starosti 12 členný organizační výbor jmenovaný ČBZ, spolupracující s agenturou VIACON, která zároveň zajišťuje sekretariát symposia.

V současné době je příprava symposia již ve velmi pokročilé fázi. V přípravě je zejména vydání konečné pozvánky na akci, která bude rozesílána během března 1999 a která obsahuje již zevrubné a závazné údaje pro účastníky symposia i vystavovatele. Před závěrem je definitivní dojednání kulturního a společenského doprovodného programu, technického zabezpečení, ubytování účastníků.

Ve dnech 27. a 28. listopadu se v Praze sešel na svém 3. jednání vědecký výbor a posoudil celkem 280 (!) anotací příspěvků na konferenci došlých z 45 zemí. Z důvodu odlišných témat příspěvků, než je zaměření symposia, ale i vzhledem k omezenému časovému prostoru a limitovanému rozsahu sborníku bylo výborem odmítnuto 113 příspěvků. 47 autorům byla nabídnuta možnost prezentovat svoji práci na výstavních panelech v předšálí. Z 16 zaslaných anotací z České republiky jich bylo akceptováno plných 12. O podobě jejich prezentace bude rozhodnuto po zaslání plného znění příspěvků. Konečný termín pro zaslání vlastních příspěvků byl stanoven na 20. březen 1999. Příští jednání vědeckého výboru, které definitivně rozhodne o tom, které příspěvky budou moci být předneseny ústně a které budou „pouze“ otištěny ve sborníku, se bude konat 24. dubna 1999.

fib symposium v Praze bude výjimečnou příležitostí pro českou technickou veřejnost zúčastnit se po téměř třiceti letech opět v domácím prostředí výročního vrcholného světového jednání betonářů, získat množství cenných poznatků a informací a navázat nové obchodní kontakty i osobní přátelství. Bude také příležitostí k návštěvě doprovodné výstavy, která je tradičně přehlídkou nejnovějších výrobků a trendů v řadě oborů, např. v oblasti technologie betonu, v oblasti výztuží a předpínacích systémů nebo v oblasti technologických systémů pro výstavbu betonových konstrukcí.

Česká společnost pro beton a zdivo bude v každém svém dalším čísle přinášet informace a zajímavosti z přípravy *fib* symposia v Praze.

Vlastimil Šrůma



Betonářské dny '99

2. a 3. prosince 1999 Pardubice

Česká společnost pro beton a zdivo při ČSSI, pobočka Pardubice, připravuje, jako každoročně, konferenci Betonářské dny '99. Organizátoři se proto obracejí na odbornou veřejnost s výzvou k aktivní účasti přednesením přednášky, která bude zveřejněna i ve sborníku. Pro informaci uvádíme tematické okruhy konference a jména odborných garantů:

1. VÝZNAMNÉ REALIZACE

Jan L. Vitek, Pavel Zaoral

2. ZDĚNÉ A SMÍŠENÉ KONSTRUKCE

Jaromír K. Klouda, Petr Hájek

3. BETONOVÉ STAVITELSTVÍ V ZAHRANIČÍ

Vladimír Křístek, Jaroslav Procházka, Vlastimil Šrůma, Milan Kalný, Jiří Stráský

4. TECHNOLOGIE A NAVRHOVÁNÍ BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

Jiří Dohnálek, Jaroslav Procházka

Zájemci o vystoupení a příspěvek do sborníku BD '99 mohou zaslat anotace (osnovu) do **31. 5. 1999** na sekretariát ČBZ.

Termíny další přípravy:

Garanti provedou výběr z anotací a odpoví přednášejícím do **30. 6. 1999**, aby mohli zpracovat konečné znění přednášek a zaslat je sekretariátu ke zveřejnění ve sborníku do **30. 9. 1999**. Během konference bude uspořádána také prezentace firem a společenský večer. Přihlášky s podrobným programem a s pokyny pro účastníky a vystavovatele budou rozesílány v říjnu 1999.

Adresa sekretariátu: Česká společnost pro beton a zdivo
Masarykovo nám. 1544, 532 29 Pardubice

STŘECHY, PLÁŠTĚ, IZOLACE '99

Doprovodný seminář k veletrhu

Doba a místo konání:

11. až 12. února 1999, Dům kultury Vítkovice, Ostrava, ČR

Pořadatel:

Ostravské výstavy, a. s. a Energo-Steel, s. r. o.

Tematika:

- 11. února a) sekce střechy
b) sekce pláště a ostatní
- 12. února c) sekce izolace tepelné, zvukové a hydroizolační

Účastnický poplatek:

330 Kč / 1 den 580 Kč / 2 dny

Adresa sekretariátu:

Energo-Steel, s. r. o., P.O.Box 97, 708 00 Ostrava-Poruba

☎ 069/691 13 18, fax: 069/692 73 64

E-mail: energo@energo.cz

SANACE BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

9. ročník mezinárodního symposia

Doba a místo konání:

12. a 13. května 1999, Rotunda pavilonu A, areál brněnského výstaviště

Pořadatel:

Sdružení pro sanace betonových konstrukcí

Tematika:

- ♦ Návrh a příprava sanací betonových konstrukcí
- ♦ Sanace betonových konstrukcí
- ♦ Volná rozprava: všeobecný diskusní blok
- ♦ Technická vybavení pro sanace betonových konstrukcí
- ♦ Vady a poruchy betonových konstrukcí
- ♦ Materiály pro sanace betonových konstrukcí

Účastnický poplatek:

V pozvánce není uveden

Adresa sekretariátu:

Sdružení pro sanace betonových konstrukcí,

Ing. Hana Venclíková, Křídlovická 78/80, 603 00 Brno

☎ 05/4157 2425, fax: 05/4157 2425

E-mail: ssbk@sky.cz

FOUNDATIONS FOR MAJOR BRIDGES – DESIGN AND CONSTRUCTION

IABSE mezinárodní kolokvium 1999

Doba a místo konání:

22. až 24. února 1999, New Delhi, Indie

Pořadatel:

Indian National Group of the IABSE

Tematika:

Themes of the Colloquium have been chosen to focus attention on specific areas of interest to professionals engaged in design and construction of bridge foundations.

- ♦ Session 1: Design: Design loads – special loadings like ship collision, wave pressure etc.
Evaluation of bed erosion, Structural analysis, interaction, Design of structural elements
- ♦ Session 2: Construction: Equipment and methodology, Pile foundation, Caisson foundation, Other types of foundation, Special materials
- ♦ Session 3: Case Studies: World experience in various aspects of planning, design, construction and project management for foundation structures

Účastnický poplatek:

V pozvánce není uveden

Adresa sekretariátu:

The Secretary New Delhi Colloquium 1999, Indian National

Group of the IABSE, IDA Building, Jamnagar House, Shahjahan Road, New Delhi – 110 011, India

☎ +91-11-3710358, 3782923, fax: +91-11-3388132

E-mail: cesinter@giasdl01.vsnl.net.in

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

BIBM '99

16. BIBM mezinárodní kongres

Doba a místo konání:

25. až 28. května 1999, Benátky, Itálie

Pořadatel:

BIBM, ASSOBETON, Itálie

Tematika:

- ♦ Precasting for the environment
- ♦ Materials – concretes, metallic and non-metallic materials for reinforcing and prestressing, materials for connections etc.
- ♦ Technological developments, improvements in the production and construction process etc.
- ♦ Applications
- ♦ Standards
- ♦ Economics

Účastnický poplatek:

V pozvánce není uveden

Adresa sekretariátu:

MGR Congressi, Via Servio Tullio, 4 I-20123 Milano, Itálie

☎ +39-2-430071, fax: +39-2-48008471

E-mail: info@mgr.it

ADVANCED ENGINEERING DESIGN

1. mezinárodní konference 1999

Doba a místo konání:

31. května až 2. června 1999, ČVUT Praha, ČR

Pořadatel:

ČVUT Praha, University of Glasgow

Tematika:

The Conference programme will include sessions on various aspects of design methodology and a number of sessions concerned with applications in specific fields, such as mechanical and aerospace engineering, electrical engineering, computer science, materials engineering, civil engineering and architecture, and environmental engineering.

- ♦ Design Methods
- ♦ Computational Techniques for Design
- ♦ Environmental Issues in Design
- ♦ Materials and Design
- ♦ Education and Design

Účastnický poplatek:

£ 180 (bez ubytování a stravování)

Adresa sekretariátu:

ČVUT Rektorát (Doc. Ing. Bohuslav Říha, CSc.), Oddělení pro vědu a výzkum, Žitná 4, 166 36 Praha 6,

☎ +420-2-24351111

internet: http://www.cvut.cz/aed

CABLE-STAYED BRIDGES

IABSE konference 1999

Doba a místo konání:

2. až 4. června 1999, Malmö, Švédsko

Pořadatel:

Danish and Swedish Groups of IABSE

Tematika:

After having been discussed for a century, the link across

Oresund has finally reached the construction stage. The design and construction of the Oresund fixed link has resulted in a fruitful collaboration between engineers from Denmark and Sweden as well as from a number of other nations.

- ♦ The Oresund Bridge as a technical challenge
- ♦ Design and construction
- ♦ Composite action
- ♦ Cable-stayed bridges for railways
- ♦ Stay cable technology
- ♦ Observation, maintenance and repair

Účastnický poplatek:

V pozvánce není uveden

Adresa sekretariátu:

IABSE Conference "Cable-Stayed Bridges" c/o Congrex Sweden AB, PO Box 5619, S - 114 86 Stockholm, Sweden

☎ +46-8-4596600, fax: +46-8-6619125

E-mail: congrex@congrex.se

internet: <http://www.congrex.se>

STRUCTURES FOR THE FUTURE - THE SEARCH FOR QUALITY

IABSE symposium

Doba a místo konání:

25. až 27. srpna 1999, Rio de Janeiro, Brazílie

Pořadatel:

IABSE Brazilian Group

Tematika:

- ♦ Durability and Robustness
- ♦ Aesthetics – the art of structures
- ♦ Sustainability – a holistic approach
- ♦ Maintenance and Reliability
- ♦ Monitoring – measuring performance aspects of structures
- ♦ Serviceability – ensuring a full service life
- ♦ Design Criteria – including comparisons of building codes, materials and performance standards from around the world
- ♦ Rehabilitation and Preservation
- ♦ Information Technology
- ♦ Construction – achieving quality

Účastnický poplatek:

V pozvánce není uveden

Adresa sekretariátu:

IABSE Secretariat, ETH - Honggerberg, CH-8093 Zurich, Švýcarsko

☎ +41-1-633 2647, fax: +41-1-371 2131

E-mail: secretariat@iabse.ethz.ch

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

STRUCTURAL ENGINEERING FOR MEETING URBAN TRANSPORTATION CHALLENGES

16. mezinárodní kongres IABSE 2000

Doba a místo konání:

18. až 21. září 2000, Lucerne, Švýcarsko

Pořadatel:

Swiss Group of IABSE

Účastnický poplatek:

V pozvánce není uveden

Adresa sekretariátu:

IABSE Secretariat, ETH Honggerberg, CH-8093 Zurich, Switzerland

☎ +41-1-6332647, fax: +41-1-6331241

E-mail: lucerne@iabse.ethz.ch

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

Beton a zdivo 1998/4

Česká silniční společnost
Novotného lávka 5
116 68 Praha 1
tel (02) 2108 2388
fax (02) 2108 2292

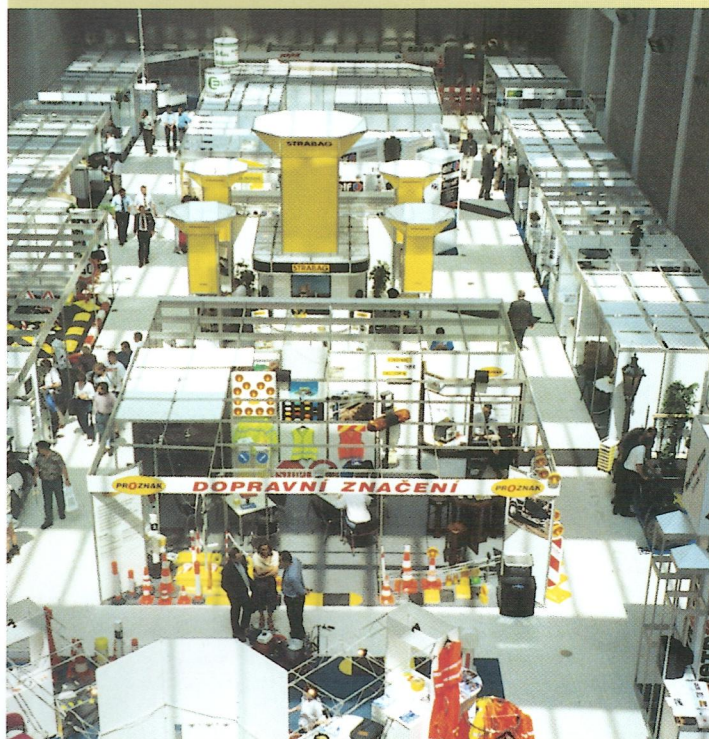
ČESKÁ SILNIČNÍ SPOLEČNOST

roadware 99

mezinárodní silniční veletrh - 5. ročník

25. až 27. května 1999

Veletržní palác Praha



AGENTURA Agentura VIACO
Za vokovickou vozovnou 19
161 00 Praha 6 - Liboc

tel (02) 2056 1452

tel (02) 2056 1454

fax (02) 2056 1456

e-mail: viaco@mbox.vo.cz

URL: www.roadware.cz

Pozvánka vystavovatele

vystavovatelé a inzerenti,

1998 jsme rozeslali tisíce pozvánek na mezinárodní silniční veletrh, který již 5. ročník se koná ve dnech 25. až 27. května 1999 ve Veletržním paláci v Praze. Po jejich rozeslání jsme zaznamenali přihrášených třem. Mohlo se stát, že vystavovatele nepřišla právě vám. Vás žádáme o vyplnění potřebných údajů tohoto letáku faxem nebo poštou. Pozvánku zašleme. Dovolujeme si Vás

upozornit na skutečnost, že termíny jednotlivých uzavírek byly oproti inzerátu v tomto a minulých číslech posunuty na 5. ledna, 5. února a 5. března 1999. Dále upozorňujeme případné inzerenty, že pro rok 1999 platí stejné a výhodnější ceny inzercí, jak jsou uvedeny v katalogu vystavovatelů, tak ve veletržním čísle. Všechny silniční obzory, které vyjde již 15. května 1999, budou v rozšířené podobě a ve zvýšeném nákladu. Vystavovatelé ve Velké dvoraně veletržního paláce v Praze již tradičně rychle zaplňují. Nenechávejte proto své rozhodnutí na poslední chvíli. Těšíme se na vaši účast na 5. ročníku veletrhu ROADWARE.

Milík Tichý*A Round Table No. 1: Design and Assessment of Deteriorated Structures*

structural mechanics; designers; analysis; design; failures; rehabilitation; heritage buildings; inspection; liability; insurance; design documents

Pavel Čížek*Prefabrication at the End of This Millennium*

prefabrication; precast concrete; buildings; millennium

Petr Pytlík*The Algorithm of Concrete Mix Design*

concrete; technology; mix design; properties of concrete

Ladislav Čírték*Design of Reinforced Concrete Columns Strengthened with Steel Lining*

strengthening steel lining of reinforced concrete column; general design; condition for increasing load-bearing capacity; structural arrangement; quality of steel, ultimate strength N and M

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. Pro články obsahující v textu vzorce a veličiny platí nová konvence, která se edituje v programu Wordperfect 6.1 – funkce Equation.

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 pozitivěch na lesklém papíře nebo na diapozitivech. 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

výrobce a dodavatel železobetonových konstrukčních systémů i speciálních dílců používaných při stavbách supermarketů výrobních hal, obytných domů, budov občanské vybavenosti, objektů v inženýrském stavitelství realizovaných u nás i v zahraničí, nabízí výrobní kapacity v oblasti tyčových, stěnových, stropních, schodišťových a prostorových dílců. Tyto jsou vyráběny podle vlastní ale i dodané výrobní dokumentace.

Dodávky větších stavebních celků lze zajistit včetně montáže a dopravy.



Informace Vám rádi poskytneme na adrese:

Rastra Prefa Pardubice, a. s., Masarykovo nám. 1484, 531 63 Pardubice
tel.: 040/51 20 65, 51 11 63, 51 33 08, fax: 040/511 246
E-mail: prefa@pce.fairnet.cz

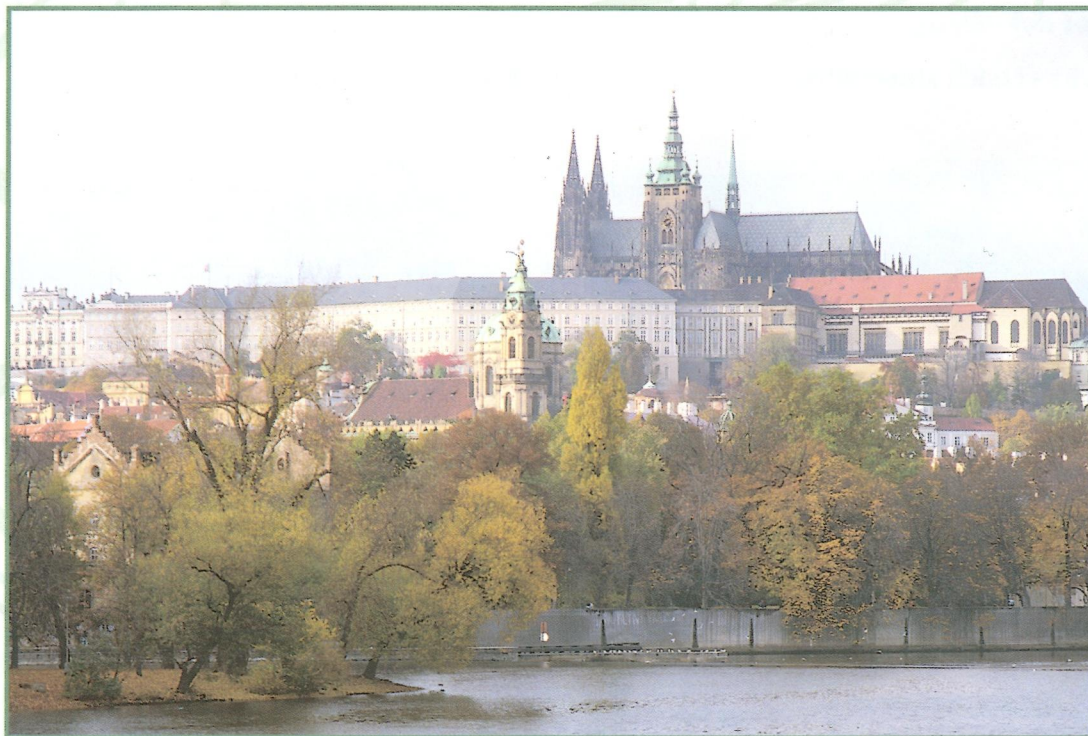
SCIENTIFIC COMMITTEE • M.Virlogeux • J.Stráský • S.Abbas • J.Appleton • A.W.Beeby •
M.W.Braestrup • H.Corres • F.Filippou • H.R.Ganz • K.R.Henriksen • S.Ikeda • J.F.Klein • V.Křístek
• Z.Marić • M.Miehlbradt • J.Niwa • J.Procházka • K.H.Reineck • J.Schlaich • T.A.Tanabe • G.Tevec •
J.Walraven • ORGANIZATION COMMITTEE • M.Kalný • J.Bělohav • J.Jordán • T.Kirkbride
• J.Navrátíl • M.Olmer • V.Šrůma • D.Stoelhorst • J.Stráský • R.Tewes • V.Urban • J.Vítek



fib SYMPOSIUM 1999

13–15 October 1999

PRAGUE



STRUCTURAL CONCRETE — THE BRIDGE BETWEEN PEOPLE

SYMPOSIUM SESSIONS:

Design of concrete structures for structural beauty and elegance

Practical design of structural concrete

Modelling of concrete structures

Concrete structures in European transition countries

Research and innovation within a project

Organized by the **Czech Concrete & Masonry Society**, Czech National Group of the **fib**,
with the assistance of the **VIACON** agency

Za Vokovickou vozovnou 19, CZ-161 00 Prague 6, Czech Republic

Tel.: + 420 2 2061 2337, + 420 2 2061 2338

Fax: + 420 2 2061 2095

E-mail: viaco@mbox.vol.cz

<http://www.fib99.cz>