

BETON A ZDIVO



1994/2



BETON A ZDIVO 1994/2

Neschází nám něco?	2
Milík Tichý	
Podélné trhliny v klenbách z kusových staviv	2
Ladislav Klusáček	
Rozhlasové středisko Praha	6
Pavel Zoubek	
Smršťování a dotvarování svislých železobetonových konstrukcí výškových budov	8
Jan Česal	
Základová skříň výškové budovy	9
Bohumil Brůna	
Monolitická konstrukce hotelu Don Giovanni v Praze	13
Milan Mužík	
Normalizace v oboru betonových konstrukcí	17
Jaroslav Procházka	
Pretvorenia prvkov s prihliadnutím na nehomogenitu betónu	19
Sergej Priganc	
Bezsádrovcový cement a suché jednosložkové malty	22
Vlastimil Holas	
Navrhování konstrukcí s volnou předpínací výstuží ...	24
Bohumír Voves	
Nebojme se stavařské angličtiny (2)	27
Milík Tichý	
Z historie technického školství v Brně	28
Jiří Bradáč	
Konference, kolokvia, semináře	30
Dvanáctý kongres FIP - Washington	30
The European Concrete Standards in Practice - Amsterdam	30
Stratégia riadenia kvality v stavebníctve - Poprad	31
Maintenance of bridges and civil structures - Paříž	31
Non-metallic (FRP) reinforcement for concrete structures FRPRCS-2 - Ghent	31
Structural lightweight aggregate concrete - Sandefjord	31
FOR ARCH 94 - Praha	31
STAVBA - České Budějovice	31
BRA-BAU - Brandenburg	32
Batimat industrie - Paříž	32
Aktuality a antikvity	32
Keywords, BaZ 1994/2	5

BETON A ZDIVO

Odborný čtvrtletník

České betonářské společnosti
při Českém svazu stavebních inženýrů

Redakční rada:

Ing. Pavel Čížek
Doc. Ing. Jaromír Klouda, CSc.
Doc. Ing. Vladimír Meloun, CSc.
Prof. Ing. Milík Tichý, DrSc. (předseda)
Ing. Vladimír Urban, CSc.
Prof. Ing. Bohumil Voves, DrSc.

Odborný redaktor:

Ing. Pavel Čížek

Vydavatelství, redakce, inzerce:

Oblastní pobočka ČBS Pardubice
Masarykovo nám. 1544
532 29 Pardubice
tel.: 040 / 510 638, 511 158
fax: 040 / 512 076

Vydavatelství řídí:

Ing. Věra Prokopová

Tisk:

Tiskárna Urbánek
Kostěnice 11, 533 03 Dašice v Čechách

Grafická úprava:

PrePress studio Aris
Jiráskova 169, 530 02 Pardubice

Časopis je registrován pod číslem OKÚ Pce 11/R/93

Podávání novinových zásilek povolila ObSP Pardubice
pod č.j.: PP/1-3579/93 ze dne 19.10.1993

Neschází nám něco?

Ujal jsem se předsednictví redakční rady tohoto časopisu a převzal jsem tak jistou část odpovědnosti za jeho obsah i vzhled, za jeho čtivost a přitažlivost. Další díly odpovědnosti má redakční rada, redakce, lektori, tiskárna a samozřejmě i nad námi bdící výkonný výbor České betonářské společnosti. Všichni se snažíme, aby výsledné dílo přitahovalo čtenáře, a tím také firmy, jimž nabízíme plochu k inzerci. Úmysly a cíle jsou nepochybně dobře definovány, a mělo by tedy být zcela jednoduché je naplnit. Není tomu tak.

Jsme na tom totiž zhruba stejně jako naše okolí. Dekády libovůle, zanedbanosti a liknavosti zanechaly výmoly na cestě za jakostí díla, které nabízíme a odvádíme. Pojem jakosti se smrškl do pouhé formální snahy dodržovat ta či ona kontrolovatelná pravidla stanovená předpisy. Co nad to jest, jako by nás nezajímalo. Z jakosti se totiž vytratilo to, co nelze hodnotit tabulkami anebo nařídít předpisem.

Klopýtáme na těch výmolech denně. Sami jsme současně jejich strůjci a jejich oběti. Sekretářka předá šéfovi neroztříděné podklady, projektant předloží diletantsky zpracované výkresy, technická zpráva není ostránkována a datována, dodavatel a stavebník spolu uzavírají nic neříkající a k ničemu nezavazující smlouvu nebo dokonce smlouvu vůbec neuzavřou, technický dozor stavebníka mávne rukou nad nedodělkem, zpráva o výsledku statického průzkumu neobsahuje závěry, práce nejsou odevzdávány v dohodnutých lhůtách, nezávislý expert vydává nejednoznačné stanovisko, autor nerespektuje pokyny redakce... Mohl bych vyličít úrazy, které se na takových a jiných výmolech udály, a mohl bych je dokumentovat slovem i obrazem.

Tradice se nedají snadno zničit, a ta necelá polovina století, kterou máme za sebou, z nás asi nedokázala vyhnat to, co máme zakódováno v genech. Ale přece jen se jí podařilo ponížít tisícileté principy, které ovládají vztahy mezi lidmi a skupinami, zploštit naše myšlení, a tedy i naše chování. Hardware zůstal - doufejme - neporušen, ale softwarově na tom dobře nejsme.

Jsme (zatím) amatéři. Schází nám (zatím) profesionalismus.

MILIK TIEHÝ

Podélné trhliny v klenbách z kusových staviv

Ladislav Klusáček

Mostní klenby - podélné trhliny - předpětí - sanace - zděné konstrukce - statická analýza

Na silniční i železniční síti slouží až dodnes poměrně mnoho zděných mostních konstrukcí. Jde o klenby zděné ze zdiva kamenného nebo cihelného, které byly postaveny v minulém století, případně zhruba do roku 1910.

Při stanovení jejich současné únosnosti, případně zatížitelnosti, se sleduje zejména jejich hlavní nosná funkce. Pokud v klenbě nejsou příčné trhliny, je předpoklad, že nosná způsobilost klenby je neporušená a únosnosti kleneb vycházejí poměrně dobré. U řady kleneb jsou však *podélné trhliny* (trhliny ve směru rozpětí), jejichž vysvětlení není triviální. Podélné trhliny signalizují odezvu klenby na ne zcela jasné namáhání, klenby jsou rozděleny na několik samostatných kleneb.

Podélné trhliny jsou závažnou poruchou klenby. Jednou z možností sanace je příčné dodatečné předpětí klenby, které je

možné provést v několika konstrukčních variantách. Jedna je uvedena v následujícím textu.

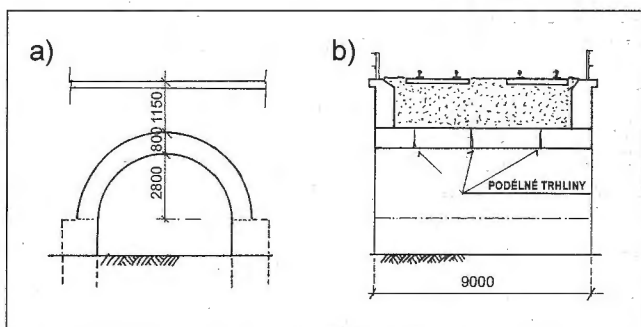
1 Podélné trhliny ve zděných klenbách

Při provádění stavebních průzkumů a následných statických analýzách zděných kleneb se nejprve pátrá po příčných trhlínách v klenbách (ze zdiva kamenného nebo cihelného), které zásadně ukazují buď na přetížení kleneb, případně na posun podpor (pohyby základů). Příčné trhliny se obvykle vyskytují v oblasti kolem vrcholu klenby na líci zdiva (na vzdušném povrchu klenby), případně na rubu zdiva (na zasypaném povrchu) v oblasti paty klenby. Tyto příčné trhliny jsou jednoznačně nejzávažnější poruchou zděných kleneb, v jejich důsledku se mění statický systém klenby a mnohdy rozhodují o nesnesení takto porušených kleneb.



Často se lze u takových zděných kleneb setkat s *trhlinami podélnými*, to znamená s trhlinami, které probíhají ve směru rozpětí klenby. Podélné trhliny se objevují nejčastěji v oblasti vrcholu klenby a zasahují na obě strany od vrcholu cca na délku 1/4, někdy ale zasahují až k patě klenby. Tyto trhliny vznikají častěji u okrajů klenby, lze je ale pozorovat i uprostřed.

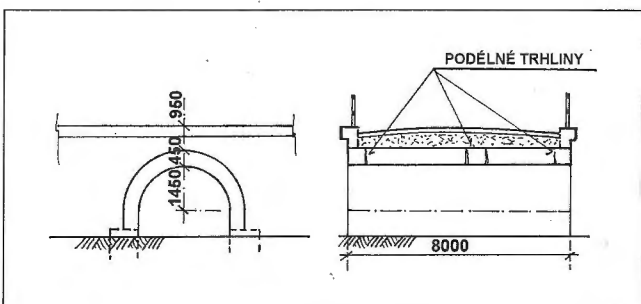
Na obr. 1 je železniční klenba přes polní cestu na trati Hodonín - Moravský Písek. Je to polokruhová kamenná klenba z roku 1883 vyzděná z čistě opracovaných pískovcových kvádrů na vápennou maltu na spáru ložnou. Tloušťka klenby je 0,80 m, teoretické rozpětí 6,35 m a délka klenby je 9,0 m. Pevnost kusového staviva (pískovce) byla stanovena na odebraných jádrových vývrtech a je průměrně 23,4 MPa, stavivo tedy odpovídá značce 20. Pro maltu byla stanovena značka 0,4. Klenba je založena na kamenných základech na písčitém podloží. Tato klenba je porušena celkem *třemi podélnými trhlinami* (uvedeny v obr. 1). Zatímco krajní trhliny probíhají mírně šikmo vzhledem k podélné ose tratě, trhlinka ve střední části klenby probíhá prakticky rovnoběžně s podélnou osou mostu a budí na první pohled dojem stavěné dilatační spáry. Při bližším průzkumu bylo zjištěno, že všechny trhliny probíhají přes jednotlivé pískovcové kvádry, nerespektují spáry a trhliny jsou i 100 mm od okraje pískovcových kvádrů. Ve vrcholu klenby má střední trhlinka šířku 5 až 10 mm, krajní trhlinky cca 5 mm. Směrem k patám klenby se trhliny zužují a mizí. Krajní trhlinky cca v 1/4 rozpětí, střední trhlinka mizí až v patě klenby.



Obr. 1 - Kamenná pískovcová klenba (a - pohled, b - příčný řez)

Trhliny byly v minulosti spárovány a spárování je vypadané. Vlivem pojezdu nahodilého zatížení po mostě dochází ke zřetelným vzájemným posuvům takto vzniklých klenbových částí a vydrolování a rozšiřování spar, jejíž vznik byl iniciován uvedenými trhlinami.

Na obr. 2 je uvedena, jako příklad na silničním objektu, cihelná mostní klenba na silnici č. 39612 před obcí Troskotovice. Jde o polokruhovou klenbu tloušťky 450 mm s šikmými čely. Kolmé rozpětí je 2,88 m a délka klenby je 7,45 m. Klenba je založena na kamenném základu, základová půda je běžná jílovitá hlína. Cihly odpovídají značce 10, klenba je vyzděna na vápennou maltu značky 0,4. Rok výstavby lze odhadnout na cca 1900. Klenba je opatřena z nedávné doby cementovou torkretovou omítkou 20 mm silnou.



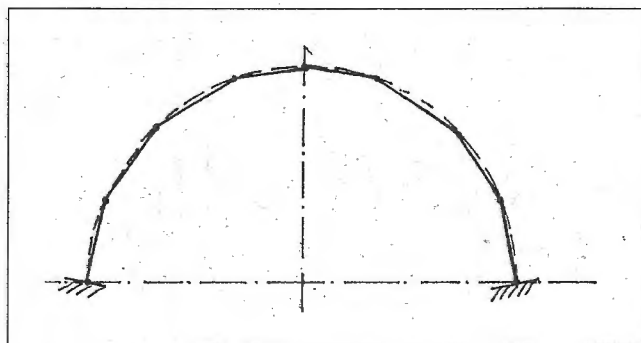
Obr. 2 - Cihelná silniční klenba

Klenba je porušena podélnými trhlinami opět u okrajů a v oblasti středu klenby. U okrajů probíhají trhliny přes torkretovou vrstvu, jsou tedy nové, lze vidět přímou souvislost mezi nimi a intenzivním staveništním nákladovým provozem, který probíhá cca půl roku po mostě v souvislosti se stavbou rychlostní komunikace Brno - Mikulov. Jejich šířka je 1 až 2 mm.

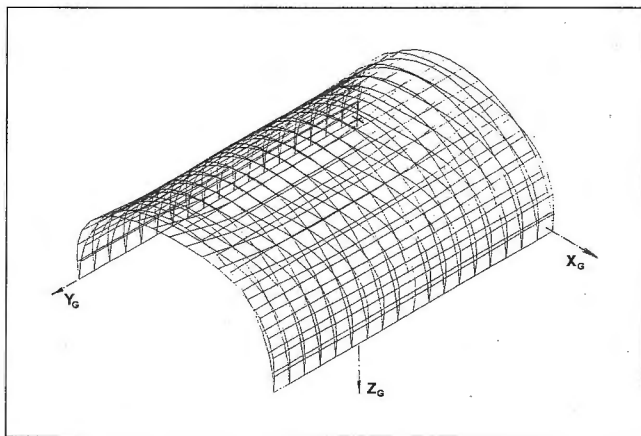
Trhliny v oblasti středu klenby jsou v místech, ve kterých odpadla torkretová vrstva a je zde obnaženo cihelné zdivo klenby. Tyto trhliny mají šířku 3 až 4 mm. Trhliny probíhají rovnoběžně s kolmým rozpětím, dosahují téměř do paty klenby, kde se zužují a mizí. Opět nesledují zděné spáry mezi cihlami, nýbrž procházejí přes jednotlivé cihly.

2 Analýza kleneb

Součástí statické analýzy kleneb musel být i pokus o racionální vysvětlení výše zmíněných podélných trhlín. V obvyklých případech postačuje řešit vnitřní síly v klenbě na rovinném modelu, ať už ručně, nebo (viz obr. 3) pomocí rovinné prutové konstrukce s příslušnou programovou podporou, kde je zakřivená střednice klenby nahrazena podle potřeby libovolně hustým polygonem. Takto se obvykle řeší 1 m široký pás klenby a příčný směr se ponechá bez povšimnutí.



Obr. 3 - Prutový model klenby



Obr. 4 - Deskostěnový model klenby, MKP (NE-14)

V uvedených případech bylo nutné učinit pokus o vystižení funkce klenby i v příčném směru. To je možné provést např. prostorovým modelem klenby pomocí MKP. Zde byly klenby modelovány deskostěnovými prvky pomocí programu NE-14 (FEM consulting Brno). Na obr. 4 je uvedena deformace kamenné klenby od nahodilého zatížení.

Při vlastním modelování klenby činil potíže správný odhad tuhostí prvků v podélném a příčném směru. Zatímco pro podélný (hlavní nosný směr) je v normě ČSN 731101 podklad, pro příčný směr, kde rovina ohybových momentů souhlasí s rovinou

spár zdiva, normová podpora chybí. Tato problematika by mohla být předmětem samostatného pojednání. V uvedených případech bylo vyzkoušeno několik poměrů podélné a příčné tuhosti.

Prostorovým modelováním kleneb se skutečně podařilo zjistit tahová namáhání v příčném směru, ta však pouze mírně překračovala výpočtovou pevnost zdiva v tahu kolmo na rovinu spár a nedávala uspokojivé vysvětlení takového množství a tak širokých trhlin.

U kamenné klenby byl vypočten zemní tlak násypu pod kolejovými pásy. Zemní tlak se opírá do čelních stěn a ve vrcholu klenby se potom přenáší jako tahová síla (akce - reakce) do vlastní klenby. Nahodilé železniční zatížení bylo převedeno na náhradní nadnásyp. Tahové příčné napětí v klenbě dosáhlo při pojezdu vlaku až 0,06 MPa. Takové tahové napětí nemůže zdivo přenést a jednoznačně vede na podélné trhliny.

U cihelné silniční klenby byla zohledněna skutečnost, že před cca 10 lety byly na klenbě a čelních stěnách vybetonovány masivní betonové římsy, které pro vrstvy vozovky plní tutéž opěrnou funkci, jako opěrné čelní stěny pro železniční násyp v předchozím případě. V kombinaci s intenzivní staveništní dopravou, kdy dochází k pojezdu dvou souprav na mostě a stopa kol je těsně vedle římsy, dochází k podobnému vytlačení konstrukce římsy a ke vzniku tahových sil v klenbě.

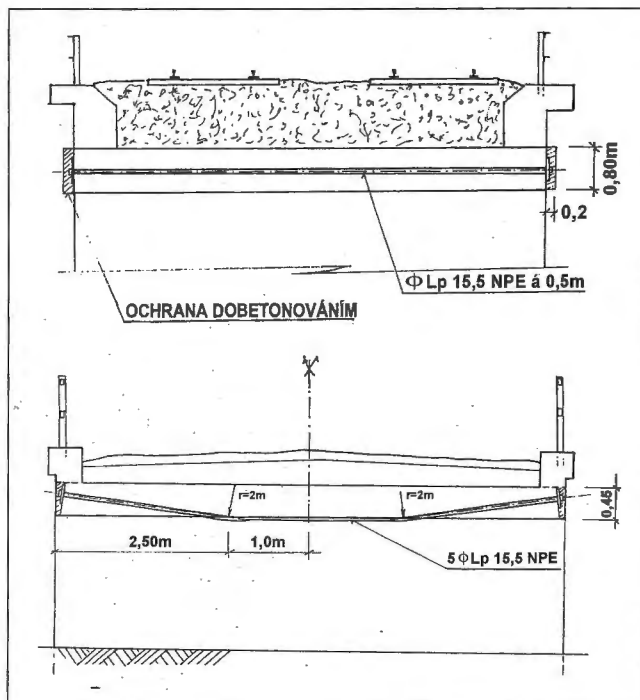
Sedání základů klenby jako vysvětlení poruch není přijatelné, neboť v obou uvedených případech trhliny směrem k patě mizely. V případě vytvoření kotliny od sedání by se naopak trhliny musely směřovat k patám klenby rozšiřovat.

3 Sanace kleneb příčným předpětím

Při pojezdu vozidel po klenbách rozdělených podélnými trhlinaми dochází časem k postupnému rozevírání takto uměle vzniklých podélných spár. Hrozí nebezpečí odpadnutí okrajových částí klenby a tím i částečná destrukce klenby, jejíž časový vývoj je ale těžko odhadnutelný. Uvedené poruchy obvykle vedou na časté a soustavné sledování konstrukce, aby mohla být přijata opatření v případě náhlého rozvoje trhlin. Jsou známé případy, kdy se takto nevině vyhlížející podélné trhliny zejména v blízkostech čelních stěn otevrou až na 150 mm. To vede okamžitě na omezení provozu a na postupné nahrazení takto poškozené klenby novou konstrukcí.

Sanace je možná vnesením příčného, mírného přepětí do zdiva klenby, které eliminuje tahová napětí. Je na místě hovořit skutečně o malém předpětí, a to proto, že zdivo ve směru příčném není nijak zvlášť únosné a že s vnášením sil do starých konstrukcí je obecně nutné uvažovat velmi opatrně vzhledem k jejich křehkému charakteru a prakticky k nulové ochotě se dotvarovat. Předpokladem pro aplikaci předpětí jsou moderní předpínací lana chráněná obalem a pasivačním mazivem proti korozi, protože aplikace klasické holé a dodatečně řádně injektované předpínací výztuže je v prostředí zdiva těžko proveditelné. Dalším faktorem je rozvoj moderní diamantové technologie, která umožňuje dodatečně vytvořit kabelové kanálky na velké vzdálenosti prakticky v libovolném materiálu.

Podle obr. 5 je navrženo sanovat kamennou železniční klenbu v příčném směru předpínacími lany v počtu cca 2 lana na 1 bm Lp



Obr. 5 - Rozmístění předpínacích lan

15,5 NPE napínanými na sílu 100 kN. Ve kamenném zdivu tak vznikne předpětí 0,12 MPa. Lana budou umístěna v dodatečně provedených kanálcích vedených středem průřezu klenby, která svojí tloušťkou 0,80 m poskytuje dostatek prostoru i při odchylce při provádění kanálek. Kotevní oblast je navrženo provést z atypických, zvětšených roznášecích desek o průměru 400 mm, aby se co nejvíce omezilo místní namáhání. Kotevní desky budou přiloženy na kamenné zdivo přes vyrovnávací vrstvičku na bázi dvousložkové hmoty. Kotevní prvky je navrženo chránit před korozi po předepnutí obetonováním.

Podobně je navrženo sanovat cihelnou klenbu celkem 5 ks lan Lp 15,5 NPE. Tvar předpínací dráhy je zde volen jako vzpínadlo, aby se omezil rozsah prováděných kanálek v poměrně tenším průřezu. Sedlo v místě změny trajektorie lana bude vyvolžkováno. Opět je navrženo chránit kotevní prvky obetonováním.

Uvedený způsob sanace kleneb s podélnými trhlinaми je založen na moderně pojaté analýze těchto konstrukcí a na aplikaci předpětí s využitím všech možností současných technologií. Je možné prodloužit životnost kleneb zděných z kusových staviv, z nichž některé slouží již přes 100 let. Podle uvedených návrhů je v současnosti zpracováván prováděcí projekt sanace cihelné klenby.

Literatura

- [1] ČSN 736207 *Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu.*

Ing. Ladislav Klusáček, ÚBZK při FAST VUT Brno, Údolní 53, 662 42 Brno

M. Tichý

What's missing here?

editorial; amateurism; professionalism

L. Klusáček

Longitudinal cracks in brickwork vaults

bridges; vaults; brickwork; prestress; reconstruction; structural analysis

P. Zoubek

Radio Center Prague

existing structures; reinforced concrete; steel structures; calculation models; design; quality control; construction methods

J. Česal

Shrinkage and creep of the vertical R.C. structure of a tall building

tall buildings; cast-in-place concrete; bearing walls; bracing walls; shrinkage; creep; envelope structure; structural analysis

B. Brůna

Box foundation of a tall building

tall buildings; foundations; box structures; structural analysis; reinforced concrete; forms; casting of concrete

V. Holas

Gypsum-free cement in dry one-component mortars

cement; gypsum; mortar; restoration; strength of mortar

J. Procházka

Standardization in concrete construction

concrete structures; codes; standards; international cooperation; ACI; CEN

M. Mužík

Cast-in-place structure of the Don Giovanni Hotel in Prague

cast-in-place concrete; structural system; structural analysis; design; design; execution

S. Priganc

Non-homogeneity of nonconcrete affecting the deformation of members

deformation; concrete members; imposed shrinkage; experimental research; reinforcement

B. Voves

Design of prestressed structures with free tendons

free tendons; structural analysis; limit states; strengthening of members

J. Bradáč

History of technology education in Brno (I)

universities; laboratories; education; history

**Ústav betonových a zděných konstrukcí stavební fakulty v Brně
pořádá**

dvousemestrální kurz celoživotního vzdělávání (PGS)

**ROZVOJOVÉ DRUHY A REKONSTRUKCE
BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ**

Zahájení v září 1994

Informace jsou k dispozici

na ÚBZK FAST, Údolní 53, 662 42 Brno, tel. 05 - 311 7111

Nosné konstrukce - změny při výstavbě - statické působení - koncepce a kvalita

Na panoramatu Prahy se v některých pohledech v průběhu posledních let vynořila nová silueta cca 111 metrů vysokého objektu. Tato budova je součástí nového komplexu objektů Českého rozhlasu. Objekt je pozoruhodný nejen svou historií, ale i konstrukcí. Ukazuje se, že i dosud nedokončená novostavba může mít své pohnuté dějiny a lze tak na jediném objektu s jistou dávkou nadsázky demonstrovat i vývoj ve společnosti [1].

Projekt výškového objektu, původně Československého rozhlasu, byl od první studie v šedesátých letech několikrát přepracován. Po původní ocelové konstrukci byla v souladu s dobovým trendem navržena celomontovaná konstrukce - tedy železobetonový skelet včetně ztužujících stěn. Bylo to pojetí pravděpodobně příliš odvážné a pokud by se objekt realizoval v této koncepci, jednalo by se možná i o světový unikát. Vodorovná tuhost takto navrženého objektu by byla i za předpokladu zcela bezchybné montáže velmi diskutabilní.

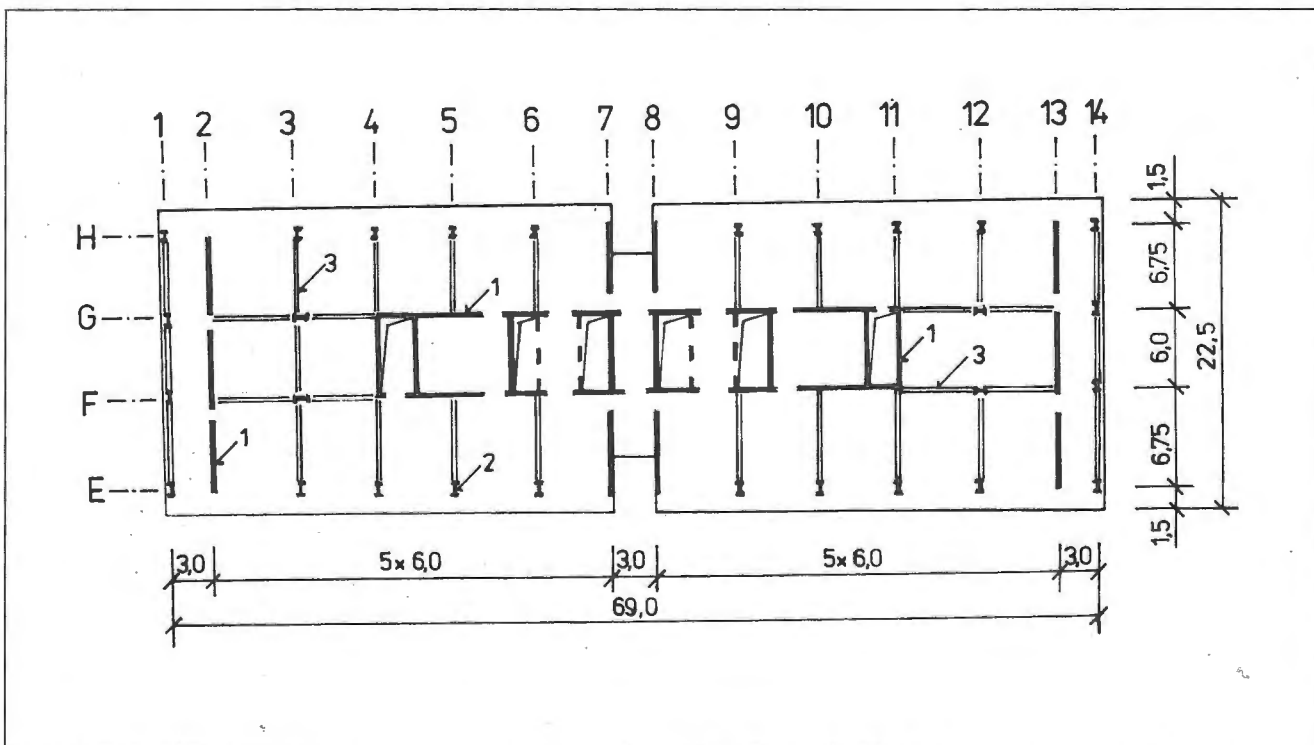
Později byl projekt přepracován a dřívě montované ztužující stěny byly nahrazeny monolitickými. Ostatní konstrukce však zůstaly prefabrikované. Navržen byl atypický těžký skelet Konstruktiva. Ztužující prvky, tj. zavětrovací stěny a jádro byly betonovány souběžně s montáží skeletové konstrukce, představované příčnými rámy, jejichž směr se v prostoru mezi jádrem a ztužujícími stěnami měnil v podélný. Objekt byl v nadzemní části dilatován vloženým polem. Toto třímetrové pole spojovalo obě poloviny konstrukce přímkovými klouby a při podélné a příčné deformaci objektu je jeho funkce zjevná. Problematičtější namáhání tohoto pole nastávalo při vzájemném natáčení obou dilatovaných věží a výpočty provedené později na ČVUT prokázaly, že k nezanedbatelným deformacím tohoto typu dochází. Stropní tabule byly prefabrikované.

Podle tohoto projektu byla zahájena výstavba objektu. Po provedení třípodlažní monolitické základové skříňe byly vybetonovány a smontovány dvě nadzemní podlaží.

V roce 1987 byla výstavba výškového objektu zastavena. Podnětem k pozastavení výstavby bylo potrhání ztužujících stěn diagonálními trhlinami v 1.NP. Investor nechal projekt přezkoumat několika skupinám expertů. Expertiza Stavební fakulty ČVUT Praha došla k závěru, že konstrukce tak, jak je navržena, vyhoví, ovšem za předpokladu, že budou sanovány zjištěné závady, provedeny úpravy projektu a konstrukce bude nadále prováděna v prvotřídní kvalitě. Investor nechal mezitím prozkoumat některé prefabrikované dílce a dospěl k názoru, že uvedené podmínky by nemusely být dodrženy. Stávající projekt se rozhodl nerealizovat. Vypracováním nového projektu s konstrukcí v kombinaci železobetonového jádra a ocelového skeletu v létě 1988 Spojprojektu Praha a.s. a projekci VŽKG Bratislava.

Objekt je založen na třípodlažní základové skříni se základovou spárou v jílovitých břidlicích. V nadzemní části byly ponechány ztužující železobetonové stěny a jádra a dvě již smontovaná podlaží skeletu byla z bezpečnostních důvodů demontována a ocelová konstrukce byla kotvena přímo do základové skříňe.

Novou konstrukci by bylo jistě vhodnější koncipovat na jiné modulové síti, než byla původní, ale již provedená základová skříň tak radikální změnu koncepce nepřipouštěla. Původně projektovaný příčný modul 7,20 + 6,00 + 7,20 metrů s oboustrannými konsolami byl tedy



Obr. 1 - Půdorysné uspořádání nosné konstrukce typického podlaží (1 – monolitické stěny, 2 – ocelové sloupy průřezu I, 3 – ocelové nosníky průřezu I; detaily viz [1])

jen mírně pozmeněn, původní podélný modul 3,00 + 5 x 6,00 + 3,00 + 5 x 6,00 + 3,00 metrů byl zcela respektován.

Výškově byl objekt navržen s třiceti podlažními, z toho s třemi podzemními. Konstruktivní výšky podlaží byly voleny pro technologická patra 4,40 metrů (patro 1 až 3, 7 až 11, 26), administrativní patra 3,75 metrů (patro 4 až 6, 12 až 25) a 4,10 metrů pro atypické patro 27.

Vlastní *statické působení konstrukce* bylo modelováno takto: Železobetonové monolitické jádro s připojenými stěnami v ose 7 a 8 a dvěma dalšími stěnami v osách 2 a 13 zajišťují vodorovnou tuhost objektu. Současně přebírají část svislých zatížení.

Dilatace jádra mezi osou 7 a 8, která ve variantě železobetonového skeletu rozdělovala objekt na dvě věže, byla zrušena. Podélné železobetonové stěny tedy od úrovně +13.100 metrů probíhají bez přerušení, vložené pole bylo nahrazeno rozšířenou monolitickou deskou.

Ocelové příčné rámy jsou k železobetonovému jádru připojeny kloubově a na vodorovné tuhosti konstrukce se nepodílejí. Přenáší pouze svislá zatížení. Na vítkovické plechy jsou nabetonovány železobetonové stropní desky tloušťek 80, 100 a 120 mm, které s ocelovou konstrukcí nespoluúčastí. Kromě přenášení svislých zatížení do ocelové konstrukce plní svou vysokou tuhostí ve vlastní rovině důležitou funkci roznosu vodorovných sil do zavětrovacích prvků a zajišťují stabilitu stěn.

Statický výpočet konstrukce respektuje kromě vlastního statického působení i *harmonogram postupu výstavby*. Ten musel vedle statických možností respektovat i skutečnost, že železobetonovou konstrukci prováděla jiná firma než montáž oceli. Při práci ve výšce bylo nutno sledovat i bezpečnostní hlediska, montážní cyklus oceli i betonu, roční období, výrobní a dopravní možnosti, zdvihací prostředky a v neposlední řadě striktní požadavek investora, že konečný termín výstavby nesmí být navzdory zdržením posunut.

Harmonogram předpokládá nejprve betonáž železobetonového jádra do 14. patra a následně postupnou montáž ocelových konstrukcí. V další fázi se zmonolitňovaly stropní konstrukce a betonovaly ztužující stěny v řadách 2 a 13. Postupně od spodu se montovaly fasádní panely, prováděly se podlahy a zdi a montovaly se příčky a buňky studií. Provedení části jádra v předstihu zohledňovalo rozdílnost časové náročnosti postupů betonáže a následných montážních prací a současně poskytl čas pro výrobu spodních podlaží ocelové konstrukce.

Na základě takto vytvořeného harmonogramu byly navrženy dva *výpočtové modely*:

- (1) Jádro včetně stěn v řadě 7 a 8 je provedeno do 14-ti pater, ocelová konstrukce je navěšena do 7. patra, stropy nejsou zmonolitněny, stěny v řadě 2 a 13 nejsou vybetonovány, fasáda nepověšena.
- (2) Konstrukce je dokončena a opláštěna.

Pro výpočet vnitřních sil konstrukce — včetně dynamických účinků větru — byl použit programový systém SAPRO — KONSTRUKCE. Koncepce výpočtu vychází z *nekonečně tuhých stropních tabulí*. Tato tuhost byla výpočtem ověřována i pro model (1), který vzhledem k staticky nevhodnému umístění výtahových šachet tuto podmínku zcela nesplňuje. Bylo prokázáno, že ohybová tuhost stěn těchto šachet tuhost stropních tabulí dostatečně nahradí.

Celkem bylo analyzováno *šedesát zatěžovacích stavů a kombinací*. Vedle zatížení svislými silami, účinky větru, reakce kotvení jeřábu byl např. zkoumán i vliv nerovnoměrného oslunění napřed betonovaného železobetonového jádra, a to jak pro případ oslunění celých 14-ti pater z jedné strany, tak pro případ zastínění spodních sedmi pater již provedenou ocelovou konstrukcí. Zde je třeba podotknout, že v některých prvcích bylo toto namáhání při dimenzování rozhodující.

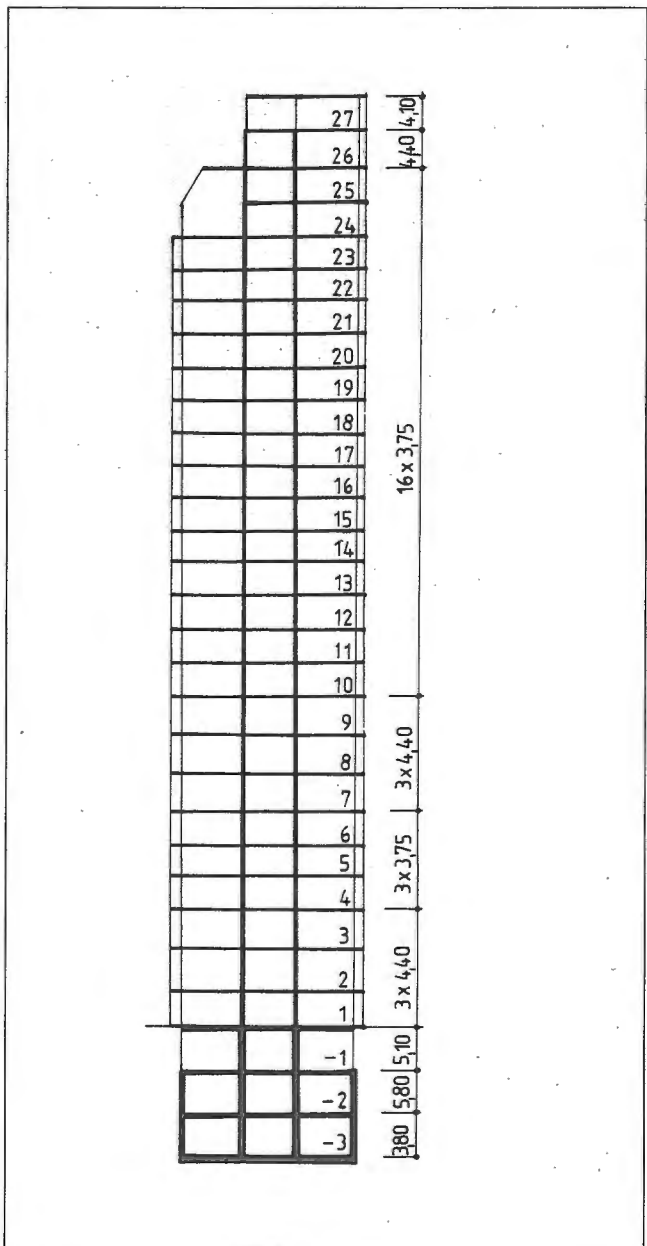
Řešení konstrukce tohoto typu s sebou přináší potřebu některých méně běžných výpočtů: lokální namáhání v okolí kotvy ocelového průvzlaku bylo spočteno metodou lomenic, tuhost stropních

desek ve vlastní rovině byla prověřována metodou konečných prvků, kmitání konstrukce bylo posouzeno i podle hygienických předpisů s ohledem na lidský organismus. Dále bylo nutno například řešit namáhání spojovacího krčku způsobené spojením obou původně dilatovaných polovin objektu, podrobněji posoudit vzpěrné namáhání volných okrajů stěn v řadách 7 a 8 před jejich ztužením stropními deskami, vliv vodorovných sil ve stěnách jádra při dimenzování účinků distorse.

Součástí projektu bylo i podrobné zvažování *vlivu svislých nerovnoměrných deformací konstrukcí*. Výpočtem programem DOMO2 byl podrobně zkoumán na základě historie zatěžování konstrukce průběh svislých deformací v čase od smršťování a dotvarování. Tyto výpočty ovlivnily nadvyšování prvků konstrukce při montáži, výpočet přidavných namáhání oceli, konstruktivní detaily příček a fasády.

Výztuž jádra i ztužujících stěn je navržena jako vázaná. Značné množství nepravidelně rozmístěných otvorů neumožnilo navrhnout s výjimkou některých nadpraží účelné armokoše. Stropy mimo jádro jsou vyztuženy sítěmi při obou površích.

S odstupem několika let po dokončení projektu je asi vhodné se ohlédnout a uvážit, co bylo možno udělat jinak, čemu by se mělo věnovat více pozornosti.



Obr. 2 - Schematický příčný řez konstrukcí

Na prvním místě je to jistě *volba celkové koncepce*. Je smutnou skutečností, že statik nebude asi nikdy moci hledat optimální technické řešení. Dříve jsme byli pod tlakem státní politiky a pod tlakem dodavatelů s jejich požadavkem prefabrikace za každou cenu. Dnes jsme ovlivňováni často *neúměrně stlačovanou cenou, termíny projekce i výstavby*. Prefabrikovaná varianta výškového objektu a její neslavný konec je důkazem, že za jistou mez statik ustoupit nesmí. Tato prefabrikovaná konstrukce - třebaže byla demontována - bohužel negativně ovlivnila i variantu výslednou: vnutila jí příliš malé rozpory.

Odsazení ztuzujících stěn ze štítů bylo z hlediska oslunění jistě správné. Neméně významnou se ale ukázala skutečnost, že příčné ztuzující stěny dosahující až téměř k fasádě se při deformaci konstrukce vlivem větru výškově pohybují jinak, než ocelová konstrukce ve vedlejší řadě. Tyto deformace se mohou sčítat s výše uvedenou nerovnoměrnou svislou deformací oceli a železobetonu v čase a přinášejí řadu konstrukčních problémů - především ve fasádě.

Velký vliv nerovnoměrného oslunění na některá nadpraží jádra ve stadiu výstavby by asi zasluhoval zpřesnění výpočtu. Velkou pozornost je třeba věnovat vodorovným silám od smršťování v betonových stěnách. I z těchto důvodů pokládám minimální rozdělovací výztuž podle ČSN 73 1201 za nedostatečnou.

Je třeba důsledně sledovat kvalitu prováděných prací. To ale statik těžko ovlivní.

Literatura:

[1] Haase M., Kaprálek P., Zoubek P., Studnička J., Šejnoha J.: Výšková budova Rozhlasového střediska v Praze. *Stavební obzor*, 1993, č. 1-2.

Ing. Pavel Zoubek, Spojprojekt Praha a.s., Olšanská 9, 130 59 Praha 3

Smršťování a dotvarování svislých železobetonových konstrukcí výškových budov

Rozhlasové středisko Praha

Jan Česal

Monolitická jádra a stěny - dotvarování - smršťování - doplňkové konstrukce - obvodové pláště - výsledky výpočtu

Výstavba budovy rozhlasu v Praze je zřejmě stavbou, kde se projeví mnoho problémů, které u nás nebyly do té doby běžně řešeny. Jedním z nich je *smršťování a dotvarování svislých železobetonových velmi vysokých konstrukcí*. Budova rozhlasu sice do této kategorie nepatří, ale nutnost řešení problému vyvolala koncepci nosného systému. Nosný systém budovy rozhlasu se během různých fází projektu měnil. Nakonec se začal realizovat konstrukční systém, dispozičně přizpůsobený původnímu návrhu - železobetonovému montovanému skeletu. Tento systém byl posléze nahrazen monolitickým železobetonovým jádrem, monolitickými železobetonovými ztuzujícími stěnami a ocelovým skeletem. Byly navrženy ztuzující stěny přes celou šířku objektu,

u kterých je vliv dotvarování významný. Svislá deformace ocelové konstrukce je závislá na zatížení, pomíne-li vliv teplot. Deformace betonu je navíc závislá na čase. Vliv rozdílu svislých deformací bylo nutno respektovat především ve vztahu k obvodovému plášti.

Výpočet smršťování a dotvarování byl proveden pomocí programu Domo 2 na stavební fakultě ČVUT v Praze. Tento program dává ucelený obraz o smršťování a dotvarování konstrukce během zvoleného časového období. Po konzultacích s prof. ing. V. Křístkem, DrSc. a ing. J. Vítkem, CSc. byl zvolen nejzazší časový horizont 20 let. Během tohoto období proběhnou v podstatě všechny změny, které jsou pro řešení tohoto problému významné. Pro potřeby výpočtu musel být zpracován podrobný harmonogram výstavby. Byly v něm uvedeny ke každému zvo-

Tab. 1 - Výsledky výpočtů a navržené korekce pro výztužnou stěnu v řadě 2

Vyrovnání O.K. v patrech	Patro	Pozice betonu (mm)						Korekce
		po dokončení výstavby		po 20 letech		při montáži fasády		
		absolutně	po korekci	absolutně	po korekci	absolutně	po korekci	
-	1	1,6	1,1	2,2	1,7	-	-	0,5
3	10	16,4	12,2	26,1	23,9	9,8	5,6	4,2
6	20	28,8	9,8	52,4	33,4	24,3	5,3	19,0
4	27	33,2	7,4	68,3	42,5	42,5	3,7	25,8

Pozice betonu - myšlená odchylka v mm měřená směrem dolů od kóty uvedené ve výkresech tvaru.

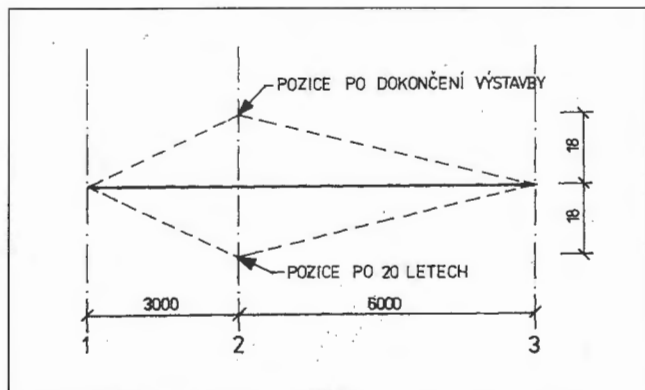
Korekce - hodnota v mm, o kterou se v době betonáže patra zkrátí spodní patra. Je to část zkrácení, která se koriguje tím, že se betonuje na teoretickou kótu.

Vyrovnání O.K. v patrech - hodnota v mm, o kterou byla upravena O.K. vzhledem ke svislým deformacím.

lenému datu údaje o geometrii konstrukce, dosažené patro, přírůstky zatížení od podlah, příček, apod.. Odstupy zvolených dat byly 14 až 30 dní podle předpokládaných činností na stavbě. S přihlédnutím k tomuto harmonogramu byly také vypočteny deformace ocelové konstrukce.

Výstupy z programu Domo 2 umožňují určit svislé deformace železobetonové konstrukce ve zvolených časových úsecích. Díky tomu mohla být navržena opatření jak vzhledem k ocelovému skeletu, tak fasádnímu plášti a jeho montáži. Výsledky byly shrnuty do tabulky, jejíž část je uvedena v *tab. 1*.

Schéma pozic části konstrukce přiléhající ke stěně v řadě 2 v rozhodujících obdobích je patrné z *obr. 1*.



Obr. 1 - Pozice části konstrukce přiléhající ke stěně v řadě 2

Na základě těchto údajů bylo možné zhodnotit situaci konstrukce. Jako velice efektivní se ukázalo provádět během výstavby *korekce výšky železobetonové konstrukce* už při betonáži.

Toto opatření bez dalších nákladů sníží dlouhodobý vliv svislé deformace o min. 40%. Je to vlastně systém navýšení, při kterém se z kladných hodnot stanou hodnoty záporné, ovšem snížené o navýšení. Dochází tedy k *podstatnému snížení namáhání souvisejících konstrukcí*.

Dále bylo provedeno *vyrovnávání i v ocelové konstrukci*, aby se minimalizovaly rozdíly deformací v čase. Z *tab. 1* je zřejmé, že koordinací deformací lze zmírnit důsledky odlišného chování oceli a betonu.

I po těchto opatřeních bylo nutné konstrukce posoudit. Výsledkem bylo, že přírůstek namáhání od smrštění a dotvarování ocelová konstrukce přeneše, ale ve fasádním plášti bude muset být provedena *úprava zavěšení panelů*.

Pro porovnání vypočtených a skutečných deformací byl vypracován projekt měření deformací. Zatím bohužel tato měření neprobíhají, není tedy možné porovnat hodnoty vypočtené a skutečné.

*Ing. Jan Česal, Spojprojekt Praha a.s., Olšanská 9, 130 59 Praha 3
Bydliště: Fetrovská 6, 160 00 Praha 6*

Základová skříň výškové budovy

Rozhlasové středisko Praha

Bohumil Brůna

Základová skříň - statický výpočet - výztuž - bednění - betonování

V článku Ing. Zoubka je zmíněna geneze projektu výškové budovy rozhlasového střediska, začínající již v šedesátých letech. Když bylo v roce 1980 o výstavbě střediska konečně rozhodnuto, bylo nutné zpracovat prováděcí projekt. Jeho statickou část měla zajistit Projektová kancelář dodavatele stavby, tehdy *s. p. Konstruktiva Praha*. Koncepční změny nosné konstrukce se týkaly zejména její nadzemní části, bez zohlednění na spodní stavbu. Proto jsem byl koncem roku 1980 požádán o *vypracování výpočtu spodní stavby* a následně i o zajištění příslušného prováděcího projektu. Požavek jsem akceptoval a převzal podklady, mezi něž patřila i studie Doc. L. Nováčka a Doc. J. Procházky ze Stavební fakulty ČVUT k původní koncepci konstrukce vrchní stavby, tvořené ocelovým skeletem, uloženým na dvoupodlažní železobetonové skříni. Dále to byla zpráva o geologickém průzkumu staveniště a rozpracované výkresy stavební části projektu, v nichž nosná konstrukce vrchní stavby, tj. 27 nadzemních podlaží, byla ze železobetonového montovaného skeletu, s vyztuženými monolitickými stěnami a jádry. Spodní stavbu tvořila třípodlažní skříň, s vymezenými technologickými funkcemi. Zatěžovací účinky pro dimenzování základové skříně byly rozděleny do čtyř zatěžovacích stavů - tíha nosné konstrukce, celkové svislé zatížení, vítr v podélném a v příčném směru. Na základě předběžných úvah a orientačních výpočtů

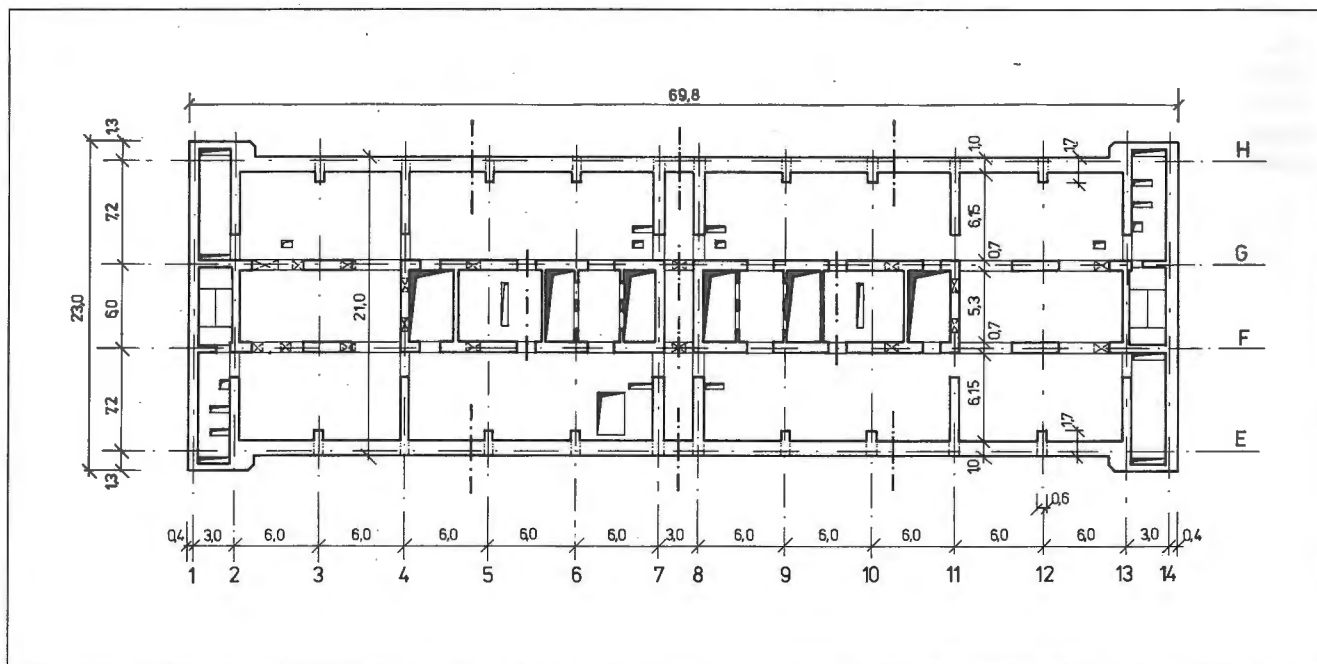
byly stanoveny základní rozměry skříně a následně byl proveden podrobný výpočet.

Základová skříň

Příčné i podélné uspořádání základové skříně odpovídá modulovému členění nosné konstrukce vrchní stavby. Výztužné prvky vrchní stavby, příčné stěny v řadách 2, 7, 8 a 13 a *dvě podélná jádra* ve středním traktu, probíhají skříni až k vlastní základové desce. Příčná tuhost skříně je postupně shora dolů po patrech zvyšována vkládáním dalších příčných stěn v místech modulových os.

V prvním podzemním podlaží přibývají uzavírací stěny v čelech skříně, v druhém podlaží k nim přibývají stěny v krajních traktech na modulových osách 4 a 11, (*obr. 1*) v nejnižším podlaží jsou stěny vloženy již ve všech příčných modulových řadách krajních i vnitřního traktu.

V *podélném směru* jsou stěny vnitřních modulových os provedeny na celou výšku skříně, v krajních osách na výšku dvou spodních podlaží s výjimkou koncových polí, kde jsou rovněž na celou výšku skříně. Všechny vnitřní příčné i podélné stěny jsou přitom značně oslabovány otvory, jednak komunikačními a jednak



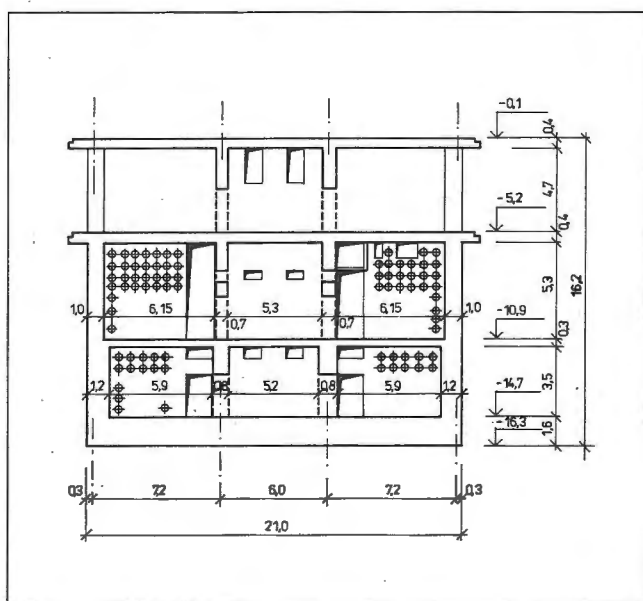
Obr. 1 - Tvar konstrukce druhého podzemního podlaží

technologickými. Podle potřeb technologických provozů situovaných ve skříni jsou různé i konstrukční výšky podzemních podlaží. Charakteristický příčný řez konstrukcí skříně je uveden na obr. 2.

Statický výpočet

Celá skříň je uvažována jako základová konstrukce nadzemní části stavby. Toto pojetí je při velikosti účinků vrchní stavby nutností, pokud je sledována ekonomie výstavby. Na základě rozboru ohybové tuhosti v podélném i příčném směru, jakož i tuhosti v kroucení a v závislosti na přetvárných vlastnostech zeminy v podzákladí, byla skříň uvažována jako vylehčený nosník délky 69,8 m, uložený na pružném poloprostoru, poddajný ohybově v podélném směru a příčně na kroucení. Statická soustava, základ + podloží, je i při její dvojosé symetrii mnohokrát staticky neurčitá. Neznámými jsou vzájemné síly ve styku skříně s podložím. Výpočet byl zjednodušen rozdělením styčné zákla-

dové spáry na obdélníky, v jejichž těžištích bylo uvažováno působení soustředěných výslednic tlaku zeminy jako neznámých sil. K nim přistupují ještě neznámá pootočení středových řezů soustavy a průhyb středu. Z podmínek přetvoření zeminy od neznámých sil na straně jedné a přetvoření skříně od stejných sil opačného směru spolu s vnějším zatížením skříně na straně druhé, se získají rovnice pro výpočet neznámých. Ty je nutno doplnit rovnicí rovnováhy zatížení pro jeho středově symetrickou část a dvěma rovnicemi momentovými pro středově antimetrickou část zatížení. Z rovnic se pak vypočtou všechny neznámé síly i přetvoření středu skříně. Z nich pak lze stanovit všechny vnitřní síly skříně v libovolných příčných i podélných řezech. Ve výpočtu bylo provedeno dělení spáry na 36 obdélníků, což vede obecně na 39 neznámých. S využitím symetrie konstrukce a rozdělením zatížení na středově symetrické a antimetrické se počet neznámých značně snížil. Výpočet neznámých reakcí půdy a vnitřních sil v průřezech skříně byl proveden pro všechny čtyři výše zmíněné zatěžovací stavy. Vnitřní síly od vlastní tíhy skříně nebyly ve výpočtu uvažovány, neboť vhodným postupem jejího provádění je lze vyloučit.



Obr. 2 - Příčný řez základovou skříní s otvory pro technologické rozvody ve vnitřních stěnách

Podobně lze značně omezit účinky smršťování tvrdnoucího betonu skříně. Většinu dílčích prvků skříně tvoří desky, v nichž se vnitřní síly skříně projevují rovinou napjatostí. K ní se pak případně přidává příčná napjatost od zatížení působícího na desku přímo a kolmo ke střednicové rovině. Je tomu tak u desek stropů vlivem užitého zatížení i vlastní tíhy, vnějších stěn skříně od zemního tlaku a polí základové desky od tlaku v základové spáře. Tloušťky jednotlivých desek konstrukce byly stanoveny v závislosti na jejich namáhání. Kromě toho bylo dbáno, aby smykové napětí nepřesáhlo v charakteristicky oslabeném průřezu hodnotu výpočtového napětí v tahu navrhované třídy betonu. Výztuž byla dimenzována tak, aby zachycovala veškerý hlavní tah od rovinné napjatosti a tahy od účinků příčného zatížení desek.

Výztuž

Vázání výztuže z jednotlivých prutů je sice projektově nejjednodušší řešení. Avšak představa stavební jámy přes šestnáct metrů hluboké, sevřené více jak na polovinu výšky svislými kotvenými stěnami výkopu, (obr. 3) s desítkami lidí roznášejícími a svazujícími jednotlivé pruty do vícevrstvé armatury, si vynutila racionalizační opatření.

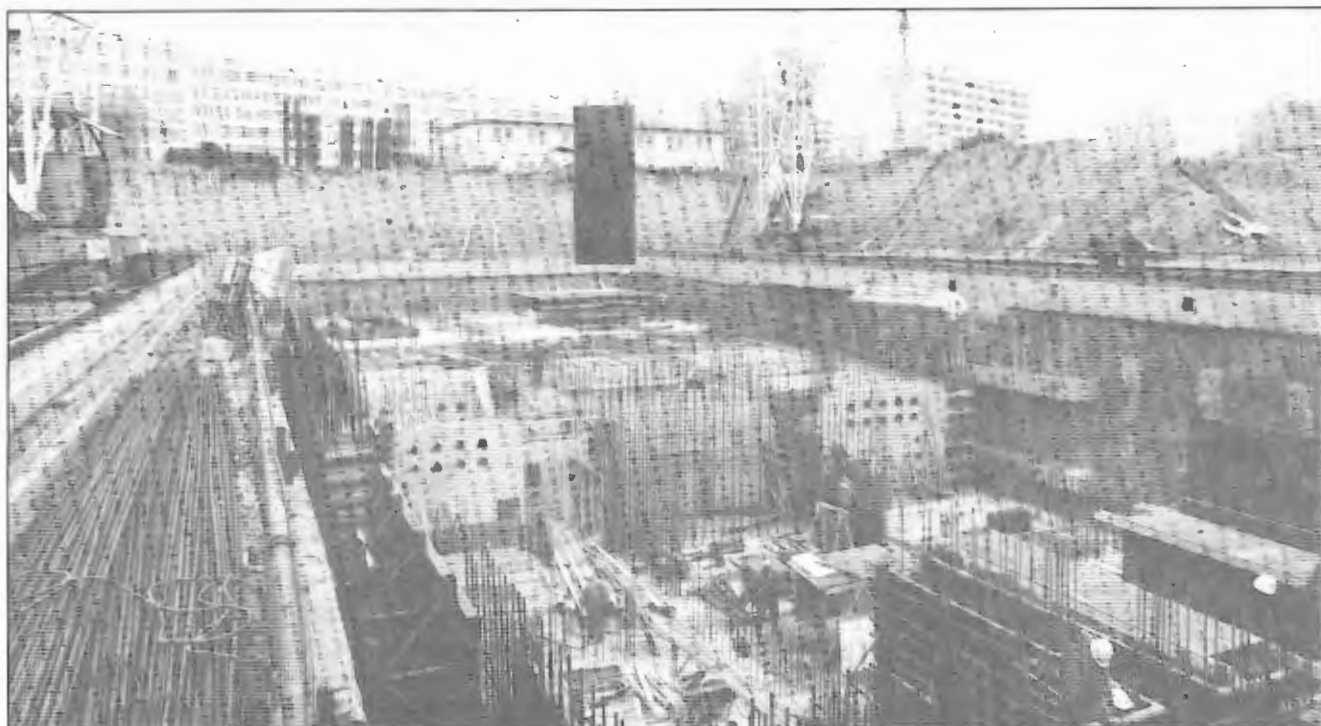
Bylo navrženo vyztužování rovinnými i prostorovými výztužnými prvky, pro něž byl prováděcím závodem udán hmotnostní limit 3,5 tuny podle parametrů obslužného jeřábu. Jednotlivé pruty výztuže byly používány pouze pro styky armokošů a v místech, kde prefabrikace výztuže byla neefektivní. Byl také respektován požadavek závodu omezit ve stavební jámě svářování výztuže na minimum. Navrženým řešením se přesunula podstatná část železářských i svářečských prací mimo stavební jámu, a tím se vytvořily podmínky pro rychlejší postup výstavby. Základová deska skříně tloušťky 1,6 m byla vyztužena čtyřmi vrstvami rohoží z prutů profilů 25 a 28 mm, vždy dvojicí při obou površích se vzájemnou vzdáleností 250 mm. Rohože byly navrhovány s maximálním využitím výrobních délek prutů, omezením střídáním styků rohoží tak, aby v jednom místě byla stykována vždy jen jedna ze čtyř nad sebou situovaných rohoží. Stykování rohoží bylo navrženo přesahem na kotevní délky. Z důvodu zajištění elektrovedivosti výztužné kostry skříně byly prováděny svary v přesazích u tří prutů na každé straně rohože. Rohože byly od druhé vrstvy výše ukládány na prostorové armokoše. Armokoše plnily současně statickou funkci výztuže desky k zachycení smyku s trny pro navazující svislé stěny. Pro rozměrnost rohoží až 12 x 12 metrů bylo nutné zajistit jejich výrobu na stavbě vně jámy, v dosahu obslužného jeřábu. Aby tvary rohoží i rozteče jejich prutů byly přesné i bez zdlouhavého rozměřování, navrhl jsem pro jejich výrobu jednoduché hřebenové zařízení s nastavitelnými dorazy, které umožňovalo přesné rozdělení prutů v pravoúhlé osnově s potřebnými roztečemi. Spoje prutů v každém druhém křížení byly svařované elektrodou. Na tomtéž zařízení se také vyráběly v ležaté poloze armokoše podélných a některých příčných stěn skříně. Ty se zde sestavovaly z předem vyrobených žebříčků a přímých prutů vodorovné výztuže stěn.

Po osazení armokošů na místo v konstrukci, byly vodorovné pruty stykovány přfločkami z poloviny na přesah kotevních délek, zbytek v krátkém přesahu nosnými svary, zajišťujícími požadovanou elektrovedivost. Vnitřní příčné stěny se soustavou kruhových prostupů, vytvářených ocelovými trubkami profilu 324 mm, jejichž výšková poloha se měnila dle spádu budoucích rozvodů,

byly vyvazovány na místě ze svislých žebříčků a volných prutů vodorovné výztuže. Volnou výztuží byly armovány vnitřní podélné stěny a stropní desky, zejména z důvodu značného množství a nepravidelnosti prostupů a nadpraží komunikačních otvorů vnitřních příčných stěn. Lze konstatovat, že zmíněné zařízení pro výrobu rohoží se plně osvědčilo a náklady, spojené s jeho pořízením, byly plně vyváženy přínosy z rychlosti výroby a bezproblémového ukládání jak rohoží, tak armokošů stěn do konstrukce, díky přesnosti výrobků. Na druhé straně si prefabrikace výztuže vyžádala nemalé úsilí při vypracování potřebné dokumentace. *Více než polovinu veškeré výkresové části statiky představují výkresy jednotlivých rohoží, žebříčků, armokošů a výkresy postupu jejich kladení.* Z celkové spotřeby oceli jakosti 10425 na skříně v hodnotě 1000 tun, bylo formou armovacích celků uloženo cca 600 tun. Podrobně byly zdokumentovány i pracovní spáry základové desky a podélných stěn, prováděné B-systémem. Ve vnějších stěnách měly hmoždinkově zazubený tvar a zásadně neprobíhaly ve stejném místě přes obě podlaží.

Bednění a betonování

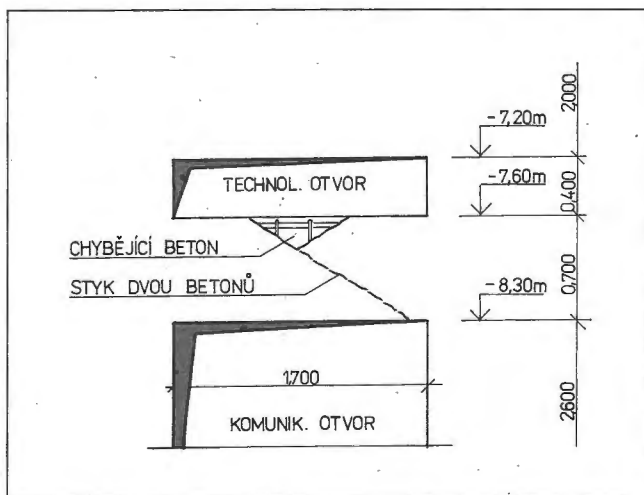
V projektu statiky ukončeném v roce 1981 bylo dle podkladů prováděcího závodu uvažováno s klasickým bedněním. Oddálením výstavby zhruba o tři roky se situace změnila a bylo použito bednění IS-NOE Combi na stěny, zatímco stropy byly betonovány do ztraceného bednění z trapézových plechů. Použití systémového bednění bylo přínosem. Ten však mohl být větší, pokud by s ním bylo uvažováno již od počátku projektových prací. Podle jeho skladebných možností by bylo možné upravit některé rozměry konstrukce. Jeho použití si vynutilo přepracovat výkresy vestavěných schodišť na dodatečně betonované části a také některé další detaily již hotového projektu skříně. Projekt bednění byl zpracováván jeho dodavatelem, tj. Hydrostavem Bratislava a přicházel na stavbu prakticky současně s dodávkou bednění. To vyvolalo i některé problémy. Příkladem s výztuží svařenou do tuhých celků nelze uhybat při stahování stěn bednění svorníky. Bylo tedy nutné některé pruty armokošů v části vyříznout a nahradit novým



Obr. 3 - Stavební jáma a výstavba základové skříně

odsazeným prutem nebo příložkou. Množství použitého bednění bylo takové, že jím bylo možné provést polovinu délky skříně jednoho patra, bez ohledu na jeho konstrukční výšku. Nasazení bednění se provádělo podle stanovených pracovních záběrů betonáže stěn v délkách zhruba jedné čtvrtiny celkové délky skříně. Podobně jako u stěn se po čtvrtinách délky skříně prováděla betonáž stropů a základové desky. Celkem bylo do skříně uloženo 8400 m³ betonu třídy B-IV podle dřívějšího značení. Z toho samotná základová deska měla kubaturu 2400 m³.

Betonování základové desky, stěn a stropu nejnižšího podlaží proběhlo bez problémů. Po odbednění stěn druhého podzemního podlaží se našla dvě místa se špatně zpracovanou směsí (kavernovitá struktura povrchu do hloubky cca 50 mm) a dvě další, kam se směs vůbec nedostala. V prvním případě sehrála svou roli na špatném zpracování i značná výška stěny a tím obtížná vizuální kontrola směsi při ukládání a zpracování, jakož i pravděpodobně znečištění armatury ulpělým betonem z betonáže nižších vrstev pomocí hadic čerpadla na beton. V druhém případě jde o učebnicový příklad nevhodného zahánění směsi na nedostupné místo. V takovém případě je pro betonáž nutno provést v bednění pomocné otvory. Těm se však v dílcích systémového bednění každý vyhýbá, avšak s výše uvedeným nepříznivým důsledkem. V obou zjištěných případech šlo o střed nadpraží komunikačního otvoru ve stěně, nad kterým je ještě další otvor stejné šířky pro technologické rozvody. Část nadpraží nevyplněná betonem měla tvar široce otevřeného V a při nesoučasném plnění stěny z obou stran otvorů byla zřetelná i styková plocha betonu zateklého dříve z jedné a později z druhé strany jak je znázorněno v obr. 4.



Obr. 4 - Schéma nedobetonovaných nadpraží otvorů vnitřních podláh středního podlaží s kavernou

Zmíněné vady konstrukce byly následně opraveny. V prvním případě vysekáním kavernovitého betonu a vyplněním prohlubně stříkaným betonem, v druhém dobetonováním po zdrsnění povrchu osekáním. Na tomtéž podlaží byly v části jedné stěny uloženy dva mixy betonu o třídu nižší než bylo požadováno. Tato skutečnost byla konstatována až měsíc po vybetonování, kdy teprve došly na stavbu protokoly z laboratoře betonárky. Podle stavebního deníku a sklerometrických zkoušek bylo místo uložení specifikováno, nicméně zjištěný rozdíl pevnosti nebyl oproti referenčnímu mě-

ření na betonu předepsané třídy očekávaně velký. Na rozdíl od případu vrchní stavby, uváděném v článku ing. Zoubka, kdy betony zavětrovacích stěn a jader vykazovaly hned po odbednění četné smršťovací trhliny, jsem na celé konstrukci skříně zaregistroval trhlinku jedinou, a to šířky 0,2 mm v nadpraží otvoru štítové stěny horního podlaží skříně. Přitom délky stěn, zejména v podélném směru skříně, jsou mnohokrát větší než stěn podlaží nadzemních. Navíc při jejich velké tloušťce má na vznik trhlín mimořádný vliv teplotní gradient tvrdnoucího betonu. Dovolují si přisoudit tento dobrý výsledek vyrovnanosti vyztužení stěn skříně ve vodorovném a svislém směru, které vyplynulo z návrhu ortogonální sítě prutů pro zachycení všech hlavních tahů z rovinné napjatosti desek stěn a v neposlední řadě i zřejmě vhodně zvolenému postupu provádění.

Změny vrchní stavby na konstrukci skříně

V souvislosti s pozdějšími problémy s konstrukcí vrchní stavby byla konstrukce skříně zcela přepočtena skupinou expertů ze Stavební fakulty v Praze. Přitom bylo zjištěno, že účinky celkového svislého zatížení vrchní stavby byly v původním projektu podhodnoceny minimálně o 20 % v normových hodnotách. Nevalné výsledky kvality betonových konstrukcí vrchní stavby dovedly investora k dodatečné kontrole betonů i skříně pomocí jádrových odvtů po předchozím vyšetření a vytypování kritických míst sklerometry. Protože vyhodnocení zkoušek vzorků betonu s uvážením jeho stáří neplnilo zcela hodnoty odvozených kontrolních pevností, byl vyžádán přepočtení skříně na nově zjištěné účinky zatížení a pro beton značky B 20. Přepočtení jsem provedl v roce 1988. Podle něj byly některé části skříně poddimenzovány. Následně bylo zkušební organizací sděleno, že betony skříně plní původní požadavky kontrolních pevností pro B IV, jak vyplynulo z přepočtu nenormových průměrů vzorků na průměry normové. Současně již bylo rozhodnuto o změně nosné konstrukce vrchní stavby - ocelový skelet s betonovými stropy, vyztužený monolitickými stěnami a jádry. Na rozdíl od předchozí koncepce nebyla jádra oddělena dilatací, ale naopak spojena. Zmíněná změna ovlivnila celkové svislé zatížení, které dosáhlo opět původní hodnoty, na kterou byla skříně počítána. Odchylky spočívaly jen v jeho mírně jiném rozdělení. Účinky zatížení příčným větrem zůstávaly vždy stejné. Pro podélný vítr jsou účinky jader na skříně dle poslední verze nejpříznivější z titulu vyřazení dilatace a spojení jader. Potřebné posouzení skříně na poslední a realizovanou koncepci konstrukce vrchní stavby bylo provedeno v roce 1989.

Závěr

Na tomto místě se chci čtenářům již jen omluvit, že článek nemohu doplnit fotodokumentací, někdy výmluvnější než psané slovo. Podobně jako technické útvary Konstruktivy, včetně vývoje, bylo v rámci reorganizace podniku zlikvidováno i propagační oddělení s fotolaboratoří a jejím archívem. Četná fotodokumentace z něho skončila na neznámé skládce odpadu.

Ing. Bohumil Brána, SIKKA - stavebně inženýrská kancelář, Nad výšinkou 8, 150 00 Praha 5



Monolitická konstrukce hotelu Don Giovanni v Praze

Milan Mužík

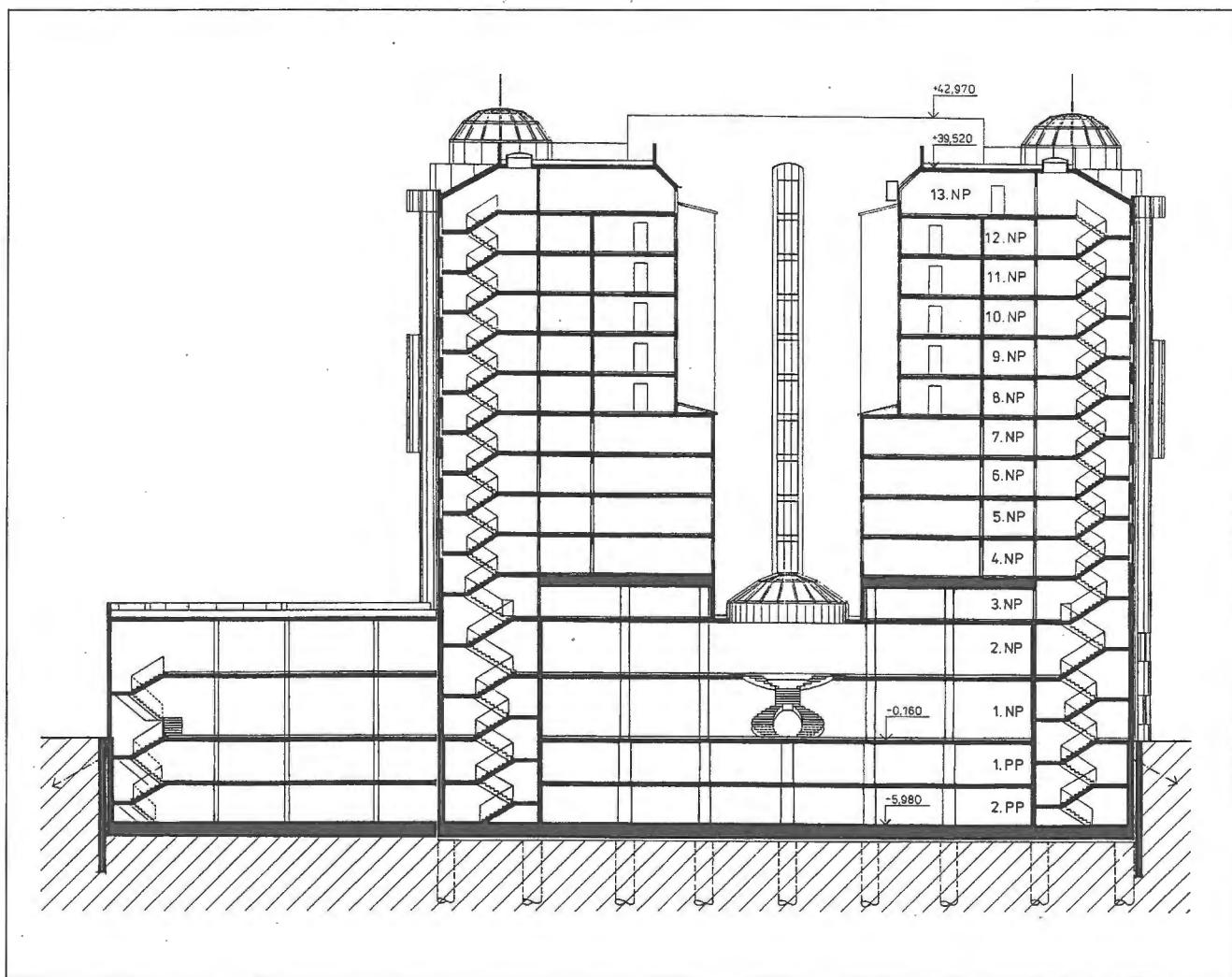
Monolitická konstrukce - návrh nosného systému - statický výpočet - provádění

Budova hotelu Don Giovanni se staví na Vinohradech u stanice metra Želivského. Na první pohled upoutá oblými tvary mohutné výškové části. Ta má čtrnáct nadzemních podlaží nad půdorysem 50 x 50 m. Dvoupodlažní přístavba půdorysných rozměrů 50 x 30 m je částečně zapuštěna do svahu. Pod celým objektem jsou dvě podzemní garážová podlaží. V prvních dvou nadzemních podlažích hotelu jsou umístěny reprezentační prostory, restaurace, bary, kuchyně, služby apod. Nad třetím technickým podlažím se nachází lůžková část hotelu se 720-ti lůžky. Při zvoleném čtvercovém půdorysu bylo nutné uspořádání s vnitřním atriem, aby vznikla typická dispozice s pokoji po obvodu a střední chodbou. Hotel má majiteli zajistit ubytování klientů vlastní cestovní kanceláře, pro které staví hotely i v jiných hlavních městech východní Evropy.

Nosný systém byl navržen především s ohledem na architektonické a dispoziční řešení a funkční náplň. Architektem a hlavním inženýrem projektu nebyly respektovány některé požadavky statika a dodavatele na konstrukční řešení.

Byla zvolena železobetonová monolitická konstrukce prováděná do překládaného bednění. V pěti podlažích podnože je navržen otevřený skelet s kruhovými sloupy uspořádanými v modulech od 5,4 do 7,6 m. Tyto podporují desky konstantní tloušťky 0,25 m. Problémy nastávají, když ne vždy sloupy probíhají nad sebou. Pro lůžkovou část hotelu se dobře uplatní stěnový systém s modulem 3,8 m, kde tloušťka stěn a stropů je zvolena s ohledem na neprůzvučnost 0,20 a 0,18 m. Velice důležitým prvkem konstrukce je přechod ze skeletové podnože na stěnový systém lůžkové části. Architektovi se nepodařilo umístit stěny nad sloupy. Nebyla konstrukčně využita celá výška technického podlaží (perforované stěny), které je





Obr. 1 - Svislý řez

velkoryse uvolněno a horní konstrukce spočívá na desce konstantní tloušťky 0,80 m tvořící strop tohoto podlaží. Spolupůsobení krabicové konstrukce nad deskou je sníženo oslabením podélných chodbových stěn dveřními otvory a prostupy pro klimatizaci v jejich nadpražích. Na přenosu smykových sil do sloupů se podílí ve většině případů pouze deska. Sloupy mají v technickém podlaží profil 0,65 m a jsou zde namáhány normálovými silami dosahujícími 8 000 kN. Pokud již byla zvolena tato přechodová konstrukce, měla být deska alespoň předepnutá, lépe by se rovněž uplatnila hřibová stropní konstrukce.

Zavětrování výškové části objektu je bohatě zajištěno tuhou konstrukcí lůžkové části a stěnami komunikačních jader. Úniková schodiště jsou umístěna v krajích objektu a brání délkovým změnám vodorovných prvků.

Sloupy a stěny skeletu jsou založeny na základové desce tloušťky 0,80 m podporované velkopřůměrovými pilotami. Pod stavbou prochází tektonický zlom mezi letenskými a vinickými břidlicemi a trasa metra. Pažení stavební jámy je provedeno pomocí kotvených železobetonových milánských stěn. Založení provedla firma *Zakládání Praha*. Zde chci upozornit na vhodné provedení izolace proti podzemní vodě, kdy folie s ochrannými vrstvami probíhá pod deskou, je vytažena podél vyspravených podzemních stěn a je chráněna železobetonovými obvodovými stěnami v podzemních podlažích. Tím je zajištěno sedání objektu nezávisle na milánských stěnách a izolační funkce není přisuzována vodo-těsnému betonu, jak je tomu u mnoha navrhovaných staveb.

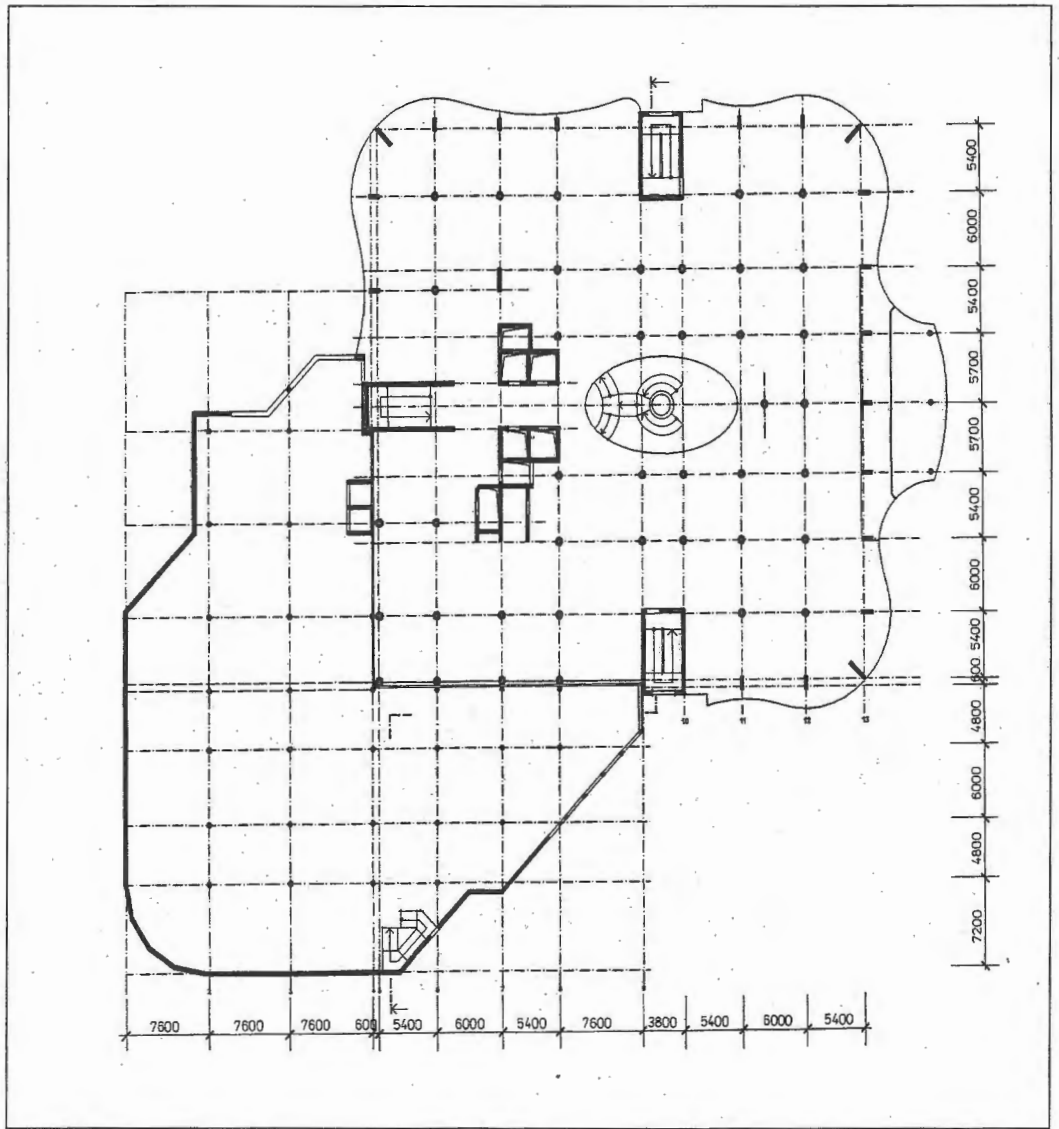
Obvodový plášť je nenosný a původně byl navržen jako železobetonová monolitická stěna, jejíž půdorysné oblouky by bylo nutné provádět do speciálního bednění. Z podnětu dodavatele se jako ztracené bednění použily betonové tvárnice, do kterých se před betonáží vkládá vodorovná a svislá výztuž. Toto řešení umožnilo přetáhnout bednění přes okraj stropní desky, řádně vytyčit oblouky a plášť provádět dodatečně.

Schodiště bylo rovněž prováděno dodatečně, kdy prefabrikovaná ramena byla ukládána na prefabrikovaný ozub ve stropní konstrukci a zmonolitněna s dobetonávkou mezipodesty.

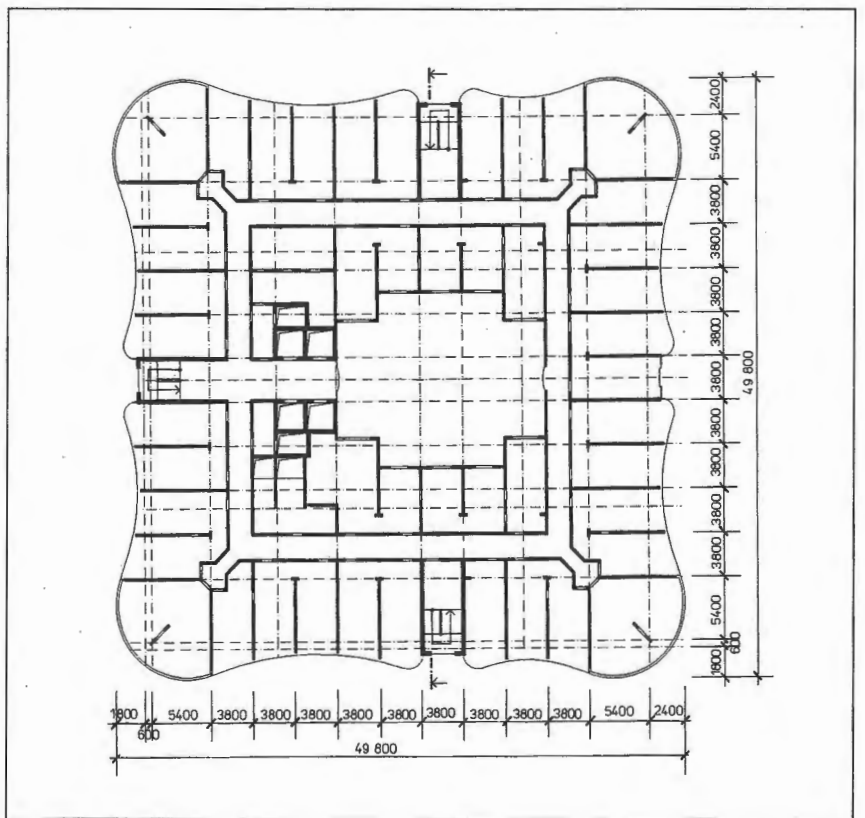
Nosná konstrukce je navržena z betonu B30, kruhové sloupy a deska nad technickým podlažím z betonu B40.

Takto navrženou nosnou konstrukci lze respektovat, ale statickovi přináší navíc vyřešit vliv svislých deformací základů a podnože na tlustou desku a krabicovou horní část objektu, t.j. počítat s prostorovým působením konstrukce včetně založení a také ve statickém výpočtu uvažovat s objemovými změnami, což je vždy citlivý problém.

Statický výpočet nosné konstrukce byl proveden pomocí systému programů NE-XX s propojením na grafický program SPIRIT.



Obr. 2 - Řez typickým podlažím podnože



Obr. 3 - Řez typickým podlažím lůžkové části

Výpočet byl rozdělen do dvou etap. V 1. etapě byl proveden globální výpočet celé prostorové konstrukce, kde byly zohledněny všechny zatěžovací vlivy působící na konstrukci včetně založení objektu.

Na základě těchto výsledků byly podrobně řešeny konstrukce jednotlivých pater.

Vzhledem k propojení systému programů NE-XX s grafickým programem SPIRIT bylo možno převážnou část projektové dokumentace provést v grafickém systému a tím splnit poměrně krátké termíny od dodání podkladů po realizační výstupy.

Pozemní stavby Pardubice zahájily práce na základové desce hotelu 15. srpna 1993. V této době se zpracovával prováděcí projekt v předstihu jednoho týdne před prováděním. Se statikem byl dohodnut postup výstavby, způsob vyztužování, změna obvodového pláště a schodiště. Společně se nepodařilo přesvědčit hlavního inženýra projektu o vhodnosti změny přechodové konstrukce z podnože na lůžkovou část hotelu.

Na stavbě se ve dvou týdenních turnusech střídalo 120 pracovníků většinou vyškolených při provádění monolitických staveb v SNR. Důležitá byla rovněž *znalost němčiny všech stavbyvedoucích*. Na výškovou část bylo nasazeno 2 600 m² bednění Hünnebeck a 1600 m² dalšího bednění na přístavbu. Pro kruhové sloupky se použilo bednění IS-NOE umožňující změnu průměru v krocích po 2,5 cm. Značné průměry sloupů ve spodních podlažích dokumentovaly absenci vysokopevnostních betonů u nás.

Půdorys výškové části objektu byl rozdělen na čtyři pracovní záběry. To umožnilo provádět jedno podlaží do 14-ti dnů, kdy nejrychleji provedené podlaží podnože trvalo 11 dnů, podlaží lůžkové části s množstvím stěn 12 dnů.

Výztuž lokálně podepřených stropů a stěn byla vázána z jednotlivých profilů, ve stropech podporovaných stěnami se použily atypické předvyrobené sítě. Výztuž sloupů tvořily armokoše.

Většina betonové směsi byla uložena badiemi, menší část čerpadly. K zajištění rovinnosti horního povrchu stropních desek se používalo laserového přístroje. V garážích bylo dosaženo konečné povrchové úpravy desek broušením betonu.

Komplikace přinesla deska tl. 0,80 m nad technickým podlažím. Byla připravena betonáž ve dvou vrstvách, se kterou vyšší dodavatel nesouhlasil. Proto se muselo použít speciální bednění a stropní konstrukce podepřít stojkami až na základovou desku. Deska byla betonována postupně ve třech záběrech na celou její tloušťku. Provádění trvalo tři týdny. Obavy ze vzniku větších trhlinek od smršťování a hydratačního tepla se nepotvrdily. K tomu přispělo příznivé chladné počasí, vhodné ošetřování betonu a dostatečné vyztužení.

Kromě rychlosti výstavby byl na stavbě kladen maximální důraz na kvalitu přísně kontrolovanou početným týmem technického dozoru investora. Velice důkladně bylo kontrolováno

vytyčení tvaru stropní konstrukce, nadvýšení bednění, ukládání a krytí výztuže, postup betonáže, ošetřování betonu a jeho pevnost. Některé požadavky rakouské strany byly na hranici rozumnosti, jako např. nadvýšení spojitých stropních desek tl. 0,18 m na rozpon 3,8 m.

Kvalitu provedení železobetonové monolitické konstrukce dotváří její povrch, úprava hran a pracovních spar a detaily napojení prvků. K jejímu dosažení bylo nutné potřebné přípravky, včetně elektroinstalačních rozvodů vkládaných do bednění, dovézt ze zahraničí.

Monolitická železobetonová konstrukce hotelu Don Giovanni byla provedena v tempu a kvalitě zcela srovnatelném s prováděním monolitických konstrukcí v technicky vyspělých zemích.

Účastníci výstavby

Majitel a generální projektant:

ROGNER Rakousko

Investor a generální dodavatel:

ROGNER Praha

Architektonické řešení:

ARCHINA Praha - I. Nahálka, F. Sojka

Projekt nosné konstrukce:

PROCOMB Brno - J. Roch

spolupráce:

FEM CONSULTING - I. Němec

PPP Pardubice - M. Mužík

Dodavatel nosné konstrukce:

POZEMNÍ STAVBY Pardubice

- hlavní stavbyvedoucí J. Novotný

- technické konzultace M. Mužík

Ing. Milan Mužík, PPP a.s., Masarykovo nám. 1455, 532 29 Pardubice

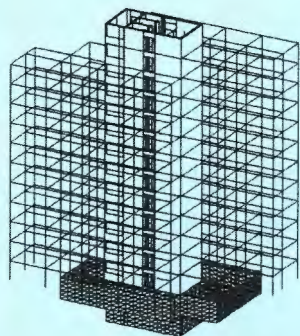
Autor děkuje za poskytnuté informace o výpočtu nosné konstrukce panu Ing. J. Rochovi a dále děkuje panu Ing. Arch. I. Nahálkovi za dovolení publikovat perspektivní pohled v tomto časopise.



Z VÝSTAVBY HOTELU DON GIOVANNI V PRAZE

Obestavěný prostor :	123 000 m ³
Železobetonová konstrukce :	18 000 m ³
Doba provádění konstrukce včetně základové desky a pláště :	9,5 měsíců





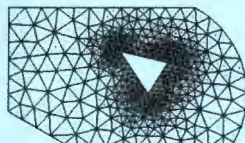
FEAT

verze 3.0

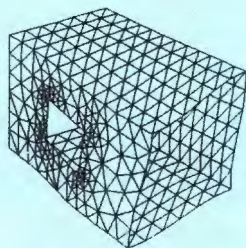
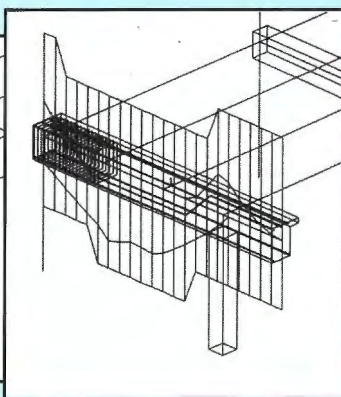
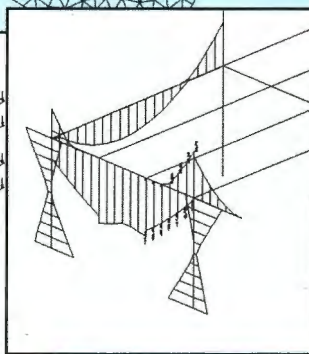
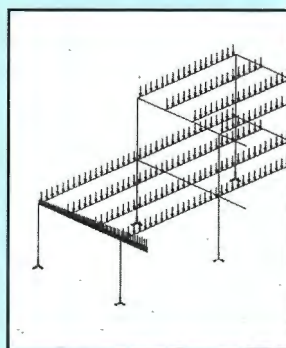
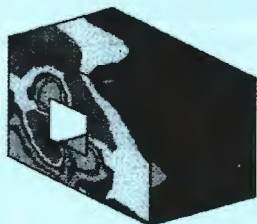
SMARTsoft spol. s r.o. budova Stavební fakulty ČVUT Praha
místnost D 2034, Tháškova 7, 166 29 Praha 6
tel.: (02) 332 44 29, tel./zázn./fax (02) 311 22 19

Programový systém pro výpočty a dimenzování prutových a plošných konstrukcí.

*statika
dynamika
stabilita
příčinkové čáry*



dimenzování betonových konstrukcí
dimenzování ocelových konstrukcí
ČSN, EUROCODE



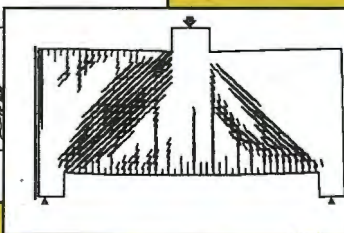
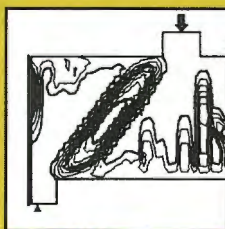
Hlavní silou systému FEAT je grafické uživatelské prostředí, které umožní i méně zkušeným uživatelům velice rychle a snadno vytvářet a modifikovat výpočtový model a vyhodnocovat jejich výsledky.

rámy, stěny, desky, příhradoviny, skořepiny, pružné podloží

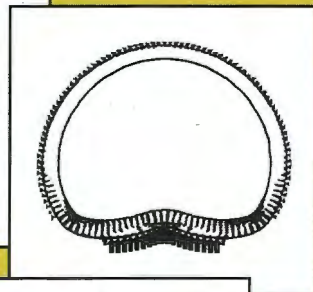
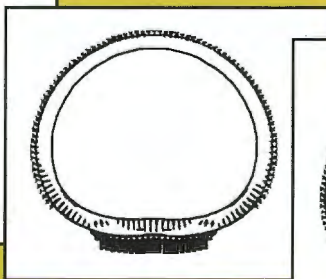
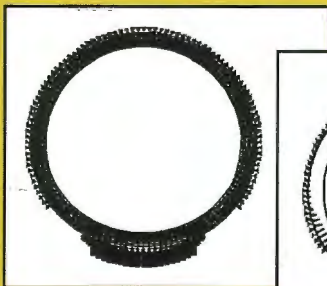
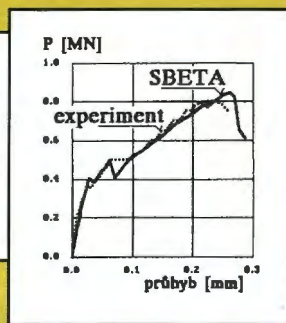
PROGRAM PRO NELINEÁRNÍ VÝPOČTY ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ METODOU KONEČNÝCH PRVKŮ

SBETA

- výpočty konstrukcí z prostého betonu i vyztužených, složitých tvarů, s účinky zatížení, teploty a smršťování
- kompletní materiálový model SBETA pro tlakové a tahové porušení při dvousměrném působení, lomová mechanika
- analýza stavu napětí a přetvoření, výpočty únosnosti, trhlin a způsobu porušení
- bohaté grafické prostředí SBETA, isočáry, isoplochy, vektorová pole, animace šíření trhlin a poškození
- VYUŽITÍ: projektování, rekonstrukce, simulace, porušování, plánování a vyhodnocení zátěžových zkoušek, optimalizace vyztužení, prefabrikace, výzkum, vývoj, výuka

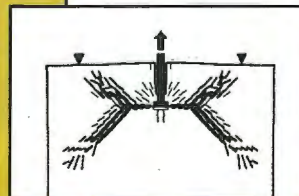


smyková únosnost stěnových nosníků



únosnost tunelové klenby v interakci s horninou

kotevní prvky



ČERVENKA CONSULTING
Na Hřebenkách 55
150 00 Praha 5
tel./fax (02) 524 222

PEEKEL INSTRUMENTS
Industrieweg 161
3044 AS Rotterdam, Holland
fax (+3110) 437 68 26



OBYTŇNÝ KOMPLEX WATERGATE



HOLOCAUST MUSEUM



HIRSHORN MUSEUM



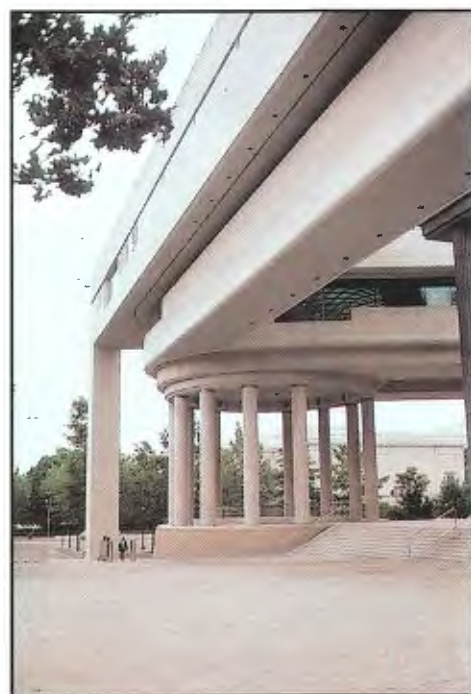
NATIONAL GALLERY OF ART - EAST BUILDING

BETON

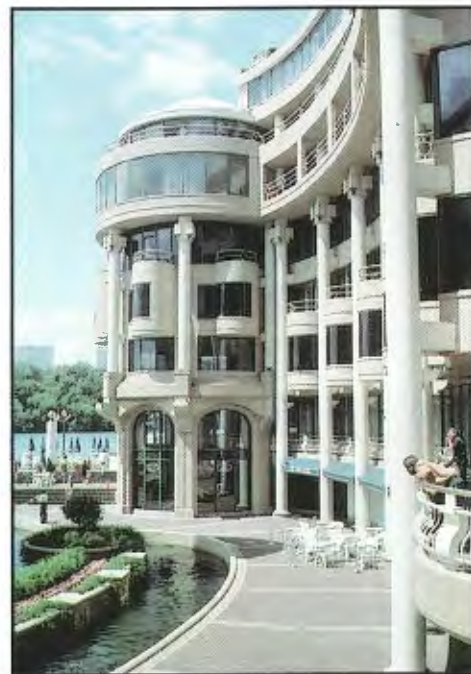
VÝRAZNÝ
ARCHITEKTONICKÝ
MATERIÁL
VÝZNAČNÝCH
BUDOV
VE WASHINGTONU -
DĚJIŠTI
XII. KONGRESU

FIP
PCI
1994

FOTO ING. ČÍŽEK



KANADSKÉ VELVYSLANECTVÍ



WASHINGTON HARBOUR

Betonové konstrukce - normalizace - mezinárodní spolupráce - činnost TKN č.36

1 Obecné informace o technických normalizačních komisích (TNK)

TNK jsou odbornými normalizačními orgány s celostátní působností, registrovanými, metodicky řízenými a koordinovanými Českým normalizačním institutem (ČNI). Činnost TNK je založena na principu zainteresovanosti různých zájmových sfér společnosti na dosažení prospěšných normalizačních řešení. Činnost TNK je nehonorovaná.

TNK v rozsahu své působnosti:

- navrhuji a projednávají koncepci normalizace a programy normalizačních prací;
- posuzují, projednávají a zpracovávají náměty na vypracování ČSN a mezinárodních norem;
- projednávají návrhy nových ČSN, návrhy na změny, revize a zrušení platných ČSN; projednávají výsledky připomínkového řízení;
- sledují a průběžně analyzují průběh a výsledky mezinárodní normalizace a zaujímají stanoviska k návrhům evropských a mezinárodních norem;
- dbají na správnost normalizačních řešení, aby byla v souladu s obecně závaznými právními předpisy a platnými normami;
- projednávají otázky předložené kteroukoliv zájmovou sférou ČR nebo ČNI.

TNK předávají výsledky práce ČNI k využití, schválení, realizaci nebo k přijetí dalších opatření.

2 Technická normalizační komise "Betonové konstrukce" - TNK č. 36

TNK č. 36 je složena ze zástupců projektových a výrobních organizací, vysokých škol, výzkumných ústavů a ČNI. Má celkem 20 řádných členů. Na jednání jsou též zváni pozorovatelé, např. zástupci ze SR a přizvaní hosté podle projednávaného programu. V rámci programu TNK č. 36 pracují subkomise, popř. pracovní skupiny:

- 1 - Technologie betonu
- 2 - Výztuž
- 3 - Navrhování s pracovními skupinami pro pozemní stavby a mosty a vodohospodářské konstrukce
- 4 - Porobeton a lehký mezerovitý beton

3 Informace ze 6. zasedání TNK č. 36

Dne 28.4. 1994 se konalo na FS ČVUT v Praze 6. zasedání TNK č.36. Na programu byly tyto hlavní body jednání:

- zprávy o činnosti subkomisí a pracovních skupin v období mezi 5. a 6. zasedáním;
- projednání návrhu na zpracování ČSN Kotevní systémy pro předpjatý beton;
- informace o zpracovávaných normách v r. 1994;
- informace z Evropského normalizačního úřadu - CEN;

- nabídka spolupráce s American Concrete Institute - ACI;
- informace o vycházejících ČSN.



3.1 Zprávy ze subkomisí

Subkomise "technologie betonu" projednala materiály týkající se přípravy pro EN *Kamenivo do betonu a do betonových vozovek*. Pro kamenivo byla ustanovena zvláštní TNK, která bude předávat dokumenty týkající se *Kameniva do betonu* k vyjádření subkomisí technologie betonu. Subkomise projednala vydání opravy chyby textu v poznámce č.4, tab.3 ČSN ENV 206; správně má poznámka znít:

- 4) V případech kdy stupeň nasycení je za dlouhé časové období vysoký. Jestliže je beton zkoušen a vyhoví přiměřené mrazuvzdornosti podle národních norem nebo předpisů, které platí v místě použití betonu, lze použít jiné hodnoty nebo měření.

Společnost Beton VÚIS s.r.o. (Ing. Horák) vypracovala revizi ČSN 73 1209 Vodostavebný beton, která bude vydána jako Slovenská technická norma (STN xx xxxx) "Vodotesný betón a trvanlivý betón osobitných vlastností". Subkomise doporučuje tuto revizi převzít do soustavy ČSN. Subkomise dále projednala a doporučila udělení výjimky z ČSN 73 2400 pro PREFU Bučice k použití popílku s menší hodnotou pH než 9 jako příměs do železobetonových dílců. Dále zpracovala informace pro VOKD Ostrava a na základě jejich upozornění, že ČSN P ENV 197-1 připouští rozptýl pevnosti cementu 20 MPa, což při kolísání během jednotlivých dodávek zvýší směrodatnou odchylku pevnosti a hodnocené celky nevyhoví kritériu shody.

Subkomise Výztuž zpracovala přehled vyráběných betonářských ocelí, včetně platných návazných norem. Dále doporučila výrobcům výztuže postup při zpracovávání PN v návaznosti na EN. Subkomise sleduje a projednává prEN 10 080 Betonářská výztuž a prEN 10 138 Předpínací výztuž.

Subkomise Navrhování vypracovala připomínky k návrhům ENV 1992-1-2 *Navrhování betonových konstrukcí na účinky požáru* a ENV 1992-2 *Mosty ze železového a předpjatého betonu*. Dále byla připomínkována revize ČSN 73 1201 *Vodostavebný beton*. Připomínky byly zaslány slovenskému zpracovateli.

Subkomise Pórobeton a lehký mezerovitý beton vypracovala připomínky k pr EN 1351 až 1356 - zkušební normy pro pórobetony a lehké mezerovité betony. Sleduje převzetí EN do soustav ČSN

- jde o:
 - EN 678 *Stanovení objemové hmotnosti PB*
 - EN 679 *Stanovení pevnosti v tlaku PB*
 - EN 680 *Stanovení smršťování PB*
- Po seznámení se zprávami ze subkomisí TNK č.36 pověřuje: předsetu subkomise technologie betonu, aby zajistil zpracovatele pro normalizační úkol: Převzetí revize ČSN 73 1209 *Vodostavebný beton* zpracovanou v SR do soustavy ČSN;

- předsedu subkomise Výztuž, aby zajistil článek týkající se přehledu vyráběných výztuží do betonu včetně uvedení přehledu návazných norem a doporučuje jeho otištění v časopise Beton a zdívo;
- předsedu subkomise Navrhování, aby zajistil vypracování připomínek k ENV 1992-1-1: Navrhování betonových konstrukcí. část 1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby s tím, že obecná pravidla by měla být připomínkována všemi pracovními skupinami subkomise Navrhování. TC 250/SCZ požaduje zaslání připomínek do 31.7.1994 a to vzhledem k zahájení prací na převodu této ENV na normu EN. Dále je třeba zajistit zpracování připomínek k poslednímu návrhu ENV 1992-2 Mosty a jejich zaslání prof. Königovi do 30.6.1994;
- předsedu subkomise Porobetonu a lehký mezerovitý beton, aby navrhl členy do pracovní skupiny Názvosloví, která by koordinovala názvosloví s ohledem na překlady norem CEN v oblasti lehkých betonů a zdících materiálů.

3.2 Návrh na vypracování ČSN Kotevní systémy pro předpjatý beton

TNK č. 36 byla požádána, aby se vyjádřila k návrhu na vypracování ČSN 74 xxxx *Kotevní systémy pro předpjatý beton*. Obecné požadavky a zkoušení. Zpracování této ČSN je požadováno MD, TNK č. 51 pozemní komunikace i výrobními organizacemi, především vzhledem k absenci požadavků na zkoušení kotevních systémů. Zpracování této ČSN by bylo finančně zajištěno sponzory a bylo by provedeno do února 1995. Použití této ČSN by bylo nejen při výstavbě předpjatých mostů ale též i konstrukcí pozemních staveb, např. deskových stropů s vnitřními nesoudržnými kabely. Po rozsáhlé diskusi bylo doporučeno zpracování této normy a to jako ČSN-P (přednorma). Vzhledem k tomu, že v rámci CEN/TC250/SC2 byla právě založena pracovní skupina, která se má zabývat problematikou předpínacích systémů pro předem přepjatý beton, zajistí TNK č.36 kontakt Ing. K. Dahintra s prof. G. Macchi (Itálie), předsedou této pracovní skupiny.

3.3 Plán zpracování ČSN v r. 1994

Do plánu byly zařazeny tyto úkoly:

a) Normy ENV - převzetí do soustavy ČSN

- ENV 1992-1-3: *Betonové dílce a montované konstrukce*
- ENV 1994-1-4: *Hrubý beton s lehkým kamenivem*
- ENV 1992-1-5: *Použití volných a vnějších předpínacích prvků v pozemních stavbách*
- ENV 1992-1-6: *Prostý a slabě vyztužený beton*

b) Normy ČSN

Příloha B ČSN 73 2401 týkající se provádění a kontroly konstrukcí s volnou předpínací výztuží s vazbou na ČSN 73 6207.

c) Mezinárodní spolupráce

- CEN/TC 250/SC2 *Betonové konstrukce*
- CEN/TC 104/SC1 *Technologie a kontrola betonu*
- CEN/TC 104/SC2 *Provádění betonových konstrukcí*
- CEN/TC 177 *Prefabrikáty betonu a lehčeného porobetonu*
- CEN/TC 229 *Výrobky z betonu*
- ISO 71 *Beton, železobeton a předpjatý beton*

Činnost v komisích, subkomisích a pracovních skupinách CEN není ÚNMZ hrazena, je však požadováno její smluvní zajištění. TNK č.36 považuje tuto činnost za významnou a prospěšnou. Pře-vážnou část této spolupráce zajišťují pracovníci FSv ČVUT Praha. Fakulta nemůže hradit náklady na tuto spolupráci a proto se hledají sponzoři. V lednu 1994 byl zaslán dopis na Svaz podnikatelů a

další organizace, zatím však bez odezvy. Ing. V. Mach nabídl možnost příspěvku ČKAIT na činnost v oblasti norem pro navrhování, pokud bude o něj fakultou požádáno. Zájem o spolupráci a sponzorská činnost v souvislosti s CEN/TC 229 by měla být především ze strany výrobců, protože se jedná především o normy zabývající se rozměrovou unifikací, prováděním a pod. Normy vydané v této komisi jsou normy EN, u kterých není možná jejich národní úprava. Požadavky těchto norem budou tedy bezprostředně ovlivňovat prodejnost výrobků, zejména v zahraničí.

3.4 Informace z CEN

Na posledním zasedání CEN/TC 250/SC2, které se konalo v lednu t.r. v Berlíně byla schválena ENV 1992-1-2 *Navrhování betonových konstrukcí na účinky požáru* a byl připomínkován návrh ENV 1992-2 *Betonové mosty*. Zahajují se práce na ENV 1992-3 *Betonové základy* (aktivně se do práce skupiny pro vypracování návrhu této ENV zapojil prof. Ing. J. Bradáč,CSc.) a práce na úpravách ENV 1992-1-1 *Betonové konstrukce - obecné zásady a zásady pro navrhování pozemních staveb*. Na zasedání byl přijat návrh ČR na uspořádání pracovního setkání (Workshop EN 1992) k vyjasnění problémů spojených s přejímáním ENV 1992-1-1 do soustavy národních norem a k návrhům na zpřesnění ustanovení ENV. Setkání se bude konat 20. a 21.října 1994 v Praze na FSv ČVUT. V rámci SC2 se zakládá pracovní skupina na vypracování návrhu ENV 1992-4 *Nádrže a zásobníky*. ČR zatím nenominovala experta do této pracovní skupiny. Dále byla založena pracovní skupina předpínací systémy pro předem předpjatý beton. Národní normalizační instituty byly požádány o zaslání připomínek do 31.7.1994 k ENV 1992-1-1, která má být převedena na EN a dále připomínek k návrhu ENV 1992-2 pro vypracování konečného znění do 30.6. 1994.

Zasedání TC 104/SC1 se konalo v Bruselu. Týkalo se především revize ENV 206 a jejího převedení na EN.

3.5 Spolupráce s ACI

ACI zaslal ÚNMZ dopis s nabídkou další spolupráce. Zároveň poskytl ÚNMZ rozsáhlou pětisvazkovou publikaci "Manual of Concrete - 1993" která je uložena u Ing. I. Pavlíčkové (ČNI, V botanice 4, Praha 5). V současné době pracuje Prof. Ing. Jaroslav Procházka, CSc. jako liaison member Committee ACI 318. ACI nabízí možnost rozšíření spolupráce v dalších komisích. Kromě připomínkování materiálů je však třeba zúčastňovat se aktivně i jednání v těchto komisích. Problém je ve financování cest. ÚNMZ má o tuto spolupráci zájem, nemůže však poskytnout žádnou finanční podporu. O rozšíření spolupráce nikdo z přítomných neprojevil zájem. Hledají se zájemci a sponzoři.

3.6 Zavádění ČSN

Závěrem Ing. I. Pavlíčková podala krátkou zprávu o normách, které právě vycházejí, popř. vyjdou v blízké době:

- ČSN P ENV 1994-1-1 *Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí. Část 1. obecná pravidla pro pozemní stavby.* (vyšlo)
- ČSN 73 201 *Změna 2 - Navrhování betonových konstrukcí* (v tisku)
- ČSN 73 6206 *Změna 2 - Navrhování betonových mostů* (v tisku)
- ČSN P ENV 1993-1-1 *Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1.- Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby* (připraveno do tisku)
- ČSN P ENV 1992-1-1 *Navrhování betonových konstrukcí. Část 1. Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby* (připraveno do tisku).

Prof. Ing. Jaroslav Procházka, CSc., KBK SF ČVUT Praha, Thákurova 7, 166 29 Praha 6

Vynucené smršťování betonu - zkoušky a měření přetvoření - nové poznatky - nehomogenita betonu

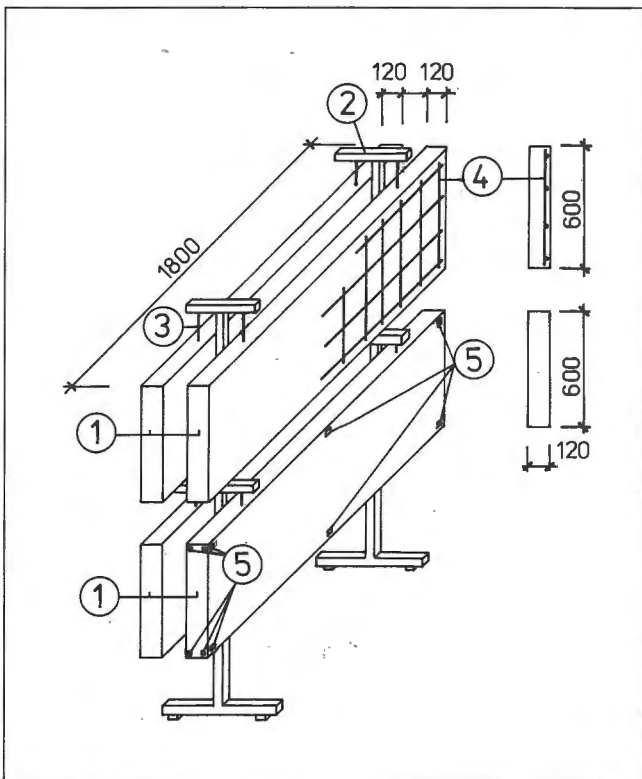
Ťahové napätia, ktoré z rôznych príčin vznikajú v betóne pri jeho zmršťovaní, sú vo svojej podstate parazitné, nežiaduce, ovplyvňujú kvalitatívne charakteristiky nosného železobetónového prvku v negatívnom zmysle (zníženie momentu pri vzniku trhlin, zväčšenie širok trhlín a pod.). Je preto vítané, ak pri posudzovaní prvku máme dostatočne spoľahlivé údaje o týchto napätiach.

Zmršťovanie betónu aj napriek tomu, že sa mu z hľadiska výskumu venovala v minulosti značná pozornosť, v normatívnych predpisoch sa prakticky nezohľadňovalo. Kde to bolo nutné, obmedzilo sa definovanie tohto vplyvu iba na ekvivalentný vplyv zmeny teploty.

V súčasne platných predpisoch, tiež i v ČSN [5], sa účinky zmršťovania betónu pri navrhovaní a posudzovaní železobetónových konštrukcií uvažujú hlavne z hľadiska ich vplyvu na stav napätia pri výpočte medze trhlín a z hľadiska výpočtu pretvorenia, t.j. krivosti alebo osového skrátenia.

Metodika skúšok

Predmetom skúšok boli vystužené a nevystužené dosky s nominálnymi rozmermi 1800x600x120 mm. Ako vystužný materiál boli použité KARI siete s priemernými prútvami $d_s = 8$ mm v oboch sme-



Obr. 1 - Schéma usporiadania vzoriek dosiek (1 - vzorky dosiek, 2 - stojany, 3 - závesné prípravky, 4 - KARI sieť 8/150 - 8/150, 1650.450, 5 - merané miesta pretvorenia)

roch a s okami 150x150 mm. Výstuž bola umiestená iba pri jednom povrchu a ploche výstuže v pozdĺžnom smere $A_{st} = 2,1 \times 10^{-4} \text{ m}^2$ odpovedá stupeň vystuženia $\mu_{st} = 0,00297$. Zabezpečenie polohy výstuže sa previedlo dištančnými telieskami s krytím 10 mm. Vystužené i nevystužené dosky boli umiestené v tom istom prostredí s teplotou $t_t = 20^\circ\text{C}$ a relatívnou vlhkosťou vzduchu $\psi = 0,53$, a lišili sa iba prirodzeným rozptylom materialových charakteristík.

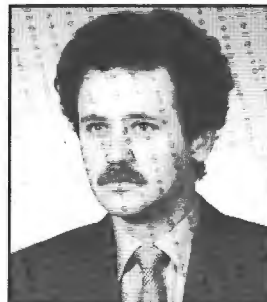
Zisťovanie kockovej pevnosti sme uskutočnili na kockách o hrane 150 mm, kde pre čas $t = 28$ dní bola kocková pevnosť betónu $R_{bk} = 43,08$ MPa. Pre pevnosť betónu v ťahu za ohybu pre ten istý čas $t = 28$ dní bola $R_{bt} = 2,23$ MPa, a hodnota modulu pružnosti $E_b = 34,34$ GPa pričom tieto charakteristiky sme zisťovali na hranoloch s rozmermi 100x100x400 mm.

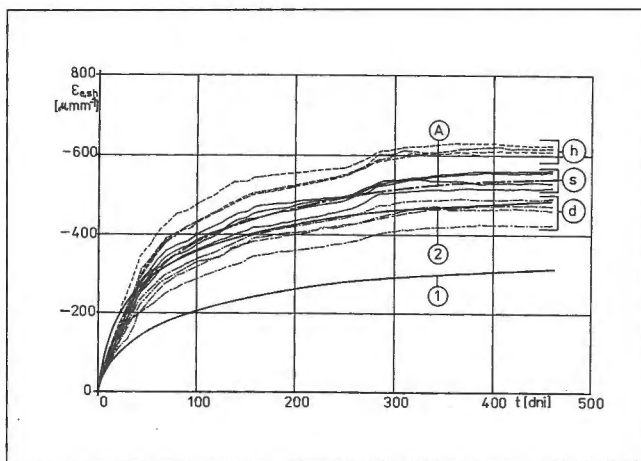
Berúc ohľad na značný počet vzoriek dosiek (prehľad o celkových počtoch a označeniach podáva tabuľka č.1 v článku [1]). Výsledky uvádzané v tomto príspevku sa týkajú iba časti vzoriek, o celkovom počte 10 ks vystužených bez trhlín s označením ZB a 4 vzoriek dosiek nevystužených s označením - ZN) a z toho vyplývajúce požiadavky na priestor, zvolila sa zvislá poloha, pri ktorej v strednicovej rovine pôsobí vlastná tiaž, vzniknutým ohybovým momentom vzdoruje vysoký priezrez, a tiež vďaka polohe závesných ok vznikajú vo vzorke malé napätia (radovo 0,1 MPa) preto vplyv vlastnej tiaže je možné pri vyhodnocovaní zanedbať, prejaví sa iba čistý vplyv zmršťovania, pozri obr. 1.

Meranie pretvorenia sa realizovalo pomocou oceleového príložného rámu, ktorý bol vybavený úchylkomermi na priame meranie priehybu a nalepenými terčikmi, ktoré tvorili jeden koniec merných základní sledovaných príložným deformetrom. Druhý koniec merných základní u nevystužených, resp. vystužených vzoriek bol na dvoch krajných povrchoch vlákien betónu, resp. na dvoch pozdĺžnych prútvach výstuže.

Výsledky a získané nové poznatky

Je známe, že akákoľvek nehomogenita materiálu po hrúbke dosky spôsobuje *nerovnaké skracovanie vlákien*. V našom prípade sa pri experimentálnom programe potvrdil tento významný vplyv nehomogenity betónu na nerovnaké skracovanie vlákien pri oboch povrchoch dosky. Tento vplyv nehomogenity betónu na časový vývoj pomerných pretvoření vlákien pri oboch povrchoch nevystužených dosiek je znázornený na obr. 2. V našom prípade sme mali betónovú zmes mätku 5° VeBe. Zhutňovanie sa robilo ponorným vibrátorom, čo bolo príčinou určitého rozvrstvenia betónu pri oboch povrchoch dosky a teda i rozdielného zmršťovania. Na obr. 2 tenké čiarkované prerušované čiary patriace do skupiny "h" predstavujú časový vývoj pomerných pretvoření horných vlákien a tenké bodkočiarkované čiary patriace do skupiny "d" - dolných vlákien. Skupina tenkých plných čiar "s" predstavuje časový vývoj pomerných pretvoření strednice jednotlivých dosiek od zmršťovania. Tieto namerané hodnoty pomerných pretvoření strednice sme vyhodnocovali metódou najmenších švorcov odchýliek a tak sme získali čiaru "A".

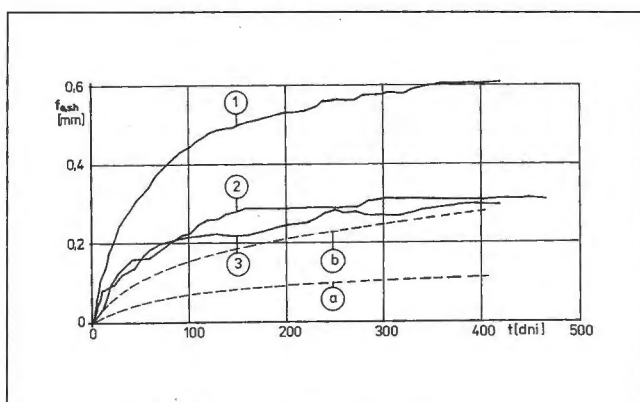




Obr. 2 - Časový vývoj pomerných pretvorení strednice a vlákien pri obidvoch povrchoch nevystužených vzoriek od zmrašťovania betónu (A - aproximovaná závislosť; h - horné vlákna dosky; d - dolné vlákna dosky; s - strednica dosky; 1 a 2 - priebehy podľa ČSN [5] pre zjednodušený resppektíve presnejší spôsob výpočtu)

Konečná hodnota zmrašťovania zisťovaná priamo na vzorkách je väčšia, než je predpokladaná v normatívnych predpisoch, alebo doporučeníach. Napríklad v našich vzorkách v priebehu 460 dní bolo dosiahnuté pomerné pretvorenie $\varepsilon_{bs} = -0,53\%$ pri vodnom súčiniteli $w/c = 0,531$ a priemernej relatívnej vlhkosti $\psi = 0,53$. Konečná hodnota pomerného pretvorenia od zmrašťovania podľa ČSN 73 1201 pre zjednodušený spôsob výpočtu je $\varepsilon_{bsf} = -0,33\%$, a pre presnejší spôsob výpočtu $\varepsilon_{bsf} = -0,53\%$. Z našich meraní extrapolovaná konečná hodnota pomerného pretvorenia od zmrašťovania podľa závislosti "A" z obr. 2 je $\varepsilon_{bsf} = -0,63\%$.

Ukázalo sa, že naše ďalšie merania v plnej miere potvrdili názory uvedené v článku [1] o významnom vplyve nehomogenity betónu na priechyby pri zmrašťovaní. Nezhľadnenie tohto vplyvu pri výpočte priechybov od zmrašťovania dochádza k značným rozdielom vo výsledkoch medzi teoreticky a experimentálne zistenými priechybmi, ako je to zdokumentované na obr. 3.



Obr. 3 - Časový vývoj priechybov uprostred dĺžky dosiek vynútených zmrašťovaním betónu (1 - vystužené dosky bez trhlín; 2 - nevystužené dosky; 3 - čistý vplyv výstuže; a resppektíve b - priebehy podľa ČSN [5] pre zjednodušený a presnejší spôsob výpočtu)

Je známe, že akákoľvek nehomogenita materiálu po hrúbke prvku spôsobuje nerovnaké skraccovanie vlákien pri zmrašťovaní a z toho vyplývajúcu zmenu tvaru krivosti, resppektíve priechybu. Tento jav sme pozorovali na vzorkách s označením ZN - vzorky nevystužené. Maximálnu priechybovú poradnicu v strede dĺžky vzorky sme merali na štyroch vzorkách a výsledná priemerná závislosť $f_{e,sh} \times t$ (závislosť priechybu od času) je zobrazená na obr. 3 ako čiara "2".

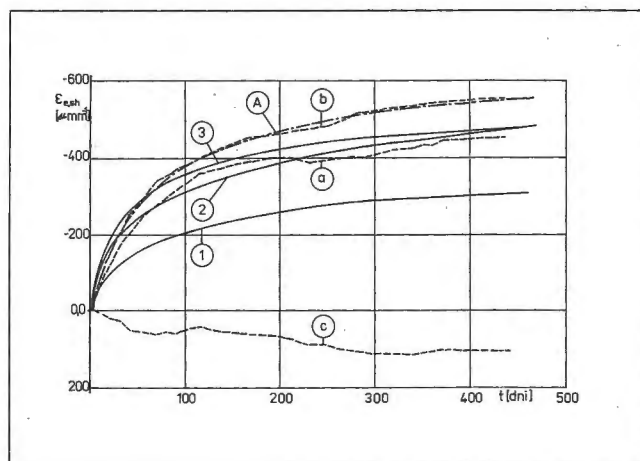
Konečnú hodnotu priechybu sme získali extrapolovaním z vyrovnaných meraných hodnôt časového vývoja priechybov vzoriek ZN metódou najmenších štvorcov odchýliek. Hodnota takto stanoveného priechybu bola rovná $f_{e,sh} = 0,36$ mm pre naše vzorky dosiek. Napríklad pre rozpon 6 m (pri zohľadnení vplyvu rozpätia na priechyb pri kruhovej priechybovej čiare) by to činilo $4,23$ mm ($f = 0,36 \cdot (6,0/1,75)^2 = 4,23$ mm). Pri porovnaní s medznou hodnotou podľa [5] pre tento rozpon $(1/200) \cdot 6000 = 30$ mm je to 14,11 %, čo je už významný vplyv.

Z výsledkov experimentu vyplýva veľmi cenný poznatok, že najmä pri použití betónov so zvýšeným obsahom zámesovej vody, kedy pri zhutňovaní prvku majú väčšie zrná kameniva snahu klesať ku dnu debnenia a jemné časti (tiež cementové mlieko) stúpajú k povrchu, vznikajú vrstvy s rozdielnym zložením po hrúbke prvku, ktoré zapríčiňujú nerovnomerné skraccovanie vlákien pri povrchoch, a teda spôsobujú skrivenie prvku dosahujúce nezanedbateľné hodnoty. Tento poznatok má význam pri vyhodnocovaní dlhodobých skúšok železobetónových prvkov, kde pri zanedbaní podielu tohoto javu na výsledný priechyb by mohlo dochádzať k chybným interpretáciám výsledkov.

Prítomnosť nesymetricky uložených výstuže v betónovom prvku ovplyvňuje jednak osové skrácenie a jednak skrivenie prvku. Na obr. 3 je vykreslená čiara "1" vyjadrujúca priebeh priechybov v strede dĺžky dosky na vzorkách vystužených bez trhlín. Porovnanie časového vývoja priechybov uprostred dĺžky dosky pri vystužených vzorkách bez trhlín (čiara "1") a pri nevystužených (čiara "2") nám umožňuje získať čistý vplyv výstuže na priechyb (čiara "3").

Z obrázka vidieť, že pri prvkoch s nízkym stupňom vystuženia je vplyv výstuže rovnako veľký ako vplyv nehomogenity betónu po hrúbke dosky. Znamená to, že keby sme nemali merania nevystužených prvkov, mohlo by sa stať že by sme prisúdili celý priechyb vplyvu výstuže, ktorý by nám vyšiel dvakrát väčší, aký je v skutočnosti.

Z porovnania výsledkov vypočítaných priechybov zobrazených na obr. 3 podľa ČSN [5] pre bežné prostredie čiara "a" (uvažovaná je konečná hodnota zmrašťovania $\varepsilon_{bsf} = -0,33\%$, a konečná hodnota súčiniteľa dotvarovania $\phi_{bf} = 3,8$) s čiarami "b", ktorá predstavuje vypočítaný priechyb z konkrétnych materiálových charakteristík a pomerného pretvorenia strednice zobrazeného ako čiara "A" na obr. 2 vyplýva, že existuje medzi nimi značný rozdiel.



Obr. 4 - Časový vývoj pomerných pretvorení strednice vynútených zmrašťovaním betónu (a - vystužené dosky bez trhlín; b - nevystužené dosky; c - čistý vplyv výstuže; A - aproximovaná závislosť z obr. 2; 1 resp. 2 - podľa ČSN [5] pre zjednodušený resppektíve presnejší spôsob výpočtu; 3 - podľa ČSN [5] pre presnejší spôsob výpočtu s uvažovaním pomerného pretvorenia ε_{bs} z experimentu)

Poukazujeme na to, že nami *namerané priehyby sú prakticky dvakrát väčšie než teoreticky vypočítané*. Rozdiel medzi nimi je teda značný.

Vysvetlenie týchto nezrovnalostí podáva hore referovaný vplyv nehomogenity betónu. Pri nezohľadnení tohoto vplyvu vo výpočte môže dochádzať k určitým nezrovnalostiam, a preto nedochádza k zhode výsledkov teoretických s experimentálnymi ani v našom prípade.

Prítomnosť výstuže v betóne ovplyvňuje pretvorenia od zmršťovania. Jednou z oblastí je i *osové skrátenie prvku*. Veľkosť toho vplyvu primárne závisí od stupňa vystuženia. V našom prípade ide o nízky stupeň vystuženia, takmer na hranici minimálneho stupňa vystuženia. Výsledky z nášho pozorovania sú znázornené na obr. 4. Porovnanie časového vývoja pomerných skrátení strednice od zmršťovania uprostred dĺžky dosky pri vystužených doskách bez trhlín (čiara "a") a pri nevystužených (čiara "b") nám umožňuje získať čistý vplyv výstuže na pomerné pretvorenia strednice prvku (čiara "c"). Kvôli ilustráciám sú na tom obrázku znázornené aj časové priebehy pomerného skrátenia strednice podľa normy ČSN [5], kde čiara "1", "2" sú pre zjednodušený výpočet pre suché a bežné prostredie, čiara "3" podľa spresneného výpočtu a čiara "A" predstavuje aproximovanú závislosť z obrázku č. 2. Vypočítané normatívne priebehy "1", "2" a "3" poukazujú na podhodnotenie uvažovania vplyvu voľného zmršťovania (pomerného skrátenia strednice prvkov nevystužených).

Záver

Aktuálnosť problematiky napätí a pretvorení vynútených zmršťovaním betónu je v súčasnosti značná. Pri dnešnej filozofii navrho-

vania železobetónových prvkov tieto vynútené pretvorenia od zmršťovania betónu už nie sú zanedbateľné, a je potrebné ich pri navrhovaní a posudzovaní prvkov uvažovať.

Pozornosť je nutné venovať týmto vplyvom predovšetkým pri dlhodobých pozorovaniach pretvorení, zvlášť pri ohybovo menej tuhých prvkoch, ako sú napríklad dosky, kde sa významnou mierou môžu podieľať na celkovej hodnote pretvorení. Ich uváženie je nevyhnutné, aby nedochádzalo k prípadným chybným interpretáciám výsledkov.

Literatúra

- [1] Fecko, L.: Sledovanie pretvorení železobetónových dosiek od zmršťovania, *Stavebnický časopis* 34, 1986, č.8, str. 615-630.
- [2] Hobbs, D. W.: Shrinkage induced curvature of reinforced concrete members. Development Report 4, *Cement and Concrete Association*, November 1979.
- [3] Ullickij, I. I.: *Teorija i rasčet železobetonných steržnevnych konstrukcij s učotom dlitelnych procesov*. Budivel'nik, Kijev 1967.
- [5] ČSN 73 1201 - 86 *Navrhovanie betónových konštrukcií*.
- [6] Priganc, S.: Stav pretvorenia a trhlín železobetónových prvkov po odľahčení, *Stavebnický časopis*, 38, 1990, č. 8, s. 575-581.

Ing. Sergej Priganc, CSc., *Stavebná fakulta Technickej univerzity v Košiciach, Vysokoškolská 4, 042 00 Košice*

NOVÉ POZNATKY V OBLASTI NAVRHOVÁNÍ NOSNÝCH KONSTRUKCÍ A EUROKÓDY

dvousemestrové nástavbové studium dálkovou formou

pořádá

Fakulta stavební ČVUT v Praze

V tomto studiu se seznámíte s rychlými a efektivními způsoby výpočtu a návrhu konstrukcí z nejrůznějších materiálů (beton, ocel, dřevo, spřažená ocel - beton, beton - beton, zdivo), získáte nové poznatky v oblasti stavební mechaniky a spolehlivosti při navrhování.

Výuka bude zahájena 3. října 1994
a bude probíhat vždy jednou měsíčně ve třech po sobě jdoucích dnech.
Vložené je 9 000 Kč.

Bližší informace a objednávka závazné přihlášky
na tel. 02/ 332 4627, 332 4633, 332 3740 nebo 311 7362.

Bezsádrcový cement a suché jednosložkové malty

Opravy betonových konstrukcí

Vlastimil Holas

Poruchy a opravy železobetonových konstrukcí - bezsádrcový cement - suché jednosložkové malty - sanační systém

Výroba, používání cementu a betonové stavitelství mají u nás bohatou tradici. Předností betonových konstrukcí je, že kromě relativně nízkých nákladů a přizpůsobivosti technickým požadavkům, jsou poměrně stálé a odolné vůči různým účinkům prostředí. Průkopníci a zastánci betonových a železobetonových konstrukcí v minulosti předpokládali, že tyto konstrukce budou běžným používáním prakticky nezníčitelné, protože kvalita betonu s časem roste. Ukázalo se však, že železobetonové konstrukce v četných případech očekávanou stálost nevykazují.

Příčiny toho jsou různé:

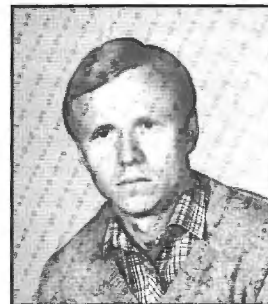
- vady projektu a chybná volba materiálů
- nesprávné provedení
- účinky zhoršeného vnějšího prostředí
- zanedbání údržby a opožděné provádění oprav.

Zejména v minulosti nebyla této problematice věnována dostatečná pozornost, vady a z nich vyplývající poruchy nebyly včas rozpoznány a hlavně nebyla provedena náležitá opatření proti narušování krycí vrstvy výztuže.

Důsledkem toho jsou u značného počtu konstrukcí zaznamenávány takové změny, které nejen znamenají zhoršení vzhledu, ale *zhoršení i jejich funkčních vlastností*. To se týká hlavně konstrukcí, které jsou v přímém styku s vnějším prostředím nebo jsou vystavené působení chemikálií. Proto je možné často vidět konstrukce, u kterých jsou povrchy nebo nebo hrany narušeny tak, že obnažená výztuž, v mnohých případech nosná, která je v přímém styku se vzdušnou vlhkostí, je značně zkorodovaná. Pokud se v těchto případech neprovede rychlá a technologicky vhodná oprava, může se stát, že koroze výztuže a betonu dosáhne takového rozsahu, že dojde k úplnému znehodnocení objektu.

Opravy železobetonových konstrukcí se proto v posledním období stávají jednou z nejfrekventovanějších stavebních technologií. Tento trend je plně v souladu se situací ve vyspělých průmyslových zemích, kde se v této oblasti realizuje 25-50 % celkových investic ve stavebnictví. Celkovou situaci u nás ztěžuje *nedostatek technických předpisů pro plánování a údržbu železobetonových konstrukcí a podlah*. I v této oblasti dochází postupně ke zlepšení a jistě v nejbližší době dojde k vytvoření technických podmínek pro provádění sanačních železobetonových konstrukcí. Tyto podmínky by měly zahrnout všechny stavební konstrukce, u kterých došlo ke vzniku poškození nebo u kterých je nutná doplňková ochrana vzhledem ke zvýšenému namáhání tak, aby se zajistila požadovaná životnost konstrukce. Pro tento účel je však nutné, aby odpovědný pracovník zjistil skutečný stav konstrukce, příčiny jejího poškození, případně provedl statické posouzení. Je také nutné dodržet základní zásady pro opravy železobetonových konstrukcí:

- ochrana a případná doplnění výztuže
- vyplnění trhlin
- náhrada vadných částí betonu
- ochrana povrchu betonu.



Obecně potom platí, že je nutné před nanášením materiálů na podklad provést posouzení, zda podkladová vrstva poskytuje záruky *pro zajištění trvalého spojení*. Zpravidla se považuje za dostačující, pokud je při zkoušce přídržnosti tahová pevnost podkladu větší než 1,5 MPa. Dále platí, že koroze výztuže v betonu může nastat jen tehdy, když jsou splněny následující předpoklady:

- zánik alkalické antikorozi ochrany v důsledku karbonatace betonu nebo následkem přítomnosti chloridů (ztráta pasivace)
- dostatečná vlhkost
- přítomnost dostatečného množství kyslíku

V praxi není možné dokonale zamezit přístupu kyslíku k výztuži a k ochraně výztuže zůstávají pouze dvě možnosti, a to náhrada karbonatizovaného, případně chloridy kontaminovaného betonu *novým vysoce alkalickým betonem* a zabránění přístupu vlhkosti k výztuži. Z tohoto důvodu byla pozornost soustředěna na výrobu vysoce alkalických silikátových hmot, kompatibilních navzájem s betonovým podkladem. Podrobným vyhodnocením předcházejících výsledků starších zkoušek, jejichž závěry byly spojeny s nejnovějšími poznatky, se podařilo z tuzemských surovin vytvořit hmoty, které snesou nejpřísnější měřítka, jsou cenově výhodné a byly v praxi opakovaně úspěšně aplikovány.

Betony

Jsou vyráběny na bázi *bezsádrcového cementu* (dále jen BS RVC), který je tvořen jemně mletým slínkem s kapalnou mlécí přísadou a regulačním systémem - synergicky působící směsí sulfonovaného elektrolytu a alkalického uhličitánu. Regulační přísady jsou přidávány mimo mlécí proces a cement je dodáván jako jednosložkový. Tento cement je zatím posledním vývojovým stupněm tohoto druhu cementu a podařilo se u něho odstranit nedostatky předchozích systémů (MRVC aj.), které využívaly nebo využívaly jako regulační přísady materiály (např. ligrasol) přidávané již v procesu mletí. Naopak se podařilo zrovnovážením výroby vyrobit produkt, který je použitelný pro výrobu speciálních hmot (např. vysoký měrný povrch, přirozené provzdušnění, nepřítomnost síranů). Protože jeho výroba je rozdělena na dvě části, je možné částečně modifikovat (ve speciálních případech) dobu tuhnutí, a tím vyrábět pojivo s vlastnostmi jak rychlovaznými (pevnost v tlaku za 1 den min. 35 MPa), tak i vysokopevnostními (pevnost v tlaku za 28 dní min. 55 MPa). Podle normy ČSN P ENV 197-1 [1] je možné cement označit ND I 52,5 R a je vhodné i k *použití pro transportbeton*.

K praktickému použití byly odzkoušeny a jsou k dispozici *receptury pro betony s rychlým nárůstem pevností* tříd B 20, 35, 40 s vlastnostmi min. V 12 a T 100.

Dále receptury pro *proteptované betony* s úsporou doby proteptování, kde betony třídy B 20 lze připravit již s dávkou 240 kg/m³ BS RVC. Pro přípravu těchto betonů jsou vhodné běžné míchačky a takto připravené betony jsou vhodné jako konstrukční betony, vodostavební betony (V 12 - max. hloubka průsaku 35 mm dle ČSN 731321 [2]) a jako vozovkové betony (odpad z povrchu trámce 100.100.400mm při 300 cyklech byl 65 g/m². Pro vozovkové betony byla změřena pevnost v prostém tahu nadbetonovaných válců 150 x 300 mm již za 7 dní - 1,45 MPa. Cement má také vynikající žárovou odolnost do 1200°C.

Suché jednosložkové malty

Suchá jednosložková malta MC 33-BSS 133T je vhodná pro *stříkané betony suchým způsobem*, kde speciální přísada zajišťuje dokonalé smáčení povrchu částic a nedochází k prašení. Upravený rozsah regulačních přísad zaručuje okamžité zatuhnutí ihned po nástřiku (nízký spad) a vysokou přilnavost k podkladnímu betonu min. 1,5 MPa, při dodržení zásad pro suché stříkání. Je možné dosáhnout třídy pevnosti betonu min. B 35, vodonepropustnosti V 4 a mrazuvzdornosti T 100. Značnou výhodou je potom skutečnost, že u takto připraveného betonu nedochází k poklesu pevností s časem, ale naopak k nárůstu.

Suchá jednosložková malta MC 33-BSS 133 je malta určená pro přípravu betonů s max. zrnem 4 mm. Pevnosti této malty jsou garantovány atestem zkušebny a to 40 MPa v tlaku za 28 dní a minimální přídržnosti 0,8 MPa.

Suchá jednosložková malta MC 33-BST 223 je malta s korundovým plnivem, max. zrno 4 mm. Malta má vysokou oteřuvzdornost a vysokou chemickou odolnost k některým látkám, např. ropným produktům, kyselině sírové aj. Její použití v chemickém průmyslu je třeba konzultovat. Lze s ní provádět nadbetonávky podlah v minimální síle 12 mm. Malta má pevnosti min. 50 až 100 MPa v tlaku a přídržnost podkladu 2,0 MPa.

Malty jsou objemově stálé a je nutné je zpracovat v míchačce s nuceným oběhem. Vodní součinitel se dle způsobu zpracování pohybuje v rozmezí 0,32 až max. 0,40. Ošetření je nutné provádět dle ČSN P ENV 206 [4] tab. 12. Jsou dodávány v papírových pytlicích s polyetylenovou vložkou v případě dávky "in time" v big bagu 0,5 a 1 t. Cement je dodáván i jako volně ložený.

Výroba sanační malty pro úpravy betonových povrchů konstrukcí či povrchů vytvořených nástřikem MC 33-BSS 133T je na konci schvalovacího řízení. Tyto hmoty jsou součástí *uceleného sanačního systému*, vyvinutého ve spolupráci s firmami F.P.S. ARCO Praha a J.V.J. RECOMA Heřmanův Městec. Systém je vhodný pro opravy železobetonových konstrukcí a podlah. Firmy jsou náležitě seznámeny s přípravou těchto materiálů a mají zkušenosti se sanacemi v těžkých chemických provezech.

Jednosložková suchá malta MC 33-BSS 133 HF se může nanášet zednickým způsobem, má dobrou přídržnost k betonu a oceli, dobrou mrazuvzdornost, odolnost proti chemickým roz-

mrazovacím látkám a výbornou odolnost proti obrušování. Maximální velikost zrna je do 2 mm a ve speciálních případech jsou přidávána polypropylénová vlákna. Modul pružnosti se pohybuje v závislosti na použitém plnivě od 25 do 35 MPa. Má minimální smrštění. Používá se k přípravě tenkých vrstev či finalizaci povrchů. Do stejné skupiny patří i suchá jednosložková malta MC 33 BSM 223, kde se jako plnidlo používá odpadní korund v max. zrnitostech od 0,315 až do 1 mm, pro vytváření tenkých vysoce odolných vrstev.

Velký význam pro kvalitně provedenou opravu má ošetřování - vlhčení, zejména pro malé tloušťky vrstvy, kde zvýšené vysychání způsobuje vznik smršťovacích trhlin. V praxi se ukázalo, že tyto materiály nevyžadují speciální postupy ošetřování nad rámec ČSN P ENV 206 [3] tab. 12, ale naopak nepřítomnost kapilárních pórů znesnadňuje rychlé odpařování vody. Tato vlastnost umožňuje např. suché stříkání v tloušťce vrstvy cca 20-30 mm v letním období bez zakrytí fólií, kde ošetřování je možné provádět pouze vlhčením, např. při pojezdu lávky. Rychlý nárůst pevností umožňuje práci s těmito materiály naopak za nízkých teplot bez použití zimních opatření.

Spolupráce s renomovanými pracovišti v dané oblasti vytváří předpoklady dalšího použití těchto hmot a zlepšení jejich vlastností. Uvedené výsledky byly zjištěny v laboratořích: TAZÚS Praha - Státní zkušebna č. 204, ČVUT Praha - Kloknerův ústav, TAZÚS Praha - pracoviště Teplice, Ředitelství dálnic Praha, Vojenské stavby - Výzkumná, vývojová a projektová správa, ČVUT Praha - Stavební fakulta.

Závěr

Výroba a následné použití BS RVC v CEVA Prachovice a.s. ukázaly rozsáhlé možnosti využití tohoto pojiva v mnoha oblastech a to při dodržení obecně platných zásad. Nevýhody spojené s použitím těchto materiálů budou publikovány v části zabývající se praktickými případy použití.

Aby byly lépe uspokojovány požadavky zákazníků, byla výroba soustředěna v samostatném oddělení, které je součástí obchodního úseku, společně s technickou pomocí vyškolených pracovníků marketingového oddělení. Cílem tohoto opatření je zajistit kompletní dodávky, zejména pro sanace betonových konstrukcí a podlah, které vyžadují kvalifikovaný postup, včetně diagnostiky bezchybného provedení.

Literatura

- [1] ČSN P ENV 197 - 1 Cement. *jakostními požadavky a kritéria pro stanovení shody. Část 1: Cementy pro obecné použití.*
- [2] ČSN 73 1321 *Stanovení vodotěsnosti betonu.*
- [3] ČSN P ENV 206 *Beton, vlastnosti, výroba, ukládání a kritéria hodnocení.*

Ing. Vlastimil Holas, marketing servis, CEVA Prachovice, a.s., 538 04 Prachovice

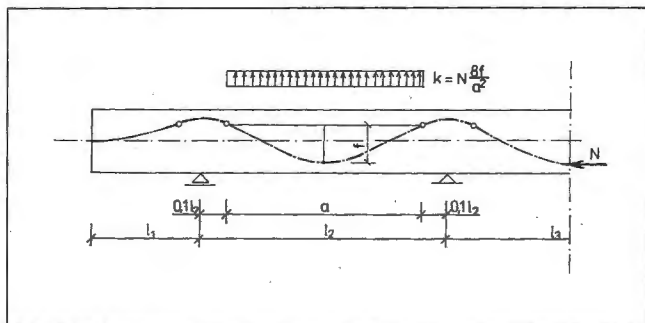
Volná předpínací výstuž - výpočet - mezní stavy - příklad návrhu zesílení nosníku

Používání volné předpínací výstuže je běžné v zahraničí a stává se aktuální i u nás. Proto bylo navrhování konstrukcí s volnou předpínací výstuží pojata do nové ČSN 73 6207 [1]. Úprava této výstuže se volí podle výhody, které se má dosáhnout, např. vyloučení vytváření kabelových kanálků a jejich injektování, možnost průběžné kontroly předpínací síly, dopínání a výměny předpínací výstuže a pod.

1 Volná předpínací výstuž

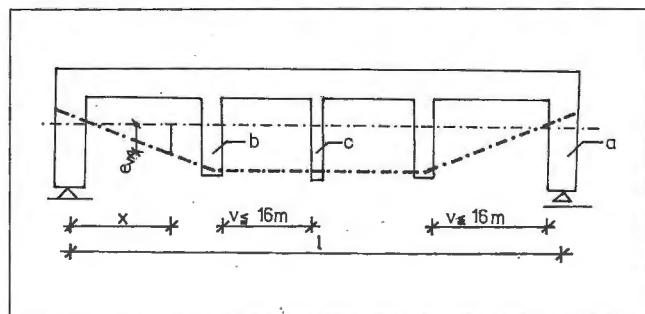
Volná předpínací výstuž, dále pouze výstuž, je tvořena kabely, tyčemi nebo lany, mezi nimiž a betonem není zajištěna soudržnost. S betonem je výstuž spojena pouze po koncích kotvami, takže se vůči konstrukci může posouvat. Vnitřní výstuž je uložena v betonovém průřezu konstrukce, vnější výstuž je osazena vně betonového průřezu. Výstuž se ukládá do ochranného obalu z plastového povlaku nebo z ocelových či plastických trubek, aby se zabránilo soudržnosti mezi vnitřní výstuží a betonem nebo aby se vnější výstuž chránila před škodlivými vlivy. Obal se vyplňuje ochrannou výplní, mazivem nebo injektážní maltou, která má chránit výstuž před korozi.

Vnitřní výstuž prochází betonem, ke kterému se při změně směru přimyká. Její průběh bývá plynule zakřivený.



Obr. 1 - Příklad uspořádání vnitřní výstuže u stropů

Vnitřní výstuž se užívá např. u monolitických deskových bezhlavicových stropů (obr. 1) v této úpravě: Jednotlivá lana opatřená plastovým povlakem vyplněným mazivem, se ukládají do bednění, zabetonují se a po zatvrdnutí betonu se napínají. Zakřivený průběh lan se přizpůsobuje průběhu ohybových momentů vyvozených zatížením.



Obr. 2 - Příklad uspořádání vnější výstuže (a - kotevní blok, b - sedlo, c - úchyt)

Vnější výstuž prochází převážně mimo beton, o němž se opírá v kotevních blocích, v nichž je zakotvena, v sedlech, v nichž mění směr, a v úchytech které zabraňují jejímu vychýlení vůči konstrukci.

Její průběh bývá lomený s přímými úseky, ale v sedlech, kde se opírá o beton, je plynule zakřivený. Vnější výstuž se užívá např. u segmentových mostů v této úpravě: kabel z lan opatřených plastovým povlakem vyplněným mazivem se ukládá do plastové trubky, která se zainjektuje injektážní maltou, a napíná se po jednotlivých lanech když malta zatvrdla.



2 Předpětí

Pro volnou výstuž se dá užít běžná předpínací výstuž. Protože se do kotev trvale přenáší síly vyvozené předpětím a zatížením, je nutné zkouškami prokázat, zda se běžné kotvy pro volnou výstuž mohou použít. Kotvy určené pro konstrukce zatížené dynamicky je nutné podrobit průkazní zkoušce na únavu a materiál, z kterého jsou vyrobeny, ověřit zkouškou rázem v ohybu za teploty -20°C .

Ztráty předpětí se určují běžným způsobem. Součinitele tření se uvažují např. takto: U výstuže uložené v povlaku z plastu s mazivem je $\mu = 0,06$, $k = 0,001$. Je-li výstuž při napínání uložena v trubce z plastu buď bez vrstvy maziva platí $\mu = 0,15$, $k = 0$ nebo s vrstvou maziva platí $\mu = 0,12$, $k = 0$.

V obvyklých případech se dá předpokládat, že se po zavedení předpětí napětí výstuže vyrovná na hodnotu stejnou po celé její délce.

U konstrukcí s vnější výstuží má napětí betonu v tlaku vyvozené předpětím být alespoň z poloviny dáno předpínací výstuží, jejíž soudržnost s betonem je zajištěna (dále soudržnou výstuží).

3 Výpočet konstrukcí

Výpočet konstrukcí s volnou výstuží se provádí běžným způsobem. Vychází se ale z předpokladů, že se výstuž vůči betonu posouvá a že předpětí jí vyvozené působí na konstrukci jako zatížení největšími silami v místě kotev a v místě změny směru výstuže. Síla ve výstuži závisí na přetvoření celé konstrukce. Proto i prostě uložený nosník působí jako konstrukce vnitřně staticky neurčitá. Stupeň statické neurčitosti je dán počtem lišicích se průběhů výstuže.

Konstrukce se při působení předpínací síly vyvozené vnější výstuží posuzuje jako vzpěra. Vzpěrná délka se rovná vzdálenosti míst, v kterých se brání vnější výstuži vychýlit se vůči konstrukci (např. kotevních bloků, sedel a úchytů).

Změna síly ve výstuži v provozním stavu ΔN a na mezi únosnosti ΔN_1 se určuje ze změny její délky mezi kotvami. Přitom se předpokládá, že je změna síly stejná po celé délce výstuže. Výpočet ΔN a ΔN_1 se dále naznačuje na prostém nosníku s jedním volným kabelem.

3.1 Provozní stav

Základní soustavu tvoří prostý nosník s kabelem, který je na jednom konci uvolněn z kotvy. Změna síly ΔN se určí z posunutí uvolněného konce kabelu vůči nosníku. Pro malý sklon kabelů se síla vyvozovaná kabelem považuje za normálovou sílu působící na

průřez. Působí-li v kabelu $N'_1 = 1$, vznikne v nosníku síla $N_1 = -1$ a moment $M_1 = -e_{vx}$. Beton na úrovni kabelu (obr. 2) se zkrátí o

$$\Delta l_{b1} = \int_0^l \frac{M_1 e_{vx}}{E_b I_b} dx + \int_0^l \frac{N_1}{E_b A_b} dx =$$

$$= - \int_0^l \frac{e^2_{vx}}{E_b I_b} dx - \frac{1}{E_b A_b}$$

a kabel se prodlouží o

$$\Delta l_{v1} = \int_0^l \frac{N'_1}{E_v A_v} dx = \frac{1}{E_v A_v}$$

Posunutí konce kabelu vůči nosníku je

$$\Delta l_1 = - \Delta l_{b1} + \Delta l_{v1} =$$

$$= \int_0^l \frac{e^2_{vx}}{E_b I_b} dx + \frac{1}{E_b A_b} + \frac{1}{E_v A_v}$$

Při provozním zatížení, které vyvozuje v průřezích nosníku ohybové momenty M_x , se posune konec kabelu vůči betonu o

$$\Delta l = - \int_0^l \frac{M_x e_{vx}}{E_b I_b} dx$$

Změna síly ΔN je dána podmínkou, že se konec zakotveného kabelu vůči betonu neposune, čili

$$\Delta N \cdot \Delta l_1 + \Delta l = 0$$

$$\Delta N = - \frac{\Delta l}{\Delta l_1} =$$

$$= \frac{\int_0^l \frac{M_x e_{vx}}{E_b I_b} dx}{\int_0^l \frac{e^2_{vx}}{E_b I_b} dx + \frac{1}{E_b A_b} + \frac{1}{E_v A_v}}$$

Uvedené integrované funkce obvykle (např. jsou-li průřez, zatížení a výstřednost volné výztuže po délce nosníku proměnné) neumožňují schůdné integrování a hodnoty integrálů se určí přibližně, např. podle Simpsona.

Je patrné, že kabel nespolutpůsobí podstatně s betonem. Napětí betonu v jednotlivých průřezech je úměrné momentům, které působí v těchto průřezech, ale ΔN je stejná po celé délce kabelu.

3.2 Stav na mezi únosnosti

Na mezi únosnosti se spolupůsobení kabelu s betonem ještě výrazně zmenší, protože se rozhodující průřez přetváří plasticky, kdežto N_u je opět v celé délce kabelu stejná. Úhrn přetvoření betonu se totiž rovná přetvoření celého kabelu

$$\int_0^l \epsilon_{bux} dx = \epsilon_{vu} l$$

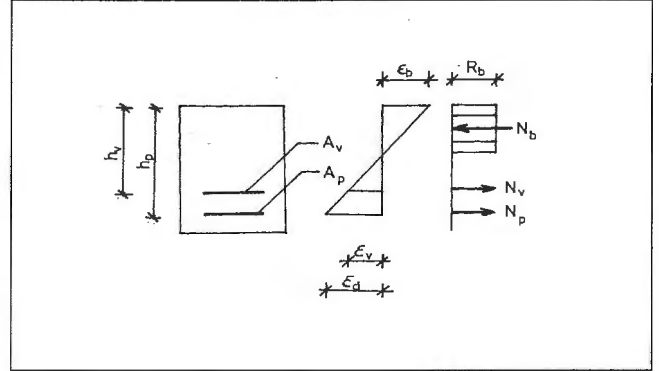
Výpočet ΔN_u z přetvoření konstrukce, která se plasticky přetváří a která je porušena trhlinami, je schůdný pouze interakcí. Je jisté, že je

$$\Delta N_u \geq s \Delta N$$

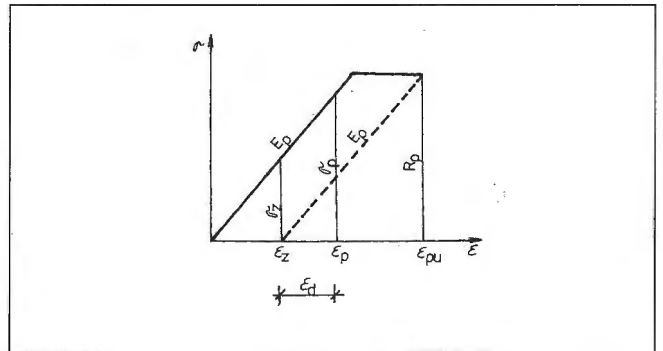
kde s je stupeň bezpečnosti proti dosažení meze únosnosti prokázány v rozhodujícím průřezu. Proto se v prvním běhu interace volí

$$\Delta N_{u1} = s_1 \Delta N$$

kde s_1 je předepsaný stupeň bezpečnosti ($s_1 = 2$). S uvážením ΔN_{u1} se určí mez únosnosti rozhodujícího průřezu a stupeň bezpečnosti s_2 . Při výpočtu se předpokládá, že je meze únosnosti dosaženo pokud poměrné přetvoření betonu nebo soudržné výztuže dosáhlo mezní hodnoty $\epsilon_{bu} = -2,5\text{‰}$ nebo ϵ_{pu} (obr. 3 a 4), zatímco se volný kabel neporušil. Základní poměrné přetvoření z ϵ_z (obr. 4) soudržné výztuže se určuje běžným způsobem ze známých napětí této výztuže a betonu na její úrovni. mezní poměrné přetvoření ϵ_{pu} odpovídá takovému prodloužení soudržné výztuže, které by bylo příčinou vymizení základního napětí.



Obr. 3 - Přetvoření a napjatost průřezu na mezi únosnosti



Obr. 4 - Pracovní diagram soudržné výztuže pro výpočet meze únosnosti

Při druhém běhu interace se ve výpočtu vychází z ϵ_b a ϵ_p určených v prvním běhu. Přetvoření betonu ϵ_v na úrovni volného kabelu se určí interpolací z hodnot ϵ_b a $\epsilon_d = \epsilon_p - \epsilon_z$ (obr. 3 a 4). Na mezi únosnosti se v rozhodujícím průřezu rozevřou široká trhlina, v níž úrovni kabelu přísluší ϵ_v . Přibližně stejné bude i přetvoření v blízkosti široké trhliny v úsecích po jejich obou stranách, kde vznikly další trhliny. Délka těchto úseků l_u závisí na rozpětí konstrukce a na tvaru momentové čáry. Dá se předpokládat, že se v běžných případech l_u rovná přibližně dvacetině rozpětí. Trhliny jsou příčinou zvětšení délky kabelu o

$$\Delta l = 2 \epsilon_v l_u$$

Je pak

$$\Delta N_{u2} = s_2 \Delta N + 2 \epsilon_v E_v A_v \frac{l_u}{l}$$

a pro $l_u = 0,05 l$

$$\Delta N_{u2} = s_2 \Delta N + 0,1 \epsilon_v E_v A_v$$

tuto hodnotu ΔN_{u2} je možné zavést do výpočtu meze únosnosti.

3.3 Zjednodušený výpočet

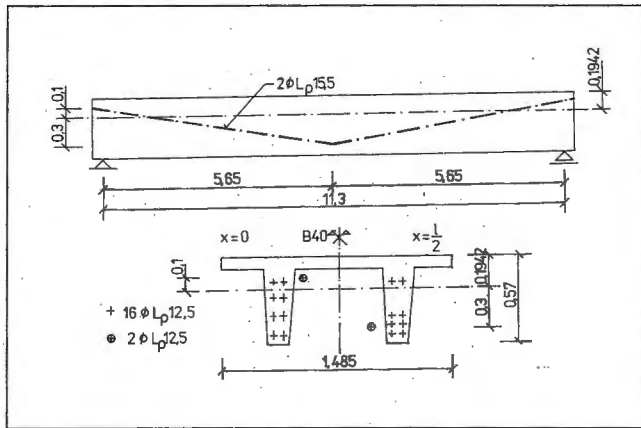
Způsob výpočtu uvedený ve stati 3.1 a 3.2 je pro běžné projektování neúměrně složitý. Proto je pro zjednodušení výpočtu přijatelné změnu síly ΔN zanedbat, pokud konstrukce i tak vyhovuje požadavkům normy co se týče dovolených namáhání betonu a stupně bezpečnosti proti dosažení meze únosnosti [1]. Obvykle totiž při výpočtu stavu ΔN nezvyšuje podstatně sílu ve volné předpínací výztuži a při výpočtu meze únosnosti ve vztahu pro ΔN_{u2} převládá druhý člen.

Pro zjednodušení výpočtu meze únosnosti uvádějí některé zahraniční předpisy hodnoty přírůstků napětí výztuže $\Delta\sigma_u$ [3]. tak se podle [2] u vnitřní výztuže připouští $\Delta\sigma_u = 100$ MPa.

V praxi navrhování monolitických deskových bezhlavicových stropů v USA se průběh vnitřní volné výztuže a předpínací síla volí obvykle tak, aby svíslý tlak k , kterým působí tato výztuž v poli na konstrukci proti smyslu zatížení, odpovídal stálému zatížení zvětšenému o čtvrtinu nahodilého zatížení (obr. 1).

3.4 Příklad výpočtu

Prostý nosník z předem předpjatého betonu stálého průřezu pro rovnoměrné hlavní zatížení $q = 30$ kNm⁻¹ je nutné zesílit dvěma vnějšími volnými kabely $\phi L_p 15,5$. Má se určit ΔN a ΔN_u .



Obr. 5 - Schéma a průřez nosníku k příkladu

Charakteristika nosníku: $A_b = 271 \cdot 10^{-3}$ m², $e_{bh} = 0,194$ m, $I_b = 7,701 \cdot 10^{-3}$ m⁴, $E_b = 36 \cdot 10^3$ MPa, $l = 11,3$ m. Charakteristika volných kabelů: $A_v = 0,283 \cdot 10^{-3}$ m², $E_v = 190 \cdot 10^3$ MPa. Po proběhlých ztrátách předpětí kabely vyvozují předpínací sílu $N = 200$ kN. Pro jejich výstřednost platí

$$e_{vx} = -0,1 + 0,4 \frac{x}{5,65} \text{ (m)}$$

Dále se dosazuje přímo do vztahů uvedených ve stati 3.1 a 3.2. Pro $N_l = 1$ kN je

$$\Delta l_{b1} = -2 \frac{10^{-3}}{36 \cdot 10^3 \cdot 7,701 \cdot 10^{-3}} \int_0^{5,65} (-0,1 + 0,4 \frac{x}{5,65})^2 dx = - \frac{11,3 \cdot 10^{-3}}{36 \cdot 10^3 \cdot 271 \cdot 10^{-3}} = -2,11 \cdot 10^{-6} \text{ m kN}^{-1}$$

$$\Delta l_{v1} = \frac{11,3 \cdot 10^{-3}}{190 \cdot 10^3 \cdot 0,283 \cdot 10^{-3}} = -210,01 \cdot 10^{-6} \text{ m kN}^{-1}$$

$$\Delta l_1 = 2,11 \cdot 10^{-6} + 210,01 \cdot 10^{-6} = 212,12 \cdot 10^{-6} \text{ m kN}^{-1}$$

Pro $M_x = \frac{30}{2} x (11,3 - x)$ je

$$\Delta l = -2 \frac{30 \cdot 10^{-3}}{2,36 \cdot 10^3 \cdot 7,701 \cdot 10^{-3}} x \cdot$$

$$\int_0^{5,65} (11,3 - x) (-0,1 + 0,4 \frac{x}{5,65}) dx = -1951,38 \cdot 10^{-6} \text{ m}$$

$$\Delta N = - \frac{-1951,38 \cdot 10^{-6}}{212,12 \cdot 10^{-6}} = 9,20 \text{ kN} = 0,046 \text{ N}$$

Při $\Delta N_{u1} = 2,9,20 = 18,40$ kN vychází:

$$s_2 = 2,01, \epsilon_p = 12,896 \cdot 10^{-3}, \epsilon_z = 4,641 \cdot 10^{-3}, \epsilon_d = 8,255 \cdot 10^{-3}, \epsilon_b = -0,929 \cdot 10^{-3}$$

Pro interpolaci je $\epsilon_v = 7,884 \cdot 10^{-3}$.

Při $l_u = 0,05 l$ je

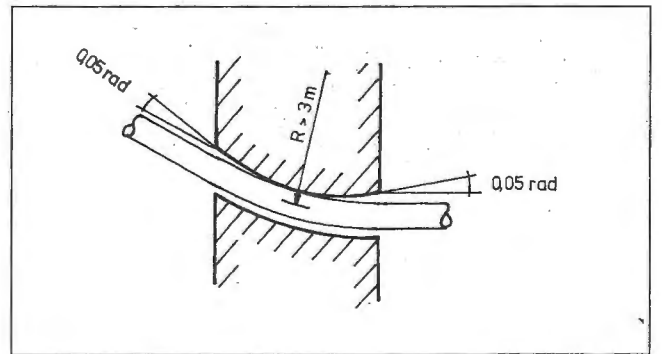
$$\Delta N_{u2} = 2,01,9,20 + 0,1,7,884 \cdot 10^{-3} \cdot 190 \cdot 10^3 \cdot 0,283 \cdot 10^{-3} \cdot 10^3 = 18,49 + 42,39 = 60,88 \text{ kN} = 0,304 \text{ N}$$

4 Konstrukční zásady

Předpětí vyvozené volnou výztuží je určeno silami, které působí v místech jejího kotvení a změny směru. Proto musí být síly, kterými se opírá vnější výztuž o kotevní bloky, sedla a úchytky, řádně do konstrukce přeneseny. Tyto konstrukční prvky, které bývají ze železového betonu, a jejich napojení na konstrukci se navrhují podle ČBS 73 6206. Kotevní bloky a sedla se mají přichýlit a přichytit k tužším částem konstrukce, např. u komorových průřezů ke stěnám.

Aby se u konstrukcí s vnější volnou výztuží zmenšila při působení předpínací síly vzpěrná a aby se omezilo kmitání této výztuže, způsobené např. větrem nebo pojezdem vozidla, nemají být vzdálenosti kotevních bloků, sedel a úchytků větší než 16 m (Obr. 2).

Vnější volná výztuž prochází kotevním blokem a úchytem aniž by v nich měnila směr. Směr mění plynule v průchodu sedlem, přičemž poloměr zakřivení má být nejméně 3 m.



Obr. 6 - Průchod výztuže sedlem

Její poloha v kotevním bloku a sedle se zajišťuje ocelovou trubkustuální odchylce směru výztuže či trubky o úhel 0,05 rad (obr. 6). Při změně směru v sedle je výztuž ohýbána a příčně stlačována, což může ovlivnit její pevnost. Příčný tlak nemá proto přestoupit 600 kN na 1 m délky výztuže.

Volná výztuž se v celé délce mezi kotvami opatřuje ochranným obalem s ochrannou výplní. Ochranný obal a jeho napojení na kotvy má zabránit přístupu betonu a korozních činitelů k výztuži a průniku maziva k betonu. Plastový obal může být z hutného polyetylénu, ale nesmí být z polyvinylchloridu.

Plastový povlak jednotlivých lan vyplněný mazivem má být odolný proti otěru a protržení a nemá být na jeho povrchu znát tvar lana. Pokud tvar lana na povrchu povlaku znát byl, mohlo by to nadměrně bránit volnému posouvání zabetonovaného nebo zainjektovaného lana při napínání. Proto se lano opatřené povlakem a mazivem zabetonované v délce 1 m má dát teplotě +20° posouvat v betonu silou nepřesahující 75 N.

Trubky pro obal vnější výztuže mají snášet přetlak 1 MPa. Tloušťka stěny ocelových trubek se má rovnat alespoň padesátině jejího vnějšího průměru, ale nejméně 1,5 mm, resp. 3 mm, spojují-li se trubky svařováním. V nezabetonovaných částech se ocelové trubky chrání proti korozi nátěrem. Příčný tlak výztuže na plastové trubky v sedlech nemá být větší než 100 kN na 1 m délky.

Jako mazivo se mohou používat anorganické tuky, živice a vosky, které se po dobu trvání konstrukce nestanou křehkými nebo tekutými, které jsou chemicky stálé a neobsahují škodlivé látky. Mazivo má chránit výztuž po celém povrchu a má zcela vyplnit ochranný obal. Zvýšení tekutosti maziva při injektování se zajišťuje ohřátím na teplotu s předepsaným rozmezím. Pro zmenšení ztráty předpětí třením se může výztuž určená k zainjektování mazivem pokrýt vrstvou maziva již před uložením do trubky.

V prostoru kotvou se výztuž zbvazuje plastového povlaku a mazi-va. Napojení obalu na kotvu se utěšňuje, aby mazivo nepřišlo ve styk s betonem a aby se zabránilo průniku korozních činitelů k výztuži. Po napnutí a ukotvení se výztuž v prostupu kotvou chrání zainjektováním.

Je-li k zainjektování užita injektážní malta, kryje se kotva mazivem a těsným krytem. Kotvy opatřené mazivem se doplňují tak, aby se výztuž při eventuálním porušení náhle z konstrukce neuvolnila.

Je-li jako ochranná výplň použito mazivo, je vhodné využít možnosti dopínání volné výztuže. Konstrukce s vnější volnou výztuží se má upravit tak, aby se tato výztuž dala vyjmout a nahradit jinou.

Literatura

- [1] ČSN 73 6207 *Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu.*
- [2] EC 2 - Part 1 D *Prestressing with unbonded tendons.*
- [3] Voves B. : *Navrhování konstrukcí z předpjatého betonu v příkladech.* Praha, SNTL 1980.

Prof. Ing. Bohumír Voves, DrSc., ČVUT - fakulta stavební Praha, Pod Fialkou 7, 150 00 Praha 5

Nebojme se ...

(2)

... stavařské angličtiny

Doplňky

(10) [PROJEKT] - prováděcí p.: *detail design*; p. pro zadávací řízení: *tender design*;

(11) [VÝKRESY] - v. v tužce: *faint pencil drawing*; archivní v.: *record d.*;

(16) [VÝKAZ VÝMĚR] - rekapitulace: *bills of quantity summary*;

Nová hnízda

(18) **zadávací (nabídkové) řízení:** (brit.) *tender*, (am.) *bidding*; výzva k účasti v z. ř.: (brit.) *invitation to tender*, (am.) *call for bids*, *advertisement for bids*; vyhodnocení z. ř.: *assessment of tender responses*, *vetting*, (am.) *bid tabulation*; zadání (zakázky): *award*;

(19) **zadávací podklady:** *contract documents*; **zadávací podmínky:** *conditions of contract*; **příprava** (nabídky pro zadávací řízení): *taking-off*; **rozbor** (shromážděných podkladů): *abstracting*;

(20) **nabídka:** (brit.) *tender*, (am.) *bid*; **koluzivní n.:** *collusive t.*;

(21) **jistota, kauce:** *surety*, *surety bond*; **bankovní záruka:** *bond*; **záruka na zahájení:** *proposal bond*, (am.) *bid bond*; **z. na dokončení:** *performance bond*; **z. na údržbu** (v záruční době): *maintenance bond*; **ručitel:** *surety*;

(22) **pojištění:** *insurance*; **pojistka** (pojišť.): *[insurance] policy*; **pojišťovací agent:** *agent*; **pojišťovací zprostředkovatel, makléř:** *broker* (b. spolupracuje zpravidla trvale se zákazníkem a je jeho pojišťovacím poradcem); **dát pojištění:** *purchase/buy insurance*; **spoluúčast** (částka určená při uzavírání pojištění): *deductible*, **prémie:** *premium*; **podpojištěný:** *underinsured*; **přepojištěný:** *overinsured*;

(23) **podklad** (předávaný k vyjádření) *submittal*; **předávací list:** *transmittal letter*; **záznamník o předávání podkladů:** *log*; **zapsat** (do záznamníku): *log in*; **osvědčení:** *certification*;

(24) **čas:** *time*; **doba:** *period*; **d. životnosti:** *lifetime*, *life*; **záruční d.:** *warranty/guarantee period*, *guarantee*, *defects correction period*, *correction-and-repair period*; **"poločas" stavební akce:** *midpoint of the project*; **lhůta:** *date*; **záruční l.:** *guarantee d.*; **skluz, zdržení:** *[time] delay*; **den vystavení faktury:** *billing date*;

(25) **náklady:** *costs*; **netto n.** (na materiál a práci): *flat cost*; **rozpis nákladů:** *cost breakdown*; **součet naběhlých nákladů:** *accumulated cost*; **součtová křivka:** *S-curve*; **řízení nákladů:** *cost control*;

(26) **položka:** *item*; **popis:** *description*; **ohodnocení položky:** *billing*; **rozpis položek:** *breakdown*, *schedule of values*;

(27) **zpracování** (např. rozpočtu): *working-up*, *elaboration*;

(28) **změna** (zadávacích podkladů, projektu, stavebních prací): *amendment*, *change*; **navrhovatel** (změny): *initiator*, *originator*; **příkaz ke změně:** *change order*;

(29) **mzda:** *wage*; **plat:** *salary*; **hodinová sazba:** *hourly rate*; **hodinová mzda:** *hourly wage*; **odměna** (za zvýšený výkon apod.): *bonus*; **prémie** (předem dohodnutá): *incentive money*; **odstupné:** *compensation [money]*; **provize:** *commission*; **zpro- pitné:** *tip*; **úplatek:** *bribe*;

(30) **honorář** (projektanta, znalce, právníka apod.): *fee*, *charge*; **paušální honorář:** *flat f.*, *flat c.*; **právní výlohy:** *legal costs*, *legals*;

(31) **platba:** *payment*, *disbursement*, *monies*; **záloha** (na platby): *advance*; **splátka:** *installment*, **měsíční splátka:** *monthly i.*; **pozdržená pozastávka:** *retainage* (= část úhrady, která se podle smlouvy vyplácí až po dokončení stavby, eventuálně po uplynutí záruční doby); **pozdržování plateb, pozastávka:** *retention*; **penále, smluvní pokuta:** *penalty*, *penalty fine*; **náhrada** (výdajů), **odškodnění:** *reimbursement*; **závěrečné vyúčtování** (stavby): *final account*; **sestava plánovaných příjmů a vydání:** *cash flow*, *c. f. statement*; **harmonogram příjmů a vydání:** *c. f. chart*;

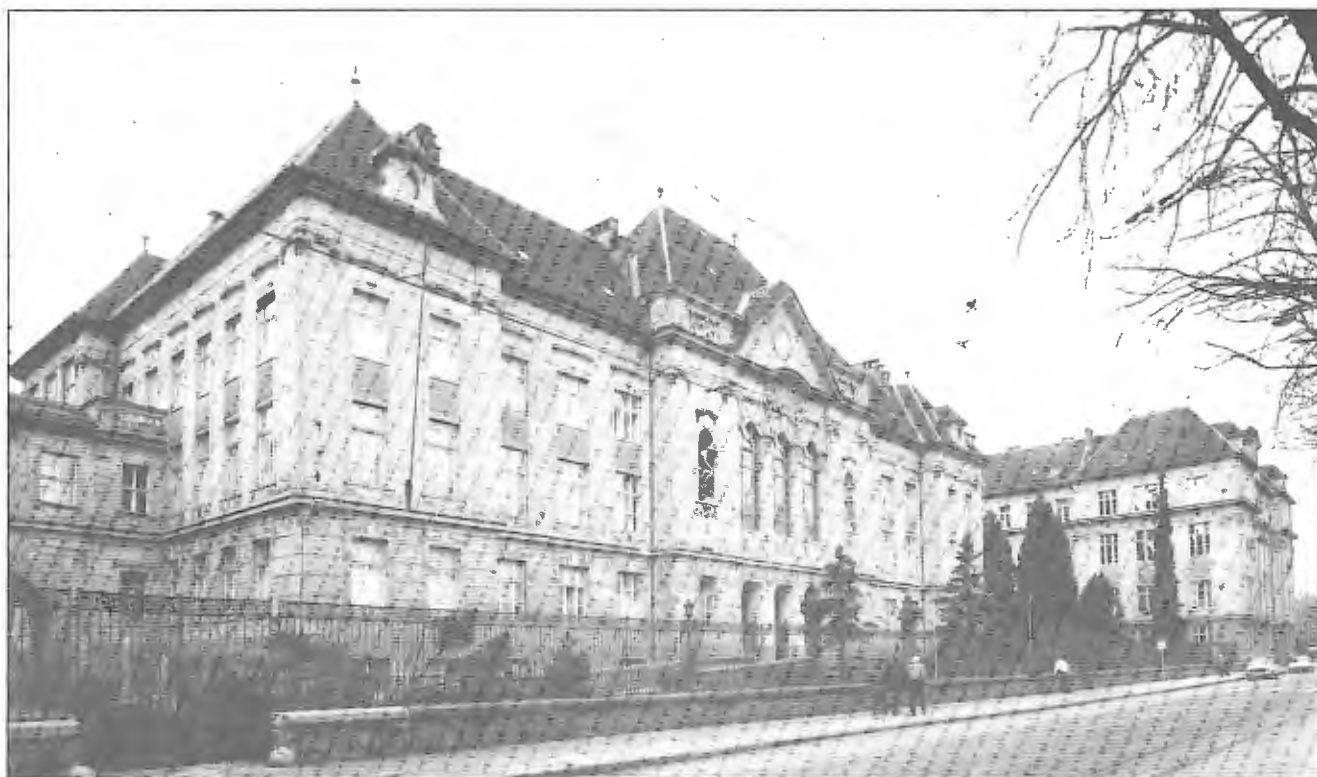
(32) **faktura:** *invoice*; **specifikace:** *description*;

(33) **zakázka** (viz též (3)): *contract*; **z. na klíč** (včetně projektu) *design-build c.*, *all-in c.*; **přenesení z.** (jinému dodavateli, pokud smluvní dodavatel není s to zakázku dokončit): *assignment of c.*; **druhy zakázek podle způsobu určení ceny:** *fixed price c.*, *cost-reimbursement c.* nebo také *do-and-charge* (platby se uskutečňují na základě vykázaných nákladů zvýšených o procentuální nebo dohodnutou přírážku [*cost-plus-percentage c.*, *cost-plus-fixed-fee c.*, obecně: *cost-plus*]);

(34) **doba výstavby:** *time for completion*, **převzetí, přejímka:** *acceptance*; **odmítnutí, zamítnutí:** *rejection*; **reklamace:** *claim*; **předání:** *handover*; **v předstihu:** *ahead of schedule*, *advance*;

(35) **dokončení** (zakázky, stavby): *completion* (fyzické ukončení), *project closeout* (ukončení akce vyúčtováním); **d. před zahájením kolaudačního řízení:** *practical c.*, *substantial c.*, *total c.*; **d. po odstranění vad a nedodělků:** *final c.*; **protokol o dokončení stavby:** *notice of completion*; **předběžná kolaudační prohlídka:** *pre-final inspection*; **kolaudační prohlídka:** *final inspection*; **závěrečná prohlídka:** *final walk-through*.

Milík Tichý



První technické učiliště bylo v Brně slavnostně otevřeno otevřeno dne 14. ledna 1850 v provizorní budově na Dornychu. V r. 1860 byla dostavěna nová budova techniky na Komenského náměstí (dnešní budova lékařské fakulty). Vyučovací jazykem byla němčina a čeština, od r. 1873 jen němčina. Technický ústav sestával kromě přípravy z obchodního, technického a zemědělského oddělení. Stavitelské obory (pozemní, vodní a silniční stavitelství) zde přednášel prof. Emanuel Ringhofer, mechaniku prof. Marin, geometrii a kreslení prof. Karel Kořistka, technickou a experimentální fyziku MUDr. PhDr. Václav Hrubý, zemědělství MUDr. Jan Helcelet a Řehoř Mendel, ředitelem ústavu byl jmenován dr. Florián Schindler. Vybavení školy bylo velmi skrovné. Dotace sotva pokrývaly potřeby výuky a nestačily na potřebnou činnost. Laboratoře škola neměla a knihovna nedostatkem nové technické literatury. Posluchači byli převážně moravští Němci, k české národnosti se hlásilo v průměru 35% z asi 350 studujících. V r. 1867 byla na návrh prof. Winklera škola přejmenována na "C. a K. technický institut", který byl omezen pouze na pětileté studium stavby strojů, čtyřletou technickou chemii, tříleté kurzy stavitelství, přípravu hornicko-hutnického studia a dvouletý kurs obchodních věd. Omezení inženýrských oborů se projevilo poklesem posluchačů až na 200. Inženýrskou školou se stal Institut 1.10.1870 a vysokou školou (německou) 4.5.1873. Počet posluchačů však stále klesal (ze 180 v r. 1873 na 102 v r. 1887).

Zásluhou prof. dr. Antonína Rezka z Karlovy Univerzity v Praze byla dne 4. 11. 1899 slavnostně otevřena Česká vysoká škola technická v Brně v domě Vesny v Augustinské (dnes Jaselské) ulici. Později získala škola další skrovné budovy na Falkenstei-

nerově (dnes Gorkého), Giskrově (dnes Kounicově) a Haberlerově (dnes Smetanově) ulici. Prvním rektorem byl jmenován matematik Prof. Karel Zahradník, dalšími profesory byli Jan Sobotka (deskriptiva), který byl zvolen prvním děkanem oboru stavebního inženýrství, dále Jar. J. Jahn (mineralogie) a Hanuš Schwaiger (kreslení). na souběžně působící německé technice je třeba se zmínit o profesoru Melanovi, který se proslavil svými pokusy se železobetonem a profesoru Viktoru Kaplanovi, tvůrci nového typu vodní turbíny. Nový komplex budov na Veverské (dnes Veveří) podle návrhu prof. ing. arch. J. Bertla a prof. ing. M. Ursínyho byl otevřen dne 25.6.1911.



V předvečer první světové války, ve studijním roce 1913/1914, měla česká technika v Brně 585 posluchačů, 20 řádných a 10 mimořádných profesorů, 20 honorovaných, 20 řádných a 10 mimořádných profesorů, 20 honorovaných a 11 soukromých docentů, 50 asistentů, lektorů a konstruktérů. Byla člena na tyto odbory:

- I. *stavební inženýrství* (9 semestrů),
- II. A. *strojní inženýrství* (8 semestrů se 2 doplňujícími semestry elektroinženýrství),
B. *elektroinženýrství* (8 semestrů se 2 doplňujícími semestry strojního inženýrství)

III. *kulturní inženýrství* (meliorace a vodní stavitelství)
s 8 semestry,

IV. *chemické inženýrství* (do r. 1914 jen 4 semestry).

Kromě toho zajišťovala škola čtyřsemestrální kurs pro vzdělávání geometrů a 2semestrální kurs státního účetnictví. Po útlumu vysokého školství během 1. světové války došlo k novému rozmachu, když se Brno stalo významným střediskem nejen správních úřadů (Nejvyšší soud, generální prokuratura, hlavní město zemské samosprávy), ale i kulturním a školským střediskem. Česká vysoká škola technická významně napomohla při založení Masarykovy univerzity a Vysoké školy zemědělské. Odbory stavebního a kulturního inženýrství byly nahrazeny samostatnými odděleními: konstruktivně dopravním, vodohospodářským a kulturně technickým a zeměměřičským. V r. 1919 byl na ČVŠT zřízen odbor architektury a pozemního stavitelství, kde působila řada známých umělců jako H. Schweiger, F. Herčík, F. Jenewein, E. Králík, J. Syříšřtě, V. Fischer, A. Liebscher, J. Kroha a B. Babánek.

V r. 1911 byla po vzoru odborné laboratoře Prof. Tetmayera ve Vídni zřízena také na české technice v Brně mechanicko-technická laboratoř řízená Prof. M. Ursínym, jejíž činnost byla za první republiky rozšířena a zasahovala i do jiných technických oborů. Pozoruhodným pracovištěm školy byla laboratoř vodních staveb, založená v r. 1912 Prof. A. Smrčkem a dále rozšířená Prof. J. Bažantem u nás a jedním z prvních v Evropě.

Po násilném přerušení činnosti vysokých škol v r. 1939 došlo k obnovení výuky ve školním r. 1945/1946. Prvními poválečnými rektory byli Prof. Vítězslav Veselý a Prof. Jaroslav Syříšřtě. Děkany jednotlivých oborů byli zvoleni Karel Jůva (inženýrské stavitelství), Josef Jožoušek (strojní a elektrotechnické inženýrství), Antonín Jílek (chemie) a Jiří Kroha (architektura a pozemní stavitelství). Již ve studijním r. 1947/1948 měla brněnská technika 63 ústavů, 15 výzkumných ústavů a stanic, 63 profesorů, 13 soukromých a 65 honorovaných docentů, 6 supletů, 4 lektory, 5 vědeckých úředníků a 129 asistentů a konstruktérů. V té době měla škola původní budovu na Veveří, v r. 1949 získala dnešní budovu elektrotechnické fakulty na Úvoze a v r. 1950 budovu zrušené právnické fakulty na Veveří.

Novou pohromu přinesl r. 1951, kdy byla v Brně zřízena Vojenská technická akademie (VTA), která zcela pohltila odbor strojního a elektrotechnického inženýrství, podstatnou část chemického odboru a řadu ústavů odboru inženýrského stavitelství. Studenti a učitelé, kteří odmítli přejít na VTA, museli odejít na jiné školy v republice. Po vleklých jednáních se podařilo uhájit civilní obory architektury a vodohospodářský a nakonec byla zřízena Vysoká škola stavitelství s Fakultou inženýrského stavitelství a Fakultou architektury a pozemního stavitelství. Výuka byla zahájena v budovách na Veslařské a na Úvoze, ta jí však byla v r. 1953 vojenskou akademií znovu odňata. Náhradou získala budovy Na poříčí a Vlhké, učilo se i v sálech kin, restaurací a závodních klubů na různých místech Brna. Prvním rektorem Vysoké školy stavitelské byl jmenován Prof. Ing. Dr. Voj-

těch Mencl. Fakulta inženýrského stavitelství se stala záhy největší stavební fakultou ve státě a ročně ji absolvovalo více než 100 inženýrů (r. 1956 již 234). Měla 12 kateder, 15 profesorů, 12 docentů, 82 asistentů a 6 vědeckých pracovníků.

Negativní zásahy do civilního vysokého školství v r. 1951 se záhy projeví v praxi nedostatkem inženýrů. Proto byla v r. 1956 přejmenována Vysoká škola stavitelství na Vysoké učení technické (VUT) v Brně s fakultami inženýrského stavitelství, architektury a pozemního stavitelství a fakultou energetiky. Prvním rektorem VUT byl jmenován Prof. Ing. Vilibald Bezdíček, pozdější ministr školství ve vládě z let 1968/69. Na VUT se začaly postupně vracet původně civilní obory z VTA. R. 1959 nahradily energetickou fakultu samostatné fakulty strojní a elektrotechnická. problémy dislokace VUT pomohlo řešit navrácení budovy na Úvoze 33 a uvolnění objektu na Barvičově 85, který se stal sídlem Fakulty inženýrského stavitelství až do r. 1992. V r. 1960 došlo ke sloučení Fakulty inženýrského stavitelství s Fakultou architektury a pozemního stavitelství do Fakulty stavební se studijními směry Architektura a pozemní stavitelství. V r. 1969 byla zřízena ve dnešním Zlíně Technologická fakulta VUT.

Aktivní postoj převážně většiny pedagogů VUT k demokratizačnímu procesu v r. 1968 přinesl v následujících letech "normalizace" tvrdou odpátku. Školu musela opustit řada vynikajících učitelů. Někteří našli útočiště v Projektovém ústavu VUT, jiní zůstali na katedrách se zákazem pedagogického působení. Při doplňování uvolněných míst se staly bohužel rozhodujícími politické předpoklady. Tato kriteria se k neštěstí školy začala uplatňovat i při udělování pedagogických a vědeckých hodností. Důsledky mravní, politické a odborné devastace školy se překonávají dodnes.

V současné době má VUT v Brně fakulty strojní, elektrotechniky, stavební, architektury, technologickou a nově zřízené fakulty chemickou, podnikatelskou a fakultu výtvarných umění. Do února r. 1994 byl rektorem VUT nynější náměstek MŠMT Prof. Ing. Emanuel Ondráček, DrSc., a současným rektorem byl zvolen Prof. Ing. Petr Vavřín, DrSc. Ve funkci děkana stavební fakulty byl znovu potvrzen Doc. Ing. Alois Materna, CSc. Škola se přizpůsobuje ve všech oblastech činnosti novelizovanému zákonu o vysokých školách a požadavkům probíhajícího přechodu na podmínky tržního hospodářství. V novějším areálu strojní fakulty pod Palackého vrchem byla zahájena se zahraniční pomocí výstavba Technologického parku, jehož posláním bude podpora rozvoje brněnského regionu za aktivní spoluúčasti VUT. K nezávažnějším současným problémům VUT patří dislokace. Po vrácení budovy na Barvičově 85 církvi byla přemístěna podstatná část fakulty stavební do navrácených objektů ve Veveří a Žižkově ulici a s obtížemi se zajišťují prostory pro nově vznikající fakulty.

Prof. Ing. Jiří Bradáč, CSc., Ústav betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební VUT v Brně, Údolní 53, 662 42 Brno

Konference, semináře, kolokvia

DVANÁCTÝ KONGRES FIP

Ve dnech 29.5. - 3.6.1994 se konal ve washingtonském hotelu Shearaton Washington 12. kongres FIP (Fédération Internationale de la Précontrainte), který byl současně uspořádán u příležitosti 40. výročí PCI (Precast/Prestressed Concrete Institute).

Kongresové jednání, rozdělené do mnoha sekcí, se zabývalo přehledem dosavadního vývoje předpjatého betonu, novými materiály a technologiemi, prefabrikací obecně a předpjatých mostních konstrukcí zvláště, chováním předpjatých konstrukcí při zemětřesení, stavbami z předpjatého betonu a jejich detaily, předpisy, otázkami betonových konstrukcí ve vztahu k životnímu prostředí aj.

Česká republika byla na kongresu zastoupena 14 účastníky ze všech sfér odborné veřejnosti (vysoké školy, investorské, projektové a dodavatelské organizace). Národní zpráva ČR u příležitosti minulých kongresů vydávaná jako zvláštní číslo časopisu Inženýrské stavby byla tentokrát účastníkům kongresu poskytnuta jako zvláštní výtisk, obsahující 12 příspěvků, podobně jako u jiných národních zpráv převážně praktických aplikací předpjatého betonu. Zvláštní číslo Inženýrských staveb obsahovalo tentokrát 13 příspěvků národní zprávy Slovenské republiky.

Po dlouholeté úspěšné práci ve funkci předsedy národního komitétu FIP předal odstoupující předseda prof. L. Janda, DrSc. tuto funkci nově zvolenému předsedovi prof. J. Stráskému, CSc.

Dvanáctý kongres FIP ukázal několik základních trendů v rozvoji PB, zejména pak:

- vysoký podíl segmentových mostních konstrukcí,
- velké množství visutých a zavěšených mostů,
- zvyšování pevnosti betonu,
- obecně vysoký podíl prefabrikace a s ní související automatizace výroby aj.

V jakém rozsahu byla důležitost kongresu chápána organizátory jako setkání odborníků z celého světa ukazuje na příklad účast přes 20 severoamerických odborných institucí. Své výrobky, služby a software, zejména pro předpjatý beton prezentovalo na souběžně probíhající výstavě přes 80 vystavovatelů. V průběhu jednání se pro přihlášené účastníky konaly dvě půldenní exkurze. Jednak do výroby prefabrikovaných architektonických dílců Arban & Carosi, Inc. Woodbridge, Virginia s následnou prohlídkou použitých výrobků na několika budovách ve Washingtonu a do výroby prefabrikovaných předpjatých, železobetonových i architektonických dílců firmy Shockey Bros. Winchester, Virginia.

Závěrečná exkurze na stavbu betonového zavěšeného mostu "Chesapeake/Delaware Canal Bridge", prováděného firmou Recchi US ukázala některé zajímavé prvky řešení a potvrdila skutečnost, že se předpjaté konstrukce v USA mohou ve velmi silné konkurenci ocelových a ocelových sražených konstrukcí prosadit jen díky technicky a ekonomicky zdařilému řešení.

Pro odborníky z České republiky bylo při závěrečném ceremoniálu 12. kongresu FIP ve Washingtonu obzvláště potěšující, že jednu z cen, udílených pro mimořádně zdařilé stavby, realizované v zahraničí (Award for Outstanding Structures) obdržel i návrh lávky přes Švýcarskou zátoku na Vranovské přehradě prof. Jar. Stráského, CSc.

Jestliže motto 12. kongresu FIP bylo: "plánování pro zítřek - předpjatý beton v příštím století", pak nejdůležitější příspěvky kongresu - a z toho některé i z naší republiky - další směr vývoje předpjatého betonu naznačily. Do jaké míry bude tyto kroky do dalšího století třeba upřesnit, ukáže už další 13. kongres, pořádaný v roce 1998 v Amsterdamu.

Ing. Josef Kubíček, CSc.

Poznámka redakce:

K obsahu a výsledkům jednání na Kongresu se vrátíme v příštích číslech našeho časopisu.

PLACES OF ASSEMBLY AND LONG-SPAN BUILDING STRUCTURES

Symposium IABSE

7 - 9 September 1994, Birmingham, United Kingdom

Themes

- 1 Long-span structures for buildings and spaces
 - 1.1 Arenas and sports stadia
 - 1.2 Transportation places of assembly
 - 1.3 Halls for concerts, conferences or exhibitions
 - 1.4 Effects of equipment on structures
- 2 Hazard scenarios and counteracting measures
 - 2.1 Crowd behaviour and loadings
 - 2.2 Fire engineering and safety
 - 2.3 Environmental control
- 3 Inspection and maintenance
- 4 Cladding and roofing systems

Adress:

Secretariat of IABSE
ETH - Hönggerberg
CH-8093 Zurich
Switzerland

THE EUROPEAN CONCRETE STANDARDS IN PRACTICE

Sprint Project RA 358

6 - 7 October 1994, Amsterdam, The Netherlands

Organized by The Netherlands Concrete Society in cooperation with CEB Comité Euro-international du Béton, Concrete Society, Deutscher Beton-Verein, Sprint Network, Belgische Betongroepering, Groupement Belge du Béton

Scope

Overview of the status of the European design and specification standards on concrete and their use by structural engineers and concrete technologists, including their supporting tools:

Aim of the congress

To inform the engineers about:

- the status of the European design and specification standards concerning concrete;
- the different supporting design tools;
- the result of a questionnaire about the future needs for supporting tools;
- the development of the design tools so far;
- implementation of results.

During the congress there will be an excellent opportunity to meet colleagues from all European countries and discuss the future use and possibilities of the European Standards.

Language: English

Registration fees for the Congress are as follows:

Received before September 1, 1994 : Dfl. 800,-
Received after September 1, 1994 : Dfl. 1.000,-

Address:

European Concrete Standards in Practice Congress
 c/o Betonvereniging
 P.O. Box 411
 2800 AK Gouda
 The Netherlands

STRATÉGIA RIADENIA KVALITY V STAVEBNÍCTVE**Vedecká konferencia s medzinárodnou účasťou**

7.9. - 8.9.1994, Poprad

Ciele konferencie

1. Úloha vrcholového managementu pri formovaní stratégie kvality v stavebníctve.
2. Analýza poznatkov a skúseností stavebníctva s harmonizáciou ČSN a STN s normami a predpismi EÚ.
3. Charakterizovať rozhodujúce dimenzie procesu zmien v stavebníctve a stanoviť stratégiu kvality v procese investičnej výstavby.
4. Stanoviť reálne ciele, ku ktorým musí smerovať kvalita v modernej a prosperujúcej firme a sformulovať stratégiu pre dosiahnutie týchto cieľov.
5. Sprístupniť a zhodnotiť domáce a zahraničné skúsenosti so zavádzaním a využívaním systémov riadenia kvality.

Adresa:

Doc. Ing. Tibor Ďurica
 Katedra technológie stavieb a stavebných látok
 Stavebná fakulta TU Košice
 Moyzesova 36
 042 00 Košice
 Slovensko
 Tel.: 095/62 231 34, 095/62 287 02
 Fax: 095/369 058, 095/353 11

MAINTENANCE OF BRIDGES AND CIVIL STRUCTURES

18.- 20.10.1994, Paříž

Mezinárodní konference, kterou pořádá francouzská École Nationale des Ponts et Chaussées v Paříži, je zaměřena na problematiku řízení údržby a rekonstrukce stavebních objektů různého druhu.

Hlavními tématy jsou: Vyšetření stavu objektů, Příklady oprav a údržby, Strategie údržby a Ekonomická hlediska.

Konferenční poplatek činí 5500 FRF (při platbě do 12. září 1994). Podrobnou informaci sdělí:

Colloque Gestion des Ouvrages d'Art, 28 Rue des Saints-Pères, 75343 Paris, France. - Fax: +33-1-44582706.

NON-METALLIC (FRP) REINFORCEMENT FOR CONCRETE STRUCTURES FRPRCS-2**Second International Symposium**

23 - 25 August 1995, Ghent, Belgium

The symposium is organized by the *Magnel Laboratory for Concrete Research* with the support of

- CEB:** Comité Euro-International du Béton
- RILEM:** International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures
- FIP:** Fédération Internationale de la Précontrainte
- ACI:** American Concrete Institute
- GBB/BBG:** Belgian Concrete Society
- RUG:** University of Ghent

Topics:

- Material properties: physical, chemical and mechanical characteristics under short- and long-term loading or exposure.
- Material testing and design characteristics: qualification, acceptance and quality control.
- Structural behaviour of reinforced and prestressed concrete: response of concrete members under service condition and at the ultimate load; ductility and energy absorption; bond to concrete.
- Design procedures for new concrete structures and code developments.
- Repair and upgrading of existing concrete structures.
- Sensor techniques for monitoring of structural behaviour.
- Experience and applications.

STRUCTURAL LIGHTWEIGHT AGGREGATE CONCRETE**International Symposium**

20 - 24 June 1995, Sandefjord, Norway

Technical programme

The Symposium will focus on recent investigations, as well as on design and construction utilizing lightweight aggregate concrete. The challenges of designing and constructing precast and cast in situ buildings, bridges, marine structures concrete will be described. The economic aspects are important for the choice of LWA concrete, and will be emphasized. The advantages and disadvantages of the material will be presented in four main sessions consisting of invited and accepted papers, followed by discussions.

1. **Design** - new concepts, design methods and criteria, recent and current research, codes and specifications
2. **Construction** - case records, new techniques and applications
3. **Materials** - lightweight aggregates, concrete mix design, mechanical properties, durability
4. **Concrete production, transportation and placing**

Address:

Norwegian Concrete Association
 P.O. Box 2312 Solli,
 N-0201 Oslo, Norway
 Fax: +47 22 94 75 02

FOR ARCH '94**5. jubilejní stavební veletrh**

22.9. - 26.9.1994, Praha - Strahov

ABF - Nadace pro rozvoj architektury a stavitelství

Václavské nám. 31, 111 21 Praha 1
 tel.: 02/24 22 75 92, fax: 02/23 50 959

STAVBA**Veletrh pozemního a inženýrského stavitelství**

5.10. - 9.10.1994, České Budějovice

Park Centrum České Budějovice,
 Husova 532, 270 21 České Budějovice
 tel.: 038/416 20, fax: 038/424 80

Výstava renovace, sanace, stavebnictví
1.9. - 30.9.1994, Brandenburg - Německo

Adresa:

M & A Messe
Spenglerstrasse 43,
23556 Lübeck
tel.: 0049/451/899 060,
fax.: 0049/451/899 06 33

Světová výstava průmyslového stavebnictví
15.11. - 18.11.1994, Paříž

Cestovní kancelář MAGRIS pořádá zájezd na tuto výstavu
v termínu od 14.11. - 18.11.1994.

Blíže informace:

MAGRIS
Jindřišská 1748
530 02 Pardubice
tel.: 040/511 793

Aktuality a antikvity

Kdo byl V. Mužák?

V roce 1920 vydal v Bruselu pan V. Mužák, Ingénieur des Ponts et Chaussées (tj. stavební inženýr), malou knížku zhruba formátu A6 *Agenda du béton armé*. Jde o ročenku, která obsahuje kalendář na rok 1920, stručné tabulky některých funkcí, anglické a ruské míry a váhy, návrhová zatížení mostů, řadu betonářských tabulek, různé statické tabulky a vzorce, hlavně však návody jak dimenzovat železobetonové konstrukce v souladu s francouzskými předpisy z roku 1906. Najdou se zde stručné výklady o funkci železobetonových prvků, dimenzovací vzorce a celkem 66 příkladů výpočtu. Pozoruhodné jsou popisy použití železobetonu: kromě železobetonových průmyslových hal a mostů tu jsou železobetonová síla, trouby, tunelová ostění, příklad neobvyklého projektu Dr. Ing. Jaroslava Polívky pro tunelovou spojku Belvedere-Praha (o co vlastně šlo?), která měla stát 1 milion franků a zřejmě se nikdy nerealizovala. Udivující jsou návrhy železobetonové důlní výstroje, železničních pražců a jiných dílců; dozvíme se, že město Toronto použilo v roce 1919 pro rozvod elektřiny celkem 25000 železobetonových stožárů! Poslední odstavce publikace (326 stran a 322 obrázků) jsou věnovány železobetonovým lodím s fotografií španělského parníku "Mirotes". Autor uvádí, že se železobetonovými loděmi zabývají kromě Hennebiqua, Considera a jiných evropských inženýrů také pánové Vlček a Dr. Polívka v Československu. *To vše v roce 1920.*

Poutavé jsou inzeráty, jimiž autor nepochybně financoval vydání své betonářské ročenky. Jeho vlastní firma nabízela konstrukce sil, hangárů, budov apod., a dále také betonové prvky pro dutinové stropy "Multibloc". Kromě inzerátů dalších belgických a francouzských firem najdeme inzerát firmy Ing. Vlad. Vlček, podnikatelství staveb, Prague-Vinohrady (République Tchecoslovaque), kde je ředitelem oddělení železobetonu Dr. Ing. Jar. Polívka. Z inzerátů se dozvíme, že v Bruselu tehdy působil asfaltářský podnikatel pan Emmanuel Trojan. - S jistým smutkem si na zadní předsádce prohlédneme malou mapku Československa (tehdy ještě bez Podkarpatské Rusi), kde kromě Prahy jsou vyznačena tři města *Plzeň, Žatec* (Mužákovo rodiště?) a *Prešpurk* (pro mladší čtenáře: Bratislava).

Ne, není to žádná betonářská cimrmanologie. Předmluvu k ročence napsal P. Chantraine, důlní inženýr a profesor na Lutyšské univerzitě. O Dr. Polívku víme, že působil později ve Spojených státech, kde dosáhl mimořádného uznání.

Pan Inženýr Mužák (vzdejme mu poctu velkým I) se nejspíše inspiroval známým německým Betonkalenderem, který tehdy vycházel teprve několik let. Mužák vydával také měsíčník *Revue du Béton Armé* (předplatné 20 franků ročně, ale nevíme, jak vypadal) a kromě svého zanícení betonářským řemeslem byl i propagátorem novorozené vlasti. Vedl totiž *Československou průmyslovou a obchodní kancelář v Belgii*. Ta uváděla na belgický trh naše stavební materiály, stavební a důlní stroje, nářadí, nábytek, sanitární zařízení, technologická vybavení pivovarů, cukrovarů, drátoven a jiných celků.

Kromě otázky uvedené na počátku této zprávy se můžeme ptát, jak dlouho se podařilo vydávat ročenku, jaký byl Mužákův

časopis, kde žijí Mužákoví potomci... A také: *kdo se dnes vyrovná panu V. Mužákoví?*

Milík Tichý

Sanace železobetonového plaveckého můstku

Skokanský můstek plaveckého bazénu v jedné švýcarské obci budil znepokojení kmitáním, které vznikalo při skocích do vody. Konstrukce můstku má přibližně tvar písmene Y, s odskočisti ve dvou úrovních, a dala se velice snadno rozkmitat. V jejích ramelech postupně vznikly trhliny široké až 0,3 mm. *Spolkový zkušební a výzkumný ústav (EMPA)* v Curychu provedl řadu zkoušek, při kterých bylo kmitání konstrukce buzeno jednak uměle, jednak rytmickým pohupováním osob. Posouzení podle mezního stavu únosnosti při působení klidného zatížení prokázalo dostatečnou spolehlivost konstrukce, avšak dynamický výpočet naznačil, že je ohrožena namáháním na únavu. Kromě toho nebyly splněny některé podmínky mezních stavů použitelnosti. Dospělo se k závěru, že nadále již nelze můstek používat pro závodní skoky do vody, že však lze připustit jeho využití pro rekreační sport, jestliže se podaří *zmenšit amplitudy kmitání* při nejnižší vlastní frekvenci. Její hodnota 2,8 Hz byla zjištěna měřením na konstrukci.

Zesílení konstrukce, kterým by se zvýšila spodní hodnota vlastní frekvence, bylo bez většího zásahu neproveditelné, a proto byl na horní plošině osazen horizontální *hydraulický tlumič*, který lze podle potřeby jednoduchými úpravami dolaďovat. Náklady na realizaci nejsou sice ve zprávě uvedeny, avšak autor, pan *Hugo Bachmann*, je hodnotí jako poměrně malé. (*Schweizer Ingenieur und Architekt, 1994/21*)

Tirelia

Spolehlivost úložišť nukleárního odpadu

Otázka ukládání radioaktivního odpadu nehýbe jen Českem, ale také ostatním světem, dokonce déle, než se domníváme. Nalézt vhodnou lokalitu nejen v terénu, ale také v podzemí je stále obtížnější, a to nikoliv jen kvůli odporu obyvatelstva přilehlých oblastí, ale také kvůli rostoucím nárokům na takové lokality. Odborníci, kteří se zabývají *rizikovým inženýrstvím*, objevují nové a nové *scénáře nebezpečí*, se kterými je nutné se nějak vypořádat. Scénáře nebezpečí se neustále vyvíjejí. Zatímco na počátku se počítalo u geologického úložiště v hloubce 1000 m s nebezpečím poškození jeho uzávěří, stoupající mořskou hladinou, příští dobou ledovou a protržením eventuálních přehradních hrází, přistupují další scénáře: staré a opuštěné vrty, neidentifikované tektonické lomy, sábotážní narušení úložiště, destrukce terénu účinkem jaderné zbraně a proniknutí zemského magmatu. Pochopitelně se zkoumají hydrogeologické podmínky oblasti, a to v malém i velkém měřítku. Při návrhu úložiště se vyhodnocují scénáře nebezpečí, pravděpodobnost jejich realizace a možné následky. Vyhledání a projekt konečného úložiště nukleárního odpadu (nemluvě o jeho realizaci) je složitou otázkou, která vyžaduje spolupráci odborníků mnoha profesí. (*Schweizer Ingenieur und Architekt, 1994/21*)

Tirelia

"PRACHOVICE"

CEMENTÁRNY A VÁPENKY
PRACHOVICE, a.s.



KVALITNÍ STAVEBNÍ MATERIÁLY,
KTERÉ OCENÍ BUDOUCNOST



SÍŤ BETONÁREN V PRAZE

"PRACHOVICE GROUP"

TRANSPORTBETON-MOSTY
Praha, a.s.
Fr. Diviše 944
104 00 Praha 10
- Uhlíněves
Tel. 02/750 300, 750 121
Fax 02/750 300, 750 121

BETONÁRNA
HODKOVIČKY
Modřanská ul.
147 00 Praha 4
Tel. 02/40 25 581, 40 25 770
Fax 02/40 25 581



TRANSBETON IPS, s.r.o.
Na Florenci 33
113 16 Praha 1
Tel. 02/23 29 376
Fax 02/23 29 376

BETONÁRNA
UHRINEVES
Fr. Diviše 944
104 00 Praha 10
Tel. 02/750 200, 750 622
Fax 02/750 200

BETONÁRNA
LETNANY
Toužimská 100
199 00 Praha 9
Tel. 02/899 333-4
Fax 02/899 323

BETONÁRNA
CHODOV
Na Jelenách
140 00 Praha 4
Tel. 02/79 16 030
Fax 02/79 251 40

BETONÁRNA
ŘEPOURJE
Třebornická ul.
150 00 Praha 5
Tel. 02/596 434, 597 594
Fax 02/596 434