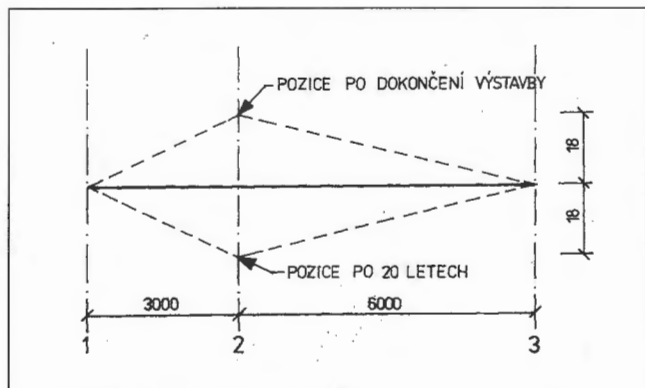


lenému datu údaje o geometrii konstrukce, dosažené patro, přírůstky zatížení od podlah, příček, apod.. Odstupy zvolených dat byly 14 až 30 dní podle předpokládaných činností na stavbě. S přihlédnutím k tomuto harmonogramu byly také vypočteny deformace ocelové konstrukce.

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

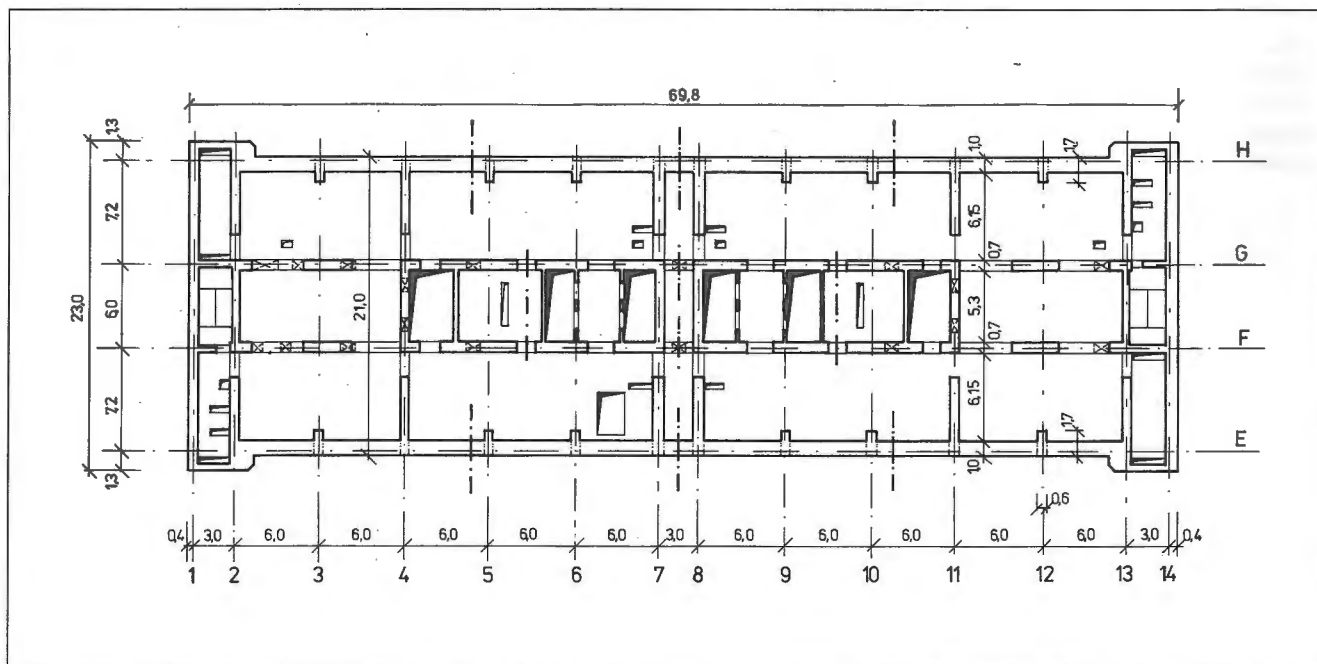
byly stanoveny základní rozměry skříně a následně byl proveden podrobný výpočet.

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



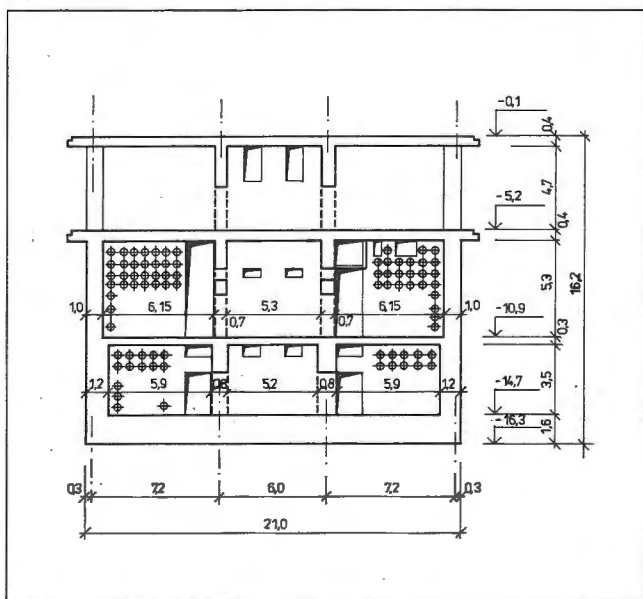
Obr. 1 - Tvar konstrukce druhého podzemního podlaží

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 podloží. 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 racionální 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 svařování 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 elektrovodivosti 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 příložkami z poloviny na přesah kotevních délek, zbytek v krátkém přesahu nosnými svary, zajišťujícími požadovanou elektrovodivost. 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

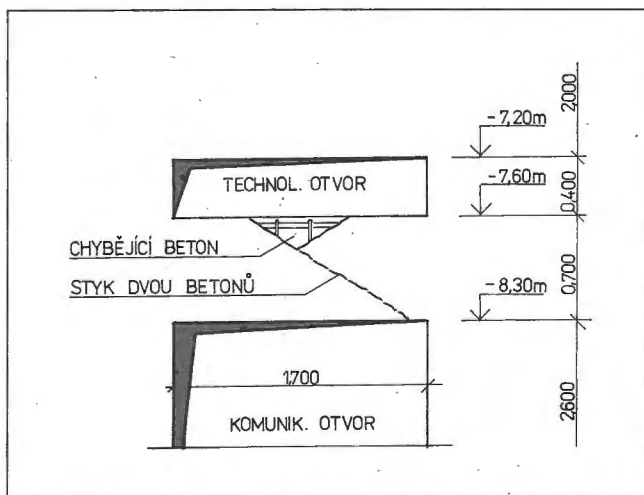
V projektu statiky ukončeném v roce 1981 bylo dle podkladů prováděcího závodu uvažováno s klasickým bedněním. Oddálením výstavby zhruba o tři roky se situace změnila a bylo použito bednění IS-NOE Combi na stěny, zatímco stropy byly betonovány do ztraceného bednění z trapézových plechů. Použití systémového 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 uhýbat 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 podlažních stěn 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 zavětřovací 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 štitové 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 trhlin 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 jadrových odvrťů 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 přepočet skříně na nově zjištěné účinky zatížení a pro beton značky B 20. Přepočet 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 fotolaborem a jejím archivem. Četná fotodokumentace z něho skončila na neznámé skládce odpadu.

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