Vícepodlažní budovy z lehkého betonu

Evžen Horáček

Poruchy budov z lehkého betonu - vlastnosti mezerovitého betonu z pórovitého kameniva z cihelné drti a ze zpěněné strusky - příčiny poruch a způsob sanace budov - pokyny pro navrhování a kontrolu výroby

Failures of buildings of structural lightweight concrete - properties of concrete with lightweight aggregate of crushed brick and blast-furnace slag - causes of failures and method of reconstruction of buildings - recommendation for design and quality assurance

Z ekonomických a ekologických důvodů se využívá materiálů z místních zdrojů, a to zejména pro obvodové stěny budov. V ostravské oblasti se proto používal pro obvodové stěny panelových budov typu T06B lehký beton s kamenivem ze *struskové pemzy* (*struskopemzobetonu,* dále je označen zkráceně SB). Stěny byly jednovrstvé a měly plnit funkci nosnou i tepelně izolační. U uvedených budov se projevily závažné poruchy, a budovy musely být proto postupně sanovány. Tyto poruchy, jejich příčiny a způsob sanace jsou popsány dále. Ze stejného důvodu se používal v Německu (v Berlíně) v poválečném období lehký beton s využitím drtě z trosek cihelných objektů (*cihlobeton*). Zkušenosti s tímto materiálem byly natolik obdobné našim zkušenostem s používáním struskobetonu, že považuji za účelné uvést v úvodní části některé hlavní poznatky uvedené v článku [1].

Budovy z cihlobetonu v Berlíně

Použitý cihlobeton

Pro výrobu cihlobetonu v poválečném období se používalo kameniva z cihelné drtě frakce 3/7, 7/15 nebo 15/30, přičemž směrnice z roku 1946 zakazovala používání písku a štěrku a spotřeba cementu byla omezena na 200 kg/m^3 tak, aby cementový tmel pouze obalil zrna kameniva, aniž by došlo k zaplnění mezer mezi zrny. Vznikl tak *mezerovitý beton*, který měl plnit funkci nosnou i tepelně izolační. Původně se předpokládalo, že pevnost betonu bude odpovídat značce B 80, která však podle pozdějších zkoušek nebyla reálná. Proto se v později vypracovaných normách DIN 4163 a DIN 4232 pro použití cihlobetonu uvažoval pro obvodové stěny sedmipodlažních budov mezerovitý cihlobeton v dolních podlažích značky B 50 a v horních podlažích značky B 30; vnitřní stěny byly navrženy z hutného cihlobetonu značky B 80 a B 120. Stěny se betonovaly na místě a zhutňovaly propichováním.

Poruchy budov

V roce 1959 se *zřítil osmipodlažní dům* postavený v prvním období. Zjistilo se, že pevnost cihlobetonu ve zříceném domě a v pěti sousedních stejných domech byla hluboko pod požadovanými pevnostmi. Zvýšení pevnosti betonu ve stěnách se dosáhlo dodatečným zaplněním mezer v cihlobetonu cementovou směsí.

Další poruchy se objevily v roce 1983 na *sedmipodlažních domech* postavených v roce 1958, tj. poruchy se objevily *po 25 letech*. Došlo k *vyboulení a odtržení fasádních obkladových desek.* Z několika předběžných vývrtů se zjistila nízká pevnost, a *byty byly vyklizeny*. Přitom na povrchu obvodových i vnitřních stěn nebyly patrné žádné známky, které by ukazovaly na přemáhání cihlobetonu. Teprve po odstranění povrchových úprav (omítek, tapet, obkladů) byly patrné četné, většinou starší trhliny. *Trhliny probíhaly uvnitř stěn* v mezerovitém betonu, což ukazovalo na to, že cihlobeton se porušoval účinky dlouhodobého zatížení.

Protože domů tohoto typu bylo postaveno mnoho, provedlo se podrobnější zhodnocení příčin uvedených poruch.

Příčiny poruch a sanace domů

Ze stěn se odebral větší počet jádrových vývrtů a také šest výřezů stěnových dílců šířky 80 cm a výšky 120 cm. Na těchto zkušebních tělesech byly vyšetřeny pevnosti, pracovní diagramy, způsob porušení, objem mezer, vliv promáčení apod. Z uveřejněných výsledků uvádím jen závěry ze zkoušek pevností, protože *nízká pevnost byla označena za hlavní příčinu poruch.*

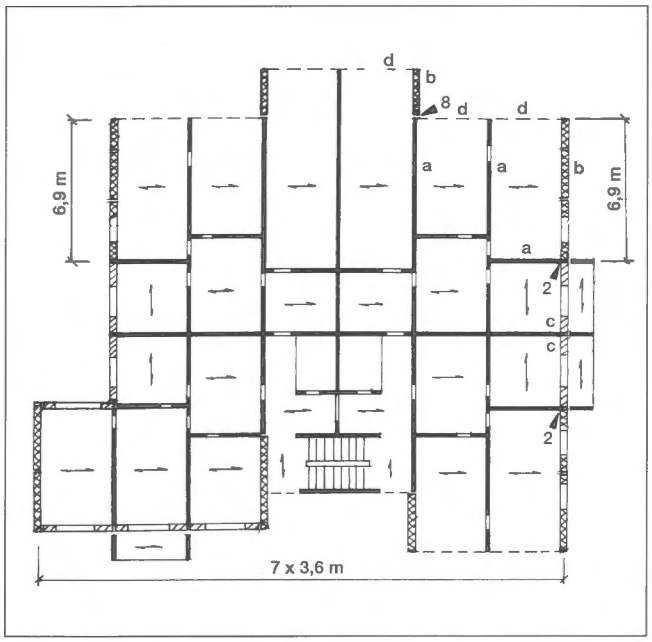
Pro stěnu z betonu předpokládané značky B 50 (obvodové stěny) byla z 84 zkoušek vývrtů zjištěna průměrná pevnost v tlaku 3,7 MPa a směrodatná odchylka 1,9 MPa, tj. variační součinitel 51 %. Pro stěnu z betonu předpokládané značky B 80 (vnitřní stěny) se ze 100 vývrtů zjistila průměrná pevnost v tlaku 6,6 MPa a směrodatná odchylka 3,0 MPa, tj. variační součinitel 46 %. Na stěnových dílcích byla zjištěna pevnost v tlaku nižší, než byla průměrná pevnost podle vývrtů. Ze zkoušek bylo stanoveno pro beton značky B 50 dovolené namáhání v tlaku hodnotou 0,5 MPa a pro beton značky B 80 hodnotou 0,7 MPa. Důležité je zjištění, že při zkouškách stěn se až do dosažení meze únosnosti objevily na povrchu těles jen poměrně malé trhlinky.

Za příčinu poruch byla tedy jednoznačně stanovena nízká pevnost cihlobetonu při mimořádně velkém rozptylu pevností (variační součinitel dosahuje až 50 %) v porovnání s obyčejným hutným betonem, kde variační součinitel je přibližně 15 %. Pro zvýšení pevnosti materiálu stěn se *po předchozím uvolnění bytů použilo injektáže cementovou směsí* při injekčních otvorech umístěných v síti 25 x 25 cm. Menšího účinku se však dosáhlo u vnitřních stěn z hutnějšího betonu. Je třeba počítat také s tím, že bezprostředně po injektáži se přechodně vlivem provlhčení materiálu může pevnost snížit až o 40 %.

Budovy ze struskobetonu v ČR

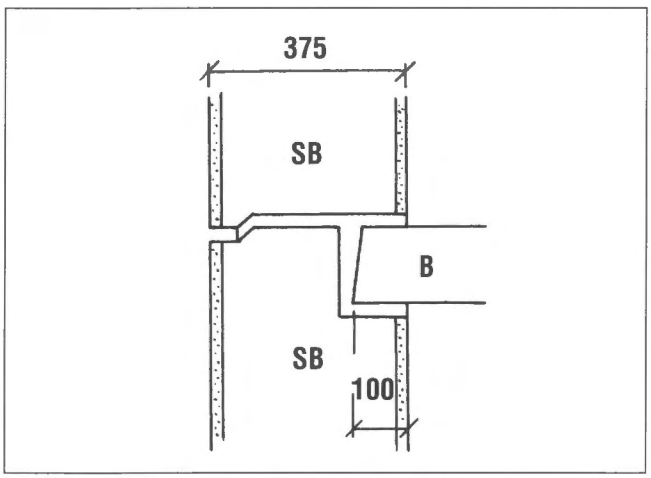
Konstrukční soustava

Od roku 1972 do roku 1980 byl postaven převážně v severomoravské oblasti větší počet obytných domů, projektovaných jako krajská varianta typu T06B. Původně byly domy dvanáctipodlažní, později se počet podlaží zvýšil na 14 a v posledním období na 16. Půdorysné schéma je na *obr. 1*. Vnitřní stěny jsou z obyčejného betonu tloušťky 200 mm (na *obr. 1* označeny **a**), obvodové stěny jsou ze struskobetonu tloušťky 375 mm. Pro štítové stěny, na kterých jsou uloženy stropní dílce (označeny **b**) i stěny, do kterých jsou stropní dílce zasunuty (označeny **c**), byla v projektu předepsána značka B 80, pro podélné vynášené obvodové dílce (na *obr. 1* znázorněné přerušovanou čarou a označené **d**) byla předepsána značka B 60. „Přístavek" byl realizován jen u šestnáctipodlažních domů.



Obr. 1 – Půdorysné schéma stěnové soustavy; a – betonová stěna tloušťky 200 mm; b – SB obvodová stěna tloušťky 375 mm, na které jsou uloženy stropní dílce; c – SB stěna tloušťky 375 mm; d – vynášený obvodový SB dílec průčelí ; 2, 8 – čísla svislého styku mezi obvodovou SB stěnou a vnitřní betonovou stěnou / *Plan of the wall system; a – structural concrete wall 200 mm thick; b – structural peripheral slag concrete (SC) wall 375 mm thick supporting floor elements; c – SC wall 375 mm thick; d – facade supported SC element; 2, 8 – numbers of vertical joint between peripheral SC wall and internal concrete wall*

Podle technologického předpisu se pro stěnové dílce použila strusková pemza frakce 8/24 mm a na obou površích byla vrstva hutného betonu (cementová omítka) tloušťky 20 + 10 mm (*obr. 2*). Ve skutečnosti však byla celková tloušťka hutných vrstev větší a byla velmi proměnlivá. Objemová hmotnost dílce byla omezena hodnotou 1 600 kg.m^{-3}.



Obr. 2 – Schéma vodorovného styku obvodové SB stěny; SB – struskobeton; B – obyčejný beton / *Horizontal joint of the peripheral SC wall; SB - lightweight slag concrete (SC); B - (consistent) concrete*

Poruchy budov

Koncem roku 1985 byly zpozorovány na struskobetonových nosných stěnách v dolních podlažích nejvyšších budov známky poruch, které odpovídaly stavu před dosažením meze únosnosti. Byly to *svislé trhliny v čelech nosných struskobetonových dílců* vystupujících z průčelí a *trhliny sledující vodorovný styk*. Poklepem bylo možno zjistit vnitřní poruchy materiálu. Po proražení vrstvy omítky z hutného betonu se zjistilo i *oddělení jednotlivých zrn struskového kameniva*. Proto se ihned přikročilo k zabezpečení dolních podlaží nejvyšších budov a byl zahájen průzkum stavu domů a práce pro objasnění příčin poruch (výše uvedené zahraniční zkušenosti nebyly v té době u nás známé).

Projekt

Ve statickém výpočtu se uvažoval účinek svislého a vodorovného zatížení. S účinkem teplotních změn na obvodový plášť se nepočítalo. Normálové síly v obvodových SB stěnách se stanovily nejdříve za předpokladu, že stěnová *nosná konstrukce budovy působí jako celek* podle programu, který však neuvažoval smykovou poddajnost stěn a zvýšenou poddajnost svislých a vodorovných styků. Projektant správně usoudil, že takto vypočtené normálové síly SB stěn jsou nízké, a stanovil normálové síly obvodových stěn také za předpokladu, že obvodové stěny působí samostatně, tj. *že svislé styky mezi vnitřními stěnami a obvodovými stěnami jsou neúčinné*. Na tyto normálové síly posoudil obvodové stěny podle normy ČSN 73 1203 [2]. U šestnáctipodlažních budov navrhoval dolní čtyři podlaží jako železobetonové (s minimální výztuží) a vyšší podlaží z prostého betonu.

Únosnost stěny ze SB předpokládané značky B 80 posoudil projektant s účinkem vzpěru uprostřed výšky podlaží, *nepočítal však se snížením únosnosti v místě vodorovného styku* (*obr. 2*) způsobené vlivem velmi nerovnoměrně rozděleného normálového napětí v patě a záhlaví stěnového dílce v důsledku podstatně vyšší tuhosti uloženého stropního dílce. Chyběla také příčná výztuž v oblastech vodorovných styků, která by však byla (stejně jako navržená svislá výztuž) v mezerovitém betonu neúčinná.

Kvalita provedení

Ke zjištění skutečné pevnosti struskobetonu provedli pracovníci *Technického a zkušebního ústavu v Praze* pod vedením *Ing. Václava Kučery, CSc.* průzkum skutečné pevnosti SB. Na jednom objektu byl *jádrovými vrtáky průměru 100 mm* odebrán v různých podlažích větší počet vzorků. Pro 57 vzorků, které se při odebírání neporušily (*obr. 3*), vyšly pro krychelnou pevnost betonu hodnoty:

průměr R_{bm} = 6,22 MPa,

směrodatná odchylka s_R = 2,43 MPa,

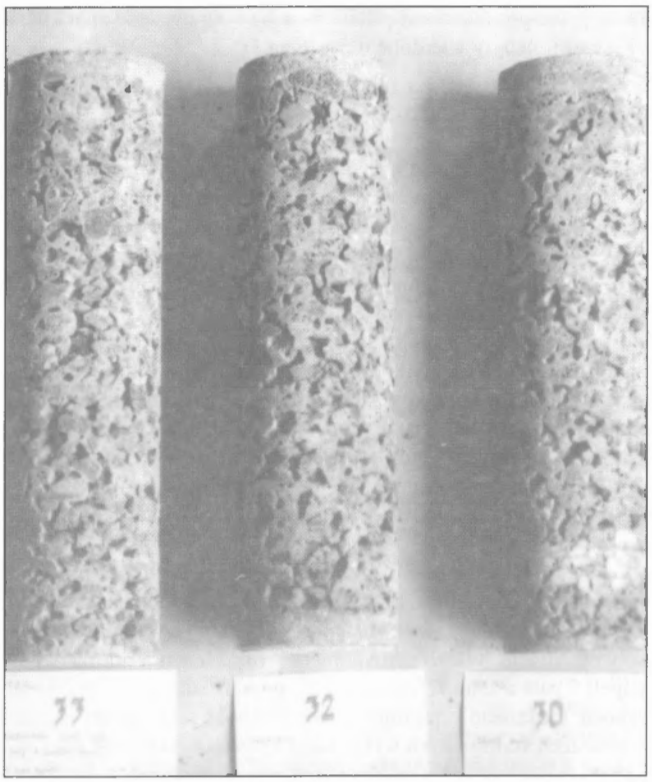
tedy podle normy ČSN 73 0038 zaručená (charakteristická) pevnost: R_{bg} = 6,22 - 1,64 x 2,43 = 2,2 MPa.

Rozptyl pevností od nejnižší hodnoty 2,3 MPa do nejvyšší hodnoty 8,9 MPa při variačním součiniteli kolem 40 % vysoko překračuje rozptyly běžně používaných stavebních materiálů, jako je obyčejný hutný beton nebo cihelné zdivo. Při odebírání vzorků se v některých místech zjistila separovaná zrna a také zrna porušená příčným tahem, jak je patrné ze snímku na *obr. 4*.

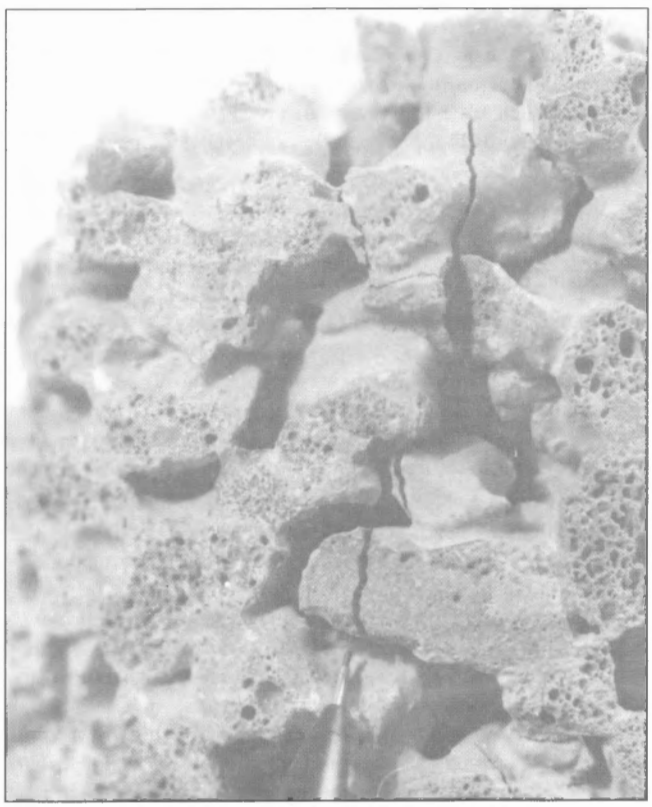
Při vyhodnocení výsledku zkoušek byla stanovena *„náhradní"* značka betonu B 36 a pro posouzení podle mezních stavů se zřetelem k vyšší pevnosti povrchových vrstev byla stanovena výpočtová pevnost v tlaku R_{bd} = 1,5 MPa.

Kontrolní systém kvality dílců během výroby zahrnoval průběžné zkoušky krychlí a v určitém období i *zkoušky stěnových dílců*. Krychelná pevnost byla hodnocena v některých obdobích jako nevyhovující, avšak pokles pevnosti nebyl tak velký, jak bylo zjištěno zkouškami vývrtů. V rámci povinného hodnocení se *zkoušely*

také dílce, avšak se zřetelem k možnostem zkušebního zařízení pouze na záměrně vyrobených menších prvcích. Byly uznány jako vyhovující při mezním napětí v tlaku 4,9 MPa, zatím co v projektu uvedené značce B 80 odpovídalo mezní napětí v tlaku 6,4 MPa.



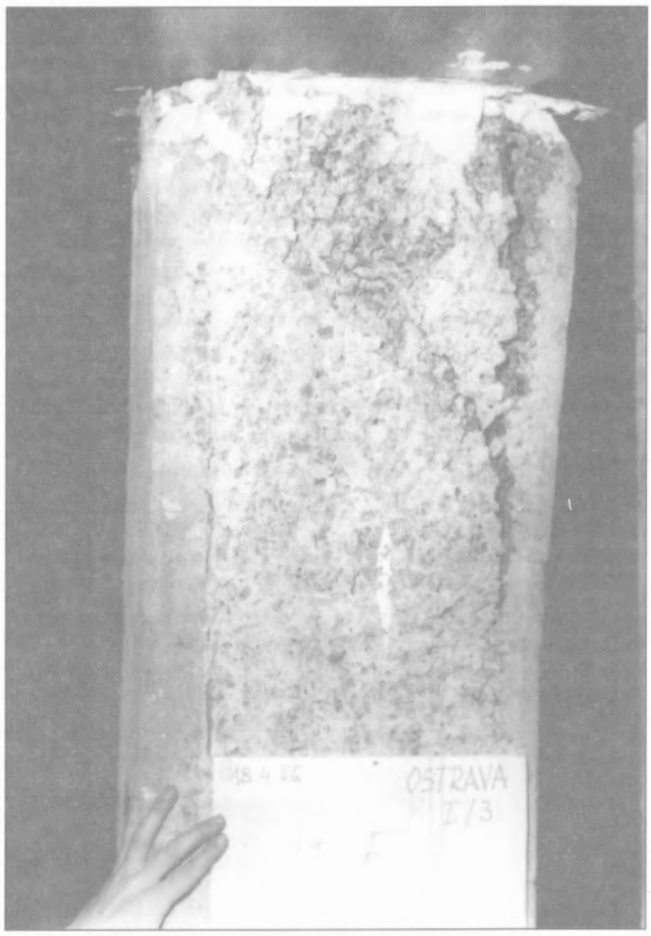
Obr. 3 – Válcové zkušební vzorky SB stěn získané jádrovými vrtáky C 100 mm / *Cylindrical specimens-drilled cores 100 mm from SC walls*



Obr. 4 – Detail porušených SB zrn příčným tahem / *Failure of granular slag materil caused by transverse tensile stress*

Kontrolní systém sice signalizoval určité snížení projektem předpokládané pevnosti, avšak vzhledem k odlišným podmínkám výroby *pevnostem zjištěným na zkušebních krychlích zřejmě neodpovídaly nízké pevnosti v expedovaných dílcích.*

Pro ověření okamžitého zesílení tří dolních podlaží šestnáctipodlažních domů ocelovými prvky byly zkoušeny ve *Výzkumném ústavu pozemních staveb v Praze Ing. Ivanem Řehořem* a autorem tohoto článku nezesílené dílce dodané ze skládky z výrobny. Průměrná pevnost v tlaku R_{bu} zjištěná zkouškami tří dílců byla 5,2 MPa, což se příliš nelišilo od shora uvedené pevnosti na záměrně vyrobených dílcích při povinném hodnocení. Při zkouškách se projevila značná *nehomogenita průřezu*, takže při působení zatěžovací síly v těžišti průřezové plochy vznikla výstřednost. Závislost poměrného stlačení na zatěžovací síle byla přibližně lineární až do 75 % síly na mezi porušení. *K porušení došlo náhle* bez předchozího rozvoje trhlin na povrchu tělesa. Po *oddělení hutné povrchové vrstvy se rozdrtil struskobeton* ve vnitřní části dílce, jak je patrné z *obr. 5*. Jde o typický způsob porušování těchto stěn, kdy se nejdříve oddělí (vybočí) povrchové vrstvy, a pak se zatížení přenese v plné hodnotě na struskobeton. Je tím zdůvodněno i objevení prvních trhlin na stavbách na bočních čelech SB dílců.



Obr. 5 – Porušení obvodového SB dílce při zkoušce tlakem / *Failure of peripheral SC wall element during compression test*

Příčiny poruch a sanace domů

Jako *hlavní příčina zjištěných poruch byla jednoznačně stanovena nízká a nerovnoměrná pevnost struskobetonu v dílcích*, která je zcela nedostatečná pro nosné stěny vícepodlažních budov. Byly zjištěny i další nedostatky (ve vyztužení dílců, v provedení styků apod.), které však ve srovnání s hlavní příčinou mají význam podružný.

Pro zvýšení únosnosti obvodových dílců se uvažovalo několik možností, byla však zvolena technologie *injektáže cementovou směsí*, vypracovaná a vyzkoušená pracovníky *Vodních staveb v Praze*. Směs se vháněla pod tlakem 100 kPa trubkami ∅ 12 mm do hloubky 250 mm. Trubky byly umístěny ve třech řadách po výšce podlaží ve vzdálenostech 800 mm. Spotřeba směsi byla 22 % objemu dílce, objem mezer mezi zrny kameniva byl tedy poměrně velký. Injektáž se prováděla v nadzemních podlažích z vnějšího líce budovy z lešení *bez vystěhování obyvatel bytů*. Nevýhodou injektáže bylo pronikání injektážní směsi do míst kolem okenních otvorů, do vnitřních styků a do nenosných obvodových dílců a dále nutnost dočasného odpojení elektrického vedení vzhledem ke snížení izolačního odporu následkem promáčení stěn. Pevnost injektovaného struskobetonu odpovídala značce 250.

Injektáží obvodových stěn se snížily jejich tepelně technické izolační vlastnosti. Stěny se tedy musely opatřit *tepelně izolačním obkladem* nejméně v rozsahu injektovaných stěn.

Nutný rozsah sanace a účinek teplotních změn obvodového pláště před injektáží i po provedení tepelného obkladu byl stanoven dodatečným výpočtem.

Dodatečný výpočet nosné stěnové soustavy

Pro stanovení nutného počtu podlaží injektovaných struskobetonových stěn a nutného počtu podlaží tepelného obkladu (tj. zda je z hlediska spolehlivosti nutno obkládat i nezainjektované části obvodových stěn) provedl autor tohoto příspěvku nový výpočet nosné soustavy, ve kterém vycházel ze skutečných pevností struskobetonu. Uvažovalo se zatížení silové i zatížení vynuceným přetvořením vyvolaným změnou teploty obvodového pláště; při stanovení tuhosti stěnové soustavy se počítalo se zvýšením poddajnosti stěn vlivem vodorovných a svislých styků. Bylo nutno řešit původní soustavu nezesílenou i soustavu zesílenou v dolních podlažích s tepelným obkladem, tedy soustavu po výšce proměnnou. Autor použil k výpočtu vlastní metodu, která je stručně popsána v příspěvku [3], ve kterém jsou uvedeny některé charakteristické výsledky.

Při řešení nezesílené stěnové soustavy se uvažoval nejdříve výpočtový model (označený I) stěnové soustavy jako jediného prostorového celku, tj. s účinností všech svislých styků mezi stěnovými dílci. Při velmi nízké tuhosti v tlaku obvodových stěn v porovnání s tuhostí vnitřních betonových stěn se přenášelo svislé zatížení obvodových stěn do vnitřní stěnové soustavy. Ukázalo se, že smykové síly ve svislých stycích mezi obvodovými a vnitřními stěnami (označené na *obr. 1* čísly 2 a 8) již od samotného účinku svislého zatížení značně překračovaly nejen výpočtové hodnoty na mezi porušení styku bez hmoždinek, ale i předpokládané hodnoty mezní (nízká únosnost styku č. 8 byla prokázána i dodatečně provedenými zkouškami).

Proto se vnitřní síly od účinku zatížení u nezesílené soustavy stanovily *z výpočtového modelu za přepokladu, že svislé styky č. 2 a 8 jsou neúčinné* (model II). Normálové síly ve SB stěnách od silových zatížení byly u tohoto modelu značně vyšší, než u modelu I a od zatížení změnou teploty naopak nižší.

Výsledkem řešení byl závěr, že pro zajištění spolehlivosti nosné stěnové soustavy *lze ponechat nejvýše sedm podlaží shora neinjektovaných* za předpokladu, že bude zainjektován i vodorovný styk nad posledním zainjektovaným podlažím. Řešením zesílené soustavy, opět za předpokladu, že v nezesílené části stěn jsou styky č. 2 a 8 neúčinné, se zjistilo, že *nezainjektované části stěn není nutné z hlediska spolehlivosti chránit tepelně izolačním obkladem.* Z hlediska energetického a pro snížení namáhání by byl obklad na celou výšku budovy samozřejmě výhodný.

Speciálním problémem u stěnových soustav, které jsou v porovnání se skeletovými soustavami velmi tuhé, je *výpočet účinku vynucených přetvoření*, který by odpovídal skutečnosti. Výpočet tohoto účinku metodami lineární mechaniky, který vychází z modulů pružnosti materiálu a ze skutečného rozdělení teplot vede často k závěrům, jež jsou v rozporu se skutečností. Tato problematika je blíže popsána v příspěvku [3]. V každém případě (tj. i u obvodových stěn nespolupůsobících s vnitřní stěnovou soustavou) je nutné počítat s účinkem teplotního spádu, který zvětšuje výstřednost svislé normálové síly v obvodové stěně, jak je v příspěvku [3] uvedeno.

Závěr

Naše zkušenosti s použitím lehkého betonu z pórovitého kameniva jako konstrukčně izolačního materiálu pro vícepodlažní budovy jsou velmi podobné zkušenostem německým. Vzhledem k mezerovité struktuře takového lehkého betonu je nutně jeho pevnost nízká a má mimořádně velký rozptyl. Při dlouhodobém zatížení pokračuje přetvoření prvků, dochází k oddělení zrn kameniva, popř. k porušení příčným tahem a vznikají závažné poruchy, popř. i zřícení budov. Přitom trhliny nemusí být na povrchu viditelné a objeví se až po odstranění povrchové úpravy stěn. Mezerovité lehké betony lze použít jako nosné jen pro nízkopodlažní domy. Podle uvedených německých zkušeností bylo i sedm podlaží mnoho.

Kontrola objemové hmotnosti stěn z lehkého betonu pro zajištění tepelně technických vlastností je snadná a zpravidla se provádí. Nedostatky jsou však v zavedení takového *kontrolního systému kvality výroby*, který by zajišťoval požadovanou pevnost ve stěnových prvcích. Přitom je třeba počítat s tím, že při dlouhodobém zatížení poklesne pevnost mezerovitého lehkého betonu značně více, než u obyčejného hutného betonu.

Při výpočtu složitých konstrukčních soustav se běžně využívá programů pro počítače. Mnozí projektanti používají programy, aniž by věděli, jaký výpočtový model je v programu zaveden. *Úlohou statika je právě především stanovení výpočtového modelu blízkého skutečnosti.* Tak v našem případě byl *zcela nevhodný* model prostorové stěnové soustavy při zanedbání smykové poddajnosti stěn včetně styků a *bez ověření, zda styky mezi stěnami jsou schopny přenést odpovídající smykové síly*. To by vedlo k podstatnému snížení normálových sil v obvodových stěnách od silového zatížení, což naštěstí statik v projektovém ústavu ihned postřehl, nikoliv však někteří jiní pracovníci při dodatečných výpočtech, kteří pak dospěli k jiným závěrům o hlavních příčinách poruch.

U montovaných staveb musí být vždy posouzeny styky, které zpravidla představují slabé místo. V daném případě bylo třeba posoudit kromě svislých styků i vodorovný styk, a pokud k tomu nebyly vhodné předpisy, nezbývalo než provést experimentální ověření, a to zejména v případě, kdy se jednalo o větší počet budov.

Literatura

[1] **Plank, A., Weber, D.:** Ziegelsplitt-Schüttbeton – Untersuchung eines Schadensfalles. Bautechnik, roč. 83, 1986, č. 5, s. 156-163.

[2] **ČSN 73 1203-74** *Navrhování konstrukcí z lehkého betonu z pórovitého kameniva.*

[3] **Horáček, E.:** Doporučení pro navrhování vícepodlažních budov s nosnými jednovrstvými obvodovými stěnami s uvažováním vlivu teplotních změn. *Stavební obzor*, roč. 3, 1994, č. 1, s. 2-6.

Ing. Evžen Horáček, DrSc., *U třetí baterie 15, 162 00 Praha 6*