

SANACE 50 M VYSOKÉHO DVOJPLÁŠŤOVÉHO SILA U OCHSENFURTU, NĚMECKO

MAINTENANCE OF A DOUBLE-SKIN, 50 M HIGH SILO NEAR OCHSENFURT, GERMANY

**JOHANN BLEIZIFFER, MARKUS
DEML, EDUARD HOBST,
CARSTEN NECHWATAL, ANDREAS
WELTNER**

Sanační práce na železobetonové konstrukci sila na bílý cukr s dvojitým cylindrickým pláštěm byly pozoruhodné svým charakterem i rozsahem. Výklad se soustřeďuje na rozbor chyb v důsledku nedokonalé analýzy zatěžovacích stavů a přílišného zjednodušení mechanického modelu konstrukce.

The paper deals with a large-scale rehabilitation of a double-shell cylindrical white sugar silo. The works were extraordinary in character and extent. Main concern is analysis of the damages in the reinforced concrete structure due to load underestimation and excessive simplification of the mechanical model.

HISTORIE STAVBY

Silo bylo vybudováno v roce 1969 jako první část třídílného investičního celku firmy Südzucker AG, Ochsenfurt v Dolních Francích (obr. 1). Dosahuje celkové výšky cca 53 m a je zakryto žebrovanou kupolí s vnějším taženým věncem. Vnější i vnitřní pláště mají tloušťku 220 mm a průměr 34,4 resp. 21,2 m. Při výšce stěn pláště 44 m dosahuje plnění obou komor maximální kóty 41,5 m (obr. 2).

Oba soustředné válcové pláště vycházejí ze 700 mm tlusté hřibové desky překrývající sklepní prostor světlé výšky 3 m. Zatímco stropní deska je pod vnitřním pláštěm podepřena soustavou 12 sloupů rozměrů 1,2 x 1,5 m s hřibovými hlavicemi 2,2 x 2,5 m, přechází vnější plášť sila v sklepní části do mírně excentricky navazující kruhové stěny tloušťky 400 mm, která slouží i jako vnější liniová podpora desky. Kromě toho je stropní deska pod vnitřní komorou podepřena na kruhu o průměru 10,6 m obdobným systémem 12 sloupů rozměrů 0,5 x 0,7 m s hlavicemi 1,2 x 1,5 m. Obvodová stěna zavazuje do základové desky tloušťky 900 mm, zesílené náběhy na 1,4 m pod sloupy vnější osnovy (obr. 2).

Pro celou konstrukci sila byl použit beton B300 (podle vydání DIN 1045 z roku 1969). Armování se nedalo provést bez techniky předpínání: ve vnější stěně se použila splétaná lana systému Leoba S 33 (8 φ8) oceli Sp 1300/1550 v prstencovém uspořádání s proměnným odstupem po výšce 250 až 1000 mm (obr. 7). Všeobecně však byla použita betonářská ocel BSt 420/500. Výztuž stěn byla vytvořena klasicky – jako ortogonální soustava svislých a vodorovných prutů u horního i dolního líce. Stropní kruhová deska byla armována dvojím způsobem: (a) až po vnitřní soustavu sloupů – systémem tangenciálních a radiálních prutů; (b) ve vnitřním kruhu průměru 10,6 m pevně situovaným ortogonálním systémem.

PROVOZNÍ PORUCHY SILA

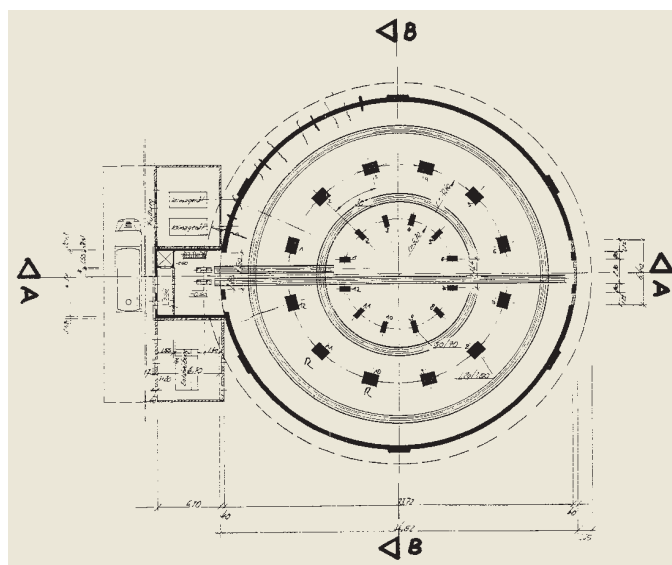
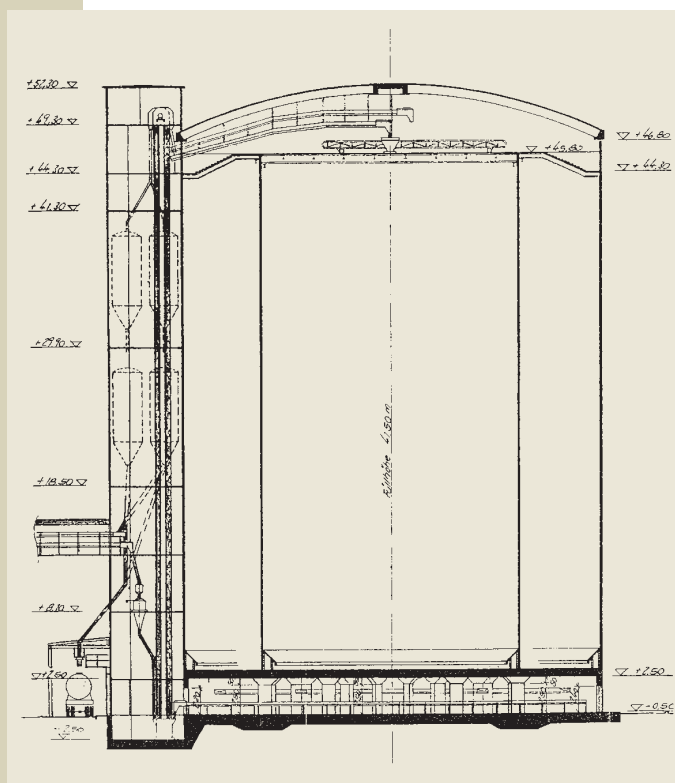
V provozu sila docházelo k stále častějším úkazům konstrukčních závad. V surovém cukru se nacházely opadané betonové úlomky. Proto už koncem 80. let byla provedena důkladná „bezpečnostní prohlídka“ konstrukce včetně systematické kontroly stěn sila. Bylo shledáno výrazné a rozsáhlé poškození stěn hlubokými trhlinami. Na spodní straně desky dna, zvláště na výběhu sloupových hlavic a v okolí vyprázdňovacích otvorů, byly objeveny závažné trhliny.

Vlastní příčina pozorovaného opadávání

Obr. 1 Celkový pohled na komplex (pojednávávané silo je v popředí)

Fig. 1 General view of the complex (with the silo in the foreground)





Obr. 3 Půdorys podsklepení (výřez z původního plánu)
Fig. 3 Floor plan of the basement (detail of the original plan)

Obr. 2 Svislý řez silem (výřez z původního plánu)
Fig. 2 Vertical section of the silo (detail of the original plan)

konstrukčního betonu však měla původ ve střešní kupoli a horní stropní konstrukci. V této části konstrukce, která byla v provozním stadiu běžně přístupná, se projevil poruchy nejjevněji.

Zpráva vypracovaná roku 1988 v souvislosti s prověřením stavu konstrukce uvedla jako hlavní příčinu jejího katastrofálního stavu podcenění návrhového zatížení. Tento závěr vyplynul z formálního porovnání specifické sypné hmotnosti bílého cukru podle starého vydání normy DIN 1055/6 [3], platného v době projektu sila, a její novely z roku 1987. Hodnoty $\gamma = 8,0$, resp. $\gamma = 9,5 \text{ kN/m}^3$ ukazují, že při zachování všech ostatních předpokladů původního statického výpočtu je zatížení sila cca o 19 % vyšší. Tato diference však nevysvětlila závažné zjištění, publikované ve zprávě, že výztuž vnějšího pláště je zřejmě namáhána až na mez kluzu: podle průběžně platného konceptu „staré“ DIN 1045 [2] je rezerva bezpečnosti za provozu od stavu na mezi únosnosti v tahu 75 %. V kritickém stavu byl shledán i vnitřní plášť.

DIAGNOSTICKÝ PRŮZKUM 2000

Není známo, proč se sanace doporučena v roce 1988 déle než jedno desetiletí odkládala. Teprve v roce 2000 majitel sila pověřil projekční ústav SEIB Ingenieur-Consult, Würzburg, vypracováním nového sanačního dobrozdání.

Od nového sanačního průzkumu se očekávalo, že uspokojivě vysvětlí katastrofální míru přetížení konstrukce a všechny registrované poruchy, což se nepodařilo v plném rozsahu průzkumu a zpráve z roku 1989. Prověřením stavu konstrukce, včetně prohlídky stěn obou vyprázdňovacích komor, se dospělo ke zjištění, že stav konstrukce se od prohlídky v roce 1988 podstatně zhoršil. Např. na vnitřním plášti byly při částečném naplnění sila dokonce objeveny zřetelné vybouleniny, které se po vyprázdnění pružně stáhly.

Firma Seib se úkolu zhostila se ctí. Seznam poruch a jejich odhadnutých příčin z roku 1989 byl doplněn. Díky detailnímu průzkumu a dokumentaci závad konstrukce se utvořil poměrně dokonalý obraz nedostatků, a tak mohla být vypracována účinná koncepce sanace.

Shrňme systematicky poruchy zaznamenané při obou bezpečnostních kontrolách (1989 a 2000) včetně jejich vysvětlení.

Poruchy střešní kupole

Kruhový prstenec kupole uložený na vnější stěně sila vykázal uprostřed každého rozpětí mezi dvěma žebry kupole trhlinu až 1 mm širokou, dobře patrnou na vnitřní i spodní straně. Tato porucha se vysvětlila jako chyba prutového modelu kupole, v kterém se zakřivený tahový prstenec de facto považoval za n-úhelník přímých pru-

tů, a jeho výztuž tomu nebyla ani náznakem přizpůsobena. V důsledku kumulace velkých deformací (tendence prstence deformovat se mezi styčnickými do přímky) se otevřely v blízkosti prstence spáry mezi střešnicemi z dutých bimsbetonových tvárnic, až se vysunula pera z drážek, kterými do sebe zapadaly. Časem se vyvinul rozdílný průhyb prefabrikátů střešnic, jež vedl k postupnému protrhávání střešní krytiny a zatékání. Ve styčnicích mezi prefabrikáty žebrování kupole a prstencem došlo ojedinele dokonce k odpráskávání betonu a výplně spár.

Poruchy mezilehlého stropu

Strop slouží obsluze komor sila, tedy především kontrolovanému násypu surového cukru, který se dopravuje vnějším výtahem (obr. 1). Jeho nosnou částí nad vnější komorou jsou radiálně uspořádané prefabrikované železobetonové nosníky; nad vnitřní částí sila plní tuto funkci ocelový rošt. Nosníky jsou překryty částečně zmonolitněnými prefabrikovanými deskami. Okolo uložení nosníků obou osnov došlo k opráskávání betonu a ve stropní desce se podél stěny vytvořily 3 až 4 m dlouhé trhliny šířky od 10 do 40 mm! Strop poklesl v průběhu provozu o několik centimetrů a byl několikrát nadzvedáván; žebra se ukládala na náhradní ocelové konzoly. Hlavní příčinou těchto



Obr. 4 Pohled do vnější komory sila: viditelné trhliny ve vnějším pláští
Fig. 4 View of the external chambers of the silo: visible cracks in the external jacket

poruch byla zřejmě nadměrná poddajnost vnějšího, nesprávně konstruovaného tahového prstence, která se přenesla i do stropní desky, nezpůsobitelné pro zachycení vnucených deformací ve své rovině. Na pokles stropu však mělo vliv i boulení vnitřního pláště, jakož i naklonění celého sila směrem k sousedním dvěma silům komplexu, které ve vrcholu činí 150 mm. Souhrně lze říci, že konstrukci citelně chybí okrajové ztužení, kterým se mohla stát např. právě stropní deska konstruovaná jako tuhé diafragma.

Poruchy vnějšího pláště

Kontrolována byla vnitřní strana stěny. Těsně pod horním stropem byly viditelné v odstupu asi 1,4 m zhruba 3 m dlouhé svislé trhliny. Asi v polovině výšky stěny byly pozorovány svislé trhliny s odstupem mezi 250 a 1200 mm (obr. 4). Přibližně podél poloviny trhin obou výrazných soustav byl oprýskán perfolonový nátěr.

Poruchy vnitřního pláště

Kontrolována byla vnější strana stěny. V úrovni asi 5 m pod horním stropem byl nátěr velkoplošně opadán. Pod uložení dvou z radiálních nosníků stropu (nad vnější komorou) se zjistily 2 m dlouhé svislé trhliny. V celém rozsahu stěny však probíhaly svislé trhliny v poměrně pravidelném odstupu cca 350 mm; v polovině výšky stěny byly trhliny nejvýraznější, soudě podle rozsahu oprýskání ochran-

ného nátěru. Zmíněná vyboulení stěny obsáhla plochu několika m² – naměřené globální naklonění sila vysvětluje i ovalizaci pláště, jež činí v hlavní ose několik desítek mm.

Poruchy dna sila

Stropní deska nad sklepním prostorem tvořící dno sila vykazovala na spodní straně velké množství trhlin vycházejících primárně z rohů vstupních, resp. vyprázdnovacích otvorů. Kromě toho se objevily poměrně pravidelně rozložené dlouhé radiální trhliny ve vnějším prstenci desky (obr. 5); i v ostatních oblastech desky se našly trhliny téhož charakteru, ovšem již řidčeji. Pro všechny trhliny v desce dna byly společným rysem relativně velký vzájemný odstup a s ním související velká šířka, jakož i vysoký stupeň zanesení nečistotami a poměrně vysoké stáří.

Poruchy stěny a sloupů sklepa

Na vnější stěně v sklepní části byly na více místech viditelné svislé trhliny probíhající po celé výšce. Sloupy ve sklepe nevykázaly, s výjimkou diagonálních trhlin ve střední třetině dvou sloupů vnitřní osnovy, žádná poškození.

Poruchy základové desky

Krytí estrichem nedovolilo vizuální kontrolu stavu desky. Předběžné statické opouzení desky však ukázalo 10 až 20% překročení původně dovoleného namá-



Obr. 5 Radiální trhliny na spodním líci desky dna
Fig. 5 Radial cracks in the bottom face of the base

hání základové spáry (450 kN/m²) a menší než očekávanou rezervu únosnosti.

KONCEPCE SANACE 2001

Ke koncipování generální opravy konstrukce sila se přistoupilo koncem roku 2000; dokončena byla začátkem 2001. Vychází především z diagnostického průzkumu 2000, ale zohledňuje i výsledky četných porad, dílčích studií a dalších dobrozdání na různých úrovních.

Koncepce sanace vypracovaná firmou Seib Ingenieur-Consult je rozsáhlá. Z hlediska užšího zaměření tohoto článku na sanaci pláště a dna sila se dá charakterizovat následujícími kroky (obr. 6):

- Stěny pláště budou zesíleny spolu se stropní deskou v rámci jednoho pracovního procesu technologií železobetonu.
- Zesílení obou stěn se provede z vnější komory; ve vnitřní komoře bude zesílena pouze deska.
- Pro stěny se použije posuvné bednění tak, že se dobetonují dva paralelní železobetonové pláště tloušťky 150 až 250 mm v přímém „tlakovém“ dotyku se stávajícími stěnami, avšak odděleny spojitou plastickou fólií. Toto opatření je charakteristické pro sanace sil na cukr,

kteřý výrazně zpomaluje proces hydratace cementu. Cukr lpí tak pevně na povrchu stěn a v rozsáhlých trhlinách, že jeho odstranění by vyžadovalo nákladné a z hlediska stability silně problematické odstranění hluboké vrstvy konstrukčního betonu. Vyčištění a zainjektování nejvýraznějších trhlin před vlastní betonáží bylo však do návrhu sanace zahrnuto.

- Stanovení tloušťky nadbetonování stropní desky vyplývá z nutného statického výpočtu. Zde se samozřejmě odstranění vrchní vrstvy poškozeného betonu až po zdravý beton koncipovalo, protože se počítalo s vytvořením monoliticky spřaženého železobetonového průřezu.
- Armování stěn se provede analogicky výztuži stávajících stěn. Dobetonovaný průřez desky dna se doplní jednak staticky potřebnou horní výztuží, jednak konstrukční směřovací výztuží na styku se stávajícím povrchem. Kotvení výztuže do stávajícího betonu se provede systematickým navrtáním kotvicích otvorů pro jednotlivé pruty a jejich zatmelením epoxidovou záplivkou.

STATIKA A KONSTRUKČNÍ NÁVRH SANACE

Projekční ústav SEIB Ingenieur-Consult, Würzburg byl pověřen i vypracováním vlastního projektu sanace, jakož i jejím stavebním dozorem. Provedení statické analýzy a konstrukčního návrhu hlavní

části sanace – rekonstrukce obou plášťů a dna sila – na úrovni návrhového a zadávacího projektu bylo svěřeno konstrukční kanceláři Ingenieurbüro Dr. Hobst, Nürnberg. Popisem hlavních kroků této části projektu a jeho porovnáním s původním statickým výpočtem z roku 1969 se vysvětlí prvotní příčiny poruch.

Zatížení

Zatížení v silách je dáno normou DIN 1056/6 [3]. Jak bylo uvedeno, už sám vývoj této normy od verze z listopadu 1964 do současně platného vydání z května 1987 „zvýšil“ zatížení sila o 19 %. Statik však vyšel z řady subjektivně chybných předpokladů:

- Všeobecné rotační symetrie jak zatížení tak samotné konstrukce,
- Udržování provozní výšky zásypu v obou komorách na stejné výši,
- Rovnoměrného plnění a vyprázdňování komor jak po obvodě, tak vzájemně.

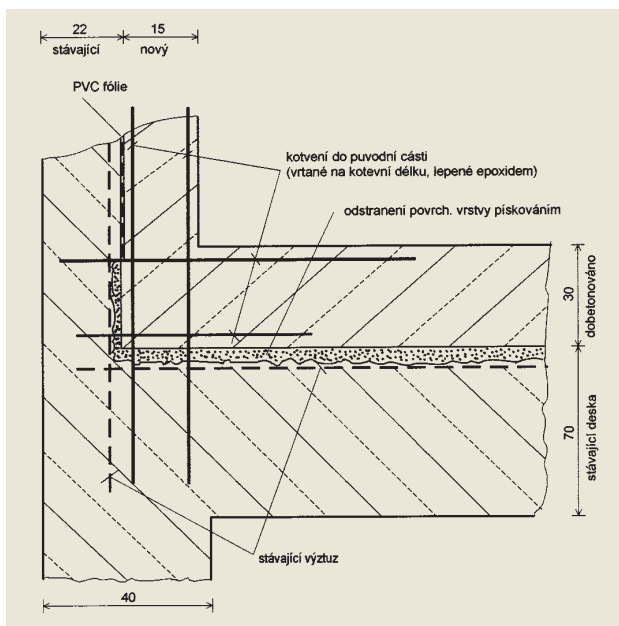
Prověřením historie provozu sila se zjistilo, že už na začátku provozu byla vnější komora zcela zaplněna, zatímco vnitřní komora zůstala prázdná. Takové drastické přetížení sila se zřejmě nestalo pravidlem, ale uvedené předpoklady nebyly dodr-

žovány. Při plnění a zvláště vyprázdňování sila se v zásypu vytvářejí proměnné oblasti se stojícím a plynoucím materiálem, vyvolávající dynamické účinky, které se podle [3] vyjadřují kvazistatickými multiplikátory zatížení. V důsledku „živelného“ skladovacího režimu se přetížení sila stalo nekontrolovaným.

Pro statickou analýzu sanace a příští provoz se vytvořily zásady obhospodařování zásypu tak realistické, aby je bylo možno dodržet. Připustilo se, že úplná rovnoměrnost zásypu je iluzorní; rozdílly ve výšce do 4 m se přijaly jako kompromis. Pro statický výpočet se vzala diference dvojnásobná, čímž se vyjádřila – v rámci zachovaného zjednodušeného předpokladu rotační symetrie – i nerovnoměrnost zásypu po obvodu.

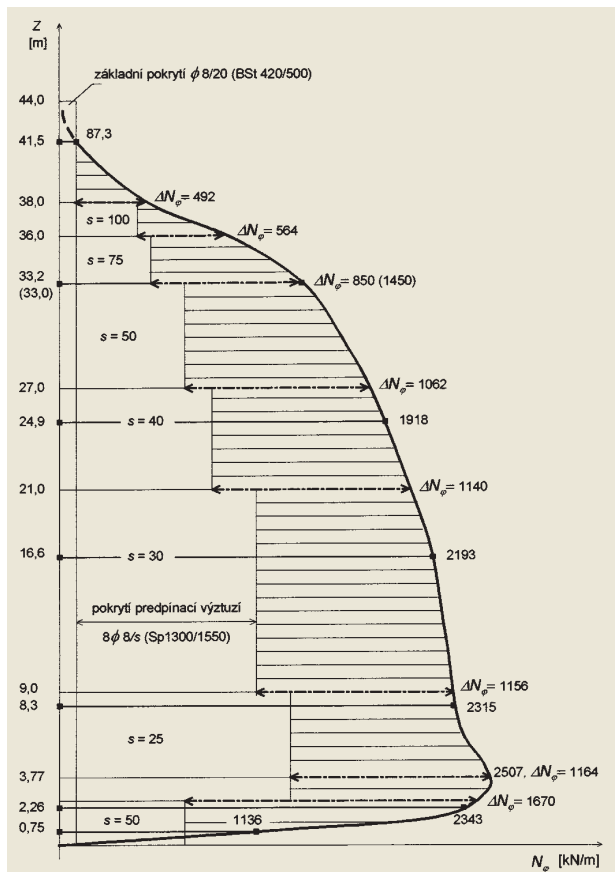
Zatěžovací faktor vyprázdňování sila má podle [3] hodnotu 1,20. V 70. letech proběhl doplňující výzkum vývoje zatížení v silách, který prokázal, že zohlednění tlakových poměrů v prstencovitých zásobnících vyžaduje, hlavně v důsledku větší

Obr. 6 Detail zadávacího projektu: zesílení vnější stěny a desky dna
Fig. 6 Detail of the design development document: strengthening of the exterior wall and base slab



Obr. 7 Schéma deficitního krytí vodorovné (prstencové) normálové síly ve vnější stěně

Fig. 7 Diagram of the critical covering of the horizontal (ring) normal force in the exterior wall



nerovnoměrnosti toku zásypu, vyšší kvazistatický přídatný faktor zatížení. Tento závěr platil pro vnější komoru sila, a proto byl zaveden další násobný faktor hodnotou 1,20.

Naklonění sila se zohlednilo globalizujícími úvahami tak, že zatížení pláště se přisoudily další paušální násobné koeficienty: vnějšímu – 1,12; vnitřnímu – 1,07.

Stěny pláště

Předpoklad formálního zachování rotační symetrie zatížení se vztáhl i na působení kruhově cylindrických stěn. Základní řešení se provedlo podle zásady použití co nejjednoduššího výstižného mechanického modelu. Stal se jím spojitě pružně uložený nosník poddajně vetknutý na spodním okraji. Vzhledem na poměrně rozsáhlou soustavu zatěžovacích stavů vyplývajících z koncepce zatížení se použil programový systém Esa-Prima Win firmy SCIA (v České republice prodáváný pod obchodním názvem NEXIS).

Přepočít stávající konstrukce podle tohoto modelu potvrdil pozorování poruch dokumentované zprávami z let 1989 a 2000. Zvláště pozoruhodná byla tato zjištění:

- Horizontální (prstencová) výztuž vnějšího pláště je prakticky po celé výšce výrazně poddimenzovaná (obr. 7); v rozsáhlých oblastech je při provozním zatížení dosažena mez kluzu předpínací (ovšem i základní betonářské) výztuže.
- Podobná situace je u vertikální výztuže ve spodní části (do 8 m výšky) vnitřního pláště. Vysoké tlakové síly jsou důsledkem plášťového tření z obou stran stěny. Průřez je přetlačen, a výztuž překračuje mez kluzu v tlaku při uvažování ekvivalentní třídy betonu B25 podle [2]. Při uvažování třídy B35, která byla nezávazně potvrzena nedestruktivními zkou-

škami, se sice mez kluzu nedosáhne, ale poddimenzování zůstává i tak katastrofálním.

Podle koncepce sanace byl vytvořen mechanický model podle schématu na obr. 8. Oddělující PVC fólie neumožní plně spřáhnouti obou průřezů; po důkladné diskuzi se zkušebním inženýrem však byl přijat předpoklad dokonalého tlakového kontaktu obou dílčích průřezů. Úvahy statického výpočtu o jejich spolupůsobení v konstrukci vedoucí na výpočtové rozdělení namáhání pro závěrečné dimenzování a průkaz únosnosti, rozdílné pro vnější a vnitřní stěnu, jsou poměrně obsáhlé. V rámci tohoto výkladu shrneme parametry modelu:

- Pro obě stěny se zvolila minimální koncipovaná výška průřezu 150 mm, neboť snaha o omezení hmotnosti se prosadila jako prioritní.
- Dobetonované vnější stěně se přisoudí vodorovná výztuž rovná zjištěnému deficitu (obr. 7). Tato hodnota se zvýší na stranu bezpečnosti o 33 %. Svislá výztuž se navrhne ve stejném provedení jako výztuž stávající vnější stěny, resp. přímým výpočtem, jak je dále naznačeno u vnitřní stěny.
- U vnitřní stěny byla situace složitější: oboustranné zatížení střídavých poměrů se roznáší ve svislém směru (plášťové tření) na oba dílčí průřez odděleně; ve vodorovném směru se spolupůsobení modelovalo podle ortotropního schématu na obr. 8. Definovala se náhradní výška průřezu h' pro definici ohybové tuhosti děleného průřezu podle vztahu (1).

$$h' = (h_1^3 + h_2^3)^{1/3} \quad (1)$$

Nová vnitřní stěna byla dimenzována na podíl vnitřních sil z vodorovného zatížení náhradního systému odpovídající poměru ohybových tuhostí obou částí (poměr třetích mocnin dílčích průřezových výšek), zvýšeného, jako u vnější stěny, o 33 % na ni připadajícího svislého zatížení z plášťového tření. Analogicky byla prokázána dostatečná únosnost "odlehčené" stávající stěny.

Princip volby co nejjednoduššího mechanického modelu je jednou "stranou mince". Zjednodušování "za každou cenu" skrývá nebezpečí podcenění i zásadních aspektů působení konstrukce. Toho se dopustil statik v roce 1969, když analyzoval konstrukci sila výhradně rotačně symetrickým modelem; pravda, jeho výpočtové možnosti byly proti dnešku omezené. Při dimenzování vnitřního pláště v oblasti nad přechodem do desky dna zapomněl, že ne deska, ale vnější soustava sloupů pod ní přenáší reakce jak ze stěny, tak z desky do základu. Deska mezi hlavicemi neslouží jako podpěra stěny, nýbrž se sama do stěny „zavěsí“. Stěna musí klenbovým účinkem přenést koncentrace napětí do oblastí sloupových hlavic. Linearizovaným odhadem se prokázalo zhruba dvojnásobné měrné namáhání spodních průřezů stěny oproti ideálnímu rotačně symetrickému rozdělení. Přesnější posouzení se ovšem provedlo pomocí programu ESA. Při dimenzování stěny pláště modulem NEDIM se ověřila nevýhodnost tohoto druhu namáhání, které znamená i výrazný stěnový smyk. Při něm jsou rovnocenně „brány v potaz“ výztužné pruty obou osnov, a vyztužující médium beton se dostane do kritického stavu únosnosti, jak bylo ukázáno v [4]. Odtud vyplynula potřeba mohutné výztuže ve spodním oboru stěny výšky cca 8 m. Je třeba dodat, že omyl statika byl napraven zásahem zkušebního inženýra, což se podařilo odhadnout z "nepravdivosti" ve výkresech výztuže.

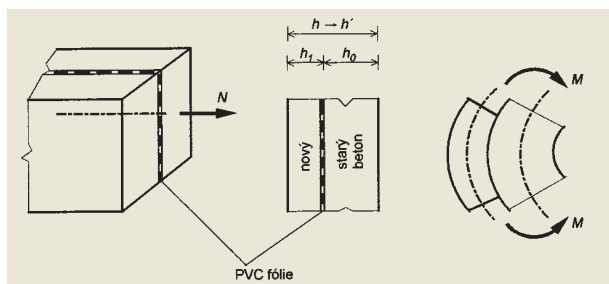
Deska dna

Původní statické řešení desky dna se provedlo pomocí analytických zásad pro kruhově symetrické desky, což byl v tehdejší době standardní postup. Jak bylo připomenuto, deska je kruhově symetrická jen "při pohledu shora". Její dimenzování proto přineslo, což je charakteristickým znakem armování plošných konstrukcí dřívějších let, podceněnou výztuž "podružné" osnovy, v tomto případě tangenciální. To se prokázalo při přesnější analýze (čtvrtinového segmentu) metodou konečných prvků.

Důsledkem mohutných hřibových hlavic je příznivé smykové působení v desce: v původním statickém výpočtu nebyla prokázána potřeba smykové výztuže a deska neobdržela ani na přechodu mezi hlavicemi a standardním průřezem smykové tříminky.

Obr. 8 Představa spolupůsobení stávajícího a dobetonovaného průřezu stěny

Fig. 8 Design of the interaction of the current and added concrete section of the wall





Obr. 9 Výztužná síť vnější stěny a detail zařízení posuvného bednění

Fig. 9 Reinforcing net of the exterior wall and detail of sliding forms

Přesnější analýza však prokázala, že v okolí sloupových hlavic je deficitní i smyková únosnost desky, a je potřebná smyková výztuž.

Zesílení desky nadbetonováním spolupůsobící vrstvy betonu třídy B25 a její vybavení horní výztuží se ukázalo jako jediná schůdná cesta. Analýzou se prokázalo, že zesílení průřezu o 300 mm je ideální. Zvýšením průřezu desky na 1 m se příznivě změnilo poměry smykového namáhání. Horní síťová výztuž se navrhla bez započtení původní horní výztuže, jež se nadbetonováním dostala do blízkosti neutrální osy a ztratila statickou účinnost.

Rozhodující podmínkou pro fungování spráženého průřezu „beton-beton“ bylo bezvadné smykové spolupůsobení v spáře. Tato otázka byla dlouho diskutována. Jak ukazují zkušenosti posledních let, je možné bez speciálních opatření dosáhnout plného spolupůsobení mezi starým a novým betonem při dodržení správného technologického postupu: odstranění povrchové vrstvy do účinné hloubky, důkladné provlhčení starého betonu, vhodná zmitost betonové směsi „prvního dotyku“ atd. Přesto bylo později rozhodnuto pojistit smykové spolupůsobení zabudováním speciálních smykových hmoždinek.

Další aspekty sanace

Autoři odkazují na zprávu [1], která byla sestavena z hlediska průzkumu škod a jejich inventarizace, jakož i detailního popisu jednotlivých sanačních opatření.

PROVEDENÍ SANACE

Provedením sanace byla pověřena firma

Dywidag, Nürnberg, stavebního dozoru se zhostila firma Seib. Práce proběhly úspěšně a, díky dobré organizaci práce a automatizaci betonáže posuvným bedněním, velmi rychle – v letních měsících roku 2001.

Zásadám tvorby mechanického modelu a statického výpočtu sanace stěn a dna sila popsaným v článku odpovídá návrhová a zadávací částí projektu sanace. Vyšly z původní koncepce sanace založené na diagnostice z roku 2000 a důkladného rozboru situace, na jehož konci stála koncepce zesílení průřezů naznačená na obr. 6. Firma Dywidag předložila jednodušší a lacinější protinávrh sanace, který byl investorem přijat pro prováděcí projekt. Jeho hlavním rysem je zjednodušená

výztuž stěn za použití jediné ortogonální výztužné sítě (obr. 9). Je zřejmé, že stupeň zesílení konstrukce, tedy vytvořená rezerva únosnosti, je podstatně nižší než podle pojetí zadávacího projektu. Stavební praxe je plná kompromisů.

ZÁVĚR

Kromě obeznámení české inženýrské veřejnosti s aspekty sanace sila, mimořádné svým objemem i paletou sanovaných závad, měli autoři za cíl poukázat na význam výstižného mechanického modelu konstrukce a jeho bezchybné statické analýzy jako nejlepší prevence závad. V posledních dvou desetiletích se tvárnost praktické statiky změnila v důsledku „všeobjímajícího“ rozšíření počítačových algoritmů. Před třemi, čtyřmi desítkami let byla přirozenou příčinou chyb statických výpočtů – kromě stálepřítomného časového tlaku na statika – nedostatečnost praktických výpočtových algoritmů. Automatizace této nejdůležitější fáze projektování svádí k představě, že kvalifikovaná práce statika a inženýrská intuice se staly zbytečnými. Na druhé straně se však s oblibou a nádechem ironie poukazuje na to, že výsledky „z počítačů“ jsou vždy správné, někdy však popisují jinou než řešenou konstrukci. Realita si s ironií neporadí. Je třeba znovu prosadit zdravý názor, že ideální funkčnosti a dlouhé, bezporuchové životnosti dosáhnou jen konstrukce založené na solidním statickém výpočtu a inženýrské kontrole výsledků.

Literatura

- [1] Deml M.: Statische Ertüchtigung eines Zuckersilos – Schadensursachen und Sanierung, Sborník konference „Vermeiden von Bauschäden – Aufgabe der Tragwerksplanung“, TU Dresden, říjen 2001
- [2] DIN 1045, Beton und Stahlbeton, Ausgabe 7/88, Betonkalender 1997, Teil 2, Ernst & Sohn, Berlin 1997
- [3] DIN 1055/6, Lastannahmen für Bauten; Lasten in Silozellen, Ausgabe 5/87, Betonkalender 1989, Teil 2, Ernst & Sohn, Berlin 1989
- [4] Hobst Ed.: Kritische Bemerkungen zur Bemessung von Platten nach Eurocode 2, DIN 1045, E DIN 1045-1 und ÖNORM B 4700, Bautechnik 77, Heft 10, s. 707 – 717, Ernst und Sohn, Berlin 2000

Dr.-Ing. Markus Deml

e-mail: markus.deml@seib.de

Dipl.-Ing. Carsten Nechwatal

e-mail: carsten.nechwatal@seib.de

Dipl.-Ing. Andreas Weltner

e-mail: andreas.weltner@seib.de

všichni: SEIB Ingenieur-Consult GmbH

Berliner Platz 9, D – 97080 Würzburg

fax: +49 931 3904 100

Dipl.-Ing. Eduard Hobst, Ph.D.

Ingenieurbüro Dr. Hobst für Statik+Dynamik

& Software-Entwicklung

Osterhausenstraße 6A, D – 90459 Nürnberg

tel./fax: +49 911 4501 978

e-mail: hobst@t-online.de