

SLADOVNA NYMBURK – ŽELEZOBETONOVÁ KONSTRUKCE DVOULÍSKOVÉHO HVOZDU

Lubomír Šípek, Milan Cerný, Vladislav Grebík

1 Úvod

Výstavba nového objektu dvoulískového hvozdu ve Sladovne Nymburk je investicí Obchodních sladoven a.s. Prostejov.

Z hlediska návrhu nosných konstrukcí byly pro nás zajímavé především tyto části:

- velké zmeny teploty a vlhkosti vnitřního prostředí během pracovního cyklu (30°C-90°C během 35 hodin)
- návrh a výpočet pruhybu kruhové desky vnitřního průměru 29,16 m bez vnitřních podpor vetknuté pouze do obvodové stěny tl. 350 mm
- založení objektu části pudorysu na bývalé nádrži COV, na zbytku pudorysu na pilotách
- porovnání spočtených pruhybu kruhové desky s naměřenými výsledky.

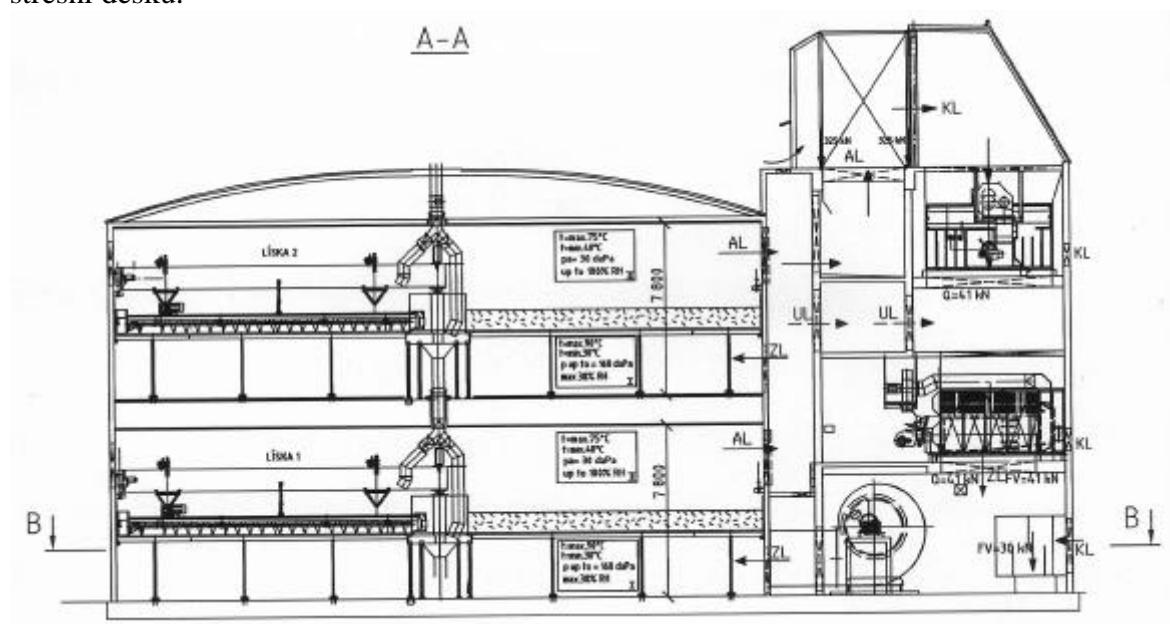


Obr.1 Pohled na válcovou část hvozdu v průběhu výstavby

2 Popis konstrukce

Konstrukce objektu dvoulískového hvozdu se skládá ze dvou dilatačně oddělených částí – kruhové části tvaru válce vnitřního průměru 29,16 m výšky 17,5 m a strojovny

obdélníkového pudorysu 29,9x14m výšky 19 m. Válcová část hvozdu má obvodové steny tl. 350 mm, ve kterých jsou rady otvoru velikosti cca 2x3 m pro nasávání a výdech vzduchu ze strojovny. Výškově je válcová část členena mezistropem do dvou podlaží s světelnou výškou 7,80 m. V každém z obou podlaží je přes celý pudorys umístěna ocelová plošina uložená na ocelových stojkách a konzolách kotvených do obvodových stěn. Na ocelové plošiny bude za provozu dopravníky a obráběcí umístováno obilí vyvozující rovnomerné zatížení 6,7 kN/m². Kruhová deska mezistropu byla navržena železobetonová tloušťky 1,1 m z betonu B40 a vázané výztuže 10505. Stropní deska nad 2NP tloušťky 150 mm je vynášena svislými ocelovými táhly do ocelové konstrukce ramenátu kopulového zastřešení, vodorovnou sílu v pate ramenátu přenáší železobetonová atika vycínající nad střešní desku.



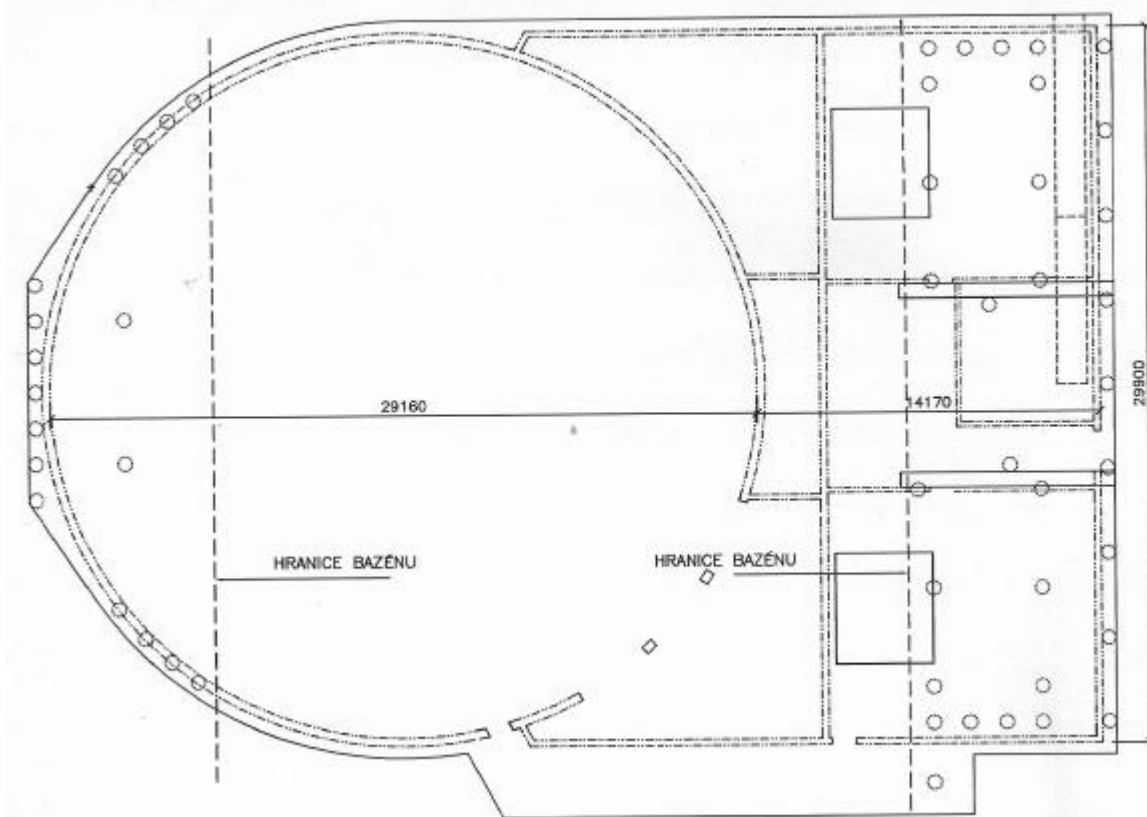
Obr. 2 Podélný rez objektem

Ve strojovně, která je výškově členěná na čtyři podlaží, je umístěno vybavení VZT technologií – tj. ventilátory, ohříváče vzduchu, nádrže na vodu, na ploché střeše jsou umístěny chladice. Konstrukčně je řešena jako monolitický železobetonový stěnový systém s tloušťkou vnějších obvodových stěn 250 mm, vnitřních stěn 200 a 300 mm, největší rozpětí stropních desek je 8,5 m.

Válcová část hvozdu a strojovna, které jsou v nadzemní části oddílané, jsou založeny na společné nedílané základové desce tloušťky 550 mm. Základová deska je z cca 3/4 svého pudorysu založena na stávajícím bazénu COV šířky 28,6 m, zbytek pudorysu desky je založen na vrtaných pilotách průměru 600 mm. Bazén hloubky 4 m byl vyplněn prostým betonem. Dno bazénu je založeno na 1 m mocné vrstvě ulehých jílovitých šterku uložených na navetrálních slínovcích třídy R6, které rychle přecházejí ve slínovce třídy R3. Velkopřůměrové piloty byly vetknuty do horniny třídy R3 min. 600 mm.

Z hlediska návrhu a výpočtu byla pro nás nejzajímavější částí objektu konstrukce mezistropu – kruhová deska vnitřního průměru 29,16 m bez vnitřních podpor vetknutá do obvodových stěn tl. 350 mm. Protože vlastní tíha desky představuje podstatnou část celkového gravitačního zatížení (v konečném návrhu to je 75 %), byla samozřejmou součástí hledání koncepce návrhu snaha o vylehčení konstrukce desky. Možnost dodatečného predpínání kabely byla vyloučena po dohodě s dodavatelem z důvodu časové

tísne na přípravu a realizaci dodávky. Vylehčení desky trámovou konstrukcí jsme proverovali na konkrétním návrhu 36 radiálně usporádaných trámů šířky 300 mm propojených tangenciálními trámy v osové vzdálenosti 1,2 m. Tloušťku horní a spodní desky jsme navrhovali 120 mm. Vylehčení konstrukce jsme uvažovali provést vložením polystyrénových bloků. Radiální trámy byly uprostřed desky vetknuté do plné kruhové desky průměru 4 m. Vylehčení takto navržené konstrukce sebou neslo i snížení ohybové tuhosti. Z výsledku porovnávacích výpočtů jsme zjistili, že pruhyb vylehčené trámové desky výšky 1,4 m od celkového zatížení je stejný jako pruhyb nevylehčené desky tloušťky 1,1 m. Protože takový návrh vylehčení by nebyl ekonomicky výhodný, zůstala koncepce návrhu i k našemu vlastnímu překvapení u monolitické železobetonové plné desky tloušťky 1,1 m, pro kterou byly provedeny predbežné výpočty pruhybu desky, které byly odsouhlaseny investorem i dodavatelem technologie.



Obr. 3 Pudorys základové desky

Po seznámení se se zkušenostmi z realizace a provozu obdobných konstrukcí provedených v Cechách (Kromeríž), na Slovensku (Nové Zámky) a v Německu (Erfurt) bylo rozhodnuto venovat patřičnou pozornost návrhu konstrukce na účinky teploty a vlhkosti vnitřního prostředí. Délka provozního cyklu je 35 hodin mezi naskladněním a vyskladněním jedné dávky obilí na lísce hvozdu. Během této doby se pod ocelovou lísou mění teplota od $t_{min} = 30^{\circ}\text{C}$ do $t_{max} = 90^{\circ}\text{C}$, tlak dosahuje max 160 dPa, relativní vlhkost max 30%. Nad ocelovou lísou se teplota mění od 40°C do 75°C , tlak klesá na 30 dPa a vlhkost dosahuje 100%. Provoz se předpokládá v obou lískách současně, téměř nepřetržitě v průběhu roku a je řízen tak, že když na jedné lísce dochází k maximum teplot, dochází na druhé lísce k minimum a obráceně. Vnitřní prostředí ve strojně má obdobné vlastnosti,

protože obe části jsou propojeny otvory ve stěnách a prostory objektu nucene cirkuluje ohrátý, resp. ochlazený vzduch.

Aby se snížilo teplotní namáhání železobetonové konstrukce a snížily se tepelné ztráty technologického procesu, byla navržena tepelná izolace z vnějšku i zevnitř všech železobetonových konstrukcí válcové části hvozdu, tj. včetně desky mezistropu. Konstrukce strojovny byla izolována zvnějšku, zevnitř pouze konstrukce v místnostech, kde maximální teplota přesahovala 70°C. Tepelnou izolaci zajišťují desky ORSIL NF tloušťky 70 mm. Vnitřní izolace jsou kryty vrstvou s vysokou odolností proti pronikání vlhkosti do izolace a do železobetonové konstrukce. Vnější izolace umožňuje pronikání vlhkosti z konstrukce ven a je zajištěno odvětrávání vzduchovou mezerou krytou trapézovým plechem.

3 Výpočet konstrukce, porovnání s naměřenými pruhyby

Vnitřní síly a deformace železobetonových konstrukcí válcové části hvozdu byly analyzovány na prostorovém modelu programem FEAT2000. Součástí modelu byly všechny železobetonové konstrukce včetně základové desky uložené na pružném Winkler-Pasternakove podloží. Podle dostupných informací od dodavatele stavební a technologické části jsme sestavili časový průběh zatežování a působení vnějších vlivů na konstrukci. Výpočtem jsme zjišťovali kromě maximálních kombinací výpočtových zatížení pro dimenzování výztuže i časový průběh předpokládaných pruhybu desky mezistropu s uvažováním vlivu skutečné tuhosti železobetonového průřezu a s vlivem dotvarování a smršťování podle CSN 731201 a CSN 731204.

Kromě samozřejmých zatežovacích stavů (jako jsou vlastní tíha modelu, ostatní stálé zatížení stavebních konstrukcí, vlastní tíha ocelové konstrukce technologie, užité rovnomerné zatížení obilím, montážní zatížení při montáži technologie, užité zatížení obsluhou) jsme do výpočtu zaváděli i méně očekávané zatežovací stavy:

- Zatížení bedněním a tíhou střechy při betonáži stropní desky nad deskou mezistropu
- Zatížení podtlakem pod deskou mezistropu, pokud bude VZT v provozu pouze pod deskou mezistropu
- Navýšení zatížení lísy nerovnomerně rozprostřeným obilím jsme do výpočtu zavedli přídatným zatížením 5,6 kN/m² na kruhové výseci o středovém úhlu 40°.

Účinky teploty jsme zadávali do zatežovacích stavů povrchovými teplotami betonové konstrukce, které jsme spočetli ze zadaných teplot vnitřního prostředí a výpočtových hodnot vnějšího prostředí (-15°C v zime) s uvažováním izolací za předpokladu ustáleného teplotního stavu. Abychom zohlednili skutečný průběh povrchových teplot betonu v časově proměnném poli teplot vnitřního a vnějšího prostředí, upravovali jsme spočtené hodnoty pro zadání do pevnostního výpočtu tak, že jsme snižovali rozptyl hodnot teploty uprostřed stěny pro min. a max. hodnoty pracovního cyklu na hodnotu rozptylu 10°C.

Pro výpočet vlivu skutečné tuhosti průřezu a vlivu dotvarování zjednodušenou metodou přenásobení spočtených pružných pruhybu podle CSN 731201 a CSN 731204 jsme používali prostředku, které jsou obsaženy v programu FEAT200. Krivost ohybové čáry způsobenou smršťováním průřezu s jinou výztuží při spodním a horním povrchu jsme spočetli podle čl.7.3.3.4 a přílohy 4 CSN 731201. Pro výpočet pruhybu desky mezistropu programem jsme převedli spočtenou krivost ohybové čáry na ekvivalentní teplotní rozdíl povrchu, který způsobí stejnou krivost.

Vzhledem k poměrně značným hodnotám spočtených pruhybu byla deska mezistropu navržena s nadvýšením, které bylo spočteno tak, aby při zahájení provozu po zatížení všemi v úvahu připadajícími zatíženími byla deska v rovine bez pruhybu. Maximální hodnota nadvýšení uprostřed desky byla navržena 166 mm.

Součástí kontroly provedeného díla je měření svislých posunu desky mezistropu a základové desky. Měřicí body jsou čtyři vnitřní body umístěné ve vzdálenosti 1,85 m od středu desky a čtyři vnější body ležící na desce ve vzdálenosti 1m od vnější stěny. Měření se provádí nivelací a výsledkem jsou svislé vzdálenosti bodu od nejnižšího vnějšího bodu. Měření bylo zatím provedeno čtyřikrát – po odbednění desky mezistropu, po betonáži stropu nad 2NP, který zatežoval desku mezistropu, po odbednění stropu nad 2NP (odlehčení) a další měření s měsíčním odstupem. V tabulce 1 jsou srovnány výsledky výpočtu pruhybu uprostřed desky s naměřenými hodnotami výškové polohy bodu c.24 (poloha dalších 3 vnitřních bodu se téměř neliší). Vedle naměřených hodnot jsou ještě uvedeny hodnoty, které vzniknou prepocítáním naměřené hodnoty podle krivosti ohybové čáry na výškový rozdíl mezi okrajem desky a středem desky, aby bylo možné porovnat měřené a spočtené hodnoty. Z porovnání spočtených a naměřených hodnot výškové polohy středu desky vyplývá, že k datu posledního měření 23.9.2002 se tyto výsledky téměř shodují (spočteno 107 mm, naměřeno a prepocítáno ke středu – 110 mm). Jestli ale predikce vývoje pruhybu desky v projektu byla správná ukáže až měření v delším časovém období.

i	Stavební fáze Zatížení desky	Stáří [dny]		Spočtené pruhyby [mm]				Nadvýšení bodu [mm]		
		t(i-1)	t(i)	Fst	dfft	dfsh	Celkem f	Stred spočteno	Bod c.24 naměřeno	Měření prep. na stred
0	Betonáž – 13.6.2002	0	0	0	0	0	0	166	---	---
1	Odbednění-vlastní tíha desky	0	52	36	0	0,12	36	130	109,3	117,1
2	1 + betonáž stropu nad	52	63	50	5	0,05	55	111	102,8	110,1
3	Vlastní tíha desky	63	70	36	3	0,05	44	122	104,8	112,2
4	3+izolace+podlaha 23.9.2002	70	100	38	13	0,1	59	107	102,7	110,0
5	4 + O.K. lísky	100	255	46	30	0,48	98	68		
6	5 + obilí na lísce	255	255	63	0	0	115	51		
7	6 + podtlak + rozdíl teplot	255	255	115	0	0	167	-1		
8	dtto 7	255	10000	115	66	11	244	-78		

fst - krátkodobý pruhyb bez vlivu dotvarování
dfft - přírůstek pruhybu vlivem dotvarování betonu
dfsh - přírůstek pruhybu vlivem smršťování betonu

Tab.1: Výsledky výpočtu pruhybu desky mezistropu a porovnání s naměřenými hodnotami

4 PROVÁDENÍ

Železobetonové konstrukce hvozdu byly provedeny ze samozhutnitelného betonu B30 a vázané výztuže 10505 (R) s výjimkou desky mezistropu válcové části provedené z betonu B40. Stěny hvozdu byly prováděny do prekládaného bednění systému DOKA. Samozhutnitelný beton byl do bednění tlacen přes plnicí otvory ve zvláštním prvku bednění DOKA.

Deska mezistropu byla provedena z betonu B40 běžné konzistence upravené plastifikátory a retardéry tuhnutí. Betonáž probíhala ve dvou etapách. 1. etapa betonáže byla provedena bez prerušení najednou po celém pudorysu desky po vrstvách do výšky tloušťky desky 850 mm. Potom se dokončilo vyvázání horní výztuže a po technologické prestávce 18 hodin byl dobetonován zbytek do projektované výšky 1,1 m. Provedení nadvýšení spodního i horního povrchu desky kontroloval průběžně geodet optickým dálkomerem. Teplota povrchu betonu byla měřena během tvrdnutí, tuhnutí a ošetřování betonu a její hodnota nepřesáhla 35°C. Po odbednění nebyly na povrchu betonu patrné trhliny.



Obr. 4 Výztuž desky mezistropu

Generálním dodavatelem technologie byla firma Bühler z Braunschweigu v Německu. Generálním projektantem stavební části projektu pro realizaci stavby a generálním dodavatelem stavební části byla firma REKO Praha a.s. Projektantem statické části projektu byla firma EC&McNEELY s.r.o., projektantem zodpovědným za analýzu konstrukce a návrh výztuže železobetonových konstrukcí byla projekční kancelář Šípek. Součástí kontroly statické části projektu byly i konzultace v průběhu projektu a připomínkování statického výpočtu, výkresu výztuže a technologického předpisu betonáže provedené Prof. Ing. Jaroslavem Procházkou, CSc z CVUT Praha a Prof. Ing. RnDr Petrem Štěpánkem, CSc z VUT Brno.

5 Závěr

Projekt a provedení železobetonových konstrukcí dvoulískového hvozdu ve Sladovne Nymburk a zejména kruhové desky mezistropu průměru 29,16 m patří k náročnějším inženýrským dílům. Jeho řešení bylo pro nás velkou výzvou a ctí. V současné době – 4 měsíce po betonáži desky – odpovídají naměřené hodnoty pruhybu hodnotám spočteným v projektu, vizuální prohlídky povrchu betonu potvrzují velmi dobrý stav konstrukce. Informace s větší vypovídací schopností o chování konstrukce ale mohou být získány až po zahájení provozu, který se předpokládá 1.3.2003. Pro další návrh obdobně namáhaných konstrukcí by bylo účelné provést měření povrchových teplot betonu a měření pruhybu během provozu.

Literatura

- [1] CSN 731201
- [2] CSN 731204
- [3] CSN P ENV 1992-1-1
- [4] Šmerda Z., Krístek V.: Dotvarování a smršťování betonových prvků a konstrukcí, SNTL, Praha, 1978

Ing. Lubomír Šípek

✉ Šípek-projekční kancelář
Antala Staška 32
140 00 Praha 4
☎ 222 135 734
📠 222 135 733
😊 sipek.lubomir@quick.cz

Ing. Vladislav Grebík

✉ REKO Praha a.s.
Ceskokobrodská 36
190 00 Praha 9
☎ 266 315 445
📠 266 315 446
😊 grebik@reko-praha.cz
URL www.reko-praha.cz

Ing. Milan Cerný

✉ EC & McNEELY s.r.o.
Ohradní 26
140 00 Praha 4
☎ 241 483 190
📠 241 483 190
😊 ecmcneely@mbox.vol.cz