

ANALYSIS OF REASONS FOR RC HALL ROOF TRUSS BREAKDOWN

Daniel MAKOVIČKA[•], Daniel MAKOVIČKA^{••}

Summary: The paper deals with the failure analysis of the RC pre-stressed roof beam of the supermarket hall. The beam was broken down during the construction of the hall building. There are evaluated possible load combinations in the time of failure and compared with the design loads. The calculated response results show the supposed locations of cracks in the roof truss. The reason of the beam downfall was the minimal shear reinforcement in the beam support part.

1. Úvod

Při výstavbě železobetonové montované konstrukce haly došlo k propadnutí některých předpjatých střešních vazníků haly a tím ke zřícení části stropu. S ohledem na tuto skutečnost byla konstrukce haly analyzována s cílem stanovit příčinu havárie.

Pro analýzu byl použit výpočtový model konstrukce zahrnující statická zatížení konstrukce, účinky větru a vlivy předpětí od předpínacích lan. Byly vybrány možné kombinace zatížení, které mohly působit v době havárie na konstrukci a porovnány s návrhovým zatížením konstrukce podle projektové dokumentace. Pro kombinaci zatížení odpovídající stavu v době havárie byla stanovena napjatost ve vybraných střešních nosnících a posouzena možnost přenesení těchto účinků betonem nosných prvků a jejich výztuží. Z výsledků výpočtu odezvy vyplynula předpokládaná lokalizace vzniku trhlin ve vaznících, která byla potvrzena zaměřením na havarované konstrukci. Z analýzy vyplynulo, že důvodem havárie střešního vazníku byla jeho nedostatečná smyková výztuž v místech vnesení předpětí předpínacími lany.

2. SCHÉMA KONSTRUKCE

Montovaný skelet haly tvoří relativně jednoduchá nosníková konstrukce sloupů a konstrukce střechy, tvořené z předem předpjatých železobetonových příčných vazníků a předem předpjatých podélných střešních vaznic. Ostatní prvky skeletu (průvlaky, desky pláště ap.) jsou vytuženy pouze měkkou výztuží.

Napojení jednotlivých nosníkových prvků skeletu mezi sebou je zajištěno trny a pružnou podložkou, které tvoří ve spoji těchto prvků kloub. Zavětrování v konstrukci je velmi zjednodušeno, vzájemné tuhostní vazby mezi jednotlivými nosníkovými prvky skeletu zajišťují deskové prvky

[•]Doc. Ing. Daniel Makovička, DrSc., ČVUT–KÚ, Šolínova 7, 166 08 Praha 6, tel: +420 2 24353856, fax: +420 2 24353511, e-mail: <u>makovic@klok.cvut.cz</u>

Ing. Daniel Makovička, Šultysova 167, 284 01 Kutná Hora, tel: +420 327 514817, e-mail: <u>d.makovicka@worldonline.cz</u>

obvodového a střešního pláště a částečně i relativně subtilní obvodová ztužidla. Schéma konstrukce je patrné z obr.1.



Obr.1 Celkové schéma konstrukce





V projektu byly předepsány pro jednotlivé prvky konstrukce třídy betonu: pro vazníky B60, pro vaznice alternativně B55 a B40, pro sloupy B30. Při havárii vazníků byla ověřována pevnost betonu těchto prefabrikátů a byla stanovena ve třídě B30. V předpínaných prvcích byla použita lana typu LP 15,2 Euronorm Relax 2 EU, Fe-7-S-1770-15.2. Ostatní měkká výztuž byla tvořena vložkami z oceli 10505 (R) a svařovanými sítěmi KARI (W).

Předpjatý vazník byl modelován jako kombinace stěnodeskových prvků s nosníkovými prvky. Stojina vazníku je tvořena stěnodeskovými prvky o tloušťce 150 mm, lana předpínací výztuže a pásnice–hlavy vazníku nosníkovými prvky podle obr.2.



Obr.2b Příčný řez vazníkem

3. ZATÍŽENÍ

Ve výpočtovém modelu vazníku byla kombinována všechna zatížení, která se mohou v životě konstrukce vyskytnout. Z těchto možných zatížení pouze čtyři zatěžovací stavy přibližně charakterizují zatížení konstrukce v době havárie. Jsou to zatížení od vlastní tíhy vazníku, předpětí vazníku, stálého zatížení od střešního pláště a technologického zatížení střechy, které tvoří kombinaci zatížení odpovídající době havárie. V době havárie nebyla konstrukce zatížena sněhem ani návrhovými účinky větru a proto nebyly tyto zatěžovací stavy v dané kombinaci uvažovány.

Stálé zatížení od vlastní tíhy je tvořeno tíhou vazníku g = 6,74 kN/m' a na něm položených vaznic g = 4,29 kN/m'. Přiložené zatížení od dvojice vaznic v místě jejich uložení na vazníku bylo $4,29 \text{ kN/m'} \cdot 16,0 \text{ m} = 68,64 \text{ kN}$.

Pro modelování zatížení vazníku od předpínacích lan kotvených soudržností byly stanoveny bylo odhadnout pravděpodobné ztráty předpětí poplatné datu výroby, vnesení předpětí a okamžiku havárie. Okamžik vnesení předpětí do betonu byl stanoven $t_1 = 2,25$ dne a okamžik havárie $t_2 = cca 56$ dní.

Počáteční napětí v předpínací výztuži vyvozené předpínacím zařízením bylo převzato z výrobních výkresů $\sigma_{p,in} = 1240$ MPa.

Ztráty $\Delta \sigma_{p1i}$ vznikající při vnášení předpětí do vazníku byly pro nedostatek podkladů při výpočtu zanedbány, potom základní napětí předpínací výztuže v okamžiku vnesení předpětí do betonu $\sigma_{p,tr} = \sigma_{p,in} + \Sigma \Delta \sigma_{p1i} = 1240 \text{ MPa.}$

Ztráty $\Delta \sigma_{p2i}$ (ztráta od dotvarování předpínací výztuže $\Delta \sigma_{p21}$, ztráta od smršťování betonu $\Delta \sigma_{p22}$ a ztráta od dotvarování betonu $\Delta \sigma_{p23}$) byly vyhodnoceny pro okamžik havárie konstrukce:

ztráta od dotvarování předpínací výztuže $\Delta \sigma_{p21} = 20,6$ MPa,

ztráta od smršťování betonu $\Delta \sigma_{p22} = 20,3$ MPa,

ztráta od dotvarování betonu $\Delta \sigma_{p23} = 20,3$ MPa.

Celkově ztráty skupiny $\Delta \sigma_{p2i} = 20,6 + 20,3 + 20,3 = 61,2$ MPa,

 $\Delta \sigma_{p2} / \sigma_{p,tr} = 61,2 / 1275 = 4,8 \%.$

Celkové ztráty byly vzhledem k odhadu ztráty od dotvarování a dalším možným skutečnostem zaokrouhleny na 5 %.

Předpínací síla byla zavedena do modelu vazníku po krocích na obou stranách vazníku na kotevní délce $l_b/2$, a to v osmi bodech pro neseparovaná lana a ve čtyřech bodech pro separovaná lana. Předpínací síly ve svých skutečných působištích jsou ve výpočtovém modelu nahrazeny momentem a osovou silou v těžišti dolní pásnice.

A. Neseparovaná lana (10 ks):

Začátek působení předpětí byl aplikován od okraje prvku.

Celková předpínací síla:	$P_0 = 10 \text{ ks} \cdot 175 \text{ kN} \cdot 95 \% = 1662,5 \text{ kN}.$
Rozdělení předpínací síly do 8 bodů:	$P_0 = 7 \cdot 215,8 + 1 \cdot 151,9 = 1662,5 \text{ kN},$
	$M_0 = 7 \cdot 5,55 + 1 \cdot 3,90 = 42,75$ kNm.

B. Separovaná lana (5 ks):

Začátek působení předpětí byl stanoven cca 1500 mm od okraje prvku.

Celková předpínací síla:	$P_0 = 5 \text{ ks} \cdot 175 \text{ kN} \cdot 95 \% = 831,25 \text{ kN}.$
Rozdělení předpínací síly do 4 bodů:	$P_0 = 4 \cdot 207,8 = 831,2 \text{ kN},$
	$M_0 = 4 \cdot 12, 11 = 48, 44$ kNm.

Stálé zatížení od střešního pláště tvořené tíhou plechu střechy, tepelné a vodotěsné izolace působilo na vazník prostřednictvím dvojice vaznic v místě jejich uložení na vazníku

 $0.5 \text{ kN/m}^2 \cdot 4.0 \text{ m} \cdot 16.0 \text{ m} = 32.00 \text{ kN}.$

Technologické zatížení střechy tvořené tíhou vzduchotechniky, vnitřních rozvodů, podhledů ap. působilo obdobně na vazník prostřednictvím dvojice vaznic v místě jejich uložení na vazníku

 $0,7 \text{ kN/m}^2 \cdot 4,0 \text{ m} \cdot 16,0 \text{ m} = 44,80 \text{ kN}.$

4. VÝSLEDKY VÝPOČTU A POSOUZENÍ

Výsledky výpočtu vazníku jsou uvedeny na obr.3. Na obrázku jsou vyneseny izolinie lokálních napětí ve stojině vazníku v blízkosti podpory, a to v lokálním směru x (globální směr z), lokálním směru y (globální směr -y).

Tahová napětí (kladné hodnoty) musí být přenesena tahovou pevností betonu a nebo třmínky, protože ohyby nejsou ve vazníku navrženy.

Na obr.3 byla vyznačena místa (označená jako A, B) s vysokým tahovým napětím ve kterých je předpoklad vzniku smykových trhlin. Tyto trhliny v konstrukci skutečně vznikly a byly ověřeny prohlídkou na zřícené konstrukci.

V místě změny průřezu stojiny vazníku (ozub u podpory) dosahují maximální vypočtená lokální napětí hodnot ve směru *x*: $\sigma_{x,lok} = 9,0$ MPa, ve směru *y*: $\sigma_{y,lok} = 10,5$ MPa.

Vypočtená napětí odpovídají hodnotám v těžištích prvků ve výpočtovém modelu. Pro uzly mezi jednotlivými plošnými prvky je z těchto hodnot interpolováno. Vypočtené hodnoty jsou zatíženy případnou chybou z interpolace u krajních prvků, přesto ostré špičky napětí na okrajích prvků jsou reálné. Interpolace mezi těžištěm a krajními uzly prvků je prováděna na základě změny potenciálu příslušné veličiny, proto absolutní hodnota v uzlech je zatížena větší chybou než hodnota v těžišti prvku. Z tohoto důvodu byly body A a B umístěny do míst s prakticky nejmenší chybou z interpolace.



Obr.3a Izolinie lokálních napětí σ_x



Obr.3b Izolinie lokálních napětí σ_v



Obr.3c Izolinie lokálních napětí σ_{xy}

Napětí odečtená z obrázků pro body A a B jsou porovnána s mezními hodnotami napětí, která přenese v daných místech beton a výztuž. Mezní hodnoty byly stanoveny z údajů na výkresu výztuže vazníku a ze známých parametrů materiálu vazníku. Porovnání vypočtených hodnot napětí ve vazníku odečtených z obr.3 s hodnotami únosnosti podle normy pro navrhování (ČSN 73 1201) je uvedeno v tab.1. Pro bod A a směr *x* je diskuse výsledků rozepsána následovně.

V okolí bodu A je stojina vazníku vyztužena ve svislém směru x u obou povrchů sítí ϕ W5 po 100 mm ($A_s = 39,3 \text{ mm}^2$) a pruty ϕ W8 po 100 mm ($A_s = 100,5 \text{ mm}^2$). Tato výztuž přenese na mezi své pevnosti tahovou sílu $F_s = R_{sd} \cdot A_{s,x} = 60,1 \text{ kN}$ a to odpovídá pro pruh stojiny o šířce 100 mm a tloušť ce 150 mm napětí $\sigma_s = 4,0$ MPa. Pevnost beton v tahu pro třídu betonu B40 je $R_{btd} = 1,4$ MPa. Při prohlídce objektu bylo však zjištěno, že většina vazníků má v místech změny průřezu stojiny vodorovnou trhlinu již z výroby (pravděpodobně smršť ovací). S ohledem na tuto trhlinu je tedy pravděpodobné, že pevnost betonu v tahu (kolmo na trhlinu) je prakticky blízká nule. Potom celková únosnost železobetonového průřezu stojiny s trhlinou v místě A je $\sigma_u = 4,0 + 0,0 = 4,0$ MPa.

Výrobní trhlina svědčí o tom, že výztuž vazníku je v místě bodu A nedostatečná i pro zatížení od vlastního předpětí vazníku a jeho dotvarování. Výpočetní model nezohledňoval vodorovnou trhlinu v ozubu stojiny. Dá se předpokládat, že faktická existence trhliny posunuje napěťovou špičku u okraje dále do střední, méně vyztužené, části nosníku a je tedy pro vazník velmi nebezpečná.

Bod / Směr	Výztuž ve stojině 100×150 mm	Únosnost výztuže [MPa]	Únosnost betonu [MPa]	Únosnost celkem [MPa]	Vypočtené namáhání [MPa]
A / x	$2 \times \phi \text{ W5} \\ 2 \times \phi \text{ W8}$	4,0	~ 0,0	4,0	4,5
A / y	$2 \times \phi \text{ W5} \\ 2 \times \phi \text{ R22}$	23,8	1,40	25,2	3,0
B / x	$2 \times \phi W5$	1,0	1,40	2,4	3,5
B / y	$2 \times \phi W5$	1,0	1,40	2,4	1,5

Tab.1 Porovnání vypočtených napětí s únosností průřezu

5. ZÁVĚR

Příspěvek je zaměřen na analýzu příčin havárie střešních vazníků haly supermarketu. Pro tento účel byl proveden výpočet jednak samostatného vazníku, který je obsahem tohoto příspěvku při zatíženích odpovídajících stavu konstrukce v době havárie a dále výpočet celé konstrukce haly na návrhová zatížení.

Z výpočtu je zřejmé, že příčinou zřícení konstrukce střechy byla nedostatečná smyková výztuž vazníku v blízkosti jeho podpor v místech vnesení předpětí předpínacími lany do konstrukce.

V místech porušení vazníku byla mezní napětí významně překročena již pro stálá zatížení. Při dlouhodobém užívání by k těmto zatížením přistoupilo i zatížení sněhem a větrem, pro něž vazníky ve své únosnosti neměly rezervy.

Poděkování

Příspěvek vznikl za podpory investora supermarketu a s využitím poznatků úkolu GAČR 103/00/0705 "Analýza rizika porušení při mimořádném zatížení seismicitou a rázovými tlakovými vlnami" a výzkumného záměru CEZ: J04/98:210000029 "Rizikové inženýrství a spolehlivost technických systémů".

6. **Reference**

- Makovička, D.: Shock wave load of window glass plate structure and hypothesis of its failure, In: Structures under Shock and Impact '98, Computational Mechanics Publications, Southampton, 1998, pp. 43-52
- [2] Makovička, D.: Failure of masonry under impact load generated by an explosion, Acta Polytechnica, Vol. 39, No. 1/1999, pp. 63-91
- [3] Makovička, D.: Ductile behaviour of dynamically loaded structures, In: Structural Dynamics, EURODYN '99, A.A.Balkema, Rotterdam, 1999, pp. 1136-1140
- [4] Makovička, D.: Shock wave load of masonry structure and hypothesis of its failure, In: Transaction of 15th International Conference on SMiRT-15 (Structural Mechanics in Reactor Technology), Volume VII, Seoul, Korea, 1999, pp. 249-256