

# Podatność węzłów na przesuw w konstrukcjach prętowych na przykładzie dwóch przekryć pawilonów wystawowych

Dr inż. Jan Zamorowski, dr inż. Bernard Kowolik, Politechnika Śląska, Gliwice

## 1. Wprowadzenie

W dostępnych publikacjach dotyczących stalowych konstrukcji prętowych najczęściej analizowany jest wpływ podatności węzłów na obrót w konstrukcjach ramowych, np. [1] i [2], a rzadziej wpływ podatności węzłów na przesuw w konstrukcjach kratowych, np. [3]. W przypadku konstrukcji ramowych dokonano



**Rys. 1.** a) Nietypowe przekrycie zawalonej hali wystawowej w Chorzowie; b) Kopuła nad wystawowym pawilonem (w budowie) w Chorzowie

różnego rodzaju standaryzacji opisu charakterystyk M-f węzłów [1], [4], które pozwalają na obliczeniowe ujęcie problemu, a w konstrukcjach, gdzie decyduje podatność na przesuw brak jest takiej standaryzacji. W artykule, na przykładzie dwóch konstrukcji, które uległy katastrofie, przedstawiono wpływ podatności węzłów na przesuw nie tylko na dystrybucję sił wewnętrznych, ale również na zmianę ich topologii. Nietypowa konstrukcja kratowa przekrycia dachowego hali wystawowej (rys. 1a) uległa katastrofie w roku 2006 [6], [7], a jednowarstwowe kopuły prętowe stanowiące przekrycie pawilonów wystawowych – rysunek 1b (zlokalizowanych na tym samym terenie, co zawalona hala wystawowa) uległy awarii w latach 60. ubiegłego wieku [8].

## 2. Sztywność połączeń zakładkowych

W przypadku połączeń doczołowych, ich sztywność obrotową można szacować metodą składnikową na podstawie wzorów zawartych w PN-EN 1993-1-8 [9]. Uogólniając podane w tablicy 6.11 normy [9] wzory na współczynniki sztywności śrub ścinanych i dociskanych w połączeniu pasa belki z kątownikiem można zapisać składowe sztywności dla jednej śruby, [1], [2]:

$$k_{11} = \frac{8d^2 f_{ub}}{d_{M16}} \quad (1)$$

$$k_{12} = 12k_b k_t d f_u \quad (2)$$

w których:

$$k_b = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,25 e_b / d + 0,5 \\ 0,25 p_b / d + 0,375 \\ 1,25 \end{array} \right\}$$

$$k_t = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,5 t_j / d_{M16} \\ 2,5 \end{array} \right\}$$

oraz

$n_b$  – liczba szeregów śrub ścinanych (rys. 2,  $n_b = 2$ ),

$d$  – średnica śruby,

$d_{M16}$  – nominalna średnica śruby M16,

$f_{ub}$  – wytrzymałość na rozciąganie śrub,

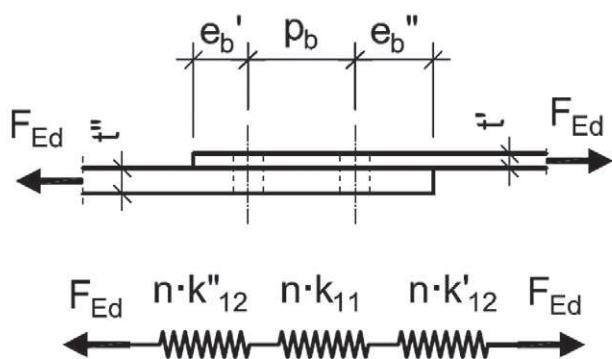
$f_u$  – wytrzymałość na rozciąganie stali, do której śruby dociskają,

$e_b$  – odległość skrajnego szeregu śrub od krawędzi blachy w kierunku obciążenia,

$p_b$  – rozstaw szeregów śrub w kierunku obciążenia,

$t_j$  – grubości elementów, do których dociska śruba;

$t_j = t'$  lub  $t_j = t''$  – rysunek 2a.



**Rys. 2.** Połączenie jednocięte, jednostronne: a) schemat, b) model

W najprostszym przypadku połączeń jednociętych, jednostronnych (rys. 2b), ich podatność jest sumą podatności śrub na ścinanie  $1/(nk_{11})$  i docisk do ścianek otworu w blachach o grubości  $t'$ :  $1/(nk'_{12})$  oraz  $t''$ :  $1/(nk''_{12})$ , a sztywność śrub na ścinanie i docisk jest wprost proporcjonalna do liczby śrub zgodnie z zależnością (3).

$$K_{\delta} = \frac{1}{\frac{1}{nk_{11}} + \frac{1}{nk'_{12}} + \frac{1}{nk''_{12}}} \quad (3)$$

W połączeniach zakładkowych określa się również jego sztywność obrotową [2]:

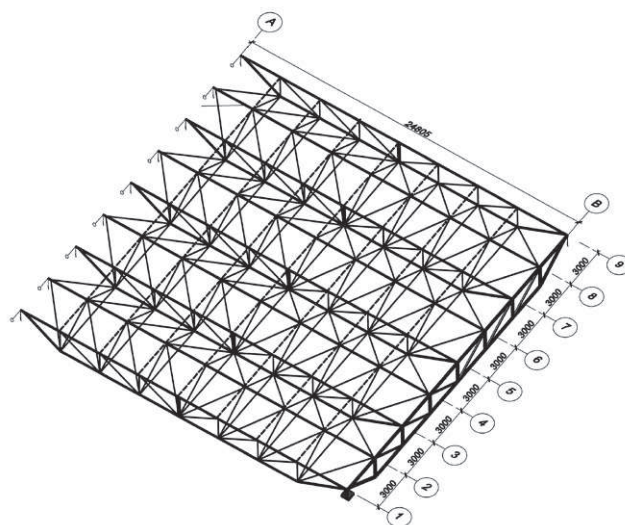
$$K_{\varphi} = K_{\delta i} \sum_{j=1}^n r_j^2 \quad (4)$$

gdzie  $K_{\delta i}$  wg wzoru (3) dla  $n = 1$ ,  $r_j$  – odległość śruby „j” od chwilowego środka obrotu. Przyjęto tutaj założenie, że środek chwilowego obrotu pokrywa się ze środkiem ciężkości grupy śrub, a siła działająca na poszczególne śruby jest wprost proporcjonalna do ich odległości od środka chwilowego obrotu.

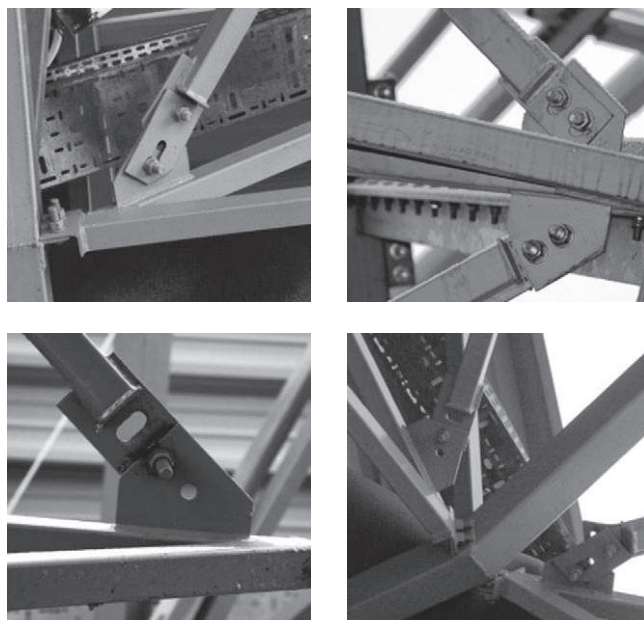
### 3. Konstrukcja kratowa przekrycia pawilonu wystawowego MTK

#### 3.1. Opis konstrukcji przekrycia

W projekcie budowlanym pawilonu wystawowego Mię-



**Rys. 3.** Rozmieszczenie elementów dachu hali wystawowej w Chorzowie



**Rys. 4.** Połączenia ukośnych zastrzałów z dolnymi pasami pionowych kratownic

dzynarodowych Targów Katowickich konstrukcje nośne pości dachowych zaprojektowano jako struktury (rys. 3) podparte na kratowych podciągach i zewnętrznych słupach – wahaczach ścian osłonowych. W zrealizowanym obiekcie zrezygnowano z prętów łączących górne węzły struktury w kierunku równoległym do osi A i B (linie przerywane na rysunku 3, porównaj rysunek 1a). W efekcie konstrukcja składała się z kratownic pionowych usytuowanych w osiach nieparzystych (rys. 3) oraz kratownic ukośnych ze wspólnymi górnymi pasami dla dwóch kratownic w osiach parzystych i dolnymi pasami, wspólnymi z pasami pionowych kratownic. W obu typach kratownic – pionowych i ukośnych zastosowano skratowanie typu N. Pasy kratownic wykonano z rur o przekroju kwadratowym 100 x 100 x 4 mm, a krzyżulce oraz ele-

menty łączące dolne węzły konstrukcji w kierunku równoległym do osi A i B z rur 50 x 50 x 4 mm. Wymiary analizowanej konstrukcji przekrycia w rzucie wynosiły 24,8 m x 24,0 m, a jej wysokość 2,4 m. Wszystkie węzły, poza podporowymi oraz połączeniami krzyżulców ukośnych kratownic z pasami, wykonano jako spawane. Krzyżulce w kratownicach ukośnych połączono z pasami za pomocą śrub M20-4.6 ( $f_{ub} = 400$  MPa) z blachami węzłowymi o grubości 6 mm ( $f_u = 360$  MPa) – rysunek 4. W celu ułatwienia montażu, w projekcie przewidziano owalne otwory w blachach, usytuowane w kierunku prostopadłym do osi prętów – rysunek 4c. Na skutek błędów montażowych, w zrealizowanej konstrukcji były jeszcze połączenia na jedną śrubę usytuowaną w takim otworze (rys. 4c,d) lub w otworze równoległym do osi pręta (rys. 4d) albo też wykonane za pomocą dodatkowej blachy z otworem owalnym również równoległym do osi pręta (rys. 4b).

### 3.2. Wyniki analizy

W projekcie budowlanym halę obliczano jak konstrukcję przestrzenną ze sztywnymi węzłami. W niniejszym artykule rozpatrzono wpływy imperfekcji lokalnych i podatnych połączeń krzyżulców z pasami kratownic ukośnych na dystrybucję sił wewnętrznych. Obliczenia wykonano przy różnych wariantach rozwiązań konstrukcyjnych. Analizie poddano układ: ze sztywnymi węzłami, z podwójnymi śrubami na obu końcach krzyżulców w kratownicach ukośnych, z pojedynczymi śrubami w tych węzłach oraz układ bez krzyżulców ukośnych. Sztywność połączeń oszacowano metodą składnikową jak dla otworów normalnych. W przypadku otworów owalnych, sztywność tę zredukowano współczynnikiem 0,6 jaki stosuje się w normie [9] przy określaniu nośności tak osadzonych śrub. Uwzględniono również możliwość poślizgu między blachami w połączeniu, przyjmując na jednym końcu pręta wartość 2 mm w otworze owalnym prostopadłym do osi pręta oraz 8 mm w otworze równoległym do osi. Założono, że poślizg może wystąpić przy sile  $F$  odpowiadającej sile tarcia przy sprężeniu śruby równym 25% maksymalnej siły sprężającej. Sztywność połączenia na przesuw uzyskano ze wzoru (3). Wprowadzając do wzorów (1) i (2)  $d_o = 18$  mm jak dla otworu okrągłego normalnego oraz  $d = 16$  mm,  $f_{ub} = 400$  MPa,  $f_u = 360$  MPa,  $e_b = 25$  mm,  $p_b = 18$  mm,  $t' = t'' = 6$  mm otrzymano:

$$k_{11} = \frac{8 \cdot 0,016^2 \cdot 400 \cdot 10^3}{0,016} = 51,200 \cdot 10^3 \text{ kN/m,}$$

$$k_b = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,25 \cdot 25 / 16 + 0,5 = 0,891 \\ 0,25 \cdot 40 / 16 + 0,375 = 1,000 \\ 1,25 \end{array} \right\} = 0,891,$$

$$k_t' = k_t'' = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,5 \cdot 6 / 16 = 0,563 \\ 2,5 \end{array} \right\} = 0,563,$$

$$k_{12}' = k_{12}'' = 12 \cdot 0,891 \cdot 0,563 \cdot 0,016 \cdot 360 \cdot 10^3 = 34,673 \cdot 10^3 \text{ kN/m.}$$

W przypadku dwóch śrub w połączeniu z otworami okrągłymi normalnymi:

$$K_\delta = \frac{10^3}{\frac{1}{2 \cdot 51,200} + \frac{1}{2 \cdot 34,673} + \frac{1}{2 \cdot 34,673}} = 25,902 \cdot 10^3 \text{ kN/m.}$$

W połączeniu na jedną śrubę:

$$K_\delta = \frac{10^3}{\frac{1}{51,200} + \frac{1}{34,673} + \frac{1}{34,673}} = 12,951 \cdot 10^3 \text{ kN/m.}$$

W przypadku otworów owalnych prostopadłych do osi pręta:

– przy dwóch śrubach w połączeniu

$$K_\delta = 0,6 \cdot 25,902 \cdot 10^3 = 15,541 \cdot 10^3 \text{ kN/m,}$$

– przy jednej śrubie

$$K_\delta = 0,6 \cdot 12,951 \cdot 10^3 = 7,771 \cdot 10^3 \text{ kN/m.}$$

W przypadku dwóch śrub, w połączeniu uwzględniono również sztywność na obrót w otworach okrągłych (wzór 4):

$$K_\varphi = 12,951 \cdot 10^3 (0,020^2 + 0,020^2) = 10,361 \text{ kNm/rad.}$$

Sztywność na obrót w otworach owalnych prostopadłych do osi pręta jest bliska zero.

Uzyskane wyniki dla wybranych elementów przekrycia, przy obciążeniu ciężarem pokrycia  $g_k = 0,20$  kN/m<sup>2</sup> oraz obciążeniu śniegiem  $s_k = 0,72$  kN/m<sup>2</sup> zamieszczono w tabelach 1 i 2 dla wariantów połączeń odpowiednio z dwiema śrubami i z jedną śrubą.

W przypadku kratownic ukośnych z krzyżulcami łączonymi na dwie śruby umieszczone w otworach okrągłych normalnych, siły w górnym pasie kratownicy w osi 5 wzrosną o około 20% w stosunku do sił w kratownicy ze sztywnymi węzłami, a w przypodporowym krzyżulcu tej kratownicy – o 10%. Z kolei jeśli przyjmą sztywność połączeń tych krzyżulców jak dla otworu owalnego w kierunku prostopadłym do osi pręta, z poślizgiem jak w większości węzłów w zawalonym obiekcie, to wartości sił osiowych w górnych pasach wzrosną o 41%, a w krzyżulcach o 24%. Z kolei w przypadku podatności połączeń jak dla otworów owalnych wzdłuż osi pręta oraz sztywności połączenia z poślizgiem, nastąpi wzrost sił w górnym pasie o 66,7% i w krzyżulcu o 50%. Są to wartości nieco mniejsze w porównaniu z wartościami sił w konstrukcji przekrycia bez krzyżulców w kratownicach ukośnych, w której w kratownicach pionowych otrzymano wzrost sił w pasach o 76,8% oraz w krzyżulcach o 52%.



**Tabela 1.** Siły osiowe w elementach kratownicy w osi 5 i jej ugięcie, przy dwóch śrubach w połączeniu

Lp.	Element	Węzły zastrzałów ukośnych					Bez zastrzałów ukośnych	
		węzły sztywne	otwór normalny	otwory owalne				
				prostopadły	prostopadły z poślizgiem	równoległy z poślizgiem		
1	2	3	4	5	6	7	8	
Bez lokalnych imperfekcji łukowych								
1	Pas górny	[kN]	159,5	191,9	203,9	225,3	265,9	281,9
2		%	100	120,3	127,8	141,2	166,7	176,8
3	Pas dolny	[kN]	-277,7	-273,4	-271,1	-269,9	-267,7	-262,7
4		%	100	98,5	97,6	97,2	96,4	94,6
5	Krzyżulec przypadorowy	[kN]	-105,3	-116,1	-123,1	-130,9	-158,0	-159,9
6		%	100	110,3	116,9	124,4	150,1	151,9
7	Ugięcie	[mm]	83,7	87,3	89,3	93,3	101,4	104,1
8		%	100	104,3	106,7	111,5	121,2	124,4
Z uwzględnieniem lokalnych imperfekcji łukowych ( $e_0 = L/200$ )								
9	Pas górny	[kN]	162,3	191,5	205,5	223,1	263,9	282,3
10		% <sup>1)</sup>	101,8	120,1	128,8	139,9	165,5	177,0
11		% <sup>2)</sup>	101,8	99,8	100,8	99,0	99,3	100,1
12	Pas dolny	[kN]	-279,4	-277,4	-278,6	-274,4	-270,2	-263,8
13		% <sup>1)</sup>	100,6	99,9	100,3	98,8	97,3	95,0
14		% <sup>2)</sup>	100,6	101,5	102,8	101,7	100,9	100,4
15	Krzyżulec przypadorowy	[kN]	-94,4	-116,3	-125,1	-130,6	-160,0	-161,7
16		% <sup>1)</sup>	89,7	110,4	118,8	124,0	151,9	153,6
17		% <sup>2)</sup>	89,7	100,1	101,7	99,7	101,3	101,1
18	Ugięcie	[mm]	87,1	93,5	97,1	100,4	110,4	114,9
19		% <sup>1)</sup>	104,1	111,7	116,0	119,9	131,9	137,3
20		% <sup>2)</sup>	104,1	107,1	108,7	107,6	108,9	110,4

Legenda: <sup>1)</sup> odniesiony do węzłów sztywnych bez imperfekcji, <sup>2)</sup> odniesiony do węzłów sztywnych z imperfekcjami.

**Tabela 2.** Siły osiowe w elementach kratownicy w osi 5 i jej ugięcie przy jednej śrubie w połączeniu

Lp.	Element	Węzły zastrzałów ukośnych					
		węzły sztywne	otwór normalny	otwory owalne			
				prostopadły	prostopadły z poślizgiem	równoległy z poślizgiem	
1	2	3	4	5	6	7	
Bez lokalnych imperfekcji łukowych							
1	Pas górny	[kN]	159,5	210	224,8	240,9	271,8
2		%	100	132,0	140,9	151,1	170,4
3	Pas dolny	[kN]	-277,7	-272,7	-270,5	-269,3	-267,5
4		%	100	98,2	97,4	97,0	96,3
5	Krzyżulec przypadorowy	[kN]	-105,3	-128,0	-135,2	-140,8	-160,0
6		%	100	121,5	128,4	133,7	152,0
7	Ugięcie	[mm]	83,7	91,0	93,5	96,4	102,5
8		%	100	108,7	111,7	115,2	122,5
Z uwzględnieniem lokalnych imperfekcji łukowych ( $e_0 = L/200$ )							
9	Pas górny	[kN]	162,3	211,1	224,4	238,7	270,0
10		% <sup>1)</sup>	101,8	132,3	140,7	149,6	169,3
11		% <sup>2)</sup>	101,8	100,3	99,8	99,1	99,3
12	Pas dolny	[kN]	-279,4	-279,0	-275,6	-273,2	-270,3
13		% <sup>1)</sup>	100,6	100,5	99,3	98,4	97,3
14		% <sup>2)</sup>	100,6	102,3	101,9	101,4	101,0
15	Krzyżulec przypadorowy	[kN]	-94,4	-128,6	-136,4	-140,9	-161,3
16		% <sup>1)</sup>	89,7	122,1	129,5	133,8	153,2
17		% <sup>2)</sup>	89,7	100,5	100,9	100,1	100,8
18	Ugięcie	[mm]	87,1	98,6	101,3	104,1	111,8
19		% <sup>1)</sup>	104,1	117,8	121,0	124,4	133,6
20		% <sup>2)</sup>	104,1	108,9	108,3	108,0	109,1

Legenda: <sup>1)</sup> odniesiony do węzłów sztywnych bez imperfekcji, <sup>2)</sup> odniesiony do węzłów sztywnych z imperfekcjami.

Ugięcie kratownicy we wszystkich przedstawionych przypadkach wzrasta odpowiednio o 4,3%, 11,5%, 21,2%. Wprowadzenie do obliczeń lokalnych imperfekcji łukowych w prętach ściskanych do konstrukcji z podatnymi węzłami, praktycznie nie wpływa już na dystrybucję sił wewnętrznych. Zwiększa się natomiast do 9% ugięcie takiej konstrukcji w stosunku do ugięcia obliczonego bez imperfekcji łukowych.

W przypadku połączenia krzyżulców na jedną śrubę, wzrost wartości sił w górnym pasie i krzyżulcu jest nieco większy i wynosi odpowiednio: 32% i 21,5% przy otworach okrągłych normalnych, 51% i 33,7% przy otworach owalnych prostopadłych do osi pręta oraz 70,4% i 52%, gdy otwory owalne są usytuowane w kierunku równoległym do osi pręta. Ugięcie kratownicy z podatnymi węzłami i lokalnymi imperfekcjami wzrosło dla przedstawianych przypadków w stosunku do kratownicy ze sztywnymi węzłami odpowiednio o 17,8%, 24,4% i 33,6%.

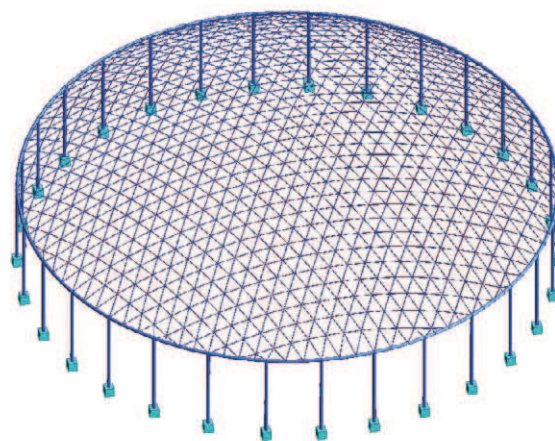
W związku z tym, że na skutek wprowadzonych podatności węzłów na przesuw nastąpił wzrost sił w górnych pasach kratownic pionowych od 20% do 70% (w zależności od przyjętych założeń) można wnioskować, że zachowanie się przekrycia z tak wykonanymi połączeniami krzyżulców w kratownicach ukośnych jak na rysunkach 4b, c jest bliższe zachowaniu się konstrukcji bez krzyżulców w kratownicach ukośnych niż konstrukcji ze sztywnymi węzłami. W ekspertyzie wykonanej po katastrofie hali przyjęto model przekrycia bez krzyżulców w kratownicach ukośnych.

#### 4. Jednowarstwowa kopuła prętowa

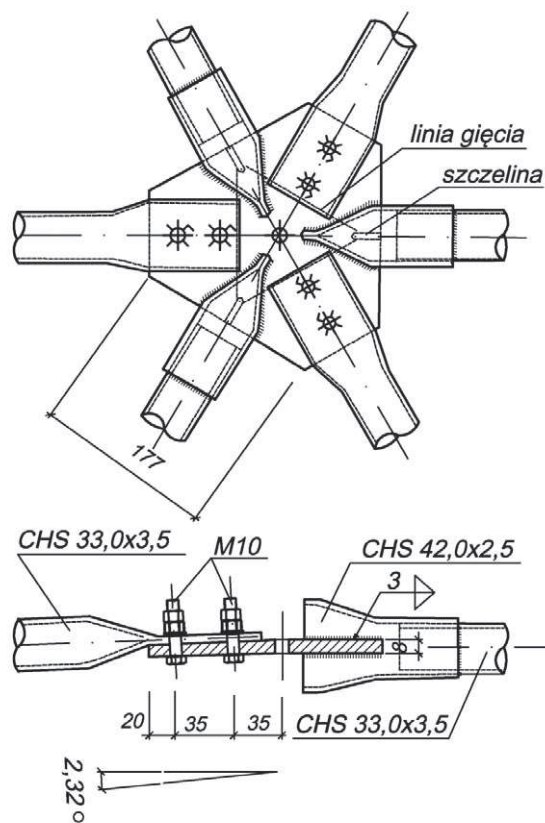
##### 4.1. Opis konstrukcji przekrycia

Znany jest również przypadek dwóch identycznych konstrukcji prętowych – kopuł, wzniesionych z końcem lat sześćdziesiątych ubiegłego wieku na terenach wystawowych w Chorzowie, w których luzy w połączeniach śrubowych, o wartościach bliskich wartościom normowym, były przyczyną awarii [8]. Kopuły o kształcie czaszy kulistej i wysokości 5 m, wsparte na stalowym pierścieniu nachylonym do poziomu pod kątem 4,76° stanowiły przekrycie wystawowych pawilonów, o przekroju kołowym o średnicy 30 m – rys. 1b i rys. 5. Kopuły zostały wykonane jako siatki prętowe o oczkach trójkątnych, o zmiennej długości boku trójkąta od 1091 mm do 1026 mm. Pręty wykonane z rur o średnicy 33 x 3,5 mm łączono w węzłach do blach o grubości 8 mm. W każdym węźle trzy pręty były przyspawane do blachy węzłowej, a pozostałe trzy połączone z tą blachą za pomocą śrub M10, z gwintem na całej długości trzpienia – rysunek 6.

Awaria kopuł nastąpiła po kilku latach eksploatacji pawilonów. Pierwsza kopuła zawałowała się w nocy po zwianiu śniegu z nawierzchni jej części na zawietrzną. Druga kopuła uległa awarii w ciągu następnego dnia w czasie jej odśnieżania. W wyniku badania połączeń prętów



Rys. 5. Schemat analizowanej kopuły



Rys. 6. Konstrukcja węzła kopuły

po awarii stwierdzono, że zewnętrzna średnica gwintu śrub wynosiła od 9,5 mm do 9,7 mm, a otwory na śruby, przy przewidzianych w blasze węzłowej i w blachach na końcach prętów 11 mm, miały średnicę 12 mm. Z kolei różnica między długością pręta a jego rzutem na płaszczyznę wyznaczoną przez sąsiednie węzły wynosiła 0,25 mm. Po pokonaniu sił tarcia mógł więc nastąpić lokalny przeskok węzła środkowego na wewnętrzną stronę płaszczyzny sześcioboku. Po awarii na ściankach otworów były widoczne odciski gwintu śrub.

## 4.2. Wyniki analizy

Analizie poddano kopułę o pionowej osi środkowej oraz pozostałych charakterystykach jak kopułę w Chorzowie (rys. 1b, rys. 5). Podstawiając do (1) i (2) dane:  $d = 9,6$  mm,  $f_{ub} = 400$  MPa,  $f_u = 360$  MPa,  $e_b = 20$  mm,  $p_b = 35$  mm,  $t' = t'' = 8$  mm przy dwóch śrubach w połączeniu uzyskano:  $k_{11} = 18,432 \cdot 10^3$  kN/mm,  $k_b = 1,021$ ,  $k'_t = k''_t = 1,25$ ,  $k'_{12} = k''_{12} = 52,929 \cdot 10^3$  kN/m oraz

$$K_\delta = \frac{10^3}{\frac{1}{2 \cdot 18,432} + \frac{1}{2 \cdot 52,929} + \frac{1}{2 \cdot 52,929}} = 21,730 \cdot 10^3 \text{ kN/m.}$$

Maksymalny, możliwy poślizg połączenia wynosi  $\delta = 12 - 9,6 = 2,4$  mm, który zgodnie z [8] wystąpił przy sile 6,92 kN.

Sprawdzono jeszcze, czy sztywność obrotowa połączenia określona ze wzoru (4):

$$K_\varphi = 10,865 \cdot 10^3 (0,0175^2 + 0,0175^2) = 6,655 \text{ kNm/rad}$$

może w przypadku nieliniowego modelu konstrukcji znacząco wpłynąć na rozkład sił wewnętrznych. Jak należało się spodziewać, wpływ ten okazał się znikomy, z uwagi na małe wartości momentów zginających w węzłach układu.

W obliczeniach uwzględniono ciężar własny konstrukcji stalowej, obciążenie pokryciem  $0,025$  kN/m<sup>2</sup> oraz dwa przypadki obciążenia śniegiem, jak na rysunku 7.

**Tabela 3.** Wartości współczynników  $\alpha_{s,1}$  i  $\alpha_{s,2}$

Rodzaj analizy	Bez imperfekcji lokalnych		Z uwzględnieniem imperfekcji lokalnych	
	$\alpha_{s,1}$	$\alpha_{s,2}$	$\alpha_{s,1}$	$\alpha_{s,2}$
1	2	3	4	5
Węzły sztywne	4,00	2,93	3,27	2,41
Węzły podatne bez poślizgu	1,79	1,12	1,64	1,04
Węzły podatne z poślizgiem	0,54	0,51	0,50	0,47

**Tabela 4.** Maksymalne przemieszczenia węzłów [mm], przy  $\alpha_{s,1} = \alpha_{s,2} = 1,0$

Rodzaj analizy	Kombinacja obciążeń	
	I	II
Węzły sztywne		
Liniowa	11,9	14,2
II rzędu bez imperfekcji lokalnych	12,0	14,4
II rzędu z imperfekcjami lokalnymi	12,4	15,0
Węzły podatne bez poślizgu		
Liniowa	30,2	44,1
II rzędu bez imperfekcji lokalnych	30,6	48,5
II rzędu z imperfekcjami lokalnymi	31,5	51,1
Węzły podatne z poślizgiem		
Liniowa	111,8	159,3
II rzędu bez imperfekcji lokalnych	utrata stateczności globalnej	
II rzędu z imperfekcjami lokalnymi	utrata stateczności globalnej	

Uwzględniono dwie kombinacje obciążeń:

- kombinacja I:  $1,35 \cdot G + \alpha_{s,1} \cdot 1,5 \cdot S_1$ ,
- kombinacja II:  $1,35 \cdot G + \alpha_{s,2} \cdot 1,5 \cdot S_2$ .
- Wartości mnożników  $\alpha_{s,1}$  oraz  $\alpha_{s,2}$  ustalono na podstawie:

- warunku nośności (stateczności) pojedynczego pręta lub jego połączenia, otrzymując z analizy II rzędu bez imperfekcji lokalnych  $\alpha_{s,1} = 1,13$  oraz  $\alpha_{s,2} = 0,92$ ,
  - warunku utraty globalnej stateczności kopuły.
- Uzyskane na podstawie analizy II rzędu wartości współczynników  $\alpha_{s,1}$  i  $\alpha_{s,2}$  z warunku b) zestawiono w tabeli 3. Wartości te w przypadku analizy konstrukcji z podatnymi węzłami i poślizgiem w węzłach wynoszą około 0,5. Mogło zatem dojść do utraty lokalnej stateczności kopuły. W tabelicy 4 zamieszczono wartości maksymalnych przemieszczeń węzłów, jakie uzyskano z analizy II rzędu kopuły bez imperfekcji lokalnych i z tymi imperfekcjami ( $e_0 = L/200$ ), przy założeniu węzłów sztywnych, podatnych i podatnych z poślizgiem. W analizie uwzględniono pełne normowe obciążenie kopuły śniegiem. Z uwagi na utratę stateczności globalnej kopuły nie udało się uzyskać rozwiązania konstrukcji z podatnymi węzłami i poślizgiem.

## 5. Wnioski

Na podstawie uzyskanych wyników, widzi się konieczność przeprowadzenia serii badań połączeń zakładkowych przy różnych rozwiązaniach konstrukcyjnych, a także standaryzacji opisu ich charakterystyk podatnościowych  $N - \delta$ . Połączenia zakładkowe najczęściej wykorzystuje się w masztach telefonii komórkowej, gdzie nadmierny obrót krawężnika wieży może być przyczyną nieprawidłowości w przekazie impulsów radiowych oraz w stężeniach dachowych i ściennych, gdzie podatność połączeń wpływa na wartość sprężystych przechyłów i strzałek wygięcia, a także w innych mniej typowych rozwiązaniach konstrukcyjnych, jak w przedstawionych przykładach.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] Chen W. F., Goto Y., Liew J. Y. R., Stability Design of Semi-Rigid Frames. John Wiley & Sons, 1996
- [2] Bródka J., Cwalina W., Sztywność i nośność ram stężonych o węzłach podatnych. Politechnika Białostocka 1998
- [3] Zamorowski J., Przemieszczenia kratowej wieży z węzłami podatnymi na przesuw, przy obciążeniach cyklicznie zmiennych. Roczniki Inżynierii Budowlanej – Zeszyt 4, 2004, s. 133–140
- [4] Giżejowski M., Standardowe modele połączeń podatnych w szkieletowych konstrukcjach stalowych. Inżynieria i Budownictwo, nr 10, 1997
- [5] Zamorowski J., Possibilities of assessing the flexibility of lap-joints in compliance with Eurocode 3. International Conference 70 Years of FCE STU. Bratislava, December 4–5, 2008
- [6] Zamorowski J., Katastrofa hali targowej w Chorzowie. Ochrona przed korozją 1/2009, s. 15–22
- [7] Zamorowski J., Kazek M., Kowolik B., Niewiadomski L., Błędy w hali MTK w Chorzowie. XXIII Konferencja Naukowo-Techniczna „Awary Budowlane”. Szczecin – Międzyzdroje 2007, s. 681–690
- [8] Augustyn J., Śledziwski E., Awary konstrukcji stalowych. Arkady, Warszawa, 1976
- [9] PN-EN 1993-1-8:2006 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-8: Projektowanie węzłów