



PRZEGLĄD TECHNICZNY

CZASOPISMO POŚWIĘCONE SPRAWOM TECHNIKI I PRZEMYSŁU

WYDAWCA SP. Z O. O. PRZEGLĄD TECHNICZNY

REDAKTORZY INŻ. J. FALKIEWICZ I INŻ. M. THUGUTT

Nr. 13

WARSZAWA, 30 CZERWCA 1937 R.

Tom LXXV.

Inż. P. JAKOWLEW

531.23:624.085

Momenty węzłowe od obciążeń pionowych w konstrukcjach wielopiętrowych

Obliczenia ściśle momentów węzłowych w ramach wielopiętrowych i wieloprzęsłowych są zwykle bardzo skomplikowane i zajmują zbyt wiele czasu, aby mogły być stosowane w praktyce, przy projektowaniu budynków szkieletowych. Zwyczajne terminy, wyznaczane dla opracowania tych projektów, są tak krótkie, a praca odbywa się w takim pośpiechu, że o dokładniejszych obliczeniach w tych warunkach mowy być nie może.

Wobec tego powszechnie stosuje się metodę bardzo uproszczoną, polegającą na tym, że np. momenty w słupach skrajnych przyjmuje się równe połowie momentu całkowitego zamocowania przylegającej belki. A ponieważ zamocowanie sprężyste nigdy nie może być zamocowaniem całkowitym, w ten sposób obliczone momenty rzeczywiste otrzymuje się za duże i to czasem o wiele za duże. Obliczenie takie jest więc bardzo dalekie od zasady oszczędności, która przenika wszystkie inne obliczenia

W budownictwie spotyka się jednak bardzo często wypadki, kiedy w ramach 3-przęsłowych środkowe przęsło jest znacznie mniejsze od skrajnych, np. $l_2 = 0,5 l_1$ lub $l_2 = 0,33 l_1$, gdzie l_1 — rozpiętość przęsła skrajnego, a w dodatku słupy środkowe prawie zawsze są nieco grubsze od skrajnych, najczęściej

$$I_2 = 1,5 I_1$$

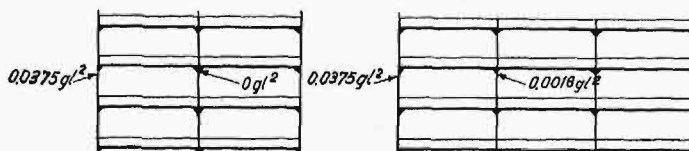
gdzie I_1 — moment bezwładności słupa skrajnego.

W takiej ramie momenty gnące od obciążenia stałego i ruchomego są niewiele mniejsze od momentów w słupach skrajnych.

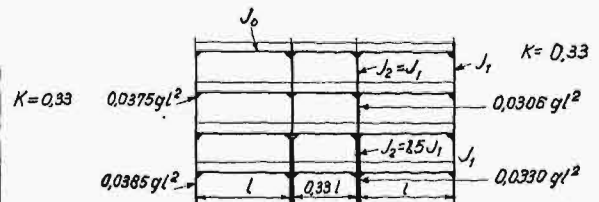
Np. przy współczynniku sztywności

$$k = \frac{I_0 h}{I_1 l} = 0,33 \text{ i } l_2 = 0,33 l_1$$

gdzie I_0 — moment bezwładności belki, momenty otrzymuje się, jak na rys. 2 i 3.



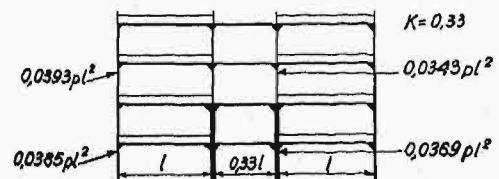
Rys. 1.



Rys. 2.

statyczne, dotyczące o wiele mniej ważnych części konstrukcji.

Co się tyczy słupów środkowych, to przy obliczeniach uproszczonych, przyjmuje się, że momenty w tych słupach są równe zero. Tu popełniamy jeszcze gorszy błąd, bo nie w kierunku zwiększenia bezpieczeństwa, a naodwrot. Rzeczywiście, jak widać z podanych niżej wzorów, momenty w słupach środkowych od obciążenia równomiernego stałego są równe lub bliskie zero, ale tylko w ramach o równych przęsłach.



Rys. 3.

W tym II wypadku ($I_2 = 1,5 I_1$), najczęściej spotykany, momenty w słupach środkowych są tylko

o 4 do 14% mniejsze od momentów w słupach skrajnych. Absolutne zaś wartości momentów środkowych dotychczas bagatelizowanych lub pomijanych

$$\frac{gl^2}{30} \text{ oraz } \frac{pl^2}{27}$$

są niewiele mniejsze od sakramentalnego momentu $\frac{gl^2}{24}$, przyjmowanego w obliczeniach przybliżonych.

Co się tyczy obciążeń ruchomych, to tutaj nawet i w ramach równoprzęsłowych momenty środkowe bardzo mało się różnią od skrajnych, szczególnie w piętrach dolnych, gdzie wszystkie słupy są grubsze i współczynnik sztywności k jest mniejszy.

Ponieważ przekroje słupów różnych pięter zwiększają się ku dołowi, współczynnik k w tym samym szkieletcie zmienia się czasem od 0,1 do 10.

Dla przykładu weźmy $k = 0,33$. Wtedy dla ramy 3-przęsłowej o 3-ch równych przesłach, co się w praktyce nawet dość rzadko spotyka, otrzymamy momenty pokazane na rys. 4. Jak widzimy, te momenty środkowe o absolutnej wartości $= \frac{pl^2}{26,5}$ są tylko o 5% mniejsze od skrajnych.



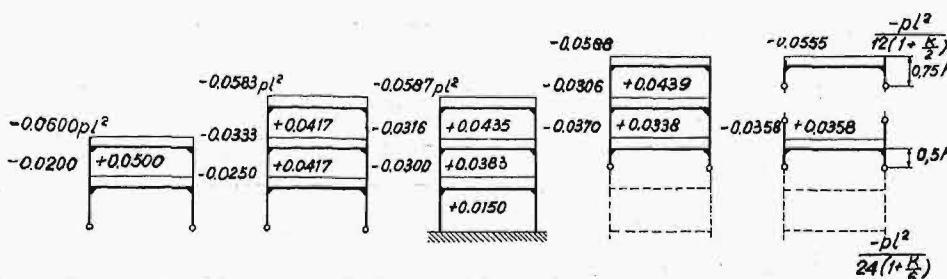
Rys. 4.

W ramach 2-przęsłowych, spotykanych dość często, momenty środkowe od obciążeń ruchomych są nawet jeszcze większe niż w słupach skrajnych (rys. 5). Można to łatwo stwierdzić studiując tabele v. Henninga w Betonkalender.



Rys. 5.

Widzimy teraz jak mylne jest ogólnie przyjęte mniemanie, że momenty w słupach środkowych zwykłych ram szkieletowych są bliskie zeru.



Rys. 6.

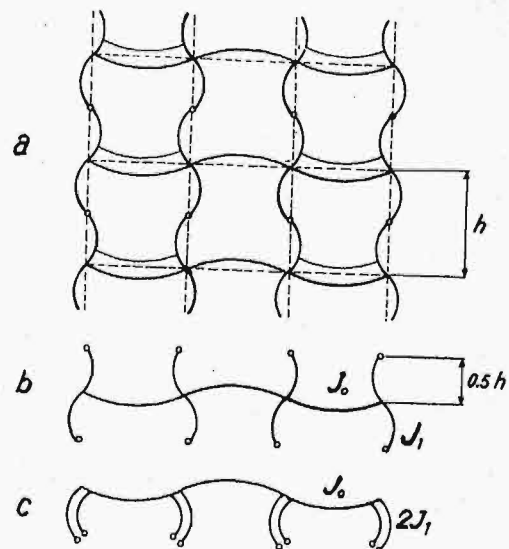
Dla sprostowania tego błędu, oraz dla ułatwienia bardziej dokładnych obliczeń słupów środkowych, a zarazem dla otrzymania większej oszczędności w projektowaniu słupów skrajnych, opracowane zostały przez autora niżej przytoczone i uzasadnione wzorami tabel momentów węzłowych w szkieletach wielopiętrowych, różnych typów, najczęściej spotykanych w praktyce. Wzory i wartości momentów wyprowadzone są ze znanych wzorów Kleinogla dla ram 1-piętrowych, odpowiednio przekształconych.

Zgodnie z inż. Bleichem, Hawrankiem i innymi specjalistami konstrukcji szkieletowych przyjęto, że punkty przegięcia ($M = 0$) w słupach znajdują się w połowie wysokości piętra, za wyjątkiem górnego piętra, gdzie punkt ten przyjmuje się w odległości $\frac{3}{4}$ wysokości licząc od górnego węzła. Wy-

starczy porównać (rys. 6) momenty węzłowe wielopiętrowej ramy 1 przęsłowej, obliczone np. dla

$$k = \frac{I_0 h}{I_1 l} = 1.$$

W ramach 2 i 3-przęsłowych momenty będą nieco inne, ale wzajemny stosunek, czyli przebieg ich w linii pionowej będzie analogiczny.



Rys. 7.

Momenty w ramie (a) są takie same jak w ramie (c), o ile zamiast h podstawimy $0,5 h$, a zamiast l słupa — $2 l$,

$$k' = \frac{I_0 \cdot 0,5h}{2l_1 \cdot l} = \frac{I_0 h}{4l_1 l} = \frac{k}{4}$$

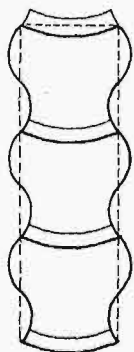
Dla górnych części trzeba podstawić

$$k' = \frac{I \cdot 0,75h}{I_1 l} = 0,75k$$

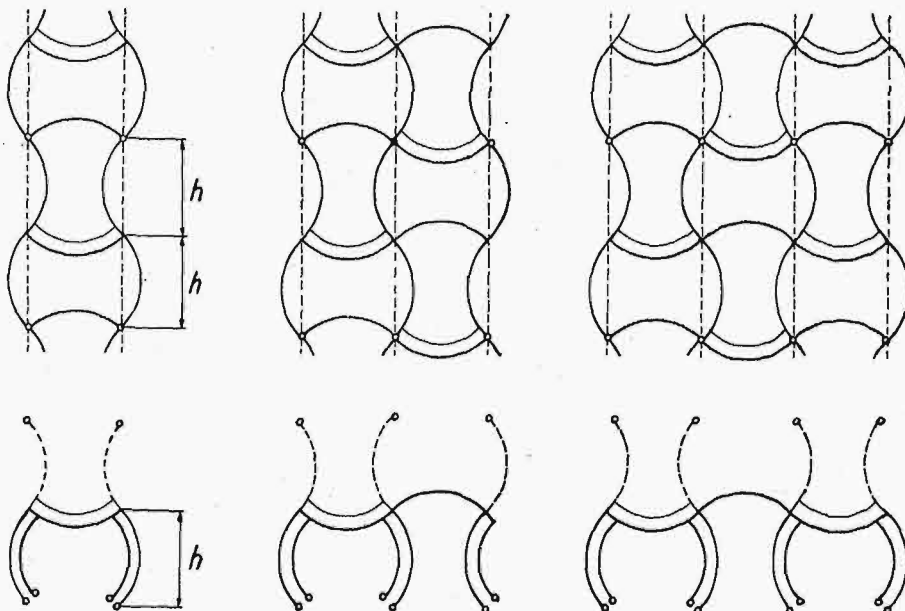
Rzeczywiste momenty węzłowe w słupach ramy *a* równe są połowie momentów, otrzymanych dla słupów zastępczej ramy *c*. Nie dotyczy to naturalnie piętra górnego, bo w ramie zastępczej niema zdwojonych słupów.

Ten sposób rozmieszczenia punktów zerowych otrzymujemy przy 2-ach rodzajach obciążenia: 1) przy obciążeniu stałym, czyli przy jednoczesnym obciążeniu wszystkich przęseł na wszystkich piętrach, oraz przy obciążeniu ruchomym, wywołującym maksymalne momenty węzłowe (tak w słupach jak i w belkach).

Ten drugi rodzaj obciążenia przedstawiony jest schematycznie na rys. 8 dla ramy 1-przęsłowej (np. 1-okienne ryzality i wykusze i na rys. 4 i 5 dla ram 2- i 3-przęsłowych.



Rys. 8.



Rys. 9.

Dla otrzymania maksymalnych momentów w przęsłach belek schemat obciążenia ruchomego musi być taki, jak na rys. 9. Przy tym (III) sposobie obciążenia, punkty zerowe w słupach znajdują się w węzłach, lecz nie w każdym węźle, a co 2 piętra. Wobec tego wysokość słupów w ramach zastępczych będzie $= h =$ wysokości piętra, a moment bezwładności $= 2 I_1$.

W tych warunkach dla wszystkich pięter prócz górnego zastępczy współczynnik

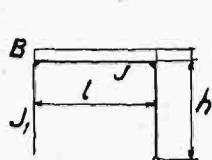
$$\bar{k}' = \frac{I_0 h}{2 I_1 l} = 0,5k$$

Tak samo dla ramy górnej (dachowej) $k'' = \frac{I_0 h}{I l} = k$.

Niżej podajemy szereg tabel momentów węzłowych, a dla ramy 1-przęsłowej, — również i maksymalne momenty w przęśle.

1. Rama 1-przęsłowa.

Wzór zasadniczy dla momentu węzłowego w ramie pojedynczej:



$$M_B = \frac{p l^2}{12 \left(1 + \frac{2}{3} k \right)}$$

$$k = \frac{I h}{I_1 l}$$

Dla piętra górnego $k'' = \frac{3}{4} k$; $\max M_B$ w węźle $=$

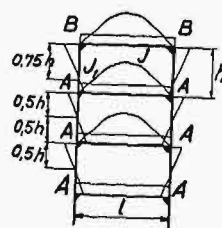
$$= - \frac{p l^2}{12 \left(1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{3}{4} k \right)} = - \frac{p l^2}{12 \left(1 + \frac{k}{2} \right)}$$

Dla innych pięter $k' = \frac{k_1}{4}$; $\max M_A$ w belce $=$

$$= - \frac{p l^2}{12 \left(1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{4} k \right)} = - \frac{p l^2}{12 \left(1 + \frac{k}{6} \right)}$$

$$M_{A1} = - \frac{g l^2}{24 \left(1 + \frac{k}{6} \right)} \text{ w słupie.}$$

Dla obciążenia stałego (I)



Rys. 11.

W przęśle BB:

$$M'_{BB} = \frac{g l^2}{8} - M_B$$

W przęśle AA:

$$M'_{AA} = \frac{g l^2}{8} - M_A$$

Dla obciążenia ruchomego (III)

W przęśle górnym $k'' = k$

$$M''_{BB} = \frac{p l^2}{8} - M_B = \frac{p l^2}{8} - \frac{p l^2}{12 \left(1 + \frac{2}{3} k \right)}$$

$$= \frac{1 + 2k}{24 \left(1 + \frac{2}{3} k \right)} p l^2 = \frac{(2k + 1)}{(2k + 3)} \cdot \frac{p l^2}{8}$$

W innych piętrach $k' = \frac{k}{2}$

$$M'_{AA} = \frac{p l^2}{8} - M_A = \frac{1 + k}{24 \left(1 + \frac{k}{3} \right)} p l^2 = \frac{(k + 1)}{(k + 3)} \cdot \frac{p l^2}{8}$$

K	M_B	M_A	M_{A_1}	$M' \text{ i } M''$		$M' \text{ i } M''$	
	w belce i w słupie	w belce	w słupie	w przęśle B-B		w przęsłach A-A	
12	$\frac{1}{84} gl^2$	$\frac{1}{36} gl^2$	$\frac{1}{72} gl^2$	$\frac{1}{8,8} gl^2$	$\frac{1}{8,6} pl^2$	$\frac{1}{10,3} gl^2$	$\frac{1}{9,2} pl^2$
8	$\frac{1}{60}$	$\frac{1}{28}$	$\frac{1}{56}$	$\frac{1}{9,2}$	$\frac{1}{8,9}$	$\frac{1}{11,2}$	$\frac{1}{9,8}$
6	$\frac{1}{48}$	$\frac{1}{24}$	$\frac{1}{48}$	$\frac{1}{9,6}$	$\frac{1}{9,2}$	$\frac{1}{12}$	$\frac{1}{10,3}$
4	$\frac{1}{36}$	$\frac{1}{20}$	$\frac{1}{40}$	$\frac{1}{10,3}$	$\frac{1}{9,8}$	$\frac{1}{13,3}$	$\frac{1}{11,2}$
3	$\frac{1}{30}$	$\frac{1}{18}$	$\frac{1}{36}$	$\frac{1}{10,9}$	$\frac{1}{10,3}$	$\frac{1}{14,4}$	$\frac{1}{12}$
2	$\frac{1}{24}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{1}{32}$	$\frac{1}{12}$	$\frac{1}{11,2}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{1}{13,3}$
1	$\frac{1}{18}$	$\frac{1}{14}$	$\frac{1}{28}$	$\frac{1}{14,4}$	$\frac{1}{13,3}$	$\frac{1}{18,6}$	$\frac{1}{16}$
0,66	$\frac{1}{16}$	$\frac{1}{13,33}$	$\frac{1}{26,6}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{1}{14,9}$	$\frac{1}{20}$	$\frac{1}{17,6}$
0,50	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{13}$	$\frac{1}{26}$	$\frac{1}{17,1}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{1}{20,8}$	$\frac{1}{18,7}$
0,33	$\frac{1}{14}$	$\frac{1}{12,66}$	$\frac{1}{25,3}$	$\frac{1}{18,6}$	$\frac{1}{17,6}$	$\frac{1}{21,7}$	$\frac{1}{20}$
0,25	$\frac{1}{13,5}$	$\frac{1}{12,5}$	$\frac{1}{25}$	$\frac{1}{19,6}$	$\frac{1}{18,7}$	$\frac{1}{22,2}$	$\frac{1}{20,8}$
0,10	$\frac{1}{12,6}$	$\frac{1}{12,2}$	$\frac{1}{24,4}$	$\frac{1}{21,7}$	$\frac{1}{21,4}$	$\frac{1}{23,2}$	$\frac{1}{22,6}$

$$M_{Bp} = -\frac{pl^2}{8} \left[\frac{1}{3+4k_1} + \frac{1}{3+k_1+2k_2} \right]$$

$$\frac{Ih}{I_1l} = k_1 \quad \frac{Ih}{I_2l} = k_2 \quad \text{Przy } I_1 = I_2, k_1 = k_2$$

$$M_{Bp} = -\frac{pl^2}{24} \left[\frac{1}{(1+\frac{4}{3}k_1)} + \frac{1}{(1+k_1)} \right]$$

W belce

$$M_{C,p} = -\frac{pl^2}{8} \left[\frac{(1+2k_1)}{(3+4k_1)} = \frac{1}{(4+k_1+2k_2)} \right] = M_{Bp} + M_{Bg} \cdot k_1$$

W słupie środkowym

$$M_{C,p} = -\frac{pl^2}{4} \cdot \frac{1}{(3+k_1+2k_2)}$$

przy

$$I_1 = I_2 \quad k_1 = k_2$$

W słupie środkowym

$$M_{C,p} = -\frac{pl^2}{4} \cdot \frac{1}{3+3k_1} = -\frac{pl^2}{12} \cdot \frac{1}{1+k_1}$$

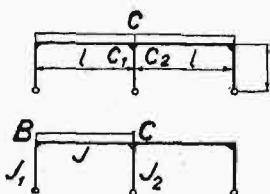
Dla max. momentów w słupach (obciążenia 1 i 2) przyjmujemy dla górnego piętra

$$k'' = \frac{3}{4} k_1, \text{ dla innych pięter } k' = \frac{k_1}{4}$$

2. Rama 2-przęsłowa.

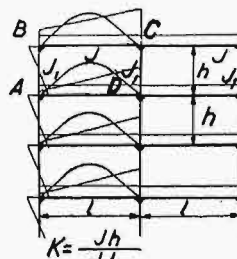
Od obciążenia stałego:

$$M_{Bg} = -\frac{gl^2}{4(3+4k_1)} = \frac{gl^2}{12} \cdot \frac{1}{(1+\frac{4}{3}k_1)}$$



Rys. 12.

Maksymalny moment podporowy w belce $M_{C_1} = M_{Bg} (1+2k_1)$ W słupie $M_{C_2} = 0$ Od obciążenia ruchomego



Rys. 13.

Dla max. momentów przęsłowych w belkach ramowych przyjmujemy (obciążenie III).

dla górnego piętra

$$k'' = k_1,$$

dla innych pięter

$$k' = \frac{k_1}{2}$$

Górne piętro

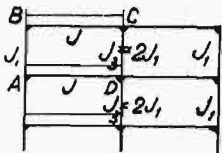
Wypadek 1. $I_2 = I_1$

K	R o d z a j o b c i ą ż e n i a							
	I		II		I		III	
	M_B w słupie skrajnym i w belce	M_{C_1} max. w belce	M_{C_2} w słupie środkowym	M_{BC_1} w przęśle	M_B min.	M_{C_1} min.	$M_{B_{C_1}}$ max. w przęśle	
	gl_2	pl^2	gl^2	gl^2	pl^2	gl^2	pl^2	pl^2
4	$\frac{1}{60}$	$\frac{1}{58}$	$\frac{1}{8,6}$	0	$\frac{1}{48}$	$\frac{1}{17,1}$	0,0150	$\frac{1}{12}$
2	$\frac{1}{36}$	$\frac{1}{32,6}$	$\frac{1}{9}$	0	$\frac{1}{30}$	$\frac{1}{18}$	0,0252	$\frac{1}{13,1}$
1	$\frac{1}{24}$	$\frac{1}{22,3}$	$\frac{1}{9,5}$	0	$\frac{1}{21}$	$\frac{1}{19,2}$	0,0385	$\frac{1}{14,1}$
0,66	$\frac{1}{20}$	$\frac{1}{19}$	$\frac{1}{10}$	0	$\frac{1}{18}$	$\frac{1}{20}$	0,0471	$\frac{1}{16,2}$
0,33	$\frac{1}{16}$	$\frac{1}{15,5}$	$\frac{1}{10,6}$	0	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{21,3}$	0,0600	$\frac{1}{18}$

Inne piętra.

Wypadek $I_2 = I_1$

k	R o d z a j o b c i ą ż e n i a								
	I		II		I		III		
	M_A w słupie skrajnym	M_{D_1} w belce	M_{D_2} w słupie środk.	M_{AD_1} w przęśle	M_A min.	M_{D_1} min.	M_{AD_1} max. w przęśle		
	gl^2	pl^2	gl^2	gl^2	pl^2	gl^2	pl^2	pl^2	
4	$\frac{1}{56}$	$\frac{1}{51,5}$	$\frac{1}{9,3}$	0	$\frac{1}{48}$	$\frac{1}{18,6}$	0,0252	0,0707	$\frac{1}{13,1}$
2	$\frac{1}{40}$	$\frac{1}{38}$	$\frac{1}{10}$	0	$\frac{1}{36}$	$\frac{1}{20}$	0,0385	0,0745	$\frac{1}{14,1}$
1	$\frac{1}{32}$	$\frac{1}{31}$	$\frac{1}{10,6}$	0	$\frac{1}{30}$	$\frac{1}{21,2}$	0,0528	0,0778	$\frac{1}{16,7}$
0,66	$\frac{1}{29,5}$	$\frac{1}{28,7}$	$\frac{1}{11}$	0	$\frac{1}{28}$	$\frac{1}{21,9}$	0,0600	0,0795	$\frac{1}{18}$
0,33	$\frac{1}{26,7}$	$\frac{1}{23,4}$	$\frac{1}{11,1}$	0	$\frac{1}{26}$	$\frac{1}{23,5}$	0,0696	0,0809	$\frac{1}{20}$



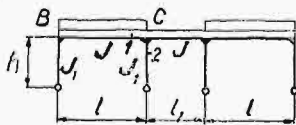
Rys. 14.

W wypadku 2, kiedy przekroje słupów środkowych są większe ($I_2 = 2I_1$) od skrajnych — co w praktyce właśnie najczęściej się zdarza — podamy tutaj tylko maksymalne momenty w słupach, a więc przy obciążeniu ruchomym 1-stronnym (sposób 2).

Momenty od obciążenia stałego są takie same, jak w wypadku 1, ponieważ przy symetrii obciążenia, I_2 słupa środkowego nie ma wpływu na momenty. Co się tyczy maksymalnych momentów przęsłowych, to będą one nieco mniejsze od podanych w tabelach poprzednich, obliczonych dla $I_2 = I_1$.

3. Wielopiętrowe ramy 3-przęsłowe, symetryczne.

Podstawowe wzory *) ramy zasadniczej (1-piętrowej):



Rys. 15.

$$k_1 = k_2 = \frac{Ih}{I_1 l},$$

$$\alpha = \frac{l_1}{l}$$

Od ciężaru stałego:

$$M_B = -\frac{gl^2}{4N} [3\alpha(2k_1 + 1) + 2k_1 - 2k_1\alpha^3]$$

$$N = 3\alpha(8k_1 + 4k_1^2 + 3) + 8k_1^2 + 6k_1$$

Od ciężaru ruchomego:

$$M_B = -\frac{pl^2}{4N} [3\alpha(2k_1 + 1) + 2k_1]$$

a) Największe momenty w słupach skrajnych.

Wartości M_B przy różnych k_1 oraz różnych $\alpha = l_1 : l$ w ramach 1-o piętrowych.

k	$l : l_1 : l =$							
	1 : 1 : 1		1 : 0,75 : 1		1 : 0,50 : 1		1 : 0,33 : 1	
	gl^2	pl^2	gl^2	pl^2	gl^2	pl^2	gl^2	pl^2
4	0,150	0,195	0,166	0,188	0,170	0,179	0,170	0,170
3	0,188	0,242	0,207	0,235	0,213	0,224	0,208	0,212
2	0,252	0,319	0,275	0,310	0,285	0,298	0,280	0,285
1,5	0,300	0,378	0,331	0,370	0,343	0,358	0,338	0,343
1	0,381	0,466	0,412	0,457	0,430	0,445	0,425	0,430
0,75	0,437	0,525	0,475	0,520	0,487	0,505	0,497	0,492
0,66	0,462	0,550	0,497	0,543	0,514	0,531	0,515	0,520
0,50	0,517	0,603	0,554	0,529	0,570	0,590	0,570	0,575
0,33	0,591	0,669	0,618	0,660	0,637	0,654	0,642	0,648
0,25	0,633	0,705	0,665	0,705	0,681	0,695	0,680	0,690
0,17	0,688	0,745	0,712	0,745	0,727	0,740	0,730	0,735

Wszystkie liczby należy podzielić przez 10000.

b) Największe momenty w słupach środkowych.

$$M_{C_2} = -\frac{(g+p)l^3}{4N} (1+2k)3\alpha + \frac{gl^2}{4N} (3+4k_1)\alpha^3$$

a więc dla ciężaru stałego:

$$M_{C_2} = -\frac{gl^2}{4N} [(1+2k_1)3\alpha + (3+4k_1)\alpha^3],$$

a dla ciężaru ruchomego:

$$M_{C_2} = -\frac{pl^2}{4N} (1+2k_1)3\alpha.$$

Wartość $N =$ jak dla M_B .

Wartość M_{C_2} przy różnych k_1 i α w ramach 1-o piętrowych.

*) Kleinlogel „Mehrstielige Ramen“).

k_1	$l:l_1:l =$							
	1:1:1		1:0,75:1		1:0,50:1		1:0,33:1	
	gl^2	pl^2	gl^2	pl^2	gl^2	pl^2	gl^2	pl^2
4	0,044	0,150	0,088	0,135	0,092	0,112	0,082	0,089
3	0,054	0,189	0,101	0,169	0,117	0,142	0,105	0,114
2	0,067	0,251	0,135	0,229	0,159	0,194	0,146	0,159
1,5	0,076	0,303	0,160	0,278	0,193	0,238	0,179	0,196
1	0,085	0,382	0,196	0,354	0,248	0,307	0,236	0,258
0,750	0,088	0,439	0,225	0,406	0,290	0,360	0,282	0,309
0,666	0,088	0,460	0,236	0,433	0,308	0,385	0,302	0,330
0,500	0,087	0,518	0,261	0,490	0,350	0,440	0,350	0,385
0,333	0,078	0,591	0,288	0,560	0,403	0,515	0,416	0,460
0,250	0,070	0,634	0,305	0,608	0,445	0,571	0,466	0,517
0,166	0,057	0,686	0,325	0,670	0,485	0,630	0,530	0,586
0,083	0,035	0,750	0,343	0,736	0,549	0,719	0,612	0,685

Dla otrzymania maksymalnych momentów w słupach wielopiętrowej ramy 3-przęsłowej należy, podobnie jak w ramach 2-przęsłowych, przyjąć:

dla górnego piętra

$$k_1 = \frac{3}{4} k = \frac{3}{4} \cdot \frac{I_b h}{I_s l}$$

dla innych pięter

$$k_1 = \frac{k}{4} = \frac{I_b h}{4 I_s l}$$

W tym ostatnim wypadku, tak samo jak dla ram 2-przęsłowych, moment w słupie

$$M_A = 0,5 M_B,$$

gdzie M_B — moment, otrzymany z tabel przy podstawieniu $k_1 = \frac{k}{4}$

Naprzykład, przy $k = 2$, oraz $\alpha = 1$, moment w słupie skrajnym górnego piętra będzie jak dla

$$k = \frac{3}{4} \cdot 2 = 1,5,$$

czyli

$$M_B = -0,0300 gl^2 - 0,0378 pl^2$$

To samo dla słupów skrajnych innych pięter

$$M_A = 0,5 M_{k=2}, \quad k_1 = \frac{k}{4} = \frac{2}{4} = 0,5,$$

czyli

$$M_A = -0,5 \cdot 0,0517 gl^2 - 0,5 \cdot 0,0603 pl^2 = -0,0288 gl^2 - 0,0302 pl^2.$$

Wartości M_C przy różnych k_1 oraz α w ramach 1-piętrowych

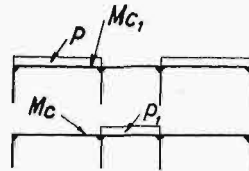
k_1	$\alpha = 1$		$\alpha = 0,75$		$\alpha = 0,50$		$\alpha = 0,33$	
	gl^2	pl^2	gl^2	pl^2	gl^2	pl^2	gl^2	pl^2
4	-0,0996	-0,0551	-0,0840	-0,0615	-0,0793	-0,0710	-0,0835	-0,0806
2	-0,0990	-0,0587	-0,0846	-0,0640	-0,0787	-0,0710	-0,0823	-0,0795
1	-0,0975	-0,0638	-0,0844	-0,0667	-0,0783	-0,0715	-0,0800	-0,0774
0,66	-0,0960	-0,0668	-0,0848	-0,0695	-0,0785	-0,0724	-0,0793	-0,0770
0,50	-0,0949	-0,0690	-0,0844	-0,0706	-0,0787	-0,0732	-0,0791	-0,0770
0,33	-0,0929	-0,0721	-0,0837	-0,0725	-0,0789	-0,0744	-0,0783	-0,0765
0,17	-0,0896	-0,0762	-0,0839	-0,0764	-0,0801	-0,0770	-0,0793	-0,0780

Dla momentów w słupach środkowych postępujemy analogicznie.

c) Największe momenty przęsłowe.

Podstawowy wzór ramy zasadniczej (1-piętrowej):

Moment w belce przy słupie środkowym, od obciążenia przęsł skrajnych (ciężar ruchomy):



Rys. 16.

$$M_{PC} = - \frac{pl^2}{4N} (1 + 2k_1) (3\alpha + 2k_1)$$

Tak samo od obciążenia przęsła środkowego:

$$M_{P,C} = - \frac{pl^2}{N} \alpha^3 k_1 (1 + k_1)$$

A więc od obciążenia wszystkich przęsł (ciężar stały):

$$M_{sc} = - \frac{gl^2}{4N} [(1 + 2k_1) (3\alpha + 2k_1) + 4^3 k_1 (1 + k_1)]$$

Mając gotowe tabele dla wartości obu momentów podporowych w przęsle skrajnym (M_B oraz M_{C_1}) obliczamy momenty w środku przęsła, które są w zupełności wystarczające dla obliczeń przybliżonych (a prawie wszystkie nasze obliczenia są tylko przybliżone). Jeżeli chodzi o zupełnie dokładne obliczenie momentów maksymalnych, można je również bardzo łatwo szybko obliczyć, mając pod ręką, w 2-ch powyższych tabelkach, współczynniki obu momentów podporowych w/g znanego wzoru:

$$\begin{aligned} \max M_{BC} &= \frac{pl}{8} + \frac{M_B + M_{C_1}}{2} + \frac{(M_B - M_{C_1})^2}{2pl^2} = \\ &= M_{0,5l} + \frac{(M_B - M_{C_1})^2}{2pl^2} \quad X_{maxM} = \frac{l}{2} + \\ &+ \frac{M_{C_1} - M_B}{pl} \end{aligned}$$

Poprawka $\Delta = \frac{(M_B - M_{C_1})^2}{2pl^2}$ w stosunku do średniej wartości, $M_{0,5l}$ w większości wypadków jest znikoma.

Mianowicie dla wszystkich wartości $k, \leq 1$ przy stosunku α od 0,33, 0,50 i 0,75, a więc w wypadkach najczęściej w praktyce spotykanych, — poprawka ta nie przekracza 1%

$$M_{0,5l} \text{ (Przy } \alpha = 1, \Delta = 3\%).$$

Przy $k_1 = 2$ poprawka $\Delta \approx 2\%$

$$\text{(przy } \alpha = 1, \Delta = 4\%).$$

Przy $k_1 = 4$ poprawka $\Delta \sim 3\%$ i przy $\alpha = 1$

$\Delta^-_{max} = 5\%$. Jest to największa wartość poprawki, spotykanej w praktyce.

Momenty przesłowe w ramach wielopiętrowych otrzymujemy, podstawiając tak samo jak w ramach 2-przesłowych, w tabeli dla M

$$k_1 = k = \frac{I_b h}{l l} \text{ dla górnego piętra i}$$

$$k_1 = \frac{k}{2} = \frac{I_b h}{2l_s l} \text{ dla innych pięter,}$$

(bez dzielenia momentu przez 2).

Wartości $M_{0,5} l$ przy różnych k_1 oraz α .

K_1	$l : l_1 : l$							
	1 : 1 : 1		1 : 0,75 : 1		1 : 0,5 : 1		1 : 0,33 : 1	
	gl^2	pl^2	gl^2	pl^2	gl^2	pl^2	gl^2	pl^2
4	0,677	0,877	0,745	0,849	0,769	0,806	0,748	0,762
2	0,629	0,797	0,690	0,775	0,713	0,746	0,698	0,710
1	0,572	0,698	0,622	0,688	0,643	0,670	0,638	0,648
0,66	0,539	0,641	0,578	0,631	0,600	0,623	0,596	0,605
0,50	0,517	0,604	0,550	0,600	0,572	0,589	0,570	0,578
0,33	0,490	0,555	0,523	0,558	0,537	0,538	0,538	0,544
0,17	0,458	0,547	0,478	0,496	0,484	0,495	0,489	0,493

d) Największe momenty na podporach belek.

Wiemy, że największe momenty występują przy słupach środkowych od strony większego przęsła skrajnego.

W ramie 1-piętrowej (por. Kleinogel) od obciążenia ruchomego:

$$M_C = -\frac{Pl^2}{8} \left[\frac{1+2k}{N_1} + \frac{(1+2k_1)T}{N} \right] - \frac{P_1 l^2 k_1 (1+k_1) \alpha^3}{N}$$

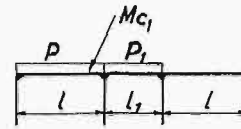
Dr. Inż. W. PONIŻ

621 . 791 : 691 . 7 : 721 . 93 .

Dziesięciolecie spawania konstrukcyj stalowych w Polsce

Dziesięć lat upływa od czasu gdy w „Przeglądzie Technicznym” pojawił się artykuł prof. *Stefana Bryły* „Spawanie elektryczne żelaza w budownictwie i mostownictwie”. Dla tych, którzy spawanie już w istocie swej znali i zdawali sobie sprawę, że można będzie je stosować do konstrukcyj stalowych, a nie zdawali sobie tylko sprawy z możliwości i konsekwencji, było to pierwsze syntetyczne ujęcie, podanie wielu możliwych rozwiązań i nowych wzorów. Dla innych artykuł ten był rewelacją, zwrócił bowiem uwagę na nowe ogromne możliwości konstrukcyj inżynierskiej. Nic dziwnego, że zwrócił on uwagę daleko poza Polską i przetłumaczony został w krótkim czasie na język niemiecki, francuski i serbsko-chorwacki, w innych państwach rozpowszechnił się w języku polskim. *Patton* pisał o nim, że wskazuje nowe drogi i że nie widział uprzednio tych możliwości.

Wzory na obliczanie spoin ścinanych, które w „Przeglądzie Technicznym” podał prof. *St. Bryła*,



Rys. 17.

$$k = \alpha + 2k_1,$$

$$T = 3\alpha + 2k_1$$

$$N = \text{jak poprzednio } N_1 = 4k_1(2 + \alpha) + 3(1 + 2\alpha).$$

Momenty od obciążenia stałego podane są w rozdziale C.

Wartości $\max M_{pC}$, przy różnych k_1 oraz α w ramach 1—piętrowych.

k_1	$l : l_1 : l =$			
	1 : 1 : 1	1 : 0,75 : 1	1 : 0,5 : 1	1 : 0,33 : 1
	pl^2	pl^2	pl^2	pl^2
4	1,138	0,985	0,925	0,950
2	1,114	0,967	0,911	0,930
1	1,074	0,951	0,895	0,902
0,66	1,044	0,934	0,885	0,888
0,33	0,986	0,903	0,865	0,866

Dla ramy wielopiętrowej stosujemy te same podstawienia jak w rozdziale c, a więc dla górnego piętra

$$k_1 = k$$

i dla wszystkich innych pięter

$$k_1 = \frac{k}{2}$$

Wypadek kiedy momenty bezwładności słupów środkowych są większe, aniżeli w słupach skrajnych — pomijamy tutaj świadomie, ponieważ w ramach 3-przesłowych słupy te wypadają zwykle jednakowe, z przyczyn następujących: 1) przy równych przęsłach obciążenie słupów skrajnych jest mniejsze, ale za to momenty są większe aniżeli w słupach środkowych, 2) przy przęsle środkowym mniejszym, zarówno obciążenia jak i momenty w słupach skrajnych i środkowych niewiele się różnią.

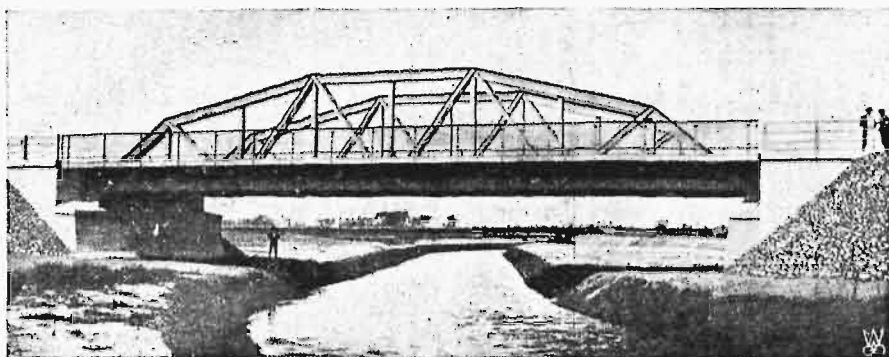
uwzględniające świeże podówczas doświadczenia *Dustin'a*, odbiły się również dalekim echem. Częściowo doświadczenia, głównie jednak ogromna intuicja inżynierska, spowodowały, że wiele połączeń proponowano w tej pracy na długo przed ich zastosowaniem w praktyce lub zrozumieniem przez innych.

Należy tu np. sprawa zastosowania pojedynczych grubych blach w nakładkach, zamiast kilku cienkich; dzisiaj w 10 lat po ukazaniu się tej publikacji, a w 8 lat po wykonaniu mostu na Słudwi pod Łowiczem, uchwalono na II Międzynarodowym Kongresie Mostów i Konstrukcyj Inżynierskich w Berlinie stosowanie nakładek pojedynczych grubych zamiast kilku cienkich.

Innym przykładem jest zastosowanie przekrojów rurowych. Z wielu innych najciekawszą jest sprawa zaprojektowanego podówczas przejścia z cienkiej blachy na grubą, która miała ciekawy międzynarodowy epilog: mianowicie, gdy w roku 1932 *Siemens*

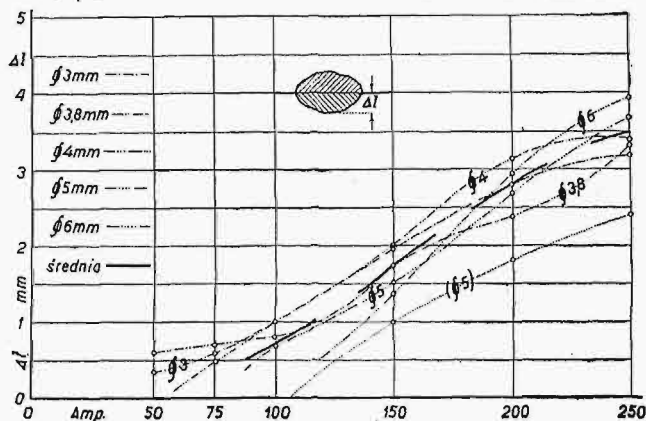
zgłosił patent na to samo właśnie połączenie w Szwajcarii, obalił to zgłoszenie inż. *Michel* z Belgii, na tej podstawie, że połączenie to było opisane już uprzednio przez prof. *Bryłę* w czasopiśmie „Technički List” w Jugosławii. Jak mówiono później, był to ciekawy przykład współpracy a zarazem rywalizacji międzynarodowej, inżynier bowiem belgijski obalił patent niemiecki w Szwajcarii, na podstawie pracy profesora Polaka, umieszczonej w piśmie jugosłowiańskim (austriackim i polskim).

Po tej pionierskiej polskiej pracy nastąpił wkrótce wyczyn, który odbił się niezmiernie głośnym echem w całej literaturze technicznej świata: most na Słudwi pod Łowiczem (rys. 1), zbudowany



Rys. 1. Most na Słudwi pod Łowiczem.

w 1928/29 r., a opisany również w „Przeglądzie Technicznym” w r. 1929, dzisiaj najświetniejszy bodaj z polskich konstrukcyj inżynierskich. Podówczas gdy w Niemczech zastanawiano się, czy można wykonać mostek kilkometrowy, w Polsce zbudowano most prawie 30-metrowy. Nic dziwnego, że w Niemczech nazwano tę konstrukcję „eine ausserordentliche Leistung” (Bautechnik 1929) i że opisana ona była niemal we wszystkich pismach technicznych konstrukcyjnych całego świata. Wykonany on został przez firmę „K. Rudzki i S-ka” w Warszawie z pewną pomocą spawaczy firmy „Arcos” w Brukseli. Robotami warszta-



Rys. 2. Wtopienie elektrody w zależności od jej grubości i natężenia prądu.

towymi kierowali dyr. *Doliński* i dyr. *Jasiński*. Jeszcze w r. 1936 *Schaper* mówiąc o mostach spawanych na kongresie berlińskim mostów i budowli inżynierskich nazwał most na Słudwi „die weltbekannte Łowicz Brücke”. Most ten zbudowany według planów i pod kierunkiem prof. *Bryły* doszedł

do skutku dzięki inicjatywie ówczesnego ministra Robót Publicznych inż. *Moraczewskiego* i dyr. departamentu inż. *Nestorowicza*.

Równocześnie nastąpił drugi nasz śmiały krok: wydanie przepisów o konstrukcjach spawanych przez Ministra Robót Publicznych. Były to pierwsze w świecie i do 1930 r. jedyne oficjalne przepisy w tym zakresie; stosowano je też niejednokrotnie w innych krajach. Podkreślił to np. *Rosenberg* w Zeitschrift d. V. D. I. 1930 pisząc o nowych przepisach niemieckich: „Władze niemieckie musiały się dotychczas posługiwać przepisami, jakie wydały inne państwa, jak np. przepisy polskiego Ministerstwa Robót Publicznych”. Zresztą przepisy państw innych zaczerpnęły wiele z naszych przepisów.

Cechą charakterystyczną przepisów polskich jest zmienność naprężeń na jednostkę przekroju spoiny, przy czym naprężenie dopuszczalne w kg/cm^2 jest wyższe dla spoin ciekich a zmniejsza się ze wzrastającą grubością spoiny. Fakt ten, który się tłumaczy wtopieniem spoiny w nasadę (rys. 2) i współpracą wtopienia z przekrojem teoretycznym spoiny, został ujęty przez prof. *Bryłę* już w początkach spawania w Polsce. I tak most na

Słudwi pod Łowiczem został obliczony dla spoin na ścinanie na podstawie wzoru:

$$k = (\varphi - \mu s) s \text{ kg/cm},$$

przy czym przyjęto $\varphi = 640$ oraz $\mu = 80$, tak, że ostatecznie wzór ten przybrał w konkretnym przypadku formę

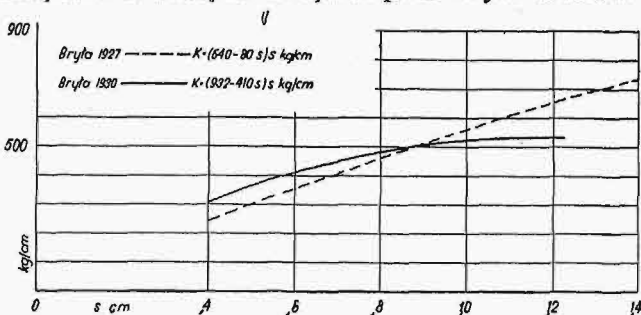
$$k = (640 - 80 s) s \text{ kg/cm}.$$

Wzór ten uległ w r. 1930 pewnym zmianom, a mianowicie: przyjęto na podstawie dalszych doświadczeń prof. *Bryły*:

$$k = (932 - 410 s) s \text{ kg/cm}.$$

Wzory te przedstawiają zmienność naprężeń dopuszczalnych w kg/cm^2 .

Na podstawie ostatecznych doświadczeń wykonanych w r. 1930/32 otrzymał prof. *Bryła* ostatecz-



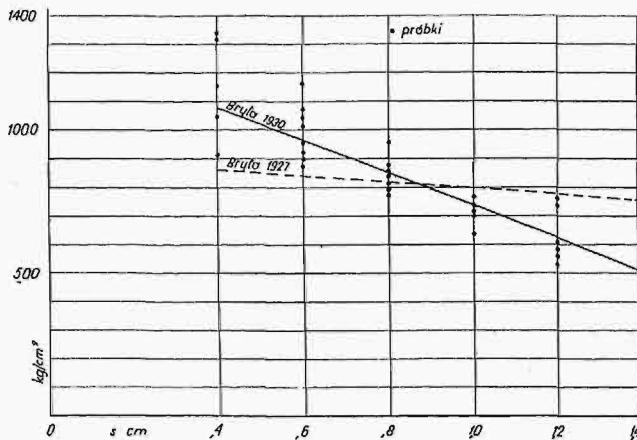
Rys. 3. Naprężenia dopuszczalne dla spoin ścinanych w kg/cm (1927—1930 r.)

ny wzór na wytrzymałość spoin bocznych dochodząc do wzoru

$$R = (3025 - 1325 s) s \text{ kg/cm}.$$

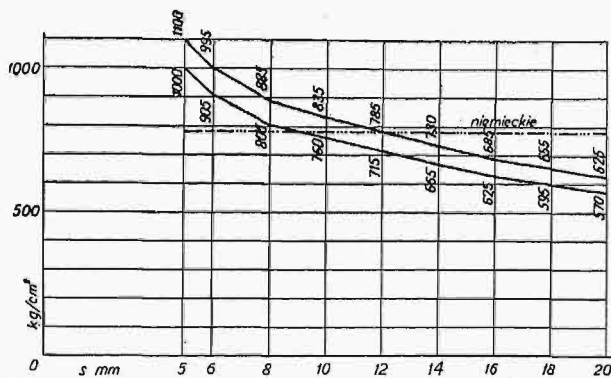
Na podstawie tego ostatecznego wzoru, przy przyjęciu odpowiednich współczynników pewności, usta-

lono ostatecznie naprężenie dopuszczalne dla spoin bocznych i czołowych, których wykres obrazują rys. 5 i 6.



Rys. 4. Naprężenia dopuszczalne dla spoin ścinanych w kg/cm^2 (1927 — 1930 r.).

Podane powyżej wzory i zasady projektowania, uzyskane zostały na podstawie ogromnej ilości doświadczeń wykonanych tak zagranicą, jak

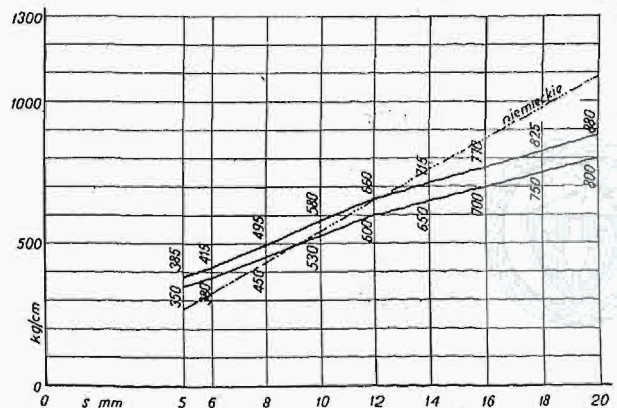


Rys. 5. Naprężenia dopuszczalne dla spoin ścinanych w kg/cm^2 według obecnych przepisów polskich.

i w kraju. Doświadczenia z konstrukcjami spawanymi wykonali w kraju również prof. Pszenicki, dr. Szelański, dr. Chmielowiec, inż. Dobrowolski, inż. Tułacz, inż. Griffel i autor.

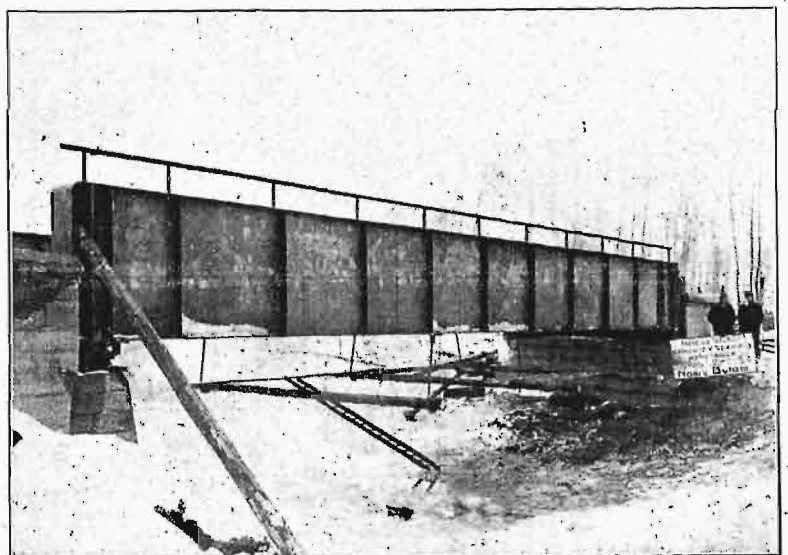
Po moście na Słudwi nastąpił nowy most blaszany pod Retkami (rys. 7) i zdawało się, że spawanie wprowadziło nową fazę w budowie mostów w Polsce. Stało się jednak inaczej. Most na Słudwi stał się niezmiernie chlubną ale odosobnioną kartą w dziejach mostów w Polsce, jeżeli zaś chodzi o przykład, to dał go raczej państwom innym, które wprowadziły spawanie w budowie mostów na bardzo szeroka skalę. Zwłaszcza Niemcy i Belgia posunęły się naprzód w budowie mostów spawanych. Nikt nie może jednak odjąć Polsce chlubnego pierwszeństwa na tym polu. Równocześnie jednak zaczęto w Polsce pierwszą w Europie wielką konstrukcją spawaną jaką była rozbudowa gmachu P. K. O. w Warszawie, oraz budowa Izby Skarbowej w Katowicach.

O ile z Izby Skarbowej (rys. 8) tylko 6 piętrowa część o ogólnym tonnażu 180 tonn została wykonana jako spawana przez *Hutę Pokój*, również według projektu prof. Bryły przy współpracy autora, to konstrukcja gmachu P. K. O. stała się również przełomową: był to pierwszy w Europie gmach publiczny, wykonany całkowicie w konstrukcji spawanej. Projekt wyszedł od prof. Bryły, przy współpracy inż. Szczekowskiego i Dobrowolskiego. Wykonano tu około 800 tonn konstrukcji czysto spawanej, między innymi jedne z pierwszych w Europie konstrukcje rurowe (dach nad halą główną i kopuła, rys. 9). Budowę przeprowadziła firma „Perun”, która też następnie wydała polsko-francuski album tego gmachu ze wstępem teoretycznym. Jeśli chodzi o firmę, to właśnie firma „Perun” kierowana przez dyrektora Sznerra, a w dziale konstrukcyjnym przez inż. Dobrowolskiego, oraz *Hutę Pokój*, kierowana przez dyr. Absolona były pierwszymi, które wprowadziły spawanie konstrukcji inżynierskich. W budowie gmachu P. K. O. w Warszawie trzeba podkreślić nadzwyczajną różnorodność konstrukcji spawanych. Współdziałała tu z *Perunem Huta Pokój*, dostarczając przeszło 100 t słupów spawanych.



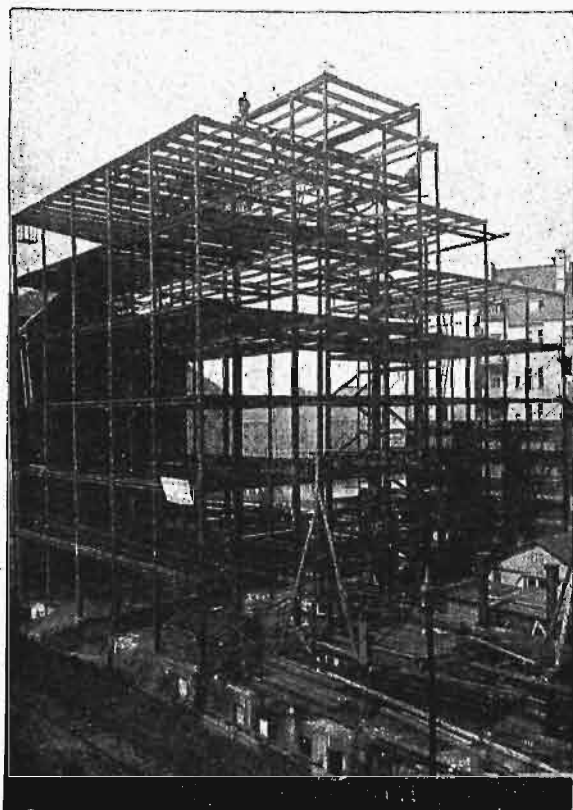
Rys. 6. Naprężenia dopuszczalne dla spoin ścinanych w kg/cm^2 .

Za tymi konstrukcjami przyszedł najwyższy budynek w Polsce, gmach Tow. Prudential w Warszawie. Wprawdzie konstrukcja była spawana



Rys. 7. Spawany most blaszany na Słudwi pod Retkami.

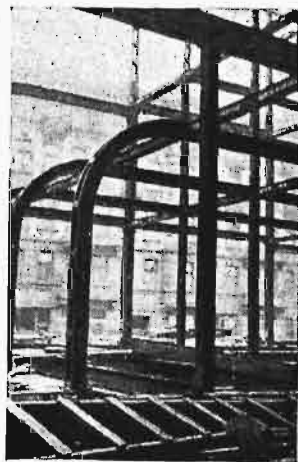
tylko w warsztacie, a nitowana na budowie, nie mniej był to jeden z wyczynów polskiej techniki konstrukcyjnej. Ten typ konstrukcji korzysta-



Rys. 8. Szkielet spawany Izby Skarbowej w Katowicach.

jący z nitów na budowie, został zastosowany jeszcze potem kilkakrotnie i utrzymuje się jeszcze do dziś dnia, aczkolwiek można być pewnym, że pręcej przy później zniknie.

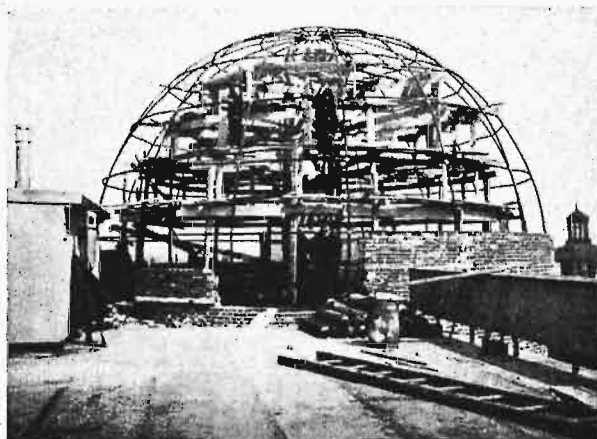
W r. 1933 pojawiła się nowa konstrukcja spawana — gmach Funduszu Kwaterunku Wojskowego w Warszawie: Fundusz ten podległy Min. Spraw



Rys. 10. Prudential Warszawa.

Wojskowych, kierowany przez gen. *Mecnarowski*-go i dyr. *Torunia* jest instytucją, która ze stanowiska taktyki budowlanej zastępuje na najwyższe

uznanie. Dyr. *Toruń*, który od razu uznał walory spawania, zgodził się na zastosowanie tego systemu w tym gmachu, a poczyniwszy w nim w czasie budowy doświadczenia, zastosował je później w budującym się wkrótce potem gmachu Marynarki Wojennej (rys. 11) w Warszawie, oraz gmachu Urzędu Celnego w Gdyni. Obie konstrukcje zostały wykonane przez *Zakłady Ostrowieckie*, które w tym czasie również przeszły zasadniczo na spawanie.

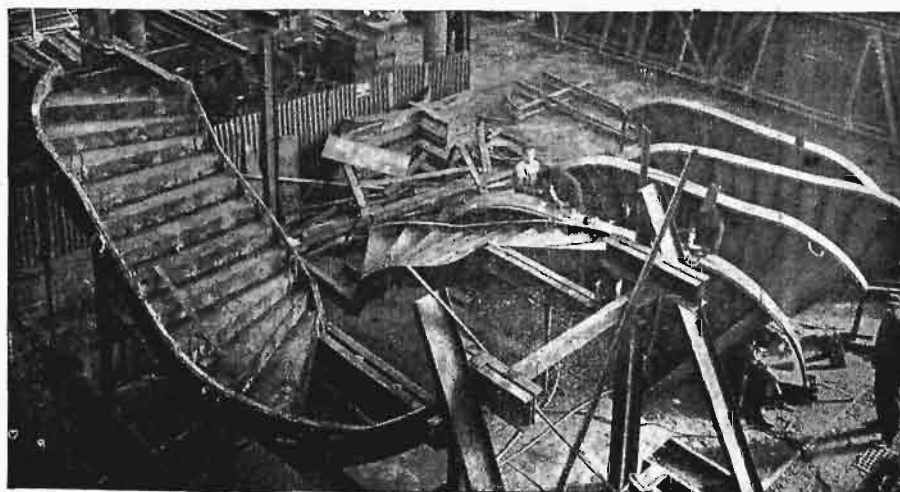


Rys. 9. P. K. O. Warszawa. Kopuła.

Rok 1935 przynosi znów niezmiernie ciekawą konstrukcję spawaną Biblioteki Jagiellońskiej w Krakowie, również projektu prof. *Bryły*, gdzie zastosowano po raz pierwszy spawane słupy zamknięte o kształcie wydłużonego prostokąta, niemożliwe do wykonania w nitowaniu.

W tymże roku wykonano halę targową w Katowicach, pierwszą dużą halą spawaną w Polsce, a może i w Europie, rozpiętości 39,5 m.

Z mniejszych robót wykonano również ciekawą konstrukcję podług projektu autora w Żegiestowie przy budowie domu wypoczynkowego „*Wiktor*”, a mianowicie: więzary kratowy z rur oraz belki ciągle jako konstrukcje spawane. Spawanie wykona-



Rys. 11. Gmach Marynarki Wojennej Warszawa. Schody spawane.

no w zupełności na miejscu budowy przy pomocy acetyleny przez firmę Fabryka Maszyn w Glinniku Mariampolskim.

Rok 1936 przyniósł wreszcie gmach K. K. O. w Chorzowie, gmach P. K. O. w Poznaniu (obliczenie prof. *Zenczykowskiego*, wykonanie (*Huty Pokój*) i duży dworzec pocztowy w Warszawie.

Niemal równocześnie Departament drogowy Ministerstwa Komunikacji zbudował most spawany w Spale (blachownica rozpiętości 20 m), zaś departament mostowy wykonuje pierwsze wzmocnienie mostu stalowego w Polsce. Równocześnie Województwo śląskie wykonało wzmocnienie mostu w Skoczowie.

Dzisiaj po 10 latach ocenić można dopiero wielkość pracy w dziedzinie spawanych konstrukcyj w Polsce. Konstrukcyj lądowych nitowanych prawie że się nie stosuje. Jedynie centralny dworzec *Warszawski* będzie wykonany jako nitowany, gdyż projekt wykonany został jeszcze w 1932 r. i tu jednak spawanie zastosowane w nim będzie w dużym stopniu. Min. Spraw Wojsk., Min. Poczty, szereg instytucyj cywilnych, szereg hut przeszło w całości na spawanie. Wymaga tego zresztą nietylko wzgląd gospodarczy (taniosc i lekkość konstrukcji), ale także wzgląd na obronę państwa.

Odpowiednio do rozwoju stalowych konstrukcyj spawanych rozwinęło się również piśmiennictwo polskie z dziedziny spawania. Pierwsze przepisy o konstrukcjach spawanych wydano — jak już poprzednio wspomniano — w Polsce. Przepisy te opierały się przeważnie na doświadczeniach uczonych zagranicznych. Lecz już w roku 1930 rozpoczął prof. *Bryła* ogłaszać szereg prac z dziedziny połączeń spawanych, prac opierających się na doświadczeniach, które wykonał dla ówczesnego Min. Rob. Publ. Prace te i doświadczenia były podstawą do wydanych w roku 1934 „Przepisów o konstrukcjach spawanych”.

Wpływ dociekań jego z dziedziny pracy spoin na przepisy innych państw jest bardzo wyraźny. Świadczą o tym przepisy o konstrukcjach spawanych w Czechosłowacji, na Węgrzech, a szczególnie w Jugosławii, gdzie przepisy polskie przyjęto dosłownie, jako przepisy jugosłowiańskie. Podobnie rzecz ma się z przepisami o mostach spawanych, które stara się Jugosławia już obecnie uzgodnić z będącymi w opracowaniu przepisami polskimi. Znaczenie nauki polskiej na kształtowanie konstrukcyj stalowych zagranicą podkreśla mocno inż. *Lancoś*

stalowych zagranicą podkreśla mocno inż. *Lancoś* sławii, wygłoszonym na Kongresie Mostowym w Berlinie.

Wielką zasługę dla propagandy spawania w Pol-

歐洲に於ける最初の電弧銲接橋

Poland Lwów 工科大学教授 *Stefan Bryla*

本文はポーランド公使の依頼により本會に於て邦譯せるものにして最近發せたる電弧銲接橋の好資料なりと信ず。

ポーランド政府は *Lowicz* 附近に於て *Sludwia* 河に電弧銲接橋を架設した。之れは歐洲に於ける電弧銲接橋の最初のものである。本橋は *Warsaw* より *Poznan* を經て *Berlin* に至る主要國道上に位し、全幅員 10 米、徑間 26 米のものであつて歩道は兩主橋の外側の脇桁に依て支へらる。

動荷重に對する計算はポーランド政府が 1925 年に規定せる仕様書に基いた。本仕様書は車道を幅 2.5 米の縦帯に分割して、各縦帯に長さ 6.0 米の 20 噸蒸氣機壓機 (12+8) と其の前後に 1 平方米に付き 500 噸の等布荷重 (縦帯の長 1 米に付き 1.25 噸) を荷載することを規定してゐる (第一圖参照)。

道路の全幅員に荷載し得る全活荷重は次の式に依つて與へらるゝ φ なる係數を 1 縱帯の荷重に乗じて求めらる。

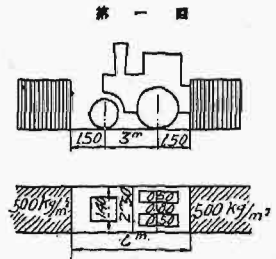
$$\varphi = 0.4b \dots \dots \dots b \leq 5.00 \text{ m.}$$

$$\varphi = 1 + 0.2b \dots \dots \dots b > 5.00 \text{ #}$$

但し b は車道幅員

是に依れば車道の全荷重は幅員 5.0 米迄は幅員の増加に比例して増大し、5.0 米を越ゆれば増加率稍々減少す。

橋桁は半固定桁として計算し、其の應力は最大應力を生ず可き位置に負荷して求めた。抗腐材は *Tokrajner-Jasinski* 氏の公式に依つて buckling に對する計算をした。



Rys. 12. Opis mostu na *Sludwi* w języku japońskim.

sce ma również Stowarzyszenie dla Spawania w Polsce, które szeregiem książek starało się zawsze wykazać najnowsze zdobycze z dziedziny spawania. Wydawany przez wspomniane Stowarzyszenie miesięcznik p. t. „Spawanie i Cięcie Metali” pod redakcją inż. *Z. Dobrowolskiego* również może się pochlubić zaszczytną rolą, jaką spełnia w propagandzie nad rozwojem spawania w Polsce.

Miejmy nadzieję, że tak pomyślnie rozpoczęta praca nad stosowaniem spawanych konstrukcyj wyda w przyszłości jeszcze bardziej wydatne owoce, niż dotychczas.

Inż. W. PIEKALKIEWICZ

621, 317.8

Umowy z elektrowniami na dostawę energii elektrycznej

Zakup energii elektrycznej, przy którym zachodzi prosta proporcjonalność pomiędzy spożytymi kilowatgodzinami (kWg) i płaconą sumą stanowi obecnie zjawisko coraz radsze.

Umowy z elektrowniami określają należność przypadającą za energię mniej lub więcej skomplikowanymi wzorami, niezawsze dostępnymi i zrozumiałymi szerszemu ogółowi.

Zadaniem niniejszego artykułu jest przedstawienie w ogólnych zarysach sprawy powyższej, szczegółowiej zatrzymując się na niektórych jej punktach.

Na całkowity koszt wyprodukowanej energii elektrycznej składają się następujące kosza:

- 1) kosza niezależne w ścisłym znaczeniu tego słowa od ilości kilowatgodzin, wyprodukowanych przez elektrownię.
- 2) kosza ściśle związane z wyprodukowaną ilością.

Do pierwszych kosztów należą: oprocentowanie i amortyzacja kapitału, włożonego w budowę elektrowni, sieci i innych niezbędnych urządzeń, koszty odnowienia urządzeń, administracja i ogólne wydatki handlowe.

Do kosztów zmiennych należy zaliczyć wszystkie koszty, potrzebne do wyprodukowania pewnej ilości kilowatgodzin, a więc: koszty paliwa, smarów i t. p.

Jeżeli stałe koszty roczne, które są niezależne od wyprodukowanych rocznie B kWg określimy sumą A zł., a wy-

produkowanie jednej kilowatgodziny będzie nas kosztowało a zł, to cena b jednej kilowatgodziny będzie wynosiła:

$$b = \left(\frac{A}{B} + a \right) \text{zł.} \quad (1)$$

W tym wzorze wielkości A i a są stałe dla danej elektrowni. Ze wzoru widzimy, że im większą będzie ilość wyprodukowanych B kilowatgodzin, tym niższą będzie cena jednej kWg.

Wyprodukowanie przy tym samym koszcie stałym większej ilości kWg jest zależne od dobrego wykorzystania zainstalowanych u odbiorców urządzeń elektrycznych.

Idealnym wykorzystaniem byłoby takie, kiedy zainstalowane urządzenie byłoby obciążone pełną zainstalowaną mocą przez całą dobę, czyli rocznie przez 8760 godzin. Tak np. idealnym wykorzystaniem instalacji mocy 1000 kW byłaby praca jej w ciągu 8760 godzin rocznie i pobranie 8 760 000 kWg.

W praktyce to jednak nie zachodzi, instalacje pracują nie całą dobę i nie przy stałym obciążeniu.

Dla określenia stopnia wykorzystania instalacji wprowadza się wskaźnik czasu wykorzystania instalacji, pod którym się rozumie iloraz otrzymany z podzielenia spożytych kWg rocznie przez odpowiednią moc.

Tak przy spożyciu przez fabrykę 2 000 000 kWg rocznie i przy szczycie obciążenia tej fabryki 1000 kW, co można przyjąć za potrzebną moc zainstalowanych urządzeń wytwarzających prąd, czas wykorzystania instalacji będzie:

$$\frac{2\,000\,000}{1\,000} = 2\,000 \text{ godzin.}$$

Oczywiście im cyfra ta będzie wyższa, tym wykorzystanie będzie lepsze.

Rozpatrzmy następnie jaki wpływ wywiera na czas wykorzystania instalacji charakter obciążenia danej siłowni.

Pod charakterem obciążenia instalacji będziemy rozumieli stopień równomierności jej obciążenia, mniej więcej równomiernego, czy też silnie wahającego się.

Niżej podany przykład pozwoli nam stwierdzić, że czym równomierniejsze będzie obciążenie, tym czas wykorzystania instalacji będzie lepszy.

Instalacja pracuje w następujący sposób w ciągu doby:

8 godzin z mocą 200 kW
" " " 100 "
" " " 0 "

Przy 250 dniach roboczych roczne spożycie energii będzie stanowiło

$$(8 \times 200 + 8 \times 100) \times 250 = 600\,000 \text{ kWg.}$$

Czas wykorzystania instalacji będzie:

$$\frac{600\,000}{200} = 3\,000 \text{ godzin rocznie.}$$

Inna instalacja, wytwarzając te same 600 000 kWg, pracuje 8 godzin na dobę z mocą 300 kW, czyli mniej równomiernie, gdyż w ciągu 16 godzin ma obciążenie 0 kW.

Czas wykorzystania tej instalacji będzie wynosił:

$$\frac{600\,000}{300} = 2\,000 \text{ godzin rocznie.}$$

Jakie następstwa powoduje gorsze wykorzystanie instalacji? Konieczność zwiększenia zainstalowanej mocy wytwórczej z 200 kW na 300 kW, przez to powiększenie kosztów inwestycji, tym samym powiększenie kosztów stałych

A w naszym wzorze kosztu prądu i powiększenie ceny energii elektrycznej.

Drugim czynnikiem wywierającym wpływ na cenę energii elektrycznej w instalacjach prądu zmiennego jest współczynnik mocy danej instalacji, popularnie zwany $\cos \varphi$ danej instalacji.

Wiadomo, że przy indukcyjnym obciążeniu sieci, a taką indukcyjność stwarzają silniki 3-fazowe i transformatory, część energii elektrycznej nie wykonywa pracy rzeczywistej, użytecznej, wykonywa tylko pracę bierną, bezużyteczną.

Bezużyteczność pracy polega na tym, że czym gorszy jest współczynnik mocy, tym większa część energii przepływa tam i z powrotem pomiędzy maszyną wytwarzającą energię i spożywającą, nie wytwarzając żadnej pożytecznej roboty.

Rezultatem takiego przepływu mocy bezużytecznej czyli biernej są tylko skutki ujemne: znaczne pogorszenie współczynników sprawności maszyn i przewodów, konieczność zakupienia większych prądnic, co oczywiście podraża koszt produkowanej energii elektrycznej.

Z tych rozważań wynika, że trudno jest nawet dla jednego odbiorcy wyznaczyć stałą cenę, gdyż takie cechy instalacji jak zapotrzebowana moc, godziny jej wykorzystania i współczynniki mocy są zmienne w pewnym okresie czasu.

W celu uzależnienia ceny prądu dla odbiorców od mocy zapotrzebowanej, co wymaga od elektrowni pewnych wkładów, od stopnia wykorzystania tej mocy, od współczynnika mocy powstały obecnie taryfy dwuczłonowe, zawierające pewne opłaty stałe, niezależne od pobranych kilowatgodzin i opłaty zależne od pobranych kWg.

Pierwsze opłaty mają na celu wynagrodzenie elektrowni jej wydatków stałych, drugie — wydatków spowodowanych kosztami zmiennymi, od ilości pobranych kWg.

Jeśli odbiorca wymaga zainstalowania mocy A kW i pobiera B kilowatgodzin rocznie, to należność roczną C można np. określić wzorem:

$$C = A_1 K_1 + A_2 K_2 + (A - A_1 - A_2) K_3 + AM_1 g_1 + AM_2 g_2 + (B - AM_1 - AM_2) g_3 \quad (2)$$

gdzie A_1 i A_2 — pewne umowne moce płatne po K_1 i K_2 zł. rocznie, M_1 i M_2 — umowne godziny rocznego wykorzystania mocy A , g_1 , g_2 i g_3 — opłaty za pobrane kilowatgodziny. Jako przykład przytaczamy: odbiorca za zapotrzebowanie mocy do 200 kW płaci 150 zł., powyżej 200 do 400 kW — 120 zł. i powyżej 400 kW — 100 zł. Za pierwsze 1000 godzin wykorzystania zapotrzebowanej mocy po 0,1 zł. za 1 kWg, za następne 1000 godzin po 0,08 zł. i za pozostałe kWg po 0,05 zł.

Odbiorca spożywa 3 000 000 kWg, rocznie i będzie potrzebował mocy 900 kW. W danym wypadku korzystając ze wzoru 2 będziemy mieli:

$$A = 900 \text{ kW, } A_1 = 200 \text{ kW, } A_2 = 200 \text{ kW, } K_1 = 150 \text{ zł. } K_2 = 120 \text{ zł. } K_3 = 100 \text{ zł.}$$

$$M_1 = 1000 \text{ godzin, } M_2 = 1000 \text{ godzin, } g_1 = 0,1 \text{ zł., } g_2 = 0,08 \text{ zł., } g_3 = 0,05 \text{ zł.}$$

$$B = 3\,000\,000 \text{ kWg.}$$

Koszt energii C wyniesie rocznie:

$$C = 200 \times 150 + 200 \times 120 + (900 - 200 - 200) \times 100 + 900 \times 1000 \times 0,1 + 900 \times 1000 \times 0,08 + (3\,000\,000 - 900 \times 1000 - 900 \times 1000) \times 0,05 = 326\,000 \text{ zł.}$$

$$\text{Koszt 1 kWg wyniesie: } \frac{326\,000}{3\,000\,000} = \text{ok. } 10,87 \text{ gr. za 1 kWg.}$$

Następnie, jak już zaznaczyliśmy wyżej, elektrownie żądają utrzymania pewnego określonego współczynnika mocy, przeważnie 0,8 i za odchylenia od tej wielkości poniżej 0,8 żądają dopłat, za podwyższenie powyżej 0,8 dają odpowiednie ustępstwa.

Z przeprowadzonych rozważań widać, że elektrownie, wprowadzając taryfę z opłatami stałymi i zmiennymi, mają na widoku z jednej strony więcej sprawiedliwy obrachunek z odbiorcami, z drugiej strony — przeniesienie na odbiorcę możliwie wszystkich kosztów i ryzyka prowadzenia elektrowni.

Wobec tego, że przy pertraktacjach ze strony elektrowni występują osoby z dużą praktyką w dziedzinie zawierania umów, ze strony zaś odbiorcy — ludzie zajmujący się tymi dość skomplikowanymi sprawami tylko dorywczo, walka przy zawieraniu umów bywa nierówna.

Na co należy zwrócić uwagę przy zawieraniu umów z elektrowniami i jak prowadzić fabrykę, aby koszt energii elektrycznej był najniższy — oto są pytania na które pozwolimy sobie pokrótce odpowiedzieć niżej.

Pobierać prąd z elektrowni obcej opłaci się tylko wówczas o ile cena płacona będzie nieco wyższa od ceny produkowanej na miejscu. Należy więc przeprowadzić kalkulację, ile kosztowałby prąd czerpany z własnej elektrowni.

Następnie, po otrzymaniu od elektrowni wielkości opłat należy porównać je z kalkulacją własną i odpowiednio uzgodnić ceny.

Zawierając umowę należy zwrócić specjalną uwagę na sposób określania mocy zapotrzebowanej i wielkości współczynnika mocy.

Dla określenia mocy zapotrzebowanej elektrownie stosują normalnie wskaźniki maksymalnego kwadransowego obciążenia.

Wskaźnik taki daje licznik, który przez odpowiednią wskazówkę, czy też sposób zapisywania pozwala określić średnie kwadransowe obciążenie.

Największe wskazanie takiego wskaźnika wchodzi w obrachunek miesięczny jako cyfra A (patrz wzór 2), a następnie zależy od umowy, jaki wskaźnik ma być policzony przy obrachunku rocznym.

Elektrownie normalnie starają się przeprowadzić najwyższy wskaźnik miesięczny, jest to jednak niesłuszne. Taki najwyższy wskaźnik wskazany przez licznik maksymalnego obciążenia bywa bardzo często, dzięki wypadkowemu zbiegowi obciążeń, za duży i wcale nie charakteryzuje obciążenia odbiorcy.

Trzeba się starać, aby do obrachunku rocznego był brany trzeci lub czwarty wskaźnik, względnie maksymalny z opustem przynajmniej 15%.

Przy określeniu wpływu na cenę współczynnika mocy elektrownie są bardzo surowe przy współczynnikach niskich, żądając dużych opłat i nie są skłonne do udzielenia większych ustępstw przy poprawieniu.

Tak np. propozycja pewnej elektrowni zawierała następujące żądanie:

cosφ	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
dolicza się do rachunku . .	-6%	-3%	0	+8%	+16%	+30%

Jaki normalny cosφ należy przyjąć w instalacjach obciążonych przeważnie silnikami?

Wymagany normalnie przez elektrownie cosφ = 0,8 jest stanowczo za duży. Fabryki nie przygotowane do tego, że od współczynnika mocy będzie zależała cena prądu, mało zwracały uwagę na moce instalowanych silników hołdując zasadzie: czym większy, tym lepszy i pewniejszy. Nie dociążone jednak silniki mają to do siebie, że współczynniki mocy ich są bardzo niskie przy niedociążeniu, szczególnie przy niedociążeniu o 0,5 normalnej mocy.

Ponadto napędy jednostkowe z niewielkimi zasadniczo silnikami mają współczynniki mocy nieduże. Istnieje tendencja ze strony fabryk obrabiarek dawania silników za dużych i jeśli na to przy zamówieniach nie zwróci się specjalnej wagi, ogólny współczynnik mocy fabryki bywa niski i wartość jego waha się zwykle w granicach 0,5—0,6.

Naszym zdaniem normalny cosφ bez dopłat i ustępstw w umowach należy przyjąć 0,7 i za każdą setną polepszenia lub pogorszenia tej wielkości należy obniżyć względnie podwyższać cenę prądu o 0,5%.

Fabryki mające umowy z elektrowniami z opłatami stałymi i zmiennymi muszą się starać, aby obciążenie w ciągu roku, nawet w ciągu dnia było możliwie równomierne, gdyż nawet jeden wypadkowy skok mocy w ciągu jednego tylko kwadransa może zaważyć na cenie prądu całego roku.

Konieczne jest kontrolowanie całej fabryki za pomocą samopiszącego watomierza, stałe analizowanie otrzymanych krzywych i pilnowanie różnych działów fabrycznych.

Zazwyczaj maximum obciążenia wykazują fabryki mechaniczne od czasu uruchomienia do godz. 12—13, należy się starać roboty wymagające większego obciążenia przenieść na popołudnie.

Pożądane jest niejednoczesne rozpoczynanie robót w różnych działach fabryki, jak również niejednoczesne przerwy odpoczynkowe. Szczególnie jednoczesne uruchomienie wszystkich silników daje niepożądany skok obciążenia.

Przy stosowaniu pieców elektrycznych oporowych, podgrzanie ich należy przenieść na noc i starać się nie uruchamiać dużych jednostek jednocześnie.

Jako silniki większej mocy z ruchem stałym stosować należy silniki synchroniczne z rozruchem asynchronicznym, które korzystnie wpływają na ogólne fabryczne współczynniki mocy.

Należy przekalkulować, czy dla poprawienia współczynnika mocy nie opłaci się postawić silników synchronicznych lub kondensatorów.

Przy projektowaniu nowej fabryki należy zwrócić uwagę baczna na:

- 1) dobór silników przy obrabiarkach. Każdy nawet najmniejszy silnik musi być sprawdzony, czy wielkość jego jest usprawiedliwiona, gdyż ustawienie dużej ilości, a to zachodzi szczególnie przy napędach jednostkowych, w sumie mocno zaważy na ogólnym współczynniku mocy instalacji fabrycznej. Należy stosować silniki zwarte na 1 500 obr./min, które mają najlepsze współczynniki mocy, sprawności i są najtańsze.
- 2) Duże silniki należy stalować jako silniki synchroniczne z asynchronicznym rozruchem, brać moce większe, aby można było silniki przewzbudzać i tym poprawiać ogólny współczynnik mocy.
- 3) Przy decydowaniu o piecach do obróbki termicznej i innych celów należy pamiętać, że piece oporowe elektryczne pracują w ogólnych instalacjach bezindukcyjnie, poprawiają współczynnik mocy i charakter ich pracy ma tendencję do wyrównania ogólnego obciążenia fabryki.

Na zakończenie pozwolimy sobie zwrócić uwagę, że umowy z elektrowniami są obecnie sprawami skomplikowanymi, wymagającymi dłuższych studiów nad charakterem ruchu fabryki, mającej zamiar zawrzeć umowę i fachowego podejścia do całej sprawy.

Opłaci się często zasięgnąć odpowiedniej porady, aby nie odpokutować po tym zbyt wygórowanymi cenami.

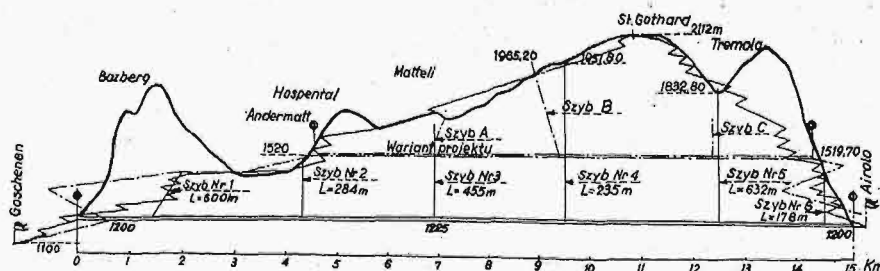
PRZEGLĄD PISM TECHNICZNYCH

Projekt budowy tunelu dla ruchu samochodowego pod górą św. Gotarda w Szwajcarii.

Obecna droga dla ruchu samochodowego biegnie z Goshenen w Szwajcarii do Airolo w Italii przez przełęcz św. Gotarda. Szybki rozwój ruchu samochodowego nie może się zadowolić tą trasą, która, posiadając wzniesienia, sięgające 2111 m, jest prawie w ciągu całego roku narażona na gwałtowne zmiany atmosferyczne; mgły i deszcze, a w zimie obfite śniegi i częste zawieje śnieżne utrudniają w wysokim stopniu komunikację, która nie napotyka większych trudności jedynie w czasie miesięcy letnich, t. j. w lipcu i sierpniu. Oczyszczanie drogi w czasie zimy przy pomocy pługów odśnieżnych nie rozwiązuje zagadnienia, gdyż trasa zostaje bardzo prędko zasypana nowymi zwałami śnieżnymi. Droga przez wąwóz Schollenen, czy też dolinę Tremola jest nie do użytku: pierwsza z powodu lodowca, a druga — lawin śnieżnych. Te względy skłaniają do budowy specjalnego tunelu dla ruchu kołowego, który jedynie może rozwiązać w całości problem komunikacji samochodowej pomiędzy Szwajcarią i Italią.

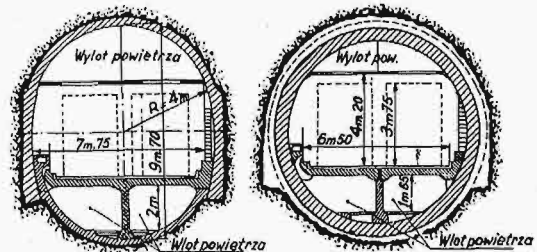
Trasa projektowanego tunelu została już uzgodniona z zainteresowanymi państwami. Tunel biegnie na wysokości 1200 m, a więc położony będzie nieco wyżej od tunelu kolejowego, zbudowanego w 1881 r., który posiada 15 km długości o najwyższym wzniesieniu 1162,5 m. Część pierwsza odcinka biegnie z Goshenen w linii prostej aż do szybu Nr. 3, stąd zaś trasa opisuje łuk koła o promieniu 9000 m do szybu Nr. 5, (Tremola); ostatnia część tunelu jest łukiem koła o promieniu 1000 m. Spadek tunelu od strony Szwajcarii wynosi 3,56%, a w stronę Włoch 3%. Punkt najwyższy tunelu znajduje się przy szybie Nr. 3 na wysokości 1224,6 m. Projekt przewiduje sklepienia tunelu trzech grubości od 35 do 100 cm, w zależności od rodzaju skały, w której jest budowany. Wysokość użyteczna tunelu wynosi 4,2 m, a szerokość jezdni 6,5 m. Kanał, doprowadzający świeże powietrze, znajduje się w dolnej części tunelu, a przewody, odprowadzające powietrze zepsute, biegną w górnej. Pod nawierzchnią jezdni znajdują się kanały odprowadzające wodę. Obok jezdni na wysokości jednego metra przewidziany jest chodnik szerokości 65 cm dla użytku obsługi tunelu, a pod chodnikiem kanał z przewodami prądu elektrycznego wysokiego i niskiego napięcia.

Projekt przewiduje sześć stacji wentylacyjnych, które zbudowane zostaną w tunelu w jednakowych rozstępach. Stacje są niezależne od siebie i każda jest zaopatrzona w aparaty do analizy powietrza, gaśnice i urządzenia dla dźwigów do kontroli szybów wentylacyjnych. Szyby, których długość wynosi od 178 do 735 m, mają przekrój eliptyczny, a wyloty ich są zabezpieczone przed zawiejami śnieżnymi.



Rys. 1. Profil podłużny projektowanego tunelu wraz z 6 szybami wentylacyjnymi.

Środki bezpieczeństwa. Tunel zapewni większe nawet bezpieczeństwo dla komunikacji samochodowej, niż drogi na świeżym powietrzu w czasie podróży nocnych, gdyż dzięki dobremu oświetleniu samochody będą przebywały go bez zapalonych latarni. Natężenie światła przy wylotach tunelu będzie stopniowo wzrastało, aby przejście od światła słonecznego do elektrycznego, czy też odwrotnie, nie było zbyt gwałtowne.



Rys. 2. Przekrój cienkiej ścianki.

Rys. 3. Przekrój grubej ścianki.

Rys. 2—3. Przekroje tunelu drogowego.

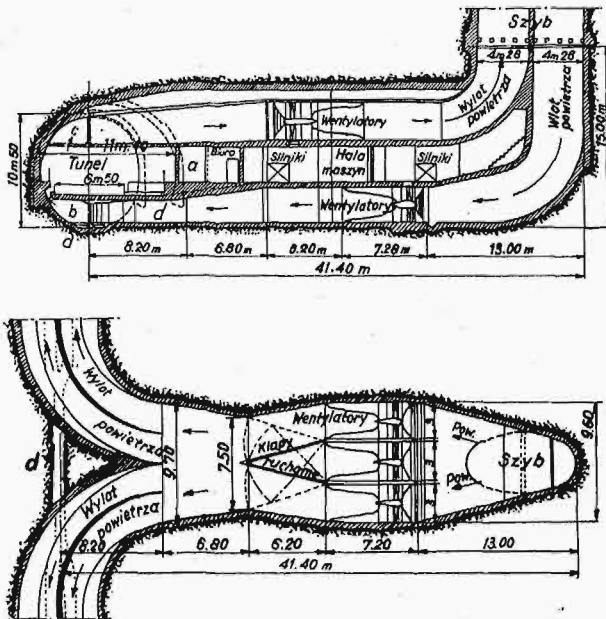
Nawierzchnia jezdni w tunelu będzie z drobnej, jasnej i przeciślizgowej kostki. Rozmieszczone co 100 m stacje bezpieczeństwa zaopatrzone zostaną w gaśnice piaskowe i chemiczne środki gaszące; poza tym na tych stacjach instalowane będą: przyrządy termoelektryczne do badania zawartości CO w powietrzu i komórki fotoelektryczne, które bez przerwy kontrolują natężenie oświetlenia elektrycznego i sygnalizują tworzenie się mgły, co się zdarzyć może, gdy temperatura powietrza wzrasta, albo gdy tunel przebiega w krótkim przeciągu czasu większa ilość wozów z silnikami na ciężkie paliwo. Oprócz tego stacje te posiadają sygnały alarmowe, które się łączą z sygnałami stacji głównych. Przeciętna temperatura w tunelu wyniesie około 17°.

Przy wejściu do tunelu znajduje się stacja podziemna, na której specjalne urządzenia rejestrują wskazania wszystkich aparatów kontrolnych, znajdujących się na stacjach w tunelu i stosownie do nich regulowana jest odpowiednio wentylacja tunelu.

Koszt budowy i eksploatacji tunelu. Przy budowie należy wykonać 1220 000 m³ wykupu, 324 000 m³ robót mularskich i betonowych oraz 75 000 m³ konstrukcji z żelazobetonu. Do wykonania budowli potrzeba 50 milionów godzin pracy. Wiercenie tunelu rozpocznie się jednocześnie z dwóch stron i da zatrudnienie 4000 robotnikom w ciągu pięciu lat, a całość budowli będzie ukończona po sześciu latach. Kosztorys tunelu obliczony jest na 80 milionów franków szwajcarskich. Koszty eksploatacji przewiduje się w wysokości 300 000 franków szwajcarskich

rocznie, z której to sumy przypada na uposażenie personelu 170 000 franków, na energię elektryczną 60 000 franków i różne wydatki 70 000 franków. Są to wydatki roczne w pierwszym roku eksploatacji tunelu, w którym, na podstawie obecnych danych statystycznych, przejdzie przez tunel 100 000 samochodów. Wydatki na utrzymanie tunelu w dwudziestym roku eksploatacji wzrosną do sumy jednego miliona

franków, ale wtedy liczba samochodów wraz z rozwojem motoryzacji wzrosnąć do 300 000. Licząc opłatę za przejazd samochodu w wysokości 20 franków, dochód brutto z 2 milionów franków w pierwszym roku po otwarciu tunelu wzrosnąć do 6 milionów rocznie po latach dwudziestu.



Rys. 4 i 5.

Stacje wentylatorów, zasysających świeże powietrze.

a — urządzenia do analizy powietrza, b — wlot powietrza, c — wylot powietrza, d — odprowadzenie przesączającej się wody.

Obok omówionego wyżej projektu tunelu zgłoszony był i drugi projekt, według którego trasa tunelu biegła by znacznie wyżej od poprzedniego. Długość tego tunelu wyniosła by tylko 9 km, ale dojazd do niego nie napotykał by na przeszkody atmosferyczne jedynie w czasie sześciu miesięcy w roku i z tych właśnie względów projekt ten został zaniechany. (*Génie Civil* 25.VII. 1936 r.).

F. Ł.

Wpływ cztero-letniego planu gospodarczego Niemiec na zaopatrzenie materiałowe budownictwa okrętowego.

Doroczne posiedzenie niemieckiego stowarzyszenia techników okrętowych (*Rocznik towarzystwa „Schiffbau Technische Gesellschaft”* 1936) w listopadzie r. ub. prowadzone było pod znakiem 4-letniego planu gospodarczego III Rzeszy. Pomijając optymistyczne podkreślenia niektórych mówców, na podstawie ogółu referatów można wyłuskać fakty dowodzące niezbicie, że dla przemysłu okrętowego w Niemczech, nastąpiła nowa, pomyślna era, lecz wymagająca również bardzo dużego wysiłku dla spełnienia nowych nastawień gospodarczych. Zatrudnienie stoczni niemieckich pod rządami hitlerowskimi przewyższyło najlepsze lata przedwojenne (stan załóg: 50 tysięcy w r. 1914, 65 tysięcy w r. 1936, 10 tysięcy w r. 1932).

Niemiecki przemysł okrętowy do ostatnich czasów zaopatrywał się w dużej mierze w surowce i materiały pochodzenia zagranicznego. Czteroletni plan nakazuje gruntowną zmianę dotychczasowego nastawienia i wymaga całkowitego wyeliminowania dostaw obcych, o ile to nie będzie równoznaczne z obniżeniem dobroci i trwałości produkcji. Oszczędność zapotrzebowania dewiz obcych staje się naczelnym zadaniem przemysłu okrętowego.

Jako przykład dążności do ograniczenia zakupów za-

granicznych podkreślono tendencje przejawiające się w żegludze śródlądowej, w kierunku zastąpienia ropy dla silników spalinowych, gazem ssanym, następnie dążność do zastąpienia dużych silników *Diesela*, nowoczesnymi instalacjami parowymi z kotłami opalonymi węglem kamiennym.

Obecne nadzwyczaj szybkie tempo pracy niemieckiego przemysłu okrętowego w dużej mierze spowodowane zostało wzmoczoną akcją dozbrojenia na morzu; Niemcy stając do rokowań morskich z Anglią, przed dwoma laty nie mogły przychodzić z pustymi rękami, gdyż wówczas rokowania te wydałyby niewątpliwie mocno odmienne rezultaty.

Kryterium trwałości i dobroci produktu może być bardzo rozbieżnie pojmowane przez przemysł i przez instancje rządowe, mające głos w przydzielaniu dewiz na zakupy zagraniczne, to też niewątpliwie niemiecki przemysł okrętowy będzie miał wiele kłopotu w zachowaniu dotychczasowej wysokiej jakości technicznej okrętów.

Ponieważ nasze zasoby surowcowe w Polsce są bez porównania skromniejsze niż niemieckie nie możemy bezkrytycznie tamtejszych tendencji przeszczepiać na nasz grunt, nie mniej jednak niejedno doświadczenie niemieckie i dla nas może być pouczające, szczególnie dla rodzącego się przemysłu okrętowego.

A. P.

Czy Polska zbuduje stocznia okrętową.

Na temat ten kilka ciekawych uwag podaje czasopismo „*Schiffbau*” w zeszytach nr. 1 z b. r. Niemiecka opinia publiczna żywo interesuje się zagadnieniami morskimi Polski, a pisma tamtejsze dalekie są obecnie od stroniczego przedstawiania sprawy, jak to miało miejsce jeszcze lat temu kilka. Wymienione uwagi pisma „*Schiffbau*” zasługują tym więcej na uwzględnienie, ponieważ naświetlają istotnie rolę „*Stoczni Gdańskiej*” w ugruntowaniu i rozwoju „*Stoczni Gdyńskiej*”. Oto odnośny ustęp: — „Przed kilku laty założono w Gdyni siłami „*Stoczni Gdańskiej*” i szczególnie jej nakładem pieniężnym, warsztaty okrętowe, zadaniem których miało być wykonywanie mniejszych napraw maszynowych i kadłubowych, lecz „*Stocznia Gdańska*” leżąca w pobliżu, nie miała naturalnie najmniejszego powodu do stwarzania konkurenta dla swoich szeroko rozwiniętych zakładów i przeto „*Stocznia Gdyńska*” pozostała do ostatnich czasów w tych samych granicach, jakie jej nadano przy założeniu”.

Jak wiemy, kilkuletnie oczekiwania ze strony Rządu Polskiego na lojalne wywiązanie się z zobowiązań współwłaścicieli „*Stoczni Gdyńskiej*”, nie dało pozytywnych rezultatów, lecz przeciwnie stocznia ta, aczkolwiek mająca wszelkie dane dla rozwoju, została doprowadzona do nadzoru sądowego. Miejmy nadzieję, i przekonanie, że obecny właściciel tych warsztatów, mianowicie „*Wspólnota Interesów*” inaczej je poprowadzi i że przyszłe lata będą świadkiem realnego rozwoju byłej „*Stoczni Gdyńskiej*”, co dla nas nie może być obojętnym z punktu widzenia konieczności stworzenia rodzimego przemysłu okrętowego, stanowiącego integralną część ugruntowania obronności kraju.

A. P.

KRONIKA

Udział Muzeum Techniki i Przemysłu na wystawie międzynarodowej w Paryżu.

Dyrekcja Muzeum, podejmując inicjatywę zorganizowania własnego stoiska w ramach Pawilonu Polskiego, postawiła sobie za cel: a) pogłębić treść ogólnego pokazu, mającego zawierać w głównej swej osnowie twórczość arty-

styczną naszego narodu, przez zilustrowanie paru zagadnień związanych z rozwojem polskiej techniki i przemysłu, a poza tym b) skorzystać z hasła rzuconego przez Komitet Wystawy Paryskiej „Sztuka i technika we współczesnym życiu narodów”, aby zadokumentować pewne stadium obrazujące nowoczesne metody ilustrowania zagadnień, związanych z popularyzacją techniki, przez uwzględnienie w możliwie największym stopniu zasad sztuki stosowanej.

Zdaniem organizatorów Muzeum ta swoista „sztuka pokazywania techniki” jest zagadnieniem ogólnym i każdy naród winien przy nadarzającej się okazji pokazywać rezultaty swych poczyniń i metod.

W omawianym stoisku mają być poza tym uwzględnione następujące tezy: 1) wszelki publiczny pokaz winien w zasadzie dążyć do możliwego ograniczenia rozmiarów pod względem zajmowanego miejsca; 2) na pierwszym planie muzeologia techniczna musi stawiać dydaktykę — by całość zagadnienia była zrozumiała dla najszerszego ogółu zwiedzających; 3) zawsze należy dążyć do uwzględnienia w takich pokazach podejścia historycznego, a w końcu trzeba za wszelką cenę przestrzegać, aby całość pokazu była wartościowa pod względem wizualnym i dawała widzowi możliwie jaknajwiększe zadowolenie.

Przy wyborze tematów Muzeum powzięło ideę wykazania i przemówienia w pierwszym rzędzie do młodego pokolenia naszych przyjaciół francuskich, że Polska miała swój poważny udział w dorobku cywilizacji w wiekach ubiegłych i na jednym konkretnym przykładzie podkreślić, że działalność ta rozwija się nadal, już po wojnie światowej.

Ze względu na bardzo ograniczone miejsce, przeznaczone na ten cel przez Generalny Komisarjat Pawilonu Polskiego (14 m bieżących ściany), Muzeum zdołało zatrzymać się jedynie na dwóch polskich przemysłach surowcowych, posiadających swą dalszą historię, (L) żelazo i nafta oraz na jednym z przemysłów całkowicie nowoczesnych, jakim jest produkcja syntetycznych związków azotowych. Dodatkowo w jeszcze większym skrócie został dany rzut oka na polski przemysł węglowy i solny.

W celu uplastycznienia ilustracji poszczególnych grup zasadniczych Muzeum starało się łączyć tabele plastyczne, dające syntezę zagadnienia, z dioramami przy uwzględnieniu minimalnej ilości eksponatów, aby nie rozpraszać uwagi widzów.

LISTY DO REDAKCJI

W zeszyte 12 „Przeglądu Technicznego” z dn. 16.VI. b. r. w artykule „Budowle o stalowym szkielecie spawanym” na str. 432 p. inż. *Ślewiński*, wymieniając „najbardziej znane,

t. j. szczegółowo opisane w literaturze technicznej budynki w Polsce”, pominał Gmach P. K. O. w Warszawie, choć niewątpliwie konstrukcje stalowe tego Gmachu są bardziej szczegółowo opisane, niż jakiegokolwiek inne*). Konstrukcje tego gmachu może zasługiwały na specjalne wyróżnienie, jako robota par excellence pionierska, nie tylko na naszym terenie.

Zrealizowane tu zostały zupełnie nowe kształty połączeń, dotychczas nigdzie nie stosowane, a różnorodność konstrukcji (szkielet ogólny, więzary dachowe, kopuła, krata sufitu witrażowego, schody, i t. d.) pozwalała na rozwinięcie pomysłowości konstruktorom tej budowli, prof. dr. *S. Bryle* i inż. *P. Szczekowskiemu*. Kopuła wieńcząca ten gmach, wykonana z rur, stała się pewnego rodzaju sensacją techniczną, a opis jej również opublikowany został w prasie międzynarodowej.

Kiedy po zakończeniu tej budowy w 1932 r. miałem możliwość pokazania albumu zdjęć tych konstrukcyj sierom technicznym francuskim i angielskim, wzbudziły one prawdziwe zdumienie; był to bowiem podówczas największy gmach spawany w Europie (700 tonn).

Propozycja moja, skierowana do zaprzyjaźnionego Tow. „L'Air Liquide”, wydania wspólnie z Tow. „Perun” albumu w języku polskim i francuskim, spotkała się z bardzo gorącą aprobatą; dzięki zaopatrzeniu tego wydawnictwa w pracę o projektowaniu i obliczaniu konstrukcyj spawanych przez prof. dr. *S. Brylę*, album ten stał się swego rodzaju podręcznikiem dla konstruktorów i rozszedł się po całym świecie. Szereg osób, interesujących się postępem techniczno-przemysłowym w Polsce, poczynając od osób stojących najwyżej w hierarchii społecznej, przysyłały mi podziękowanie za tę pracę, która ułatwiała i ułatwia stosowanie spawania w budownictwie; ogółem rozeszło się w Polsce ok. 500 egz. tego wydawnictwa, a na całym świecie ok. 5 000. Nie można więc twierdzić, że ten budynek nie jest znany i opisany w literaturze technicznej.

Pozwalam sobie nieco szczegółowiej wyjaśnić tę sprawę, gdyż nie poraz pierwszy spotykam się z pomijaniem tej pracy w publikacjach na temat konstrukcyj stalowych, choć została ona wykonana całkowicie polskim mózgiem i polskimi rękami. Tym przykrzejsze jest to niewytlómaczone pomijanie naszej usługi w tym względzie, jeżeli się je zestawia z uznaniem, jakie dzięki tej pracy uzyskaliśmy dla polskiej techniki w sferach zagranicznych.

Dr. A. Szner.

*) Między innymi i w Przegl. Techn., zes. 6 i 8, 1933.

T R E Ś Ć.

Momenty węzłowe od obciążeń pionowych w konstrukcjach wieloprzęsłowych, inż. *P. Jakowlew*
 Dziesięciolecie spawania konstrukcyj stalowych w Polsce, dr. inż. *W. Poniż*.
 Umowy z elektrowniami na dostawę energii elektrycznej, inż. *W. Piekalkiewicz*.
 Przegląd pism technicznych.
 Kronika.
 Listy do Redakcji.
 Przegląd czasopism.
 Przegląd odlewniczy.

S O M M A I R E:

Les moments de jonction dans les bâtiments de plusieurs étages, par *M. P. Jakowlew*.
 Dix ans de soudure en Pologne, par *M. W. Poniż*.
 Les contrats concernant de la fourniture de L'énergie électrique, par *M. W. Piekalkiewicz*.
 Revue documentaire.
 Chronique.
 Lettres reçues par la Redaction.
 Revue des journaux.
 Revue de fonderie.