

TREŚĆ: Inż. R. Szewalski: Praca kierownic turbinowych przy ponadkrytycznych spadkach cieplnych. (Dokończenie). — Inż. M. Rapaczyński: Runięcie filara rzeczno Nr. II przysięgo mostu na Śanie pod Kuryłówką. — Wiadomości z literatury technicznej. — Recenzje i krytyki. — Bibliografia. — Polemika. — Różne sprawy.

Inż. Robert Szewalski
Adjunkt Politechniki Lwowskiej.

Praca kierownic turbinowych przy ponadkrytycznych spadkach cieplnych.

(Dokończenie).

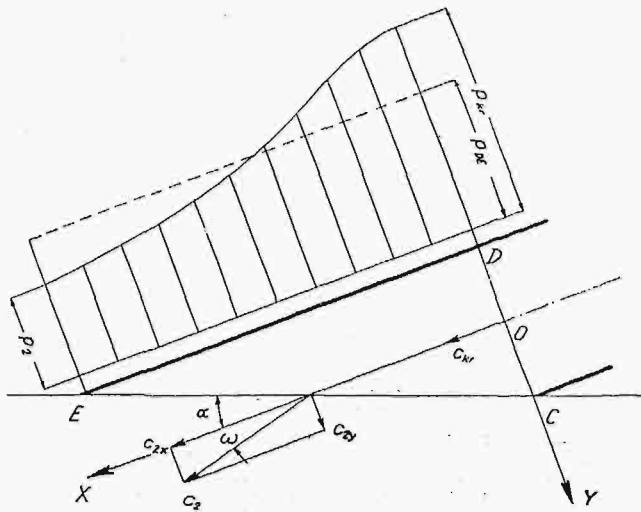
IV. Metoda Zerkowitza'a.

Zerkowitza zastosował do zjawiska ekspansji pary w trójkącie wylotowym kierownicy zasadę ilości ruchu. Przyjął, że w przekroju CD panuje ciśnienie krytyczne pary, zaś w przekroju CE przeciwcisnienie p_2 , o ile a propos nie jest ono zbyt niskie w stosunku do ciśnienia początkowego p_1 . Przy ruchu ustalonym musi przez powyższe dwa przekroje przepływać ta sama ilość pary.

Do tejże ilości albo, ściślej się wyrażając, masy pary stosuje Zerkowitza zasadę ilości ruchu, która po przyjęciu prostokątnego układu współrzędnych ze środkiem w p. O (rys. 5) wyraża się równaniami:

$$m(c_{2x} - c_{kr}) = (p_{kr} - p_2) \cdot F_{kr} \quad (1)$$

$$m(c_{2y} - 0) = (p_{DE} - p_2) \cdot F_{kr} \cdot \cotg \alpha \quad (2)$$



Rys. 5.

Przytem oznaczają:

$$m = \frac{G}{g} = \frac{F_{kr} \cdot c_{kr}}{g \cdot v_{kr}} \quad \text{— masę pary przepływającej w jednostce czasu przez kanał zawarty pomiędzy przekrojami } CD \text{ i } CE,$$

c_{2x}, c_{2y} — składową osiową wzgl. normalną średniej prędkości pary w przekroju CE ,

p_{kr} — ciśnienie krytyczne,

p_2 — przeciwcisnienie,

$$p_{DE} = \frac{\int_{DE} p \cdot dF}{F} \quad \text{— średnie ciśnienie wzdłuż ściany } DE,$$

F_{kr} — powierzchnię przekroju krytycznego.

Stąd:

$$c_{2x} = c_{kr} + (p_{kr} - p_2) \cdot \frac{g \cdot v_{kr}}{c_{kr}},$$

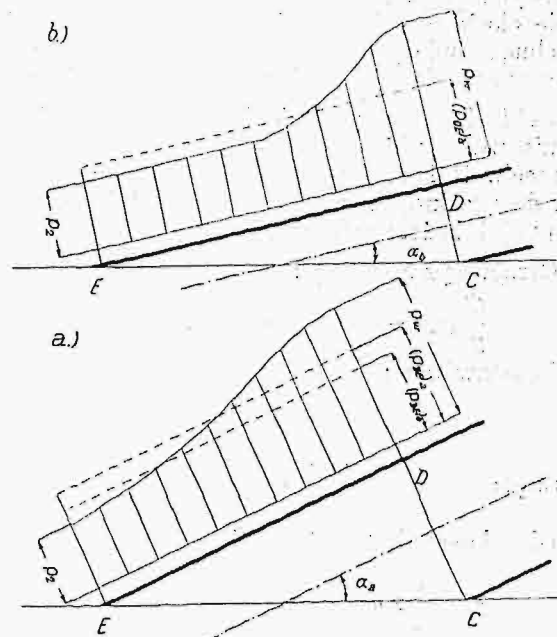
$$c_{2y} = (p_{DE} - p_2) \cdot \frac{g \cdot v_{kr}}{c_{kr}} \cdot \cotg \alpha,$$

$$\tg \omega = \frac{c_{2y}}{c_{2x}}.$$

Z równań powyższych wynika znowu niezbiecie, że strumień pary musi ulec odchyleniu, skoro średnie

ciśnienie wzdłuż ściany DE jest wyższe od przeciwcisnienia, tj., skoro w trójkącie wylotowym odbywa się dalsza ekspansja pary. Wynikający z powyższych wzorów kąt odchylenia jest dla danego strumienia pary wartością średnią w rozpatrywanym przekroju. Zależność jego od kąta kierownicy (α) jest tylko pozorna, co wyjaśnia następujący przykład:

Przyjmijmy dwie kierownice „a” i „b” o różnych pochyleniach, przyczem: $\alpha_a > \alpha_b$ (rys. 6). Przy tym samym stosunku $\frac{p_1}{p_2}$ będzie wtedy w pierwszym przypadku procentowo większa część trójkąta wylotowego czynna, aniżeli w przypadku drugim. Wobec tego ciśnienia średnie w obu przypadkach są nierówne, przyczem: $(p_{DE})_a > (p_{DE})_b$.



Rys. 6.

W rezultacie otrzymujemy dla obu przypadków ten sam kąt odchylenia pary.

Jak łatwo zauważyć, wielkość ciśnienia średniego wzdłuż ściany DE nie da się obliczyć na podstawie rozważań teoretycznych; trzeba ją wziąć z doświadczeń. To też sposób określenia kąta odchylenia pary podany przez Zerkowitza nie stanowi metody pełnej, skończonej, ale ma znaczenie raczej teoretyczne. Zasada ilości ruchu posłużyła natomiast Zerkowitza'owi do przybliżonego określenia średniego kąta odchylenia pary przy ekspansji w szczelinie.

V. Metoda autora.

Zastosowanie zasady ilości ruchu, jednej z najogólniejszych zasad mechaniki, do zjawiska ekspansji pary w trójkącie wylotowym kierownicy daje tę niezaprzeczalną korzyść, że obliczony sposobem tym kąt

odchylenia pary przedstawia dla rozpatrywanego strumienia wartość średnią, miarodajną — jak wiadomo — dla konstrukcji profili łopatkowych danego stopnia. Zastosowanie jednak zasady ilości ruchu do masy pary zawartej pomiędzy przekrojami CD i CE — jak to uczynił Zerkowicz — nie prowadzi do celu, utykając na nieznanem, nie dającym się rachunkowo oznaczyć ciśnieniu średnim wzdłuż ściany DE . Trudność tę można ominąć, wyrażając kąt ω zapomocą jego dostawy:

$$\cos \omega = \frac{c_{2x}}{c_2}$$

W tym przypadku muszą jednakowoż zarówno c_{2x} , jak i c_2 przedstawiać wartości średnie. Odnosząc je — za Zerkowiczem — do przekroju CE , znaleźć możemy jedynie przez zastosowanie zasady ilości ruchu c_{2x} (średnie), nie mamy natomiast możliwości określenia średniej absolutnej prędkości pary w tym przekroju c_2 . W przekroju CE zaś jest c_2 zmienne, co wynika z rozbieżności strumienia pary w kierownicy. Nasuwa się jednak możliwość zastosowania zasady ilości ruchu do takich dwóch przekrojów, w których bądźto absolutne prędkości pary są stałe, bądź też da się określić ich wartość średnią. Własność tę posiadają przekroje wzdłuż linii stałego ciśnienia (izobar), które są równocześnie w przypadku przebiegu adiabatycznego bez tarcia zupełnie dokładnie, w przypadku zaś przebiegów rzeczywistych obciążonych tarciami z bardzo znacznym przybliżeniem liniami stałych prędkości i stałych objętości właściwych pary. Przytem znajomość kształtu izobar — jak się okaże w dalszym ciągu — nie jest bynajmniej potrzebną, byleby tylko rozpatrywana izobara leżała całkowicie w obrębie trójkąta wylotowego kierownicy.

Jeśli chodzi o znalezienie ostatecznego kąta odchylenia pary w kierownicy, odpowiadającego ekspansji do przeciwcisnienia (p_2), odnieść trzeba zasadę ilości ruchu do przekrojów wzdłuż izobar ciśnienia krytycznego (p_{kr}) i końcowego (p_2).

Otrzymujemy wtedy:

$$\frac{G}{g} (c_{2x} - c_{kr}) = (p_{kr} - p_2) \cdot F_{kr}$$

Podstawiamy:

$$G = F_{kr} \cdot \frac{c_{kr}}{v_{kr}}$$

$$\text{Stąd: } c_{2x} = c_{kr} + \frac{g \cdot v_{kr}}{c_{kr}} (p_{kr} - p_2)$$

Dla ekspansji teoretycznej bez tarcia wynoszą:

$$c_{kr} = \sqrt{2g \cdot \frac{k}{k+1} \cdot p_1 \cdot v_1}$$

$$v_{kr} = v_1 \cdot \left(\frac{1}{\beta}\right)^{\frac{1}{k}}$$

$$p_{kr} = \beta \cdot p_1$$

$$p_2 = \frac{p_2}{p_1} \cdot p_1$$

Stąd:

$$c_{2x} = \sqrt{2g \cdot \frac{k}{k+1} \cdot p_1 \cdot v_1} \left[1 + \frac{\beta - \frac{p_2}{p_1}}{k \cdot \beta} \right]$$

Na podstawie równania de St. Venant'a:

$$c_2 = \sqrt{p_1 \cdot v_1} \cdot \sqrt{2g \cdot \frac{k}{k-1} \cdot \left[1 - \left(\frac{p_2}{p_1}\right)^{\frac{k-1}{k}} \right]}$$

Stosunek tych dwóch prędkości daje:

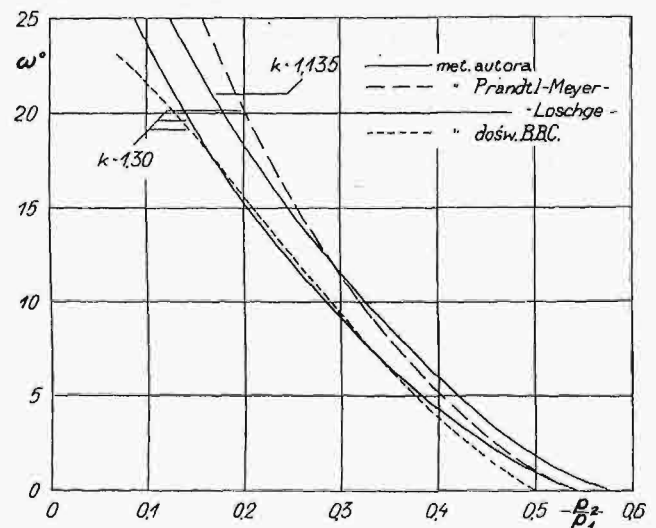
$$\cos \omega = \frac{c_{2x}}{c_2}$$

Wypada zauważyć, że c_2 jest wzdłuż izobary p_2

wielkością stałą, niezmienną, natomiast c_{2x} , a — co za tem idzie — także ω wartością średnią⁶⁾.

Poniżej zestawienie wyników liczbowych i wykres (rys. 7).

$\frac{p_2}{p_1}$	$k = 1,30$	$k = 1,135$
0,00	50° 18'	61° 45'
0,05	29 41	34 1
0,10	23 39	27 25
0,15	19 6	22 25
0,20	15 17	18 19
0,25	12 4	14 45
0,30	9 8	11 36
0,35	6 33	8 37
0,40	4 15	6 7
0,45	2 18	3 32
0,50	0 50	1 45
0,5457	0 0	—
0,55	—	0 41
0,5774	—	0 0



Rys. 7.

VI. Wpływ tarcia.

Uwzględnienie oporów przepływu wymaga wprowadzenia dodatkowego członu do równania ilości ruchu. Człon ten wyraża jednak tylko tarcie wzdłuż powierzchni impulsu, tj. wzdłuż powierzchni ograniczającej masę pary pomiędzy izobarami p_{kr} i p_2 , podczas gdy tarcia wewnętrzne w tym przypadku uwzględniać nie trzeba.

Napiszemy:

$$(p_{kr} - p_2) \cdot F_{kr} - \sum F W_x = \frac{G}{g} (c_{2x} - c_{kr}),$$

gdzie: $\sum F W_x$ jest składową osiową sumarycznej siły tarcia wzdłuż powierzchni impulsu.

$$c_{2x} = c_{kr} + \frac{v_{kr} \cdot g}{c_{kr}} (p_{kr} - p_2) - \frac{g}{G} \cdot \sum F W_x = (c_{2x})_0 - \frac{g}{G} \cdot \sum F W_x < (c_{2x})_0^7)$$

Oznaczając przez: φ — współczynnik prędkości pary w kierownicy napiszemy także:

$$c_2 = \varphi \cdot (c_2)_0^7)$$

$$\text{Ale: } \frac{c_{2x}}{(c_{2x})_0} > \frac{c_2}{(c_2)_0}$$

⁶⁾ c_{2x} czyni zadość równaniu: $c_{2x} = \frac{\int_{F_1} c_{2xi} \cdot dm}{m}$, gdzie c_{2xi} oznacza zmienną od strugi do strugi składową osiową prędkości pary w przekroju F_2 .

⁷⁾ Wartości $(c_2)_0$ i $(c_{2x})_0$ odpowiadają przepływowi teoretycznemu bez tarcia.

ponieważ człon $\frac{g}{G} \cdot \Sigma F_x W_x$ w równaniu ilości ruchu uwzględnia — jak zaznaczono powyżej — tylko straty tarcia strumienia pary o ścianki kierownicy, natomiast współczynnik $\varphi = \frac{c_2}{(c_2)_0}$ uwzględnia również inne źródła strat, jak tarcie wewnętrzne pary, wiry itp.

W konsekwencji:

$$\frac{c_{2x}}{c_2} > \frac{(c_{2x})_0}{(c_2)_0},$$

$$\cos \omega > \cos \omega_0,$$

$$\omega < \omega_0.$$

Opory przepływu zmniejszają zatem kąt odchylenia strumienia pary. Wynik ten — jak łatwo sprawdzić — zgadza się jakościowo z rezultatem obliczeń Loschge'go, przeczy metodzie Baer'a.

VII. Przegląd dat doświadczalnych.

O przydatności tej czy innej metody teoretycznej do obliczeń praktycznych decyduje ostatecznie doświadczenie. Doświadczeń nad oznaczeniem kąta odchylenia pary w kierownicach ogłoszono w literaturze stosunkowo bardzo niewiele. Te, które są, można podzielić na dwie kategorie: jedną, dającą obraz odchylonego strumienia pary zapomocą kątów odchylenia jego strug skrajnych i drugą, podającą kąt odchylenia średni, najbardziej interesujący konstruktora. Pierwsza kategoria doświadczeń oparta jest na metodzie optycznej pomiaru (zastosowanej, zdaje się, po raz pierwszy w laboratorium Prandtl'a), druga na metodzie pomiaru reakcyjnego oddziaływania strumienia pary na kierownicę. Do pierwszej zaliczymy doświadczenia Stodoli oraz Josse'go i Christlein'a, do drugiej na wielką skalę dokonane pomiary firmy Brown-Boveri.

Doświadczenia pierwszej grupy wykonano niestety dla bardzo znacznych spadków cieplnych, nie dających się opanować w samej kierownicy bez następującej za nią ekspansji w szczelinie. Skutkiem tego nie można wyników tych pomiarów zastosować bezpośrednio do kontroli metod rachunkowych służących do określenia kątów odchylenia pary w samej kierownicy. Nadto zależą rzeczywiste kąty odchylenia strug skrajnych od tego, czy do pomiarów użyto pojedynczej kierownicy, czy też segmentu złożonego z większej ilości kierownic; jasnym jest bowiem, że sąsiadujące ze sobą skrajne strugi pary wypływającej z dwóch kierownic nie mogą wykazywać tak znacznych różnic kąta odchylenia jak skrajne strugi strumienia wypływającego z pojedynczej kierownicy. Zastrzeżenia te nie odnoszą się — na szczęście — do pomiarów firmy Brown-Boveri, które mogą być zatem porównane bezpośrednio z wynikami obliczeń teoretycznych.

Doświadczenia Stodoli⁸⁾.

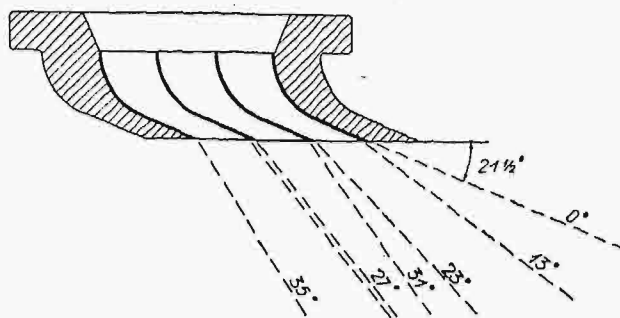
Do doświadczeń użyto kierownic pojedynczych o kątach pochylenia: $\alpha = 18^\circ$ i 28° . Stan pary niepodany, przy-

$\alpha = 18^\circ$						
p_1 ata	p_2 ata	$\frac{p_2}{p_1}$	p_E ata	$\frac{p_E}{p_1}$	ω_C°	ω_E°
5,6	1	0,178	1	0,178	31°	-9°
10,7	1	0,0935	1,19	0,111	37	-3
16,0	1	0,0625	1,73	0,108	46	+2
18,9	1	0,0529	1,98	0,105	51	+3
$\alpha = 28^\circ$						
5,8	1	0,172	1,18	0,204	27	-5
10,9	1	0,092	2,20	0,202	32	+7
15,8	1	0,0684	3,19	0,202	44	+3

⁸⁾ Według Stodola: Dampfturbinen, VI. wyd., str. 114-15.

puszczalnie para nasycona. Dla poszczególnych stosunków ciśnień $\frac{p_2}{p_1}$ podano kąty odchylenia strug skrajnych. Pomierzone dodatnie kąty odchylenia przy krawędzi E świadczą dobitnie o ekspansji w szczelinie.

Doświadczenia Josse'go i Christlein'a⁹⁾.



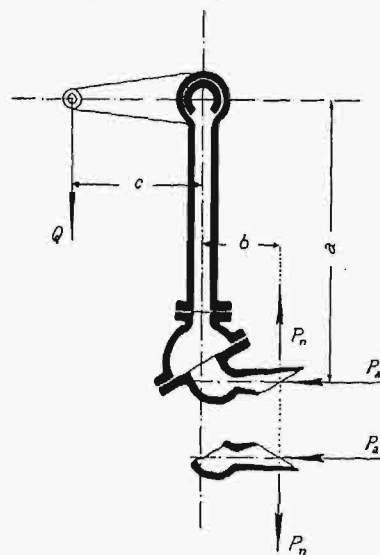
Rys. 8.

Trzy kierownice wchodzące w skład segmentu wykazały — jak zaznaczono na rys. 8. — różne kąty odchylenia strug skrajnych. Parametry pary były: $p_1 = 2,01$ ata (para nasycona sucha); $p_2 = 0,25$ ata. Stosunek ciśnień: $\frac{p_2}{p_1} = 0,1242$. Tak znaczny spadek cieplny nie da się w rzeczywistości opanować całkowicie przez ekspansję w samej kierownicy o kącie pochylenia: $\alpha = 21,5^\circ$. O ekspansji w szczelinie świadczy odchylenie strug przy krawędzi E (rys. 8).

Ciekawą jest rzeczą, że największy kąt odchylenia pary pomierzony w powyższym doświadczeniu, posłużył Baer'owi jako jedyny zresztą argument doświadczalny przemawiający rzekomo za słusznością podanej przez niego metody rachunkowej.

Doświadczenia fmy Brown Boveri Cie.¹⁰⁾

Kąty odchylenia wyznaczono metodą pomiaru reakcyjnego oddziaływania strumienia pary na kierownicę w dwóch położeniach kierownicy obróconych względem siebie o 180° (rys. 9).



Rys. 9.

Oznaczenia:
 P_a, P_n — składowa osiowa, wzgl. normalna reakcja wypływającego strumienia pary.
 a, b — ich ramiona względem punktu zawieszenia kierownicy,
 M_1, M_2 — momenty reakcji w położeniach (1) i (2).
 $P_a \cdot a - P_n \cdot b = M_1,$
 $P_a \cdot a + P_n \cdot b = M_2,$

$$P_a = \frac{M_2 + M_1}{2a},$$

$$P_n = \frac{M_2 - M_1}{2b},$$

⁹⁾ Christlein: Z. f. d. g. Turbinenwesen 1912, s. 185. Loschge: Z. d. V. D. I. 1916, s. 797. Stodola: „Dampfturbinen“, VI. wyd., s. 116.

¹⁰⁾ Dane zaczerpnięte z Stodola „Dampfturbinen“, VI. wyd. s. 126-7.

$$\operatorname{tg} \omega = \frac{P_n}{P_a}$$

Dane doświadczenia:
Kąt pochylenia kierownicy: $\alpha = 30^\circ$.
Para przegrzana: $p_1 = 1,94 \text{ ata}$, $t_1 = 154^\circ \text{ C}$.

Poniżej tabela porównawcza wartości kątów odchylenia ω obliczonych metodą autora i Prandtl-Meyer-Loschge oraz pomierzonych w doświadczeniach BBC.

$\frac{p_2}{p_1}$	ω_{BBC}	ω_{Sc}	różn.	ω_{PML}	różn.
0,50	0°	0,89°	—	0,93°	—
0,45	1,65	2,30	+89,8%	2,77	+68,0%
0,40	3,83	4,25	+10,9	5,17	+35,0
0,35	6,41	6,54	+2,03	8,07	+25,9
0,30	9,45	9,13	-3,39	11,45	+21,2
0,25	12,54	12,08	-3,66	15,45	+23,2
0,20	15,62	15,28	-2,18	20,13	+28,9
0,15	18,70	19,10	+2,13	25,97	+38,9
0,10	21,50	23,64	+5,30	33,60	+56,3
0,05	24,05	29,68	+23,4	45,33	+88,6
0,00	25,90	50,30	+94,1	159,62	+516,0

Porównanie wartości pomierzonych z obliczonymi podług autora dowodzi na ogół doskonałej zgodności wyników do stosunków: $\frac{p_2}{p_1} = 0,10 - 0,15$ włącznie. Przy

mniejszych wartościach $\frac{p_2}{p_1}$ odbywa się ekspansja pary częściowo już zupełnie poza kierownicą, gdzie wzory wyprowadzone dla ekspansji w kierownicy ze zrozumiałych przyczyn nie mają już ważności. Natomiast znacznie większe różnice przy niewielkim przekroczeniu krytycznego stosunku ciśnień położyć należy na karb niedokładności pomiarów BBC, które np. dla: $\frac{p_2}{p_1} = 0,50$ nie wykazały żadnego odchylenia pary, jakkolwiek odchylenie pewne, choć może bardzo nieznaczne, niewątpliwie zachodzić tu musi.

W tym samym zakresie stosunków $\frac{p_2}{p_1}$, dla którego stwierdzamy doskonałą zgodność metody autora z wynikami doświadczeń, dostarcza metoda Prandtl-Meyer-Loschge kątów odchylenia większych o 20-50% od wartości pomierzonych.

Tak więc doświadczenie potwierdza w zupełności wnioski wysnute na podstawie rozważań czysto teoretycznych.

Niewyjaśnioną przez doświadczenie pozostaje na razie kwestja najniższego, granicznego stosunku ciśnień $\frac{p_2}{p_1}$, dającego się opanować daną kierownicą. Jest on niewątpliwie znacznie niższy od stosunku $\frac{p_2 \text{ min}}{p_1}$ wynikającego z teorii Prandtl-Meyer-Loschge, jak tego dowodzi przykład kierownicy o kącie pochylenia: $\alpha = 30^\circ$ w doświadczeniach f-my Brown Boveri. Niestety brak jeszcze doświadczeń z kierownicami o różnych kątach pochylenia α , któreby pozwoliły na ustalenie interesującej zależności pomiędzy wielkością kąta α i $\frac{p_2 \text{ min}}{p_1}$.

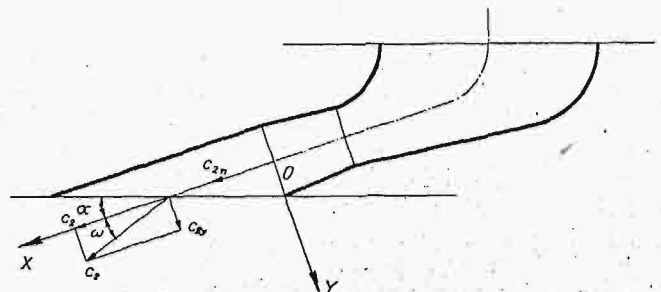
Z powodu bardzo znacznego wzrostu kąta odchylenia ω przy małych wartościach $\frac{p_2}{p_1}$, uniemożliwiającego stosowanie kierownic turbinowych w tym obszarze stosunków ciśnień, jest to jednak sprawa raczej drugorzędna, bez znaczenia praktycznego.

Niewyjaśnionym dostatecznie przez doświadczenie (ilościowo) pozostaje również wpływ tarcia na wielkość kąta odchylenia. Podług Loschge'go jest on bardzo znaczny. Natomiast rozumowanie przeprowadzone

w rozdz. VI. wskazywałoby raczej na bardzo nieznaczny tylko wpływ tarcia na wielkość kąta odchylenia. Tęgo samego dowodziłaby również doskonała niemal zgodność wartości ω obliczonych dla ekspansji teoretycznej bez tarcia z pomierzonymi.

VIII. Zastosowanie metody autora do dysz de Laval'a.

Opisana metoda wyznaczania kątów odchylenia pary da się z powodzeniem zastosować również do dysz de Laval'a. Oznaczając przez $\frac{p_{2n}}{p_1}$ normalny stosunek ekspansji dla dysz (odpowiadający stosunkowi $\frac{F_2}{F_{kr}}$ przekrojów końcowego do najmniejszego), przez p_2 zaś rzeczywiste ciśnienie panujące za dyszą, oraz przyjmując nadto prostokątny układ współrzędnych XY ze środkiem



Rys. 10.

w p. O (rys. 10), wyrazimy równanie ilości ruchu w kierunku osi X w sposób następujący:

$$\frac{G}{g} (c_{2x} - c_{2n}) = F_2 (p_{2n} - p_2).$$

$$\text{W tem: } G = \frac{F_2 \cdot c_{2n}}{v_{2n}},$$

gdzie: c_{2n} , v_{2n} — oznaczają prędkość wzgl. objętość właściwą pary w przekroju F_2 w warunkach normalnych.

Stąd:

$$c_{2x} = c_{2n} + \frac{v_{2n} \cdot g}{c_{2n}} (p_{2n} - p_2).$$

Albo po przeróbce:

$$\frac{c_{2x}}{\sqrt{p_1 v_1}} = \frac{c_{2n}}{\sqrt{p_1 v_1}} \left[1 + \frac{k-1}{2k} \cdot \frac{\frac{p_{2n}}{p_1} - \frac{p_2}{p_1}}{\left(\frac{p_{2n}}{p_1}\right)^{\frac{1}{k}} - \frac{p_2}{p_1}} \right].$$

Podług równania de St. Venant'a:

$$\frac{c_{2n}}{\sqrt{p_1 v_1}} = \sqrt{2g \frac{k}{k-1} \left[1 - \left(\frac{p_{2n}}{p_1}\right)^{\frac{k-1}{k}} \right]}.$$

Analogicznie:

$$\frac{c_2}{\sqrt{p_1 v_1}} = \sqrt{2g \frac{k}{k-1} \left[1 - \left(\frac{p_2}{p_1}\right)^{\frac{k-1}{k}} \right]}.$$

Wreszcie:

$$\cos \omega = \frac{c_{2x}}{c_2} = f \left[\left(\frac{p_{2n}}{p_1}\right), \left(\frac{p_2}{p_1}\right), k \right].$$

Kąty odchylenia ω obliczone tą metodą są mniejsze — jak łatwo to sprawdzić — od kątów obliczonych sposobem Prandtl-Meyer-Loschge i zgadzają się dość dobrze z wartościami uzyskanymi z doświadczeń f-my Brown Boveri opisanymi w Stodola: „Dampfturbinen“, VI., str. 126-7.

Wykreślnemu przedstawieniu wyników stoi niestety na przeszkodzie zależność od zbyt dużej ilości zmiennych. Trzebaby poprostu dla całego szeregu war-

tości $\frac{p_{2n}}{p_1}$ czy $\frac{F_2}{F_{kr}}$ wykreślić po dwie krzywe: $\omega = f\left(\frac{p_2}{p_1}\right)$, jedną dla pary przegrzanej, drugą dla nasyconej. Odstępujemy od tego przedsięwzięcia, poprzestając na rachunkowym ujęciu zagadnienia, z uwagi na przypuszczalnie niezmiernie rzadkie zastosowanie takich wy-

kresów przy projektowaniu nowoczesnych turbin parowych. W tych zaś przypadkach, w których bylibyśmy zmuszeni obliczyć kąt odchylenia pary w trójkącie wylotowym dyszy de Laval'a, pracującej ze spadkiem cieplnym większym od normalnego, można się wtedy posłużyć podanymi wzorami.

Inż. Marjan Rapaczyński.

Runięcie filara rzeczno Nr. II przyszłego mostu na Sanie pod Kuryłówką.

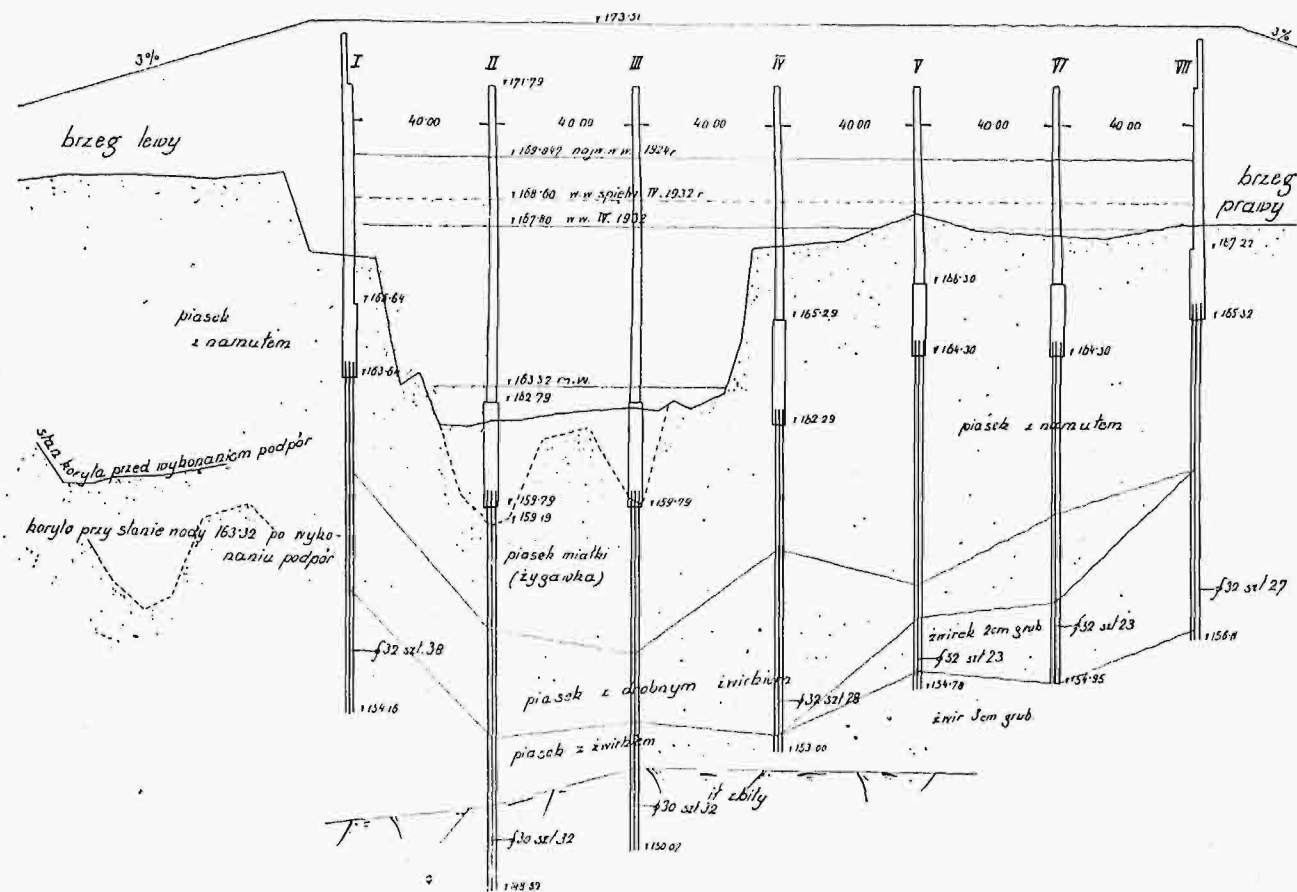
I. Opis sposobu fundowania.

Projekt 7-miu betonowych podpór mostu na Sanie pod Kuryłówką, sporządzony w D. R. P. we Lwowie, a zatwierdzony przez M. R. P. w r. 1928, obejmuje: 2 przyczółki i 5 filarów, w odstępach 40,00 m w św., przyczem jeden z dwu filarów rzecznych, filar Nr. II wypadł w nurcie rzeki Sanu (rys. 1).

Budowa podpór, oddana przetargiem publicznym do wykonania w przedsiębiorstwie, uruchomioną została w listopadzie 1929 r. pod nadzorem technicznym sprawozdawcy.

Roboty zaczęto od wiercenia otworów dla pali Straussa, w pierw dla podpór lądowych, w końcu dla podpór rzecznych.

Profil poprzeczny Sanu pod Kuryłówką z betonowymi podporami na palach syst. Straussa.



Rys. 1.

Fundamenty betonowe, opierające się na żel-betonowych palach, wierconych, systemu Straussa $\phi 30-32$ cm, zawierają następujące ilości pali:

przyczółek Nr. I	. . .	38	pali
filar	II	. . .	32 "
"	III	. . .	32 "
"	IV	. . .	28 "
"	V	. . .	23 "
"	VI	. . .	23 "
przyczółek Nr. VII	. . .	27	"

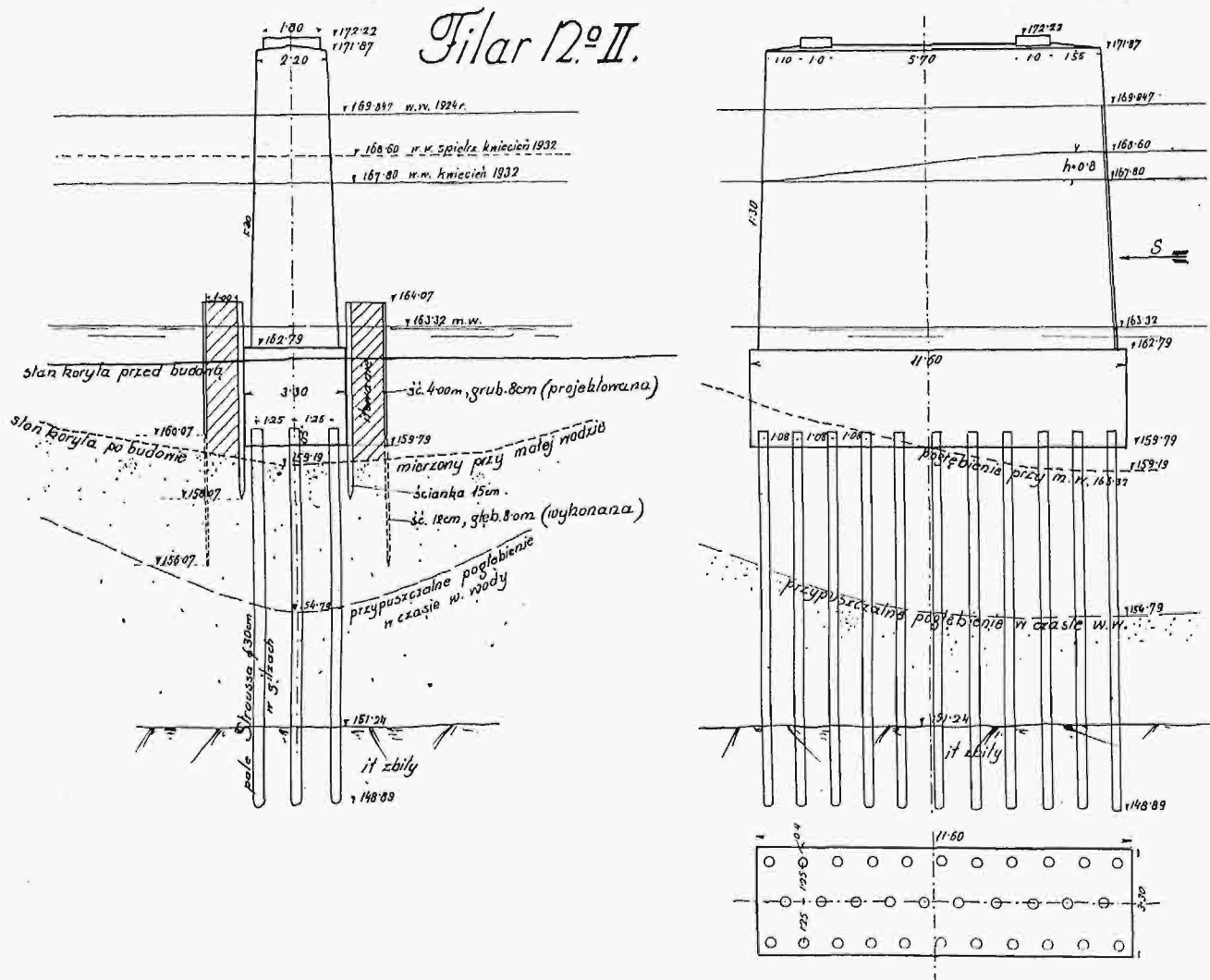
Jak poprzeczny profil Sanu wykazuje, materiałem, charakteryzującym koryto rzeki, jest piasek z t. zw. kurzawkami.

Fundowanie filara Nr. II zaczęto od wykonania w grudniu 1929 r. grodzy, o podwójnych ściankach, zewnętrznej z brusów 8 cm grub., 4,0 m długości, wewnętrznej 15 cm grub., 6,0 m długości (rys. 2).

Bezpośrednio po wykonaniu grodzy nastąpiło pogłębienie piaszczystego koryta Sanu, od dopływu, z pierwotnej głębokości 1 metra na 6,0 m. Wobec tak znacznej zmiany głębokości ruchomego dna Sanu, stwarzającego warunki fundowania, odbiegające od pierwotnego projektu, na wniosek sprawozdawcy zwołano komisję, która zdecydowała zastosować następujące zmiany w pierwotnym projekcie:

- a) wykonanie głębszych ścianek szczelnych wraz z odbojnicą prądu wody — dla filara II;
- b) powiększenie długości pali w stosunku do pierwotnego projektu, z zapuszczeniem ich w ile 0,5 m — dla filarów II i III;
- c) zastosowanie osłon blaszanych t. zw. gilz, dla zapobieżenia wymyciu cementu przez wodę w czasie betonowania pali — dla filarów II i III;
- d) zejście z podeszwą fundamentu, o ile możliwości 1,0 m, poniżej projektowanej niwelety 159,79 — dla filara II.

- d) umieszczenie wewnątrz gilzy związanego szkiele-
letu uzbrojenia, złożonego z 5-ciu żelaznych prętów
pionowych $\phi 22\text{ mm}$ i poprzecznego stężenia spiralnego
z drutu $\phi 6\text{ mm}$ (ryc. 5);
- e) wybetonowanie przestrzeni w gilzie betonem
plastycznym z kruszywa drobno-ziarnistego i 460 kg
cementu na 1 m^3 betonu. Beton ubijano w warstwach
około 30 cm przy pomocy dźwężka żelaznego, u dołu
spłaszczonego.
- f) równocześnie z betonowaniem otworu wywier-
conego wyciągano zewnętrzną rurę wiertniczą.



Rys. 2.

Po wykonaniu głębszych ścianek zewnętrznych grodzy, tudzież odbojnicy prądu wody od górnego czoła grodzy (ryc. 6), głębokość rzeki koło grodzy zmniejszyła się z 6,0 m na 4,0 m.

W obrębie tej grodzy przystąpiono do wiercenia otworów dla pali Straussa, schodząc z wierceniami w ile zbitym, wzgl. twardym do głębokości około 90 cm.

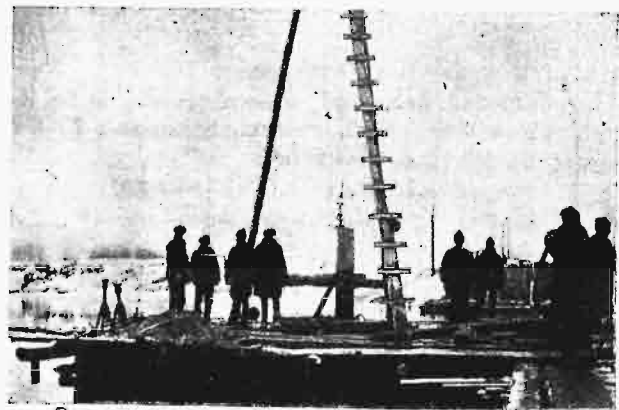
Sposób wykonania pali dla podpór rzecznych obejmował kolejno następujące czynności:

a) wiercenie otworów w żelaznych rurach wiertniczych $\phi 32\text{ cm}$ w warstwach piasku i łu zbitego, przy równoczesnym wydobywaniu materiału z wnętrza rury (ryc. 3);

b) czerpanie wody z rur przy pomocy czerpaka, t. zw. szlamówki, opatrzonej u spodu klapą, do wnętrza czerpaka otwierającą się.

c) wybetonowanie dolnej partji otworu w wypadku zamulania tegoż, poczem umieszczenie wewnątrz rury wiertniczej, osłony blaszanej 1 mm grub., o średnicy 30 cm, a długości, odpowiadającej długości pala (ryc. 4);

Srednia głębokość wierconych otworów dla pali Straussa filara Nr. II 10,90 m.



Ryc. 3.

Pale w ilości 32 sztuk dla tej podpory wykonano w ciągu stycznia i lutego 1930 r., doprowadzając ich głowy do wysokości 0,5 m powyżej niwelety podszwy przyszłego fundamentu.



Ryc. 4.

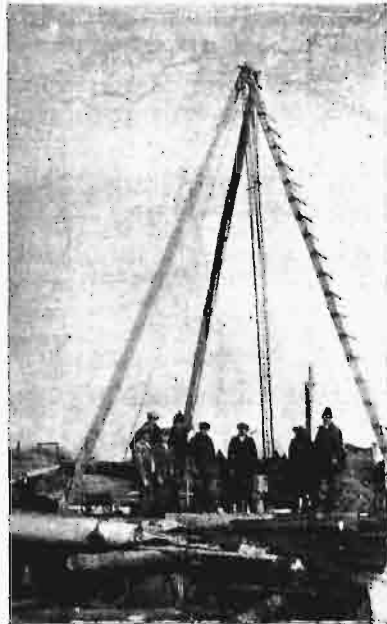
Z kolei przystąpiono do wyłowania przestrzeni między ściankami, zewnętrzną a wewnętrzną grodzy, poczem do ręcznego bagrowania piasku wewnątrz niej, przy równoczesnym pompowaniu wody jedną pompą wirową $\phi 5''$ i jedną pompą $\phi 4''$, przy stanie m. wody 163,70.

W miarę pogłębiania wykopu musiano się uciec do 3-ciej pompy $\phi 4''$, dla pokonania zwiększonego dopływu wody. Pompy uruchomiono przy pomocy benzynowych motorów 8—12 HP.

W czasie pompowania wody, gdy zwierciadło jej wewnątrz grodzy obniżyło się o 2,5 do 3,0 m, zdarzało się kilkakrotnie gwałtowne wdzieranie się miążkiego piasku z koryta Sanu spodem ścianek do wnętrza grodzy, przyczem zaobserwowano, wydostające się z dna wykopu pionowe wytryski płynnego piasku, dochodzące do 2,0 m, tak, iż robotnicy przy bagrowaniu pracujący, zmuszeni byli pośpiesznie uciekać z wnętrza grodzy przy pomocy drabin, przed niebezpieczeństwem zatopienia.

Dalsze roboty koło bagrowania musiano przerwać, gdyż równoczesna praca 3 pomp nie zdołała już wody z grodzy wypompować, przyczem zaobserwowano znaczne osiadnięcie iłowania, dochodzące od 4 do 5 m. Dalsze pompowanie przerwano na 1—2 dni, pozostawiając rzece możliwość skonsolidowania rozluźnionego piasku koło szczelnych ścianek.

Z uwagi na te niespodziewane trudności w bagrowaniu wykopu, zarządzono komisyjnie wstrzymanie dalszych prac w dniu 16 maja 1930 r. i zdecydowano odnieść się do wyższych władz o wydanie dalszych zarządzeń, po których uruchomiono powtórnie roboty, korzystając z opadającego zwierciadła m. wody.



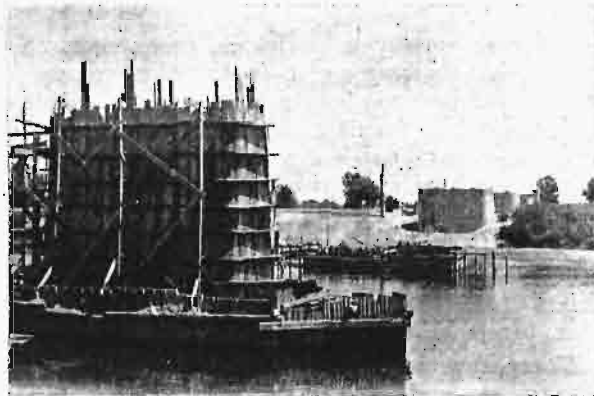
Ryc. 5.

Po uzupełnieniu osiadłego iłowania, uruchomiono znowu pompowanie wody przy pomocy 3 pomp, celem szybkiego obniżenia zwierciadła wody wewnątrz grodzy. Po wypompowaniu wody zauważono, iż pierwotna głębokość wykopu zmniejszyła się o 1,0—2,0 m z powodu wdarcia się miążkiego piasku z koryta rzeki i iltu uszczelniającego grodzę.

Po wydobyciu tego materiału, doprowadzono bagrowanie do głębokości planem przewidzianej, t. j. do niwelety 159,79, poczem po pośpiesznym rozbiciu głów pali i odgięciu uzbrojenia, tudzież oczyszczeniu pali z namułu, przystąpiono do betonowania fundamentu, przy równoczesnym pompowaniu wody.

Roboty betonowe prowadzono bez przerwy, dniem i nocą, w warstwach ubijanych 25—30 cm, z betonu wilgotnego, przyczem wobec możliwości wymycia części cementu, zwiększono ilość tegoż z 200 kg na 400 kg na 1 m³ betonu, na grubości pierwszego metra fundamentu. Na dalszych 2 metrach użyto już tylko 200 kg cementu, projektem przepisanego.

Betonowanie fundamentu ukończono 21 czerwca 1930 r. Na fundamencie zmontowano gotowe krążyny i szalowanie dla trzonu filara, którego betonowanie, bez przerwy prowadzone, ukończono z końcem czerwca 1930 r. (ryc. 6).



Ryc. 6.

Objętość betonu w fundamencie i trzonie filara około 338,0 m³.

Wysokość filara wraz z fundamentem 12,0 m, wraz z palami około 23,0 m.

Po wykonaniu filara zarządzono rozbiórkę zewnętrznych ścianek grodzy dla zapobieżenia pogłębianiu piaszczystego koryta Sanu.

Późniejsze w. wody częścią zerwały, częścią zrujnowały wewnętrzną ściankę szczelną.

Opisany filar przewrócił się przeciw prądowi wody 10 kwietnia 1932 r., przy stanie wielkiej wody spiętrzonej 168,60, a zatem po upływie 21 miesięcy od chwili wykonania.

Położenie przewróconego filara przedstawiają rys. 9 i 10. Filar, upadając na piloty pozostałe ze starego mostu drewnianego, przełamał się w trzonie, kładąc się częściowo na zarysie dawnego fundamentu.

II. Przyczyny przewrócenia się filara.

Dla zorientowania się w warunkach równowagi, w jakich filar po wykonaniu znalazł się, należy przytoczyć dane, które posłużyły przy zaprojektowaniu żelbetonowych pali Straussa.

1. Nośność pala:

Oddziaływanie przyszłego ustroju niosącego	304,0 t
Ciążar własny fundamentu i trzonu filara	743,0 „
Razem obciążenie według projektu	1047,0 t

dla 32 pali, zaś dla jednego pala $\frac{1047}{32} = 32,7 t$.

Obciążenie to zmniejszy się jednakowoż, gdy uwzględnimy zmniejszenie ciężaru własnego filara o wypór m. wody 163,32. Obliczony wypór wynosi 127,0 t, wobec czego projektowane obciążenie jednego pala wyniesie $\frac{1047-127}{32} t = 28,7 t$.

Przy obliczeniu nośności pali Straussa o długości 9,5 m, średnicy $\phi 32 cm$, założeniem projektu był warunek, iż pal na całej długości tkwi w piaszczystym materiale. Do obliczenia użyto wzoru Dörra, który dla pali okrągłych przedstawia się:

$$T = \gamma \cdot V \cdot \left(\varepsilon + \varepsilon_1 \cdot \rho \cdot 2 \cdot \frac{l}{d} \right), \text{ gdzie } \gamma = 1600 \text{ kg/m}^3 \text{ dla piasku,}$$

$$V = \text{objętość pala, zaś } \varepsilon = \text{tg}^2 \varphi \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = 3$$

i $\varepsilon_1 = 1 + \text{tg}^2 \varphi = 1,334$ są współczynnikami dla naturalnej stoczystości piasku $\varphi = 30^\circ$, $\rho = 0,3$ współczynnik tarcia piasku o pal betonowy, „l” długość pala, „d” średnica pala.

Po wstawieniu powyższych wartości we wzór Dörra, nośność pala wypada:

$$T = 1600 \cdot \frac{3,14 \cdot 0,32^2}{4} \cdot 9,5 \left(3 + 1,334 \cdot 0,3 \cdot 2 \cdot \frac{9,5}{0,32} \right) = 32,6 t.$$

Wskutek zmiany w projekcie, przez zastosowanie dla pali osłon blaszanych i średnicy mniejszej t. j. $\phi = 30 cm$ (zamiast $\phi = 32$), nośność wypadnie mniejsza. Na nośność pala wpłynie w największym stopniu przyjęcie zmniejszonego współczynnika tarcia piasku o osłonę blaszaną $\rho = 0,2$ (zamiast poprzedniego $\rho = 0,3$), a zatem

$$T = 1600 \cdot \frac{3,14 \cdot 0,30^2}{4} \cdot 9,5 \left(3 + 1,334 \cdot 0,2 \cdot 2 \cdot \frac{9,5}{0,3} \right) = 21,3 t,$$

która to wartość, w porównaniu z projektowanym obciążeniem pala (28,7 t), zmalała o 26%, jakkolwiek współcz. tarcia $\rho = 0,2$ przyjęto za korzystnie.

W rzeczywistości warunki stałości filara 12,0 m wysokiego, na palach obmytych z piasku skutkiem działania siły żywej wielkiej wody, przedstawiły się o wiele niekorzystniej. Tutaj przypomnieć należy, iż filar znajdował się w miejscu wybitnego nurtu Sanu i w pobliżu wklęsłego brzegu (rys. 10).

W czasie wiosennej wody w kwietniu 1932 r., przy stanie 167,80, zaobserwowano przy filarze lokalne spiętrzenie, dochodzące do 80 cm.

Przekrój łóżyska głównego — dla wielkiej wody niespiętrzonej — między podporami I, II, III, IV obliczono na $A = 636,0 m$; głębokość średnia, $T = \frac{636}{120} = 5,30 m$.

Prędkość średnia wielkiej wody, powyżej podpor, przy spadku $J = 0,3\%$, według tablic Matakiewicza:

$$v_1 = 3,34 \cdot 0,61 = 2,04 \text{ m/sek.}$$

Prędkość wielkiej wody spiętrzonej, między filarami: $v_2 = \sqrt{2gh + v_1^2} = \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,8 + 2,04^2} = 4,47 \text{ m/sek.}$ Prędkość ta, która jest także średnią wartością, wzrosła więc między filarami przeszło dwukrotnie! W rzeczywistości prędkość wielkiej wody spiętrzonej koło filara w nurcie była jeszcze większą.

Przyjąwszy, iż w tych warunkach mogło nastąpić pogłębienie piaszczystego koryta na głębokości 5,0 m poniżej podeszwy fundamentu, wówczas nośność pala, tkwiącego w materiale rzeczonym na głębokości 10,90 — 5,0 = 5,90 m, wypadnie według wzoru Dörra:

$$T = 1600 \cdot \frac{3,14 \cdot 0,3^2}{4} \cdot 5,90 \left(3 + 1,334 \cdot 0,2 \cdot 2 \cdot \frac{5,9}{0,3} \right) = 9,0 t.$$

Rozpatrzmy stopień stałości filara dla dwu wypadków:

a) dla ciężaru własnego filara $G = 743,0 t$, ociążonego wyporem wielkiej wody spiętrzonej . $W = 256,0_n$;

wówczas obciążenie pala wyniosło $g = 487,0 t : 32 = 15,2 t$.

Z porównania obu tych wartości okazuje się, iż obciążenie przekroczyło granicę nośności pali, dochodząc do wartości 15,2 t; pale zostały więc przeciążone o 70%!

b) dla ciężaru własnego filara i oddziaływania przyszłego ustroju niosącego . $G = 1047,0 t$, ociążonego wyporem wody j. w. $W = 256,0_n$;

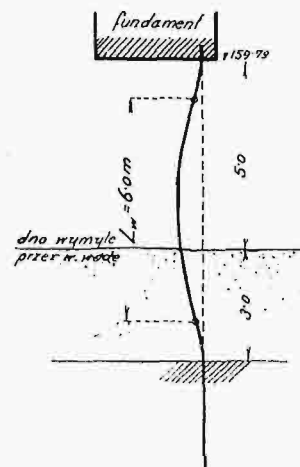
wówczas obciążenie pala wyniosłoby $g = 791,0 t : 32 = 24,7 t$.

Dla tego wypadku przeciążenie pali doszłoby aż do 175%!

Stan wielkiej wody, przy którym filar runął, był największym ze stanów tak co do wysokości, jak również i czasu jej trwania, od chwili wykonania filara. Jak długo więc pogłębienie dna rzeki było nieznaczne, tak długo nośność pali była wystarczająca. Atoli z chwilą znaczniejszego pogłębienia koryta, kosztem zmniejszenia się tarcia na obwodzie pali, zaczęło wzrastać ciśnienie na ich u spodu tychże, aż doszło do tej krytycznej granicy, w której nastąpiło wgniecenie pali i w konsekwencji — przewrócenie filara. Jak bowiem pomiary przewróconego filara wykazały, pale od przyływu wody zostały wgniecione znacznie więcej, aniżeli pale od odpływu, co tłumaczy się wybitniejszem pogłębieniem koryta od przyływu.

Tak powyższe obliczenia, jak i pozycja przewróconego filara, tudzież przeprowadzone pomiary wysokości głów wgniętych pali, wskazują niezbicie na zniszczenie nośności pali wskutek pogłębienia ruchomego koryta Sanu, jako zasadniczą i główną przyczynę katastrofy.

2. Dalszym momentem, o stałości filara decydującym, jest kwestja wybożenia pali, które tkwiąc w



Rys. 7.

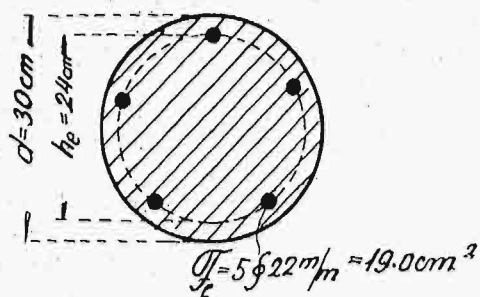
ruchomym materiale, ulegającym łatwemu i znacznemu pogłębieniu przez wielką wodę, powinny być liczone również na niebezpieczeństwo wybożenia, którego to wypadku wzór Dörra wcale nie uwzględnia.

Przyjąwszy, jak wyżej, pogłębienie piaszczystego koryta 5,0 m, poniżej podeszwy fundamentu, dalej, iż górne utwierdzenie pala w fundamencie nie jest idealne, zaś u dołu, w punkcie o 3,0 m niżej pogłębienia położonym, pal jest przytrzymany, to dla tego wypadku długość wolna pala: $L_w = (5,0 + 3,0) \cdot 0,75 = 6,00 m$ (rys. 7). Przyjęcie to

jest dla opisanych warunków koryta i tak za korzystne, gdyż w rzeczywistości na wypadek rozhełtania pala u dołu, punkt jego przytrzymania przesunął się w luźnym materiale jeszcze głębiej i powiększył znacznie niebezpieczeństwo wybożenia.

Przepisy o budowie i utrzymaniu mostów drogowych, zatwierdzone przez Min. Rob. Publ. rozp. dn. 9. XI. 1925 r., Nr. XIII — 1386, normują konieczność obliczania wybożenia ściskanych słupów żelazno-betonowych, jeżeli smukłość słupa $\frac{L_m}{i} > 60$ (dla słupów

żelazno-betonowych, podłużnie uzbrojonych). Dla zorjentowania się w warunkach wybożenia wykonanego pala w osłonie blaszanej, dla warunków geologicznych ko-



Rys. 8.

ryta powyżej opisanych, należy obliczyć wartość „ $n\beta$ ”, t. j. współczynnik zmniejszający przekrój pala (rys. 8):
przekrój pala uzbrojonego:

$$F = \frac{d^2}{4} \pi + n F_c = \frac{30^2}{4} \cdot 3,14 + 15 \cdot 19,0 = 991 \text{ cm}^2,$$

moment bezwładności,

$$J = \frac{\pi d^4}{64} + \frac{n \cdot F_c \cdot h_e^2}{8} = \frac{3,14 \cdot 30^4}{64} + \frac{15 \cdot 19,0 \cdot 24,0^2}{8} =$$

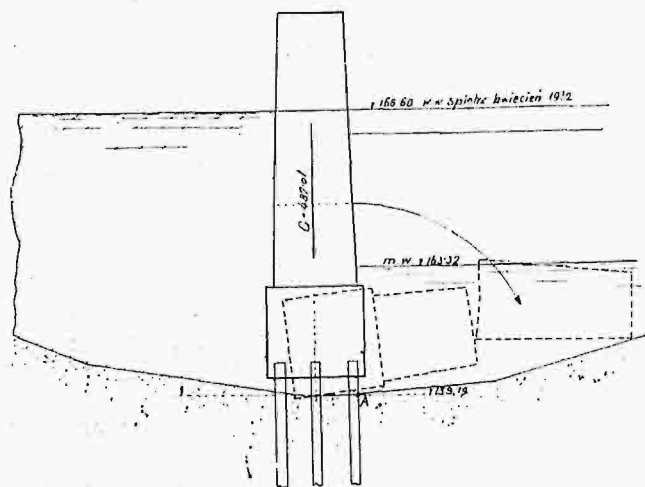
$$= 60260 \text{ cm}^4,$$

ramię bezwładności, $i = \sqrt{\frac{J}{F}} = \sqrt{\frac{60260}{991}} = 7,8 \text{ cm};$

wobec czego dla $\frac{L_w}{i} = \frac{600}{7,8} = 77, \beta = 0,80.$

Przekrój potrzebny ze względu na wybożenie:

$$F = \frac{991}{0,80} = 1238 \text{ cm}^2, \text{ co odpowiada średnicy pala } \phi 35 \text{ cm (wobec projektowanej } \phi 30 \text{ cm).}$$



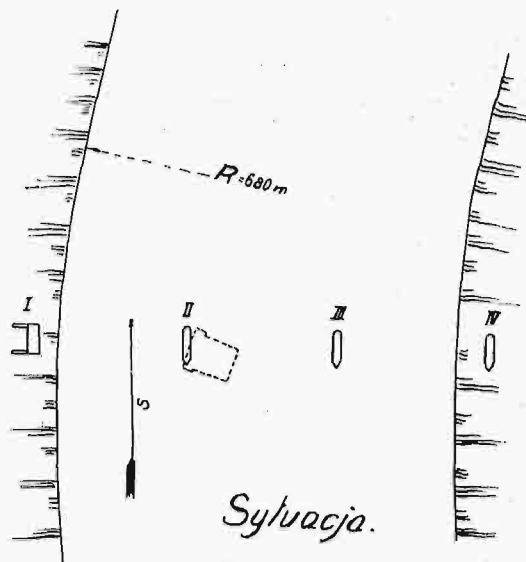
Rys. 9.

Obliczona średnica pala dla wybożenia, powinna być — praktycznie biorąc — zwiększona nieco, a to z uwagi na trudności idealnego wypełnienia otworu betonem między wkładkami, tudzież dokładnego zgęszczenia tegoż na tych głębokościach.

3. Dalszym czynnikiem niebezpiecznym dla stałości filara, mogły być pochody lodów w sezonach wiosennych 1931 i 1932 r. Kra gromadząc się wskutek zatopów na znacznej głębokości koło filara, mogła łatwo uszkodzić obmyte z piasku piloty.

4. Nie można tutaj pominąć także szkodliwego działania materiału erozyjnego, przez wielkie wody prowadzonego, którego praca, przy zwiększonej chyżości wielkiej wody spiętrzonej, mogła oddziaływać szkodliwie na ściany pilotów.

5. Wreszcie należy wziąć pod uwagę jeszcze jeden czynnik, który mógł wywrzeć do pewnego stopnia także niekorzystny wpływ na stałość filara. Chcąc dodać tutaj — do poprzednio podanych w opisie sposobu fundowania — jeszcze parę słów o okolicznościach, towarzyszących założeniu fundamentu.



Rys. 10.

Wymagany warunek wykonania fundamentu „w suchym dole fundamentowym”, jak to określają „szczegółowe warunki budowy”, był postulatem bardzo ryzykownym. Zejście z podeszwą fundamentu 3,5 m poniżej zwierciadła małej wody, w obrębie grody, nie sięgającej do warstw nieprzepuszczalnych koryta rzeki, w żygawki obfitującego, napotkało w czasie bagrowania na niezwykle trudności.

Po dojściu z bagrowaniem wykopu do niwelety, planem pierwotnym przepisanej t. j. 159,79, okazało się, iż głębsze zejście z bagrowaniem wykopu, polecione przez komisję z grudnia 1929 r., jest niewykonalne; wobec czego kierownictwo budowy zarządziło bezwzględne wstrzymanie pracy wszystkich pomp, dla wypełnienia wnętrza wykopu wodą, by przez to umożliwić ustalenie równowagi w rozluźnionych warstwach piaszczystego koryta. Po kilkunastogodzinnej przerwie, korzystając z obniżającego się stanu małej wody, zarządzono powtórnie szybkie pompowanie wody z wykopu przy pomocy 3 pomp wirowych równocześnie, a po wypompowaniu wody, bezwzględne betonowanie, w czasie którego — celem uniknięcia wypłukania cementu przez pompy — ujęto kosze ssące tychże w oddzielne szyby boczne. Dalszymi środkami ostrożności były: 3-cie wewnętrzne ścianki krótkie, uszczelnione łem i workami, dla powstrzymania wdzierania się płynnego piasku, tudzież zwiększenie ilości cementu z 200 kg na 400 kg na m^3 betonu na wysokości pierwszego metra fundamentu, wreszcie kolejność warstwowego betonowania w przeciwnym kierunku do biegu rzeki.

Mimo zastosowania powyższych środków ostrożności, mogło nastąpić po zabetonowaniu pewnej grubości fundamentu, tworzenie się niewidocznych prądów wody, a skutkiem tego częściowe wypłukanie cementu w nie-
stężalem jeszcze dostatecznie betonie.

Tutaj jednak należy dodać, iż ostatnio przeprowadzone badania nad grubością fundamentu, nie wykazały zniszczenia betonowej ławy przez wodę.

Wyżej opisane czynniki, sumując swe działanie przez okres 21 miesięcy od chwili ukończenia filara (koniec czerwca 1930 r.), spowodowały wreszcie jego runięcie (kwiecień 1932 r.).

III Wnioski, jakie na przyszłość należy wysnuć przy fundowaniu podpór w rzekach.

W ogólności:

1. Przy obliczaniu objętości przepływu wielkiej wody, maksymalna wartość spiętrzenia, wywołanego zabudowaniem koryta podporami, powinna być uzależniona od jego geologicznej właściwości i dopuszczalnej głębokości podmycia.

2. Projekt podpór winien poprzedzać jak najdokładniejsze studia geologiczne przez sondowanie terenu, z uwzględnieniem stopnia jego stałości, pod fachowym, ciągłym i bezpośrednim nadzorem inżyniera.

3. Przekraczać koryto, o ile możliwości przesłania o takiej rozpiętości, by z podporami wydostać się poza linię regulacji rzeki.

4. O ileby spełnienie tego warunku było ograniczone lub niemożliwe, to bezwarunkowo unikać sytuowania podpór w nurcie rzeki, zwłaszcza, gdy podpory wypadają w łuku.

5. Dobór fundacji powinien odpowiadać dwu najważniejszym postulatom: w pierwszym rzędzie bezwzględnej pewności, a potem dopiero najekonomiczniejszego wykonania.

W szczególności:

Dla łożysk rzecznych o ruchomej strukturze geologicznej jak piaski, kurzawki, drobny żwirek, szlam, namuł i t. p., wykazujących tendencję do ciągłego i znacznego pogłębiania przy zmianach stanu wód:

6. Schodzić z fundamentem pełnym w obręb grodzy do nośnej warstwy łu, łupku, skały, o ile te leżą w głębokościach nieznacznych.

Gdy zaś warstwy nośne, przykryte materiałem ruchomym, leżą w znacznych głębokościach:

7. Uciekać się do fundowania na kesonach, względnie studniach, które dla pewności powinny być ubezpieczone przed podmyciem zapomocą oskaławania.

8. Fundowania na palach, w korycie wypełnionym lekkim materiałem, powinno się z reguły unikać. Jeżeli jednak wyłącznie względy ekonomiczne zadecydowały o wyborze takiej fundacji, to powinno się z nią uciekać z nurtu, by, o ile możliwości jaknajwięcej zbliżyć się do ustalonego brzegu. Ponadto budowla taka powinna być ubezpieczoną zapomocą faszyny i oskaławania, jakkolwiek złą stroną tworzenia tego rodzaju sztucznej wyspy koło podpory są: zwiększone koszty budowy, koszty późniejszej konserwacji tudzież dziczenie koryta rzeki.

9. Pale rzeczne dla opisanych warunków powinny być liczone obok nośności, również i na niebezpieczeństwo wyboczenia.

10. Stosowanie dla grodzy krótkich ścianek szczelnych, nie sięgających do nieprzepuszczalnego podłoża, lecz tylko tkwiących w luźnym materiale, jest zupełnie bezcelowe i uniemożliwia głębsze zejście z fundamentem często nawet w granicach centymetrowych.

Bagrowanie i pompowanie wody w obrębie takiej grodzy, choćby najszczelniejszej na jej obwodzie, jest

niczem innym, jak tylko bezproduktywnym pompowaniem wody z rzeki.

11. W warunkach w p. 10 podanych, unikać w korycie rzeki osadzania fundamentu zbyt głęboko pod niskim stanem wody, raczej wyjść z fundamentem wyżej i to do takiej wysokości, która zapewni spokojne betonowanie w grodzy.

12. Głębokość zakotwienia pali w fundamentach podpór rzecznych winna wynosić 1,0 m, a nie jak dotychczas stosowano 0,5 m.

13. Grodze o drewnianych ściankach szczelnych, przekraczających głębokość 10,0 m, nie są celowe, albowiem grubości dyli wypadają anormalne, rozparcie takich ścianek jest trudne, a co najważniejsze, wbijanie ich z zachowaniem należytej szczelności prawie że niemożliwe, zwłaszcza, gdy napotyka na nieprzewidziane przeszkody w korycie rzeki.

Wówczas należy uciekać się do żelaznych ścianek, które zapewniają łatwiejsze wbijanie do znacznych głębokości, należytą szczelność i sztywność, tudzież możliwość kilkakrotnego użycia ich do dalszych fundamentów, tak iż jednorazowy większy koszt zakupna takich ścianek już przy dwu trudniejszych fundacjach może się opłacić.

Ponieważ żelaznych ścianek dotychczas w kraju nie produkuje się, przeto powinny miarodajne czynniki wszcząć akcję w kierunku ustalenia i produkcji odpowiednich typów w naszych hutach.

14. Unikać bezwarunkowo wykonywania w płynącej wodzie pali betonowych systemów Straussa, Reymonda, Sterna, czy nawet Wolfsholza, gdyż pominawszy brak należytej gwarancji dokładnego wypełnienia głębokiego otworu betonem (dla pierwszych trzech systemów), to pale wszystkich wymienionych systemów posiadają tę zasadniczą wadę, iż płynąca woda, wypływając cement z niestężałego betonu — może łatwo spowodować zupełne zniszczenie pala.

Pale te jednak spełniają zupełnie dobrze swe zadanie dla podpór lądowych.

15. Wreszcie należy zaznaczyć, iż jeżeli chodzi o najekonomiczniejszy sposób fundowania w rzekach, to przecież pale odpowiadają temu warunkowi w zupełności, z zastrzeżeniem ustalonego mniej więcej łożyska rzeki, nie ulegającego zbyt niemu pogłębianiu przez wielkie wody.

Wówczas jednak należy stosować wyłącznie wbijane pale sosnowe, dębowe, względnie żelaznobetonowe.

Tych kilka uwag, jakie nasunęły się sprawozdawcy z jego praktyki dotychczasowej, powinny być punktem wyjścia dla inżyniera - projektanta, stojącego wobec zadania, jaki sposób fundacji najpewniejszej i najekonomiczniejszej ma obrać.

W obliczu tak odpowiedzialnego zadania nie mogą decydować, ani drobiazgowo taniść fundacji kosztem jej stałości, ani też utarty szablon stosowania takich lub owych systemów, natomiast w każdym poszczególnym wypadku, na tej samej rzece, w obrębie tego samego przekroju poprzecznego, system fundowania powinien być traktowany w sposób zupełnie indywidualny.

Wiadomości z literatury technicznej.

Żelazo - beton.

— Doświadczenia Saligera ze słupami żelbetowymi z uzbrojeniem ze stali wyborowej. W *Beton u. Eisen* (1930 str. 319) prof. Saliger zdaje sprawę z doświadczeń ze słupami żelbetowymi, wykonanymi w tym celu, aby zbadać wpływ spawania wkładek podłużnych na wytrzymałość. Wysokość słupów wynosiła $l=1.2$, $F_b=1050 \text{ cm}^2$, powierz-

chnia rdzenia 764 cm^2 , wytrzymałość kostkowa betonu $K_b=268 \text{ kg/cm}^2$, wytrzymałość słupowa $K_{bs}=\frac{4}{5} 268=214 \text{ kg/cm}^2$, wytrzymałość stali na ciśnienie $K_s=8000 \text{ kg/cm}^2$ dla prętów całych, zaś 7200 kg/cm^2 dla spawanych. $F_n=8.2 \text{ kg/cm}^2$, granica ciastowatości drutu 2950 kg/cm^2 . Saliger oblicza słupy wedle Empergera zasady sumowania wytrzymałości betonu, żelaza i drutu owijającego, stosując wzór $P=F_b K_{bs}+F_s K_s+2.9 F_n \sigma_u$. Kugi używa tego samego wzoru, przyjmując jednak współczynnik 1 lub 2. W tablicy zesta-

Nr.	F_z cm ²	Spawane	$100 F_z$ F_r	Pęknięcia przy cięż. w t		Złamanie przy P w t		P w t obliczone wedle wzoru					
				po- przezne	podłużne	pojed.	średnio	Saligera	rozporządzenia		Kugiego dla		
									polsk.	niem.	$\gamma=1$	$\gamma=2$	
36 a	28.7	—	3.8	200	420	455							
b	28.8	—	3.8	200	450	476	465.5	463	437	419	418	442	442
37 a	28.7	w środku	3.8	200	250	426			437	419	392	416	416
b	28.8	"	3.8	200	280	443	437.5	440	438	419	393	417	417
38 a	56.7	—	7.4	250	500	706			550	531	642	661	661
b	56.4	—	7.4	200	450	698	702.0	685	540	530	639	663	663
39 a	56.6	w środku	7.4	200	430	653			550	531	594	618	618
b	56.6	"	7.4	200	450	620	636.5	638	550	531	594	618	618
40 a	85.1	—	11.2	250	800	914			664	646	869	893	893
b	84.8	—	11.2	200	740	894	904.0	913	663	644	869	898	898
41 a	85.0	w środku	11.2	200	500	893			664	646	800	844	844
b	84.9	"	11.2	200	600	811	847.5	843	663	645	793	813	813

wiono też P według rozporządzenia polskiego i niemieckiego, wreszcie wedle wzoru Kugiego dla $\gamma=1$ i $\gamma=2$ $P=F_r K_{bs} + F_z K_z + \gamma F_n \sigma_n$.

Słupy były wysokie 1.2 m, $F_b=1050$ cm², $F_r=764$ cm², wytrzymałość betonu słupowa $K_{bs} = \frac{4}{5} K_b = \frac{4}{5} 268 = 214$ kg/cm², $K_z=8000$ kg/cm², dla wkładek spawanych 7200 kg/cm², $F_n=8.2$ cm², $\sigma_n=2950$ kg/cm² naprężenie drutu przy granicy ciastowatości.

Z tablicy widzimy, że słupy z wkładkami spawanymi wykazują mniejszą wytrzymałość o 6 do 9%. Widzimy dalej, że wzory wedle przepisów polskich i niemieckich dają dla stali wyborowej za małe wyniki, że należy słupy takie obliczać według zasady Empergera sumowania wytrzymałości. Wzory Kugiego i Saligera różnią się tylko wielkością współczynnika γ . Kugi przyjmuje $\gamma=2$, Saliger $\gamma=2.9$; co w tym wypadku daje wyniki więcej zbliżone do doświadczalnych. W końcu widzimy, że wzory polski i niemiecki dają wyniki mało się różniące, oba jednak dadzą się zastosować tylko do wkładek podłużnych żelaznych i drutu zwykłego.

Dr. M. Thullie.

Budownictwo wodne.

— **Zniszczenie energii wody przy jazach zapomocą walców.** Prof. Schoklitsch zajmuje się w Nr. 16/17 czasopisma *Die Wasserwirtschaft* z r. 1932 problemem walców, tworzących się poniżej przelewu (walec przykrywczy i denny), między którymi przepływa strumień dolnej wody, a które, według Rehbocka, skutkiem obrotu i tarcia wytworzonego między nimi a strumieniem je oddzielającym, przemieniają energię ruchu na ciepło. Schoklitsch na podstawie zbadania zjawiska w szklanym korycie próbnym, oświetlonym światłem o sile 24.000 świec, konstatuje, że obydwa walce składają się z szeregu wirów (zgodne z badaniami Prandtl'a i art. jego w *Ztschr. für Flugtechnik* i *Motorluftschiff* Nr. 21, zeszyt 27 p. t.: „Die Entstehung von Wirbeln...“), które dopiero są w stanie wytworzyć tak znaczne tarcie, że zdolają przemienić energię ruchu na ciepłą, czego same tarcie walców o strugę pośrednią nie zdołałyby dokonać.

— **Przejście żeglugi Renu na kanał sztuczny pod Kembs.** Pierwszy odcinek „Wielkiego Kanału Alzackiego“ wraz ze słuzami komorowymi jest gotowy i otwarty; jakkolwiek jaz jeszcze nie jest ukończony, to jednak statki mogą już przepływać przez kanał. W ten sposób skończyła się żegluga na „wolnym Renie“, a przechodzi w tej partji na kanał, co daje od razu tę korzyść, że omija się progi skalne pod Kembs, których wysokość z powodu pogłębiania się łożyska Renu poniżej, stale wzrastała. W artykule zamieszczonym w *Schweizerische Bauzeitung* (Nr. 18/I 1932) apeluje autor do lojalności Francuzów, aby tak jak „uroczyście“ w ukła-

dach przyrzekli, zapewnili o każdym czasie swobodną żeglugę przez kanał i słuzy pod Kembs.

— **Nowy wielki zakład o sile wodnej w Stanach Zjednoczonych na Saluda-River** o sile 222.600 k. m. opisuje *Wasserkraft und Wasserwirtschaft* w Nr. 12 z r. 1932. Grobla ziemna o długości 11 km, wysokości 62,5 i szerokości korony 7,6 m, wytwarza zbiornik 300 km długości, a 104 km szerokości, zajmujący 4180 km² powierzchni. Wykonano tu 4 rurociągi ciśnące o średnicy 14,6 m. Na razie wyzyskano 130.000 kW. Cztery turbiny Francisa o stojącym wale mają moc po 55.650 k. m. przy spadzie 55 m. Przy odbiorze stosowano metodę pomiarową Allena, używając roztworu solnego.

— **Dwa nowe tunele wodociągowe pod Dunajem w Budapeszcie.** Jak wiadomo Budapeszt zaopatrywany jest w wodę gruntową, ujętą zapomocą studzien na brzegu Dunaju, w odległości kilku do kilkunastu metrów od linii wody. Celem powiększenia zasillku zaprojektowano nowe ujęcie na wyspie Dunaju 34 km długiej, leżącej powyżej miasta, pod Szentendre. Ujętą wodę musi się przeprowadzić rurociągami umieszczonymi w dwóch tunelach, z których jeden ma średnicę 3,50 m i długość 560 m, drugi średnicę 3,00 m i długość 600 m pod ramieniem Dunaju. Tunele te są w odległości od siebie 3 km i składają się z ograniczających je pionowych szybów, zapuszczonych aż do podłoża ilowego (zapomocą bagrowania w żwirze, a ręcznego kopania w ile, po odpompowaniu wody) i właściwych tuneli, pędzonych w ile i obudowanych rurą betonową o grubości 0,5 m. Koszt obu tuneli około 3.200.000 zł.

Nadmienia się, że wodociąg ten posiada już dwa stare tunele, wybudowane przed około 30 laty. Woda płynie w nich pełnym profilem, co jest niewłaściwe, bo nie można ich kontrolować.

Podany tunel posiada wodociąg krakowski pod Wisłą w Bielanych; tunel zawiera rurociąg prowadzący wodę do Kobierzyna.

Dr. M. M.

Koleje.

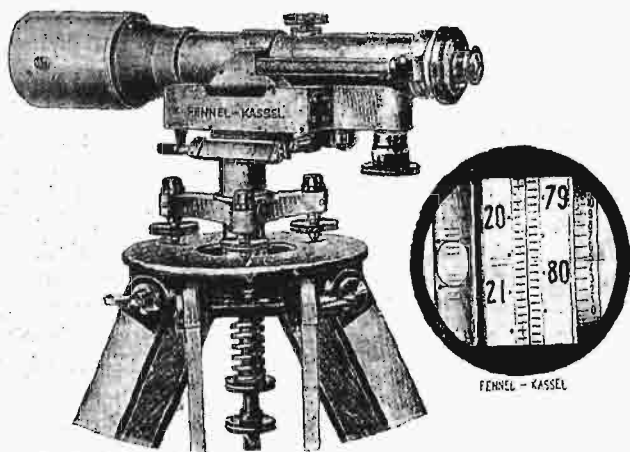
— **Wehikuły kolejowe na pneumatykach**, albo jak je nazywają we Francji „Micheliny“, wyszły już z okresu prób, stając się praktycznym środkiem lokomocji, który w ciągu kilku lat znajdzie ogólne zastosowanie na kolejach. Koleje francuskie wprowadzają je do normalnego ruchu. Zalecają się one do komunikacji szybkiej, częstej i taniej na niewielkich odległościach. Ekonomicznie biorąc, 150 jednostek „Michelin“ kosztuje tyle, co 60 wagonów osobowych. (*Inżyn. Kolej.* 1/II 1932).

Na kolejach polskich przeprowadza się próbne jazdy z takim wozem motorowym.

Ostatnim wyrazem techniki jest wagon typu „Michelin“ zbudowany z lekkich metali wagi 4370 kg. Pudło wagonu opiera się na dwóch wózkach dwuosioowych, o rozstawie osi 9 m; długość wagonu 13 m, wysokość 2·36 m, szerokość 2·46 m. Wagon napędzany jest przez motor benzynowy mocy 20 KM, 4 taktowy i może rozwijać szybkość 80—90 km na godzinę. Hamulce powietrzne pozwalają na zatrzymanie wagonu na odległość 100 m. Nośność wagonu 2160 kg. Cichy bieg i małe wstrząsy. Przy pęknięciu pneumatyku koło nie może opaść niżej 1 cm, przeszkadza temu masywny pierścień, znajdujący się w pneumatyku. Pęknięcie jest sygnalizowane motorniczemu akustycznie. Zmiana obręczy wymaga bardzo krótkiego czasu. (*Zeitung d. Vereins D. E. V.* zeszyt 38 z 1931).

Miernictwo.

— Instrument do niwelacji ścisłej A. Fannela. Instrument ten posiada, podobnie jak i inne instrumenty niwelacyjne tej firmy, urządzenie do obserwowania położenia bańki bezpośrednio w polu widzenia lunety. Posiada też, podobnie



jak i instrument niwelacyjny Zeiss-Wilda przed obiektywem płytkę szklaną o ścianach równoległych, z tą tylko różnicą, że odczyty na bębenu odpowiadające zmianom położenia płytki dokonywane są w polu widzenia lunety. Nowy instrument zaopatrzony jest w lunetę 31 cm długą o powiększeniu 36-krotnym. Libela jak i luneta jest stale z instrumentem złączona; wartość katowa (przewaga) libeli wynosi 10''.

Celem wyznaczenia dokładności tego instrumentu wykonał P. Werkmeister niwelację na przestrzeni 2·08 km. Błąd średni ciągu niwelacyjnego wykonanego na długości 1 km wymienionym instrumentem z użyciem obydwu podziałów łaty niwelacyjnej (Zeissa) wynosi:

$$m = \pm 0,23 \text{ m/m}$$

(*Zeitschrift f. Instrumentenkunde*, 1932, Nr. 2).

Dr. K. W.

RECENZJE I KRYTYKI.

Z. Rukściński: „Zarys rachunkowości fabrycznej“ (egz. w opr. 9 zł.). Nakładem Związku Księgowych w Polsce Warszawa 1932.

Jest to w języku polskim pierwszy dotychczas podręcznik omawiający specjalnie technikę księgowości przemysłowej, a więc temat niezmiernie żywotny dla naszego młodego przemysłu.

Książka napisana zwięźle, ujmuje w formie przystępnej zagadnienia dotyczące wszelkich przejawów gospodarki fabrycznej, ze szczególnym uwzględnieniem kalkulacji kosztów własnych, odda niewątpliwie duże usługi tym wszystkim, którzy interesują się przejawami naszego życia gospodarczego.

Również służyć ona może szkołom handlowym i przemysłowym jako podręcznik do zapoznania słuchaczy z tak ważnym przedmiotem w gospodarce fabrycznej, szczególnie w okresie powolnego, lecz stałego rozwoju naszego młodego przemysłu.

BIBLIOGRAFJA.

Książki nadane. Zygmunt Rukściński: „Zarys rachunkowości fabrycznej“. Nakładem Związku Księgowych w Polsce Warszawa. 1932.

Inż. Tomasz Małecki: „Marnotrawstwo socjalnej rozbudowy miast a droga do własnego domu“. Lwów 1932. Nakł. autora.

Prof. A. Rother: „Organizacja gospodarki materiałowej w przemyśle i handlu“. Warszawa 1932.

POLEMIKA.

Otrzymałmy następujące pismo:

P. T. Redakcja „Czasopisma Technicznego“

we Lwowie.

Uprzejmie proszę o umieszczenie załączonej notatki w najbliższym numerze „Czasopisma“.

Prof. A. Kuryłło.

W notatce pod tytułem „W sprawie obliczania prętów ściskanych“, zamieszczonej w numerze 15-tym *Czasopisma Technicznego* z b. r., poucza Dr. Chmielowiec, jak należy obliczać pręty ciśnione z uwzględnieniem wybożenia.

Impuls do tego dał mi mój artykuł, utrzymany celowo, ze względu na przeznaczenie, w charakterze popularnym, a zamieszczony w jednym z początkowych numerów *Cementu* z b. r.

Otóż Dr. Chmielowiec zarzucił, że nie należy obliczać ciśnienia w przypadku wybożenia, — które podobno nie jest ciśnieniem rzeczywistym, tylko wielkością rachunkową, — lecz udźwig pręta ciśnionego.

Ze to ciśnienie jest wielkością rachunkową, to wiadomo, jak również wiadomo, że i udźwig jest wartością rachunkową. Ostatecznie więc kontrola nośności pręta w jednej lub drugiej formie daje te same wyniki. Wiadomo poza tem, że formą wyznaczania ciśnienia w przypadku wybożenia posługują się wybitni uczeni i konstruktorzy mimo ubolewania np. Bleicha.

Pouczenie więc Dra Chmielowca uważam za zupełnie zbędne.

RÓŻNE SPRAWY.

Wybitne wyróżnienie Prof. K. Adamieckiego. W lipcu b. r. od 18—21 odbył się w Amsterdamie Międzynarodowy Kongres Organizacji Naukowej, który zgromadził około 1000 uczestników z 20 państw, przeważnie europejskich. Głównym celem zjazdów Naukowej Organizacji jest pogłębienie wymiany myśli i doświadczeń drogą bezpośredniej dyskusji. Już wydanie materiałów zgłoszonych na zjazd w formie 123 referatów stanowi znaczny dorobek, z którego szeroką ręką czerpać można wskazówki oparte na doświadczeniu znawców przedmiotu.

Na uroczystym zebraniu Kongresu wręczono najwyższą odznakę „Plaque d'Or“ profesorowi Politechniki Warszawskiej i Dyrektorowi Instytutu Naukowej Organizacji w Warszawie Karolowi Adamieckiemu za pracę jego od lat 30 na polu naukowej organizacji i za wybitne zasługi przez opracowanie metody harmonizacji, będącej obecnie wraz z metodą Taylora podstawą nauki organizacji. Dotychczas odznakę taką otrzymał jedynie uczonej francuski profesor Le Chatelier na IV. Kongresie w Paryżu.

Do niniejszego zeszytu dołączamy ulotkę „FRASOLIN“ barwiące karbolinum firmy F. G. Fraas Nast. właśc. Wł. Kaiser, Poznań, Wielka 14.