

PRZEGLĄD TECHNICZNY

TYGODNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM TECHNIKI I PRZEMYSŁU.

TREŚĆ:

Projekt zbiornika i zakładu o sile wodnej w Rożnowie na Dunajcu, nap. Dr. K. Pomianowski, Profesor Politechniki Warszawskiej.
Pięćdziesięciolecie eksploatacji kolei polskich 1924—1928 (dok.), nap. Inż. J. Eberhardt.
Odchyłki w konstrukcjach żelaznych, nap. H. Jasiński, Inżynier-technolog.
Przeгляд pism technicznych.

SOMMAIRE:

Le projet de l'usine hydro-électrique sur le Dunajec à Rożnów (à suivre) par M. K. Pomianowski, Professeur à l'Ecole Polytechnique de Varsovie.
L'exploitation des chemins de fer de Pologne dans le période de 5 ans: 1924—1928 (suite et fin) par M. J. Eberhardt, Ingénieur des Ponts et Chaussées.
Écartemens dans les constructions en fer, par M. H. Jasiński, Ingénieur.
Revue documentaire.

Projekt zbiornika i zakładu o sile wodnej w Rożnowie na Dunajcu.

Napisał Dr. K. Pomianowski, Profesor Politechniki Warszawskiej.

Ponieważ bezpieczeństwo Państwa jest w dużej mierze zawisłe od rozbudowy w dostatecznie dużej skali sił wodnych na naszej granicy południowej, przeto w projekt uprawnienia elektrycznego Harrimana włączono obowiązek wybudowania zakładów o sile wodnej na Dunajcu na moc przynajmniej 90 000 KM. Ponieważ chodziło tu o największe i możliwie skoncentrowane siły, wybór padł na zbiornik w Rożnowie. Zbiornik pozwoli wyzyskać znaczną ogólną ilość rocznej energii, pozwoli użyć jej do krycia szczytów, a zatem w sposób najbardziej racjonalny połączyć wyzyskanie siły wodnej z wyzyskaniem zakładów ciepłych. Następnie zbiornik da dużą rezerwę energii, którą można będzie w razie potrzeby w każdej chwili uruchomić, a w końcu znieść automatycznie falę powodziową w dolnym biegu rzeki i podnieść jej niskie stany, co się odbije korzystnie także na żegludze na Wiśle i co umożliwi nawet pewną żeglugę w dolnym odcinku Dunajca.

Projekt tu przedstawiony przewiduje wyzyskanie siły w jednym stopniu w największych granicach, jakie są możliwe, gdyż ani nie można wyżej spiętrzyć wody jak do rzędnej 270,00, z uwagi na zalew doliny Nowosądeckiej, ani nie da się niżej umieścić wylotu z pod turbin zakładu. Projekt jest wykonany jako generalny, dla orientacji w kosztach i rozmiarze robót, oraz ustalenia tych danych, jakie będą potrzebne do opracowania projektu szczegółowego. Nie jest wykluczone, że w projekcie szczegółowym będzie obniżony poziom piętrzenia o 2—3 m oraz że zaporą będzie przeniesiona o 500 m w górę rzeki, o ile wyniki sondowań terenu okażą się korzystne. W takim rozwiązaniu zakład stanie w odpowiednio wyżej położonym punkcie doliny, długość sztolni zmaleje, natomiast długość kanału odpływowego odpowiednio wzrośnie. Projekt opracowałem dla firmy, ubiegającej się o uprawnienie elektryczne, W. A. Harriman and Co., Inc.

Projekt przewiduje wyzyskanie siły wodnej Dunajca w granicach od Marcinkowic po Tropie,

f. j. od km 71,0 rzeki do km 102,0. Spad brutto w tych granicach wynosi 41,0 m między rzędnymi nadmorskimi: 270,00 i 229,00 (rys. 1).

Wyzyskanie spadu jest przewidziane w sposób następujący. W km 79,5 stanie murowana zaporą, piętrząca wodę do poziomu 270,0 (rys. 2). Spiętrzona woda będzie ujęta w sztolnię na lewym zboczcu góry i skierowana w dolinę Łososiny, przy ujściu jej do Dunajca. Krótki kanał w dolinie Łososiny odprowadzi wodę roboczą z pod zakładu do rzeki.

Dopuszczając do wahań poziomów wody między 270,00 a 260,00, można w 10-ciometrowej warstwie otrzymać 136 milj. m³ użytecznej pojemności zbiornika. Pełna pojemność jego wynosi 218,85 milionów m³. Pojemność użyteczna pozwoli zniżyć max. wielkie wody z 1700 m³/sek na 714 m³/sek oraz podnieść najniższe wydatki z 12 m³/sek do 28,1 m³/sek. Wpływ wyrównawczy zbiornika odbije się w sposób korzystny na dolnym biegu Dunajca oraz w pewnym stopniu także na Wiśle. Zbiornik pozwoli równocześnie wyzyskiwać racjonalnie siłę wodną w ten sposób, że w okresach mniejszego zapotrzebowania energii woda będzie gromadzona w zbiorniku, a następnie pobierana w okresach wzmożonego zapotrzebowania energii. To magazynowanie energii będzie się odbywać w okresach dłuższych — kilkumiesięcznych, jak również i w ciągu jednej doby, lub jednego tygodnia. Zbiornik będzie napełniany na jesieni, aby mógł w zimie pokrywać zwiększone zapotrzebowanie energii; w niedziele i święta będzie ujmował nadmiar wody, która nie znajduje zużycia, i oddawał w dniach powszednich. Podobnie w nocy będzie magazynował całość lub część nocnego przepływu wody, dla zużycia jej w ciągu pracy dziennej, a zwłaszcza wieczornej.

Współpraca zakładu wodnego na wspólnej sieci z zakładami cieplnymi będzie się odbywać w ten sposób, że podstawowe zapotrzebowanie energii całego systemu będzie kryte przez zakła-

dy cieplne, możliwie równomiernie obciążone, zaś zmienne zapotrzebowanie w ciągu dnia i godzin wieczornych będzie kryte przez zakład wodny, zbiornikowy. W ten sposób będzie w całości wyzyskana energia wodna, a zarazem — w sposób najbardziej ekonomiczny — energia zakładów ciepłych, przy równomiernym obciążeniu kotłów i turbin parowych.

Na wykresach tygodniowych charakterystycz-



Rys. 1.

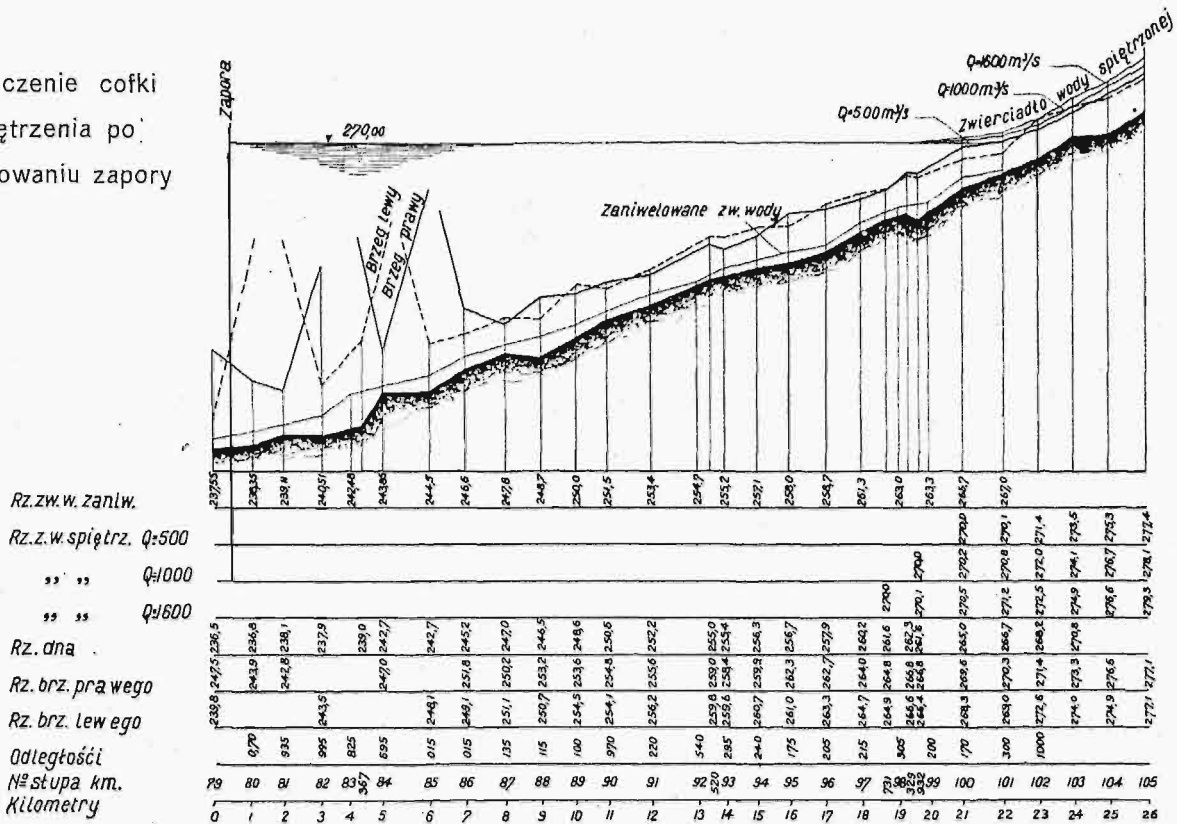
Sytuacja ogólna okolicy zakładu wodnoelektrycznego.

nych dla każdego miesiąca w roku zostały oznaczone przewidziane obecnie obciążenia obliczone dla całego systemu, obsługiwanego w koncesji Harrimana (rys. 4). W wykresie tym podano równocześnie przeciętne roczne przepływy i spadki użytkowe, obliczone dla każdego miesiąca. Pola pomiędzy krzywami rozbiórki energii i osiami współrzędnych przedstawiają pracę w kWh rozdzielaną na całym systemie. Pola zakreskowane przedstawiają pracę zakładu wodnego. Z wykresów widać wyraźnie, że szczyty zapotrzebowania energii są pokryte przez zakład wodny w tak dużych granicach, że wahania w rozbiórce energii, leżące poniżej linii wyrównania przez zakład wodny, mogą już być bez trudności pokryte samym przeciążeniem kotłów i turbogeneratorów, względnie mogą być pokryte przez czasowe puszczenie dodatkowych jednostek turbogeneratorowych.

Zachodziło zatem pytanie, jak wielka moc instalowana turbin jest potrzebna, aby przy danym rodzaju rozbiórki energii i przy danych zmiennych ilościach wody i spadku w poszczególnych miesiącach najkorzystniejszą energię wodną zużytkować. Wykreślono więc krzywą czasów trwania mocy instalowanej i od tej mocy zależnej całej sumy wytwarzanej energii. Z krzywej można odczytać, że przy zainstalowanej mocy zakładu 60 000 kWh roczna przeciętna suma produkcji wyniesie 165,5 milj. kWh, zaś przy 50 000 kWh instalacji — 164,4 milj. kWh. Biorąc pod uwagę, że większa moc zakładu wymaga poboru zwiększonej ilości wody roboczej oraz zwiększonego wymiaru sztolni, uzyskano z obliczenia wniosek, że najkorzystniejszą mocą instalowaną byłoby obecnie tylko 50 000 kW, przy której to mocy można będzie w ciągu roku wyzyskać 164,4 milj. kWh. Z przyczyn, o których poniżej będzie mowa, a mianowicie z uwagi na przyszłe znaczne podwyższenie szczytów, oraz dla uzyskania rezerwy na wypadek unieruchomienia jednej z większych jednostek turbogeneratorowych, przyjęto max. moc instalowaną na 60 000 kW. Tej max. instalowanej mocy odpowiada max. poboru wody do sztolni: 230 m³/sek.

Wykres obciążenia systemu obliczony dla 12 miesięcy w roku (rys. 5) przedstawia stan rzeczy taki, jaki nastąpi po pewnym przeciągu czasu, gdy będzie wykonana i uruchomiona znaczna sieć przeniesienia oraz włączone w sieć główne miasta Polski. Przez początkowy okres czasu, kilku lat najbliższych, ilość zużytej rocznie na systemie energii będzie mniejsza i zakład Rożnowski będzie pracował nietylko na krycie szczytów, lecz przez dłuższy przeciąg czasu także na krycie zapotrzebowania podstawowego energii. Zakład będzie zatem przez kilka lat najbliższych pracował dniem i nocą, ze zmiennym obciążeniem, a dopiero po pewnym przeciągu czasu nocna jego praca będzie coraz krótsza i w końcu przerwie się zupełnie, tak że przez pewną liczbę godzin nocnych zakład będzie unieruchomiony. Gdy zatem nastąpi okres taki, że zakład będzie stał przez szereg godzin w ciągu doby, dla zapewnienia pewnego przepływu wody w korycie rzeki musi być zbudowany poniżej zakładu zbiornikowy główny drugi zbiornik wyrównawczy, względnie zakład w Czchowie, dysponujący mniejszym zbiornik-

Obliczenie cofki
piętrzenia po
zbudowaniu zapory



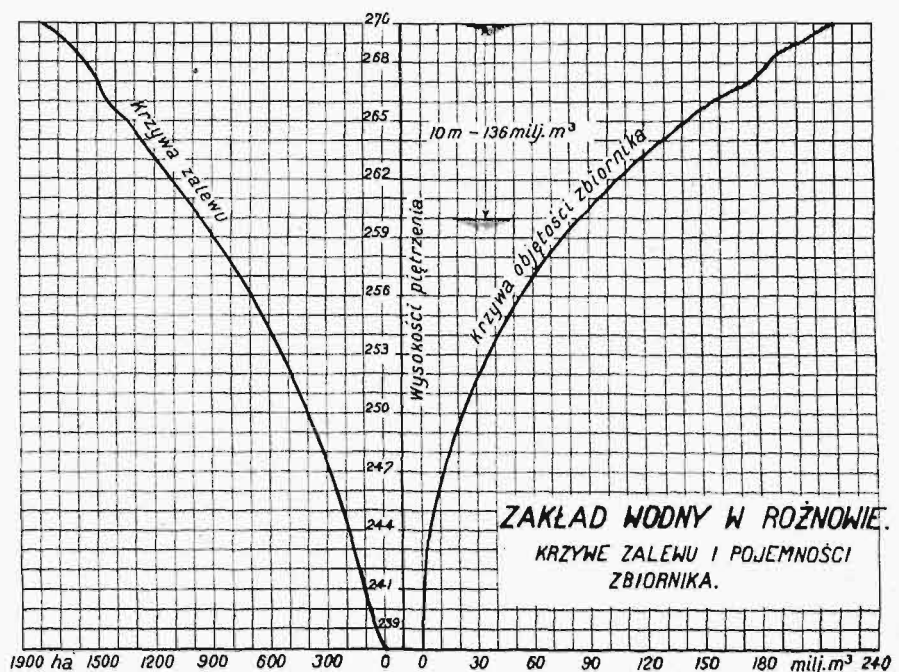
Rys. 2. Profil podłużny Dunajca.

kiem wyrównania dziennego, celem powtórnego wyrównania odpływu do przeciętnego przepływu dziennego. Z obliczeń wynika, że max. pojemność zbiornika dziennego wynosić musi 3,0 milj. m³ (rys. 6). Pojemność tę da się uzyskać w 1,0 lub 1,5 m warstwie wody, przy piętrzeniu do max. 229,00 uzyskanem w Czchowie, na km. 66 lub km. 68, gdzie stanie jaz ruchomy, piętrzący na 5 wzgl. 7 m wysokości. Kanał roboczy długości 7,0 km, względnie 9,0 km, obliczony na wydatek 100 m³/sek, pozwoli uzyskać pod Zakliczynem w przecięciu 16,5 m spadu, co odpowiada instalowanej mocy 18 500 KM oraz rocznej pracy 67,5 milj. kWh.

W początkowym okresie zatem zakład Rożnowski będzie w ruchu przez 24 godzin, lecz i w tym początkowym okresie, celem zapewnienia stale pewnej minimalnej ilości wody w korycie poniżej zakładu, jest projektowana na zakładzie, prócz zespołów głównych, turbina obliczona na przepływ 15 m³/sek. Ponieważ najniższym stanom wody w Dunajcu odpowiada przepływ w ilości 12 m³/sek, przepływ ten będzie zapewniony nawet wtedy, gdy względy ekonomii ruchu będą wy-

magwały zatrzymania głównych zespołów zakładu. Do lat 10-ciu będzie jednak wybudowany zakład w Zakliczynie, który pozwoli prowadzić zupełnie racjonalnie ruch w zakładzie Rożnowskim.

Piętrzenie do poziomu 270,00 pociąga za sobą konieczność wykupna gruntów o 1,0 m wyżej, t. j. do 271,00 m. Obszar gruntów objętych poziomem 270,00 wynosi około 1800 ha, w czym mieści się 250 ha dobra publicznego, jako koryta rzeki. Na przestrzeni zalanej, względnie podlegającej wyku-



Rys. 3. Zalew i pojemność zbiornika.

powi, znajduje się około 17 000 m b. dróg bitych, których przeniesienie lub podniesienie jest niezbędne, oraz 13 000 m b. dróg gminnych, które trzeba będzie wykonać na lewym brzegu jeziora celem zapewnienia komunikacji pomiędzy osiedlami lewego brzegu. Szosa krajowa między Zbyszycami a Bartkową będzie częściowo podniesiona, częściowo przełożona na zbocze góry, w Bartkowej będzie się odłączać droga do Rożnowa. Na lewym brzegu będzie na zboczu przełożona droga od Tęgoborza po Tabaczowy, łącząca wszystkie te miejscowości ze sobą.

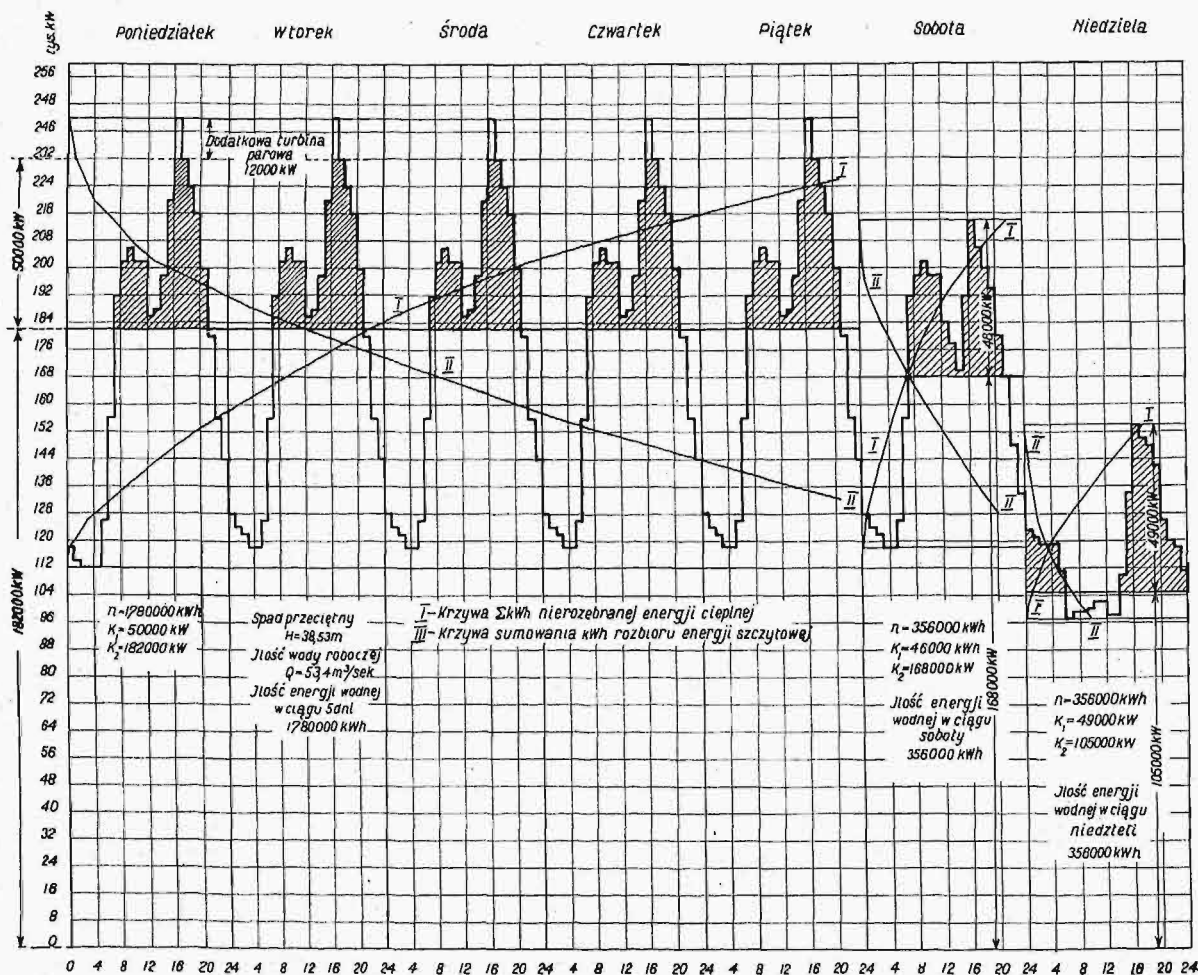
Teren podlegający zalewowi należy geologicznie do eocenu, występującego tu jako naprzemiangle warstwy piaskowców i łupków iłowych. Bieg warstw jest naogół mało odchylony od wsch.-zach., upad ich jest zmienny, gdyż warstwy są silnie sfałdowane; upad w miejscu zapory b. stromy, około 50° ku Pd. Rzeka, dążąc ku północy, przecina warstwy w kierunku naogół do ich biegu prostopadłym, i tem się tłumaczy silne zakola, jakie na tej przestrzeni rzeka utworzyła, omijając lokalne przeszkody w postaci skał bardziej odpornych na rozmycie. W miejscach, gdzie przeważały łupki iłowe, jak w Zbyszycach, Tęgoborzu, rzeka rozmyła sobie dolinę szeroką, tam zaś, gdzie przeważały silniejsze piaskowce, jak w Rożnowie, koryto jest wąskie. Cała dolina jest pokryta płytkiem aluwjum rzecznom, t. j. żwirami i glinkami osadzonymi przez wodę,

zbozca zaś produktami wietrzenia skały, t. j. piaskami i glinkami piaszczystymi.

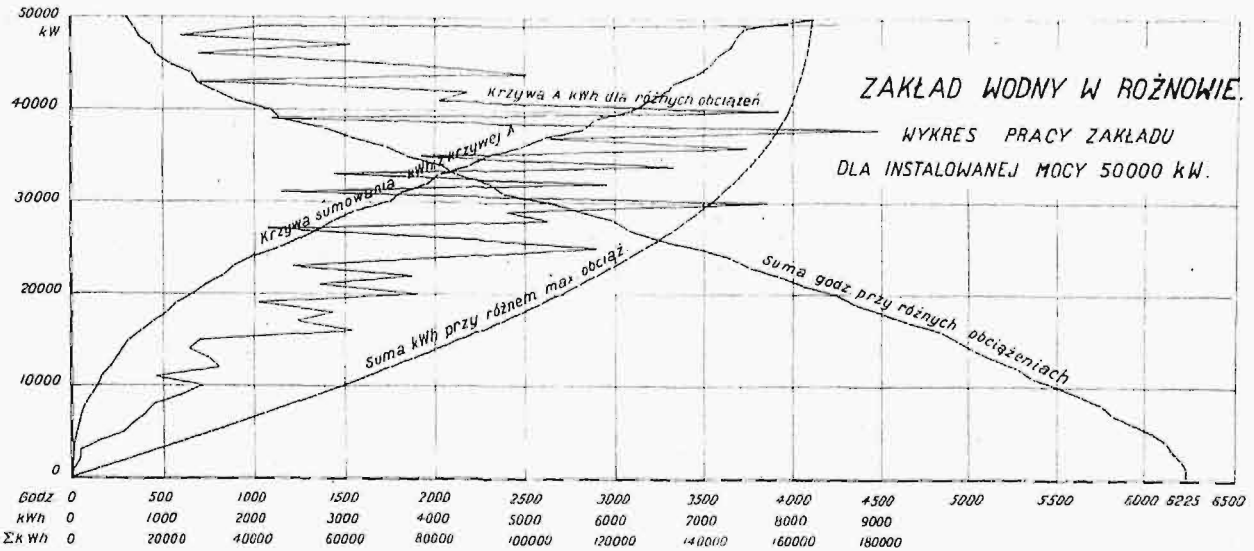
Zapora może stanąć w dwu położeniach: w km 79,9 lub poniżej, w km 79,5. W pierwszym położeniu zapora byłaby trochę krótsza, a oś jej leżałaby niemal równoległe do biegu warstw, w drugim — zapora jest dłuższa, a oś jej przecina się z kierunkiem biegu warstw pod kątem około 80° . Ponieważ położenie tunelu i zakładu są w drugim wypadku korzystniejsze niż w pierwszym, w projekcie przyjęto to drugie rozwiązanie. Przed rozpoczęciem budowy będzie przesondowany teren otworami wierconymi oraz sondami kopanymi, celem ustalenia zupełnie dokładnego położenia skały, upadu warstw i t. d. Dopiero po przeprowadzeniu tego studjum może nastąpić ustalenie położenia zapory oraz ujęcia wody.

Zapora.

Główną budowlą zbiornika jest zapora. Projektowana jest ona jako mur pełny, ciężki, wykonany z betonu lanego, o zawartości cementu 250 kg/m^3 w części dolnej, do wysokości $3,0 \text{ m}$ ponad fundament, oraz 200 kg/m^3 w części położonej wyżej nad fundamentem. W najgłębszym miejscu fundamentu zapora ma 41 m wysokości (rys. 7). Ciężar właściwy muru przyjęto na $2,3 \text{ t/m}^3$, jest jednak prawdopodobne, że przy użyciu żwiru przeważnie granitowego ciężar ten będzie cokolwiek wyższy, tak iż skrajne naprężenia wy-



Rys. 4. Wykresy dziennego obciążenia (w grudniu) do obliczenia szczytowej elektrowni wodnej dla sieci Zagłębie—Łódź—Warszawa.



Rys. 5. Suma kWh obciążenia 12-miesięcznego.

padną rozłożone korzystniej, niż to w projekcie podano. Nachylenie muru przyjęto 1:0,05 od strony piętrzenia oraz 1:0,7 od strony odpływu. Obliczenie wykonano metodą Pigeaud, obowiązującą we Francji, i uzyskano następujący rozkład naprężeń w najniższym szwie fundamentowym na rzędnej 228,00:

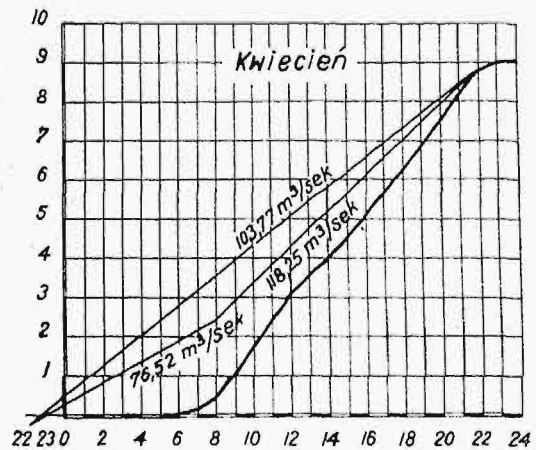
krawędź od strony wody:	zbiornik pełny	zbiornik pusty
naprężenia normalne:	$N_1 = 2,11 \text{ kg/cm}^2$	$N_1 = 9,03 \text{ kg/cm}^2$
naprężenia główne:	$A = 4,20$	$A = 9,05$
	$B = 2,10$	$B = 0$
napr. ścinające efekt:	$C_{max.} = -$	$C_{max.} = 2,268$
krawędź od strony powietrza:		
naprężenia normalne:	$N_2 = 7,887$	$N_2 = 0,644$
naprężenia główne:	$A = 11,667$	$A = 0,956$
	$B = 0$	$B = 0$
naprężenia ścinające efekt:	$C_{max.} = 2,916$	$C_{max.} = 0,240$

Porównując w poziomie 238,70 naprężenia normalne od strony wody z max. możliwym wyporem, który tam może panować, $3,13 \text{ kg/cm}^2$ (dla różnicy poziomów wody: 270,00—238,70), otrzymamy stosunek naprężenia ściskającego do wyporu jak 1:2 ($\theta = 0,5$). Na poziomie 228,00 stosunek ten będzie korzystniejszy, mianowicie 1:1,57 ($\theta = 0,636$). Normy państwowe włoskie określają ten stosunek przy zaporach średniej wysokości na około 1:3, Francja i Ameryka dopuszczają do mniej korzystnego stosunku, pod warunkiem należytego uszczelnienia podstawy fundamentu. W danym wypadku jest przewidziane wiercenie otworów około 150 mm średnicy w odstępach 3,0 m od siebie, na głębokość 10—15 m, i wtlaczenie w nie cementu.

Przy wiązaniu cementu w betonie podnoszą się znacznie temperatury, tak że powstaje różnica powyżej 20°C pomiędzy średnią roczną temperaturą, do której z biegiem czasu dochodzi temperatura muru zapory, a temperaturą wiązania. Na skutek tej znacznej różnicy pomiędzy temperaturą początkową a końcową, mur ulega skurczowi,

wobec czego muszą być przewidziane środki, zapobiegające pękaniu muru. W tym celu podzielono całą długość muru na sekcje 30 m długości, oddzielone od siebie szwami dylatacyjnymi. W otwory fug przychodzą zabetonowane wygięte blachy miedziane, wolna przestrzeń pionowego otworu będzie zalana asfaltem.

Podział na sekcje ma jeszcze tę zaletę, że pozwala wykonać zaporę etapami, podnosząc w górę poszczególne nie związane z sobą sekcje. Program budowy będzie zatem następujący: ściankami żelaznymi Larsena będzie odcięta połowa koryta rzeki i w niej wykonany wykop fundamentowy dla sekcji tam się mieszczących, przewiercone otwory, założony beton fundamentowy, wtloczony cement w otwory i podciągnięty mur zapory na taką wysokość, aby dały się swobodnie pomieścić w nim otwory na przepuszczenie wody rzeki, a zatem do poziomu około 241,00. Następnie będzie otoczona ściankami druga połowa rzeki i wykonany mur na tej drugiej połowie, przy czym wody rzeki będą przepływać przez zaporę pozostawionymi otworami. Ta druga część budowy musi przypaść na okres niskich stanów wody w rzece, a zatem na okres jesienny. Taki program budowy wymaga zatem pozostawienia pew-



Rys. 6. Pojemność zbiornika wyrównawczego w Czehowie.

nej liczby otworów w zaporze, służących do przepuszczenia wody rzeki. Otwory te będą dwu typów: takie, które zostaną w zaporze po jej wykończeniu i uruchomieniu zbiornika, oraz czasowe, służące na czas budowy.

Do pierwszego typu należą spusty wykonane jako otwory kołowe średnicy 3 m, założone na poziomie 237,00, których wydatek przy różnych poziomach wody w rzece powyżej zaporę jest następujący:

poziom wody w zbiorniku	wydatek m ³ /sek
240,5	69,90
241,5	86,64
242,5	98,8
243,5	110,5
244,5	121,0
246,5	139,8
248,5	156,3
250,5	171,2
252,5	184,9
254,5	197,7
256,5	209,7
258,5	221,1
260,5	231,8
262,5	242,2
264,5	252,1.

Otwory te otrzymają podwójne zamknięcia: od strony piętrzenia zasuwami prostokątnymi, od strony odpływu — zamknięciem Johnson'a. Wydatek ich wystarczy do przepuszczenia całej wody Dunajca przy niskich jego stanach w czasie budowy, zaś po uruchomieniu zbiornika otwory te służyć będą do zupełnego opróżnienia zbiornika. Czas opróżnienia zbiornika od poziomu 251,00, t. j. dna sztolni roboczej, do poziomu 240,000 wynosi w poszczególnych warstwach: 4 doby, 6 g. przy przyjęciu równoczesnego naturalnego dopływu wody do zbiornika z rzeki w ilości 58 m³/sek.

W wyższym poziomie położonych 10 otworów o przekroju 4,0 × 3,0 m służy do przeprowadzenia, w czasie budowy, wody rzeki przy wszystkich jej wyższych stanach, aż do najwyższych włącz. Ilości wody, które otwory te przepuszczają razem z dwiema rurami \varnothing 3,0 m są następujące:

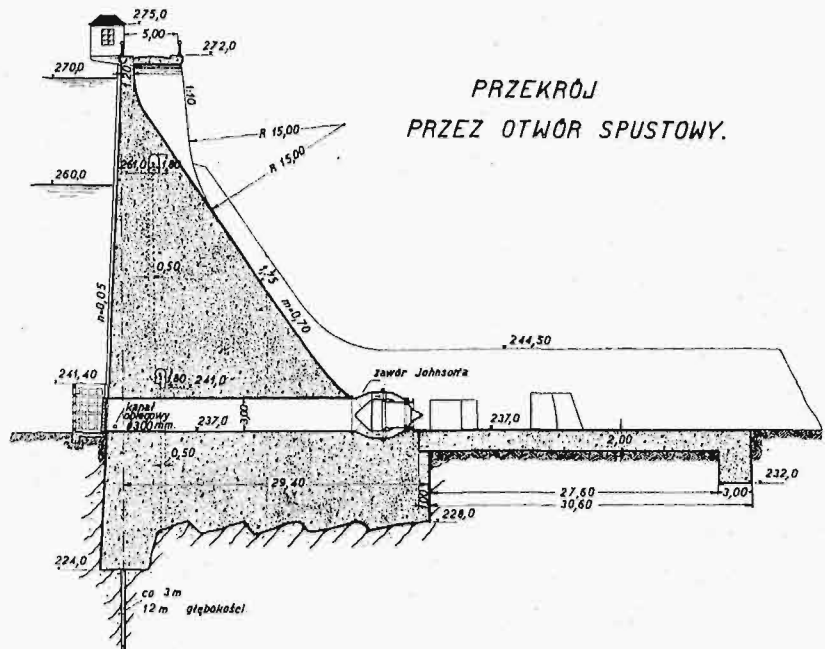
40 m ³ /sek przy stanie	239,10
500 " " "	242,80
1000 " " "	246,20
1600 " " "	253,20.

Prawdopodobieństwo pojawienia się wyższych stanów jest podług wykresu (rys. 8) następujące:

500 m³/sek — 64,5% czasu, t. j. częściej niż raz w roku, oraz 1000 m³/sek. — 23,0%, t. j. raz na 4,35 lat; 160 m³/sek — 3,5%, t. j. na 28,6 lat. Czas trwania ilości wody 50 m³ i poniżej wynosi w roku przeciętnym: 212 dni.

Otwory tymczasowe, przekroju 4,0 × 3,0 m, będą po ukończeniu zapory zamknięte w ten sposób, że podczas niskich stanów wody, w jesieni, będą otwory zamknięte płytami żelbetowymi, następnie zabetonowane lub zamurwane. Ilość mu-

ru, jaki trzeba będzie włożyć w jeden otwór, wynosi 258 m³. Zamknięcie murem, przy równoczesnym podnoszeniu piętrzenia w zbiorniku, nastąpi w taki sposób, że albo pierwsze części muru przy płycie żelbetowej będą wykonane z cementu gli-



Rys. 7a. Zapora zakładu w Rożnowie.

nowego (ciment fondu), którego wytrzymałość po 24 godz. równa się wytrzymałości cementu portlandzkiego po upływie 28 dni, albo też pomiędzy płytą zamykającą a murem pozostawiony będzie otwór zdrenowany, który będzie następnie pod ciśnieniem wypełniony zaprawą cementową.

Dla przepuszczenia wielkich wód przez zapory przy pełnym zbiorniku, t. j. piętrzeniu do 270,00 służą: 6 otworów wymiaru wlotu 4,0 × 2,5 m zamykane zasuwami, oraz 12 lewarów, przekroju w głowie 3,0 × 1,25 m, umieszczonych w dwu baterjach, po 5 sztuk na jednej i 7 sztuk na drugiej stronie zapory. Przy pełnym zbiorniku wydatek otworów jest: 805 m³/sek, lewarów 470 m³/sek, razem 1275 m³/sek. Do przepuszczania młodych łososi z góry rzeki przez zapory służy otwór 4,0 m szerokości i 5,4 m głębokości. Po zupełnym otwarciu zasuw, przez otwór ten przejdzie ilość wody 89 m³/sek. Ogółem zatem przez zapory przepuścić można przy piętrzeniu do 270,00 następujące ilości wody:

przez dwa otwory kołowe \varnothing 3,0 m średnicy	275 m ³ /sek
" 6 otworów wymiaru 4,0 × 2,5 m ²	805 "
" 12 lewarów wymiaru 3,0 × 1,25 m ²	470 "
" jeden przepust dla łososi 4,0 × 5,4	89 "
Razem: 1 639 m ³ /sek,	

do czego dochodzi jeszcze 230 m³/sek wody, którą mogą przyjąć turbiny. Razem zatem okrażyło 1870 m³/sek.

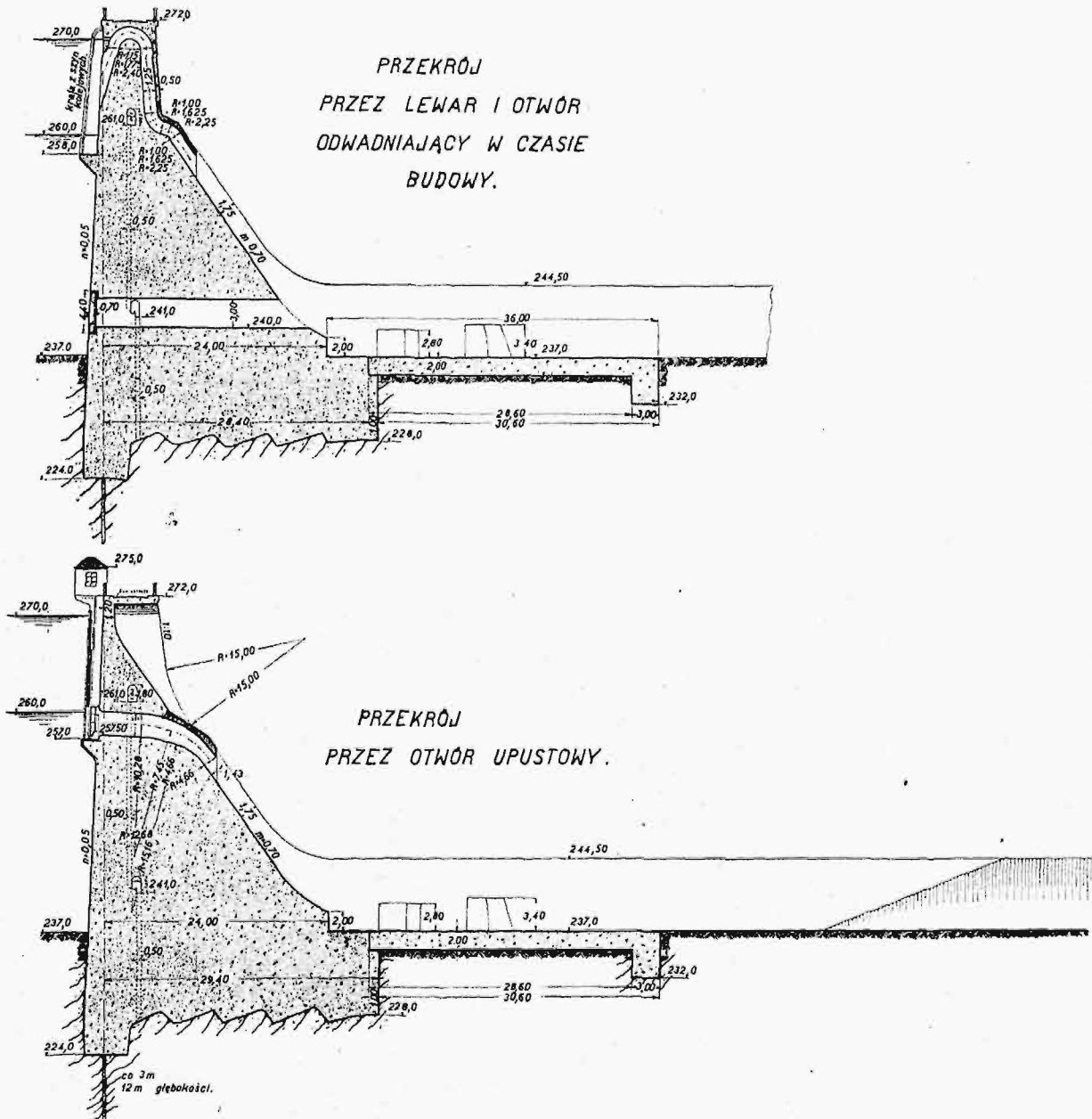
Podług rys. 8, prawdopodobieństwo pojawienia się wielkich wód jest następujące:

każdego roku ilość	650 m ³ /sek
raz na 10 lat	1 280 "
raz na 50 lat	1 760 "
raz na 100 lat	1 900 "

Wydatek otworów przewidzianych w zapozrze wystarczy do przepuszczenia wielkiej wody, która zdarzyć się może raz na blisko 60 lat. W obliczeniu tem nie uwzględniono pozatem wpływu retencji zbiornika na obniżenie fali wezbrania. Jeszcze wyższe wezbrania przejdą przy cokol-

przewidziane kanały obiegowe \varnothing 300 mm, zamykane zasuwami wodociągowymi. Przepust dla ryb jest zamknięty opuszczaną zasuwą Stoney'a.

Uszczelnienie między zasuwami Stoney'a a murem jest wykonane w zwykły sposób przez docisk listwy z twardego drzewa do gładkiego muru



Rys. 7b i c. Przekroje charakterystyczne zapory w Rożnowie.

wiek podniesionym poziomie wody w zbiorniku ponad 270,00.

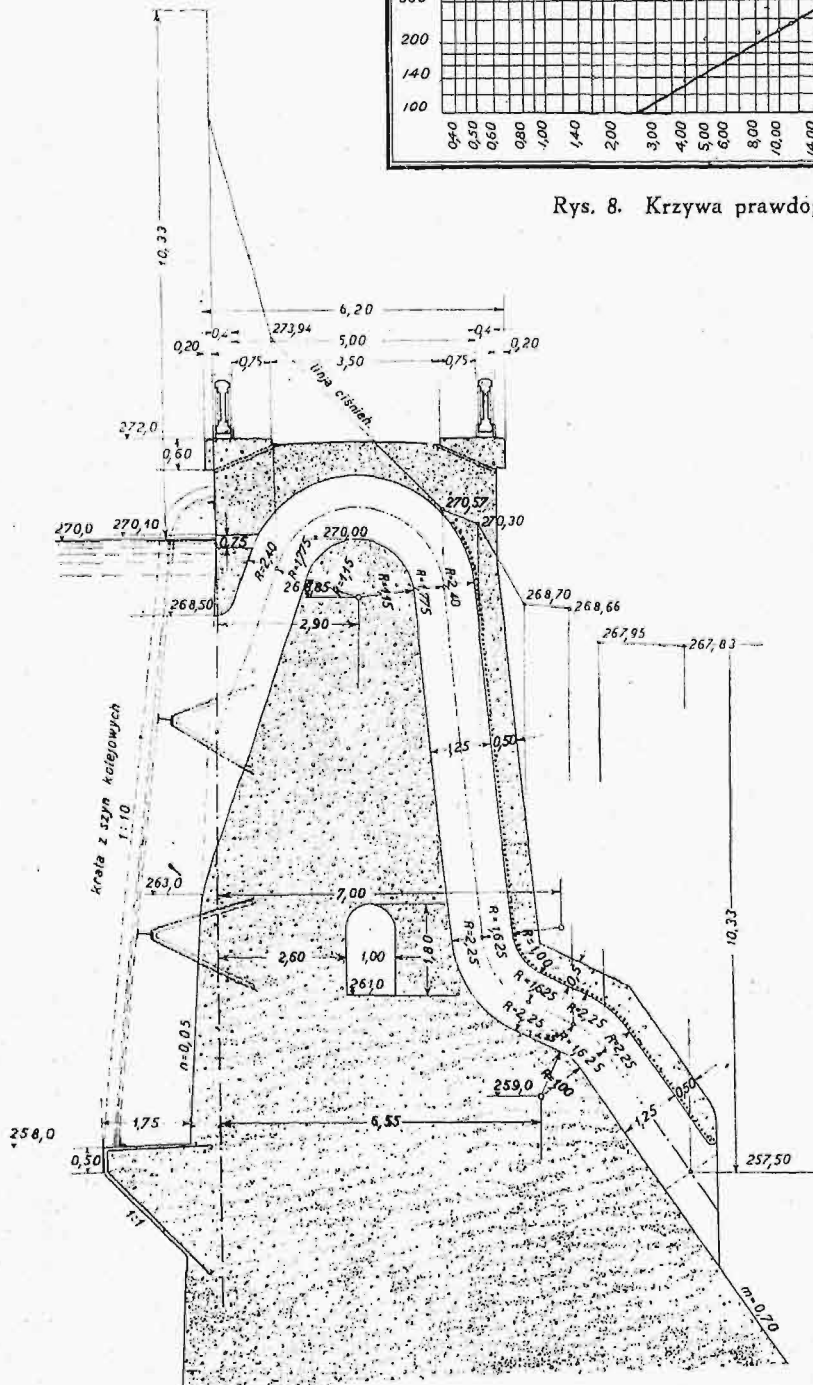
Otwory spustu mają zamknięcia podwójne: zasuwą prostokątną od strony zbiornika oraz zamknięciem Johnson'a od strony odpływu. Otwory powodziowe są zamknięte zasuwami Stoney'a, a w razie ich naprawy, — ścianą zakładaną, wykonaną bez wałków. Po zasunięciu ściany wypuści się wodę z przestrzeni między nią i zasuwą Stoney'a, poczem zasuwę tę można będzie podnieść. Odwrotnie, po zapuszczeniu Stoney'a i wypełnieniu wodą przestrzeni między nią a ścianą zakładaną, ścianę tę można będzie bez trudności podnieść. W celu wypełnienia wodą lub opróżnienia przestrzeni między zasuwą a ścianą, są

zapory. Jedynie tylko przy zasuwach na spustach są przewidziane kliny z brązu, umieszczone tak na murze, jak i na zasuwie. Kliny te w końcowym położeniu zasuwki zaciskają się i dają szczelność. I tu jest przewidziany kanał obiegowy \varnothing 300 mm, celem wypełnienia rury poza zasuwą, dla łatwiejszego jej podniesienia. Stale zamknięte będą zamknięcia Johnsona, zasuwki służą tylko jako zamknięcia zapasowe.

Lewary nie posiadają oczywiście zamknięć, natomiast przed nimi jest umieszczona krata z szyn kolejowych, ułożonych w odstępach 0,4 m od siebie. Krata ta jest potrzebna z tego powodu, że lewary biorą wodę z samej powierzchni zbiornika, na której będą się gromadzić kłocce drzewa w czasie po-

wodzi letniej, zaś kra lodowa w czasie powodzi wiosennej. Przedmiotów tych nie można dopuścić do otworów lewarów. Krata żelbetowa o wolnym świetle $0,4 \times 0,4$ m jest przewidziana także na spustach.

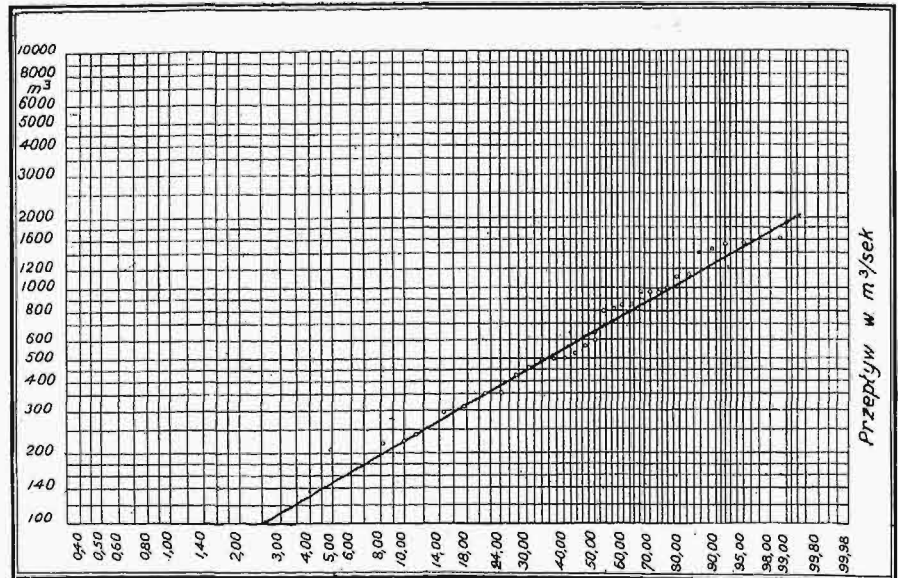
Lewary są wzorowane na wykonanych w Kalifornji na zbiorniku Hetch-Hetchy. Na rys. 9 podano obliczenie hydrauliczne lewarów z linjami ciśnienia



Rys. 9. Obliczenie lewa ru. Linja ciśnień.

wody. Występ w dolnym ramieniu lewaru służy do wyrzucenia cienkiej strugi przelewającej się przez lewar wody tak, aby się ona oparła o ścianę przeciwną

do zbliżonych warunków na Pitt River, gdzie ustalono je na modelu, a następnie sprawdzono ich działanie w naturze.



Rys. 8. Krzywa prawdopodobieństwa wielkich wód.

i zamknęła powietrze, znajdujące się w głowie lewaru. Wyssanie tego powietrza i uruchomienie lewaru nastąpi wtedy w bardzo krótkim czasie.

Lewary są ułożone w taki sposób, że otwory powietrzne oraz dno lewarów w głowie będą się wznosić o kilka cm ponad poziom sąsiedniej baterji. W ten sposób, w miarę podnoszenia się poziomu wody w zbiorniku, stopniowo coraz nowe baterje lewarów wejdą w ruch, a przy opadaniu poziomu zwierciadła wody baterje te będą się stopniowo automatycznie wyłączać. Tem samym usunie się niebezpieczeństwo utworzenia się pewnego rodzaju sztucznej fali powodziowej, powstałej wskutek raptownego wejścia w ruch wszystkich lewarów równocześnie.

Woda, spływająca z otworów powodziowych i lewarów, zejdzie z dużą prędkością do stopy zapory. Energia wody, zawarta w jej masie i prędkości, może być zniszczona w dwojaki sposób: albo odskokiem Bidona, a zatem na drodze hydraulicznej, albo przez uderzenie, a zatem na drodze mechanicznej. Utworzenie odskoku Bidona wymagałoby jednak tak znacznego obniżenia kotła u stopy zapory, że koszt jego wypadłby nieproporcjonalnie duże. Pozostaje zatem tylko drugie rozwiązanie, t. j. zniszczenie mechaniczne energii przez uderzenie płynącej wody o żelbetowe kłocze, odpowiednio rozstawione. Wymiar i rozstaw kłoców da się ustalić tylko na drodze laboratoryjnej na modelu. Dla orientacji jednak i dla obliczenia kubatury betonu zaprojektowano wymiary i rozkład kłoców wzięty z bar-

(d. n.).

Pięciolecie eksploatacji kolei polskich: 1924—1928^{*)}.

Napisał Inż. J. Eberhardt.

Tranzyt.

Przeciętna dzienna ilość wagonów ładownych tranzytowych stanowiła w 1924 r. 600 wag., a stopniowo wzrastając doszła w r. 1927 do 1 100 wag., i na tem pozostała w r. 1928. Liczby te obejmują przeważnie ruch pomiędzy Niemcami i Prusami Wschodnimi poprzez koleje polskie, i to nietylko w kierunku najkrótszym wpoprzek Pomorza, bo stale np. odbywa się przewóz towarów ze Śląska do Prus Wschodnich po przekątni. Nawet koleje niemieckie, wyzyskując niską taryfę polską, wożą swój własny węgiel z niemieckiego Śląska do dyrekcji Królewieckiej nie swojemi kolejami, lecz przez Polskę. Za ledwie około kilkudziesięciu wagonów dziennie przypada na dawniejszy wielki tranzyt z Zachodu na Wschód, który przed wojną dochodził do 2 000 wagonów dziennie.

Tranzyt jest bardzo korzystnym rodzajem przewozu dla kolei, bo pobierając pełną taryfę kolej ogranicza swoje czynności przewozowe tylko do przerzucenia wagonu z jednej granicy na drugą, zaoszczędzając koszty rozrządzenia wagonów na stacjach węzłowych i nawet koszt dostarczania taboru. Koleje polskie znajdują się w dosyć korzystnym położeniu w stosunku do tranzytu, bo dzielają wszystkie niemal linje komunikacji lądowej pomiędzy przetwórczym Zachodem Europy a wytwarzającym surowce Wschodem. Ale niemoż gospodarza bolszewizmu dotąd stoi na przeszkodzie rozwojowi normalnego ruchu tranzytowego przez Polskę.

Przeszkoda ta będzie jednak z czasem usunięta, a wtedy kolejom polskim przybędzie koło 5 000 000 000 tkm ruchu tranzytowego, co pokaźnie podniesie ich dochodowość.

Finanse.

Wyniki finansowe eksploatacji kolei polskich w ciągu pięciolecia 1924 — 1928 wykazuje tabela VI. Widać z niej stały wzrost dochodów kolei.

Dochód z ruchu osobowego powiększył się z 241 000 000 zł. w r. 1924 do 387 000 000 zł. w r. 1928, czyli o 60%. Dochód z ruchu towarowego wzrósł w ciągu tego samego okresu z 477 000 000 na 982 000 000 zł., czyli o 107%, i przekracza ogólny dochód z ruchu osobowego niemal trzykrotnie. Znaczny stosunkowo wzrost dochodu z ruchu towarowego jest tembardziej godny uwagi, że przeciętna jednostkowa opłata towarowa wzrosła w ciągu tego pięciolecia tylko o 2,5%. Inaczej ma się rzecz z ruchem osobowym: tu przeciętna opłata jednostkowa wzrosła o 60%, tak że cały prawie wzrost dochodu przypada na podniesienie taryfy osobowej.

Czysty zysk z eksploatacji pięciolecia wykazuje, przy stałym wzroście ogólnym, znaczne wahania w latach poszczególnych. W roku 1926 czysty zysk spadł do 7 000 000 zł. Tomaczy się to przerwaniem wywozu do Niemiec węgla górnośląskiego, opłacanego stosunkowo wysoką taryfą na małą odległość, i zastąpieniem go wywozem przez Gdańsk i Gdynię o ulgowej taryfie, deficytowej dla kolei. Książkowo wpłynęło na zmniejszenie czystego dochodu tego roku zaliczenie na koszt eksploatacyjne sumy 53 000 000 zł. na wymianę taboru oraz na inne wydatki o charakterze inwestycyjnym, jak na ogólną wymianę szyn i t. p. Takie obciążenie wydatkami inwestycyjnymi kosztów eksploatacyjnych zostało utrzymane i w następnych latach.

Kolej prowadzi jak gdyby politykę ukrywania zysków, nieobcą niektórym prywatnym spółkom akcyjnym.

W r. 1928 wpłynęły na obniżenie zysków nadzwyczajne wydatki z powodu niezwykłych mrozów, które obciążły budżet tego roku.

W zależności od czystego zysku, kształtował się współczynnik eksploatacyjny. W r. 1927 współczynnik ten z 91 w r. 1924 spadł do 85, a przy uwzględnieniu wydatków inwestycyjnych zaliczonych na eksploatację — do 80. W r. 1928 współczynnik podniósł się z powodu nadzwyczajnych wydat-

TABELA VI.
Wyniki finansowe eksploatacji P. K. P.

	1924	1925	1926	1927	1928
Dochody eksploatacyjne:					
z ruchu osobowego . . .	241 045 000	275 566 000	282 236 000	340 248 000	393 044 000
z ruchu towarowego . . .	476 693 000	546 070 000	731 977 000	914 995 000	970 979 000
inne	70 136 000	69 912 000	90 957 000	112 446 000	105 796 000
	787 874 000	891 548 000	1 105 170 000	1 367 689 000	1 469 819 000
Wydat. eksploatacyjne.	714 330 000	884 571 000	937 449 000	1 154 165 000	1 333 482 000
Zysk eksploatacyjny . . .	73 544 000	6 977 000	167 632 000	213 524 000	136 337 000
Średni dochód:					
z 1 osobo-km.	0,033	0,042	0,046	0,053	0,055
z 1 tkm	0,043	0,044	0,044	0,048	0,044
Spółcz. eksploatacji . . .	91	99	85	85	91

*) Dokończenie do str. 398 w zesz. 19 z r. b.

ków wskutek mrozów do 91 (ale później znów się obniżył).

Przed wojną współczynnik eksploatacji wynosił w Anglii 73, w Niemczech 65, a w Rosji nawet 60. Po wojnie wzrósł on wszędzie powyżej 100, aby stopniowo spadać. Ale na kolejach niemieckich wynosił on jednak jeszcze w 1928 r. 83, nie bacząc na wysoką taryfę, tak że 85 — 80 dla kolei polskich, przy wyjątkowo niskiej taryfie polskiej, należy uznać za cyfrę raczej korzystną.

Wartość ogólna kolei polskich, obliczona na podstawie rozporządzalnych danych o kapitałach inwestowanych, wynosiła w r. 1924 — 4 000 000 000 fr. szwajc. Po przeliczeniu tej sumy na złote i dodaniu kosztów inwestycji w ciągu pięciolecia 1924 — 1928, wypada wartość majątku kolejowego w 1929 r. 7 300 000 000 zł.

Niedawno dokonano żmudnej pracy inwentaryzacji i oceny rzeczywistej wartości majątku kolejowego, otrzymując sumę ogólną 6 800 000 000 zł. Obydwie te sumy nie są ściśle. Pierwsza jest prawdopodobnie wygórowana, dlatego że zawiera sumy dotyczące wyłącznie kosztów kapitału, nie posiadające odpowiednika w majątku rzeczowym, natomiast druga suma jest prawdopodobnie niedostateczna, dlatego że przy rejestrowaniu tak wielkiego inwentarza łatwo jest wiele opuścić, a poza tym miejsce w kapitale zakładowym zajmowały liczne przedmioty dziś już nieistniejące.

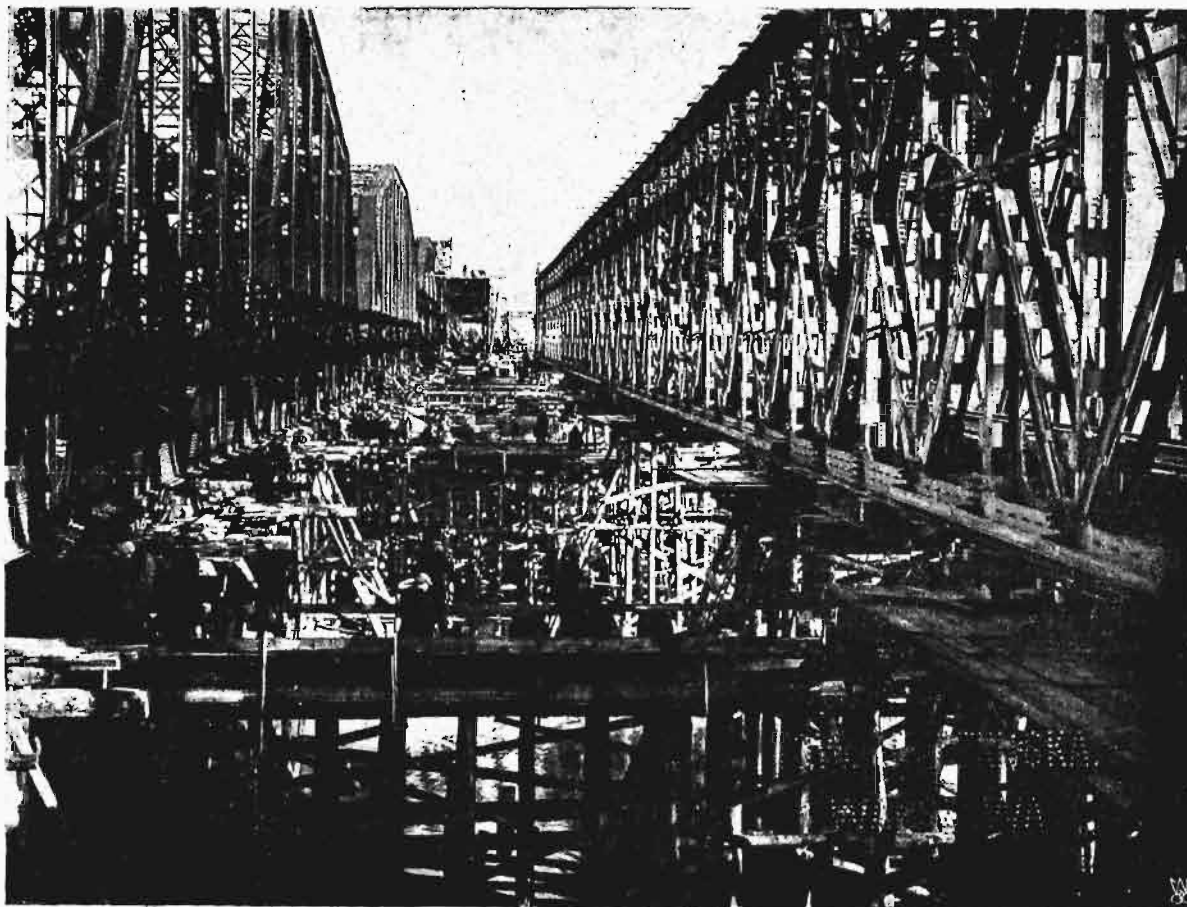
Wobec tego można w przybliżeniu majątek kolei polskich w r. 1929 oceniać na 7 000 000 000 zł.

Jeżeli do sum zysku eksploatacyjnego wykazanych w tab. VI wprowadzić poprawki na wydatki inwestycyjne, niewłaściwie zaliczone do eksploatacji, to wypadnie, że czysty zysk eksploatacyjny kolei polskich w końcu pięciolecia 1924 — 1928 osiągnął już 5% na kapitał zakładowy.

Kolej jest, jak już wspominałem, interesem z natury swej niskoprocentowym. Były wprawdzie przed wojną lata, kiedy koleje niemieckie dawały 7% zysku. Jeszcze większy zysk wykazywała np. b. kolej Warsz. Wiedeńska, a zwłaszcza Fabryczno-Łódzka, ale to były fakty wyjątkowe.

Normalny procent przedsiębiorstwa kolejowego nie przekracza 6, i to jest granica, powyżej której ustawa powojenna we Francji i nawet w Stanach Zjednoczonych zmusza kompanje kolejowe do przelewania nadwyżki zysków do ogólnego kapitału rezerwowego, lub też do obniżania taryf. Wypada stąd, że tak często potępiana i prawdopodobnie w wielu punktach wadliwa gospodarka rządowa doprowadziła jednak koleje polskie w pięcioleciu 1924 — 1928 już niemal do normalnej dochodowości. Ułatwił do niewątpliwie niski poziom wynagrodzenia personelu urzędniczego. Należy jednak pamiętać, że taryfa kolejowa w Polsce należy do najniższych w Europie i że wydatek na ew. podwyższenie płac może być pokryty przez nieznaczne podwyższenie taryfy towarowej.

Taryfa kolejowa powinna być niewątpliwie umiarkowana, ale niema żadnej racji do trzymania jej na poziomie wyjątkowo niskim.



Most kolejowy na Wiśle pod Dęblinem podczas odbudowy. Odsuwanie przęseł tymczasowych i nasuwanie nowych przęseł stałych w przerwach między pociągami. Widok wzdłuż osi mostu.

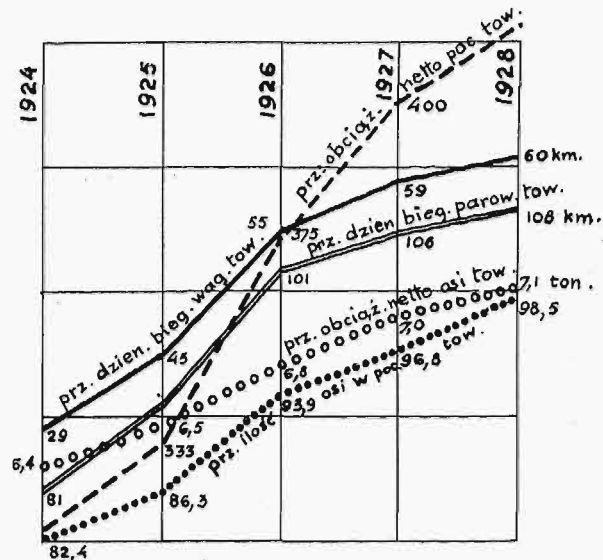
Tymczasem koleje polskie osiągnęły w r. 1928 z tonnokilometra 4,4 gr., kiedy b. kolej Warszawsko-Wiedeńska miała w r. 1912 — 6,4 gr. Odpowiada to wskaźnikowi 70, kiedy wskaźniki hurtowych cen towarów znajdują się w granicach od 120 do 150.

Kiedy w r. 1928 koleje polskie osiągały średnio z osobokilometru 5,5 gr., a z tonnokm 4,4 gr., Tow. Kolei Niemieckich miało odpowiednio 6,3 gr. i 10,0 gr. Polityka taryfowa niemiecka obciążała zatem więcej ruch towarowy, i to o 60% — polska zaś odwrotnie obciążała ruch towarowy słabiej od osobowego o 20%. Tłumaczy się to po części wpływem konkurencji samochodowej w Niemczech, ale w Polsce działa tu również skuteczna obrona przeciwko podwyższaniu taryfy towarowej zorganizowanych kół przemysłowo-handlowych, kiedy podróżni są niezorganizowani, a również nie bez wpływu może jest tu pewna demagogia polityczna.

Nie ulega wątpliwości, że racjonalny rozwój taryf wymaga i w Polsce pewnego zwrotu w kierunku bardziej równomiernego obciążenia ruchu osobowego i towarowego.

Sprawność eksploatacji PKP.

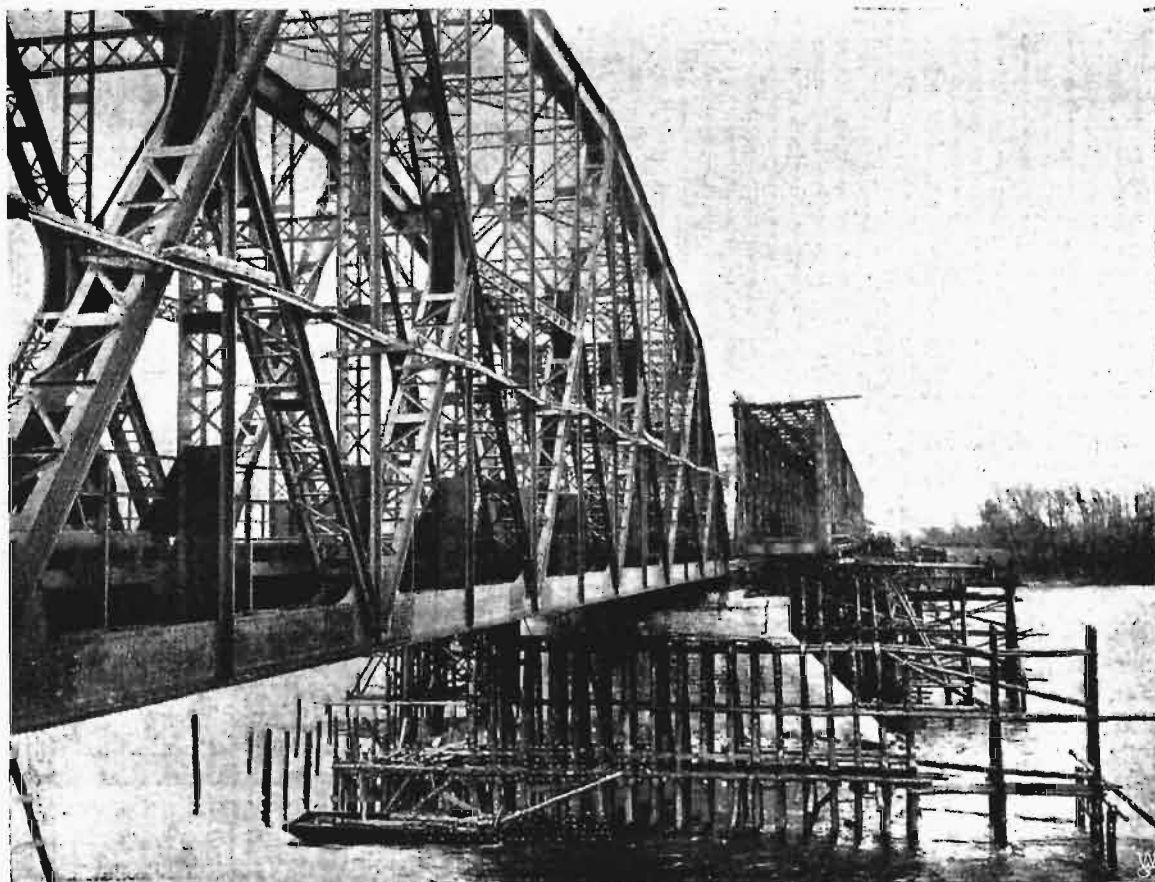
Sprawność eksploatacji kolei ocenić można najwłaściwiej według pewnych mierników, z których jedne świadczą o wzrastającej sprawności kolei swoim wzrostem, inne natomiast — swoim ubytkiem.



Wykres 3. Mierniki sprawności eksploatacji P. K. P.

Krzywe pierwszej kategorii mierników dla kolei polskich w ciągu pięciolecia 1924 — 1928 daje wykres 3. Widać z niego stały wzrost tych mierników, a mianowicie:

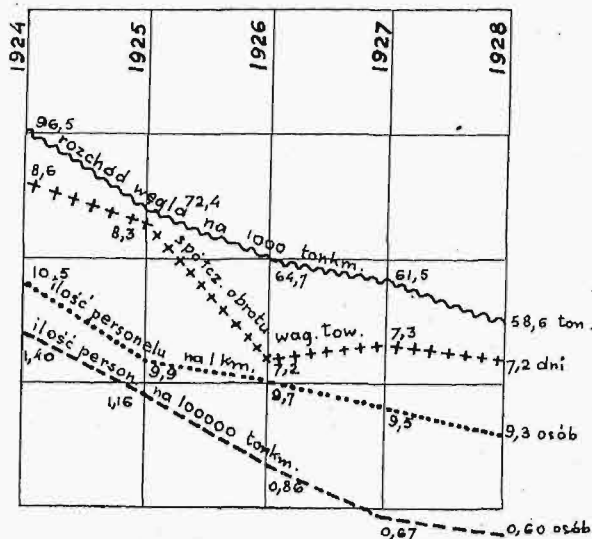
średnie obciąż. osi tow.	wzrosło z 6,4 t do 7,11, t.	j. o 11%
średnia ilość osi w poc. tow.	82,4 „ 95,5 „	20%
średnie obciąż. netto poc. tow.	313 t „ 416 „	33%
średni dzienny bieg parow. tow.	81 km „ 108 km „	33%
średni dzienny bieg wag. tow.	29 km „ 60 km „	110%



Most kolejowy na Wiśle pod Dęblinem podczas odbudowy. Odsuwanie przęseł tymczasowych i nasuwanie nowych przęseł stalowych w przerwach między pociągami. Widok boczny z dołu rzeki.

Krzywe mierników drugiej kategorii, ubywających w miarę wzrostu sprawności eksploatacji, daje wykres 4, który również wykazuje stały ubytek mierników, a mianowicie:

śr. ilość personelu na 1 km spadła z 10,5 do 9,3 osób, t. zn. o 11%
śr. ilość personelu na 100 000 tkm z 1,4 „ 0,6 „ „ 68%
śr. rozchód węgla na 1 000 tkm z 96,5 „ 58,6 kg „ 40%
spółcz. obrotu wag. tow. z 8,6 „ 7,2 „ 20%



Wykres 4.

Mierniki sprawności eksploatacji P. K. P.

Wreszcie wykres V wykazuje, że wzrost ilości wypadków z pociągami, jakkolwiek podążał za wzrostem ruchu, pozostawał jednak w tyle poza nim¹⁾. Natomiast ilość podróży zabitych z powodu wypadków z pociągami w stosunku do 10 000 000 osobokm osiągnęła wielkość 0,04. Zastępuje na uwagę, że cyfra ta jest jednakowa dla czterech krajów Europy: Niemiec, Francji, Włoch i Polski i że pod względem ilości wypadków z pociągami w stosunku do 1 000 000 pociągokm Polska zajmuje drugie miejsce po Niemczech i jest wyprzedzana przez Włochy, a zwłaszcza Francję, gdzie wypadków tych jest najwięcej, jak widać z tab. VII.

TABELA VII.

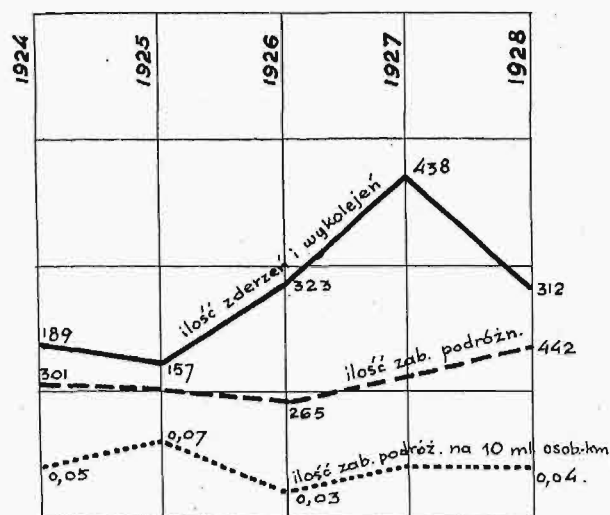
Statystyka wypadków na kolejach.

Wyszczególnienie	na 1 000 000 poc.-km	na 10 000 000 osobokm
Ilość zderzeń i wyko- leń pociągów:		
1. Niemcy	1,03	
2. Francja	6,13	
3. Włochy	5,35	
4. Polska	2,60	
Ilość zabitych podróży.		
1. Niemcy		0,04
2. Francja		0,04
3. Włochy		0,04
4. Polska		0,04

¹⁾ Spadek liczby wypadków z pociągami w r. 1928 tłumaczy się zmianą w notowaniu wypadków. Mianowicie, wzorem kolei zagranicznych, przestano w tym roku notować wypadki z pociągami w obrębie stacji.

Z obrazu działalności PKP w latach 1924—1928 wyżej rozwiniętego, widać wyraźnie, że był to okres stałego i może jeszcze szybszego wzrostu sprawności kolei.

Wszędzie, a zwłaszcza w Polsce, ruch kolejowy jest wykładnikiem rozwoju gospodarczego. Dlatego dane tu przedstawione są wymownym obrazem rozwoju życia gospodarczego w Polsce, począwszy od przełomowej chwili stabilizacji waluty.



Wykres 5.

Ilość wypadków kolejowych.

Statystyka za rok 1929 nie jest jeszcze opracowana. Jednakowoż już teraz powiedzieć można, że pogorszenie konjunktury gospodarczej w kraju, które w końcu tego roku przeszło w wyraźny kryzys, nie zdołało jeszcze całkowicie powstrzymać rozwoju ruchu kolejowego.

Wzrost sprawności eksploatacji kolei jest spowodowany przede wszystkim wzrostem przewozów. Byłoby jednak niesprawiedliwością nie oddać tutaj słusności zasłuzie inżynierów kolejowych. Ściągnięci z różnych stron świata, a zwłaszcza z olbrzymich przestrzeni dawnej Rosji, gdzie liczni inżynierowie polscy przyczynili się tak skutecznie do powstania potężnego systemu komunikacji kolejowej, zabrali się oni na czele pośpiesznie skompletowanego personelu na kolejach ojczystych do pracy, w którą włożyli bogaty kapitał swego doświadczenia i twórczego pomysłu. Zadanie było niełatwe, a przede wszystkim pilne. Już 11 listopada 1928 r. wypadło przystąpić do pierwszego przewozu masowego. Było nim odstawienie do granicy uchodzących mas rozbrojonego żołnierstwa niemieckiego. Wkrótce potem nastąpił przewóz milionowej masy jeńców rosyjskich, zwolnionych ze zniesionych obozów niemieckich. Nasza młoda Rada Ministrów była wówczas wprost zatrwożona obrazem przypuszczalnego zniszczenia kraju przez pochód tych wygłodzonych i obszarpanych mas. Ale kolej zrobiła swoje. Do żadnego pochodu nie doszło, gdyż w ciągu kilku dni wszystko było przerzucone z Zachodu na Wschód.

To też kiedy w parę miesięcy po tem w Warszawie zjawili się wysłannicy ówczesnego dyktatora żywnościowego Europy, Herberta Hoovera, o-

becnego prezydenta U. S. A., i przedstawili sprawę podniesienia z okrętów w Gdańsku i rozwiezienia po kraju zapasów żywności amerykańskiej, zadanie to nie stanowiło już dla kolei zbyt wielkiej trudności i zostało wykonane ku słusznemu zadowoleniu Amerykanów, którego wyrazem jest restrykt dziękczynny Hoovera z dn. 5 września

1919 r., stanowiący pierwsze co do czasu, a nieostatnie pod względem wartości odznaczenie zaszczytne polskiego inżyniera kolejowego.

Świadectwem dalszej skuteczności jego pracy jest obraz rozwoju eksploatacji kolei polskich w ciągu pięciolecia 1924—1928, który tu miałem zaszczyt przedstawić.

Odchyłki w konstrukcjach żelaznych^{*)}.

Napisał H. Jasiński, Inżynier-technolog.

W artykule niniejszym mowa jest o różnych drobnych zmianach długości, szerokości lub kształtu elementów żelaznej konstrukcji, które wywołują potrzebę nadawania częściom składowym konstrukcji wymiarów różniących się od teoretycznych. Wprowadzenie tych, że tak je nazwiemy, odchyłek w konstrukcji żelaznej ma doniosłe znaczenie dla warsztatów i zasługuje na większe zainteresowanie, gdyż, oszczędzając czas i pracę, zapobiega marnotrawstwu w przemyśle.

Przy projektowaniu konstrukcji żelaznych, odchyłki traktowane są naogół, jako mało znaczący szczegół, lub jako zbyteczne, a nawet szkodliwe i szpecące. W chwili jednak, kiedy rysunek trafia do traserni, a żelazo do warsztatu, lekceważenie odchyłek mści się na wykonawcach i każe drogo przepłacać za ścinanie, piłowanie, pasowanie i inne utrudniające montowanie zabiegi, najzupełniej zbyteczne przy odpowiednim zastosowaniu odchyłek.

Bardzo poważnie traktowana jest sprawa odchyłek w budowie maszyn, gdzie tendencja ułatwienia montażu maszyn jest należycie doceniana. Niestety, podobna tendencja ujawnia się zbyt słabo w budowie konstrukcji żelaznych, pomimo iż wszelkie uproszczenia w montowaniu konstrukcji, jako wyrobu o wiele mniej precyzyjnego, tembardziej są pożądane.

Za niezbędnością odchyłek przemawia konieczność wykonawcza. Każda wykonana konstrukcja ma odchyłki, które są nieuniknione, ze względu na charakter wyrobu, rodzaj materiału, typ obrabiarzy i metody wykonywania. Praktyka wyłamuje się z pod tych wskazań rysunku, które się z nią nie liczą. Dlatego w rzeczywistości pomiędzy rysunkiem bez odchyłek a wykonaną konstrukcją zachodzą zawsze różnice w drobnych szczegółach, które mają swój wyraz w omawianych odchyłkach. Wykonawca zmuszony jest do nieściśłości w stosunku do takiego rysunku, czyli do nieojojalności w stosunku do klienta. Rysunek w tym wypadku nie jest dobrym wzorem i doradcą dla wykonawcy, lecz nieznośnym, bo niewykonalnym lub nieracjonalnym skrzepowaniem.

Odchyłki zgóry nieprzewidziane, dowolne, nie przystosowane do konstrukcji, bywają nieraz szkodliwe i szpecące.

^{*)} Artykuł niniejszy omawia jedno z elementarnych zagadnień konstrukcji żelaznych, które — mimo to — wymaga zwrócenia uwagi, gdyż — jak twierdzi Autor — nie uwzględniają go niektóre nasze urzędy. (Przyp. Red.)

Jak widać z kilku podanych niżej przykładów, racjonalnym stosowaniem odchyłek można zaoszczędzić wiele zbytecznych kosztów, bez żadnego uszczerbku dla konstrukcji z punktu widzenia wytrzymałości, konserwacji lub estetyki.

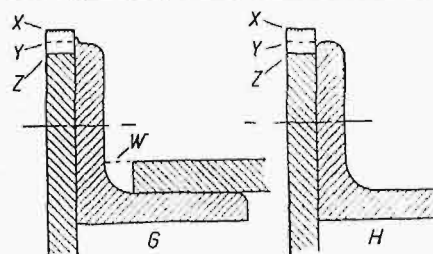
Główną przyczyną potrzeby odchyłek są różne niedokładności żelaza kształtowego, nawet w tym wypadku, gdy nie przekraczają granic dozwolonych. Celowość odchyłek polega na możliwości ograniczenia zbytecznej, kosztownej obróbki i ułatwienia montażu.



Rys. 1. Najczęściej spotykane niedokładności żelaza kształtowego.

Najczęściej spotykane niedokładności żelaza kształtowego podane są na rys. 1 — 2. Są to: odchylenia ramion od kąta prostego A, B, wykrzywienie ramion (C), wystające rąbki (D) lub zaokrąglenia krawędzi (rys. 2, G, H), różne zniekształcenia przekrojów belek (E, F) i t. p.

Walcownie są w stanie zmniejszyć do pewnych granic takie niedokładności. Warsztaty kotlarskie, z dużym nakładem kosztów, prostują zwykle żelazo kształtowe. Pomimo to jednak niedokładności w pewnym stopniu zawsze pozostaną.



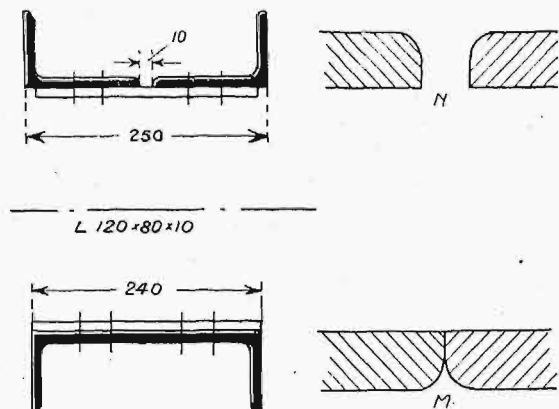
Rys. 2. Niedokładności wykonania kształtowników.

Ponadto są jeszcze niedokładności w wymiarach. Dopuszczalne odchylenia w wymiarach, które nas w omawianej sprawie interesują, są następujące:

w grubości kształtowników od $+3\%$ do -2% ; blach $\pm 3\%$; w szerokości ramion kształtowników — od $1\frac{1}{2}$ mm do 3 mm; w wysokości belek: $\pm 1\%$, a przy wys. wyżej 300 mm ± 3 mm.

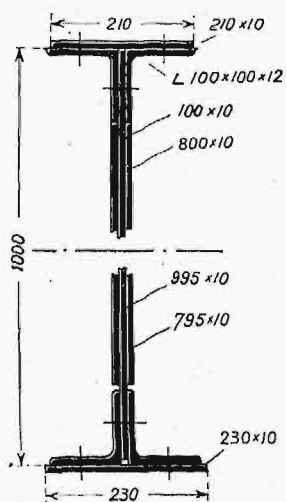
Rozpatrzmy na kilku przykładach, jakie komplikacje powstają przy wykonywaniu konstrukcji żelaznych, jeżeli przy ich projektowaniu odchyłki nie są przewidziane.

Przypuśćmy, że przekrój pręta złożony jest z dwóch czy czterech kątowników $120 \times 80 \times 10$ mm, obróconych do siebie, jak na rysunku 3. Taki prze-



Rys. 3.

krój zdarza się często w skosach kratownic mostowych małej rozpiętości. Jeżeli pręt będzie miał szerokość tylko 240 mm (rys. 3 u dołu), czyli kątowniki będą przylegały do siebie na całej swojej długości, to dla wykonania takiego pręta wypadnie stosować specjalne dodatkowe kosztowne zabiegi, które byłyby zbyt ciężkie, jeżeliby pomiędzy kątownikami był prześwit ok. 10 mm, przy szerokości pręta 250 mm (rys. 3 u góry). Trzeba bowiem wyjątkowego wypadku, żeby ramię kątownika miało szerokość akurat 120 mm. Legalnie może ono mieć do 122 mm, w rzeczywistości zaś, na skutek rąbków, może mieć jeszcze więcej. W takim wypadku wykonawca zmuszony jest ścinać lub heblować dwa do trzech mm na całej długości wszystkich kątowników. Podobna obróbka jest zabiegiem zupełnie anormalnym w zastosowaniu do tego rodzaju materiału, jak kątownik. Jest to mniej więcej to samo, czem byłoby, naprzykład, zwężanie wszystkich cegieł dla wykonania muru, którego wymiary nie przystosowano do normalnej cegły, jaka jest na rynku.



Rys. 4.

Względy konserwacji przemawiają tu również za rozsunieniem kątowników, woda bowiem prędzej będzie się zatrzymywać w wąskiej klinia-

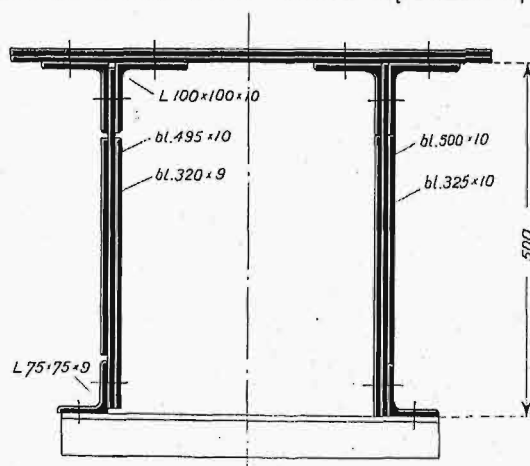
stej (rys. 3 N) szczelinie, niż w rozszerzonej (rys. 3 M), a prócz tego dokładne pomalowanie szerokiej szczeliny jest łatwiejsze niż wąskiej (nie potrzeba kitu).

Wypadki, analogiczne do opisanego wyżej, będą zachodziły wszędzie tam, gdzie do krawędzi kątownika będzie przylegał bezpośrednio jakiś inny element konstrukcji, kształtówka lub blacha.

Naprzykład nakładki łącznikowe styków blach w różnych belkach nitowanych (blachownicach), pasach kratownic mostowych i t. d., jak na rys. 4, 5. Jeżeli szerokość nakładki łącznikowej podana jest w projekcie bez uwzględnienia żadnych odstępów pomiędzy nakładką a kątownikami (rys. 4 u góry i rys. 5 z prawej strony), to wykonawca, po ściśłym wykonaniu nakładki według wymiarów na rysunku, nie będzie mógł jej włożyć pomiędzy kątowniki, ponieważ w rzeczywistości ramiona tych kątowników napewno będą szersze od teoretycznych o $1\frac{1}{2}$ —2 mm, czyli nakładka powinna być conajmniej o 3—4 mm węższa. Zmniejszyć szerokości nakładki wykonawca nie może, bo taka szerokość była przyjęta w obliczeniu wytrzymałości, zresztą nie ma prawa tego uczynić, jeżeli rysunki były zatwierdzone przez władze. Pozostaje mu więc albo heblować kątowniki, co nie wytrzyma krytyki, albo zdecydować się na nielojalność w stosunku do odbiorcy i zwęzić nakładkę samowolnie.

Żeby zapewnić wygodny montaż i malowanie, należałoby dawać prześwit z każdej strony nakładki, przy mniejszych profilach po $2\frac{1}{2}$ mm, przy większych — po 5 mm (rys. 4 u dołu i 5 z lewej strony). Nakładka byłaby węższa o 5—10 mm. Dotyczy to także przekładek, jak naprzykład na rys. 18 C.

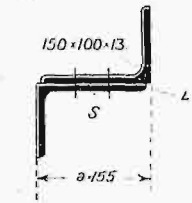
Pomiędzy innymi, w takich połączeniach kątowników, jak na rys. 6 i 7, należałoby również uwzględnić luzy w miejscach wskazanych literą L. Jeżeli, naprzykład, w wypadku wskazanym na rys. 6, będziemy mieli dwa kątowniki $150 \times 100 \times 13$ mm i damy szerokość $a = 150$ mm, to może się stać, że krawędzie kątowników będą wystawać do 3 mm, jak na szkicu dolnym, wskutek niedokładności w szerokości ramion kątowników, mia-



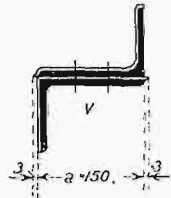
Rys. 5.

nowicie 153 mm, zamiast 150. Gdyby nawet nie było potrzeby zheblowywania wystających krawędzi, ze względów estetycznych, warto się jednak za-

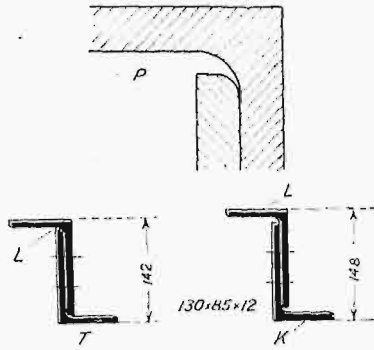
bezpieczyć, dając $a = 153 - 155$ mm, czyli z odstępem 3—5 mm (jak na szkicu S).



W wypadku, wskazanym na rysunku 7, odstęp L (szkic K) jest niezbędny nie tylko z powodu moż-



Rys. 6.



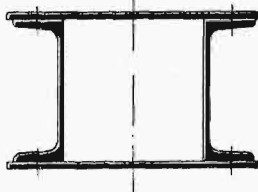
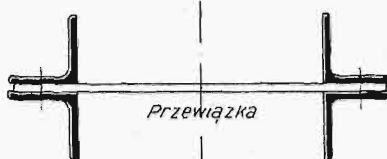
Rys. 7.

liwych odchyżeń w szerokości ramion kątowników, lecz też na skutek różnicy promieni zaokrąglenia krawędzi jednego kątownika i kąta drugiego kątownika (szkic P). Bez odpowiedniego odstępu w L (rys. T) wypadłoby heblować zaokrąglenie krawę-

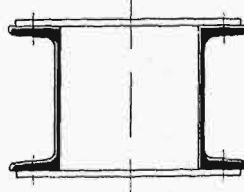
ków, pewna nieunikniona nieszczelność wykonawcza, przyleganie kątowników do duszy belki, warstwy farby i t. p. W wyniku, jeżeli nie będzie przewidziane pewne zapasowe poszerzenie blachy, otrzymany wypadek wskazany pod Z na rys. 2. Gdyby, wyjątkowo, krawędź blachy wypadła na krawędzi kątownika (jak w Y), to te dwie krawędzie (heblowana i walcowana) nie stanowiłyby nigdy jednej przyjemnej dla oka linii. Krawędź heblowana jest prosta, walcowana zaś zawsze ma pewne wahanie, dlatego, w bliskim zestawieniu, te dwie krawędzie czynią zawsze nie miłe wrażenie pewnej niedokładności. Zespół wygląda w tych wypadkach najlepiej, jeżeli krawędź blachy wysunięta jest poza krawędź kątownika co najmniej na swoją grubość (poszerzenie na rys. 4 u dołu i rys. 8). Jednocześnie jest to obcięcie najpraktyczniejsze, bo nie wymaga żadnego dopasowywania krawędzi blachy i kątownika.

Powyższe dotyczy tych zespołów, w których blacha jest częścią przekroju użytecznego (jak na przykład belki, skosy, słupki) lub jest stosunkowo dostatecznie długa (rys. 4, 8).

Jeżeli blacha jest drugorzędym tylko elementem zespołu, jest krótka, przerywana, jak na przykład różne przewiązki, przekładki i t. p.



Rys. 8.



Rys. 9.



Rys. 10.

dzi podług promienia zaokrąglenia w kącie, w przeciwnym bowiem razie ramiona kątowników nie przylegałyby do siebie.

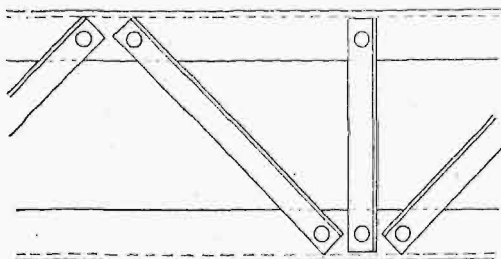
Na kilku następnych szkicach (rys. 8—10) podane są połączenia blach z kształtkami (przeważnie kątownikami), w których blacha leży na kształtówce, przytem krawędzie blachy i kształtówki przebiegają równoległe blisko siebie. Rozpatrzmy, jakie obcięcie blachy będzie w podobnych wypadkach estetyczniejsze i praktyczniejsze (rys. 2). Blacha może być obcięta narówni z krawędzią kątownika (jak wskazuje lit. Y), może wystawać poza krawędź (jak oznacza lit. X) lub odwrotnie—nie dochodzić do krawędzi kątownika (jak w W).

Przypuśćmy, że zaprojektowano obcięcie blachy narówni z krawędzią kątownika (Y na rys. 2) na przykład dla jakiegokolwiek belki, jak na rys. 4. Przypuśćmy więc, że zastosowano tu blachę o szerokości 210 mm ($2 \times 100 + 10$). Zgóry można być pewnym, że w rzeczywistości, w wykonaniu, krawędź kątownika będzie wystawać poza krawędź blachy (rys. 4 u góry). Przyczynią się do tego niedokładności i odchylenia w wymiarach kątowni-

(rys. 9, 10), to ładniej wygląda i praktyczniejsze jest obcięcie krótsze, nie dochodzące do krawędzi kształtówki. Przy takim obcięciu, blacha nie odstaje, co jest ważne nie tylko dla oka, ale i dla konserwacji (rys. 10).

Krótkie objęcia wygodniejsze są wogóle we wszystkich drobnych elementach stężających, jak na przykład w kątowniczkach i paskach różnego rodzaju kratki w słupkach, skosach i pasach kratownic (rys. 11, 12, 14). Praktyczne są objęcia kratki, jak na rys. 11, objęcia bowiem są tu nie tylko krótkie, ale i proste (nie skośne). Skośne objęcia są o wiele trudniejsze do wykonania, należałoby je stosować tylko w ostateczności; przytem zawsze z prześwitami, jak na rys. 12, a nie jak na rys. 13. Obciążenia proste można wykonywać jednym cięciem noża, gdy do wykonania skośnego objęcia potrzeba kilku cięć (operacji) w różnych kierunkach. Przy wykonywaniu więc wielkich ilości pasków lub kątowniczek kratki, skośne objęcia nigdy nie wychodzą z pod noża dokładne, i dlatego przy montowaniu muszą być podcinane, piłowane i wogóle dopasowywane. W rezultacie

obróbka tych drugorzędnych elementów konstrukcji kosztuje drożej, niż elementów głównych, co, oczywiście, jest nieracjonalne. Bardzo wygodna i praktyczna jest kratka z pasków obciętych okrągło, jak na rys. 14. Tego rodzaju zaokrąglone obcię-



Rys. 11.

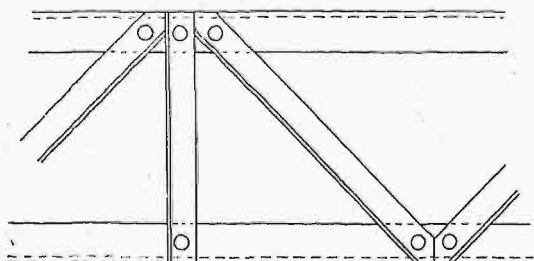
cia można wykonywać jednym cięciem noża, przytem wszystkie końce wychodzą szablonowo identycznie, są przyjemne dla oka i nie wymagają żadnego pasowania przy montowaniu. Odstawanie końców, które zachodzą w obcięciach skośnych, jest tu wykluczone.

W poprzednich przykładach (rys. 4, 8, 9, 10) krawędź blachy wypadła zawsze narówni z zewnętrzną krawędzią ramienia kątownika lub ceówki. Krótkie obcięcia blach pożądane są również i w tych zespołach, w których krawędź blachy wypadła narówni z grzbietem kątownika lub ceówki (rys. 15).

Zwykle bywa dość trudno obrobić i zmontować blachę z kątownikiem tak precyzyjnie, żeby krawędź blachy i grzbiet kątownika stanowiły razem jedną idealną linię. Pewne niedokładności wykonawcze zawsze muszą być, nawet przy heblowanych krawędziach blach, a tembardziej przy surowych, walcowanych. Usuwanie tych niedokładności kosztuje dużo pracy. Jeżeli krawędź blachy odsunięta jest o 2—5 mm od grzbietu kątownika, niedokładności te są mniej widoczne, nie rażą i nie wymagają dodatkowej obróbki. Trochę wysunięty walcowany gładki grzbiet kątownika jest przyjemnym dla oka obramowaniem zespołu.

Króciej obcięta krawędź blachy nie odstaje od kątownika i nie dostaje po znitowaniu pewnej falistości, jak zwykle bywa przy obcięciu dłuższem.

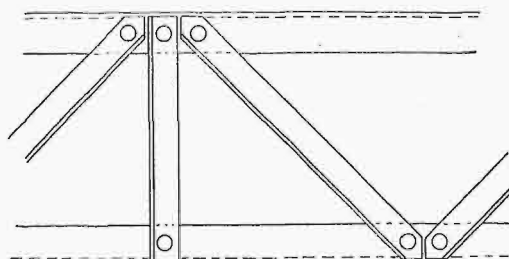
Podobne krótkie obcięcia blach są wygodne również we wszystkich zespołach kształtu skrzyn-



Rys. 13.

kowego, w których są narożnikami (rys. 16 A). Takie zaś obcięcia blach, jak na rys. 16 B, C, są niepraktyczne i nieestetyczne, szczególnie w konstrukcji oznaczonej lit. B, gdzie odstawanie blach jest bardzo rażące.

Pewne odchyłki (2—3 mm) w obcięciach blach niezbędne są we wszystkich połączeniach blach pod prostym kątem, w których kątowniki są elementem łączącym, na przykład: połączenie blach pionowych z poziomymi w belkach nitowanych (rys. 4)



Rys. 12.

lub pasach kratownic (rys. 5), połączenie podłużnic z poprzecznicami w jezdni mostów i t. p.

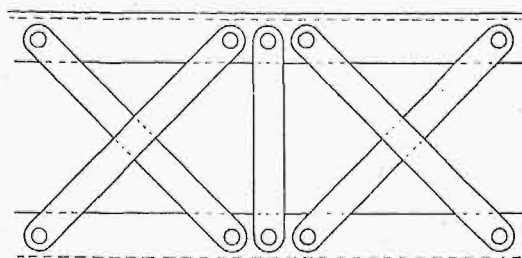
Dokładne co do milimetra oheblowanie blachy jest dość trudne do wykonania. Tymczasem najmniejsze wystawanie krawędzi blachy poza grzbiety łączących kątowników jest przeszkodą przy łączeniu blach i wymaga dodatkowej obróbki — ścinania lub frezowania zespołu.

Ponieważ żadne poważne względy wytrzymałości lub konserwacji nie wymagają w danym wypadku szczelnego przylegania jednej blachy do krawędzi blachy drugiej, wystarcza bowiem dokładne przyleganie kątowników do blach; wydawałoby się że niema poważnych powodów do unikania podobnych odchyłek. Krótsze o parę milimetrów obcięcie krawędzi blachy uczyniłoby zbyt dużą wszelką dodatkową obróbkę i uprościłoby znacznie montowanie.

Przy obliczaniu wytrzymałości, tylko w niektórych wypadkach należałoby uwzględnić zmiany w wymiarach przekroju.

Na rys. 17 uwidocznione są odchyłki w połączeniach belek walcowanych. Belka obcięta jest o parę milimetrów krócej, grzbiety kątowników łączących wysunięte są naprzód. Obróbka końców belki jest znacznie uproszczona, gdyż długość belki może być mniej dokładna, przytem skróconą belkę łatwiej jest założyć do konstrukcji, czyli montaż jest również uproszczony.

W zespołach konstrukcyjnych często się zdarza, iż blacha leży na kątowniku od wewnętrznej

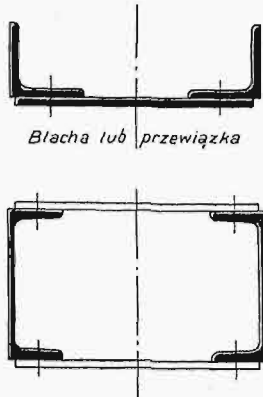


Rys. 14.

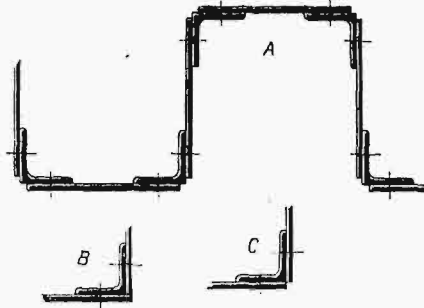
jego strony, dotykając krawędzią zaokrąglenia w prostym kącie pomiędzy ramionami kątownika (rys. 2 G), na przykład: węzłówki tężników poziomych w mostach, nakładki łącznikowe na stykach duszy w belkach nitowanych, to samo na stykach

blach pionowych w pasach mostowych i t. d. Jeżeli blacha jest przedłużona aż do zetknięcia z pionowym ramieniem kątownika, jak na rys. 2 W, to krawędź blachy musi być zaokrąglona. Takie za-

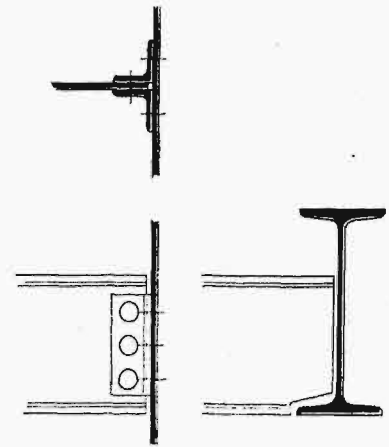
nię konstrukcyj, i jak wiele pracy dałoby się zaoszczędzić przy racjonalnym uwzględnianiu ich w projektach.



Rys. 15.



Rys. 16.



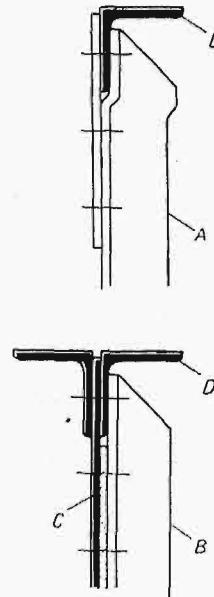
Rys. 17.

okrąglenie krawędzi wykonywane jest na heblarce, a przy montowaniu zespołu nieraz dopasowywane jeszcze ścinakiem lub pilnikiem. Jest to drobny, ale kosztowny szczegół konstrukcji, i, co jest najgorsze, w większości wypadków najzupełniej zbędny. Wystarczyłoby obciąć blachę trochę krócej, tam mianowicie, gdzie zaczyna się zaokrąglenie w kątowniku, żeby uniknąć kosztownego zaokrąglenia krawędzi blachy.

Ten sam szczegół zdarza się nietylko w blachach, lecz również na końcach kątowników i ceowników, naprzykład w usztywniających słupkach blachownic, lub w słupkach kratownic i t. p. Na rys. 18 mamy kątowniki *A* i *B*, które wchodzi na ramię kątownika *D* od wewnętrznej jego strony. Końce tych kątowników powinny być obcięte krócej, przed zaokrągleniem w kątowniku *D*, jak to widać na rys. 18. W niewielu tylko wypadkach podobne obcięcie blach lub kątowników może być niewskazane, naprzykład na podporach, wszędzie tam, gdzie chodziłoby o podparcie poziomego ramienia kątownika, lub gdzie otwór nita wypadłby za blisko obcięcia. W większości wypadków takie krótkie obcięcia (z prześwietem) jest jednak możliwe i bardzo pożądane, wykonanie bowiem zaokrąglonego obcięcia jest znacznie trudniejsze i kosztowniejsze.

Powyższe przykłady dostatecznie wyświełają, jakie znaczenie mają odchyłki przy wykonywa-

Wszystkie podane szczegóły i wiele innych, o których tu nie wspomniano, są naogół dobrze znane, pomimo to jednak przeważnie lekceważone, prawdopodobnie dlatego, że zdawało się, że straty spowodowane przez to straty są mniej widoczne.



Rys. 18.

Zwiedzając mostownie czeskie i niemieckie, piszący te słowa miał sposobność stwierdzić, iż zagranicą sprawa odchyłek jest traktowana o wiele poważniej niż u nas. Pokazywano mi tam rysunki mostów, na których wyraźnie narysowane były odchyłki, nawet w stykach głównych blach i kątowników pasów.

Jak odchyłki traktowane są na rysunkach amerykańskich, można

się przekonać z książki: F. W. Dencer, Amerikanischer Eisenbau in Bureau und Werkstatt (1928).

PRZEGLĄD PISM TECHNICZNYCH.

KOTŁY PAROWE.

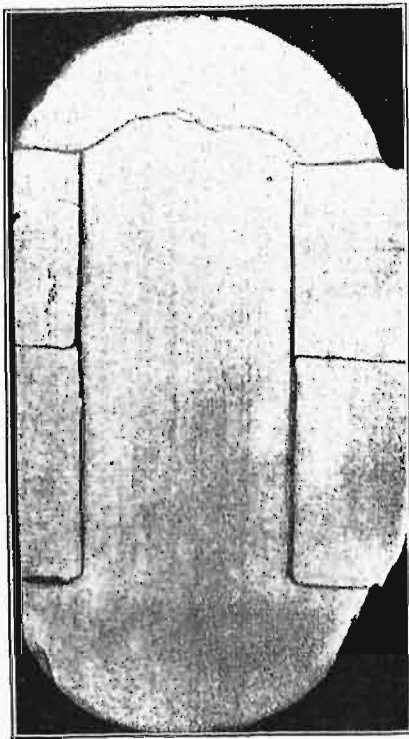
Uszkodzenia części kotłowych.

Na podstawie badań dokonanych w K.-W.-Institut f. Eisenforschung, podaje Dr. A. Pomp szereg przykładów uszkodzeń części kotłowych, świadczących o charakterystycznych wadliwościach ich wykonania. Tak więc naprz. zbadano wycinek płaszczki i dennicy kotła, w którym stwierdzono odpadanie główek nitów w różnych miejscach szwu, łączącego płaszczkę z dennicą, oraz szereg rys wokoło otwo-

rów nitowych. Okazało się, że w główce nita występują niezwykle grube ziarna, wskazujące na nadmierne nagrzanie sworzni przy nitowaniu. Wzrost kryształów doprowadził do znacznego obniżenia ciągliwości tworzywa nitu. Dodane do tego naprężenia cieplne, powstałe wskutek naciągnięcia nadmiernie ogrzanego nita, doprowadziły do powstawania rys, uwidocznionych na rysunku 1.

Badanie mikroskopowe i makroskopowe blachy wykazało, że blachy otrzymały w szwie naprężenia, przekraczające granicę plastyczności, co widać było z linii poślizgu.

Następne ogrzewanie tworzywa w miejscach odkształceń do 100—300°, zachodzące przy pracy kotła, wywołało zestarczenie się, wyrażające się w zwiększonej kruchości warstw poślizgowych. Dalej wywarło też wpływ działania chemiczne i elektrolityczne wody zasilającej, o dużej zawartości ługów. Wszystkie te czynniki złożyły się na to, że w blachach tworzyły się rysy, zaczynające się od otworów nitowych.



Rys. 1.

W innym wypadku, rysy do 25 mm głębokości w dennicy kotła płomienicowego budowy 1906 r. (14 atn), przy grubości blachy 28 mm, objaśnia autor tem, że przy małej wypukłości dennicy i małym promieniu wyoblenia powstawały w wyobleniu nadmierne naprężenia, podczas gdy tworzywo miało w danym razie niską granicę plastyczności i małą ciągliwość. Wskutek tego dennica nie mogła przejąć tych naprężeń w sposób czysto sprężysty, więc w najbardziej obciążonych miejscach była przekraczana granica plastyczności, na co wskazują linie poślizgu w wyobleniu.

Trzeci wypadek dotyczy kotła komorowo-opłomkowego budowy 1913 r. (445 m², 15,5 atn, średnica walczaka 1600 mm). W blachach płaszcza walczaka powstały rysy. Wytrawione metodą Fry'a, wykazały próbki z tych blach linie wyteżeń o przebiegu częściowo równoległym do siebie, częściowo zaś rozchodzące się promieniowo około otworów nitowych. Pierwsze świadczą o zginaniu na zimno blach przy wytwarzaniu walczaka, drugie powstały jako wynik nacisku nitów. Ciemne paski na uzyskanym przez trawienie obrazie ulegają korozji wielokrotnie silniej, niż miejsca, gdzie materiał nie doznał odkształceń na zimno; gdy materiał jest nadto poddany naprężeniom, korozja wzmagą się jeszcze więcej. Trzecim wreszcie czynnikiem korozji mogła być woda, która się mogła przedostać do szczelinki między nitem a ścianką kotła, gdzie mogła się z czasem zebrać pewna ilość koncentratu, wygryzającego w silnym stopniu żelazo. (Arch. t. Wärmewirtschaft, 1930, zes. 2).

C.

METALOZNAWSTWO.

Cementacja w kąpielach cjankowych.

W laboratorium f-my Brown-Boveri przeprowadzono badania cementacji w kąpielach z cjanoków, których analizy nie zostały podane do wiadomości. Sposób ten oceniają autorzy jako dogodniejszy pod wielu względami od obecnie powszechnie używanego sposobu nawęglania karburezatorami sproszkowanymi. Stosowanie kąpeli zezwala na podniesienie temperatury cementacji, co obok płynnego stanu karburezatora sprzyja dyfuzji węgla. Przy temp. 930° otrzymuje się po 30 minutach warstwę nawęgloną grubości 0,4 mm, po godzinie — 0,6 mm, po 2 godzinach — 1 mm. Krótki czas trwania cementacji pozwala na zaoszczędzenie paliwa na ogrzewanie przedmiotów nawęglanych w porównaniu ze sposobem dotychczas powszechnie używanym. Przedmioty cementowane nowym sposobem ogrzewają się równomiernie, krótki zaś czas trwania cementacji utrudnia rozrost kryształów miękkiego rdzenia. Wyjmując przedmiot z kąpeli, otrzymujemy na jego powierzchni cienką warstewkę soli, chroniącą przedmiot od utlenienia. Powłokę tę usuwa się prosto przez zanurzenie przedmiotu w wodzie. Czysta powierzchnia przedmiotu po cementacji nie wymaga żadnej apretury. Warstwa nacementowana zawiera igły azotku (z rozpadu grupy CN), wykazuje budowę martenzytyczną ze względu na szybkie chłodzenie po cementacji. Warstwa nacementowana jest ostro odgraniczona od rdzenia (stąd obawa, że może się łuszczyć. — Przyp. sprawozd.).

Liczbowo wyników cementacji nie ujęto, nie podając osiągniętej twardości i udarność. (Revue Brown-Boveri 1930, Nr. 1, str. 54).

2 K-d.

Stale molibdenowe.

W roku 1928 wytopiono w Stanach Zjedn. Amer. Półn. 250 000 t stali molibdenowych, których zastosowanie było następujące: łożyska kulkowe, części napędowe, części mechanizmów o wysokich obciążeniach, osie, sworznie sterowe, części samolotów, wały karbowe (wysoka zwięzłość), baby młotów parowych, lufy armatnie, pancerne.

Własności wytrzymałościowe tych stali są następujące:

Stale:	C	Mn	Cr	Mo	Ni	R	Q	Q/R	A	C
1. Manganowo-molibdenowe	0,28	1,59	—	0,27	—	91	82	90	21	66,7
2. Chromowo-molibdenowe	0,32	0,72	0,8	0,27	—	89	79	90	21	68
3. Nikl-chromowo-molibd.	0,3—0,6	—	0,75	0,2	1,5	105,5	92,5	88	18	43,5

(The Iron Age, 9. I. 1930, 141).

I. F. Cz.

Własności wytrzymałościowe blach kotłowych przy podwyższonych temperaturach.

F. Körber i A. Pomp badają od wielu lat zmiany własności wytrzymałościowych tworzywa blach kotłowych, zaś obecnie ustalili, że stosunek granicy płynności, mierzonej w temperaturach podwyższonych (Warmstreckgrenze), do wytrzymałości mierzonej w temperaturze zwyczajnej (+ 20°) spada w sposób następujący:

$$Q_{20} : R_{20} = 0,58 - 0,59.$$

$$Q_{300} : R_{20} = 0,38.$$

$$Q_{350} : R_{20} = 0,36.$$

$$Q_{400} : R_{20} = 0,35.$$

$$Q_{450} : R_{20} = 0,33.$$

$$Q_{500} : R_{20} = 0,25.$$

Stąd wywnioskować należy, że przy obliczeniach konstrukcyjnych blach kotłowych należy opierać się nie na $Q = 0,6 R_{20}$, lecz na $Q = 0,38 R_{20}$ dla kotłów zwyczajnych i $0,35 - 0,25 R_{20}$ — dla kotłów wysokoprzężnych.

Pozatem ustalono, że obciążenia, wywołujące maksymalne wydłużenie = 0,2%, jak również 0,1% i 0,05% pierwotnej (pomiarowej) długości, które w zwyczajnych temperaturach tworzywa blach kotłowych pozostają praktycznie tej samej wielkości, lub waha się w granicach 0,1—0,2 kg/mm², ulegają w temperaturach nieco podwyższonych wahaniom wzrastającym zazwyczaj do 1—2 kg/mm².

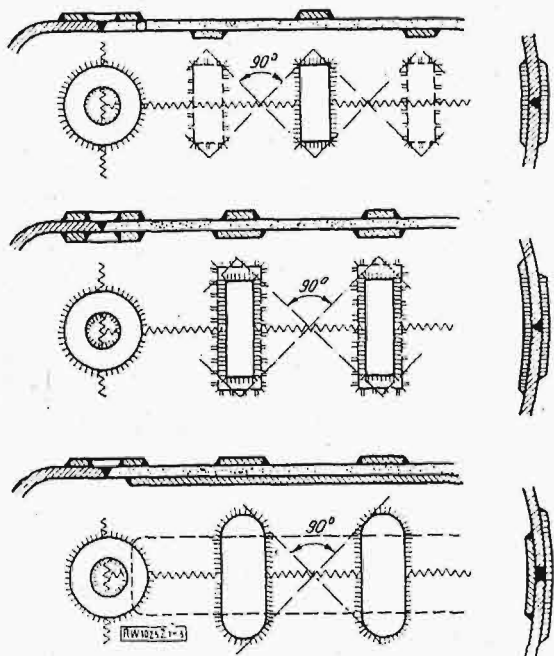
Do powyższych badań użyto tworzywa czterech gatunków, których skład chemiczny wahał się w następujących granicach: C = 0,08 — 0,24%; Si = ślady — 0,29; Mn = 0,36 — 0,66; P = 0,008 — 0,024; S = 0,018 — 0,038 (Mitt. K. W. Inst. f. Eisenforsch. XII, zes. 3, str. 13 — 22).

I. F. Cz.

SPAWANIE.

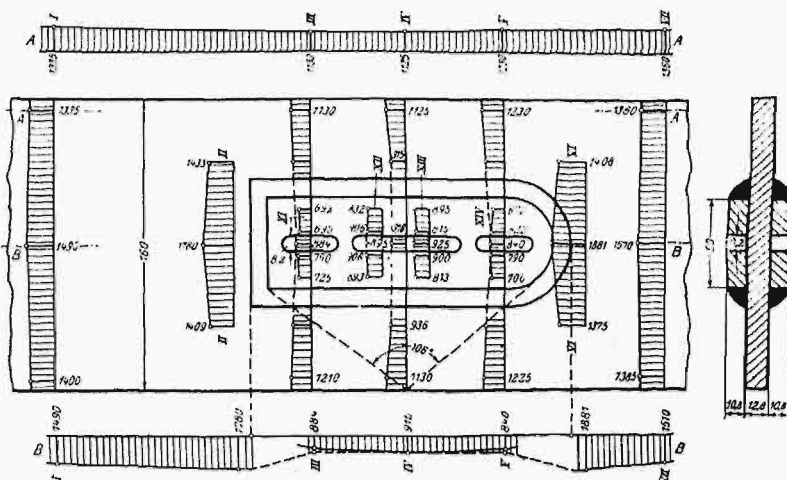
Zabezpieczenie szwów spawanych przez łubki napawane.

Biorąc pod uwagę, że jakość spawania zależy w znacznej mierze od umiejętności i staranności spawacza, zaczyna się w ostatnich czasach stosować zabezpieczenie spoin w urządzeniach odpowiedzialnych przez dodawanie łubek, przypawanych do łączonych ze sobą blach. Znany badacz połączeń spawanych w zastosowaniu do kotłów parowych, inż. E. Höhn (Zurych) podaje (w czasopiśmie Arch. f. Wärmew. 1930, zes. 2) wyniki swych badań, dotyczących owych łubek zabezpieczających. Chodzi przytem autorowi o kształt łubek oraz o ich wpływ na rozkład naprężeń w miejscu połączenia blach.



Rys. 1—3 Różne rodzaje łubek zabezpieczających szwy spawania.

Rys. 1: łubki poprzeczne naprzemianlegle, pojedyncze;
rys. 2: łubki poprzeczne obustronne;
rys. 3: z jednej strony łubka wzdłużna, z drugiej—łubki poprzeczne.



Rys. 4. Naprężenia w kg/cm² w próbce badanej z łubkami obustronnemi, przerywanemi otworami. Obciążenie 30 tonn.

Pierwsze tego rodzaju połączenia naśladowały konstrukcje nitowane. Stosowano np. łubki jednostronne wzdłuż spoin; przypawano przytem łubki nie tylko wzdłuż ich krawędzi, lecz również i wzdłuż samej spoiny. Połączeń takich nie można jednak zalecać, gdyż wobec ich asymetrii powstaje niebezpieczny moment gnący, a nadto tworzą się wzdłuż łubki rowki w łączonych blachach. Niemniej i spotykane czasem przynitowywanie łubek jednostronnych na spoinie nie powinno być nadal stosowane, choćby już dlatego, że połączenie nitowane o wiele mniej wiąże ze sobą łączone części niż spawane, wobec czego trudno przypuszczać, by je mogło odciążyć. Autor tedy proponuje łubki poprzeczne¹⁾, których różne postacie uwidocznione są na rys. 1—3.

Badania autora objęły dwojakie możliwości: 1) łubki nakrywające spoinę lub też (gdy spoina jest z tegoż tworzywa co blacha) łubki napawane prosto na całą blachę; i 2) łubki ponad stykiem swobodnym dwu blach. Próbkki takich połączeń były poddawane obciążeniom poniżej granicy sprężystości, przyczem na obu stronach próbki wyrysowywano (w pasie badanym) siatkę kwadratów dla zbadania pola sił (rozkładu naprężeń) drogą pomiaru wydłużeń.

Kierunek osi głównej elipsy naprężeń wyznacza równanie:

$$\operatorname{tg} \alpha = - \frac{D_{\alpha} + \pi/4}{D_{\alpha}}$$

zaś wartości naprężeń głównych:

$$\sigma_{\pi} = \frac{mE}{2} \left(\frac{\Sigma_{\alpha}}{m-1} + \frac{\sqrt{D_{\alpha}^2 + D_{\alpha}^2 + \pi/4}}{m+1} \right)$$

$$\sigma_{\pi/2} = \frac{mE}{2} \left(\frac{\Sigma_{\alpha}}{m-1} - \frac{\sqrt{D_{\alpha}^2 + D_{\alpha}^2 + \pi/4}}{m+1} \right)$$

gdzie

$$\Sigma_{\alpha} = \varepsilon_{\alpha} + \varepsilon_{\alpha + \pi/2}$$

$$D_{\alpha} = \varepsilon_{\alpha} - \varepsilon_{\alpha + \pi/2}$$

przyczem E jest modułem sprężystości, m — przewężeniem, ε — wydłużeniem jednostkowym i α — kątem, jaki tworzy oś główna z kierunkiem pomiaru.

Kierunek i wartość obu naprężeń głównych wyznaczają kształt elipsy naprężeń w każdym punkcie, skąd można obliczyć naprężenia normalne i styczne w dowolnym przekroju. Dwa pomiary w każdym punkcie z obu stron łubki wykonywano jednocześnie i brano ich wartość średnią.

¹⁾ Höhn. Nieten und Schweissen der Dampfkessel. Berlin, 1925, rozdz. 18.

Zbadano w ten sposób 5 różnych rodzajów połączeń, w których zastosowano łupki obustronne, ograniczone z jednej strony krawędzią prostokątną do boków, z drugiej — zaokrąglone (rys. 4). Dla możności pomiarów na blasze w miejscach, gdzie jest ona zakryta łubką, wykonano w tej ostatniej niewielkie otworki, wzgl. szczelinki, przez które można było przesunąć przyrząd do pomiaru wydłużenia. Badania przeprowadzono przy obciążeniu $Q = 30 \text{ t}$. Na rys. 4 podano wykresy naprężeń zbudowane na podstawie pomiarów w szeregu punktów próbki, mian. w przekrojach I do VII poprzecznych oraz A—A i B—B podłużnych. Wobec przekroju próbki $20,5 \text{ cm}^2$ poza łubką, naprężenie średnie wypada w niej $\sigma_s = 1460 \text{ kg/cm}^2$. Wartość tę przyjęto za 100%.

Z wykresów na rys. 4 widać, że dość równomiernie rozłożone naprężenia w przekrojach I i VII przechodzą w bardziej niejednostajne przy zbliżaniu się do łubki, przyczem w pobliżu prostej jej krawędzi naprężenie w blasze osiąga maximum 1780 kg/cm^2 , t. zn. 122%, zaś przy krawędzi zaokrąglonej 1881 kg/cm^2 , czyli 129%. W przekroju środkowym zaś mamy:

górną krawędź próbki	krawędź łubki	środek	krawędź łubki	dolną krawędź próbki	
1125	915	910	936	1130	kg/cm ²
71	63	62	64	77	%

Widzimy więc, że łubki odciażają próbkę na jej krawędziach o 23%, na krawędziach łubki—o 36 do 37%, a w paśmie przykrytym z obu stron łubkami—o 38%.

Obciążenia przenoszone w każdym przekroju przez próbkę i przez łubki muszą się wzajemnie uzupełniać do 100%. Tak więc naprz. w najbardziej interesującym przekroju IV: średnie naprężenie próbki $\sigma'_{pr} = 965 \text{ kg/cm}^2$, łubki zaś $\sigma'_l = 870$, odpowiednie przekroje; $F_{pr} = 20,5 \text{ cm}^2$ i $F_l = 11,4 \text{ cm}^2$ zatem $\sigma'_l F_l = 9,92 \text{ t} = 0,33 Q$, zaś $\sigma'_{pr} F_{pr} = 19,8 \text{ t} \approx 0,66 Q$.

W innej próbce, bez otworów w łubkach jak na rys. 4, otrzymano odciażenie na krawędziach próbki o 32 do 26%, w środku — o 29%, a na krawędziach łubki — o 35 do 36%.

Dalsze badania dotyczyły łubek przechodzących ponad szczeliną na styku dwóch blach, czyli rzadko spotykanego wypadku. Tu się okazało, że największe naprężenia w blasze były w pobliżu łubek (113%) i łubki nie były naprężone równomiernie (jak w poprzednich wypadkach), lecz miały naprz. w pewnym przekroju naprężenie na zewnętrznej stronie 520 kg/cm^2 , gdy średnie naprężenie ich wynosiło 1100 kg/cm^2 , więc w dolnej części przekroju musiało panować naprężenie ok. 1700 kg/cm^2 . Tu więc powstają naprężenia gnące.

W końcu autor omawia jeszcze naprężenia w spoinach, łączących łubki z blachą,

C.

(d. n.).

TECHNIKA SANITARNA.

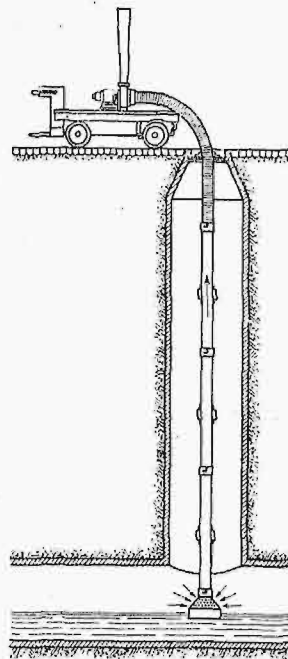
Nowy sposób oczyszczania kanałów od gazów

Naturalna wentylacja kanałów przez szyby odpowietrzające lub też opuszczone rury zazwyczaj wystarczała do usunięcia lekkich gazów, znajdujących się w sieci kanałowej, i do doprowadzenia świeżego powietrza.

W ostatnich jednak latach zdarzyło się wiele niebezpiecznych wypadków w kanałach, co wskazało na niewystarczalność dotychczasowego systemu wentylacji.

Między innymi w Essen powstał w kanałach wybuch wskutek nagromadzenia się tam gazów palnych. Prócz tego w Kolonii, Pradze, Wiedniu i t. d. było kilka wypadków spowodowanych przez przedostawanie się do kanalizacji

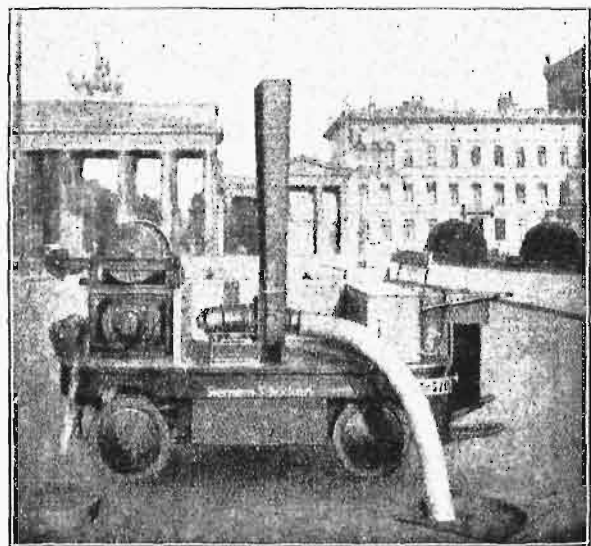
benzyny i benzolu, pochodzących od przejeżdżających pojazdów.



Rys. 1. Schemat urządzenia do usuwania gazów z kanałów.

zmontować na małym wózku o napędzie silnikiem spalinowym lub elektrycznym (rys. 2). Pompa odśrodkowa o 2000 obrotach na minutę wymaga 0,55 kW mocy.

Dla oczyszczania większych przestrzeni przy dużym dopływie gazów, konieczne jest urządzenie stałe; urządzenie takie wykonano już w Berlinie.



Rys. 2. Widok urządzenia do usuwania gazów z kanałów.

Wyniki działania tych urządzeń okazały się b. dobre. Zaobserwowano wysysanie gazów z odległości do 1100 m. Nawet przy kanałach nieuszczelnionych aparat działa wystarczająco w promieniu 300 m. Podczas gdy przy innych sposobach wentylacji powstają w wielu miejscach t. zw. gniazda gazów, tutaj gniazda takie są zupełnie wyłączone.

Aparat nadaje się bardzo przy konieczności udzielenia szybkiej pomocy w razie zatrucia w kanałach i głębokich pomieszczeniach. (Ba u i n g e n i e u r, 1930, zes. 7).