

GOSPODARKA WODNA

DWUMIESIĘCZNIK

Rok III

Warszawa, Listopad – Grudzień 1937 r.

Nr. 6

Przedruk artykułów i reprodukcja zdjęć bez podania źródła wzbronione

Treść: Pomianowski K. prof. dr inż. Wstępne prace przy projektowaniu grobli ziemnych. — Zboński T. inż. Zarys gospodarowania wodą w rejonach przemysłowych i dla celów przemysłowych. — Urbański Z. Różdzkarstwo na usługach gospodarki wodnej. — Pomianowski K. prof. dr inż. Zakład wodno-elektryczny na rz. Wilii w Szyłanach. — Dębski K. inż. Wielkie wody górnej Prypeci. — Z robót wodnych w kraju. — Z literatury technicznej. — Wiadomości gospodarcze i prawne. — Życie techniczne. — Bibliografia.

Sommaire: Pomianowski Ch. prof. dr ing. Les travaux préparations ayant trait aux projets des barrages de terre. — Zboński T. ing. Sur l'aménagement des eaux au service de l'industrie. — Urbański Z. L'emploi de la raddomancie dans les procédés de l'aménagement des eaux. — Pomianowski Ch. prof. dr ing. L'usine hydroélectrique sur le fleuve Vilia près de Szyłany. — Dębski C. ing. Les crues de Prypet'. — Les travaux hydro-techniques en Pologne. — Revue des publications techniques. — Informations économiques et juridiques. — Chronique. — Bibliographie.

Prof. Dr Inż. Karol Pomianowski

Wstępne prace przy projektowaniu grobli ziemnych.

I. WSTĘP.

Przed rozpoczęciem projektu zapory ziemnej muszą być zbadane materiały: z jednej strony te, które mają być użyte do budowy zapory, z drugiej — materiał gruntu, na którym zaporę ma stać.

Materiał ziemny, czy to użyty do budowy grobli, czy też stanowiący fundament dla tej budowli, składa się z drobnych cząstek skalnych, o ciężarze gatunkowym około 2,60 (w przecięciu), i bardzo różnych stanach skupienia. I tak ziarna mające większy wymiar tworzą żwirki i piaski, przy mniejszym wymiarze tworzą pył i muł, w końcu przy bardzo drobnym wymiarze, przechodzącym częściowo w wymiar cząstek koloidalnych, tworzą gliny i iły.

Z poprzedniego wynika, iż nie ma zasadniczej różnicy między żwirami, piaskami i iłami oraz, że istnieje ciągłość przejścia jednego materiału w drugi, w miarę zmniejszania się średnicy ziarna, pochodzącego zresztą z tego samego pierwotnego materiału skalnego. Natomiast istnieją duże różnice w fizycznych właściwościach między materiałami złożonymi z grubszych ziarn, a materiałami złożonymi z ziarn drobniejszych i bardzo drobnych.

Zmiany cech fizycznych są wywołane dwoma czynnikami. Jednym z nich jest porowatość materiału, drugim ważkim czynnikiem jest zawartość wody, mieszczącej się w porach między ziarnami

skalnymi, przy czym rozróżniamy tu zasadniczo dwa rodzaje wody: 1) tę, która oblepia cienką warstewką każde ziarno i może być z materiału usunięta tylko przez wysoką temperaturę (tej wody jest tym więcej, im większa sumaryczna powierzchnia ziarn, czyli im ziarno jest drobniejsze), oraz 2) wodę, która wypełnia przestrzenie między ziarnami otoczonymi wodą, poprzednio omówioną, która podlega prawu ciężenia, spływając w kierunku największego spadku i która wobec tego może swobodnie opuścić materiał, pozostawiając pory wypełnione powietrzem. Można by jeszcze mówić o pewnej formie przejściowej, t.j. 3) o wodzie, która prawie nie podlega prawu ciężenia, jak pewna zawartość wody w iłach; może jednak ona być pod wpływem nacisku wywołanego na materiał usunięta, w ilościach zależnych od wielkości tego nacisku.

Podział grubości ziarn podług norm międzynarodowych jest następujący:

nazwa materiału	średnica ziarn			
	gruby materiał		drobny materiał	
Żwir	20,0	— 6,0	mm 6,0	— 2,0 mm
Piaski	2,0	— 0,6	„ 0,6	— 0,2 „
Pył piaszczysty	0,2	— 0,06	„ 0,06	— 0,02 „
Gliny chude i plastyczne	0,02	— 0,006	„ 0,006	— 0,002 „
Muły i iły plastyczne	0,002	— 0,0002	„ poniż.	0,0002 „

Analizę mechaniczną danego materiału podług grubości ziarna wykonuje się przy pomocy sit metalowych dla większych średnic do 0,075 mm, zaś

dla średnic mniejszych za pomocą metody spławiania, opartej na prawie Stockes'a, według którego prędkość opadania ziarn o pewnej średnicy jest zależna od rozmiaru tejże średnicy.¹⁾

Zawartość wody adhezyjnej (oblepiającej ziarną) w materiale jest proporcjonalna do powierzchni, a tym samym i do grubości ziarn, gdyż ziarna drobne w gramie materiału mają większą sumaryczną powierzchnię, niż ziarna grubsze. Dla ciężaru gatunkowego skały 2,6 łączna powierzchnia ziarn w gramie materiału jest następująca:

materiał o grubości ziarna			
2.0	mm do 0,2	mm średnio 0,53	44,6 cm ²
0.2	„ — 0,02	„ „ 0,053	446,0 „
0.02	„ — 0,002	„ „ 0,0053	44460 „
0.002	„ — 0,000001	„	229 m ²

Rozmiar rozwiniętej powierzchni ziarn materiału oraz zawartość wody adhezyjnej są w pewnym zrozumiałym stosunku do wysokości podniesienia kapilarnego wody w gruncie, co ilustruje poniżej podana tabela.

Średnica ziarna		wysokość wzniesienia
2.0	do 0,6 mm	0,03 do 0,1 m
0.6	— 0,2 „	0,1 — 0,3 „
0.2	— 0,06 „	0,3 — 1,0 „
0,06	— 0,02 „	1,0 — 3,0 „
0,02	— 0,006 „	3,0 — 10 „
0,006	— 0,002 „	10 — 30 „
0,002	— 0,0002 „	30 — 300 „
poniżej 0,0002	„	powyżej 300 „

W gruntach naturalnych wysokości podnoszenia kapilarnego wody są:

w piaskach grubych	0,035 do 0,15 m
„ drobniejszych	0,12 — 0,50 „
„ miałkich	0,40 — 2,0 „
w mułach piaszczystych	1,5 — 6,0 „
„ ilastych	4 — 12 „
w glinach	8 — 18 „
w iłach	15 i więcej „ [1]

Woda adhezyjna, otaczająca poszczególne ziarno, przy dość znacznym zbliżeniu ziarn do siebie, wywołuje na skutek przyciągania powierzchniowego, spajanie się tych cząstek ze sobą tak, że dla przesunięcia ich względem siebie lub oderwania potrzeba zużycia pewnej siły. Powstaje zatem zjawisko kohezji, objawiające się pewną wytrzymałością na ścięcie.²⁾

Kohezja będzie tym większą, im drobniejsze ziarno materiału oraz im grupy ziarn będą względem siebie bliżej położone, czyli im mniej będzie między nimi przestrzeni wolnych, wypełnionych

¹⁾ Doświadczenia prof. Vielmayera (Uniw. Calif.) dowodzą, iż z powodu pewnych ładunków elektrycznych, kształtu ziarn, oddziaływania ścian i ziarn na siebie, w końcu różnic w temperaturze — opadanie w praktyce nie odpowiada ściśle prawom Stockes'a. Proceedings of the Soc. of Am. Civ. Eng. May 1933, Tests for hydraulic-fill. dams. Discussion.

²⁾ Piaszczyste osady Colorado w dolinie Imperial Valley utrzymują się w skarpie 1:10 gdy piasek jest pozbawiony wilgoci; piasek ten wilgotny utrzymuje się w pionowych skarpach.

wodą podlegającą prawu ciężenia. Tłuste iły posiadają strukturę wrzecionowatą, gdzie ziarna materiału związane ze sobą za pośrednictwem wody adhezyjnej, tworzą prawie nieprzerwane płaszczyzny, otaczające uwięzioną między tymi płaszczyznami wodę. Im większa zawartość wody, tym mniej materiału skalnego w jednostce objętości, tym mniejszy ciężar gatunkowy i mniejsza wartość kohezji. Pod wpływem znacznego nacisku na taki materiał, można wycisnąć z niego pewną ilość wody, zbliżyć ziarna do siebie, zmniejszyć porowatość, zwiększyć ciężar gatunkowy oraz wartość kohezji. Proces wyciskania wody trwa jednak dłuższy czas, gdyż woda z trudem tylko przeciska się między powłokami otaczającymi ziarna. Stąd wynika, iż nowa równowaga między porowatością, ciężarem gatunkowym i kohezją ustali się dopiero po upływie dość znacznego czasu. To samo tyczy się oczywiście także powietrza, o ile się ono znajduje w porach między powłokami.

Wpływ nacisku na materiał tego typu objawi się zatem pewną deformacją, która jest częściowo stałą, częściowo elastyczną, przy czym stała deformacja pochodzi prawie wyłącznie z wypchnięcia z materiału zawartej wody, ewentualnie powietrza.

Pod wpływem nacisku nakładających się górnych warstw osadów, namuły wód stojących, początkowo pół płynne, konsolidują się w iły o większej gęstości i wytrzymałości. I tak: iły glacialne, jako starsze, mają gęstość większą od glin i iłów aluwialnych, a zatem młodego pochodzenia. Znacznie starsze od glacialnych, iły trzeciorzędowe, mioceńskie, mają już znacznie większą wytrzymałość i mniejszy procent porowatości. Stare iły oligoceńskie w Karpatach, pod ciężarem mas zalegających na nich, zostały sprasowane w łupki iłowe, które jednak jeszcze łatwo wietrzeją i w obecności wody i powietrza rozpływają się. Łupki starszych formacji geologicznych są już sprasowane do takich gęstości, iż nie nasiakają wodą i mogą być użyte dla krycia dachów, w końcu łupki z okresu kambryjskiego, sprasowane olbrzymimi ciężarami osadów późniejszych i pod wpływem wysokiej temperatury w głębi ziemi przekształciły w łupki krystaliczne, wracając zatem do swej formy pierwotnej skały, z której powstały, i zachowując tylko układ warstwowany, zdradzający ich pierwotne osadowe pochodzenie.

W przeciwstawieniu do materiałów złożonych z bardzo drobnych ziarn, a zarazem częściowo ze skoagulowanych cząstek koloidalnych, jak iłów, glin, mułów, które wykazują znaczną wytrzymałość na ścięcie czyli kohezję, natomiast nie wykazują żadnego kąta wewnętrznego tarcia lub też kąt bardzo mały, które zatem zachowują się jako bardzo gęsty i spoisty płyn — materiały, złożone z grubszych ziarn, nie posiadają kohezji, natomiast wykazują pewien kąt wewnętrznego tarcia i są zupełnie sypkie. Oczywiście między tymi dwoma typowymi formami istnieją wszystkie formy pośrednie, powstałe ze zmieszania różnych typów materiałów ze sobą. W praktyce jednak mamy do czynienia z materiałami, które prawie zawsze w zupełności należą do jednej z dwu zupełnie wyraźnych grup: żwirów i piasków, lub glin i iłów. Ich

właściwości fizyczne muszą być więc odrębnie zbadane.

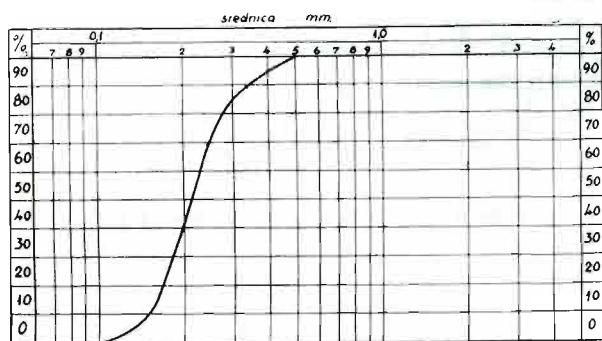
II. BADANIE MATERIAŁU.

A. Żwir i piaski.

Określenie fizycznych właściwości żwirów i piasków polega na wykonaniu następujących badań:

1. Krzywa przesiewu.

Przy pomocy sit względnie aparatów pracujących metodą spławiania wyznacza się zawartość, w procentach całości, materiału o pewnej grubości ziarna. Nanosząc w układzie prostokątnym na osi pionowej sumy procentów ziarn o pewnej średnicy, wraz ze wszystkimi ziarnami o mniejszej



Rys. 1. Krzywa przesiewu.

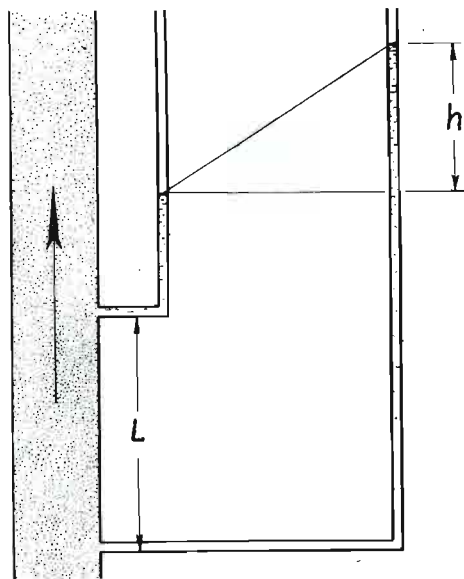
średnicy, zaś na osi odciętych logarytm średnicy ziarna, otrzymamy krzywą sumowania w kształcie litery S, przy czym krzywa ta będzie tym bardziej zbliżona do linii pionowej, im bardziej równomierne ziarno będzie posiadał badany materiał (rys. 1).

2. Współczynnik przepuszczalności.

Współczynnik przepuszczalności wyrażony w m/sek. dla materiałów grubszych, zaś w cm/sek. $\times 10^4$ dla materiałów o drobnym ziarnie, może być określony w terenie próbą pompowania ze studni, w laboratorium zaś bardzo prostym przyrządem, mianowicie, za pomocą rury szklanej czy metalowej, wypełnionej danym materiałem, przez który przepuszcza się wodę, mierząc tę ilość, która przeszła przez materiał w pewnym czasie oraz różnicę ciśnień piezometrycznych w materiale na określonej długości drogi. Znając w ten sposób jednostkowy spadek ciśnienia oraz ilość wody, która przeszła przez materiał w przeciągu znanego czasu, można obliczyć ilość wody, jaka przechodzi w jednostce czasu na jednostkę powierzchni przy spadzie, równym jedności, czyli wyznaczyć współczynnik przepuszczalności. Gdy materiał, włożony w rurę mimo najbardziej starannego ubicia, nie odzyska tej konsystencji jaką posiadał w gruncie, doradza się wilgotny materiał włożony w rurę dokładnie przewibrować na talarzowym wibratorze. Doświadczenia w laboratorium Politechniki Warszawskiej dowodzą, że przy bardzo równomiernym ziarnie różnica między

współczynnikiem przepuszczalności materiału tylko ubitego i wibrowanego jest stosunkowo niewielka, jak się tego zresztą można było spodziewać, natomiast przy materiale o ziarnie nierównomiernym, jakie w naturze najczęściej się spotyka, różnica ta jest bardzo duża, i często współczynnik materiału wibrowanego jest mniejszy od połowy wartości współczynnika materiału niewibrowanego.

Przepuszczalność jest funkcją dwu czynników: 1) układu ziarn względem siebie, bardziej luźnego lub bardziej zwarteo, tj. zależnego od porowatości danego materiału, a następnie 2) grubości ziarna, którą jest normowany rozmiar kanalików między poszczególnymi ziarnami. Przy bardzo małych panujących prędkościach ruch wody między ziarnami jest prawie wyłącznie laminarny, rządony prawami Poiseuille'a. Rozmiar pól wolnych dla przepływu wody będzie proporcjonalny do kwadratu średnicy ziarn, objętość przepływu będzie rosła zatem w stosunku do odwrotności kwadratu średnicy ziarna. Stąd wynika, że i współczynnik przepuszczalności będzie odwrotnie proporcjonal-



Rys. 2. Współczynnik przepuszczalności piasku.

ny do kwadratu średnicy ziarna i będzie bardzo szybko malał przy malejącej grubości ziarna.

Gdyby materiał, który znajduje się w naturze, miał zupełnie jednolite ziarno, nie przedstawiałoby żadnej trudności wyznaczenie zależności jego współczynnika przepuszczalności od grubości ziarna nawet w drodze teoretycznej (Slichter). Gdy jednak materiały, napotymane w naturze, mają zawsze ziarna bardzo niejednolite, zależność ta teoretycznie nie jest do ustalenia. Jest rzeczą pewną natomiast, że rozmiar kanalików przez które przeciska się woda jest przede wszystkim normowany ziarnem drobnym, które się układa między ziarnami grubszymi, a nie ziarnem grubym. Z krzywej przesiewu możnaby zatem odczytać dla badanego materiału ten rozmiar średnicy ziarna, który wraz z ziarnami drobniejszymi będzie miarodajny dla wyznaczenia współczynnika przepuszczalności całego materiału. Według badań Kinga, Slichtera i Allen-Hazena, miarodajną śred-

nicą jest ta, która wraz z ziarnem drobniejszym stanowi 10% całości materiału. Na tej zasadzie został zbudowany wzór Slichtera dla temp. 10°C:

$$k = \frac{1,022 \times d^2}{10^3 \times c \times \mu} \text{ m/sek}$$

gdzie c jest stałą zależną od porowatości przestrzennej, d średnicą ziarna w mm, μ współczynnikiem lepkości. Wzór Allen-Hazena brzmi:

$$k = c \times d^2 (0,7 + 0,03 t) \text{ m/24 godz.}$$

gdzie c jest stałą, o wartości 700 do 1000, t jest temperaturą w stopniach C.

Nowsze badania prowadzą do wniosku, że miarodajną średnicą będzie raczej ta, która odpowiada 20% rzędnej na krzywej przesiewu. Wyznaczony współczynnik przepuszczalności dla bardzo licznych materiałów i dla 20% średnicy odczytanej z krzywej przesiewu, podług sprawozdania inż. Knappen (U. S. A.) na drugim Kongresie Wysokich Zapór, otrzymuje bardzo różniące się od siebie wartości, z których przeciętne są podane w poniższej tabeli:

dla średnicy	0.001 mm	współcz. przep.	0.000015 cm/sek.
"	0.01	"	0.00025 "
"	0.1	"	0.0070 "
"	1.0	"	0.08 "
"	10.0	"	1.6 "

Wobec bardzo małych wartości współczynnika dla ziarn o małej średnicy podany współczynnik jest w cm/sek., a nie jak zwykle w m/sek. [2]

3. Porowatość.

Porowatość jest stosunkiem procentowym przestrzeni pustych w danej objętości materiału do przestrzeni zajętych przez materiał skalny. Gdyby materiał był złożony z samych kul o jednakowej średnicy, zależnie od kąta przestrzennego między osiami na sobie spoczywających kul, porowatość wahałaby się od min. 26% do max. 47% i byłaby niezależna od średnicy. Gdy jednak materiał nie składa się z ziarn kulistych, lecz ziarn o kształcie bardzo nieregularnym i w dodatku ziarn o różnych wymiarach, porowatość piasków nie dochodzi do górnej granicy 47% natomiast może się nawet obniżyć poniżej dolnej granicy 26%.

Porowatość wyznaczyć można z ciężaru gatunkowego próbki pozbawionej wody, a zatem dobrze wysuszonej oraz ciężaru gatunkowego skały, który waha się w granicach (wg Terzaghi'ego) od 2,25 do 2,65, a najczęściej ma wartość ok. 2,60. Porowatość może być także wyznaczona z ciężaru gatunkowego próbki wysuszonej oraz próbki przesiąkniętej wodą, pod warunkiem jednak, że próbka nie zawiera ani powietrza ani nadmiaru wody.

4. Kąt tarcia wewnętrznego.

Kąt tarcia da się wyznaczyć za pomocą aparatu, który będzie opisany przy badaniach nad glinami i ilami, gdzie występuje zjawisko kohezji i kąt tarcia.

5. Płynność piasku.

Jeśli rurę o długości L i przekroju A wypełnimy materiałem o ciężarze gatunkowym γ i po-

rowatości p , i następnie zalejemy go wodą o ciężarze gatunkowym w tak, aby woda wypełniła wszystkie pory, ciężar słupa o wysokości L będzie:

$$Q = w \cdot A \cdot L \cdot (1 - p) \cdot (\gamma - 1) \text{ (rys. 2).}$$

Jeśli przez rurę tę od dołu będziemy przepuszczać wodę, tak, aby na długości L wytworzyła się strata ciśnienia h , czyli aby powstał spad ciśnienia $i = \frac{h}{L}$, ciśnienie z dołu na materiał umieszczony w rurze będzie:

$$P = w \cdot A \cdot h$$

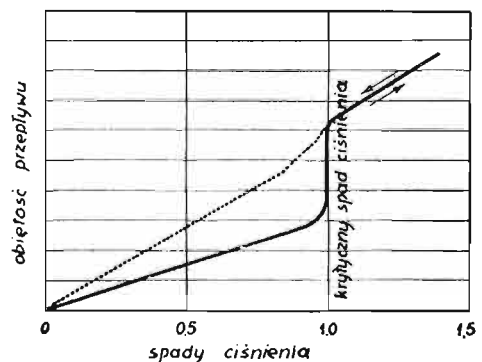
Zwiększając ciśnienie h dojdziemy do takiej wartości h względnie $\frac{h}{L} = i$, przy której nacisk z góry i z dołu będzie równy. Dla tego wypadku będzie:

$$w \cdot A \cdot L \cdot (1 - p) \cdot (\gamma - 1) = w \cdot A \cdot h$$

a po uproszczeniu

$$\frac{h}{L} = (1 - p) \cdot (\gamma - 1) = i \dots \dots \dots (1)$$

Przy pewnym spadzie ciśnienia parcie wody z dołu zrównoważy się z ciężarem piasku, nasyczonego wodą. Przy wyższym spadzie ciśnienia, powstanie nadmiar ciśnienia z dołu, piasek będzie wodą unoszony do góry, powstanie t. zw. kurzawka, lub płynny piasek. Wobec zwiększonej porowatości płynnego piasku przepuszczalność jego rośnie raptownie, lecz przy dalszym zwiększonym ciśnieniu, staje się znów proporcjonalną do wzrostu ciśnienia, jakkolwiek już w innym do niego stosunku (rys. 3). Przy następnym zmniejszeniu



Rys. 3. Spady ciśnienia w piasku.

ciśnienia piasek pozostaje nadal luźny i jego współczynnik przepuszczalności pozostaje zwiększony. Doprowadzić do pierwotnego stanu zagęszczenia ziarn możnaby dopiero przepuszczając wodę w odwrotnym kierunku, czyli wpłukując piasek z góry w dół.

Zakładając ciężar gatunkowy skały, z której piasek powstał na 2,6, zaś porowatość na 0,35, otrzymamy graniczny spad ciśnienia równy 1,04, lub okrągło 45°. Przy tym spadzie prędkość wody w gruncie jest równa współczynnikowi przepuszczalności k . Wynika z tego, że przy spadzie 1,0 każdy materiał sypki i wypełniony wodą będzie

się znajdował na granicy płynności, a prędkość przepływającej przez ten materiał wody będzie równą współczynnikowi jego przepuszczalności.

Przy spadzie ciśnienia równym 1,0, piasek będzie płynął w kierunku poziomym. W kierunku pionowym, od dołu ku górze będzie płynął dopiero wtedy, gdy prędkość opadania ziarn będzie mniejsza od prędkości podnoszenia się wody. Stąd wynika, iż piasek miałki stanie się prędzej płynny nawet w kierunku pionowym niż piasek gruboziarnisty. Piasek mający ziarna różnej grubości straci przy ruchu poziomym czy pionowym — swe najdrobniejsze ziarna, które zostaną wyniesione. Na skutek tego zwiększy się jego współczynnik przepuszczalności, zmniejszy spadek ciśnienia i pozostałe ziarna mogą przestać płynąć.

Każdy materiał luźny da się doprowadzić do stanu płynięcia, przy odpowiednim spadzie ciśnienia i . W laboratorium Politechniki Warszawskiej doprowadzono do stanu płynności nawet śrut ołowiany. Znajomość granicznego spadku ciśnienia dla danego materiału jest rzeczą ważną przy projektowaniu budowli poddanych ciśnieniu wody. [3] [4].

6. Filtr odwrócony.

Dla zapobieżenia wypłynięcia piasku, czy to z korpusu grobli, czy też z pod fundamentu teje

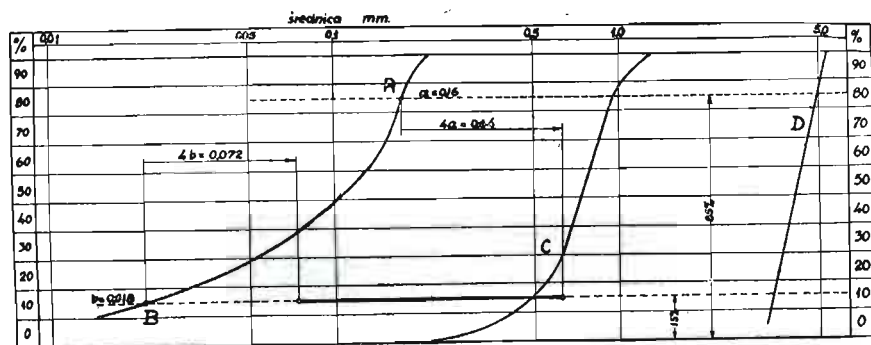
gły przeniknąć przez pory między ziarnami wyżej położonej warstwy.

Podług Terzaghi'ego materiał, złożony z ziarn różnej grubości, nie przejdzie przez warstwę zalegającą na nim i złożoną znów z ziarn różnej grubości, jeśli między krzywymi przesiewu obu warstw zachodzi pewien ściśle określony stosunek, a mianowicie: jeśli na krzywej przesiewu materiału, który ma być chroniony, określimy grubość ziarna odpowiadającego 15% (b) i 85% (a) sumy ziarn, odetniemy na poziomej 15% czterokrotną wartość odczytanych grubości (4b) i (4a) i połączymy te punkty poziomą, to taki materiał będzie ochronnym dla materiału badanego, którego krzywa przesiewu będzie przecinać tę linię poziomą, mieszczącą się w granicach średnic 0,072 do 0,64 mm. (rys. 4, 5) [5].

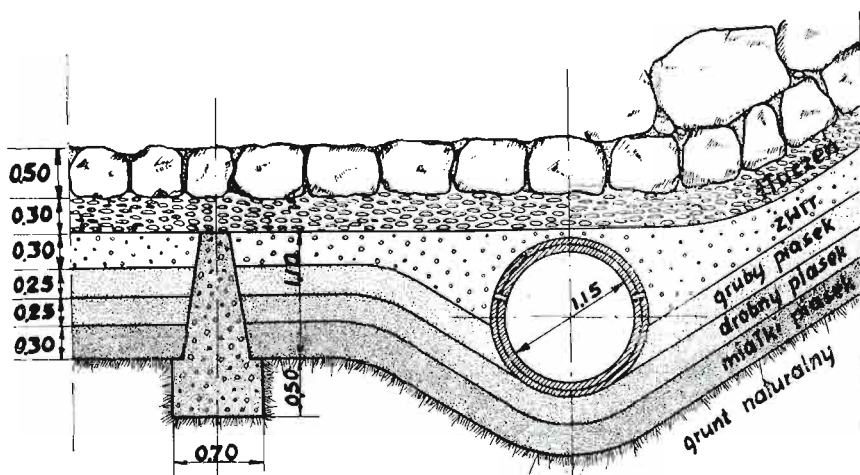
B. Gliny i ły.

1. Współczynnik kohezji i tarcia wewnętrznej.

Wskutek wielkiego zbliżenia ziarn skalnych do siebie i otoczenia ich warstewką wody adhezyjnej, która niejako łączy ziarna ze sobą, gliny i zwłaszcza ły posiadają strukturę wrzecionowatą i tworzą materiał, posiadający pewną wytrzy-



Rys. 4. Krzywe przesiewu warstw odwrotnego filtra.



Rys. 5. Filtr zapory w Algierze.

grobli, musi być miałki piasek przykryty warstwą piasku grubszego, a ten jeszcze grubszego, z takim stopniowaniem grubości ziarna, aby najdrobniejsze cząstki piasku z niżej położonej warstwy nie mo-

małość na ścięcie, t. zw. kohezję. Poza tym gliny piaszczyste, t. zw. chude, zawierające w swym wnętrzu pewną ilość piasku, wykazują równocześnie z kohezją także pewien kąt wewnętrznego tarcia.

Dla określenia tak kohezji jak i kąta tarcia służy przyrząd, zbudowany na następujących zasadach: dwa równe cylindry metalowe, złączone ze sobą sztywno, są w środku przecięte na taką wysokość, aby w tym otworze pomieścił się dokładnie wyszlifowany trzeci cylinder tej samej wewnętrznej średnicy. Całość, złożona z trzech cylindrów, wypełnia się materiałem, który ma być zbadany i obciąża z góry siłą P , której wielkość

$$\bar{E} = k + P \cdot \operatorname{tg} \varphi \dots \dots \dots (2)$$

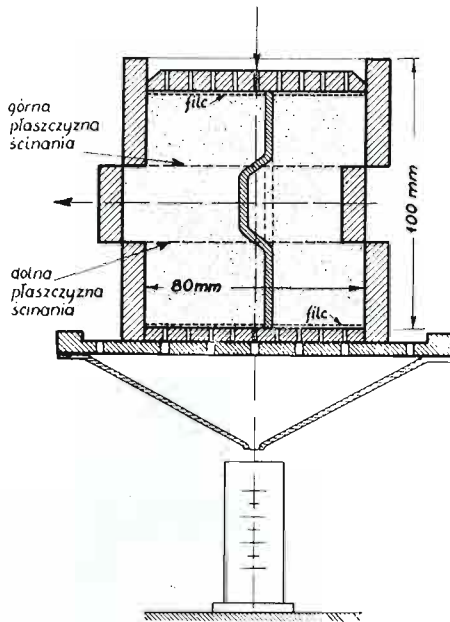
gdzie φ jest kątem tarcia a k — kohezją.

Nanosząc w układzie prostokątnym na osi rzędnych wartości E , zaś na osi odciętych wartości P , otrzymamy prostą o nachyleniu φ , która przecina oś $Y-Y$ dla $P=0$, określając tam wartość kohezji k (rys. 7). Iły bardzo tłuste mają tylko kohezję i prosta będzie poziomą, tj. rzędne prostej będą stałe, niezależnie od nacisku P . Przeciwnie przy czystych piaskach nie będzie kohezji i prosta zacznie się w punkcie początkowym układu. Dla materiałów pośrednich będą istniały pewne wartości tak na kohezję k jak i na kąt tarcia φ .

Gdy gliny i łyły posiadają zawsze pewną ilość wody, która pod wpływem obciążenia zostaje wyciśnięta, gdy jednak ubytek wody następuje bardzo wolno, okazuje się, że przy szybkiej zmianie obciążenia P otrzymamy stałą wartość kohezji k natomiast jeśli po obciążeniu próbki nowym i większym obciążeniem P , przeczekamy jakiś czas, a na spodzie próbki w cylindrze mamy filc na blasze dziurkowanej tak, aby wyciśnięta woda miała gdzie uchodzić, po pewnym czasie zmniejszy się zawartość wody, a materiał uzyska większą gęstość i wykaże większą wartość kohezji.

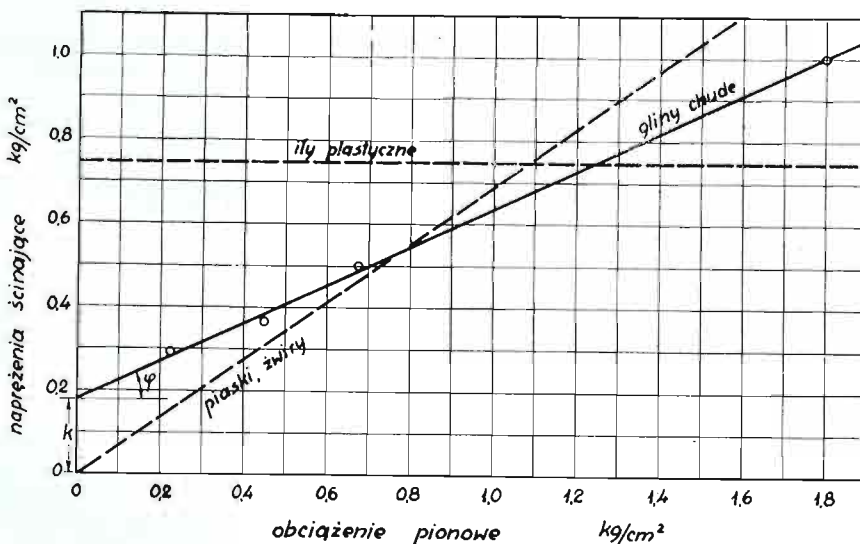
2. Ścisłość.

Ścisłość glin i iltów jest zależna, jak wyżej podano, od nacisku na jednostkę powierzchni i od czasu trwania tego nacisku. Obciążając próbkę materiału stopniowo wzrastającym ciężarem otrzymamy zmniejszenie wymiaru próbki wskutek wyciśnięcia części wody i powietrza oraz wskutek elastycznego poddania się materiału. Po usunięciu nacisku, materiał się odpręża i wraca, jednak już nie do pierwotnego, lecz mniejszego rozmiaru. Po obciążeniu powtórnie, większym niż pierwotne, i zwolnieniu obciążenia, materiał wraca prawie do



Rys. 6. Aparat do pomiaru kohezji i kąta tarcia.

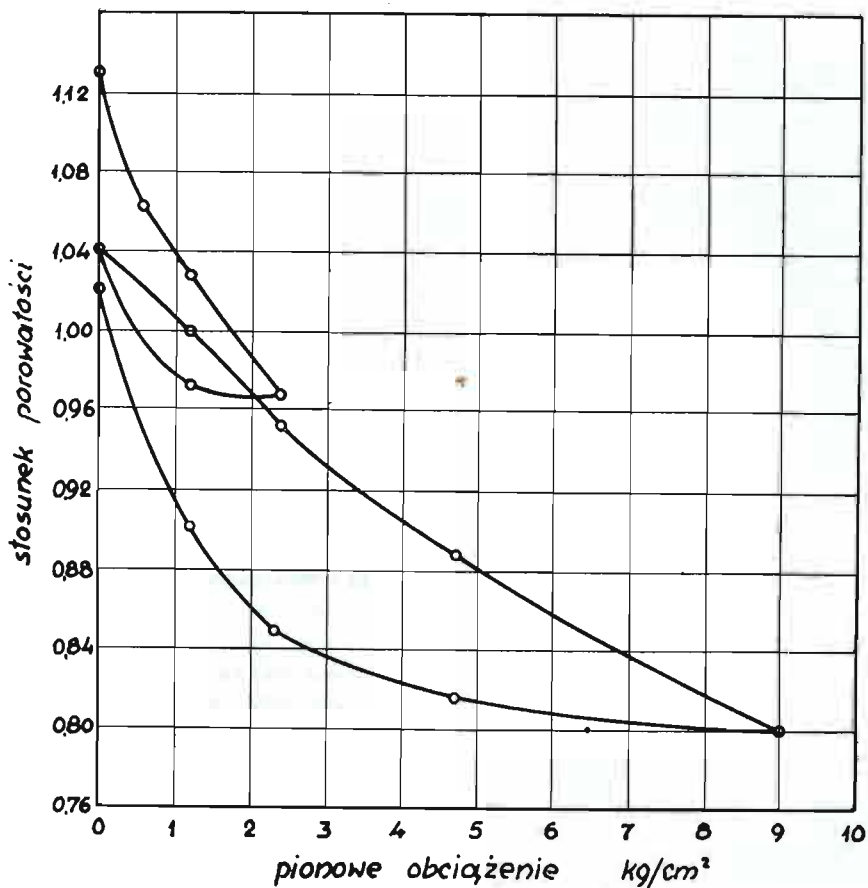
można zmieniać w granicach zwykle od 0 aż nawet do 7 kg/cm^2 (rys. 6). Cylinder wewnętrzny, za pomocą prasy hydraulicznej, czy zawieszonych i stopniowo zwiększanych ciężarów, staramy się prze-



Rys. 7. Wykres związku między kohezją i kątem tarcia, a obciążeniem.

sunąć poziomo. Opór przeciw przesunięciu składa się ze stałej wartości na kohezję oraz z tarcia, które ze swej strony jest zależne od stałej wartości kąta tarcia oraz zmiennej obciążenia pionowego siłą P .

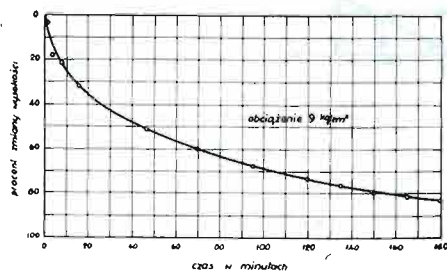
wymiaru poprzedzającego powtórne obciążenie. Przy dalszych próbach obciążenia coraz to większego materiał zachowuje się coraz bardziej tak, jakgdyby był zupełnie elastycznym, o ile nacisk nie trwa zbyt długo (rys. 8).



Rys. 8. Wykres ścisłości ity.

Przy obciążeniu próbki stałym ciężarem i pozostawieniu go przez dłuższy czas pod tym obciążeniem następuje z biegiem czasu stopniowo coraz bardziej malejące zagęszczenie materiału (rys. 9).

Ścisłość materiału jest zależna od jego składu granulometrycznego, procentu porowato-



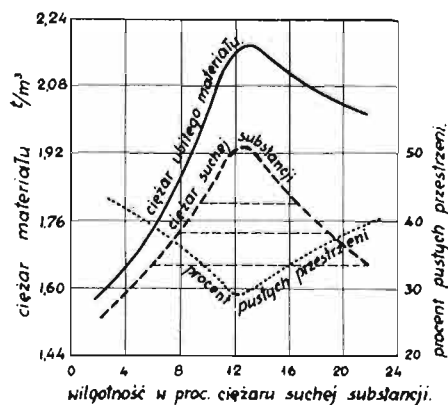
Rys. 9. Zagęszczenie materiałów pod wpływem obciążenia i czasu.

ści oraz struktury wewnętrznej. Próbkę wysuszoną, roztartą i zwilżoną następnie wodą tak, aby zawartość wody była taka sama jak w próbce pierwotnej, wyjętej z gruntu naturalnego, będzie miała już inne właściwości, tak przepuszczalności jak i ścisłości, z powodu zupełnie zmienionej struktury wewnętrznej.

3. Gęstość — ciężar gatunkowy.

Jeśli próbkę materiału wysuszymy i podzielimy na kilka części, a następnie do każdej części dodamy pewną ilość wody i ubijemy w odrębnych cylindrach, znajdziemy następnie ciężar gatunko-

wy każdej części próbki naniesiemy w zależności od procentu wody w próbce, okaże się, że krzywa jaką otrzymamy przechodzi przez pewne max., odpowiadające największemu ciężarowi gatunkowemu przy pewnym granicznym procencie wilgotności. Dla tak mniejszych jak i większych procentów wilgotności od procentu granicznego, ciężar gatunkowy będzie mniejszy. Największy ciężar gatunkowy odpowiada temu stanowi, przy którym wszystkie pory materiału zostaną wypełnione wo-



Rys. 10. Maksimum gęstości i ciężaru gatunkowego materiału.

wą, przy równocześnie najmniejszym procencie porowatości (rys. 10) [6].

Jeśli do ubijania próbek użyjemy większych ciężarów, max. ciężaru gatunkowego próbki będzie

odpowiadać niższemu procentowi wilgotności. A zatem dla każdego przewidzianego obciążenia nasypowego materiału wałami, możemy znaleźć procent wilgotności, potrzebny do uzyskania największego ciężaru gatunkowego materiału. Doświadczenia laboratoryjne, wykonane na materiałach, które miały być użyte do budowy tamy Muskingam, pozwoliły dojść do wniosku, że wilgotność materiału ilowego powinna leżeć około granicy plastyczności Attenberga, gdy wywałkowany dłonią pręt z ładu o średnicy około 4 mm, przy zgięciu go o 180° już się zaczyna kruszyć.

4. Współczynnik plastyczności.

Współczynnik ten starał się określić Attenberg; zaproponował on wyrazić go stosunkiem wartości procentu wody do suchej substancji przy granicy płynięcia, do procentu wody do suchej substancji przy granicy plastyczności. W celu określenia pierwszej wartości użył czarki porcelanowej, o średnicy 4 cm, wypełnionej na wysokość 1 cm badanym materiałem, który został wzdłuż średnicy rozcięty. Materiał, który pozostawiony w spokoju, z powrotem zaczynał się zlewać wzdłuż linii przecięcia na wysokość 1 mm uważał Attenberg jako będący na granicy płynności. Materiał, który dał się dłonią wywałkować w pręt 4 mm średnicy i zgięty jeszcze się nie zaczął kruszyć, uważał za znajdujący się na granicy plastyczności. Stosunek procentów wody w tych dwu stadiach nazwał współczynnikiem plastyczności. Wynosi on: dla chudych glin 6—11, glin tłustych 16—19, ładu chudych 20—26, ładu bardzo plastycznych 27—37.

III. FUNDAMENT.

Równowaga między działającymi siłami i wytrzymałością materiału musi być zachowana tak dla korpusu grobli, jak i przede wszystkim dla jej fundamentu.

Podobnie ma się rzecz także z przepuszczalnością. Przepiękanie wody musi być uniemożliwione względnie ograniczone do dopuszczalnych granic tak samo w korpusie grobli, jak i w podłożu, na którym fundament grobli spoczywa.

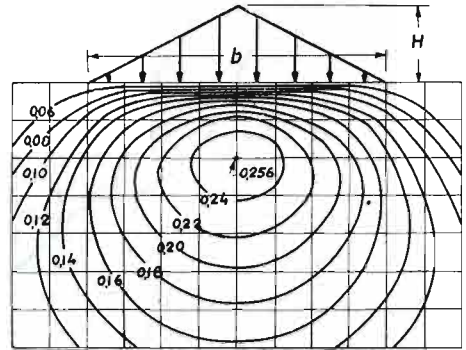
1. Wytrzymałość gruntu w fundamencie zapory. [7].

Podług Prandtla materiał plastyczny, mający współczynnik kohezji k , posiada wytrzymałość na obciążenie powierzchniowe:

$$k \cdot (2 + \pi) = 5,14 k \dots \dots \dots (3)$$

Jeśli zatem najmniejszy mierzony współczynnik kohezji dla gruntu stanowiącego podstawę grobli wynosi np. 0,174 kg/cm², dopuszczalne największe obciążenie groblą będzie 0,89 kg/cm². Jeśli z wysokości grobli wynika, iż max. obciążenie podszwy fundamentu grobli będzie równe 0,55 kg/cm², współczynnik bezpieczeństwa będzie wynosił 1,6, co jest jeszcze zupełnie dopuszczalnym. Podług Dr. Jürgensona w jednolitym materiale, leżącym w warstwie nieskończenie grubej, obciążonym groblą o kształcie trójkątnym, max. naprężenia występują w głębokości równej 0,25 szerokości grobli i wynoszą 0,253 max. nacisku w pionowej, przechodzącej przez szczyt trójkąta (rys. 11).

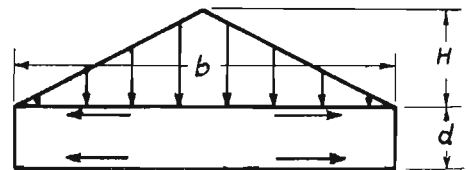
Dla przykładu powyżej podanego maksimum nacisku mogłoby wynosić: $0,174 : 0,254 = 0,685$ kg/cm². Różnica między wynikami obliczenia obu metodami nie jest zbyt znaczna. Jeśli przekrój poprzeczny grobli znacznie odbiega od prostego kształtu trójkątnego czy trapezowego, naprężenia



Rys. 11. Maksimum naprężeń ścinających w fundamencie grobli.

w gruncie dadzą się obliczyć, sumując algebraicznie naprężenia, jakie powstają wskutek obciążenia poziomymi paskami nasypu o pewnej grubości, stosując podane przez Terzaghi'ego metody sumowania, oparte na równaniach Boussinesqu'a. [8].

Jeśli warstwa słabej wytrzymałości, na której spoczywa grobla, ma niewielką grubość i ze swej strony spoczywa na warstwie dużej wytrzymałości, podług Hencky'ego największa siła ścinająca jest równa maksimum obciążenia podstawy grobli, mnożonemu przez stosunek $\frac{d}{b}$, gdzie d jest grubością warstwy słabej, zaś b szerokością podstawy grobli (rys. 12). Obliczenie to zakłada jednak,



Rys. 12.

iż warstwa słabej wytrzymałości kończy się w pionowych płaszczyznach, przeprowadzonych na obu końcach skarp, tj. na przecięciach się korpusu grobli z terenem.³⁾

Podstawa podanych powyżej obliczeń nie jest ścisła, gdyż nawet po przekroczeniu wytrzymałości na ściecie materiału, znajdującego się w osi grobli, materiał ten, o ile jest otoczony materiałem w którym wytrzymałość nie została jeszcze przekroczona, nie może wypłynąć. Podobnie przyjęcie Hencky'ego ograniczenia warstwy słabej pod podszwą fundamentu pionowymi powierzchniami jest nierealne. I tu także materiał ścięty pod wpływem przekroczonej wytrzymałości będzie od wypłynięcia powstrzymywany przylegającymi doń

³⁾ Najjaśniejszy obraz rozkładu naprężeń w grobli i jej fundamencie dają pomiary fotoelastyczne na modelach z żelatyny.

warstwami. Z drugiej strony jednak doświadczenia wykazują, iż pewne ropy i gliny, mające w stanie nienaruszonym dużą nawet wytrzymałość na ściecie, po znacznym przekroczeniu swej wytrzymałości na ściecie, stają się plastyczne i w następstwie tego płynne, nawet pod stosunkowo niedużymi obciążeniami.

Należy również pamiętać o tym, że gęstość, a i na skutek tego wytrzymałość, bardzo plastycznych i nawodnionych materiałów ilastych stopniowo wzrasta, przy stopniowej utracie wody wypchniętej z materiału pod wpływem obciążenia. Zmniejszenie się zawartości wody wymaga jednak dłuższego okresu czasu. Można zatem zwiększyć rzeczywistą wytrzymałość gruntu w fundamencie, jeśli budowa grobli będzie następować bardzo wolno tak, aby nigdy nie była przekroczona wytrzymałość gruntu pod groblą, i aby warstwy które przyjmują maksimum naprężeń mogły się stopniowo konsolidować, tracąc pewien procent wody. Oczywiście, że ten proces konsolidacji gruntu będzie połączony z odpowiednim osiadaniem grobli.

W podanych powyżej założeniach teoretycznych nie zostały uwzględnione dodatkowe siły ścinające poziome, występujące zwłaszcza przy bardzo silnym obciążeniu nasypu ciężkimi wałami. Bardzo wyraźnie te siły wystąpiły przy budowie zapory Tappan. [2].

2. Przepuszczalność podłoża pod groblą.

O ile grobla jest wykonana z materiału szczelnego i spoczywa na gruncie nieszczelnym, pod groblą, utworzy się ruch wody ze zbiornika w kierunku strony odpowietrznej zapory. Podług Waever'a, przy jednorodnym materiale podłoża, szerokości podstawy grobli b i wysokości wody w zbiorniku nad tą podstawą H , linie ruchu wody będą elipsami, których oś pozioma leży w płaszczyźnie podstawy grobli, zaś oś pionowa przechodzi przez połowę szerokości grobli b , jako przez punkt początkowy układu współrzędnych. Ogniska elips leżą na obu krawędziach podstawy. Krzywe równych ciśnień są sprzężonymi hiperbolami, przecinającymi się pod kątem prostym z elipsami strug wody [3]. Dla układu współrzędnych prostokątnych z początkiem układu na krawędzi odwodnej podstawy i w poziomie podstawy, wysokość y ciśnienia na podstawie zapory da się wyliczyć z wzoru:

$$y = \frac{H}{\pi} \cos^{-1} \frac{2x - b}{b} \quad (4)$$

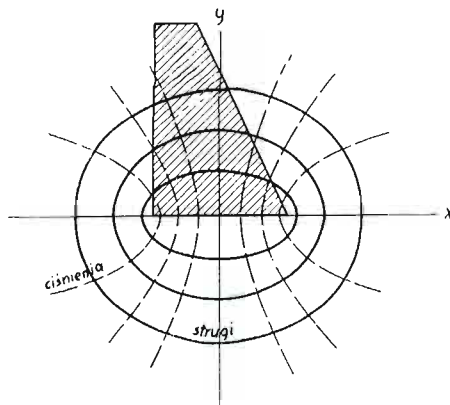
gdzie x jest odległością od O do b . W połowie szerokości podstawy dla $x = \frac{b}{2}$, wysokość wyporu

jest $\frac{2H}{\pi}$ a nie $\frac{H}{2}$ jak się zwykle przyjmuje. Wy-

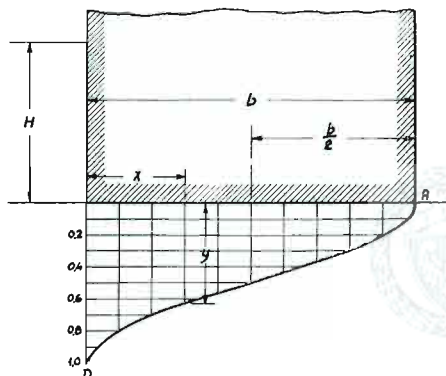
kres wyporu jest krzywą o kształcie S , o dwustycznych pionowych na obu krawędziach podstawy grobli, a nie jest jak się najczęściej przyjmuje trójkątem. Ponieważ krzywa spadu wyporu zbiega się asymptotycznie z pionową wystawioną na obu krawędziach, wynika z tego, że w samych punktach matematycznych na obu krawędziach

skarpy spad ciśnienia, a zatem i prędkość, są teoretycznie nieskończenie wielkie.

Prędkość, z jaką woda wchodzi w grunt jest, w matematycznym punkcie krawędzi, tj. w punkcie przecięcia się skarpy grobli z terenem, równa nieskończoności; prędkość ta zresztą od razu



Rys. 13a. Wykres przebiegu strug wody pod fundamentem grobli.



Rys. 13b. Wykres zmiany ciśnienia pod fundamentem grobli.

bardzo szybko maleje w najbliższym sąsiedztwie krawędzi. Te same stosunki zachodzą na krawędzi odpowietrznej. Wynika z tego, że stopa grobli na tej ostatniej krawędzi jest najsilniej narażona na rozmycie, i że musi nastąpić w tym miejscu zjawisko płynięcia materiału. Stopa odpowietrzna grobli musi być zatem zawsze od rozmycia ochroniona odpowiednim filtrem, sięgającym w głąb fundamentu.

Ilość przesiąkającej wody pod groblą oraz prędkość przesiąkania są zgodnie z prawem Darcy'ego wprost proporcjonalne do spadu ciśnienia. Zmniejszyć prędkość i ilość wody można dwoma sposobami: bijąc ściankę szczelną po stronie odwodnej, albo kładąc fartuch szczelny również od strony zbiornika i łącząc go z korpusem grobli. W pierwszym wypadku przedłuża się drogę wodzie i zmusza ją do zejścia w warstwy głębsze, niekiedy bardziej szczelne, w drugim — oddala się od stopy grobli punkt, w którym woda zaczyna w groblę wchodzić.

Dla bitej ścianki szczelnej na głębokość d poniżej podstawy fundamentu grobli, równanie Waever'a na wysokość ciśnienia h dla głębokości y po-

nizej podstawy grobli, w linii bitej ścianki ma postać:

$$h = \frac{H}{\pi} \cos^{-1} \left[\frac{\lambda - 1 + \sqrt{\frac{y^2}{d^2}}}{\lambda} \right], \dots \dots \dots (5)$$

gdzie $\lambda = \frac{1 + \sqrt{1 + \frac{b^2}{d^2}}}{2}$

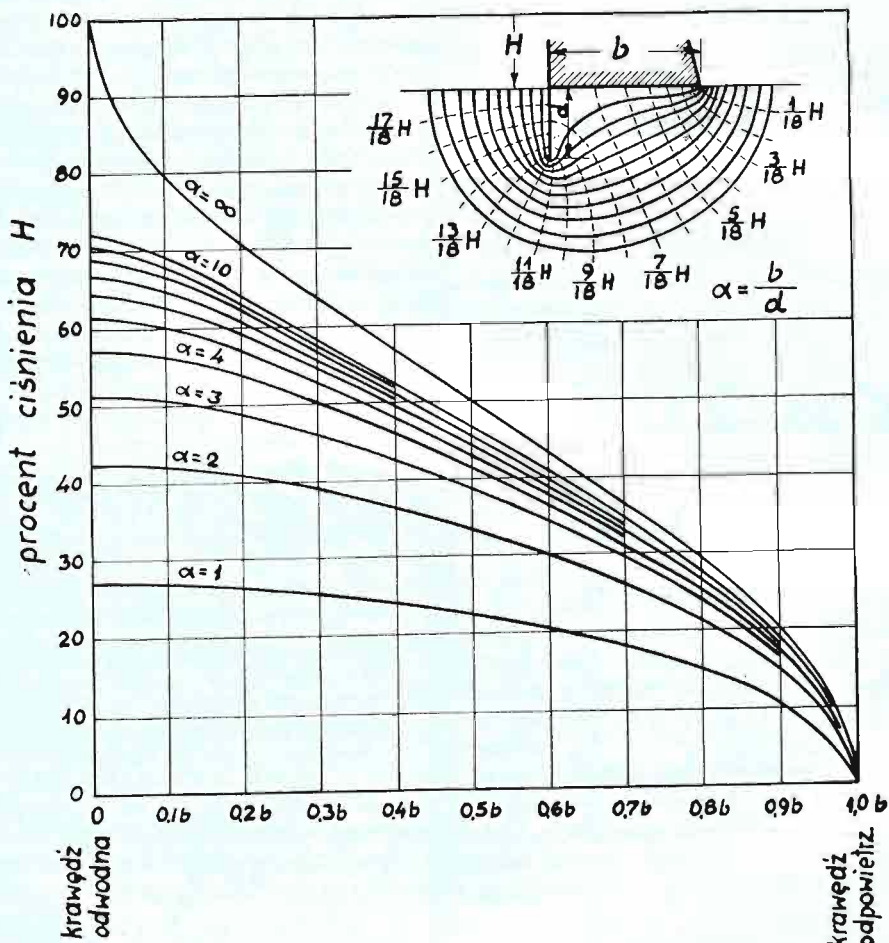
Wykres ciśnień na podstawę grobli o szerokości b przy głębokości bicia ścianki d i stosunku $\alpha = \frac{b}{d}$ jest przedstawiony na rys. 14.

gdzie H jest całą wysokością ciśnienia, d całą głębokością bicia ścianki.

Z wykresu (rys. 15) widać, że w połowie głębokości ścianki strata ciśnienia wynosi 2/3 tej, jakoby nastąpiła przy prostoliniowej zmianie ciśnienia.

Zaznaczyć należy, że rozkład ciśnienia tak pod podstawą grobli jak i wzdłuż ścianki szczelnej był doświadczaniami laboratoryjnymi stwierdzany i jest zupełnie zgodny z wynikiem obliczeń matematycznych.

Druga metoda zmniejszenia spadku ciśnienia pod fundamentem grobli polega na założeniu powyżej grobli w zbiorniku nieprzepuszczalnego fartucha.



Rys. 14. Wykres ciśnienia na podstawę fundamentu grobli przy bitej ściance od strony odwodnej.

Jeśli jest zabita pojedyncza ścianka szczelna w grunt przepuszczalny, czy to jako konstrukcja piętrząca stała, czy jako pomocnicza, linia spadku ciśnienia po obu stronach ścianki nie jest prostą lecz krzywą, której rzędne ciśnienia y dadzą się wyliczyć z równania:

$$h = \frac{H}{\pi} \sin^{-1} \frac{y}{d}, \dots \dots \dots (6)$$

zaś spad jednostkowy z równania:

$$\frac{dh}{dy} = \frac{H}{\pi \cdot d \cdot \sqrt{1 - \frac{y^2}{d^2}}} \dots \dots \dots (7)$$

Grubość fartucha zależy od współczynników przepuszczalności materiału, który będzie fartuchem przykryty oraz materiału, z którego fartuch jest wykonany. Według Knappen'a grubość ta powinna wynosić najmniej 2 stopy, tj. 0,61 m, więcej 1/100 szerokości fartucha. Dokładniej grubość ta — t — da się obliczyć ze współczynników przepuszczalności gruntu k_1 , fartucha k_2 , szerokości fartucha B , szerokości podstawy grobli b oraz grubości warstwy przepuszczalnej gruntu nad warstwą nieprzepuszczalną u , ze wzoru:

$$t = \frac{k_2}{k_1} \cdot x \cdot \frac{B}{u} \dots \dots \dots (8)$$

dla x równemu oddaleniu punktu obliczanego od zewnętrznej krawędzi fartucha (rys. 16).

Ilość wody jaka przesiąka przez fartuch w przybliżeniu da się obliczyć wzorem Terzaghi'ego:

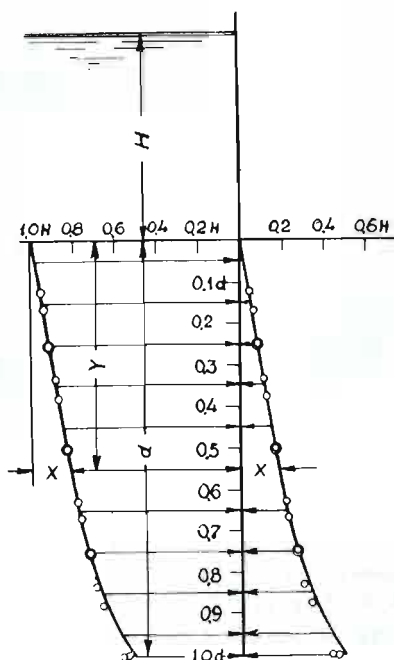
dla $B + b > \text{od } 2u$,

$$Q = \frac{hk_1}{0,88 + \frac{B+b}{u}} \dots (9a)$$

oraz dla $B + b < 2u$,

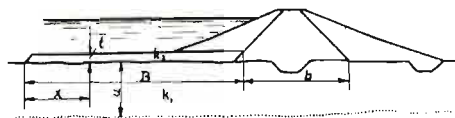
$$Q = \frac{hk_1}{2} \sqrt{\frac{2u}{B+b} - 1} \dots (9b)$$

gdzie H jest wysokością piętrzenia.



Rys. 15. Wykres zmian ciśnienia na ściankę szczelną.

Bez względu na to czy zaporą jest wykonana jako szczelna na całej szerokości podstawy czy tylko na pewnej części, np. z jądrem ilowym, czy w końcu zaporą lub jądrem jest złączone bezpośrednio ze szczelnym fartuchem, przykrywającym



Rys. 16. Ubezpieczenie grobli fartuchem założonym w zbiorniku.

grunt po stronie zbiornika, zawsze na tej krawędzi, w której woda wchodzi w grunt po stronie odwodnej, podobnie jak około dolnej krawędzi bitej ścianki szczelnej, prędkość w samym matematycznym punkcie tej krawędzi jest nieskończona, a praktycznie biorąc bardzo duża. To samo tyczy się krawędzi odwodnej, gdzie woda wchodzi z gruntu. O ile po stronie odwodnej teore-

tyczna prędkość nawet równa nieskończoności jest ze względów stateczności grobli obojętna, to przeciwnie po stronie odpowietrznej jest ona szkodliwa, tak że powyżej podane środki, służące do zmniejszenia ilości przesiąkającej wody nie usuwają jednak zła, tkwiącego w zbyt dużych prędkościach po stronie odpowietrznej. W każdym wypadku i w każdym rozwiązaniu zatem po stronie odpowietrznej musi być dany filtr, dla zapobieżenia wypłukania drobnego materiału i piasku z materiału fundamentu.

IV. KORPUS GROBLI.

1. Przesiąkliwość.

Groble są budowane albo całe ze szczelnego materiału, albo z okładziną odwodną szczelną, albo w końcu z jądrem szczelnym w osi grobli. Reszta korpusu grobli jest konstrukcją podpierającą, względnie otaczającą obustronnie jądro i będzie nieuszczelną. Może być jednak i cała grobla wykonana z materiału mało szczelnego lub nawet wprost przepuszczalnego.

W pierwszych trzech wypadkach mamy do czynienia z groblą z materiału szczelnego, której podstawa zajmuje albo całą szerokość podstawy grobli, albo tylko jej część, po stronie zbiornika, względnie w osi grobli. Wszystkie podane powyżej uwagi i obliczenia tyczą się zatem każdej z tych trzech form wykonania grobli, gdyż samą groblę możemy uważać w tej części, która jest wykonana z materiału nieprzepuszczalnego jako groblę zupełnie szczelną. Praktyka to założenie potwierdza. Jądra spławianych grobli ziemnych w dorzezu Miami, podług analizy wykonanej po ich kilkuletniej służbie, wykazały miarodajną grubość ziarna, (10% z krzywej przesiewu) równą 0,002 mm, czemu odpowiada współczynnik przesiąkania 0,0144 cm/dobę. Są to zatem wartości tak małe, że mogą być w obliczeniach zupełnie pominięte. Jądra z iltu wałowanego są również praktycznie zupełnie szczelne, i żadne przesiąkania wody przez nie nie następują.

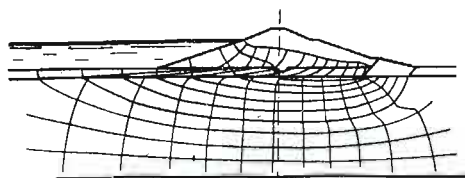
Jeśli natomiast albo cała grobla jest wykonana z materiału jednorodnego, o pewnym niezbyt wielkim stopniu rozpuszczalności, albo też grobla jest wykonana z materiału zdecydowanie przepuszczalnego, której tylko okładzina lub jądro są wykonane z materiału mniej przepuszczalnego, lecz również nieuszczelnego, musimy się liczyć z pewnym, nie dającym się uniknąć przesiąkaniem wody przez korpus grobli.

Przebieg krzywej depresji w grobli ziemnej z materiału jednorodnego był studiowany przez De Vos'a i Casagrande.⁴⁾ Teoretyczne wyznaczenie przebiegu krzywej przesiąkania nie przedstawia trudności, gdyż przy równomiernym materiale grobli kształt krzywej jest niezależny od współczynnika przepuszczalności k . Krzywa depresji przecina skarpe odpowietrzną pod kątem 45° do pionu, prędkość pozioma wypływu wody ze skarpy jest zatem k m/sek. Jest to prędkość graniczna, przy której materiał staje się płynnym tak, iż aby

⁴⁾ Wzory przez nich wyprowadzone podane są w pracy: Pomianowski, Rybczyński, Wóycicki — Hydrologia tom II, rozdz. VI. [10].

uniknąć rozpląnięcia skarpy, musi nastąpić w pobliżu niej zmiana materiału na materiał o większym współczynniku k , czyli o większej przepuszczalności, przy którym prędkość przepływającej przezeń wody będzie leżała poniżej prędkości granicznej. Wynika z tego, że dla samego tylko utrzymania stałości skarpy grobli po stronie odpowietrznej, korpus jej musi być budowany z materiałów, których przepuszczalność wzrasta od osi grobli ku skarpi odpowietrznej. W groblach wykonanych z materiału jednorodnego, przepuszczalnego, skarpa odpowietrzna musi być przykryta filtrem z materiałów bardziej przepuszczalnych, w groblach wykonanych z materiałów o różnym stopniu przepuszczalności, materiały najmniej przepuszczalne muszą być skupione około osi grobli, zaś materiały bardziej przepuszczalne będą układane tak, aby w kierunku skarpy odpowietrznej przepuszczalność ich wzrastała. Oczywiście ten filtr, który jest potrzebny dla ochrony od rozpląnięcia skarpy grobli będzie się łączył z filtrem potrzebnym dla odwodnienia fundamentu grobli, tj. gruntu, na którym grobla spoczywa, o ile oczywiście grunt ten jest również przepuszczalny.

W praktyce najłatwiej wyznaczyć tak przebieg strug wody w grobli jak i w gruncie oraz ilość przesiąkającej wody, na modelu wykonanym w odpowiedniej skali w korycie szklanym. Rys. 17



Rys. 17. Wykres przebiegu strug wody przesiąkającej przez groblę oraz krzywych równego ciśnienia.

przedstawia wyniki laboratoryjnego badania dla zapory Zanesville, w U. S. A. [9]. Zauważyć tu należy, że skala w jakiej jest odczytana przepuszczalność grobli jest niezależna od skali wymiarowej modelu, należy tylko zwrócić uwagę na to, aby nie powstały różnice w przebiegu krzywej, wywołane kapilarnością użytego w modelu materiału. Dla tej przyczyny współczynnik przepuszczalności użytego materiału w modelu musi być zawsze większy od 0,002 cm/sek.

2. Stałość skarp grobli.

Jak z poprzedniego wynika, do budowy grobli są stosowane materiały, które posiadają prócz kąta tarcia pewną kohezję, lub, jak ciężkie iły i gliny, posiadają wyłącznie tylko kohezję, przy kącie tarcia zbliżonym do zera. Naturalne skarpy w takim materiale nie będą się więc układać podług pewnej powierzchni płaskiej, nachylonej do poziomu pod kątem tarcia wewnętrznego φ , lecz podług krzywych, przy najbardziej plastycznych iłach, o stycznej w górnym końcu odłamu zbliżającej się do pionu. Usuwiska czy to naturalnych stoków, czy skarp sypanych grobli, zawsze posiadają kształt krzywej wklęsłej, a nigdy płaszczyzny nachylonej pod stałym kątem. Podstawy oblicze-

nia warunków równowagi przy materiałach posiadających kohezję muszą być zatem inne, niż przy materiałach sypkich, posiadających tylko kąt wewnętrzny tarcia.

Rozpatrywać tu należy dwa wypadki; gdy skarpa jest sucha oraz gdy jest zanurzona pod wodą. W pierwszym rzędzie rozpatrujemy wypadek pierwszy, skarpy suchej.

Równania różniczkowe powierzchni zesuwu, dla znanych kąta tarcia φ , ciężaru gatunkowego γ , kohezji k oraz nachylenia skarpy pod kątem ϑ do poziomu, dadzą się scałkować, co zostało wykonane przez Frontard'a⁵⁾, który podaje równania rzędnych x i y , dla początku układu współrzędnych w linii przecięcia się skarpy z terenem. Krzywe te są cykloidami.

W praktyce jest interesujące tylko zagadnienie, do jakiej wysokości utrzyma się usypana grobla o danym nachyleniu skarpy i znanych kohezji, kącie tarcia oraz ciężarze gatunkowym. Jest to ta wysokość, przy której znajdują się jeszcze w równowadze siła wywołana ciężarem odłamu, dążąca zatem do stworzenia zesuwu oraz siły przeciwdziałające zesuwowi, tj. opory tarcia i opory na ścięcie.

$$H_{\max} = \frac{2k}{\gamma} \cdot \frac{\sin^2 \vartheta \cdot \cos \varphi}{\sin(\vartheta - \varphi)} \left[\frac{\cos \varphi}{\sin \vartheta \cdot (1 - \sin \varphi)} + \frac{\arccos \frac{\sin^2 \vartheta - \sin \varphi}{\sin \vartheta (1 - \sin \varphi)}}{\sqrt{\sin(\vartheta - \varphi) \cdot \sin(\vartheta + \varphi)}} \right] \quad (10)$$

Zaznaczyć należy, że wzór ten jest ważnym tylko dla materiałów, posiadających pewną kohezję, a zatem dla $k > 0$.

Frontard wyliczył tabelę podającą wysokość dopuszczalną H dla różnych kątów tarcia φ i nachyleń skarpy ϑ przy znanych k i r .

Odrębną metodę, t. zw. Skandynawską obliczenia parcia ziemi stworzył Prof. Fellenius ze Sztokholmu [11]. Zakłada on krzywolinijny odłamek, jednak nie cykloidalny jak dowiódł Frontard, lecz dla uproszczenia obliczeń przyjmuje z góry odłamek w kształcie powierzchni walca kołowego. Obliczenia jego tyczą się tych materiałów, które posiadają albo samą tylko kohezję, albo też prócz kohezji także pewien kąt wewnętrznego tarcia, a zatem tyczą się iłów i glin, tak chudych jak i tłustych. Tok rozumowania Felleniusa jest następujący.

a. S a m a k o h e z j a.

Zakładając materiał posiadający samą tylko kohezję, bez kąta tarcia wewnętrznego oraz zakładając odłamek płaski, dla skarpy pionowej maksimum parcia będzie dla płaszczyzny odłamu pod kątem 45° do poziomu, i wyniesie bez uwzględnienia kohezji:

$$E = \frac{\gamma h^2}{2} \quad (11)$$

⁵⁾ Comptes rendues de l'Academie de Sciences 1922 i 1928 r.

Tabela Frondarta.

Skarpy o nachyleniu $h : b = \operatorname{tg} \vartheta$

$\varphi =$	pion	4 : 1	2 : 1	4 : 3	1 : 1	4 : 5	2 : 3	1 : 2	2 : 5	1 : 3	1 : 4	1 : 5	1 : 10	1 : 100
0	$2.0 \frac{k}{\gamma}$	$2.49 \frac{k}{\gamma}$	$2.93 \frac{k}{\gamma}$	$3.28 \frac{k}{\gamma}$	$3.57 \frac{k}{\gamma}$	$3.79 \frac{k}{\gamma}$	$3.97 \frac{k}{\gamma}$	$4.21 \frac{k}{\gamma}$	$4.40 \frac{k}{\gamma}$	$4.50 \frac{k}{\gamma}$	$4.65 \frac{k}{\gamma}$	$4.75 \frac{k}{\gamma}$	$4.94 \frac{k}{\gamma}$	$5.12 \frac{k}{\gamma}$
5	2.18 "	2.78 "	3.35 "	3.87 "	4.32 "	4.74 "	5.10 "	5.79 "	6.60 "	7.29 "	8.97 "	11.2 "	—	—
10	2.38 "	3.12 "	3.87 "	4.61 "	5.35 "	6.10 "	6.89 "	8.71 "	10.9 "	14.5 "	29.3 "	113 "	—	—
15	2.61 "	3.51 "	4.49 "	5.57 "	6.74 "	8.04 "	9.67 "	14.75 "	24.7 "	59.4 "	—	—	—	—
20	2.86 "	3.97 "	5.29 "	6.88 "	8.89 "	11.6 "	15.6 "	34.2 "	176 "	—	—	—	—	—
25	3.14 "	4.53 "	6.32 "	8.74 "	12.4 "	18.3 "	30.2 "	281 "	—	—	—	—	—	—
30	3.46 "	5.22 "	7.70 "	11.6 "	18.7 "	35.6 "	106 "	—	—	—	—	—	—	—
35	3.84 "	6.09 "	9.66 "	16.4 "	33.5 "	125.1 "	—	—	—	—	—	—	—	—
40	4.29 "	7.23 "	12.6 "	25.9 "	91.4 "	—	—	—	—	—	—	—	—	—
45	4.82 "	8.79 "	17.5 "	51.2 "	∞	—	—	—	—	—	—	—	—	—

zaś przy uwzględnieniu kohezji:

$$E = \frac{\gamma h^2}{2} - 2kh \quad (12)$$

Przy przyjęciu odłamu walcowego maksimum parcia będzie:

$$E = \frac{\gamma h^2}{2} - 2kh \cdot f(\alpha, \omega) \quad (13)$$

Nie podparta skarpa pionowa utrzyma się do wysokości:

$$h_{\max} = \frac{4k}{\gamma} \cdot f(\alpha, \omega) \quad (14)$$

przy czym funkcja $f(\alpha, \omega)$ ma wartość mniejszą od zera, na skutek czego wielkość parcia będzie większa przy odłamie walcowym niż przy odłamie płaskim. Wartość $f(\alpha, \omega)$ jest bardzo bliska 0,958, tak iż wzór (14) przechodzi na:

$$h_{\max} = \frac{4k}{\gamma} \cdot 0,958 \quad (14a)$$

W tych samych warunkach, tj. przy materiale posiadającym samą tylko kohezję, lecz skarpie nasypu w nachyleniu do poziomu pod kątem ϑ i odłamie płaskim, najgorsze warunki powstaną dla płaszczyzny odłamu pod kątem $\omega = \frac{\vartheta}{2}$, a wysokość nasypu do której się skarpa utrzyma będzie:

$$h = \frac{4k}{\gamma} \cdot \frac{1}{\operatorname{tg} \frac{\vartheta}{2}} \quad (15)$$

Dla walcowego odłamu o promieniu r , kącie środkowym 2α , nachyleniu cięciwy do poziomu pod kątem ω , najniekorzystniejsze warunki równowagi powstaną przy spełnieniu dwu warunków:

$$\operatorname{tg} 2\omega = -3 \cot \alpha \quad (16)$$

oraz $\operatorname{tg} \omega =$

$$\frac{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \vartheta) \sin \alpha (2 \alpha \cos \alpha - \sin \alpha) \alpha \operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \vartheta}{\sin \alpha (2 \alpha \cos \alpha - \sin \alpha) \left(1 + \frac{2 \operatorname{tg} \alpha}{3 \operatorname{tg} \vartheta} - \frac{1}{3} \operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \vartheta\right) - \alpha \operatorname{tg} \alpha} \quad (17)$$

Rachunkowe rozwiązanie tych dwu równań nie jest możliwe, wyznaczyć jednak można α i odpowiednio ω , przyjmując kolejno pewne wartości na α , obliczając z dwu równań ω i łącząc odpowiednie punkty ze sobą. Przecięcie dwu krzywych da szukane wartości na α i ω . Z przeliczenia wynika, iż kąt ω jest zawsze większy od $\frac{\vartheta}{2}$, jakkol-

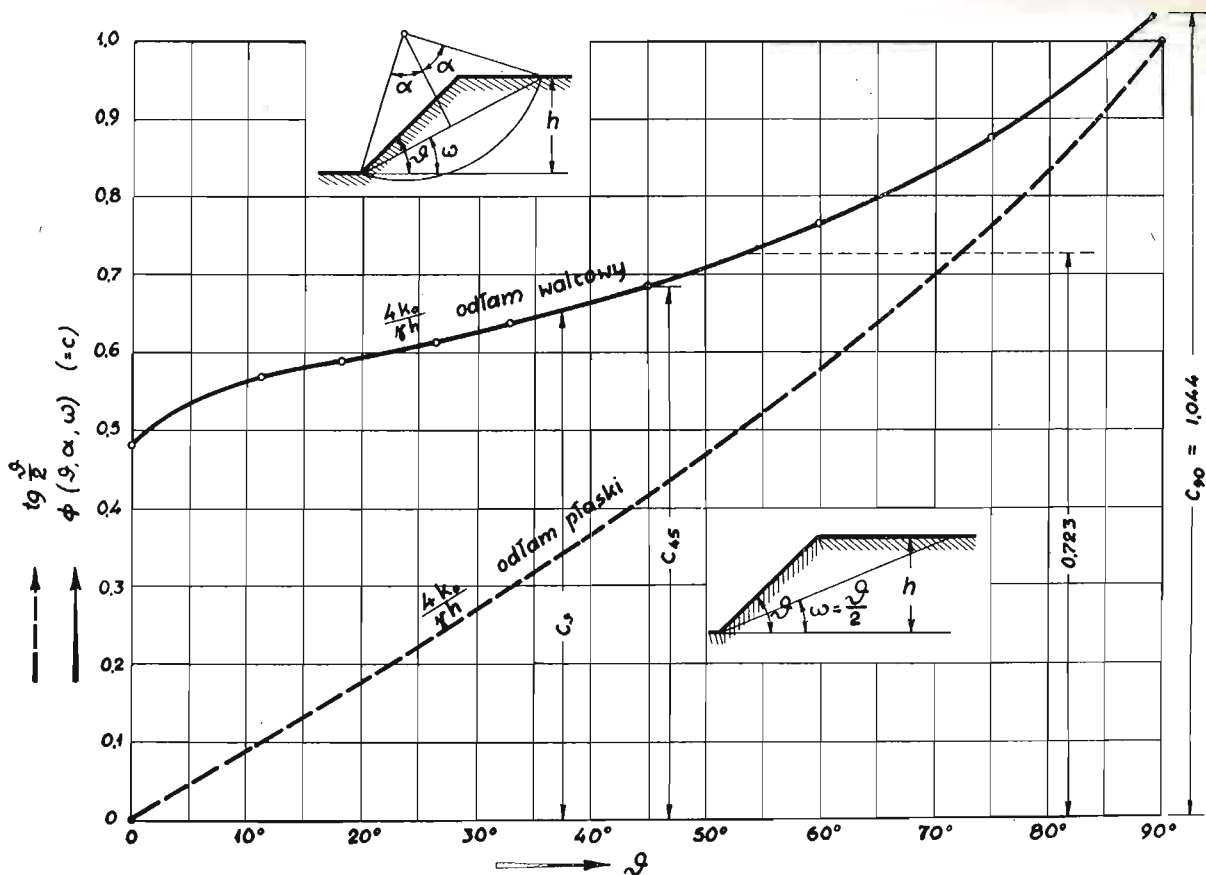
wiek między tymi wartościami różnice nie są znaczne. Największa wysokość do której nasyp się utrzyma wynosić będzie:

$$h = \frac{4k}{\gamma} \times \frac{1}{\Phi(\vartheta, \alpha, \omega)} \quad (18)$$

przy czym funkcja $\Phi(\vartheta, \alpha, \omega)$ ma większą wartość od wartości $\operatorname{tg} \vartheta$ tak, iż przy przyjęciu walcowego odłamu wysokość dopuszczalna grobli jest niższa niż przy odłamie płaskim.

Ponieważ kąty α i ω są, dla najgorszych warunków stałości, znaną funkcją kąta nachylenia skarpy ϑ , można było wykreslić związek między kątem ϑ a funkcją $\Phi(\vartheta, \alpha, \omega)$, a stąd (rys. 18) dla danego nachylenia skarpy ϑ , wyznaczyć funkcję $\Phi(\vartheta, \alpha, \omega) = \frac{4k_0}{\gamma h}$ lub, dla założonego h i ϑ , obli-

czyć potrzebną kohezję materiału k_0 . Przez k_0 oznacza Fellenius kohezję materiału, który nie posiada kąta wewnętrznego tarcia, w przeciwstawieniu do k , którym oznacza kohezję materiału, posiadającego także pewien kąt wewnętrznego tarcia.



Rys. 18. Wykres związku między nachyleniem skarpy φ a $\Phi(\varphi, \alpha, \omega)$.

b. Kohezja i kąt tarcia.

Jeśli materiał nasypu posiada prócz kohezji także opór, wynikający z tarcia wewnętrznego pod kątem φ , dla ściany pionowej przy odłamie płaskim, kąt odłamu najniekorzystniejszego będzie się równał:

$$\omega = 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \quad (19)$$

zaś siła pozioma:

$$E_{\max} = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2kh \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (20)$$

względnie dopuszczalna największa wysokość pionowej niepodpartej ściany będzie:

$$h_{\max} = \frac{4k}{\gamma} \cot \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (21)$$

dla znanej kohezji k i znanego kąta tarcia φ .

Dla odłamu walcowego okazuje się zawsze, że wypadkowa parcia poziomego E jest większa niż dla odłamu płaskiego. Obliczenie musi być robione szeregiem prób, dla różnych położeń środka koła oraz różnych przyjętych promieni r . Na ogół w przekroju poprzecznym krzywa odłamu leży blisko prostej odłamu płaskiego, nachylonej do poziomu pod kątem $\omega = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$. Obliczenie E_{\max}

da się wykonać tylko wykreślnie, przy czym uwzględnienie wpływu kąta tarcia φ nastąpi w ten sposób, iż z punktu środka koła odłamu o , zatoczonego promieniem r , wykreślimy koło o promieniu $r \cdot \sin \varphi$. Składowa siła, działających prosto-

padle do powierzchni odłamu, odchyli się od kierunku promienia koła pod kątem φ . Kładąc styczną do koła: $r \cdot \sin \varphi$ z punktu przecięcia się składowej prostopadłej do powierzchni walcowej, otrzymamy kierunek siły pod kątem φ do prostopadłej. Dzieląc zatem całą powierzchnię odłamu pionowymi płaszczyznami na elementy, wyznaczając ich środki ciężkości, ciężary P i odpowiednie wartości na siłę kohezji w elementach długości odcinka odłamu, składając te wszystkie siły, przy uwzględnieniu kąta tarcia φ , otrzymamy wartość poziomej siły E oraz jej punkt zaczepienia (rys. 19). Siła ta będzie przy odłamie krzywym większa od siły obliczonej z odłamu płaskiego.

Dla skarpy o nachyleniu ϑ , kącie tarcia φ , kohezji k i odłamu płaskiego, najniekorzystniejszy kąt odłamu będzie:

$$\omega = \frac{\vartheta + \varphi}{2} \quad (22)$$

zaś wysokość do której utrzyma się skarpa niepodparta niczym będzie:

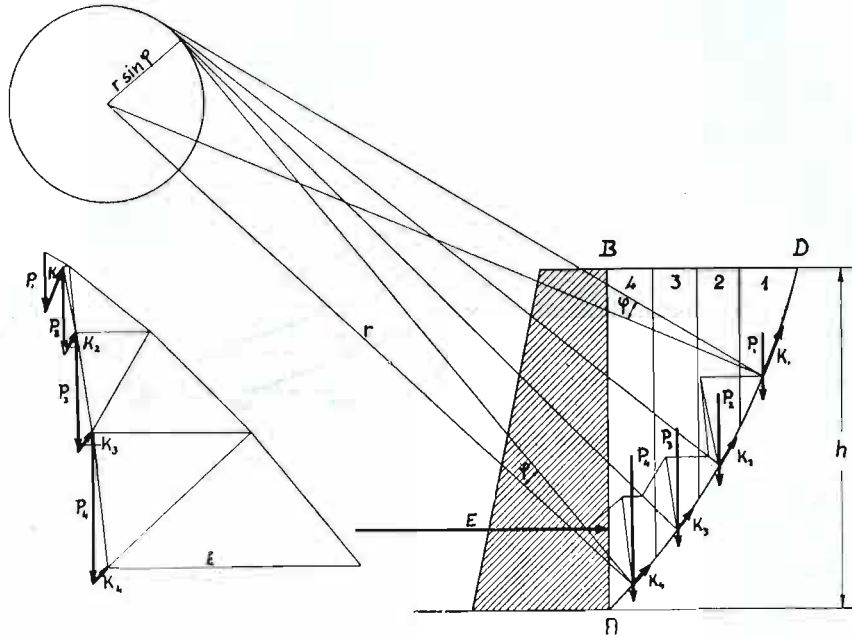
$$h = \frac{2k}{\gamma} \cdot \frac{\sin \vartheta \cos \varphi}{\sin^2 \frac{\vartheta - \varphi}{2}} \quad (23)$$

Dla odłamu walcowego, wielobok sznurowy, który dla skarpy pionowej daje wypadkową poziomą E , musi się zamknąć, tj. dać $E = 0$ (rys. 20), o ile stałość skarpy ma być zapewniona. Gdy jednak ani środek koła ani promień walca nie jest znany, obliczenie może być wykonane tylko na drodze

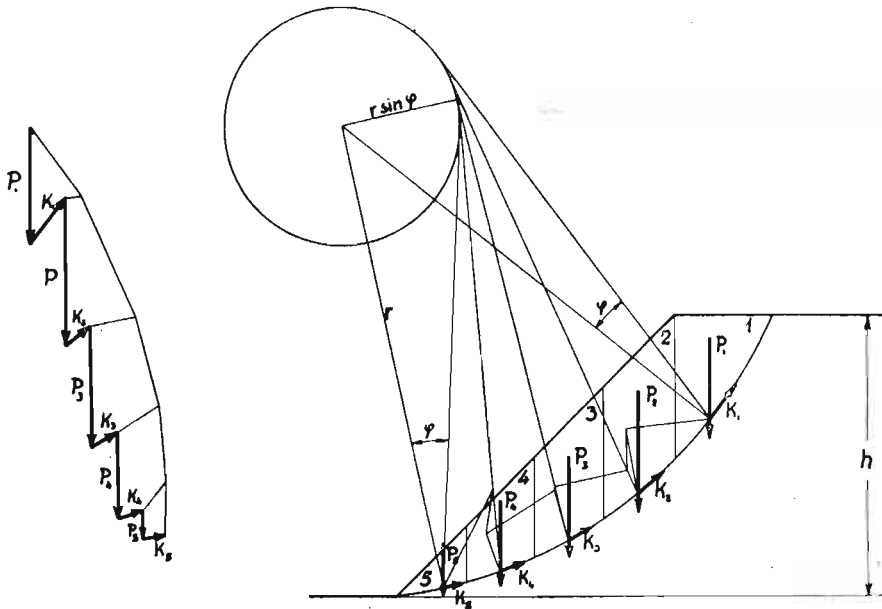
zmudnych prób, przy przyjęciu różnych położen środka koła i różnych jego promieni.

Dla ułatwienia tego obliczenia Prof. Fellenius podaje wykresy, z których mogą być odczytane: związek między maksimum wysokości grobli h , nachyleniem skarpy ϑ , kątem tarcia φ i kohezją k . Wykresy są tak skonstruowane, że dla znanej wysokości grobli trzeba najpierw wyznaczyć pomoc-

Dla tego ostatniego wypadku Prof. Fellenius podaje również wykres związku dla różnych nachyleń skarpy między kątem tarcia φ , a stosunkiem $\frac{h}{h_{90}}$, gdzie h_{90} jest wysokością do której utrzyma się niepodparty materiał o znanej kohezji k ze skarpą pionową (rys. 21).



Rys. 19. Obliczenie parcia na ścianę pionową z uwzględnieniem kohezji i kąta tarcia.



Rys. 20. Obliczenie stałości skarpy przy uwzględnieniu kohezji i kąta tarcia.

niczą wartość k_0 , dla materiału o kącie tarcia $\varphi = 0$ i następnie ze znanego nachylenia skarpy ϑ i kąta tarcia φ wyznaczyć stosunek $\frac{k}{k_0}$, a stąd potrzebną kohezję k , względnie ze znanego k i h oraz φ wyznaczyć potrzebne nachylenie skarp ϑ i t. d.

Przykład. 1) Znany kąt tarcia $\varphi = 10^\circ$, wysokość grobli 10 m, ciężar gatunkowy $\gamma = 1,6$, nachylenie skarpy 1:1,5 tj. $\vartheta = 33^\circ 41,5'$. Z tych wartości obliczyć można $k_0 = \frac{1,6 \times 10}{4} \cdot 0,636 = 2,54$, gdzie 0,636 zostało wzięte z wykresu rys. 18. Dla znanych ϑ i φ , z rys. 21 odczytuje-

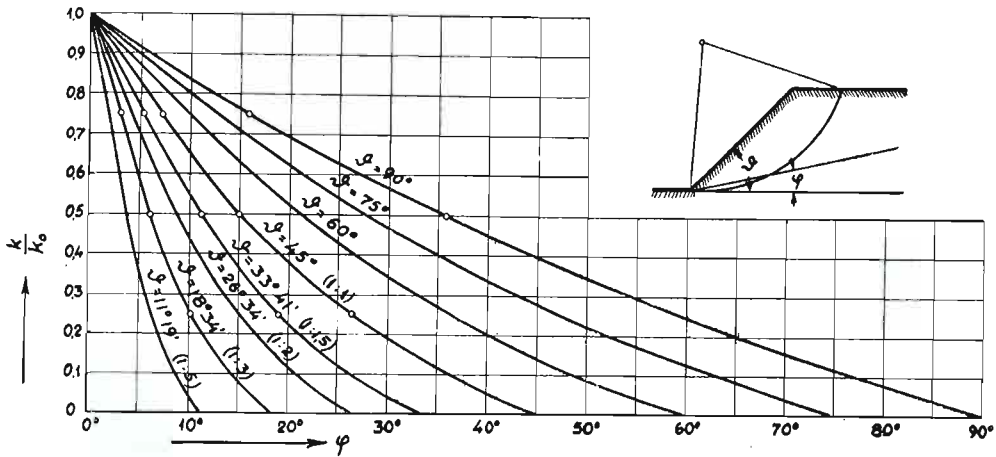
my $\frac{k}{k_0} = 0,54$, a stąd obliczamy potrzebną kohezję materiału $0,54 \times 2,54 = 1,37 \text{ t/m}^2$.

2) Wysokość grobli 10 m, kohezja $0,5 \text{ t/m}^2$, ciężar gatunkowy $\gamma = 1,6$, kąt tarcia $\varphi = 10^\circ$, szukane nachylenie skarpy dla równowagi granicznej.

$$= \frac{2 \times 0,5}{1,6} \times \frac{\cos 10^\circ}{\sin^2 20^\circ} = 1,49 \text{ m}$$

stąd stosunek

$$\frac{h_\vartheta}{h_{90}} = \frac{10}{1,49} = 6,71.$$



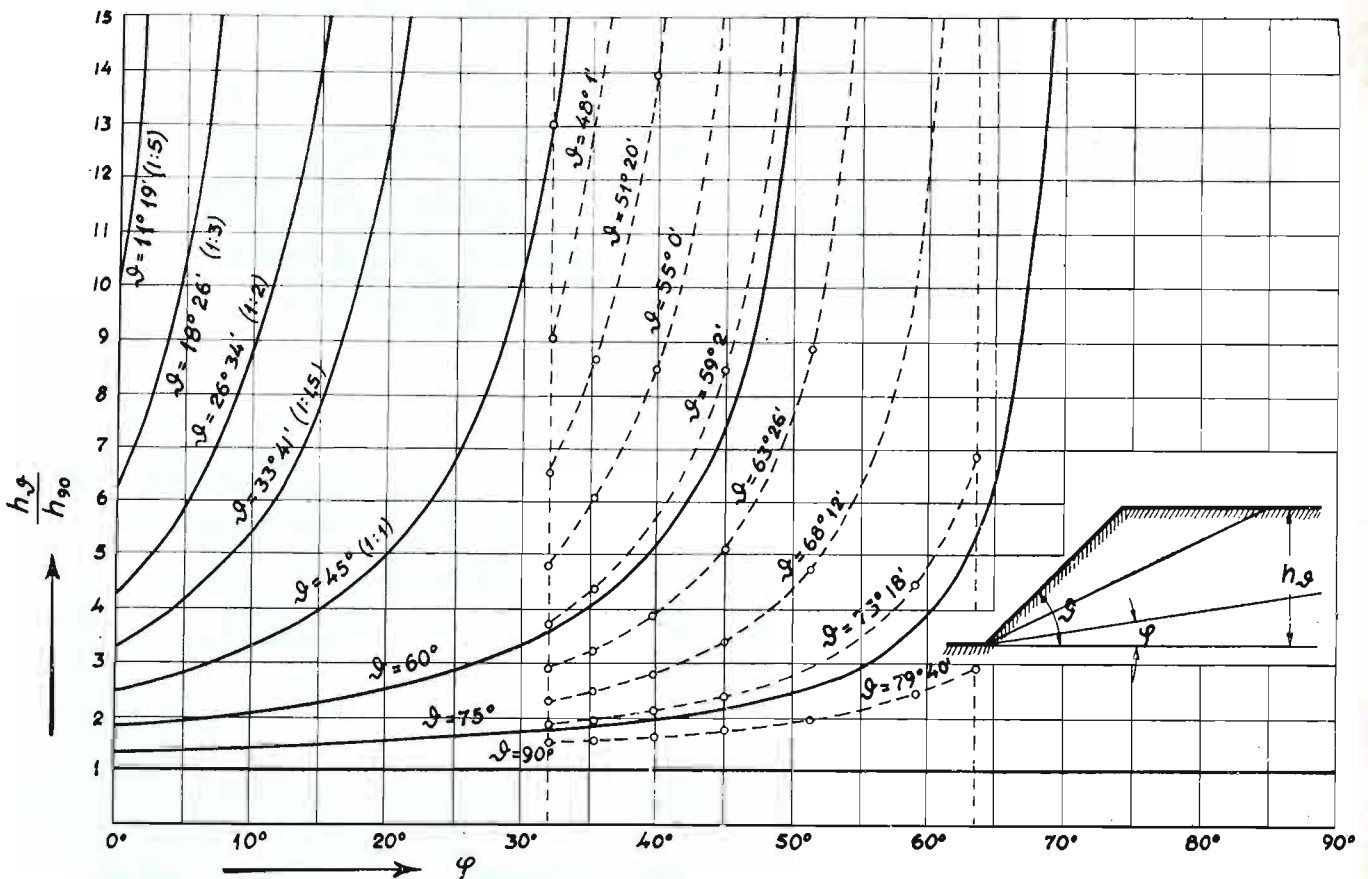
Rys. 21. Związek między nachyleniem skarpy, kohezją i kątem tarcia.

a) Odłam płaski: z równania (22) otrzymujemy dla pionowej skarpy tj. $\vartheta = 90^\circ$ wysokość, na którą się materiał bez podparcia utrzyma:

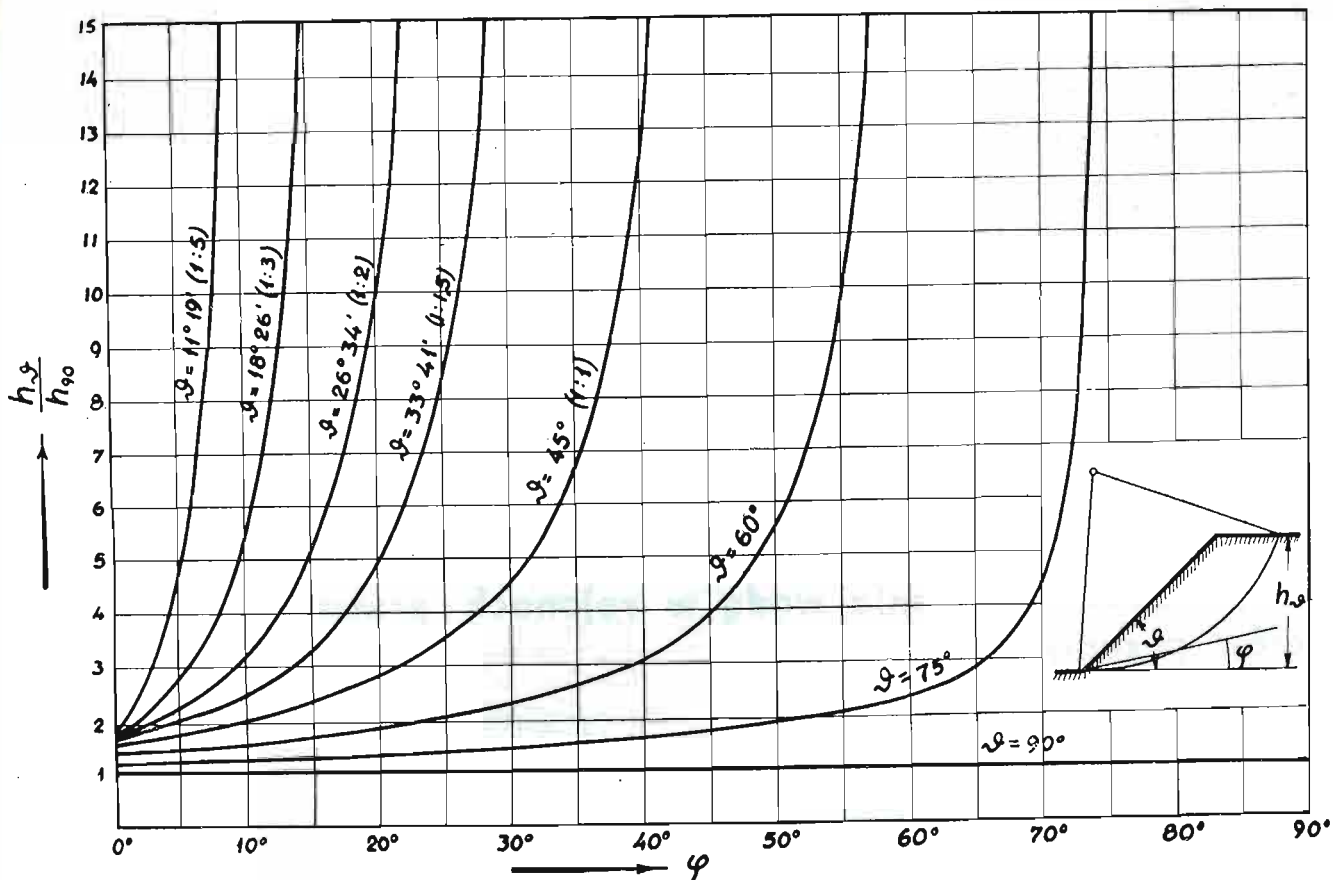
$$h_{90} = \frac{2k}{\gamma} \times \frac{\cos \varphi}{\sin^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)} =$$

Z wykresu 22, otrzymamy dla $\varphi = 10^\circ$ kąt ϑ okrągło 31° .

b) Odłam walcowy: z wykresu 21 otrzymamy dla $\varphi = 10^\circ$ i $\vartheta = 90^\circ$ stosunek $\frac{k}{k_0} = 0,84$, a dla $k = 0,5$ wartość na $k_0 = 0,595$.



Rys. 22. Związek między wysokością, nachyleniem skarpy, kątem tarcia dla odłamu płaskiego.



Rys. 23. Związek między wysokością, nachyleniem skarpy i kątem tarcia dla odłamu walcowego.

Z równania (14a) otrzymamy następnie

$$h_{90} = \frac{4 \times 5,95}{1,6} \times 0,958 = 1,425, \quad \frac{h_s}{h_{90}} = \frac{10}{1,425} = 7,02$$

z wykresu 23 dla $\varphi = 10^\circ$ nachylenie skarpy β będzie okragło 17° , a zatem nieco więcej niż połowa nachylenia dla odłamu płaskiego. Jak z tego widać przyjęcie odłamu płaskiego nie z a p e w n i a stałości skarpy.

Po stronie odpowietrznej na skarpie grobli, leżącej ponad linią wody przesiakającej przez groblę, obliczenie metodą Prof. Felleniusa da realne wartości na graniczne nachylenia skarpy. W praktyce muszą być stosowane nachylenia jeszcze mniejsze, celem uzyskania pewnego współczynnika bezpieczeństwa. Dla skarpy odwodnej, z powodu nasiąknięcia skarpy wodą, zmienia się tak kąt tarcia jak i kohezja użytego do budowy grobli materiału. Na ogół zmniejsza się kąt tarcia a kohezja wzrasta. Musi być ponadto uwzględniony wypadek, gdy na skutek nagłego obniżenia poziomu wody w zbiorniku, a utrzymaniu się poziomu ciśnienia przesiakającej wody w korpusie grobli, powstaje w płaszczyźnie skarpy wypór wody, skierowany na zewnątrz, który daje dodatkową dużą siłę i może spowodować zesunięcie się skarpy.

Meyer [12] wprowadza do wykreślonego obliczenia skarpy grobli dodatkowe parcie wewnętrzne wody, uzyskując w ten sposób inne i znacznie gorsze warunki równowagi niż dla grobli o skarpach suchych. Obliczenie to jest niewątpliwie słuszne, zawiera jednak z natury rzeczy wiele przyjęć dowolnych. Ponieważ, jak zresztą i do-

świadczenia potwierdzają, nie można nie uwzględnić czynnika wyporu na skarpe w korpusie grobli ziemnej, gdyż wypadki raptownego obniżenia poziomu wody w zbiorniku zdarzają się, należy więc konstrukcję grobli wykonać tak, aby tego wyporu uniknąć. To prowadzi do konstrukcji zapór o przepuszczalnych skarpach, także od strony wody.

W n i o s k i.

Budowa grobli ziemnych wymaga poprzedniego dokładnego zbadania materiałów, mających być użytymi do budowy, tak pod względem ich właściwości fizycznych jak i mechanicznych. Materiały te można podzielić na dwie wielkie grupy, materiałów sypkich o dużej przepuszczalności, nie posiadających kohezji, natomiast posiadających kąt wewnętrznego tarcia — oraz materiałów spoiстых, prawie nieprzepuszczalnych, o dużej kohezji i bardzo małym lub żadnym kącie tarcia. Grobla musi być tak wykonana, aby po stronie skarp, tak odwodnej jak i odpowietrznej, był nagromadzony materiał sypki i przepuszczalny, natomiast w osi grobli, był pomieszczony materiał spoiсты, nieprzepuszczalny. Przejście między jednym a drugim materiałem powinno być stopniowe. Budowa takiego typu grobli da się najłatwiej wykonać metodą amerykańską spławiania (hydraulic fill method).

Fundament grobli musi mieć dostateczną wytrzymałość na powstające w nim naprężenia ścinające, ponadto dostateczną nieprzepuszczalność dla wody, która mogłaby wypływać materiał naj-

drobniejszy, a potem stopniowo i grubszy, doprowadzając w końcu do przedarcia się całej wody pod groblą (piping) i runięcia zapory. Dla fundamentu przepuszczalnego musi być dany dren, ewentualnie i filtr na krawędzi odpowietrznej grobli.

L I T E R A T U R A.

- [1] Premier Congres des grands barrages. Stokholm 1933. Question 2a. Rapport Nr. 23.
- [2] Second Congress on large dams Washington 1936. Question VII. Knappen U. S. A.
- [3] Transactions of the Am. Soc. of Civ. Eng. October 1935. Harsa, Uplift and seepage under dams on sand.
- [4] detto Discussion.

[5] Second Congress on large dams. Washington 1936. Question VI, Essais geotechniques des terrains de fondation. Drouhin et Martin.

[6] Eng. News Record. 1933. Proctor. Fundamental principles of soil compaction.

[7] Sec. Congr. on large dams. Question VII. Gilboy U. S. A.

[8] Terzaghi. Erdbaumechanik.

[9] Eng. News Record. April 1936.

[10] Pomianowski, Rybczyński, Wóycicki. Hydrologia tom II.

[11] Fellenius. Erdstatische Berechnungen.

[12] Second Congress on large dams. Washington 1936. Question VII. Mayer France.

Inż. Tadeusz Zboński

Zarys gospodarowania wodą w rejonach przemysłowych i dla celów przemysłowych.

Realizowany obecnie olbrzymi plan uprzemysłowienia Polski nasuwa pewne myśli, tyżące się należytego rozplanowania prac, związanych z gospodarowaniem wodą w rejonach już uprzemysłowionych, bądź w mających się nimi stać. Jeśli realizacja tego planu w skali ogólnopolskiej jest planową, jeśli niektóre jego fragmenty są już nawet szczegółowo obmyślane — należałoby niewątpliwie zająć się i stroną wodną zagadnienia dla ustalenia wytycznych celowego rozwiązania tego poważnego działu. Ważnym jest to szczególnie dla nowotworzącego się Centralnego Okręgu Przemysłowego, gdzie niewątpliwie będziemy świadkami już w naszym pokoleniu olbrzymich zmian w wyglądzie ziem tego okręgu, tak jak to mogliśmy obserwować na przykładzie Gdyni. Kto był w niej w czasie, gdy była małą wioską rybacką, i następnie mógł co rok stwierdzać kolosalne zmiany powstałe tam w między czasie, ten naprawdę przekonał się naocznie o sile, jaką stanowi potrzeba ekonomiczna narodu, ale potrzeba mądrze skierowana i należycie wykorzystana.

Polska, jako kraj w olbrzymiej swej większości rolniczy, od samego początku swego powstania zajęła się przede wszystkim zagadnieniami rolniczymi. Dawno już powstał plan generalny rozbudowy rolnictwa, jakim jest przebudowa ustroju rolnego. Akcja ta jest silnie rozwinięta, przemyślana i niejednokrotnie już poprawiana. Realizowana jest konsekwentnie i nie było niemal rządu, któryby nie otaczał ją specjalną opieką.

W planie rozbudowy rolnictwa w Polsce popełniono jednak początkowo pewną pomyłkę przez niezaopiekowanie się należycie gospodarką wodną w rolnictwie od razu i dział ten, tj. melioracje rolne zaczęto doceniać dopiero ostatnimi czasy. Świadczy to o dużej wadze tego działu, skoro go samo życie wysunęło na jedno z poźniejszych miejsc w rolnictwie.

Teraz przyszła kolej na plan rozbudowy przemysłu w Polsce. Generalny zarys rzucono i przystąpiono do jego realizacji. Życzyć by należało, że-

by nie powtórzył się tu pierwszy błąd planu rolniczego, aby sprawy wodne nie musiały sobie zyskiwać prawa obywatelstwa i z czasem dopiero miałyby być brane w rachubę.

Istotą gospodarki wodnej w rolnictwie jest odpowiednia ilość wody i w odpowiednim czasie. Istotą gospodarki wodnej w przemyśle jest nie tylko ilość tej wody w odpowiednim czasie, ale również jej jakość zależnie od celu, któremu ma służyć. Otrzymania odpowiedniej ilości wody przemysł się specjalnie nie boi, natomiast jakość wody już jest sprawą ważną, a waga tego może w przyszłości wzrosnąć przy znaczniejszym rozwoju przemysłu.

Woda, którą przemysł potrzebuje i którą zwraca naturze, czyli pofabrykacyjne odcieki, składają się na zagadnienie „jakości wody”. Obie te sprawy nie mają specjalnego znaczenia w okolicach mało uprzemysłowionych, odcieki pofabrykacyjne mogą mieć tam jedynie wpływ na rolnictwo, natomiast sprawy te są ważne w rejonach przemysłowych. W takich rejonach kwestia dostarczenia dobrej wody i odpowiedniego usunięcia przerobionej nie jest sprawą prostą i należyte jej rozwiązanie może dać dobrze obmyślony plan gospodarowania wodą w tych właśnie rejonach przemysłowych.

Gospodarkę taką należałoby już teraz rozplanować, aby w miarę możliwości można było dostosowywać do niej realizację nowych rejonów przemysłowych oraz przyspieszyć rozwój już istniejących.

Na pierwszy plan wysuwa się tu oczywiście kwestia dostarczenia czystej wody do fabryk i do związanych z nimi osiedli ludzkich, czyli kwestia źródeł poboru wody i budowa sieci wodociągów. W rejonach przemysłowych należałoby od razu zbadać możliwe źródła poboru wód do wodociągów i źródła te otoczyć należyłą opieką. Badać te należałoby przeprowadzić zawczasu, aby wszelkie źródła czystej i dobrej wody były w każdej chwili do dyspozycji i ewentualnej eksploata-

cji, z drugiej strony zaś, aby zlewnie tych źródeł od razu można było wyłączyć jako rezerwy i poddać je należytej ochronie.

Trudno jest oczywiście teraz przewidzieć, ile dobrej i odpowiedniej wody będzie zużywać w przyszłości jakiś rejon przemysłowy. Pewne wskazówki praktyczne może dać np. Górny Śląsk, lub Zagłębie Dąbrowskie. W każdym razie wobec olbrzymich możliwości planowego rozwoju przemysłu w Polsce, liczby obecne należy przyjmować nie jako maksymalne. Dlatego zapewnienie już z góry jak najwięcej źródeł dobrej wody jest sprawą nieodzowną.

Za przyjęciem dużej liczby tych źródeł, a nie poprzestaniem tylko za jednym, przemawia kilka okoliczności.

Jedno źródło musi być obliczone na dużą wydajność w przyszłości, a czy to będzie źródło pod, czy naziemne (woda podziemna lub powierzchniowa) w normalnych warunkach należy przyjąć, że wydatek jego jest proporcjonalny do zlewni. Jeśli zatem chcemy mieć dużo wody z jednego źródła, to w rejonie przemysłowym musimy się liczyć z ochroną dużej zlewni. Jest to ze wszech miar niepożądanym, aby w okolicy o wybitnych wartościach przemysłowych, często i kopalnianych utrudniać nie tylko rozwój jej, ale nawet tworzyć coś w rodzaju martwego rejonu. Nie ulega bowiem wątpliwości, że ochrona zlewni źródła wody wodociągowej musi hamować normalne życie osiedli ludzkich, a cóż dopiero, jeśli te osiedla już mają, lub mogą mieć wartości dodatkowe, — jak np. osiedla letniskowe, czy turystyczne, w których woda zawsze stanowi dużą atrakcję choćby do kąpiei, plażowania i t. p. Im ten ujemny wpływ ochronny będzie się rozciągał na mniejsze obszary, tym oczywiście lepiej. Dlatego powierzchnia zlewni, winna być jak najmniejsza. Jest to równoznaczne oczywiście ze zmniejszeniem poboru wody, czyli ze zwiększeniem ilości źródeł.

Ale przeciw poborowi wody w rejonie przemysłowym z jednego dużego źródła o dużej ochranianej zlewni, przemawia jeszcze druga, może ważniejsza okoliczność tj. względnie na obronność rejonu. Należy bowiem stwierdzić, że w dzisiejszym stanie wojennej techniki obronnej, woda jest czynnikiem bardzo ważnym. O znaczeniu jej dla życia ludzkiego i przemysłowego nie warto się rozwodzić — dlatego należy przypuszczać, że wszelkie obiekty wodne będą w czasie wojny niewątpliwie w pierwszym rzędzie atakowane. O ile zniszczenie takiego obiektu w dużych i gęsto zabudowanych miastach nie jest sprawą łatwą, o tyle zniszczenie go we względnie otwartym rejonie przemysłowym może być wykonane bez większego trudu.

Wyobraźmy sobie rejon przemysłowy z mnóstwem fabryk, kopalń i związanych z nimi osiedli ludzkich, obsługiwany przez jeden zakład wodociągowy o źródle z dużą, ochranianą zlewnią. Jedna bomba ułożona w jakieś czułe miejsce tego zakładu może spowodować od razu unieruchomienie życia w całym rejonie. A przecież takich czułych miejsc zakład wodociągowy posiada bardzo dużo, o szczególnie łatwym dostępie, niejednokrotnie nawet niemożliwym do obronienia w wypadku np. większej odległości właściwego zakładu oczyszczania wody od jej ujęcia.

Wychodząc więc z założenia przystosowania rejonu przemysłowego do wypadku wojny, należy z góry odrzucać wszelkie koncepcje centralnych wodociągów obsługujących całe rejony. Ustalenie szeregu małych źródeł poboru, z małymi należycie ochronionymi zlewniami, z szeregiem zakładów filtracyjnych ulokowanych blisko ujęcia wód i z wzajemną celowo sprzęgniętą i uzupełniającą się siecią przewodów rozprowadzających wodę — oto jedyny sposób rozwiązania tego problemu. Zniszczenie jednego małego zakładu nie będzie rzeczą tak łatwą, jak dużego centralnego, a gdyby nawet to nastąpiło — to pozostałe zakłady uzupełnią brak wody. Naprawa uszkodzenia też będzie łatwiejszą, najważniejszym jednak będzie to, że zniszczenie jednego małego zakładu nie spowoduje unieruchomienia życia i przemysłu w całej okolicy.

Za decentralizacją źródeł wody i związanymi z tym małymi zlewniami należycie chronionymi przemawia jeszcze kwestia odcieków fabrycznych. Nasze ustawodawstwo wymaga, by ścieki wszelkiego rodzaju, były odprowadzane do wód publicznych w stanie należycie oczyszczonym. Jest to żądanie zupełnie słuszne i celowe. Są bowiem ścieki przemysłowe, których oczyszczenie nie przedstawia żadnych trudności technicznych, a nawet nieoczyszczenie ich narażać może zakład przemysłowy na straty, gdyż niejednokrotnie ścieki te mogą dać pewne zyski przy należyтым przerobieniu. Wpuszczenie takich ścieków do wód publicznych jest dowodem nie tylko karygodnego niechlujstwa ze strony zakładu przemysłowego, ale poprostu lekkomyślnością.

Są jednak odcieki, które oczyścić można przy dużych wysiłkach finansowych zakładu przemysłowego, wysiłkach, które przy zbyt rygorystycznych żądaniach władz wodnych mogą spowodować nieopłacalność zakładu i w konsekwencji likwidację jego. Należy bowiem zdać sobie sprawę, że do oczyszczenia odcieków pofabrykacyjnych używa się różnych chemikaliów, których cena niejednokrotnie jest bardzo wysoka. Całkowite oczyszczenie takich wód jest możliwym w krajach o silnie rozwiniętym przemyśle chemicznym, dostarczającym masowo i tanio najrozmaitszych potrzebnych produktów chemicznych. U nas napotyka się na tym polu na duże braki, które z czasem dopiero zostaną usunięte, po zrealizowaniu planowego uprzemysłowienia naszego kraju.

Narazie jednak należy stwierdzić, że ustawodawstwo nasze zbyt jednostronnie potraktowało sprawę odcieków przemysłowych, w stosunku do wód publicznych. Przede wszystkim w rejonach przemysłowych trudno wogóle jest mówić o utrzymaniu jakiegokolwiek n. p. rzeki w takim stanie, w jakim utrzymywałyby się ona w okolicach nieuprzemysłowionych. Na zanieczyszczenie jej wód mają wpływ nie tylko ścieki pofabrykacyjne, które można unicestwić, ale najróżniejsze drobne częstokroć wpływy uboczne, powodujące nawet niezdatność wody do użytku. Na te wpływy uboczne często nie ma sposobu, a nawet nie można ich wogóle rozpoznać.

Dlatego koniecznym się wydaje, aby niektóre wody publiczne w rejonach przemysłowych, a

przynajmniej ich pewne partie wyłączyć z pod rygorystycznego działania ustaw chroniących je przed zanieczyszczeniem, aby dać możliwość wodzie wyzyskania zdolności do samooczyszczenia się. Zdolność ta istnieje, a wyzyskanie tego zjawiska może być również pomocne do sprawy rozwoju przemysłu, gdyż niejednokrotnie zmniejszy koszty oczyszczania ścieków do granic opłacalności produkcji, a tym samym do powstawania nowych fabryk.

A o to chyba nam wszystkim teraz najwięcej chodzi!

Zenon Urbański

Różdkarstwo na usługach gospodarki wodnej.

Zagadnienie zastosowania poszukiwań różdkarskich przy budowie urządzeń wodociągowych wpływa choćby tylko mimochodem na każdym ze zjazdów czy kongresów hydrotechnicznych, znajdując różne ustosunkowanie się poprzez skrajnie rozbieżne opinie fachowców wodnych.

Materialistyczne poglądy nauki ubiegłego stulecia, wyrzucające poza nawias nie dających się wówczas ująć w prawa mechaniki problemów, odsunęły całe różdkarstwo. Różdźka znana już dwa tysiące lat przed Chrystusem w Chinach, stosowana o wiele wcześniej przez Egipcjan, także Żydów, czego dowodem biblijne otwarcie źródła wody przez Mojżesza, które napewno nie polegało na uderzeniu łaską w skałę, ale na wskazaniu jej łaską-różdźką, — łączona w średniowieczu z magią i zażrębana w podaniach ludowych, przetrwała do lat ostatnich w opinii ogólnej jako niezrozumiały dziw.

Potraktowanie fenomenu różdkarskiego z tego punktu nie mogło wpłynąć pozytywnie na obiektywne zbadanie samego zjawiska. Korzystano ze wskazań osób mniej lub więcej obeznanych z różdkarstwem, nie wnikając w istotę powodów obracania się różdźki w rękę różdźkarza.

W pierwszych latach bieżącego stulecia, w dobie odkrycia promieniowania materii, zwrócono znowu uwagę na problem różdkarstwa w zastosowaniu do wskazań wód wgłębnich. Zrzeszeni różdźkarze, wśród których nie braknie wybitnych przedstawicieli nauk ścisłych, propagują różdkarstwo i kładą podwaliny pod współczesne naukowe metody kontroli reakcji i wyników poszukiwań różdkarskich.

Różni badacze dążą w pierwszym rzędzie do wyjaśnienia widocznych obrotów różdźki, uważanej za instrument nie złączony z osobą różdźkarza, spełniającego ich zdaniem rolę statywu i dopiero ostatnie wyniki szczegółowego oświetlenia reakcji, zaliczyły różdźkę do rzędu wskaźników biologicznych, dla której siłą motoryczną jest organizm różdźkarza, a w szczególności jego system nerwowy i mięśniowy. A że objawy te nie u wszystkich ludzi dają się zaobserwować, przyjęto, że samo różdkarstwo jest cechą indywidualną osób obdarzonych „zmysłem różdkarskim”, który prawdopodobnie był dawniej udziałem wszystkich ludzi i został zapomniany w postępie cywilizacji. Nie można jed-

Wiąże się to ściśle z poprzednim. Powstanie szeregu fabryk na obszarze dużej zlewni jakiegoś wodociągu, czy też odwrotnie: ujęcie wody z regionu już uprzemysłowionego dla celów wodociągowych powoduje w końcu popsucie się wody nawet wówczas, gdy odcieki pofabrykacyjne są nie dopuszczane do wody. Wobec tego należy dążyć, by źródła wód czystych miały zlewnie jak najmniejsze, by zakłady wodociągowe lokowały się na małych rzeczkach, lub w górnych partiach dużych zlewni, pozostawiając resztę obszaru do dyspozycji i na potrzeby przemysłu i górnictwa.

nak uważać go jako zmysłu szczątkowego, gdyż około 90% ludzi objawia inklinację do zdolności różdkarskich a szereg z nich, nie zetknąwszy się z problemem tym praktycznie, nie wie o możliwościach ewentualnego rozbudzenia w sobie drzemających właściwości.

Jednym z pierwszych, który zaczął przypisywać reakcje nie różdźce a różdźkarzowi, był Goethe ze swym słynnym „Tonusaüderung”. To samo twierdzi Singer badający różdźkę, na prawach mechaniki i elastyczności.

W międzyczasie rozwinął się spór o interpretację napotykaną głębokimi wierceniami warstw wodonośnych, co do których hydrologi wystąpili z określeniem „horyzonty wodne”, zalegające na różnych głębokościach, a różdźkarze z nazwą „żyły wodne”, która przyjęła się w całej literaturze i terminologii różdkarskiej. Pisze o tym inż. Oberneder a ostateczne wyjaśnienie słuszności obu nazw przypada m. in. inż. dr. G. Lehmannowi, który badając stronę fizykalną właściwości, t. zw. promieniowania ziemskiego w punktach reakcji, szeregiem wierceń i odkrywek ustalił, że rzeczywiście napotyka się w ziemi na szczeliny w jednolitym układzie warstw, czy też na spągu różnych warstw, wypełnione przeważnie piaskiem z przelewającą się wodą w jednym kierunku, nie zależnym od układu nawierzchni i spadu terenowego.

Opublikowane wyniki Lehmana w 1932 r. nie biorą jednak w rachubę większych terenów. Chodziło bowiem o ustalenie związku gromadzenia się piorunów — z pominięciem odgromników na masztach wzdłuż linii wysokiego napięcia — z podziemnymi żyłami wodnymi, i na tej ograniczonej przestrzeni dokonano poszukiwań zalegających żył wodnych, wskazanych przy pomocy różdźki. Po zbadaniu rozleglejszego obszaru z naniesieniem wyników na plany okazuje się, że mniej więcej na jednej głębokości napotyka się na system żył wodnych o tym samym kierunku spływu, pod którymi zalegają dalsze najróżnorodniejszego układu i kierunku spływu wód, dla większości naszych warunków geologicznych w łażach, pod nimi w warstwach — podkładach węgla brunatnego, czy też na spągu łaż z wapieniami. Systemy żył wodnych tworzą obraz horyzontów czy niecek wodnych, o których mówi hydrologia i na tym punkcie pokrywają się

obie strony sporne, zamykając dyskusję bez zastrzeżeń.

Definitywne uznanie różdżki za wskaźnik biologiczny, zależny od zmian w organizmie różdżkarza, zmusza badaczy do bardzo szerokiego potraktowania całości i to ze strony fizycznej samego miejsca reakcji oraz zależności pomiędzy nimi a różdżkarzem, w oświetleniu fizjologicznym i psychicznym.

Jak już wspominałem, zwrócono uwagę na gromadzenie się piorunów w miejscach reakcji, co dało powód do badań elektromagnetycznych, podjętych, przez dr. Lehmana na żyłach. Bardzo ściśle wyniki tych pomiarów wykazały spadek potencjału elektrycznego w stosunku do przyległego terenu neutralnego i większe przewodnictwo powietrza. Zdaniem Lehmana spadek potencjału jest powodem gromadzenia się elektryczności w samej żyłce wodnej, która spełnia rolę przewodnika w gruncie uważanym za izolatora, a jonizacja o innej wartości na żyłce i parowanie wody dają zwiększenie zdolności przewodnictwa, co potwierdzają spostrzeżenia Diete'a o lepszym odbiorze audycji radiowych, jeżeli uziemienie aparatu doprowadzone jest do miejsca reakcji na żyłce wodnej.

Zawdzięczamy zatem Lehmannowi skierowanie wysiłków badawczych na właściwe tory i zwięźlenie poprzednio skonstruowanych teorii do zagadnień elektromagnetycznych.

W obiektywnym rzucie na całość nie można pominąć szeregu badaczy, począwszy od alchemika Roberta Fludd'a (1683 r.) doszukujących się t. zw. promieniowania ziemskiego do którego zaliczyć należy współczesne promieniowanie radioaktywne. Wymienić należy tu Ambronna i Benedikta, Pohl'a i Zeitlingera, także Hess'a, który jednak nie mógł zarejestrować promieni ziemskich aparatami do pomiarów promieni kosmicznych. Według teorii Wüsta i Wimmera promienie „W” (Wünschelrute) rejestrować można dotychczas tylko różdżką, mimo że miejsca promieniowania wykazują zбочzenia magnetyczne. Jeżeli jednak przyjmie się, że są one elektromagnetyczne, obserwować można o wiele jaśniej ich charakter. Długość fal podają obydwaj autorzy pomiędzy 1 i 60 cm z częstotliwością do 5000 Hertza o polaryzacji dodatniej i ujemnej. Obserwacje ich wykazały liczne fizyczne i biologiczne skutki promieni „W”.

Z kilku sposobów chemicznego badania na czóło wysunął się dr Paul E. Dobler ze swym fotograficznym badaniem na podstawie obserwacji de Vita, mianowicie płyty fotograficzne okazują zaczerńnienia, przypisywane promieniom ziemskim.

Dr Dobler stwierdził doświadczalnie, że płyty z polerowanej blachy aluminiowej, umieszczone na żyłkach wodnych uprzednio dowieconych, w porównaniu z eksponowanymi na miejscach neutralnych, zaczerniają silnie płyty fotograficzne. Opiera swe badania na znanych właściwościach zaczerńniania płyt przez różne metale (radioaktywność) wzmocnione wpływem „promieni bioaktywnych”, dla których najczulszym indikatorem jest aluminium, wykazujące także wzmocnienie zaczerńnień od magnezu i emanacji z rąk ludzkich (promieniowanie wtórne).

Terminem „promienie bioaktywne” nie obejmuje on, opartych na podstawie wibracji elektro-

nów, fal o długości od 0,000,000.05 do 0,000,000.01 milimetra, powstających przy naturalnym rozpadzie materii — atomów, ale obserwowane już w r. 1780 przez Galvani'ego — także elektromagnetyczne milimetrowej długości, efekt wibracyjny grup atomów i molekułów, — które napotyka się na powierzchni prostopadle, nad zmiennym układem geotektonicznym jako „strefy podrażnień”, w której wegetacja wykazuje znamienne objawy patologiczne w nawiązaniu do badań Ramschorna i N. Marinesco. Według nich sztuczne ładowanie anodowe rośliny przy 8—16 milivoltach wpływa dodatnio na roślinę, a katodowe — ujemnie. Przekroczenie natężenia w granicach pomiędzy 200 a 400 milivoltami powoduje szkodliwe t. zw. „zadławienie anodowe” rośliny, objawiające się skręcaniem liści i żółknięciem wierzchołków, co znane jest na żyłkach wodnych, których emanacje zalicza do promieniowania bioaktywnego. Słuszność swych tez opiera na 1) eksperymentalnym stwierdzeniu Möbinsa o absorbowaniu przez bieżącą wodę elektromagnetycznych fal (o długości od mili do decymetra), jakie według praw fizyki muszą być także z niej emanowane i 2) obliczeniach Arkadiewa, R. Gansa i R. Loyarte'a o współzależności pomiędzy wibracjami magnetycznymi a emisją ultrakrótkich fal elektrycznych, co potwierdzają obserwacje Wüsta i Wimmera zбочzeń magnetycznych, których pomiarami w strefie podrażnień zajmuje się dr August Wendler z pomocą aparatów magnetometrycznych (Gerameter und Doppelkompass).

Silne zjonizowanie na żyłkach wodnych przypisywane początkowo promieniom gamma wyjaśnia Stechhöfer, wykazując, że nie mają one nic wspólnego z jonizacją, a co najważniejsze z efektem różdżkarskim. Dobler przypisuje zjonizowanie powietrza promieniom bioaktywnym. Występuje ono ze szczelin ziemi zjonizowane — według Fritscha — dodatkowo, a sama jonizacja jest silniejsza w ziemi niż w atmosferze. Dużą rolę odgrywa tu warstwa humusowa, wpływająca hamująco na wydobywanie się zjonizowanego powietrza, gromadzącego się pod nią, na dowód czego podaje, wg Orłowa, że minimum jonizacji przypada na czas mrozów i deszczów jak wykazały badania w Syberii oraz, wg Eberta i Kunza, że jonizacja powietrza ma miejsce tylko w górnych warstwach ziemi. Dlatego, że piasek jako warstwa wodonośna jest bardzo aktywny i przepuszcza więcej jonów pozytywnych, zatrzymując negatywne, daje się zaobserwować dodatnią jonizację nad podziemnymi warstwami wodnymi, t. j. nad szczelinami wodnymi zwanymi żyłkami, wypełnionymi piaskiem, co w efekcie daje spadek potencjału negatywnego, charakteryzującego pomiary na żyłkach wodnych Lehmana i innych. Dr Dobler twierdzi, że na ciężkich pozytywnych jonach gromadzi się para wodna, unosząc się w formie mgieł na powierzchni, co jest przyczyną zwiększenia się przewodnictwa powietrza.

Bardzo rozległego materiału do zagadnienia elektromagnetycznej emisji podglebia dostarczył inż. Volker Fritsch na podstawie radiogeologicznych pomiarów wskazując, że zmiany układu warstw geologicznych jak spągi, szczeliny i podziemne wody wykazują zmiany w polu Hertza i są identyczne z miejscami reakcji. Rejestruje on na nich prądy

wysokiej częstotliwości, pokrywając swe badania z teorią d-ra Doblera promieni bioaktywnych.

Związek zachodzący pomiędzy promieniowaniem elektromagnetycznym a organizmami żyjącymi znany jest od czasów Galvani'ego, a z oświetlenia badań biologicznych wiadomo, że życie organizmów związane jest z elektrycznością. Zarówno procesy wegetacyjne jak mózgowie i ruchy mięśni wzbudzają słabe prądy elektryczne, badane przez Heyd-villera i Sauerbrucha z Schumannem; Fritsch nazywa je prądami biologicznymi, które według poprzednich zdjęć scylograficznych mimo, że nie wykazywały czystych form sinusoidalnych, uważano za prądy średniej częstotliwości, zaliczane przez niego i dr. Doblera do falowania wysokiej częstotliwości w granicach od mili do decymetra i znanych psychologii z oddziaływań w organizmie ludzkim.

Aktualne i zbiegające się spostrzeżenia Fritscha i Doblera, z których pierwszy daje syntezę różnych wyników badań i prawie wszystkich znanych teorii odnośnie zachowywania się organów różdżkarza w strefie podrażnień prądami elektromagnetycznymi i otrzymywanych wskazań za pośrednictwem różdżki, rzucają zrozumiałe dla całego fenomenu poglądy na podstawie fizyki.

Dr Dobler stwierdza, że bardzo wrażliwi ludzie są w możności odbierać ultrakrótkie biologiczne fale promieniowane przez innych i wyczuwać je na znaczną odległość, dlatego też nie różniące się charakterem wibracyjnym bioaktywne promienie nie sprawiają im specjalnej trudności w rejestrowaniu ich, choćby źródło promieniowania znajdowało się 1000 metrów pod powierzchnią ziemi.

Zatem Dobler promieniom bioaktywnym a Fritsch promieniom podglebia o wysokiej częstotliwości — przypisują wpływ na fizjologiczne objawy skurczu mięśni, powodujące ruchy różdżki. Jako sieć przewodników podają system nerwowy zdolny do przelewu od 200 do 300 impulsów na sekundę.

Przy poszukiwaniach różdżkarskich staje się każdorazowo przed zadaniem określenia głębokości zalegania wskazywanych obiektów. Sposoby tych określeń są indywidualne i najczęściej polegają na t. zw. metodzie promieni ukośnych, których kąty odchylenia od pionu każdy interpretuje według własnego spostrzeżenia nabytego w praktyce. Kąty te wynoszą według Benedikta 30°, Szermuly 27° a innych 45° i t. d.

Wysiłki przyjęcia siły reakcji jak i kątów nachylenia różdżki do określenia głębokości nie dają wyników, dlatego, że nawet u tych samych osób pozycje początkowe różdżki i odchylenia w górę i w dół z różnicą od 0° do 200° nie są jednakowe i brak na razie ich szczegółowego oświetlenia. Charakterystycznym dla nich jest rejestrowanie impulsów pozytywnych i negatywnych, pierwszych w strefie podrażnień, drugich w terenie neutralnym.

Metoda promieni ukośnych możliwa do zastosowania przy niewielkich głębokościach zawodzi dla głębokości większych, zmuszając do szukania innych, ze zwróceniem uwagi na przymioty geometryczne pola reakcji, choćby dlatego, że wyżej zalegających żył wodnych nie można zasłonić, ażeby ich emanacje nie wpływały na mylne interpretowane otrzymywanych reakcji. Wynikają stąd zrozumiałe błędy, powodujące ataki przeciwników praktycznego zastosowania różdżki, której odrzucenie uzasadniają jeszcze t. zw. „mylnymi domniemaniami” określeń warstw wodonośnych, gdzie wierceniem napotyka się na zmianę układu warstw geologicznych wzgl. pokłady piasku wilgotnego o słabym przepływie wody.

Co do pomiaru siły reakcji i trwania maksymalnego natężenia zdania są podzielone i z naturalnych przyczyn zmierzenie pokonywanego oporu przy obrocie różdżki jest utrudnione, gdyż np. unieruchomienie końców różdżki roślinnej nie wpływa hamująco na jej obroty w miejscu zgięcia pręta powyżej rąk bez śladu obrotu w dłoniach. Jest to jeden z moich znanych sposobów do przekonania sceptyków o absolutnym nie wpływaniu na przebieg obrotów z poleceniem przytrzymania końców różdżki osobom trzecim.

Pomiary różnicy czasu, zachodzącej pomiędzy napięciem mięśni a reakcją (momenty psychiczne), wynoszącej według Sommera $\frac{1}{5}$ sekundy — są w toku w oparciu o studia Gildmeistra i Lapieque'a. Wyjaśnia one przyczynę możliwości wskazywania różnicy w podglebiu bez pomocy różdżki (rbdomancja) i kierowanie się znanymi objawami bio- i fizjologicznymi w strefie podrażnień jak klucie, bóle i t. p.

Dlatego więc, że płynące wody w głębie emanują ultra krótkie promienie bioaktywne, oddziałujące na biologiczne prądy wysokiej częstotliwości w organizmie różdżkarza, zdolny on jest — posługując się różdżką przy zastosowaniu 100% ostrożności w interpretowaniu otrzymywanych reakcji — wskazywać na powierzchni ziemi ich w głębną obecność. Ostrożność podyktowana jest koniecznością różniczkowania emanacji całej gamy wibracji obok zalegających obiektów, rejestrowanych na skali długości od mili do decymetra, czułymi aparatami fizykalnymi, dającymi na antenie sumę wszystkich oddziaływań podglebia.

Nadzwyczajnie czuła antena biologiczna, jaką jest system nerwowy różdżkarza odbierający promieniowanie warstw w głębnych, przelewając je z szybkością $\frac{1}{1000}$ sekundy na określone komórki mięśniowe, nie zastąpiony instrumentami selektor biologiczny, manifestuje fizjologicznie skurczem mięśni, powodującym ruch różdżki, impulsy fizyczne na prawach psychicznych, kontrolowanych dzięki wysokiej kulturze technicznej doby bieżącej.

L I T E R A T U R A.

Ambrohn: „Glückauf“ — 481 (1921). Aufschlussarbeiten.

Arkadiev: Physikalische Zeitschrift — 14, 928 (1913). Annalen der Physik — 65, 643 (1921).

Benedikt: Ruten und Pendellehre (1917). Wien.

Dobler: Physikalischer und photographischer Nachweis der Erdstrahlen. Lösung des Problems der Wünscheltrute. (1934). Feuchtwangen.

Dobler: Natürliche elektrische Wellen (Erdstrahlen) und ihre Einwirkung auf den lebenden Organismus. (1936). Feuchtwangen.

- Ébert - Kunz:** Physikalische Zeitschrift — 11, 389 (1910). Luftelektrizität.
- Fritsch - Jelinek:** Beiträge zur Physik der Wümschelrutenfrage (1936) Diessen vor München.
- Gans-Loyarte:** Annalen der Physik — 64, 209 (1921).
- Gildmeister:** Medicinische Wochenschrift — 58, 1113 (1911).
- Hess:** Physikalische Zeitschrift — 13, 1084 (1912) Höhenstrahlung.
- Lapicque:** L'excitabilité en fonction du temps (1926) Paris.
- Lehmann:** Ueber die Ursachen der Häufung von Blitzeinschlägen an gewissen Stellen von Hochspannungsleitungen (1932). Dresden.
- Marinesco:** Kosmos — 1 (1935).
- Möbius:** Annalen der Physik — 24, 293 (1920).
- Oberneder i inni:** Tatsachen und Dokumente im Streit um die Wümschelrute (1933) Solln vor München.
- Orlowa:** Physikalische Zeitschrift 585 (1930) Ionisation.
- Pohl v. Erdstrahlen als Krankheitserreger** (1932) Diessen vor München.
- Ramshorn:** „Planta“ — Archiv für Wissenschaftliche Botanik 22, 737 (1934).
- Sauerbruch - Schumann:** Münchener Medicinische Wochenschrift 681 (1928).
- Singer:** Zeitschrift Österreichischer Ingenieur und Architekten 231 (1917) Wümschelrutenfrage.
- Stechhöfer:** Zeitschrift für Geophysik 2/3 (1936).
- Vita de:** Zeitschrift für Wümschelrutenforschung 1/3 (1934).
- Wendler:** Zur Frage der objektiven Wümschelrutenkontrolle mit magnetometrischen Apparaten (1936) München.
- Wetzel:** Wümschelrute, Strahlung und Entstrahlung (1932) Solln vor München.
- Wüst-Wimmer:** Raux' Archiv für Entwicklungsmechanik 131 (1934) Neuartige Schwingungen.
- „Zeitschrift für Wümschelrutenforschung“ — organ Reichsverbandes für Wümschelruten Wessen — Berlin — Herold — Verlag G. M. B. H. Solln vor München.

Prof. Dr Inż. Karol Pomianowski

Zakład wodno-elektryczny na Wilii w Szyłanach.

Nasze kresy północno - wschodnie, leżące w dorzeczu Niemna i Willi, posiadają bardzo znaczne bogactwa naturalne w lasach, pewnych płodach rolniczych jak n. p. len, i — last but not least — w przedsiębiorczości ludności kresowej, której dziełem są liczne, z trudem i wielkim poświęceniem budowane zakłady przemysłowe, przeważnie przemysłu drzewnego. Wielka odległość od źródła energii cieplnej jakim jest węgiel, utrudnia powstanie nowych i racjonalnych zakładów przemysłowych wobec wysokiej ceny tego, najłatwiej się dającego użyć, źródła produkcji energii. Natomiast kresy, tak jak kraje Skandynawskie, obfitują w źródła energii wodnej, prawie zupełnie niewyżyskanej z powodu braku dużych kapitałów, potrzebnych na ich rozbudowę oraz rozprawadzenie energii po kraju siecią elektryczną.

Przepuszczalność gleby, liczne jeziora, stosunkowo mała wysokość parowania w tych już dość północnych rejonach, wszystko to sprawia, że przepływ rzek jest znaczny, a przede wszystkim bardzo stały. Po cofnięciu się lodowca i powstaniu depresji Bałtyku, rzeki wyżłobiły sobie głębokie jary z różnicą poziomów kilkadziesiąt, 100 a nawet więcej metrów, między rzeką a terenem pierwotnym, będącym zlewiskiem rzeki. Ta okoliczność sprawia, że spady rzek są stosunkowo duże, że można w dolinach rzecznych budować zbiorniki, lub do tego celu użytkowywać istniejące jeziora. Warunki wyżyskania energii są więc doskonałe i pozwalają na koncentrowanie w jednym miejscu znacznych mocy instalowanych. Budowa zakładów szczytowych, służących do krycia szczytów wieczornego zapotrzebowania energii, nie przedstawia też żadnych technicznych trudności.

Dwie główne rzeki kresów północno-wschodnich, Niemen i Wilia, koncentrując największe i najbardziej wyrównane ilości wody oraz mając stosunkowo jeszcze znaczne spady, posiadają najdogodniejsze warunki dla budowy zakładów energetycznych. Sama tylko Wilia na przestrzeni od ujścia Wilejki do granicy Państwa posiada potencjalną możliwość produkcji 142 milionów kWg rocznie, czyli 460 KM na 1 km biegu rzeki. Ta przestrzeń rzeki, leżąc obok dużego miasta jakim jest Wilno, jest przede wszystkim przeznaczona do wyżyskania energii. Najlepiej do tego celu nadaje się dolna przestrzeń, koło Szyłan, posiadająca największe spady, wywołane progami kamiennymi w korycie rzeki.

W Szyłanach, w odległości 15 km od Wilna, można bez trudności spiętrzyć wody rzeki o 10,5 m i, pobierając na zakład 150 m³/sek. wody, zainstalować 12.000 kW w dwu jednostkach po 6000 kW każda. Roczna produkcja tego zakładu wyniesie 76,5 miliona kWg, przeciętna wieloletnia moc zakładu 7.850 kW, przeciętna najmniejsza zimowa moc 6.450 kW a najmniejsza absolutna (z 19 lutego 1929 r.) — 3.850 kW. Jak widać z tych cyfr, wahania w produkcji energii zakładu są małe, i tym mniej szkodliwe, że w piętrzeniu jazem mieści się 80.000 kWg w górnej warstwie o grubości 1,0 m. Szczyty wieczorne mogą być zatem kryte nawet w czasie stanów najniższych na rzece. Stany te zdarzają się dopiero pod koniec zimy, w końcu lutego, gdy szczyty oświetleniowe są już niższe w stosunku do najwyższych szczytów grudniowych.

Warunki w jakich nastąpiłaby budowa jazu i zakładu w Szyłanach są bardzo korzystne. Dolina w proponowanym na jaz miejscu tak się rozszerza, że cały jaz wraz z zakładem mogą być wy-

budowane w brzegu na sucho, następnie koryto zamknięte groblą ziemną. Dolina rzeczna jest wcięta w dyluwium składające się tu z piasków bardzo miękich, o współczynniku przepuszczalności od 0,0000131 do 0,0000245 m/sek., miejscami posiadających soczewki ilowe lecz chaotycznie rozrzucone. Na głębokości 2 — 4 m a miejscami płycej znajduje się warstwa gładów eratycznych, jako pozostałość moreny usypanej przez lodowiec, której ze względu na rozmiar gładów rzeka nie była w stanie wynieść i które nagromadziły się poniżej górnego ruchomego dna rzeki. Głazy te tworzą szypoty w Szyłanach i Sejnach i uniemożliwiają żeglugę, a nawet w czasie niskich stanów spław traw. Przykrycie tej przestrzeni szypotów spiętrzoną wodą jazu przedłuży żeglugę statkami w dół rzeki o długość cofki jazu. W przyszłości wybudowana śluza komorowa przy jazu pozwoli statkom schodzić niżej.

Jaz i zakład będą wybudowane pomiędzy żelaznymi ściankami szczelnymi, wbitymi w grunt, po wybagrowaniu pod wodą w linii ich bicia pokładu gładów. Przestrzeń otoczona ścianką szczelną będzie ściankami przedzielona zapewne na trzy części, a przez pompowanie wody ze studzien, wywierconych w obrębie ścianek, będzie obniżone zwierciadło wody gruntowej do głębokości potrzebnej dla założenia fundamentów. W ten sposób cała budowa będzie wykonana na sucho i na dnie. Koryto będzie później przegrodzone groblą

ziemną, po zabicu w osi grobli ścianki żelaznej, w poprzednio wybagrowanym rowie.

Przy bardzo małej przepuszczalności piasku w fundamentach jazu i grobli, i przy założeniu spadu ciśnienia około 1 : 5, prędkość przepływu wody pod fundamentami wyniesie około 22,5 cm na dobę. Przy tej prędkości oczywiście żadna obawa podmycia fundamentu nie może zachodzić.

Koszt budowy jazu i zakładu jest oceniany na około 5 milionów zł, koszt przeciętny produkcji 1 kWg na 0,76 gr. Wobec małej zmienności produkowanej energii nie ma wątpliwości, że cała energia będzie zużytkowana, nawet w części tak zwanej niestałej, która może być korzystnie zużyta w przemyśle produkcji masy drzewnej. Gdy na ogólnej sieci elektrycznej będą współpracować także zakłady zbiornikowe, w odpowiednich punktach kraju rozmieszczone, wóczas bezwzględnie całość produkcji Szyłan, w 100% będzie rozebrana.

Zakład w Szyłanach może przy napięciu 30.000 V zaopatrywać okrąg o promieniu 50 do 60 km. W obrębie jego zasięgu znajdzie się istniejąca, i już do swej granicy wydajności obciążona wileńska elektrownia ciepła. Współpraca tych dwu zakładów pozwoli zaoszczędzić budowę rezerwowej instalacji w Szyłanach dla zakładu wodnej, jak również rozszerzenia elektrowni ciepłej.

Inż. Kazimierz Dębski

Wielkie wody górnej Prypeci.

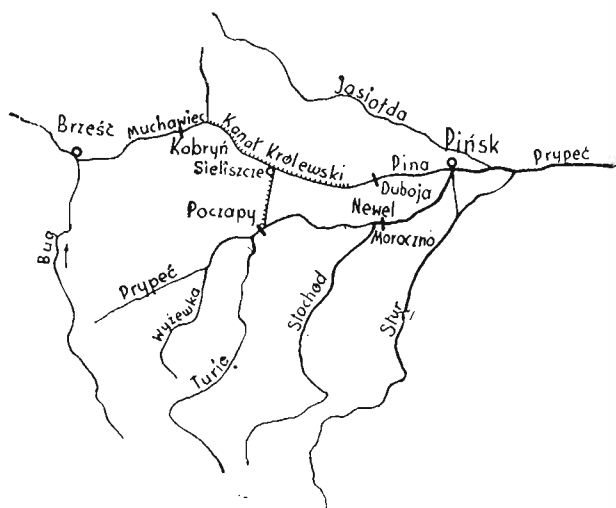
W aktualnym obecnie projekcie przebudowy Kanału Królewskiego dużą uwagę poświęca się zagadnieniu wielkich wód. Chodzi tu o niedopuszczenie wielkich wód z górnej Prypeci do szlaku żeglownego drogi wodnej Brześć—Pińsk, a nieszkodliwe odprowadzenie tych wód własnym łóżykiem Prypeci poniżej ujścia Turii oraz o przystosowanie przekrojów regulacyjnych Muchawca i Piny do przyjęcia wód wielkich, spływających z własnej zlewni tych rzek.

Specyficzne oblicze fizjograficzne obszarów, przez które przebiega Kanał Królewski, skomplikowane sztucznym rozdziałem wód pod Poczapami i Sieliszczem sprawiają, że ośnośnych objętości przepływu nie można obliczyć za pomocą formuł empirycznych, natomiast należy określić je za pomocą pomiarów bezpośrednich.

Celowi temu służyć mogą wyniki prac polowych, przeprowadzonych na wiosnę 1937 r. przez Instytut Hydrograficzny M. K. przy współdziałaniu Wydziału Komunikacyjno - Budowlanego Urzędu Wojewódzkiego Poleskiego, na rzekach Prypeci, Piny i Muchawcu. Na załączonym szkicu (rys. 1) wskazano położenie najważniejszych profilów hydrometrycznych tej serii.

Artykuł obecny dotyczyć będzie wyłącznie wyników badań na Prypeci, przeprowadzonych w przekroju poprzecznym Newel — Moroczno. Na wyso-

kości tego przekroju liczy Prypeć ogółem 10836.05 km² powierzchni dorzecza. Podzielona jest na 3 ramiona, z których jedno płynie na południe od wsi Newel, drugie na południe od wsi Przykładniki, trzecie na południe od wsi Sińczyce.



Rys. 1.

Przy wezbraniach przekraczających poziom wód brzegowych pracują nadto liczne odnogi boczne ramion głównych oraz rowy o własnej zlewni, przekraczające linię przekroju.

Te skomplikowane stosunki przepływu i znaczna, około 10 km licząca szerokość doliny utrudniały dotychczas opracowanie krzywej objętości przepływu Prypeci w tym miejscu.

Umożliwiły to dopiero pomiary z wiosny 1937 roku.

Pomiarami tymi w liczbie 41, przeprowadzonymi w czasie od 18 marca do 6 kwietnia, objęto 16 profilów hydrometrycznych, położonych w przecięciu wód spływających doliną, z linią przekroju poprzecznego. Cztery przekroje leżały na wspomnianych wyżej trzech ramionach głównych, pozostałe na licznych odgałęzieniach tych ramion i na rowach miejscowych. Położenie profilów hydrometrycznych wskazano na szkicu sytuacyjnym (rys. 2).

rów do odpowiednio wybranych, jednoczesnych warunków przepływu, po czym sporządzono zestawienie podające objętości przepływu w dolinie Prypeci w dniach 18, 23, 27 i 29 marca oraz 5 kwietnia, w poszczególnych profilach hydrometrycznych i sumarycznie w całym przekroju.

Zestawienie to, uzupełnione wynikami pomiarów z dnia 16. XI. 1927, wykonanych przy niskich stanach wody, w okresie zaniku roślinności wodnej, podano poniżej.

Data		18.III. 1937	23.III. 1937	27.III. 1937	29.III. 1937	5.IV. 1937	Pomiary z dnia 16.XI. 1927
Odczyt wodo- wskazu cm	Sieńczyce	304	328	336	334	324	236
	Przykładniki	297	368	374	368	350	232
Profil hydrometryczny		Objętość przepływu (m ³ /s)					
odcinek	miejsce						
Moroczno- Sieńczyce	a	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	—
	b	0,1	0,05	0,101	0,087	0,014	—
	c	0,278	0,14	0,275	0,240	0,039	—
	d	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	—
	e	0,0	0,577	1,22	1,041	0,113	—
	f	0,0	0,19	0,45	0,381	0,0	—
	g	0,0	0,483	0,89	0,766	0,200	—
	h	0,1	1,786	6,420	5,1	0,808	—
	i	12,96	23,5	28,90	27,5	21,5	}4,92
	j	7,20	11,76	14,70	13,7	10,5	
Sieńczyce- Przykładniki	k	0,0	0,271	0,081	0,271	0,039	—
	l	0,0	0,808	1,257	0,808	0,119	—
	m	0,0	1,866	3,150	1,866	0,0	—
	n	6,894	80,0	100,6	80,0	47,0	1,42
Przykładniki- Newel	o	0,0	1,59	2,75	1,59	0,54	—
	p	0,0	7,720	13,3	7,72	2,60	—
Razem w przekroju Newel-Moroczno		27,523	130,741	174,094	141,070	83,472	6,34

Dane zawarte w zestawieniu umożliwiły wyznaczenie równań krzywych objętości przepływu w okresie wolnym od zjawisk zlodzenia ewent. wegetacji roślinnej, w strefie wód brzegowych i wylewowych.

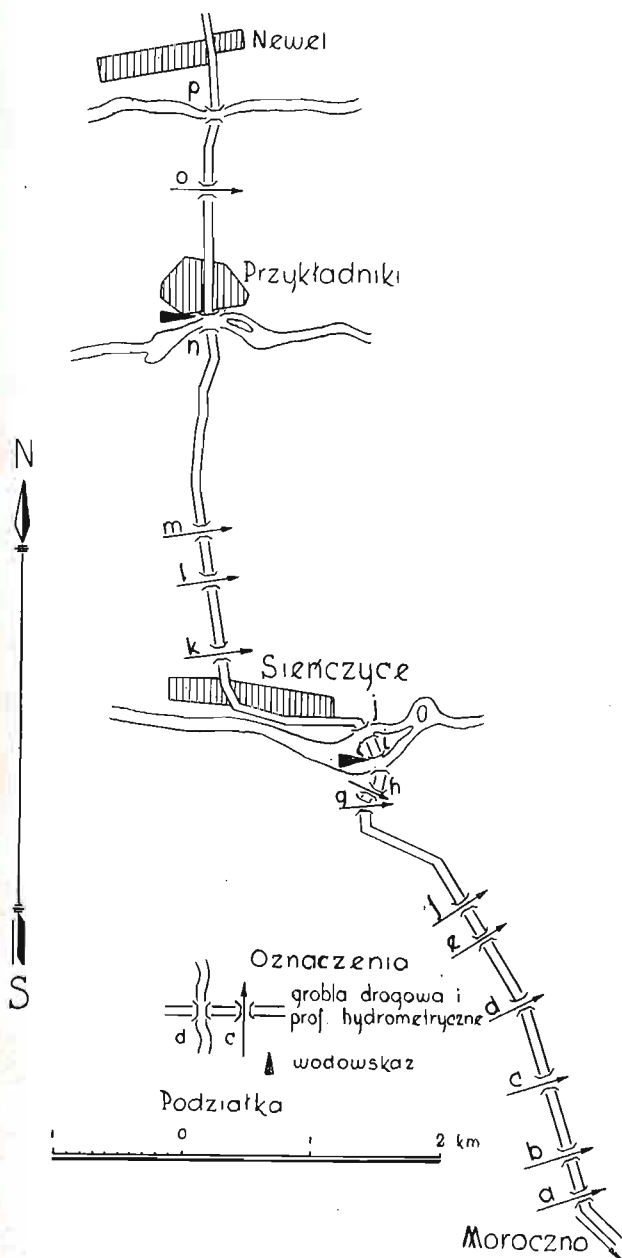
Równania zbudowano według wzoru ogólnego $Q = a(H + b)^n$, przy czym wartość stałą b , określono na podstawie wyników pomiarów z r. 1927, przyjmując $b = -1,17$ m.

Celem obliczenia pozostałych wartości stałych zastosowano metodę wyrównania wykresowego, posługując się wykresem logarytmicznym funkcji przepływu.

W wyniku obliczenia sformułowano następujące równania objętości przepływu (Q) w całym przekroju Newel — Moroczno (m³/s) w odniesieniu do odczytów (H_p) wodowskazu w Przykładnikach (w metrach):

- $Q = 3,935 (H_p - 1,17)^{3,31}$
w strefie stanów wody $2,32 < H_p < 2,95$ m
- $Q = 2,26 (H_p - 1,17)^{4,27}$
w strefie stanów wody $2,96 \leq H_p \leq 3,61$ m
- $Q = 0,00932 (H_p - 1,17)^{10,40}$
w strefie stanów wody $3,61 < H_p$ m.

Z równania trzeciego dla najwyższego, zanotowanego stanu wody $H_p = +4,29$ m, z roku 1932, obliczamy objętość przepływu $Q = 1280$ m³/s.



Rys. 2.

Za pomocą odcinkowych wykresów funkcji stanów wody i przepływu w poszczególnych profilach hydrometrycznych oraz za pomocą obliczeń interpolacyjnych sprowadzono wszystkie wyniki pomia-

Równania powyższe wyrażają przepływ w całym przekroju poprzecznym doliny Prypeci. W praktyce potrzebną jest także znajomość podziału tego przepływu na poszczególne części doliny a mianowicie:

- na dolinę ramienia sieńczyckiego i przyległych ścieków wodnych, rozciągającą się między miejscowościami Moroczno i Sieńczyce,
- na dolinę przykładnickiego ramienia Prypeci, rozciągającą się między miejscowościami Sieńczyce i Przykładniki,
- na dolinę ramienia newelskiego, położoną między wsią Przykładniki i Newel.

Na Sieńczyckim ramieniu Prypeci obserwowany jest wodowskaz w Sieńczycach, do którego można odnieść wyniki pomiarów wykonanych w tej części doliny, w profilach hydrometrycznych oznaczonych na szkicu sytuacyjnym literami a, b, c, d, e, f, g, h, i, j.

Sumy objętości (Q_s) wody płynącej w powyższych profilach oraz odnośne odczyty wodowskazu (H_s) w Sieńczycach zestawiono poniżej.

L.p.	H_s	Q_s
1	2,36	4,92
2	3,04	20,64
3	3,24	33,17
4	3,29	38,49
5	3,34	48,82
6	3,36	52,96

Wyznaczono na tej zasadzie następujące równania krzywej objętości przepływu w sieńczyckiej części doliny Prypeci (m^3/s), w odniesieniu do odczytów wodowskazu w Sieńczycach (m):

- $Q_s = 2,75 (H_s - 1,17)^{3,21}$
w strefie stanów wody $2,23 < H_s < 3,20$ m
- $Q_s = 0,0427 (H_s - 1,17)^{9,10}$
w strefie stanów wody $3,21 < H_s$ m.

Z równania drugiego dla najwyższego zanotowanego stanu wody $H_s = + 3,80$ m, z roku 1932, obliczamy objętość przepływu $Q_s = 282,0 m^3/s$.

Analogiczny rachunek przeprowadzono w odniesieniu do doliny przykładnickiego ramienia rzeki Prypeci, gdzie wykonane były pomiary przepływu w profilach hydrometrycznych k, l, m, n.

Sumę objętości płynącej w powyższych profilach (Q_p) oraz odnośne odczyty (H_p) wodowskazu w Przykładnikach podano poniżej.

L.p.	H_p	Q_p
1	2,32	1,42
2	2,97	6,89
3	3,50	47,16
4	3,68	82,95
5	3,74	105,1

Ustawiono na tej zasadzie następujące równania krzywej objętości przepływu w dolinie przykładnickiego ramienia Prypeci (m^3/s):

- $Q_p = 0,870 (H_p - 1,17)^{3,52}$
w strefie stanów wody $2,32 < H_p < 308$ m,
- $Q_p = 0,0331 (H_p - 1,17)^{8,55}$
w strefie stanów wody $3,09 < H_p$ m.

Z równania drugiego dla stanu $+ 4,29$ m z roku 1932 obliczamy objętość przepływu $Q_p = 563 m^3/s$.

W sposób podobny wyznaczono równanie krzywej objętości przepływu doliny ramienia newelskiego. Na ramieniu newelskim, pod Newlem wykonane były 4 pomiary w profilu oznaczonym literą „p” oraz 2 pomiary w profilu oznaczonym literą „o”. Wyniki tych pomiarów odniesione do odczytów wodowskazu w Przykładnikach podano poniżej:

L.p.	Data	H_p	Profil	Q
1	18.III.1937	3,00	p	0,0
2	7.IV.1937	3,43	p	1,647
2a	„	„	o	0,0
3	23.III.1937	3,68	p	7,720
4	27.III.1937	3,74	p	13,30
4a	„	„	o	2,75

Na zasadzie powyższych danych skonstruowano krzywą objętości przepływu w newelskim ramieniu Prypeci.

Równania krzywej opiewają następująco:

- $Q_N = 40,7 (H_p - 3,0)^{3,80}$
dla stanów wody $3,0 < H_p < 3,67$ m
- $Q_N = 101,0 (H_p - 3,0)^{6,16}$
dla stanów wody $3,68 < H_p$ m

Dla maksimum z roku 1932, wynoszącego $+ 4,29$ m na wodowskazu w Przykładnikach obliczamy stąd objętość przepływu: $Q_N = 490 m^3/s$.

Objętość ta może wydawać się nieco za wielką. Sprawdzamy jej wiarygodność w sposób następujący.

Równania krzywej objętości przepływu, podawane powyżej pod literą „a” i przedstawiające dolną gałąź krzywej, odnoszą się z reguły do przepływu w korytach właściwych. Równania podawane pod literą „b” i przedstawiające górną gałąź krzywej odnoszą się do sumarycznego przepływu w korycie i w terenie zalewowym.

Sądząc z równań wyprowadzonych dla newelskiego ramienia Prypeci, w roku 1932 wysokość pokrycia terenu zalewowego wynosiła 0,62 m, przepływ w korycie właściwym wynosił $107,4 m^3/s$, przepływ sumaryczny był 4,55 krotnie większy.

Przy takim samym wzniesieniu wezbrania ponad poziom wody brzegowej na sieńczyckim ramieniu Prypeci, wartość stosunku tego wyniosłaby 4,85 przy stanie wody $+ 3,82$ m, a na ramieniu przykładnickim 4,13 przy stanie wody $+ 3,70$ m. Średnio na obydwóch ramionach rzeki przy wzniesieniu około 0,62 m ponad poziom brzegowy stosunek omawiany jest równy wartości 4,49 zbliżonej do tej, którą obliczono dla ramienia newelskiego. Uzasadnione to jest podobieństwem układu topograficznego poszczególnych dolin.

Wszystkie wyżej omówione krzywe są ważne wyłącznie w okresie wiosennym i jesiennym, wolnym od zjawisk zlodzenia i roślinności wodnej.

Umożliwiają one stosunkowo dokładne wyznaczenie największych objętości przepływu wód wiosennych. Objętości obliczone dla maksimum z r. 1932, największego spośród zanotowanych zestawiono poniżej (m³/s).

Odcinek przekroju doliny	Q	%
Moroczno—Sieńczyce (Q _s)	282,0	21,1
Sieńczyce—Przykładniki (Q _p)	563,0	42,2
Przykładniki—Newel (Q _N)	490,0	36,7
Razem	1335,0	100,0
Moroczno—Newel	1280,0	96,0
Średnio	1307,5	98,0

Przyjąć można z pewnym zaokrągleniem, że faktyczna objętość przepływu w r. 1932 wynosiła 1310 m³/s.

Wyniki podane w zestawieniu należy uważać za zgodne i wzajemnie się sprawdzające.

Dalsze obliczenie wskaże jakie miejsce w szeregu maksimum rocznych zajęło maksimum z r. 1932. Wykaz maksimum rocznych z okresu obserwacji wodowskazów Przykładniki i Sieńczyce (1926 - 1937) zawiera następująca tabelka.

Szereg chronologiczny			Szereg rozdzielczy według					
Rok	Stan wody cm		stanów wody H _p			objętości przepływu		
	H _p	H _s	p %	Rok	H _p	H _s	Q m ³ /s	log k
1926	394	362	4,2	1932	429	380	1310	0,606
1927	394	361	12,5	1931	410	358	692	0,328
1928	400	360	20,8	1928	400	360	478	0,167
1929	346	324	29,2	1934	400	360	478	0,167
1930	354	322	37,5	1926	394	362	384	0,072
1931	410	358	45,8	1927	394	361	384	0,072
1932	429	380	54,2	1936	384	347	263	-0,091
1933	340	327	62,5	1937	374	336	174	-0,271
1934	400	360	70,9	1935	372	346	162	-0,302
1935	372	346	79,2	1930	354	322	90,1	-0,557
1936	(384)	347	87,5	1929	346	324	77,5	-0,622
1937	374	336	95,8	1933	340	327	70,0	-0,667

Oznacza tutaj: p — procent prawdopodobieństwa wg formuły

$$p = \frac{2m-1}{2n}; \quad Q — \text{sumaryczną objętość prze-}$$

pływu w przekroju Newel—Moroczno,

k — stosunek tej objętości do mediany szeregu (325 m³/s).

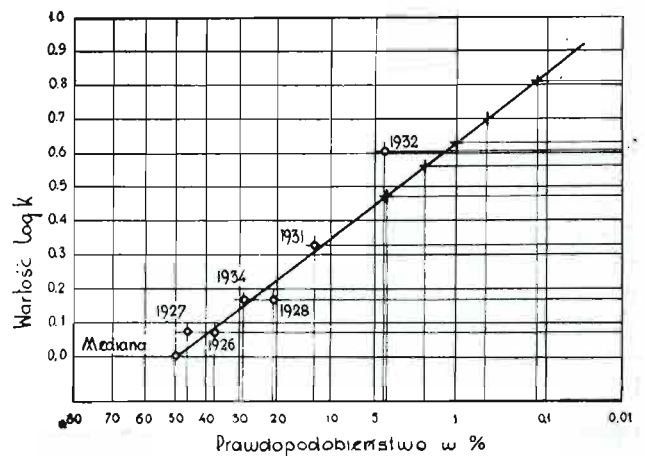
Mediana szeregu odpowiada stanowi wody zdefiniowanemu jako zwyczajne roczne maksimum stanów wody. Daje się on wyznaczyć z tabeli i wynosi w Przykładnikach + 3,89 m, w Sieńczycach + 3,54 m.

Objętości przepływu (m³/s) przy tych stanach wody oznaczone za pomocą odnośnych krzywych podaje tabelka:

Odcinek przekroju doliny	Q	%
Moroczno—Sieńczyce (Q _s)	109,3	32,8
Sieńczyce—Przykładniki (Q _p)	173,5	52,2
Przykładniki—Newel (Q _N)	49,8	15,0
Razem	332,6	100,0
Moroczno—Newel	316,0	—
Średnio	324,3	—

Zwyczajne roczne maksimum odpływu (medianę szeregu) określamy stąd okrągło na 325 m³/s co czyni dla dorzecza o powierzchni 10836 km² około 30 l/sek z km².

Na podstawie danych powyższych można skonstruować wykres prawdopodobieństwa pojawiania się rocznych maksimum przepływu (rys. 3).



Rys. 3. Wykres prawdopodobieństwa pojawiania się rocznych maksimum przepływu Prypeci w profilu Newel-Moroczno.

Wobec tego, że okres spostrzeżeń wodowskazowych jest za krótki do wyjaśnienia prawa dyspersji poszczególnych wartości szeregu maksimum rocznych, w dalszym obliczeniu posłużyliśmy się empiryczną metodą autora¹⁾.

Parametr miary położenia szeregu rozdzielczych wyznacza się z równania $\log q = c - 0,3 \log A$, gdzie oznacza: q — odpływ przy zwyczajnym maksimum (l/sek/km²), A — powierzchnię dorzecza w km².

Dla q = 30 l/sek. z km² oraz A = 10836 km² obliczamy c = 2,688, co nie odbiega od wartości tego samego parametru określonych przez autora w sposób analogiczny dla innych profili hydrometrycznych Prypeci²⁾.

Podobną wartość wyznaczył autor dla wołyńskich rzek Stochodu i Styru, a mianowicie:

dla profilu Połonne c = 2,670, dla profilu Lubieszów c = 2,649, średnio c = 2,660.

Miarę zmienności szeregu rozdzielczego obli-

¹⁾ Inż. Kazimierz Dębski. Roczne maxima odpływu, ich objętość i częstotliwość. Gospodarka Wodna. Zeszyt 5. 1936. Warszawa.

²⁾ Porównaj: Inż. Kazimierz Dębski. Zwyczajne roczne maxima odpływu rzek polskich. Warszawa 1934. (Mosty Wołańskie c = 2,663, Nyrca c = 2,712, średnio c = 2,687).

cza się z równania $v = 0,0289 c - 0,0193 \log A + 0,385 x$.

Dla parametru x podaje autor¹⁾ w odniesieniu do dolnej Prypeci wartość $x = 0,356$, w odniesieniu do jej dopływów prawobrzeżnych wartość $x = 0,596$. Ponieważ dorzecze Prypeci w badanym profilu składa się niemal wyłącznie ze zlewni dopływów prawobrzeżnych przyjęć należy dla tego profilu wartość wypośredkowaną $x = 0,476$; stąd wynika $v = 0,183$.

Maksima odpływu o dowolnym stopniu prawdopodobieństwa wyznacza się z formuły:

$$Q = 10^{\alpha + \beta}$$

Wykładnik potęgowy α równy jest logarytmowi z wartości wyrażającej zwyczajne roczne maksimum.

W rozpatrywanym wypadku wartość ta wynosi 325 m³/s; stąd $\alpha = 2,512$.

$$\text{Wykładnik } \beta = \frac{l_p}{l_{25}} v.$$

Stosunek $\frac{l_p}{l_{25}}$ jest funkcją stopnia prawdopodobieństwa wezbrania. Dla projektów zależnie od okoliczności miarodajne być mogą następujące częstotliwości maksimum rocznych: 4%, 2%, 1%, 0,5%, 0,125%. Posiłkując się tabelką wartości stosunków $l_p : l_{25}$, podaną l.c.¹⁾ obliczono odnośne objętości przepływu, zestawiając je w tabelce poniżej w m³/s (Q) oraz w l/s km² (q).

p %	$l_p : l_{25}$	β	$\alpha + \beta$	Q	q
4,0	2,60	0,477	2,989	975	90
2,0	3,05	0,558	3,070	1172	108
1,0	3,46	0,634	3,146	1400	129
0,5	3,83	0,702	3,214	1635	151
0,125	4,50	0,806	3,318	2080	192

Po naniesieniu wartości β z tabelki ostatniej (krzyżykami) oraz wartości $\log k$ z tabelki poprzedzającej (kółeczkami) na wykres prawdopodobieństwa (rys. 3) widzimy daleko idącą zgodność porównywanych wartości. Wyjątek stanowi maksimum odpływu z r. 1932, które sądząc z wykresu posiada prawdopodobieństwo pojawiania się w dłuższym szeregu lat około $p = 1,5\%$. Nie stoi to w sprzeczności z informacjami o wezbraniach Prypeci, zbieranymi w terenie.

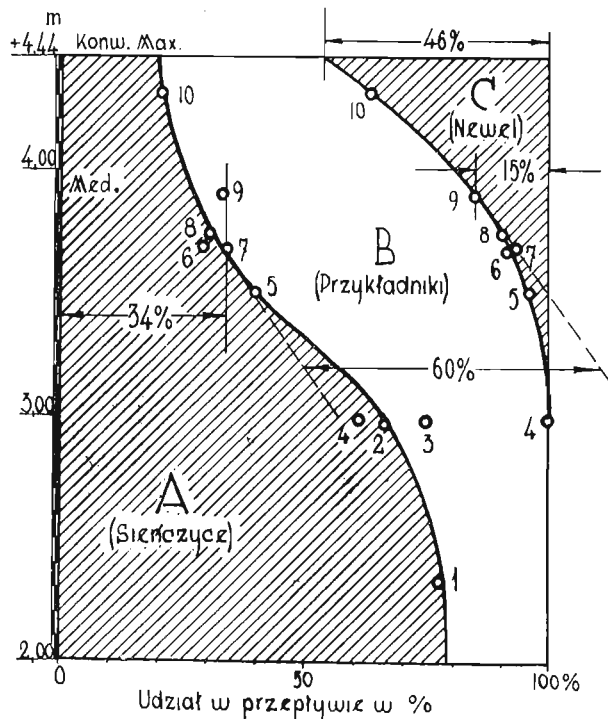
Pozostaje do wyjaśnienia, jak zmienia się stosunek objętości wody płynącej poszczególnymi częściami doliny rzeki w zależności od zmian stanów wody.

W tym celu sporządzono na zasadzie wyników pomiarów i powyższych obliczeń przepływu zestawienie następujące.

Oznacza w tym zestawieniu: H_p — stan wody w Przykładnikach, S — Sienczyce, P — Przykładniki, N — Newel.

Wykres sporządzony na podstawie tej tabelki (rys. 4) pozwala wnosić co następuje:

L. p.	Data	H_p cm	Przepływ w m ³ /s			Przepływ w w proc. sumy ($Q_s + Q_p + Q_N$)		
			Q_s	Q_p	Q_N	S	P	N
1	16.XI.1927	232	4,92	1,42	0,0	77,6	22,4	0,0
2	26.VII.27	296	5,00	2,51	0,0	66,5	33,5	0,0
3	18.III.37	297	20,64	6,89	0,0	75,0	25,0	0,0
4	19.VI.29	299	5,264	3,304	0,0	61,5	38,5	0,0
5	5.IV.37	350	33,17	47,16	3,14	39,8	56,5	3,7
6	23.III.37	368	38,49	82,95	9,31	29,5	63,4	7,1
7	29.III.37	368	48,82	82,95	9,31	34,6	58,8	6,6
8	27.III.37	374	52,96	105,09	16,05	30,4	60,4	9,2
9	med. 1926—1937	389	109,3	173,5	49,8	32,8	52,2	15,0
10	max. 1932	429	282,0	563,0	490,0	21,1	42,2	36,7



Rys. 4. Wykres udziału poszczególnych odcinków przekroju poprzecznego w przeprowadzeniu wód Prypeci w procentach.

- udział ramienia sienczyckiego i przyległej części doliny Prypeci w odprowadzaniu wielkich wód należy oceniać przynajmniej na 34% całej objętości,
- udział ramienia przykładnickiego analogicznie oceniać należy przynajmniej na 60% całej objętości,
- udział ramienia newelskiego oceniać należy na 15 do 46% w zależności od stanów wody w Przykładnikach, przyjmując stosunek 15% przy stanie + 390 cm, 46% przy stanie + 440 cm i interpolując dla stanów pośrednich według prostej.

W związku z takimi założeniami przy konwencjonalnym³⁾ maksimum przepływu ($H_o = 444$

³⁾Porównaj: K. Dębski. O konwencjonalnym maximum odpływu. Biuletyn Towarzystwa Geofizyków w Warszawie. Zeszyt 14 — 1937.

cm, $Q = 2080 \text{ m}^3/\text{s}$) uwzględnilibyśmy w sumie, w całym przekroju 140% objętości, w miejsce faktycznych 100%. Nadwyżka ta zabezpieczy przed ujemnymi skutkami ewentualnej nieściśności rachunku.

Obliczenie obecne należy uważać za wstęp do dalszych badań nad zagadnieniem wielkich wód

górną Prypeci. Dotychczasowy materiał hydrometryczny jest jeszcze stosunkowo ubogi i wiele kwestyj pozostawia bez wyjaśnienia. Pożądane są w tym zakresie dalsze studia hydrometryczne w czasie wezbrań wiosennych. Wyjaśnieniu zagadnienia wielkich wód Muchawca i Piny poświęcone będą dalsze artykuły.

Z robót wodnych w kraju

Betonowanie zapory w Rożnowie*).

W artykule inż. Zawodzkiego pod tytułem „Budowa zapory w Rożnowie” umieszczonym w Nr. 5 „Gospodarki Wodnej” z r. 1937, znajdujemy szereg ogólnych danych dotyczących zapory rożnowskiej i zabudowania placu budowy. Zapora rożnowska wymaga wykonania około 400.000 m^3 betonu, a ze względu na przewidziany program — dość znacznych wydajności przy betonowaniu (około $100 \text{ m}^3/\text{godz.}$). Dalekie to jest wprawdzie od rekordów światowych (przy budowie zapory w Boulder wydajność dzienna betonowania wynosiła $5000\text{—}6000 \text{ m}^3$), wszakże rożnowskie instalacje do betonowania są największymi z dotychczas stosowanych w Polsce, zasługują przeto na nieco szczegółowsze ich rozpatrzenie. Podając opis wytwarzania betonu w Rożnowie, siłą rzeczy powtórzę niektóre dane, z którymi czytelnicy „Gospodarki Wodnej” zapoznali się już w art. inż. Zawodzkiego.

W y d o b y c i e k r u s z y w a. Kruszywo do betonu dostarczane jest z szutrowiska Dunajca na Witkówce, położonego ca 2 km powyżej placu budowy. Do szutrowiska doprowadzono odgałęzienie kolejki wąskotorowej, łączącej Rożnow ze stacją Marcinkowice. Ze względów terenowych nie można było wykonać odgałęzienia kolejki tak, aby osiągnąć najkrótszą drogę transportu szutru z miejsca wydobywania na plac budowy. W rezultacie droga transportu wynosi około 4 km.

Naturalna pospółka wydobywana na Witkówce posiada na ogół wszystkie części składowe wymagane dla wytworzenia przewidzianej mieszaniny betonu¹⁾. Kruszenie więc materiału naturalnego odbywa się tylko częściowo, bądź dla wykorzystania materiału grubszego niż przewidziany do betonu, bądź dla uzupełnienia drobniejszych składowych, gdy w pewnych odcinkach eksploatowanego szutrowiska odczuwa się brak drobniejszych składowych. Zaznaczyć należy jednak, że kruszenie materiału jest tylko czynnością dodatkową, a podstawowy materiał użyty do betonu jest to naturalny otoczony żwir i piasek Dunajca.

Omawiane szutrowisko na Witkówce nie zaspokoi w zupełności zapotrzebowania materiału dla całości zapory i w przyszłości trzeba będzie przystąpić do eksploatacji nieco dalej położonego żwirowiska na Załężu. Jednakże zapasy Witkówki wystarczą jeszcze na potrzeby sezonu budowlanego 1938 r.

*) Zdjęcia fotogr. wykonał p. S. Jarząbek.

¹⁾ Inż. E. Czetwertyński „Prace Laborat. Bet. Kier. Budowy w Rożnowie” — „Gospodarka Wodna” rok 1936.

Wydobycie pospółki odbywa się przy pomocy kublekowej kopaczki parowej (rys 1). Kopaczka o wydajności ok. $200 \text{ m}^3/\text{godz.}$ porusza się po specjalnie dla niej ułożonym torze. Głębokość czerpania do 7 m. Równoległe do toru po którym posuwa się kopaczka przebiega tor kolejki wąskotorowej. Kopaczka ładuje materiał bezpośrednio



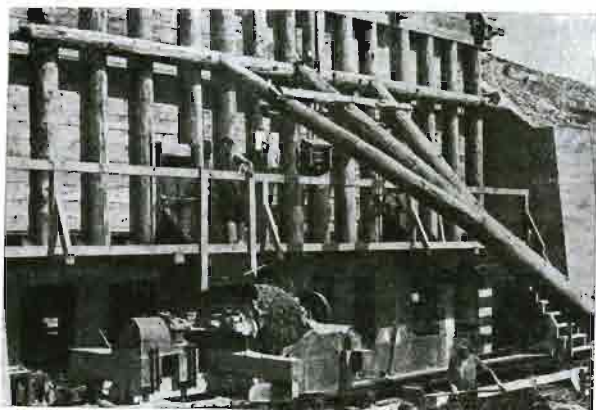
Rys. 1. Kopaczka kublekowa wydobywająca pospółkę na Witkówce.

na wywrotki podstawionego pociągu. Dodać należy, że w chwili ładowania pociąg stoi w miejscu, a posuwa się kopaczka, ładując kolejno stojące przy niej wagoniki. Posuwanie się kopaczki pozwala na pobieranie materiału warstwami wzdłuż biegu rzeki. Zastosowanie kopaczki mechanicznej zamiast ręcznego wydobywania, nie tylko zapewnia intensywniejszą pracę, lecz pozwala na pobieranie materiału na kilka metrów poniżej zwierciadła wody, a więc lepsze wykorzystanie złoża.

Do transportu pospółki na plac budowy służą trzy składy pociągów, zawierające po 20 wywrotek, o pojemności 2 m^3 każda.

S o r t o w n i a. Przywiezione z szutrowiska kruszywo wyrzucane jest z wywrotek do dwóch zspów położonych po obu stronach sortowni. Każdy ze zspów posiada po dwa wyloty, skąd

kruszywo pobierane jest przy pomocy krótkich transporterów gaśienicowych, które wyrzucają pospółkę na transportery gumowe o szerokości 800 mm (rys. 2).



Rys. 2. Ze zsypu szuter wyrzucany jest przy pomocy krótkiego transportera gaśienicowego na transporter gumowy.

Transportery doprowadzają kruszywo do pierwszych (wstępnych) walcowych sit sortowni (rys. 3, 4 i 5). Na rys. 3 i 4 widzimy schematyczny układ urządzeń sortowni. Zwraca uwagę podwójny układ większości urządzeń. Istotnie, główne instalacje zarówno w sortowni, jak i dozatory, betoniarce, a wreszcie transportery do betonu na miejsce

przez otwory sit wstępnych przechodzi na podnośniki (elewatory) kubelkowe, które wynoszą go na górne piętro sortowni. Tu zaczyna się właściwe segregowanie i mycie pospółki.

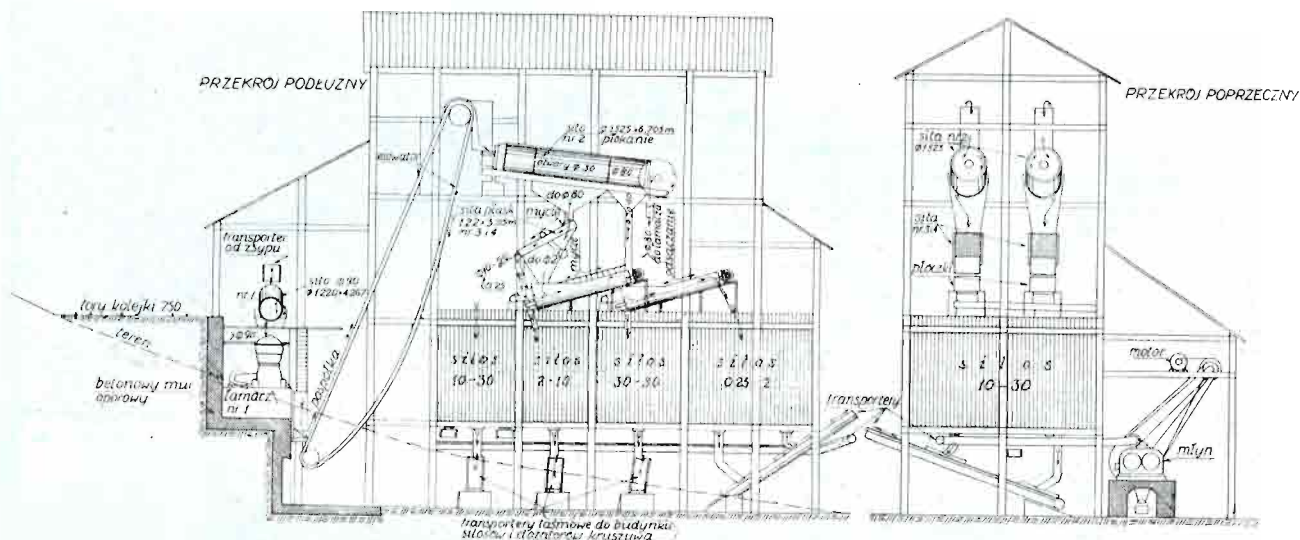
Zadaniem sortowni jest podział pospółki na cztery składowe, a mianowicie:

drobny piasek	(Φ 0,25 — Φ 2 mm)
gruby piasek	(Φ 2 — Φ 10 mm)
drobny żwir	(Φ 10 — Φ 30 mm)
gruby żwir	(Φ 30 — Φ 80 mm)

oraz usunięcie pyłów o ziarnach poniżej 0,25 mm i należyte wypłukanie kruszywa.

Na górnym piętrze sortowni znajdują się dwa sita walcowe Nr. 2 (rys. 6) (wymiały których podane są na rys. 4). Sita te posiadają otwory Φ 30 i Φ 80 mm. Kamienie grubsze niż Φ 80 mm spadają do rynny, prowadzącej na łamacz Nr. 2. Materiał w granicach od Φ 30 do Φ 80 przechodzi bezpośrednio do odpowiedniego silosu przy sortowni, wreszcie materiał o średnicy $<$ Φ 30 mm przechodzi na sita płaskie, umieszczone poniżej. W sitach walcowych rozpoczyna się również płukanie materiału przez natrysk wodą, spływającą z otworów na rurze umieszczonej w osi sita.

Sita płaskie stanowią zespoły złożone z sit o otworach Φ 8mm (odpowiednik Φ 10) i Φ 2 mm. Zespoły te zawieszono na sprężynach i wprawiane w drgania przy pomocy mimośrodków, połączonych elastycznymi pasami z kołem silnika.



Rys. 3. Sortownia kruszywa. Przekroje.

ułożenia, pomyślane są jako dwa równoległe układy, z których każdy może pracować niezależnie. Daje to większe zabezpieczenie przed przerwami w robocie, bowiem nawet w wypadku reperatury którejś z części, nie przerywa się całkowicie biegu robót.

Sita wstępne Nr. 1, są to sita walcowe o oczkach 90×90 mm. Zadaniem ich jest oddzielenie z grubsza materiału o zbyt dużych średnicach. Oddzielony materiał spada wprost do łamacza Nr. 1 umieszczonego pomiędzy sitami wstępnymi, a po skruszeniu wraz z materiałem, który przeszedł

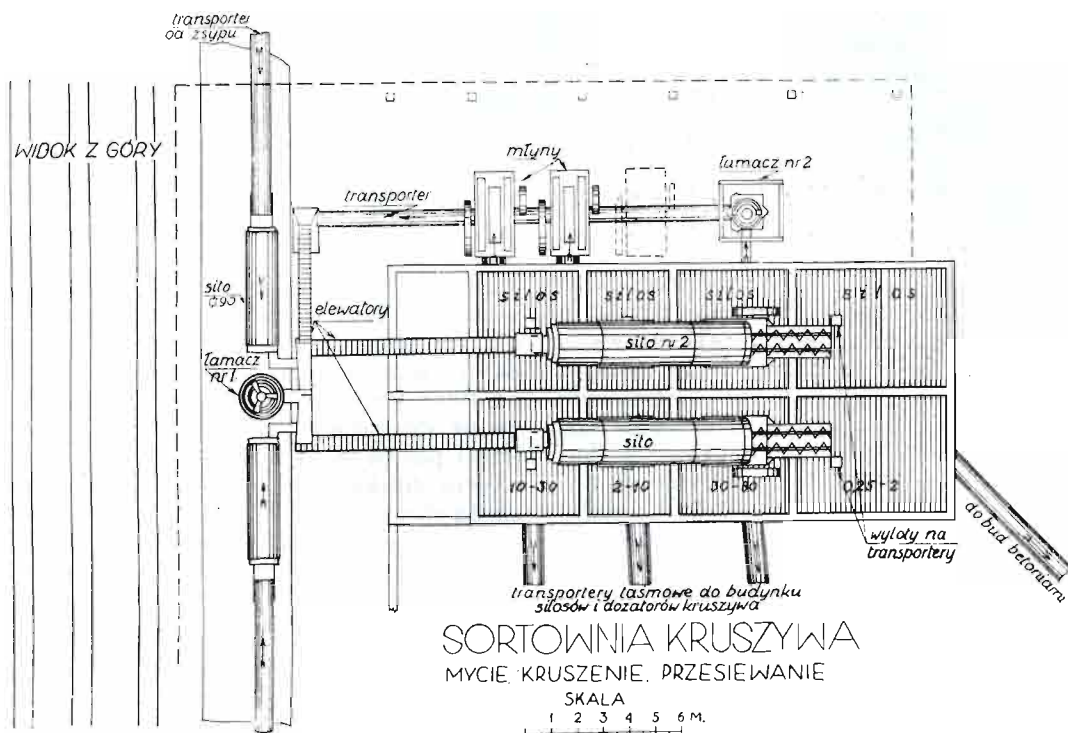
Na sitach płaskich następuje bardzo intensywne płukanie materiału przez szereg natrysków. Po przejściu przez te sita, gotowe są dalsze dwie składowe, a mianowicie: od Φ 10 do Φ 30 mm i od Φ 2 do Φ 10 mm i spadają do silosów. Piasek o ziarnach $<$ Φ 2 mm przechodzi jeszcze na płuczki ślimakowe. Tam drogą doboru intensywności płukania mają być usunięte części pyłowe $<$ Φ 0,25 mm. Płuczki składają się właściwie z dwóch zespołów ślimakowych; pierwszego, w którym następuje właściwe płukanie przez natrysk i przesuwanie piasku pod prąd wody i drugiego, w którym na-

stępuje odsączanie wody²⁾). Po przejściu przez płuczki ślimakowe drobny piasek spada również do silosów sortowni.

Dla całkowitego zobrazowania urządzeń sortowni należy dodać, że w razie braku drobnych składowych można skruszyć część materiału, za-

segregowaniu materiału. Wprowadzenie oddzielnego składowania materiału skruszonego (co spotyka się w niektórych instalacjach) utrudnia potem dozowanie kruszywa do betonu.

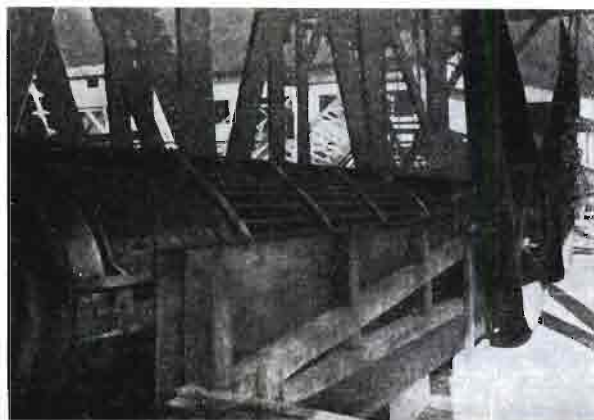
Po tym krótkim opisie sortowni dodam kilka uwag co do praktycznego działania instalacji. Dzia-



Rys. 4.

wartego w silosach grubego i drobnego żwiru. Służą do tego, wzmiankowany uprzednio łamacz Nr. 2 i dwa młyny walcowe. Skruszony materiał prze-

biega instalacji do sortowania i mycia materiału naogół ocenić można jako dobre. Trzeba jednak zwrócić uwagę, że podział na cztery podstawowe składowe, przy wymaganej wydajności, a więc z konieczności szybkim przesiewie, nie jest idealny i przy praktycznym dozowaniu należy się liczyć z tym, że każda ze składowych posiada nie-



Rys. 5. Sito wstępne Nr. 1.

chodzi powtórnie na podnośniki kubełkowe, a zatem musi przebyć jeszcze raz całą sortownię. Tą drogą uzyskuje się maksimum dokładności przy



Rys. 6. Sito walcowe Nr. 2.

²⁾ Więcej szczegółów dotyczących urządzeń mechanicznych znajdzie czytelnik w artykułach p. S. Jarząbka: „Roboty betonowe przy budowie zapory i zakładu wodno-elektrycznego w Rożnowie” — „Życie Techniczne” Nr. 10, r. 1937 oraz „Budowa zbiornika i zakładu wodno - elektrycznego w Rożnowie”, „Cement” 1937.

tylko ziarna o wymiarach przewidzianych teoretycznie, ale również pewien procent ziarn sąsiednich składowych, przy czym znaczniejszy procent ziarn drobniejszych, a praktycznie znikomy procent ziarn grubszych. Ta okoliczność zmusza do zwrócenia uwagi na odpowiednie ustawienie do-

zatorów, tak aby w wyniku otrzymać wymaganą krzywą przesiewu. Praktyka wykazuje, że pomimo wahań w składzie przesianego kruszywa, a ściślej biorąc zawartości ziarn, które winny się znajdować w składowych sąsiednich, można się ograniczyć stałym nastawieniem dozatorów, z uwzględnieniem przeciętnych odchyień od założonego przesiewu teoretycznego, bowiem wahania składu powodują odchylenia ostatecznej krzywej przesiewu jedynie w granicach praktycznie przyjętej tolerancji.

Usuwanie pyłów $< 0,25$ mm drogą płukania daje wyniki praktycznie dostateczne, można bowiem osiągnąć zawartość pyłów 1 — 2% w stosunku do całości kruszywa, zamiast 7 — 8% pyłów w naturalnej pospółce.

Najwięcej kłopotów sprawia wilgotność kruszywa (zwłaszcza drobnego piasku) po przejściu przez płukania. Zawartość wody w kruszywie, pomimo odsączania jej z silosów, jest znaczna, a przy przejściu od kruszywa, które pozostawało przez dłuższy czas w silosach do kruszywa świeżo wypłukanego, wilgotność ulega znacznym wahaniom. Pociąga to za sobą konieczność stałego dostosowywania ilości dodawanej do betonu wody, dla otrzymania pożądanej konsystencji betonu. Do tego zagadnienia wrócić jeszcze przy omawianiu wytwarzania betonu.

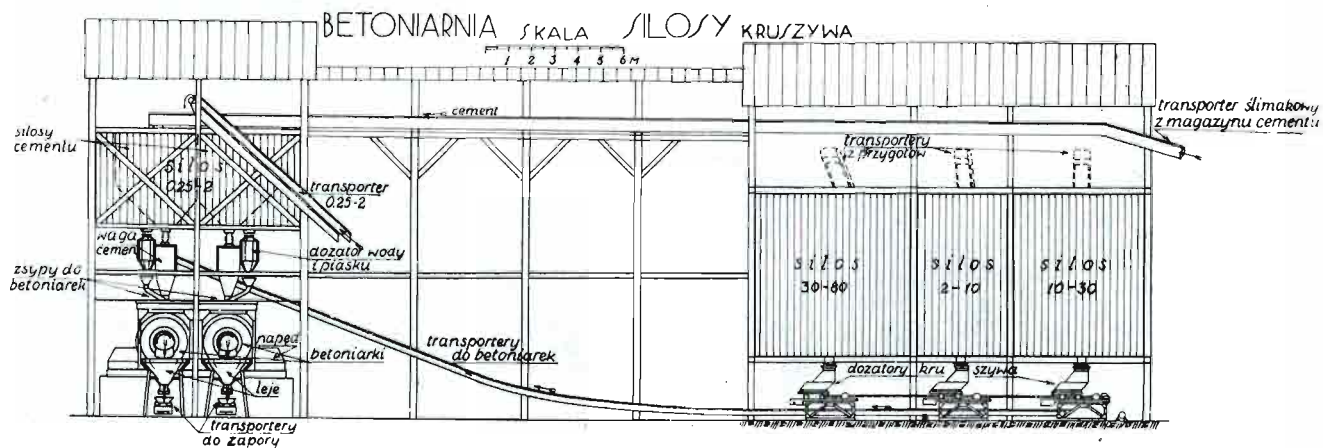
Dozowanie kruszywa i wykonanie mieszanki betonowej.

Silosy w sortowni stanowią jak gdyby przejściowe zbiorniki kruszywa. Stąd kruszywo przenoszone jest transporterami taśmowymi do następnego kompletu silosów. Silosy dla trzech grubszych składowych (piasek gruby, drobny i gruby żwir) stanowią odrębny budynek (rys. 7). Drobny pia-

Silosy podzielone są również na dwa zespoły, z których każdy zaopatruje jedną z betoniarek.

Pod silosami do grubszego kruszywa umieszczone są wyloty zaopatrzone w dozatory automatyczne (rys. 8). Dozatory te składają się z posuwnych szufl, które przy każdym posuwie wyrzucają określoną ilość kruszywa zależnie od wysokości otworu zamykanego zasuwą, którą można ustawiać na dowolną wysokość. Posuwanie zespołu szufl — dozatorów zaopatrujących jedną betoniarkę odbywa się przy pomocy mimoskładów i wspólnej pędni z kółkami zębataymi poruszanej silnikiem elektrycznym. Dozowanie polega na tym, że silnik uruchamiany jest przez włączenie prądu przy pomocy kontaktu umieszczonego przy betoniarkach. Specjalny automat wyłącza prąd po określonej ilości sekund (ilość sekund może być regulowana dowolnie). W ten sposób przy każdym włączeniu otrzymujemy określoną ilość posuwów, a więc dozatory wyrzucają na wspólny transporter oznaczoną ilość kruszywa z każdego z silosów, przeznaczoną do jednego zarobu betoniarki. Określenie ilości posuwów przez czas daje w praktyce, przy użyciu silnika synchronicznego, dobre wyniki. Przy nastawieniu automatu na 48 sek., co ma miejsce w większości wypadków w Rożnowie, otrzymujemy ilość posuwów wahającą się między 41 a 42. Transporter przebiegający pod dozatorami unosi wyrzucony materiał do betoniarki.

Dozowanie drobnego piasku odbywa się wagowo. Zasadniczo piasek odmierzany jest wraz z wodą w specjalnym przyrządzie, który ma na celu wyeliminowanie wpływu wilgotności piasku. Składa się on ze zbiornika przywieszzonego u dźwigni wagi i zaopatrzonego w przelew dla wody. Wysokość przelewu może być regulowana



Rys. 7.

sek przechodzi do silosów umieszczonych nad betoniarkami. Taki podział silosów odpowiada przyjętemu sposobowi dozowania, bowiem dozowanie piasku odbywa się wagowo, trzech pozostałych składowych objętościowo.

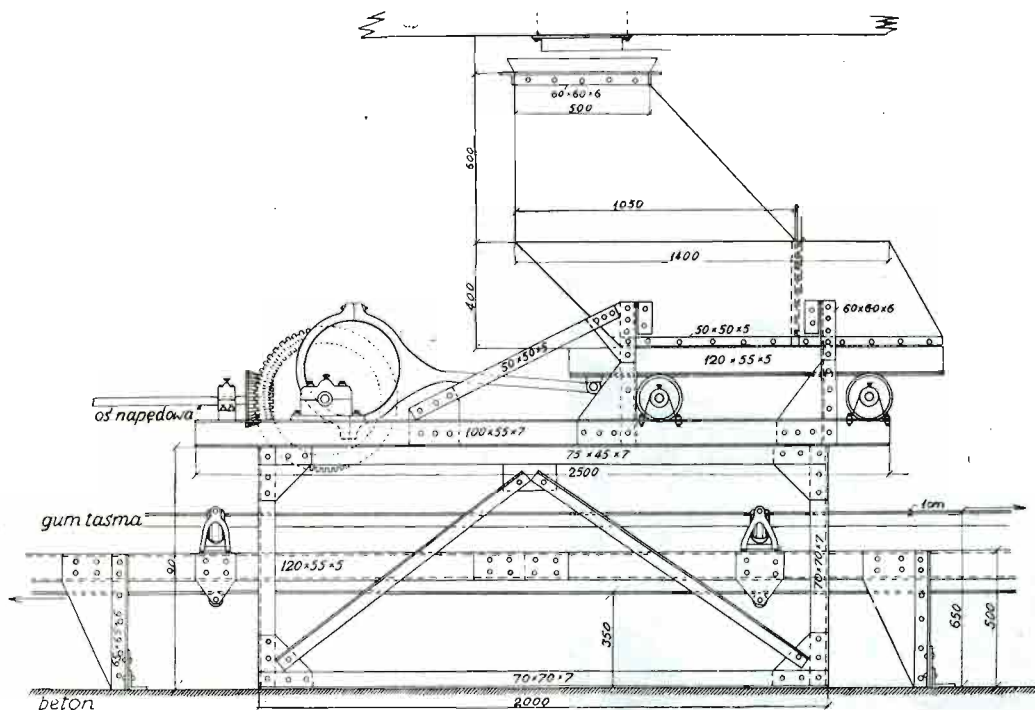
Łączna pojemność silosów wynosi: dla grubego żwiru ca 500 m³, drobnego żwiru ca 450 m³, grubego piasku ca 300 m³, drobnego piasku ca 350 m³. Całkowita pojemność silosów pozwala na magazynowanie materiału na ca 1400 m³ betonu. A więc nieco więcej niż dzienna produkcja.

dowolnie. Waga, na której przywieszony jest zbiornik, dostosowana jest do podwójnego ważenia. Początkowo bowiem, przy niższym położeniu dźwigni, obciążona jest ona mniejszym ciężarem, następnie podnosząc się wyżej, w miarę dalszego obciążania zbiornika, zdejmując samoczynnie dodatkowy ciężar, spoczywający uprzednio na specjalnych podpórkach. Początkowy (mniejszy) ciężarek odpowiada ilości wody (w nadmiarze) potrzebnej do mieszanki. Łączna waga obydwóch ciężarków = łącznej wadze piasku i wody (dokładnie). Opera-

cja odbywa się w sposób następujący: robotnik wpuszcza do zbiornika ilość wody, odpowiadającą wadze mniejszego ciężarka (uwidacznia się to przez zapalenie się lampki sygnalizacyjnej), następnie otwiera wpust piasku, aż do uzyskania określonej łącznej wagi wody i piasku (zapalenie się drugiej lampki). Jak zaznaczyłem woda dodana jest w nadmiarze, nadmiar ten przelewa się przez przelew. Im większa więc jest wilgotność

bez nadmiaru, tak aby otrzymać pożądaną mieszalinę betonu. Wymaga to czujnej obsługi i częstych zmian nastawienia wagi wraz z wahaniami wilgotności kruszywa.

Rozpatrzyliśmy dotychczas dostarczanie i dozowanie kruszywa i wody, pozostaje jeszcze cement. Z wytwórni cement dostarczany jest w 50 kg workach papierowych i wyładowywany z wagonów kolejki wąskotorowej do magazynu³⁾. Przez



Rys. 8. Przyrząd dozujący kruszywo.

piasku, tym więcej wody przeleje się przez przelew i wpływ wilgotności piasku automatycznie zostanie wyeliminowany. Zwróćmy uwagę, że do odmierzania mamy właściwie dwie wielkości: określoną ilość piasku (suchego) i określoną ilość wody, mierzymy natomiast dwie inne wielkości: łączną wagę piasku z wodą i łączną objętość piasku z wodą (przez odpowiednie ustawienie przelewu). Znając ciężar gatunkowy piasku łatwo jest dobrać łączną wagę i objętość piasku z wodą tak, aby otrzymać dozowanie o wymaganym stosunku. W praktyce posługujemy się przy tym uprzednio ustalonymi tablicami. Jak widzimy konstrukcja tego przyrządu jest bardzo dobra, pozwala bowiem na wyeliminowanie wpływu wilgotności drobnego piasku, która podlega największym wahaniam. Jednakże warunkiem koniecznym do działania tego dozatora jest aby objętość dodawanej wody była większą niż objętość wolnych przestrzeni w piasku, inaczej bowiem nie nastąpi przelanie się nadmiaru wody. Niestety przy dużej wilgotności grubszych składowych kruszywa, oraz wymaganiu półciekłej (plastycznej) konsystencji betonu, warunek ten nie zawsze bywa spełniany, wówczas oczywiście dozator, przy właściwym jego użyciu z natury rzeczy, zawodzi. Zjawisko to zachodzi często w Rożnowie. W tych wypadkach należy z konieczności zrezygnować z zalet dozatora i starać się przy pierwszym ważeniu dodawać wodę

środek magazynu przechodzi transporter ślimakowy zaopatrzone w szereg zsyków. Transporter ten przechodzi z magazynu cementu do silosów cementowych nad betoniarnią (rys. 7). Robotnicy wysypują cement z worków do wyspów przy transporterach tak, że z magazynu do betoniarni transportery przenoszą cement bez opakowania.

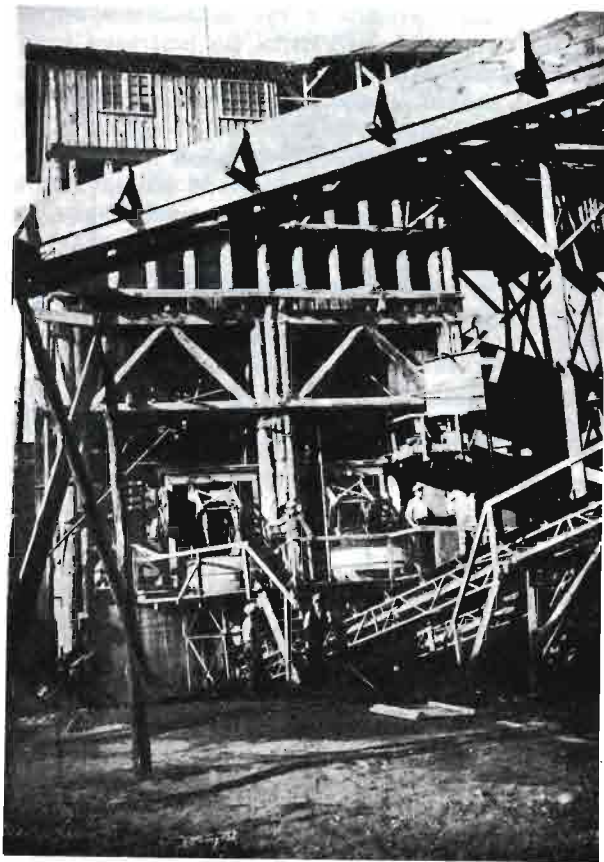
Nawiasem mówiąc początkowo cement dostarczany był w 100 kg workach jutowych; okazało się to jednak nie praktyczne, gdyż operowanie 100 kg workami jest trudniejsze, następnie worki jutowe często się niszczyły zarówno przy przeładunku jak i rozcinaniu wiązań przy wysypywaniu, poza tym kłopotliwe było trzepanie, sprawdzanie i odsyłanie pustych worków do cementowni, wreszcie rozkurz okazał się większy. Wszystko to skłoniło Kierownictwo Budowy do przejścia na opakowanie papierowe aczkolwiek początkowo opakowanie jutowe wydawało się tańsze.

Z silosu umieszczonego nad betoniarkami cement przechodzi przy pomocy krótkich transporterów ślimakowych do wag automatycznych. Ilość cementu wrzucana do betoniarki zależy od ilości odważników ustawionych na wadze i ilości wy-

³⁾ Inż. J. Zawodzki „Budowa zapory w Rożnowie” — „Gospodarka Wodna” Nr. 5 r. 1937.

rzutów wagi przy każdym dozowaniu. Zarówno regulowanie ilości wyrzutów jak i dodawanie lub odejmowanie odważników przy wagach jest bardzo łatwe i pozwala na łatwą zmianę dozowania cementu, zależnie od wymagań placu budowy. Każda z automatycznych wag cementowych zaopatrzona jest w licznik, co daje możliwość łatwej kontroli cementu.

Mieszanie betonu odbywa się w dwóch betoniarkach o pojemności 1600 l każda (rys. 7 i 9). Grubsze kruszywo doprowadzone transporterem i cement wpadają do zsyków, skąd przez zamykane wloty wrzucane są do wnętrza betoniarek. Woda z piaskiem doprowadzana jest osobnym wlotem. Wymieszany beton usuwany jest z betoniarki przez wprowadzenie do wnętrza łyżki (krótkiej rynny) ,po której beton spada do leja o pojemności ca 3 m³ (rys. 9).



Rys. 9. Betoniarki. Na zdjęciu widoczne jest wysypywanie mieszaniny betonowej do leja. Od leja odchodzą transporty taśmowe.

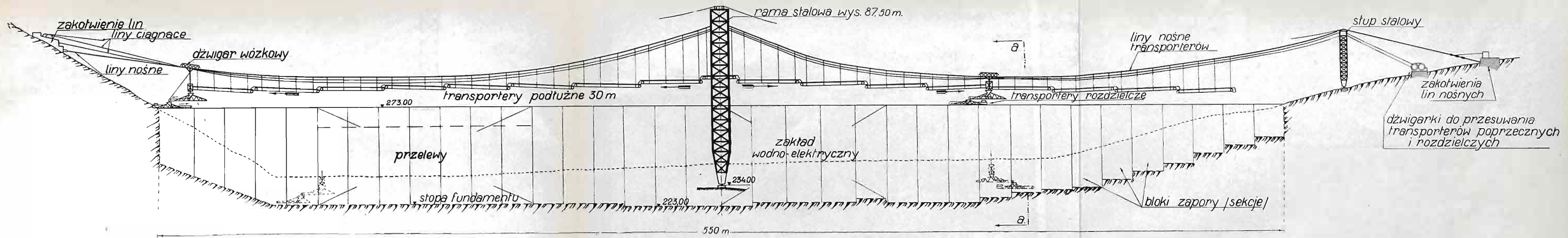
Kontakty i dźwignie służące do uruchomienia wszystkich przyrządów dozujących oraz do wyrzucenia mieszaniny z betoniarki skoncentrowane są w jednym miejscu, tak że robotnik obsługujący betoniarkę, znajdując się na pomoście nad betoniarką, swobodnie operuje całym zespołem tych urządzeń, a mianowicie: włącza silnik poruszający dozatory grubszego kruszywa, włącza automatyczną wagę cementu; podczas gdy kruszywo i cement wypełniają zsyk przy betoniarce, robotnik odważa wodę i piasek, wpuszcza je do betoniarki i otwiera zamknięcie zsyku. W rezultacie betoniarka szybko wypełnia się wszystkimi częściami

składowymi betonu. Mieszanie betonu powinno trwać nie mniej niż 60 sek., w tym czasie robotnik szykuje materiał do następnego zarobu. Po wymieszaniu betonu wyrzuca zawartość betoniarki do leja i zaraz powtórnie napełnia betoniarkę. Same betoniarki obracają się bez przerwy przez cały czas betonowania. Cała operacja od jednego do drugiego wyrzutu betoniarki trwać powinna od 1,5 do 2 min. (odpowiada to wydajności obydwu betoniarek ca 100 — 120 m³/godz.). Robotnicy pracujący w magazynie cementowym, betoniarkach, przy obsłudze wag automatycznych i transporterów cementowych, słowem wszędzie tam, gdzie jest rozkurz cementu zaopatrzeni są w maski przeciwpyłowe. Szczególną uwagę zwraca się na używanie masek w magazynie przy wysypywaniu cementu z worków, dodać bowiem należy, że wobec pewnego utrudnienia oddechu przez maski, pomimo zakazu, robotnicy bardzo chętnie zdejmują maski w czasie roboty, nie bacząc na wdychanie pyłu cementowego

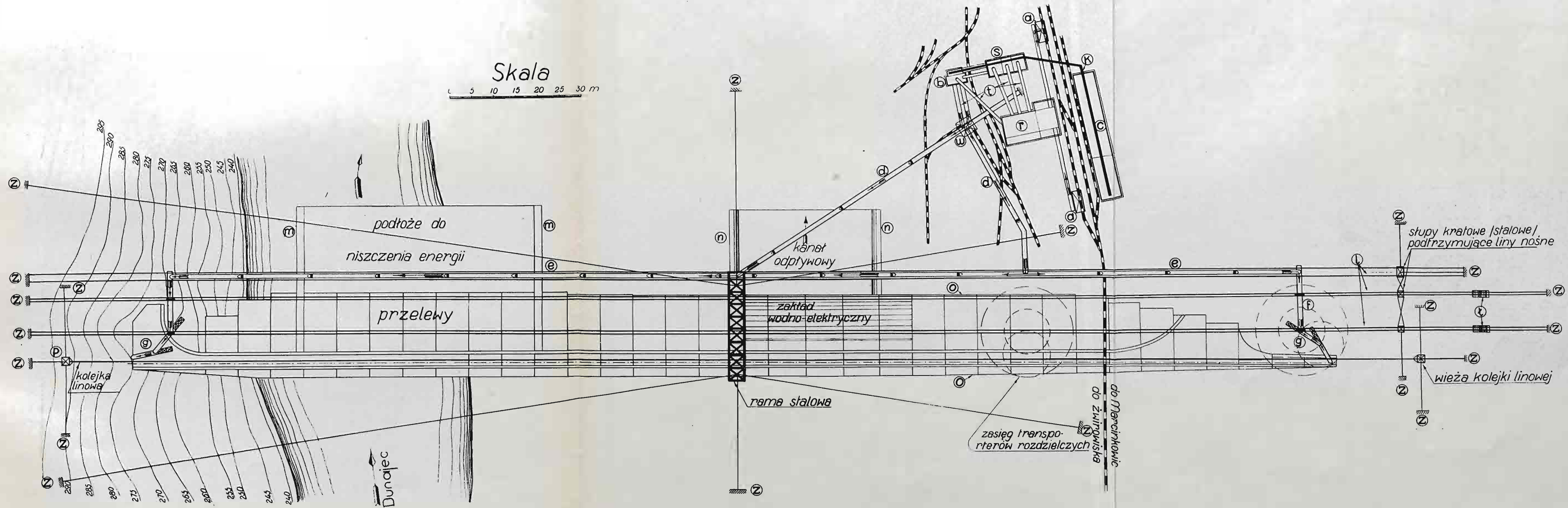
Wobec tego, że, jak nadmieniałem uprzednio, mamy do czynienia ze zmiennością wilgotności kruszywa, a zwłaszcza w okresach gdy zachodzi automatyczne wyeliminowanie wpływu wilgotności drobnego piasku, wysuwa się bardzo poważne zagadnienie regulowania ilości, dodawanej do mieszaniny, wody dla otrzymania właściwej konsystencji betonu. Zmiana wilgotności kruszywa zachodzi niekiedy bardzo szybko i nie może być mowy o zdążeniu wykonania na czas analizy piasku i określeniu tą drogą ilości dodawanej wody. W praktyce zupełnie dobrze można określić właściwą konsystencję, obserwując na oko mieszaninę wyrzucaną z betoniarki do leja; wymaga to oczywiście pewnej wprawy prowadzącego betoniarnię, jednakże przy należytej obsłudze, daje możliwość sprowadzenia do minimum ilości mieszanek odchylających się od przepisanej konsystencji. Laboratoryjne badania wilgotności kruszywa służą dla określenia ilości wody orientacyjnie, a ściślej — dostosowywanie konsystencji do stawianych wymagań, odbywa się w drodze stałego dostosowywania regulatorów w trakcie wykonywania betonu. Dla orientacji podam, że przy ocenie na oko wilgotności mieszaniny betonu, można się utrzymać w granicach odchyłań współczynnika cementowo - wodnego do jednej dziesiątej jego wartości.

Beton wyrzucany z betoniarki do leja wypuszczany jest na transportery przy pomocy zaworów możliwie równomierną warstwą. Przy każdym z lejów stoi robotnik, który reguluje ilość betonu wypuszczanego na transportery.

T r a n s p o r t b e t o n u. Dostarczenie betonu na miejsce ułożenia odbywa się przy pomocy zespołu transporterów gumowych, układ których widzimy na rys. 10 a i b. Od betoniarni odchodzą dwie linie transporterów, przy czym beton od każdej betoniarki może być skierowany na dowolną linię. Zatem obie betoniarki mogą dawać beton bądź do jednego miejsca, bądź każda z nich do innego miejsca betonowania. Pozwala to zarówno na skupienie większej wydajności betonu w jedno miejsce, lub na równoczesne betonowanie w odrębnych punktach zapory. Nad miejscem wykonania zapory przez całą szerokość doliny



Skala
0 5 10 15 20 25 30 m



Rys. 10a.

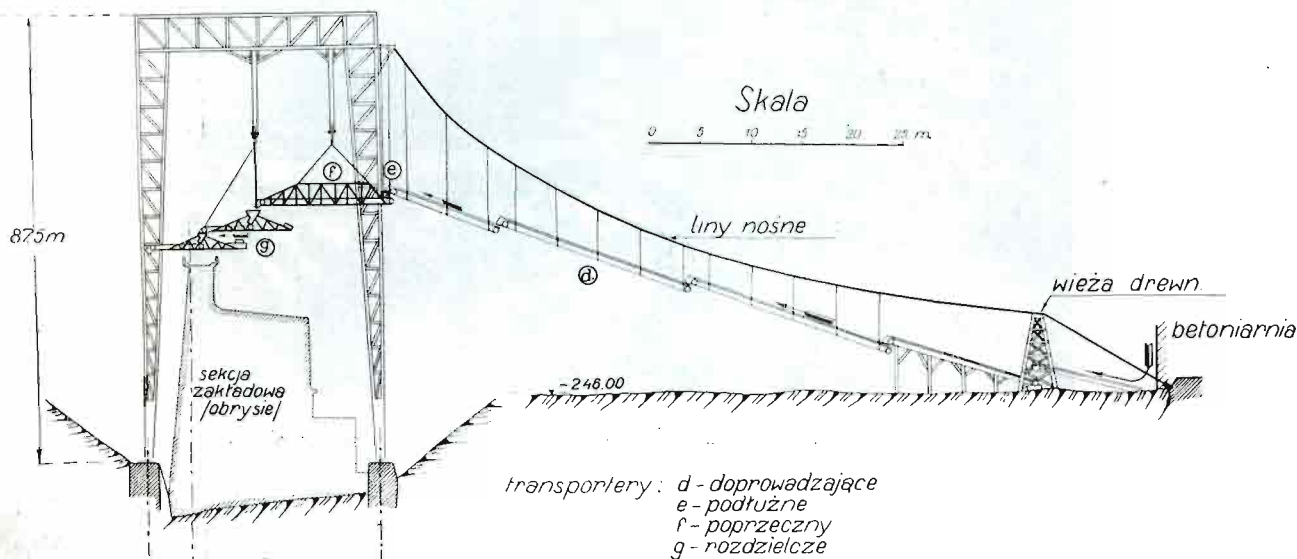
- a — zsypy dla pospólki,
- r — przygotowalnia kruszywa,
- s — silosy dla kruszywa,
- b — betoniarnia,
- c — magazyn cementu,
- w — wieża drewniana,
- d — taśmowe transportery doprowadzające,
- e — " " " " podłużne,
- f — taśmowy transporter poprzeczny,

- g — transportery obrotowe — rozprowadzające,
- k — transporter ślimakowy do cementu,
- liny nośne transporterów,
- urządzenie do przesuwania transporterów,
- m — murki oporowe przy przelewach,
- n — " " " " zakładzie wodno-elekt.
- o — obrysy zapory,
- p — wieża kolejki linowej.

wzdłuż osi zapory przebiegają trzy rzędy lin nośnych, służących do zawieszania transporterów. Liny te po środku doliny podtrzymywane są konstrukcją żelazną 87,5 m wysokości. Transportery prowadzące beton z betoniarni donoszą go do transporterów podłużnych, skąd w dowolnym miejscu mieszana może przejść na transporter poprzeczny, który wreszcie doprowadza beton do podwójnego układu transporterów obrotowych, a z ostatniego transportera obrotowego przez stosunkowo krótką rurę na miejsce przeznaczenia (rys. 11). Na rys. 10a pokazany jest zasięg transporterów obrotowych. Wszystkie transportery zawieszane na linach mogą być dowolnie ustawiane, zarówno co do wysokości, jak i miejsca zawieszenia.

Wypadki te nie są jednak zbyt częste i powodują na ogół tylko chwilowe zamieszanie w robocie tak, że działanie instalacji transportowej można ocenić jako sprawne.

Niektóre części budowy jak np. płyta przy podłożu do niszczenia energii przy przelewach, wychodzą poza zasięg normalnych instalacji transportowych. Dla dostarczenia betonu do tych miejsc zazwyczaj ustawia się poszczególne człony transporterów na specjalnych rusztowaniach drewnianych. Stanowi to oczywiście pewne utrudnienie, jednakże ilości betonu, wykraczającego poza zasięg instalacji są niewielkie i oczywiście opłaci się przerzucić beton przy pomocy urządzeń prowizo-



Rys. 10b. Transport betonu.

Zasięg transporterów obrotowych jest dostateczny dla objęcia całego obszaru sekcji zapory betonowanej jednorazowo. Transportery obrotowe skierowywane są przez robotników przy pomocy lin. Układ ten pozwala, przy pewnej wprawie robotników kierujących linami, na posuwanie rury tak, że betonowanie może się odbywać pasami. Zdolność przenoszenia betonu przez transportery sięga 150 m³/godz., przeto całkowicie zaspakają potrzeby przeniesienia wytworzonej mieszanki na miejsce ułożenia.

Przenoszenie betonu transporterami taśmowymi zapewnia ciągłość ruchu bez przefadunku i jest sposobem bardzo dogodnym. Początkowo zachodziły obawy, że mieszanki suchsze będą zatykały leje przy przejściu z jednego człona transporterów na drugi. Praktyka wykazała, że instalacja ta może przenosić nawet mieszanki suchsze od odpowiadających pojęciu betonu plastycznego. Odwrotnie zbyt ciekłe mieszanki są trudne w transporcie, bowiem przy dość dużych pochyleniach niektórych transporterów, spływają wstecz niezależnie od ruchu taśmy. Zatykania poszczególnych lejów pomiędzy członami transporterów oraz rury na końcu transporterów obrotowych powodowane jest przeważnie skutkiem nierównomierności wypuszczenia betonu z betoniarni na transportery.

rycznych, niż rozbudowywać całą instalację na większy zasięg.

Układanie betonu. Podłoże skalne, na którym ma spocząć beton fundamentu zapory, musi być uprzednio należycie przyszykowane dla zapewnienia możliwie najlepszego połączenia betonu ze skałą.

Polega to zasadniczo na bardzo dokładnym oczyszczeniu podłoża przy pomocy strumieni wody i sprężonego powietrza. Zwraca się baczną uwagę, aby we wszystkich załamaniach i zagłębieniach skalnych nie pozostało ani trochę brudu w postaci namułu, odłamków skał i t. p. Usuwa się również dokładnie wodę pozostałą przy myciu podłoża. Oczyszczanie załamania skalnych dokonywa się ręcznie szmatami lub szczotkami.

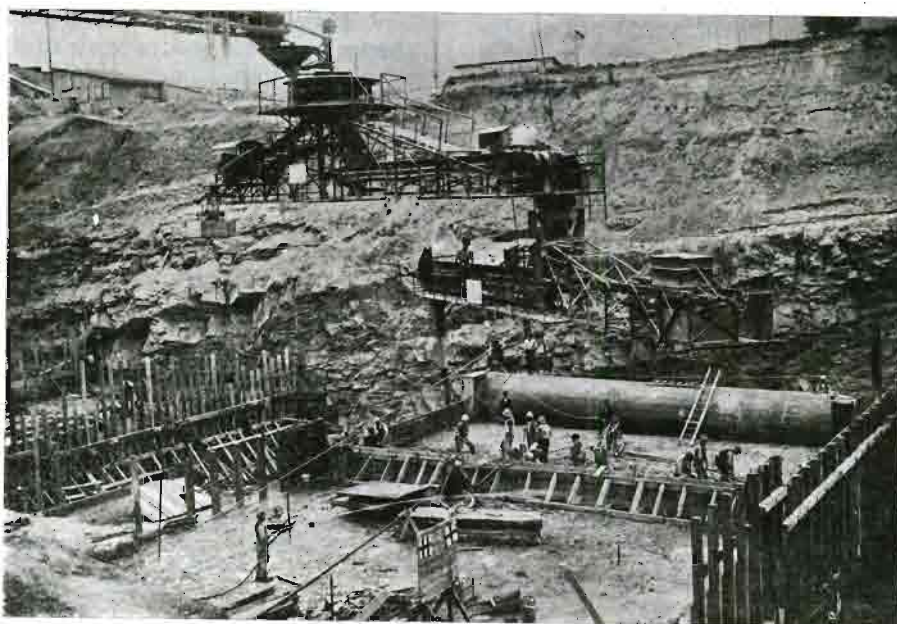
W niektórych wypadkach, w miejscach gdzie na powierzchni podłoża wychodzą iofałki i zachodzi obawa, że w przerwie pomiędzy oczyszczaniem a betonowaniem może nastąpić rozmiękczenie powierzchni iofałków przez wodę deszczową, czy też przez wodę przeciekającą przez aluwia, powierzchnie takie pokrywane są warstwą torcretu.

Na przyszykowane podłoże układa się warstwę betonu. Pierwsza warstwa betonu (50 —

80 cm) służy właściwie do wyrównania nierówności skalnych. Dopiero na niej są wykonywane poszczególne odcinki bloków betonowych.

Zasadniczo betonowanie odbywa się poszczególnymi fazami (rys. 12), przez układanie warstw o grubości 2 m. Ponadto w dolnej szerszej części zapory rozdziela się poszczególne sekcje na dwie

lają na dość swobodne skierowywanie dochodzącego betonu w dowolne miejsce. Prowadzi się je przeto tak, aby układać pasy betonu równoległe do osi zapory. W ten sposób pokrywa się pasami całą powierzchnię betonowanej fazy wspomnianą warstwą 40 cm grubości. W ślad za ułożeniem każdego pasa betonu robotnicy w liczbie od 6 do

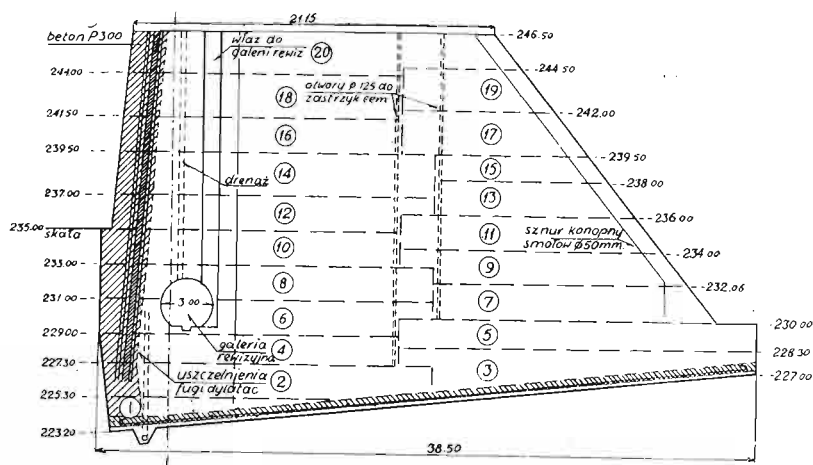


Rys. 11. Betonowanie. Na zdjęciu widoczne są zawieszane transportery obrotowe.

części (jak to pokazane na rysunku), a to w tym celu, aby nie betonować jednorazowo bloków o zbyt dużych powierzchniach. Poszczególne fazy betonowania rozłożone są tak, by szwy (fugi) robocze na złączach poszczególnych faz przebiega-

8 idą z wibratorami i przewibrowują świeżo ułożony beton (rys. 13).

Do betonowania muru zapory używane są dwa podstawowe rodzaje betonu — dla wykonania okładziny około 2 m grubości po stronie od-



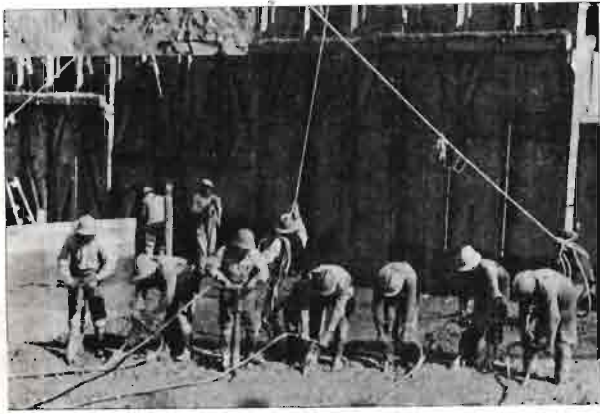
Rys. 12. Fazy betonowania bloku. (Numery w kółkach oznaczają kolejność betonowania).

ły mijankowo nie tworząc ciągłych przerw w blokach. Pamiętać bowiem należy, że połączenie świeżego betonu z wykonanym uprzednio, pomimo starań w kierunku jaknajlepszego ich związania, stanowi zawsze najslabsze pod każdym względem miejsce masywu betonowego.

Betonowanie faz odbywa się warstwami o grubości około 40 cm. Jak już mówiliśmy przy opisie transportu betonu, transportery obrotowe pozwa-

wodnej — beton o dozowaniu cementu 300 kg/m^3 betonu i dla pozostałej części korpusu zapory beton o dozowaniu cementu 250 kg/m^3 betonu. Prócz tego przy układaniu pierwszej warstwy na podłożu skalnym oraz pierwszych warstw każdej fazy, słowem tam, gdzie dostarczany świeży beton spada na twarde podłoże czy to skały, czy też uprzednio stwardniałego betonu stosuje się beton o nieco mniejszej zawartości grubego żwiru. Ta zmiana

mieszaniny betonu, spadającego na twarde podłoże, spowodowana jest tym, że w tych warunkach dość łatwo następuje przy spadaniu segregacja betonu i oddzielanie się grubszych kamieni. Zmniejszenie najgrubszej składowej znacznie ułatwia uzyskanie jednostajnej mieszaniny na miejscu ułożenia.



Rys. 13. Wibrowanie.

Po dwóch dniach od ułożenia betonu powierzchnia jego zostaje skuta na głębokość około 2 — 3 cm. W ten sposób zostaje usunięte mleczko cementowe, występujące na powierzchni betonu oraz nadana większa szorstkość powierzchni dla lepszego połączenia z betonem następnej fazy. Skuwanie wykonywane jest ręcznie kilofami. Zastosowanie do tego celu młotków pneumatycznych nasuwa obawy głębszego naruszenia spoiwości jeszcze słabego betonu. Próbowano również stosować zamiast skuwania, zmywanie silnym strumieniem wody powierzchni betonu wkrótce po zakończeniu wiązania cementu. Nie dało to jednak dobrych wyników, gdyż strumień wody albo zbyt mało oczyszczał powierzchnię, albo zruszał kamyczki w bardzo świeżym betonie, prócz tego tą drogą nie osiągnięto dobrej szorstkości powierzchni.

Przed rozpoczęciem betonowania następnej fazy, które zasadniczo następuje nie wcześniej niż po 4-ch dniach od chwili ułożenia fazy poprzedniej, powierzchnia stężałego betonu zostaje jeszcze dobrze wymyta i wyczyszczona podobnie jak skalne podłoże przed układaniem betonu.

Wykonanie okładziny odwodnej o wyższym dozowaniu cementu odbywa się bez układania szalowania pomiędzy betonem okładzinowym a pozostałym; wprost układa się pas betonu około 2 m szerokości o dozowaniu 300 kg/m^3 , następnie betoniarnia zmienia dozowanie i przystępuje się do układania dalszych pasów (o szer. 4 — 5 m). Krzywa przesiewu dla obu betonów jest ta sama, zatem wystarczy, zmienić jedynie ilość odważników na wagach automatycznych. W praktyce przeprowadza się to w sposób następujący. Plac budowy dla porozumienia się z betoniarnią posiada tablicę, na której wywiesza się umowne sygnały. Podaje się więc sygnał przystania określonej ilości zarobów betonu o wskazanym dozowaniu. Betoniarnia wstawia odpowiednie wagi i ze swej strony sygnalizuje ilość wysłanych zarobów. Niekiedy w trakcie betonowania okazuje się, że określona początkowo ilość zarobków oceniona była

niewłaściwie, zmienia się przeto dyspozycje drogą zmiany wywieszanych sygnałów, do których dostosowuje się betoniarnia. Wobec upływu pewnego czasu zanim beton dojdzie od betoniarni na miejsce ułożenia nie zawsze łatwo byłoby na placu zorientować się pomimo sygnałów betoniarni, kiedy nastąpiła zmiana w dozowaniu dostarczonego betonu. W tym celu w chwili zmiany dozowania mieszaniny betoniarnia robi małą przerwę (około pół minuty) w wysłaniu betonu. Ułatwia to orientację na placu.

Przy dozowaniu mieszaniny do układania pierwszych warstw (uboższe w gruby żwir), przyemyka się częściowo zasuwę przy dozatorze grubszego kruszywa, pozostawiając wszystkie pozostałe dozatory oraz wagi bez zmiany. W ten sposób coprawda zmniejsza się zaroby betoniarek oraz automatycznie powiększa nieco dozowanie cementu, jednakże osiąga się prostotę operacji. W przeciwnym bowiem razie wymagałoby to przedstawiania wszystkich dozatorów. Wobec stosunkowo niewielkiego zmniejszenia zarobów (z $1,6 \text{ m}^3$ na $1,45 \text{ m}^3$) oraz niezbyt wielkich ilości takiego betonu nie odbija się to w wyniku na ogólnej wydajności. Podniesienie natomiast dozowania cementu (z 250 na 275 kg/m^3) przy fugach roboczych jest raczej rzeczą wskazaną z uwagi na to, że fugi te zawsze są najczulszym miejscem muru.

Prócz wymienionych podstawowych rodzajów betonu, w miejscach gęsto zbrojonych, stosowane są mieszanki całkowicie pozbawione składowej $\Phi 30 - \Phi 80 \text{ mm}$. W niektórych zaś wypadkach przy wykonywaniu betonów pomocniczych, nie wchodzących do zapory stosowane są betony o niższym dozowaniu cementu.

Na zakończenie dodam jeszcze kilka słów o wibrowaniu, nie wdając się zbyt w szczegóły, jest to bowiem zbyt obszerny temat dla omówienia go w ramach niniejszego artykułu. W Rożnowie używane są wibratory pneumatyczne typu szpilkowego o $\Phi 9,5 \text{ cm}$. Wysokość użyteczna wibratora wynosi około 50 cm, całkowita 90 cm, waga około 21 kg. Robotnicy z wibratorami posuwają się szeregiem jak to widzimy na rys. 17, zagłębiając wibratory na głębokość około 40 cm co 40 — 60 cm. Każdorazowe zanurzenie wibratora trwa 4 — 6 sek. Czy beton jest już dostatecznie przewibrowany można stwierdzić po występowaniu powietrza i wody na powierzchnię. Wibrowanie betonu tego rodzaju wibratorami samo przez się narzuca konieczność stosowania betonu plastycznego, w dodatku stawia stosunkowo wąskie granice tolerancji konsystencji betonu, jeżeli robota przy wibrowaniu ma iść szybko i sprawnie. Przy zbyt suchych mieszankach przy wyjmowaniu wibratora z masy betonu powstają trudne zapływyjące otwory, z drugiej strony przy zbytnej płynności mieszanki robotnicy pracujący przy wibrowaniu zapadają nieraz po kolana w beton, co oczywiście stanowi utrudnienie pracy. Zastosowanie wibrowania przy układaniu dużych mas betonu nie tylko przynosi korzyści, przez lepsze ułożenie mieszanki, ale pozwala na szybkie układanie, co trudne by było do osiągnięcia przy ubijaniu betonu, stanowczo zatem sprzyja intensywności roboty, oczywiście przy stosowaniu betonu plastycznego a nie lanego.

Inż. Edward Czotwertyński

Lokalna regulacja dolnego odcinka rzeki Horynia.

Rzeka Horyń, prawobrzeżny dopływ Prypeci, jest w swym dolnym biegu na długości 94 km żeglowną i stanowi dla przyległych okolic główną arterię komunikacyjną. Jakkolwiek koryto rzeki jest

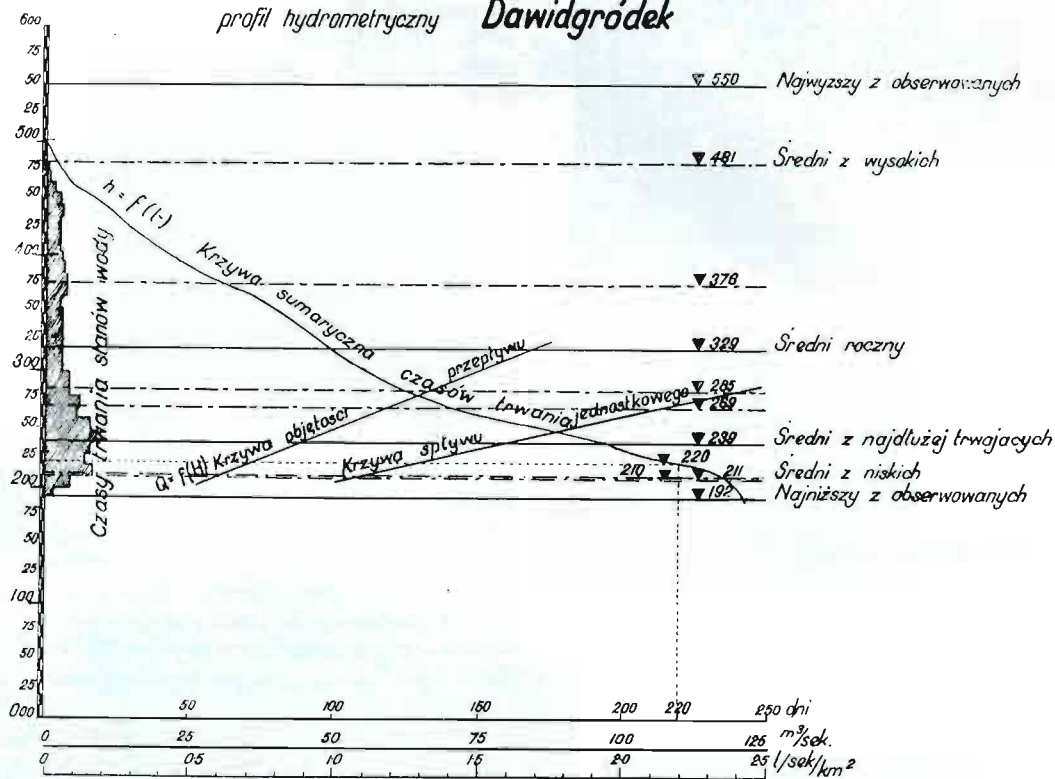
przeważnie zwarte i głębokość dla żeglugi nawet przy niskich stanach dostateczna, w kilkunastu szerszych miejscach występują ławice piaszczyste, utrudniające lub nawet uniemożliwiające żeglugę

rzeka **Horyń**

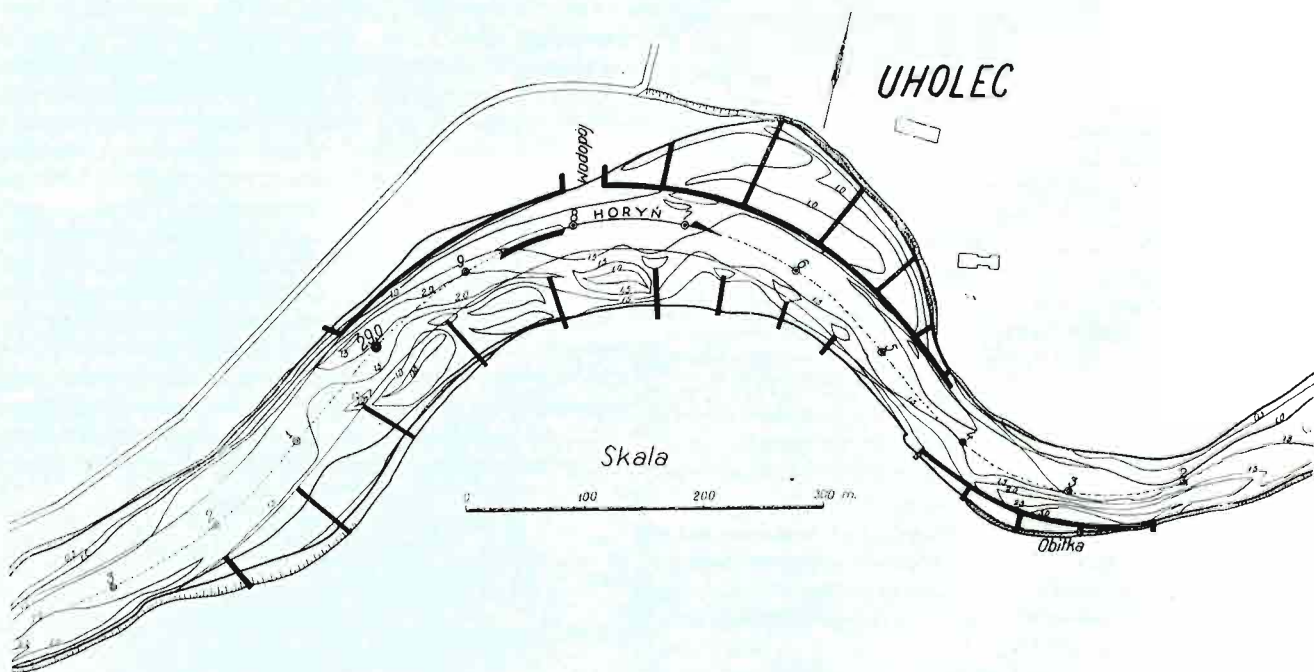
$A = 27680,12 \text{ km}^2$
 rzędna wodowskazu 125,289 m.
 okres obserwacji 1923-1935 wt.

wodowskaz **Dawidgródek**

profil hydrometryczny **Dawidgródek**



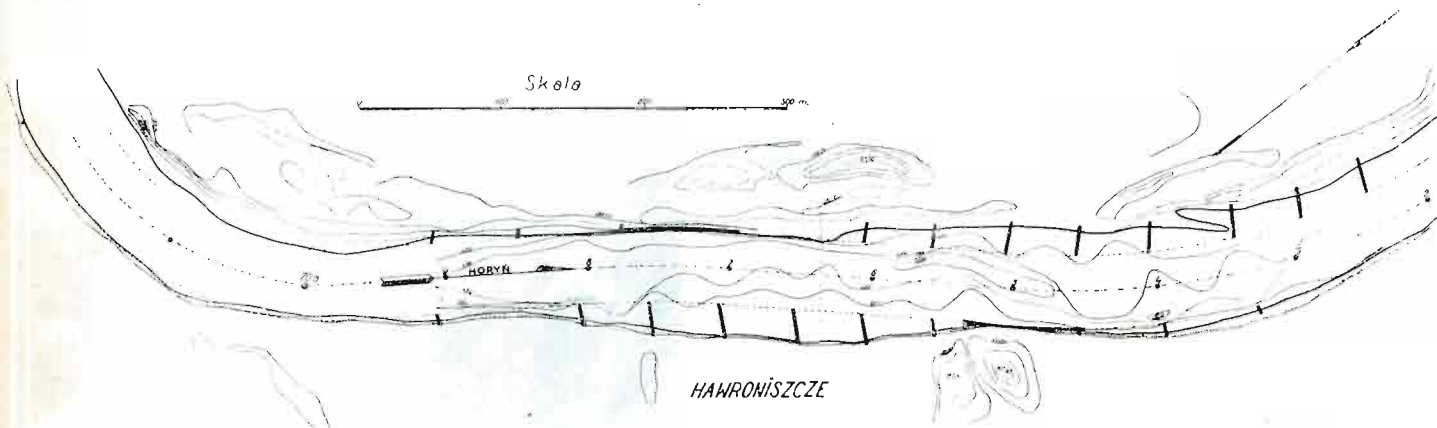
Rys. 1.



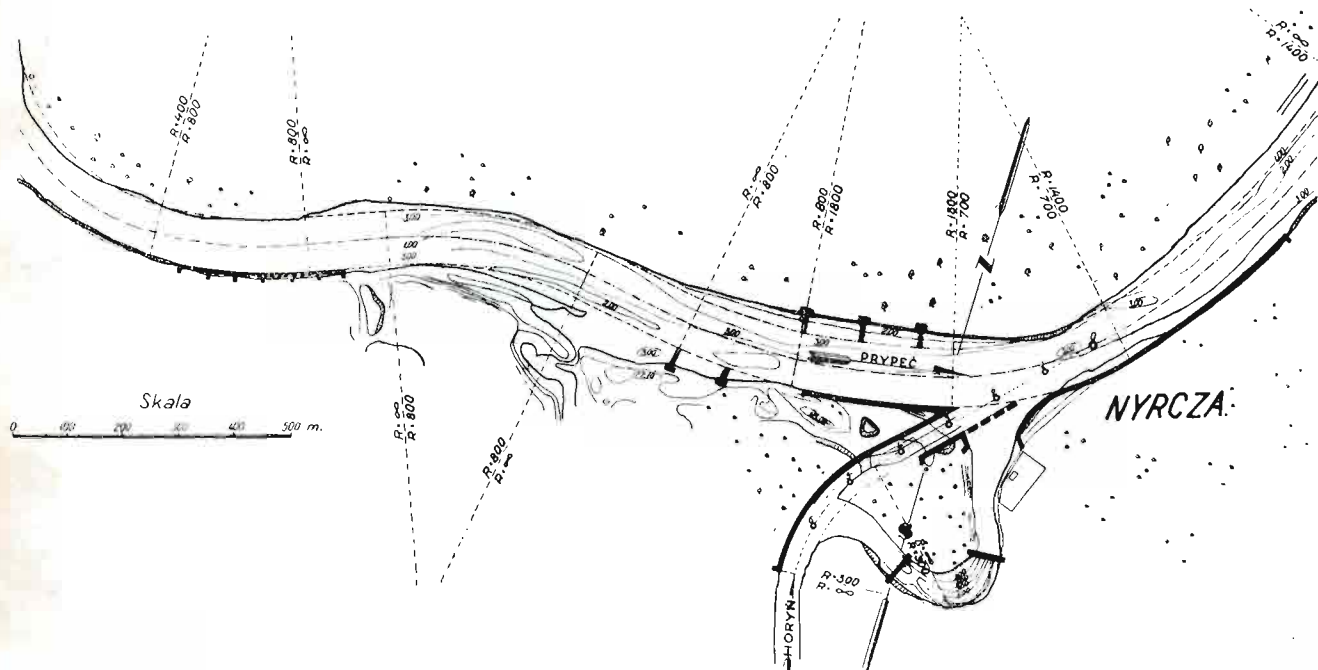
Rys. 2.

przy niskich stanach wody. Przemiały te corocznie przekopywano za pomocą pogłębiarek. W r. 1936 wykonano szereg lokalnych regulacji, które dały wyniki najzupełniej zadawalniające. Regulację wykonano narazie w 6 miejscach najbardziej szkodliwych dla żeglugi, gdzie głębokości w nurcie spadały do 0,35 m przy stanie + 220 na wodowskazie w Dawidgródku, tj. odpowiadającym w przybliżeniu wodzie 220-dniowej z okresu żeglugi.

Przy niskich stanach wody odcinek Horynia od ujścia do Dawidgródka (15 km) jest dostępny dla statków o zanurzeniu 0,65 m, dalszy zaś od Dawidgródka do stacji Horyń (64 km) dla statków o zanurzeniu 0,40 m, normalnie kursujących po dopływach Prypoci, statki bowiem o większym zanurzeniu nie mogą kursować na całej omawianej przestrzeni ze względu na pozostałe, nie usunięte jeszcze przez regulację, mielizny mniejszego znaczenia.



Rys. 3.



Rys. 4.

Zaznaczyć należy, że dla omawianego wodowskazu stan średni z najniższych obserwowanych w okresie 1923 — 1935 wynosi + 211 cm, najniższy obserwowany wynosił w tym okresie + 192 cm, najwyższy obserwowany + 550 cm (rys. 1).

Szerokość regulacyjną dla założenia budowli przyjęto 50 m, co odpowiada szerokości rzeki w prawidłowo wykształconych naturalnych jej partiach.

Głębokość regulacyjna obliczona była na 1,5 m, otrzymano 1,4 m przy wspomnianym stanie, który można nazwać średnim z najniższych.

Największe roboty regulacyjne wykonano w Uholcu, Hawroniszczu i Nyrczy (rys. 2, 3 i 4).

Mielizna w Uholcu (32 km) stanowiła przy niskich stanach nieprzebytą przeszkodę dla najlżejszych nawet statków a ponadto rozmywany w Uholcu wysoki brzeg dostarczał dużo rumowiska osadzanego poniżej. Regulacja lokalna wykonana według załączonego szkicu, dała min. głębokość 1,4 m na odcinku regulowanym, nie zmieniając stanu sąsiedniego, niżej położonego nieregulowanego, odcinka rzeki. Podmywany wysoki brzeg umocowano brzegostonem, który ładnie porósł.

Mielizna w Hawroniszczu, na której przy niskich stanach głębokość wynosiła 0,35 — 0,40 cm, stanowiła przeszkodę dla statków głębiej zanur-



Rys. 5. Fragment regulacji rz. Horynia w Uholcu.



Rys. 6. Fragment regulacji rz. Horynia w Uholcu

zonych, kursujących po Prypeci i do Dawidgródka; po regulacji lokalnej, wykonanej jak na załączonym szkicu, głębokość na odcinku regulowa-

nym wzrosła do 1,4 m bez ujemnych skutków na sąsiednich odcinkach rzeki.

W Nyrczy wykonano korekcję ujścia rzeki Horynia, która wpadając do Prypeci pod kątem prostym osadzała w ujściu duże ilości rumowiska, tworząc rozległą mieliznę. Wykonana regulacja, mieliznę tę częściowo usunęła.

Jak wykazały obserwacje nad zachowaniem się rumowiska w r. 1937, niezbędne jest poprawienie regulacji w tym miejscu w sensie wykona-



Rys. 7. Fragment regulacji rz. Horynia w Uholcu.

nia kierownicy i zwężenia koryta rzeki Prypeci, jak oznaczono przerywaną linią na rys. 2.

Ogółem w roku 1936 na Horyniu uregulowano 6,7 km bieżących rzeki kosztem ca 131.000 zł, co wynosi ca 19.500 zł/kmb.

Praktycznie osiągnięto polepszenie warunków żeglugi na całym żeglownym odcinku długości 94 km.

Inż. Marian Jakowicz

Z literatury technicznej

Przegląd czasopism obcych

Drogi wodne, żegluga

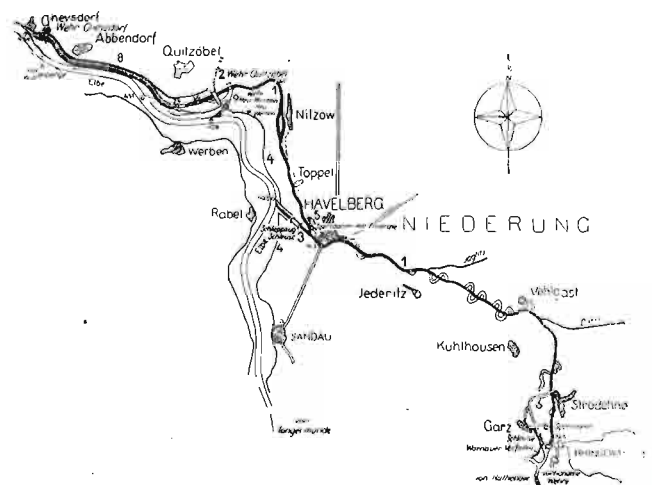
Roboty wodne na dolnej Haweli.

Odcinek końcowy rzeki Haweli, ciągnący się od miejscowości Garz aż do ujścia (rys. 1) był do niedawna całkowicie zaniedbany zarówno pod względem komunikacji wodnej jak i odprowadzenia wielkich wód. Szczególnie dawały się we znaki wezbrania, wywołane cofką Łaby, które powodowały zalanie około 320 km² gruntów w dolinie Haweli.

Okoliczna ludność już od 150 lat domagała się poprawy warunków wodnych. Obecny rząd rozpoczął przed 4 lata prace, mające na celu poprawę warunków żeglugi, odwodnienie i nawodnienie gruntów, stworzenie nowego osadnictwa i zatrudnienie bezrobotnych.

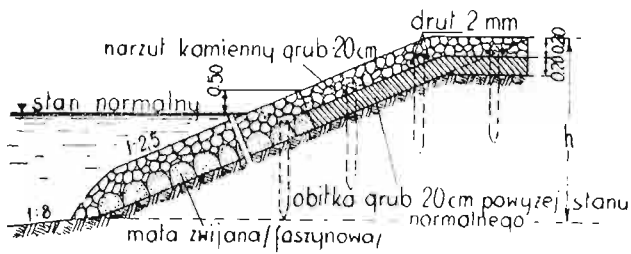
Do lata 1937 roku ukończono kosztem około 10 milionów marek pierwszy etap prac i rozpoczęto drugi, którego kosztorys wynosi 8 milionów.

W pierwszym etapie wykonano następujące prace:
1) Na odcinku rzeki od ostatniego stopnia kanalizacyjnego pod Garz do miejsca, położonego 2 km powyżej

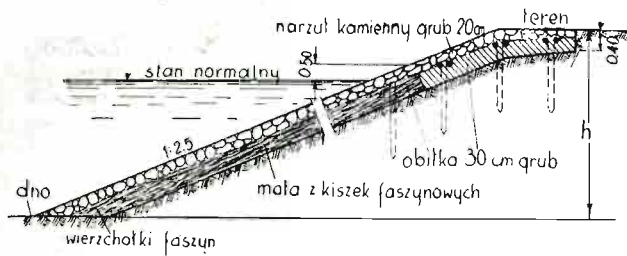


Rys. 1.

dzisiejszego ujścia Haweli, pogłębiono i poszerzono koryto, uzyskując profil przepływu dwukrotnie większy niż dotychczasowy, oraz wyprostowano trasę za pomocą widocznym na rys. 1 przekopów. Zabiegi te umożliwią od-



Rys. 2.



Rys. 3.

plyw dorocznych wielkich wód letnich Haweli (nie spietrzonych cofką Łaby) bez zalania sąsiednich terenów.

Ponieważ w tak pogłębionym i poszerzonym korycie mogło by nastąpić nadmierne osadzanie materiału

a przy bocznym małą służę dla lokalnej żeglugi. Otwory jazowe zamykane są żelaznymi zasuwami o wymiarach $26,4 \times 8,75$ m. Budowa głównego jazu (rys. 4) trwała nie całe 6 miesięcy. Jazy te mają na celu utrzymanie w czasie posuchy dostatecznych głębokości w korycie żeglownym aż do Garz i regulowanie poziomu wód gruntowych zgodnie z potrzebami rolnictwa.

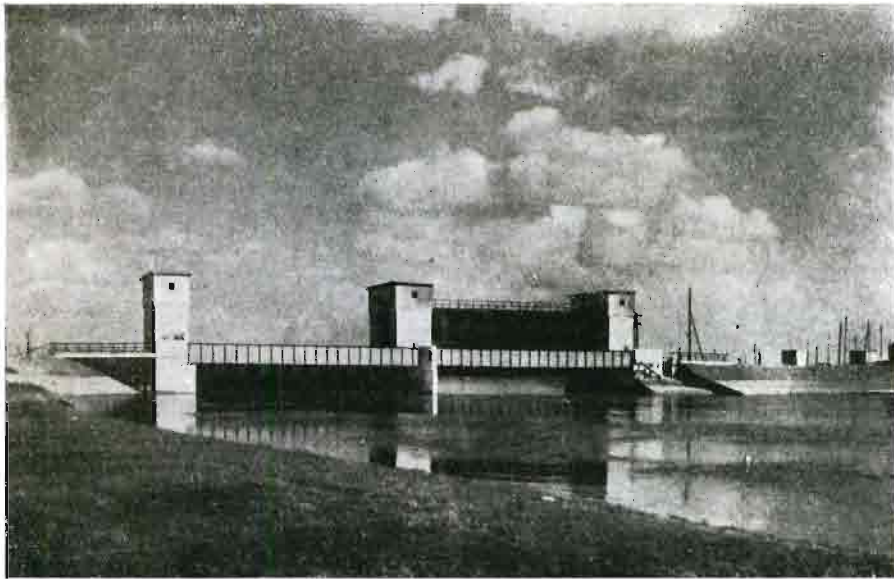
3) Od miejscowości Havelberg odprowadzono z koryta Haweli kanał żeglugi o długości około 2,5 km, uchodzący do Łaby powyżej ujścia Haweli. Dla pokonania różnicy poziomów Łaby i Haweli wybudowano służę dla pociągów statków o wymiarach 225×20 m. Ściany komory wykonano jako żelazne ścianki szczelne, dno wyłożono kamieniem między rozporami żelaznymi, głowy służ wykonano z betonu.

Zarówno od strony Łaby jak i Haweli urządzono obszernie i dobrze wyposażone baseny postojowe z elektrycznym oświetleniem.

4) Przy pomocy materiału uzyskanego z wykopów wzmocniono i podwyższono wał powodziowy Łaby na odcinku Sandau — Havelberg i Neu — Werben, uzyskując w ten sposób ochronę tego odcinka doliny Haweli od wód powodziowych, pochodzących z Łaby.

5) W pobliżu miejscowości Garz i Havelberg wykonano zamknięcia jednostronne starych koryt i urządzono w nich zimowiska i porty przeladunkowe.

6) Nadmiar materiału ziemnego, wydobytego z przekopów użyto do podwyższenia mała wartościowych gruntów, a piasek usypano w haldy, z których ludność miejscowa będzie mogła pobierać go do budowy domów. W drugim etapie przewidziane jest wykonanie następu-



Rys. 4.

rzecznego, ubezpieczono za pomocą obitek faszynowych pokrytych narzutem kamiennym (rys. 2 i 3) brzegi rzeki przed zrywanien przez wodę.

Opisane tu prace wymagały wydobycia około 3 milionów m^3 ziemi oraz usunięcia zwyż 3 km starych ostróg i 6 km obitek brzegowych.

2) W pobliżu miejscowości Quitzöbel wybudowano dwa jazy: główny o 2 przęsłach po 25 m w świetle w przekopie i boczny, jednoprzęsłowy na starym korycie. Przy jazie głównym urządzono przepławkę dla ryb,

ających prac, mających na celu całkowitą ochronę doliny Haweli od zalewu cofkowymi wodami Łaby:

1) Przełożenie ujścia Haweli o 6,7 km w dół Łaby gdzie poziom zwierciadła wód wielkich jest o 1,25 m niższy niż przy obecnym ujściu. Do nowego ujścia, położonego pod miejscowością Gnevsdorf ma prowadzić przekop wymagający znowu około 3 mil. m^3 robót ziemnych. Dotychczasowy prawobrzeżny wał Łaby stanie się wałem rozdzielającym wody Łaby i Haweli, a przekop otrzyma oprócz tego własny wał prawobrzeżny.

2) Budowa jazu pod Neu-Werben (2 przęsa po 25 m w świetle, podobnie jak większy jaz pod Quitzöbel). Jaz ten ma na celu odprowadzanie przepływu Haweli do Łaby krótszą drogą w czasie, kiedy odcinek Łaby od Gnevsdorf wymaga zasilania z powodu niskich stanów.

W czasie wezbrań Łaby jaz ten służy jako upust ulgowy w kierunku Haweli, naturalnie w miarę chwilowej pojemności koryta tej ostatniej.

3) Budowa jazu pod Gnevsdorf na przekopie Haweii. Jaz ten ma służyć do regulowania poziomu wód gruntowych zgodnie z wymogami rolnictwa. Światło tego jazu wynosi 36 m; obok niego zaprojektowano przepławkę dla ryb i małą służącą dla lokalnej żeglugi. (Regierungsbaurat Kurt Greiff. Die Arbeiten des Reichs am Mündungslauf der Havel. Zentralblatt der Bauverwaltung 1937. Nr. 34/35).

Inż. Otton Faust

Zapory, zbiorniki

Zbiorniki na rzekach nizinnych w Niemczech.

W artykule pod tytułem „Wasser, zuerst notwendiger Rohstoff oder Energie - und Beförderungsträger” ogłoszonym w nr. 13/14 z 1937 roku inż. E. Groh podaje na tle ogólnych rozważań o braku wody w Niemczech dla celów komunikacyjnych, przemysłowych i rolniczych, projekt założenia olbrzymich zbiorników w dolinie rzeki Łaby w jej średnim i dolnym biegu.

Tok jego rozważań, poparty licznymi cytatami z rozpraw hydrologicznych i czasopism żeglarskich jest następujący:

Wskutek regulacji rzek na małą wodę, łożyska ich zostały znacznie zwężone, koryta i ramiona boczne załadowane, a dno niekiedy pogłębiło się znacznie; w tych

jących zasilania, a na długiej drodze, jaką musi przepłynąć woda zasilkowa, część jej traci się na wsiąkanie i parowanie. Mnożenie ilości zbiorników górskich jest nieraz nie możliwe, zawsze kosztowne, a ponadto komplikuje gospodarke na poszczególnych zbiornikach.

W konsekwencji autor proponuje zakładanie zbiorników na samych rzekach, gdzie można zatrzymywać znaczne ilości wody. Ze względów terenowych nie mogą to już być zbiorniki zaporowe, lecz baseny równoległe do koryta rzeki (jedno - lub obustronne), powstałe przez wykopanie i obwałowanie (patrz rysunek).

Wskutek zastosowania nowoczesnych kopaczek o wielkiej wydajności i ruchomych pomostów transportowych, umożliwiających szybkie i tanie przesuwanie mas ziemi, wykopanie tak dużych basenów i ich obwałowanie stało się łatwe i tanie (7 fenigów za 1 m³).

Dla Łaby autor projektuje takie zbiorniki o długości 200 km², pojemności 200 mil. m³ i wydajności zasilania do 2 miliardów m³ rocznie przy kilkakrotnym napełnianiu w ciągu roku. Koszt takich zbiorników autor ocenia na 200 milionów marek, podczas gdy 2 zbiorniki na Saali (Bleiloch i Hohenwarte) o pojemności około 200 mil. m³ i wydajności zasilania tylko 400 mil. m³ kosztują 90 mil. marek i wyczerpują bez mała wszystkie możliwości zasilania Łaby ze zbiorników górskich.

W Polsce podobna myśl powstała już w 1934 roku, kiedy Śląski Urząd Wojewódzki i Ministerialna Komisja (w której niżej podpisany brał udział) rozważały projekt założenia zbiorników pod Goczałkowicami przy wykorzystaniu istniejących tam stawów rybnych.

Zastosowanie takiego zasilania innych rzek polskich wymaga obszernych studiów technicznych i gospodarczych.

Inż. Otton Faust

Melioracje

Osuszenie Zuiderzee.

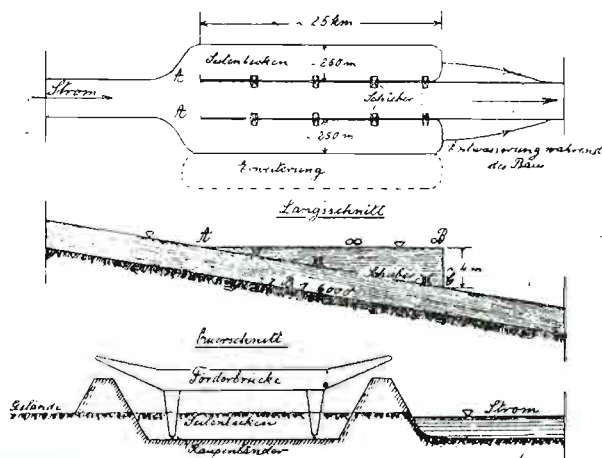
Zatoka Zuiderzee o powierzchni 5250 km² ma bardzo małą głębokość, naogół mniejszą niż 5 m. Z tego powodu już od dawna proponowano zdobycie większej części tego jeziora dla kultury rolnej przez obwałowanie i wypompowanie wody. Projekt opracowany jeszcze w roku 1894 został w zasadzie przyjęty w 1915 r., przez Rząd zaś usankcjonowany ustawą z dn. 18. VI 1918 r.

Projekt przewiduje następujące roboty: (rys. 1):

- 1) Zamknięcie Zuiderzee za pomocą 2,5 kilometrowej grobli między Nordholland, a wyspą Wieringen i 30 km grobli między Wieringen i brzegiem Fryzji.
- 2) Osuszenie znacznej części Zuiderzee przez wypompowanie wody, pozostawiając w środku obszerne jezioro zwane Yselmeer, utworzone przez wody rzeki Ysel, które to wody będą mogły odpływać do morza północnego przy pomocy dwu grup śluz umieszczonych w wale zamykającym Zuiderzee, zaś żegluga będzie się mogła odbywać przy pomocy specjalnie urządzonych śluz komorowych.
- 3) Ciągłą obronę przed wielkimi wodami terenów w ten sposób uzyskanych (polder) przez obwałowanie i stałe utrzymywanie poziomu wód na głębokości, jakiej będzie wymagać kultura rolna.

W tym celu z Zuiderzee odcięto wałami 4 poldery:

- A) Polder północno-zachodni koło Wieringen o powierzchni około 20000 ha



Rys. 1.

warunkach ustala wszeika retencja powierzchniowa i gruntowa, wody opadowe odpływają szybko i bez przeszkód, a po ustaniu opadów rzeki wysychają, tak że w wielu wypadkach cel regulacji — tworzenie dostatecznie głębokiego koryta dla żeglugi — został chybiony.

W dalszej fazie eksploatacji tak uregulowanych rzek inżynierowie dążą do wyrównania ich odpływu za pomocą zbiorników, zakładanych w dolinach górskich rzek i potoków.

Zdaniem autora zabieg ten nie mogą przynieść dostatecznej poprawy, gdyż w zbiornikach tych można uchwyć tylko drobną część przepływu rzek, potrzebu-

- B) Polder północno-wschodni o pow. 55000 ha
 - C) Polder południowo-wschodni o pow. 95000 ha
 - D) Polder południowo-zachodni o pow. 55000 ha
- W roku 1922 przystąpiono do budowy kompleksu śluz w głównym wale zamykającym Zuiderzee w ilości 28

Jedna grupa tych śluz, znajdująca się na zachodnim skraju grobli koło miejscowości den Oever, składa się z 15 śluz odwadniających i dwukomorowej śluzy dla statków (rys. 2).

Ponieważ budowa ta miała leżeć w morzu przy głębokości ca 6 m, musiano otoczyć najpierw plac budowy groblą o łącznej długości ca 3440 m, której korona wznosiła się od 3,5 — 5,5 m ponad poziom morza. Po osuszeniu placu budowy, przeprowadzone badania gruntu wykazały, że margiel, leżący na głębokości fundowania może przenieść obciążenie od 2 1/2 — 30 kg/cm². Pozwoliło więc to na fundowanie każdej grupy z 5-ciu śluz za pomocą płyty ciągłej o rozmiarach 88 x 50 x 1,3 m. Przy pomocy sprawnych urządzeń mechanicznych wykonano płyty pod 3 grupy śluz w ciągu 20 dni przy maksymalnej wydajności dziennej betonu ca 1200 m³.

Każda płyta otoczona jest ścianką szczelną żelazną i zabezpieczona przed podmyciem trzema ścianami poprzecznymi.

Wkrótce po oddaniu śluz do użytku okazało się, że prąd wody wymywa grunt koło fundamentu, a powstała tam głębokość 22 m poważnie zagraża stałości całej budowli.

Przedłużono zatem ławę betonową za pomocą materaców zatapiających narzutem z głazów o ciężarze do 1000 kg, ubezpieczając w ten sposób fundamenty przed dalszym podmyciem.

Z powodu trudności z jaką się spotkano przy obsłudze zasuw podczas wzburzonego morza musiano wybudować system falochronów i grobli wrzynających się w morze i łamiących napór fal na śluzę.

Dla śluzowania statków wybudowano pod den Oever śluzę dwukomorową w wykonaniu podobną do odwadniających.

Druga grupa śluz, na wschodnim skraju grobli, pod Kornwerderzand, różniła się od śluz den Oever tym, że z powodu gorszego gruntu, cała budowla była fundowana na palach drewnianych.

Z robót pobocznych należy tu jeszcze wspomnieć o konieczności wybudowania kilku portów dla pomieszczenia taboru roboczego przy budowie grobli, śluz itp. Jednym z nich jest port koło den Oever (rys. 2) o pow. 7 ha i drugi w połowie długości grobli na wyspie, którą usypano na morzu dla powiększenia placu budowy. Zapewnienie głębokości dla żeglugi na Yselsee z powodu obniżenia jego zwierciadła do poziomu — 0,13 po odcięciu od morza północnego wymagało podjęcia szeregu robót bagrowniczych i pogłębiarskich. Roboty te ukończono w latach 1932 i 1933.

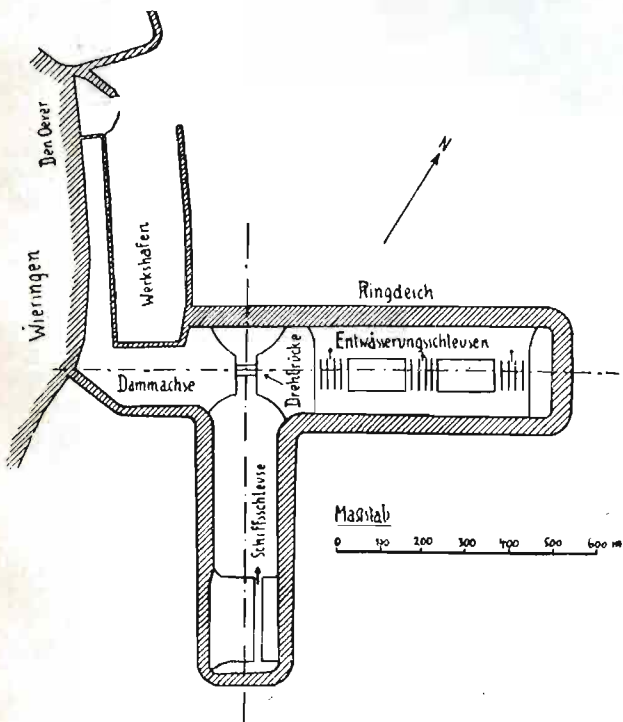
Północno zachodni polder koło Wieringen o powierzchni około 20000 ha był przed osuszeniem zatoką morską o nieznacznej głębokości od 3,20 — 5,30 m. Ustalono, że po osuszeniu zwierciadło wody gruntowej czyli inaczej poziom wody w kanałach odwadniających powinien opaść do poziomu 1,40 poniżej powierzchni osuszenia. Podzielono więc cały obszar tego polderu na 4 części o różnicy poziomów zwierciadła w rowach osuszających wynoszącej 0,70 m (rys. 4). Poszczególne więc części otrzymały poziomy — 4,60 — 5,30 — 6,00 — 6,70 m.

Kanały odwadniające, biegnące wzdłuż sekcji, służą jednocześnie dla żeglugi, zaś śluzy między poszczególnymi sekcjami umożliwiają statkom ruch po tych kanałach. Szeroki kanał, który biegnie w odstępnie 200 m wzdłuż wału, przeznaczony jest do zbierania przesyca-



Rys. 1.

objektów. Z tego 25 śluzy do odprowadzenia nadmiaru wody z Yselmeer, a 3 dla śluzowania statków.



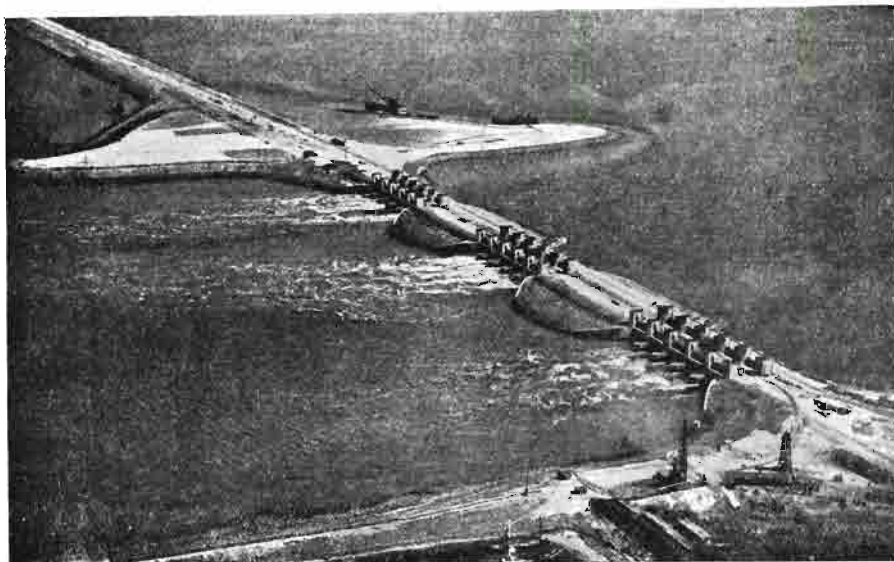
Rys. 2.

jącej się poprzez wał słonej wody z Yselmeer i odprowadzenia jej do pomp.

Całą powierzchnię polderu obsługują dwie stacje pomp, południowa większa (Lely) i północna (Leemans) (rys. 4 i 5).

niały bardzo prace. Mimo tych trudności już z końcem czerwca 1929 groble na całej długości zostały zamknięte i pierwsza seria robót przy osuszeniu polderu A została wykończona.

Przy zamykaniu grobli na jej północnym odcinku



Rys. 3. Śluzy upustowe w Den Oever podczas działania.

Na środku polderu utworzono wyspę wznoszącą się ponad poziom zalewany przez morze, a przeznaczoną jako schrony dla ludności w razie przerwania wałów od strony morza. Tu pobudowano najważniejsze budynki gminy polderu.

musiano walczyć z dużymi prędkościami wody dochodzącymi do 3 m/sek i powstałymi stąd wymywaniem dna sięgającym 11 m w głąb.

Wspomniane już wyżej zakłady pompowe są tak usytuowane, aby większy południowy obsługiwał II, III i IV partię polderu (o łącznej powierzchni 12000 ha), a północny resztę. Zakład „Lely” posiada napęd elektryczny, zaś północny motory Diesla.

Łączna wydajność dzienna wszystkich agregatów sięga 2,45 milionów m³, lub też okrągło 120 m³ na każdy ha powierzchni polderu.

Obie stacje pomp z uwagi na znaczną głębokość gruntu budowlanego, musiano fundować na pilotach.

Główne kanały w omawianym polderze są obliczone łącznie ze śluzami na statki 100 tonowe.

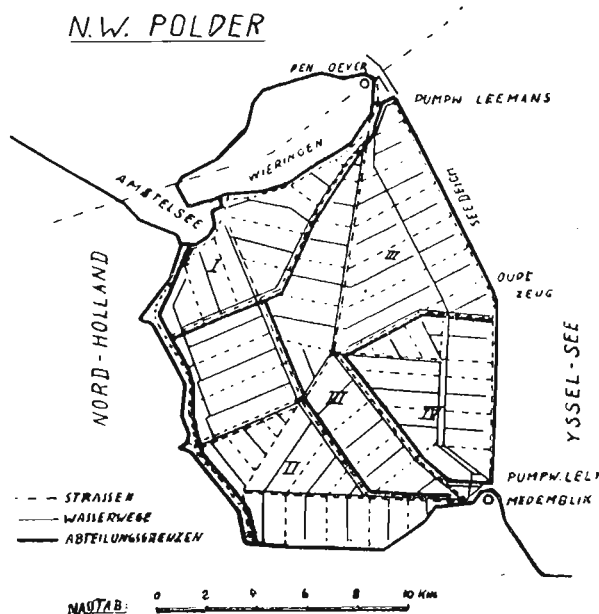
Wykonano je jeszcze przed zamknięciem grobli od strony Yselmeer przy pomocy pływających bagrownic. Materiał wydobyty rozrzucono na powierzchni polderu; o ile zaś składał się z nieurodzajnego piasku, był składany na hałdy i wykorzystany później dla celów budowlanych. Coprawda, kanały te w czasie wypompowywania wody z polderu w znacznej części uległy zamuleniu, tak że musiały być powtórnie doprowadzone do żądanego profilu przy pomocy małych bagrów pływających.

Szeroko rozgałęziony system mniejszych kanałów, rowów odwadniających i drenażu został zaprojektowany łącznie z podziałem powierzchni polderu na parcele.

Otrzymały one kształt prostokątów o powierzchni 800 × 250 m. Po stronie wąskiej przylegają one do drogi i kanału dostępnego dla promów, zaś na stronie szerokiej do rowu odwadniającego dla drenów.

Mniejszych kanałów, dostępnych jeszcze dla żeglugi, wykonano ponad 1000 km przy ruchu ziemi sięgającym 4 miliony m³.

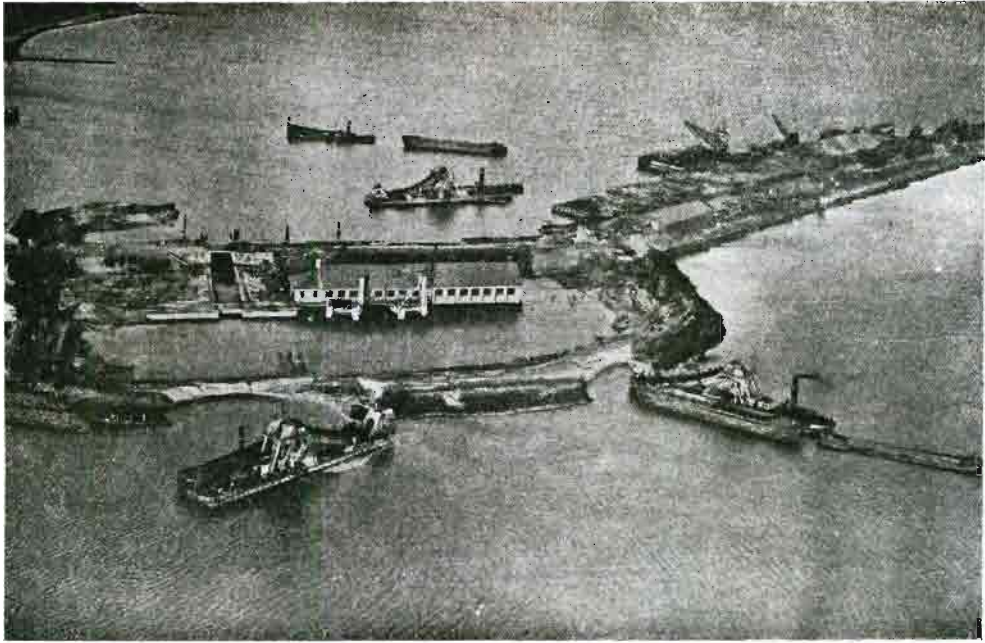
W końcu należy wspomnieć o ciekawych pracach, które wykonano na obszarze polderu w związku z pla-



Rys 4.

Groblę od strony Yselmeer, ograniczającą polder od strony wschodniej, zaczęto sypać równocześnie z trzech miejsc: z obu końców i w pośrodku ze sztucznie utworzonej wyspy.

Budowę rozpoczęto z początkiem 1928 roku, jednak ostra zima tego roku i burzliwy stan morza utrud-



Rys. 5. Stacja pomp Leemans.

gą pyłu, której obawiano się po osuszeniu piaszczystego dna morza.

Ponieważ na głębokości 1.5 — 3.00 m pod warstwą piasku leżały złoża urodzajnej gliny, zastosowano maszyny (rys. 6), które dobywały z głębi ziemi glinę i usypy-



Rys. 6.

wały je w formę 2-ech wałów. Glinę tę rozsypano później na powierzchni polderu przykrywając w ten sposób piasek cienką warstwą urodzajnej gleby.

Dziś na przestrzeni dawnej zatoki morskiej rozciągają się urodzajne pola, przynosząc chleb i zatrudnienie tysiącom rodzin.

Koszt osuszenia 1 ha ziemi wraz z meljoracją i przygotowaniem pod kulturę rolną dosięga w Zuidersee sumy 12.000 złp.

Widać stąd o ile łatwiejsze i tańsze warunki meljoracji mamy na Polesiu, gdzie odnośnie koszty według wstępnych projektów nie przekraczają 300 złp za 1 ha.

Na podstawie korzystnych wyników i doświadczeń uzyskanych przy osuszeniu Polderu północno - zachodniego, postanowiono przystąpić już przed kilku laty do osuszania następnych. Rozpoczęte badania gruntu i wiercenia na obszarze polderu B są już tak daleko doprowadzone, że w najbliższym czasie można się spodziewać

rozpoczęcia prac koło osuszenia jego powierzchni. Program robót rozłożono na 6 lat.

(„Wasserwirtschaft und Technik” Nr. 5-6 r. 1937. „Gospodarka Wodna w Holandii” inż. J. Pruchnik — odbitka z „Czasopisma Technicznego” 1930 r.).

Inż. Włodzimierz Ledóchowski.

Wyzyskanie ścieków kanalizacyjnych w rolnictwie przez zraszanie za pomocą deszczowni.

W numerze 7-8, r. 1937 czasopisma „Wasserwirtschaft und Technik” zamieszczono sprawozdanie z 2go dorocznego zebrania towarzystwa austriackiego dla badań nad sprawami deszczowania. Z szeregu przedstawionych referatów na uwagę zasługuje praca prof. R. Fischera o wyzyskaniu ścieków dla rolnictwa przez nawożenie za pomocą deszczowni.

Kiedy w Anglii tworzą pierwsze pola irygacyjne zdawano sobie sprawę z możliwości podniesienia tą drogą dochodowości gruntów. Uprawianie jednak rolnictwa na polach irygacyjnych tolerowano raczej jako zło konieczne. Starano się przede wszystkim uzyskać dobre wyniki w oczyszczaniu ścieków. Do tego stanu rzeczy przyczyniły się w niemałym stopniu dawne metody irygacyjne jak zalewowa, bruzdowa, stokowa i groblowa, które wymagały sztucznych i kosztownych w założeniu i w konserwacji zmian terenowych, utrudniających uprawę roli, a często wymagających do tego jeszcze kosztownego drenowania. Metody te w znacznym stopniu zależne były od konfiguracji terenu i spadków, i dla tego nie mogły naogół obejmować większych obszarów. Bardzo różnorakie i zmiennie właściwości klimatyczne oraz gruntowe terenów irygowanych utrudniały również gospodarkę na nich.

Posługiwanie się rolnictwem przy oczyszczaniu i wyzyskaniu ścieków jako metodą i to na większą skalę, jest zdobyczą ostatnich lat i zawdzięcza swoje powstanie rozwojowi techniki oraz zastosowaniu na większą skalę deszczowania przy użyciu na dziesiątkach kilometrów — rurociągów tłocznych.

Deszczowanie nie jest zależne od konfiguracji terenu i w swym zastosowaniu nie wymaga od rolnika żadnych specjalnych zabiegów, zmian terenowych ani drenowania; zrasza tereny zupełnie jednostajnie, posiadając przy tym ogromną skalę możliwości dostosowania dawek od najmniejszych do największych. Deszczowanie może być przeto stosowane na gruntach od najbliższych do najcieńszych i we wszelakich warunkach klimatycznych, przez co zasięg zastosowania oraz granice wyzyskania ścieków w rolnictwie doznały gwałtownego rozszerzenia.

W Anglii, ojczyźnie pól irygowanych, klimat wilgotny i chłodny oraz gleba przeważnie cięższa nie sprzyjały deszczowaniu. Natomiast w środkowych oraz wschodnich Niemczech skąpe opady oraz grunty przepuszczalne sprzyjały letniemu deszczowaniu — dłuższe natomiast i ostre zimy stwarzały w oczyszczaniu ścieków szczególne trudnienia.

Dla usunięcia tych trudności miasta od dawna zwracały się do techniki, która miała do rozwiązania trzy zagadnienia:

- 1) usunięcie grubszych nierozpuszczalnych zawiesin,
- 2) wyzyskanie cennych pod względem rolniczym i trud-



Rys. 1. Pola irygacyjne Berlin-Malchow. Irrygacja zimowa.

- nych do odwodnienia szlamów z osadników,
- 3) usunięcie względnie nieszkodliwie rozpuszczonych substancji organicznych.

Głębsze zbadanie oraz zrozumienie zjawisk, jakie towarzyszą rozpadaniu się substancji organicznych pozwoliło na przełomie XIX i XX wieku na zadawalające rozwiązanie tych zagadnień metodą mechanicznego, biologicznego oraz chemicznego potraktowania ścieków kanalizacyjnych. Jeszcze przed wojną światową cały szereg miast większych oraz mniejszych przeszło na częściowe lub całkowite techniczne oczyszczanie ścieków.

Wojna światowa wykazała przede wszystkim w Niemczech dużą zależność obronności państwa od spraw aprowizacyjnych. Jako skutek tego da się w ostatnich czasach zaobserwować powrót do pól irygacyjnych. Oto trzy jaskrawe przykłady ilustrujące to zjawisko.

Przed wojną miasto Berlin posiadało ogółem 15.000 ha pól irygacyjnych z których tylko 7.500 ha tj. 50% było zdadne i przygotowane do irygowania ściekami kanalizacyjnymi. Na 1 ha pól irygowanych przypadało wówczas 270 mieszkańców oraz przeciętny roczny dopływ 12.600 m³ ścieków, co stanowiło w przybliżeniu podwójną ilość rocznych opadów.

W roku zaś 1937, w-g sprawozdania zarządu, 59 małątków miejskich Berlina obejmujących ogółem 25.000 ha zatrudniało:

robotników oficjalistów	3000
„ sezonowych	1000
drobnych dzierżawców	5000

oraz zaopatrywało Berlin rocznie:

w mleko	94000000 l.
„ włoszczyznę	600000 q.
„ zboża chlebowe	50000 q.
„ kartofle	150000 q.
„ krowy rzeźne	15000 szt.
„ cielęta rzeźne	2000 „
„ świnie	7000 „
„ owce	3000 „

Z tych samych powodów miasto Lipsk, mając kompletne urządzenia dla całkowitego mechaniczno-chemicznego oczyszczania ścieków, od dwóch lat oddaje ziemie od 60000 do 80000 m² ścieków specjalnej spółce dla ich wyzyskania na obszarze obejmującym 20.000 ha; Dla tego celu zbudowano rurociąg tłoczny o \varnothing 1100 mm, długość 13 km przy wysokości tłoczenia od 40 — 55 m.

Miasto Monachium dla oczyszczania oraz wyzyskania swych ścieków urządziło 180 ha sztucznych stawów rybnych i eksploatuje je z dobrym wynikiem. Przykładów podobnych jest dużo.

We wszystkich tych urządzeniach nowych oraz przeróbkach bardzo poczesne miejsce zajmuje rozprrowadzenie i podział ścieków za pomocą deszczowania. Zainteresowanych odsyłamy do referatu, w którym (na str. 70 „W. u T.”) podane są szematy możliwych rozwiązań oczyszczania ścieków w połączeniu z polami irygacyjnymi.

Wyzyskanie dla rolnictwa ścieków zawsze miało podwójny cel w swym zastosowaniu: irygację oraz nawożenie. Przy powrocie do pól irygowanych dwie te



Rys. 2. Pola irygacyjne Berlin-Malchow zbiornik zimą.

sprawy zostały wysunięte na czoło danego zagadnienia.

Wyniki badań oraz doświadczeń nad zagadnieniami jak: a) irygacja czystą wodą b) nawożenie suche (nawozami sztucznymi i naturalnymi) c) nawożenie deszczowaniem (nawożenie naturalnymi ściekami kanalizacyjnymi i nawozami sztucznymi) — na różnych terenach i w różnych warunkach klimatycznych podane zostały przez szereg referentów na str. 77 do 88 wspomnianego czasopisma.

Z doświadczeń tych wynika, że nawożenie za pomocą deszczowania daje znacznie lepsze rezultaty w

zbiorach w porównaniu z nawożeniem suchym. Nie bez znaczenia przeto będzie podanie za referentem głównym szeregu danych oraz rozważań ogólnych, a więc przede wszystkim porównania zawartości składników potrzebnych dla roślin w wydzielinach ludzkich oraz bydlęcych.

	Człowiek waga 75 kg		Bydlę waga 500 kg		Stosunek waga 1 : 6.7
	dziennie	rocznie	dziennie	rocznie	
Kał	0,15 kg	50 kg	26 kg	9500 kg	1 : 75
Mocz	1,25 „	450 „	15 „	5500 „	1 : 12
Razem	1,40 kg	500 kg	41 kg	15000 kg	1 : 30

W tym najważniejszych składników pokarmowych dla roślin — rocznie:

W	ludzkim			bydlęcym		
	N	K ₂ O	P ₂ O ₅	N	K ₂ O	P ₂ O ₅
Kale	0,4 kg	0,30 kg	0,60 kg	26,0 kg	37,0 kg	28,5 kg
Moczu	4,4 „	0,80 „	0,65 „	45,5 „	82,0 „	5,5 „
Razem	4,8 kg	1,1 kg	1,25 kg	71,5 kg	119,0 kg	34,0 kg
Stosunek	100 :	23 :	26	100 :	169 :	48

Z podanych cyfr można poznać ilościową i jakościową różnicę między wydzielinami ludzkimi i bydlęcymi z jednej strony oraz między ściekami i nawozem płynnym bydlęcym z drugiej. Obydwa źródła nawozowe jako całość nieodpowiadają w pełni względnym zapotrzebowaniom odżywczym różnych upraw i wymagają stale uzupełniającego nawożenia.

Niżej podane zostaną dla porównania ilości pierwiastków odżywczych, jakie wchłonąć mogą rośliny

1) ze ścieków miejskich o średniej koncentracji, odpowiadającej zużyciu wody do picia i potrzeb gospodarczych w ilości 100 l. na dobę i głowę,

2) z nawozu płynnego bydlęcego, tj. nawozu nieprzegnitego, rozcieńczonego wodą w stosunku 1 : 10.

100 m³ tych nawozów zawiera:

	Ścieki	Nawóz płynny	Stosunek ilościowy
Azotu N	8 kg	65 kg	1 : 8,1
Potasu K ₂ O	6 „	110 „	1 : 18,3
Kwasów fosforowych P ₂ O ₅	2 „	31 „	1 : 15,5

Stosunek składników odżywczych N:K₂O : P₂O₅

1	{	w ściekach kanalizacyjnych	100:75 : 25
		w nawozie płynnym	100:170 : 48
2	{	siano łąkowe	100:120 : 40
		zboże	100:125 : 55
		okopowe	100:200 : 45

Z porównania grup 1 z 2 można ustalić, że przy uzupełnieniu nawozami sztucznymi ścieków kanalizacyjnych znajdują zastosowanie nawozy potasowe z zawartością kwasów fosforowych.

Z powyższego również wynika, że dla doprowadzenia 10 kg azotu na 1 ha potrzeba 125 m³ ścieków, co odpowiada opadowi o wysokości 166 mm.

1000 m³/ha ścieków, odpowiadających 100 mm opadu, doprowadza: 80 kg azotu

60 „ potasu

20 „ kwasów fosforowych

Przy stosowanym nawożeniu płynnym - 300 m³ nawozu na 1 ha rocznie — otrzyma się 200 kg azotu. Temu odpowiada 2500 m³ ścieków miejskich z ekwiwalen-



Rys. 3. Dalekosiężny rozpylacz Perrotta.

tem 250 mm. opadów. Przy podanej w punkcie 1) średniej koncentracji przypada na 1 osobę rocznie 36,5 m³ ścieków z czego dla wyzyskania rolniczego oddane zostanie 2/3, czyli okągło 25 m³, i co na 1000000 ludności miejskiej wyniesie 2500000 m³ ścieków z zawartością

Azotu	80 kg/1 tys. m ³ /ścieków	2 000 000 kg = 2000 ton
Potasu	60 kg/ „ „ „	1 500 000 „ = 1500 „
Kwasów fosfor.	20 kg/ „ „ „	500 000 „ = 500 „

Dla otrzymania tej samej ilości pierwiastków pokarmowych roślinnych z nawozów sztucznych należało by zastosować ilościowo:

w azotowych nawozach sztucznych (16%)	1200 wagonów
w potasowych „ „ (40%)	375 „
w fosforowych „ „ (18%)	275 „

Razem 1850 wagonów

Według danych statystycznych z r. 1933 przywieziono do Austrii nawozów sztucznych 8000 wagonów o wartości okągło 10000000 szylingów.

Przy 3 milionach (w zaokrągleniu) ludności miejskiej można by więc było pokryć 75% zapotrzebowania nawozów sztucznych na sumę 7500000 szylingów.

Ponieważ 1000 m³ ścieków średniej koncentracji odpowiada dawce 80 kg/ha azotu oraz odpowiada 100 mm deszczu sztucznego i rozkłada się na większą ilość dawek w ciągu szeregu miesięcy, nie może być zatem mowy

o szkodliwości takiego zraszania ani dla miejscowości o większych opadach ani dla gruntów cięższych. Wszak odchylenia roczne od przeciętnych opadów wykazują również wahania dochodzące do 25 — 30% od sumy przeciętnych opadów danej okolicy.

Inż. Alf. Trzęsowski.

Drogi wodne, żegluga.

O rozpoczęciu robót przy *kanalizacji rzeki Werry*, dopływu Wezery, od ujścia do miejscowości Warta, donosi „Z. f. B.” w nr. 11 z 1937 r. Budowa ta ma na celu połączenie zakładów eksploatacji i przeróbki związków potasowych, położonych nad Werrą, z siecią dróg wodnych i z portami morskimi. Nowa droga wodna będzie miała 104 km długości, a pokonanie spadku całkowitego wynoszącego 78 m przewidziano za pomocą 18 stopni kanalizacyjnych, składających się z jazów i śluz o spadkach od 2.8 do 10.5 m. Na uwagę zasługuje sposób rozwiązania strony finansowej zagadnienia. Państwo mianowicie pokryje tylko 2/3 kosztów budowy, preliminowanych bez portów na 67.5 milionów marek, 1/3 zaś spłaca zainteresowane zakłady przemysłowe i związki samorządowe na warunkach długoterminowego kredytu. Ponadto strony zainteresowane objęły gwarancję za pokrycie ewentualnych niedoborów eksploatacyjnych budującej się drogi.

Z wiadomości o rozpoczęciu tej budowy wynika jasno, że Rzesza niemiecka po wybudowaniu dróg wodnych magistralnych przystępuje do budowy drobniejszych i z ogólnego punktu widzenia mniej ważnych odgałęzień, nie żałując na ten cel pieniędzy. Dla naszych inżynierów, prowadzących studia wstępne dla projektów wodnych w kraju, a później opracowujących te projekty przy pomocy szczupłych środków materialnych, będzie ciekawym dowiedzieć się, że studia wstępne i projekt omówionej tu budowy kosztowały 540.000 marek.

W nr. 11 „D. W” z 1937 r. ogłoszono drukiem odczyt znanego hydrotechnika niemieckiego G. Franziusa na temat *roli dróg wodnych w całokształcie gospodarki wodnej niemieckiego Śląska*, wygłoszony na kongresie gospodarki wodnej, odbytym we Wrocławiu w czerwcu 1937 roku. Autor podkreśla, że dobre drogi wodne, prowadzące w głąb kraju i do portów morskich są niezbędne dla Śląska, który po odrodzeniu się Polski i Czechosłowacji utracił rynki zbytu dla swojej produkcji.

Tym tłumaczy się intensywne tempo prac przy usprawnieniu Odry i budowie kanałów i zbiorników na Śląsku. Rozbudowa dróg wodnych nie może jednak kolidować z interesami rolnictwa, które w nowej Rzeszy jest otaczane szczególną opieką państwa. Musi być również uwzględnione zapotrzebowanie wody dla przemysłu, do picia i do gospodarstwa domowego. Franzius wyraża zdanie, że przy dobrym ujęciu planów inwestycji wodnych pogodzenie wszystkich wyżej wymienionych interesów jest możliwe; jako ważne ułatwienie na tej drodze wymienia utworzenie t. zw. Wasserwirtschaftsstellen, o których informowaliśmy czytelników w nr. 5. „Gospodarki Wodnej” z 1937 roku.

W nr. 8 „Z. f. B.” z 1937 r. ogłoszono sprawozdanie *z doświadczeń nad doborem typów statków holowanych i z własnym napędem dla kanału śródlądowego*. Doświadczenia wykonano w dokach hamburskiej stacji doświadczalnej budowy okrętów w skali 1:12.5. Z 7 typów statków holowanych poddanych próbom, najkorzystniejszym pod względem zużycia siły pociągowej okazał się statek rzeczno-kanałowy według projektu Symphera, w praktyce jeszcze nie używany, o wymiarach 80 × 9, zanurzeniu 2 m, wyporności 1220 t i ładowności 1000 t, nieco gorszym zaś (o 25%) uży-

wany w wielkiej ilości na niemieckich drogach wodnych statek tzw. wielkiej miary plauenkiej (Gross-Plauer Mass) o wymiarach 67 × 8,2, zanurzeniu 2 m, wyporności 960 t i ładowności 770 t. W doświadczeniach brano pod uwagę szybkości jazdy 5, 6 i 7 km/godz.

Wypróbowano również 9 modeli statków z własnym napędem. Z pomiędzy nich okazał się najlepszym pod względem zużycia energii typ ze śrubą, ukrytą w tunelu, który jednak przy zastosowaniu większych chyżości atakuje nadmiernie dno i skarpy kanału. Poza tym wykonywano dużą serię doświadczeń nad możliwością wyprzedzania pociągów statków przez jednostki nieobciążone, szybciej jadące. W warunkach kanału śródlądowego wyprzedzanie okazało się w ogóle niebezpieczne ze względu na występowanie sił skrajających statki ku sobie. W wyniku doświadczeń ustalono, że wyprzedzać mogą tylko statki typu finowskiego o zanurzeniu do 1.5 m, przy czym szybkość wyprzedzanego pociągu nie może przekroczyć 3,5 km/godz., a szybkość statku wyprzedzającego 5 km/godz.

Energetyka.

Polski Komitet Energetyczny. *Źródła energii w Polsce i ich wyzyskanie*. Warszawa 1936, str. VIII + 252, format 17 × 24 cm, liczne wykresy i fotografie.

Pod powyższym tytułem ukazała się w druku trzecia z kolei publikacja P. K. En. poświęcona przeglądowi zasobów energii w Polsce. Miarodajni fachowcy polscy omówili w kolejnych rozdziałach paliwa stałe, ciekłe i gazowe, siły wodne, energię wiatru i postępy elektryfikacji kraju. Na końcu książki zestawiono obszerną bibliografię prac, poświęconych zagadnieniom energetycznym.

Naszych czytelników będzie zapewne interesował przede wszystkim rozdział o siłach wodnych pióra nieodżałowanej pamięci uczonego prof. Rybczyńskiego, podający w obszernym skrócie, poparty licznymi tabelami i wykresami przegląd zainstalowanych w Polsce zakładów wodnych różnej wielkości, przegląd i klasyfikację nie wyzyskanych jeszcze sił surowych, krótkie opisy największych wybudowanych lub będących w stadium budowy zakładów polskich, wreszcie informacje o programie rozbudowy sił wodnych.

Kolegom, pracującym w dziedzinie melioracji rolnych, mogą dostarczyć cennych informacji o możliwościach instalowania małych siłowni lokalnego znaczenia rozdział „Energia wiatru”, pióra uczonego i znanego działacza na polu naukowych podstaw melioracji prof. Szowhenowa, ilustrowany mapkami rozmieszczenia wiatrów i wiatraków w Polsce, oraz rozdział „Torf”, pióra zasłużonego badacza prof. Turczynowicza.

Zabudowa potoków górskich.

Inż. G. Strele, znany już Czytelnikom ze streszczenia jednej z jego prac, podanego w „Gospodarce Wodnej” z 1936 roku, str. 107, umieścił w nr. 17—19 „W. u. T.” z 1937 r. artykuł o *gospodarczym znaczeniu zabudowania potoków górskich*. Przytaczając liczne przykłady katastrof wywołanych przez potoki górskie, autor stara się uświadomić czytelników, jak różnorodne są szkody, którymi grożą podobne katastrofy. Na tle tych rozważań autor dochodzi do wniosku, że dobrze przestudiowane i zaprojektowane zabudowania potoków górskich są z reguły — mimo wielkich ofiar pieniężnych, których wymagają — przedsięwzięciem godnym wykonania. Niektóre państwa, jak np. Włochy i Austria, posiadające na swym terytorium znaczne obszary górskie, są wprost zmuszone do prowadzenia zabudowy potoków na większą skalę w interesie rolnictwa i ochrony komunikacji.

Hydrologia.

W nr. 17—19 „W. u. T.” z 1937 roku inż. G. Beurle ogłosił artykuł, podający pogląd na *stosunki hydrologiczne obszaru Austrii za rok 1936*. W przejrzyste ułożonych tabelach, opartych na biuletynach, wydawanych przez austriackie centralne biuro hydrograficzne, autor podaje dla poszczególnych dorzeczy zasadnicze dane, jak wielkość opadu, temperaturę powietrza i wody, wreszcie odpływy jednostkowe (na poszczególne miesiące roku). W tekście autor opisuje przebieg poszczególnych elementów hydrologicznych i podaje charakterystykę roku 1936 na tle danych za okres 1901—1925.

Wodociągi.

W nr. 11 „D. W.” z 1937 r. przedrukowano tekst odczytu, wygłoszonego przez inż. E. Kirchnera, przywódcę korporacji wodociągowców niemieckich na kongresie gospodarki wodnej, odbyłym w czerwcu 1937 r. we Wrocławiu.

Odczyt, poświęcony sprawie zaopatrywania w wodę ludności niemieckiego Śląska, zawiera przegląd wszystkich istniejących w tej dzielnicy wodociągów miejskich i grupowych z podaniem najważniejszych charakterystyk technicznych i eksploatacyjnych. Z odczytu odnosi się wrażenie, że ten dział gospodarki wodnej jest na Śląsku niemieckim postawiony wzorowo. Dzisiejsze wysiłki miarodajnych czynników zmierzają do zachowania ciągłości w dostarczaniu wody, do uwzględnienia rozwoju miast i osiedli jak również do poprawy jakości wody. Przoduje pod tym względem miasto Wrocław, którego wodociągi dostarczają z 434 studzien 120.000 m³ na dobę, zaopatrując 625 tysięcy mieszkańców. Teren wodonośny eksploatowany przez Wrocław został poddany ustawowym ograniczeniom ochronnym.

Inż. Ehrenberger, kierownik laboratorium wodnego przy wiedeńskim ministerstwie rolnictwa, opisuje w nr. 14—16 „W. u. T.” z 1937 r. *doświadczenia nad przepływem wody w stalowych rurach, łączonych na muły spawane*. Do doświadczeń użyto zespołu rur złożonego z 2 kawałków o długości po 10 m i jednego o długości 4 m; średnica wewnętrzna rur wynosiła według katalogu fabrycznego 100 mm, w rzeczywistości zaś tylko 98,8 mm. Rury były od wewnątrz i od zewnątrz na gorąco bitumowane. Do pomiaru ciśnienia założono 10 rurek piezometrycznych w odstępach co 2 m. Doświadczenia były wykonane w granicach chyżości przepływu wody od 0,887 do 1,722 m/s. oraz spadków ciśnienia od 0,0075 do 0,0287. Dla porównania z rurami innych typów obliczono wartości współczynników szorstkości do wzorów Stricklera, Ludina i Ganguillet-Kuttera. Okazało się, że badane rury przewyższają inne typy pod względem wydajności przepływu o 4—25%.

Różne.

Jak donosi „D. W.” w nr. 12 z 1937 r., tryb *publikowania danych hydrograficznych w Niemczech* ulegnie zasadniczej zmianie poczynając od roku sprawozdawczego 1937. W miejsce wydawanych dotychczas w różnej formie roczników dzielnicowych ukaże się jednolity rocznik dla całego państwa pod tytułem „Jahrbuch für die Gewässerkunde des Deutschen Reichs”. Układ jego będzie wzorowany na ogół na dotychczasowym roczniku półroczno-niemieckim, a z roczników południowo-niemieckich nowe wydawnictwo przejmie sposób publikowania danych o przepływie płynnym i stałym, o wydajności źródeł i t. p.

Nowy rocznik będzie zawierał część ogólną opisową i 7 części tabelarycznych, obejmujących poszczególne dorzeczca, a mianowicie: I. Niemna, Pregoly i Wisły, II. Odry, III. Łaby, IV. Wezery i Amizy (Ems), V. Renu, VI. Rzek wybrzeży Bałtyku i Morza Północnego i VII. Dunaju.

Wyniki prac i badań hydrologicznych nie dające się zaseregować do żadnej kategorii danych, zawartych w roczniku, będą ogłaszane jak dotąd w postaci nieperiodycznych zeszytów t. zw. „Besondere Mitteilungen”.

W związku z powyższą reformą wyszły już ostatnie (1936) tomy niektórych roczników dzielnicowych. Odnośne urzędy umieściły przy tej okazji krótki przegląd historyczny swojej dotychczasowej działalności.

Oznaczenia:

„D. W.” — „Deutsche Wasserwirtschaft”.

„W. u. T.” — „Wasserwirtschaft und Technik”.

„Z. f. B.” — „Zeitschrift für Binnenschifffahrt”.

Przegląd czasopism polskich

Źródła energetyczne ziemi.

W *Stow. Techn. Polskich w Warszawie* dr inż. Henryk Unucka wygłosił w roku ubiegłym odczyt pod powyższym tytułem. Temat ten zainteresować może każdego technika polskiego. Uważamy przeto za rzecz słuszną podać do wiadomości naszych czytelników streszczenie pewnych fragmentów tego ciekawego odczytu, opublikowanego z pewnymi zmianami w Nr 18 r. 1937 „Czasopisma Technicznego”.

Już w najbardziej odległych czasach ludzkość doszła do przekonania, że poziom dobrobytu i cywilizacji zależy od posiadania energii zdolnej do wykonania pracy. Dążność do osiągnięcia energii, mogącej tanio wykonać pracę, stworzyła kastę niewolników i zaprzągnęła do służby u człowieka zwierzęta pociągowe. Ludy o wysokim poziomie cywilizacji, jak Egipcjanie i Babilończycy zaczęły wyszukiwać siły wodne dla swych korzyści w postaci kół wodnych. Sił wodnych o większym przepływie wody nie umiano wykorzystywać, ponieważ nie potrafiono budować odpowiednio silnych maszyn, a większe spady zostały nadal bezużyteczne.

Dzięki maszynie parowej węgiel stał się źródłem energii, a razem z żelazem i stalą stał się podstawą wzrostu produkcji przemysłowej. W ostatnich dziesiątkach lat również ropa stała się jednym z najpoważniejszych źródeł energii.

Źródła energetyczne można podzielić na chemiczne i dynamiczne. Pierwsze z nich (ropa, węgiel i gazy ziemne) mogą być zużytkowane dowolnie w czasie, w miejscu i w ilości; zachodzą w nich dzięki spalaniu efekty cieplne, które wywołują bezpośrednio lub pośrednio ciśnienie, zużytkowywane do wykonania pracy. Źródła dynamiczne (siły wodne i wiatru) związane są z czasem, miejscem i ilością. Jeśli chodzi o siły wodne, to pozwalają one częściowo na przesunięcie czasu i ilości zużytej energii, a to dzięki systemowi zbiorników, które akumulują i spiętrzają wodę, natomiast siły wiatru, zależnie od warunków atmosferycznych, muszą być wykorzystane natychmiast.

Z chwilą, gdy węgiel stał się źródłem energii, znaczenie jego wzrosło ogromnie. Obecnie zapasy węgla kamiennego znajdującego się pod powierzchnią ziemi (do 2 tysięcy metrów) obliczają na 321.200 milionów ton, zaś węgla brunatnego na 437.000 milionów ton. Cyfry te nie obejmują złóż, których dotąd nie odkryto; są więc pewne. Poniżej umieszczone zestawienie pokazuje rozkład węgla w poszczególnych częściach świata.

	Węgiel kamienny		Węgiel brunatny	
Europa	mil. ton 254 450	ca 79,0%	mil. ton 39,270	ca 9,0%
Ameryka	" " 31,900	" 9,9	" " 384,970	" 88,2
Azja	" " 32,160	" 10,0	" " 500	" 0,07
Australia i Oceania	" " 2,350	" 0,9	" " 10,100	" 2,7
Afryka	" " 340	" 0,2	" " 160	" 0,03
Razem	mil. ton 321,200	100,0%	mil. ton 437,000	100,0%

Oszacowanie zapasów ropy jest dużo trudniejsze, niż węgla. Często odkrywa się ropę, tam gdzie się najmniej tego spodziewano.

W ostatnich czasach technika wierceń posunęła się naprzód, i dziś osiągnięcie głębokości 3 tys. metrów nie następuje wielkich trudności.

Ostatnio przy wierceniach do 2.500 metrów natrafiono na liczne pokłady udowadniające, że w tych i większych głębokościach można liczyć na wielkie ilości ropy. Również sposoby wydobywania mogą ułatwić otrzymanie ropy, czego dowodem jest, iż przez skierowanie gazów ziemnych wzgl. zgęszczonego powietrza do rzekomo wyczerpanych pokładów, uzyskano nowe wytryski. Trudno więc mówić o ilości ropy na kuli ziemskiej. Oceniają tę ilość na 3,5 miliarda ton, z czego połowa przypada na Stany Zjednoczone Północnej Ameryki.

Jeśli chodzi o siły wodne, to moc ich obliczają na 470 milionów koni mechanicznych. Podział na poszczególne części świata przedstawia się następująco:

	Całkowite siły wodne w KM	Wyzyskane siły wodne w KM
Północna Ameryka	72 mil. ca 15,5%	20,5 mil. ca 28,5%
Południowa Ameryka	54 11,5 ..	1,5 2,8 ..
Europa	58 12,3 ..	23,0 39,6 ..
Azja	80 17,0 ..	4,0 5,0 ..
Afryka	190 40,3 ..	0,06 0,03 ..
Australia i Oceania	16 3,4 ..	0,37 2,3 ..
Razem	470 mil. ca 100,0%	49,43 mil.

Z tego zestawienia widać, iż południowa półkula ma większość zasobów sił wodnych, na co wpływa Afryka, która daje możliwość wyzyskania aż 190 mil. koni mechanicznych. Same Kongo ma 25% całej rezerwy sił wodnych świata.

Obecnie siły wodne nabierają coraz większego znaczenia, a rozbudowa ich gwałtownie wzrasta w swych krajach, w których brak jest węgla i ropy.

Podczas gdy źródła energetyczne chemiczne przedstawiają jakby pewien zbiornik, którego zawartość maleje proporcjonalnie do wytwarzanej energii, źródła dynamiczne w postaci sił wodnych odnawiają się stale. Siły wodne wyzyskane całkowicie odpowiadałyby 2,5 miliarda ton węgla, potrzebnym dla wytworzenia tej samej ilości energii.

Biorąc pod uwagę lata 1913 i 1934 możemy dla porównania obliczyć produkcję energii z różnego rodzaju źródeł.

	Rok 1913	Rok 1934
Węgiel kamienny	87,2%	65,9%
Węgiel brunatny	3,3 ..	4,1 ..
Olej i gaz ziemny	7,2 ..	23,6 ..
Siły wodne	2,3 ..	6,4 ..

Widzimy tu raptowny spadek zużycia węgla oraz wzrost innych źródeł energetycznych.

W r. 1934 procentowe wyzyskanie sił wodnych w poszczególnych kontynentach było następujące: Ameryka — 45,9%, Europa — 43,9%, Azja — 8,9%, Australia — 1,0% i Afryka — 0,2%.

Ameryka tu znów jest na pierwszym miejscu, a Afryka, mająca najwięcej sił wodnych, stoi na końcu.

Siły wodne, prawie całkowicie wytwarzają prąd elektryczny. Chociaż przedstawiają one 6% ogólnej produkcji energetycznej, jednak udział ich w produkowaniu prądu elektrycznego wynosi ca 50%. Obecnie wszystkie państwa przystępują do eksploatacji sił wodnych bez względu na to, czy posiadają inne źródła energetyczne. Turbiny wodne przedstawiają najdoskonalsze silniki, jeśli chodzi o wyzyskanie mocy. Zastosowanie turbin Kaplana wywołało przewrót w zastosowaniu różnych rodzajów turbin wodnych. Podczas, gdy w niskich i średnich spadach panowała dawniej niepodzielnie turbina Francis a w wysokich — Peltona, dziś dla niskich spadów stosuje się turbiny Kaplana, dla średnich Francis a, dla wysokich Peltona. Obecnie przewidywane największe jednostki turbinowe będą posiadać moc 66.000 KM. Turbiny kaplanowskie mają wielką przyszłość, ponieważ spadów małych jest dużo i znajdują się one zwykle w miejscach dogodniejszych, niż spady wysokie. Z kolei i turbiny Francis wypierają stopniowo turbiny Peltona, a przyczyną tego jest dążność do wyzyskania każdego metra spadu. Gdy dla turbin Kaplana i Francis spad określony jest różnicą poziomów wody w punkcie zaczerpienia i w punkcie odprowadzenia, dla turbin Peltona różnica ta jest mniejsza z powodu braku rury ssącej — odpływowej.

Centrale wodnoelektryczne przedstawiać będą największe zakłady energetyczne, jeśli chodzi o moc instalowaną, tak więc centrala w Grand Coulee będzie posiadać 2.500.000 KM mocy instalowanej.

Dziś siły wodne (nielicząc morskich), które wciąż rozbudowują się w poszczególnych krajach — przedstawiają się następująco: Italia 5,7 mil. KM, Francja — 2,7 mil. KM, Szwajcaria — 2,3 mil. KM, Niemcy — 2 mil. KM, Kanada — 6,7 mil. KM, U. S. A. — 15 mil. KM, Japonia — 3,6 mil. KM i Szwecja — 1,7 mil. KM.

W Stanach Zjednoczonych 40% wytworzonych kWh przypada na centrale wodno-elektryczne, a w Kanadzie aż 95%.

Do rozwoju trakcji elektrycznej na kolejach szwajcarskich przyczyniło się to, iż wytwarza ona prąd za pomocą sił wodnych.

Energetyczna gospodarka narodowa winna przewidywać rozumne i z punktu widzenia strategicznego celowe sprzęgnięcie wszelkich źródeł energii tak, by uzupełniały się i były jaknajkorzystniej wyzyskane.

U nas sprawa energetyczna przedstawia się smutnie. Ciągłe wymawianie się okresem niewoli i zniszczeniem kraju jest wobec tempa powojennego w innych państwach nie życiowe. Tkwiące u nas mrzonki powinny ustąpić realnej diagnozie przyczyn, stojących na

przeszkodzie rozwojowi gospodarki energetycznej i z nią związanej gospodarki przemysłowej w kraju.

(„Czasopismo Techniczne” Nr. 18/37 r.)

F. St. Or.

Wodociągi Wołynia.

W czasie rządów zaborecych zaopatrywanie miast wołyńskich w wodę oraz usuwanie nieczystości i ścieków stało na prymitywnym poziomie. Jedyne Ostróg nad Horyniem posiadał wówczas wodociąg, a Równe i Dubno miały częściowe urządzenia w postaci studzien, nad którymi wybudowane były stacje pomp ze zbiornikami wierzynymi skąd przelewana woda do beczkowozów była rozwożona po mieście.

W pierwszych latach istnienia niepodległości Polski sprawa wodociągów i kanalizacji nie ruszyła z miejsca, głównie dzięki brakowi odpowiednich kapitałów i nieuporządkowanemu stanowi i finansów miejskich.

W latach 1928 i 1929 miasta Łuck i Równe starają się o projekty wodociągów, a w r. 1934 przystępuje Łuck do ich budowy po uzyskaniu kredytów od Funduszu Pracy. Wybudowano w Łucku w ciągu 2-ech lat 11,5 km rurociągów, ujęcie wody ze Styru, stację pomp rzecznych, stację oczyszczania wody (urządzenia koagulacyjne, osadniki i filtry), zbiornik wody czystej, stację pomp tłoczących wodę do miasta oraz elektrownię o mocy zainstalowanej 225 KM. Budynki oraz rurociąg (cały z rur stalowych) wykonane były systemem gospodarczym.

W latach 1936 i 1937 rozbudowywano w dalszym ciągu sieć, która obecnie mierzy blisko 18 tysięcy m. b. rurociągów o różnej średnicy rur (od 50 do 250 mm.). Złożono również szereg hydrantów i studzienek rozbiornych wentylowych. Połączeń domowych czynnych Łuck posiada 228, a produkcja dzienna wody wynosi średnio ca 700 m³.

W roku 1935 do budowy wodociągów przystąpiło m. Równe Woł. które obecnie posiada: nową stację pomp i hydrofory o wydajności 1400 m³/dobę, nowe ujęcie wody źródlanej za pomocą 2-ech studni wierconych o głębokości 12,5 m. i sieć rurociągów o różnych przekrojach (od 50 mm do 300 mm) o łącznej długości 9500 m. b. Połączeń domowych czynnych w Równem we wrześniu 1937 r. było 188.

W roku 1935 utworzono Biuro Projektów Wodociągowo - kanalizacyjnych przy Wydziale Wojewódzkim, na skutek uchwały Rady Wojewódzkiej Wołyńskiej.

Biuro to powstało dla opracowywania projektów oraz udzielania porad technicznych przy budowie wodociągów i kanalizacji w miastach Wołynia.

W roku 1938, dzięki opracowaniu przez biuro odpowiednich projektów, trzy miasta wołyńskie liczące ponad 10 tys. mieszkańców każde, t.j. Krzemieniec, Kowel i Dubno będą mogły budować swe wodociągi.

Wykonano również i oddano do użytku w marcu 1937 r. wodociąg w osiedlu robotniczym przy Państwowych Kamieniołomach w Janowej Dolinie. Sieć rurociągu mierzy ca 1,5 km., a ma być rozbudowana w przyszłości do 10 km, w miarę powiększania się osiedla.

(„Wołyńskie Wiadomości Techniczne”, IX-37 r.)

F. St. Or.

Katastrofalny opad pod Gdynią.

Ukazał się w „Przeglądzie Budowlanym” (zeszyt Nr. 10 z 1937 r.) artykuł inż. Henryka Wagnera, w którym autor opisuje skutki katastrofalnego opadu w

pierwszych dniach drugiej połowy maja 1937 r. pod Gdynią i stara się oświetlić przyczyny wynikłych z tego powodu strat.

Bezpośrednim skutkiem tego opadu było zatopienie dwóch przejazdów pod torami kolejowymi oraz zniszczenia spowodowane falą powodziową w dolinie rzeczki Kaczej.

Zniszczone zostały wówczas prawie wszystkie spotkane na drodze fali powodziowej mosty, budowle inżynierskie, trzy zakłady o sile wodnej oraz droga łącząca Gdynię z zapleczem (Chwaszczyno — Wielki Kack).

Przyczyną powodzi była olbrzymia ulewa, która w połączeniu z gradem wielkości średniego kartofla trwała przeszło pół godziny. Następnie ulewa przeszła w spokojny deszcz trwający około 1½ godziny.

Brak stacji pomiarowych i ombrometrycznych na terenach nawiedzonych przez ulewę uniemożliwił ścisłe określenie opadu, jednak na podstawie pewnych przybliżeń i analogii autor obliczył jego natężenie na ca 2 mm/min czyli 60 mm w ciągu ½ godziny. Splyw Q (w miejscu przecięcia koryta rzeczki z szosą Gdynia — Gdańsk) wyniósł około 111 m³/sek.

Zniszczenia wyrządzone przez powódź miały swe uzasadnienie, gdyż prawie wszystkie mosty i przepusty na rzecę Kaczej miały światła, wahające się w granicach 5 — 6 m. To musiało spowodować nadmierne spiętrzenie, powstanie szybkości podkrytycznych, a w następstwie rozmycie dna i zniszczenie obiektu.

Dodać należy, iż przepuszczalność gruntów po których płynie Kacza jest przeważnie mała, a zalesienie wynosi ca 20% powierzchni zlewni i znajduje się głównie w dolnej jej części.

Zniszczenie drogi Chwaszczyno—Wielki Kack przez powódź ma przyczyny odrębne. Trasa drogi biegnie częściowo dnem suchego żlebu, który wprawdzie nie prowadzi żadnych wód (przypuszczalnie, ze względu na dużą przepuszczalność gruntu w tym miejscu), stanowi jednak naturalny odpływ dla dużych wód atmosferycznych o zlewni ca 12 km².

Ulewa była tak nagła i o tak silnym natężeniu, że rowy zostały zapełnione bądź spływającą wodą, bądź rumowiskiem niesionym przez nią tak, że potok splywał w wielu miejscach po powierzchni drogi.

Większość umoszonego rumowiska została złożona w ogrodach Wielkiego Kacka w miejscu, gdzie żleb ma naturalne ujście do rzeczki. Wał piasku jaki został przyniesiony przez wodę dochodził miejscami do wysokości 2 m, a powierzchnia pokryta rumowiskiem zajęła obszar około 1,5 ha.

inż. F. St. Oranowski.

Elektrobeton.

„Elektrobeton” oznacza przepuszczanie prądu elektrycznego zmiennego przez masę ze świeżego betonu dla jej ogrzania. Za pomocą elektrobetonu skraca się czas twardnienia betonu przez podwyższenie jego temperatury, poza tym daje on możliwość rozszalowania konstrukcyj betonowych po kilku dniach poddawania ich działaniu prądu (ca 3 dni).

Temperatura ogrzewania betonu winna wzrastać stopniowo po 5—6° na godzinę, aż do maximum 50 — 70°. Nagrzewanie betonu, przez czas dłuższy, niż 36 — 48 godz. nie daje większych korzyści. Należy również unikać nadmiernego wyparowywania betonu, gdyż przesuszony będzie posiadać zmniejszoną wytrzymałość.

Duże zastosowanie może mieć elektrobeton w budownictwie wojskowym podczas wojny, gdy zależy na pośpiechu.

Obecnie w Polsce ze względu na znaczne koszty energii — z elektrobetonu korzystać mogą tylko konsu-

menci, posiadający znaczny rabal, lub zmuszeni do tego przez warunki termiczne (mróz), czy też inne, wymagające szybkiego ukończenia robót. („Przegląd Budowlany” Nr. 11/37 r.).

Wiadomości gospodarcze i prawne

Centralny Okręg Przemysłowy.

W zeszytach 4—5—6/1937 miesięcznika „Ziemia” ukazali się b. ciekawy artykuł p. Stanisława Malessy pt.: „Sandomierski Centralny Okręg Przemysłowy”. Autor w sposób zwięzły opisuje obecny stan gospodarczy Polski, wylicza bogactwa naszych ziem i zasoby energii — często jeszcze dotąd niewyzyskane, stwierdza słaby rozwój przemysłu i jego niedogodne rozlokowanie, niewystarczającą zupełnie sieć komunikacyjną, itp. Punktem wyjścia rozważań p. Malessy jest wiek XIX, kiedy to w czasie przebudowy i stopniowego doskonalenia organizmów państw Europy Zachodniej — ziemie Polski włączono w trzy obecne organizmy gospodarcze. Choć w czasie rządów zaborczych społeczeństwo polskie w każdej z dzielnic starało się uzyskać samoistość gospodarczą, stała jednak i uparta dążność musiała, pod naciskiem przymusu lub depresji gospodarczej, podporządkować się systemowi gospodarstwa społecznego zaborców. W wyniku tego sztucznego podziału ziem polskich na 3 części „wzdłuż sztucznych granicznych szwów biegł martwy pas przestrzeni”. Miało to oczywiście i swoje znaczenie strategiczne.

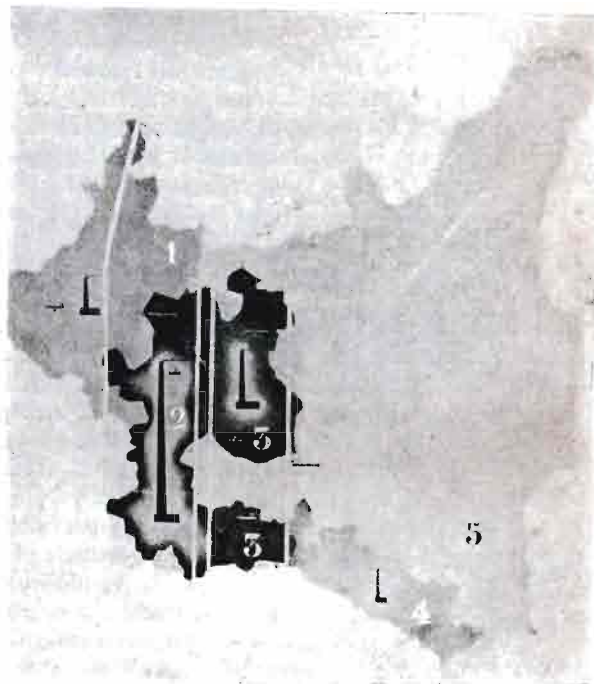
Szlaki komunikacyjne przerywały się przeważnie na granicy. Dotyczy to wszystkich trzech rodzajów komunikacji: dróg wodnych, kolejowych i kołowych. Górna Wisła, będąca na dużej przestrzeni granicą Austrii i Rosji, pozostawała w całkowitym zaniedbaniu, podczas gdy wszystkie inne państwa wielkim nakładem pracy i pieniędzy tworzyły i udoskonalały swoje układy komunikacyjne.

Podobnie został zdławiony rozwój przemysłowy ziem polskich zarówno w dziedzinie wydobywania bogactw naturalnych, jak i odpowiedniego wykorzystania naszych źródeł energii wodnej, gazów ziemnych, węgla i ropy naftowej.

W wyniku długoletniej tego rodzaju akcji rządów zaborczych obecny układ gospodarczy Polski (rys. 1) stanowi szereg wysp o silniejszym natężeniu uprzemysłowienia, bezplanowo rozrzuconych na całym terytorium kraju. P. Malessa dzieli obszar Polski na 5 pasów przemysłowych. 1-szy pas — zachodni — obejmuje Poznańskie, część Kujaw, Pomorze i ziemię Dobrzyńską i aktywność tego pasa w stosunku do całej naszej produkcji przemysłowej wyraża się stosunkiem 10 : 100. Drugi pas, obejmujący przeszło 50% naszego przemysłu (50:100) wystrzela ze Śląska i Dąbrowy i obejmuje Częstochowę, Łódź, Kutno i Włocławek. 3-ci pas, przerwany martwym klinem Sandomierskiego wdzierającym się aż pod Kraków, o nasileniu produkcji 20 : 100 zamyka właściwie część przemysłową Polski. 4-y bowiem pas, leżący wzdłuż Beskidów Środkowych i Wschodnich, obejmując cały przemysł naftowy i gazowy, daje natężenie już tylko 13 : 100. Reszta obszaru Polski — pas 5-y — posiada współczynnik uprzemysłowienia nie dochodzący do 1:100, i obejmuje ok. 2/3 terytorium Polski z 15,5 milionami ludności. Olbrzymia ta połać kraju wrzyna się od półno-

aż pod Działdowo i Mławę, podchodzi blisko Warszawy, a na południu wspomnianym wyżej klinem wżera się pod sam prawie Kraków.

Następnie autor, analizując poszczególne elementy życia gospodarczego Polski, dochodzi do oczywistego wniosku, że „konieczny jest taki podział przestrzeni kraju, który celowo będzie odpowiadał potrzebom gospodarstwa społecznego. Obszarami, które tworzą klucz



Rys. 1. Stan dzisiejszy układu przemysłowego Polski.

takiego układu, są ziemie w raniomach Pilicy i Bugu; przecina je układ komunikacyjny Wisły i Sanu, a na południu natura wyposażyła je w bogactwa energetyczne: wody, gazu i paliwa płynnego”. Ten układ centralny najlepiej rozwiązuje podział przestrzenny Polski pod względem odległości w stosunku do rubieży kraju i bliski jest ośrodkowi dyspozycji życia kraju — Warszawy.

Autor dzieli obszar centralny na trzy regiony: 1. kielecko - radomski czyli t. zw. zagłębie Staropolskie, wyposażone w tworzywa metalurgiczne i mineralne, 2. sandomierski — przetwórczy i 3. region ziemi lubelskiej, będący okręgiem częściowo zakładów przemysłu przetwórczego a przede wszystkim spożywczego.

Przeznaczenie regionu Sandomierskiego, ośrodka przemysłu przetwórczego, wynika przede wszystkim z wyposażenia w szlaki komunikacyjne Wisły i Sanu. Wisła stwarza funkcjonalną możliwość powiązania zakładów przetwórczych okręgu nie tylko z zagłębiem Staropolskim, lecz także z zagłębiami Śląska, Krakowa — drugim basenem tworzyw górniczych i hutniczych. Bliskość źró-

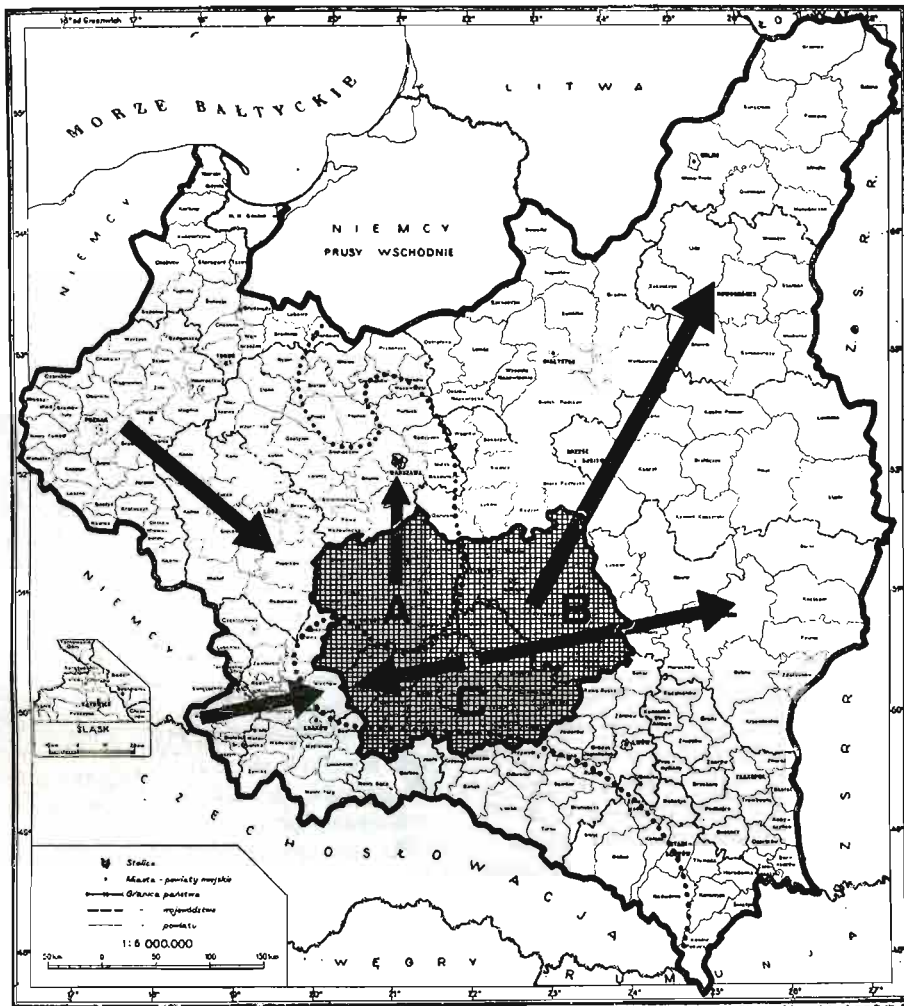
del energicznych zapewnią okręgowi możliwość taniego i niezależnego ruchu zakładów. Rys. 2 ilustruje „centralny” układ gospodarstwa społecznego Polski.

Jednym z koniecznych elementów, jak wyżej wspomniano, rozwoju życia gospodarczego są środki komunikacyjne. Z tego względu i, wychodząc z konieczności wykorzystania istniejących naturalnych szlaków komunikacyjnych, autor dochodzi do niewątpliwie słusznej tezy, że „pierwszym etapem prac związanych z przywróceniem starych szlaków historycznych, a koniecz-

będzie krok ku realizacji tego wielkiego szlaku międzynarodowego.

Poza tym p. Malessa analizuje stosunki ludnościowe w C. O. P., podaje krótkie informacje o glebach, o rozlokowaniu poszczególnych przemysłów i t. d.

Cały artykuł p. St. Malessy małuje nam ujemne skutki ekonomiczne długoletniej gospodarki zaborców; przedstawiony jednak obraz Centralnego Okręgu Przemysłowego i płynąca z artykułu pewność zrealizowania zadań z dziedziny komunikacji i energetyki wywołują u



Rys. 2. Projektowany układ gospodarstwa społecznego Polski.

nych dla uzdrowienia struktury gospodarczej kraju, jest regulacja Wisły dla potanienia transportów Górnego Śląska oraz budowa kolei Sandomierz — Szczepczeszyn w celu połączenia Śląska z Wołyniem przez region Sandomierski. Porty w Sandomierzu i Zawichoście już w pierwszym etapie rozwoju regionu Sandomierskiego staną się wielkimi ośrodkami przeładunku i wymiany towarowej Polski południowo - wschodniej i zachodniej. Równocześnie aktywność tych portów będzie torować drogę dalszej regulacji Wisły na północ. Prace nad regulacją Wisły, układem komunikacyjnym dróg bitych i kolei żelaznych muszą być wykonane w najbliższych 4 — 5 latach”. Należy tu nadmienić, że przez region Sandomierski przebiega kierunek przyszłego szlaku tranzytowego Bałtyk — morze Czarne, tak że usprawnienie drogi wodnej Wisły i Sanu, nieodzowne dla należytego rozwoju Centralnego Okręgu Przemysłowego, stanowi

czytelnika stan oczekiwania natychmiastowego rozpoczęcia omówionych prac, w pierwszym rzędzie regulacji Wisły w tempie, umożliwiającym jak najszybsze, intensywne niż dotychczas korzystanie z tej rzeki, jako z najdogodniejszego, bo najtańszego środka transportu.

W artykule pod tytułem „Ekonomiczne dziś i jutro centralnego okręgu przemysłowego”, zamieszczonym łącznie z pracą p. Malessy w zeszycie 4—5—6/1937 miesięcznika „Ziemia”, p. Zbigniew Kozłowski analizuje cztery zasadnicze elementy, przyczyniające się do tworzenia nowego okręgu gospodarczego dookoła Sandomierza. Są nimi: 1. „dobra obronność w widłach dwu rzek u progu Karpat i w sercu Polski, 2. obfitość tanich produktów rolnych, 3. dobre warunki komunikacyjne i 4. obfitość tanich i bliskich rewersów energetycznych”. Pozostawiając względy obronności na uboczu, autor przyznaje, że

wybór wód Wisły i Sanu jako nowego ośrodka przemysłowego Polski jest słuszny i celowy. Rozpatrując w dalszym ciągu warunki geologiczne, rolnicze, ludnościowe i in. terenów tworzonego Okręgu, autor zatrzymuje się dłużej nad zagadnieniami: komunikacyjnym i energetycznym.

P. Kozłowski przypomina, że już sto lat temu wysokiego gatunku wapień przewożony był Wisłą z Zawichostu i z pod Ożarowa w uszczelnionych beczkach do twierdzy modlińskiej. Gips z bogatych pokładów w okolicy Starej Wisłicy w Pińczowskim był dawniej dzięki rozwiniętej żegludze dostarczany wodą do Warszawy i dalej do młynów gipsowych, rozsianych nad Wisłą. Fosforyty z pod Annopola nad Wisłą dowozi się obecnie do Ćmielowa, a dalej kolejną do Mościc i Chorzowa, pokłady fosforytów słabo są dziś eksploatowane, „gdyż Wisłą droga zatkana”. Poza tym na całej tej przestrzeni Wisły występują inne minerały, jak kwarcyty (Międzygórze) i kamień na szosy i bruki, piaskowiec dobry do budownictwa i dający się ciąć piłą na cienkie i trwałe płyty (Janików) oraz w dużych ilościach doskonały surowiec do wyrobu cegły.

Tych kilka przykładów ilustruje daleko większe wykorzystanie Wisły w dawnych latach, oczywiście w stosunku do stopnia ówczesnego uprzemysłowienia kraju. Dzisiaj, gdy kalkulacje przewozowe wykazują a praktyka zagraniczna potwierdza, że najtańszym środkiem transportu jest droga wodna ale przy odpowiednio dużym tonażu barek — nasuwa się wszystkim konieczność przeprowadzenia regulacji naszych rzek w pierwszym rzędzie Wisły, do czego dochodzi i autor w słowach: „właściwą jednak osią krystalizacyjną zamierzeń i wysiłków, związanych z kreowaniem Centralnego Okręgu Przemysłowego, jest problem komunikacji i transportu, przy czym na czoło wysuwa się bezspornie sprawa regulacji Środkowej Wisły i Sanu”. Zadanie to p. Kozłowski uważa za najpilniejsze z zakresu robót wodno - komunikacyjnych w Okręgu, chociaż wspomina również o aktualnym obecnie zagadnieniu drogi wodnej Bałtyk — morze Czarne, przebiegającej częściowo przez C. O. P. oraz o dawnym projekcie kanału Gliwice — Oświęcim — Kraków — Mościce — Jarosław z odnogą do Sandomierza. Około ćwierć miliarda złotych — oto według autora koszt tego kanału, który miałby, łącznie z regulacją Brynicy, obu Przemsz i innych rzek i rzeczek na Śląsku i w sąsiednich powiatach górniczych województwa kieleckiego i krakowskiego wprost epokowe znaczenie dla ekonomicznej rozbudowy kraju. Kanał węglowy łączyłby bowiem przemysłowo - górniczy Okręg Zachodni z Centralnym Okręgiem, stolicą, Gdynią i Gdańskiem.

Rejestrując te projekty autor podkreśla, że jest to „muzyka dalekiej przyszłości, obecnie zaś cały wysiłek państwa i cała uwaga i zainteresowanie społeczeństwa winny być skierowane na regulację środkowej Wisły¹⁾ i Sanu”. Jako umotywowanie konieczności niezwłocznego przystąpienia do regulacji i obwałowania tych rzek autor przytacza skutki katastrofalnych powodzi, występujących tak często w dolinach obu rzek.

W dalszym ciągu swego artykułu p. Z. Kozłowski stwierdza konieczność przeprowadzenia również dużych inwestycji w dziedzinie komunikacji kolejowej i zaniedbanej sieci dróg kołowych.

¹⁾ Chodzi tu prawdopodobnie i o Wisłę górną, gdyż autor wspomina o transporcie węgla śląskiego barkami wielotonowymi do Sandomierza, Tarnobrzega i Jarosławia; pod mianem Wisły środkowej bowiem rozumie się przestrzeń od ujścia Kamiennej do Silna.

Odnosnie zagadnień energetycznych w Okręgu autor podkreśla niedogodne i ekscentryczne położenie naszych pokładów węgla w stosunku do Okręgu. Ale C. O. P. posiada dwa inne źródła energii — są nimi gaz ziemny i „biały węgiel”. Węgiel kopalniany, dostarczany tanim frachtem wodnym z Zagłębia, łącznie z energią wodną przetworzone na prąd elektryczny dostarczą energii nie tylko Okręgowi, lecz i stolicy.

Inż. M. Chudzyński

Przyszłość zakładów o sile wodnej wobec postępu technicznego i przemian w strukturze gospodarki energetycznej.

(Dokończenie)

Podając poniżej ciąg dalszy ciekawych rozważań p. Hansa Christallera (opublikowanych w Nr. 9 „Deutsche Wasserwirtschaft z 1937 r.) na temat zachodzącej w Niemczech ewolucji w strukturze gospodarki energetycznej i powstających na tym tle koniunktur dla zakładów o sile wodnej zaznacza się dla przypomnienia, że p. Christaller wysuwa 3 zasadnicze czynniki, które wpływają na wspomniane zjawiska. Są nimi: 1) postęp techniczny (w dziedzinie budowy i eksploatacji zakładów energetycznych, 2) „zespołowość” w gospodarce energetycznej i 3) względy ogólnopństwowej polityki gospodarczej.

W poprzednim numerze „Gospodarki Wodnej” omówiono wpływy czynnika 1-go, tj. postępu technicznego, pozostaje więc rozpatrzyć jeszcze znaczenie pozostałych 2 czynników.

„Zespołowość” jest wyższą formą organizacji rynku energetycznego, występującą we wszystkich krajach posiadających wysoki potencjał gospodarczy. Organizacja ta polega, jak wiadomo, na zespalaniu się licznych producentów i całych rzesz konsumentów energii elektrycznej w jeden jak gdyby organizm gospodarczy, w którym zatracają się cechy indywidualne poszczególnych komórek składowych. Zsumowane zapotrzebowanie zespołu konsumentów pokrywane jest tu przez scałkowaną produkcję zespołu zakładów. Wszystkie komórki tego swoistego organizmu zespała ze sobą misterna sieć przewodów elektrycznych.

Organizacja taka ma ogromny wpływ na opłacalność produkcji poszczególnych zakładów, lecz w wysokim stopniu jednocześnie utrudnia jakiegokolwiek uogólniania i wnioskowania co do istotnej wartości użytkowej tych, czy innych źródeł energii.

Mylnym zupełnie jest rozwiązywanie tego zagadnienia przez często stosowane porównywanie kosztów produkcji, bo:

1^o Gospodarka „zespołowa” może znajdować się w różnych zespołach w nie jednakowym stadium rozwoju; w jednych — drobne poszczególne okręgi zaopatrywania połączone są z sobą za ledwie na peryferiach, inne zespoły natomiast posiadają już dalekosiężne przewody wysokiego napięcia, pozwalające na penetrację o wiele potężniejszą. Obciążenie więc zakładów w jednym i drugim wypadku będzie miało zupełnie inną charakterystykę, pomimo pozornie podobnych warunków pracy,

2^o Zespołowa organizacja rynku energetycznego w Niemczech daleka jest poza tym jeszcze od doskonałości, bo w swym rozwoju napotyka na przeszkody podatkowe, prawno-ustrojowe, a nawet personalne; w miarę usuwania tych przeszkód muszą nastąpić dalsze zmiany w strukturze zespołów i ukażą się napewno nowe możli-

wości eksploatacyjne dla wielu czynnych już obecnie zakładów.

3^o Zagadnienie to nie daje się właściwie wcale rozwiązać na drodze rachunkowej, ponieważ niepodobna nigdy określić, jaką częścią kosztów budowy i utrzymania urządzeń dla przetwarzania i przesyłania prądu należy obciążyć poszczególne zakłady, urządzenia te bowiem są potrzebne nie tylko dla nich, lecz w ogóle dla elektryfikacji całego okręgu.

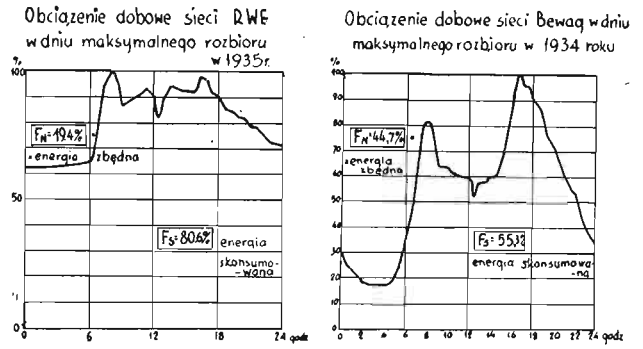
Okoliczności te sprawiają, że najwybitniejsi dzisiaj fachowcy znacznie się różnią w swych opiniach co do granic opłacalności gospodarki zespołowej oraz co do wpływu tej formy organizacji na problem rentowości różnych źródeł energii.

Nie kusząc się o metodyczne zgłębienie tego zagadnienia, p. Christaller czyni próbę przeanalizowania najważniejszych tylko jego stron, przy czym udaje mu się rzucić wiele ciekawego światła na całość sprawy.

Przede wszystkim podkreśla on, że gospodarka zespołowa ma jakgdyby 2 oblicza: inaczej wygląda, jeżeli na nią patrzeć od strony konsumentów energii, inaczej — od strony producentów.

1. Spójrzmy najpierw od strony konsumentów. Otóż, na podkreślenie zasługuje tu przede wszystkim fakt, że z konsumentów zamieszkanych w pewnym rejonie, można tworzyć zespoły o bardzo różnej wartości dla elektrowni obsługujących dany rejon. Najwięcej wartościowym zespołem nie będzie bynajmniej najliczniejszy, lecz ten, w którym zebrani są konsumenci o możliwie najróżnorodniejszym zapotrzebowaniu energii, dopiero wówczas bowiem będzie najwyższy stopień wyzyskania elektrowni i sieci przeniesienia. Wiele kosztów rejonu ma tu drugorzędne znaczenie. Ilustrują to należycie, przedstawione poniżej na rys. 1, 2, i 3 wykresy obciążenia dla zakładów, obsługujących różne zespoły. Na rys. 1. mamy wykresy dobowego obciążenia sieci w 1936 r. w ma-

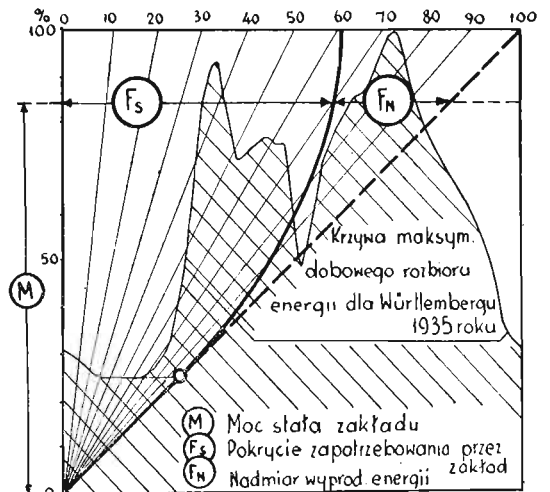
możliwości, bo włączenie do zespołu konsumentów gospodarstw rolnych i większego przemysłu, może podnieść stopień wyzyskania jeszcze bardzo znacznie.



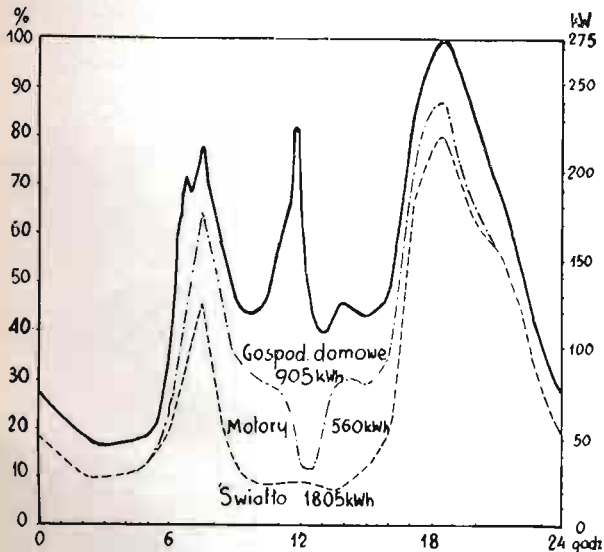
Rys. 2 i 3

Jak dalece korzystna może być „mieszanka” dobrana z różnych rodzajów konsumentów, wskazuje rys 2, zawierający wykres obciążenia (maksymalnego dobowego) sieci okręgowej RWE (Rheinland-Westfälische Elektrowerke). Tutaj korzystny rozdział obciążenia na godziny dzienne i nocne uzyskano dzięki elektrochemii i przemysłowi metalowemu. Ze dobre zespoły konsumentów tworzą się nietylko dzięki liczebności tych ostatnich, czy dzięki wielkość rejonu, lecz przez duże zróżniczkowanie zapotrzebowania konsumentów — dowodzi rys. 3, na którym pokazano wykres maksymalnego dobowego obciążenia berlińskiej sieci okręgowej (BEWAG). Ponieważ dla Stuttgartu, Norymbergi i innych wielkich miast wykresy są zupełnie podobne, należy uznać za pewnik, że wielkie miasta są

Moc zakładu w % od syciłu dobowego zapotrzebowania energii w okręgu



Rys. 4



Rys. 1.

łym miasteczku Oberndorf o 5000 mieszkańcach z wykazaniem rodzaju zapotrzebowania. Obliczenie średniej rocznej konsumpcji prądu wskazuje, że gdyby zapotrzebowanie ograniczone było tylko do światła, elektrownia i sieć byłyby wyzyskane tylko w 18%-ach, konsumpcja warsztatów rzemieślniczych podnosi tę cyfrę do 24%, zelektryfikowanie zaś kuchni, łazienek i pralni daje dalszy wzrost do 35%. Nie jest to jeszcze kres

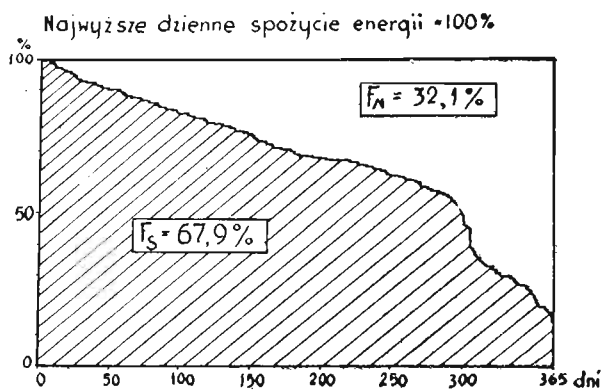
niezbyt dogodnym dla elektrowni konsumentem i że pęd do łączenia tych miast przewodami o napięciu ponad 100.000 V. dla osiągnięcia t. zw. gospodarki zespołowej wielko-przestrzennej, właśnie z punktu widzenia tej gospodarki, nie znajduje większego uzasadnienia.

W zakończeniu wypada podkreślić, że zespołowa organizacja konsumpcji, zmniejszając skoki w krzywej zapotrzebowania energii, szczególnie korzystnie wpływa na opłacalność tych elektrowni, które pracują na t. zw. podstawowe obciążenie, a więc elektrowni idących na

węgłu brunatnym, lub „zielonym” (elektrownie wodne typu rzeczno, bezzbiornikowe).

2. Inaczej przedstawia się zespolowa gospodarka energetyczna z punktu widzenia producentów energii — jest ona do powyższego mało podobna.

Zespolowość polega tu albo na uzgodnionej współpracy zakładów należących do różnych typów, lecz o partych na tym samym surowcu, albo na współpracy zakładów eksploatując różnorodne źródła energii. Na zespolowości takiej w y g r y w a j a w s z ę d z i e i z a w s z e n a j w i ę c c j s i ł y w o d n e, bez względu na ich rodzaj. Aby uwypuklić ten ważny fakt, spróbujemy przeanalizować zależności zachodzące pomiędzy zapotrzebowaniem energii, a zdolnością produkcyjną elektrowni. Prym wiedzie tu zawsze zapotrzebowanie i do jego wahań musi dostosować się produkcja. Powstaje stąd znane zjawisko nadwyżek energii nie znajdujących nabywcę, mające wielkie znaczenie dla rentowności zakładów, tym większe, im tańszy surowiec użyty jest do produkcji energii.



Rys. 5.

Sedno tej sprawy najłatwiej uchwycić drogą analizowania krzywych przebiegu zapotrzebowania energii. Weźmy dla przykładu krzywą maksymalnego zapotrzebowania dobowego dla Württembergii przedstawioną na rys. 4. Przyjmując na osi rzędnych skalę mocy zakładu (zakładów), wyrażoną w %% od maksymalnej mocy zapotrzebowanej, a na osi odciętych skalę %-wego wyzyskania mocy (zainstalowanej), i zakładając, że moc zakładu jest stała w ciągu roku, łatwo zbudować krzywą całkową %-wego wyzyskania mocy zakładu, obliczając dla każdej pomyślanej jego mocy stosunek %-wy pomiędzy energią wyprodukowaną przez zakład (pole prostokąta), a skonsumowaną przez odbiorców (pole zakreskowane do wysokości odpowiedniej rzędnej).

Krzywa całkową tak zbudowaną wykazuje, że zakład o mocy odpowiadającej szczytowi zapotrzebowania energii (100%), ulokować zdoła w rozpatrywanym dniu tylko 61% swej produkcji, reszta zaś, tj. 39% stanowi nadmiar stracony. Z krzywej tej widać poza tym, że gdyby zakład ten miał moc zainstalowaną 2 razy mniejszą (50% szczytu zapotrzebowania), mógłby ulokować u konsumentów około 88% swej dobowej produkcji, a dopiero zakład o mocy 4 razy mniejszej (25% szczytu zapotrzebowania), ulokowałby pełne 100% produkcji.

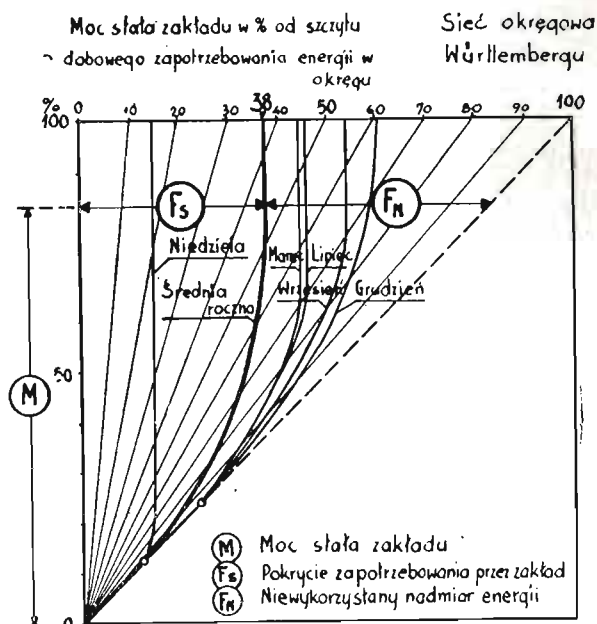
Zapotrzebowanie jednak energii przez konsumentów zmienia się nie tylko podczas doby, lecz i w ciągu tygodni, miesięcy i roku. Na rys. 5 przedstawiono krzywą sum czasów trwania dobowych zapotrzebowań energii w ciągu 1 roku dla okręgu górnośląskich zakładów

elektrycznych, wyrażoną w %% od maksymalnego zapotrzebowania dobowego (przyjętego za 100). Z wykresu tego widać, że średnie roczne zapotrzebowanie dobowe jest mniejsze od maksymalnego o 32%.

Aby uwzględnić i tę okoliczność zastąpiono (na rys. 6) wykres dla Württembergii przedstawiony na rys. 4 pięciomiesięcznych krzywych całkowych %-go wyzyskania mocy zakładu i wyprowadzono ostatecznie średnią roczną krzywą całkową. Ważna ta krzywa wskazuje, że jakkolwiek Württemberska centrala w dniu największego rozbioru energii jest wyzyskana w 61%, średnie roczne jej wyzyskanie nie przekracza 38%.

Przypomnieć należy, że powyższe wywody odnoszą się do zakładu o stałej mocy. Może to być np. hydrocentrala rzeczna zespolona z rezerwą wodną lub ciepłownią. Nadmiar produkcji (wzgl. zdolności produkcyjnej) wynoszący 62% jest to energia, która w okręgu danego zakładu w obecnych warunkach nie może być już skonsumowana (czasem udaje się ją spożytkować w elektrochemii, lub zakumulować w zbiornikach o wodzie pompowanej).

Narysujmy teraz znaną średnioroczną krzywą całkową %-go wyzyskania mocy zakładu w zmienionym układzie współrzędnych. Nazwijmy też inaczej osie współrzędnych i przeliczmy podziałkę, a otrzymamy krzywą przedstawioną na rys. 7, która wskazuje %-we wyzyskanie mocy (stałej) elektrowni okręgu Württemberskiego w zależności od wielkości maksymalnego za-

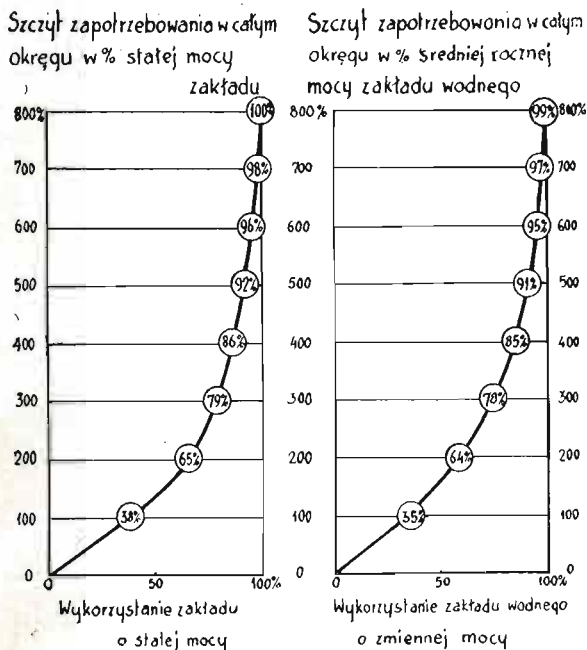


Rys. 6.

potrzebowania energii w danym okręgu. Z krzywej tej, mającej, jak widać, zupełnie matematyczne uzasadnienie, wynika, że jeżeli np. zapotrzebowanie okręgu przewyższa 2-krotnie moc elektrowni, nie może ona liczyć na większe wyzyskanie swej zdolności produkcyjnej, jak tylko w wysokości 65% i jeżeli szczyt zapotrzebowania przewyższa nawet 4-krotnie moc elektrowni, pozostanie jeszcze niesprzedana część produkcji w wysokości 14%. Zachodzi teraz pytanie, w jakim stopniu możliwe jest analizowanie w sposób wyżej podany warunków pracy elektrowni wodnych, których moc zainstalowana, może być w pełni wyzyskana tylko w pewnych okresach?

Dla takich elektrowni, rzecz prosta, krzywa przed-

stawiona na rys. 7 nie będzie słuszną. Można jednak skonstruować podobną krzywą opartą na nieco innych założeniach, która dla badań wstępnych da dokładność zupełnie dostateczną. Wystarczy mianowicie przyjęcie za kryterium porównawcze, nie mocy zainstalowanej, a średniej rocznej mocy zakładu wodnego. Na rys. 8 przedstawiono tak obliczoną krzywą dla grupy zakładów wodnych istniejących na rz. Iller, których moc instalowana odpowiada wodzie tylko 100-dniowej. Krzywa ta wykazuje zastanawiające podobieństwo do krzywej odnoszącej się do zakładów o stałej mocy (rys. 7).



Rys. 7 i 8.

Spróbujmy teraz wykreślić te krzywe dla bardziej znanych centrali elektrycznych okręgowych w Niemczech. Będą one miały, oczywiście, kształty różne, zależnie od przebiegu krzywej wahań konsumpcji w danym okręgu (co wynika bezpośrednio z opisanego wyżej sposobu ich konstruowania). Pęk tych krzywych przedstawiono na rys. 9.

Krzywe te wykazują naturalnie te zasadnicze różnice w warunkach pracy zakładów okręgowych, o których już wzmiankowano w toku poprzednich rozważań; a więc: centrale wielkomiejskie jak Norymberska, Berlińska, Monachijska i in. pracują w niekorzystnych warunkach — mają niezbyt dobre zespoły konsumentów, są poprostu za duże w stosunku do konsumpcji okręgów. Przeciwnie obsługująca ogromnie uprzemysłowione rejony centrala RWE posiada doskonale warunki pracy.

Przejdźmy teraz do praktycznego zastosowania tych wykresów. Otóż na dzień 1. I. 1935 r. wg. oficjalnej statystyki ogólna moc średnia wszystkich elektrowni wodnych istniejących w Niemczech wynosiła 1,26 mio kW, z czego na Badenię, Württemberg i Bawarię przypadało 0,85 mio kW, czyli $\frac{2}{3}$ całkowitej mocy zakładów. Tymczasem spożycie energii w tych 3 krajach (pokrywane z sieci okręgowych) wynosiło tylko $\frac{1}{7}$ całego spożycia w Rzeszy.

Na rys. 10 przedstawiono mapkę południowych Niemiec na której w sposób szematyczny pokazano gra-

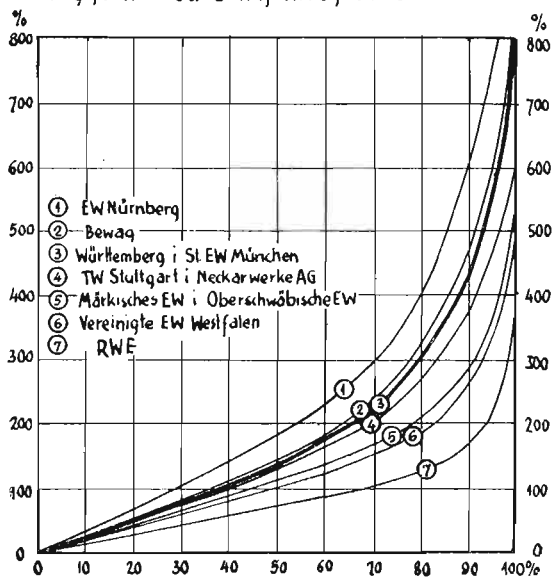
ficznie moc istniejących zakładów wodnych, dodając do nich również pominięte wyżej, jako nie włączone do sieci, zakłady wodne obsługujące bezpośrednio przemysł. Podano pozatem dla wspomnianych 3 krajów roczne szczyty zapotrzebowania dobowego, wynoszące w Badeniu 210000 kw. w Württembergu 255000 kw i w Bawarii 550000 kw.

TABLICA 1.

Wykorzystanie południowo - niemieckich sił wodnych (rzecznych) pracujących na sieci okręgowej w 1935.

Okręg	Średnia moc istniejących zakładów wodnych obsługujących ogólnie sieć przesyłową w 1000 kW	Szczyt zapotrzebowania na sieciach przesyłowych w 1935 r.		Stopień wykorzystania	Stracone nadwyżki energii
		w 1000 kW	w % od średniej mocy zakładów wodnych		
1. Baden	200	210	105%	36%	64%
2. Württemberg	60	255	425%	87%	13%
3. Bawaria	260	550	210%	64%	36%
Suma 1—3	520	1015	195%	63%	37%
4. Saara i Pfalc	5	105			
5. Hessja	15	280			
6. Nadrenia i Westfalia	40	1050			
7. Niemcy Środkowe	10	440			
8. Saksonia	20	460			
Suma 1—8	610	3350	550%	ca 100%	—

Szczyt zapotrzebowania w całym okręgu w % od stałej mocy zakładu



Rys. 9.

Posiłkując się teraz krzywą pokazaną na rys. 8, obliczono dla zakładów wodnych w tych krajach stopień wyzyskania ich produkcji (tylko dla pracujących na ogólnej sieci przeniesienia) oraz stracone nadwyżki produkcji, w założeniu że sieć przeniesienia każdego z tych krajów jest od innych zupełnie izolowana. Wyni-

ki obliczeń podane w tablicy 1 wykazują, że zakłady Badeńskie są wyzyskane tylko w 36%, Württemberskie w 87%, Bawarskie w 64%.

W rzeczywistości wyzyskanie oceniają w przybliżeniu na około 90%, a to dzięki obsłudze przez nie również Nadrenii, Hessji, i Westfalii. Gdyby do tych zespołów włączono jeszcze (co jest od dawna planowane) Niemcy środkowe i Saksonię, to jak widać z tablicy wyzyskanie południowo-niemieckich zakładów doszłoby do 100%.

Jeszcze wyraźniej uwydatniają się korzyści „wielko-przestrzennej” gospodarki zespołowej (dla zespołów producentów energii), przy rozważaniu szans opłacalności budowy nowych zakładów wodnych.

Ogromna większość nadających się do eksploatacji sił wodnych znajduje się znowu w Badeniu, Württembergu i Bawarii. W górnej części tablicy 2 obliczono posiłkując się krzywą całkową %-go wyzyskania mocy zakładów (rys. 8) — co będzie, gdyby nowe te zakłady powstały, w założeniu, że w tym czasie zapotrzebowanie energii na sieci wzrosło nawet o 50%, i że sieci przesyłowe tych krajów będą od siebie izolowane nadal.

TABLICA 2.

Wykorzystanie południowo - niemieckich sił wodnych (rzecznych) pracujących na sieci okręgowe po wybudowaniu projektowanych nowych zakładów.

Okręg	Średnia moc istniejących zakładów wodnych obsługujących ogólnie sieć przesyłową w 1000 kW	Szczyt zapotrzebowania na sieciach przesyłowych w 1935 + 50%		Stopień wyzyskania	Stracone nadwyżki energii
		w 1000 kW	w % od średniej mocy zakładów wodnych		
1. Baden	300	315	105%	36%	64%
2. Württemberg	80	380	475%	87%	13%
3. Bawaria	1310	825	63%	23%	17%
Suma 1—3	1690	1520	90%	32%	68%
4. Saara i Pfalz		155			
5. Hessja		420			
6. Nadrenia i Westfalia		1575			
7. Niemcy Środkowe		660			
8. Saksonia		690			
Suma 1—8	1830	5020	275%	ca 85%	ca 15%

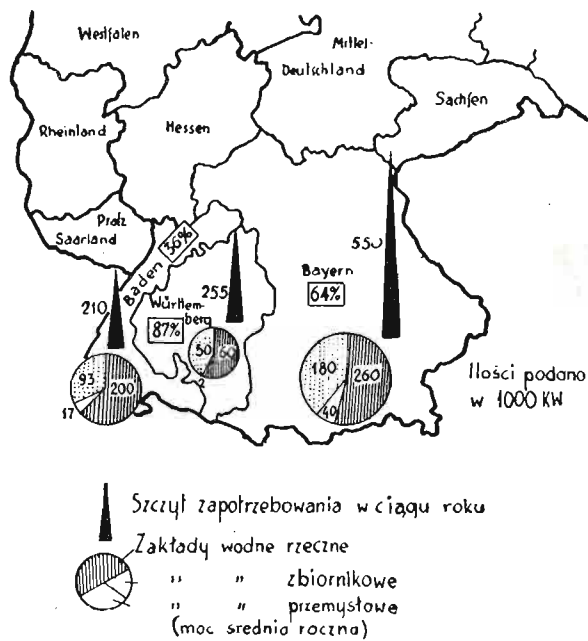
Okazuje się z tych obliczeń, że budowa owych zakładów byłaby złym interesem, ponieważ w rezultacie miałyby one i wszystkie dawniej wybudowane zakłady wodne — niski stopień wyzyskania i olbrzymie jałowe nadwyżki energii, wynoszące średnio 68% produkcji, podczas gdy obecnie (przy tych samych założeniach co do izolacji sieci) wynoszą one tylko 37% (tabl. 1).

To też warunkiem koniecznym powołania do życia tych nowych źródeł energii, byłoby jednocześnie znaczne powiększenie ich rejonów działania, drogą włączenia do gospodarki zespołowej okręgów Saary, Hessji, Nadrenii, Westfalii, Niemiec środkowych i Saksonii. Wówczas stopień wyzyskania wszystkich zakładów wodnych w południowych Niemczech wzrosło do 85%, a jałowe nadwyżki spadną do 15% produkcji, co zupełnie, rzecz prosta, zmienia kalkulację opłacalności.

Powyższe przykłady wykazują dostatecznie jak dogodną i łatwą w stosowaniu jest opisana metoda analizy warunków produkcji i konsumpcji energii, a jednocześnie pozwalają na wyprowadzenie następujących ważnych wniosków, mających ogólne znaczenie:

1. Wszelkie elektrownie o mocy stałej lub nawet zmiennej, pracujące na ogólnej sieci przeniesienia, obejmującej ograniczony okręg konsumpcji, wykazują z reguły niski % wyzyskania swej mocy. Dobry stopień wyzyskania może im dać albo wyjątkowo korzystny zespół konsumentów, albo wzrost konsumpcji w okręgu tak duży, aby szczyt zapotrzebowania danej elektrowni 4 razy wyższy od mocy zainstalowanej danej elektrowni (względnie mocy średniej w wypadku elektrowni wodnej). Wówczas jednak koniecznym jest udział różnego rodzaju źródeł energii w zaspakajaniu zapotrzebowania okręgu, czyli gospodarka zespołowa producentów.

2. Szczególnie pożądane z punktu widzenia gospodarczego możliwie absolutne wyzyskanie mocy zakładów wodnych typu rzeczno (tania energia), wymaga włączenia ich w ramy gospodarki wieloprzestrzennej, tylko ona bowiem może zapewnić dostateczny stopień współpracy ze źródłami energii innego typu i pracę dla zespołu konsumentów o zapotrzebowaniu wielokrotnie przekraczającym produkcję zakładów wodnych.



Rys. 10.

3. Odwrotnie, tam gdzie wieloprzestrzenna gospodarka zespołowa już istnieje, zachodzą specjalne dogodne warunki dla powstawania nowych zakładów wodnych, mają one bowiem od razu gwarancję całkowitego wyzyskania i co nader ważne, mogą być zbudowane od razu na wyższą moc instalowaną.

4. Niesprzedane nadwyżki produkowanej przez zakład energii jednak coś kosztują. Koszt ten przy węglu brunatnym, jako podstawie pracy elektrowni oblicza się — 2 kg węgla po 0,2 pf = 0,4 pf/kwh przy węglu kamiennym 0,5 kg węgla po 1,5—2,5 pf = 0,75 — 1,25 pf/kwh. Elektrownię wodną, praktycznie biorąc, nadwyżki ten nie kosztują. Jeżeli przez powiększenie zasięgu jej działania, uzyska ona możliwość sprzedaży tych nadwyżek, może to uczynić po bardzo niskich cenach, osiągając jeszcze pokaźne zyski. Z punktu widzenia gospodarczego ma to duże znaczenie.

5. Obciążanie poszczególnych centrali elektrycznych kosztem linii przesyłowych wysokiego napięcia, potrzebnych dla włączenia ich do gospodarki zespołowej jest błędne. Linia przesyłowa daje korzyści nie tylko tej centrali, ale i całemu zespołowi producentów energii, prócz tego podnosi pewność zaopatrzenia w energię, pozwala zaoszczędzić rezerwy energii i ma duże znaczenie dla obrony kraju.

6. Zakłady wodne typu zbiornikowego mają szczególnie ważne znaczenie dla gospodarki zespołowej prowadzonej na większą skalę, wobec niezwyklej i mało kosztującej elastyczności produkcji tych zakładów. Wprawdzie zakłady ciepłikowe mają już obecnie nowoczesne środki o podobnym działaniu (akumulatory Ruths'a, kotły typu Velox itp.) jednak nie dorównują one zakładom zbiornikowym pod względem taniości i szybkości wyrównywania obciążenia na sieci. To też w ostatnim 10-leciu wszystkie prawie koncerny elektryczne w Rzeszy podjęły budowę zakładów wodnych zbiornikowych (Herdecke, Schluchsee i Vermunt — dla RWE, Waldeck — dla Pruskiego E.A.G., Niederwartha — dla Saskich E.A.G., Bober — dla śląskich E.A.G. itd.).

Względy ogólnopństwowej polityki gospodarczej — a zakłady o sile wodnej.

Z punktu widzenia interesów ogólnych, siły wodne, jako niewyczerpalne źródło energii, stanowią szczególnie cenną część narodowego bogactwa.

Mają one również specjalne znaczenie dla rynku pracy. Ujarmianie ich wykonywane w okresach bezrobocia daje zatrudnienie dużej armii pracowników i ożywienie w wielu gałęziach przemysłu. Po ujarmieniu mogą pracować z bardzo powolną amortyzacją i z minimalnym zużyciem surowców oraz robocizny. Jest to bardzo cenna cecha w okresach koniunktury lub wojny, której to cechy nie posiadają zakłady ciepłikowe, wymagające dla ruchu dużej ilości surowców i stałej licznej obsługi. Jeżeli się zważy, jak wielkie ma znaczenie społeczne energia używana w gospodarstwach domowych i fakt, że obecnie tylko około 2,7% używanych w tych gospodarstwach ciepłostek daje energia wodna, widać, jakie olbrzymie zadania czekają jeszcze siły wodne.

O znaczeniu sił wodnych dla obrony kraju zbytecznym jest się rozwodzić, za to należy wspomnieć o ich znaczeniu socjalnym i kulturalnym, bowiem zaprzęgnięcie do pracy sił wodnych zwalnia człowieka od

ciężkiego i szkodliwego dla zdrowia trudu w podziemiach kopalń lub przy paleniskach kotłowych.

Z całego odczytu p. Christallera wynika że dla Niemiec jest już wprost nagłą konieczność rozbudowy w kraju sił wodnych i odpowiedniej reorganizacji istniejącej już wielkoprzestrzennej gospodarki energetycznej (zespołowej). Wprawdzie do chwili wykonania programu wskrzeszenia potęgi militarnej Rzeszy, budowy autostrad oraz zdobycia własnych surowców, zagadnienia energetyczne muszą zejść na plan dalszy, wszelako rozpoczęcie już teraz prac przygotowawczych jest konieczne, ponieważ godzina „sił wodnych” już się zbliża, a wówczas stanie odrazu przed społeczeństwem — nie tylko zagadnienie programu budowy, lecz także cały potężny spłot zagadnień wodnych, ze sobą zawsze powiązanych, jak ochrona od powodzi, zasilanie rzek, budowa nowych dróg wodnych, względy melioracyjne itp. Zagadnienia te, za wielkie na siły jednostek, może wziąć na barki tylko cały naród, a jak wynika z rozważań uprzednio podanych, dzisiejsze pokolenie może z całą pewnością i spokojem podjąć tę pracę, da ona bowiem, bez ryzyka, wielkie korzyści pokoleniom następnym.

(„Deutsche Wasserwirtschaft Nr 9 z 1937 r.).

Inż. T. Borowy

Kanał z Zagłębia Ruhry do Bałtyku.

W roku 1938 ma być rozpoczęta budowa wielkiego kanału w Niemczech, łączącego okręg przemysłowy Ruhry z morzem Bałtyckim. Jak donosi „Westdeutscher Beobachter” — przemysł zagłębia Ruhry, a szczególnie przemysł węglowy, niejednokrotnie podkreślał brak bezpośredniej komunikacji wodnej z Hamburgiem i Bremą, obecne bowiem drogi albo prowadzą przez obce terytorium (wymagając wskutek tego wydatkowania dewiz), albo są zbyt okólne i długie.

Prace nad nowym kanałem, który nosić będzie nazwę „Hansakanal”, mają się rozpocząć wybudowaniem 100 km odcinka Brema — Hamburg kosztem ok. 140 milionów marek. Cała budowa ma trwać 6 lat.

Dzięki nowemu kanałowi węgiel z zagłębia Ruhry będzie mógł być odstawiony szybko i tanio bezpośrednio do wybrzeży Bałtyku. Niemieckie koła gospodarcze i przemysłowe mają nadzieję stworzenia dogodnych warunków konkurencyjnych dla węgla niemieckiego w stosunku do węgla angielskiego.

Życie techniczne

Cykl odczytów Stowarzyszenia Gospodarki Wodnej.

Zgodnie z postanowieniem Zarządu Stowarzyszenia z dn. 1. X. 1937 r. odbył się szereg odczytów w Stowarzyszeniu Techników Polskich w Warszawie, zorganizowanych staraniem Stowarzyszenia Gospodarki Wodnej.

Dnia 12. XI. ub. r. inż. T. Tillinger i inż. Wl: Kollis wygłosili odczyt pt. „Aktualne projekty polskich kanałów żeglugowych”. Inż. Tillinger na wstępie omówił stan obecny dróg wodnych w Polsce i ich znaczenie dla życia gospodarczego kraju, podkreślając braki w tej dziedzinie. Następnie prelegent omówił zarys wielkiej drogi wodnej o charakterze tranzytowym, łączą-

cej zachód Europy z jej wschodem, i biegnącej na dużej przestrzeni przez terytorium Polski. Już obecnie przystąpiono do przebudowy kanału Królewskiego, będącego odcinkiem tej drogi wodnej. Zarówno cała droga wodna, jak i jej część — kanał Królewski — posiadają duże znaczenie ekonomiczne. Kanał Królewski w obecnym swym stanie z trudem może być użytkowany. Jedną z najważniejszych przeszkód w żegludze jest brak śluz komorowych, to też projekt przebudowy przewiduje oprócz pogłębienia koryta, przebudowy jazów — budowę 10 śluz komorowych oraz szereg innych robót. Przebudowa kanału Królewskiego łącznie z projektowaną budową kanału Kamiennego (Klesów — Pińsk) przyczynią się wydatnie do potania transportu kamienia

z kamieniołomów wołyńskich, co wobec dużych braków również w dziale dróg kołowych, wpłynie dodatnio na większe tempo rozbudowy tychże.

Drugi prelegent inż. Kollis omówił projekt kanału Gopło-Warta, będącego połączeniem między Wartą a Wisłą. W odczycie swym inż. Kollis podał statystyki ruchu na zachodnich polskich drogach wodnych i wykazał, że stosunek przewozów na tych drogach (Warta, Kanał Górnonotecki, dolna Noteć, kanał Bydgoski i dolna Wisła od Brdujścia) do ogólnej ilości przewozów na drogach wodnych w Polsce jest najwyższy i osiąga 50%. Zachodnie drogi wodne łącznie z dolną Wisłą, dziś już uregulowaną, powinny stanowić drogi dojazdowe do naszych portów morskich — w rzeczywistości jednak, wskutek braku połączenia między Wartą a Wisłą (w granicach Polski) żegluga na Warcie obsługuje dzisiaj przeważnie niemiecki port w Szczecinie. Nie ma więc pełnego wykorzystania sieci zachodnich dróg wodnych. Brak ten wypełni kanał Gopło-Warta, którego długość wyniesie 30 km, szerokość 32 m, a głębokość 2,2 m. Wstępne prace nad budową kanału już są rozpoczęte.

Obydwie części odczytu były bogato ilustrowane.

W dniu 3 grudnia 1937 r. inż. E. Romański wygłosił odczyt pt. „Nasze roboty wodne na tle uporządkowania gospodarki wodnej w Polsce”. Na wstępie prelegent omówił dążenia wszystkich narodów do najlepszego wykorzystania wszelkich bogactw naturalnych w różnych postaciach. Jednym z zasobów naturalnych jest woda, którą człowiek ujarzmił i nagina do swych potrzeb. Woda jako środek komunikacyjny, jako bogate i praktycznie biorąc niezniszczalne źródło energii, wreszcie jako b. ważny czynnik w rolnictwie — oto najważniejsze zagadnienia z dziedziny gospodarki wodnej, która w Polsce dotychczas jeszcze pozostaje w stanie ogromnego zaniedbania i wymaga gruntownej odbudowy i uporządkowania.

Następnie prelegent przedstawił szereg map i wykresów, ilustrujących obecny stan naszych dróg wodnych i przyszłą sieć dróg, która przyczyni się do wydatnego potania produkcji, przez tańszy przewóz wodny w porównaniu z innymi środkami transportu. Zwrócono przytem uwagę na stałe i konsekwentne dążenie wszystkich narodów (w tym i naszych sąsiadów) do rozbudowy sieci dróg wodnych. Należy tu wymienić aktualne obecnie projekty szlaków międzynarodowych: Odra-Dunaj, Łaba-Dunaj, Ren-Dunaj, a jeśli chodzi o terytorium Polski — drogi wodne Bałtyk - Morze Czarne przez Prypeć i Dniepr oraz przez San-Dnistr-Prut-Dunaj. A więc drogi wodne, prócz lokalnego czy państwowego znaczenia, nabierają coraz większego znaczenia, jako wielkie szlaki międzynarodowe i dlatego obserwując stały postęp w dziele rozbudowy dróg wodnych za granicą, nie możemy pozostawać w dotychczasowym stanie.

Drugie, wielkie zagadnienie z dziedziny gospodarki wodnej — to wyzyskanie sił wodnych. Akcja ta, zapoczątkowana w Polsce przez ukończenie budowy zapory w Porąbce, przez budowę zapory i zakładu wodno-elektrycznego w Rożnowie, rychle rozpoczęcie budowy w Czochowie na Dunajcu i Solinie na Sanie, korzystnie się rozwija i łącznie z zabudową potoków górskich służy jednocześnie aktualnemu zawsze celowi: zabezpieczenie kraju przed katastrofalnymi skutkami powodzi.

Inż. Romański wyraził przekonanie, że rozpoczęte budowy stanowią przełom w wielkich robotach wod-

nych, następne zaś etapy koniecznych robót będą miały jeszcze większe znaczenie dla całości organizmu gospodarczego kraju.

Na tym tle ogólnych rozważań na temat gospodarki wodnej w Polsce prelegent przedstawił szereg fotografii ilustrujących nasze roboty wodne w różnych częściach kraju jak np. lokalne roboty regulacyjne na Wiśle i Warcie, mające na celu ochronę osiedli, wałów etc. (gdyż na systematyczną regulację rzek nie pozwalają zbyt szczupłe kredyty), roboty regulacyjne na górskich dopływach Wisły i mniejszych potokach. Z innych większych prac wodnych, przebudowa kanału Królewskiego została omówiona na poprzednim odczycie. Budowie Rożnowa i zagadnieniu Wisły poświęcone będą następne kolejne odczyty.

Odczyt inż. Romańskiego wzbudził duże zainteresowanie, czemu dał wyraz inż. Kączkowski, który wyraził radość, że polska gospodarka wodna weszła nareszcie w stadium planowej realizacji.

W dniu 10. XII. 1937 r. inż. Z. Sliwiński wygłosił odczyt pt. „O budowie zbiornika i zakładu wodno-elektrycznego w Rożnowie”. Na wstępie prelegent przypomniał, że sprawa budowy zbiornika w Rożnowie nie jest zagadnieniem całkowicie nowym. Już w r. 1905 w publikacjach wydziału krajowego we Lwowie, w zestawieniu sił wodnych Dunajca, opracowanego przez prof. K. Pomianowskiego, znajdujemy wymieniony Rożnów. Projekt początkowo przewidywał budowę jazu z kanałem i sztolnią; przy spadzie 13,5 m miano uzyskać moc 5000 kW i roczną produkcję 41.000.000 kWh. W r. 1924 prof. Pomianowski opracowuje nowy projekt jazu, dającego już większą moc — 16.000 kW. Po wieloletnich rozważaniach i kilkakrotnym odkładaniu sprawy Rożnowa z powodu braku kredytów, Prof. Pomianowski opracował (1929 r) bardziej szczegółowy projekt zbiornika (w związku z ofertą Harrimana), przewidujący moc 60000 kW i produkcję roczną 165.000.000 kWh. Chociaż i wtedy budowa Rożnowa nie dochodzi jeszcze do skutku, studia hydrologiczne jednak są prowadzone (Min. Komunikacji — inż. H. Herbich) i po katastrofalnej powodzi w r. 1934 zapadają ostateczne decyzje budowy. Projekt zostaje przepracowany w Biurze Dróg Wodnych Min. Kom. (pod kier. inż. Herbicha).

Po wprowadzeniu pewnych zmian, uzyskaniu aprobaty Rady Technicznej Min. Kom. oraz po przeprowadzeniu ekspertyzy przez Dr. Grunera i Inż. Brodowskiego — projekt przechodzi do wykonania.

W szczegółowym omówieniu projektu inż. Sliwiński zaznajomił audytorium z zadaniami przyszłego zbiornika i zakładu w Rożnowie — są nimi: 1. działanie reteryjne zbiornika o pojemności 228 milionów m³, polegające na chwytaniu szczytu fali powodziowej, której objętość przepływu dochodzi do 3500 m³/sek, podczas gdy minimum przepływu wynosi zaledwie 10 m³/sek; 2. wyzyskanie siły wodnej przez produkcję energii elektrycznej w ilości 140.000.000 kWh rocznie w zakładzie, umieszczonym w zaporze, o mocy instalowanej 50.000 kW i przy spadzie od 19,6 m do 31,1 m. Będzie to zakład szczytowy i pracujący łącznie z elektrownią w Mościcach, Czochowie i elektrowniami Zeorku; 3. zasilanie wodą Wisły poniżej Dunajca podczas niskich stanów dla celów żeglugowych. Wpływ zasilania najwydatniej okaże swe skutki w latach suchych, głównie na przestrzeni Wisły do ujścia Sanu.

Omówienie projektu poszczególnych części zapory

i zakładu wodno-elektrycznego prelegent ilustrował licznymi rysunkami.

Druga część odczytu poświęcona była opisowi budowy zbiornika. Tu słuchacze mieli możliwość zaznajomienia się z najnowszymi sposobami budowy tak wielkich obiektów, jak zaporą w Rożnowie. Jednym z najciekawszych urządzeń jest fabryka betonu i jego transport. Należy zaznaczyć, że zarówno przed rozpoczęciem budowy, jak i w czasie jej prowadzenia czynne jest laboratorium betonowe Kierownictwa Budowy, które łącznie z laboratoriami Politechnik Warszawskiej i Lwowskiej stale prowadzi badania, związane z przygotowaniem i ułożeniem olbrzymich mas betonu.

Następnie prelegent omówił warunki geologiczne w Rożnowie i przyjęty ostateczny sposób fundowania zapory. Po otwarciu dołu fundamentowego stwierdzono istnienie kilku uskoków. Wstępne wiercenia geologiczne nie wykazały tych uskoków, to też musiano fundament zapory nieco pogłębić oraz dobrać żelazem. Prelegent podniósł tu, że częstym zjawiskiem są różnice powstałe między badaniami wstępnymi a rzeczywistym podłożem, odkrytym po wykopaniu dołu fundamentowego. Wypadki takie zdarzające się m. in. w Szwajcarii i U. S. A. powodują daleko idące zmiany projektów, to też w świetle pewnego ryzyka, jakie istnieje przy budowie zapór — uzupełnienia fundamentów w Rożnowie wyglądają bardzo skromnie.

Budowa rożnowska rozpoczęta w sierpniu 1935 r. ma być ukończona w sezonie 1939/40.

W sprawie tytułu inżyniera.

W dniu 19 grudnia 1937 r. odbyło się w Warszawie zebranie inżynierów wszystkich warszawskich organizacji inżynierskich w sprawie projektowanej ustawy o zmianie tytułu inżyniera przy udziale około 2000 osób.

Na zebraniu tym uchwalono rezolucję następującej treści:

„Zebrani w dniu 19. 12. 1937 w gmachu Stowarzyszenia Techników Polskich w Warszawie członkowie Związku Polskich Inżynierów Elektryków, Związku Inżynierów Chemików R. P., Stowarzyszenia Inżynierów Mechaników Polskich, Związku Polskich Inżynierów Kolejowych, Związku Inżynierów Drogowych R. P., Społecznego Zrzeszenia Inżynierów R. P., Polskiego Związku Inżynierów Budowlanych, Związku Polskich Inżynierów Lotniczych, Stowarzyszenia Inżynierów Wodnych R. P., Stowarzyszenia Architektów R. P., Stowarzyszenia Techników Polskich w Warszawie

1) przeciwstawiają się kategorycznie akcji zmierzającej do obniżenia poziomu naukowego i zawodowego stanu inżynierskiego w Polsce. Akcja ta, wywołując zamęt w strukturze technicznej i przemysłowej Państwa, idzie na rękę czynnikom wrogim rozwojowi gospodarczemu Polski;

2) przeciwstawiają się projektowi ustawy, która nadawałaby tytuł inżyniera osobom nie posiadającym wykształcenia akademickiego. Projekty te sprzeczne są z opinią Senatów wszystkich akademickich szkół technicznych w Polsce, Naczelnej Organizacji Inżynierów R. P., wszystkich zrzeszeń inżynierskich w Polsce oraz całej politechnicznej młodzieży akademickiej;

3) zapowiadają dalszą akcję z użyciem wszystkich możliwych środków celem przeprowadzenia postulatów świata inżynierskiego w sprawie tytułu inżyniera”.

Komunikat Rady Głównej Naczelnej Organizacji Inżynierów R. P.

W dniu 13 stycznia 1938 r. odbył się w gmachu Stowarzyszenia Techników Polskich w Warszawie, Nadzwyczajny Zjazd Delegatów czternastu organizacji inżynierskich wchodzących w skład Naczelnej Organizacji Inżynierów R. P. oraz delegatów Stowarzyszenia Architektów R. P. i Stowarzyszenia Techników Polskich, w sprawie nowego projektu ustawy o tytule inżyniera.

Zjazd ten uchwalił następującą rezolucję:
„Nadzwyczajny Zjazd Delegatów Naczelnej Organizacji Inżynierów R. P. zrzeszającej:

Związek Polskich Inżynierów Elektryków,
Związek Inżynierów Chemików,
Stowarzyszenie Inżynierów Mechaników Polskich,
Związek Polskich Inżynierów Kolejowych,
Związek Inżynierów Drogowych R. P.,
Społeczne Zrzeszenie Inżynierów R. P.,
Polski Związek Inżynierów Budowlanych,
Stowarzyszenie Polskich Inżynierów Przem. Naftowego,
Polskie Towarzystwo Politechniczne,
Izbę Inżynierską we Lwowie,
Stowarzyszenie Inżynierów w Poznaniu,
Związek Polskich Inżynierów Lotniczych,
Stow. Polskich Inż. Górniczych i Hutniczych,
Stowarzyszenie Inżynierów Wodnych R. P.
oraz zaproszonych Delegatów Stowarzyszenia Architektów R. P. i Stowarzyszenia Techników Polskich w Warszawie

1) jednomyślnie protestuje jak najenergiczniej przeciwko projektowi ustawy o stopniach dyplomowanego inżyniera oraz inżyniera, wniesionemu przez Rząd do Sejmu — jako obniżającemu powagę polskiej nauki technicznej i wprowadzającemu zamęt w strukturze technicznej i gospodarce Państwa,

2) łączy się z rezolucjami, uchwalonymi przez młodzież politechniczną i w imieniu ogółu świata inżynierskiego postanawia waleczyć razem z młodzieżą o wspólne postulaty,

3) stwierdza, że zwiększenie ilości inżynierów w Polsce osiągnie się nie przez nadawanie technikom tytułu inżyniera, lecz przez udostępnienie studiów politechnicznych większej ilości młodzieży.”

Prezydium Rady Głównej N. O. I.

Ze Stowarzyszenia Inżynierów Wodnych R. P.

Stowarzyszenie Inżynierów Wodnych bierze żywy udział w akcji obrony tytułu „inżyniera”, przy czym kilkakrotnie występowało do N. O. I. z konkretnymi wnioskami, zmierzającymi do wzmocnienia tej akcji.

Pomimo oświadczenia Senatów Akademickich Szkół Technicznych oraz akcji protestacyjnej całego świata inżynierskiego i młodzieży politechnicznej, projekt ustawy o tytule inżyniera został uchwalony w dn. 21 grudnia 37 r. przez Radę Ministrów w brzmieniu następującym:

Art. 1. 1) Ustanawia się dwa stopnie inżynierskie: stopień dyplomowanego inżyniera oraz inżyniera.

2) Każdy z tych stopni można uzupełniać przez określenie specjalnością zależnie od rodzaju ukończonych studiów (dyplomowany inżynier mechanik, dyplomowany inżynier elektryk, inżynier mechanik, inżynier - elektryk itp.).

Art. 2. Stopień „dyplomowany inżynier” jest stopniem akademickim, a równocześnie stopniem zawodowym, nadawanym osobom, które ukończyły studia w szkołach academic-

kich na wydziałach technicznych, rolniczych, ogrodniczych i leśnych.

Art. 3. Rady wydziałów technicznych, rolniczych, ogrodniczych i leśnych w szkołach akademickich mogą wyjątkowo nadawać stopień dyplomowanego inżyniera osobom, które ukończyły co najmniej średnią szkołę zawodową działy przemysłowego, a poza tym:

- 1) wyróżniły się działalnością w właściwym zawodzie,
- 2) wykażą się co najmniej sześcioletnią praktyką, odbytą po ukończeniu studiów, w tem nie mniej, niż trzyletnią pracą na stanowiskach powierzanych inżynierom,
- 3) przedstawią sprawozdanie z prac, dokonanych w czasie praktyki i złożą egzamin, stwierdzający, że poziom ich wiedzy dorównywa poziomowi wymaganemu od absolwentów odpowiednich wydziałów szkół akademickich.

Art. 4. Stopień „inżynier” jest stopniem zawodowym.

Art. 5. Stopień inżyniera otrzymują:

1) osoby, które ukończyły państwowe wyższe nieakademickie szkoły przemysłowe, zorganizowane według przepisów art. 51 i 52 ustawy z dnia 11 marca 1932 r. o ustroju szkolnictwa (Dz. U. R. P. nr. 38, poz. 389), a poza tym:

a) wykażą się co najmniej czteroletnią praktyką, odbytą po ukończeniu studiów w dziale przemysłu odpowiadającym kierunkowi ukończenia wydziału, w tem nie mniej, niż dwuletnią pracą na stanowiskach, powierzanych inżynierom,

b) przedstawią zadowalające sprawozdanie z odbytej praktyki,

c) złożą egzamin z zakresu swej specjalności,

2) osoby, które ukończyły co najmniej 3-letnią szkołę zawodową, techniczną, rolniczą, ogrodniczą lub leśną, do której warunkiem przyjęcia było ukończenie czterech klas gimnazjum nowego ustroju lub sześciu klas szkoły średniej ogólnokształcącej dawnego ustroju a poza tym:

a) wykażą się co najmniej siedmioletnią praktyką, odbytą po ukończeniu studiów w dziale przemysłu, rolnictwa, ogrodnictwa lub leśnictwa, odpowiadającym kierunkowi odbytych studiów, w tem nie mniej, niż trzyletnią pracą na stanowiskach powierzanych inżynierom,

b) przedstawią zadowalające sprawozdanie z odbytej praktyki,

c) złożą egzamin w zakresie swej specjalności.

3) Osoby, które kończyły szkołę mechaniczno-techniczną im. H. Wawelberga i S. Rotwanda w Warszawie jeżeli rozpoczęły swoje studia w okresie od 1905 r. do 31 sierpnia 1919 r. albo ukończyły wyższą szkołę przemysłową w Krakowie lub takąż szkołę w Bielsku przed 1 listopada 1918 r., a poza tym:

a) wykażą się co najmniej sześcioletnią praktyką, odbytą po ukończeniu studiów w dziale przemysłu, odpowiadającym kierunkowi odbytych studiów, w tem nie mniej niż trzyletnią pracą na stanowiskach, powierzanych inżynierom.

b) przedstawią zadowalające sprawozdanie z odbytej praktyki.

4) Osoby, które ukończyły państwową szkołę budowy maszyn i elektrotechniki im. H. Wawelberga i S. Rotwanda w Warszawie bądź dawną państwową szkołę budowy maszyn i elektrotechniki im. H. Wawelberga i S. Rotwanda w Warszawie lub państwową wyższą szkołę budowy maszyn i elektrotechniki w Poznaniu, bądź dawną państwową szkołę budowy maszyn i elektrotechniki w Poznaniu — jeżeli rozpoczęły swoje studia w okresie od 1 września 1919 r. do sierpnia 1937 r., a poza tym:

a) wykażą się co najmniej sześcioletnią praktykę odbytą po ukończeniu studiów w dziale przemysłu, odpowiadającym kierunkowi odbytych studiów, w tem nie mniej niż trzyletnią pracą na stanowiskach, powierzanych inżynierom,

b) przedstawią zadowalające sprawozdanie z odbytej praktyki,

c) złożą egzamin w zakresie swej specjalności.

Art. 6. 1) Stopień inżyniera nadają komisje powołane przez Ministra Wyznań Religijnych i Oświecenia Publicznego.

2) W skład komisji wchodzi poza przewodniczącymi:

1) dla osób wymienionych w art. 5 pkt. 1) 3) i 4) — w równej liczbie nauczyciele szkoły akademickiej oraz nauczyciele odpowiedniej wyższej szkoły nieakademickiej.

3) Dla osób wymienionych w art. 5 pkt. 2) — co najmniej w połowie nauczyciele szkoły akademickiej.

Art. 7. 1) Minister Wyznań Relig. i Ośw. Publ. może uznać ukończenie szkoły zagranicznej za uprawniające, na równi z ukończeniem szkoły wymienioonej w art. 5 pkt. 1) i 2), do ubiegania się o uzyskanie stopnia inżyniera.

2) Uznanie to można uzależnić od złożenia odpowiednich egzaminów.

Art. 8. Osoby, które przed dniem wejścia w życie ustawy niniejszej nabyły prawo używania tytułu inżyniera, posiadają odtąd stopień dyplomowanego inżyniera.

Art. 9. Od przewidzianych w art. 3 decyzji rad wydziałowych oraz od decyzji komisji, przewidzianych w art. 6, nie służy odwołanie.

Art. 10. Nadawanie lub używanie tytułu, w którego skład wchodzi wyraz „inżynier”, poza przypadkami przewidzianymi w ustawie niniejszej, jest wzbronione.

Art. 11. Wykonanie ustawy niniejszej porucza się Ministrowi Wyznań Religijnych i Ośw. Publ.

Art. 12. Ustawa niniejsza wchodzi w życie z dniem ogłoszenia. Jednocześnie traci moc obowiązującą ustawa z dnia 21 września 1922 r. w przedmiocie tytułu inżyniera (Dz. U. R. P. nr. 90, poz. 823).

W Nadzwyczajnym Zjeździe Delegatów Naczelnej Organizacji Inżynierów R. P. wzięli m. in. udział delegaci Stow. Inżynierów Wodnych R. P. Komunikat w tej sprawie został zamieszczony powyżej.

Stowarzyszenie Inżynierów Wodnych czyni zabiegi w kierunku przywrócenia inżynierom z dyplomami sekcji melioracyjnej uprawnień budowlanych.

Prezes Stowarzyszenia, kol. W. Bayer, był przyjęty na audiencji u Pana Ministra Komunikacji, na której przedstawił Panu Ministrowi aktualne zagadnienia i postulaty, dotyczące inżynierów wodnych na służbie państwowej.

S. I. W. przystępuje do skompletowania własnego księgozbioru dzieł technicznych i zwraca się tą drogą do wszystkich Kolegów z prośbą o poparcie tej akcji przez nadsyłanie odpowiednich wydawnictw pod adresem Stowarzyszenia (ul. Krakowskie Przedmieście 6 m. 1).

Ostatnio Stowarzyszenie przystąpiło do wstępnych prac organizacyjnych Koła Województwa Pomorskiego z siedzibą w Toruniu.

Na dzień 15 stycznia 1938 r. ilość członków S. I. W. wynosiła 281 osób.

Apelujemy do wszystkich Kolegów inżynierów wodnych o zapisywanie się na członków Stowarzyszenia.

Koledzy, mieszkający poza Warszawą, proszeni są o jak najrychlejsze wpłacanie składek zaległych i bieżących na konto „Stowarzyszenie Inżynierów Wodnych R. P. Warszawa” w PKO. Nr. 12.314.

Przypominamy, że składki wynoszą: wpisowe zł 3, składka miesięczna do Stowarzyszenia zł 1, roczna do N. O. I. zł 2.

Sekretariat Stowarzyszenia urzęduje w Warszawie przy ul. Krakowskie Przedmieście 6 m. 1 we wtorki i czwartki w godz. 18 — 19 i w tych godzinach tel. 6-24-33.

K o ł o W o j e w ó d z t w a W a r s z a w s k i e g o .

W dniu 5 grudnia 1937 r. odbyło się I-e Walne Zebranie Stowarzyszenia Inżynierów Wodnych — Koła Województwa Warszawskiego, zwołane przez Komisję Organizacyjną tegoż Koła. Zebranie odbyło się w Warszawie, w lokalu Związku Inżynierów Kolejowych przy ul. Kruczej Nr. 14.

Porządek dzienny.

1. Zagajenie i wybór prezydium.

2. Referat informacyjny pt. „Stan prac S.I.W.” — Prezes Zarządu Głównego kol. W. Bayer.

3. Referat pt. „Zagadnienie organizacji zawodowej inżynierów wodnych” — kol. A. Suchocki.

4. Referat pt. „Ogólne wytyczne działalności oraz organizacja prac Koła — kol. J. Kazimierski.

5. Wysokość, składki członkowskiej i regulamin Koła.

6. Wybór Zarządu Koła, Komisji Rewizyjnej i Sądu Koleżeńskiego.

7. Wolne wnioski.

ad 1. Do prezydium Zebrania powołano kol. kol.: E. Kluźniaka jako przewodniczącego, Wł. Szawernowskiego — vice przewodniczący, B. Czaiński — sekretarz, Wł. Ledóchowski i A. Wiszniewski — asesorowie.

ad 2. Po krótkim omówieniu bieżących prac Zarządu S.I.W., prezes kol. W. Bayer życzy nowopowstającemu Kołu Wojew. Warszawskiego takiego zorganizowania się, aby mogło ono służyć za wzór innym, mającym powstać Kołom. Obecnie istnieje tylko Koło Wojew. Krakowskiego, które posiada Komisję: gospodarczą, prasową i pośrednictwa pracy. Następnie kol. Bayer poinformował, że w związku z zamiarem Min. W. R. i O. P. o nadawaniu tytułu inżyniera absolwentom średnich szkół technicznych — Zarząd Naczelnej Organizacji Inżynierów zwrócił się do Min. W. R. i O. P. z prośbą, aby projektowana ustawa była przygotowana w porozumieniu z N. O. I. Niestety Ministerstwo W. R. i O. P. przygotowuje projekt nie zasięgając dotychczas opinii organizacji inżynierskich.

ad 3. Kol. A. Suchocki w starannie opracowanym referacie podkreślił m. in. bardzo niskie uposażenie inżynierów wodnych.

W dyskusji nad referatami liczni mówcy wyrażali sprzeciw w związku z rozszerzeniem tytułu inżyniera na absolwentów szkół średnich technicznych, natomiast proponowali ochronę tytułu technika.

ad 4. Kol. J. Kazimierski w sposób zwięzły i rzeczowy uzasadniał konieczność powołania:

1. Komisji zawodowej, obejmującej swoją działalnością całokształt spraw związanych z wykonaniem i obroną zawodu inżyniera hydrotechnika,

2. Komisji naukowej, która zajęła by się wydawnictwami, propagandą gospodarki wodnej, odczytami i t.d.,

3. Komisji samopomocowej i

4. Komisji towarzyskiej.

ad 5. Na wniosek kol. E. Kluźniaka Zebranie uchwaliło dodatkowe (prócz składek do S.I.W. i N.O.I.) świadczenie na rzecz Koła w wysokości 1 zł miesięcznie. Przyjęto następnie zaproponowany przez Komisję Organizacyjną — Regulamin Koła, którego tekst zostanie podany w jednym z następnych zeszytów „Gospodarki Wodnej”.

ad 6. W wyniku przeprowadzonych wyborów władz koła, Prezesem został obrany kol. Ksawery Stocki, Wice Prezesem — kol. Józef Himner, członkami Zarządu kol. kol.: Henryk Kalinowski, Włodzimierz Ledóchowski, Antoni Suchocki i Kazimierz Suszycki; zastępcy — kol. Bronisław Czaiński i Kazimierz Puczyński. W skład Komisji Rewizyjnej weszli kol. kol.: Jan Kazimierski, Eugeniusz Kluźniak i Wł. Szawernowski; zastępcy: Ludwik Krawcewicz, Władysław Pękała i Mieczysław Zdunek. Do Sądu Koleżeńskiego powołano kol. kol.: Tadeusza Tillingera, Jana Kozłowskiego i Józefa Misztala; na zastępców — Zdzisława Kornackiego, Czesława Kukawskiego i Jana Wojtuszkiewicza.

ad 7. Szereg kolegów zabierało głos w sprawie obrony tytułu inżyniera. Po długiej i ożywionej dyskusji uchwalone zostały następujące wnioski:

1. Wniosek kol. Z. Kornackiego: „Walne Zebranie

Koła Woj. Warsz. Wzywa Zarząd Koła, by tenże za pośrednictwem S. I. W. wpłynął na członków w kierunku natychmiastowego występowania ze wszystkich organizacji zrzeszających techników”.

2. Wniosek kol. M. Ałaszewskiego: „Walne Zebranie K.W.W. Stow. I. W. popiera dotychczasową akcję Zarządu Głównego SIW. i zwraca się do tegoż Zarządu o zwołanie w najkrótszym czasie Walnego Zebrania SIW. o przeprowadzenie akcji na terenie NOI, w celu zwołania podobnych zebrań innych organizacji inżynierskich — możliwie w jednym dniu i o jednej godzinie — oraz o przeprowadzenie jak najszerzej akcji protestacyjnej na terenie całego Państwa.”

Na tym zebranie zakończono.

Zarząd Koła Województwa Warszawskiego Stow. Inż. Wodnych w czasie od 5. 12. 1937 r. do 12. 1. 1938 r. odbył 4 posiedzenia, na których został opracowany program prac Zarządu. Powołano Komisję: zawodową, propagandową, naukową, pośrednictwa pracy i towarzyską.

Komisja zawodowa prócz prac związanych z akcją obrony tytułu inżyniera, zebrała pewne dane co do stosunków pracy i stwierdziła, że niejednokrotnie inżynierowie z wieloletnią praktyką pełnią pomocnicze funkcje przy technikach — samodzielnych kierownikach robót. Zarząd postanowił tą sprawą gorąco się zająć i poruszyć ją u miarodajnych czynników.

Komisja naukowa nawiązała kontakt ze Stowarzyszeniem Gospodarki Wodnej w Polsce i z Kołem Wodno - Melioracyjnym przy Stow. Techników Polskich w Warszawie celem uzgadniania odczytów i lepszego o nich zawiadamiania członków.

Komisja pośrednictwa pracy przystąpiła do ustalenia — na podstawie przeprowadzonej w r. 1937 ankiety - warunków materialnych, w jakich znajdują się członkowie Koła, aby w miarę zgłoszeń wolnych posad, zwracać się do tych kolegów, którym zmiana miejsca pracy w danej chwili najbardziej odpowiada.

Komisja towarzyska współpracuje z Komitetem Organizacyjnym „Balu Inżynierskiego” Stowarzyszenia Techników.

Posiedzenie Rady Technicznej Ministerstwa Komunikacji.

Dnia 8. XI. 1937 r. w obecności Wice-Ministra inż. J. Piaseckiego odbyło się posiedzenie Rady Technicznej Min. Kom. poświęcone projektowi budowy kanału żeglugi Gopło-Warta.

Członek Rady Technicznej Prof. dr M. Matakiewicz zreferował projekt kanału, analizując zawarte w nim materiały, i doszedł do wniosku, że zamierzona budowa kanału jest przedsięwzięciem pierwszorzędnej doniosłości tak pod względem gospodarczym, jak i kulturalnym. Projektowany kanał stanowić będzie część drogi wodnej, która połączy izolowane dotychczas dwie wielkie arterie wodne Wisłę i Wartę, zwiększając jednocześnie znacznie zaplecze naszych portów morskich.

Po referacie prof. Matakiewicza wywiązała się obszerna dyskusja, w czasie której wyjaśnień udzielał Dyrektor Biura Dróg Wodnych Min. Kom. inż. E. Romański. Po dyskusji Rada Techniczna przyjęła uchwałę, w której uznano „budowę kanału żeglugi Gopło-Warta za uzasadnioną i wskazaną”. Poza tym przyjęto szereg zaleceń o charakterze technicznym.

Projekt kanału został — na wniosek Rady Technicznej — zatwierdzony przez Ministra Komunikacji w grudniu 1937 r.

Wieczory dyskusyjne na temat dróg wodnych we Lwowie.

W dniu 24. XI. 1937 r. odbył się w Polskim Tow. Politechnicznym we Lwowie wieczór dyskusyjny w sprawie dróg wodnych. Zebranie, które zgromadziło ponad 150 osób, zaszczytliwi swą obecnością Wojewoda Lwowski Dr A. Biłyk, Prezydent miasta Lwowa Dr St. Ostrowski i Wice wojewoda Chmielewski.

Referat wygłosił Prof. dr M. Matakiewicz, który w godzinnym przemówieniu po zobrazowaniu rozwoju dróg wodnych za granicą, a przede wszystkim w Niemczech i Czechosłowacji — omówił szczegółowo stan dróg wodnych w Polsce.

Między innymi prelegent podniósł, że wydatki Niemiec na forsowną rozbudowę sieci wodnych w czasie od 1905 r. do 1942 r. przekroczą 3 miliardy złotych. Do r. 1942 mają być ukończone główne roboty wodne w Niemczech, mające na celu w pierwszym rzędzie stworzenie najtańszych środków komunikacyjnych w kierunku portów morza Północnego i Bałtyku, jak również przez Dunaj w kierunku Bałkanu. Również Czesi mają zamiar w najbliższej przyszłości przystąpić do wykonania połączenia Łaby i Odry z Dunajem. Wobec powyższych zamierzeń naszych sąsiadów, szeroko omawiamy u nas jak i w Rumunii projekt drogi wodnej Bałtyk — Morze Czarne nabywa nowego oświetlenia.

W dalszym ciągu swego ciekawego referatu prof. Matakiewicz stwierdził, że ustały już dziś spory na temat wyższości kolei nad drogami wodnymi i odwrotnie. Łącznie z samochodem ciężarowym stanowią ogólną sieć komunikacyjną, a każdy z tych trzech środków ma swoje właściwe pole działania. Jeśli chodzi o drogi wodne, to są one bezkonkurencyjne dla przewozu ładunków masowych, zapewniając najniższe taryfy i odciążając kolej od deficytowych transportów. Na uwagę zasługują — przytoczone przez prelegenta — wywody dyrektora ministerialnego dr Gärsa z Berlina (Verkehrstechnische Woche. Zeszyt 33. 1937), który na podstawie doświadczeń niemieckich stwierdza z naciskiem, że każdy nowy środek komunikacyjny, każda nowa linia wywołuje nowy ruch własny, przysparzając jednocześnie przewozu komunikacji już istniejącej. Przykładem może być tu Ren — z 57 milionami ton przewozu rocznie — po którego obu brzegach kursują pełno ładowne pociągi towarowe w najmniejszych dopuszczalnych odstępach oraz olbrzymie ilości samochodów ciężarowych.

W dalszym ciągu prelegent zaznacza, że problem dróg wodnych w Polsce nabiera coraz większego znaczenia. Przemówienie P. Ministra Komunikacji na otwarciu Państwowej Rady Komunikacyjnej, konferencja w Gdyni w sierpniu 1937 r. zwołana przez tamtejszą Izbę Przemysłowo-Handlową, programy i projekty opracowywane przez Min. Komunikacji (przebudowa kan. Królewskiego, budowy kanałów Gopło - Warta i Kamiennego), wyniki I-go Polskiego Kongresu Inżynierów — oto kilka objawów powstałego już i rosnącego wciąż głębokiego zainteresowania się i uznania doniosłości zagadnienia śródlądowych dróg wodnych w Polsce zarówno przez rząd, jak i przez szerokie sfery społeczeństwa.

Na zakończenie prof. Matakiewicz, nawiązując do opracowanego przez siebie w r. 1927 (Przegląd Tech-

niczny, Warszawa, 1927) projektu wstępnego wielkiej drogi wodnej Bałtyk — Morze Czarne, omówił to zagadnienie, stwierdzając, że właśnie ta droga wodna przede wszystkim hołduje zasadzie: „polityka dróg wodnych śródlądowych jest zarazem polityką portów morskich”.

W dyskusji pierwszy przemawiał prezes P.T.P. prof. Nadolski, który zaznaczył, że Polska posiada tylko dwa „okna” na świat tj. ujście Wisły (Gdynię, Gdańsk) oraz południowo-wschodni kraniec Polski, zewsząd bowiem otoczeni jesteśmy sąsiadami, z których (północ, zachód i południe) — to państwa o wyższym potencjale przemysłowym, wschodni zaś nasz sąsiad posiada odmienną strukturę gospodarczą. Z tych względów prof. Nadolski wyraził pogląd, że wykonanie drogi wodnej Wisła-San-Dniestr-Prut-Dunaj otworzy Polsce nowe rynki dla ekspansji naszego przemysłu i węgla.

Wojewoda Biłyk w doskonałym przemówieniu uzasadnił swoją obecność na posiedzeniu nie tylko osobistym zainteresowaniem dla omawianego problemu, lecz przede wszystkim — z racji piastowanego urzędu — pragnieniem nawiązania kontaktu z P.T.P. Problem kanału Bałtyk - morze Czarne uważa za szczególnie doniosły i zwrócił się już w tej sprawie do Władz w Warszawie.

Prezydent Ostrowski, uważając kwestię omawianej drogi wodnej za niezmiernie doniosłą dla Państwa i m. Lwowa, oświadczył, że w obecnie układanym preliminarzu budżetowym znajdzie się kwota kilku tysięcy złotych na koszty badań i projektów.

W zakończeniu ożywionej dyskusji, w której zabierało głos wielu mówców, prof. Matakiewicz podał przybliżone koszty realizacji drogi wodnej na terytorium Polski na sumę ok. 400 milionów zł od ujścia Sanu do Zaleszczyk. Wspominał też o łatwości połączenia kanału ze Lwowem i o możliwości pokrycia oprocentowania i amortyzacji kapitału zakładowego dochodami: z opłat żeglugowych (przy ruchu 6 milionów ton rocznie) i wskutek wyzyskania 200.000KM Sanu i Dniestru.

Dnia 15. XII. 1937 r. odbył się w P.T.P. we Lwowie odczyt Inż. A. Rundo, Naczelnika Instytutu Hydrograficznego Min. Komunikacji pt.: „Prut i jego żeglowność na terytorium Rumunii”.

Prelegent opracował odczyt na podstawie danych, zebranych u źródła, tj. w Dyrekcji dróg wodnych w Bukareszcie. Przedstawił szczegółowo fizjografię dorzecza Prutu, podał elementy hydrograficzne oraz zaznajomił zebranych z warunkami żeglugi Prutu na terytorium Rumunii. Omówił następnie sprawę ulepszenia żeglugi, oraz wyzyskania siły wodnej Prutu dla celów motorycznych — na podstawie projektu, opracowanego przez Inż. Andriescu Cale.

Podane wyżej szczegóły nawiązał do projektowanej u nas drogi wodnej Wisła — San — Dniestr — Prut, która ma połączyć Bałtyk z Morzem Czarnym.

Z wywodów prelegenta okazuje się, że rzeka Prut, na której w dolnej partii już dziś kursują statki o nośności do 600 t, ze względu na swój bardzo mały spadek (poniżej 0,15‰ na długości 500 km od ujścia) — przedstawia korzystne warunki dla żeglugi. Niemniej jednak stan obecny wymaga obszerniejszego studium i wdrożenia robót, któreby skoncentrowanie koryta usprawniły dalej warunki żeglowności.

Odczyt ten obudził wśród zebranych ogólne zainteresowanie, czego dowodem była ożywiona dyskusja,

w której zabierali głos Prof. Dr Matakiewicz, Prof. Dr Nadolski i inni.

W dniu 18. XII. 37 r. odbył się we Lwowie staraniem Lwowskiego Towarzystwa Ekonomicznego odczyt Przewodniczącego Komitetu Dróg Wodnych Państwowej Rady Komunikacyjnej inż. Bolesława Przedpełskiego p. t. „Najżywotniejsze zagadnienia z dziedziny wodno komunikacyjnej”.

Z uwagi na wielką aktualność zagadnień wodno-komunikacyjnych w naszym gospodarstwie narodowym — sala odczytowa zgromadziła zarówno wybitnych fachowców tego zagadnienia, jak i szereg ekonomistów i przedstawicieli sfer samorządowo - gospodarczych.

Chociaż przedmiotem odczytu były zagadnienia dotyczące całokształtu gospodarki wodno - komunikacyjnej w Polsce — dyskusja prawie wyłącznie dotyczyła sprawy drogi wodnej Bałtyk - Morze Czarne.

W dyskusji oprócz przedstawicieli świata gospodarczego zabierali głos prof. prof.: M. Matakiewicz i O. Nadolski.

W dyskusji silnie podkreślano, że zagadnienie kanału San — Dniestr — Prut jest rzeczywiście kwestią o znaczeniu ogólnie - państwowym. Od realizacji tego projektu nie tylko zależy rozkwit gospodarczy naszych ziem południowo-wschodnich, lecz również, rozwój gospodarczy całej Polski, która przez kanał dwu mórz uzyska nowe okno na świat i nowe połączenie z państwami o niższym potencjale przemysłowym.

Nie ulega jednak wątpliwości, że o realizacji tego kanału można będzie mówić dopiero po uregulowaniu magistrali dróg wodnych — Wisły, która jest jednocześnie najważniejszą częścią wysuwanej dziś drogi wodnej dwu mórz.

Podkreślił to silnie prelegent inż. B. Przedpełski. Wisła (pomijając to, że sama bez pozostałej sieci odegra dużą rolę) jest częścią składową wszystkich głównych szlaków wodnych jakie się u nas zarysowują. Nie regulując Wisły nie tylko ponieśliśmyby straty jakie powstały na skutek braku tanich środków komunikacyjnych przy powiązaniu najbardziej aktywnych gospodarczo okręgów ze stolicą i morzem, — ale hamujemy rozwój innych dróg wodnych, z którymi nie raz wiążą się wielkie zagadnienia gospodarczo - rozwojowe Polski.

Regulacja Wisły zatem—to nie tylko podwalina przyszłej naszej sieci dróg wodnych — ale podwalina prawidłowego funkcjonowania naszej gospodarki narodowej.

Regulacja Wisły winna być rozpoczęta z pierwszym rokiem uzyskania niepodległości. Dziś mielibyśmy olbrzymi szlak wodny dla taniego przewozu ładunków masowych, którego tak bardzo potrzebuje nasz organizm gospodarczy. To, że ona do dziś dnia nie została uregulowana i to, że przez nią będą się rozbijały wszystkie większe projekty planowych pociągnięć gospodarczych — winno być bodźcem do natychmiastowego przystąpienia z dniem dzisiejszym do usprawnienia Wisły. Prelegent podkreślił, że najlepszą propagandą stworzenia kanału San — Dniestr będzie zażądanie dziś od czynników miarodajnych natychmiastowego planowego rozpoczęcia regulacji Wisły, a samo zagadnienie zaś kanału San — Dniestr winno być już dzisiaj bliżej zbadane zarówno od strony technicznej jak i ekonomicznej.

Zebrań Związku Izb Przemysłowo-Handlowych.

Podczas odbytego w Warszawie w dn. 25 listopada 1937 r. IV-go ogólnego zebrania Związku Izb Przemysłowo-Handlowych R. P. został wygłoszony przez inż. Kazimierza Rodowicza referat aktualny na temat „Problem regulacji rzeki Wisły”. Prelegent w sposób zwięzły i dosadny przedstawił obecny stan zaniedbania tej arterii wodnej, cele i możliwości gospodarczego jej wykorzystania oraz wysiłki i środki niezbędne do zastosowania celem oparcia rozwoju gospodarczego Państwa o mocne i trwałe zasady polityki komunikacyjnej. W dyskusji, jaką ten odczyt spowodował, podkreślono zbyt obojętny stosunek do tego podstawowego zagadnienia gospodarczego ogółu społeczeństwa, korzyści gospodarcze dla rozległych połaci Rzeczypospolitej, mogących być wprowadzonymi przez jedną tylko Wisłę w obręb bezpośredniej komunikacji z morzem i konieczność jak najrychlejszego rozwiązania tego w skali wielkopanstwowej narzucającego się zagadnienia. Obrady zakończył prezes Związku Izb stwierdzeniem, że jakkolwiek powołanymi do przeprowadzenia regulacji i należytego uzeglownienia Wisły są władze państwowe, to jednak jest wielce pożądaną wspólną akcją samorządów przemysłowo-handlowego, rolnego i terytorialnego w sprawie wspólnego opracowania zagadnienia, a w szczególności obmyślenia środków do uzyskania niezbędnych na ten cel funduszy, sfery zainteresowane bowiem niewątpliwie gotowe byłyby ponieść pewne ciężary na ten cel z uwagi na to, że wyłożone na regulację Wisły kwoty wielokrotnie zwróciłyby się w formie zmniejszonych kosztów przewozu oraz zabezpieczenia przed olbrzymimi stratami powodziowymi.

Bal Inżynierski.

Dnia 19 lutego 1938 r. o godz. 22-ej w salonach Stowarzyszenia Techników Polskich w Warszawie (ul. Czackiego 3) odbędzie się Bal Inżynierski, organizowany przez N. O. I. i Związek Zrzeszeń Technicznych przy udziale wszystkich zrzeszonych organizacji inżynierskich R. P.

Poza charakterem reprezentacyjnym bal ten ma na celu bliższe zapoznanie się Kolegów na terenie towarzyskim oraz zcementowanie zrzeszonych organizacji.

Do Komitetu Honorowego balu zaproszeni zostali m. in.: Panie Aleksandra Romańska i Ksenia Rabczewska, kol. kol. Waclaw Bayer, Edward Romański i Włodzimierz Rabczewski. Do Komitetu Organizacyjnego balu został delegowany kol. Piotr Szawernowski.

Zaproszenia na Bal Inżynierski zostaną rozesłane do wszystkich członków S. I. W. Ilość kart wstępu przydzielonych poszczególnym stowarzyszeniom — wobec spodziewanego dużego zainteresowania balem — jest ograniczona. Karty wstępu w cenie 10 zł (studenckie 3 zł) będą do nabycia u kol. Piotra Szawernowskiego od dn. 1 lutego do dn. 9 lutego w lokalu Stowarzyszenia we wtorki i czwartki w godzinach 19—20. Koledzy proszeni są w ich własnym interesie o zapisywanie się na liście uczestnictwa i nabywanie biletów przed upływem wskazanego terminu.

Zapisy przyjmuje telefonicznie kol. P. Szawernowski codziennie w godz. 15—16, tel. 2-50-95.

S. I. W. Komisja Towarzyska.

Bibliografia

Kalendarz Przeglądu Budowlanego pod red. inż. I. Luf-
ta — 2 tomy — str. 2.200 — rys. 1.100 — cena 18 zł.
Skład główny: Warszawa, Widok 22

Pod skromną nazwą Kalendarza redakcja Przeglądu Budowlanego wydała małą encyklopedię z zakresu budownictwa. Układ treści tego podręcznika obejmuje 85 rozdziałów zgrupowanych w następujących zasadniczych grupach: materiały budowlane, projektowanie, wykonawstwo, informacje, ustawy, przepisy i formalności, ceny i płace, spisy i adresy. Podział treści, jej układ logiczny i sposób ujęcia dowodzą, że redakcja przystąpiła do pracy metodycznej po dokładnej analizie tego materiału, który posiadaczom Kalendarza może być potrzebny przy wykonywaniu przez nich zawodu. Obok tej niewątpliwie cennej cechy wydawnictwa realizowanego jako wynik pracy zespołowej na specjalne podkreślenie zasługuje zwięzłość i bogactwo treści. Autorzy operują stylem prawie telegraficznym, stosują często układ tabelaryczny i starają się przemawiać jak najczęściej najbardziej zwięzłym językiem technika — rysunkiem. Dzięki temu na 2.200 stronach tekstu i przy użyciu ponad 1.100 dobrze opracowanych i jasnych rysunków dostarczone bogaty materiał z wszelkich dziedzin budownictwa.

Duże ułatwienie w znajdowaniu przez czytelnika szukanej informacji osiągnięto przez logiczną kolejność treści, dokładne spisy rzeczy, alfabetyczny spis rzeczy obejmujący około 4000 wyrazów, specjalne graficzne odróżnienie każdego rozdziału i zaopatrzenie każdej strony u góry w napis podający treść omawianego tekstu

Przytoczone zalety wydawnictwa wobec względnie niskiej ceny rokuja mu szeroki zasięg i trwałe ugrupowanie się jako stale odnawianego informatora sfer budowlanych.

Czwarty zeszyt kwartalnika „Jantar”.

W końcu 1937 roku ukazał się czwarty z rzędu zeszyt kwartalnika „Jantar”, wydawanego przez Instytut Bałtycki w Gdyni, zamykając pierwszy rocznik tego pisma, poświęconego specjalnie zagadnieniom naukowym pomorskim i bałtyckim. I znowu możemy stwierdzić, że „Jantar” z każdym nowoukazywującym się numerem w rosnącej mierze realizuje swój program — wszechstronne informowania społeczeństwa polskiego o sprawach pomorsko-bałtyckich.

Na wstępie nowego zeszytu znajdujemy źródłowy artykuł uczonego finlandzkiego, E. Anthoni'ego p. t. „Finlandia w sporze o koronę szwedzką między Zygmuntem III a Karolem Sudermańskim”. Autor wyjaśnia, że na podstawie wnikliwych studiów porównawczych, istotę odrębnego stanowiska Finlandii w historycznym sporze, który skończył się ostateczną porażką Zygmunta III i jego polityki szwedzkiej. Dalsze dwa artykuły działu I „Rozprawy” mówią o sprawach gospodarczych: B. Suviranta rozważa „Współpracę gospodarczą krajów skandynawskich”, stwierdzając m. in. na podstawie danych statystycznych, że Skandynawia jest potęgą w handlu światowym; A. Merits zajmuje się „Produkcją oleju łupkowego w Estonii”, dla tego z Polską zaprzyjaźnione go kraju nader ważną gałęzią gospodarki narodowej. Szerokie horyzonty — z pola widzenia lotnictwa międzynarodowego — obejmuje interesująca rozprawa M. Z. Piątkowskiego „Znaczenie połączeń lotniczych między Bałtykiem a morzami południowo - europejskimi”. Znaczenie tych połączeń, według stwierdzeń autora, polega głównie na ułatwieniu wzajemnego przenikania się zaplecza Bałtyku z zapleczem Morza Śródziemnego.

W części drugiej zeszytu („Sprawozdania”) mamy E. van Cleef'a „Narody bałtyckie w Stanach Zjednoczonych”, rozważania na temat znaczenia wychodźstwa z krajów bałtyckich w ojczyźnie Waszyngtona; dalej H. Küntzel'a „Rzut oka na rozwój bibliotek ludowych w Szwecji”, Z. Mocar-
skiego „Wartości regionalne druków pomorskich”, sprawozdanie G. Jens'a z I-go Kongresu Historyków Bałtyckich w Rydze, wreszcie — aktualne uwagi (sygnowane T. S.) p. t.

„Sytuacja prawna W. M. Gdańska”, na marginesie studium radcy senatu gdańskiego Kattlitz'a: „Die völkerrechtliche Lage Danzigs”.

Dział recenzji obejmuje tym razem 16 omówień prze-
ważnie zagranicznych wydawnictw; na specjalną uwagę zasługują oceny dzieł z dziedziny socjologii W. Thomasa, F. Znanieckiego i W. Sterni, choćby ze względu na poruszone tu zagadnienia wsi polskiej i polskiego włościanstwa. W zespolo zeszyt czwarty „Jantaru” jest owocem współpracy 16-u autorów polskich i 8-miu zagranicznych.

Adres Redakcji i Administracji: Gdynia, ul. Świętojańska 23, Instytut Bałtycki. Prenumerata roczna „Jantaru” wynosi zł 10.

Dunod'a kalendarz techniczny „Roboty Publiczne” na 1938 r. dla użytku inżynierów, architektów, przedsiębiorców, nadzorców, urzędników komunikacji, pomiarowców i biur technicznych. Opracowany przez inż. E. Aucamus z korektą inż. J. Couderc, laureata Instytutu Techniki Sanitarnej, 57-me wydanie, tom 10 × 15 z CXXVIII — 384 stronicami druku i 74 rysunkami. Oprawny w imitację skóry — cena 25 frs. Koszta przesyłki we Francji i koloniach — 5%, za granicą — 10%. Wydawnictwo „Dunod”, Paryż (6^a) ul. Bonapartego Nr 92. Skrzynka pocztowa Paryż 75—45.

Inżynierowie, architekci, konstruktorzy, przedsiębiorcy i kierownicy robót, geometrzy, topografowie, pracownicy komunikacyjni, ogólnie mówiąc ci wszyscy, którzy zajmują się przygotowaniem i wykonywaniem robót publicznych często spotykają się z koniecznością szybkiego rozwiązania tych czy innych zagadnień technicznych, czy to w biurze, czy na miejscu pracy. Niezbędne jest wówczas im potrzebny podręcznik, w którym znaleźć mogliby potrzebne wskazówki lub odpowiedni wzór. Kalendarz Dunod'a „ Roboty Publiczne” ładnie oprawiony, z alfabetycznym spisem treści (500 nazw.), doskonale odpowiada temu celowi.

Prócz tablic, wzorów i przykładów obliczeń kalendarz zawiera dane o wytrzymałości materiałów budowlanych, kalkulację robót ziemnych, własności, wady i sposób użycia różnych materiałów, oraz obliczenia hydrotechniczne. Można w nim znaleźć wzory klauzul i warunków umownych ogólnie używanych w umowach z przedsiębiorcami budowy dróg i mostów, jak również całe rozdziały poświęcone wykonywaniu różnego rodzaju robót: mierniczych, niwelacyjnych, ziemnych, fundamentowych, rzecznych i kanałowych, portowych, mostowych i drogowych, sanitarnych i miejskich etc. oraz ustawodawstwu w części specjalnie odnoszącej się do robót publicznych i prac pomiarowych.

Inż. L. Dreher — „Wiadomości podstawowe z dziedziny metalografii, żelaza i stali”. Wydaw. Stowarzyszenia dla Rozwoju Spawania i Cięcia Metali, Warszawa, 1937 r. Str. 49, rys. 25. Cena zł 1.

W badaniach połączeń spawanych najważniejszą rolę odgrywają badania metalograficzne, gdyż — pozwalając na dokładne wniknięcie w procesy metalurgiczne zachodzące przy spawaniu i ułatwiając ich zrozumienie — stanowią najbardziej skuteczną pomoc przy doskonaleniu metod spawania, przy doborze odpowiednich spoiw i t. p.

Wiadomości podstawowe z metalografii są więc dziś potrzebne nie tylko inżynierom i technikom, ale również i inteligentnym samodzielnym spawaczom, którzy pragną dokładnie zrozumieć proces spawania.

Broszura inż. L. Drehera, asystenta przy Katedrze Technologii Mechanicznej Metali na Politechnice Lwowskiej, zawierając zasadnicze wiadomości z metalografii ze szczególnym uwzględnieniem potrzeb spawalnictwa, wyłożone w sposób dostępny nawet dla osób nie posiadających technicznego wykształcenia, stanowi dla naszej popularnej literatury technicznej nader cenny nabytek. Przystępna cena umożliwia jak najszerze jej rozpowszechnienie.

Redaktor naczelny: Inż. E. Romański.

Redaktor odpowiedzialny: Inż. M. Chudzyński.

Dział „Z literatury techn.”: Inż. K. Puczyński.

Wydawca: Stowarzyszenie Gospodarki Wodnej.

Komitet Redakcyjny: inż. Barcikowski, Gumiński, Herbich, Kollis, Misiaczek, Mysłakowski, Prokopowicz, Rodowicz, Romański, Rundo, Sienkowski, prof. Skotnicki, Tillinger, prof. Turczynowicz.