

TREŚĆ: Inż. St. Wein: O sposobie otrzymywania dużych powierzchni styku cieczy i gazów. Inż. Cz. Kanafojski: Przyczynek do laboratoryjnych badań odkształceń i oporów gleby, wywołanych działaniem ostróg ciągowki. (Ciąg dalszy). Inż. Dr. K. Wóycicki: Budowa Zakładu wodnego Klingnau na rzece Aarze. (Dokończenie). — Wiadomości z literatury technicznej. — Recenzje i krytyki. — Sprawy Towarzystwa.

Inż. Stanisław Wein. Mościce.

## O sposobie otrzymywania dużych powierzchni styku cieczy i gazów.

Wymiana ciepła, absorbcja gazów przez ciecz, mieszanie gazów lub cieczy a wreszcie oczyszczanie gazów z zanieczyszczeń mechanicznych lub chemicznych, aczkolwiek zasadniczo różnią się od siebie, posiadają jednak pewne cechy wspólne, które zezwalają na stosowanie w poszczególnych wypadkach aparatów i urządzeń podobnych — wyposażonych w identyczne elementy konstrukcyjne.

Wspólną cechą wymienionych procesów jest fakt, że wszystkie te procesy zależą funkcyjnie od tego samego czynnika. Czynnikiem tym jest powierzchnia. Oczywiście rodzaj i stopień zależności jest każdorazowo inny, chociaż tak zjawiska wymiany ciepła, jak i absorbcji, lub np. przemywanie gazów występują tem wyraźniej, czy też intensywniej, im powierzchnia, na której mają się odbyć, jest większa.

Ponieważ wymagane w danych wypadkach powierzchnie są zazwyczaj bardzo duże w porównaniu z miejscem stojącym do dyspozycji, więc siłą faktu technika musiała się uciec do takich sposobów, któreby zezwoliły na otrzymanie dużych powierzchni czynnych, przy możliwie małych wymiarach stosowanych urządzeń. Z tych też względów jeden ze sposobów, stosowany w olbrzymiej skali przez przyrodę, a mianowicie rozlewanie cieczy na dużych przestrzeniach, nie znalazł prawie zupełnie w technice zastosowania. Inny sposób — też przez przyrodę używany — okazał się dla przemysłu znacznie łatwiejszym do naśladowania i ostatecznie doprowadził do stworzenia komór, zaopatrzonych w urządzenia do wytwarzania sztucznego deszczu. Sposób ten nie zawsze jednak może sprostać wymaganiom, to też musiano się uciec do rozwiązań innych i ostatecznie problem otrzymywania dużych powierzchni styku dla cieczy i gazów — po pominięciu skomplikowanych i kosztownych urządzeń — posiada obecnie trzy zasadnicze rozwiązania:

1. komory dyszowe,
2. skrubery z wypełnieniem,
3. barbotaż.

Podane nazwy nie mogą być rozumiane zupełnie ściśle, gdyż mają one określać nie sposoby, lecz całe grupy urządzeń, dla których typ może najbardziej rozpowszechniony ma być w danym zestawieniu reprezentantem. Jeżeli więc w jakimś urządzeniu znajdziemy pewną przestrzeń ograniczoną, w której np. zapomocą sita wytwarzać się będzie „deszcz“, lub w której zapomocą odpowiedniej szybkoobrotowej centryfugi rozpyła się ciecz na mgłę, to chociaż w pierwszym przypadku sposób polega na działaniu sita, a w drugim na działaniu wirówki i w żadnym z wymienionych urządzeń nie znajdziemy dyszy, jednak zaliczymy je do komór dyszowych.

Podobnie przez skrubery rozumieć będziemy aparaty, w których istotną część stanowić będzie wypełnienie, a nie przeznaczenie danego urządzenia, czy też sposób jego działania. Z tych względów wieże absorbcyjne różnego rodzaju, a nawet kolumny rektyfikacyjne z wypełnieniem mogą być objęte przez typ drugi.

Wkońcu te aparaty, w których powierzchnię zetknięcia i cieczy otrzymuje się przez wprowadzenie gazu pod powierzchnię cieczy, należeć będą do typu trzeciego,

bez względu na to, czy gaz wprowadzamy rurką czy bełkotką — i czy gaz naprawdę barbotuje.

Podane trzy rozwiązania w ogólnym przypadku nie są zamiennie, to znaczy, że nie można tych samych warunków przy niezmiennych „danych“ osiągnąć równowartościowo wszystkimi sposobami.

Dla wyboru odpowiedniego typu nie da się ustalić żadna ścisła recepta; warunki pracy są bowiem bardzo różnorodne — jednakże zachowanie się poszczególnych typów w ruchu wskazuje na istnienie pewnych względów, które mogą w wyborze dawać przybliżone wskazówki.

W wypadkach, w których ilość cieczy jest mała w porównaniu z ilością gazu, typ pierwszy może mieć przewagę nad pozostałymi. W wypadku przeciwnym, t. zn. wtedy, gdy do stosunkowo dużej ilości cieczy mamy wprowadzić nieznaczne ilości gazu — najodpowiedniejszym może się okazać barbotaż; wypadki pośrednie znajdują najczęściej rozwiązanie w typie drugim.

Ilościowe porównywanie cieczy z gazem jest bardzo względne. Wagowe porównania nie dają zazwyczaj żadnej orientacji, ujęcie zaś obojętnościowe zależy znacznie od ciśnienia i od bezwzględnych ilości liczonych na jednostkę czasu. Wzgląd właśnie na te ostatnie oraz osobiste doświadczenia konstruktora dają może najwięcej wskazówek i ostatecznie prawie zawsze decydują o wyborze.

Praca niniejsza ma dać konstruktorowi jedynie podstawy dla porównania istniejących typów i zorientować go w sposobach ich funkcjonowania.

### Komory dyszowe.

Pomijając zupełnie część opisową ze względu na bardzo wielką różnorodność rozwiązań, postaramy się zdać sobie sprawę z warunków, jakie potrafimy wytworzyć w komorze dyszowej, zbadajmy jakie powierzchnie styku gazu i cieczy możemy uzyskać zapomocą rozpylenia cieczy w komorze i ustalmy graniczne wartości dla przepływów cieczy i gazu. Dla wyraźniejszego scharakteryzowania znaczenia tych wielkości i dla uwypuklenia zależności pomiędzy nimi ujmijmy zagadnienie w formie przykładu.

Przykład 1. Przypuśćmy, że zapomocą wody mamy zaabsorbować określoną ilość jakiegoś gazu, zmieszanego z powietrzem w ten sposób, że objętość mieszaniny równa się  $1000\text{ m}^3$ . Założmy, że absorbcja ma być dokonana przez  $1\text{ m}^3$  wody i że wymagana dla procesu powierzchnia zetknięcia gazu z cieczą musi wynosić  $25\text{ m}^2$ . Założmy dalej, że z pewnych względów, np. natury chemicznej reakcja pomiędzy danym gazem a wodą zajdzie w żądanym przez nas stopniu, jeżeli gaz i woda pod warunkiem zachowania podanej powierzchni stykać się będą ze sobą w ten sposób, że cały proces trwać będzie 1 godzinę. Zadaniem naszym ma być stworzenie warunków określonych w temacie, a więc w pierwszym rzędzie wytworzenie z danej ilości wody żądanej powierzchni.

Zadanie to rozwiążemy, zakładając, że w komorze dyszowej stworzymy sztuczny deszcz z kropelek o średnicy np.  $1\text{ mm}$  i że deszcz ten będzie „padał“ w komorze przez godzinę.

Jeden  $m^3$  wody rozbity na kropelki o średnicy  $1\text{ mm}$  daje ilość tych kropelek równą około  $1,9 \times 10^9$ . Ponieważ powierzchnia kropli o kształcie kuli wynosi  $d^2 \pi$  (w naszym wypadku  $= 3,14\text{ mm}^2$ ) więc powierzchnia wszystkich kulek

$$\frac{1,9 \times 10^9 \times 3,14}{10^6} = \text{około } 6.000\text{ m}^2.$$

Powierzchnia tak duża mogłaby w rzeczywistości zaistnieć, gdybyśmy potrafili odrazu rozpylić całą stojącą do dyspozycji ilość wody i gdyby wszystkie krople nie spadały na dno, lecz pozostawały w zawieszeniu przez przeciąg 1 godziny. Ponieważ taki stan rzeczy jest niemożliwy i krople muszą spadać, więc założymy, że czas ich spadania ma wynosić 1 sek. czyli, że wysokość komory ma być

$$H = \frac{1}{2} g t^2 = \text{ok. } 4,9\text{ m.}$$

Skoro czas pozostawiania kropli w powietrzu wynosi 3.600 razy mniej niż byłoby potrzeba, więc i powierzchnia „deszczu“ będzie 3.600 razy mniejsza i wyniesie zaledwie

$$F_{(1)} = \frac{6000}{3600} = \text{ok. } 1,66\text{ m}^2.$$

Ażeby otrzymać wymaganą powierzchnię  $25\text{ m}^2$  musielibyśmy rozpylać ilość wody

$$G = \frac{25}{1,66} = 15\text{ m}^3/\text{h},$$

czyli utrzymywać wodę w cyklu, w ten sposób, by wodę zbierającą się na dole komory, przetłaczać z powrotem zapomocą pompy przez sita — albo też moglibyśmy dla zmniejszenia cyklu, powiększyć czas spadania kropli, budując odpowiednio wyższą komorę. Ponieważ jednak wysokość komory rośnie z kwadratem czasu, więc nieznaczne nawet zwiększenie czasu powoduje duży przyrost wysokości, a tem samem zwiększenia kosztów zakładowych.

Poszukajmy teraz innego rozwiązania. Zrezygnujmy z taniego rozbijania wody na kropelki o stosunkowo dużej średnicy i przejdźmy na wytwarzanie kropelek bardzo drobnych zapomocą dyszy. Założymy, że zapomocą dyszy otrzymamy kropelki o średnicy  $0,1\text{ mm}$ . Jasnym jest, że kropli tych będzie 1000 razy więcej, a powierzchnia każdej wypadnie 100 razy mniejsza. W rezultacie jednak całkowita powierzchnia będzie większa od poprzednio otrzymanej dziesięciokrotnie, czyli wyniesie

$$F_{(0,1)} = 16,66\text{ m}^2.$$

Gdy dodatkowo zmienimy czas spadania z  $1\text{ sek}$  na  $1,5\text{ sek}$  czyli wysokość komory z  $4,9\text{ m}$  na około  $11\text{ m}$ , otrzymamy żadaną powierzchnię

$$F_{(0,1)}^{(1,5)} = 16,66 \times 1,5 = 25\text{ m}^2.$$

Obliczając teraz prędkość przepływu gazu  $=$  około  $0,4\text{ m/sek}$ <sup>1)</sup>, znajdziemy wymaganą przekrój wieży dla ilości gazu  $= 1000\text{ m}^3/\text{h}$ , czyli  $0,278\text{ m}^3/\text{sek}$

$$\frac{\pi D^2}{4} = \frac{0,278}{0,4} = 0,695\text{ m}^2,$$

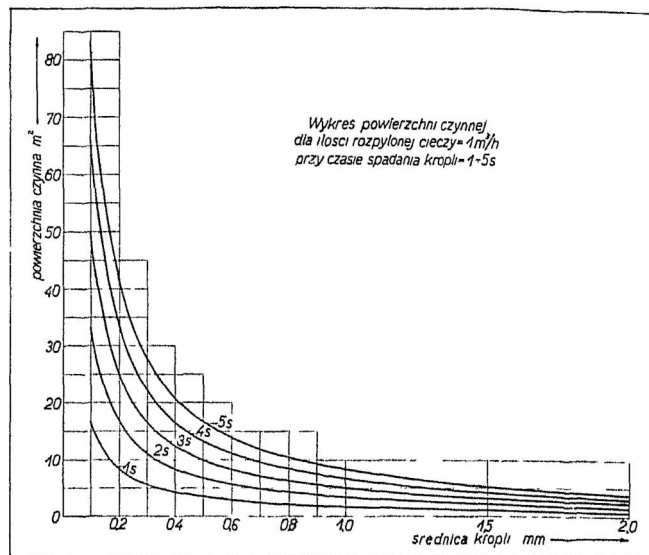
a stąd średnicę teoret. około  $940\text{ mm}$ .

Ostatecznie komora dla danych warunków będzie miała średnicę około  $1\text{ m}$  przy wysokości  $11\text{ m}$ . W ten sposób zadanie byłoby rozwiązane, z tem, że nie uwzględniono powierzchni zwilżonych ścian komory oraz powierzchni zwierciadła wody na dnie komory.

Rachunek, jak z przykładu widać, jest prosty, ale uciążliwy. Ponieważ zagadnienia tego typu trafiają się w przemyśle chemicznym nadzwyczaj często, więc dla uproszczenia rachunków podaję poniżej wykres powierzchni czynnych, przy zmiennych wymiarach kropli,

<sup>1)</sup> Uwagi odnośnie odbioru prędkości zobacz dalej — także rys. 2.

dla ilości rozpylanej cieczy, wynoszącej  $1\text{ m}^3/\text{h}$  i przy czasie opadania kropli  $= 1$  do  $5\text{ sek}$  (rys. 1).



Rys. 1.

Liczbowe wartości przy czasie opadania, wynoszącym  $1\text{ sek}$  podaje następująca tablica:

Tablica 1.

Średnica kropli mm	0,1	0,2	0,3	0,4	0,6	0,8	1,0	1,5	2,0
Pow. czynna $\text{m}^2$	16,66	8,33	5,55	4,16	2,77	2,08	1,66	1,11	0,88

Zwiększenie czasu spadania kropli można osiągnąć nie tylko przez wybudowanie odpowiednio wysokiej komory, ale także przez wykorzystanie naporu gazów płynących w kierunku przeciwnym do ruchu kropli. Napór ten rośnie z kwadratem prędkości przepływu gazów i przy pewnej prędkości granicznej staje się równy ciężarowi kropli. Znajomość tej prędkości posiada duże znaczenie przy projektowaniu i obliczaniu komór, dla których przecięż wymiary poprzeczne (t. j. przekrój) zależą od obioru odpowiedniej prędkości gazu. Ponieważ w komorach ze zraszaniem, opory przepływu odgrywają zazwyczaj rolę drugorzędą, więc jedynym wskaźnikiem obioru prędkości będzie warunek, aby prędkość przepływu była mniejsza od prędkości krytycznej.

Zestawienie wzorów dla obliczania naporu gazów na kropelki można znaleźć w książce Hausbranda: Verdampfen, Kondensieren und Kühlen, wydanie VI, str. 226 i nast.

Tutaj podamy jedynie wzór:

$$D = K \cdot \gamma \cdot Q \cdot \frac{v^2}{g}, \dots \dots \dots 1)$$

w którym  $D$  oznacza napór gazów w  $\text{kg}$

- $\gamma$  „ ciężar właściwy gazu w  $\text{kg/m}^3$ ,
- $Q$  „ przekrój kropli w  $\text{m}^2$ ,
- $v$  „ prędkość przepł. gazów w  $\text{m/sek}$ ,
- $g$  „ przyspiesz. ziemskie w  $\text{m/sek}^2$ ,
- $K$  „ współczynnik liczbowy.

Dla kropli wody o średnicy  $0,25\text{—}10\text{ mm}$ , spadającej w strumieniu powietrza przyjmuje Hausbrand  $K = 0,3$ .

W ogólnym przypadku  $K$  otrzymuje różne wartości — wartości przytem zmienne. Jeżeli jednak zrezygnujemy z obliczeń zupełnie ścisłych i poprzestaniemy na cyfrach orientacyjnych, możemy z wzoru 1 wyliczyć szereg wartości i zestawić je w formie wykresu, określającego prędkości gazów, przy których napór staje się równy ciężarowi kropli.

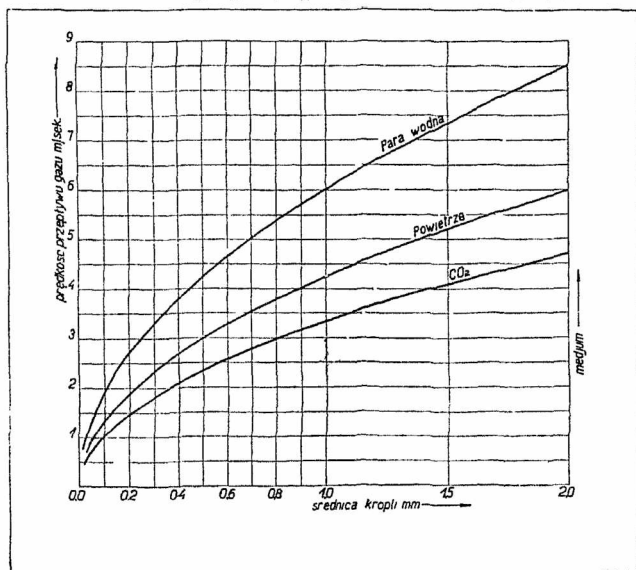
Wykres 2 oparty jest na założeniu, że niezależnie od medium  $K = const = 0,3$ . Jeżeli idzie o gazy, to założono dla:

pary wodnej ciśnienie 1 ata, temp.  $100^{\circ} C$  oraz ciężar właściwy  $= 0,6059 \text{ kg/m}^3$ ,

powietrza ciśnienie 1 ata, temp.  $15^{\circ} C$  oraz ciężar właściwy  $= 1,225 \text{ kg/m}^3$ ,

$CO_2$  ciśnienie 1 ata, temp.  $0^{\circ} C$  oraz ciężar właściwy  $= 1,873 \text{ kg/m}^3$ .

Prawdopodobnie napór gazu staje się równy ciężarowi kropli dopiero przy prędkościach wyższych, aniżeli odczytane z wykresu — ale właśnie dlatego wykres oddaje duże usługi przy projektowaniu komór.



Rys. 2.

Zauważyć jeszcze wypada, że niebezpieczeństwo porywania kropli rośnie nie tylko z malejącą średnicą kropli, ale i ze wzrastającym ciśnieniem gazu. Należy zatem tak dobierać przekroje komór, ażeby przy różnych ciśnieniach stale pozostawać z prędkościami poniżej prędkości granicznej. Jasnym jest, że dla stałej wagowej ilości przepływającego gazu, największe prędkości wystąpią przy najniższym ciśnieniu, dlatego też ono powinno decydować o wyborze średnicy komory. Specjalna ostrożność jest wskazana przy projektowaniu komór pracujących pod wysokim ciśnieniem, ażeby podczas puszczenia w ruch nie mieć komplikacji, wywołanych przez porywanie cieczy.

#### Dysze i sита.

Rozbijanie cieczy na mgłę wzgl. bardzo małe kropelki nie należy do zadań łatwych, a odbywa się głównie w sposób dwojaki:

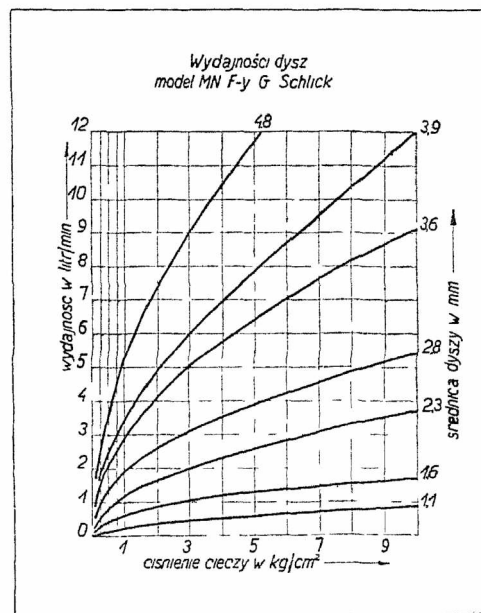
- rozpylenie zapomocą sprężonego gazu,
- rozpylenie zapomocą ciśnienia hydrostatycznego.

Konstrukcją obu rodzajów rozpylaczy (dysz) zajmują się firmy specjalne, dysponujące olbrzymim materiałem doświadczalnym i chroniące swoje doświadczenia zapomocą patentów.

Zasada rozpylania zapomocą sprężonego powietrza jest ogólnie znana, a mimo to dotychczas nie doczekała się teorii obliczenia. Podobnie ma się rzecz z rozpylaczami ciśnieniowymi. Rozpylacze te dają — niezależnie od typu rozpylenie tem drobniejsze im wyższe ciśnienie i im mniejszy otwór. Wydatek dyszy, czyli ilość rozpylonej cieczy rośnie z ciśnieniem i wielkością otworu. Pewną orientację w tym kierunku może dać rys. 3.

Najczęściej spotykane ciśnienia wynoszą 2,4 do  $4 \text{ kg/cm}^2$ , dawniej stosowano ciśnienia wyższe około 8 do 12 at.

Używanie dysz dających bardzo drobne rozpylenie nie jest wskazaniem, o ile naturalnie nie wymagają tego względy specjalne.



Rys. 3

Przeciw bardzo drobnemu rozpyleniu przemawiają trudności związane z separowaniem mgły z gazów opuszczających komorę. Z tego powodu takie dysze stosuje się częściej w tych wypadkach, w których nie występuje konieczność separowania mgły, a więc np. do nawilgacania powietrza, do nawilgacania materiałów sypkich, w przemyśle papierniczym i t. p.

Ze względów ruchowych dysze przedstawiają element bardzo delikatny i możliwy do zastosowania tylko tam, gdzie mamy do czynienia z płynami bardzo czystymi, nie zawierającymi żadnych części stałych i nie posiadającymi tendencji do zestalania się wzgl. krystalizowania.

Rozpylanie cieczy powodujących korozję zazwyczaj nie udaje się zapomocą dysz. Fauser, przy instalacji siarczanu amonowego problem rozpylania kwasu siarkowego rozwiązał zapomocą specjalnej wirówki, która przy  $3000 \text{ obr/min}$  daje nadzwyczaj drobne rozpylenie.

Jeżeli precyzyjność rozpylenia nie musi być duża i jeżeli zadowolić się możemy kroplami o średnicy mniej więcej od  $0,5 \text{ mm}$  w górę, to w miejsce dysz wprowadzimy sита, zyskując przytem na niezawodności funkcjonowania aparatury. Obliczenie sítu udaje się naogół zapomocą wzorów z hydrauliki. Jako wzór może posłużyć przeliczenie sítu dla następujących warunków:

Przykład 2: Należy zrosić dokładnie powierzchnię kołową o średnicy  $0,8 \text{ m}$  zapomocą wodnego roztworu azotanu amonu o ciężarze gatunkowym  $\gamma = 1,2 \text{ kg/l}$ . Ciśnienie stojące do dyspozycji wynosi  $180 \text{ mm}$  słupa cieczy. Ilość użytej cieczy nie śmie przekroczyć ok.  $2,5 \text{ m}^3/\text{h}$ .

Prędkość odpowiadająca wysokości  $h = 0,18 \text{ m}$  wynosi:

$$v = \sqrt{2gh} = \sqrt{2 \times 9,18 \times 0,18} = 1,879 \text{ m/sek.}$$

Ażeby z taką prędkością przepłynęło  $2,5 \text{ m}^3/\text{h}$  (czyli ok.  $700 \text{ cm}^3/\text{sek}$ ), to potrzebny przekrój oczek sítu musi wynosić przy spólczywniku kontrakcji  $n = 0,5^2$ ):

$$F = \frac{Q (\text{cm}^3/\text{sek})}{n \cdot V (\text{cm/sek})} = \frac{700}{0,5 \times 187,9} = \text{ok. } 7,4 \text{ cm}^2.$$

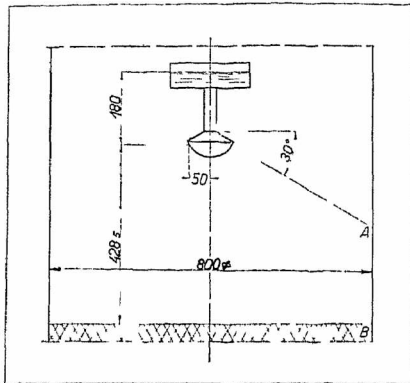
Zakładając średnicę jednego oczka na  $2 \text{ mm}$  znajdziemy wymaganą ilość oczek z wzoru:

<sup>2)</sup> Spólczywnik kontrakcji wyznaczono dla danych warunków doświadczalnie.

$$i = \frac{F}{f} = \frac{7,4}{0,0314} = 246,$$

przyczem  $f$  oznacza przekrój jednego oczka w  $cm^2$ .

Rozmieszczenie 246 dziurek np. w układzie heksagonalnym przy odstępnie wierceń  $= 5 mm$  określi nam średnicę sita mniej więcej na  $100 mm$ .



Rys. 4

Sito wykonane jako płaskie, zrosiłoby powierzchnię zbyt małą. Aby dostać większy rozrzut, zakładamy, że

struga wychodząca z najbardziej skrajnej dziurki opuści ją pod kątem ok.  $30^\circ$ , liczonym od poziomu wzdół (rys. 4). Wobec tego rzut pionowy drogi kropli wyrazi się równaniem:

$$Z = V_0 t \sin \alpha + \frac{1}{2} g t^2. \quad (1)$$

Rzut poziomy:

$$X = V_0 t \cos \alpha. \quad (2)$$

Ten rzut poziomy równa się w naszym wypadku promieniowi koła zroszonego, pomniejszonemu o promień sita, czyli:

$$X = 40 - 5 = 35 \text{ cm} = 0,35 \text{ m}.$$

Ta wartość przy założonym kącie pochylenia strugi umożliwi nam wyliczenie czasu z równania 2.

$$t = \frac{x}{V_0 \cos \alpha} = \frac{0,35}{1,879 \times 0,866} = 0,215 \text{ sek.}$$

Po upływie tego czasu kropka, poruszając się prostolinijnie, dosięgnęłaby ściany komory w punkcie A. Pod działaniem siły ciężkości tor jej zakrzywi się i kropka spadnie w punkcie B. Odległość tego punktu od płaszczyzny poziomej, przechodzącej przez skrajną dziurkę sita wynosi na podstawie wzoru 1— $428,5 mm$ .

(Dok. nast.).

Inż. Czesław Kanafajski.

## Przyczynek do laboratoryjnych badań odkształceń i oporów gleby, wywołanych działaniem ostróg ciągowki.

(Ciąg dalszy).

Dipl. Ing. Erich Dinglinger (13) w pierwszej części swej pracy zajmuje się badaniami zjawiska tarcia, zachodzącego między materiałami sypkimi a stałą oraz wewnątrz tych materiałów. Choć w niniejszej pracy nie badano ani też nie używano liczbowych danych dotyczących wartości współczynników tarcia, to jednak ze względu na doniosły wpływ, jaki wywiera zjawisko tarcia w procesie deformacyjnym gleby i jej oporów, nie od rzeczy będzie zaznajomienie się z wynikami tych badań.

Wyniki te dadzą się streścić następująco. Na początku przesuwania po poziomej powierzchni luźno usypanego piasku płyty żelaznej lub stalowej, współczynnik tarcia między powierzchniami tych płyt a piaskiem posiadał mniejszą wartość, aniżeli po przejściu przez te płyty pewnej drogi, po której wartość współczynnika nieco zwiększa się, a po osiągnięciu pewnej wielkości pozostaje stałą. Wartość współczynnika tarcia maleje ze zwiększeniem się nacisku, jaki wywiera na powierzchnię piasku przesuwana płyta.

Ze zwiększeniem wilgotności piasku wartość współczynnika tarcia wzrasta lecz tylko do pewnej wielkości tej wilgotności, powyżej której dość gwałtownie maleje. Natomiast kąt, jaki tworzy naturalna szkarpa, wzrasta ciągle ze zwiększeniem się wilgotności i to w większym stopniu, aniżeli współczynnik tarcia.

Im większe wymiary posiadają ziarna, z których się składa sypki materiał, tem mniejszy okazał się współczynnik tarcia wewnętrznego. Dinglinger objaśnia to tem, że w drobnoziarnistym materiale suma przesunięć cząsteczek jest większa w porównaniu z materiałem gruboziarnistym. Po odjęciu wszystkich przesunięć, względny nacisk powierzchniowy w drugim przypadku będzie większy, a, jak już wspomniano, ze zwiększeniem nacisku wartość współczynnika tarcia maleje. Ponieważ jednak ze zwiększeniem wymiarów ziarn materiału sypkiego kąt naturalnej szkarpy wzrasta, więc wartość tego kąta, według Dinglingera, nie może służyć jako miara dla określenia wartości współczynnika tarcia międzycząstkowego.

Badania nad wewnętrznym tarcie piasku (piasku o piasek) również wykazały, że ze zwiększeniem nacisku powierzchniowego, wartość współczynnika malała.

Dinglinger niestety nie podaje ścisłej procentowej wartości wilgotności badanych materiałów lecz ogranicza się tylko do takich określeń jak: „lekkonawilgocony“, „normalnie powietrznie wilgotny“, „mokry“ i t. p.

Dinglinger przeprowadzał badania deformacji i oporów ciał sypkich (przeważnie piasku), występujących pod wpływem działania poruszających się wewnątrz tych materiałów żelaznych i stalowych przyrządów t. zw. profilów. Profile te były rozmaitej długości i posiadały rozmaite wymiary w poprzecznym przekroju. W czasie doświadczeń były one ustawione prostopadle względem poziomej powierzchni piasku i przesuwane w kierunku poziomym. Zaobserwowane przez Dinglingera zjawiska deformacyjne dadzą się streścić następująco:

Na początku ruchu profilu przed jego powierzchnią czołową następuje zwiększenie stanu skupienia cząstek (zagęszczenie) badanego materiału sypkiego. Przy dalszym ruchu profilu pojawiają się raptownie powierzchniowe pęknięcia z jednoczesnym wyparciem na wierzch pewnej masy piasku, co powoduje utworzenie się popękanej muszli (Muschel). Opór piasku, który na początku ruchu profilu wzrastał, w momencie pojawienia się pierwszych pęknięć i tworzenia się muszli wybitnie maleje. Przy dalszym ruchu profilu opór piasku znów się zwiększa, aż do utworzenia się następnej muszli i t. d.

Stopień ugniecenia piasku, jego wilgotność a zarazem tarcie i kohezja wpływały na wielkość oporów, jakie musiały dokonywać stosowne profile. Powyższych zależności Dinglinger jednak bliżej nie zbadał i nie podał. Następnie zauważono, że opory wzrastały, gdy utrudniano tworzenie się muszli przez przyciśnięcie deski tej części powierzchni piasku, na której w normalnych warunkach działania profilu musiałaby powstać muszla.

Pomiary powierzchni muszli wykazały, że wielkość ich wzrasta proporcjonalnie do głębokości ustawienia

profilu w piasku, jednak powyżej pewnej głębokości działania, zależnej od czołowej szerokości profilu, wielkość powierzchni muszli pozostaje stała.

Głębokość tę Prof. Klein nazwał „krytyczną głębokością”. Nie będziemy przytaczać bliższych danych dotyczących tej krytycznej głębokości, ponieważ ostrogi kół ciągówek nigdy nie działają na tak znacznej głębokości.

Powstanie pęknięć i tworzenie się muszli Dinglinger objaśnia rezultatem działania klina piaszczystego „a” (Staukörper), jaki tworzy się przed czołową powierzchnią profilu pod wpływem jej nacisku (rys. 9).

Boczne ścianki tego klina, naciskając na piasek powodują ścięcie materiału na powierzchniach usuwiskowych w kierunkach ukośnych (I, II, rys. 9) względem kierunku ruchu profilu i przesunięcie ściętych mas piasku ku górze wzdłuż tych powierzchni. Te wypchnięte masy piasku mają zabierać i podnosić ze sobą środkową część (III).

Jeżeli szerokość profilu jest tak wielka, że wierzchołek piaszczystego klina „a” (rys. 10) wychodzi poza obręb tworzącej się muszli „b”, natenczas boczne działanie ścianek tego klina zmniejsza się, natomiast zwiększa się czołowe działanie ostrogi.

Najnowsze wyniki badań, przeprowadzone nad odkształceniem piasku pod wpływem bocznego nacisku, ogłoszone zostały w pracy Dr. Rathje.

Dr. Ing. J o h a n n R a t h j e (14) podobnie jak i Dinglinger przeprowadzał badania z wilgotnym ugniecionym piaskiem i z rozmaitemi profilami, ustawionemi w piasku prostopadle, a przesuwanemi w kierunku poziomym. Profile przymocowane były do wózka poruszającego się nad rynienką napełnioną badanym piaskiem. Jako źródło siły pociągowej wózka zastosowano elektromotor a opory mierzono przy pomocy siłomierza.

Badania przeprowadzono z piaskiem na tyle nawilgoconym, że można było robić przekroje materiału bez uprzedniego utrwalań go parafiną. Celem uzyskania pewniejszych i bardziej wypukłych wyników, mogących być łatwo uchwyconych aparatem fotograficznym, zastosowano metodę Forschheimera z tą tylko różnicą, że zamiast barwienia poziomymi warstwami barwiono pionowemi.

Sprawdzając kształt hipotetycznego klina piaszczystego, podanego przez Dinglingera, Rathje stwierdził doświadczalnie, że klin taki rzeczywiście tworzy się przed czołową powierzchnią profilu, lecz posiada nieco inny kształt, a mianowicie taki, jaki jest uwidoczony na rys. 11.

Rathje przedstawia fotografie przekroju piasku, na których widać, że ścięcia w płaszczyznach usuwiskowych nie dochodzą do płaszczyzny czołowej profilu, ani też nie sięgają jego dolnej krawędzi. Autor objaśnia to tworzeniem się piaszczystego klina przed czołową powierzchnią profilu, oraz tem, że częstokroć, gdy wytrzymałość górnych warstw piasku została przez nacisk profilu już przekroczona i nastąpiło ścięcie, to w tym samym czasie w dolnych warstwach zagęszczenie materiału nie osiągnęło jeszcze granicznej wartości, wywołującej ścięcie. Według przypuszczenia Rathjego ogólny kształt ścinanej i wysuwanej na wierzch masy piasku przedstawia się jak na rys. 12.

Przy dalszym ruchu profilu pierwsza ścięta masa piasku zostaje wysunięta do góry i naprzód wzdłuż powierzchni usuwiskowej i jednocześnie zmienia się stan skupienia cząsteczek piasku, znajdujących się przed ściętą masą. Zagęszczenie tej masy piasku trwa tak długo, dopóki nie zostaną przekroczone maksymalne wewnętrzne naprężenia, poczem następuje nowe ścięcie. Jednocześnie ze zjawiskiem ścinania zmniejsza się ogólny opór piasku.

Rozkład ciśnień, powstających wewnątrz piasku wskutek nacisku poruszającego się profilu, Rathje badał umieszczając w badanym piasku pęcherzyki gumowe na-

pełnione zabarwioną wodą, które były połączone z rurkami szklanymi, wyprowadzonymi ponad powierzchnię piasku (rys. 13). Wielkość, a zarazem rozkład ciśnień odczytywano według wysokości podniesienia słupka cieczy. Ze zwiększeniem nacisku profilu na piasek, zwiększały się ciśnienia panujące wewnątrz badanego materiału i naodwrot przy zmniejszaniu się nacisku profilu ciśnienia malały. Jednak przy zupełnym odciążeniu profilu wartości wewnętrznych ciśnień nie spadały do zera. Na tej podstawie Rathje wnioskuje, że deformacje, zachodzące w piasku noszą charakter częściowo taki, jaki spotyka się w ciałach elastycznych, a częściowo — w ciałach plastycznych.

Należy jednak zaznaczyć, że metoda zastosowana przez Rathjego nie może służyć do wyznaczania kierunku ciśnień, lecz tylko do ich sumarycznych wielkości, działających w danym miejscu wewnątrz piasku na pęcherzyk.

Na rys. 14 przedstawiono kolejno wykresy przebiegu ciśnień w piasku, powstających przed profilem w miarę wzrostu jego nacisku. Rys. 15 i 16 przedstawiają wykresy równych ciśnień w rzucie pionowym i poziomym. Z tego ostatniego wykresu wynika, że największe ciśnienia panują na powierzchni klina piaszczystego.

Rathje podaje, że nie cała masa tego klina jest jednakowo zagęszczona lecz, że zagęszczenie to jest większe na powierzchni klina a mniejsze wewnątrz jego. Działanie klina podobne jest zatem do działania sklepienia (arkady). Analogiczne zjawisko zachodzi zdaniem Rathjego i przy nacisku na piasek z góry, ponieważ wtedy również tworzy się klin.

Celem zbadania ruchów cząsteczek piasku w okresie tworzenia się klina piaszczystego (poprzedzającym ścięcie), który to okres Rathje nazwał płynnym okresem odkształcenia, układano z góry lub przykładano z boku tuż obok profilu szklane płyty, których powierzchnie były równomiernie pokryte sadzą. Przesuwające się cząsteczki piasku, ścierając sadzę, pozostawiały na powierzchni płyty ślady i wyznaczały w ten sposób kierunki swych przesunięć.

Opierając się na danych innych badaczy z zakresu deformacji, występujących pod wpływem nacisku narzędzi przy obróbce materiałów stałych, Rathje przechodzi do przekonania, że tworzenie się klina z cząsteczek badanego materiału nie jest zjawiskiem specyficznym odosobnionem dla materiałów sypkich, lecz rozciąga się również i na materiały takie, jak metale i ciała plastyczne.

Praca Rathjego ukazała się w druku wtedy (w grudniu 1931 r.), gdy metodyka naszych badań działania ostróg w glebie była opracowana, a wyniki uzyskane. To też praca Rathjego posłużyła jedynie do rozszerzenia naszych badań i jako materiał dyskusyjny i porównawczy.

## II. METODYKA BADAŃ.

Całkowite rozwiązanie zagadnienia, dotyczącego racjonalnego dostosowania kształtu i wymiarów ostróg do typu, stanu wilgotności, stanu zleżenia i struktury gleby, jest nadzwyczaj skomplikowane, a nawet nieosiągalne chociażby z powodu ogromnej różnorodności materiału, jaki stanowi gleba. Gdybyśmy jednak powyższe zagadnienie sprowadzili jedynie do kilku charakterystycznych typów gleb i brali tylko pod uwagę stany wilgotności, wahające się w granicach, przy których możliwa jest mechaniczna uprawa, to i tak sprawa nie przestałaby być ogromnie skomplikowana a całkowite jej wyświetlenie, oparte na podstawach naukowych, nie mogłoby być osiągnięte dopóty, dopóki nie zostaną należycie zbadane fizyczne własności gleb. To też niniejsza praca nie rości bynajmniej pretensji do rozwiązania całokształtu zagadnienia, lecz celem jej jest, jak wspomniano na wstępie, głębsze wejście w procesy deformacyjne i wytrzymałościowe gleb, zachodzących pod wpływem działania rozmaitych ostróg.

Celem uzyskania możliwie pełnych wyników przy trzykrotnych powtarzaniach doświadczeń oraz możliwości porównania otrzymanych wyników między sobą, badania były przeprowadzane w warunkach laboratoryjnych odbiegających wprawdzie od warunków rzeczywistych, lecz zato bardziej jednorodnych i ustalonych, a w razie potrzeby dowolnie zmienianych.

W tym celu zaprojektowano, i jesienią 1930 roku zbudowano przyrząd, przy pomocy którego przeprowadzono badania z modelami ostróg.

Przenoszenie wniosków, uzyskanych z badań modelami narzędzi rolniczych, na warunki naturalne było wprawdzie kwestjonowane przez Bernsteina (15), jednak prace Randolpha wykazały naogół zgodność wyników polowych z laboratoryjnymi. Tem nie mniej jednak wyniki, otrzymane z naszych badań powinny być sprawdzone w warunkach naturalnych polowych.

Przyrząd używany do naszych badań przedstawiony schematycznie na rys. 17, a bardziej szczegółowo na rys. 18 składa się z drewnianego stojaka „1” i wózka „5”. Długość stojaka wynosi 3,5 m. Do górnych podłużnych belek tego stojaka są przymocowane szyny „2”, po których może poruszać się wózek. Między wystającymi ponad szynami pionowymi belkami są wstawione szklane tafle „3” odpowiedniej grubości, która zabezpieczała szkła przed pęknięciem przy ewentualnym wzroście bocznych nacisków gleby. Szerokość między szklami wynosi 15 cm, lecz w razie potrzeby może być zwiększona do 25 cm. Wysokość tafli wynosi ponad 25 cm i obraną została tak, aby drewniane dno tej rynny nie mogło wywierać wpływu na działanie stosowanych ostróg. Z przodu i z tyłu długość rynny jest ograniczona blaszanymi zasówkami.

Zastosowanie szklanych ścianek ma na celu uwidocznić ciągłość procesów deformacyjnych gleby, zachodzących pod wpływem czołowego działania ostrogi i umożliwić ich utrwalenie na płycie fotograficznej. O ileby zaś chodziło o wyeliminowanie wpływu tych ścianek, natenczas należy rozstęp między nimi zwiększyć na 25 cm.

Wózek został częściowo wykonany z kątówek żelaznych a częściowo z twardego dębowego drzewa. W podłużne drewniane belki wózka wkręcono 4 śruby 1 calowe „0”, które swymi końcami opierają się na żelaznych sztabach, wzmacniających od spodu powyższe drewniane belki. Każda ze śrub posiada po dwie nakrętki, z których dolna podtrzymuje a górna naciska na drewniane osłony (obsady) „6”. W tych obsadach są umieszczone kulowe łożyska, podtrzymujące poziomą oś „7”. Na tej osi może być zaklinowane żelazne ramię „11” lub koło, do których przymocowuje się badaną ostrogę.

Wyżej opisane konstrukcyjne rozwiązanie ustalenia łożysk miało na celu umożliwić w razie potrzeby, podnoszenie lub opuszczanie w pewnych granicach osi „7” wraz z ramieniem względnie kołem. W ten sposób można było zawsze ustawić ramię lub koło tak, że górna powierzchnia gleby, ułożonej między szklami była styczna do obwodu koła lub ramienia bez względu na to, czy poziom tej gleby był nieco wyższy lub niższy.

Na jednym końcu osi „7” jest zaklinowane koło łańcuchowe „12”, na które nałożono luźno zwisający łańcuch systemu Galla „13”. Przez obciążenie jednego z luźno zwisających końców łańcucha uzyskuje się ruch obrotowy zaklinowanego na osi „7” ramienia względnie koła z przymocowaną ostrogą. W miarę jednak obrotu koła łańcuchowego pod wpływem obciążenia, zwiększa się siła obwodowa na kole łańcuchowym wskutek zwiększania się ciężaru opuszczającej się ku dołowi części łańcucha. Chcąc tego uniknąć, należy w miarę opuszczania się obciążonego łańcucha, zwiększać stopniowo przeciwcieżar, zawieszony na podnoszącym się końcu tego łańcucha.

Na drugim końcu osi „7” nasadzony jest na kulowym łożysku hak „8”, na którym zawieszono ciężary, służące jako przeciwwaga obciążeniom, działającym po jednej stronie wózka. Między hakiem a osłoną kulowego łożyska umocowano na osi wskazówkę „9”, a do dolnej części drewnianej osłony „6” przyczepiono podziałkę kątową „10”.

Do jednej z poprzecznych belek kątowych wózka przymocowano żelazne rusztowanie „14” z rolką „16” obracającą się na kulowym łożysku. Przez tę rolkę przerzucono linewkę „15”, przymocowaną jednym swym końcem do rusztowania, a na drugim zawieszono nóż „18”, mogący poruszać się wzdłuż pionowych prowadnic „17”.

Nóż ten, uwidoczniiony szczegółowo na rys. 19, wykonany ze stali, posiadał naniesioną milimetrową podziałkę. U góry jest obciążony ołowiem, a podłużne wycięcia służą do prowadzenia noża w chwili jego spadania. Zastosowanie spadającego noża ma na celu umożliwienie sprawdzenia stanu zbitości względnie zwiększenia gleby. Jeżeli np. chcemy zbadać działanie kilku rodzajów ostróg w jednakowych warunkach, to po trzykrotnym powtórzeniu doświadczeń z jedną ostrogą musimy wyjmować glebę z rynny i na nowo ją układać i wałować. Porównywując ze sobą głębokości wybicia się spadającego noża przy każdorazowym nowym ułożeniu gleby, można z wystarczającą dokładnością sprawdzać, czy zwiększenie gleby nie uległa zmianie. Prowadzenie noża ma na celu zapewnienie zachowania stałego jego pionowego położenia w chwili spadania. Odpowiedni luz w prowadzeniu oraz cienka warstwa smaru, pokrywająca powierzchnię prowadnic zmniejszając tarcie do minimum. Manipulowanie nożem jest bardzo proste. Przy pomocy linki podnosi się nóż na dokładną stałą z góry obraną wysokość, a po przecięciu linki i spadnięciu noża odczytuje się głębokość wbicia się jego w glebę. Wielkość siły, potrzebnej do wyciągnięcia wbitego w glebę noża, uzyskiwało się w ten sposób, że do uciętego, wolno zwisającego końca linewki przyczepiano szalkę, którą stopniowo obciążano aż do wyrwania noża z gleby.

Fotografie na ryc. 19 i 20 przedstawiają widok opisanego przyrządu.

Przy pomocy tego przyrządu można przeprowadzić szereg rozmaitych badań, dotyczących działania ostrogi w glebie. Stosując tylko ramię z przymocowaną ostrogą i ustalając w miejscu wózek przy pomocy klinów „12”, można przeprowadzić badania zmian oporów i odkształceń gleby pod wpływem działania samej tylko ostrogi przy 100% poślizgu. Chcąc zaś uwzględnić współdziałanie obręczy koła i jej nacisku na powierzchnię gleby, należy zamienić ramię na koło. Nacisk obręczy koła na powierzchnię gleby można regulować w znacznych granicach. Jeżeli chcemy zbadać oddziaływanie samego tylko obwodu koła (bez jego nacisku) na pracę ostrogi, wówczas należy przy pomocy głównych łożysk ustawić oś „7” z kołem na takiej wysokości, aby obwód koła tylko stykał się z powierzchnią gleby. Jeżeli zaś chcemy uwzględnić działanie nacisku obręczy, natenczas opuszczamy główne łożysko na tyle, aż koło oprze się na powierzchni gleby całym swym ciężarem. Wieszając ciężary na obydwu końcach osi „7”, zwiększamy obciążenie osiowe koła.

Celem ustalenia położenia wózka w danym miejscu zastosowano drewniane, wyżej już wspomniane kliny, które mogą być przesuwane wzdłuż szyn i ustalane w dowolnym miejscu przy pomocy śrub, ściągających dwie połówki tych klinów. O te kliny opierają się obręcze kółek wózka. W ten sposób można kilkakrotnie przeprowadzić powtórzenia doświadczeń przy 100% poślizgu na jednorazowo ułożonej glebie.

Chcąc zbadać opory występujące przy loczeniu się nieobciążonego lub obciążonego koła, uzbrojonego

w pełny garnitur ostróg, należy przedewszystkiem odpowiednio ustawić oś z kołem a następnie przeciągnąć wózek po szynach. W tym celu do przedniej poprzecznej kątowej belki wózka przymocowuje się linka „19“, którą po przerzuceniu przez rolkę „20“, obracającą się na kulkowym łożysku, stopniowo obciąża się aż do wywołania obrotowego ruchu koła, uzbrojonego w ostrogi.

Jeżeli zaś chcemy badać poślizg koła z ostrogami przy założeniu pewnej stałej siły pociągowej, natenczas linewkę „19“ obciąża się określonym stałym ciężarem, a przez odpowiednie obciążanie łańcucha na kole łańcuchowym wywołuje się toczenie koła po powierzchni gleby. W obydwu powyższych wypadkach kółka wózka służą jako prowadzenie. Celem zmniejszenia oporu ruchu wózka, kółka te również zaopatrzone w kulkowe łożyska.

Opisany przyrząd z pewnymi zmianami może służyć również do badań w innych dziedzinach maszynoznawstwa rolniczego. Jeżeli zamiast koła lub ramienia umocujemy na osi „7“ sprężynowe łapy frezarki, to można badać opory i odkształcenia gleby, występujące pod wpływem działania rozmaitego kształtu łap na rozmaitych glebach. Jeżeli zamiast roboczych części frezarki umocujemy robocze części kopaczki do ziemniaków, to również możnaby zbadać ich działanie. Wreszcie, jeżeli zamiast osi z kołem zmontujemy na wózku model skrzyni wysiewnej z przyrządem wysiewnym, przewodem nasiennym i redlicą, to możnaby przeprowadzać badania z zakresu siewników.

Jak już wspomniano na początku tego rozdziału, największą trudność, którą przewidywano i z którą się liczone, przedstawia tak różnorodny, „kapryśny“ i dotychczas jeszcze nie opanowany i fizycznie nie zdefiniowany materiał, jakim jest gleba naturalna z jej właściwą strukturą. To też przy niniejszych badaniach najwięcej uwagi i starań poświęcono materiałowi ziemnemu. Z przeglądu literatury naukowej wynika, że wszystkie dotychczasowe doświadczenia laboratoryjne (za wyjątkiem pracy Gołogórskiego z iłem) były przeprowadzane z czystym piaskiem, natomiast nigdy nie spotykamy badań z glebą naturalną, wziętą z pola. Możliwe że to może tem tłumaczyć, że ze wszystkich materiałów ziemnych piasek, jak w dalszym ciągu zobaczymy, stanowi pod wieloma względami najłatwiejszy i najpewniejszy materiał doświadczalny.

Naszem zadaniem było przeprowadzić badania nie tylko z piaskiem, lecz i z glebami naturalnymi i sztucznie przygotowanymi, najczęściej spotykanymi w tutejszych okolicach.

Wytrzymałościowe i wogóle fizyczne własności gleb zależą nie tylko od mechanicznego i chemicznego ich składu oraz stopnia wilgotności, lecz, jak wiadomo, zależą one od danej struktury gleby, od ilości i rodzaju korzeni i korzonków roślin oraz od ilości i wielkości rozmaitych ciał, spotykanych w glebie w postaci większych lub mniejszych kamieni.

Ponieważ wszystkie powyższe dodatkowe czynniki nadzwyczaj utrudniają badania, a wyniki tych badań są niepewne i nie dadzą się ze sobą porównać, przeto zasadnicze nasze badania dotyczyły materiału utworzonego wyłącznie z cząsteczek gleby. Utworzony w ten sposób materiał chociaż posiada sztuczną strukturę, jednak jego fizyczne właściwości są zbliżone do właściwości gleby naturalnej z jej właściwą strukturą.

Kilkanaście doświadczeń przeprowadzono jednak i z glebą o strukturze naturalnej, a to w tym celu, aby móc się zorientować i porównać jej odkształcenia z odkształceniami gleb posiadających sztuczną strukturę.

Celem otrzymania próbek gleby o strukturze naturalnej, wyrąbano zimą 1930 roku szereg zamrażniętych bloków ziemi w wierzchnich warstwach pola (ścierniska po owsie), przyczem wymiary tych bloków odpowiadały

wymiarom rynny w przyrządzie. Wyrąbana gleba została ułożona w odpowiednie blaszane formy, posiadające w bocznych ściankach szereg otworów, przyspieszających nieco proces odtajania i wysychania materiału. Po podeschnięciu gleby we formach dożądanego stopnia wilgotności przenoszono ją razem z formami do rynny przyrządu. Wilgotność gleby przechowywanej w bloku, nie zmieniała się oczywiście jednakowo w całej masie. Powierzchniowe warstwy traciły wilgoć szybciej, a wewnętrzne wolniej. To też przy określaniu stopnia wilgotności pobierano próbki z warstwy powierzchniowej i wewnętrznej. Ponieważ formy są zbudowane w ten sposób, że ich boczne ścianki dadzą się wysuwać ku górze, więc przy zachowaniu pewnych ostrożności można ułożyć glebę w rynnie przyrządu bez większych jej strukturalnych uszkodzeń.

Materiał ziemny, przeznaczony dla badań zasadniczych, pobierano z powierzchniowych warstw kilku pól, otrzymując w ten sposób kilka próbek jednego i tego samego typu gleby, różniących się między sobą składem mechanicznym i zawartością próchnicy<sup>4)</sup>. Każdą z tych próbek rozsypywano oddzielnie cienką warstwą na podłodze i codziennie dwa razy mieszało łopatą celem uzyskania równomiernego wysychania materiału i stopniowego jego rozdrabniania. Rozdrobnioną i wyschniętą do stanu powietrznie suchego glebę przesiewano początkowo przez sита o otworach 4 mm<sup>2</sup>, a następnie przez sита o otworach 1 mm<sup>2</sup>. Po przesianiu otrzymany materiał mógł być użyty do badań.

Przygotowana w ten sposób gleba posiada jeszcze jednak bardzo niejednorodny materiał, ponieważ cząsteczki rozmaitych wymiarów (od 1 mm w dół) mogą rozmaicie się grupować. Wystarczy, jeżeli w jednym miejscu wypadkowo ułożą się jedne obok drugich cząsteczki o mniejszych wymiarach, a w drugim miejscu cząsteczki o wymiarach większych, aby w pierwszym wypadku utworzył się materiał bardziej „gęsty“, aniżeli w wypadku drugim. Jednak staranne wymieszanie gleby może zmniejszyć różnice w układzie cząsteczek na tyle, że uzyskane wyniki mogą być charakterystyczne dla danego typu i stanu gleby, a poza tem można je ze sobą porównać.

Gleba powietrznie sucha lub też nawilgocona luźnie ułożona w rynnie, posiada jednak znacznie mniejszą zwięzłość od tak samo suchej lub wilgotnej gleby o strukturze naturalnej. Celem zmniejszenia tych różnic próbowano początkowo zastosować następującą metodę:

Powietrznie suchą, przesianą glebę, nasypywano do rynny warstwami o grubości 3 cm, a każdą poszczególną warstwę „osadzano“ przez polewanie wodą, wyciekającą przez gęste sitko. Sposób ten jednak okazał się nie do przyjęcia. Po pierwsze: gleba, „osadzona“ wodą w rynnie, wysychała bardzo powoli, tak, że dla osiągnięcia należytego stopnia wilgotności (np. 40% od pełnej pojemności) musiano czekać aż 3 miesiące. Po drugie: przy wysychaniu gleby powstawało dużo większych i mniejszych pęknięć, które ogromnie komplikowały badania wytrzymałościowe. Po trzecie: zwięzłość gleby okazała się bardzo mała, co można wytłumaczyć wypłukaniem z górnych warstw najmniejszych cząsteczek gleby oraz kolloidów.

Wobec powyższych niedomagań zastosowano inną metodę. Glebę nasypywano do rynny przyrządu również warstwami o grubości 3 cm, lecz każdą poszczególną warstwę wałowano wałkiem o średnicy 310 mm, szerokości 145 mm i ciężarze 10 kg.

W tym celu zbudowano wałek przedstawiony na rys. 22. Wałek ten jest wydrążony, przyczem boczne

<sup>4)</sup> Różnice zawartości próchnicy zostały spowodowane różnicą czasu i intensywnością nawożenia obornikiem poszczególnych pól.

ścianki „1“ wykonano z drzewa, a obwód „2“ z blachy. Wewnątrz tego wałka na osi „3“ zawieszono blaszane, odpowiednio wykształcone naczynie „5“, które można było napełniać ołowiem, wrzucanym przez otwór zasłonięty przykrywą „4“.

Taka budowa wałka z jednej strony dozwalała na zmianę jego ciężaru, a z drugiej zapobiegała przesuwaniu się ołowiu po wewnętrznej powierzchni obwodu wałka.

Nierównomierny układ cząsteczek gleby powoduje również nierównomierne reagowanie tej gleby na wałowanie. Poza tem nierównomierne uwałowanie gleby może być spowodowane niewyrównaną dostatecznie powierzchnią, po której ma się toczyć wał. Chcąc uzyskać możliwie równomierne ugniecenie badanego materiału starano się, aby powierzchnie poszczególnych wałowanych warstw były wyrównane do poziomu. W tym celu zastosowano „gładzik“, przedstawiony na rys. 23.

Przyrządek ten składa się z dwu podłużnych drewnianych beleczek „2“, przesuwanym wzdłuż górnych krawędzi szkieł rynny.

Beleczki te są połączone ze sobą drewnianą poprzeczką, do której przymocowano przy pomocy śruby i motylkowej nakrętki prostopadle ustawioną deszczułkę „3“. Deszczułka posiada kształt uwidoczony na rysunku i da się podnosić ku górze lub opuszczać na dół, a położenie jej ustala się przy pomocy wyżej wspomnianej motylkowej nakrętki. Tym to gładzikiem wyrównywano każdą warstwę gleby przed jej wałowaniem.

Stopień ugniecenia gleby przy wałowaniu zależy jeszcze, jak wiadomo, od tego, ile razy przeszedł wałek po jednej i tej samej powierzchni gleby, oraz od szybkości ruchu wałka. Przy naszych badaniach ustalono sześciokrotne przetoczenie wałka po każdej warstwie z prędkością około 25 cm na sek.

Wałowanie gleby warstwami uzasadnione jest następującymi względami. Przy wałowaniu ciśnienie, wywierane na cząsteczki gleby, szybko maleje wraz z głębokością warstw ziemi. Według doświadczeń przeprowadzonych na Uniwersytecie w Pensylwanji (16) rozkład ciśnień wewnątrz gleby przedstawia się jak na rys. 24. Tego rodzaju zlokalizowanie nacisku wałka w górnych warstwach gleby Rathje tłumaczy tworzeniem się omawianych już poprzednio klinów, które działając na podobieństwo arkad, nie dopuszczają przeniesienia ciśnienia w głąb gleby. Gdybyśmy zatem wałowali powierzchniowo całą warstwę gleby o grubości 20 cm (wysokość nasypiania gleby w rynnie), to otrzymalibyśmy układ cząsteczek gleby wprost przeciwny, aniżeli w warunkach naturalnych. Poza tem, jak wykazały nasze doświadczenia ze spadającym nożem, nieznaczne zredukowane naciski wałka, jakim podlegają cząsteczki gleby znajdujące się na głębokości zaledwie około 5 cm, powodują bardzo nierównomierne ugniecenie w tej warstwie, co utrudnia badania wytrzymałościowe gleby podczas pracy ostróg.

Przy wałowaniu warstwowym ugniatającemu działaniu podlega nie tylko wałowana warstwa gleby, lecz i częściowo dolne poprzednio już ugniecione warstwy. Poza tem na zwiększenie ugniecenia dolnych warstw wpływa statyczne ciśnienie gleby, tak, że ostatecznie otrzymuje się materiał bardziej ubity w dolnych warstwach, a mniej w górnych. Taki stan zbitości gleby jest zbliżony do warunków naturalnych, w których dolne warstwy gleby są zawsze bardziej zleżałe w porównaniu z warstwami górnymi.

Celem nawilgocenia powietrznie suchej gleby rozsypany ją cienką warstwą w blaszanej wannie o dużej powierzchni i skrapiano wodą przy pomocy rozpylacza, mieszając jednocześnie starannie materiał ziemny. W ten sposób uzyskiwano równomierne nawilgacanie całej masy gleby, a poza tem łatwiej było obliczać stopień jej wil-

gotności względem pełnej pojemności wodnej, ponieważ ta ostatnia była stale odnoszona do powietrznie suchej luźno nasypanej w wannie gleby.

Nawilgoconą glebę również wałowano warstwami co 3 cm, jednak w tym wypadku gleba, ułożona i ugnieciona warstwami, posiadała nierównomierną przyczepność i wytrzymałość. Okazało się, że w płaszczyznach styku dwu sąsiednich ugniecionych warstw gleby zwieźłość jej jest mniejsza w porównaniu ze zwieźłością wewnątrz poszczególnych warstw. Powyższa nierównomierna wytrzymałość powodowała, że pod wpływem działania nacisku ostrogi gleba pękała wzdłuż płaszczyzn styku ugniecionych warstw, deformując się zatem w warunkach nie normalnych, daleko odbiegających od rzeczywistych. Prof. Gorjaczkin (17) podaje wprawdzie, że w wypadkach orki, kiedy pług podcina zleżałe podskibie, lub gdy korzonki roślin są ześrodkowane w górnej warstwie gleby, wtedy występuje zjawisko podłużnego pęknięcia podcinanej skiby. Przy naszych badaniach powyższe spostrzeżenia nie są jednak aktualne, ponieważ działanie ostróg jest płytsze w porównaniu z głębokością przeciętej orki.

Celem zwiększenia przyczepności między ugniecionymi warstwami, starannie wzruszano powierzchnię każdej takiej warstwy po jej ugnieceniu, przy pomocy małych grabi, a dopiero na spulchnioną w ten sposób powierzchnię, nasypywano nową warstwę świeżej ziemi, którą po uwałowaniu znów spulchniano i t. d.

Po każdorazowym przygotowaniu gleby w rynnie, a przed rozpoczęciem doświadczenia, sprawdzano stan zwieźłości badanej gleby przy pomocy wyżej opisanego już noża. Ciężar noża wynosił 800 g. Nóż podnoszono na stałą wysokość 175 mm, z której następnie spadał. Każdorazowe sprawdzanie zwieźłości gleby przeprowadzano w kilku miejscach wzdłuż rynny, przelaczając w tym celu wózek z przymocowanym nożem.

Porowatość gleby w rozmaitych jej stanach ugniecenia i wilgotności badano metodą K o p e c k i e g o (18). Metoda ta, chociaż nie zupełnie dokładna, jest jednak wygodna i specjalnie nadaje się do badań gleb, posiadających sztucznie utworzoną strukturę.

Analizę mechaniczną gleb przeprowadzano metodą Prof. S a b a n i n a (19).

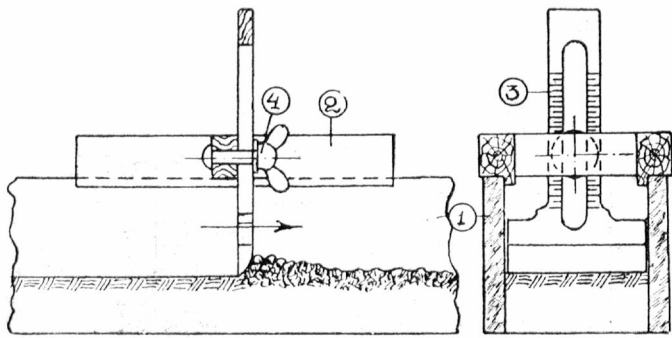
Zawartość próchnicy określano metodą spalania w piecu elektrycznym.

Badania odkształcenia gleby sprowadzają się właściwie do poznania zmian, zachodzących w układzie cząsteczek gleby. Zmiany te można z grubsza zaobserwować lub uwidocznnić przez porównanie początkowego (przed odkształceniem) położenia cząsteczek z końcowym, względnie przejściowym ich położeniem. Aby móc jednak utrwalić zmiany położenia na kliszy fotograficznej, należało masę gleby warstwowo zabarwić. W tym celu najprościej i najłatwiej stosuje się barwienie mechaniczne, t. zn. wymieszanie poszczególnych cząsteczek gleby z takim innym ciałem, którego budowa i własności są mniej więcej zbliżone do gleby i w takim stosunku, aby dodatek tego obcego ciała z jednej strony wywołał widoczną zmianę barwy gleby, z drugiej zaś nie zmieniał w znacznym stopniu naturalnych fizycznych własności badanego materiału.

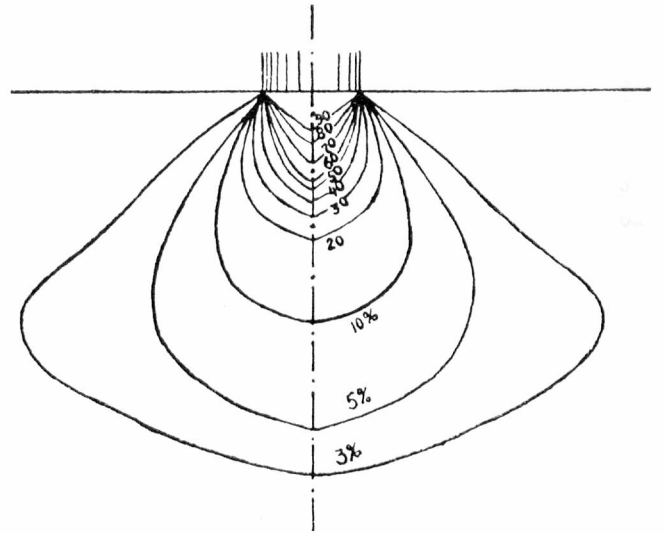
W naszych badaniach stosowano jako domieszkę do piasku niewielką ilość sadzy, a do gleby leśno-stepowej lub glinki lössowej — mieszaninę drobnodziarnistego białego piasku kwarcowego ze zmieloną cegłą względnie kredą.

Dotychczasowe metody, mające na celu utrwalenie odkształconego materiału ziemnego tak, aby móc uskutecznić jego przekroje bez najmniejszego naruszenia układu cząsteczek, są dość skomplikowane, zrudne i jednak nie zupełnie pewne. W naszych badaniach przekroje gleby uzyskiwano przez cięcie szpadlami o ostrych

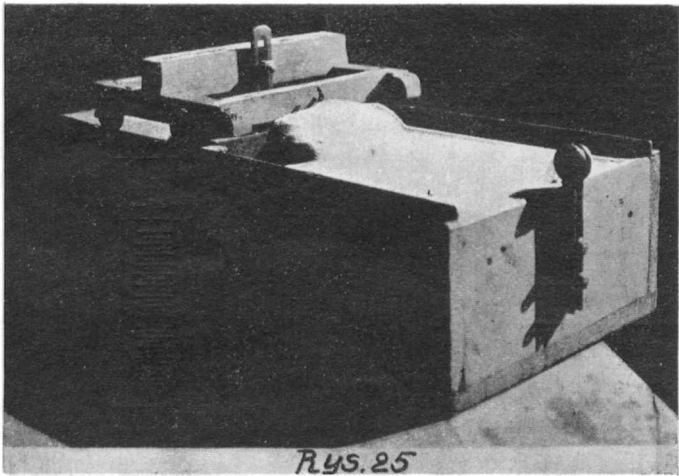




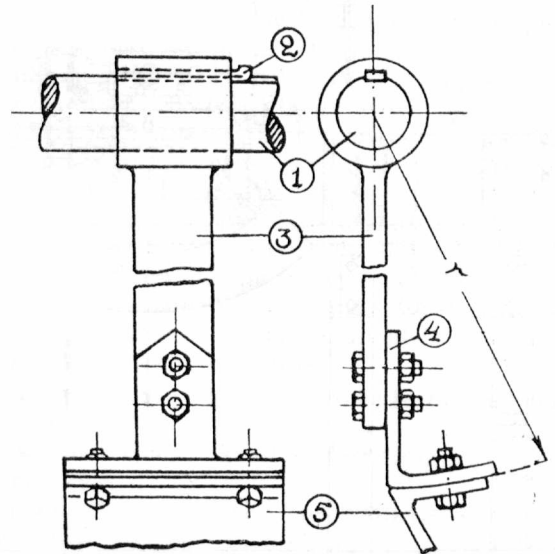
Rys. 23



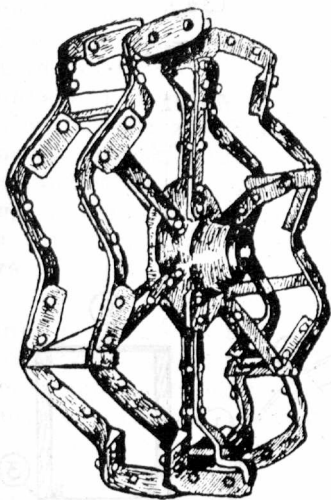
Rys. 24



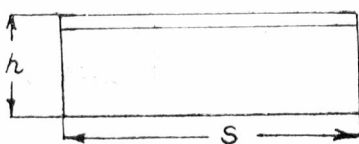
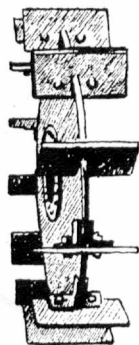
Rys. 25



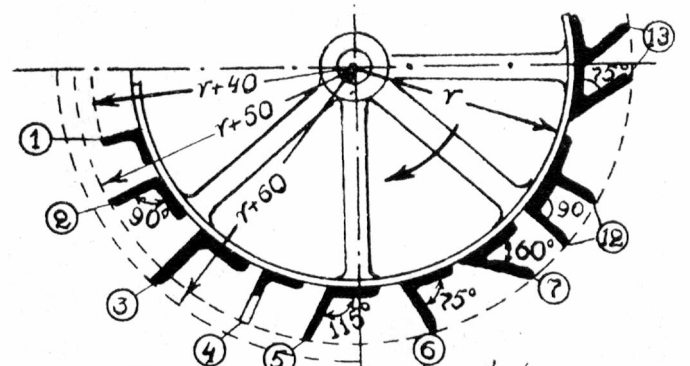
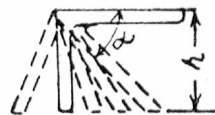
Rys. 26



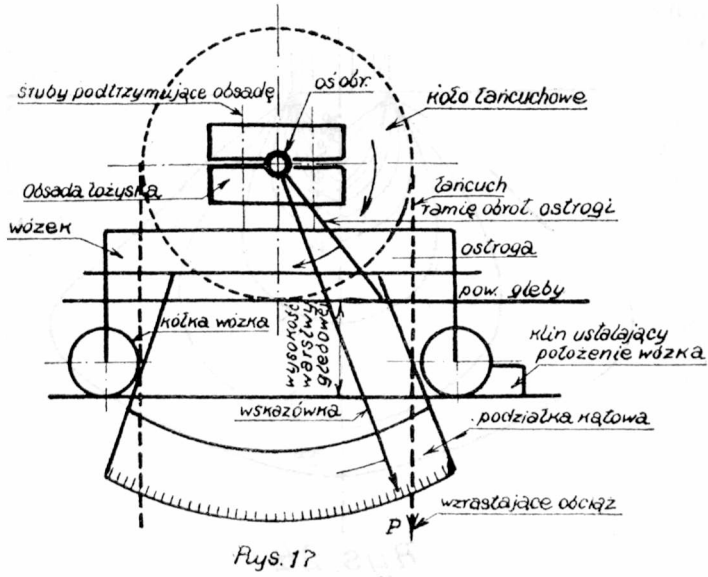
Rys. 27



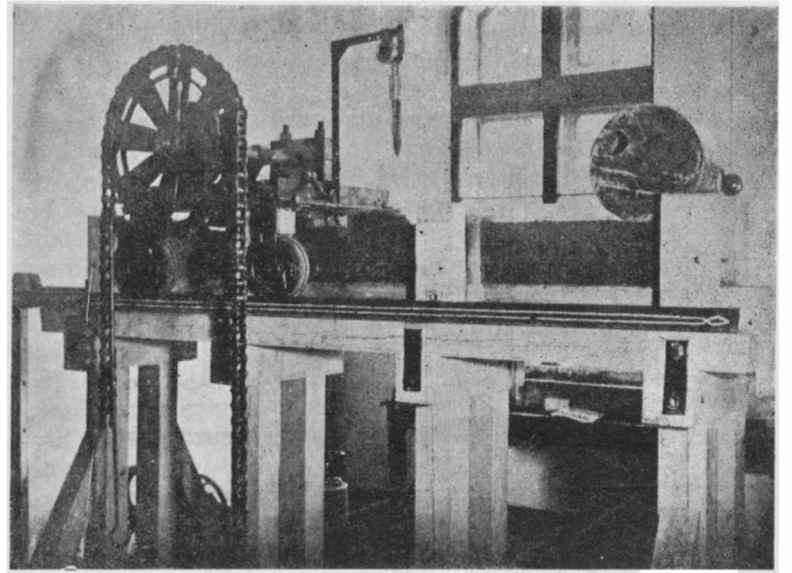
Rys. 28a.



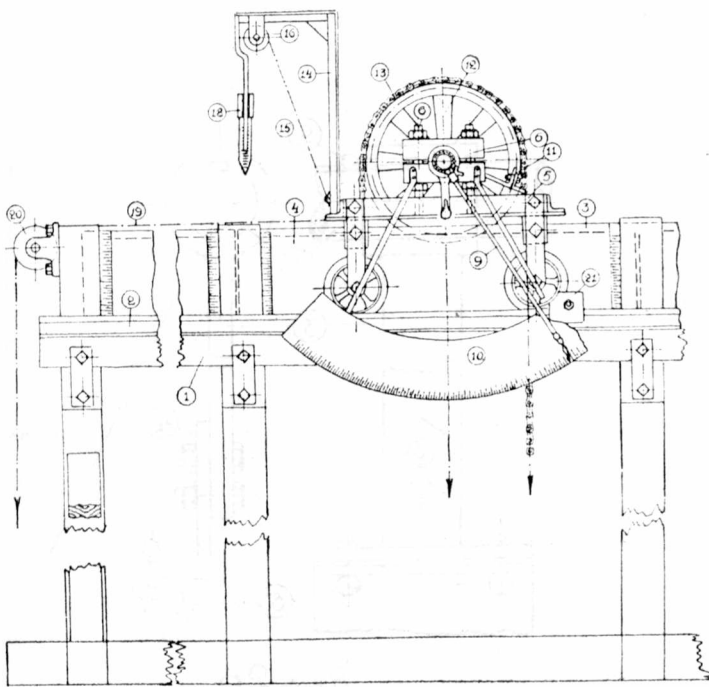
Przekroje użytych ostróg ustawionych równoległe do osi obrotu  
Rys. 28



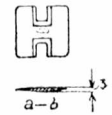
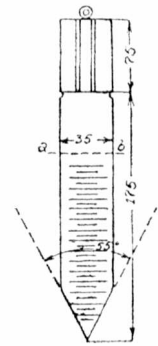
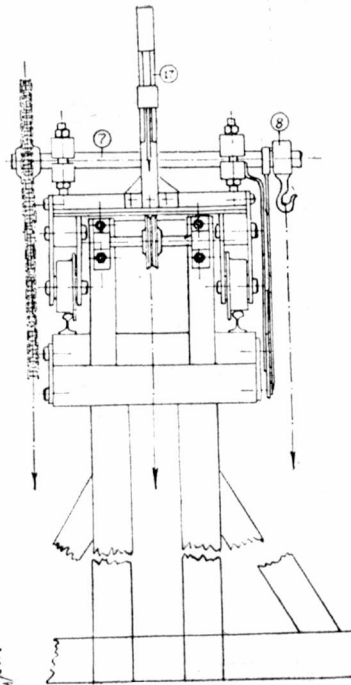
Rys. 17



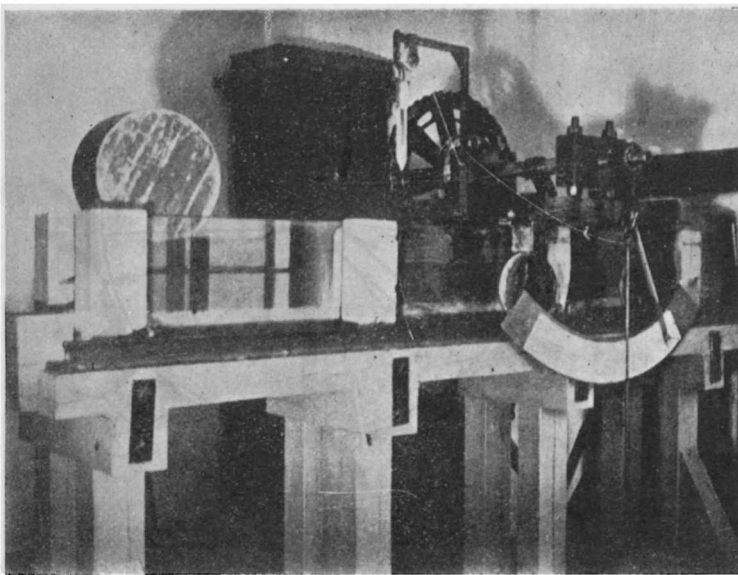
Ryc. 19.



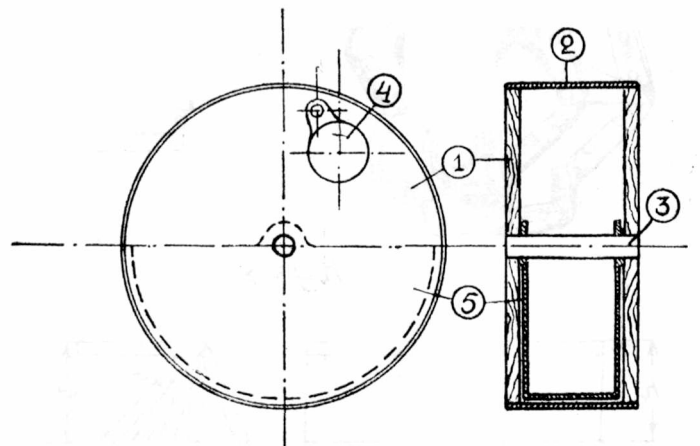
Rys. 18



Rys. 21.



Ryc. 20.



Rys. 22

krawędziach, wykonanych z cienkiej lecz twardej stali. Oczywiście tego rodzaju cięcia można przeprowadzać z piaskiem i rozmaitemi innymi glebami naturalnymi, lecz tylko dostatecznie nawilgoconymi. Przy najbardziej uważnym i starannym cięciu nie da się jednak uniknąć pewnych przesunięć cząsteczek gleby, lecz przesunięcia te są tak nieznaczne, że zupełnie nie zaciemniają ogólnego obrazu deformacji gleby. Przy badaniach odkształceń masy suchego piasku lub powietrznie suchej gleby ograniczano się przeważnie do obserwowania deformacji materiału, widocznej przez szklane boczne ścianki rynny. W tym celu ścianki te zbliżono na tyle ku sobie, aby boczne krawędzie ostróg przechodziły w odległości 0,5 cm — 0,8 cm od powierzchni szkła. Metoda ta pozwala stale obserwować ciągłość odkształceń badanej gleby począwszy od początkowego stadium nacisku ostrogi na powierzchnię gleby aż do całkowitego zerwania materiału. Poza tem przy takiej metodzie można sfotografować każdy moment odkształcenia gleby, jak również zaznaczyć na szkle kierunki ruchów cząsteczek lub konglomeratów gleby względnie kierunki ściec. Stosując powyższą metodę uświadamiano jednak sobie, że wprowadzamy dodatkowy czynnik tarcia gleby o powierzchnię szkła, a poza tem ograniczamy nieco boczne odkształcenie badanego materiału, tak, że nasze badania w przyrzędzie dotyczą przeważnie czołowego działania ostróg. Przeprowadzone badania nie mają jednak na celu matematycznych obliczeń oporów gleby, lecz jedynie porównawcze ich zestawienie, a przy takim założeniu chodzi przede wszystkim o to, aby wszystkie stosowane ostrogi pracowały w jednakowych warunkach.

Celem zbadania całokształtu deformacji gleby bez bocznych ograniczeń działań ostróg oraz by móc porównać otrzymane w tych warunkach pracy wyniki wytrzymałościowe z analogicznymi wynikami, uzyskanymi w rynnie przyrzędu, przeprowadzono równolegle badania w odpowiedniej skrzynce.

Skrzynka ta (rys. 25) wykonana z drzewa, posiada na górnych krawędziach swych bocznych ścianek przymocowane szyny z kątownek, po których może się przetaczać wózek. Do tego wózka przymocowuje się badana ostroga. W skrzynce układa się stosowany materiał, zabarwiony warstwowo. Szerokość skrzynki jest 2,5 większa od szerokości badanych ostróg. Do wózka jest przymocowana nie rozciągliwa linewka, którą stopniowo obciążano aż do zerwania przez ostrogę badanego materiału lub ściślej mówiąc do momentu utworzenia się pojedynczej lub podwójnej muszli. W ten sposób oznaczano opory gleby przy przesuwnym działaniu ostróg a z przekrojów, uzyskanych przez cięcie szpadlami, badano odkształcenia, zachodzące wewnątrz masy materiału.

Badania wewnętrznych odkształceń gleb w stanie sypkim, powietrznie suchym, nie ograniczały się jedynie do obserwowania przez szklane ścianki rynny, lecz starano się otrzymać przekroje przez utrwalenie materiału ziemnego. W tym celu próbowano kilku metod, a mianowicie początkowo stosowano żelatynę rozpuszczoną w wodzie. Doświadczenia jednak wykazały, że 3% roztwór żelatyny wprawdzie przesiąkał w glebę szybko, lecz jednocześnie zbyt wielka ilość wody odkształcała i bardzo słabo utrwalała materiał. Natomiast 10% roztwór ścinał tylko powierzchniowe warstwy, nie przesiąkając w głąb masy ziemnej. Taki sam mniej więcej wynik otrzymano przy stosowaniu stolarskiego kleju lub kolloidum. Najlepszą okazała się ogólnie stosowana parafina, rozpuszczona w eterze benzynowym. Dla uzyskania lepszej przesiąkliwości ogrzewano glebę powierzchniowo.

Ustawienie ostróg w rynnie przyrzędu do badań nad odkształceniem i oporami gleby pod wpływem przesuwnego ruchu przeprowadzono w następujący sposób: Cienkim ostrym nożem ostrożnie wycinano w glebie

wgłębienia, w które wpuszczano dany typ ostrogi. Następnie wstawianą ostrogę przymocowywano śrubami do żelaznego ramienia, przedstawionego na rys. 26. Ramię to składało się z dwóch części: z właściwego ramienia „3”, zaklinowanego na głównej osi „1” (na rys. 18 oznaczonej cyfrą „7”) i przymocowanej do niego części „4”, wykształczonej jako łuk o promieniu 260 mm. Do tego łuku przymocowano badany typ ostrogi, przyczem poprzednio ustalano położenia głównej osi „1” tak, aby łuk był styczny do powierzchni ułożonej w rynnie gleby. Następnie unieruchamiano główną oś, otrzymując w ten sposób sztywne nieruchome prostopadłe ustawienie ramienia. Po wyznaczeniu stałej oporu wózka podczas jego przejazdu (1.300—1.400 gr) obciążano stopniowo co 1 kg linewkę „19” (rys. 18), aż do pojawienia się podwójnej muszli na powierzchni gleby. Na bocznych szklanych ściankach koryta zaznaczano jednocześnie drogę, przebytą przez poruszającą się w glebie ostrogę w jednostce czasu.

Do badań nad oporami i odkształceniami gleby przy obrotowym ruchu ostrogi z wyeliminowaniem wpływu działania obwodu koła używano również wyżej opisanego żelaznego ramienia. Łańcuch na kole łańcuchowym obciążano stopniowo co 1 kg aż do zupełnego zerwania gleby. Zmiany obciążeń na łańcuchu nie są wprawdzie ciągłe, lecz wydają się dostatecznie małe i nie powinny wywierać istotnych różnic w obserwowanych zjawiskach w porównaniu z obciążeniem wzrastającym nieprzerwanie. Przynajmniej kilkanaście prób, przeprowadzonych z zastosowaniem zmian obciążeń co 0,5 kg nie dało istotnych różnic w odkształceniach w porównaniu ze zmianami obciążeń co 1 kg.

Przy badaniach z ostrogami, umieszczonymi na obwodzie koła, zmiany obciążeń na łańcuchu wynosiły 5 kg.

Działanie ostróg, przymocowanych do żelaznego ramienia, jest zbliżone do działań w warunkach rzeczywistych przy zastosowaniu kół uwidocznionych na rys. 27. Natomiast działanie przesuwnie ostróg, ustawionych w glebie prostopadle, odpowiada mniej więcej w rzeczywistości działaniom ostróg, umieszczonych na taśmach czołgowych z wyłączeniem oczywiście wpływu działania samych taśm i sąsiednich ostróg.

Chcąc otrzymać całokształt odkształceń ciał pod wpływem działania ostróg, począwszy od materiałów sypkich a skończywszy na materiałach, wykazujących znaczną plastyczność<sup>5)</sup>, przeprowadzono szereg prób,

<sup>5)</sup> W dziedzinie gleboznawstwa określenie plastyczności gleb opiera się niekiedy na pewnych zmiennych właściwościach materiałów ziemnych zależnie od zawartości w nich wody. Tak np. Atterberg („Die Plastizität der Tone“. — Intern. Mitt. für Bodenkunde 1911. I. str. 20) uważa za plastyczne takie gleby, które mogą skrecać się w wałki (nici) przy zawartości ilości wody w pobliżu lub poniżej granicy ciekłości gleby. Tę ostatnią granicę przyjmuje jako taki stan nasycenia gleby wodą, przy którym dwa kawałki ciasta z gliny, położone do miseczki przy silnem wstrząsie tej ostatniej nie prędko zlewają się razem. Między granicą płynności a granicą, przy której możliwym jest jeszcze skrecanie wałków, Atterberg ustala kilka przejściowych stanów gleby, między innymi granicę lepkości, t. zn. taką ilość zawartej w glinie wody (w stosunku wagowym), poniżej której gleba już się nie przylepia do narzędzia. Różnicę w zawartościach wody przy granicy ciekłości i granicy skrecania wałków Atterberg nazywa amplitudą lub inaczej wielkością plastyczności. Wielkość tę można wyrazić cyfrowo. Tak np. jeżeli granica ciekłości dla danego typu gleby wynosi 60, a granica skrecania 20, to wielkość plastyczności wyrazi się cyfrą 40.

Na powyższej zasadzie Antonowa („K' Izucenju plasticnosti poczw“. Poczwowiedienije 1924. Nr. 1—2) przeprowadziła badania wielkości plastyczności w zależności od typu gleby, zawartości próchnicy, wapna, składu mechanicznego i innych czynników.

Terzaghi („Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage“ 1925, str. 20) podaje, że Ashley starał się określić i obliczyć

mających na celu stworzenie takiej bardziej jednorodnej, w porównaniu z glebą, plastycznej masy, któraby, nie będąc lepką ani zbyt ciągliwą, zachowywałaby przez

„miarę plastyczności“ gleb na zasadzie zawartości kolloidów i nawet zaproponował w tym celu empiryczny wzór, jednak Terzaghi zaznacza, że całe rozumowanie Ashleya jest niejasne.

Pod wyrażeniem „plastyczność“ w sensie technicznym będziemy uważali taką właściwość materiałów, wykazujących większą lub mniejszą lepkość, przy której zachodzą odkształcenia bez zmiany sił, działających na te materiały, przyczem wywołane odkształcenia pozostają niezmiennione i po odjęciu tych sił. Materiały, któreby czyniły zadość tym warunkom, należy oczywiście uważać jako doskonale plastyczne. Co się tyczy gleb, to zależnie od ich typu i stanu wilgotności mogą one wykazywać właściwości więcej lub mniej zbliżone do ciała doskonale plastycznego. Odnosi się to również i dla sztucznie utworzonej masy, zastosowanej w naszym doświadczeniu, a której plastyczne właściwości występują w większym stopniu, aniżeli w materiałach ziemnych.

dłuższy okres czasu swe nie zmienione fizyczne właściwości. Najlepszą pod tym względem okazała się mieszanina technicznej wazeliny z gipsem alabastrowym. Zależnie od ilościowego stosunku tych dwóch składników można otrzymać więcej lub mniej zwięzłą plastyczną masę.

Badania odkształceń tego materiału, ze względu na znaczne koszty, były przeprowadzane tylko w skrzynce. Masę tę przygotowano do badań podobnie jak piasek i materiał ziemny, t. zn. farbowano warstwami, dodając nieco sadzy.

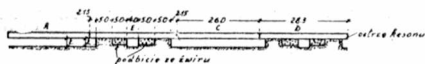
Wprawdzie Rathje uogólnia przebieg deformacji w materiałach sypkich na ciała plastyczne, powołując się w tym celu na doświadczenia Nadaï'ego jednak, jak można sądzić z fotografii, przedstawionej przez Rathje, Nadaï przedstawił jedynie zewnętrzny widok odkształcenia ciała plastycznego (parafiny), który nie wyjaśnia nam procesów, zachodzących wewnątrz masy tego ciała. (C. d. n.).

Inż. Dr. Kazimierz Wóycicki.

## Budowa Zakładu wodnego Klingnau na rzece Aarze.

(Dokończenie).

Sposób zapuszczania kesonu jest następujący: dopóki zagłębia się on w gruncie żwirowym, podkopuje się jednocześnie wszystkie ściany. Gdy jedna strona trafi na skałę, która nie leży tu wszędzie jednakowo głęboko, robi się najpierw rów w skałę i zasypuje go żwirem, poczem dopiero podkopuje się ściany ze wszech stron. Gdy całe ostrze dojdzie do skały, pogłębianie rozbija się na następujące czynności (rys. 29): *a*) podkopuje się wszystkie



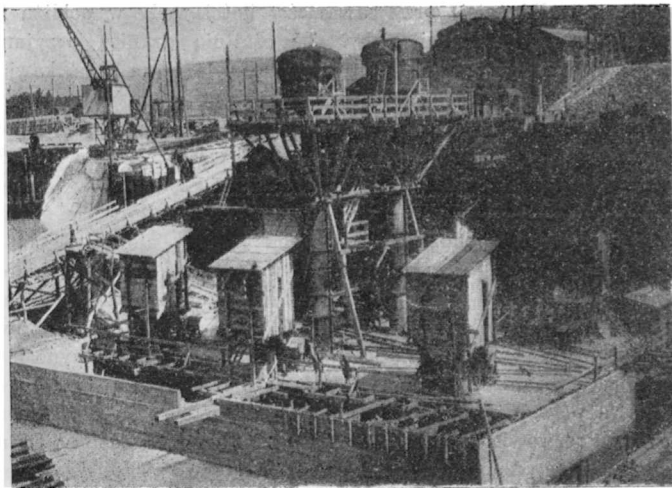
Rys. 29.

Schemat zapuszczania kesonu.

4-ry rogi, *b*) wykopuje się wewnętrzne stopnie (w terminologii szwajcarskiej stopnie mają nazwę „temoins“) i zapełnia podkop żwirem, oraz podbija się go dobrze, *c*) podkopuje się ściany zewnętrzne *A* i *C*, *d*) podkopuje się przestrzeń między wewnętrznymi stopniami pod ścianami *E* i *D*, *e*) dalej rozbija się zewnętrzne stopnie jedno-

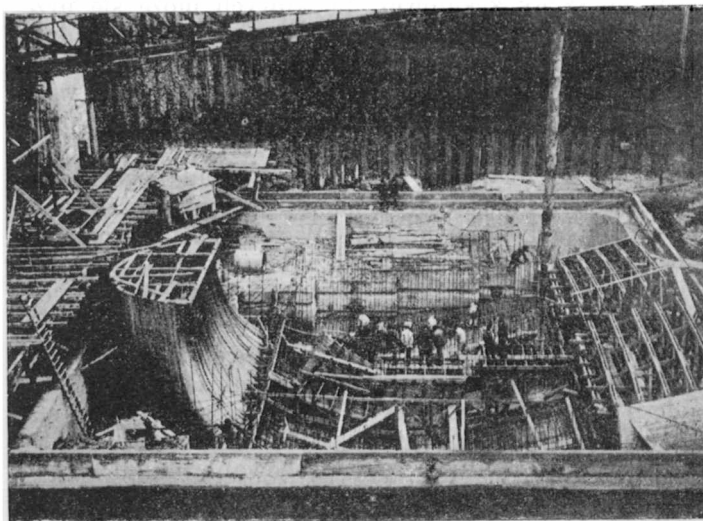
cznie pod obu ścianami, idąc od zewnątrz do środka. Pod ciężarem kesonu resztki stopni i żwir podbity się kruszą i keson osiada. Dla równomierniejszego osiadania stopnie robi się nieco płytsze, niż reszta podkopu pod ostrzem. Przy dalszem pogłębianiu postępuje się podobnie, tylko w fazie *b*) rozbija się stopnie zewnętrzne.

Materiał kruszony wewnątrz kesonu wsypuje się do specjalnych kubłów, które napełnione zostają podciągnięte do szluz materiałowych, przeszluzowane i po otwarciu komory wypróżnione do podstawionych wywrotek. Podjeżdżają one następnie pod kran, który wykonuje transport z wykopu na poziom terenu, skąd maszyna odwozi wózki na miejsce odkładu.



Ryc. 30.

Zapuszczanie kesonu pod jednostką N. Iy.

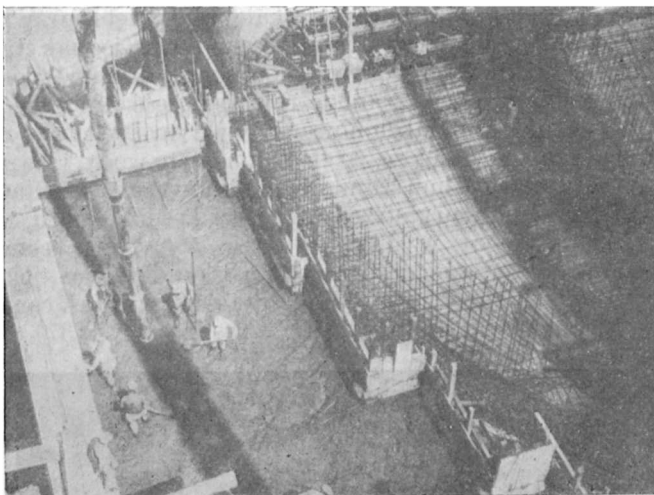


Ryc. 31.

Szalowanie dolnej części przewodu ssącego.

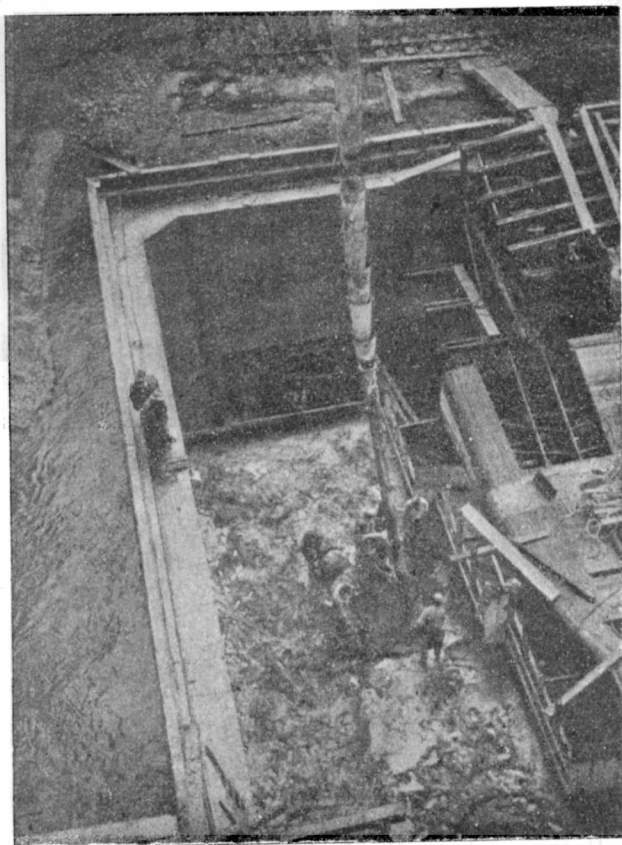
W komorze pracuje 50-iu ludzi. Przy pracy na dwie zmiany, po 10 godz., postęp robót w skałę, t. j. osiadanie kesonu, wynosi około 85 cm na tydzień. Jak objaśniono wyżej, osiadanie kesonu odbywa się skokami. Przez parę dni stoi on w miejscu, poczem odrazu siada o kilkadziesiąt centymetrów. W czasie strzelania robotnicy wchodzą do komór szluzowych i zamykają otwór dolny, bez pomocy ściśnionego powietrza. Zwykle strzela się w czasie przerwy objadowej lub przerwy na zmianę. Przy głębszem położeniu kesonu ilość strzałów jednoraz-

zowo dochodzi do 70-iu, materiałem wspomnianym wyżej. Zapalanie ręczne, długość lontu oblicza się na 8 minut palenia.



Ryc. 32.  
Betonowanie przewodu ssącego.

Zapuszczanie trwa około 2,5 miesięcy. Stale kontroluje się położenie, czy nie uległo skrzywieniu lub przekręceniu. W razie zauważonych zmian położenia przesuwa się keson na właściwe miejsce przez odpowiednie podbieranie ostrza.

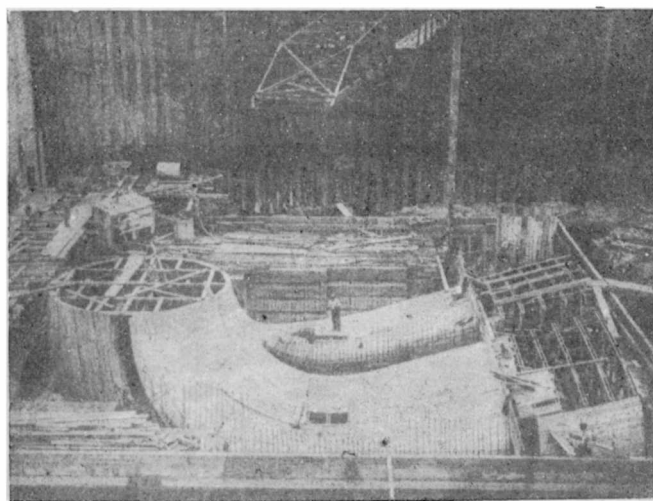


Ryc. 32a.  
Betonowanie przestrzeni wewnątrz płaszcza kesonu.

Beton do zapełnienia komory, po skończonym pogłębianiu, wprowadzany jest nie przez szluzy materiałowe, gdyż szluzowanie przez nie trwa zbyt długo, a dostarczany jest do wewnątrz przez odpowiedni rękaw pod szluzą dla ludzi. Przezeń zjeżdża na dół nowa porcja betonu co dwie minuty.

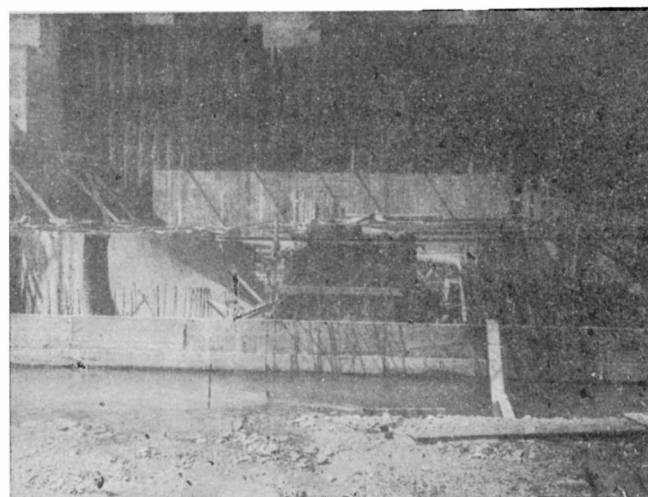
Sprężonego powietrza dostarczają do kesonu dwa kompresory, o wydajności  $20 \text{ m}^3/\text{minutę}$  i mniejszy

$12 \text{ m}^3/\text{min}$ . Stale pracuje tylko duży kompresor. W komorze roboczej dozorca musi tak regulować dopływ powietrza, by nóż stale był pod wodą. Warstwa wody w komorze przy nożu nie pozwala na zbyt szybkie przedostanie się powietrza nazewnątrz. W razie nieuwagi dozorcę i obniżenia się zbyt dużej wody następuje, popod ostrzem i przez szparę między skałą i płaszczem kesonu, wypeł-



Ryc. 33.  
Szalowanie przewodu ssącego.

nioną wodą, gwałtowny wypływ nazewnątrz sprężonego powietrza, t. zw. „renard“. Po takim „renard“ ciśnienie w kesonie gwałtownie spada, woda się podnosi i częściowo zatapia komorę, powstaje przytem tak silna mgła, że uniemożliwia w ciągu dłuższego czasu pracę. W razie gwałtownego spadku ciśnienia w komorze roboczej zostaje natychmiast włączony drugi kompresor.

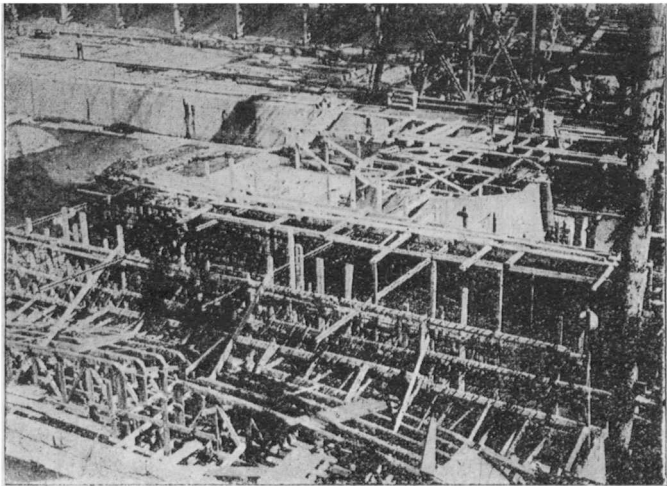


Ryc. 34.  
Widok górnej części płaszcza zapuszczonego kesonu i częściowo wykonanego przewodu ssącego.

Młoty i świdry pneumatyczne poruszane są powietrzem sprężonym do 6-iu atmosfer, dostarczaniem przez trzy kompresory o wydajności łącznej  $22 \text{ m}^3/\text{min}$ . Przy tej instalacji może pracować na terenie całego wykopu budynku maszyn 12 młotów względnie świdrów.

Keson otrzymuje, na płytę nad komorą roboczą, początkowo balast ze żwiru, następnie obciąża się go przez zalanie wodą przestrzeni nad komorą. Po skończonym opuszczaniu i zabetonowaniu komory, wodę się spompowuje, a balast żwirowy wydobywa. Następnie wycina się środkową ścianę usztywniającą i ustawia przygotowane uprzednio i ponumerowane krążyny drewniane, oszalowując je do kształtu rury ssącej.

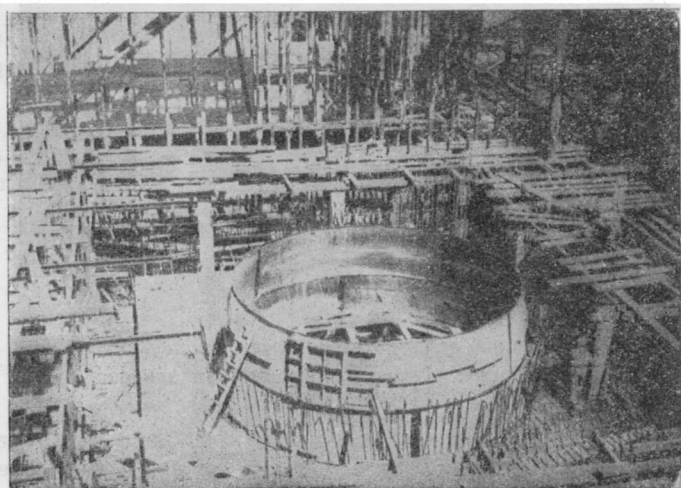
Dla betonowania kesonu, oraz następnie całego budynku maszyn, zmontowane jest przesuwane rusztowanie żelazne, posiadające ruchome ramiona z nawiniętą taśmą bez końca. Z pod betoniarki beton transportowany jest na miejsce przeznaczenia szeregiem takich taśm. Dzięki odpowiedniemu urządzeniu końcowa taśma może być ustawioną nad dowolnym miejscem wykopu. Z niej spada beton przez teleskopowy przewód blaszany. Urządzenie pozwala na ułożenie w ciągu 10 godzin  $300 m^3$  betonu. Dla uruchomienia całości, łącznie z urządzeniem przygotowującym beton, zainstalowane są silniki elektryczne o łącznej mocy 315 KM.



Ryc. 35.

*Budowa przewodu ssącego, widok od wylotu.*

Przewód ssący z pod każdej turbiny podzielony jest na cztery odloty, filarem w kierunku pionowym oraz językiem na część górną i dolną. Całość otrzymuje bardzo silne zbrojenie, szczególnie zaś język, posiadający niewielką grubość (30 cm). Początek jego, na długości 40 cm, uzbrojony jest butem żelaznym z blachy 12 mm grubości. Beton dozuje się: w fundamencie 210—280 kg cementu na  $m^3$ , w języku i partjach rury ssącej, bardziej narażonych na działanie wody, 300  $kg/m^3$ . (Rys. 31—36 ilustrują poszczególne stadja budowy przewodu ssącego).



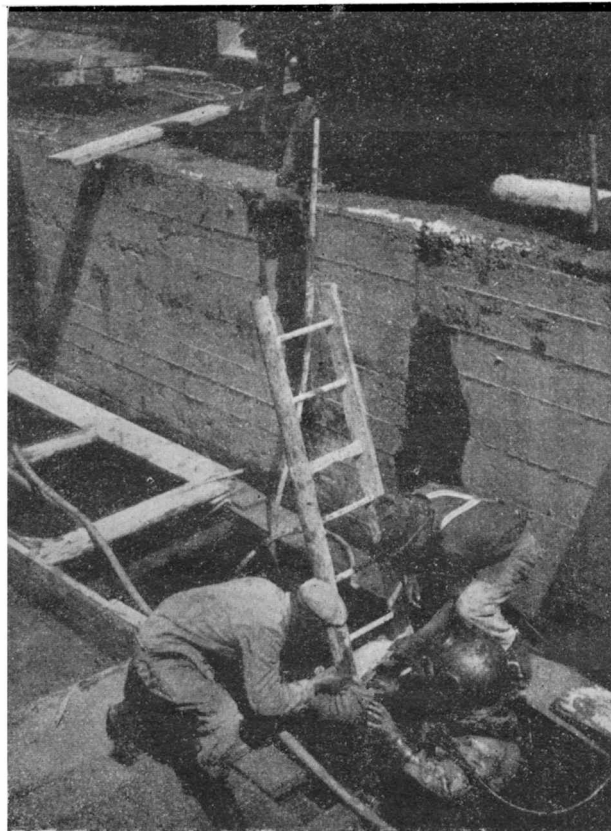
Ryc. 36.

*Budowa przewodu doprowadzającego wodę na turbine.*

Po zapuszczeniu kesonu, między płaszczem i skałą, powstaje szpara szerokości około 30 cm. Przestrzeń tę oczyszcza się inżektorem i zabetonowuje betonem, opuszczanym pod wodę rurami. Ze względu na bardzo silny wpływ wody, szparę trzeba było podzielić na kilka odcinków, zabić na ich końcach ścianki (z szyn żelaznych),

zamknąć w ten sposób przepływ wody i wówczas dopiero zabetonować.

Powyżej kesonu, na szerokości 5-mi metrów, skałę wyłamano, tworząc kanał, przez który woda odpływała do stacji pomp. Szczeliny w skałe zamknięto przy pomocy plomb z szybkowiążącego cementu, jednak tylko w ścianach i to do głębokości spompowanej wody. Ponieważ w miejscu tem ma stanąć również część fundamentu, kanał ten należało zabetonować. Zwykłym sposobem zrobić się tego nie dało, ze względu na stan wody i bardzo silny jej prąd. Mimo zamknięcia ściankami szczelnymi partji kanału na przestrzeni długości kesonu, woda, wybijająca ze szpar w dnie, zupełnie wymywała cement z betonu opuszczanego rurami. Musiano się uciec do pomocy nurka, który przez długi czas uszczelniał cementem szybkowiążącym wszystkie szczeliny (rys. 37). Sil-



Rys. 37.

*Nurek biorący porcję szybkowiążącego cementu.*

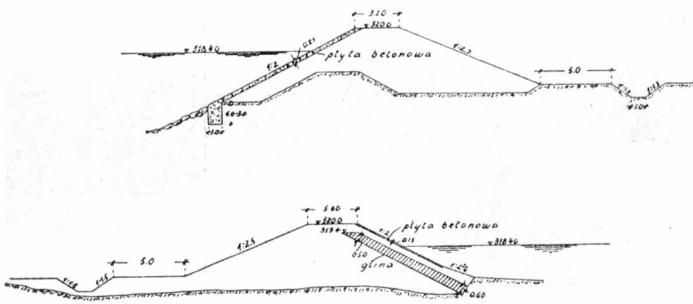
niejsze źródła ujęto w pionowe rury, uszczelnione u podstawy przy skałe i w miejscu szwów. Wyprowadzono je tak wysoko, by woda nie przelewała się przez wierzch. Uzyskawszy stojącą wodę w rurach, zamknięto źródła betonem, opuszczonym przy pomocy wstawionej żelaznej rury.

Jak trudno było zwalczyć dopływ wody świadczy, iż nad zamknięciem szpar w kanale, o szerokości 5 m i długości 28 m, pracował nurek w ciągu 2,5 miesięcy, przy 10-io godzinnej pracy dziennie.

Praca nurka polegała na skruszeniu dłutem pneumatycznym słabych części skały, oczyszczeniu jej powierzchni, przy pomocy odpowiedniego kierowania wspomnianym inżektorem, względnie zebraniu większych kawałków skały nie porywanych prądem inżektora. W oczyszczonej skałe następowało uszczelnienie szpar. Po zahamowaniu silniejszego wypływu, aby pozostałe wycieki nie wywoływały zbyt silnego prądu, spiętrzano wodę w części kanału (podzielony on został zabitemi ściankami szczelnymi na dwie partji) możliwie wysoko i stopniowo zabetonowywano dno. Gdy ułożono beton na większej partji dna, dało się wodę silniej obniżyć, ująć silne wypływy

w rury, dokładnie uszczelnić pozostałe szpary i resztę fundamentu zabetonować w suchym wykopie.

Betonowanie pod wodą odbywa się przez opuszczanie betonu przy pomocy żelaznej rury. Stawia się ją na dnie pustą, z zatkanym otworem u dołu, zapęnia betonem i ostrożnie, podciągając nieco do góry, otwiera spód. Do wierzchu, zaopatrzonego w lej, dosypuje się betonu tak, by rura była stale pełną. Stopniowo podciąga się ją i przesuwa. Należy uważać, by dolny koniec był stale zanurzony w wypływającym betonie, wówczas niema obawy rozmieszania się betonu i wymycia cementu. Używa się betonu o dużej zawartości cementu ( $400 \text{ kg/m}^3$ ) i dość wilgotnego, gdyż woda wsiąkająca do zbyt suchej mieszaniny, może powodować pewne wymycia cementu.



Rys. 38.

Obwałowanie rzeki w granicach piętrzenia.

Ze względu na spękanie skały wykonano też ostrogę betonową pod murem łączącym przyczółek jazu z budynkiem maszyn. Między przyczółkiem i zabłą podłużną ścianą żelazną grodzi, zbudowano wpród mur betonowy, z pozostawioną w jego spodzie komorą roboczą. Wykop w skałę przeprowadzono, pracując pod ściśnionym powietrzem, podobnie jak w ostatnich dwóch przesłach jazu. Skała w tem miejscu była bardzo licha, kruszyła się w palcach (tędy przechodziła dawna rynnka erozyjna). Ostrogę tę pogłębić się ma do poziomu 293,0.

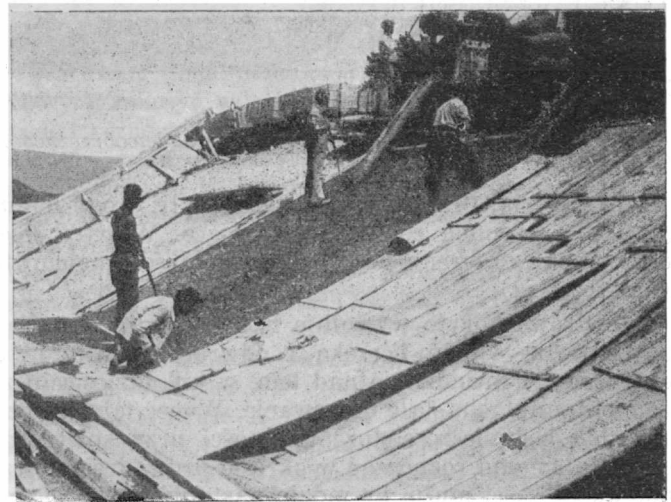
Między podłużną ścianką Larsen'a i kesonem pod trzecią jednostką ma być zapuszczony, dla stworzenia połączenia całości fundamentu, niewielki keson, o wymiarach  $5,5 \times 5,4 \text{ m}$  (wysokość komory roboczej 2,1 m). Początkowo myślano o dzwonie, zdecydowano się jednak na keson zapuszczany. Zostanie on zagłębiony do poziomu 299,0, poczem zabetonuje się szparę między skałą i płaszczem kesonu i podmuruje ostrze. Wykop w skałę przeprowadzi się głębiej przy zatrzymanym kesonie, na głębokość zależną od jakości skały. Czy da się to tak wykonać, okaże się przy robocie, gdyż dużą rolę odegra tu jakość skały. Możliwe, że keson trzeba będzie zapuścić dużo głębiej.

Kanał prowadzący wodę do zakładu przechodzi w miejscu dawnego koryta Aary. Roboty ziemne przy jego pogłębianiu są bardzo niewielkie, ograniczają się prawie wyłącznie do usunięcia na niewielkim kawałku istniejącego starego wału, zbudowanego w roku 1901, w czasie regulacji tej przestrzeni rzeki. Dno wlotu na długości 25 m przed kratami ubezpieczono płytą grubości 0,5 m, betonowaną w partjach  $10 \times 10 \text{ m}$ , ze szwami wypełnionymi papą. Wykonanie odbyło się bez trudności.

Odlotowy kanał ubezpieczono, poza wyjściem z rury ssącej, na długości 19,0 m, płytą betonową grubości 1 m. Partję między ściankami szczelnymi wykonano spompowując wodę. Silny jej napływ utrudniał bardzo prace i w paru miejscach, dla uszczelnienia szpar w skałę, użytą miała być pomoc nurka. W dnie dano, od podłoża do wierzchu płyty, co 3,0 m pionowe rury, wypełnione kamieniem. Otwory pozostawiono z uwagi na wypór. Obawiano się go tu tak, że po skończeniu płyty zasypano, na wysokość 7-iu m, żwirem i materiałem wydobytym z kesonu, obciążając ją w ten sposób z wierzchu (na czas budowy).

Część dna od wewnętrznej ścianki szczelnej do ścianki kesonu pod zakładem, wobec niezminiejszającego się, mimo zapuszczonych w skałę od góry rzeki kesonów, dopływu wody, ma się wykonywać częściowo pneumatycznie (rys. 23). Partja w dół za zewnętrzną ścianką szczelną nie otrzymuje ubezpieczenia dna. Skarpę prawobrzeżną kanału chronić mają ułożone na niej bloki betonowe, o wymiarach  $1,0 \times 1,0 \text{ m}$  do  $0,6 \times 0,6 \text{ m}$ . Układają się je dźwigiem u podnóża i dołu skarpy w dwóch warstwach, w skarpie przechodzi się stopniowo w jedną warstwę z bloków o mniejszym wymiarze. W razie podmycia podnóża, będą się bloki usuwać i zabezpieczać skarpy przed erozją.

Obwałowanie: Stały poziom piętrzenia jazu wynosi 318,4 m. Z uwagi na to, że sąsiadujące z rzeką, grunty, powyżej jazu, znajdują się na znacznej przestrzeni w poziomie o około 4-ch metrów niższym, należało, dla ochrony ich przed zalewem, wybudować wzdłuż rzeki z obu stron wały, na długości około 4-ch km ( $600.000 \text{ m}^3$  nasypu). W obrębie obwałowania przed jazem wytwarza się mały zbiornik o szerokości 500—600 metrów.



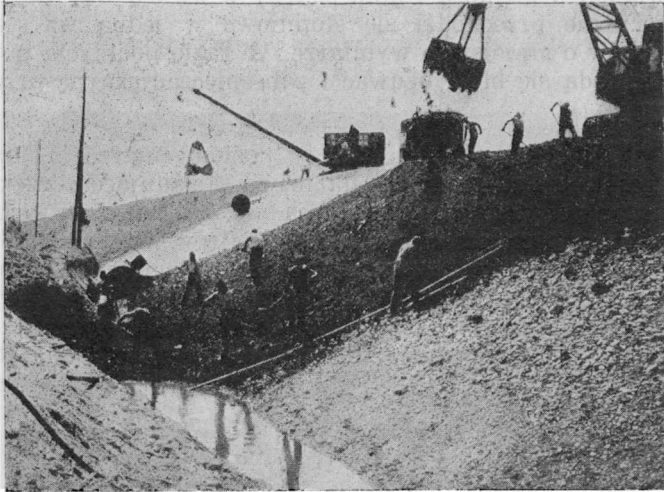
Ryc. 39.

Betonowanie płyty na skarpie wału prawobrzeżnego.

Wały ochronne (rys. 38) sypane są przeważnie z materiału wydobywanego bagrami z miejsca dawnego koryta. Jest to żwir różnej grubości zmieszany z piaskiem. Szerokość korony wynosi od 3,0—3,6 m, skarpa od strony wody w nachyleniu 1 : 2—1 : 2,75, od strony łądu 1 : 2,5, z ławeczką 5 m szeroką w poziomie 4 m niższym od korony. Prawobrzeżny wał na dużej długości idzie w miejscu dawniej zbudowanego wału. W tej partji, dla stworzenia szczelnego płaszcza przeciw przesiąkaniu wody, daje się na skarpie od rzeki betonową płytę 25 cm grubości, wzmoczoną lekko siatką prętów żelaznych (rys. 39). U dołu płyta oparta jest na fundamencie betonowym 1,0 m szerokim, sięgającym zależnie od jakości gruntu 1,0—3,0 m w głąb. Spód skarpy ma być ubezpieczony blokami betonu. Dolna część płyty jest ciągłą i uzbrojoną, w wierzchniej części co 6 m pozostawia się rowek 4 cm szerokości, 6 cm głębokości, który zapęnia się asfaltem. Pęknięcia tworzyć się będą w miejscu rowków, asfalt przeszkodzi przesiąkaniu.

Wał, wykonywany w miejscach, gdzie nie przebiega stary (cały brzeg lewy i końcowa partja prawobrzeżna), z uwagi na większe osiadanie, otrzymuje, zamiast płaszcza betonowego, ochronę przeciw przesiąkaniu w postaci gliny 0,5—0,6 m grubości (rys. 40). Glinę przykrywa się pokładem żwiru 0,4 m grubości. Powierzchnia żwiru, na wysokości wahań wody, ochroniona jest płytą betonową 0,15 cm grubości.

Gлина ubijana jest w dwóch warstwach, 0,25—0,30 cm grubości, walcem wagi 2,5 tony. Rozrzuca ją na przygotowaną skarpe bagier szczękowy. Po wyrównaniu przez robotników, polewa się glinę niezbyt obficie wodą i walcuje. Walec przeciąga maszyna. Ułożone i zwalcowane warstwy zasypuje żwirem drugi bagier. W czasie pogody żwir polewa się przez parę dni obficie wodą.



Ryc. 40.

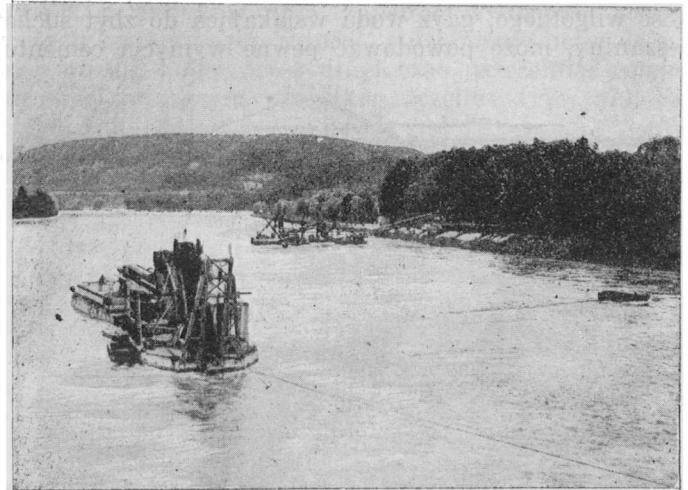
Układanie warstwy gliny na skarpie wału lewobrzeźnego.

Dla ujęcia, przesiąkającej przez wały, wody buduje się po obu stronach rowy odwadniające. W paru miejscach wysokiego terenu przechodzą one dość długimi tunelami (800 m).

Żwirowe koryta wywołuje bardzo szybką wymianę wody, między łądem i rzeką i odwrotnie, zależnie od stanu wody. Prowadzi się nad tem, w kilkudziesięciu założonych punktach, stałe obserwacje. Wobec tej nieszczelności dna będą jeszcze duże trudności przy spiętrzaniu wody. Ma się ono rozpocząć w okresie prowadzenia przez wodę dużej ilości mułu, by mogło nastąpić szybsze samoczynne uszczelnienie łożyska rzeki. Doświadczenie z bu-

dowy w Niemczech wskazuje, że szczelność osiąga się w przeciągu bardzo krótkiego czasu.

Dno Aary, na przestrzeni od zakładu do ujścia w Ren, zostaje pogłębione bagrem kubłowym (rys. 41). Materiał wydobyty zsypywany jest do pontonów. Napełniony ponton podjeżdża do ustawionego przy brzegu czerpaka kubłowego, który przenosi materiał na taśmę, a z niej do podstawionych wózków. Materiał, uzyskany z koryta, w ilości około 100.000 m<sup>3</sup>, używany jest na podwyższenie terenów przybrzeżnych przy ujściu rzeki do Renu.



Ryc. 41.

Pogłębienie dna rzeki Aary poniżej zakładu do ujścia do Renu.

Roboty w części budowy 1-ej i 2-ej prowadzone są na dwie zmiany po 10 godzin (20 godzin na dobę). Mimo bezrobocia w Szwajcarii, przy budowie pracuje dużo robotników włoskich (kesony, roboty betonowe, murarskie), co tłumaczy się tem, że dotychczas jeszcze brak dostatecznej ilości wykwalifikowanych robotników szwajcarów. Robotnik szwajcarski uważany jest przez miejscowych przedsiębiorców za gorszego niż włoski, którego też chętnie angażują do pracy.

## Wiadomości z literatury technicznej.

### Budownictwo wodne.

— **Kanał Górnośląski (Der Oberschlesische Kanal).** Taką nazwę otrzymuje kanał, którego budowę rozpoczyna się obecnie w Niemczech między Koźlem (Kosel) a obszarem przemysłowym (Gliwice, Zabrze i Bytom). Ma on zastąpić istniejący stary, a nieodpowiednio wykonany, t. zw. kanał Kłodnicki, o małym przekroju i nieodpowiednio poprowadzony, na którym obecnie niema prawie ruchu. Celem tego kanału, który ma mieć 40 km długości, a kosztować 41 milionów Mk., jest przyjscie z pomocą przemysłowi i górnictwu Śląska pruskiego, a przede wszystkim poprawić koniunkturę tamtejszego węgla, przez wykonanie nowoczesnego połączenia z wielką drogą wodną Odry i zapewnienie taniego frachtu. Mówi się o stworzeniu zdolności konkurencyjnej wewnątrz kraju (Berlin), niezawodnie chodzi jednak również i o umożliwienie konkurencji na rynkach bałtyckich.

Kanał budowany będzie według dużego typu, odpowiadającego typowi kanału Śródlądowego (600—700 ton), z możliwością powiększenia przekroju na typ odpowiadający statkom 1000 tonowym. Budowa tego kanału ma również wielkie znaczenie pod względem społecznym, gdyż da pracę licznej rzeszy bezrobotnych górnośląskiego okręgu przemysłowego.

Jak widać, zbankrutowane Niemcy mają jednak dość pieniędzy nie tylko na budowę dróg wodnych, ale nawet na

kosztowne lokalne drogi do centrów produkcji. Jeżeli przyjmujemy, że po dłuższym okresie czasu ruch na kanale dojdzie do 1,5 miliona ton (co dla końcówki jest wcale dużo), a przy koszcie budowy 41 milionów Mk = 87 milionów zł., koszta roczne drogi wodnej (amortyzacja, procentowanie, utrzymanie) wyniosą 10<sup>0</sup>/<sub>0</sub>, t. j. okragło 8,7 milionów zł., to 1 tkm pracy przewozowej obciążony będzie już z góry niezmierne wysokimi kosztami drogi wodnej:

$$\frac{8,7 \text{ milj. zł.}}{40 \text{ km} \times 1,500.000 \text{ ton}} = 14,5 \text{ grosza/1 tkm.},$$

co wskazuje na wątpliwą ekonomję tego przedsięwzięcia.

Dr. M. M.

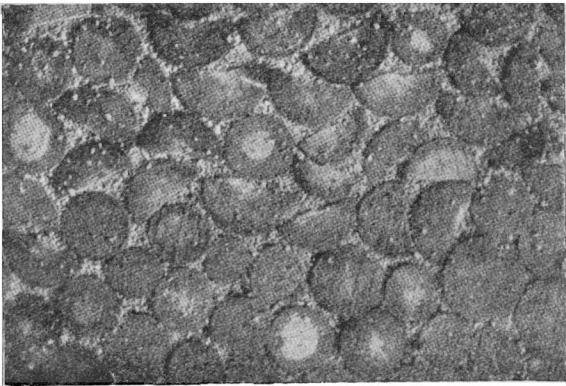
### Drogi.

— **Nowy typ bruku drewnianego.** Dotychczas stosowany bruk drewniany w formie regularnych kostek wykazał wielkie zalety tam, gdzie rozchodzi się o cichość, łagodzenie wstrząsów, oraz o mały ciężar. Natomiast ujemną jego stroną są bezsprzecznie wysokie koszta inwestycyjne. Obecnie rozpoczęto w Niemczech próby z nową formą tego bruku. Podobne próby w Danji mają za sobą już lat 8; bruk ten wykonywany jest tam z drzewa bukowego okragłego względnie łupanego, rżniętego w krążki i układanego podobnie jak bruk kamienny mozaikowy na fundamentach tłuczyniowym. Przestrzenie puste powstałe pomiędzy poszczególnymi elementami wypełniane są tam ostrym piaskiem, zaś całość po wykonaniu otrzymuje powierzchnie maziowanie.



Wykonywane obecnie w Niemczech próby (w Turynji oraz w pobliżu Berlina na drodze Birkwerder-Summt) różnią się od duńskich pod tym względem, iż użyto do nich sosny i świerku. Nadto materiał drzewny poddaje się na miejscu impregnacji wedle nowo stosowanego systemu dyfuzji. Polegającemu na tem, iż niektóre sole wchodzą do świeżego drzewa tak głęboko, jak to dotychczas było możliwe tylko przy impregnowaniu w kotle pod ciśnieniem. Tego rodzaju impregnacja, chroniąca doskonale drzewo przed zagrzybieniem, kosztuje przy bruku 10 cm wysokim 0.30—0.50 M/m<sup>2</sup>.

Dalsza odmiana w stosunku do brukowań duńskich polega w tem, iż Niemcy osadzają krawki drzewa nie w piasku, lecz w grysie, dążąc do możliwie silnego ich umieszczenia i otrzymując po przewalowaniu dobre i pewne rozklinowanie pojedynczych elementów. Typ ten został opracowany przez Dr. Deidesheimera, wynalazcę nawierzchni z grubego tłuczni. Miejsca puste, gdyż trudno je tutaj nazwać szwami, wypełniane są miałem, poczem po przewalowaniu następuje naniesienie na gorąco mieszaniny asfaltu i mazi w grubości około 1 cm. Dobrym fundamentem dla tego rodzaju bruku jest stara nawierzchnia tłuczniowa lub dziki bruk kamienny. Przy drogach bocznych, o niewielkim ruchu, można klocki wysokości około 15 cm, średnicy 10—15 cm układać bezpośrednio na ziemi; przy silniejszym ruchu należy wykonać również fundament w grubości 15 cm z klocków drewnianych, na którym układa się wierzchni pokład 10 cm gr. Klocków się nie ubija, lecz po ułożeniu większej partji wałuje.



Szorstkość tej nawierzchni jest zupełnie wystarczająca i to tem więcej, iż właściwie tylko około 70% powierzchni zajętej jest drzewem.

Jak dotychczas wykonane roboty wykazały, koszt 1 m<sup>2</sup> tej jezdni wraz z impregnacją drzewa, jednakże bez fundamentu, waha się przy grubości kostek 10 cm, między 3,50—4,00 M. (*Strassenbau n. Strassenerhaltung* Nr. 24/1933).

E. B.

## Lotnictwo.

— **Regularna linja lotnicza przez Atlantyck.** Wedle doniesień pism amerykańskich koncern „U. S. A. Airway Corporation“ ma zrealizować projekt regularnej komunikacji lotniczej między Europą a Ameryką. Plany koncernu zostały uznane przez rząd i przyznano mu subwencję 30 milionów dolarów z funduszu pracy, przyczem 10.000 robotników uzyska zajęcie na lat kilka. Projekt przewiduje wybudowanie sześciu sztucznych wysp, wznoszących się ponad powierzchnię oceanu do 30 m. Początek linii znajdzie się w Nowym Jorku, koniec w Vigo na zachodnim wybrzeżu Hiszpanji. Z Azorów jest przewidziane w przyszłości odgałęzienie do Londynu. Pierwsza sztuczna wyspa znajdzie się w odległości 600 km od wybrzeża amerykańskiego, trzy następne w odległościach co 720 km w drodze na Azory, piąta między Azorami a Hiszpanją,

Podróż z Nowego Jorku do Londynu i Paryża będzie trwała 30 godzin, do Rzymu 34, a do Berlina 36 godzin. Cena biletu z Nowego Jorku do Vigo w Hiszpanji wyniesie 350 dolarów wraz z bagażem. *Inż. A. W. Krüger.*

## RECENZJE I KRYTYKI.

**Prof. Inż. Dr. techn. Brzetysław Tolman: „Zakładani staveb“** \*). Tego podstawowego, zakrojonego na wielką miarę dzieła, ukazała się obecnie część 5, w nakładzie Czeskiej Maticy technicznej, z pomocą Czeskiej Akademji nauk i umiejętności (księgarnia Franciszka Rivnača w Pradze). Z tego powodu zamieszczamy tu krótkie sprawozdanie o całości wydawnictwa.

Mijają już czasy, kiedy młodzież i świat techniczny krajów słowiańskich zmuszeni byli korzystać wyłącznie z obcych podręczników i dzieł fachowych, po największej części niemieckich, bo własnych nie było. I u nas panującymi były wówczas, o ile chodzi o fundowanie budowli, podręczniki Brennekego, Willmana-Zschokego i Struckla. Jednak każdy rozumie, że inaczej się uczy, zwłaszcza początkujący, z dzieła napisanego we własnym języku, jak w obcym. Stąd też jako ważne wydarzenie należy uznać ukazanie się w r. 1910 obszernego dzieła profesora Politechniki Lwowskiej Józefa Rychtera: „Roboty wodne, Część II Fundamenty“ (duża ósemka VIII + 668 stron, 889 rysunków w tekście), opracowanego bardzo starannie, dzieła, z którego możemy być dumni, gdyż nie stało niżej od podręczników obcych tego rodzaju.

Lecz życie idzie naprzód, a technika postępuje może szybciej jak inne dziedziny.

W dziale fundowania budowli powstały nowe metody, do których zaliczyć należy przedewszystkiem fundowanie na płytach i różnego rodzaju pilotach żelazno-betonowych, zastosowanie ścian szczelnych stalowych i fundowanie przy obniżeniu poziomu wody gruntowej, dalej wprowadzono różne systemy nowoczesnych maszyn pomocniczych. I oto podejmuje wybitny i zasłużony profesor Politechniki czeskiej w Pradze Inż. Dr. Brzetysław Tolman myśl opracowania nowego dzieła o fundamentach, którą wprowadza w czyn w r. 1924, wydając jego pierwszą część.

Całość obejmuje siedm części, zgrupowanych w dwu dziach, a mianowicie:

Dział I. Część 1. Piloty i ściany szczelne. Część 2. Kafary, maszyny i urządzenia do przygotowania betonu, żorawie i urządzenia do osadzania ciosów. Część 3. Odwodnienie wykopu fundamentowego.

Dział II. Część 4. Grunt fundamentowy i jego badanie. Część 5. Fundowanie w otwartych wykopach i w obrzebie grodz. Część 6. Fundowanie na studniach i skrzyniach. Część 7. Fundowanie przy pomocy zgęszczonego powietrza i metodą przez zlodzenie.

Każda część stanowi odrębną całość, dlatego nie musi być zachowany przy wydawaniu powyższy porządek. Dotąd wyszło 5 części, a mianowicie: Część 1 (237 str.) w r. 1924, część 2 (227 str.) 1927, część 3 (97 str.) 1931, część 5 (96 str.) 1925, część 7 (220 str.) 1933.

Trudno tu w ramach krótkiego komunikatu omawiać szczegóły tego pięknego wydawnictwa, trzeba jednak stwierdzić, że przynosi ono chlubę autorowi, stanowiąc dzieło przewyższające tego rodzaju wydawnictwa zagraniczne. Oparte jest na najnowszych materiałach zawartych w literaturze światowej, uwzględnia najnowsze wynalazki i metody w tej dziedzinie, jak również podaje najnowsze metody i urządzenia pomocnicze. W tekście prócz szczegółowych opisów urządzeń znajdujemy wszystkie obliczenia teoretyczne i potrzebne wzory, a zrozumienie ułatwiają znakomicie szczegółowo i bardzo starannie wykonane rysunki których we wszystkich pięciu częściach jest już 1255, oraz szereg tablic wykreślonych.

Polskim inżynierom i studentom Politechnik dzieło to może oddać wielkie usługi, tembardziej, że wobec wielkiego pokrewieństwa języka czeskiego z polskim czytanie go nie sprawia Polakowi, po pewnem przyzwyczajeniu się, większych trudności. *Dr. M. M.*

\*) „Fundowanie budowli“.

## SPRAWY TOWARZYSTWA.

**Protokół z posiedzenia Wydziału Głównego P. T. P.** z 13 listopada 1933 r. Obecni: Prezes Inż. Rybicki, wiceprezes Inż. P. Prachtel-Morawiański, oraz 17 członków Wydziału.

Usprawiedliwił swą nieobecność Prof. Dr. O. Nadolski.

1. Protokół z ostatniego posiedzenia odczytano i przyjęto bez zmian.

2. Przyjęto jednogłośnie Inż. F. Blümke na członka P. T. P.

3. Sprawa *Czasopisma Technicznego*. Prof. Bratro zwrócił się do Wydziału Głównego z prośbą o udzielenie mu pełnomocnictwa do wydania na wiosnę 1934 r. *Czasopisma Technicznego* w podwójnej objętości normalnego numeru t. j. 32 stron druku, w którym będą zamieszczone oryginalne prace dotychczas niedrukowane Inżynierów Jugosławiańskich. Równocześnie Związek Inżynierów Jugosławiańskich wyda prace inżynierów polskich. Uchwalono.

Następnie uchwalono, aby autorom artykułów umieszczonych w *Cz. Techn.* potrącono z honorarium autorskiego 50% kosztów sporządzenia klisz z tem, że klisze te staną się własnością autorów.

4. Stypendjum Prezesa Inż. St. Rybickiego. Inż. Bronarski imieniem Komisji składa wniosek, aby dotychczasowe 2 stypendja po 50 zł. rozszerzono na 4 stypendja po 40 zł. z tem, że z funduszu zapomogowego dla Członków P. T. P. byłoby wydzielonych 400 zł.

Prof. Bratro stawia wniosek, aby ustanowiono 4 stypendja po 50 zł.

Prof. Dr. Matakiewicz popiera wniosek Prof. Bratry. Wniosek został przyjęty jednogłośnie.

Wydział Główny na wniosek Prezesa Inż. St. Rybickiego i Komisji uchwalił przyznać stypendjum Imienia Prezesa Inż. St. Rybickiego: 1. Czesławowi Jabłońskiemu, 2. Zdzisławowi Wojdasowi, studentom IV r. Wydz. mech. P. L., 3. Witoldowi Czajkowskiemu, stud. III r. Wydz. inż. lądowej i Wodnej, 4. Zygmuntovi Kruszelnickiemu, stud. III r. Wydz. architektonicznego.

Inż. L. Ciechanowicz delegat P. T. P. na konferencji międzyzwiązkowej, zorganizowanej przez Związek Inżynierów Żydów w sprawie podjęcia akcji o uzyskanie świadectw dla bezrobotnych pracowników wolnych zawodów nieuprawnionych do korzystania z Funduszu Pensyjnego, złożył sprawozdanie z odbytej konferencji, rezygnując z godności delegata P. T. P. Po dyskusji rezygnację przyjęto do wiadomości.

Prezes Rybicki zwraca się do Prezesa Komisji Ogólnej Inż. Prachtla Morawiańskiego o zwołanie Komisji w sprawie kontynuowania akcji wszczętej obecnie przez Zw. Inż. Żydów.

Prof. Bratro proponuje, aby delegacja P. T. P. udała się do Pana Wojewody lwowskiego i przedstawiła sprawę konieczności uczestniczenia P. T. P. we wszystkich sprawach technicznych, a mianowicie w pracach, związanych z Funduszem Pracy i w powstać mającym Funduszu inwestycyjnym.

Inż. Prezes Rybicki z ramienia Z. P. Z. T. zwrócił się w tej sprawie do przewodniczącego Funduszu Pracy b. Min. Klarnera.

Sprawę projektu ustawy o Izbach Inżynierskich i uprawnieniach inżynierów odroczone do następnego posiedzenia.

Na tem posiedzenie zamknięto.

**Protokół z posiedzenia Wydziału Głównego P. T. P.** z dnia 20 listopada 1933 r. Obecni: Prezes Inż. St. Rybicki. Wiceprezesi: Rektor Prof. Dr. Inż. O. Nadolski i Inż. Prachtel-Morawiański, oraz 8 członków Wydziału.

1. Protokół z ostatniego posiedzenia po odczytaniu przyjęto.

2. Przyjęto jednogłośnie Dr. Alfreda Freudenthala i Stanisława Frankiewicza na członków P. T. P.

3. Sprawa Izb Inżynierskich. Inż. F. Blum podaje przebieg starań o wydanie ustawy o Izbach Inżynierskich, przyczem zaznacza, że Wydział Izby Inżynierskiej zgodził się jednogłośnie na zaliczenie do Izb Inżynierskich urzędników państwowych i samorządowych Ogółem opracowano 9 projektów ustawy. Ostatni projekt ma być jeszcze raz przedyskutowany na Ogólnem Zjeździe Delegatów Zrzeszeń Technicznych. Wyjaśnień udziela Prezes Inż. St. Rybicki.

Inż. Fr. Blum podaje w zarysie treść projektu o Izbach Inżynierskich.

W dyskusji zabierali głos: Rektor Prof. Dr. O. Nadolski, Prof. E. Hauswald, Inż. P. Prachtel-Morawiański, Inż. Z. Marynowski.

Inż. F. Blum stawia wniosek, Wydział uchwała, aby na zebraniu środowem odbył się referat o projekcie nowej ustawy, na którym mogą być zgłoszone poprawki, poczem Komisja zbierze poprawki i przedłoży Wydziałowi do załatwienia. Wniosek przyjęto.

4. W sprawie przyjęcia do Związku Zrzeszeń Technicznych, Związku mierniczych przysięgłych, proponuje Prezes Inż. St. Rybicki, by pismo zwrócić do Związku mierniczych przysięgłych, celem uzupełnienia, kto z członków jest inżynierem.

**Protokół z posiedzenia Wydziału Głównego P. T. P.** z dnia 11 grudnia 1933 r. Obecni: Prezes Inż. St. Rybicki i 7 członków Wydziału, nadto jako gość Poseł Inż. Chmielewski.

Protokół z ostatniego posiedzenia przyjęto bez zmiany. Do grona członków przyjęto jednogłośnie Inż. K. Sidorowicza. Delegatem na Zjazd Delegatów Z. P. Z. T., który ma się odbyć w dniach 16 i 17 grudnia w Warszawie w sprawie ostatecznej redakcji projektu ustawy o Izbach Inżynierskich wybrano P. Dyr. Inż. Fr. Bluma.

W sprawie projektu Ustawy o Izbach Inżynierskich udziela Prezes głosu P. Dyr. Blumowi, który referuje sprawę i przypomina, że na środowem zebraniu 6 b. m. po przeprowadzonej dyskusji zaprosił Prezes Towarzystwa Członków do zgłaszania wniosków na zmianę projektu Ustawy ogłoszonego w *Wiadomościach Technicznych*. Na skutek tego zaproszenia zgłosili wnioski PP. Prof. Bratro, Prof. Hauswald, Inż. Ciechanowicz, Inż. Krzyworączka i Inż. Monastyrski. Wnioski te, odnoszące się już to do zmiany ogólnych zasad, już też tylko do poprawek formalnej natury rozpatrzyła Komisja.

Na tem posiedzenie zamknięto.

**Rejestracja inżynierów.** Związek Polskich Zrzeszeń Technicznych zarządził rejestrację (ankietę) Członków Stowarzyszeń należących do Związku, w celu ustalenia ich stopnia wykształcenia i specjalności. Taka statystyka jest potrzebną dla Związku dla ułatwienia jego pracy nad organizacją pracowników w dziedzinie technicznej, jak i dla Władz Rządowych dla celów ogólnopństwowych.

Związek zawiązał swych członków za pośrednictwem „Wiadomości Związku Polskich Zrzeszeń Technicznych“, do rejestracji i wypełnienia formularzy „Ankiety“, dołączonych do *Wiadomości*.

Temu wezwaniu uczyniła zadość tylko bardzo mała liczba Członków Polskiego Towarzystwa Politechnicznego. Wobec ważności akcji podjętej przez Zarząd Związku P. Z. T. zwracamy się do Szanownych Kolegów z prośbą o jaknajliczniejsze wypełnienie i przesłanie do Zarządu Związku P. Z. T. (Warszawa, ul. Czackiego 3/5) formularzy „Ankiety“.

Wydział Główny.