

WYDAWNICTWO MINISTERSTWA ODBUDOWY Nr 23

Dr Inż. KAZIMIERZ WÓYCICKI
PROFESOR POLITECHNIKI WARSZAWSKIEJ

WODOCIĄGI i KANALIZACJE

Tom II
KANALIZACJE

WARSZAWA

1948

SKŁAD GŁÓWNY:
TRZASKA, EVERT i MICHAŁSKI – WARSZAWA, MARSZAŁKOWSKA 51

KANALIZACJE

Dr Inż. KAZIMIERZ WÓYCICKI
PROFESOR POLITECHNIKI WARSZAWSKIEJ

WODOCIĄGI i KANALIZACJE

Tom II

KANALIZACJE

W A R S Z A W A

1 9 4 8

SKŁAD GŁÓWNY:
TRZASKA, EVERT i MICHALSKI – WARSZAWA, MARSZAŁKOWSKA 51

WYDAWNICTWO MINISTERSTWA OBRÓDOWY Nr 22

DR inż. KAZIMIERZ WÓJCICKI
PROFESOR POLITECHNIKI WARSZAWSKIEJ

WODOCIĄGI I KANALIZACJE

Kierownictwo techniczne:
KSIĘGARNIA WYDAWNICZA
TRZASKA, EVERT i MICHALSKI
w WARSZAWIE

KANALIZACJE



121581

WARSZAWA

2221/08

I. ZADANIE KANALIZACJI I RYS HISTORYCZNY

Zadaniem kanalizacji miast jest odprowadzenie w sposób jak najszybszy i jak najtańszy wód z terenów osiedli w ten sposób, żeby nie powodowały one niedogodności i nie sprawiały przykrości w życiu miast i ich mieszkańców. Łącznie z urządzeniami wodociągowymi kanalizacja stwarza higieniczne warunki dla życia w mieście, wpływając w wybitnym stopniu na zdrowotność.

Od najdawniejszych czasów ludność miast odczuwała potrzebę odprowadzenia wód zużytych oraz odwodnienia osiedli. Początkowo wykonywane ono było przy pomocy rowów otwartych, w miarę jednak powstawania coraz ciasniejszej zabudowy zaczęto odprowadzać ścieki przewodami umieszczonymi pod powierzchnią ulic. Badania archeologiczne w Babilonie, Niniwie, Egipcie i Jerozolimie stwierdziły istnienie w miastach starożytnego Wschodu kanalizacji domowej oraz miejskiej.

W starożytnej Grecji i Rzymie wykonanych było dużo budowli kanalizacyjnych; ruiny wielu z nich zachowały się do dnia dzisiejszego. Niektóre z nich są jeszcze i obecnie w stanie używalności. Ateny, Mikeny, Syrakuzy, Agrigenti posiadały sieci kanalizacyjne. Główny kolektor kanalizacji Rzymu „cloaca maxima”, wykonany z kamienia, o przekroju prostokątnym, przesklepionym u góry, ma wymiary w świetle: szerokość 2,15 m, wysokość 3,19 m, spad dna zmienny 1—30‰. Kanał ten zachował się do czasów obecnych i został włączony do nowoczesnej kanalizacji Rzymu. Wykopaliska Pompei wskazują, że istniała tam planowa kanalizacja, z którą połączone były domy, posiadające ubikacje z urządzeniami splukującymi odchody do kanałów miejskich.

Zarówno Grecy, jak i Rzymianie, rozpowszechnili umiejętności techniki kanalizacyjnej na całym obszarze swych zdobyczy i wpływów. Z upadkiem Rzymu rozwój techniki kanalizacyjnej zostaje przerwany i w wiekach średniowiecza następuje cofnięcie się znacznie wstecz. Jest to też powodem olbrzymiej śmiertelności, będącej wynikiem ciągłych wybuchów najrozmaitszych chorób epidemicznych.

Rzeczony rozwój nowoczesnej kanalizacji datuje się od końca XVIII stulecia, przy czym przoduje w nim Anglia. W roku 1848 zostaje wydany jako pierwszy tego rodzaju „Public Health Act”, wpływając zasadniczo na zmianę warunków higienicznych życia w miastach. Pierwszy projekt planowej kanalizacji oparty na nowoczesnych zasadach został wykonany dla Hamburga w roku 1845. W Anglii, w Londynie oraz innych miastach, zostają wprowadzone, jako pierwsze tego rodzaju urządzenia, klozety splukiwane wodą, umożliwiające w sposób najdoskonalszy usunięcie odchodów ludzkich z mieszkań. Wreszcie również w Anglii jako pierwszej, powstaje zagadnienie konieczności oczyszczania ścieków z uwagi na rosnące zanieczyszczanie odbiorników przyjmujących odpływy.

Obecnie technika kanalizacyjna zajmuje się nie tylko zagadnieniami odprowadzenia poza obręb miast ścieków, lecz również ich oczyszczaniem względnie przeróbką w takim stopniu, by nie powodowały one zanieczyszczenia rzek, a nawet by w pewnych wypadkach mogły być wykorzystane dla celów rolnictwa.

Posiadamy na ogół mało wiadomości o urządzeniach kanalizacyjnych w dawnej Polsce. Kroniki z wieków XIV i XV zawierają szereg dokumentów, świadczących o istnieniu kanałów miejskich w Kazimierzu, Krakowie, Lublinie, Lwowie, Płocku, Poznaniu, Warszawie i Wilnie.

W XVIII wieku Warszawa posiadała sieć rowów oraz kanałów krytych, drewnianych i murowanych nie powiązanych ze sobą i odprowadzających z niewielkich zlewni ścieki do Wisły. W roku 1876 został opracowany pierwszy projekt planowej kanalizacji, zaś w roku 1881 rozpoczęto jego budowę. W roku 1926 został skończony projekt kanalizacji wielkiej Warszawy, którego realizację przeprowadza się dotychczas.

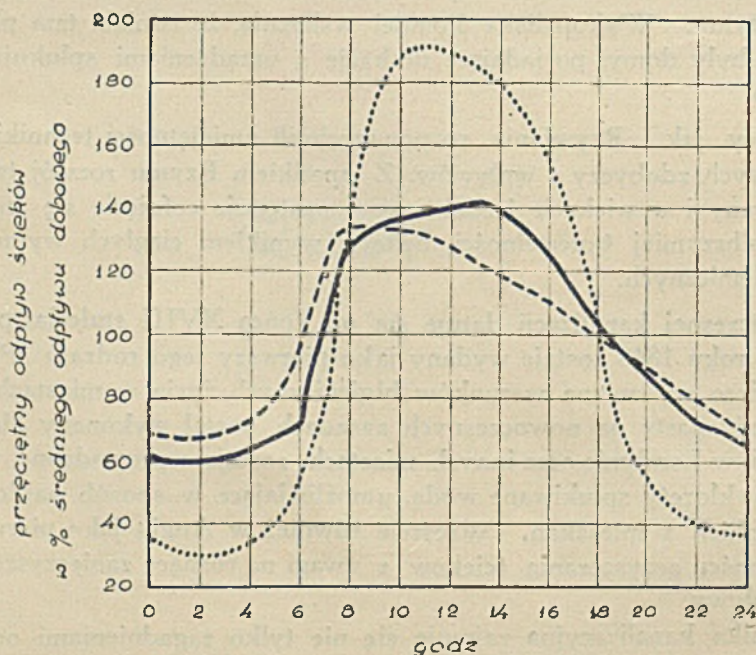
W obecnym stanie miasta nasze są pod tym względem niesłychanie zaniedbane. Z 636 miast Polski planową kanalizację posiadało 54, zamieszkałe przez 4.715.000 mieszkańców, budowana zaś była w 25 miastach z 635.000 mieszkańcami. Dotychczas oczyszcza ścieki częściowo lub całkowicie zaledwie 36 miast. Dla odrobienia tych olbrzymich zaniedbań należy wybudować przeszło 6.000 km kanałów, przy czym koszt realizacji pełnego programu inwestycji kanalizacyjnych wyniesie 750 milionów złotych (wartości przedwojennej z roku 1939).

II. ILOŚĆ ŚCIEKÓW

II. 1. WODY BRUDNE.

Ilości ścieków z gospodarstw domowych i przemysłu odpowiadają w ogólności zużyciu wód wodociągowych. Z wielkości więc rozbioru wody wodociągowej sądzić można o ilości tych dwóch rodzajów odpływów. Podobnie do nierównomierności rozbioru wody wahać się będą odpływy w poszczególnych okresach roku, tygodnia oraz dnia. Sprawę tę omówiono dostatecznie wyczerpująco w części I-ej traktującej o wodociągach i tam odpowiednie szczegółowe dane znaleźć można.

Do obliczenia sieci przewodów odwadniających przyjmuje się określoną normę rozbioru wody na mieszkańca i przeciętną dobę, co pozwala obliczyć dla danej gęstości zaludnienia odpływy z jednostki powierzchni, którą przyjęto o wielkości 1 hektara. Są to tak zwane splywy jednostkowe. Znając charakter miasta można określić maksyma dobowe oraz godzinowe. W stosunku do największego rozbioru godzinowego wody wodociągowej odpływ największy będzie przesunięty nieco w czasie (rys. 1).



Rys. 1. Wahania godzinowe w odpływie ścieków miejskich.

W niektórych miejscowościach przyjmuje się określoną część odpływu, rozłożoną na pewną ilość godzin, zgodnie ze zjawiskiem skupiania się odpływu wody brudnej na określone okresy doby. Największa część wód brudnych płynie w miastach około godziny 16-ej, w średniej wielkości osiedlach około 14-ej, w niewielkich około 12-ej.

Nie zawsze jednak dopuszczalne jest przyrównywanie odpływu wód brudnych do rozbioru wody wodociągowej. Częstość dochodzi z niego do sieci kanalizacyjnej tylko część 50—80%, podczas gdy duża część wód ściekowych pochodzi ze źródeł innych. Stosunek odpływu wód brudnych do wody wodociągowej wynosi dla różnych miast od 100—200%. Należy pamiętać o tym, że przy niedostatecznej szczelności kanałów mogą się również dostawać do nich wody gruntowe. Gdy kanalizacja ma za zadanie jednoczesne obniżenie stanu wody gruntowej, przeprowadza się ją przy pomocy odrębnych przewodów dla wody gruntowej, ułożonych obok lub poniżej kanałów. Przewody te mogą niezależnie odprowadzać wody gruntowe lub też co pewną odległość być łączone z przewodami kanalizacyjnymi w miejscu studzienek złączowych.

W wypadku odpływów z zakładów przemysłowych należy stwierdzić, czy czerpią one wodę z wodociągów miejskich, czy też z własnych źródeł wody oraz w jaki sposób, równomiernie czy też falami, odbywa się doprowadzanie ścieków do kanalizacji. Ilości ścieków przemysłowych wynoszą w stosunku do odpływu zużytych wód domowych 5—100%. W mniejszych miastach przemysłowych wartości te mogą być znacznie wyższe.

II. 2. WODY BURZOWE.

Sprawa ilości odpływów deszczowych wymaga dodatkowego omówienia. Ilości odpływów deszczowych zależą od wysokości opadów obserwowanych w danej okolicy. Wobec zaś bardzo małej i krótkotrwałej pojemności terenu, związane są w wysokim stopniu z opadem chwilowym. Wahania w jego wysokości odbijają się bezpośrednio na wielkości odpływu, przy czym rozpiętość wahań jest bez porównania większa niż zużytych wód domowych; odpływ w czasie pogody posusznej spada do zera, natomiast w czasie deszczów nawalnych osiągnąć może bardzo duże wartości.

Jeżeli obliczymy dla porównania ilości odpływów do odprowadzenia w ciągu okresu dłuższego np. roku, to stwierdzimy, że zużyte wody domowe dla warunków Polski przewyższają odpływy deszczowe. Odwrotnie sprawa przedstawia się przy porównaniu odpływów sekundowych.

Przyjmijmy do porównania: powierzchnię 1 ha o średniej gęstości zaludnienia 300 mieszkańców i współczynniku spływu $\varphi = 0,5$; zużycie przeciętne wody 100 litr/mieszkańca/dobę oraz średni opad roczny dla środkowej Polski 550 mm; jako miarodajny deszcz o prawdopodobieństwie 20% i czasie trwania 30' o natężeniu 37,0 mm/godz.

Wyniosą: odpływy roczne—deszczowe $Q_d = 0,5 \times 0,55 \times 10.000 = 2.750 \text{ m}^3/\text{rok}/\text{ha}$

zużytych wód domowych $Q_s = 365 \times 300 \times 0,1 = 10.950 \text{ m}^3/\text{rok}/\text{ha}$

$$Q_s : Q_d = 4 : 1$$

odpływy sekundowe zużytych wód domowych w godzinie największego odpływu

$$q_s = \frac{100 \times 0,1 \times 300}{3.600} = 0,83 \text{ litr}/\text{sek}/\text{ha}$$

wód burzowych

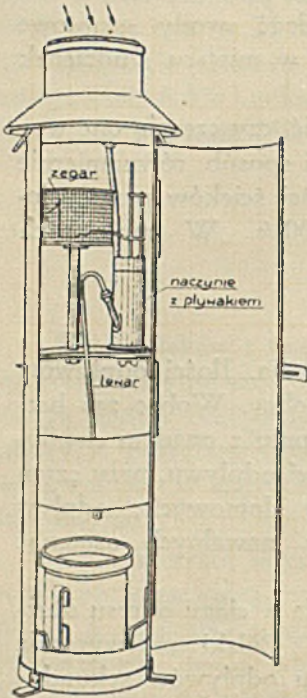
$$q_d = 0,5 \frac{0,037}{3.600} \times 10.000 \times 1.000 = 51,4 \text{ litr}/\text{sek}/\text{ha}$$

$$q_s : q_d = 1 : 62$$

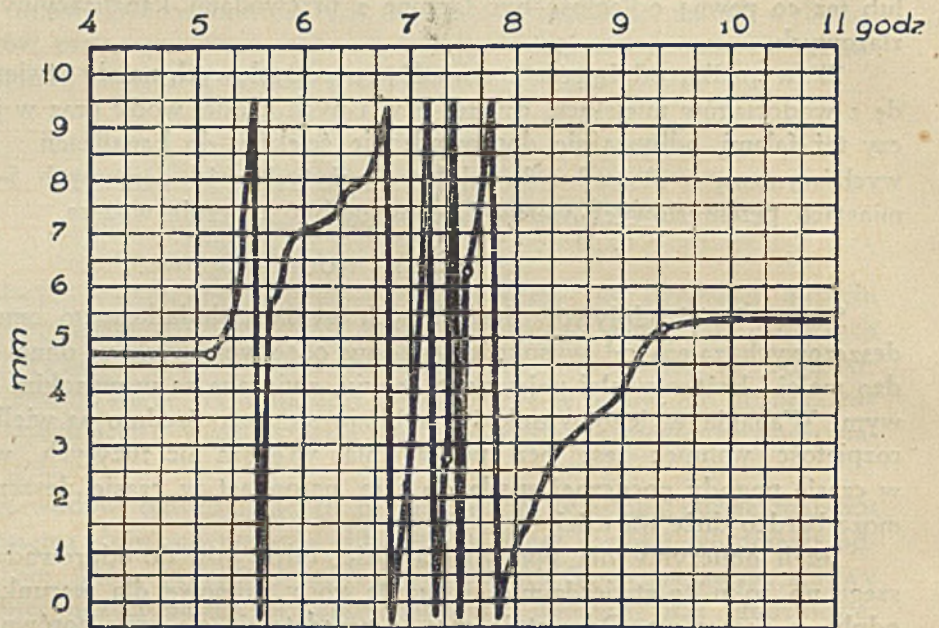
Według założeń, stosowanie do których liczone były przekroje kanałów w dotychczas wybudowanych sieciach miejskich stosunek zużytych wód domowych do burzowych waha się w granicach 1 : 20 do 1 : 100.

Przepływy sekundowe są miarodajne dla określenia przekrojów przewodów, służących do odprowadzenia ścieków. Do zaprojektowania sieci przewodów, którymi będą płynąć wody opadowe, niezbędna jest znajomość nie tylko największego natężenia deszczów, zależącego jak uczy obserwacja od czasu ich trwania i obszaru zasięgu, lecz również i częstotliwości pojawiania się opadu o określonym natężeniu czyli znajomość prawdopodobieństwa. Stąd też wynika konieczność spostrzeżeń deszczów nawalnych i opracowania ich wyników w tej postaci, by można je było zastosować do obliczeń przy projektowaniu kanalizacji.

Spostrzeżenia przeprowadzane są przy pomocy przyrządów samopiszących; na podstawie ich notowań zawsze daje się obliczyć natężenie J każdego deszczu, tj. wysokość opadu w jednostce czasu. Przyjęto określać natężenie w mm/godz. Na rysunku 2 pokazano deszczomierz samopiszący, zaś rysunek 3 przedstawia wykres zanotowanego przez deszczomierz opadu nawałnego.



Rys. 2. Deszczomierz samopiszący.



Rys. 3. Wykres opadu burzowego zanotowany przez deszczomierz samopiszący.

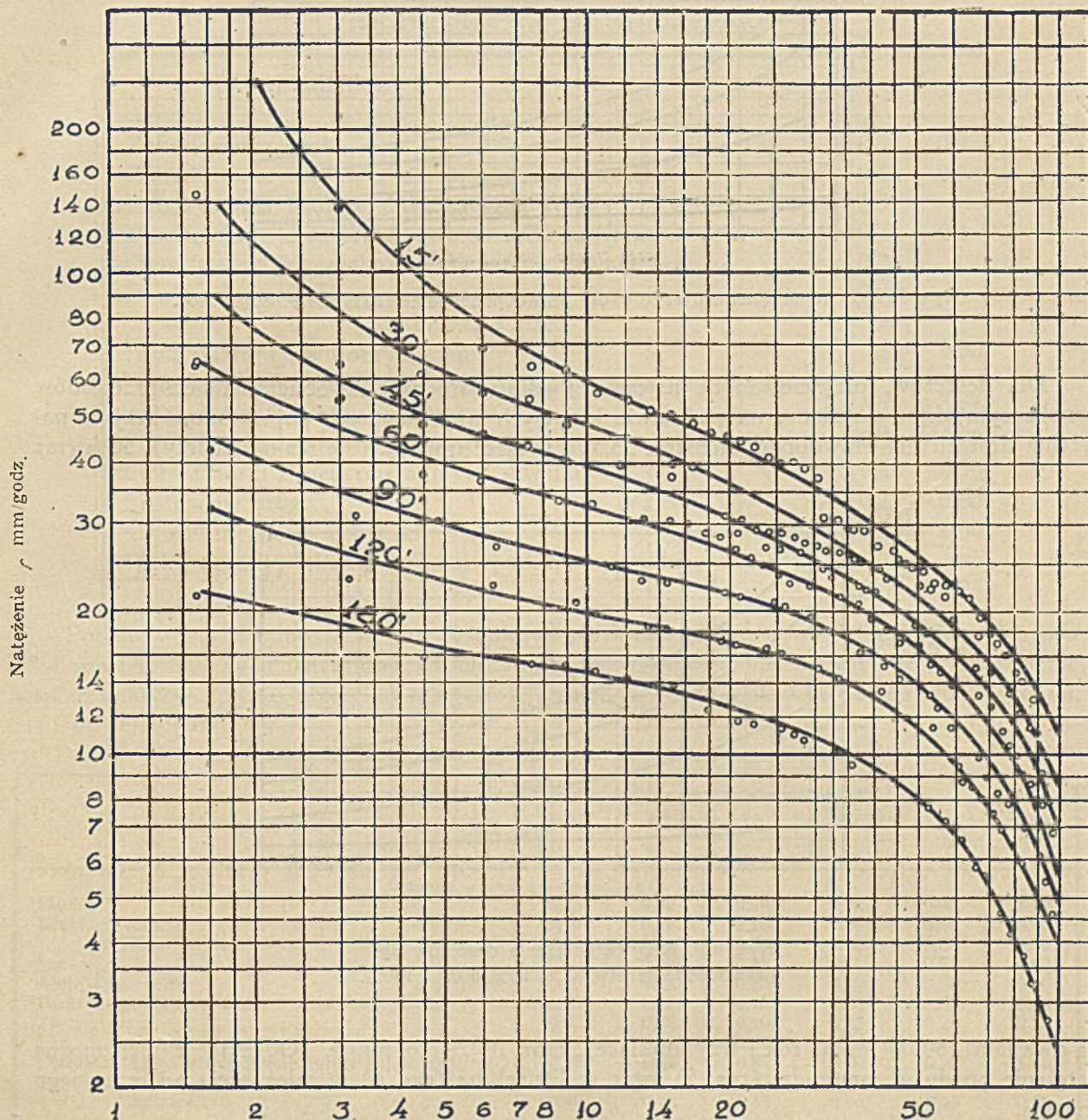
Wyniki obserwacji opracowywane są w postaci krzywych czasów trwania, najlepiej w poziomej podziałce prawdopodobieństwa, pionowej zaś logarytmicznej. Pozwala to na bezpośrednie odczytanie z krzywych dla przyjętego procentowego prawdopodobieństwa największego natężenia deszczu, odpowiednio do różnego czasu jego trwania. Prawdopodobieństwo określa okres czasu, w ciągu którego zostaną przekroczone natężenia deszczów o danym czasie ich trwania. W więc np. natężenia odpowiadające odciętej 20% trafią się lub będą przekroczone w okresie 5-letnim jeden raz ($100 : 20 = 5$). Przyjęto mówić o deszczach odpowiadających odciętej 20%, że są to deszcze trafiające się raz na lat 5. Odcięta 50% wskazuje natężenia deszczów trafiających się raz na dwa lata itd.

Natężenie deszczów J mm/godz. przeliczyć najlepiej na q litr/sek/ha podobnie, jak się to robi przy określaniu ilości zużytych wód domowych. Z krzywych odczytuje się wówczas wartości, które można użytkować bezpośrednio do obliczania sieci przewodów odwadniających.

Z długoletnich obserwacji wykonywanych w Warszawie obliczono krzywe czasów trwania dla deszczów nawałnych trwających od 10' do 180': podane są one na rysunku 4. Można przyjąć, że będą one słuszne dla obszarów całej Polski.

Ze względów gospodarczych nie mogą być brane pod uwagę rzadko trafiające się poszczególne nawałne deszcze. Przekroje przewodów zdolnych przelknąć bez przepelnienia się sieci kanalizacyjnej odpływu z takich deszczów wypadłyby bardzo dużych rozmiarów, co jest związane z bardzo wysokimi kosztami wykonania i nie każda gmina miejska na taki poważny wydatek na budowę sieci kanalizacyjnej może sobie pozwolić. Godzimy się więc na pewne przykrości, nawet szkody, powtarzające się w określonych odstępach czasu, wynikające z przepelniania się sieci przewodów kanalizacyjnych, a to w celu zmniejszenia ich wymiarów i przez to dostosowania kosztów ich budowy do możliwości finansowych danej gminy. Rozmiar, tym

samym koszt kanalizacji jednolitej, zależy od przyjęcia natężenia miarodajnego opadu. Miasta więc większe i bogatsze zaopatrywane są w przewody kanalizacyjne zdolne przełknąć odpływy, bez nadmiernego przepelnienia się, z deszczów bardziej gwałtownych, trafiających się rzadziej. Sieć kanalizacyjną w miastach mniejszych i uboższych liczy się na deszcze o prawdopodobieństwie większym, a zatem częściej się zdarzające.

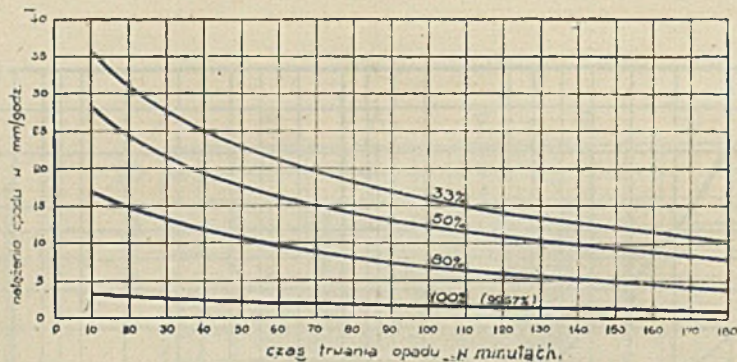


Liczba lat w stuleciu z opadem o natężeniu j mm/godz. i wyższym.

Rys. 4. Krzywe czasów trwania dla deszczów nawalnych.

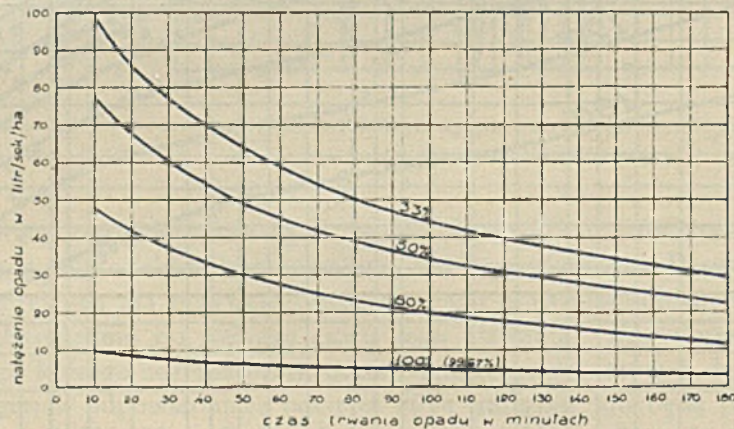
Ważnymi czynnikami są układ terenu i sposób wykorzystywania piwnic. Na terenach płaskich i przy niewielkim wykorzystaniu piwnic dopuszczamy częstsze przepelnianie się sieci kanalizacyjnej. Odwrotnie ma się rzecz w wypadku silnych spadków terenu, położenia miasta w kotlinie oraz wykorzystywania piwnic na składy, których zalanie spowodowałoby poważne szkody. Częstokroć dla dzielnic śródmiejskich przyjmuje się za podstawę do obliczeń deszcze

o prawdopodobieństwie mniejszym, dla przedmieść o ruchu słabszym, gdzie czasowa na ogół bardzo krótkotrwała przerwa z powodu zalania ulic wodą deszczową odbija się w bardzo nieznacznym stopniu na ruchu ulicznym, prawdopodobieństwo większe. Na ogół obiera się jako górną granicę deszcze trafiające się raz na 3 lata, jako dolną — co roku.



Rys. 5. Krzywe natężenia deszczów dla prawdopodobieństw 33%, 50%, 80% i 100%.

Dla deszczów, przyjmowanych najczęściej jako miarodajne do obliczania sieci przewodów kanalizacyjnych, wykreślono, na podstawie krzywych wspomnianych poprzednio, krzywe natężenia deszczu dla prawdopodobieństwa 33,3% (deszcz trafiający się raz na lat trzy), 50% (raz



Rys. 6. Krzywe natężenia deszczów dla prawdopodobieństw 33%, 50%, 80% i 100%.

na dwa lata), 80% (raz na rok i trzy miesiące), oraz 100% (co roku). Odczytać z nich można natężenie opadu w mm/godz. (rys. 5) oraz w litr/sek/ha (rys. 6) w zależności od czasu jego trwania.

II. 2-a. Współczynnik splywu.

Nie cała jednak ilość wody deszczowej dochodzi do kanałów. Część wody zależnie od rodzaju zabudowy, nawierzchni ulic oraz spadków terenu zostaje zatrzymana na powierzchni, całkowicie lub czasowo oraz w czasie splywu i stagnowania ulegnie stratom na przesiąkanie i parowanie. Ilość wody, która dostanie się do przewodów deszczowych, zależy będzie od właściwości powierzchni splywu, od czasu trwania deszczu, pory roku, ciepłoty i stosunków wilgotności. Wszystkie te czynniki ujmujemy współczynnikiem splywu φ , który pozwala określić tę część ilości opadu, która po odjęciu ilości strat dochodzi do kanałów.

Przy obliczaniu spływu wód deszczowych zasadnicze znaczenie ma odpowiedni obiór współczynnika spływu. Mała jego zmiana bardziej wpływa na wynik końcowy niż inne drobności w obliczeniu. Ze względu na uszlachetniające się stopniowo bruki współczynniki spływu będą wzrastały i należałoby możliwości te uwzględnić od razu przy ich obiorze.

Ogólnie podaje się wartości współczynników φ oraz od rodzaju pokrycia powierzchni spływu. φ w spływie $\bar{\varphi}$ uzależnione od gęstości zabudowy

Przeciętne jego wartości są następujące:

Rodzaj zabudowy	φ
Zabudowania gęste	0,7 — 0,9
Zabudowania rzadkie z domami w podwórzach	0,5 — 0,7
Zabudowania rzadkie z dużymi podwórzami i ogrodami	0,5
Powierzchnie zabudowań gospodarstw rolnych	0,3 — 0,4
Ogrody, łąki i niezabudowane tereny zewnętrzne	0,2
Powierzchnie dachów: metalowe	0,95
dachówka i papa	0,90
Bruk asfaltowy w dobrym stanie	0,85 — 0,90
Bruk kamienny, klinkierowy, kostka drewniana ze starannie zacementowanymi szwami	0,75 — 0,85
bez zacementowanych szwów	0,50 — 0,70
Gorsze bruki z nieuszczelnionymi szwami	0,40 — 0,50
Szosowane drogi	0,25 — 0,60
Zwirowane drogi i ścieżki	0,15 — 0,30
Parki, ogrody, łąki zależnie od spadku powierzchni i rodzaju podłoża	0,05 — 0,25

Podane wartości odnoszą się do stosunkowo płaskiego terenu; w wypadku większych spadków powierzchniowych należałoby współczynniki powiększyć. Słuszne więc jest uzależnienie współczynników spływu nie tylko od gęstości zabudowy, czy pokrycia powierzchni spływu, ale i od jej spadku:

Rodzaj powierzchni	Spadek powierzchni w %					
	0,5	1,0	2,5	5,0	7,5	10,0
	φ					
Dachy	0,85	0,90	0,96	0,98	0,99	1,00
Bruki szczelne	0,70	0,72	0,75	0,80	0,85	0,90
„ zwykłe	0,50	0,52	0,55	0,60	0,65	0,70
Szozy	0,40	0,42	0,45	0,50	0,55	0,60
Aleje spacerowe	0,20	0,22	0,25	0,30	0,35	0,40
Parki i ogrody	0,10	0,12	0,15	0,20	0,25	0,30
Ziemia orna	0,05	0,08	0,10	0,15	0,20	0,25
Lasy	0,01	0,02	0,04	0,06	0,10	0,15
Dzielnice gęsto zabudowane (stare dzielnice) . . .	0,80	0,82	0,85	0,90	0,95	1,00
Dzielnice luźniej zabudowane	0,60	0,62	0,65	0,70	0,75	0,80
„ willowe	0,40	0,42	0,45	0,50	0,55	0,60

Współczynnik spływu φ dla całej zlewni A , o różnym charakterze jej części składowych A_1, A_2, \dots ujętym przez odpowiednio różne $\varphi_1, \varphi_2, \dots$ określimy z:

$$\bar{\varphi} = \frac{A_1 \varphi_1 + A_2 \varphi_2 + \dots}{A}$$

Zwrócić jeszcze należy uwagę, że współczynnik spływu nie zależy tylko od właściwości powierzchni, lecz również wpływają nań czynniki klimatyczne oraz czas trwania deszczu. Wpływy te ujął Reinhold na podstawie swoich badań w Gdańsku wzorem, w którym uzależ-

niony jest współczynnik spływu od trzech głównych czynników: μ charakteru zlewni, q natężenia opadu wyrażonego w litr/sek/ha oraz t czasu jego trwania w minutach.

$$\varphi = \mu \cdot q^{0,567} \cdot t^{0,228} \quad (1)$$

Wartości μ są następujące:

w śródmieściu ciasno zabudowanym	$\mu = 0,0220$
przedmieścia z zabudową zwartą	0,0169
zabudowa luźna	0,0117
powierzchnie niezabudowane	0,0065

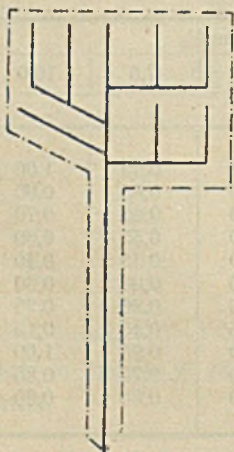
Nie należy jednak utrudniać obliczenia sieci przewodów przyjęciem zbyt wielkiej ilości rodzajów zabudowy oraz zmiennością współczynnika φ . Ograniczamy zwykle ich liczbę dla miast małych do jednej — dwóch wartości, średnich dwóch — trzech, dużych trzech wyjątkowo czterech.

Przeważnie przyjmuje się następujące współczynniki odpływu dla czterech rodzajów zabudowy:

	φ
śródmieście zwarcie zabudowane z nawierzchnią szczelną ulic i podwórzy	0,70 — 0,90
dzielnice przyległe do śródmieścia z nawierzchnią mniej szczelną z zieleńcami	0,50 — 0,70
miasta-ogrody	0,25 — 0,50
dzielnice podmiejskie z nielicznymi zabudowaniami, lasy, ogrody	0,10 — 0,25

II. 2-b. Spływy jednostkowe deszczów nawałnych.

Mając opracowane krzywe natężenia deszczu o przyjętym prawdopodobieństwie należy obliczyć spływy jednostkowe wód deszczowych (litr/sek/ha), którymi będzie się można posłużyć bezpośrednio przy obliczaniu przekrojów kanałowych. Jednostkowe odpływy są tym mniejsze im większa jest powierzchnia odpływu. Największy odpływ daje taki deszcz, którego czas trwania równa się czasowi przepływu wody w kanale. Wyjątek stanowią zlewnie u góry zwarte, zaś u dołu wąskie i długie (rys. 7).



Rys. 7.

Za miarodajną dla całości układu sieci przewodów kanalizacyjnych przyjmuje się zlewnię dobrze charakteryzującą całość obszaru odwadnianego. Będzie więc to zlewnia o przeciętnych spadkach i zabudowie. Gdyby w układzie całości wyróżniały się wyraźnie swym charakterem poszczególne dzielnice, należy ustalić odrębnie dla nich spływy jednostkowe. Posiłkowanie się w takim wypadku jednolitymi spływami jednostkowymi dla całości obszaru dałoby zbyt poważne różnice pomiędzy rachunkiem i rzeczywistym spływem. W dużej ilości wypadków obliczenia wykonane na podstawie jednolitych spływów jednostkowych dla całości obszaru odwadnianego dają wyniki dostatecznie dokładne.

Korzystając z zależności podanych wyżej i mając przekrój podłużny zbieracza obranego za miarodajny z zaprojektowanym spadkiem jego dna oraz obliczonymi w węzłach powierzchniami spływu, przystępujemy do obliczenia spływu jednostkowego dla zbieracza. Wyniki obliczeń zestawiamy tabelarycznie:

1	2				3				4	5	6	7
Nr węzła	A				A ₁				L Długość kanału od początku	ΔL Długość odcinka	V Prędkość przepływu w kanale	t Czas przepływu na odcinku
	Obszar rzeczywisty				Obszar zredukowany na 100% odpływu							
	I kat. ha	II kat. ha	III kat. ha	Razem ha	I kat. ha	II kat. ha	III kat. ha	Razem ha				
									m	m	m'/sek.	sek.

8	9	10	11	12	13	14	15
t_d Retencja sieci + czas dopływu do kanału	T Czas trwania dopływu	I Natężenie deszczu	Q Ilość odpływu	q Spływ jednostkowy	Spad kanału	Przekrój kanału	Napelnienie kanału
sek.	sek.	mm/sek. l/sek/ha	l/sek.	l/sek/ha	‰	cm	cm

Rachunek prowadzimy w sposób następujący: zaczynamy liczenie od góry kanału. Do wartości właściwych dochodzimy drogą prób. Wstępnym założeniem, które robimy, jest czas dopływu wody z dachów i ulic do kanału t_d . Wartość jego przyjmuje się zwykle w granicach 2—5 minut, gdy powierzchnia rozpatrywana jest w większej swej części otwarta i niezabudowana. U nas przyjęte jest przyjmować $t_d = 2$ minuty. Np. dla warunków amerykańskich prof. G. S. Coleman podaje następujące wartości:

a) posiadłości najwyższej klasy, składające się z dużych działek $t_d = 1,5 - 4,5$ minut, zależnie od odległości domów od ulicy. Średnio 2 minuty.

b) posiadłości drugiej klasy, głównie składające się z częściowo przylegających do siebie domów z małymi ogrodami $t_d = 1 - 5$ minut. Średnio 1 minuta.

c) dzielnice o domach wielopiętrowych, bez przestrzeni wolnych pomiędzy domami i domami a ulicą. Średnio 0,5 minuty lub mniej.

Pojemność sieci i terenu, w której mieścić się będzie początkowy opad, przyjąć możemy zgodnie ze spostrzeżeniami praktycznymi $H = 6 - 8$ mm.

Zakładamy dla pierwszego odcinka kanału czas dopływu fali deszczu T'_0 , wychodząc z zasady, że największy przepływ otrzymamy w punkcie rozpatrywanym z deszczu o czasie trwania równym czasowi spływu. Z krzywej zależności natężenia i czasu trwania opadu znajdujemy dla obranego T'_0 natężenie I_1 mm/sek, względnie q litr/sek/ha. Powierzchnie w węzle zgodnie z przyjętymi współczynnikami spływu zmniejszamy na powierzchnię odpowiednio mniejszą o spływie 100%-wym. Mnożymy więc po prostu powierzchnie poszczególnych stref w węzle przez przyjęte dla tych stref współczynniki spływu. Dla tak określonej powierzchni spływu i natężenia znajdujemy ilość wody płynącej bezpośrednio przed węzłem Q_1 . Dobieramy tak przekrój kanału, by woda wypełniała go niecałkowicie — w wypadku kanałów jajowych nie wyżej pachwiny — i określamy prędkość jej przepływu v_1 . Znając długość odcinka od początku L_1 możemy sprawdzić, czy czas dopływu wody do węzła zgodny jest z czasem przyjętym

$$T'_0 = \frac{L_1}{v_1} + t_d + \frac{H}{I_1} \text{ sek.} \quad (2)$$

Czas przepływu dla danego odcinka kanału składa się z czasu przebiegu fali deszczu (rys. 8) $L : v$, powiększonego o czas dopływu wody z ulic do kanału t_d oraz o czas odpowiadający wypełnieniu się retencji kanału spływem początkowym $t_r = H : I$. Jeśli $T'_z = T'_0$ względnie różnice ich wartości są niewielkie, uważamy rachunek dla odcinka kanału do rozpatrywanego węzła za zakończony. Jeżeli różnica wartości $\pm \Delta T = T'_z - T'_0$ wykracza poza dozwoloną granicę (10 — 20''), rachunek należy powtórzyć. Zależnie od znaku odchyłki powiększamy lub zmniejszamy czas T'_z , tylekrotnie powtarzając obliczenie aż dojdziemy do ΔT leżącego w granicach dopuszczalnych. Rachunek przebiega szybko przy wprawie i należywym wyczuciu liczącego.

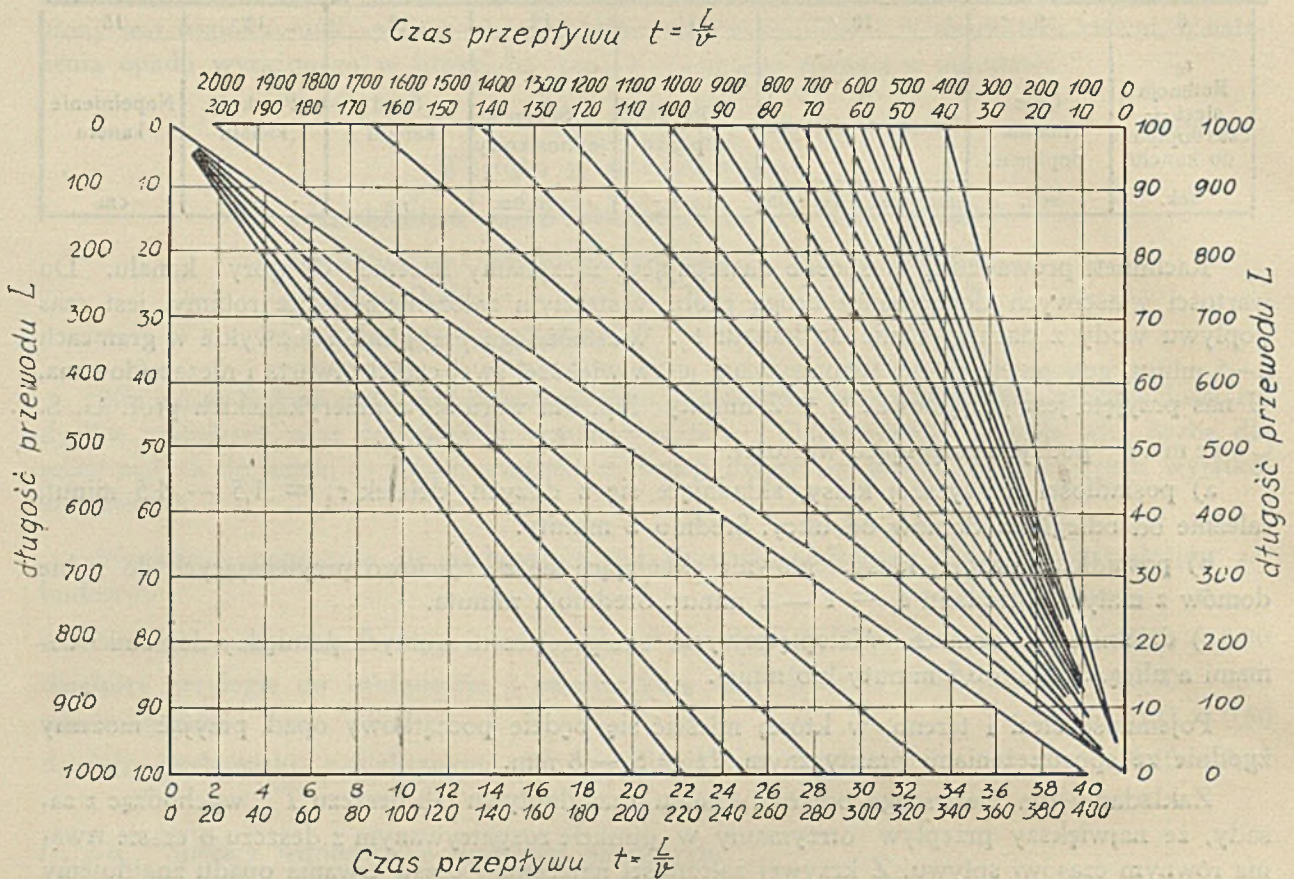
Po ustaleniu wartości przepływu wody dla danego węzła obliczamy spływ jednostkowy dla współczynnika 100%.

$$q_1 = \frac{Q_1}{A'_{100\%}} \text{ litr/sek/ha} \quad (3)$$

(wartości z kolumn wyżej podanej tabeli 12 = 11:3).

Idziemy do węzła następnego odległego o ΔL i przyjmując T'_z obliczamy jak poprzednio:

$$T''_z = T'_0 + \frac{L}{v_2} + t_d + \frac{H}{I_2} \text{ itd.}$$



Rys. 8. Czas przepływu fali odpływu deszczowego w kanałach.

Co pewną długość kolektora sprawdzamy wartości od początku tj.

$$T_z = T_o \text{ zaś } T_o = \frac{L_1}{v_1} + \frac{L_2}{v_2} + \dots + \frac{L_n}{v_n} + t_d + \frac{H}{I_n}$$

przy czym

$$v_1 = Q_1 : a_1; \quad v_2 = Q_2 : a_2 \quad \dots \quad \text{zaś } Q_1 = A'_{100\%} \cdot I_n; \quad Q_2 = A''_{100\%} \cdot I_n \dots$$

a — oznacza przekrój wypełnionej części kanału.

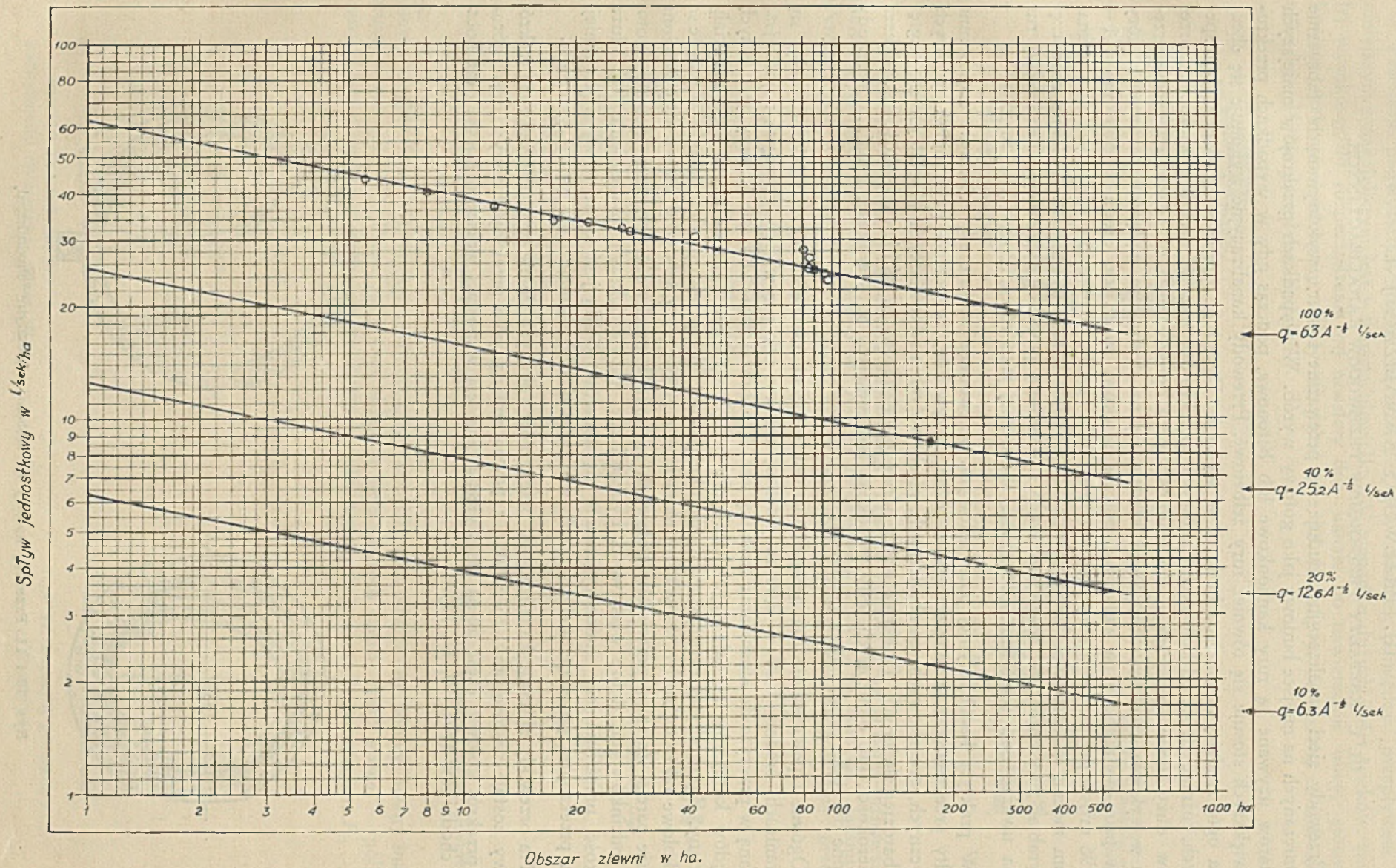
Jako przykład podaję obliczanie splywów jednostkowych deszczów nawalnych dla zbieracza 3-go kanalizacji Łowicza (rys. 9).

Obliczone splywy dla 100% odpływu q_1, q_2, \dots, q_n odniesione do odpowiednich sum powierzchni zlewni o przyjętych rzeczywistych współczynnikach splywu — niezmnieszonych na stuprocentowy odpływ — przedstawiamy na wykresie logarytmicznym. Otrzymujemy zwykle zależność w postaci linii prostej. Na tym wykresie podajemy również linie współczynników splywu jednostkowego dla przyjętych w kanalizacji procentów splywu w strefach. To łatwo wykonać, mnożąc rzędną odpowiadającą powierzchni splywu, np. 1 ha przez odpowiednie współczynniki splywu i prowadząc równoległe do prostej zasadniczej przez otrzymane w ten sposób wartości rzędnych. Wykres pozwala odczytać dla dowolnej wielkości zlewni wartość splywu jednostkowego w poszczególnej strefie. Zależność tę można łatwo wyrazić wzorem o kształcie

$$q = a \cdot A^n \quad (4)$$

w którym a jest wartością rzędnej dla odciętej równej 1 ha, zaś n tangens kąta, jaki tworzy prosta związku z osią poziomą; wartość ta jest ujemna.

W ten sposób określone splywy jednostkowe przyjmujemy za miarodajne dla całego miasta.



Rys. 9. Spływy jednostkowe wód burzowych dla zbieracza nr 3 kanalizacji Łowicza.

III. PRZEWODY KANALIZACYJNE

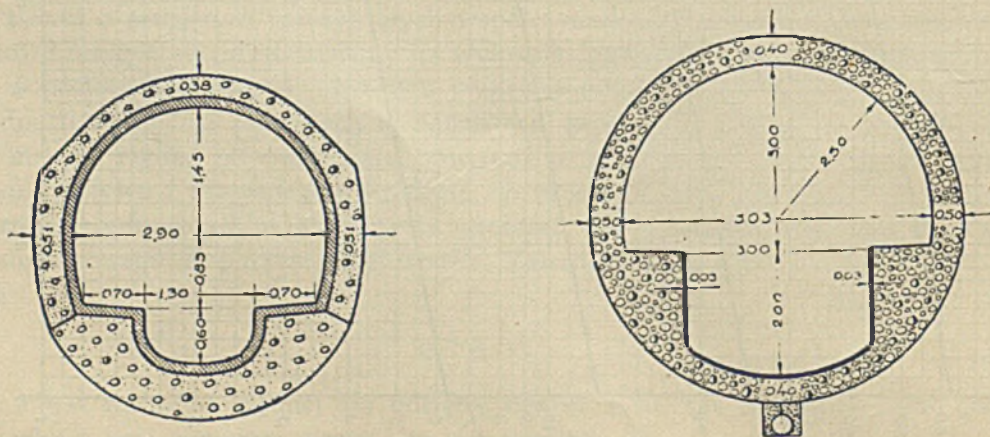
III. 1. KSZTAŁTY PRZEKROJÓW PRZEWODÓW KANALIZACYJNYCH.

Przewody sieci kanalizacyjnej buduje się przeważnie z rur, wykonywanych fabrycznie i dostarczanych na miejsce budowy jako gotowy wyrób. W wypadkach przekrojów mniejszych rozmiarów używane są rury kamionkowe lub betonowe, podczas gdy w wypadkach przekrojów większych stosuje się również rury żelbetowe. Przewody kanalizacyjne wykonuje się obecnie na ogół rzadziej na miejscu budowy w wykopie. Decydują przede wszystkim wybór specjalnych, różniących się od kołowych i jajowych, przekrojów oraz w wypadku większych przekrojów duży ciężar i związane z tym trudności przy opuszczaniu i układaniu odcinków przewodu w wykopie. Jeżeli wyraźny nacisk kładzie się na stosowanie wyłącznie materiału, który jest w pełni wytrzymały na wpływy chemiczne ścieków, to aż do średnicy 500 mm ($A = 0,196 \text{ m}^2$) w grę wchodzi rury kamionkowe. W wypadku przekrojów większych tym wymaganiom można zadośćuczynić wykonywając w wykopie kanały z klinkieru. Ostatnio rozpoczęto wyrabiać rury betonowe lane odśrodkowo z ochronną powłoką asfaltową. Ten rodzaj rur można uważać pod względem odporności chemicznej jako równorzędny kamionce.

W praktyce kanalizacyjnej poza kołowymi przewodami stosuje się również często inne kształty przekrojów, tworzone z części o różnej krzywiźnie, w postaci przekrojów: jajowych, eliptycznych, gruszkowych, parabolicznych, nieckowatych, podkowiastych, prostokątnych, względnie barziej złożonych. Przekroje noszą nazwę podwyższonych, jeśli ich wysokość jest większa od szerokości, lub obniżonych, gdy wysokość jest mniejsza od szerokości kanału. Przewody dostępne dla ludzi noszą nazwę przelazowych.

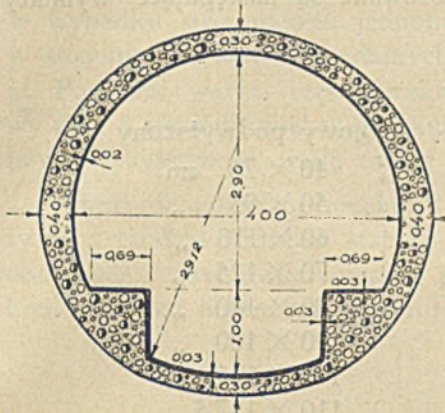
Ogólnie i powszechnie dla przewodów prowadzących niewielkie ilości ścieków stosuje się w granicach średnic 0,20 — 0,60 m przekrój kołowy. Dla przewodów ulicznych najmniejszą polecaną w praktyce do stosowania średnicą jest 0,25 lub 0,30 m. Kształt kołowy jest z tych względów korzystny, że daje największe pole przepływu w stosunku do użytej ilości materiału na ściany. Z powodu tego korzystnego stosunku powierzchni przekroju do obwodu używane są rury kołowe także w bardzo dużych rozmiarach tam zwłaszcza, gdzie leżąc głęboko są narażone na duże parcia. Zaletami przewodów kołowych są tania, możliwość dogodnej dostawy gotowych odcinków rur, dobre właściwości hydrauliczne przy większym napelnieniu, tj. duża prędkość, umożliwiającą samooczyszczanie się kanałów. Wadą jest to, że w wypadku mniejszych przekrojów powstaje niebezpieczeństwo zatykań oraz istnieje trudność oczyszczenia.

Na przewody zbiorcze kanalizacyjne przekrojów kołowych się nie stosuje. Jeżeli zaś przekrój kołowy zostaje zastosowany, to zwykle z pewną zmianą, jako przekrój złożony; część górna jako przekrój kołowy, część dolna zaś wykształcana jest w postaci węższego koryta oraz bocznych chodników (rys. 10, 11, 12).

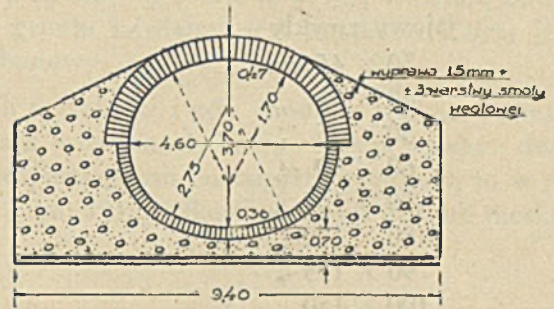


Rys. 10 i 11. Przekrój kołowy ze żłobem i bocznymi chodnikami,

Przekroje podwyższone stosuje się wówczas, gdy stosunek pomiędzy przepływem najmniejszym i największym jest wartością niewielką. W wypadku dużych ilości ścieków, zaś małej wysokości do rozporządzenia od niwelety dna kanału do nawierzchni ulicy, stosowane bywają przekroje obniżone np. eliptyczne pełne (rys. 13) lub eliptyczne złożone ze żłobem dolnym (rys. 14) na przepływy mniejsze.

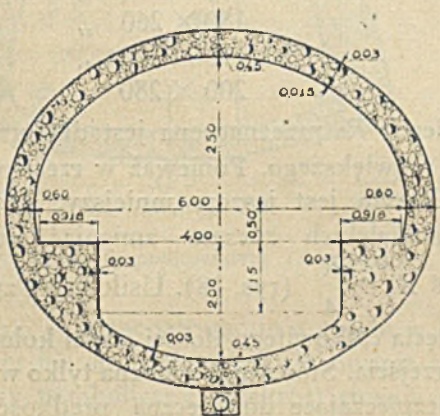


Rys. 12. Przekrój kołowy ze żłobem i bocznymi chodnikami.

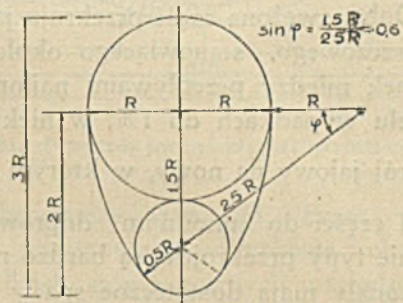


Rys. 13. Przekrój eliptyczny pełny.

Typem klasycznym pochodzenia angielskiego, obecnie jednym z najbardziej rozpowszechnionych, jest przekrój jajowy. Stosowany jest on powszechnie z uwagi na korzyści, jakimi się wyróżnia pod względem hydraulicznym, konstrukcyjnym i dostępności. Rozróżniamy: przekrój

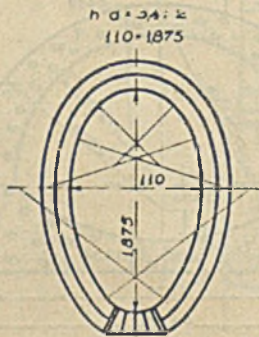


Rys. 14. Przekrój eliptyczny ze żłobem i chodnikami (Paryż).

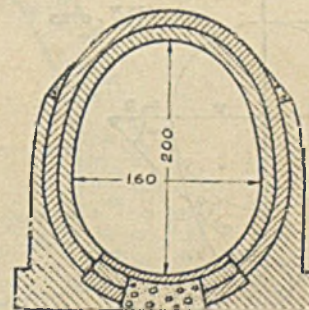


Rys. 15. Przekrój jajowy zwykły.

jajowy zwykły (rys. 15), jajowy podwyższony (rys. 16) oraz odwrócony jajowy, zwany inaczej gruszkowym (rys. 17). Przekroje jajowe składają się z czterech części: części górnej — półkoła zatoczonego promieniem R , dwóch środkowych części bocznych, opisanych promieniem $R_1 > R$.



Rys. 16. Przekrój jajowy podwyższony (Warszawa, klasa VI).



Rys. 17. Przekrój gruszkowy (Warszawa).

ze środków, leżących na linii poziomej, przechodzącej przez środek górnego koła, i dolnej części o promieniu $R_2 < R$ ze środka, leżącego w punkcie przecięcia trzech linii (osi przekroju i dwóch promieni części środkowej). Stosunki pomiędzy R , R_1 , R_2 mogą być bardzo różne. Najczęściej używany jest zastosowany w Anglii (1846 r.) stosunek $R_1 = 3 R$, $R_2 = 0,5 R$, $h = 3 R$. Przekrój ten o stosunku $h : d = 3 : 2$ nazywamy zwykłym przekrojem jajowym. Wielkość przekroju oznaczona jest jego największą szerokością oraz wysokością. Stosowane są następujące wymiary przekrojów:

$$h : d = 3 : 2$$

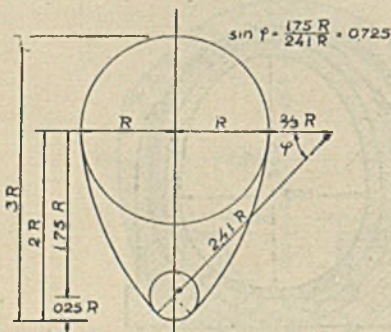
jajowy zwykły

30 × 45 cm
40 × 60 „
50 × 75 „
60 × 90 „
70 × 105 „
80 × 120 „
90 × 135 „
100 × 150 „
120 × 180 „

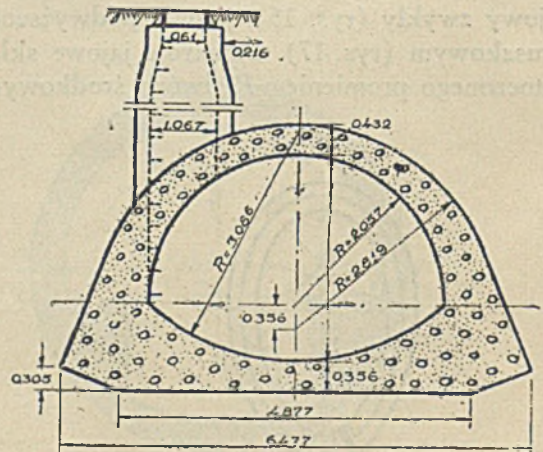
jajowy podwyższony

40 × 76 cm
50 × 95 „
60 × 110 „
70 × 125 „
80 × 140 „
90 × 160 „
100 × 175 „
110 × 187,5 „
120 × 200 „
130 × 210 „
140 × 220 „
150 × 230 „
160 × 240 „
170 × 250 „
180 × 260 „
190 × 270 „
200 × 280 „

Dolna zwężona część przekroju jajowego o promieniu R_2 przeznaczona jest dla przepływu bezdeszczowego, stanowiącego około 1% przepływu największego. Ponieważ w rzeczywistości stosunek między przepływami najmniejszym i największym jest jeszcze mniejszy, dochodząc w wielu wypadkach do 1%, w niektórych miastach angielskich zaczęto zmieniać normalny przekrój jajowy na nowy, w którym $R_1 = 2 \frac{2}{3} R$, zaś $R_2 = \frac{R}{4}$ (rys. 18). Usiłowanie zwężenia dolnej części do minimum doprowadziło do usunięcia całkowitego dolnej części kołowej. Te ostatnie typy przekrojów są bardzo niewygodne dla przejścia. Stosować je można tylko wówczas, gdy kanały mają dostateczne spady i przepływy, zabezpieczające dostateczną prędkość samooczyszczania. Oprócz stosunku $h : d = 3 : 2$ używane są również przekroje o $h : d = 2,586 : 2$ i $3,438 : 2$. Pierwszy z tych dwóch przekrojów stosuje się, gdy różnice przepływów zużytych



Rys. 18. Przekrój jajowy zmieniony.

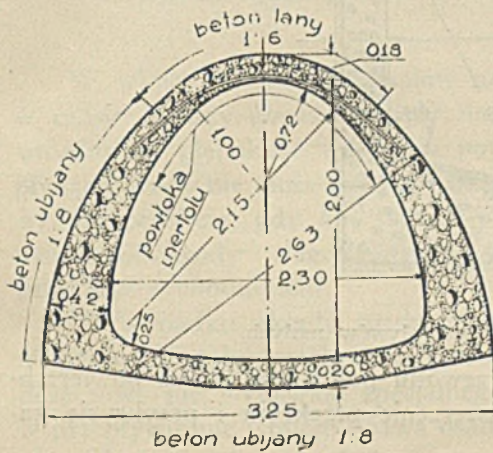


Rys. 19. Przekrój półparaboliczny (Portsmouth — St. Zjedn. Am. Płn.).

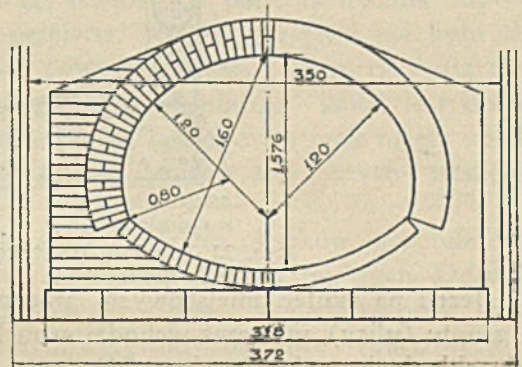
wód brudnych i deszczowych są niewielkie (np. w dużych miastach fabrycznych), drugi, gdy przy niewielkich spadkach pożądane jest powiększenie wysokości przekroju, ażeby umożliwić dogodniejsze przejście kanałem. Ostatnio przyjęto zmienny stosunek $h : d$, wyższy dla przekrojów mniejszych $3,8 : 2$, niższy dla przekrojów większych $2,8 : 2$.

Przekroje jajowe były używane poprzednio znacznie częściej niż obecnie, szczególnie w wypadku sieci układu jednolitego. Główną zaletą są nieco większe prędkości przepływu w stosunku do równie wydajnych przekrojów kołowych przy częściowym wypełnieniu przekroju. Ponieważ węższa część przekroju znajduje się u spodu, wywołuje to pewną trudność budowy oraz z powodu większego skupienia obciążenia gruntu łatwiejsze jest osiadanie. Zaletą jest łatwość czyszczenia, wadą zaś są większe koszty budowy.

Poprzednio opisane przekroje wymagają dużych wysokości i gdy chodzi o większe rozmiary są z punktu widzenia statyki niekorzystne. Jeżeli więc kanały mają wytrzymywać duże obciążenie i mieć duży wydatek przy spadku, zabezpieczającym dostateczną prędkość, to w takim wypadku obiera się przekroje półparaboliczne (rys. 19), podkowiaste (rys. 20) lub nieckowate (rys. 21),

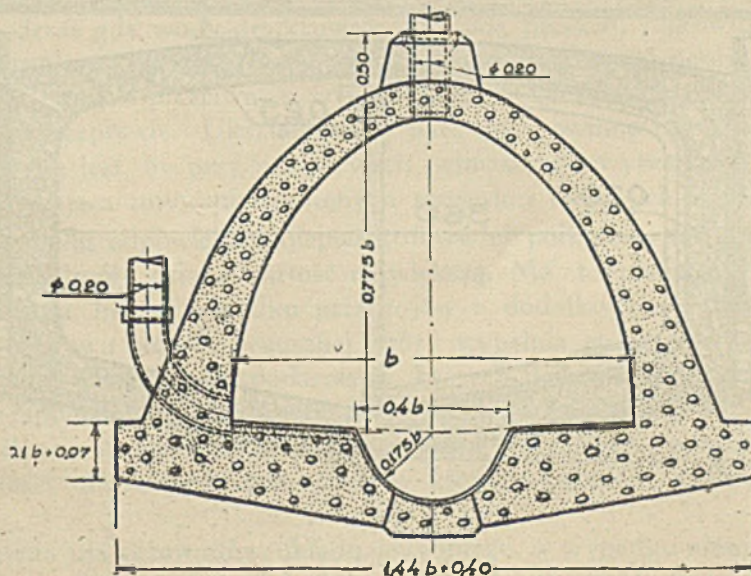


Rys. 20. Przekrój podkowiasty (Duisburg).



Rys. 21. Przekrój nieckowaty (Charlottenburg).

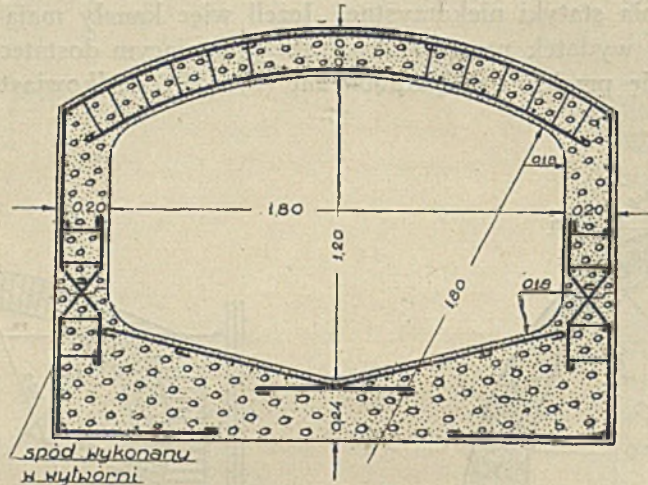
wate (rys. 21), zaopatrując je u spodu w korytło dla wód brudnych (rys. 22). Przez wybór przekroju ma się możliwość dostosowania się do warunków miejscowych. Przekroje obniżone (poziomy paraboliczny przekrój) stosuje się w tych wypadkach, gdy z pewnych względów na-



Rys. 22. Przekrój z korytem w spodzie dla wód brudnych (Hagen).

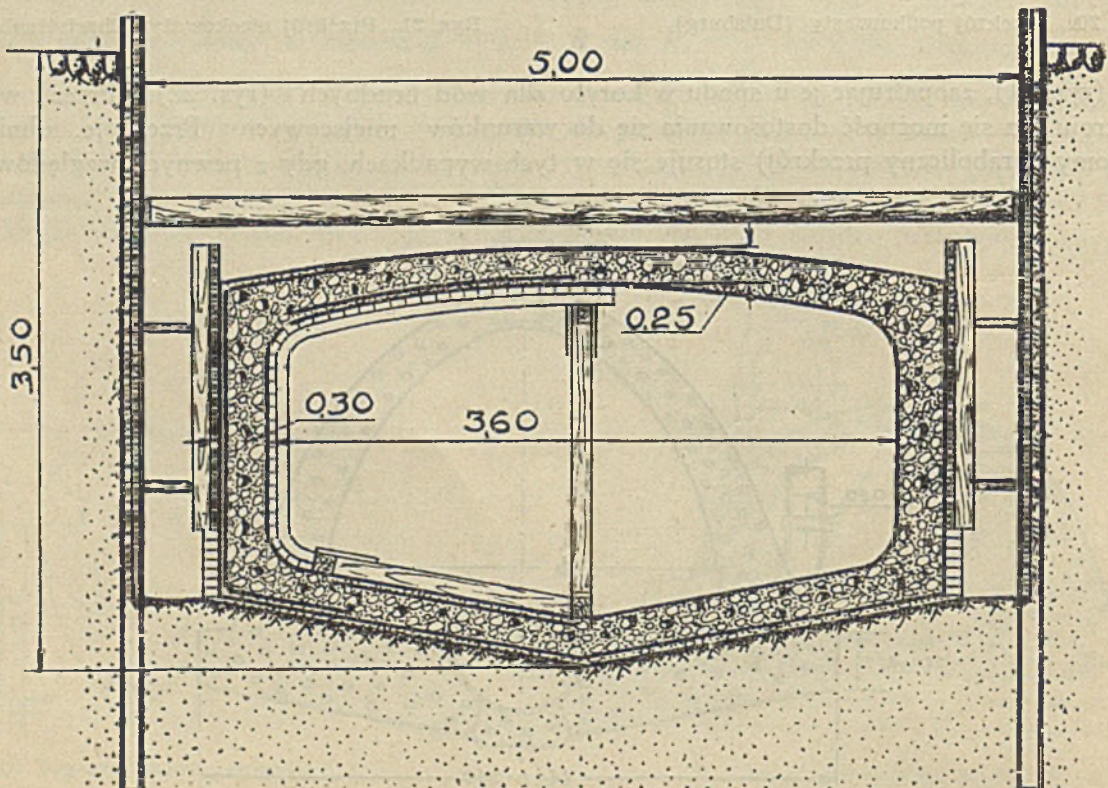
leży zyskać na wysokości, np. przy budowie burzowców. W tym ostatnim wypadku pożądane jest, ażeby odpływ w nich nie zależał od wahań poziomu odbiornika; z tego powodu dla burzowców stosowane są przekroje paraboliczne obniżone. Jeśli np. linia zwierciadła wody przebiega mało co ponad zwierciadłem wody gruntowej, lub warunki fundowania są ciężkie, lub można uniknąć pompowania wody gruntowej przez wyższe założenie dna, wybiera się przekrój płaski, podczas gdy w warunkach normalnych ze względów statycznych oddaje się pierwszeństwo przekrojom podkowiastym.

Przekrój prostokątny jest stosowany dla kanałów burzowych o rozmiarach średnich lub dużych. Łatwe są one do projektowania i wykonania. Należy zwrócić uwagę na gwałtowne zmniejszenie się promienia hydraulicznego, jeśli kanał zostanie wypełniony po sklepieniu. Wydatek spada o 30%. W spodzie przekrojów prostokątnych stosuje się koryta dla skupienia przepływów małych (rys. 23).



Rys. 23. Przekrój prostokątny z korytem dla przepływów małych.

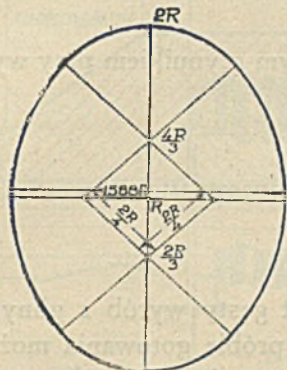
Jeżeli na skutek miejscowych warunków wierzch przewodu podchodzi blisko powierzchni gruntu (ulicy), wówczas wchodzi w rachubę dalsze rozszerzenie przekroju i przykrycie kanału sklepieniem płaskim (rys. 24).



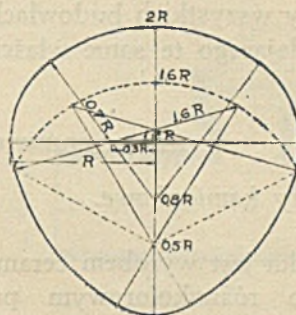
Rys. 24. Przekrój głównego zbieracza w Lichtenberg.

Kształty podkowiasty i eliptyczny są stosowane raczej dla ułatwienia budowy niż ze względów ekonomii i zalet hydraulicznych.

Prócz tych zasadniczych, stosowane są i inne typy, które mogą być zaliczone do tego lub innego rodzaju wyżej opisanych przekrojów (rys. 25-26).



Rys. 25. Przekrój eliptyczny.



Rys. 26. Obniżony przekrój jajowy.

W wypadku dużych kanałów należy zwrócić uwagę na to, aby podczas trwania odpływu w czasie pogody posusznej były one dostępne dla przejścia. Ażeby przejście nie było zbyt utrudnione, głębokość wody nie powinna przekraczać pewnej wartości i poza tym siła żywa płynącej wody nie może być zbyt duża. Według badań w Charlottenburgu kanał jest dostępny dla przejścia, gdy $h < 0,65$ m, zaś $h^2v < 0,21$ m³/sek. W przeciwnym razie należy spadek zwierciadła wody złagodzić przez wstawienie stopni. Często stosuje się z tych względów przekroje z chodnikami.

W wypadku układu rozdzielonego przewody dla odprowadzania ścieków gospodarczych otrzymują kształty przekrojów kołowych, przy dużych rozmiarach również jajowych. Odpływy deszczowe nie wymagają specjalnego ukształtowania dna, gdyż tutaj wobec małych wahań w przepływie nie istnieje obawa osadzania zanieczyszczeń. Przewody burzowe (burzowce) odprowadzają ilości wody, które stanowią wielokrotność przepływu posuszego. Z tego powodu wahania w przepływie są w nich znacznie mniejsze niż w wypadku normalnych zbieraczy. Z tego powodu dla odprowadzania wód deszczowych przyjmuje się przekroje kołowe i nieckowate. Ponieważ i tak na ogół przy przelewach burzowych linia zwierciadła wody przebiega w niewielkich głębokościach pod poziomem terenu, z tego względu są wskazane przekroje obniżone.

W wypadku przewodów układu jednolitego, ilości ścieków wahają się w dużych granicach. Odpływ przy pogodzie posusznej, który obciąża przewody większą część roku, daje tylko małe napelnienie, podczas gdy wody deszczowe wypełniają przekrój całkowicie. Przekrój odpowiadać powinien warunkowi następującemu: prędkość nie może spaść poniżej najmniejszej dopuszczalnej wartości, gdyż w przeciwnym wypadku unoszone zanieczyszczenia osiadają, powodując przeszkodę w przepływie. Ukształtowanie więc dna powinno być dostosowane do przepływów niskich. Zasada jest, by przy przepływach najniższych wytworzona została dostateczna głębokość, umożliwiającą zmywanie niesionych zawieszin i toczonych zanieczyszczeń.

Tym wymaganiom odpowiada najlepiej kołowy lub półkołowy kształt przekroju, gdyż wówczas promień hydrauliczny osiąga wartość największą. Ma to miejsce tylko przy całkowitym napelnieniu przekroju, lub w wypadku przekrojów z dodatkowym półkołowym korytem, dostosowanym do odpływu pogody posusznej, który wypełnia go całkowicie. Jeżeli będzie się uwzględniać wahania ścieków gospodarczych, których ilości w godzinach nocnych wynoszą tylko ułamek przepływu największego, to tym stosunkom najlepiej odpowiadać będzie przekrój trójkątny. Ponieważ wykształcenie tego rodzaju śpiczastych przekroi powoduje pewne techniczne trudności, obiera się kształty takie, w których promień zaokrąglenia dna jest niewielki.

Z tego względu dla przewodów układu jednolitego, w wypadku niewielkich wymiarów, brane są pod uwagę przekroje kołowe lub jajowe. W wypadku stosowania przewodów kamionkowych wykluczony jest przekrój jajowy, gdyż wyrób przewodów kamionkowych tego kształtu

napotyka na duże trudności. W wypadku zaś przekrojów średniej wielkości najodpowiedniejsze są przekroje jajowe, dalej nieckowate z kinetą itd.

W tunelach ziemnych najbardziej odpowiednie są przekroje utworzone z linii łańcuchowej lub półeliptycznie, gdy w skale najbardziej odpowiednie są przekroje kołowe lub podkowiate.

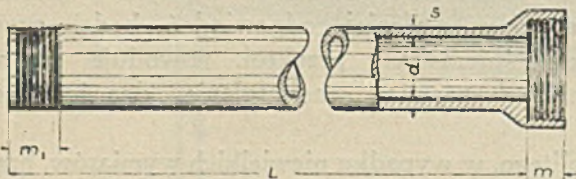
Jak przy wszystkich budowlach inżynierskich, decydującym czynnikiem przy wyborze przekroju posiadającego te same właściwości są koszty budowy.

III. 2. PRZEWODY WYKONYWANE Z ODCINKÓW RUR.

III. 2-a. Rury kamionkowe.

Kamionka jest wyrobem ceramicznym. Tak nazwany jest gęsty wyrób z gliny, w rodzaju porcelany o różnokolorowym przełomie, który poddany próbie gotowania może pochłonąć do 5% wody. Do jej wyrobu stosuje się wysokowartościowe krzemionkowe gliny (zawierające co najmniej 20% Al_2O_3 oraz 65% SiO_2), które przy stosunkowo niewielkim ogrzaniu stapiają się i wypalają szczelnie bez zasadniczego zmieniania swej postaci. Wartość rur kamionkowych zależy od składu gliny, używanej do wyrobu. Niektóre gliny mają naturalny odpowiedni skład i wymagają tylko lekkiego odtłuszczenia, inne zaś muszą być, w celu uzyskania należytego składu, przerobione przez dodanie brakujących składników. Odpowiednią mieszaninę można uzyskać przez przeróbkę materiału miejscowego z dowożonym. Tam, gdzie przy wyrobie przeważają pospolite gliny miejscowe, kamionka jest gorszej jakości; wówczas gdy wyroby wykonywane są z mieszaniny odpowiednio dawkowanej materiałem dowożonym, składającym się z najlepszych glin, mogą być porównywane z wyrobami zakładów używających gliny o naturalnym dobrym składzie. Gлина plastyczna poddana w piecu ciepłocie 1.250 do 1.350° C powinna się częściowo zeszkliwiać bez zmniejszania swej objętości. Rury proste wyrabiane są za pomocą wytłaczania z prasy, kształtki przy pomocy bezpośredniego wytłaczania z prasy lub przez łączenie odcinków wyciśniętych z prasy. Kształtki bardziej złożone formuje się ręcznie lub odlewa.

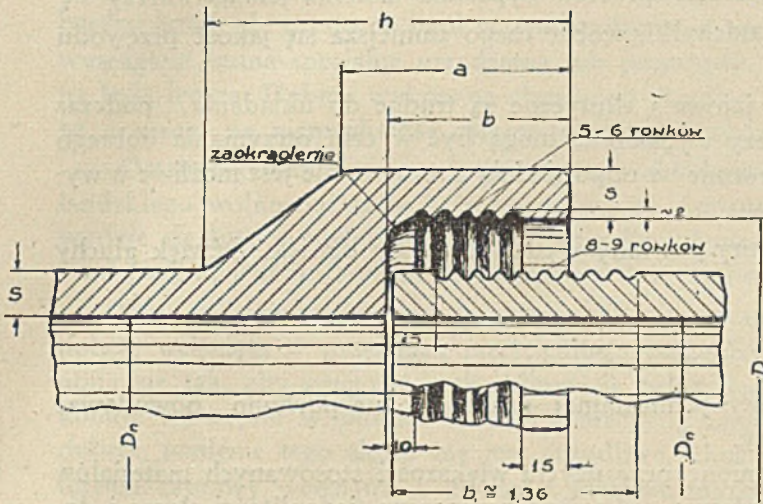
Jakość wyrobu jest w dużym stopniu zależna od ciepłoty wypalania, staranności roboty, stopnia wypalania i wartości składników. Jeżeli ciepłota w piecu jest zbyt niska, otrzymuje się materiał porowaty, jeżeli zbyt duża, powoduje ona rozpoczęcie zwapnienia. Masa wypalana przyjmuje polewę z soli, dając przez to w pełni szczelną i odporną powierzchnię. Uzyskuje się ją z glinokrzemianu sodu, który się tworzy przez dodanie, przed końcem wypalania przy temperaturze 1.250 — 1.350° C, soli kuchennej (NaCl). Ta ostatnia rozkładając się wypełnia parami sodowymi całą przestrzeń pieca, powodując powstanie krzemianu sodu, pokrywającego powierzchnię rur, przenikającego głęboko w materiał i związującego się ściśle z masą gliniastą. Kamionka wyróżnia się tym, że gotowa rura jest całkowicie wodonieprzepuszczalna oraz w pełni odporna na działanie kwasów. Przełom rury jest tak szczelny, że przy próbie gotowania tylko w wyjątkowych wypadkach osiągnięta zostaje dopuszczalna wartość graniczna nasiąkania w ilości 5% wagi. Wytrzymałość na wpływy mechaniczne na skutek dużej gęstości (szczelności) oraz twardości jest na tyle duża, że piasek, wleczony w kanałach po dnie, nie ściera go. Twardość odpowiada na skali Beauforta 8—9°. Wytrzymałość przełomu na ciśnienie leży w granicach 1.700 — 2.000 kg/cm^2 , zaś na ciągnięcie 70 — 90 kg/cm^2 . Rury kamionkowe są wyrabiane jako rury kielichowe. W celu osiągnięcia dobrego przywierania masy uszczelniającej, wewnętrzne ściany końca kielicha i zewnętrzne końców bosych zaopatrzone są w śrubowe rowkowania (rys. 27, 28). Powierzchnia rur szczególnie dużych rozmiarów usiana jest zagłębieniami, tworzącymi się przy wychodzeniu powietrza w czasie stapania się gliny podczas procesu wypalania. Zagłębienia takie są rzadko kiedy pokryte polewą w sposób zadowalający.



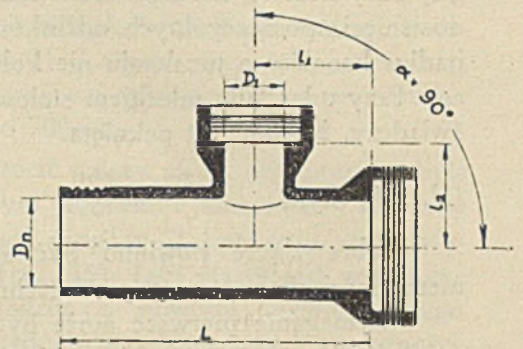
Rys. 27. Rura kamionkowa prosta wg Polskich Norm.

Rozmiary rur kamionkowych są znormalizowane. Wyrabia się zasadniczo rury o przekro-

zmiary rur kamionkowych są znormalizowane. Wyrabia się zasadniczo rury o przekro-

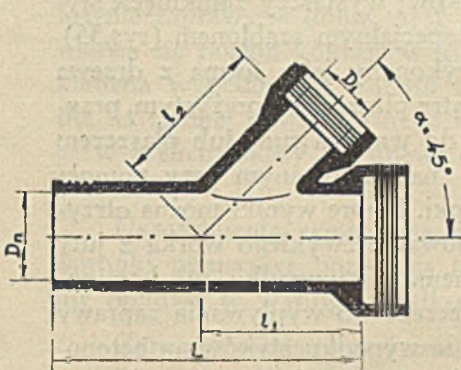


Rys. 28. Rowkowanie w kielichu i na końcówce bosej rur kamionkowych — wg Polskich Norm.

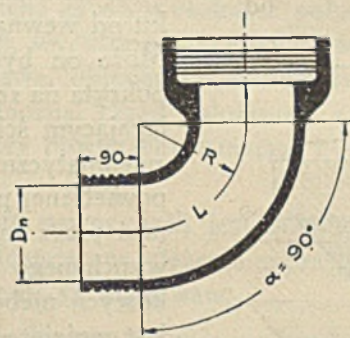


Rys. 29. Kształtki kamionkowe wg Polskich Norm.

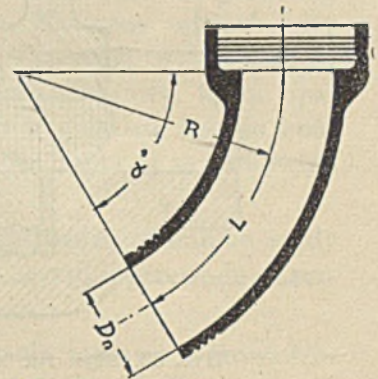
ju kołowym i średnicach od 76 mm do 1.000 mm o długości 600 — 1.000 mm. Polskie normy przewidują średnice 100 — 500 mm. Do połączeń domowych, rozgałęzień, zmiany kierunków itp. służą znormalizowane kształtki (rys. 29, 30, 31, 32). Przemysł zagraniczny wyrabia rów-



Rys. 30. Kształtki kamionkowe wg Polskich Norm.

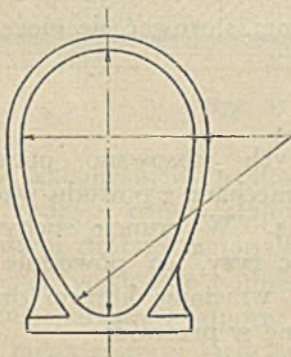


Rys. 31. Kształtki kamionkowe (huki) wg Polskich Norm.

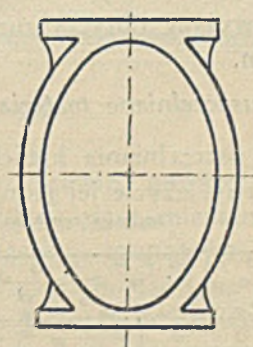


Rys. 32. Kształtki kamionkowe (łuki) wg Polskich Norm.

niez rury o przekroju jajowym i eliptycznym o rozmiarach 200/300 mm, 250/375 mm, 300/450 mm, 350/525 mm, 400/600 mm, 500/750 mm, 600/900 mm, lub innych na specjalne zamówienie oraz o długości nie przekraczającej 750 mm. Są one zaopatrzone w stopkę poziomą (rys. 33). Rury eliptyczne są odwracalne, posiadając dwie przeciwległe sobie podstawy (rys. 34). Wyrób



Rys. 33. Rury kamionkowe o przekroju jajowym.



Rys. 34. Rury kamionkowe o przekroju eliptycznym.

tych przekrojów jest trudniejszy, gdyż w czasie procesu wypalania materiał jednak kurczy się tak, że muszą być dopuszczalne większe odchyłki, wobec czego zmniejsza się jakość przewodu w miejscach styków.

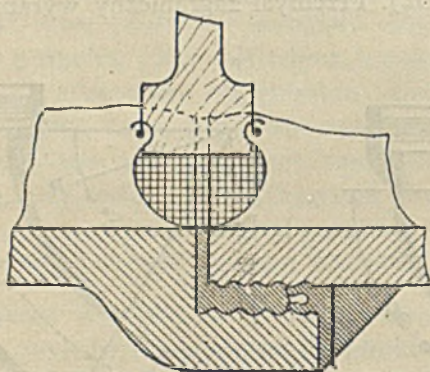
Należy zwrócić uwagę, że przekroje jajowe i eliptyczne są trudne do układania, podczas gdy rury kołowe, zniekształcone lekko przy wypalaniu, mogą być w celu otrzymania dobrego dociśnięcia poszczególnych odcinków obrócone w odpowiednią stronę, co nie jest możliwe w wypadku kanałów o przekroju nie kołowym.

Przy uderzeniu młotkiem stalowym rury powinny wydawać czysty dźwięk. Dźwięk głuchy świadczy, że rura jest pęknięta.

III. 2-b. Styki.

Dobre złącze powinno być szczelne, jednostajnej grubości i nie powinno powodować nieciągłości wewnętrznej powierzchni rury.

Wymaganie pierwsze może być spełnione przy użyciu większości stosowanych materiałów uszczelniających z warunkiem pracy w wykopie całkowicie osuszonym, jednolitości złącza i dokładności styku. Szczeliwo nie powinno być zniszczone u podstawy złącza, co na ogół zdarza się często w praktyce. Jest ono wypychane ze styku ciężarem rury lub przez manipulację układania. Niektóre wytwórnie angielskie, w dążeniu do usunięcia tego zjawiska, zaopatrują wnętrze kielicha na części obwodu w ostrogi podtrzymujące szczeliwo.



Rys. 35. Styk rur kanalizacyjnych.

Warunek trzeci może być zachowany przez zastosowanie zwykłych ostrożności podczas uszczelniania styków; wystarczy zamknięcie styku od wewnątrz specjalnym szablonem (rys. 35). Może on być wykonany jako forma z drzewa pokryta na zewnątrz płaszczem sprężystym, przylegającym ściśle do wnętrza rury lub płaszczem pneumatycznym, napompowanym przy pomocy powietrznej pompki. Dobre wyniki można otrzymać przez zastosowanie zwykłego worka z juty wypchanego sianem. W wypadku rur kamionkowych niebezpieczeństwo wypływania zaprawy jest mniejsze niż w wypadku styków rur betonowych. Jeżeli mimo wszystko tworzą się we-

wnętrne wypryski, wygładza się je wówczas, gdy materiał uszczelniający jest jeszcze wilgotny po usunięciu formy zamykającej styk.

Złącza podzielić można na trzy rodzaje:

- uszczelniane przy pomocy materiału plastycznego, posiadającego zdolność przywierania oraz tężenia, z zastosowaniem smołowanego sznura konopnego,
- uszczelniane przy pomocy szczeliwa, umieszczonego na końcówce bowej i wewnątrz pochwy (kielicha — mankietu), łączącego się przez zwykły docisk,
- złącza zalewane.

Podział powyższy dotyczy rur kielichowych, ale również stosować się może do rur łączonych mankiemtem.

a) Złącza uszczelniane materiałem plastycznym.

Glina. Do uszczelniania kielichowych rur kamionkowych stosowano początkowo glinę i sznur smołowany, użycie jej jednak zostało całkowicie zaniechane z powodu wad tego rodzaju uszczelniania. W gruncie suchym glina pęka, wytwarzając rysy, co powoduje nieszczelności ciągu oraz wrastanie korzeni drzew ulicznych poprzez glinę w przewód.



Rys. 36. Styk rur kanalizacyjnych.

Zaprawa cementowa (Rys. 36). Po złym doświadczeniu z gliną jako środkiem uszczelniającym

zaczęto stosować cement portlandzki, który obecnie używany jest dość często. Wykonanie jest bardzo łatwe, ale często na ogół przeprowadzane w sposób nieodpowiedni. Przy pracy nie są wymagane żadne specjalne urządzenia lub przyrządy. Stosowana dawniej zaprawa hydrauliczna była lepsza. Dobrze wykonane złącze jest szczelne, ale nie sprężyste, a jest to zawsze pożądane z uwagi na niemożliwość całkowitego uniknięcia osiadania rurociągu.

Ostatnio poleca się stosowanie zaprawy składającej się z jednakowych ilości cementu portlandzkiego wolnowiążącego i drobnego piasku (stosunek 1 : 1). Cement przy takiej proporcji wydaje się być w nadmiarze. Bardzo szczelne złącze otrzymuje się stosując 600 kg cementu na 1 m³ piasku; jednak czasami powiększa się ilość cementu do 700 kg.

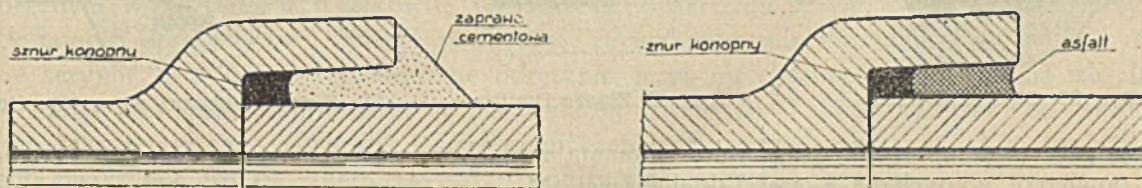
Przy wykonywaniu uszczelnienia największą uwagę zwrócić należy na to, aby zaprawa była dobrze wciśnięta w przestrzeń pierścieniową pomiędzy bosym końcem i kielichem. Zaprawę ubija się tak, aby osiągnąć styk całkowicie pełny, jednolity i szczelny. Zakończenie styku wykonuje się często w postaci skośnej obręczy z zaprawy (rys. 35). Jeśli złącze jest wykonane dobrze, istnienie tego skosu nie jest szkodliwe, choć częstokroć z powodu niejednakowego tężenia zaprawy wewnątrz i zewnątrz kielicha, mimo wszystkich przedsięwziętych ostrożności, powstaje jej pęknięcie. Stanowczo jednak niedopuszczalne jest dawanie skosu po niestarym wypełnieniu przestrzeni pierścieniowej, przeznaczonej na materiał uszczelniający. Dozorujący roboty powinien osobiście stwierdzić jakość wykonania złącza, zanim dozwolone będzie jego wykończenie. Przy braku dozoru robotnicy nie zwracają uwagi na jakość wykonania, tak że w praktyce brak wewnątrz kielicha szczelnego połączenia zaprawą powierzchni, co zamaskowane zostaje wykonanym skosem.

Połączenie nowego odcinka rury z ułożonym poprzednio ciągiem rozpoczyna się przez nałożenie zaprawy w dolną część kielicha aż do wysokości połowy rury. Następny odcinek rury wsuwa się bosym końcem w kielich, wyciskając zaprawę na zewnątrz. Przestrzeń wolną wnętrza kielicha wypełnia się wokół zaprawą, ubijając ją drewnianym czopem. Zaprawy, która upadła na ziemię, powtórnie użyć nie można. Przed nałożeniem zaprawy i wsunięciem boscgo końca w kielich należy się upewnić, czy powierzchnie mające być połączone zaprawą są całkowicie czyste.

Uszczelnienie cementowe będzie pewne, jeśli jest ono wykonane bardzo starannie i gdy warunki miejscowe pozwalają na dostateczne stężenie zaprawy przed zasypką przewodu. Łączenie obydwu te warunki rzadko kiedy są zachowane.

Zaprawa cementowa i sznur smołowany. Można uniknąć wypływania zaprawy wprowadzonej do wnętrza kielicha przez danie na spód kielicha, na wysokość 1/3 jego głębokości, sznura konopnego smołowanego. Na sznur daje się zaprawę i zakańcza ją skosem (rys. 37).

Kit asfaltowy. Wymaganiom dobrego złącza kielichowego odpowiada uszczelnienie wykonane ze sznura konopnego smołowanego i kitu asfaltowego (rys. 38); to też przy wykonaniu



Rys. 37 i 38. Styk rur kanalizacyjnych.

nowych ciągów kanalizacyjnych stosowane jest ono obecnie prawie powszechnie. Przemysł wyrabia różne rodzaje kitów asfaltowych. Kit asfaltowy składa się z mieszaniny asfaltu lub smoly z mielonymi drobnymi materiałami mineralnymi, jak mączka: szamotowa, najdrobniejsza mączka kwarcowa, względnie podobne. Asfalt jako środek uszczelniający ma tę zaletę, że daje złącze sprężyste, trwałe i odporne na wyższe temperatury. Kit asfaltowy wprowadzany jest do przestrzeni pierścieniowej kielicha po ubiciu w niej przedtem sznura smołowanego. Przy użyciu odpowiedniego produktu przyleganie jest doskonałe i szczelność szwu bez zarzutu. Na przygotowane dno wykopu układane są rury w ten sposób, że na ich bosy koniec zakłada się

sznur uszczelniający i wsuwa się go do kielicha rury ułożonej poprzednio. Następnie ustala się rurę w jej położeniu przez ubicie sznura uszczelniającego i podbijanie gruntu. Przestrzeń wolną wypełnia się kitem, który się ubija. Dla uzyskania całkowicie szczelnego przewodu, należy zwracać staranną uwagę, aby kielichy i końce bosc były całkowicie suche i czyste, gdyż tylko wówczas osiąga się pełne przywieranie masy uszczelniającej.

Niejednokrotnie kity asfaltowe wyrabia się na samym miejscu budowy.

b) Styki specjalne.

Styk Stanforda. Jest to typ klasyczny i prawdopodobnie pierwszy z tego rodzaju złącz, chroniony dawniej przez patent, który obecnie stracił już swą ważność. W złączu tym końcówka bosa i wewnątrz kielicha są lekko stożkowe. Powierzchnie styku są pokryte płaszczem ze specjalnej masy, utrzymującej się ściśle na rurze przy pomocy rowków (rys. 39). Masa wyrabiana jest z równych części ostrego piasku dobrze przemytego, siarki i wrzącego gudronu; topi się ona w temperaturze 115° C.

Powierzchnie stykowe są początkowo natłuszczone, po czym koniec rury wprowadza się do kielicha, przyciskając ruchem obrotowym tak, aby zostały do siebie dociśnięte powierzchnie uszczelniające. Ten sposób wykonania daje doskonałe wyniki. Złącze to następnie zostało nieco przekształcone bez wprowadzenia zasadniczych zmian.

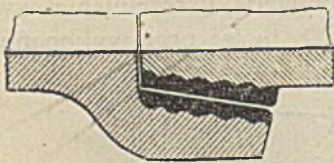
Złącze Doultona („self adjusting“). Stosuje się dla rur normalnych. Końce bosc i kielichy posiadają nałożoną masę uszczelniającą, przy czym pierścień z masy uszczelniającej w kielichu jest cylindryczny, natomiast w końcu bosym ma kształt beczkowaty (rys. 40). Przyleganie styku jest w ten sposób polepszone, a szczelność zapewniona nawet w wypadku niewielkiego przesunięcia.

Zmienione złącze Doultona składa się, podobnie jak poprzednie, z uszczelniającej masy o długości około połowy głębokości kielicha, pozostała część wypełniona zostaje cementem (rys. 41).

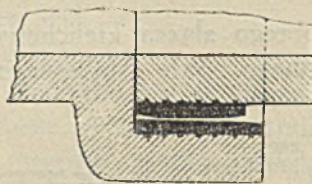
Istnieje poza tym wielka liczba patentowanych złącz o zasadzie podobnej do opisanych. Przeważna ich liczba stosuje się w wypadku specjalnego typu rur.

c) Złącza zalewane.

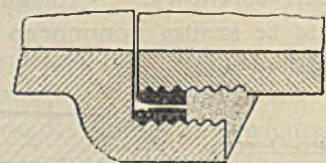
Uszczelnienie odbywać się może również przy pomocy upłynnionego przez ogrzanie szczeliwa, wlewane do przestrzeni pierścieniowej, znajdującej się pomiędzy końcem bosym i kielichem, w który poprzednio wbija się na 1/3 głębokości smołowany sznur konopny. Szczelno wlewa się przez pozostawiony otwór — gniazdo w górze przestrzeni pierścieniowej, utwo-



Rys. 39. Styk Stanforda.

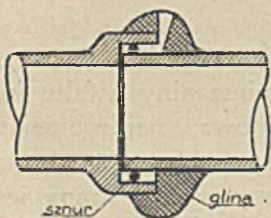


Rys. 40. Złącze Doultona.



Rys. 41. Zmienione złącze Doultona.

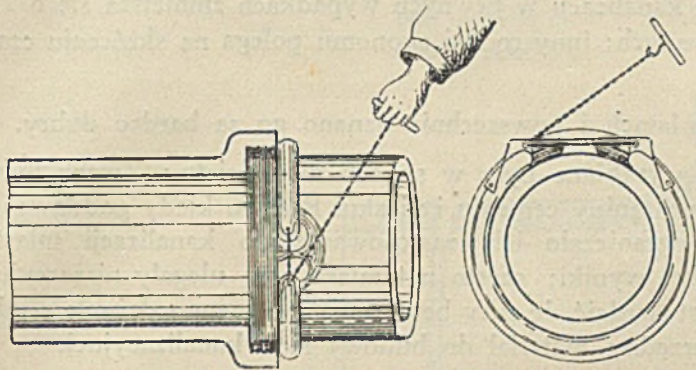
zonej przy pomocy opaski z gliny lub chorąta z blachy, przy czym przez tenże otwór wycodzi powietrze wypychane z części kielichowej. Miejsce pozostawione na szczeliwo uzyskuje się przez umieszczenie w przestrzeni zamykanej gliną sznura, przyciśniętego do krawędzi kielicha i wyciągniętego następnie przez gniazdo (rys. 42).



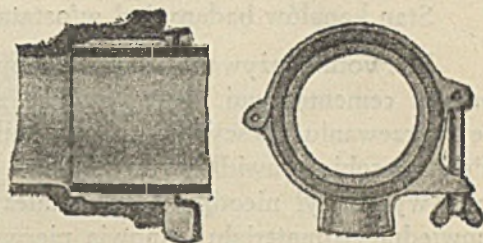
Rys. 42. Zamknięcie styku gliną z gniazdem do wiania szczeliwa.

Stosowane są poza tym i inne sposoby zamknięcia kielicha; najważniejsze jest zabezpieczenie się przeciwko przywieraniu zamknięcia. Dawniej stosowano pierścień kamionkowy smarowany tłuszczem i utrzymywany w należyтым miejscu przy pomocy ruchomego pierścienia żelaznego, odpowiednio przytwierdzonego. Obecnie urządzenia te bardzo uproszczono. Składają się one czasami z kieszki z płótna żaglowego, o długości mniejszej niż zewnętrzny obwód rury, wypełnionej odinkami korka. Kończą go dwie obrączki miedziane; do jednej zamo-

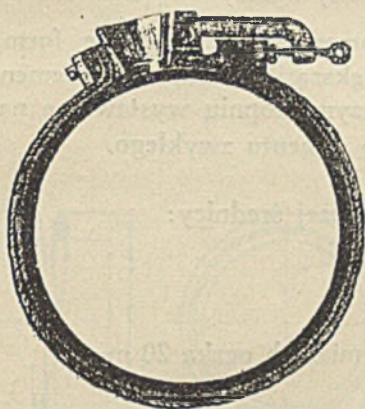
cowany jest drut miedziany, przesuwany następnie przez drugą. Przez ściąganie drutu kieszka jest silnie przyciskana do kielicha (rys. 43). W celu uniknięcia przywierania pokrywano początkowo kieszkę cienką warstwą gliny. Można zastąpić obrzynki korka trocinami. Część styku, która pozostaje wolna, otrzymuje otwór wlewowy (gniazdo) tworzony z gliny. Stosuje się również chomąta drewniane i żelazne (rys. 44, 45, 46).



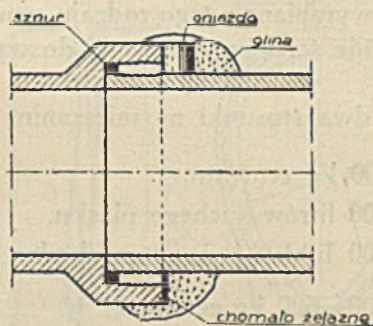
Rys. 43. Zamknięcie styku kieszką z płótna żaglowego.



Rys. 44. Chomąto drewniane do zamknięcia styku.



Rys. 45. Chomąto żelazne do zamknięcia styku.



Rys. 46. Chomąto żelazne z opaską glinianą.

Zalewanie odbywa się przy pomocy dzbanka małego rozmiaru. We wszystkich wypadkach koniecznym warunkiem jest całkowite wysuszenie powierzchni przyłg. Odbywa się to przy pomocy lampki do lutowania. Należy podkreślić, że wykonywanie uszczelnień nie może być robione seryjnie, lecz każde wykonywane odręcznie, jeżeli nie chcemy narazić się na ich złą jakość. Samo wlewanie przeprowadza się dla większej liczby 5—8 złącz, zależnie od średnicy, w tym celu aby płynną zawartość kociołka opróżnić przy jednym ogrzaniu. Po zastygnięciu asfaltu pierścienie zostają zdjęte, zaś asfalt dobitny ręcznie przez robotnika.

Jako materiały uszczelniające stosuje się wrzący gudron, który przywiera mocno. Zadowalające wyniki otrzymano stosując mieszaninę równej ilości gudronu i sproszkowanej wypalanej gliny. M. Lindley zastosował pierwszą mieszaninę, składającą się z dwóch części gudronu i jednej części asfaltu; mieszanina taka poddana długotrwałemu gotowaniu twardnieje bardzo szybko. Również stosowane są mieszaniny, składające się z jednakowej ilości asfaltu i gudronu. Należy zwrócić uwagę, że dobra mieszanina nie powinna mięknąć przy wyższej temperaturze, którą mogą osiągnąć wody przemysłowe (40—50°C). W Ameryce osiągnięto dobre wyniki przy zastosowaniu mieszaniny z jednakową ilości piasku i siarki ogrzewanej do 110°C; złącze jest tym bardziej sprężyste, im bardziej drobny jest piasek. Ogólnie utrzymuje się mniemanie, że złącza asfaltowe są pewniejsze.

III. 3. RURY BETONOWE I ŻELBETOWE.

Rury betonowe zostały po raz pierwszy użyte do budowy przewodów kanalizacyjnych w Mohawk N. Y. w roku 1842, tj. 100 lat temu, zaś pierwszą siecią kanalizacyjną odpowiadającą nowoczesnym zasadom założenia była sieć kanałów Hamburga, wykonana w roku 1843. Od tego czasu wybudowano z betonu sieć kanalizacyjną w wielu miastach, szczególnie Stanów Zjednoczonych i Kanady. Rurociągi betonowe znalazły również wielkie zastosowanie w Anglii i Niemczech. Są one ekonomiczne, koszt kanalizacji w pewnych wypadkach zmniejsza się o 25 do 30% w stosunku do kanałów murowanych; inny rodzaj ekonomii polega na skróceniu czasu robót wykonawczych.

Stan kanałów badany był w ostatnich latach i powszechnie uznano go za bardzo dobry.

Pierwotnie używane rury betonowe wyrabiane były w sposób nieumieiętny. Zwane były rurami cementowymi. Wyrabiano je z mieszaniny cementu i piasku. Rzadko kiedy poddawano je dojrzewaniu. Wszystko to w wyniku ograniczało ich zastosowanie do kanalizacji miast. Przy wyrobie prawidłowym osiągnano dobre wyniki; często natomiast rury ulegały niszczeniu, gdy wyrób był nieodpowiedni. Należy stwierdzić, że rury betonowe wykonane należycie z odpowiedniego materiału stanowią pierwszorzędny materiał do budowy sieci kanalizacyjnej.

Brak jest dotychczas norm na stosunek mieszaniny. Ogólnie stosuje się mieszaninę 1:4 lub 1:5. Do wyrobu rur o wymiarach mniejszych stosuje się kruszywo drobniejsze, przy średnicach większych grubsze. Należy stanowczo przestrzegać przed używaniem kruszywa wapiennego i wszystkich składników podlegających łatwo wpływowi wody agresywnej lub bardzo czystej.

Z uwagi na dążenie do przyspieszenia wyrobu rur przez szybsze zdjęcie form, zaczęto w ostatnich latach stosować supercementy, zawierające większą ilość wapna niż cement normalny. Rury wyrabiane z tego rodzaju cementu są w znacznie większym stopniu wystawione na szkodliwe działanie ścieków, niż rury, do wyrobu których użyto cementu zwykłego.

Oto dwa stosunki na mieszaninę do wyrobu rur większej średnicy:

1. 400 kg cementu,
400 litrów suchego piasku,
800 litrów żwiru, przechodzącego przez sita o wymiarach oczka 20 mm.
2. 500—600 kg cementu,
450 litrów suchego piasku,
750 litrów żwiru 20 mm.

W technice kanalizacyjnej stosuje się znormalizowane przekroje betonowych rur kołowych, kołowych z podstawą, jajowych z podstawą względnie jajowych podwyższonych. Pierwszy rodzaj wyrabiany jest o wymiarach średnic 100 — 2.000 mm względnie 100 — 1.500 mm, drugi o wymiarach największej szerokości w świetle i wysokości 200×300 do 1.200×1.800 mm lub 400×750 do 900×1.600 mm. W Stanach Zjednoczonych Ameryki wyrabiane są odcinkowo rury do średnic 3,5 m, a nawet i większych. Długość budowlana odcinków rur zależy od ciężaru i urządzeń montażowych, stosowanych na placu budowy. Zwykle wynosi ona przy wykonaniu ręcznym i ręcznie-mechanicznym 0,75 — 1,00 m. Przy wykonaniu maszynowym, zwłaszcza rur zbrojonych, długości są na ogół większe i wynoszą 5—7 m. Grubości ścianek w dnie i zworniku ze względów statycznych daje się większe niż pozostałe grubości ścian.

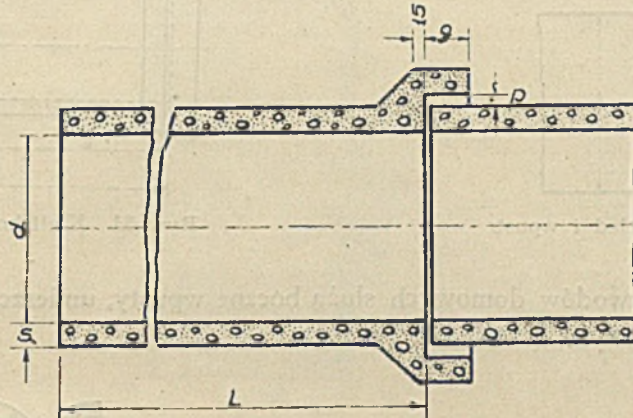
Grubość ścianek s zależy od rodzaju materiałów użytych do wyrobu rur oraz ich sposobu wykonania. Dla rur kołowych można przyjąć orientacyjne grubości według wzorów:

$$\text{do średnicy } d < 800 \text{ mm} \quad s = \frac{d}{10} + 15 \text{ mm} \quad (5)$$

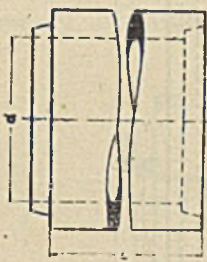
$$\text{powyżej średnicy } d \geq 800 \text{ mm} \quad s = \frac{d}{10} \pm 10 \text{ mm} \quad (6)$$

Według norm niemieckich, głębokość kielicha g oraz grubość pierścienia szczeliwa p powinny wynosić co najmniej (rys. 47):

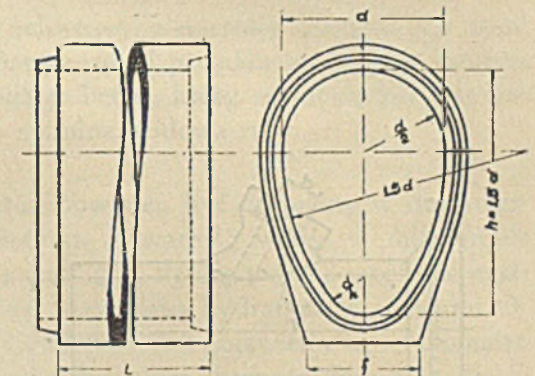
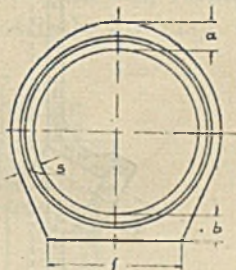
średnica wewnętrzna d mm	mm g	mm p
100 — 125	60	16
150 — 200	70	18
250 — 500	70	20
600 — 700	80	20
800 — 2000	80	25



Rys. 47. Rura betonowa kielichowa.



Rys. 48. Rura betonowa o przekroju kołowym.



Rys. 49. Rura betonowa o przekroju jajowym.

Szerokość stopki f dla:

rur kołowych (rys. 48)		rur jajowych (rys. 49)	
d mm	f mm	$d \times h$ mm	f mm
100	80	200 × 300	150
125	100	300 × 450	210
150	120	400 × 600	265
200	160	500 × 700	320
250	200	600 × 900	375
300	240	700 × 1050	430
350	280	800 × 1200	490
400	320	900 × 1350	545
450	360	1000 × 1500	600
500	400	1200 × 1800	720
600	450		
700	500		
800	550		
900	600		
1000	650		
1100	680		
1200	730		
1300	780		
1400	840		
1500	900		

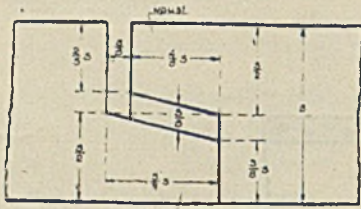
do średnicy 500 mm zakład jest krótszy niż wpust, powyżej tej średnicy - dłuższy.

długość zakładu musi być co najmniej równa 25 mm.

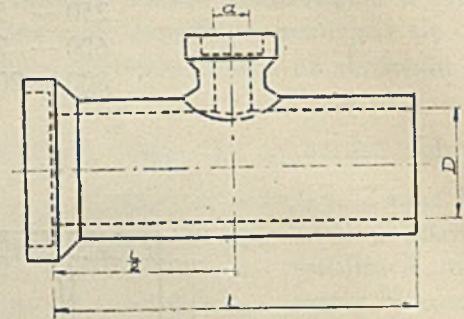
do wymiarów 400x600 mm zakład jest krótszy niż wpust, powyżej tych wymiarów - dłuższy.

długość zakładu musi być co najmniej równa 25 mm

Połączenie odcinków rur między sobą odbywa się: 1) na kielich i bosy koniec, 2) na zakład i wpust — jest to sposób najczęściej praktykowany i uważany za najlepszy w zastosowaniu do sieci kanalizacyjnej i 3) na oba końce bosc, otoczone mankiem żelbetowym. Złącze na zakład i wpust musi być tak wykonane, by zostawała niewielka wolna przestrzeń do zapelnienia zaprawą cementową. Na rys. 50 pokazano ukształtowanie złącza według proponowanych norm belgijskich.

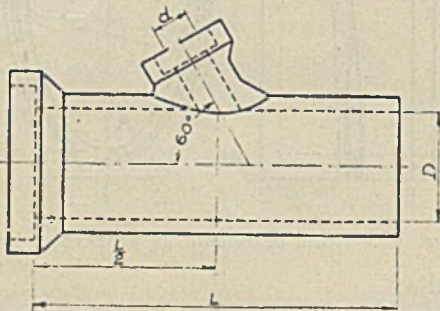


Rys. 50. Połączenie na zakład i wpust.

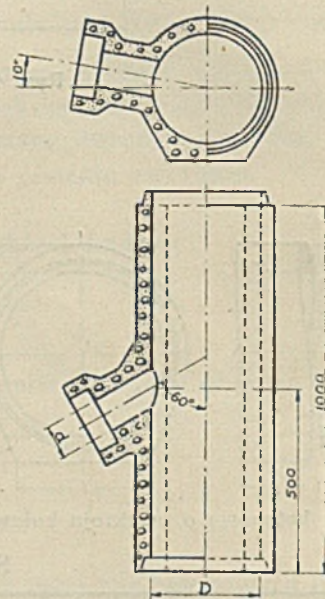


Rys. 51. Kielichowy trójnik betonowy.

Dla dołączenia przewodów domowych służą boczne wpusty, umieszczone na wysokości węzła i w zworniku (rys. 51, 52, 53, 54, 55, 56).



Rys. 52. Kielichowy trójnik betonowy.

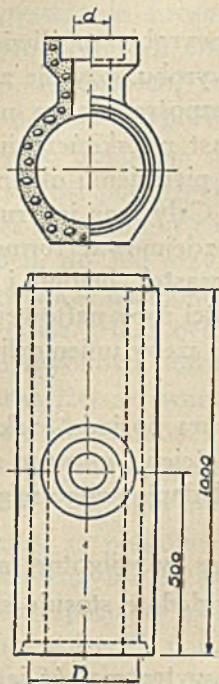


Rys. 53. Wpust boczny.

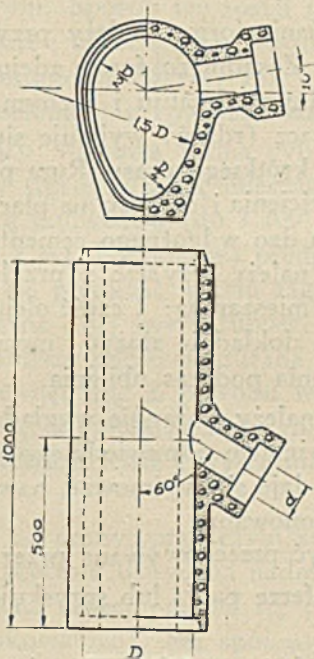
Rury betonowe wyrabia się ręcznie lub maszynowo. Wyrób maszynowy jest znacznie lepszy, ręczny daje częstokroć materiał niejednorodny z brakami i jest mniej ekonomiczny. Złe wyniki zastosowania rur betonowych należy przypisać w znacznej liczbie wypadków złemu wykonaniu, wadliwemu wykonaniu złączy i często zbyt pośpiesznemu oddaniu rur do użytku.

Formy, służące do wyrobu rur betonowych, wykonywane są prawie wyłącznie z żelaza (rys. 57), w rzadkich wypadkach z drzewa, pokrytego na powierzchniach styku z betonem żelazną blachą. Należy jednak unikać stosowania tego ostatniego rodzaju form, gdyż wyniki nie są zawsze pierwszorzędne. Należy ograniczyć ich użycie do wypadków budowy dużych przekrojów przewodów bezpośrednio w wykopie. Będą to wówczas już nie formy a odeskowania. Forma powinna być tak zbudowana, by przy jej otwieraniu beton nie ulegał naruszeniu, wstrząsom, itp.

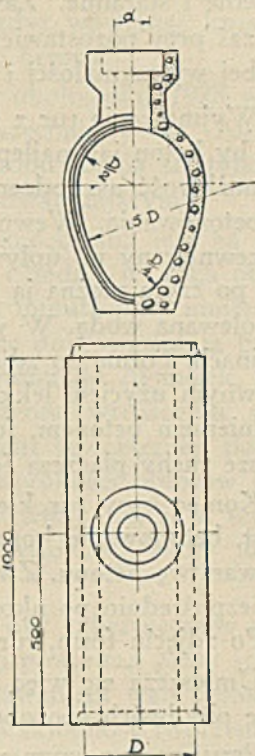
Zagęszczanie ręczne betonu. Wyrób jest bardzo prosty i stosuje się w większości małych wytwórni. U nas przeważa wykonywanie rur tym sposobem. Polega on na zagęszczeniu ręcz-



Rys. 54. Wpust górny.

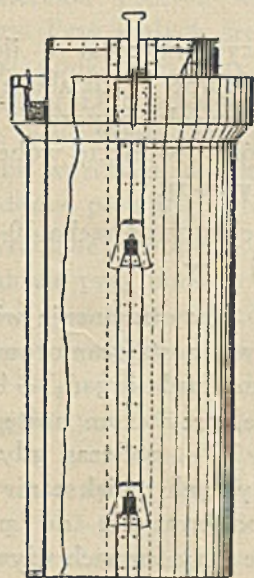


Rys. 55. Wpust boczny.



Rys. 56. Wpust górny.

nym ubijakiem sypanego do ustawionych pionowo na żeliwnym pierścieniu metalowych form betonu, o uziarnieniu kruszywa odpowiednio do wymiarów rury i pożądanego stopnia nieprzepuszczalności. Robotnicy obchodzą formę dookoła, ubijając beton, który równocześnie jest dosypywany w małych ilościach. Powstaje w ten sposób spiralna budowa rury.



Rys. 57. Forma żelazna do wyrobu rur betonowych.

Beton powinien być urabialny w dostatecznym stopniu. Zawartość wody w mieszaninie powinna być taka, by zapewniała możliwie wielką gęstość oraz pełną hydratację cementu. Oznaką tej ostatniej jest pojawienie się na zewnętrznej powierzchni rury, bezpośrednio po zdjęciu form wyraźnej siatki znaków (powodowanych ssaniem). Również lekkie sfalowanie wewnętrznej powierzchni rury wskazuje na zastosowanie do mieszaniny odpowiedniej ilości wody. Jeżeli zastosuje się zbyt dużo wody, rura po zdjęciu formy siądzie, skurczy się i skrzywi. Dobrze zrobiony beton powinien przypominać swoim wyglądem wilgotną ziemię. Ugnieciony w pałkach powinien zachować nadany mu kształt. Dodatek wody do betonu nie może wynosić więcej niż 15—20% wagi suchego cementu. Odnosi się to do form stojących o kształtach prostych i wyrobu rur niezbrojonych. Formy leżące i specjal-

ne wymagają zarabiania betonów z większą zawartością wody, przy czym beton należy starannie wstrząsać po ułożeniu w formie i rozrabiać prętami żelaznymi.

Beton powinien być zawsze mieszany mechanicznie. Napelnianie formy powinno się odbywać równymi warstwami małej grubości 7—8 cm kielnią lub łopatką. Ubijanie żelaznymi ubi-
jakami o wymiarach dostosowanych do wielkości i kształtu rury musi być jak najbardziej rów-

nomierne i staranne. Zawsze trudno jest wytłoczyć nadmiar wody i ściśnięte wewnątrz powietrze, zaś przy pozostawieniu ich w masie betonu powstaje niebezpieczeństwo otrzymania rur o słabej wytrzymałości i zbyt porowatych.

Wyjmowanie rur z form, rozbijanie formy, należy przy ręcznym wyrobie możliwie opóźnić, by beton jak najlepiej związał. Zasadniczo formę zdejmuje się z wyrobu, gdy nie zachodzi już możliwość uszkodzenia; przy silnym ubijaniu i suchym betonem bezpośrednio po ukończeniu betonowania. Wewnętrzny płaszcz (rdzeń) wyjmuje się natychmiast po skończeniu ubijania, zewnętrzny po upływie bardzo krótkiego czasu. Rura pozostaje na pierścieniu około 24 godzin, po czym można ją zdjąć z pierścienia i odnieść na plac składowy. Cały czas jest rura obficie polewana wodą. W wypadku bardzo wilgotnego cementu polecają zdejmować formę po 48 godzinach. Formę po zdjęciu z rury należy oczyścić z przylegających cząstek betonu i przed ponownym użyciem lekko natłuścić mieszaniną: 1 część oleju i 2—3 części ropy naftowej. Przed napełnieniem betonem, formę trzeba dokładnie złożyć i mocno ściągnąć, ażeby uniemożliwić późniejsze ruchy płaszcza formy i rdzenia podczas ubijania.

Koniec bosa rur kielichowych należy starannie wygładzić. Jeśli rura posiada zakład lub wpust, betonowanie kończy się nałożeniem odpowiedniego kształtu pierścienia górnego na ostatnią warstwę betonu. Zwykle rdzeń daje się wyjmować, nawet przy układaniu wilgotnego betonu, bezpośrednio po ukończeniu betonowania.

Po zdjęciu form, rury muszą być przechowywane przez pewien czas w wilgotnej atmosferze. Umieszcza się więc je w atmosferze pary, lub spryskuje wodą względnie stosuje się połączenie obydwóch sposobów.

Przy maszynowym wyrobie rur betonowych otrzymuje się większą wytrzymałość, jednorodność oraz materiał bardziej odporny na działanie wpływów zewnętrznych, fizycznych i chemicznych. Wszystkie większe wytwórnie stosują ten sposób do wyrobu rur. Do ubijania betonu stosuje się ubijaki mechaniczne, pneumatyczne lub elektryczne.

Rury prasowane. Istnieją dwa sposoby prasowania rur betonowych: podłużny i odśrodkowy. Rury prasowane podłużnie wyróżniają się wysoką wytrzymałością, natomiast rury prasowane odśrodkowo, choć może mniej wytrzymałe, posiadają ścianki gładziej i odporniejsze na działanie ścieków.

Rury prasowane są pod bardzo wielkim ciśnieniem wirujących narzędzi o ilości obrotów od 110 do 225 na minutę. Wskutek tego rury są szczególnie odporne na działanie niektórych szkodliwych dla betonu wpływów chemicznych, dalej posiadają wysoką odporność na ścieranie. Z powodu niewielkiego ich ciężaru tańszy jest ich przewóz. Wreszcie wobec posiadania głębokich kielichów umożliwiają szczelne połączenie rur między sobą.

Wydajność maszyn jest bardzo duża; na wykonanie jednej rury potrzeba 30—50 sekund; dziennie można wyrobić od 300—700 m, zależnie od wielkości rury.

Zagęszczanie betonu sposobem wstrząsania i wibracji. W celu otrzymania większej zawartości (szczelności) betonu, stosuje się wstrząsane stoły, na których zostają umocowane ustawione pionowo formy; wstrząsy (600 drgnięć i więcej na minutę, amplituda drgań 3—4 mm) udzielają się mieszaninie betonu, powodując jego samoczynne ubicie, przy czym następuje wydzielanie wody i powietrza. Porowatość takiego betonu spada do 15%, podczas gdy porowatość betonu ubijanego ręcznie wynosi 22—25%; ma to dodatni wpływ na zwiększanie odporności rur wystawianych na wpływy chemiczne. Sposób wibracji podobny jest do poprzedniego, przenoszącego na masę betonu wibrację stołu; różni się tym, że przy formach używa się wibratorów pneumatycznych lub elektrycznych, dobrze umocowanych w pozycji pionowej, przytkniętych do powierzchni zewnętrznej formy, przy czym albo stosuje się je nieruchomo w większej liczbie, stosownie do promienia działania, lub przy mniejszej ilości przesuwają się po powierzchni formy. Proces wibracji polega głównie na usunięciu z zarobu powietrza i zbytecznej wody i pozostawieniu jej w ilości potrzebnej do hydracji cementu. Beton wibrowany podobny jest w przekroju do betonu wirowanego.

Należy ułatwić ujście powietrza i zbędnej wody. Nie można więc stawiać na stole wibracyjnym form całkowicie napełnionych betonem, tylko napełnianie przeprowadzać stopniowo

w czasie wibrowania. Beton nie powinien zawierać zbyt dużo wody, gdyż wówczas kruszywo rozdzieli się samoczynnie podczas wibracji, powodując niejednorodność betonu.

Zagęszczanie sposobem wirowym. Sposób ten został zastosowany około roku 1928 w Stanach Zjednoczonych oraz w Kanadzie i obecnie jest bardzo rozpowszechniony w Australii i Anglii, Niemczech, Indiach, Południowej Afryce, itd. Sposoby wyrobu różnią się tylko rodzajem popędu i wprowadzeniem betonu, jak również urządzeniami odwadniającymi.

Wyrób dokonuje się następująco: walcowa forma cylindryczna umocowana jest na obracającej się osi podłużnej. Do formy wprowadza się mieszaninę betonu i nadaje jej ruch obrotowy przez kilka minut (3—5') z dużą szybkością (do 1.200 obrotów na minutę przy mniejszych średnicach, do 300 przy średnicy 1,5 m). Początkowa prędkość podczas doprowadzania betonu jest niewielka, następnie zwiększa się prędkość w celu zagęszczenia betonu do 20 m/sek, licząc po obwodzie. Masa betonu podlega na całej swej grubości przemieszczeniu, wzruszeniu, stosownie do szybkości obrotowej; najgrubsze ziarno odrzucane jest ku stronie zewnętrznej, podczas gdy ziarna lżejsze tworzą stronę wewnętrzną. Z powodu wzrastającej szybkości obrotów materiały stałe mieszaniny sprasowują się, wypierając zbyteczną wodę i powietrze, tak że w wyniku procesu otrzymuje się ścianki rury bardzo ściśle i wytrzymałe. Beton wirowany waży o 2% więcej od zwyczajnie ubijanego.

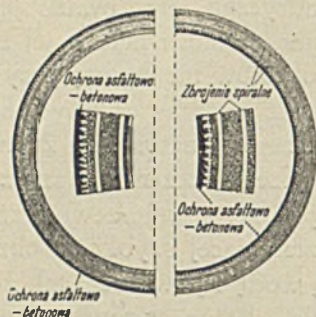
Formy są półkółowe, skręcane na śruby, przy czym szwy muszą być zabezpieczone przed przeciekaniem, lub są pełne. Przy procesie usuwania nadmiaru wody i powietrza przez schnięcie należy specjalną uwagę zwrócić na zabezpieczenie się przed powstawaniem wad (braków), tj. miejsc słabych, porowatych (rakowatych), bez spójności, mających skłonność tworzenia się w miejscach, gdzie formy nie są całkowicie szczelne. Specjalne urządzenia (różne dla każdego procesu wyrobu) zabezpieczają przed powstawaniem miejsc wadliwych. Styki są kształtowane przy pomocy pierścieni. Zakończenia mogą być bosc albo kielichowe. Kształtki wyrabia się sposobem wibracyjnym.

Formy wiruje się, jak poprzednio wspomniano, współśrodkowo z bocznymi tarczami, do których umocowana jest oś z formą, lub na specjalnych wałkach napędnych, podpierających formę w rodzaju kolebek.

Po ukończeniu procesu wirowania formę zdejmuje się z kolebek lub tarczy i odwozi na plac składowy. Przy małych średnicach rur płaszcz formy zdejmuje się z rury, bezpośrednio po ustawieniu na podkładce; przy dużych średnicach, po kilkunastu godzinach, po związaniu betonu. (Według Duboscha nie wcześniej niż po 24 godzinach). Najpierw wyciąga się rdzeń. Powierzchnie wewnętrzne form pokrywane są parafiną, użytą oliwą z maszyn, szarym mydłem lub podobnymi wyrobami w celu łatwego i nieuszkodzającego wyjęcia rury z formy. W większości wypadków po zdjęciu form potrzebny jest pewien retusz.

Rury wyrabiane sposobem wirowym mają tę zaletę w stosunku do rur wykonywanych sposobem normalnym przy pomocy ubijania lub wibracji, że będąc bardziej szczelne mogą mieć cieńsze ścianki i na skutek tego są lżejsze niż ubijane, posiadają powierzchnię bardziej gładką, szczególnie wewnętrzną. Powierzchnię tę wykańcza się różnymi środkami w czasie wyrobu. Kalibrowanie osiągać można z dokładnością prawie do 1 mm. Rury takie wyrabia się z reguły o przekroju kołowym od wymiarów najmniejszych do średnicy 3,0 m, który to wymiar nie może być przekroczony z uwagi na gabaryt przewozów kolejowych. Łatwo można wyrabiać rury sposobem wirowym o dużej długości i średnicy. Pod działaniem siły odśrodkowej następuje zagęszczenie betonu i na powierzchni wewnętrznej rury tworzy się warstewka bogata w cement. Zawartość cementu w ściance rury do 3/4 jej grubości jest mniej więcej stała, dalej szybko rośnie i dochodzi do 1.200 kg/m³ betonu przy powierzchni wewnętrznej. Wewnętrzna warstewka powierzchniowa złożona z drobnych frakcji kruszywa i dużej ilości cementu jest nadzwyczaj gładka, ściśła i na skutek tego posiada zwiększoną odporność przeciwko wpływom chemiczno - fizycznym i mechanicznym. Żeby zapobiec rozdziałowi kruszywa na całej grubości ścianki, mieszaninę betonu wprowadza się stopniowo do formy tak, że tworzą się jakby kolejne warstwy, doskonale ze sobą związane. Dopiero ostatnia warstwa podlega rozdziałowi materiałów stałych. Wewnętrzna warstwa grubości 1 — 2 mm jest nadzwyczaj trwałą warstwą karbonatyczną (ponad 70% CaCO₃) otrzymywaną przez przechowywanie kilkumiesięczne (3—4 miesiące) na otwartym powietrzu.

Wobec wyrabiania rur o większej długości niż zwykle rury betonowe, zmniejsza się liczba styków, a w związku z tym robocizna przy uszczelnianiu. Jako wadę tych rur należy podnieść, że wobec ich kształtu kołowego, w porównaniu do równie wydajnych przekrojów jajowych, szerokości wykopów wypadają większe i że z powodu mniejszych głębokości wody warunki odpływu w okresach bezdeszczowych są mniej korzystne.



Rys. 58. Rura betonowa z ochronnym płaszczem asfaltowym.

Dalsze rozszerzenie zakresu tych rur jest umożliwiające przez zastosowanie nowego sposobu dawania na powierzchni wewnętrznej lub zewnętrznej płaszcza z asfaltu, ściśle związanego z powierzchnią betonu (rys. 58).

Rury tego rodzaju stosować należy tam, gdzie odprowadzać się będzie wody agresywne lub gdy zachodzi obawa, że w wypadku zwykłego betonu rury będą niszczone działaniem ścierającym piasku. Zastępują więc one w pewnym stopniu rury kamionkowe większych rozmiarów. Rury z zewnętrznym płaszczem asfaltowym są całkowicie odporne na działanie szkodliwe wody,

gruntowej, względnie gruntu. Poza tym rury te posiadają jedną ogromnie ważną zaletę, są całkowicie nieprzepuszczalne. Nawet w razie powstania włoskowatych pęknięć w powłoce betonowej wewnętrzna sprężysta warstwa asfaltu pozostaje nienaruszona.

Schnięcie rur powinno odbywać się koniecznie w ukryciu przed słońcem; ponadto bardzo korzystne jest częste zwilżanie powierzchni betonu wodą, szczególnie gdy użyta mieszanina jest stosunkowo sucha. Dwa te warunki dojrzewania rur są zwykle zaniebywane w większości, mniejszych wytwórni. Świeże rury należy przechowywać więc w krytych halach, odpowiednio zabezpieczonych przed szkodliwym działaniem zmian powietrza, wiatrów, słońca, zbytich zmian ciepłoty, względnie okrywać matami słomianymi lub z juty do 25—30 dni po wykonaniu. We Włoszech stosują kilkudniową kąpiel w wodzie.

Po upływie 2 — 5 dni, w zależności od szybkości twardnienia, można rury zdjąć z podstaw formy. Jeżeli rury wyrabiane są z suchego betonu, dobrze jest powlec wówczas rurę wewnątrz tłustą zaprawą cementową 1 : 1 na bardzo drobnym ale ostrym piasku. Zaprawę wciera się zwykle miotłą pierwszy raz w poprzek rury, drugi raz wzdłuż. Dla przyspieszenia tężenia betonu i w ten sposób szybszego oddania rur do użytku, poddaje się świeże rury po wyjęciu z formy naporzaniu, polega ono na działaniu na rury gorącej pary i wilgoci o ciepłocie około 40° przez przeciąg 36 godzin. Naporzanie przyspiesza w dużym stopniu proces twardnienia betonu i pozwala osiągnąć dobre wyniki wytrzymałościowe betonów z kruszyw zawierających dużo pyłów z gliny, co przy normalnym wyrobie wymagałoby przemywania kruszywa. Naporzanie stosuje się głównie w celu pośpiechu w robocie bez obniżenia wartości wyrobu. Sposób ten jest dosyć kosztowny.

Następnie wywozi się rury na miejsce składowe i polewa przez 3 — 6 dni wodą. W celu jak największego uodpornienia warstwy powierzchniowej rur powinno się je przechowywać na powietrzu otwartym do 6 miesięcy, umożliwiając w ten sposób intensywniejszą karbonatyzację powłoki rur. Nie należy ustawiać ich bezpośrednio na ziemi, lecz na specjalnych łąkach drewnianych dla uchronienia od działania kwasów bumusowych, podmarzania w zimie, itd. Karbonatyzowanie zewnętrznej warstwy betonu pod działaniem zawartego w powietrzu dwutlenku węgla, tzw. „dojrzewanie“, posiada duży wpływ na trwałość i odporność rur betonowych.

Niezależnie od sposobu wyrobu warunkiem koniecznym jego dobroci jest, aby materiały używane do wyrobu były bardzo czyste. Wszelkie materiały obce, wprowadzone do betoniarki i wskutek tego następnie do formy, powodują pogorszenie się jakości wyrobu. Na ten zasadniczy warunek zwraca się przy wyrobie rur najmniejszą uwagę.

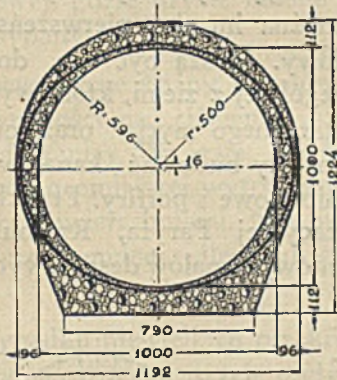
Wytwórcy angielscy wypuścili na rynek rury wyrabiane specjalnie starannie, zanurzone po wyjęciu z form, nie wcześniej jednak niż po 3—4 dniach, w kąpeli z roztworu krzemianu sodu—stad ich nazwa „silicated stone pipe“.

Częstym błędem popełnianym przy wyrobie rur betonowych w zimniejszych porach roku jest zbyt wczesne wyjmowanie rdzenia i zdejmowanie płaszcza formy. Pamiętać należy, że przy ciepłocie spadającej trwale poniżej $+ 10^{\circ}$ beton należy utrzymywać w zamkniętej formie (choćby przyrządzany zarób był zupełnie suchy) około 30 do 40 minut dla związania się betonu na tyle, żeby po zdjęciu formy nie osiadł. Osiadanie betonu po rozszalowaniu, nawet w granicach trudnych do bezpośredniego stwierdzenia, jest bardzo szkodliwe dla wytrzymałości rury z powodu niedostrzegalnych gołym okiem pęknięć. Pęknięcia te po zupełnym stwardnieniu betonu można wykryć przez lekkie uderzenia młotkiem. Rura powinna wydać dźwięk czysty. Dźwięk głuchy dowodzi, że rura jest pęknięta i niezdatna do użytku.

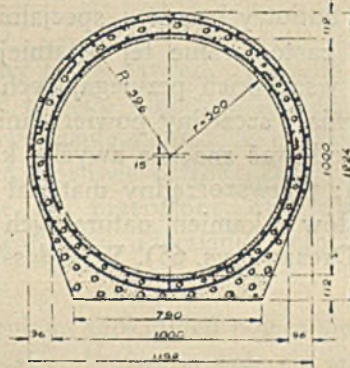
Wady i uszkodzenia rur mają przeważnie swoje źródło w ich nieumiejętnym wykonaniu i pielęgnowaniu.

Niekorzystnymi czynnikami dla trwałości kanałów betonowych są: niewielkie spady, które pozwalają ściekom stagnować w kanałach, powodując rozkład i gnicie, duże zawartości siarczanów w wodzie wodociągowej, które powodują powiększenie się ilości siarkowodoru, powstającego przy rozkładzie zanieczyszczeń w ściekach, wreszcie złe wykonanie przewodów.

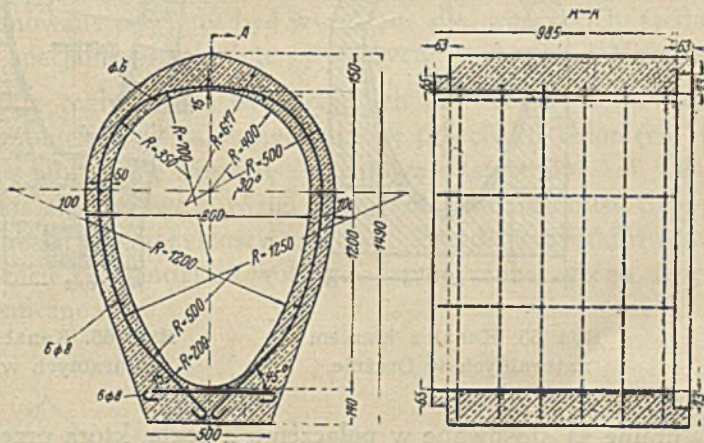
Tam, gdzie zachodzi obawa silnego ścierania dna przez toczone zanieczyszczenia, wyklada się dno przewodu materiałem bardziej wytrzymałym; stosuje się więc specjalne spody, luski, płytki z kamionki, klinkieru, terrakoty, żeliwa itp.



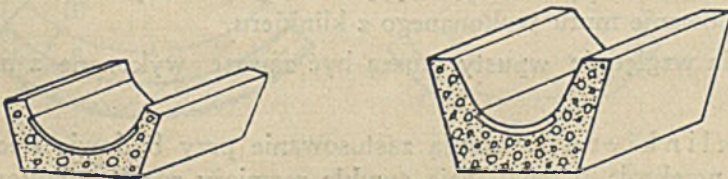
Rys. 59. Rura żelbetowa kanalizacji Leningradu dla głębokości 4,5 m.



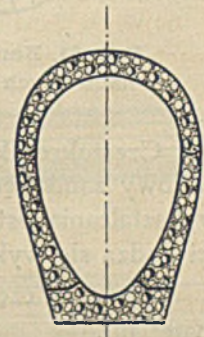
Rys. 60. Rura żelbetowa kanalizacji Leningradu dla głębokości 6,0 m.



Rys. 61. Rura żelbetowa kanalizacji Motali.



Rys. 62. Spody żelbetowe.



Rys. 63. Przewód wybudowany z gotowych segmentów.

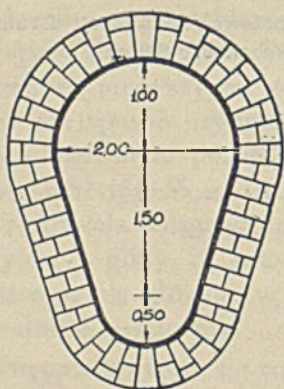
Przewody żelbetowe stosowane są na odcinki kanałów narażonych na większe obciążenia. Wykonywane są w miarę potrzeby na placu budowy lub też w wytwórniach. Stosowane są przekroje o najróżniejszych kształtach, najczęściej jednak kołowe i jajowe (rys. 59, 60, 61). Wykonywane są również i w ten sposób, że spody wyrabiane są w wytwórni, dowożone i układane na dno wykopu, wierzch zaś dobetonowywany w wykopie (rys. 62).

Wspomnieć wreszcie należy, że były również próby wykonywania kanałów betonowych przy pomocy zestawienia przekrojów z poszczególnych gotowych segmentów (rys. 63). Sposób ten nie rozpowszechnił się, gdyż w stosunku do przewodów budowanych z rur pełnych odcinkowych są one znacznie słabsze.

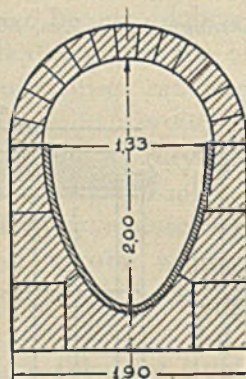
III. 4. KANAŁY WYKONYWANE CAŁKOWICIE W WYKOPIE.

III. 4-a. Kanały murowane.

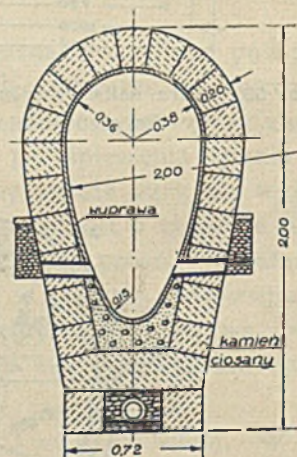
Kamienie naturalne. Kanały z kamienia łamanego lub ciosanego w nowoczesnej technice kanalizacyjnej nie są prawie zupełnie obecnie stosowane, gdyż obróbka ich wymaga dużego zużycia robocizny. Oddzielne kamienie mają nieprawidłową formę, przez to szwy otrzymują się szerokie, trudne do wypełnienia zaprawą. Dla otrzymania pożądanej gładkości powierzchni wewnętrznych. W okolicach, gdzie możliwe jest otrzymanie kamieni naturalnych o pożądanej jakości, łatwych do obróbki, które wobec tego mogą być wykorzystane ekonomicznie do budowy kanałów, specjalnie dużych zbieraczy, można im dać pierwszeństwo przed cegłą, jeśli zastosowanie tej ostatniej podnosi koszty budowy. Muszą być one dobrze oczyszczone ze wszystkich przylegających zanieczyszczeń, szczególnie z ziemi, która wypełnia liczne zagłębienia i szczeliny powierzchni. Potrzeba obróbki, starannego mycia oraz oczyszczenia może spowodować znaczną zwwyżkę kosztów budowy. Nie należy budować kanałów z kamieni wapnistych; pierwszorzędny materiał stanowią skały krzemionkowe i porfiry. Przykłady wykonania kanałów z kamieni naturalnych mamy w sieci kanalizacyjnej Paryża, Rzymu, Neapolu (rys. 64), Drezna (rys. 65). W Odessie wapień użyto do budowy kanałów deszczowych (rys. 66).



Rys. 64. Kanał z kamieni naturalnych w Neapolu.



Rys. 65. Kanał z kamieni naturalnych w Dreźnie.



Rys. 66. Kanał z kamieni naturalnych w Odessie.

Częstokroć kamienie naturalne są stosowane w połączeniu z cegłą, którą przeznacza się do budowy zamknięć sklepienia, lub też jako okładzinę części wewnętrznych, szczególnie koryta, wykształcania ostrych kątów itp. Choć i tu przeważnie wyjątkowo, gdyż wszystkie takie części dadzą się wykonać przez zastosowanie muru wykonanego z klinkieru.

Spody są często, a odgałęzienia względnie wpusty muszą być zawsze wykonane z innego materiału.

Przewody z cegły i klinkieru znajdują zastosowanie przy budowie sieci kanalizacyjnych dużych miast, gdy przekroje przewyższają zwykle rozmiary rur kamionkowych. Materiał jest równie dobry jak kamionka. Od czasu jednak, gdy w betonie niezbrojonym i zbro-

jonym uzyskano materiał budowlany, którego właściwości z punktu widzenia naukowego są w pełni wyjaśnione oraz który pozwala w sposób prosty na nadanie mu dowolnych kształtów, zastosowanie kanałów murowanych z cegły zmniejsza się coraz bardziej. Niemniej wykazują one szereg zalet w stosunku do kanałów betonowych, w odniesieniu do trwałości mogą przewyższać betonowe, tak że nie można się spodziewać ich całkowitego zaniechania. Przede wszystkim dotyczy to odporności dobrze wypalonego klinkieru na wpływy chemiczne. W ostatnim wypadku istnieje pewność, że dobroć materiału jest wszędzie jednakowa, podczas gdy przy wykonywaniu betonu konieczny jest staranny dozór i ciągle badanie materiałów oraz jego składu.

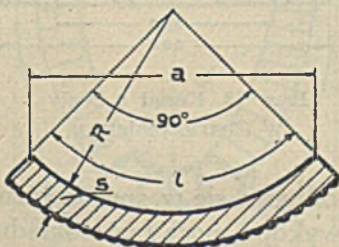
Cegła, którą się używa, musi być pierwszorzędnej jakości i doskonale wypalona, gdyż to zwiększa jej szczelność oraz wytrzymałość na ścieranie, musi mieć gładką powierzchnię od strony wnętrza kanału (gładka powierzchnia idzie na wytworzenie powierzchni ściany, czerpowa do zaprawy). Cegły klinkierowe stanowią pierwszorzędny materiał budowlany — ich wielka wytrzymałość i jednolitość struktury usprawiedliwiają w pełni wyższą cenę. Od cegły kanalizacyjnej wymaga się, by nie zawierała wapna, by miała budowę jednolitą, zwartą, niezeszklwioną, znaczną wytrzymałość i chłonność wody poniżej 1/6 jej wagi. Głina nie może być zbyt tłusta, aby się cegła nie zniekształcała przy wypaleniu.

Cegła przy małym przekroju przewodu jest materiałem kosztownym; pierścień ma najmniej grubość 14 cm. Zaletą jej jest, że kanał można natychmiast zasypać. Używana jest przy budowie tunelowej, gdzie użycie betonu nie jest możliwe, gdy rozkop musi być zaraz po wykonaniu kanału zasypany.

Na wewnętrzne ściany kanałów powinien być używany tylko najlepszy klinkier o przepisanej wytrzymałości na ciśnienie 350 kg/cm². Chłonność takiego klinkieru nie przekracza dopuszczalnej granicy 5% wagi. Na ściany zewnętrzne z powodzeniem stosować można cegły mocno wypalone o mniejszej wytrzymałości. Cegły muszą być możliwie ostrokanciaste i ograniczone płaskimi powierzchniami. Nie mogą być one popękane, ani przepalone, oraz nie mogą być zanieczyszczone mułem, iłem lub gliną i powinny wydawać przy uderzeniu młotkiem jasny dźwięk.

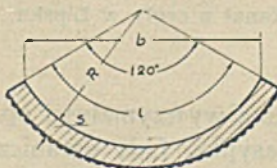
W wypadku niewielkich przekrojów z małymi promieniami zaokrągleń poleca się stosowanie cegły formowanej, gdyż użycie cegły normalnej powoduje zbyt duże rozszerzenie się szwów na zewnątrz. Szwyy wewnętrzne nie powinny być szersze niż 9—11 mm, zewnętrzne 9 mm, zaś maksymalnie 29 mm. Ze względów praktycznych pożądane jest ograniczenie w możliwym stopniu zastosowania cegły formowanej, wbrew wymaganiom autorów angielskich (Morre), uważających, że cegły formowane powinny być wyrabiane dla wszystkich średnic wewnętrznych przewodów. Takie cegły specjalne promieniste są w użyciu w Anglii i Niemczech.

Wszystkie cegły muszą być przed ich użyciem moczone w czystej wodzie co najmniej przez przeciąg 30 minut w celu zabezpieczenia się przeciwko chłonięciu przez cegły wody z zaprawy. Jako zaprawę stosuje się zaprawę cementową o stosunku 1:3. Do wypełnienia szwów (wyfugowania) stosuje się zaprawę bardziej tłustą 1:2. Dodatek trasy daje pewne zalety w odniesieniu do przepuszczalności i sprężystości zaprawy. Przede wszystkim powoduje się związanie pozostającego w cemencie portlandzkim wolnego wapna, wobec czego zwiększa się jego odporność na wpływy chemiczne.



Rys. 67.

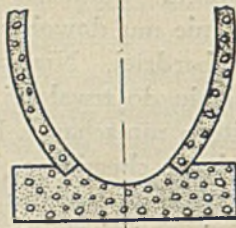
Spody kamionkowe do ubezpieczenia dna przewodów.



Rys. 68.



Rys. 69. Półrury kamionkowe na spody kanałowe.

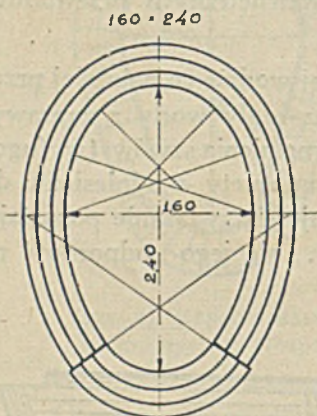


Rys. 70. Pełne spody betonowe.

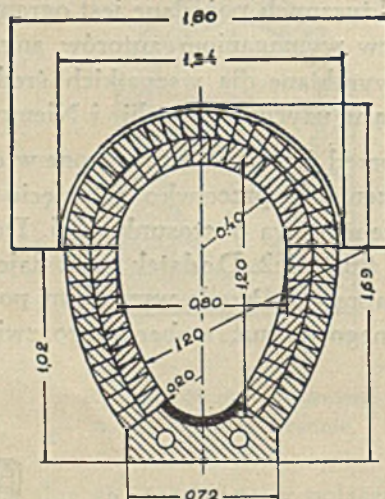
Dla zabezpieczenia dna przeciwko niszcącemu działaniu prowadzonego przez ścieki rumowiska stosowane są powszechnie ubezpieczenia kamionkowe w postaci płyt, łusek i spodów (rys. 67, 68), w niektórych miastach zastosowano półrury kamionkowe (rys. 69). Dla osiągnięcia dobrego oparcia kładzione są spody większych rozmiarów z betonu, które pozwalają uniknąć szkód przy odprowadzaniu wody gruntowej w niecałkowicie osuszonym wykopie (rys. 70).

Przy wyborze materiału i to zarówno cegły jak i zaprawy należy być bardzo starannym. Cegły, które w dużym stopniu posiadają kawałki spalonego wapna (CaO) i mają budowę porowatą, są niszczone przez kwas siarkowy, tworzący się z zawartego w powietrzu kanalizacyjnym siarkowodoru. W połączeniu z wapnem wytwarza się gips, który powiększając objętość powoduje odpękanie i łuszczenie się cegieł. Również zawarte w cementowej zaprawie wapno Ca(OH)_2 jest zamieniane na powierzchni w gips w postaci białej lepkiej masy, która bywa zmywana przez wielkie wody. W ten sposób zaprawa wystawiona jest od nowa na niszczące działanie kwasu siarkowego.

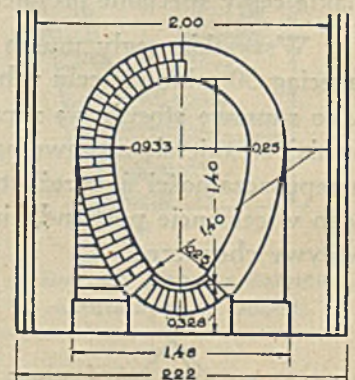
Buduje się kanały przy grubości ścianek większej niż pół cegły przeważnie w postaci poszczególnych pierścieni, w celu uzyskania jednolitej uszczelniającej powierzchni (warstwy) z zaprawy 1:2 lub 1:2,5 (rys. 71). Również szwy powierzchni wewnętrznej zaciera się zaprawą cementową. Wymagana jest wielka staranność roboty. W przeciwnym razie mogą powstać niekształcenia, co spowoduje dużą infiltrację lub przesiąkanie na zewnątrz. Takich braków można uniknąć przy starannym umieszczaniu cegły w zaprawie i przez wytwarzanie płaszcza z zaprawy pomiędzy dwoma oddzielnymi pierścieniami cegły oraz z zewnątrz przewodu. Stosuje się różnego rodzaju wiązania. Przeważnie, jak wspomniano wyżej, daje się współśrodkowy pierścień z cegieł układanych wszystkie jako wozówki równoległe do osi kanału (rys. 72). Stosowane są jednak również wiązania układane z wozówek i główek, jak w zwykłej budowie muru (rys. 73). Szwy są promieniste, w wypadku zwykłej cegły, rozszerzające się ku stronie zewnętrznej. Wypełniane są one całkowicie zaprawą.



Rys. 71. Kanał z cegły klasy XI w Warszawie.



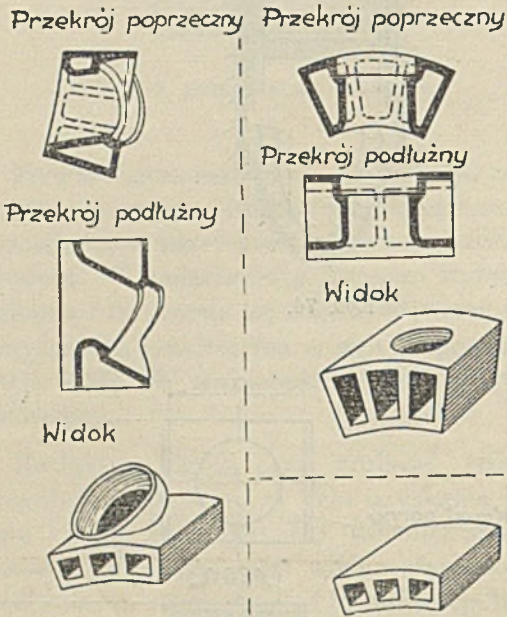
Rys. 72. Kanał z cegły w Lipsku.



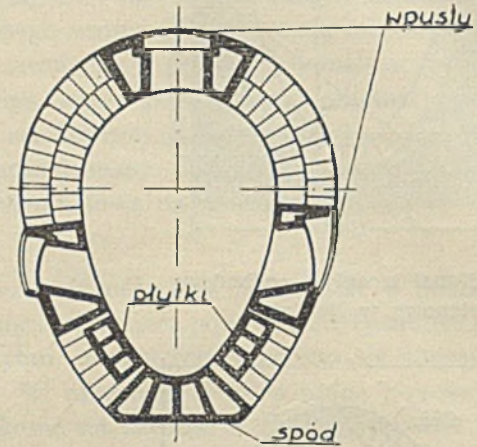
Rys. 73. Kanał z cegły w Charlottenburgu.

Wykonanie ważnego z punktu widzenia wytrzymałości oparcia odbywa się w sposób różny, zależnie od właściwości gruntu i jakości zasyпки. Gdy ograniczenie wykopu może być dokładnie dostosowane do przekroju, obudowę kanału można ułożyć bezpośrednio na gruncie (rys. 74). W wypadku niewytrzymałego gruntu stosowane być mogą różne sposoby. W przeważnej liczbie wypadków przekrój w ten sposób się wzmacnia, że jest on w stanie przejąć występujące siły ci-

Odgałęzienia domowe są przyłączane albo przy pomocy kawałków rur, umieszczonych na wysokości odpływu zużytych wód domowych, lub w wypadkach większych głębokości kanału przez sklepienie. Są najczęściej stosowane specjalne kształtki jako wpusty dostosowywane do kształtu ściany (rys. 78, 79, 80).



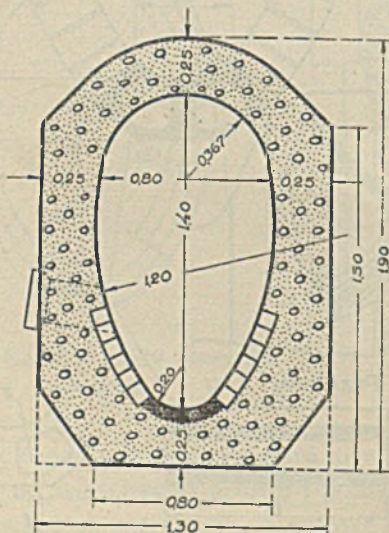
Rys. 79. Wpusty i okładzina z kamionki.



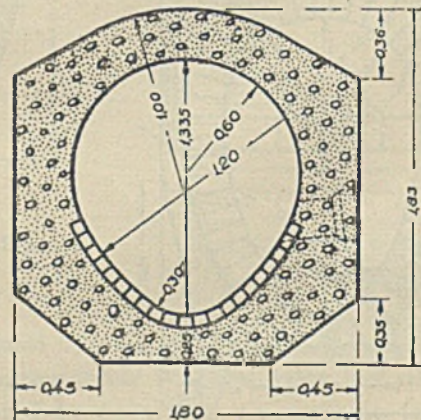
Rys. 80. Sposób wbudowania wpustów, spodu oraz płytek okładzinowych z kamionki.

III. 4-b. Kanały z betonu i żelbetu wykonywane całkowicie w wykopie („in situ”).

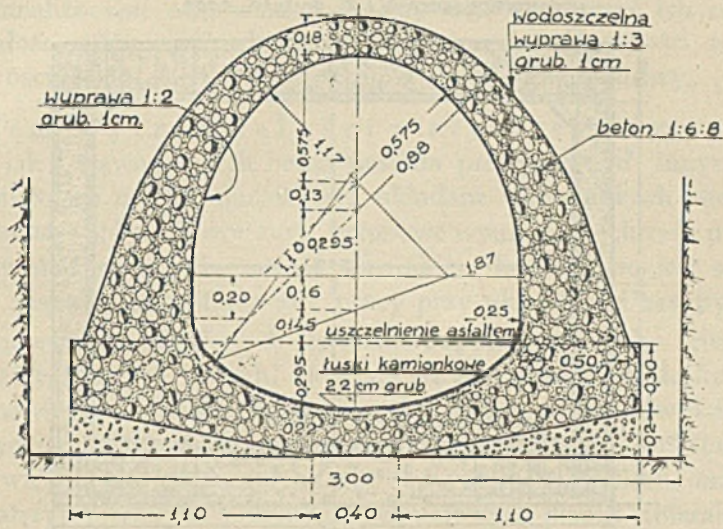
W wypadku konieczności dużych przekrojów oraz specjalnych kształtów wykonuje się kanały z betonu (rys. 81, 82, 83) względnie żelbetu (rys. 84, 85, 86, 87) całkowicie i bezpośrednio w miejscu ich pracy, w wykopie. W Stanach Zjednoczonych Ameryki Północnej, przy zastosowaniu odpowiednich urządzeń mechanicznych, układa się również kanały o bardzo dużym przekroju z gotowych odcinków betonowych rur zbrojonych ($D = 4,0$ m).



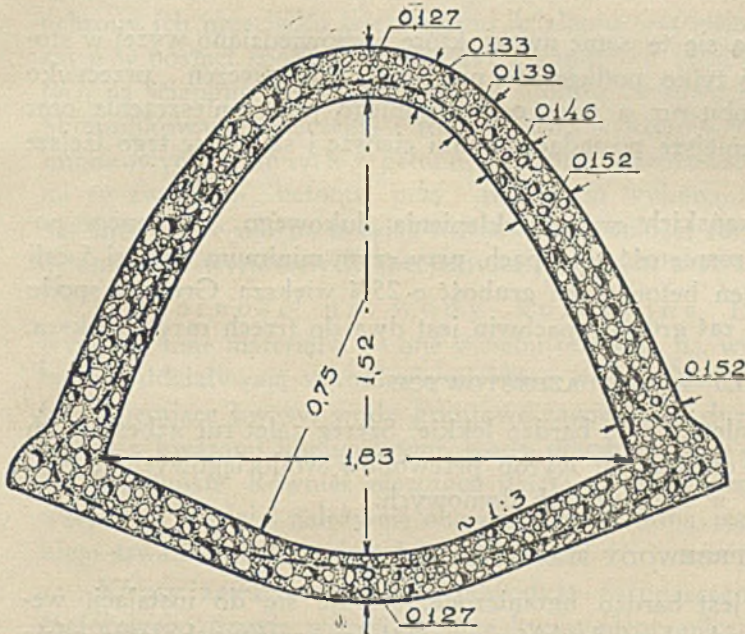
Rys. 81. Kanał z betonu.



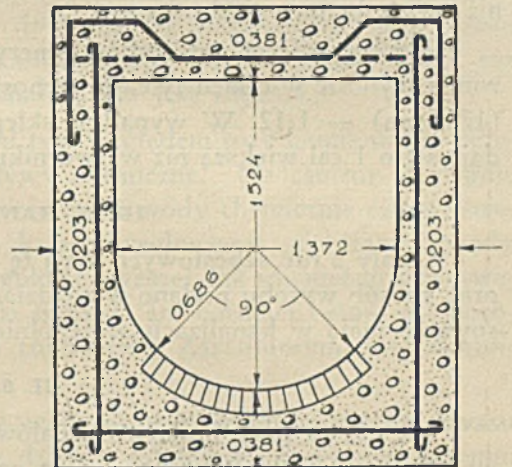
Rys. 82. Kanał z betonu.



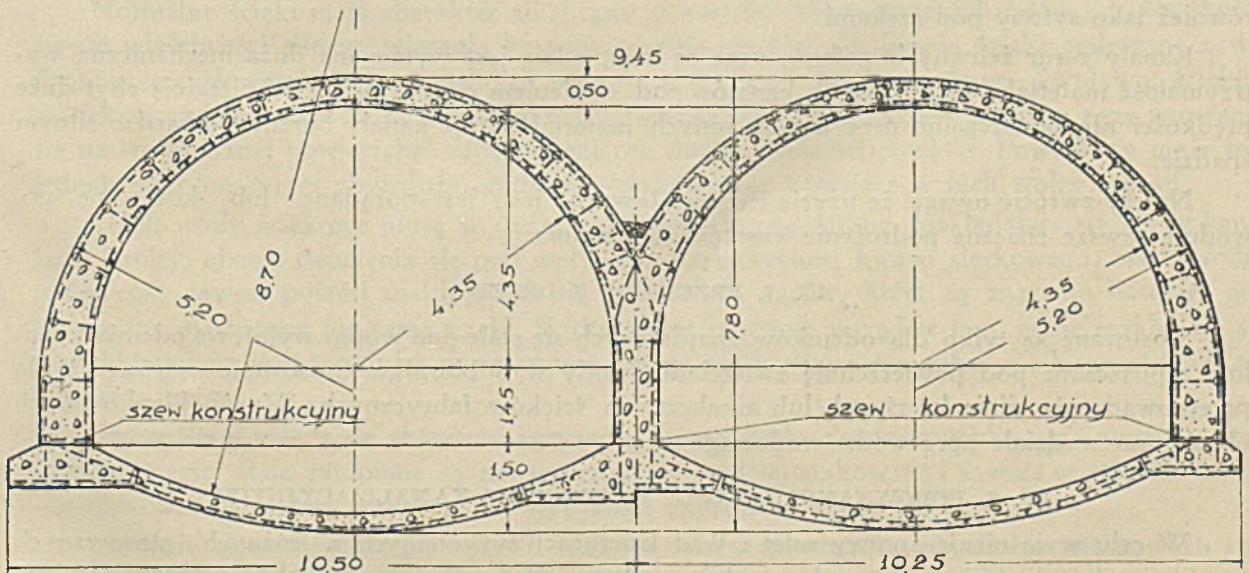
Rys. 83. Kanał z betonu 1,60 x 1,50 (Drezno).



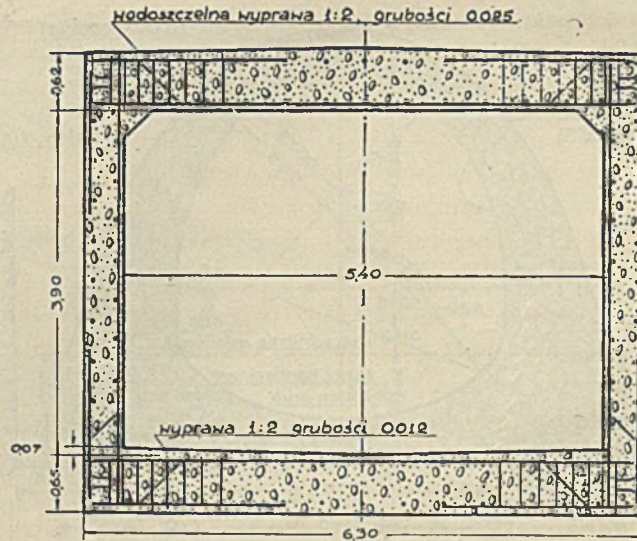
Rys. 84. Kanał żelbetowy w Harrisburg.



Rys. 85. Kanał z betonu zbrojonego w Nowym Jorku.



Rys. 86. Bliźniaczy kanał żelbetowy w St. Louis, Missouri.



Rys. 87. Kanał żelbetowy prostokątny w Omaha.

Do wyrobu żelbetowych rur stosują się te same uwagi, które wypowiedziano wyżej w stosunku do rur betonowych. Należy tutaj tylko podkreślić potrzebę zabezpieczeń przeciwko przesunięciu się uzbrojenia w czasie wyrobu rur, a więc odpowiedniego jego umieszczenia oraz umocowania. Rury żelbetowe jako mocniejsze posiadają ścianki cieńsze i są wobec tego lżejsze niż rury z betonu niezbrojonego.

Według zaleceń praktyków amerykańskich grubość sklepienia łukowego zbrojonego powinna wynosić w calach tyle, ile wynosi rozpiętość w stopach, przy czym minimum wynosi 5 cali (125 mm) — 1:12. W wypadku sklepień betonowych grubość o 25% większa. Grubość spodu daje się o 1 cal większą niż w zworniku, zaś grubość pachwin jest dwa do trzech razy większa.

III. 5. KANAŁY Z RUR AZBESTOWYCH.

Kanały z rur azbestowych mają tę zaletę, że są bardzo lekkie. Szereg zalet rur azbestowych oraz sposób wyrobu podano w rozdziale opisującym wyrób przewodów wodociągowych. Zastosowanie mają w kanalizacji szczególnie w urządzeniach domowych.

III. 6. PRZEWODY ŻELAZNE.

Ich użycie przy budowie kanałów jest bardzo ograniczone, stosuje się do instalacji wewnętrznych. Znajdują zastosowanie na odcinkach kanałów szczególnie narażonych oraz gdzie pożądane jest zastosowanie odcinków możliwie długich, np. przekroczenie linii kolejowych, również jako syfony pod rzekami.

Kanały z rur żeliwnych wykonywane są tam, gdzie jest wymagana duża mechaniczna wytrzymałość materiału, na odcinkach kanałów pod ciśnieniem oraz takich, gdzie istnieją zbyt duże prędkości niedopuszczalne przy użyciu innych materiałów, np. kanały burzowe o bardzo silnym spadzie.

Należy zwrócić uwagę, że użycie rur metalowych, jeśli jest pożądane lub konieczne, powoduje zawsze znaczne podrożenie kosztów wykonania.

III. 7. PRZEWODY Z DRZEWA.

Stosowane są tylko dla odcinków znajdujących się stale pod wodą: wylotowe odcinki kanałów zapuszczane pod powierzchnię zwierciadła wody w odbiorniku. Stosowane są również dla przeprowadzenia silnie kwaśnych lub alkalicznych ścieków fabrycznych. Wyrób klepkowy ich objaśniono w dziale „przewody wodociągowe“.

III. 8. PORÓWNANIE JAKOŚCI PRZEWODÓW KANALIZACYJNYCH.

W celu wyjaśnienia sprawy zalet i wad kanalizacji wykonanych z różnych stosowanych w technice kanalizacyjnej materiałów należy najlepiej zdać sobie sprawę, jakim wymaganiom po-

winy przewody kanalizacyjne odpowiadać. Należy więc rozpatrzeć ich zachowanie z punktu widzenia wytrzymałości statycznej, odporności na ścieranie, odporności przeciwko działaniom chemicznym, gładkości ścian, kształtu przekrojów oraz kosztów budwy.

Pod względem wytrzymałości statycznej zarówno w odniesieniu do obciążeń zewnętrznych, jak i wewnętrznych beton posiada przewagę nad innymi materiałami. Rury kamionkowe o przekrojach od 450 mm wzwyż układane w warunkach normalnych muszą być obetonowywane, podczas gdy kołowe rury betonowe wymagają ochrony przy średnicy powyżej 800 mm. Należy zwrócić uwagę, że zawsze warunkiem koniecznym jest stosowanie odpowiedniego materiału na zasypkę oraz staranność pracy przy układaniu i zasypywaniu.

Materiał dna przewodu musi być dostatecznie odporny przeciwko ścierającemu działaniu toczonych po dnie zanieczyszczeń stałych. Składają się one głównie z piasku ulicznego, drobnych odłamków startej nawierzchni, drobnego piasku do czyszczenia, fusów kawowych itp. Te wlezione zanieczyszczenia działają niszcząco na materiał dna ścierając go. Ilość wleczonych zanieczyszczeń jest tym większa, im gorszego rodzaju są nawierzchnie uliczne oraz im w mniej doskonały sposób jest zatrzymywany w skrzynkach wpustowych piasek, zbierający się na powierzchni ulic. Pod tym względem dotychczas utrzymywało się przekonanie, że kamionka przewyższa inne materiały. Z tego też względu spód kanałów wykonywanych z innych materiałów dla ochrony ich przeciwko ścierającemu działaniu toczącego piasku wykłada się materiałem, twardszym w postaci spodów, łusek, płyt z kamionki, klinkieru lub z innych materiałów wytrzymałych na ścieranie. Były nawet próby spodów ciosowych z kamieni naturalnych oraz z żeliwa. Skomplikowane połączenia i rozgałęzienia wykonuje się z ciosów w kanałach murowanych i kamionkowych, w innych z betonu. Ostatnio przeprowadzone doświadczenia z rurami betonowymi ze zwykłego betonu przy starannym wykonaniu dowiodły, że wytrzymałość dna kanału na zniszczenie można przyjąć równą wytrzymałości rur kamiokowych, w wypadku jednak rur betonowych wyrabianych specjalnymi metodami wytrzymałość ich jest większa.

Odporność na wody korozyjne. Pod tym względem rury kamionkowe przewyższają inne materiały. Są one w pełni odporne na wpływ chemiczny. Na cement względnie beton oddziałują szkodliwie niektóre wody. Działają niszcząco wody chemicznie czyste, ścieki zawierające kwasy, wody gruntowe zawierające dużo kwasu węglowego, siarczanu, wody błotne z kwasami humusowymi, wody przemysłowe o ciepłocie wyższej, jak również grunty kwaśne i wapińskie. Również niszcząco działa na beton woda morska. Im bardziej beton jest porowaty, tym bardziej należy się obawiać powstawania jego zniszczenia. Zasadniczym więc warunkiem trwałości betonu jest jego gęstość.

Kwasy zawarte w wodzie powodują rozpuszczanie wolnego wapnia. Z wiatkiem kwasu fosforowego prawie wszystkie inne kwasy nieorganiczne działają szkodliwie w różnym stopniu, taki sam wpływ mają kwasy organiczne z wyjątkiem kwasu szczawiowego.

Normalne ścieki mają charakter alkaliczny o wartości pH w granicach 7.2 — 7.8. Na skutek swych właściwości silnego wiązania kwasów reagują również alkalicznie ścieki zmieszane z wodami przemysłowymi. W normalnych więc warunkach nie istnieje obawa wpływu ścieków miejskich na beton. Wody gospodarcze mogą nawet mieć wpływ konserwacyjny przy tworzeniu się na wewnętrznej powierzchni zabezpieczającej, tłustej, mulastej powłoki. Powłoka ta może być jednak niszczone przez zbyt duże prędkości ścieków oraz istniejące w nich wolne kwasy.

Jeżeli wody ściekowe niosą w dużej ilości związki organiczne, rozkładające się już w kanałach, istnieje obawa tworzenia się pod wpływem siarkowodoru kwasu siarkowego. Siarkowodor jest obecny zawsze pośród znajdujących się w kanałach gazów, które są znacznie bardziej niebezpieczne dla betonu niż same ścieki. Siarkowodor powstaje wszędzie tam, gdzie rozkładają się związki organiczne, powodując powstawanie kwasu siarkowego, czynnika w silnym stopniu niszczącego beton.

Szczególniej należy się obawiać nagryzania w częściach, wystawionych na zmienny stan ścieków: części stałe zatopione są zawsze znacznie rzadziej atakowane i zawsze w stopniu znacznie słabszym niż części przekroju na wysokości zmiennego stanu wody.

W razie obaw niszczącego wpływu ścieków należy w wypadku użycia rur betonowych stosować środki ochronne. Należy zwrócić uwagę, że stosowane różne środki mające na celu po-

większenie szczelności betonu wpływają ujemnie na inne jego właściwości. Powiększenie szczelności przez zwiększenie ilości cementu pogarsza stan z uwagi na nadmiar łatwo atakowanego wapna. Również malowanie olejami lnianymi, pokostem, olejami mineralnymi ciężkimi powoduje nasiąkanie nimi betonu, podczas trwającego dłużej procesu wiązania, zmniejszając wytrzymałość betonu i jego przyczepność, na skutek czego osiągalny skutek może być ujemny, jeśli następnie istnieją warunki powodujące zniszczenie powłoki tłuszczowej. Niektóre wyroby patentowane o składzie mniej więcej sekretnym dają, zdaje się, na ogół dobre wyniki. Dobre wyniki uzyskuje się przez dodanie do wody przygotowywanej mieszanki betonu i szarego mydła w ilości 3—5 kg na m³ betonu. Powierzchnie wewnętrzne powyżej poziomu średniej wody bywają pokrywane warstwami bitumicznymi, jak inertol itp. Ochrona przeciwko działaniu wody gruntowej może być wykonana w postaci zwykłej wyprawy lub metodą torkretowania, przez co wyklucza się nasiąkanie wodą.

Należy zdawać sobie sprawę z natury ścieków, które mają być bezpośrednio prowadzone przez budowane kanały. W razie przewidywania, że osiedlający się przemysł będzie wprowadzać do kanalizacji ścieki gryzące, poleca się w dzielnicach przeznaczonych dla przemysłu zakładać rury kamionkowe, lub należy przedsięwziąć odpowiednie zabezpieczenia, aby uczynić charakter ścieków przemysłowych nieszkodliwym w miejscu ich powstawania. Jeśli jednak nie ma pewności prawidłowego działania urządzeń zabezpieczających, należy albo rury betonowe uodpornić przy pomocy odpowiedniej powłoki, lub lepiej w ogóle nie stosować rur z betonu, ze względu na to, że wiele środków ochronnych mniej lub więcej dobrych wypróbowywanych doświadczalnie daje zawsze tylko wątpliwe zabezpieczenie. Nie należy jednak pod względem obaw przesadzać. Dążenie do usunięcia rur betonowych z techniki kanalizacyjnej z powodu tych w specyficznych warunkach zachodzących zastrzeżeń byłoby postępowaniem wbrew podstawowym zasadom techniki osiągania celu przy pomocy najmniejszych środków. Zbyt często uogólniano wypadki odosobnione, tym bardziej, że rozpowszechnianie się opinii o korozyjności betonu odnosi się do czasów początku stosowania betonu, gdy jeszcze ani technika wykonania, ani dozór nad wyrobem nie stały na wysokości zadania.

Wybierając materiał do budowy należy jednak zdawać sobie dokładnie sprawę z możliwości rodzaju ścieków, ich gęstości oraz z charakteru gruntu i wód gruntowych.

Gładkość ścian jest z tych względów pożądana, aby uniemożliwione było przyleganie do nich unoszonych i wleczonych zanieczyszczeń oraz aby dla uzyskania dużych wydajności opory tarcia utrzymywać możliwie nisko. Rury kamionkowe są z powodu swej polewy pod tym względem korzystniejsze niż rury betonowe. Różnica jednak jakości ścian zostaje wkrótce po uruchomieniu kanalizacji wyrównaną przez wytworzenie się powłoki przyściennej, tak że do obliczenia przewodów przyjmuje się dla obu materiałów jednakowy współczynnik szorstkości. Należy jednak zwrócić uwagę, że ochronna powłoka tworzy się szybciej na powierzchniach gładkich.

Pod względem przepuszczalności ścian nie istnieje między obydwoma materiałami żadna różnica. Obydwa przełomy posiadają jednakową chłonność w stosunku do wody, wynoszącą w wypadku dobrych wyrobów około 2—3% ich wagi. Rury kamionkowe są zaopatrzone w nieprzepuszczalną powłokę w postaci polewy, zaś w wypadku rur betonowych uzyskuje się ją odpowiednio do techniki wyrobu.

Odnosnie do kształtu, dopuszczalnych rozmiarów oraz długości budowlanej rury betonowe posiadają wyższość nad kamionkowymi. Ponieważ rury betonowe są wyrabiane w żelaznych formach, istnieje pewność, że wymiary gotowych rur odpowiadają dokładnie przepisom, tak że rury pasują do siebie dobrze, zaś ściany odcinków przewodów nie wykazują żadnych nierówności. W przeciwieństwie do tego rury kamionkowe ulegają podczas wypalania lekkiemu skurczowi, tak że szczególnie przy dużych wymiarach tylko przez bardzo staranne sortowanie można osiągnąć pożądaną dobroć kształtów. Z powodu tych trudności rury kamionkowe o przekroju jajowym wyrabiane są tylko na specjalne życzenie. Koszt takich rur jest z tego powodu nieporównanie wysoki, tak że z małymi wyjątkami zastosowanie ich zostało zaniechane. Trudności istnieją też przy wyrobie rur o większych przekrojach, tak że użycie rur kamionkowych o średnicy większej niż 600 mm ze względów praktycznych i gospodarczych jest wykluczone, podczas gdy duże rury betonowe można wykonać równie dokładnie jak małe i wielkość ich wymiarów ogra-

niczona jest tylko dopuszczalnym ciężarem przy przesuwaniu ich w wykopie, a więc sprawnością dźwigu lub wielokrążków i wyciągarek używanych przy budowie przewodu.

Długość budowlana dla obu rodzajów rur jest ustalona na 1 m, może być jednak w wypadku wyrobu rur sposobem odśrodkowym przekroczone, bez wpływu na jakość wyrobu w odniesieniu do kształtu. W ten sposób zmniejsza się liczba styków, co wpływa na polepszenie jakości ciągu, gdyż są one zawsze z różnych względów słabymi punktami rurociągu.

Co się wreszcie tyczy kosztów obydwu rodzajów przewodów, to rury betonowe są znacznie tańsze od rur kamionkowych. W zależności od odległości miejsca wyrobu kamionek i rur betonowych ceny w wypadku średnich wymiarów średnicy od 250—400 mm są o 30 do 50% niższe w stosunku do rur kamionkowych pierwszego gatunku. W wypadku rur betonowych wyrobionych sposobem odśrodkowym różnica jest nieco mniejsza, gdyż dla tych ostatnich z powodu specjalnego sposobu wyrobu koszty wypadają wyższe, czemu odpowiada również wyższa jakość materiału.

Koszty ogólne rurociągów, przewodu i koszty układania dają dalsze powiększenie rozpiętości na korzyść rur betonowych, gdyż ich układanie w stosunku do rur kamionkowych jest tańsze o 10—15%.

Na podstawie wyżej wypowiedzianych uwag wnioski są następujące: przy normalnych spadach i normalnych ściekach miejskich rury kamionkowe i betonowe są jednowarstościowe w odniesieniu do tych właściwości, których się wymaga od dobrego materiału przewodów. Tylko w takich dzielnicach, gdzie istnieją lub są oczekiwane chemicznie szkodliwe odpływy — należy oddać pierwszeństwo rurom kamionkowym. To samo odnosi się do odcinków ze spadami, na których przekroczone są prędkości graniczne. Z uwagi na znaczną różnicę kosztów w okresach gospodarczej biedy powinno się ogólnie stosować rury betonowe. Całkowite stosowanie rur kamionkowych ma uzasadnienie tylko w wypadkach silnych finansowo gmin, które są w stanie w pełni urzeczywistnić zdrową zasadę techniki kanalizacyjnej, że dobrym powinno być najlepsze.

Kanały z betonu i żelbetu mają w stosunku do kanałów murowanych różne zalety. Przede wszystkim są korzystne w wypadku wykonania większych przekrojów betonowych, gdyż pociągają za sobą mniejsze koszty budowlane. Postęp budowy jest ogólnie w wypadku kanałów betonowych większy niż w wypadku murowanych, co ma znaczenie szczególnie przy budowie w wodzie gruntowej. Możliwość wykonywania w betonie w sposób prosty różnych kształtów odgrywa dalej rolę, skoro tylko rozchodzi się o budowę różnych rodzajów specjalnych obiektów. Również przez wzmocnienie betonu przy pomocy wkładek żelaznych można w sposób odpowiedni dostosować się do rzeczywistych obciążeń budowli. Z drugiej strony posiadają tego rodzaju kanały określone wady omówione wyżej.

Ustalenie kształtu i rozmiarów przekroju jest wynikiem badań statycznych. W ogólności, mianowicie w wypadku większych przekrojów, stosuje się sklepienia dostosowane kształtem do linii ciśnienia. Przez uzbrojenie można uzyskać nie do pogardzenia oszczędność na grubości ścianek oraz szerokości wykopu. W poszczególnych wypadkach należy przez porównanie kosztów postanowić, jaki sposób wykonania jest najkorzystniejszy z punktu widzenia gospodarczego. Trwająca jeszcze obecnie z dawniejszych lat niechęć do zastosowania żelazobetonu w technice kanalizacyjnej nie ma żadnego uzasadnienia, gdyż przy stosowaniu się do przepisów wykonania tego rodzaju budowle okazały się równie dobre, jak kanały murowane.

IV. UKŁADY SIECI KANALIZACYJNYCH

IV. 1. PODZIAŁ OGÓLNY.

Zależnie od sposobu odprowadzenia różnych ścieków rozróżnia się rozmaite rodzaje sieci odwadniających.

Przede wszystkim odgrywają tu rolę substancje odchodowe. Powinny być one w miastach i zamieszkałych miejscowościach ze względów estetycznych, higienicznych, technicznych i gospodarczych doprowadzone do przewodów odwadniających przy pomocy splukiwanych klozetów. Istnieją jednak i dzisiaj takie stosunki, które zmuszają do zbierania odchodów w dołach,

beczkach lub wiadrach. Zdarzyć się to może w miastach zaopatrzonych w sieć przewodów odwadniających, nie posiadających zaś wodociągów, względnie na przedmieściach o charakterze wiejskim z domami nie posiadającymi urządzeń wodociągowych. Możliwe jest wówczas bezpośrednie użycie odchodów na cele rolnicze. Konieczny jest jednak ich wywóz przy pomocy odpowiednich urządzeń, zwykle szczelnych beczkowsów.

Układ nie przyjmujący odchodów do sieci przewodów odwadniających nosi nazwę kanalizacji częściowej.

Najdoskonalszy sposób usunięcia ścieków polega na zbieraniu w sieci podziemnych przewodów odwadniających wszystkich odpływów z odchodami włącznie i odprowadzenie ich wspólnie do odbiornika. Układ, który przyjmuje poza wodami brudnymi, deszczem oraz ściekami przemysłowymi również odchody, nosi ogólnie nazwę kanalizacji pełnej lub ogólnospławnej.

Zależnie od tego, czy wody brudne z odchodami i wody deszczowe są prowadzone oddzielnie lub łącznie, rozróżniamy dalszy podział układów sieci kanalizacyjnych. Pierwszy układ z przewodami prowadzącymi wody brudne i deszczowe we wspólnej sieci, nazywa się układem jednolitym — kanalizacja ogólnospławna według układu jednolitego.

Drugi rodzaj, w którym wody deszczowe odprowadza się osobną siecią przewodów krytych lub przewodami otwartymi albo częściowo po powierzchni, częściowo podziemnie po najkrótszej drodze do odbiornika, zaś odchody i wody brudne usuwa się przy pomocy drugiej niezależnej sieci przewodów krytych, nosi nazwę układu rozdzielonego. Z tych dwóch sieci może być wykonana w całości tylko jedna sieć ścieków domowych; druga zaś na wody deszczowe może być w pewnych warunkach zupełnie pominięta, np. jeśli teren jest bardzo przepuszczalny, ulice nie mają szczelnej nawierzchni, procent zabudowania jest bardzo mały. W innych wypadkach sieć przewodów deszczowych będzie rozbudowywana tylko częściowo w głównych ulicach miasta.

Stosownie do technicznego wykonania może w wypadku układu rozdzielonego wchodzić w rachubę poza układem grawitacyjnym układ zestopniowany. Wody brudne płyną własnym spadkiem do najniższego punktu wydzielonej zlewni, stąd zaś podnoszone są sztucznie do wyżej biegnącego kanału innej części zlewni, aby dalej znów płynąć spadkiem własnym.

Można zestawić te układy w sposób następujący:

- I. Kanalizacja częściowa. Spław nieczystości z wyłączeniem odchodów.
- II. Kanalizacja pełna (ogólnospławna). Spław wszystkich nieczystości.
 1. Układ jednolity. Wody brudne i deszczowe we wspólnej sieci.
 2. Układ rozdzielony. Wody brudne i wody deszczowe oddzielnie.
 - a) podziemna sieć przewodów odwadniających dla wody brudnej i deszczowej,
 - b) podziemna sieć dla wody brudnej, woda deszczowa odprowadzona częściowo podziemnie, częściowo po powierzchni,
 - c) podziemna sieć dla wody brudnej, wody deszczowe odprowadzone po powierzchni,
 - d) stosownie do technicznego wykonania sieci wód brudnych:
 - odprowadzenie własnym spadkiem,
 - odprowadzenie własnym spadkiem strefowe i sztuczne podnoszenie na stopniach — układ zestopniowany.

IV. 2. PRZELEWY BURZOWE.

Ze względu na to, że w wypadku układu jednolitego sieci przewodów odwadniających, prowadzenie odpływów deszczowych głównym przewodem zbiorczym na oczyszczalnię wywołałoby konieczność bardzo dużych wymiarów jego przekroju, częstokroć uniemożliwiając jego zmieszczenie w ulicy, oraz nadmiernej rozbudowy oczyszczalni ścieków, należy w dogodnych miejscach przewód taki odciążać. Przeprowadza się to przez umieszczenie w odpowiednio obranych punktach przelewów burzowych, przez które znaczna część odpływu burzowego przelewa się z przewodu zbiorczego do tak zwanego przewodu burzowego lub krótko mówiąc burzowca,

odprowadzającego te wody najkrótszą drogą do odbiornika. Przekrój odciążonego w ten sposób zbieracza może być poniżej przelewu burzowego wydatnie zmniejszony. W ten sposób zmniejsza się koszt wykonania całości urządzeń odwadniających, gdyż, zamiast dużej długości zbieracza o rosnącym niepomernie przekroju dla odprowadzenia wód deszczowych z całej zlewni, wykonuje się krótkie odcinki burzowców, odprowadzających odpływy burzowe z ograniczonych jej części.

Ze względu na ochronę odbiornika przed nadmiernym zanieczyszczeniem się w obrębie miasta odpływami z burzowców, wysokość progów przelewowych musi być tak dobrana, by ścieki dopływające rozpoczynały się przez niego przelewać dopiero po osiągnięciu określonego miejscowymi warunkami rozcieńczenia przez wody deszczowe.

W przewodach układu jednolitego odpływy podlegają bardzo silnym wahaniom: w czasie pogody posusznej płyną nimi niewielkie stosunkowo ilości wód brudnych, natomiast w okresach deszczów nawalnych odpływ wzrosnąć inoże, zgodnie z wyżej powiedzianym, do 100-krotnej wartości odpływu wód brudnych.

Wymiary przewodów dla wód brudnych układu rozdzielonego w stosunku do przewodów wód deszczowych są niewielkie, wahania w przepływie również niewielkie. Przekroje przewodów deszczowych nie uzyskują nadmiernych wymiarów, gdyż staramy się odprowadzić odpływy najkrótszą drogą do odbiornika.

Rozcieńczenie, przy którym rozpoczynają pracować przelewy, ustala się przede wszystkim w zależności od wielkości i stanu odbiornika. Wyraża ono stosunek średniego odpływu wód brudnych lub największego godzinowego w dniu przeciętnym do rozcieńczających go wód opadowych. Od stosunku tego zależą rozmiar i koszt przewodów zbiorczych (kolektorów) oraz oczyszczalni ścieków. W sieciach wykonanych stosowano rozcieńczenie od 1:2 do 1:10. Praktyka wykazuje, że najodpowiedniejszy jest stosunek około 1:3, przy którym wody z deszczów dłużej trwających o niskim natężeniu mieszczą się jeszcze w zbieraczach, zaś tylko odpływy z silnych krótkotrwałych deszczów są odprowadzane przez przelewy. Przy rozcieńczeniu 1:3 ilość wód burzowych jest już tak wielka, że pochodzić może tylko z opadów bardzo silnych, krótkotrwałych, nawalnych. Charakterystyka odpływu takich wód burzowych jest taka sama, jak fali powodziowej w rzekach, tj. bardzo szybki wzrost ilości odpływu w początkowych okresach deszczu i znacznie wolniejszy spadek po skończeniu się jego. Wobec takiego charakteru fali odpływu przyjęte rozcieńczenie 1:3 trwa w rzeczywistości niezmiernie krótko, zapewne mniej, niż jedną sekundę i natychmiast wzrasta do wartości wielokrotnie większych. Po ukończeniu deszczu, gdy się sieć opróżnia, wypełniona właściwie już tylko samą prawie wodą deszczową, stopień rozcieńczenia w ogóle nie wchodzi w rachubę, gdyż jest bardzo wysoki.

Z tego wynika, iż nie należy przesadzać w przyjmowaniu wysokiego stopnia rozcieńczenia ścieków na przelewach burzowych, gdyż prowadzi to do za dużych rozmiarów kanałów głównych (zbieraczy) i oczyszczalni ścieków, przy równoczesnym małym lub żadnym skutku w zachowaniu czystości wody w otwartym ścieku (odbiorniku).

IV. 3. PORÓWNANIE UKŁADÓW.

Ogólnego prawidła, jaki układ odwodnienia i w jakim zakresie należałoby w każdym poszczególnym wypadku zastosować, podać nie można. Żadne szablone rozwiązanie nie spełni wszystkich warunków. Inżynier musi wybrać takie sposoby traktowania ścieków, które będą dały wyniki najbardziej zadowalniające.

Porównanie zalet oraz wad układów jednolitej sieci odwadniającej i rozdzielonej należy rozpatryć z punktu widzenia gospodarczego, technicznego oraz higieny.

Korzystniejsze rozwiązanie z punktu widzenia gospodarczego da układ, przy którym koszty budowy i utrzymania będą niższe. Jeżeli zachodzi potrzeba podziemnego odprowadzenia obu rodzajów ścieków, koszt założenia jednolitej sieci przewodów odwadniających będzie prawie zawsze tańszy od kosztów sieci rozdzielonej. Układ rozdzielony natomiast jest zawsze tańszy wówczas, gdy wystarczy budowa tylko jednej sieci na ścieki domowe, zaś wody deszczowe można pozostawić odpływające po powierzchni rynsztokami do istniejących odbiorników. Ten wypadek zachodzi w miastach-ogrodach o luźnym zabudowaniu, rozrzuconych wąskim pasem wzdłuż ja-

kichs rzek czy potoków i posiadających duże spadki ulic o słabym ruchu. Nie wszystkie jednak miejscowości nieduże o słabym i lekkim ruchu ulicznym nadają się do budowy sieci rozdzielonej; w miejscowościach niedużych, lecz posiadających silne spadki terenu z punktu widzenia gospodarczego oplaci się budować sieć wspólną z następującej przyczyny: ponieważ nie można schodzić z rozmiarem kanałów poniżej pewnej praktycznej granicy 25 — 30 mm średnicy, różnica w kosztach sieci liczonej wyłącznie na wody zużyte oraz sieci jednolitej będzie w tym wypadku niewielka. W małych więc miastach i na stromych spadach oplaca się zakładać sieć jednolitą, gdyż przy nieznacznym powiększeniu granicznego rozmiaru przewodów osiąga się możliwość odprowadzenia nie tylko wód zużytych lecz również i opadowych.

Ze względu jednak na to, że koszty budowy kanalizacji składają się z kosztów sieci przewodów ulicznych, odwodnienia nieruchomości oraz oczyszczalni, miarodajną liczbą służącą za podstawę do porównania jest koszt łączny tych trzech rodzajów urządzeń.

Również koszty odwodnienia nieruchomości i połączenia ich z przewodami ulicznymi są wyższe w wypadku układu rozdzielonego, z tych samych powodów co sieci ulicznej. Ilość połączeń nieruchomości domowych z przewodami ulicznymi wypada prawie dwukrotnie większa w układzie rozdzielonym niż jednolitym. Wydatki na odwodnienie nieruchomości nie obciążają co prawda bezpośrednio gminy, lecz właścicieli nieruchomości, jednak przy rozpatrywaniu całości kosztów muszą być wzięte również pod uwagę.

Sprawa przedstawia się odwrotnie, jeżeli rozpatrzeć koszty oczyszczalni ścieków. W wypadku układu rozdzielonego rozmiary urządzeń oczyszczalni wymagane są mniejsze niż dla układu jednolitego. Wobec tego jednak, że rozcieńczone deszczem odpływy są mniej zanieczyszczone, można dopuścić do pewnego przeciążenia urządzeń oczyszczania wstępnego (mechanicznego). Urządzeń części biologicznej przeciążać się nie powinno, szczególnie biologii naturalnej, tak że muszą one otrzymać wymiar większy. Ponieważ w przeważnej liczbie wypadków oczyszczalnie przesuwane są poza obręb miasta, można stan rzeczy polepszyć w ten sposób, że na przelewie burzowym, który powinien być zawsze umieszczony przed wejściem głównego zbieracza na teren oczyszczalni, dopuścić mniejsze rozcieńczenie, przy którym przelew zacznie działać. Zawsze jednak koszty budowy oczyszczalni w układzie jednolitej sieci przewodów będą większe, szczególnie jeśli z powodu braku spadku naturalnego ścieki będą musiały być podnoszone na oczyszczalnię. Ze względu na zmienność dopływów trudniejsza jest obsługa oczyszczalni w wypadku ostatnim oraz większe jej koszty ruchu. Natomiast koszty utrzymania i obsługi sieci przewodów odwadniających układu jednolitego są mniejsze ze względu na prawie dwukrotnie mniejszą długość przewodów.

Decydującym czynnikiem z punktu widzenia gospodarczego jest ostatecznie wysokość łącznych kosztów budowy oraz utrzymania całości urządzeń tak, że w wypadkach wątpliwych należy przeprowadzić odpowiednie przeliczenia.

Z uwagi na techniczne rozwiązanie układu sieć jednolita ma tę wielką zaletę, że pozwala na spławienie ścieków i wód deszczowych w sposób najprostszy. Jest to szczególnie ważne, gdy przewody biegną przez ulice wąskie, w których brak miejsca na ułożenie podwójnej linii kanałów, przewodów wodociągowych, gazowych, kabli elektrycznych oraz telefonicznych. Trudność też może sprawiać umieszczenie podwójnych studzienek złączowych.

Spadki przewodów układu jednolitego dostosowywane są do spadku ulic. W wypadku układu rozdzielonego na terenach płaskich możliwe jest powiększenie spadku przewodów deszczowych przez spłylenie ich górnego odcinka. Najmniejsze zagłębienie przewodu deszczowego uwarunkowane jest możliwością doprowadzenia wody z wpustów ulicznych. Przez powiększenie tą drogą spadku można osiągnąć zmniejszenie przekrojów przewodów.

Ze względu na możliwość pozostawiania osadów prędkość przepływu ścieków nie powinna spadać poniżej pewnej granicy. W przewodach sieci jednolitej warunki są zasadniczo pod tym względem mniej korzystne z uwagi na to, że rozmiary przekrojów są dobierane na odpływy burzowe, które mogą przewyższać odpływy wód brudnych 100-krotnie. Napelnienie przekrojów w okresie pogody posusznej jest bardzo niewielkie, zaś istniejąca w tym czasie prędkość może być niedostateczna dla unoszenia cięższych zanieczyszczeń. Przeciwdziała się temu przez odpowiedni dobór kształtu przekroju np. jajowego lub z węższą rynną w dnie dla wód brudnych.

Splukiwanie osadów wodami deszczowymi może się okazać niedostateczne, wobec czego dla usunięcia osadów będzie konieczne stałe płukanie względnie oczyszczanie sieci.

Przewody układu rozdzielonego dobiera się do największego przepływu wód brudnych, wahania w przepływie są na ogół niewielkie i można tak dobrać przekroje, by prędkości były dostateczne dla utrzymania sieci w czystości. Górne, początkowe odcinki przewodów, ze względu na granicę najmniejszego wymiaru (\varnothing 0,25—0,30 m) nie wypełniane wodami brudnymi, wymagają jednak płukania.

Z uwagi na higienę nie można z góry żadnemu z obydwóch układów oddać pierwszeństwa. Zanieczyszczenie odbiornika zależy będzie przede wszystkim od stanu oczyszczania ulic i podwórz oraz przyzwyczajzeń i zamiłowań mieszkańców do porządku i czystości. W wypadku układu jednolitego pierwsze fale deszczu, splukujące brud z dachów, podwórz i ulic oraz osady w przewodach, nie będą powodowały przelewania się wód odpływowych do burzowca, lecz spłyną do oczyszczalni. Dopiero następne fale znacznie mniej zanieczyszczonego odpływu będą się przelewać do burzowca i wpływać do odbiornika. Przeważna ilość deszczów spłynie całkowicie na oczyszczalnię. Częstość działania przelewów jest mała, czas pracy stosunkowo niewielki 20 — 30 godzin w roku.

W wypadku układu rozdzielonego wody z każdego deszczu doprowadzane są do odbiornika w obrębie miasta, przy czym ich zanieczyszczenie, jak wyżej wspomniano, może być nawet dla pierwszych fal odpływu większe niż ścieków domowych.

Według badań, przy rozpatrywaniu okresów dłuższych, układ rozdzielony powoduje większe zanieczyszczenie odbiornika, natomiast jednolity może spowodować bardzo krótkotrwałe zwiększone zanieczyszczenie, lecz w sumie doprowadza do odbiornika mniejszą ilość zanieczyszczeń.

Należy zwrócić uwagę, że przy układzie jednolitym istnieje możliwość, szczególnie w wypadku silnych spadków terenu, przepelnienia się przewodów i zalania piwnic, co z punktu widzenia higienicznego jest objawem niepożądanym.

Wśród znawców tych spraw panują dość sprzeczne poglądy co do ostatecznych wniosków, któremu z układów oddać pierwszeństwo. W Niemczech polecany jest układ jednolity, w Anglii i St. Zjednoczonych Am. Płn. rozdzielony, u nas w Polsce profesorowie K. Pomianowski i R. Rosłoński uważają zasadniczo za najodpowiedniejszy układ sieci jednolity. Decydować o wyborze układu powinny zawsze warunki miejscowe, przy czym trzy wyżej omówione czynniki odgrywają główną rolę. Na jeden jeszcze czynnik należy zwrócić uwagę. W noworozwijających się miastach względnie gminach niezamoznych pierwszą potrzebą jest odprowadzenie wód zużytych. Ponieważ przewody sieci wód brudnych mają rozmiary stosunkowo małe, wobec czego koszty założenia niewysokie, można z początku wykonać sieć podziemną tylko dla odprowadzenia wód zużytych, zaś wody deszczowe odprowadzić czasowo po powierzchni. Budowę podziemnej sieci odwadniającej dla wód deszczowych wykonać można w miarę wzrastania potrzeb odprowadzania wód burzowych, przy czym przede wszystkim uwzględnić się będzie dzielnice znajdujące się w najniekorzystniejszych warunkach.

Należy podkreślić, że przy układzie sieci rozdzielonym istnieje konieczność ścisłego dozoru, zabezpieczającego przeciwko wprowadzaniu niedozwolonego deszczowego odpływu z dachów, podwórz itd. do przewodów sieci wód brudnych, gdyż może nastąpić jej przeciążenie w czasie ulew. Potrzeby tego dozoru i niebezpieczeństwa nie ma w wypadku układu jednolitego.

Wspomnieć również należy, że częstokroć dochodzi do łączenia układów: zwykle w ten sposób, że przeważa jeden układ, zaś pozostały zastosowany jest na części obszaru. W Anglii jest stosowany powszechnie układ częściowo rozdzielony, polegający na tym, że wody deszczowe z tyłów nieruchomości, dachów oraz wybrukowanych podwórz odwadnia się do sieci wód zużytych; z ulic i części przednich nieruchomości do sieci przewodów deszczowych. Wydaje się taki układ odpowiednim tylko w wypadku niewielkich domów o małej powierzchni brukowanych podwórz i położonych w ogródkach.

Streszczając poprzednio powiedziane można podać następujące cechy dla porównania układów:

Układ sieci

jednolitej

rozdzielonej

Zalety:

Prosty układ sieci przewodów zajmującej mniej miejsca niż sieć podwójna układu rozdzielonego, o ile wody deszczowe nie mogą być odprowadzone krótkimi przewodami do odbiornika. Koszt połączeń domowych prawie dwukrotnie mniejszy niż w układzie rozdzielonym. Prostsza i tańsza obsługa.

Brak niebezpieczeństwa zalania piwnic. Małe przekroje dla wód brudnych przy równomiernej i większej prędkości i głębokości przepływu. Również w wypadku terenu płaskiego odprowadzenie z należyтым spadkiem wód deszczowych krótkimi przewodami, co zmniejsza ich przekroje; płytsze ich położenie. Jednostajny skład i ilość wód brudnych zmniejsza koszty budowy i ruchu oczyszczalni.

Wady:

Większa głębokość oraz większe koszty przewodów głównych, urządzeń przepompowujących ścieki, oczyszczalni. Niewielkie wypełnienie i prędkości przy przepływie w czasie pogody posusznej. Niebezpieczeństwo zatapiań piwnic.

Bardziej zawiły układ sieci, zajmującej więcej miejsca, częstokroć złożone obiekty na sieciach. Większe koszty budowy całości urządzeń. Większe koszty utrzymania kanałów. Staranne zabezpieczenie przeciwko wprowadzaniu odpływów deszczowych do sieci wód brudnych.

V. ZASADY PROJEKTOWANIA SIECI ODWADNIAJĄCEJ

Projekt sieci przewodów odwadniających opierać się musi na szeregu studiów wstępnych. Projektu nie można ograniczać do obszaru zabudowanego, gdyż sieć odwadniająca, której budowa jest kosztowna, powinna spełniać swoje zadanie przez długi szereg lat z uwzględnieniem rozwojowych możliwości miasta — zwykle 30–40. Opracowanie ostateczne i szczegółowe powinno być poprzedzone przez opracowanie wstępne. Służy ono jako podstawa do uzgodnienia generalnego projektu regulacji i rozbudowy miasta z projektem kanalizacji. Konieczna jest więc początkowo, na co za mało się dotychczas zwraca uwagi, współpraca urbanisty i hydrotechnika. Uzgodnione być muszą przyrost zaludnienia, w związku z tym obszar zabudowy, a tym samym wielkość powierzchni do odwodnienia, kierunki głównych przewodów, położenie oczyszczalni oraz wylotu kanalizacji, spływy jednostkowe wód zużytych domowych i burzowych. Muszą być ustalone miejsca przelewów burzowych. Dla umożliwienia zestawienia wstępnego kosztorysu wykonać należy szereg wierceń na linii przebiegu zbieraczy i w miejscu przeznaczonym na oczyszczalnię ścieków. Wykreślone być muszą przekroje podłużne zbieraczy. Do opracowania generalnego posługujemy się mniej szczegółowymi planami, w skali 1:10000 oraz mapami sztabowymi w podziale 1:25000. Mapy te służą do określenia działów wód i zbadania, czy będzie się miało do czynienia z wodami obcymi z powierzchni nie przewidzianych pod zabudowę, mających zaś spadek ku osiedlu. Wody takie muszą być również odpowiednio ujęte i odprowadzone do odbiornika, przy czym należy się starać takie zewnętrzne obszary odwadniać niezależnie od sieci kanalizacyjnej miejskiej. Wody z obszarów zewnętrznych doprowadzone do sieci obciążają ją niepotrzebnie, powiększając koszty jej budowy. Odciążenie można osiągnąć przez wprowadzenie tych wód wprost do odbiornika lub przy pomocy kanałów obiegowych. Konieczne jest również zebranie możliwie wyczerpujących danych hydrologicznych, dotyczących odbiornika.

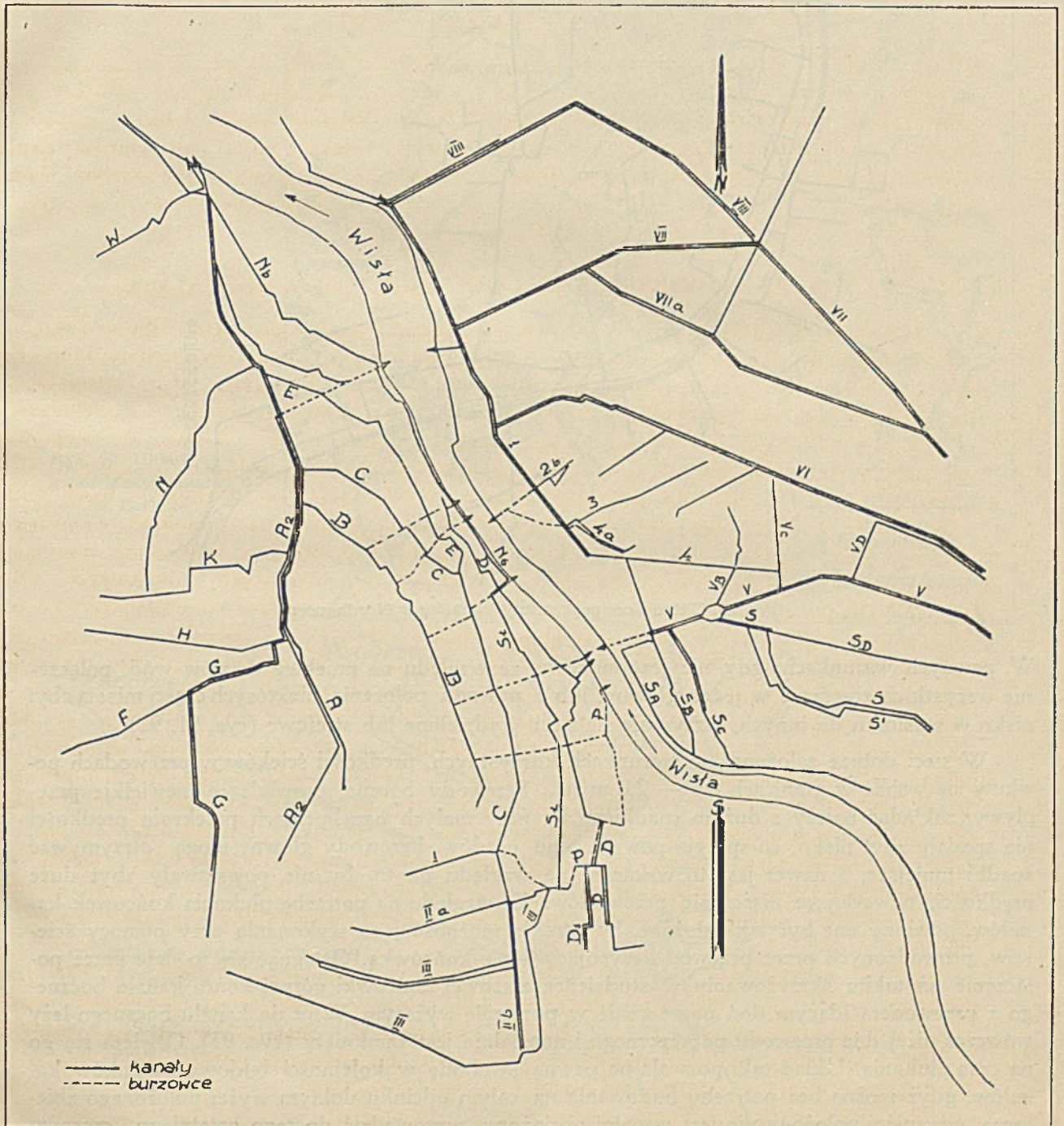
Projekt szczegółowy oparty być musi na planach dokładniejszych 1:1000 — 1:5000 z warstwicami terenu oraz niwelacją wszystkich ulic, danymi o istniejących przewodach podziemnych, o głębokości piwnic i spodzie fundamentów domów, o rodzaju nawierzchni i stanie ulic, położeniu otwartych ścieków i stanach wody w nich, dostatecznymi danymi hydrogeologicznymi na liniach zbieraczy, sięgającymi około 2 m poniżej ich dna.

Rozkład sieci kanalizacyjnej zależeć będzie od charakteru powierzchni obszaru osiedla i jego położenia w stosunku do odbiornika. Sieć przewodów składać się będzie z: głównego

zbieracza, ujmującego i doprowadzającego cały odpływ ze zlewni do oczyszczalni lub przepompowni ścieków, zbieraczy drugorzędnych dochodzących do zbieracza głównego oraz przewodów bocznych.

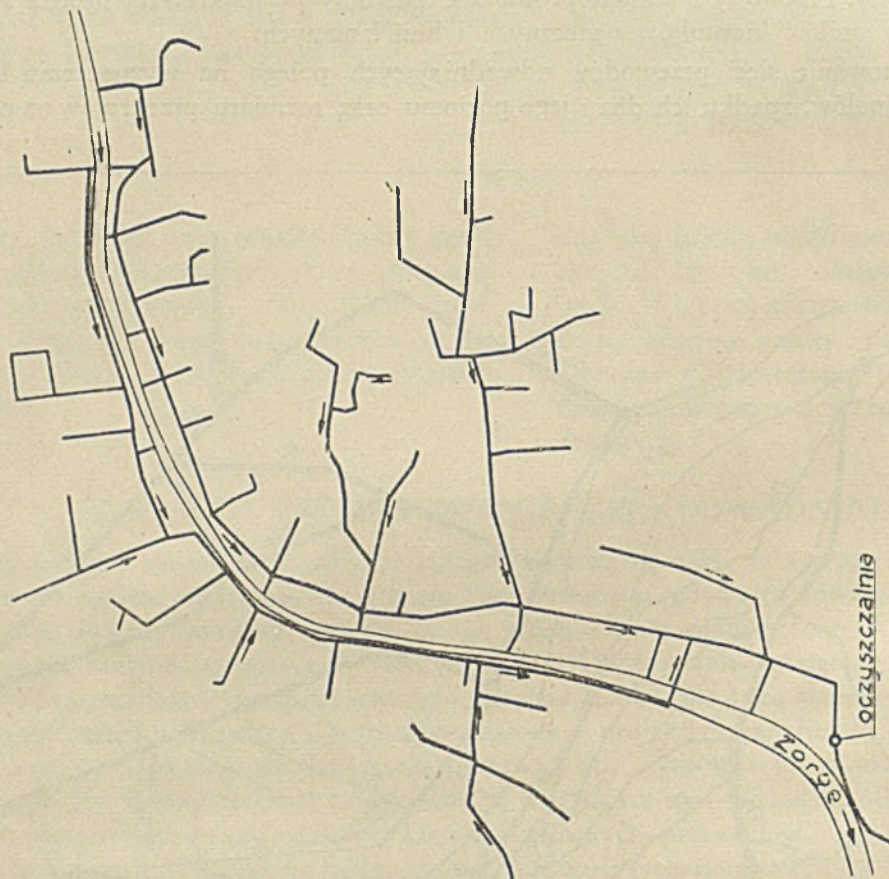
Pierwszą czynnością projektującego sieć odwadniającą jest wyznaczenie na podstawie przebiegu warstwic działów wód oraz linii największych zagłębień powierzchni — kotlin. Zasadą jest, by wszystkie ścieki, o ile jest to możliwe, odprowadzane były własnym spadkiem po najkrótszej drodze, tj. w sposób najszybszy i najtańszy. Miejsca więc głównych zbieraczy wyznaczają nam linie największych zagłębień powierzchni odwadnianej, końcówki górne wielu przewodów jej grzbiety. Przewody boczne doprowadzać powinny po najkrótszej drodze ścieki do zbieraczy. Należy unikać kierunków wstecznych i linii łamanych.

Zaprojektowanie sieci przewodów odwadniających polega na wyznaczeniu linii przebiegu wszystkich kanałów, spadku ich dna i jego poziomu oraz rozmiaru przekrojów na poszczególnych



Rys. 88. Układ sieci podłużny kanałów głównych według projektu kanalizacji Wielkiej Warszawy.

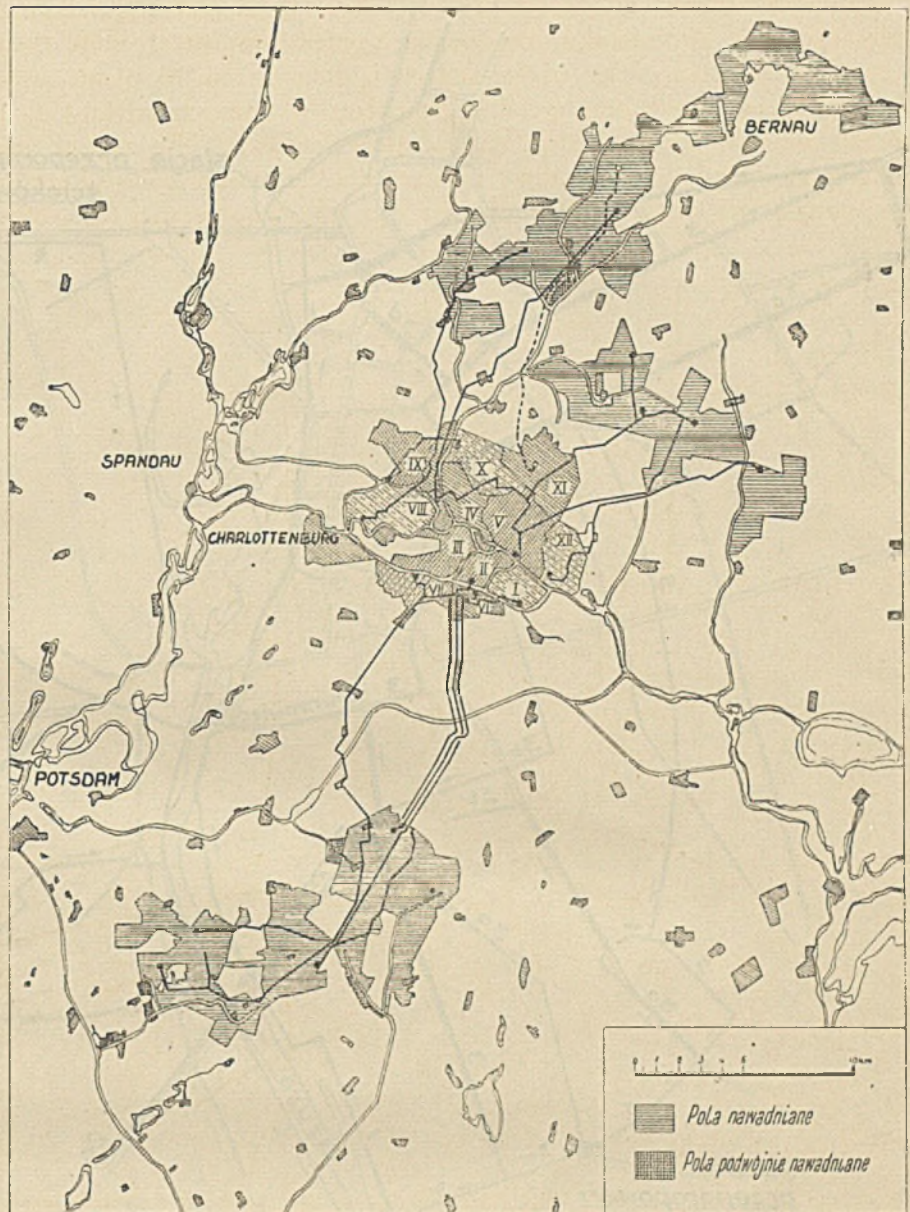
odcinkach. Kierunek spływu ścieków zaznacza się na planie strzałkami. Dla zaprojektowania zagłębienia dna, jego spadku oraz rozmiaru przekrojów przewodów rysuje się przekroje podłużne wszystkich zbieraczy w podziałce skażonej, długości jak na planie, wysokości 1:100—200. Usiłowaniem naszym powinno być doprowadzenie wszystkich ścieków w jedno miejsce, poniżej którego umieścić będzie można oczyszczalnię ścieków. Nie zawsze jest to jednak możliwe ze względu na układ wysokościowy powierzchni. Decyduje on o ukształtowaniu się linii przewodów, nadając jej kształt sieci podłużnej (rys. 88), poprzecznej (rys. 89), gwiaździstej (rys. 90).



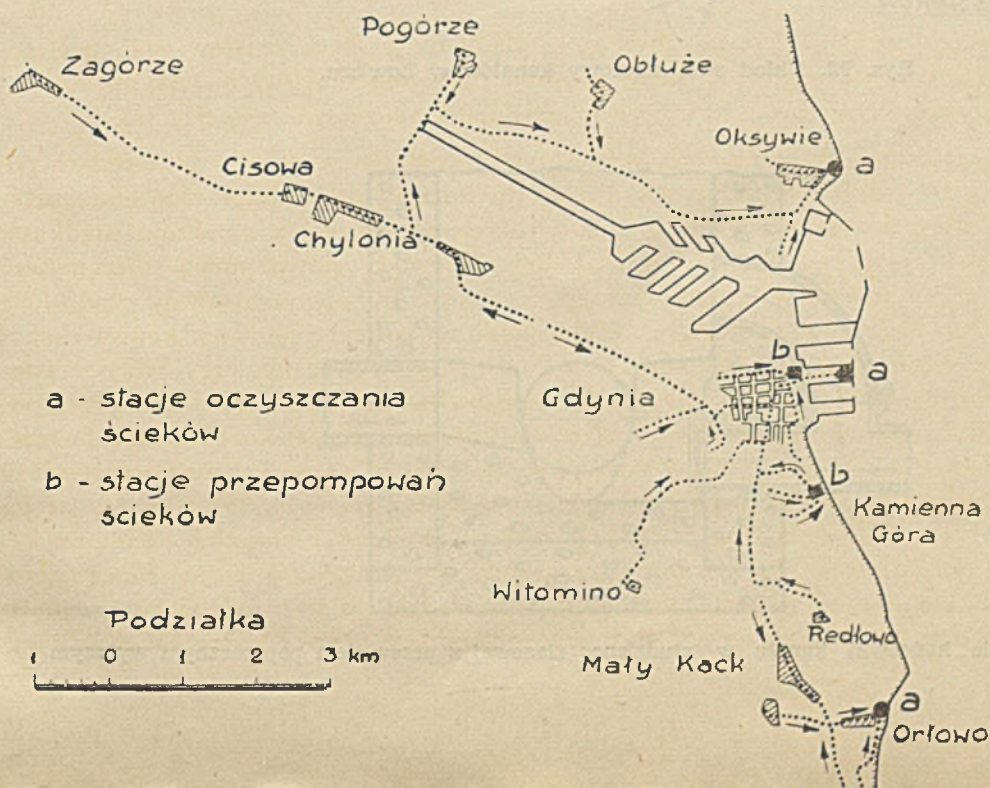
Rys. 89. Układ sieci poprzeczny kanałów w Nordhausen.

W pewnych warunkach, gdy nie jest możliwe, ze względu na przebieg działów wód, połączenie wszystkich zbieraczy w jeden główny, lub z powodu położenia niektórych części miasta zbyt nisko w stosunku do innych, otrzymuje się sieci wydzielone lub strefowe (rys. 91, 92).

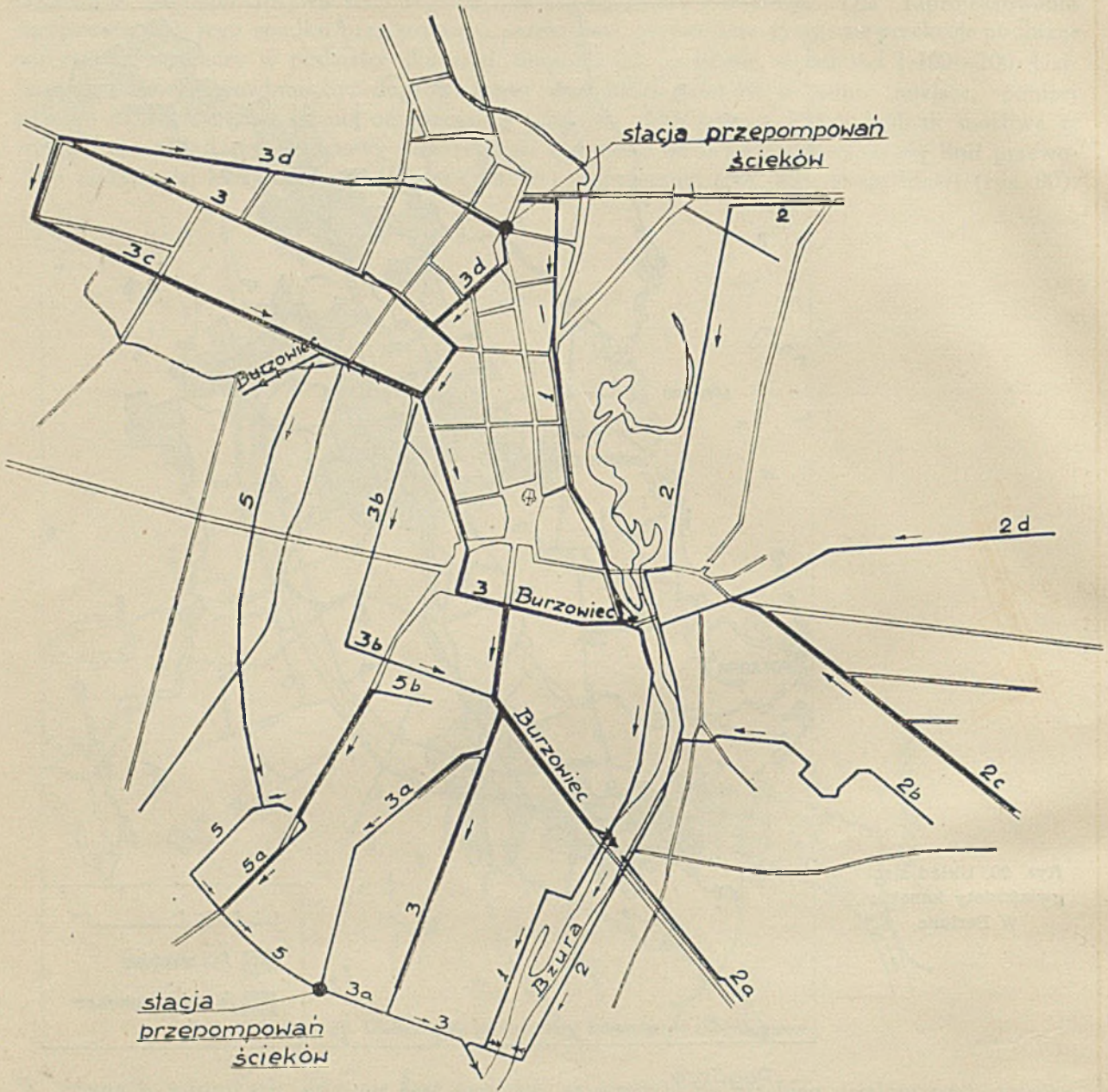
W sieci dobrze założonej, w warunkach korzystnych, prędkości ścieków w przewodach powinny się wahać w granicach 0,6 — 2,0 m/sek. Przewody boczne, prowadzące niewielkie przepływy, zakładać należy z dużym spadkiem, by przy małych napełnieniach przekroju prędkości nie spadały zbyt nisko, co sprzyja powstawaniu osadów. Przewody główne mogą otrzymywać spadki mniejsze, a nawet jest to wskazane ze względu na to, by nie powstawały zbyt duże prędkości, powodujące niszczenie przewodów. Ze względu na potrzebę płukania końcówek kanałów, powinny one być tak założone, by istniała możliwość jego wykonania przy pomocy ścieków, prowadzonych przez przewód krzyżujący się z końcówką. Osiągnąć się to daje przez połączenie na takim skrzyżowaniu w studziencie złączowej końcówki górnej końca kanału bocznego z przewodem idącym doń poprzecznie w poziomie wyższym. Wlot do kanału bocznego leży wówczas niżej dna przewodu poprzecznego i normalnie jest zamknięty (rys. 93). Otwiera się go na czas płukania. Układ taki pozwala na pewną swobodę w kolejności budowy odcinków kanałów, gdyż można bez potrzeby budowania na całym odcinku dolnym wyżej położonego zbieracza, gdy niżej położony nie jest w pełni obciążony, wprowadzić do tego ostatniego czasowo ścieki z określonych dzielnic, wymagających szybkiego odwodnienia. Ślepe końce kanałów bocz-



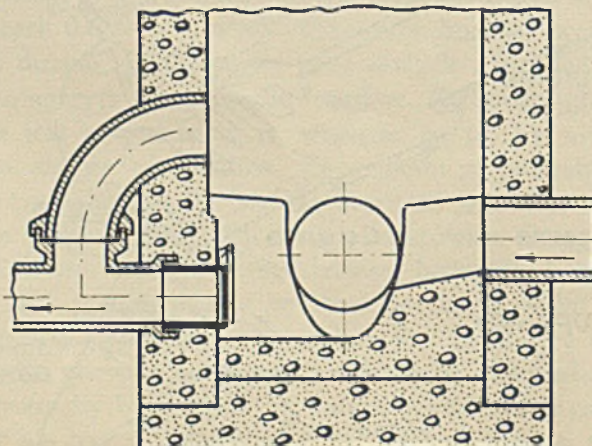
Rys. 90. Układ sieci gwiaździsty kanałów w Berlinie.



Rys. 91. Układ sieci kanałów w Gdyni.









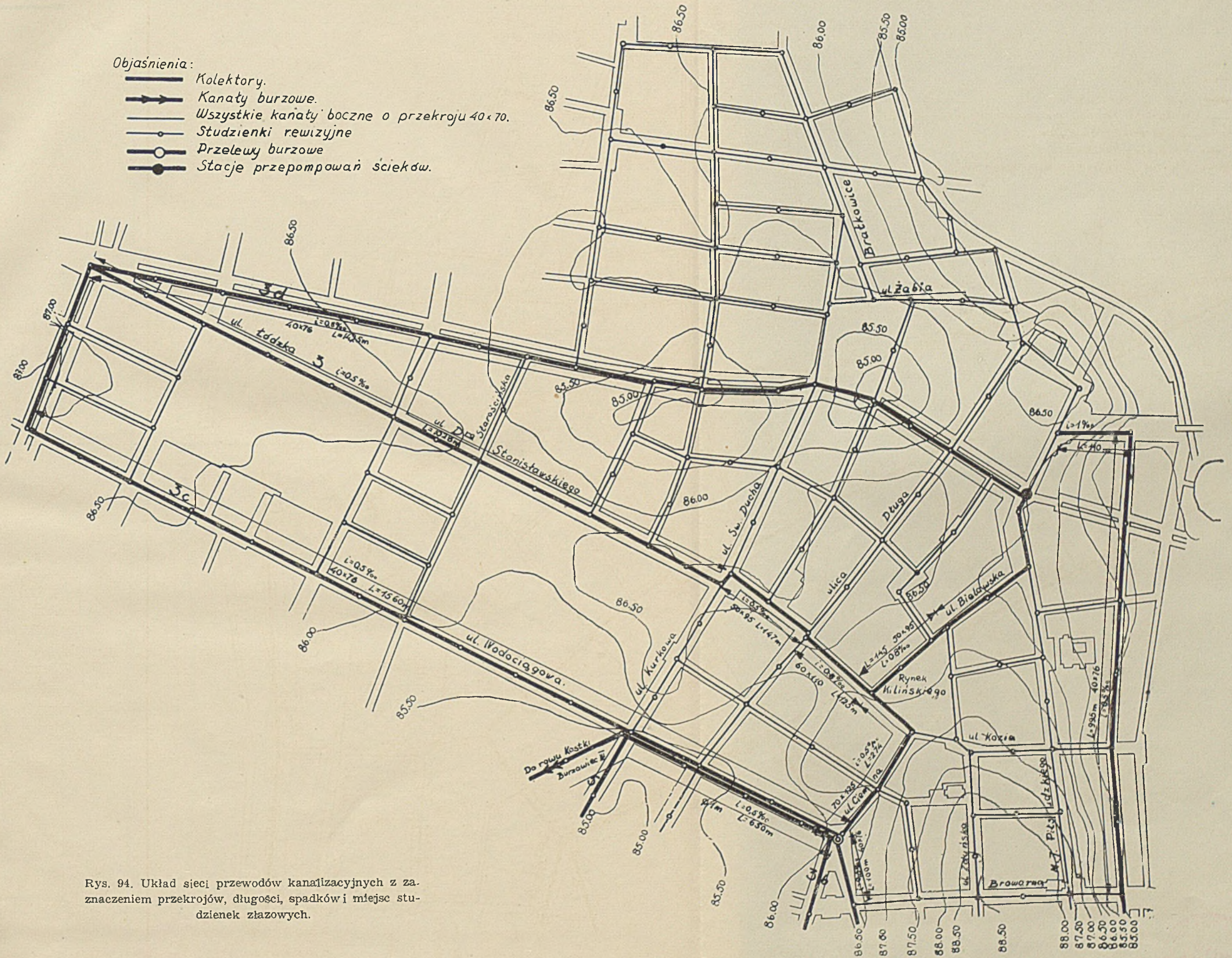
Rys. 92. Układ sieci strefowy kanałów w Łowiczu.



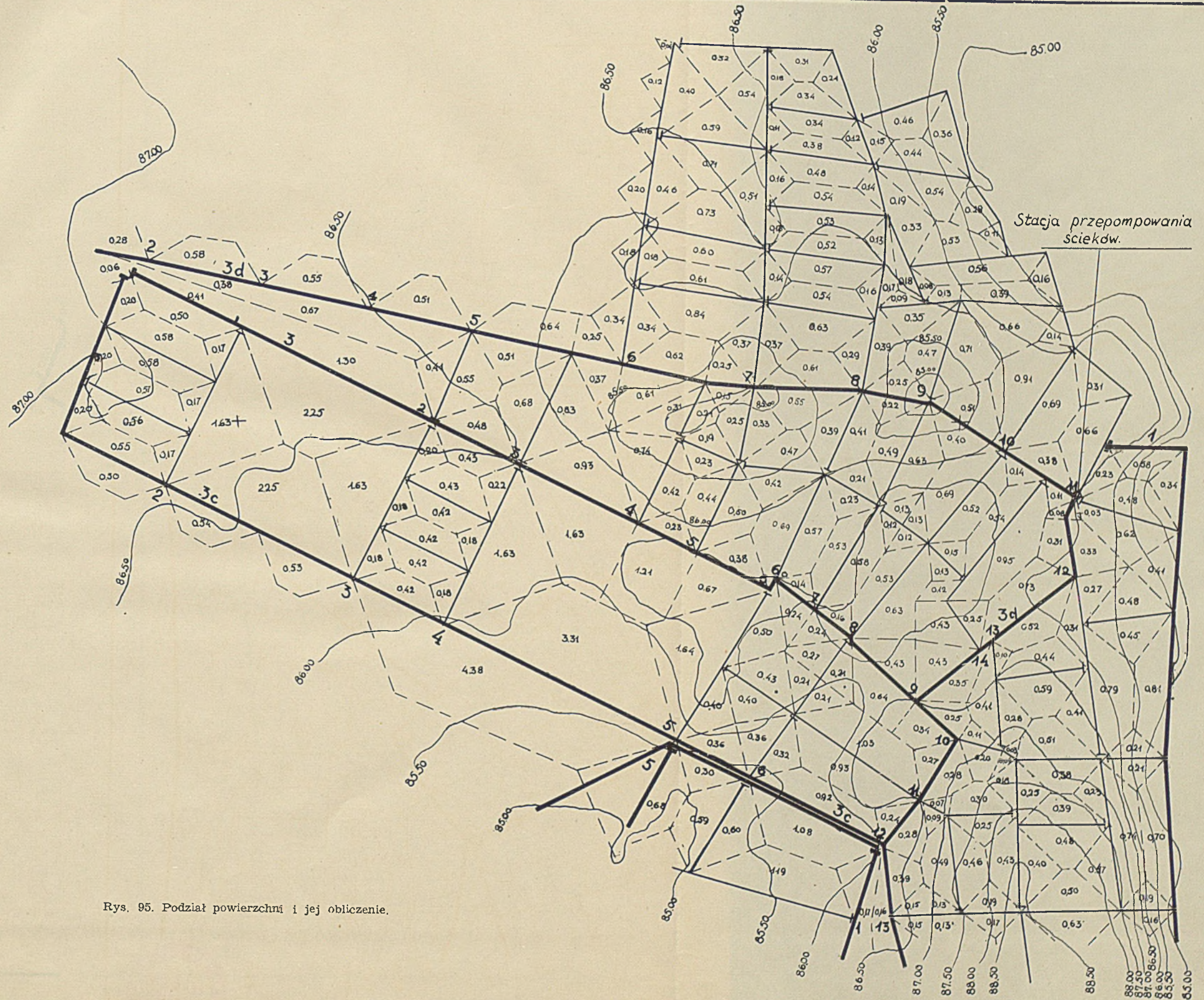
Rys. 93. Połączenie końcówki kanału w studziennie złączowej z przewodem poprzecznym wyższym.

Objaśnienia:

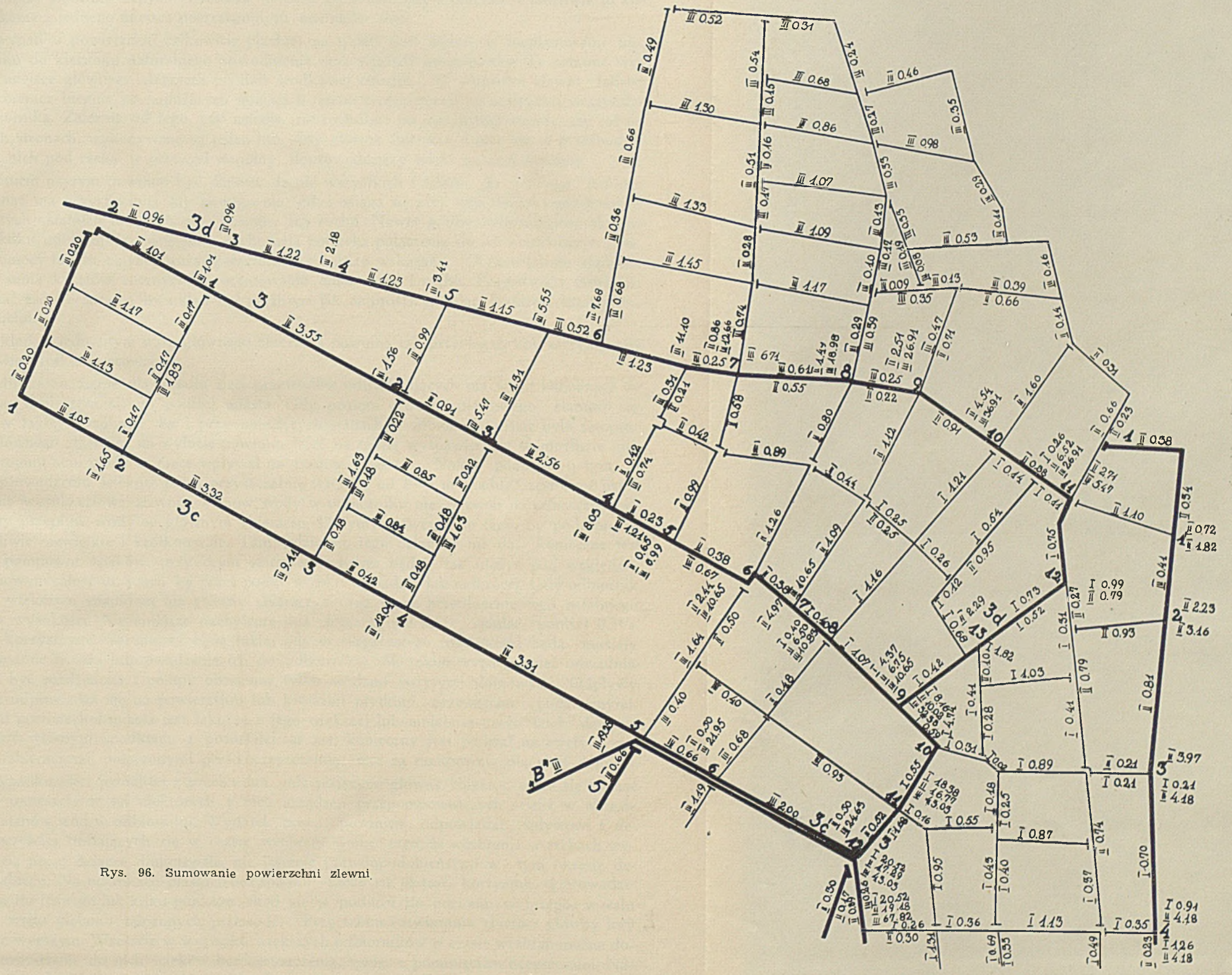
-  Kolektory.
-  Kanały burzowe.
-  Wszystkie kanały boczne o przekroju 40x70.
-  Studzienki rewizyjne
-  Przelewy burzowe
-  Stacje przepompowań ścieków.



Rys. 94. Układ sieci przewodów kanalizacyjnych z zaznaczeniem przekrojów, długości, spadków i miejsc studzienek złączowych.



Rys. 95. Podział powierzchni i jej obliczenie.



Rys. 96. Sumowanie powierzchni zlewni.

nych trzeba płukać wodą wodociągową, co jest kosztowne. W celu zmniejszenia kosztu takich urządzeń łączy się kilka ślepych końcówek w jeden węzeł złączony z płuczką. Umożliwia to kolejne płukanie z jednego miejsca poszczególnych odcinków sieci.

W wypadku powierzchni całkowicie płaskiej na układ sieci wpływają rozplanowanie ulic w stosunku do kierunku naturalnego odwodnienia oraz względy gospodarcze. Te ostatnie wyznaczają miejsce głównego zbieracza po linii środkowej osiedla. W wypadku zlewni falistej główny zbieracz biegnie po najniższych miejscach terenu znajdujących się zazwyczaj w sąsiedztwie odbiornika. Zależnie od tego, czy osiedle jest rozłożone po jego jednej stronie, czy też po obydwu stronach, wykonywane są jeden lub dwa główne zbieracze. Łączy się je przechodząc jednym z nich pod rzeką w przewód wspólny, doprowadzający ścieki na oczyszczalnię.

Dążeniem naszym powinno być doprowadzenie wszystkich ścieków do jednego punktu, gdzie stanąć ma oczyszczalnia lub pompownia, gdyż osiąga się przy tym zmniejszenie kosztów budowy tych ostatnich urządzeń oraz kosztów ich ruchu. Nawet gdyby była możliwość skorzystania z kilku odbiorników, względnie zachodziła potrzeba połączenia dwóch niezależnych zlewni przy pomocy tunelu, należy uważać połączenie za bardzo wskazane. O rozwiązaniu stanowić powinna suma kosztów rocznych oprocentowania, amortyzacji i ruchu. Projektujący powinni się trzymać zawsze zasady, by układ był możliwie jak najprostszy, dający najniższe koszty budowy i ruchu.

W układzie jednolitym trasa głównego zbieracza powinna tak przebiegać, aby otrzymywały się możliwie krótkie burzowce.

Zasadnicze znaczenie dla układu sieci przewodów odwadniających ma wylot kanalizacji do odbiornika. Umieszcza się go poniżej miasta. Gdy poziom otworu ujściowego staramy się umieścić w takiej wysokości, by i przy najniższych stanach w odbiorniku ujście było zatopione, dno głównego zbieracza na wylocie powinno leżeć na takiej wysokości, by w możliwie niewielkim stopniu stan wody w rzece wpływał na poziom ścieków. Należy pamiętać o tym, że przy przeprowadzeniu ścieków przez oczyszczalnię traci się od 1—3 m spadku. Częstokroć ustosunkowanie wysokościowe zlewni i stanów wody w odbiorniku nie pozwoli na całoroczny niepodtopiony przepływ wody w głównym zbieraczu. Dążymy wówczas do tego, by podtopienie było możliwie niewielkie i krótkotrwałe. Tam, gdzie się tego osiągnąć nie da, konieczne jest założenie pompowni ścieków, przy czym staraniem naszym będzie tak ułożyć pod względem wysokościowym całość urządzeń, by praca pomp w roku wypadła jak najkrócej. Gdy odbiornik biegnie z większym spadkiem niż główny zbieracz, można przez przedłużenie tego ostatniego zyskać na wysokości. Najmniejsze nachylenie dna zbieracza nie może spadać poniżej 0,3‰. Najmniej korzystnymi warunkami będą takie, gdy w ciągu całego roku ścieki będą musiały być podnoszone w celu odprowadzenia ich do odbiornika. W takim wypadku sieć odwadniająca musi być rozdzielona i pompy obciążone tylko wodami zużyтыми domowymi. Odpływy deszczowe odprowadza się na powierzchni lub krótkimi płytkimi przewodami podziemnymi. Gdy układ powierzchni miasta jest taki, że z jego większej lub mniejszej części ścieki dają się odprowadzić własnym spadkiem, z pozostałej zaś nie, konieczny jest podział na strefy z niezależnymi zbieraczami, połączonymi przed oczyszczalnią, lecz za pompownią dla stref dolnych.

W wypadku sieci jednolitej z przelewami odciążającymi główny zbieracz, może się okazać konieczne umieszczenie na niektórych z nich urządzeń przepompowujących ścieki w okresie wysokich stanów wód w odbiorniku. Wydatek pomp powinien odpowiadać spływowi z deszczów najczęściej trafiających się w czasie wezbrań. Wobec tego, że wezbrania w rzekach wywoływane są przez deszcze długotrwałe, nie istnieje prawdopodobieństwo w tym okresie deszczu nawalnego. Na odcinkach płaskich bez spadku może się okazać korzystne doprowadzenie ścieków do jednego lub kilku punktów, skąd się je podnosi do poziomu wyższego, w celu uniknięcia wielu głęboko założonych przewodów. Przy takim rozwiązaniu zbieracz główny leży w poziomie wyższym. Wreszcie w wypadku większych odbiorników w czasie wezbrań można dopuścić wprowadzenie do nich ścieków bez oczyszczenia, a więc z pominięciem oczyszczalni. Należy wówczas odpowiednio umieścić przewód omijający oczyszczalnię.

Po wyznaczeniu kierunku głównych i drugorzędnych zbieraczy obiera się odpowiednio do wyznaczonych linii przebiegu najbliższe ulice i drogi, w których się je umieszcza. Pod zbieracze, które dochodzą do znacznych wymiarów, należy obierać szerokie, możliwie prostolinijne ulice,

jak najbardziej zbliżone do założonego kierunku zbieracza. Należy unikać zakładania ich na wąskich i krzywych ulicach. W każdym razie w dzielnicach już zabudowanych należy stosować się do istniejących ulic, aby nie wywołać niepotrzebnych kosztów. Jeżeli planu zabudowy nie ma, należy dążyć do tego, aby kierunki ulic przystosowano do wymagań kanalizacji. Przewody odwadniające powinny być w zasadzie układane pod ulicami lub drogami. Należy unikać układania kanałów pod prywatnymi posiadłościami. Tylko bardzo wyjątkowe trudności mogą uzasadnić taki projekt i wykonanie. Wówczas najlepiej, by takie nieruchomości kupione były przez gminę na własność.

V. 1. OBLICZENIE SIECI KANAŁÓW.

Mając zaprojektowany układ sieci przewodów kanalizacyjnych (rys. 94) można przystąpić do obliczeń. Do tego celu należy się posłużyć planem sytuacyjnym miasta 1:1000 — 1:5000, na którym przeprowadza się podział powierzchni i jej obliczenie (rys. 95). Jeśli istnieje już projekt wodociągów, można posłużyć się, po wykonaniu niewielu poprawek, zresztą nie zawsze potrzebnych, rozdziałem i obliczeniem powierzchni wykonanym dla projektu wodociągów.

Na otrzymanych powierzchniach o wyglądzie dachów, przeważnie trójkąty i trapezy, wpisuje się ich wielkości w ha. Stosownie do wyznaczonego kierunku przepływu sumujemy na węzłach idąc od góry powierzchnie, przy czym sumowanie przeprowadza się niezależnie dla powierzchni o jednakowej charakterystyce spływu (gęstości zaludnienia lub zabudowy) (rys. 96). Na planie tym muszą być zaznaczone barwami granice stref o różnej gęstości zaludnienia. Liczby otrzymane wpisuje się przy węźle prostopadle do osi przewodu. Rzymska liczba przed wielkością powierzchni oznacza strefę. Plan w ten sposób otrzymany nosi nazwę podziału powierzchni. Za ostatnim węzłem głównego zbieracza lub przed oczyszczalnią względnie pompownią łączne sumy powierzchni stref dać powinny powierzchnię całego miasta, objętą projektem sieci przewodów odwadniających.

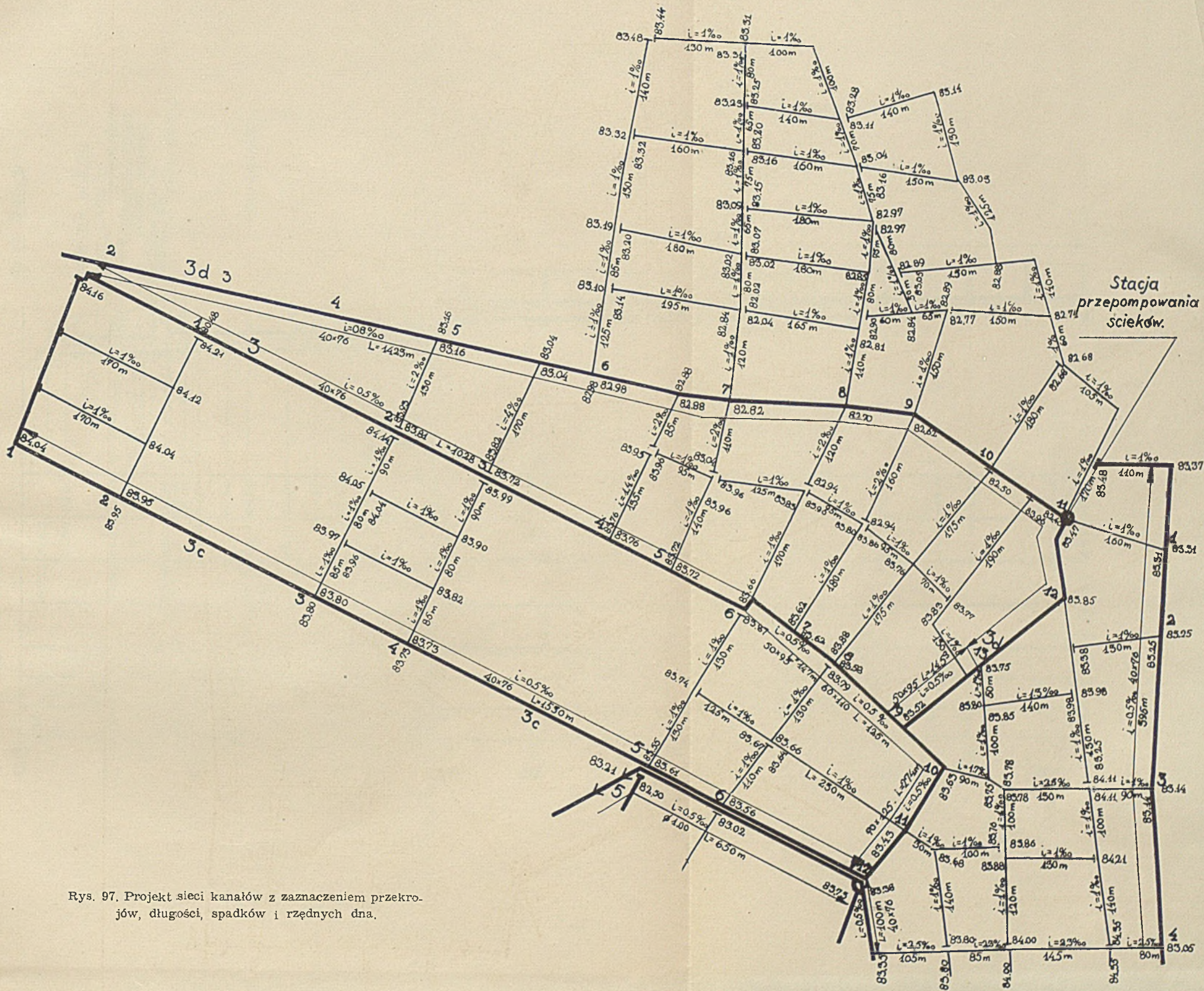
Na planie, zawierającym linie przebiegu przewodów z zaznaczonymi ich końcówkami oraz strzałkami kierunku spływu ścieków, wpisujemy na węzłach, na podstawie wyżej otrzymanych sum powierzchni, ilości przepływu ścieków w węźle. W celu otrzymania tych wartości mnożymy powierzchnie poszczególnych stref przez odpowiednie spływy jednostkowe wód zużytych domowych oraz wód deszczowych, przy czym z wykresu odczytuje się nie spływ dla każdej kategorii zlewni, lecz jako funkcję sumy zlewni wszystkich kategorii. Spływy jednostkowe wód brudnych dla poszczególnych stref wpisuje się w jednym z rogów planu. Spływy jednostkowe wód turzowych stanowią osobny załącznik. Wyżej objaśniono sposób ich obliczenia.

Obliczenie sieci polega na: wyrysowaniu planu (rys. 97) i przekrojów podłużnych (rys. 98) wszystkich zbieraczy (w miarę możliwości i kanałów bocznych), ustaleniu spadku dna i doborze odpowiednich przekrojów oraz obliczeniu niwelety dna we wszystkich charakterystycznych punktach kanałów, tj. na początku kanału, każdym węźle, załamaniu spadku, kierunku i na wylocie. Przy bardzo małych spadach należy w obliczeniach uwzględnić nie spadek dna, lecz zwierciadła wody. Głębokości kanałów muszą odpowiadać zagłębieniu piwnic oraz głębokości działek budowlanych.

Bieg obliczenia jest zależny od układu sieci kanalizacyjnej. W wypadku kanalizacji rozdzielonej przeprowadzić musimy oddzielnie obliczenie sieci kanałów dla odprowadzenia wód brudnych i deszczowych.

V. 2. SPADEK PRZEWODÓW.

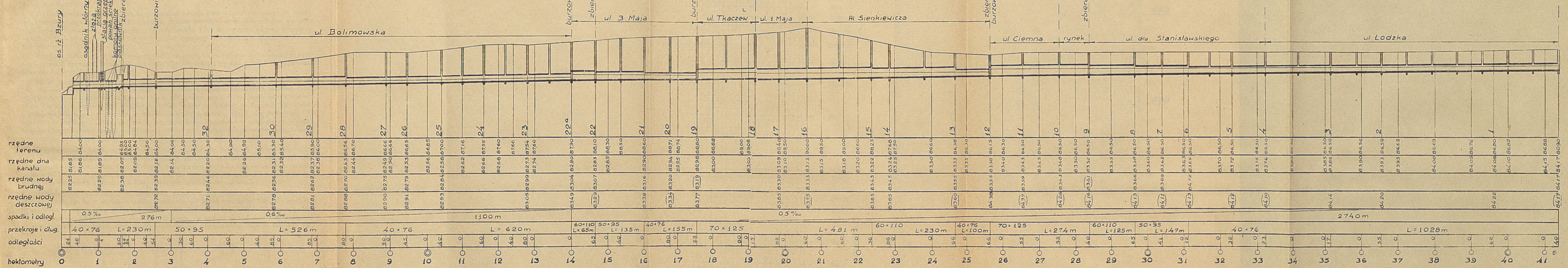
Spadek kanałów dla uzyskania jak najmniejszych robót ziemnych daje się możliwie zgodnie ze spadkiem ulic. Powinien być jednak dostateczny dla utrzymywania się kanałów w czystości. Jako najmniejszą prędkość umożliwiającą samooczyszczanie się przewodów należy uważać 1 m/sek. przy całkowitym wypełnieniu przekroju, zaś 0,5 m/sek. w czasie pogody posusznej. Jeżeli ścieki nie prowadzą piasku, można zejść nawet do prędkości 0,4 m/sek. Gdy otrzymuje się prędkości mniejsze, należy stosować spadek sztucznie zwiększony, gdy zaś położenie odbiornika na to nie zezwala, konieczne jest stałe płukanie sieci. Miarodajna jest siła unoszenia $S = \gamma Jh$ kg/m² (7) ($\gamma = 1000$ kg/m³, J — spadek dna, h — napelnienie). Wynosić ona powinna 0,25—0,35 kg/m².



Rys. 97. Projekt sieci kanałów z zaznaczeniem przekro-
jów, długości, spadków i rzędnych dna.

Zbieracz 3

os. rz. Bzurzy
 osadnik młyny
 złoza
 stacja przepomp.
 pomal. i selekcy.
 komora pomiarowa
 piekarnik zbieracz 1



Rys. 98. Przekrój podłużny zbieracza 3. kanalizacji Łowicza.



Z drugiej strony należy unikać zbyt dużych prędkości, gdyż niesiony ściekami piasek ściera dno i ściany. Nie powinna ona przekraczać w wypadku stałego przepływu w kanałach dla zużytych wód domowych względnie dla odpływu w kanałach sieci jednolitej w okresie posuszonym, 2,5 m/sek lub 3,0 m/sek, gdy ścieki nie niosą piasku. Wyjątkowo w kanałach deszczowych dla przepływu największego, który trwa krótko, można dopuścić prędkości do 6 m/sek. Najkorzystniejsza prędkość wynosi 1,2 m/sek.

Napełnienie przekroju nie powinno być mniejsze niż 3 cm, gdyż w przeciwnym wypadku niesione przez ścieki większe zanieczyszczenia wchodzą w styczność z dnem powodując zwiększenie oporów tarcia.

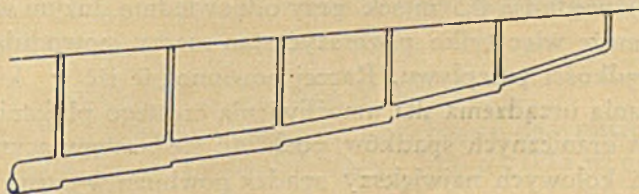
Przy obliczeniach przyjmuje się, że w kanałach istnieje ruch jednostajny oraz że spadek jest określony przez spadek dna, przy czym miarodajnym przepływem do obliczeń jest przepływ przy końcu odcinka. Nie jest to zgodne z rzeczywistością, gdyż na początku odcinka przepływy są o wartość dopływu na odcinku mniejsze i wobec tego przy tym samym przekroju napełnienie jest mniejsze.

Przekroje dobiera się w ten sposób, by dla przyjętych za miarodajne do rachunku przepływach przewód prowadził wodę bez ciśnienia. Zwykle dobiera się taki wymiar, by napełnienie wynosiło 0,6 — 0,85 pełnej wysokości.

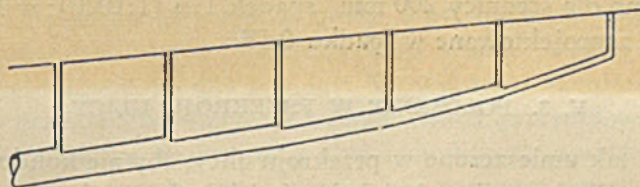
Mając przygotowany plan z ilościami przepływów w węzłach można przystąpić do obliczenia całej sieci kanałów. Potrzebne są poza tym przekroje podłużne obliczanych kanałów. Przed przystąpieniem do obliczenia przekrojów przewodów należy uzgodnić położenie niwelety wszystkich kanałów w węzłach. Dla kanałów bocznych można przekrojów podłużnych nie kreślić, o położeniu niwelety dna orientuje się projektujący na podstawie planu warstwicowego. Po uzgodnieniu niwelety dna kanałów, tak by uzyskane były dostateczne i możliwie duże spadki, przy zachowaniu dostatecznego zagłębienia kanałów, można przystąpić do stopniowego obliczenia rozmiaru przekrojów przewodów. Spadki kanałów określi sam układ terenu.

Wyloty kanałów bocznych powinny leżeć w ten sposób, by zwierciadło wody w dochodzących kanałach nie znajdowało się niżej niż w kanale głównym, aby nie mogło powstawać spiętrzenie ścieków w kanale bocznym. Najlepiej umieścić dno dochodzącego kanału na wysokości zwierciadła ścieków w odbiorniku, o ile tylko jest do rozporządzenia spadek. W przeciwnym wypadku daje się wylot kanału na wysokości około 10 cm nad dnem odbiornika.

Aby nie powstawało spiętrzenie zwierciadła wody w czasie pogody posusznej, należy tak dobierać przekroje, by w miejscach węzłów leżało ono na jednej wysokości. Najlepiej przekroje łączyć w ten sposób ze sobą, by licowało nie dno lecz sklepienie (rys. 99). Wówczas jednak otrzymuje się dno zestopniowane. Traci się tyle spadku, ile wynosi różnica wysokości kolejnych przekrojów. Przy niewielkich więc spadkach powierzchni z konieczności licuje się dno (rys. 100).



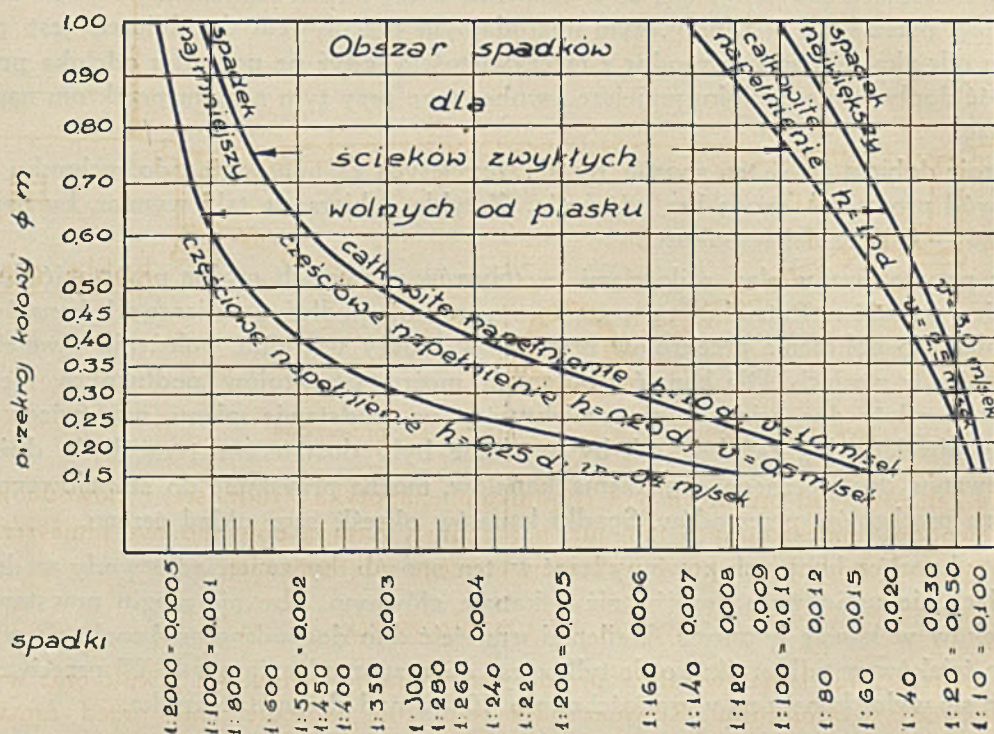
Rys. 99.



Rys. 100.

Powoduje to jednak, że w wypadku pełnego wykorzystania dolnych przekrojów, odcinki górne pracują pod niewielkim ciśnieniem. Z chwilą zaś, gdy kanały zaczynają pracować pod ciśnieniem, miarodajny dla ich obliczenia jest spadek linii ciśnienia.

Granice spadków, zgodnie z wyżej powiedzianym, dla różnych średnic można odczytać z załączonego wykresu (rys. 101). Warunki miejscowe zmuszają częstokroć do odstępstw od tych norm, przy czym przewidziane wówczas być muszą odpowiednie środki zaradcze. Mniejszych spadków, niż 0,3‰ na zbieraczach dawać nie można, raczej za granicę dolną powinno się uważać spadek 0,5—1,0‰. Bardzo duże spadki mogą być zmniejszone przez wprowadzenie spadów (stopni, studzienek spadowych).



Rys. 101. Granice spadków.

Należy zwrócić uwagę, że częstokroć w wypadku bardzo płaskiej powierzchni w celu nieprzekraczania spadków najmniejszych powiększa się przekroje, gdyż mogą dla nich być zastosowane mniejsze spadki. Popelnia się w ten sposób błąd, gdyż w przewodach powstaje dla podanych spadków (rys. 101) prędkość 0,5 m/sec przy odpowiednio dużym wypełnieniu przekroju. Powiększenie przekroju może więc tylko pogorszyć stan rzeczy, powodując zmniejszenie napełnienia przewodu oraz prędkości przepływu. Raczej powinno się iść w kierunku zmniejszenia przekroju oraz wybudowania urządzenia dla umożliwienia częstego płukania kanału.

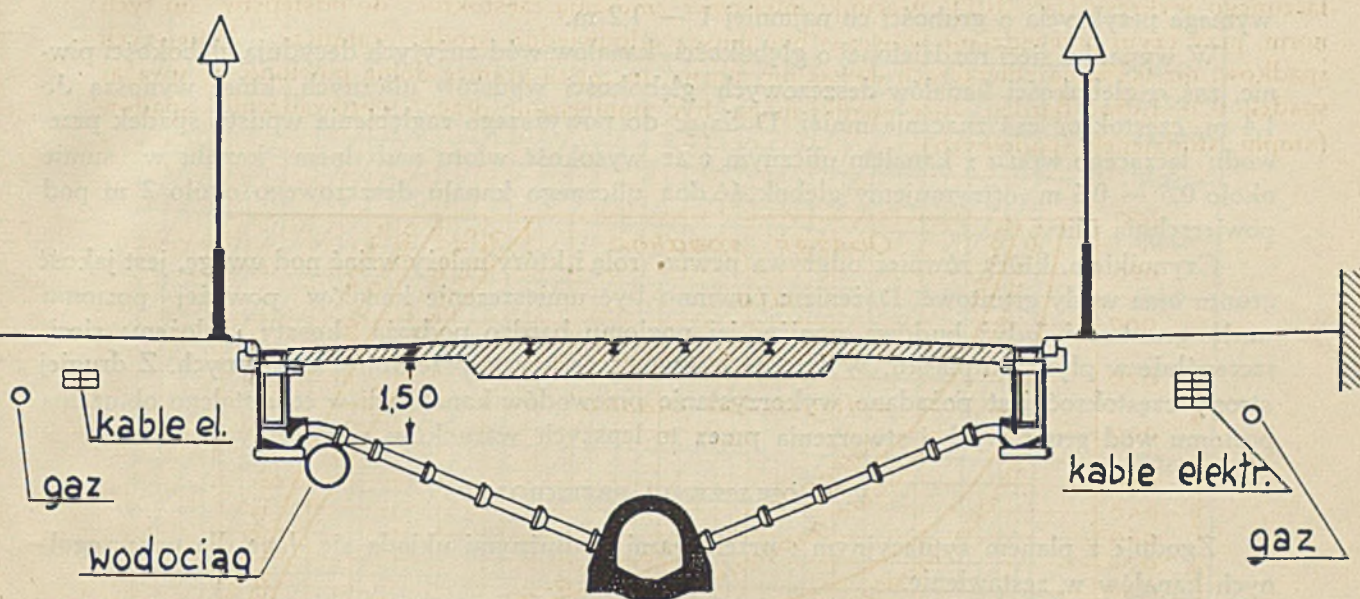
Można dla określenia granicznych spadków posłużyć się następującym prawidłem. W wypadku kanałów ulicznych kołowych największy spadek powinien wynosić 1 dzielone przez średnicę w cm, najmniejszy 1 dzielone przez średnicę w mm; w wypadku normalnego przekroju jajoowego zamiast średnicy należy przyjąć największą szerokość przekroju w świetle. W wypadku odwadniania działek należy zamiast średnicy przyjmować wielkość promienia.

Niekiedy warunki miejscowe zmuszają nas do odstępstwa od norm powyższych. W Gdyni z konieczności zastosowano dla średnicy 200 mm spadek 1‰ (1:1000); w Łowiczu prawie wszystkie zbieracze musiały być zaprojektowane w spadku 0,5‰.

V. 3. POŁOŻENIE W PRZEKROJU ULICY.

Przewody muszą być tak umieszczone w przekroju ulicy, aby nie kolidowały z przewodami innego rodzaju (rys. 102). W wypadku sieci jednolitej kanały umieszcza się przeważnie w osi ulicy, z wyjątkiem szerokich ulic ponad około 24 m lub ulic z podwójną jezdnią. W wypadku

sieci rozdzielonej umieszcza się kanały deszczowe i wód brudnych albo bezpośrednio obok siebie albo w określonym odstępie pośrodku; gdy są potrzebne dwa kanały wód brudnych, umieszcza się je pod chodnikami, zaś z reguły kanał deszczowy w osi ulicy, z wyjątkiem bardzo szerokich ulic.



Rys. 102. Przekrój ulicy z rozmieszczeniem przewodów.

Wykonanie kanałów wód brudnych pod chodnikami napotyka trudności z powodu innego rodzaju przewodów, umieszczonych tam już poprzednio. Zasadą powinno być umieszczanie takich przewodów pod chodnikami, które wymagają częstego odkopywania.

V. 4. GŁĘBOKOŚĆ UMIESZCZENIA.

Głębokość umieszczenia kanałów zależy przede wszystkim od głębokości piwnic oraz wysokości poziomów wody w odbiorniku. Również odgrywają rolę zabezpieczenie przed zamrożeniem przewodów, działaniem ciśnienia i uderzeń, oraz poziomy wody gruntowej.

Powinno się dążyć do takiego zagłębienia kanałów, by można było odwodnić piwnice. Jeżeli oznaczymy przez p zagłębienie dna piwnicy, przez d średnicę kanałika domowego, h głębokość wpustu domowego pod dnem piwnicy, l odległość najniższego i najbardziej oddalonego wpustu (zwykle przyjmuje się najbardziej oddległy wlot w połowie głębokości działki budowlanej), przy czym dno wylotu kanałika umieścimy na wysokości 0,25 m ponad dnem kanału, wówczas najmniejsze zagłębienie kanału ulicznego wyniesie przy spadzie kanałika 20‰ (1:50) oraz przy różnicy t poziomu powierzchni podwórza oraz ulicy

$$H = p + 0,25 + d + 0,02 l + h + t \quad (8)$$

Przy płaskiej zlewni ($t=0$) i przyjęciu średniego zagłębienia dna piwnicy pod nawierzchnią ulicy 1,6 m, głębokości działki 20 m, zaś szerokości ulicy 12 m, $d=0,15$ m oraz $h=0,30$ m otrzymuje się zagłębienie kanału ulicznego:

$$H = 1,60 + 0,25 + 0,15 + 0,64 + 0,30 = 2,94 \approx 3,00 \text{ m.}$$

Stosownie do zagłębienia dna piwnicy głębokość kanału ulicznego powinna wynosić od 2,5--3,5 m. Do pojedynczych głębiej założonych piwnic stosować się nie należy. Odwodnienie takich piwnic przeprowadza się przy pomocy niewielkich pomp uruchamianych najlepiej samoczynnie, przy czym rury odprowadzające ścieki będą podwieszane na ścianie piwnicy i wprowadzone do kanału ulicznego w wyższym poziomie niż dno piwnicy. W wypadku szerokich bardzo ulic zaoszczędzić można na długości przykanalików przez ułożenie dwóch przewodów po obu stronach ulicy. Zwrócić również należy uwagę w wypadku sieci jednolitej na umożliwienie odwodnienia piwnicy i w czasie odpływów deszczowych, przy czym należy pamiętać o tym, by nie powstawała możliwość zalania piwnicy. Gdy ze względów gospodarczych nie wskazane są zbyt duże zagłębienia

nia kanałów ulicznych, należy kanalik domowy dla zabezpieczenia piwnic od zalania zaopatrzyć w samoczynnie działające zamknięcia w postaci klap zwrotnych. Zamknięcia takie, jeśli mają działać należycie, powinny być pod stałym dozorem.

Zabezpieczenie przeciwko niebezpieczeństwu zamarzania oraz działaniom ciśnienia i uderzeń wymaga przykrycia o grubości co najmniej 1 — 1,2 m.

W wypadku sieci rozdzielonej o głębokości kanałów wód zużytych decydują głębokości piwnic, zaś o głębokości kanałów deszczowych głębokości wpustów ulicznych, które wynoszą do 1,4 m, częstokroć zaś znacznie mniej. Dążąc do powyższego zagłębienia wpustu spadek przewodu łączącego wpust z kanałem ulicznym oraz wysokość wlotu nad dnem kanału w sumie około 0,5 — 0,6 m, otrzymujemy głębokość dna ulicznego kanału deszczowego około 2 m pod powierzchnią ulicy.

Czynnikiem, który również odgrywa pewną rolę i który należy wziąć pod uwagę, jest jakość gruntu oraz wody gruntowe. Dążeniem powinno być umieszczenie kanałów powyżej poziomu wody gruntowej, gdyż budowa poniżej jej poziomu bardzo podraża koszty założenia sieci, szczególnie w płynnym piasku. Wskazane jest wówczas użycie przekrojów obniżonych. Z drugiej strony częstokroć jest pożądane wykorzystanie przewodów kanalizacji w celu stałego obniżenia poziomu wód gruntowych i stworzenia przez to lepszych warunków zdrowotnych.

V. 5. OBLICZENIE PRZEKROJÓW.

Zgodnie z planem sytuacyjnym i przekrojami podłużnymi układa się dane dla poszczególnych kanałów w zestawienie.

1 Nr porządkowy węzła	2 Km kanału	3 Skrzyżowanie z ulicą	4 Odległość od poprzedniego punktu m	5 Obszar zlewni w ha poniżej przelewu burzowego			
				I kat. ha	II kat. ha	III kat. ha	Razem ha

6 Wód brudnych l/sek.					7 Współczynniki odpływu wód burzowych		
I kat. l/sek.	II kat. l/sek.	III kat. l/sek.	z przelewu burzowego l/sek.	Razem l/sek.	I kat.	II kat.	III kat.

8 Wód burzowych l/sek.				Z przelewu burzowego l/sek.	Razem do kanału l/sek.	Do burzowca przez przelew l/sek.	9 Rzędne niwelety dna
I kat. l/sek.	II kat. l/sek.	III kat. l/sek.	Razem l/sek.				

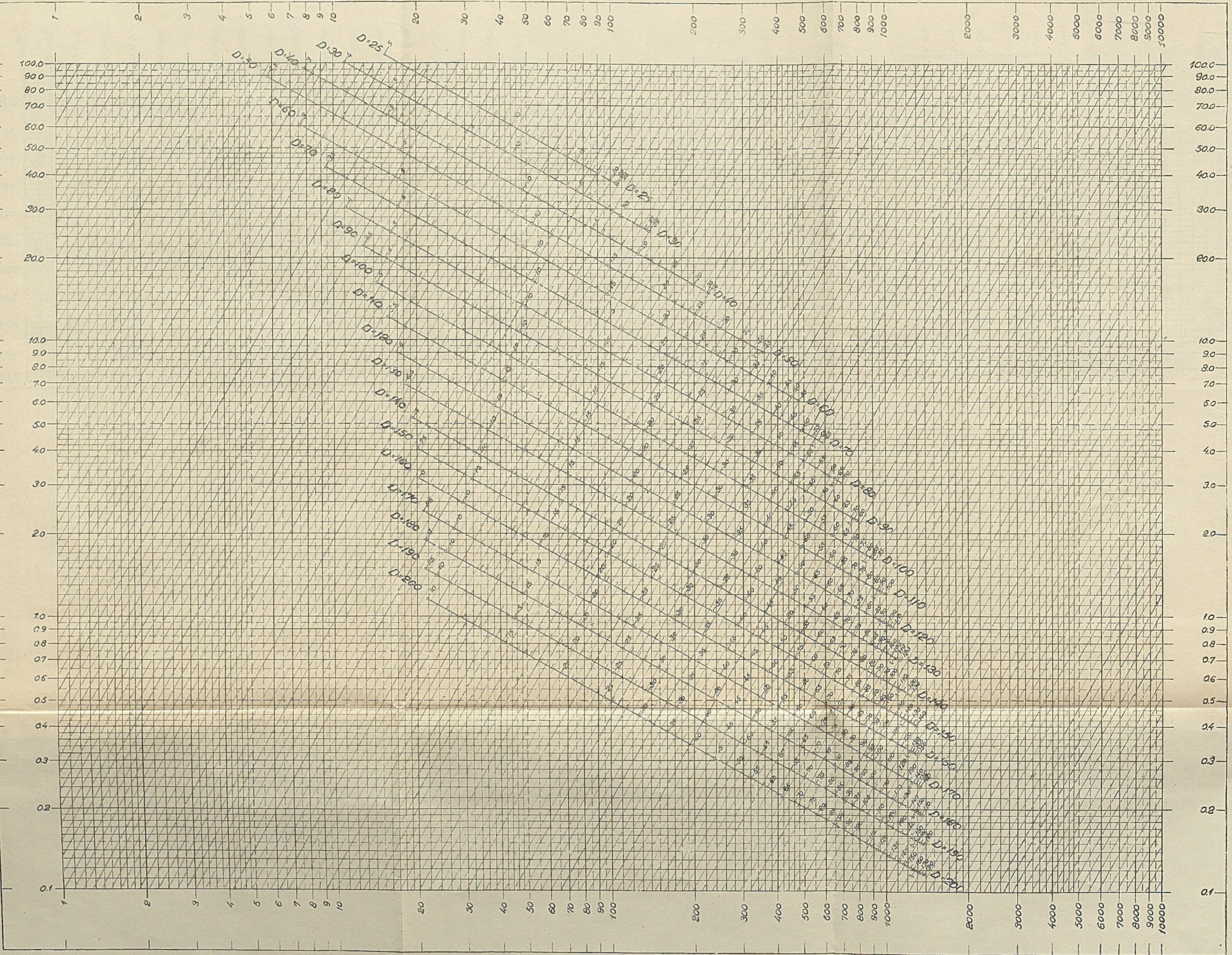
10 Spad ‰/‰	11 Przekrój kanału cm	12 Napełnienie cm		13 Rzędne z zwierciadła wód burz.	14 Rzędne z zwierciadła wód brudn.	15 Prędkość m/sek.		16 U w a g i
		brudn.	burz.			brudn.	burz.	

Przepływ obliczeniowy nie powinien wypełniać całkowicie przekroju. Wolna część umożliwia przewietrzanie przewodu oraz stanowi pewien współczynnik bezpieczeństwa. Przyjmuje się wypełnienie w wypadku przewodów:

kołowych o średnicy	0,15 — 0,30 m	0,6 d
	0,35 — 0,45 „	0,7 d
	0,50 — 0,60 „	0,75 d
	0,60 „	0,80 d
jajowych		do pachwin

Spadek w promilach

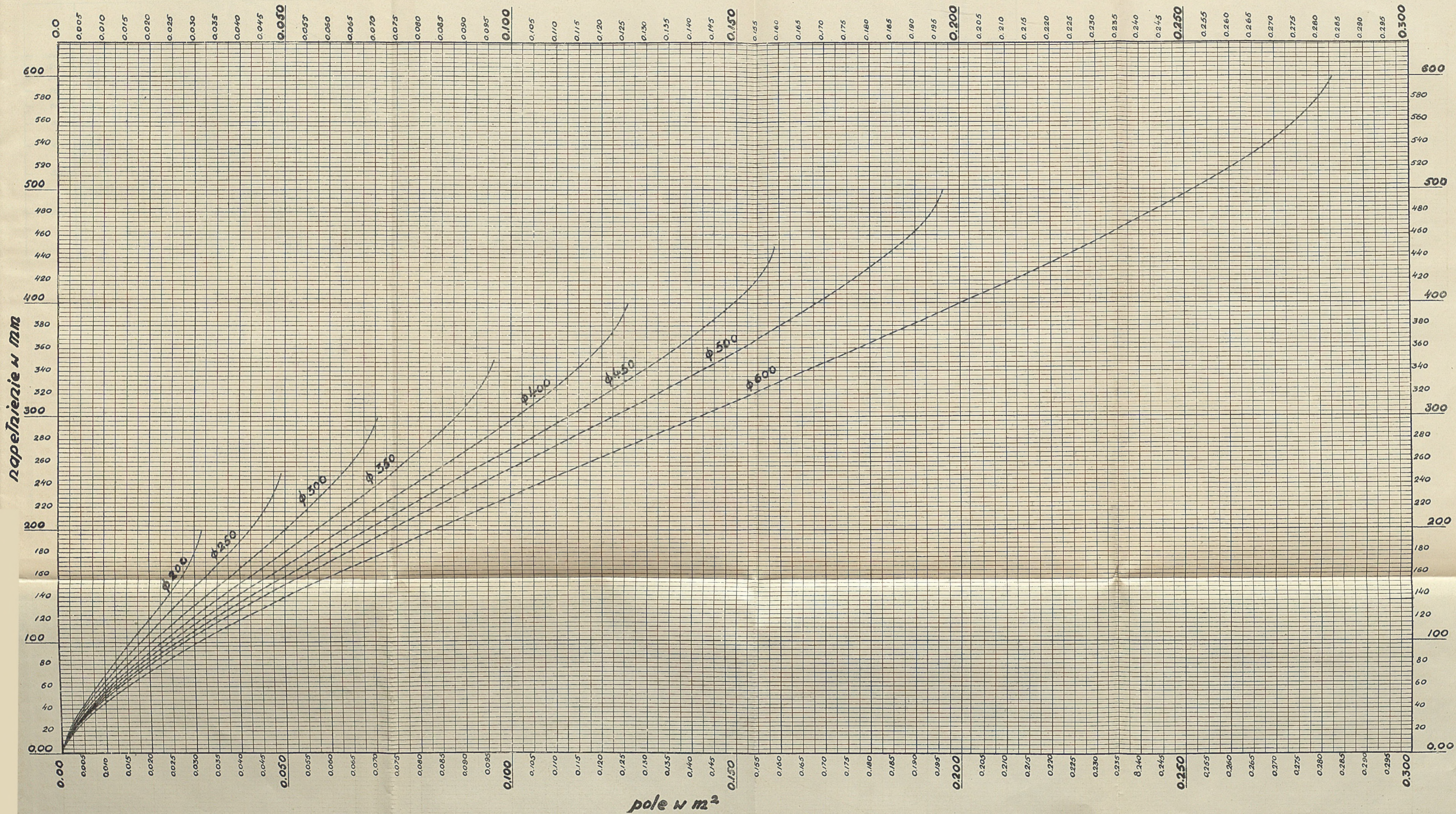
Spadek w promilach



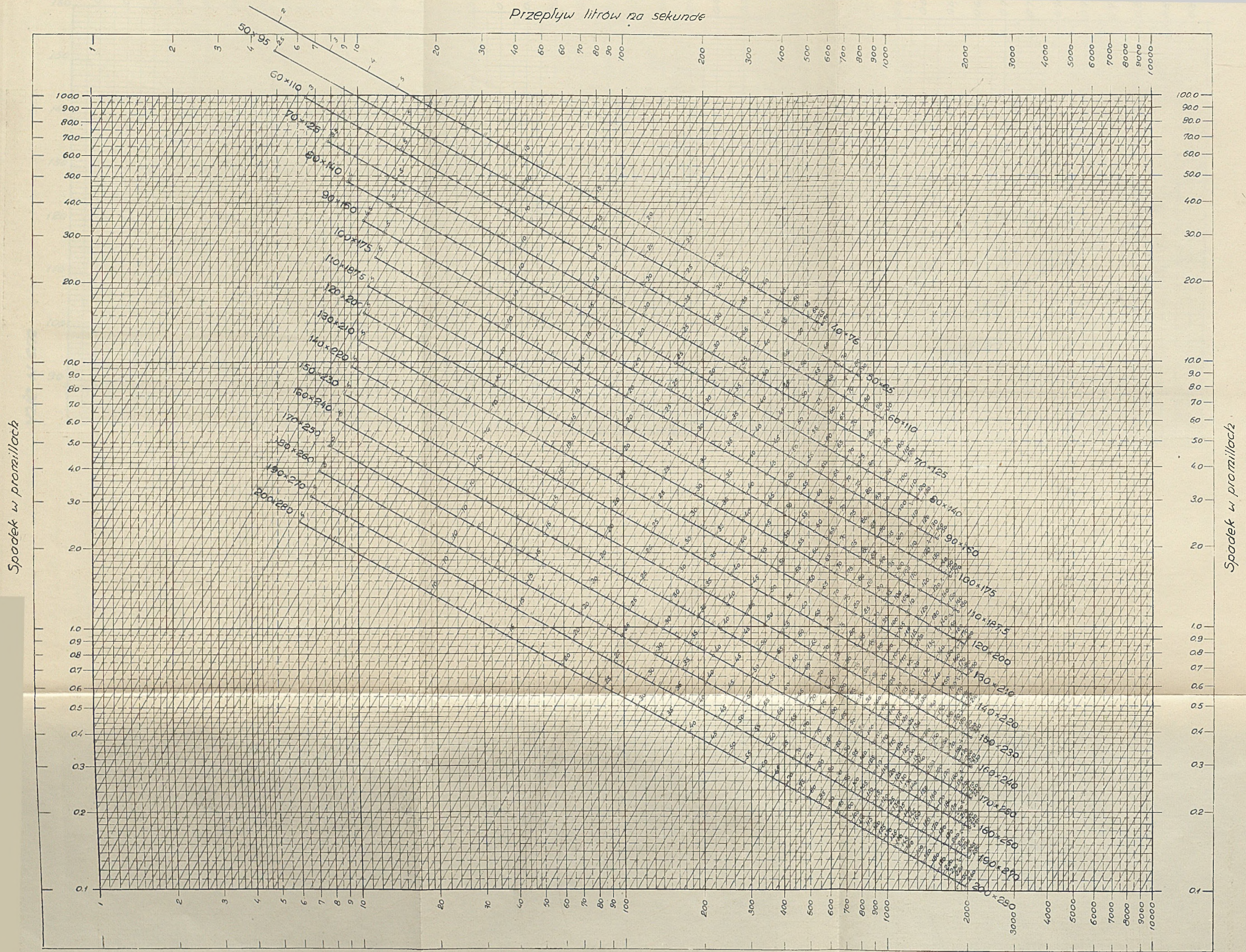
daje przepływ przy całkowicie wypełnionym przekroju

Przepływ litrów na sekundę

Rys. 103. Przekroje kołowe napełnione nad dnem. (Wszystkie wymiary w cm).



Rys. 104. Zależność między polem przepływu i napętnieniem przekrojów kanałów kotwowych.



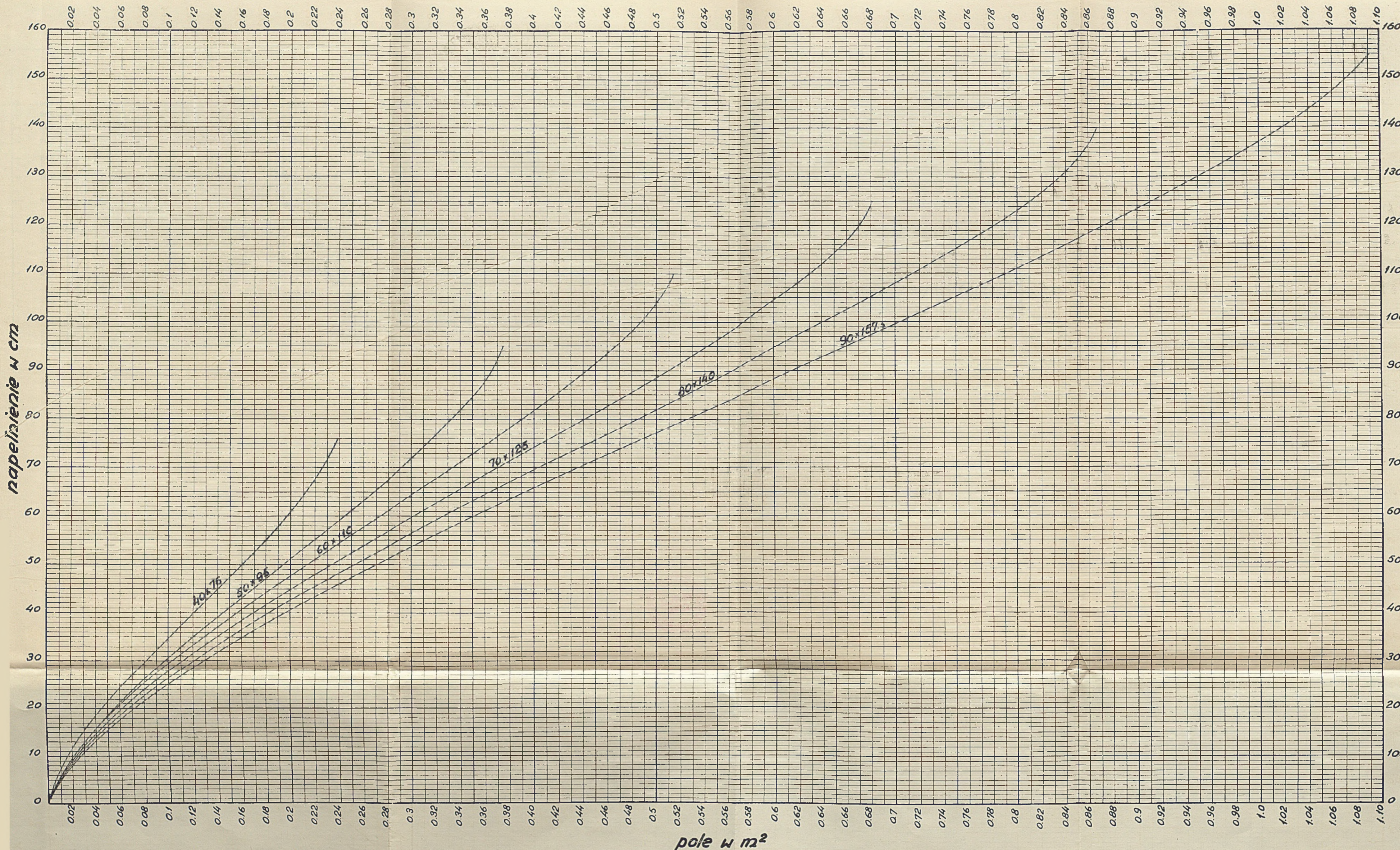
Spadek w promilach

Spadek w promilach

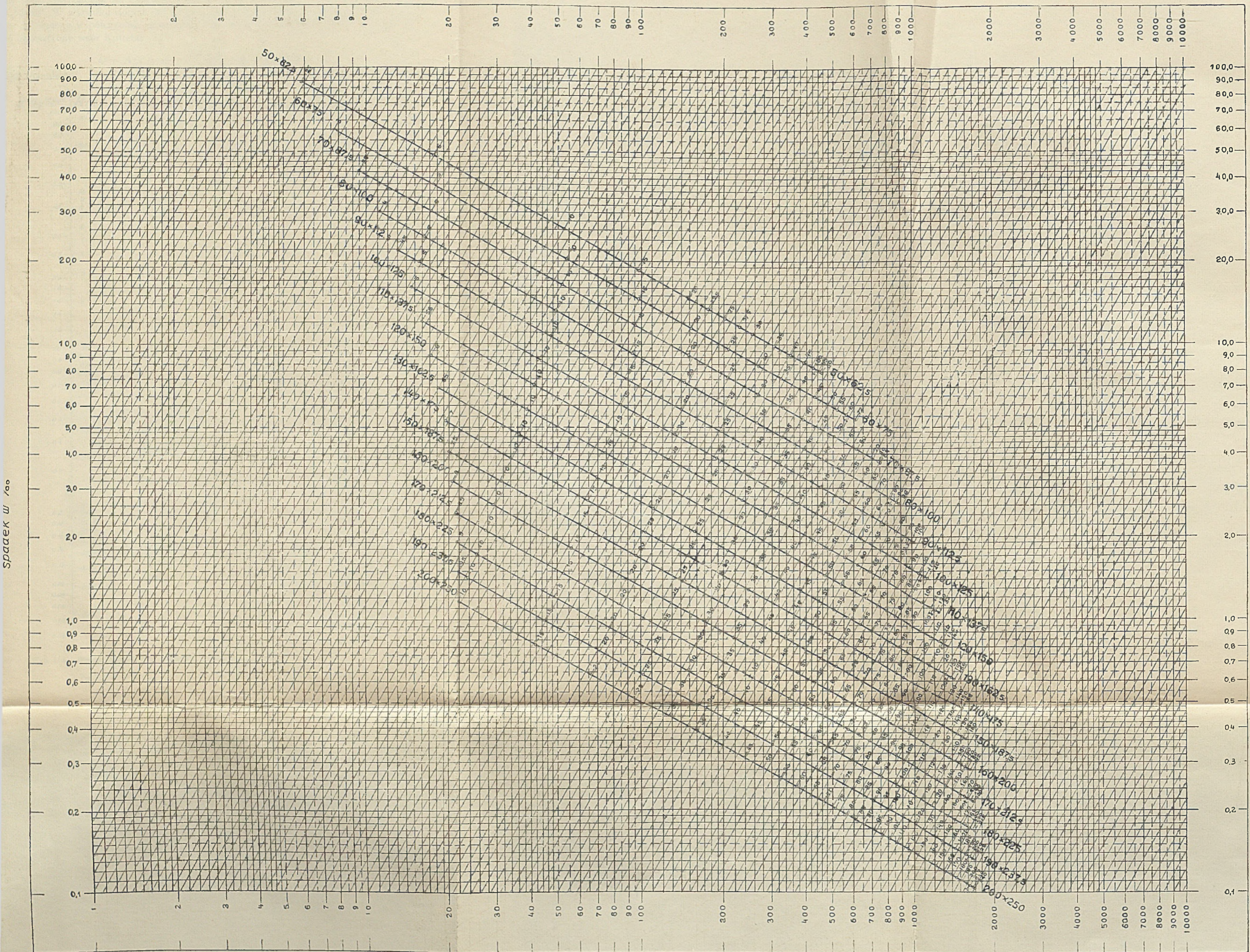
--- daje przepływ przy całkowicie wypełnionym przekroju

Przepływ litrów na sekundę

Rys. 105. Przekroje jajowe napełnione nad dnem. (Wszystkie wymiary w cm).



Rys. 106. Zależność pomiędzy polem przepływu i napężeniem przekrojów kanałów jajowych (podwyższonych).



spadek w ‰

spadek w ‰

daje przepływ przy catkowicie wypełnionym przekroju

litry na sekundę

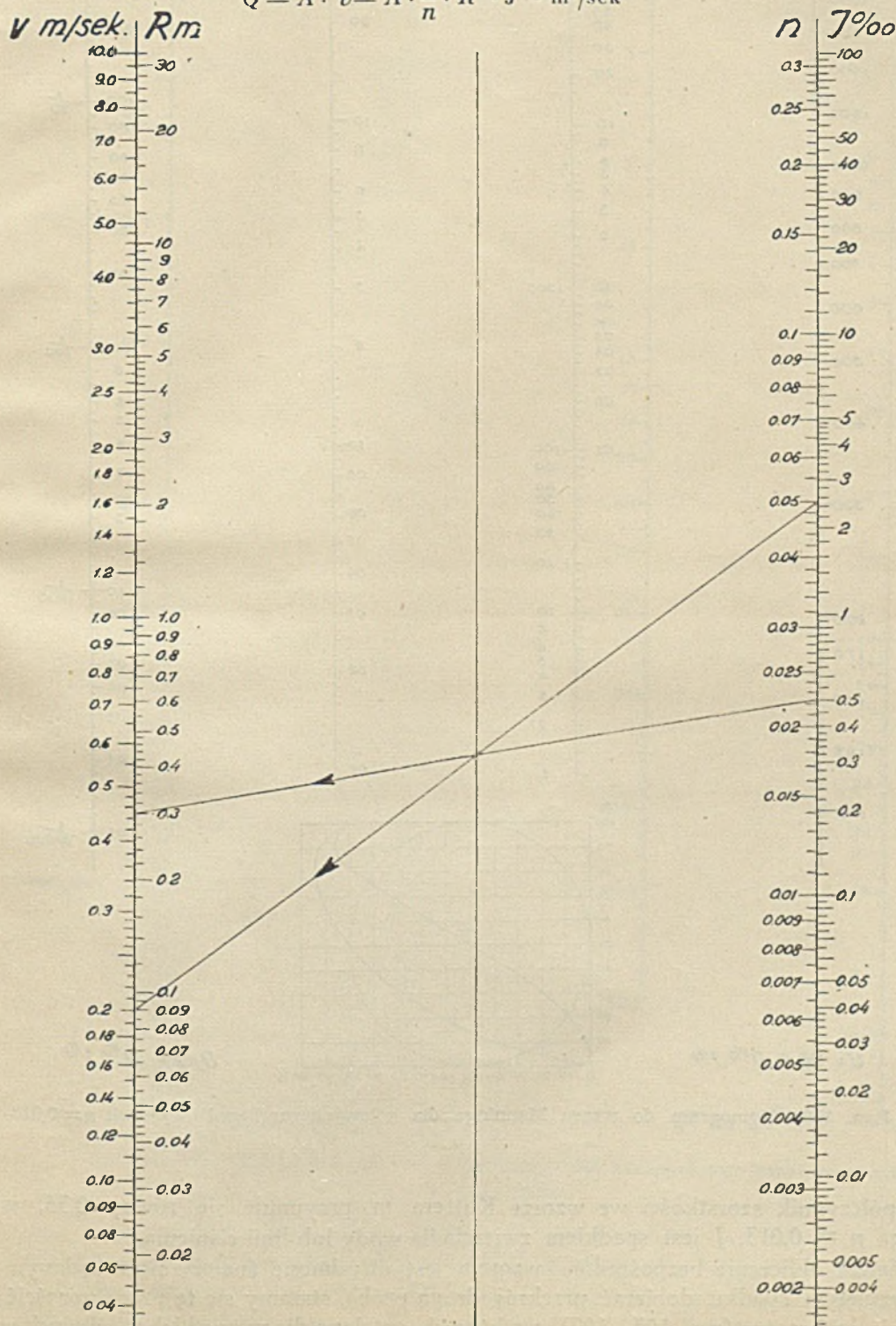
Rys. 107. Przekroje gruszkowe napełnione nad dnem. (Wszystkie wymiary w cm).

Obliczenie przekrojów kanałów odbywa się przy pomocy jednego z wzorów na ruch burzliwy jednostajny. Niezależnie od materiału wykonania kanałów przyjmuje się ten sam współczynnik szorstkości. W wypadku dobrze utrzymanej sieci kanalizacyjnej o gładkich ścianach z żelaza, cegły lub betonu współczynniki szorstkości mało się różnią. Najpowszechniej stosuje się do obliczeń uproszczony wzór Kuttera:

$$Q = A \cdot v = A \cdot \frac{100 \sqrt{R}}{m + \sqrt{R}} \cdot \sqrt{R J} \text{ m}^3/\text{sek} \quad (9)$$

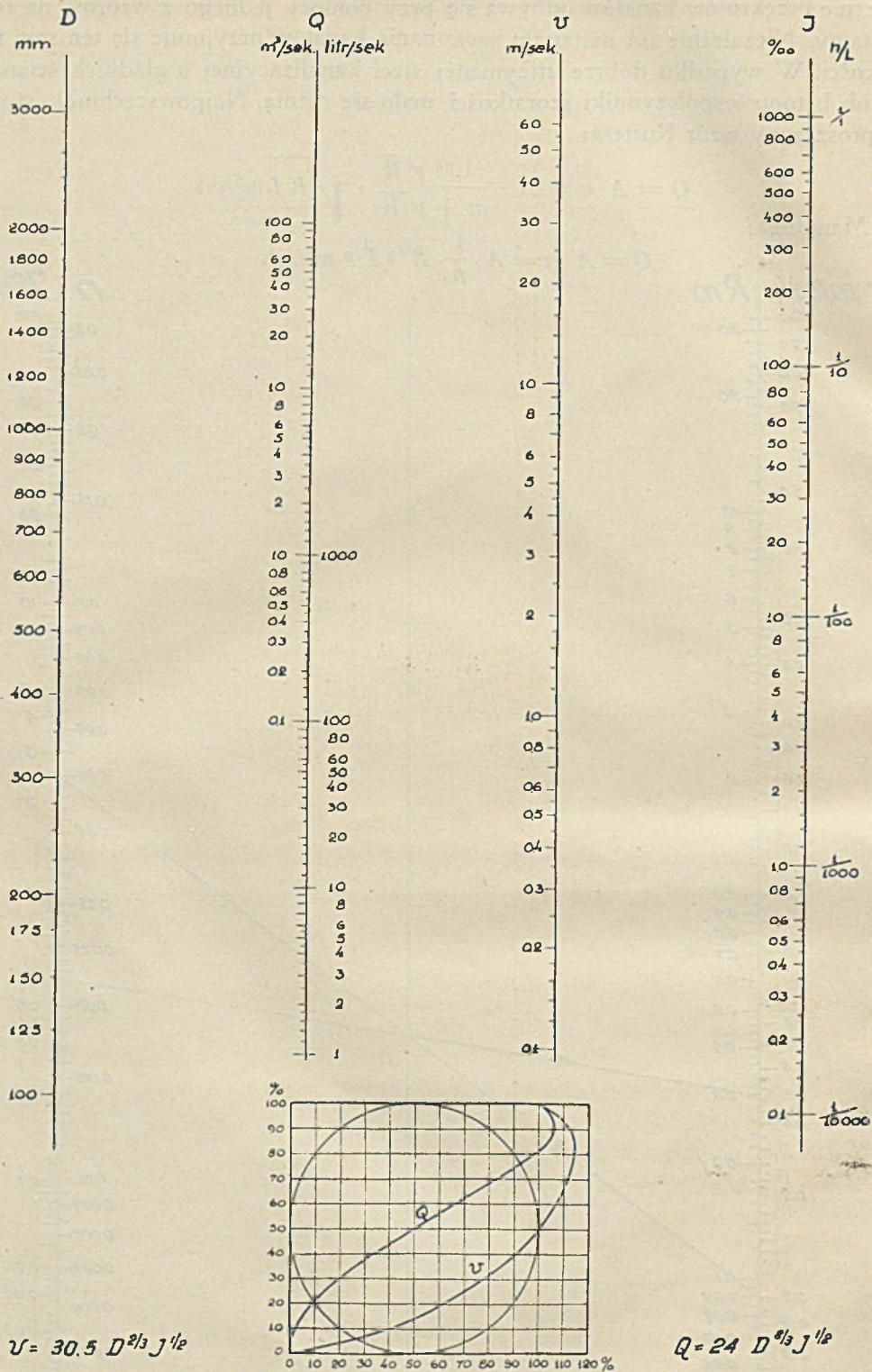
lub wzór Manninga:

$$Q = A \cdot v = A \cdot \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} J^{1/2} \text{ m}^3/\text{sek} \quad (10)$$



Rys. 108. Nomogram do wzoru Manninga na prędkość wody $v = \frac{1}{n} R^{2/3} J^{1/2}$ m/sek

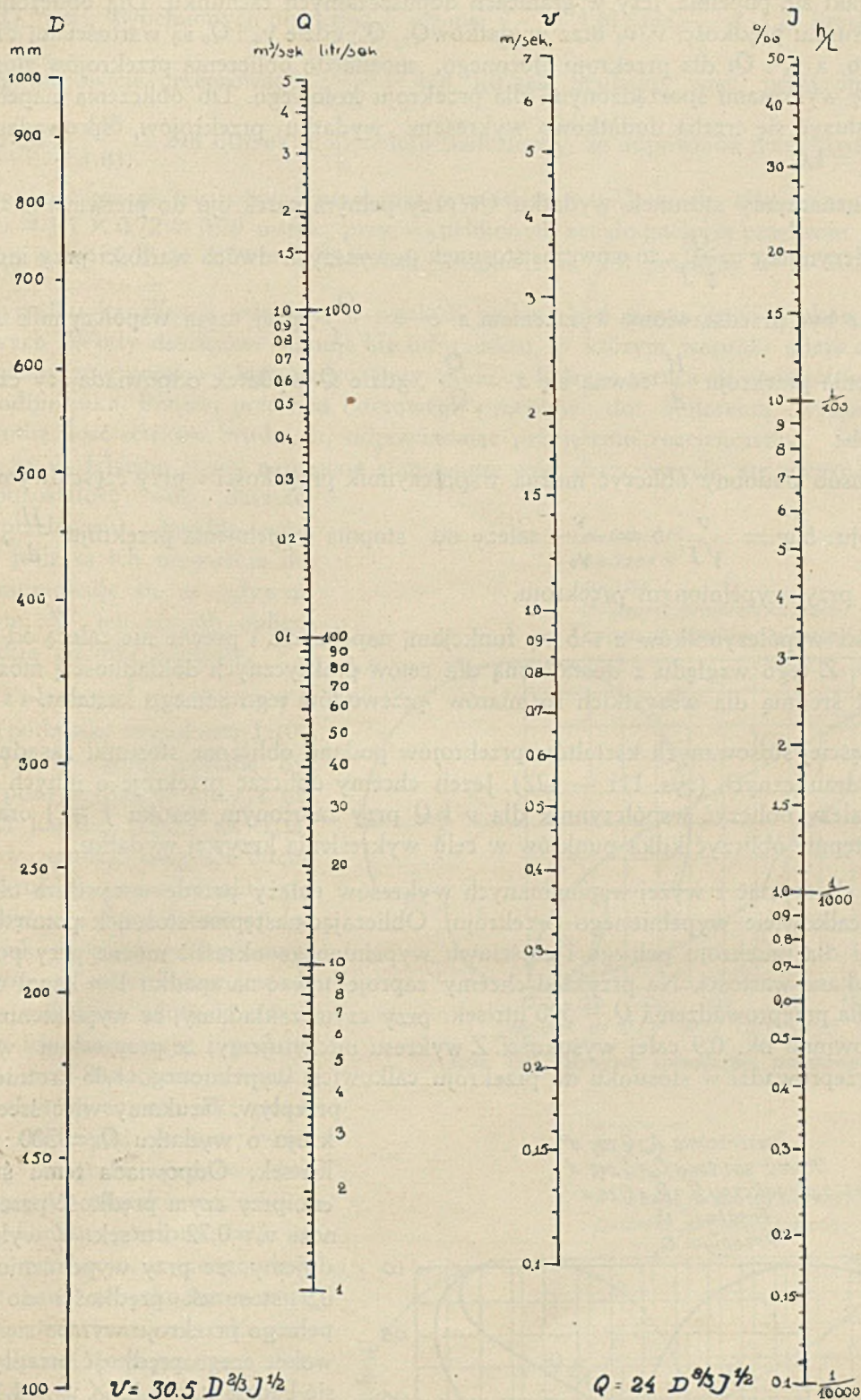
Przykład: dane $J = 0,5$; $R = 0,3$; $n = 0,05$; szukane $v = 0,2$.



Rys. 109. Nomogram do wzoru Manninga dla kołowych rur kanalizacyjnych $n = 0,013$.

Współczynnik szorstkości we wzorze Kuttera m przyjmuje się równy 0,35, we wzorze Manninga $n = 0,013$. J jest spadkiem zwierciadła wody lub linii ciśnienia.

Ponieważ obliczenie bezpośrednie wzorem jest utrudnione (należy przv zadanym przepływie i przyjętym spadku dobierać przekrój drogą prób), staramy się tę pracę uprościć przez zastosowanie wykresów (rys. 103—107), na których ustalono dla wszystkich możliwych wypadków i przekrojów ilości przepływu wody i napelnienia przekrojów. W ten sposób ułatwia się i przyspiesza bardzo pracę.



Rys. 110. Nomogram do wzoru Manninga dla kołowych rur kanalizacyjnych.
 $n = 0,013$.

Załączone wykresy pozwalają przeprowadzić obliczenia dla najczęściej stosowanych przekrojów kanałów kołowego i jajowego podwyższonego. Do obliczenia również posłużyć się można zwykłym wykresem drabinkowym do wzoru Manninga (rys. 108, 109, 110).

Przekroje złożone sprowadza się zwykle do przekroju kołowego o tej samej szerokości d . Stosunek wydatku obu porównywanych przekrojów nie pozostaje stały w miarę wzrostu d , jed-

nak błąd, jaki się popełnia, leży w granicach dopuszczalnych rachunku. Dla obliczonego raz na zawsze stosunku prędkości v_1/v_0 oraz wydatków Q_1/Q_0 , gdzie v_0 i Q_0 są wartościami dla przekroju kołowego, a v_1 i Q_1 dla przekroju złożonego, można do obliczenia przekrojów złożonych posługiwać się wykresami sporządzonymi dla przekroju kołowego. Do obliczenia napełnień przekrojów posłużyć się trzeba dodatkowo wykresami wydatku przekrojów, sprowadzonymi do średnicy $d = 1,0$.

Jeżeli oznaczymy stosunek wydatku Q_0 przy pełnym przekroju do pierwiastka ze spadku J przez współczynnik $c = \frac{Q_0}{\sqrt{J}}$, to wówczas stosunek powyższych dwóch wartości przy innym napełnieniu może być przedstawiony wyrażeniem a. $c = \frac{Q}{\sqrt{J}}$, przy czym współczynnik a , zależący od napełnienia przekroju $\frac{H}{d}$ równa się $a = \frac{Q}{Q_0}$, gdzie Q wydatek odpowiadający częściowemu wypełnieniu.

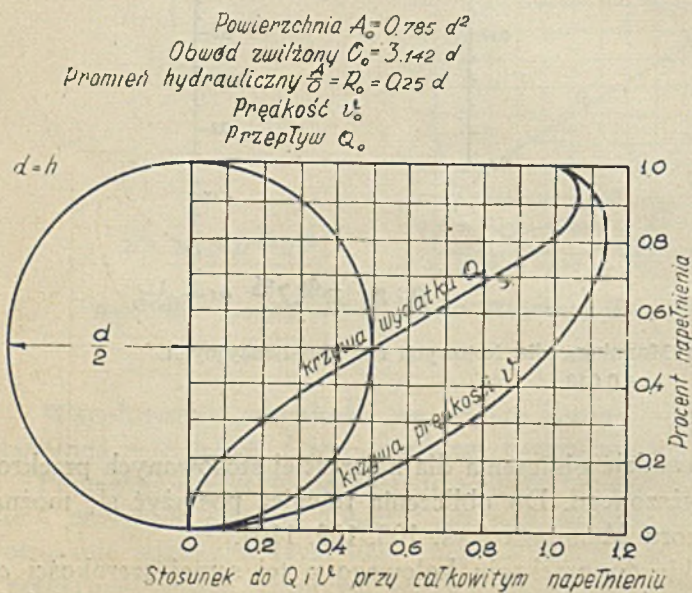
W sposób podobny obliczyć można współczynnik prędkości v przy częściowym wypełnieniu przekroju: $b w = \frac{v}{\sqrt{J}}$; $b = \frac{v}{v_0}$ zależy od stopnia wypełnienia przekroju $\frac{H}{d}$, zaś v_0 jest prędkością przy wypełnionym przekroju.

Wartości współczynników a i b są funkcjami napełnienia i prawie nie zależą od wymiarów przewodów. Z tego względu z dostateczną dla celów praktycznych dokładnością można przyjąć ich wartość średnią dla wszystkich rozmiarów przewodów tego samego kształtu.

Dla częściej stosowanych kształtów przekrojów podano obliczone stosunki zasadniczych elementów hydraulicznych (rys. 111 — 122). Jeżeli chcemy obliczać przekroje o innych kształtach, wówczas należy obliczyć współczynnik dla v i Q przy założonym spadku $J = 1$ oraz średnicy $d = 1$, następnie obliczyć kilka punktów w celu wykreślenia krzywej wydatku.

Chcąc skorzystać z wyżej wspomnianych wykresów należy przede wszystkim określić warunki dla całkowicie wypełnionego przekroju. Obliczając następnie stosunek pomiędzy dwiema wartościami dla przekroju pełnego i częściowo wypełnionego określić można przy pomocy wykresów szukane wartości. Na przykład chcemy zaprojektować na spadku $1^\circ/100$ kanał o przekroju kołowym dla przeprowadzenia $Q = 300$ litr/sek, przy czym zakładamy, że wypełnienie przekroju wynieść powinno ok. 0,9 całej wysokości. Z wykresu odczytujemy, że przy takim wypełnieniu przekrój przeprowadzi w stosunku do przekroju całkowicie wypełnionego 1,08-krotnie większy przepływ. Szukamy więc średnicy przekroju o wydatku $Q_0 = 300 : 1,08 = 278$ litr/sek. Odpowiada temu średnica 70 cm, przy czym prędkość przepływu wynosi $v_0 = 0,72$ litr/sek. Z wykresu znajdujemy, że przy wypełnieniu przekroju 0,9 stosunek prędkości do prędkości pełnego przekroju wyraża się liczbą 1,13, wobec czego prędkość przepływu wynosić będzie $v = 1,13 \times v_0 = 1,13 \times 0,72 = 0,81$ m/sek.

Dla tego samego spadku oraz przepływu chcemy zaprojektować kanał o kształcie przekroju jajowego ($h=1,5 d$) tak, by był on wypełniony do pachwin, odpowiada to 0,67 wydatku pełnego przekroju. Dla tego kształtu przekroju stosunek jego wydatku Q oraz wydatku przekroju



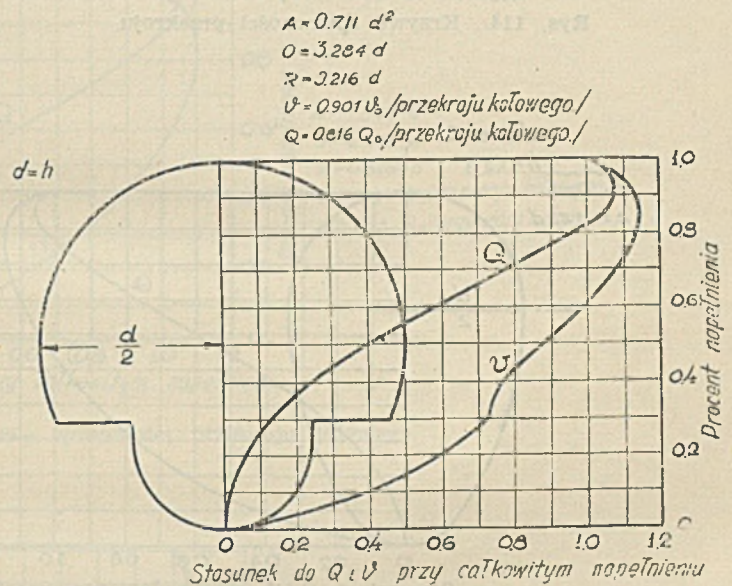
Rys. 111. Krzywe sprawności przekroju kołowego.

kołowego Q_0 przy wypełnionych przekrojach wynosi $\frac{Q}{Q_0} = 1,61$, zaś $\frac{v}{v_0} = 1,1$. Przekrój jajowy wypełniony całkowicie przeprowadza $\frac{300}{0,67} = 448$ litr/sek. Szukamy więc przekroju kołowego o wydatku $Q_0 = \frac{448}{1,61} = 278$ litr/sek. Poprzednio znaleźliśmy, że odpowiada temu średnica 70 cm,

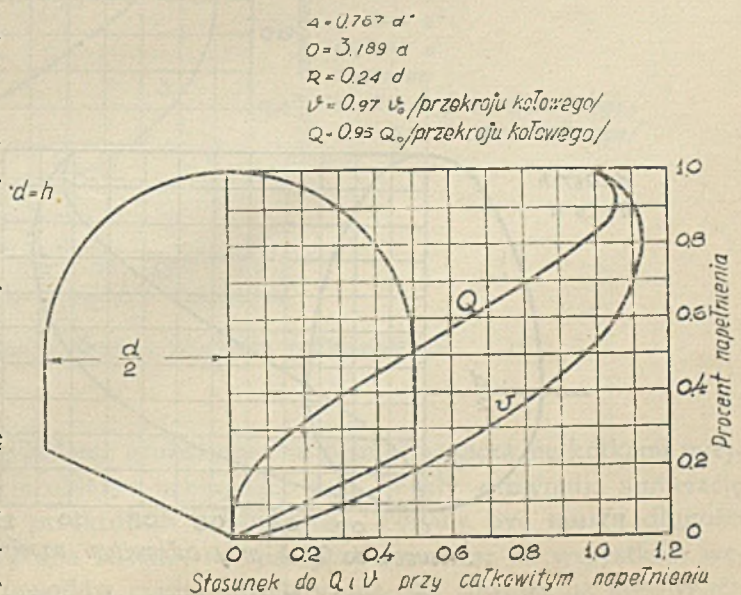
oraz że prędkość przepływu pełnego przekroju wynosi $v_0 = 0,72$ m/sek. Dla pełnego przekroju jajowego $v = 1,1 \times 0,72 = 0,79$ m/sek, przy wypełnionym zaś do pachwin przekroju $v_1 = v \times 1,07$, wobec czego $v_1 = 1,07 \times 0,79 = 0,85$ m/sek. Odpowiedni jest przekrój 70×105 cm.

W wypadku kanalizacji jednolitej w węzłach podane być muszą ilości ścieków brudnych i deszczowych. Wody deszczowe sumuje się od punktu, w którym warunki miejscowe pozwalają na umieszczenie przelewu burzowego, przy pomocy którego zrzuca się nadmiar wód deszczowych do odbiornika. Poniżej przelewu burzowego przepływ do obliczenia wynosi przyjętą $(n+1)$ -krotną ilość ścieków brudnych, odpowiadając przyjętemu rozcieńczeniu. Ścieki brudne sumowane są w dalszym ciągu, natomiast sumowanie wód deszczowych rozpoczynamy od początku + pozostałość wód deszczowych za przelewem. Zwykle wód brudnych, jeśli są ich niewielkie ilości, nie zsumowuje się ze spływem deszczowym. W ten sposób oblicza się wszystkie odcinki kanałów.

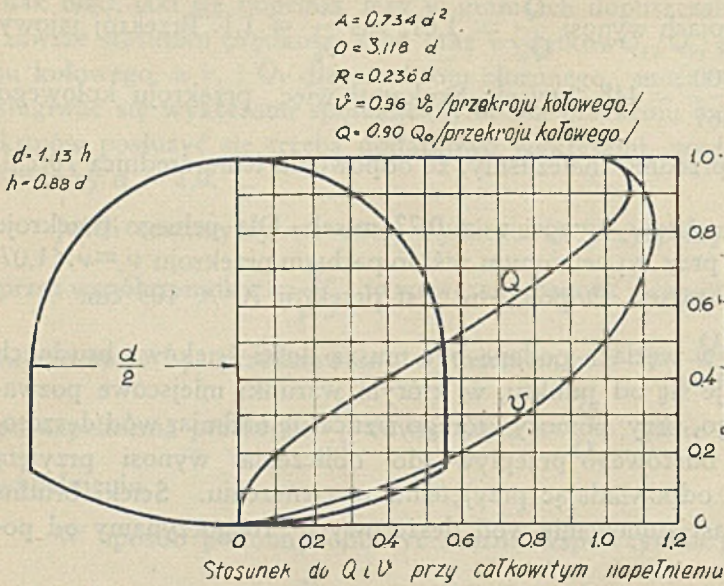
Na przekroju podłużnym (rys. 98) (podziałka wysokości 1:100, długości 1:2000—5000) podane być powinny, poza rzędnymi ulicy i niwelety dna kanału, rzędne zwierciadeł ścieków, spadki, długości odcinków, przekroje (wymiar kanału), głębokości piwnic i fundamentów domów, wyniki wierceń geologicznych z zaznaczonym zwierciadłem wody gruntowej; wskazane wloty bocznych kanałów z ich numeracją i podaną rzędną dna oraz oznaczone wszystkie obiekty uzbrajające sieć, jak: ponumerowane studzienki złazowe, świetliki, szyby śniegowe, przelewy burzowe, wpusty, płuczki, itd. Ulice przebiegu kanału powinny być nazwane na przekroju, z rozgraniczeniem, gdy kanał przechodzi w inną, oraz oznaczone i nazwane skrzyżowania z ulicami poprzecznymi. Można również na przekroju pohektrometrować kanał, choć zwykle orientuje się go według ulic i studzienek. Numerację kanałów przeprowadza się od dołu tak, jak kolejno dochodzą one do zbieracza głównego, względnie do zbieraczy. Studzienki numeruje się na zbieraczach od dołu, przy czym na wlocie bocznym kanałów



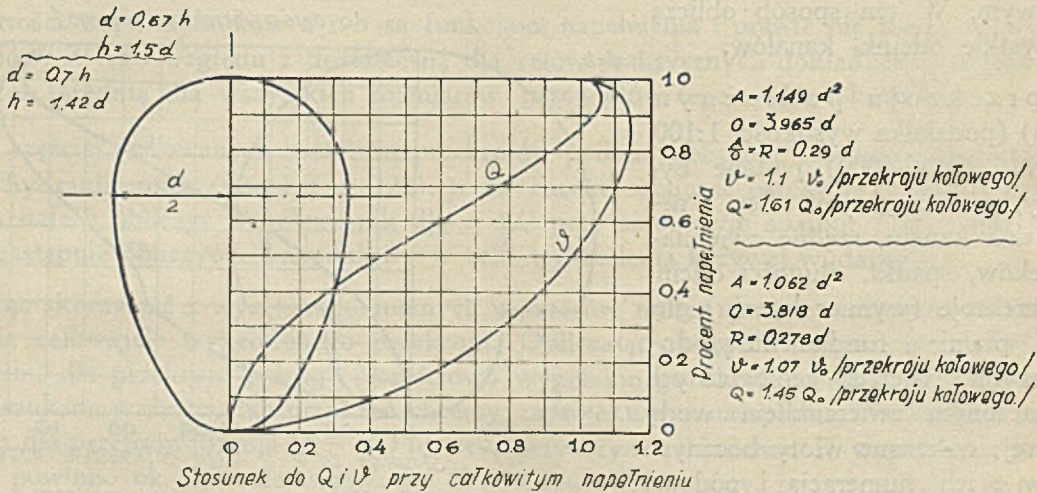
Rys. 112. Krzywe sprawności przekroju.



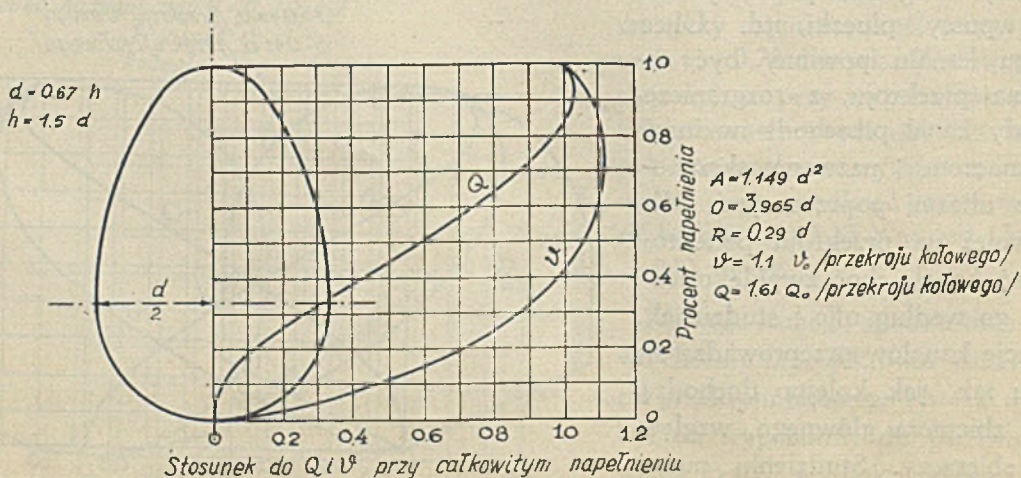
Rys. 113. Krzywe sprawności przekroju.



Rys. 114. Krzywe sprawności przekroju.



Rys. 115. Krzywe sprawności przekroju jajowego.

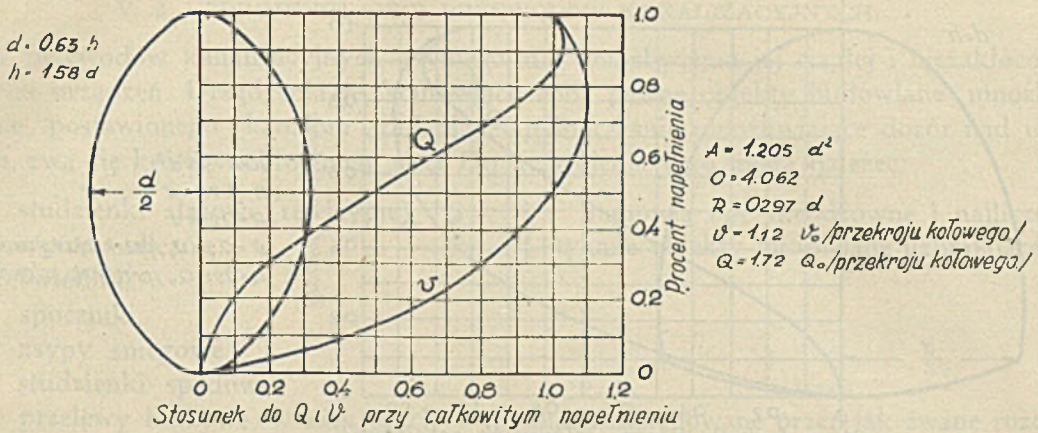


Rys. 116. Krzywe sprawności przekroju gruszkowego.

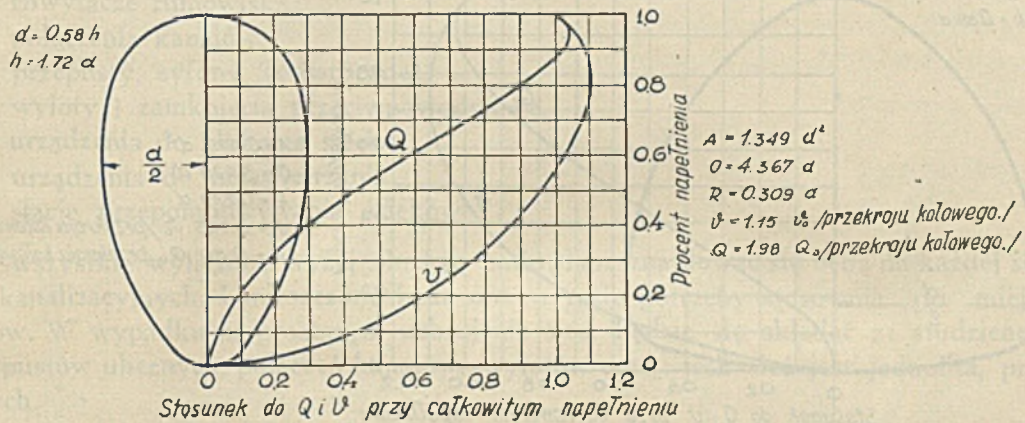
numerację przerywa się, oznaczając dalszymi bieżącymi numerami studzienki na dopływie, po czym wraca się z numerami na zbieracz (rys. 123).

Obliczenie sieci rozdzielonej przeprowadza się w sposób podobny, tylko osobno dla wód deszczowych i dla wód brudnych. Odpowiednie zestawienia będą więc nieco uproszczone.

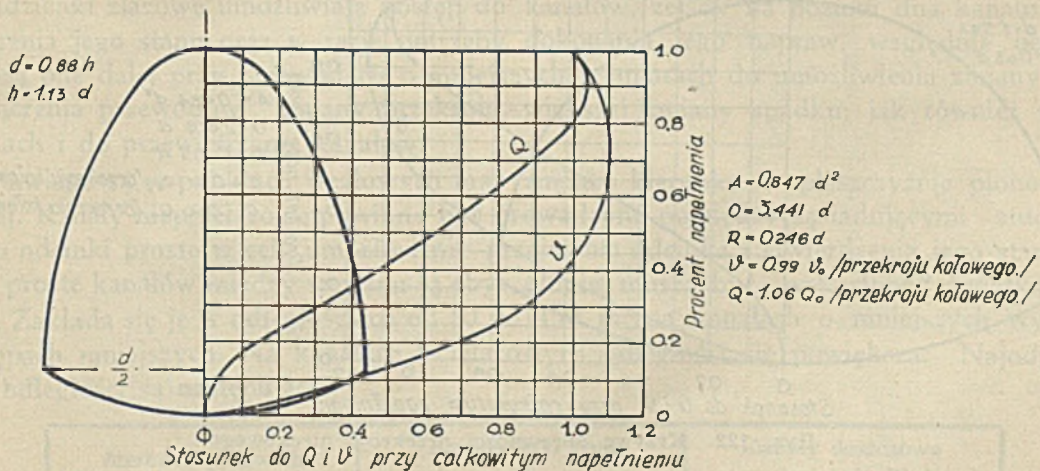
Na planie ulic miasta, z zaznaczonymi granicami zabudowy, wykreśla się wszystkie linie kanałów otrzymując projekt sieci przewodów odwadniających (rys. 97).



Rys. 117. Krzywe sprawności przekroju parabolicznego.

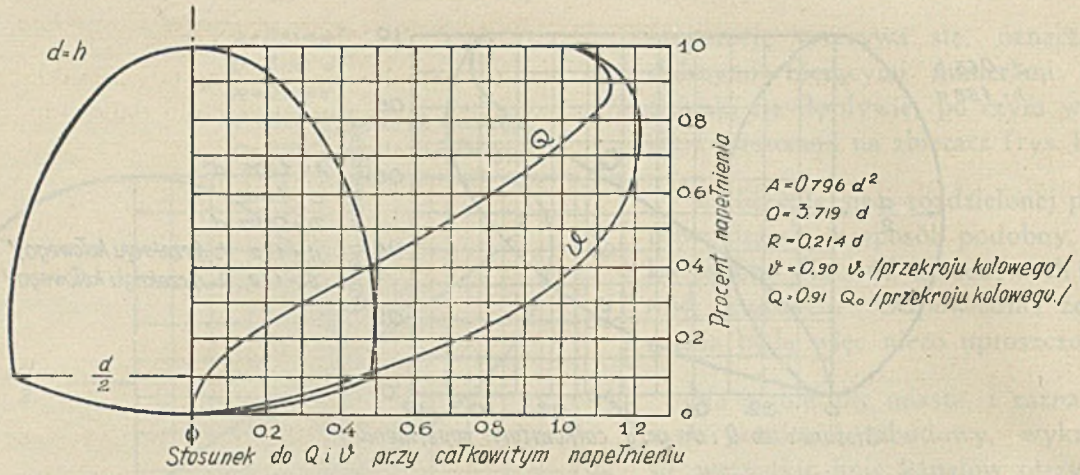


Rys. 118. Krzywe sprawności przekroju jajowego.

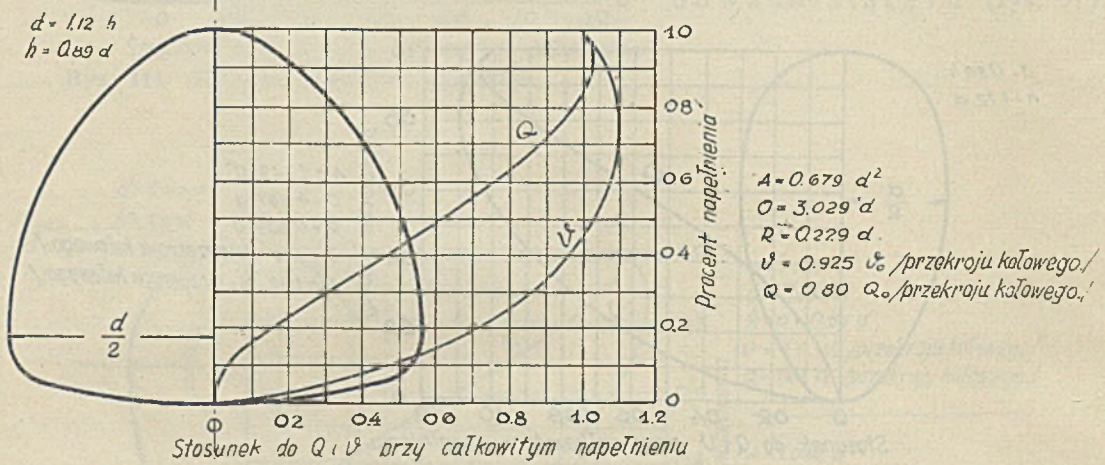


Rys. 119. Krzywe sprawności przekroju podkowiastego.

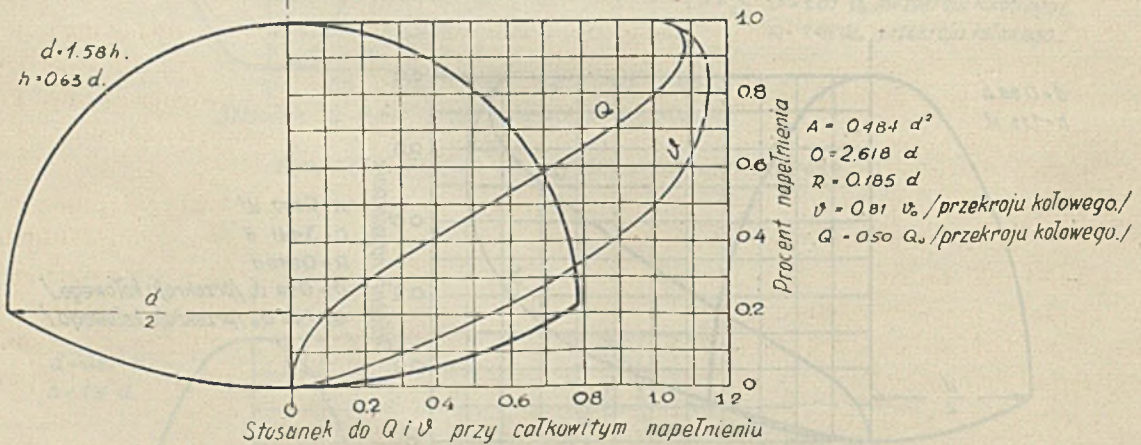
Zbieracze dla ich wyróżnienia kreśli się liniami grubszymi. Na planie zaznacza się kółkami miejsca studzienek złączowych oraz wszystkie obiekty uzbrajające sieć. Węzły otrzymują numerację zaznaczoną, jak wyżej powiedziano, na przekrojach podłużnych. Podane być muszą długości przewodów od węzła do węzła, spadek dna kanału, rozmiar przekroju oraz na wszystkich węzłach wpisane prostopadłe do osi przewodów rzędne niwelety dna, jak również na kocówkach oraz w miejscach zmiany spadku.



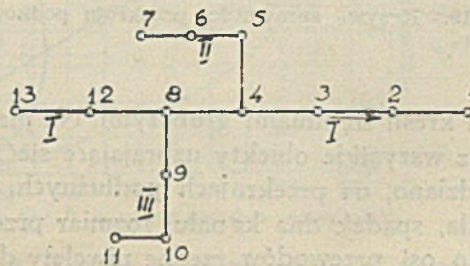
Rys. 120. Krzywe sprawności przekroju podkowiastego.



Rys. 121. Krzywe sprawności przekroju podkowiastego.



Rys. 122. Krzywe sprawności przekroju nieckowego.



Rys. 123. Numeracja kanałów i studzienek.

V. 6. UZBROJENIE SIECI PRZEWODÓW KANALIZACYJNYCH.

Sieć przewodów kanalizacyjnych wymaga dla umożliwienia jej ciągłej i niezakłóconej pracy szeregu urządzeń. Urządzenia te, stanowiące sobą pewne obiekty budowlane umożliwiające spełnienie postawionego kanalom zadania i jednocześnie umożliwiające dozór nad ich pracą i stanem, zwą się krótko uzbrojeniem sieci. Do uzbrojenia tego mogą należeć:

- | | | |
|---|---|---|
| studzienki żłazowe (rewizyjne), | } | Stanowią one nieodzowne i najliczniej spotykane obiekty budowlane uzbrajające sieć. |
| wpusty uliczne, | | |
| światliki, | | |
| spoczniki, | | |
| zsypy śniegowe, | | |
| studzienki spadowe, | | |
| przelewy burzowe, w niektórych wypadkach zastępowane przez tak zwane rozdzielacze (separatory), | | |
| kanały ulgi, | | |
| zbiorniki wyrównawcze, | | |
| chwytacze rumowiska, | | |
| połączenia kanałów, | | |
| przepusty, syfony (odwrócone), | | |
| wyloty i zamknięcia przeciwpowodziowe, | | |
| urządzenia do płukania sieci, | | |
| urządzenia do przewietrzania. | | |
| stacje przepompowywania ścieków. | | |

Nie wszystkie wyliczone wyżej obiekty budowlane znajdować się będą na każdej sieci przewodów kanalizacyjnych. Umieszczone będą one w razie potrzeby stosownie do miejscowych warunków. W wypadku najprostszym uzbrojenie sieci będzie się składać z: studzienek żłazowych, wpustów ulicznych, połączeń kanałów, wylotów oraz, jeśli sieć jest jednolita, przelewów burzowych.

V. 6-a. Studzienki żłazowe.

Studzienki żłazowe umożliwiają dostęp do kanałów, zejście na poziom dna kanału w celu sprawdzenia jego stanu oraz w razie potrzeby dokonania jego napraw, względnie oczyszczenia. Służą one dalej przy przewodach o mniejszych wymiarach do umożliwienia zmiany kierunku, połączenia przewodów, zmiany przekroju, większej zmiany spadku, jak również w wielu wypadkach i do przewietrzania kanałów.

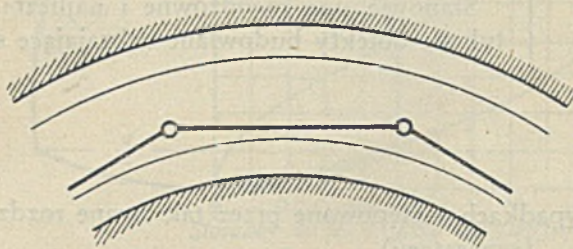
Ustawiane są w punktach węzłowych oraz zmiany kierunku w płaszczyźnie pionowej lub poziomej. Kanały nieprzelazowe powinny być prowadzone pomiędzy sąsiadującymi studzienkami, jako odcinki proste w celu umożliwienia przejrzenia odcinka i stwierdzenia jego stanu. Gdy odcinki proste kanałów między węzłami są zbyt długie, muszą być wstawione dodatkowe studzienki. Zakłada się je w odległościach od 50 do 150 m, na kanałach o mniejszych wymiarach w odstępach mniejszych. Na kanałach przelazowych odległości się powiększa. Najodpowiedniejsze odległości są następujące:

Srednica przewodu	Kanały wód brudnych	Kanały deszczowe i sieci jednolitej
0,2 — 0,25 m	50 — 60 m	60 — 75 m
0,3 — 0,35 m	55 — 70 m	65 — 80 m
0,4 — 0,45 m	60 — 70 m	70 — 80 m
0,5 — 0,60 m	65 — 80 m	75 — 90 m
0,6 — 1,50 m	70 — 90 m	80 — 100 m
przelazowe 1,50 m	100 — 150 m	150 m

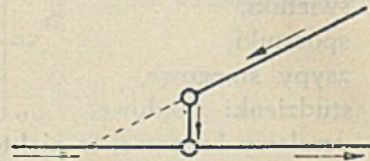
Częstokroć wyżej podane odstępki zmniejsza się. Może się to zdarzyć na odcinkach krzywoliniowych, które rozbite być muszą na odcinki proste tak, by os kanału nie podchodziła pod chod-

nik (rys. 124), oraz na połączeniach kanałów, gdy spotykają się one pod kątem rozwartym (pod włos). Wówczas należy zmianę kierunku wykonać przy pomocy dwóch studzienek (rys. 125).

Studzienki umieszcza się przeważnie w linii kanału; w wypadku mniejszych przekrojów w osi przewodów (rys. 126), zaś w wypadku kanałów większych przelazowych z boku tak, że jedna ze ścian kanału jest wydłużona do góry (rys. 127). Rzadziej umieszcza się je pod chod-



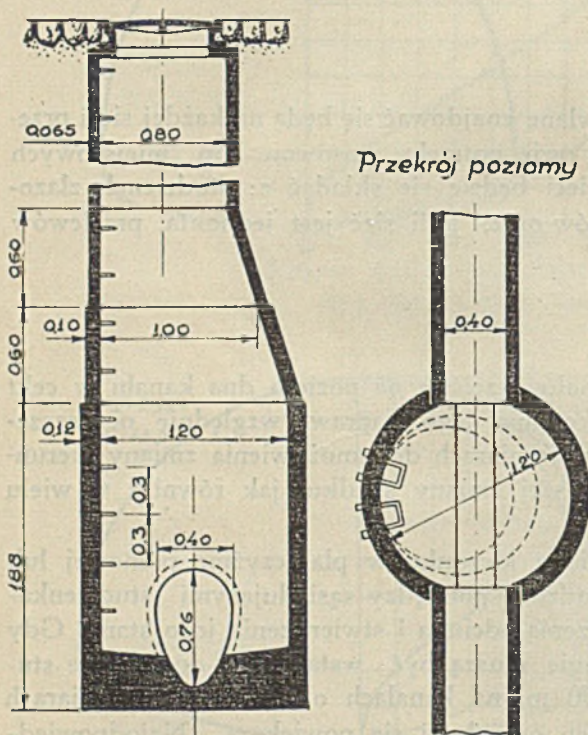
Rys. 124.



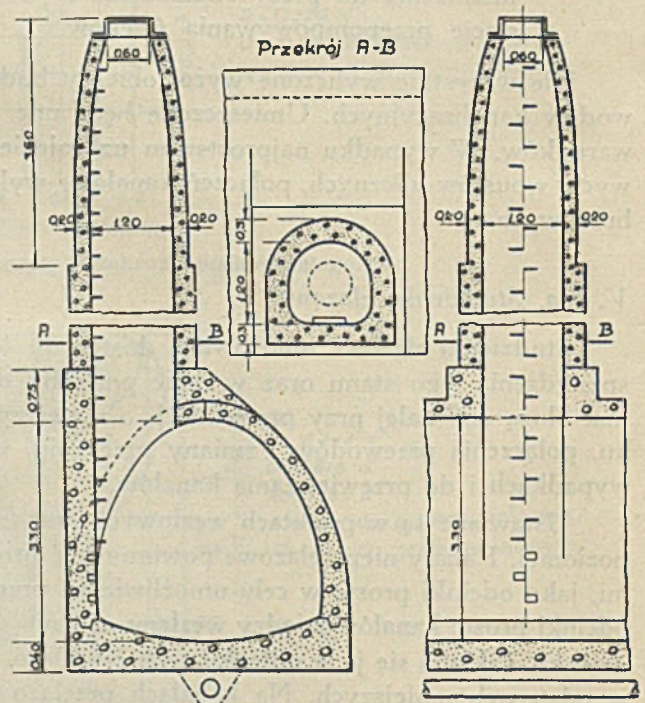
Rys. 125.

nikami i łączy dojściem z kanałem (rys. 128). Rozwiązanie takie daje się w specjalnych warunkach w kanałach o silnym przepływie wód ściekowych. Często też duży ruch uliczny zniwala do przesunięcia studzienki z nawierzchni ulicznej na chodnik. Kanalizacja rozdzielona wymaga

Przekrój pionowy



Rys. 126. Betonowa studzienka złączowa nad kanałem 0,40 × 0,76 m.



Rys. 127. Betonowa studzienka złączowa w Newark nad dużym kanałem.

podwójnej ilości studzienek, względnie wywołuje potrzebę budowy złożonych studzienek, obsługujących jednocześnie przewody wody brudnej i deszczowej. Często do kanałów tych zejścia są oddzielne, chociaż konstrukcyjnie obie studzienki stanowią jedną całość (rys. 129).

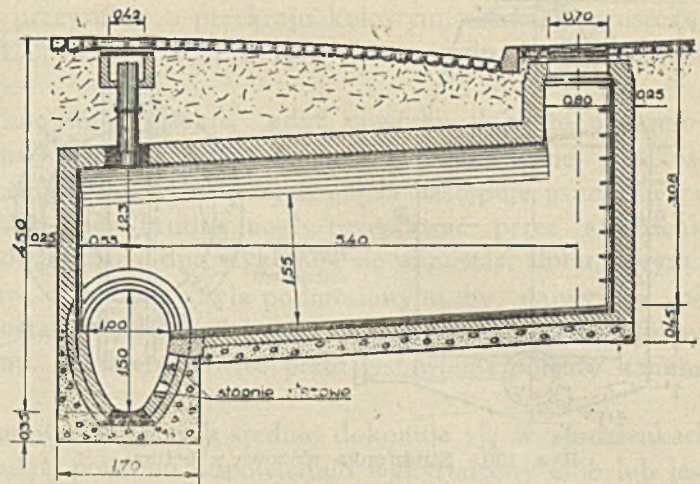
Budowa studzienek powinna być jak najbardziej celowa i oszczędna, ma ona duży wpływ na koszt wykonania kanałów z uwagi na dużą liczbę studzienek, szczególnie na sieci przewodów mniejszych — do 20 na 1 km. Zwykle w poszczególnych miastach są one znormalizowane.

Kształt studzienek w przekroju poziomym jest przeważnie kołowy, choć również spotykają się eliptyczne lub prostokątne. Część dolna na wysokości człowieka 1,80 — 1,90 m ma wymiar większy 1,2 — 1,5 m. U wierzchu przekrój jest zwężony do wymiaru otworu włączowego o średnicy 0,60 m. Część górna łączona jest ze spodem wąską szyją i przejściem stożkowym z wymia-

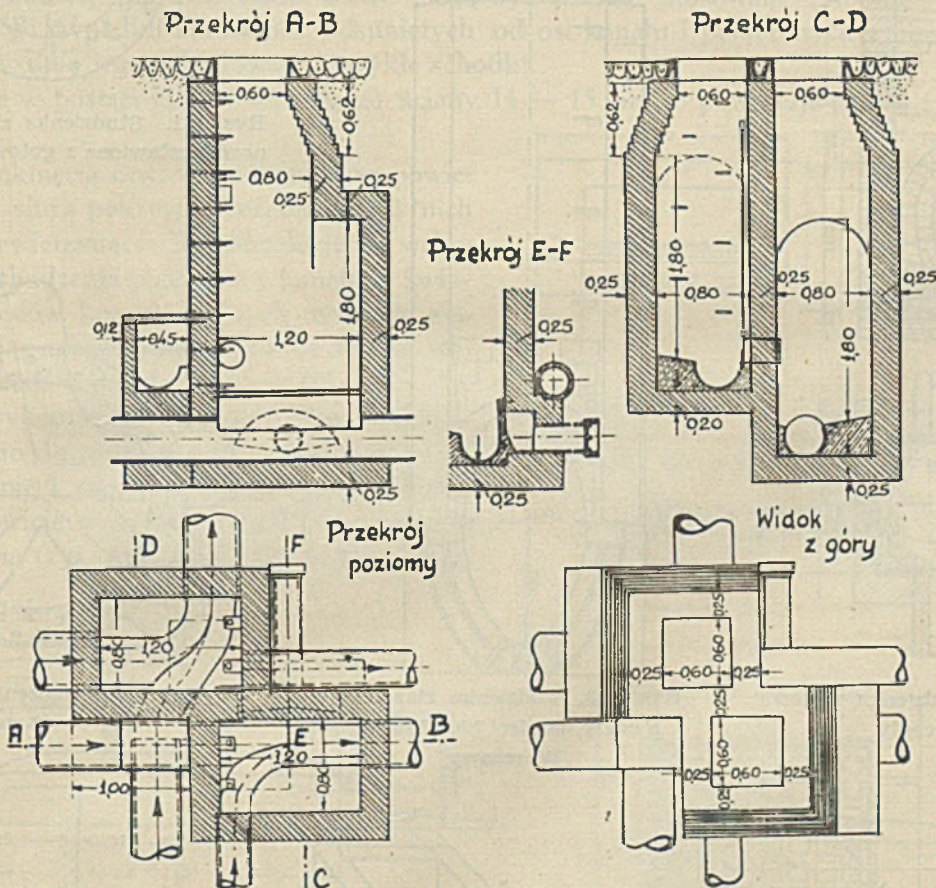
ru szyi do wymiaru części dolnej. Najdogodniej dla zejścia jest wykonać niesymetryczne przejście stożkowe tak, by jedna ze ścian na całej wysokości była pionowa. Przy mniejszych głębokościach i krótkiej szyi można pozostawić ją o wymiarze otworu wjazdowego, na większych głębokościach, aby zejście nie było zbyt utrudnione, należy wymiar jej powiększać do 0,70 — 0,80 m.

W dawniej wykonanych sieciach kanalizacyjnych stosowano częstokroć do budowy studzienek ten sam materiał, z którego budowane były przewody, a więc kamionkę, cegłę. Obecnie prawie powszechnie buduje się je z betonu, jako materiału, któremu bez trudności nadać można dowolny kształt, oraz tańszego od poprzednich. Dno studzienki wykonywa się prawie zawsze z betonu.

Studzienki z kamionki ustawiane były nad rurami kamionkowymi na dnie betonowym. Składają się z odcinków rur kamionkowych o długości 0,7 m i średnicy 0,60 — 0,80 m, połączo-



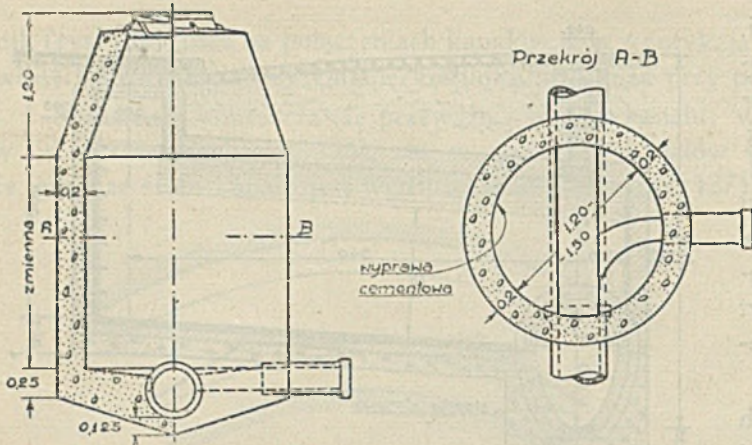
Rys. 128. Boczny zjazd do kanału.



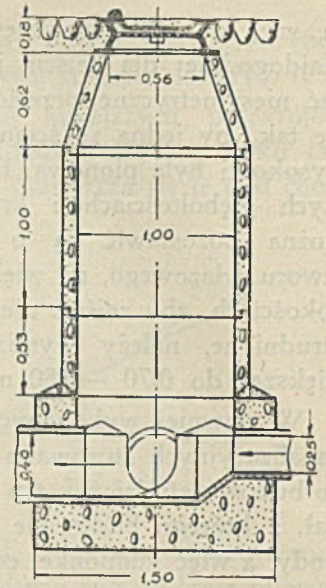
Rys. 129. Studzienki zjazdowe na sieci rozdzielonej.

nych na kielichy uszczelnione asfaltem lub cementem. Ze względu na zbyt mały przekrój są bardzo niedogodne, wyszły więc prawie całkowicie z użycia.

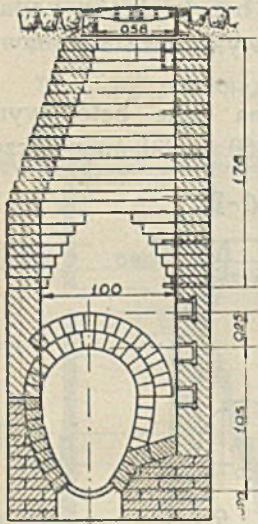
Betonowe studzienki wykonywane są całkowicie z betonu ubijanego w wykopie (rys. 130) lub mogą być całkowicie względnie od pewnego poziomu zestawiane z gotowych kręgów, łączonych na wpust i uszczelnianych zaprawą cementową (rys. 131).



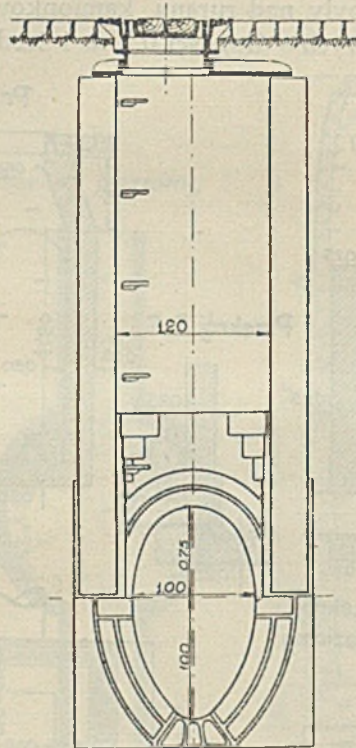
Rys. 130. Studzienka żłazowa z betonu ubijanego w wykopie.



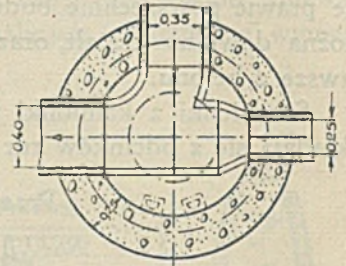
Rys. 131. Studzienka żłazowa betonowa zestawiona z gotowych kręgów.



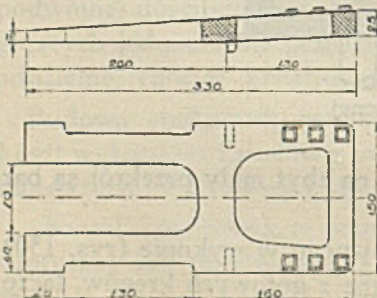
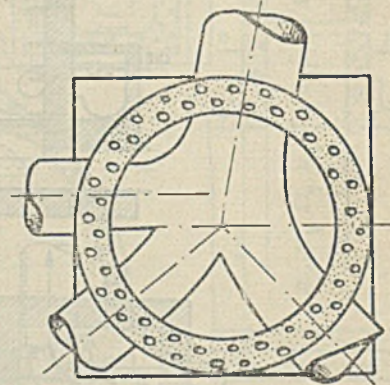
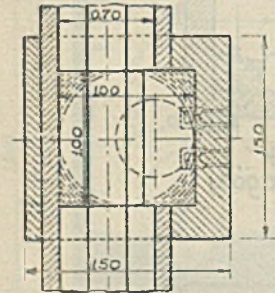
Rys. 132. Studzienka żłazowa z cegły.



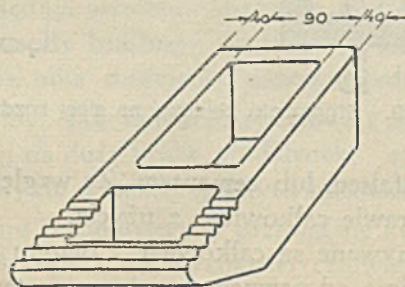
Rys. 133. Studzienka żłazowa z cegły na sieci kanalizacji Warszawy.



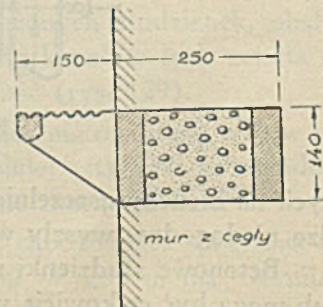
Rys. 134. Połączenie kanałów w studzence



Rys. 135. Stopień żeliwny.



Rys. 136. Stopień kamionkowy.



Studzienki z cegły wykonywane są przeważnie o przekroju kołowym, rzadziej prostokątnym o grubości ścian w 1-ną cegłę (rys. 132, 133), przy czym do wykonania dna stosuje się również cegłę lub, jak obecnie, częściej beton.

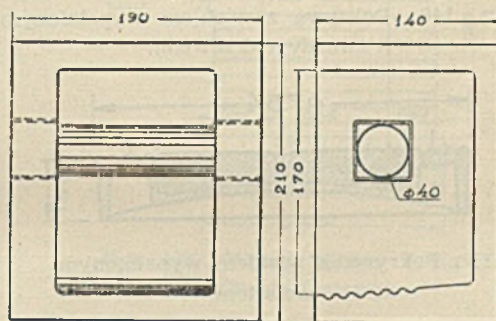
Dno studzienki nie powinno być wykonywane płaskie, gdyż powodowałoby to nieciągłość w przepływie ścieków i niepotrzebne straty. Rozlewające się ścieki przy zmniejszonej prędkości osadzać będą na dnie cięższe zanieczyszczenia, z powodu których gnicia następuje psucie się powietrza w studzience i w jej otoczeniu. Aby ścieki brudne mogły przepływać przez studzienkę bez zakłóceń, szczególnie przy mniejszych ilościach, dno wykonuje się w postaci żłobu, o wymiarach dostosowanych do przekroju kanałów, z bokami o tyle podniesionymi, by najwyższy odpływ posuszny mieścił się w żłobie. Pozostałą część dna daje się z silnym spadkiem ku żłobowi 1:3 — 1:10. Żłób wykonuje się z betonu, klinkieru lub też przez wstawienie półrury kamionkowej.

Zmiany kierunku, połączenie przewodów mniejszych średnic dokonuje się w studzienkach, przy czym wówczas również dno posiadać powinno odpowiednio wykształcony żłób lub jeśli połączenie kanałów następuje w poziomie, łagodnie łączące się koryta idące w przedłużeniu osi spotykających się kanałów (rys. 134).

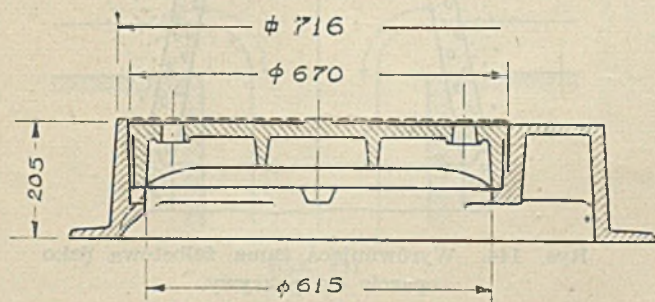
Do zejścia z powierzchni na spód studzienki służą stopnie umieszczone na ścianie pionowej szybu lub najbardziej zbliżonej do pionu, w odstępach 0,30 m. Wykonywane są one w postaci klamer z okrągłego żelaza ($\varnothing 15 - 20$ mm) (rys. 126) lub z żeliwa, jako znormalizowany odlew (rys. 135). Wymagają one stałej opieki, asfaltowania, gdyż pod wpływem powietrza kanałowego żelazo bardzo szybko rdzewieje. Z tych względów stosuje się również stopnie z kamionki (rys. 136). Poniżej linii zwierciadła wody mogą być również stosowane stopnie skrzynkowe (rys. 137). W wypadku studzienek odsuniętych od osi kanału i połączonych z nim korytarzem mogą być w dnie jego wbudowane zwykłe schodki.

Stopnie w postaci klamer wystają ze ściany 14 — 15 cm, co powoduje pewne zwężenie szyi żelazowej.

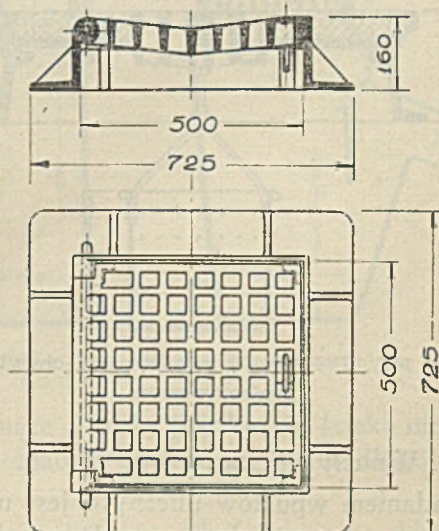
Do zamknięcia otworu studzienki w powierzchni ulicy służą pokrywy. Pożądane są w nich otwory przewietrzające dla umożliwienia wchodzenia i wychodzenia powietrza z kanałów. Światło ze względów konstrukcyjnych możliwie małe. Za wymiar najmniejszy uważa się 55 cm, stosują się jednak i światła większe 60 — 70 cm. Pokrywy wykonywane są jako odlew żeliwny. Odpowiednio do rodzaju ruchu stosują się typy lekkie, średnie i ciężkie. Mogą być wykonywane całkowicie z żeliwa z wiekiem żeliwnym prążkowanym (rys. 138) względnie w kratę (rys.



Rys. 137. Stopień skrzynkowy z kamionki.



Rys. 138. Pokrywa z wiekiem żeliwnym prążkowanym.

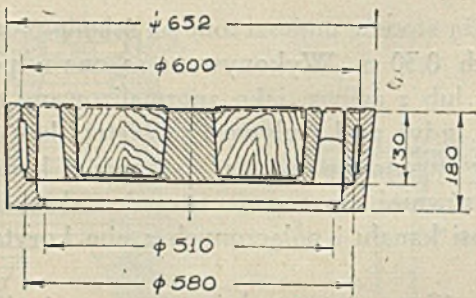


Rys. 139. Pokrywa z wiekiem żeliwnym w postaci kraty.

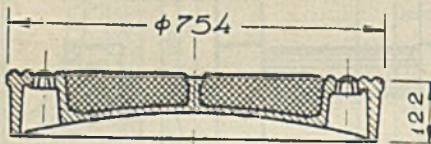
139) lub z wiekiem wypełnianym twardym drzewem (rys. 140) lub asfaltem (rys. 141). Te ostatnie są bardziej pożądane ze względu na bezpieczeństwo ruchu.

Wiekno powinno być zaopatrzone w otwory wietrzące, aby powietrze przy silnym napływie wody deszczowej mogło z dostateczną szybkością wypływać z przewodów, zaś przy opadającej wodzie wchodzić. Niektóre konstrukcje przewidują podwieszanie pod nimi wiader (rys. 142, 143) dla chwytania zanieczyszczeń, mogących się przez otwory dostać do kanału. Wiadra takie są całkowicie zbyteczne i raczej powodują zwiększenie możliwości zanieczyszczeń kanałów, gdy niesumienne obsługa przy otwieraniu studzienek całą zawartość naczynia wyrzuca do kanału.

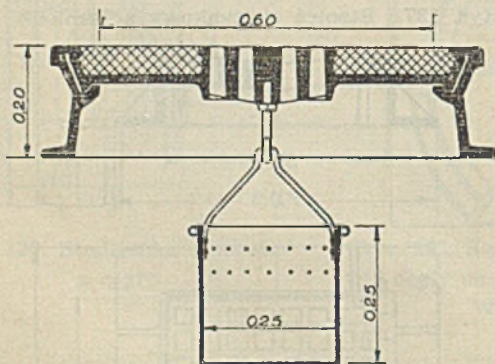
Wysokość oparcia pokrywy powinna umożliwiać ułożenie aż do styku z nią normalnej grubości nawierzchni. Kołowe pokrywy zajmują mniej miejsca w powierzchni ulicy, jednak przy niektórych brukach są trudniejsze do obudowania. Wiekno powinno ściśle przylegać na wszystkich krawędziach obwodu do oparcia, ażeby w czasie przejazdu po nim wozów nie mogło powstawać nieprzyjemne klekotanie wieka wywołujące hałas. Zwracać należy uwagę na staranne i wszechstronne oparcie ramy pokrywy na głowie studzienki. Częstokroć studzienek nie wyprowadza się do samego wierzchu. Jako wyrównanie daje się dwie warstwy cegły, służące jako podkład pod pokrycie. Ostatnio wykonuje się wyrównanie w postaci ramy żelbetowej (rys. 144).



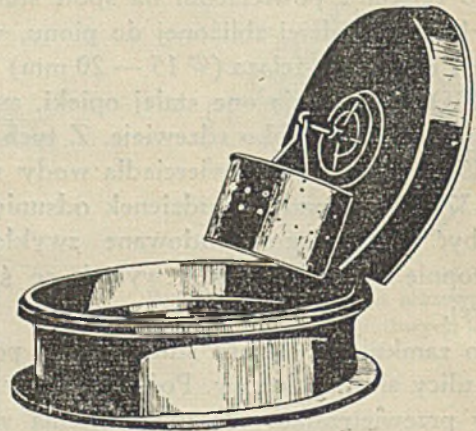
Rys. 140. Pokrywa z wiekiem wypełnionym twardym drzewem.



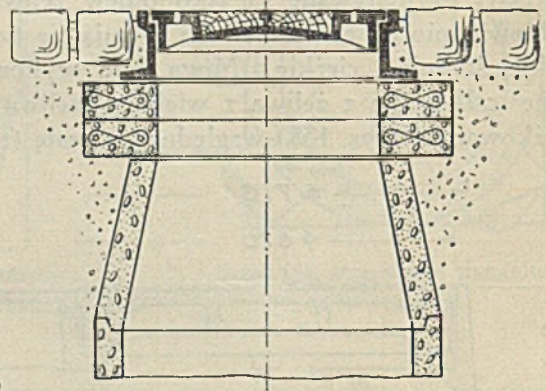
Rys. 141. Pokrywa z wiekiem wypełnionym asfaltem.



Rys. 142. Pokrywa z wiadrem do chwytania zanieczyszczeń.



Rys. 143. Pokrywa z wiadrem do chwytania zanieczyszczeń.



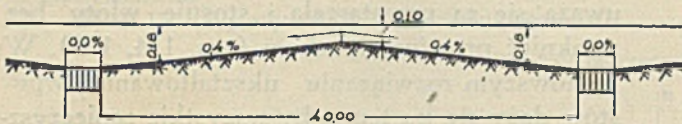
Rys. 144. Wyrównująca rama żelbetowa jako oparcie dla pokrywy.

V. 6-b. Wpusty uliczne.

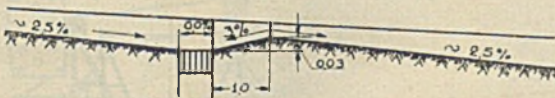
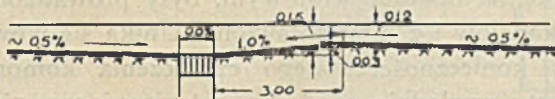
Zadaniem wpustów ulicznych jest uchwycenie wód deszczowych, płynących po powierzchni ulic i wprowadzenie do przewodów podziemnych. Przez odpowiednie ukształtowanie przekroju ulicy doprowadza się wody deszczowe do otwartych rynsztoków, uzyskiwanych przez różnicę wysokości środka jezdni i jej krawędzi przy chodniku. Tymi rynnami płyną wody deszczowe do miejsc najniższych, w których umieszcza się wpusty. Najodpowiedniejszymi miejscami są naroża

ulic. Przy większych jednak długościach bloku domów należy umieszczać dodatkowo wpusty pomiędzy narożami. Zdolność przepływu stosowanych powszechnie wpustów wynosi ~ 20 litr/sek.

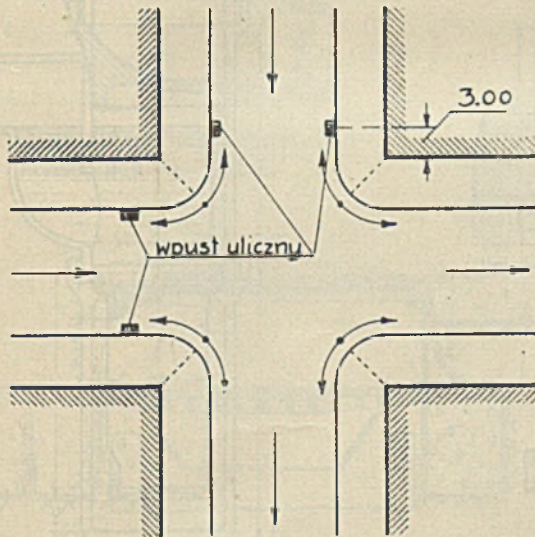
Odstęp wpustów zależy od wielkości powierzchni przez nie odwadnianej. Nie powinna ona być większa niż 500—700 m². Z tego warunku określa się odległość pary naprzeciwko siebie leżących wpustów na 30—100 m. Odstęp zależy również od spadku podłużnego ulicy. Jako najmniejszy spadek rynsztoka przyjmuje się 0,4‰. W wypadku ulic idących w poziomie krawężnik otrzymuje zmienne wysokości, przy czym uważa się za graniczne wartości 10 do 18 cm. Przy założeniu dwustronnego spadku rynsztoka odległość wpustów nie może być wobec powyższego większa niż 40 m (rys. 145). Ze względu jednak na niedogodności przy przechodzeniu ulic, wynikające z nierównej wysokości krawężnika, szczególnie w porze wieczornej i nocnej, należy się starać, by ulice nie były prowadzone w poziomie, a co najmniej ze spadkiem 0,4‰. Na większych spadkach rynsztok biegnie równoległe do linii spadku ulicy, zaś krawężniki otrzymują równe wysokości. Jednak przy silnych spadkach należy obniżyć nieco miejsce wlotu i na krótk-



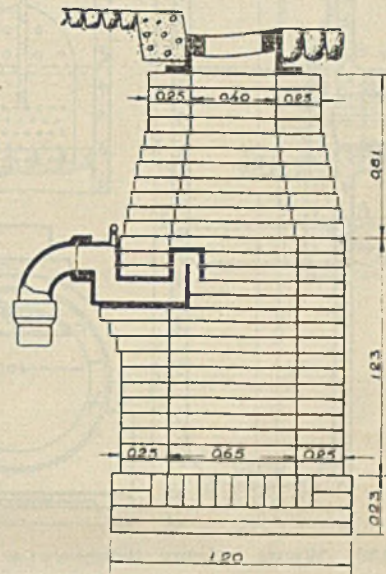
Rys. 145.



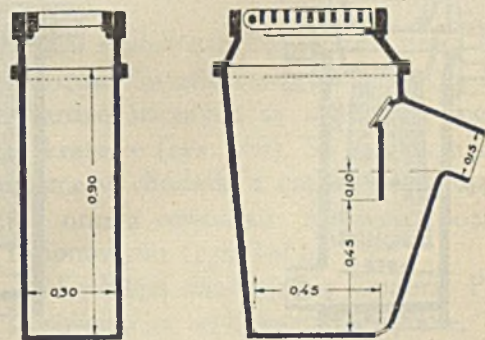
Rys. 146.



Rys. 147.



Rys. 148. Wpust uliczny z cegły w Charlottenburgu.



Rys. 149 Wpust uliczny z żeliwa.

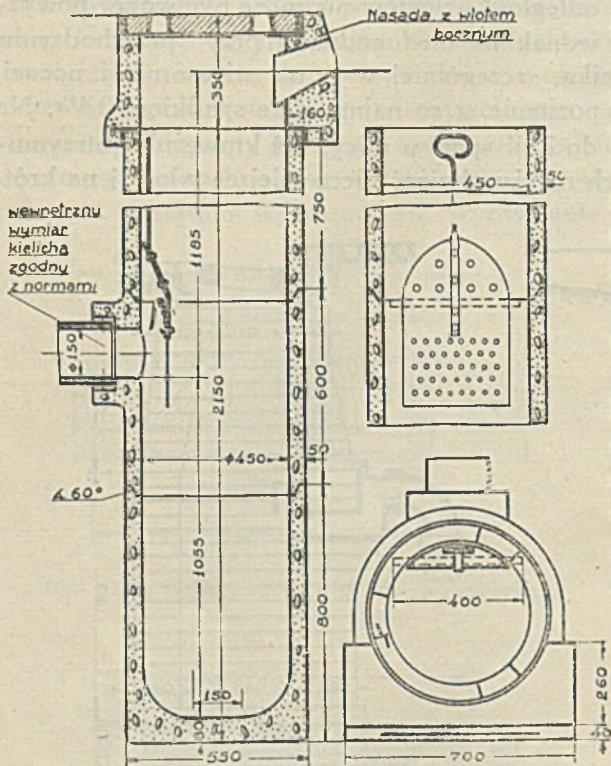
kiej długości za nim dawać spadek odwrótny, by płynące z dużą prędkością ścieki nie miały możliwości przeskoczenia otworu wlotowego. Wystarczy spadek odwrótny 3‰ na długości 1 m (rys. 146).

Ze względu na ruch liczba wlotów powinna być w możliwy sposób ograniczona. Umieszcza się je więc przede wszystkim przy rogach ulic, nieco przesunięte w stronę napływającej wody, tak by przejście dla pieszych pozostawało możliwie wolne od wody, najlepiej tuż powyżej rogu budynków (rys. 147). Odcinki pozostałe dzielimy na odstępy zgodnie z wyżej powiedzianym.

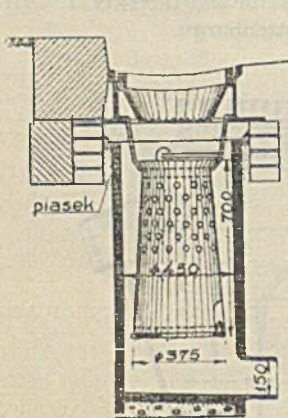
Wpust uliczny, jak również i podwórzowy składa się z trzech części: wlotu, komory i przewodu doprowadzającego do kanału ulicznego. Jako materiał stosowana była w dawniejszym wykonaniu cegła (rys. 148), rzadko ze względu na duży koszt żeliwo (rys. 149), obecnie stosuje się powszechnie beton (rys. 150) i kamionkę (rys. 151, 152).

Istnieje duża różnorodność typów. Ze względu na dużą liczbę wpustów w sieci miejskiej powinny być stosowane z uwagi na koszt konstrukcje możliwie proste i znormalizowane.

Rozróżnić można trzy zasadnicze typy. Najbardziej złożony jest typ z zamknięciem przeciw zapachom oraz zbiornikiem do chwywania cięższych zanieczyszczeń (rys. 153). Ze względu na to, że przy należycie założonej sieci, przy odpowiednich spadkach kanałów i ich przekrojach oraz przewietrzaniu przy pomocy połączeń domowych nie zachodzi obawa przykrych objawów psucia się powietrza w kanale i w sąsiedztwie otworów prowadzących do nich (ścieki w stanie świeżym szybko odpływają), obecnie budowę poprzednią uważa się za przestarzałą i stosuje wloty bez zamknięć przeciw zapachom (rys. 154, 155). W najnowszym rozwiązaniu ukształtowania wpustów dąży się ku temu, by wszystkie zanieczyszczenia uliczne, które zdolne są przejść przez kratkę na otworze wlotowym, były prowadzone do kanałów i z nimi spławione. Unika się wówczas konieczności stałego czyszczenia komory wpustu względnie wiaderka, zatrzymującego piasek, muł i cięższe śmieci (rys. 156, 157).

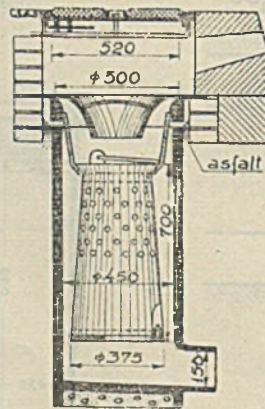


Rys. 150. Wpust uliczny betonowy w Berlinie.

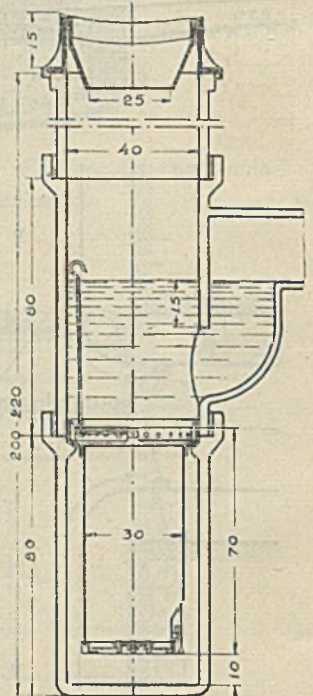


Rys. 151.

Wpusty uliczne z kamionki.



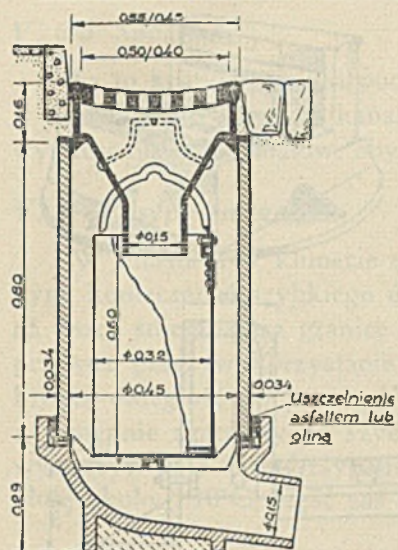
Rys. 152.



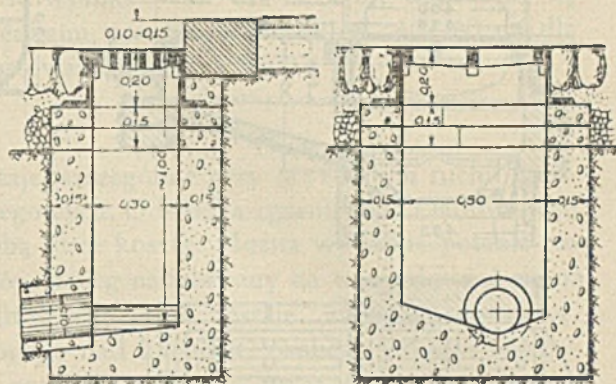
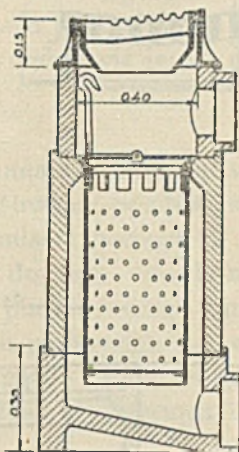
Rys. 153. Wpust uliczny ze zbiornikiem do chwywania cięższych zanieczyszczeń i z zamknięciem wodnym.

Głębokość budowy dawniejszego wykonania wynosiła 1,8–2,2 m, najnowszych 0,5–0,8 m.

Otwór wlotowy chroniony kratką umieszcza się w linii rynsztoka lub też czasami obok pod chodnikiem. W wypadku pierwszym napływające ścieki wchodząc do wpustu zmieniają kierunek w płaszczyźnie pionowej; w wypadku drugim zmiana kierunku następuje dwukrotnie, początkowo w płaszczyźnie poziomej, następnie pionowej. Wloty takich wpustów posiadają otwór w krążniku (rys. 158 i 159). Wloty w rynsztoku muszą być chronione mocną kratą, znormalizo-



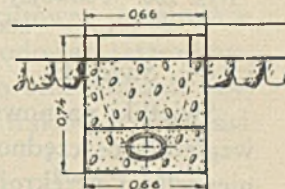
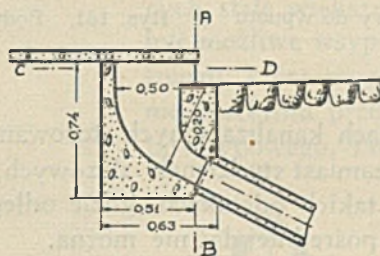
Rys. 154 i 155. Wpusty uliczne bez zamknięcia wodnego.



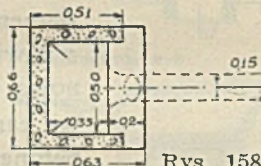
Rys. 156. Betonowy wpust uliczny bez zamknięcia wodnego nowszej konstrukcji.

Przekrój poprzeczny w osi

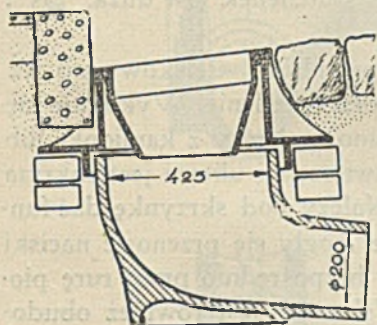
Przekrój A-B



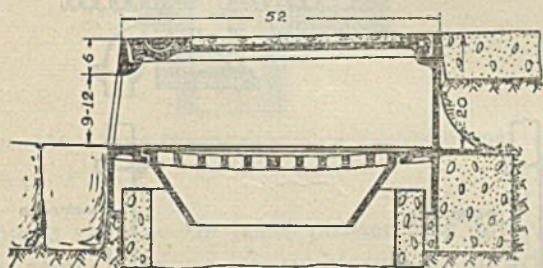
Przekrój C-D



Rys. 158. Wpust uliczny pod chodnikiem.



Rys. 157. Wpust uliczny nowszej konstrukcji w Dreźnie.

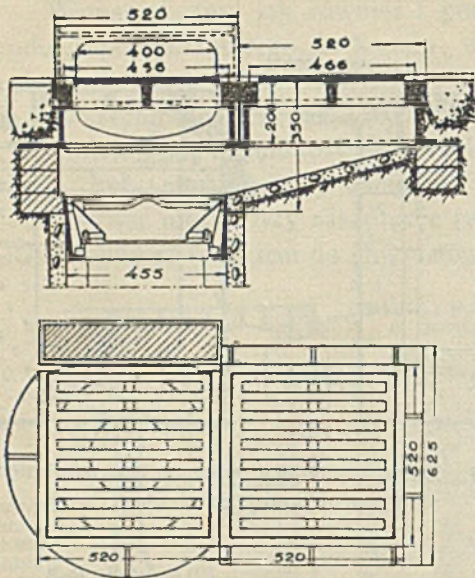


Rys. 159. Wpust uliczny pod chodnikiem.

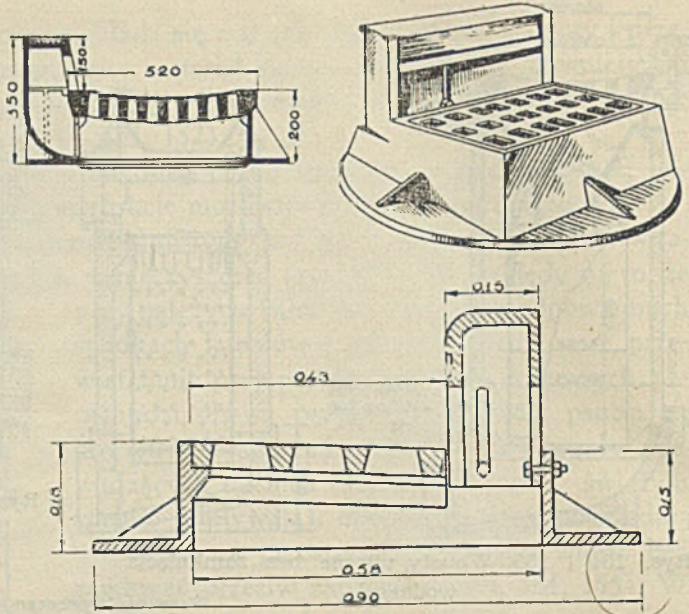
waną, dla umożliwienia przejazdu przez nie ciężkich wozów. Światło otworów 3—4 cm. Na ulicach bardzo stromych są stosowane podwójne wloty kratowe (rys. 160). Są w użyciu również wstawiane w chodnik, z częścią zastępującą krawężnik oraz z otworami zarówno poziomymi jak i pionowymi (rys. 161).

Pod wlotem znajduje się komora. Przeważnie stosowane są wykonania fabryczne. W wykonaniu, które nie przewiduje chwytania zanieczyszczeń, zwraca się ona lejowato do otworu, do którego przyłącza się przewód doprowadzający wody do kanału. W wykonaniu przewidującym chwytanie zanieczyszczeń albo gromadzi się je w dolnej części komory przez umieszczenie otworu wyjściowego w określonym poziomie nad dnem, lub do chwytania liści, piasku itd. służy naczynie z otworami, które w konstrukcjach głębszych umieszczane jest w dole, w płytkich podwieszane pod wlotem.

Otwór wyjściowy daje się przeważnie o średnicy 150 mm, niektóre kanalizacje przewidują średnicę 200 mm.



Rys. 160. Podwójny wlot kratowy do wpustu ulicznego.

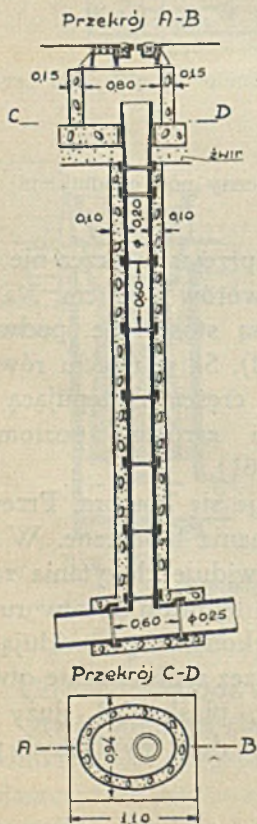


Rys. 161. Podwójny wlot górny i boczny do wpustu ulicznego.

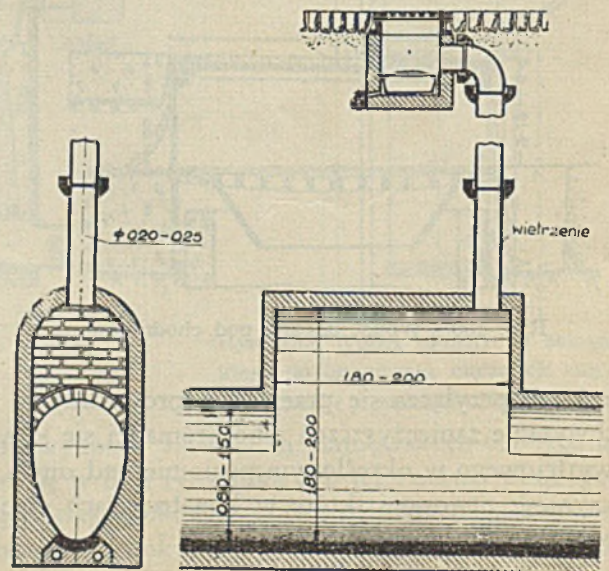
V. 6-c. Świetliki.

Świetliki na nowszych sieciach kanalizacyjnych stosowane są na ogół rzadko. Ustawia się je ze względów oszczędnościowych zamiast studzienek żaluzjowych, częstokroć na końcówce kanału o niewielkim przekroju, lub na takich odcinkach, gdzie odległość od studzienek jest duża, zaś z pewnych względów studzienki pośredniej dać nie można.

Świetliki mają za zadanie umożliwić obserwację bezpośrednią przepływu ścieków lub też z sąsiedniej studzienki przez opuszczenie do kanału lampy i jego prześwietlenie. Wykonuje się świetliki przez wstawienie w kluczu kanału wpustu i nastawienie pionowej rury z kamionki lub betonu o średnicy 15 — 25 cm. Pionowa rura kończy się niżej nawierzchni ulicy i jest zakryta skrzynką uliczną. Należy pod skrzynkę dać fundament tak, by nie mogły się przenosić naciski z nawierzchni ulicy bezpośrednio przez rurę pionową na kanał. Wskazana jest również obudowa kanału w miejscu nastawionej rury i jej spodu betonem (rys. 162).



Rys 162. Świetlik kanałowy.



Rys. 163. Spocznik.

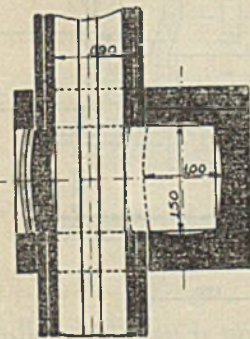
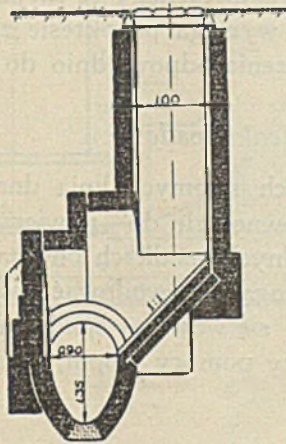
V. 6-d. Spoczniki.

Są to krótkie odcinki podwyższonego kanału do wysokości 1,8—2,0 m, które umieszcza się w trudnych do przejścia kanałach pomiędzy studzienkami, w odległości około 40—60 m, dla wygody obsługi kanałów, aby umożliwić jej wyprostowanie się (rys. 163).

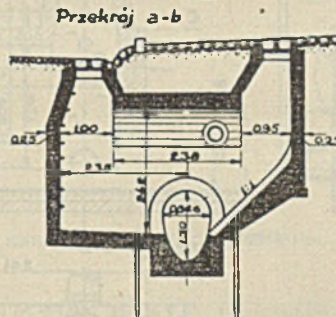
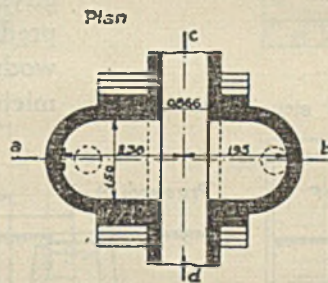
V. 6-e. Zsypy śniegowe.

W miastach w klimacie umiarkowanym powstaje, szczególnie przy ożywionym ruchu ulicznym, konieczność szybkiego usuwania opadów śniegowych. Odwózka zgarnianego i ładowanego na wozy śniegu poza granice miasta pociąga za sobą duże koszty. Można wydatnie potanić ten przewóz przez wykorzystanie do tego celu kanałów. Śnieg naładowany na wozy dowozi się na krótką odległość do pewnych punktów sieci kanalizacyjnej gdzie zostaje zsypyany na ulicę, a następnie zgarnięty do szybu pionowego ustawionego nad kanałem, zwanego zsyphem śniegowym (rys. 164). Część zsyanego do kanału śniegu zostaje roztopiona przez ścieki, mające ciepłość około $+10^{\circ}\text{C}$, część zaś zostaje spławiona w stanie nieroztopionym.

Zsypy śniegowe powinny być umieszczane na przewodach kanalizacyjnych o przekrojach większych, wysokości około 1,20 m, prowadzących stale większe ilości ścieków. Nie powinno być możliwe wsypywanie gwałtowne dużej masy śniegu, która mogłaby spowodować zatarasowanie przekroju przepływowego oraz zatkanie szybu zsyphowego. Ponieważ w trakcie zsypywania



Rys. 164. Zsyp śniegowy w sieci kanalizacyjnej Warszawy.

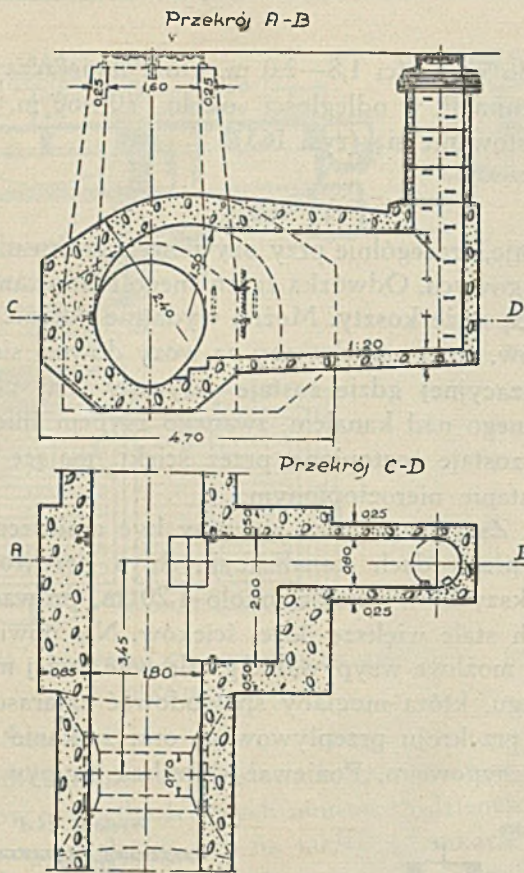


Rys. 165. Zsyp śniegowy w sieci kanalizacyjnej Berlina.

śniegu zajmuje się część powierzchni ulicy, co może spowodować przeszkodę dla ruchu, miejsca do zsypu powinny być wybierane na ulicach szerokich, najlepiej na placach, zieleńcach, względnie na ulicach o ruchu słabszym. Częstokroć na ulicach o silniejszym ruchu otwory zsyphowe przesuwają się z jezdni na chodnik.

Ze względu na to, że część śniegu sływa ze ściekami w stanie nieroztopionym, ostatni zsyp przed stacją przepompowywania względnie oczyszczalnią powinien się znajdować w takiej odległości, by na długości pozostałego odcinka kanału cała ilość śniegu mogła być roztopiona. Na podstawie danych z praktyki odległość taka nie powinna być mniejsza niż 400 m.

W zasadzie każda studzienka złączowa może służyć do zsypu śniegu, jeśli tylko przez nią przepływa dostateczna ilość ścieków do jego roztopienia i spławienia. Ze względu jednak na to, że pożądana jest możliwość spostrzeżeń nad przebiegiem spławiania zwałów śniegu w kanale oraz



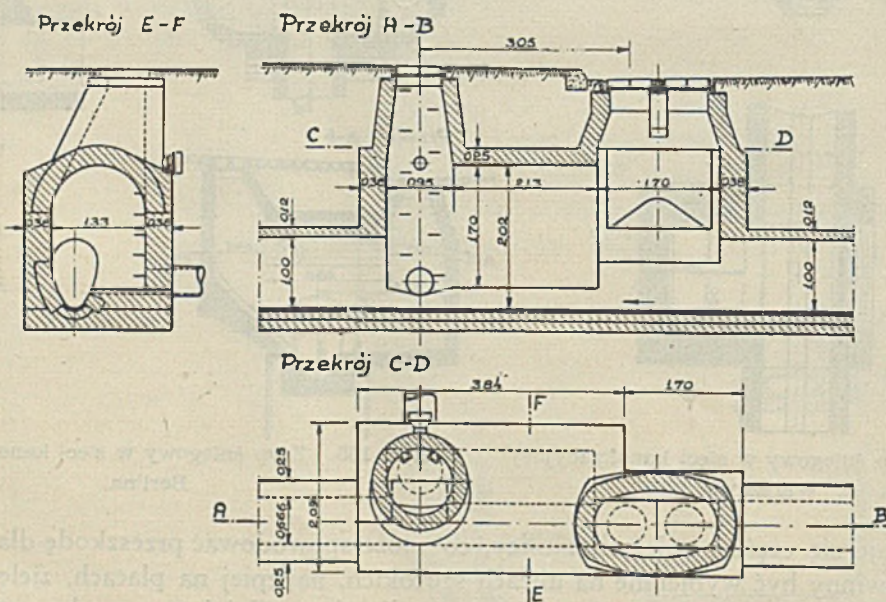
Rys. 166. Zsyp śniegowy w sieci kanalizacyjnej Kolonii.

umożliwienie jego rozgarniania i spychania w dół, buduje się specjalne szyby śniegowe połączone ze złazem (rys. 165—167), zaopatrzonym u dołu w podest, ochroniony z góry od śniegu, z którego robotnik obserwować może względnie kierować równomierność zsypania oraz rozgarniać większe zwaly śniegu, nie dopuszczając do zapchania się kanału. Złaz z podestem umieszcza się na kanale poniżej otworu zsypanego. W niektórych miastach zaopatruje się złaz w przewód wodociągowy, do którego przyłączyć można wąż gumowy. Strumieniem wody z węża roztopia się i rozbija śnieg.

Ze względu na to, że ze śniegiem z powierzchni ulicy mogą dostawać się do kanału większe i cięższe zanieczyszczenia, sieć zaopatrzona w zsypy śniegowe wymaga po okresie zimy przejrzania i oczyszczenia odpowiednio do potrzeby.

V. 6-f. Studzienki spadowe.

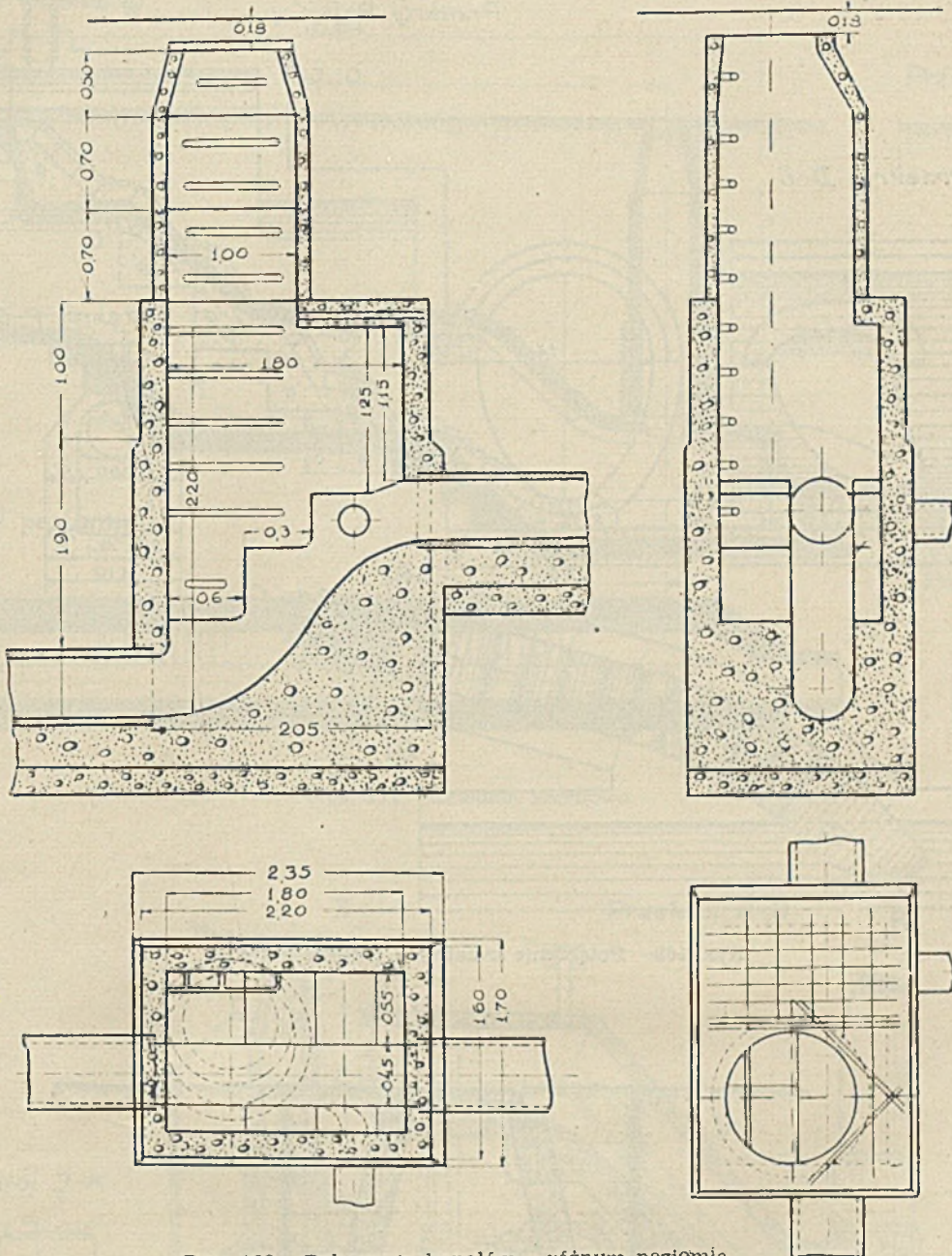
Na ulicach stromych linia dna kanału nie może biec równoległe do powierzchni terenu, gdyż przy silnych spadkach powstają zbyt duże prędkości, mogące powodować niszczenie przewodu. Łamie się wówczas spadek w dogodnych miejscach przy pomocy stopni, dając kanał mię-



Rys. 167. Zsyp śniegowy w sieci kanalizacyjnej Charlottenburga.

dzy stopniami w największym dopuszczalnym spadku. Stopnie takie powstawać mogą również w wypadkach, gdy do przewodu zbierającego, leżącego głębiej, dochodzą płycej założone kanały boczne. Oszczędza się w ten sposób na robotach ziemnych. Na stopniu takim zostaje zniszczony nadmiar energii wody.

Zależnie od wielkości kanałów połączenie odcinków o różnym poziomie i zniszczenie energii wody odbywa się albo w studni spadowej lub przy pomocy odpowiednio ukształtowanej gładkiej (rys. 168) lub zestopniowanej pochylni (rys. 169).

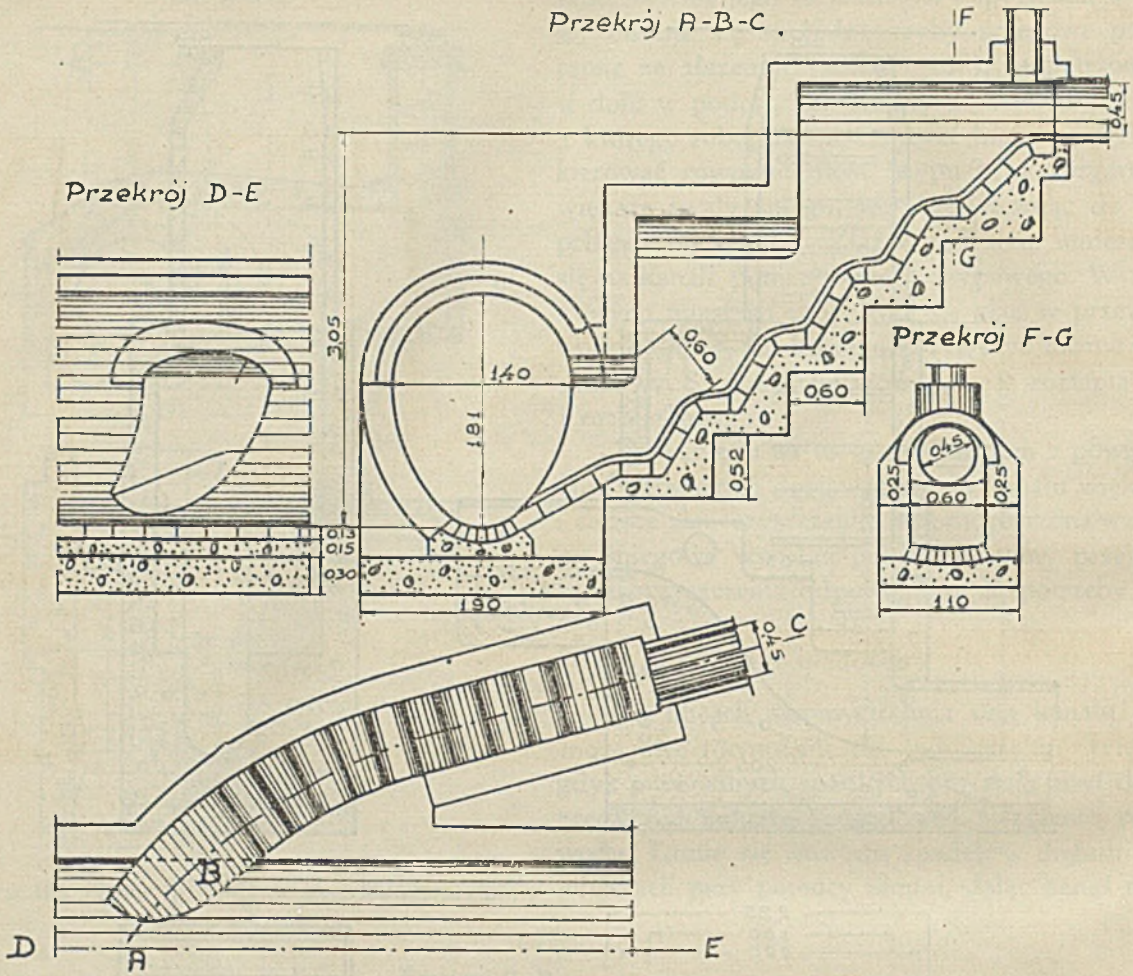


Rys. 168. Połączenie kanałów o różnym poziomie.

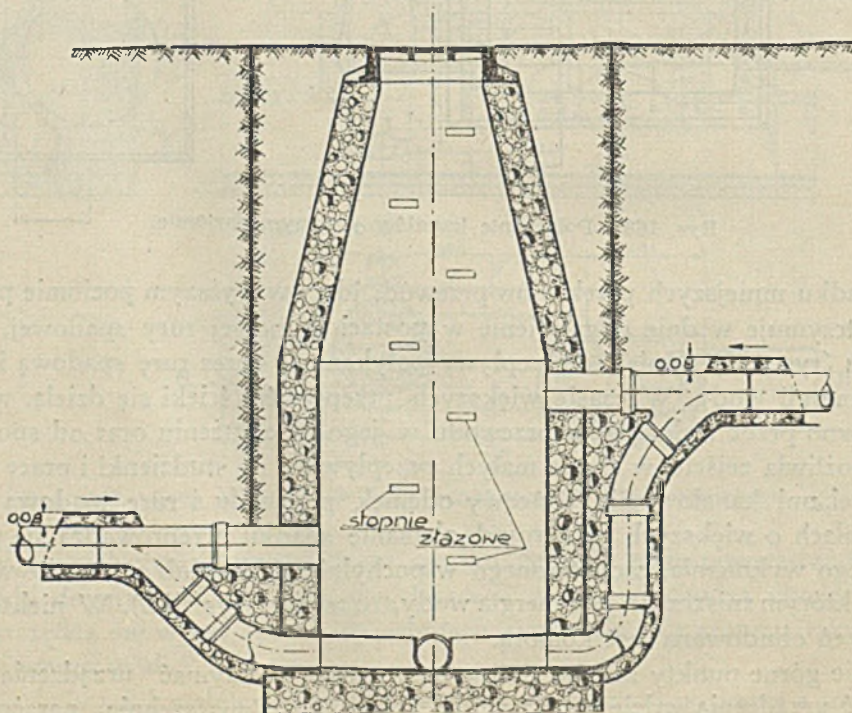
W wypadku mniejszych przekrojów przewodów, idący w wyższym poziomie przed wejściem do studzienki otrzymuje w dnie odgałęzienie w postaci pionowej rury spadowej, mającej wylot u dna kanału (rys. 170). Mniejsze przepływy polykane są przez rurę spadową i w niej następuje zniszczenie energii wody. W czasie większych przepływów ścieki się dzielą, wpływając do studzienki zarówno przez wylot górny przewodu w jego przedłużeniu oraz od spodu. Ukształtowanie takie umożliwia zejście, w czasie małych przepływów, do studzienki i pracę w niej bez obawy natrysku ściekami kanałowymi. Końcowy odcinek przewodu i rurę spadową obetonowuje się.

Na kanałach o większych przekrojach złamanie spadku przeprowadza się przy pomocy bardziej złożonego wykonania, zaopatrzonego w pochylnię gładką lub zestopniowaną (rys. 171), zagłębienie, w którym zniszczona jest energia wody, oraz zjazd (rys. 172). W niektórych wypadkach całość urządzeń obudowana jest komorą.

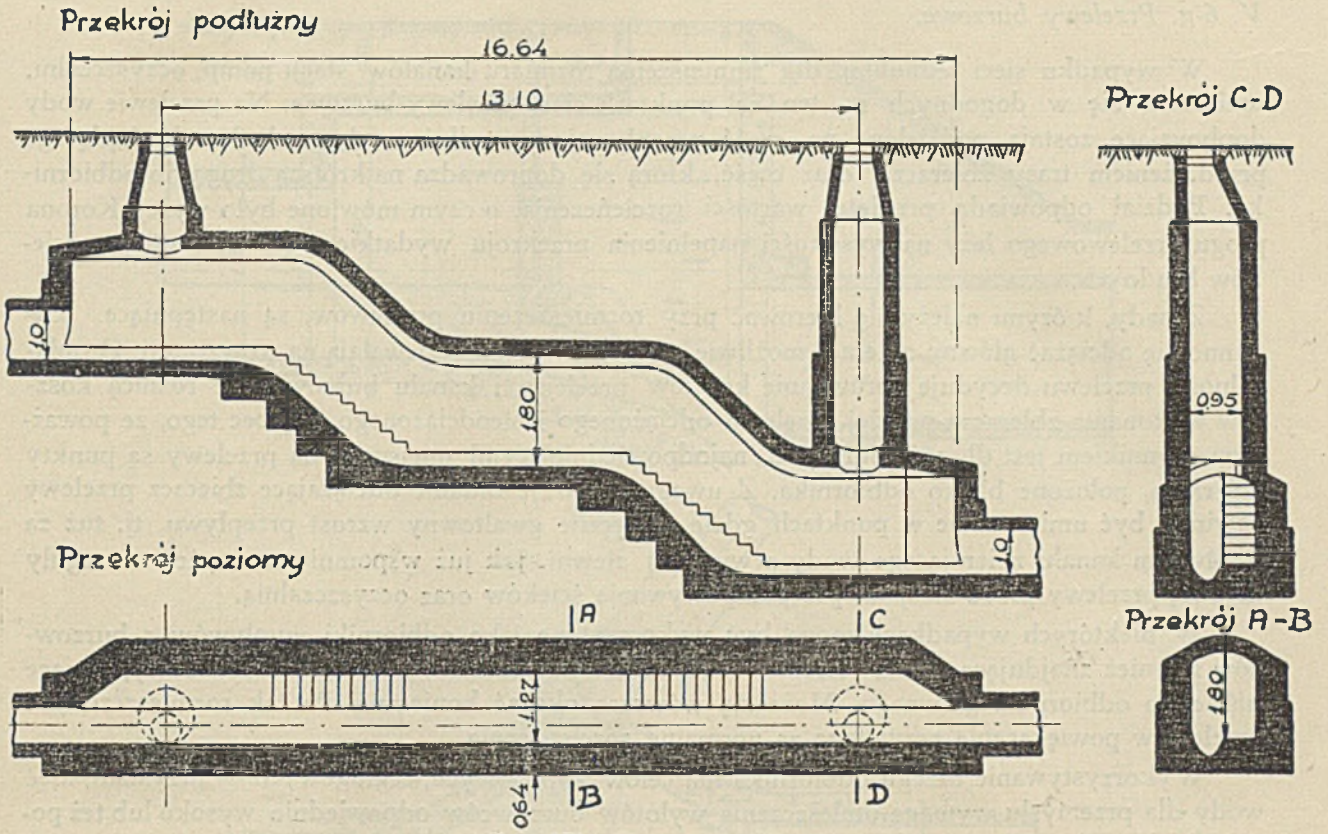
Wszystkie górne punkty załomu linii kanału muszą otrzymać urządzenie przewietrzające, również część urządzenia, gdzie struga wody się rozбивa. Powierzchnie narażone na uderzenie strumieni wody powinny być wykonane z materiału o dużej wytrzymałości, najlepiej wyłożyć je klinkierem wysokiego gatunku.



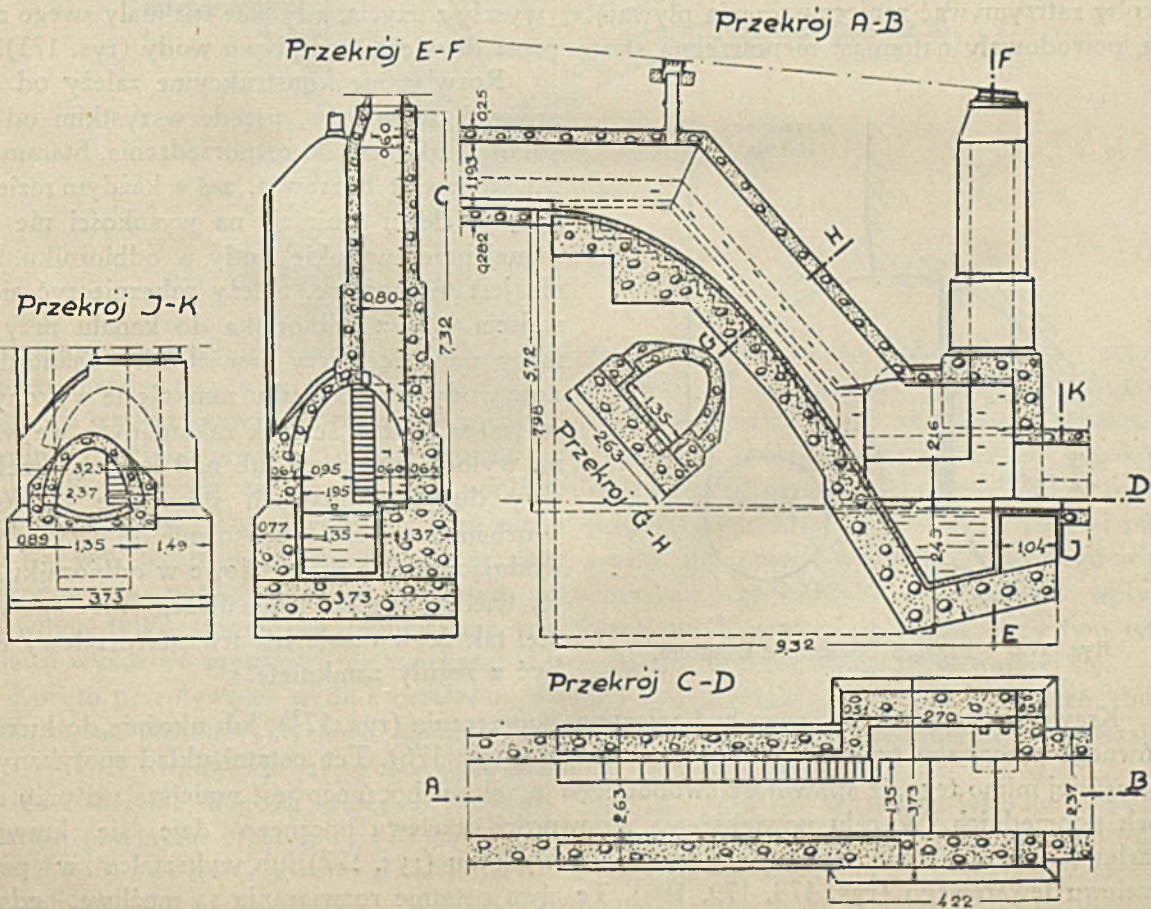
Rys. 169. Połączenie kanałów o różnym poziomie.



Rys. 170. Studzienka spadowa.



Rys. 171. Kaskada kanałowa.



Rys. 172. Studzienka spadowa przy dużej różnicy poziomów.

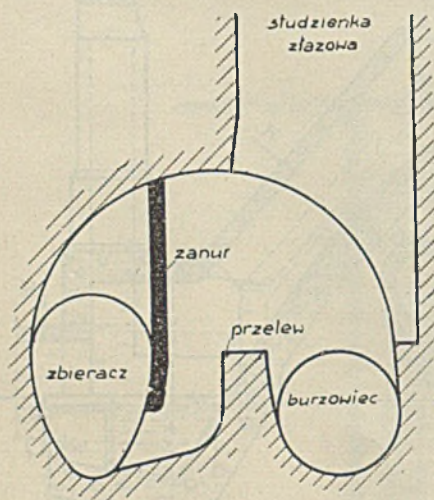
V. 6-g. Przelewy burzowe.

W wypadku sieci jednolitej, dla zmniejszenia rozmiaru kanałów, stacji pomp, oczyszczalni, umieszcza się w dogodnych na ten cel punktach sieci przelewy burzowe. Na przelewie wody dopływające zostają podzielone na część przepływającą wzdłuż przelewu do kanału, będącego przedłużeniem trasy zbieracza, oraz część, którą się doprowadza najkrótszą drogą do odbiornika. Podział odpowiada przyjętej wartości rozcieńczenia, o czym mówiono było wyżej. Korona progów przelewowych leży na wysokości napelnienia przekroju wydatkiem $(1+n)$ -krotnym ścieków brudnych.

Zasady, którymi należy się kierować przy rozmieszczeniu przelewów, są następujące. Powinno się odciążać główny zbieracz możliwie często, o ile tylko pozwalają na to warunki. O opłacalności przelewu decyduje porównanie kosztów przelewu i kanału burzowego z różnicą kosztów wykonania zbieracza poniżej przelewu odciążonego i nieodciążonego. Wobec tego, że poważnym czynnikiem jest długość burzowca, najodpowiedniejszymi miejscami na przelewy są punkty zbieracza, położone blisko odbiornika. Z uwagi na swoje zadanie odciążające zbieracz przelewy powinny być umieszczane w punktach, gdzie następuje gwałtowny wzrost przepływu, tj. tuż za dopływem kanału zbierającego wody z większej zlewni. Jak już wspomniano wyżej, z reguły daje się przelewy przed stacjami przepompowywania ścieków oraz oczyszczalnią.

W niektórych wypadkach mogą być wykorzystane jako odbiorniki wypływów z burzowców również znajdujące się na terenie miasta mniejsze rzeczki, potoki, wreszcie rowy, mające ujście do odbiornika głównego. Może się wówczas okazać konieczne dla tak rozmieszczonych przelewów powiększenie przyjętego za normalne rozcieńczenia.

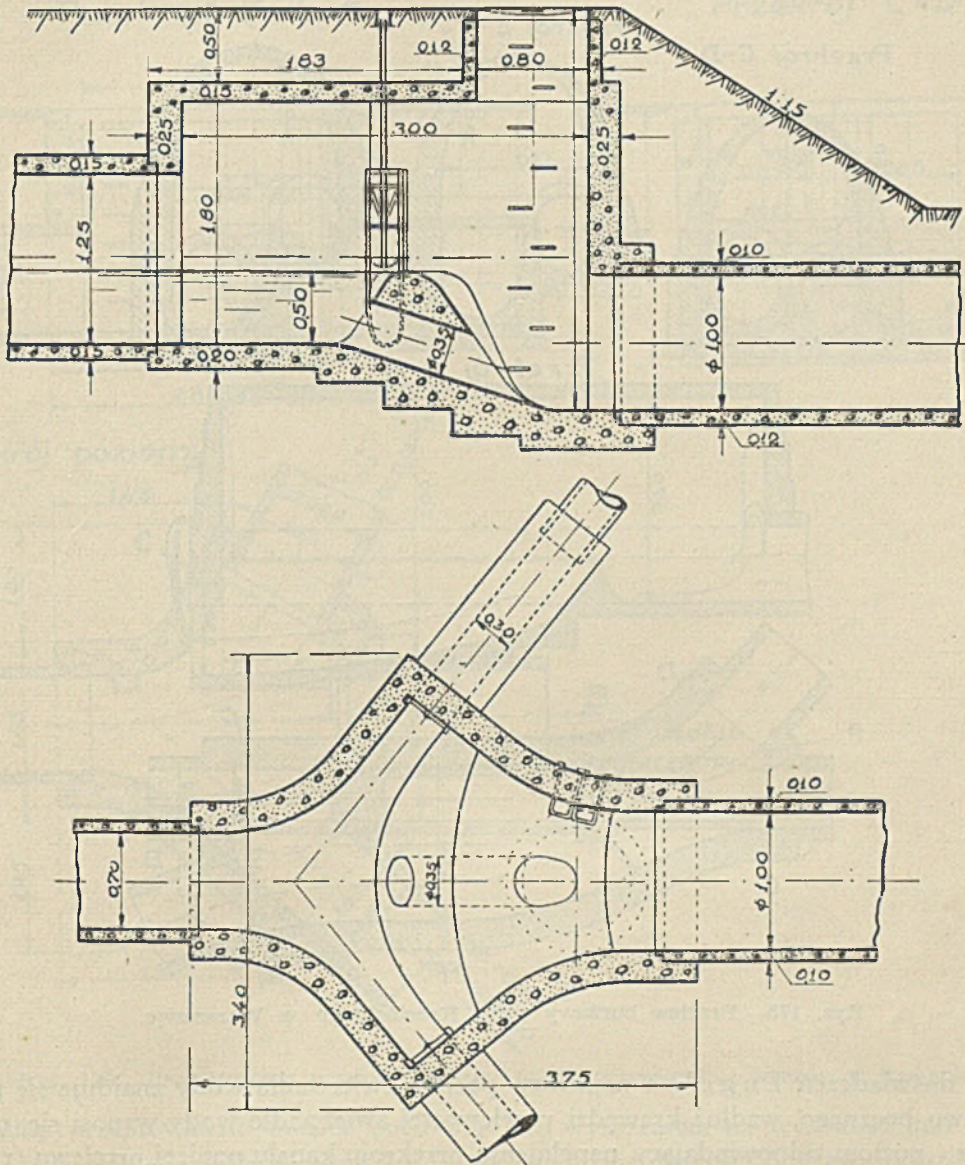
Wykorzystywanie brzegu odbiornika dla celów kąpielowych, żeglugowych — przystani, ujęć wody dla przemysłu wymaga umieszczenia wylotów burzowców odpowiednio wysoko lub też poniżej tych miejsc. W wypadku wylotu burzowca do portu lub mniejszej wielkości otwartych zbiorników wody wymagane jest zwykle mechaniczne oczyszczenie ścieków w osadnikach. Stosowane dawniej w celu zaoszczędzenia odbiornika zanury (fartuchy) nad koroną przelewu, mające jakoby zatrzymywać zanieczyszczenia pływające, wyszły z użycia, gdyż nie spełniały swego zadania, powodowały natomiast niepotrzebną stratę przez dławienie przepływu wody (rys. 173).



Rys. 173. Przelew burzowy z zanurem.

Rozwiązanie konstrukcyjne zależy od miejscowych warunków, przede wszystkim od wysokości, jaka jest do rozporządzenia. Staramy się zawsze wylot burzowca, zaś w każdym razie koronę przelewu umieścić na wysokości nie zatapanej przez wysokie wody w odbiorniku. Jeśli nie jest to możliwe, należy zabezpieczyć się od wejścia wód z odbiornika do kanału przy pomocy zamknięć. Przy niewielkich wahanich stanów wody w odbiorniku zamknięcie wykonywane jest w postaci ścianek zakładanych we wnękę na wylocie burzowca lub nad koroną przelewu, przy dużych wahanich stosowane są zasuwki uruchamiane ręcznie. Stosownie do przyczyn powodujących fale powodziowe w odbiorniku, wody wielkie w 12ece i kanalizacji nie spotykają się, tak że w czasie ich trwania przelewy mogą być z reguły zamknięte.

Krawędzie przelewowe mogą być założone poprzecznie (rys. 174), lub ukośnie do kierunku głównego przepływu (rys. 175) lub też równolegle (rys. 176). Ten ostatni układ spotykany jest najczęściej mimo tego, iż sprawność swobodnego przelewu bocznego jest mniejsza niż przy układach poprzednich. W celu powiększenia sprawności przelewu bocznego daje się krawędzie przelewowe obustronnie, osiągając podwojenie wydatku (rys. 177) lub wykształca w postaci przelewu lewarewego (rys. 178, 179, 180). Te dwa ostatnie rozwiązania są możliwe, gdy istnieją większe wysokości do rozporządzenia.

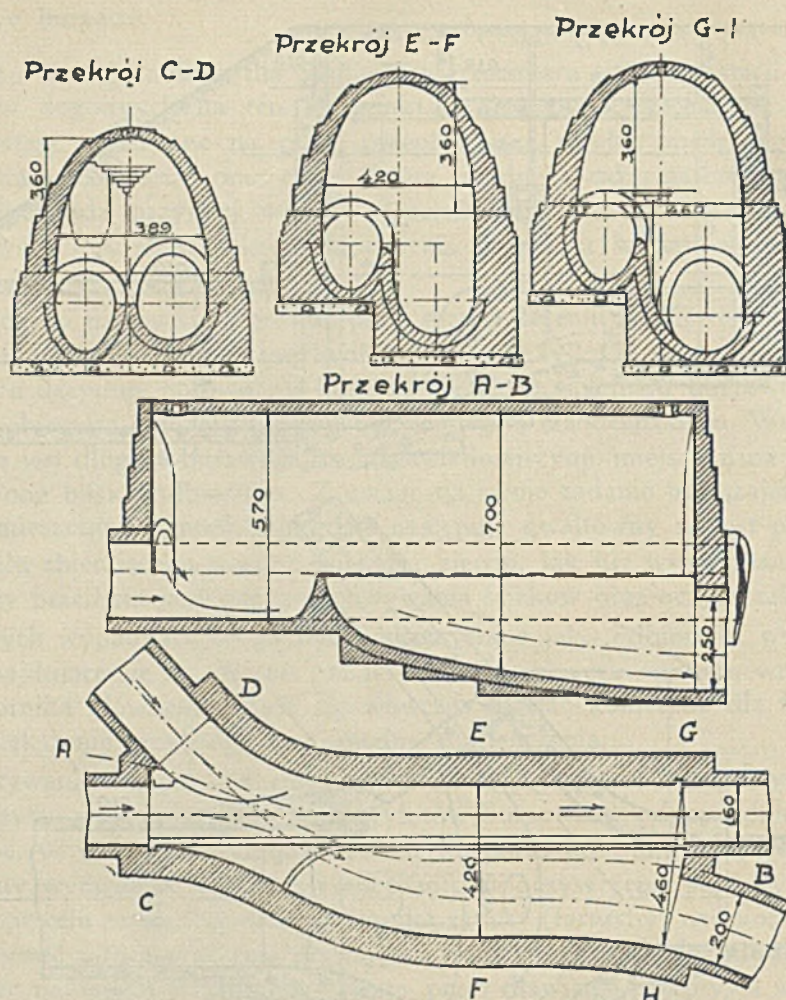


Rys. 174. Przelew burzowy przed oczyszczalnią ścieków w Otwocku.

Jednostronne przelewy boczne są konstrukcją nieekonomiczną, wymagają dużych długości krawędzi przelewowych i nigdy nie spełniają doskonale swego zadania. Na dużej długości przepływu wzdłuż krawędzi przelewowej różnica wysokości zwierciadła wody nad przelewem wywołuje nie tylko prędkość poprzeczną na przelew, lecz również przyspieszenie prędkości w kierunku odpływu, tak że w kanale poniżej przelewu przy napelnieniu jego do krawędzi przelewu przepływa więcej wody niż przy ruchu jednostajnym. Odpływ w kanale poniżej przelewu jest więc bardziej rozcińczony niż przyjęta norma. Zamknięcie kanału odpływowego ścianką pionową do poziomu korony przelewu, wykonywane przy każdym rozwiązaniu, wpływa w pewnym tylko stopniu na zmniejszenie przepływu polykanego przez kanał. Przy tym typie przelewu wysokość prędkości nie zwiększa, lecz zmniejsza grubość strugi przelewającej się.

Koryto przepływowe wzdłuż przelewu powinno być zupełnie gładkie bez rozszerzeń, równe szerokości na poziomie przelewu kanału odpływowego, względnie równomiernie zmniejszającą szerokość wlotową do szerokości wylotowej.

Do obliczenia długości krawędzi przelewu bocznego posłużyć się można wzorami doświadczalnymi, podanymi przez Engelsa i Colemana, lub zastosować sposób zaproponowany przez de Marchi. Zarówno wzór Engelsa jak i sposób de Marchi mają ograniczoną stosowalność: Engelsa tylko w wypadku ruchu nadkrytycznego, de Marchi w wypadku krótkich krawędzi przelewowych.



Rys. 175. Przelew burzowy w ul. Krasieńskiego w Warszawie.

Według doświadczeń Engelsa najniższy poziom zwierciadła wody znajduje się przy początku przelewu bocznego, wzdłuż krawędzi przelewowej zwierciadło wody wznosi się, osiągając przy jej końcu poziom odpowiadający napełnieniu przekroju kanału poniżej przelewu (rys. 181). Oznaczając przez Q_d — ilość wody dopływającej do przelewu, Q_o — przepływ pozostający poniżej przelewu w kanale, h — wysokość wody nad koroną przelewu, przy jego końcu, zaś L — długość przelewu, wydatek przelewu $Q = Q_d - Q_o$ oblicza się według doświadczalnego wzoru Engelsa z zależności:

$$Q = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} \cdot \sqrt{L^{2,5} h^5} \text{ m}^3/\text{sek} \quad (11)$$

μ — jest współczynnikiem wydatku, który obrać należy stosownie do kształtu krawędzi przelewu na ogół jako wartość niską.

Jeśli próg przelewu jest ukośny w stosunku do osi kanału, zmieniają się nieco wykładniki potęgowe, wówczas:

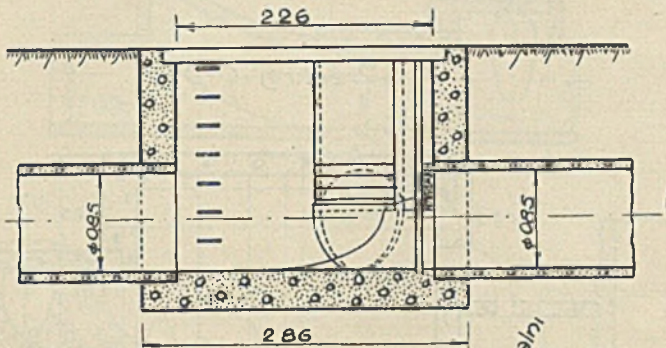
$$Q = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} \cdot \sqrt{L^{2,7} h^{4,8}} \text{ m}^3/\text{sek} \quad (12)$$

Badania Engelsa są w pozornej sprzeczności z badaniami Colemana i Smitna, które wykazywały odwrotnie nie wznoszącą się linię zwierciadła wody na przelewie bocznym, lecz opadającą. Według doświadczeń Colemana wydatek przelewu bocznego wynosi

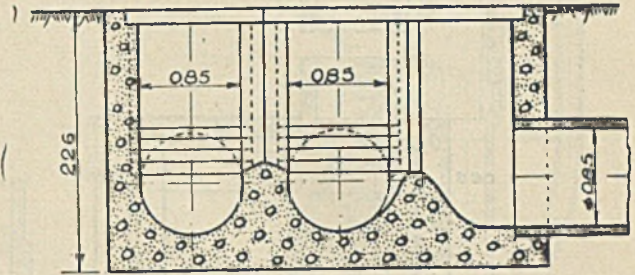
$$Q = 0,315 L^{0,72} h^{1,645} \text{ m}^3/\text{sek} \quad (13)$$

Blizsze zbadanie tej pozornej sprzeczności doprowadza do wniosku, że zarówno jeden, jak i drugi układ linii zwierciadła wody jest możliwy i uzależniony od warunków ruchu.

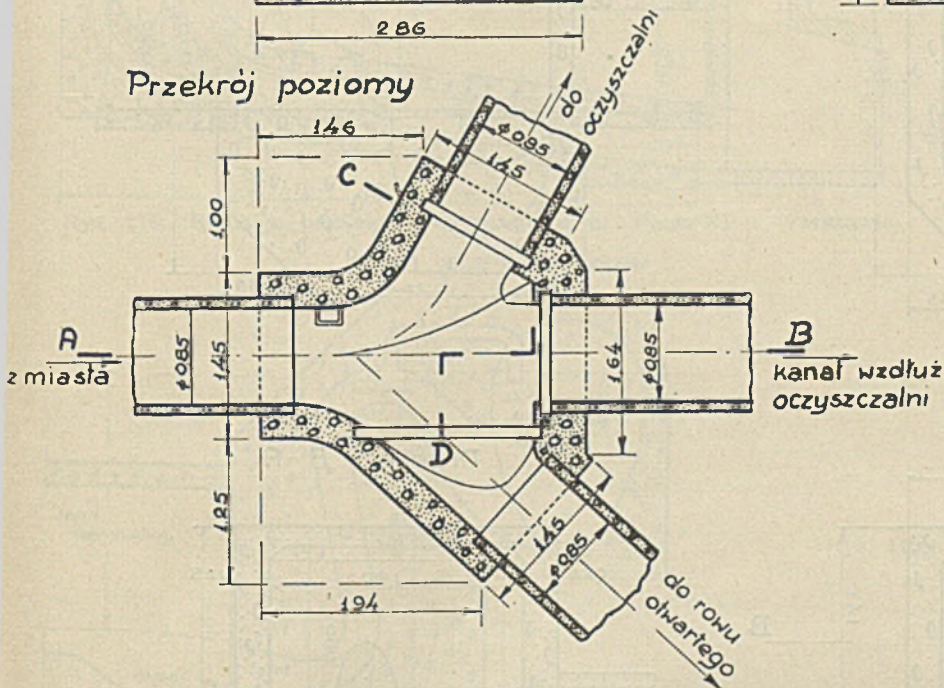
Przekrój A-B



Przekrój C-D



Przekrój poziomy



Rys. 176. Projektowany przelew burzowy przed oczyszczalnią ścieków w Radomiu.

Analizę przeprowadzić można posługując się wyrażeniem na wysokość linii energii, przy przyjęciu pewnej nieściśności, że wysokość linii energii na długości przelewu pozostaje stała.

Oznaczając przez:

Q — przepływ w kanale,

A — pole przepływu,

h — głębokość wody w kanale,

H — wysokość linii energii,

otrzymany na wysokość linii energii wyrażenie:

$$H = \left(h + \frac{Q^2}{2g A^2} \right) \quad (14)$$

Wyrażenie to różniczkujemy względem drogi x , przy czym zgodnie z wyżej założonym

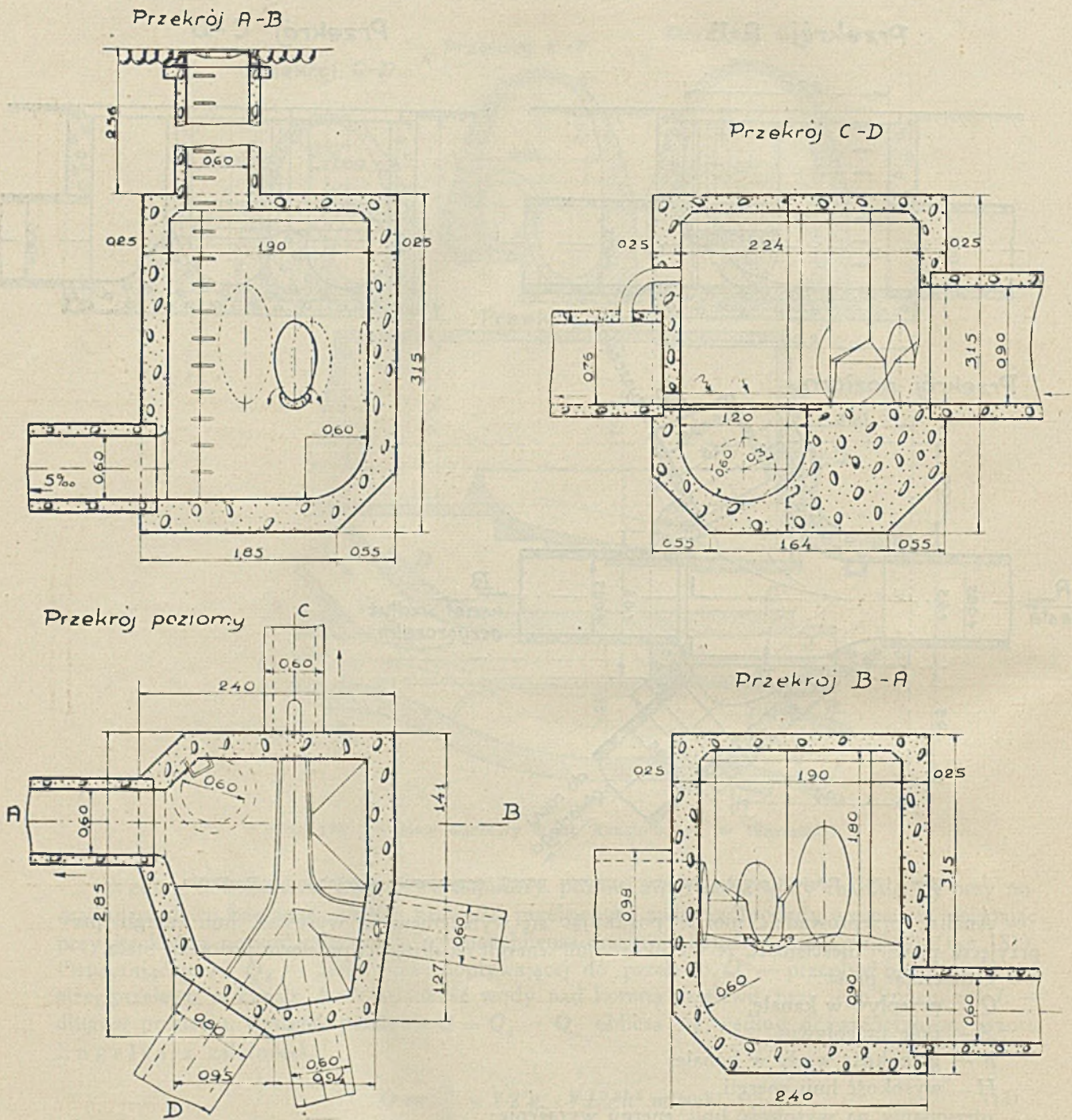
$$\frac{dH}{dx} = 0$$

$$\frac{dh}{dx} + \frac{2Q}{2g A^2} \cdot \frac{dQ}{dx} - \frac{Q^2}{2g} \cdot \frac{2A}{A^3} \cdot \frac{dA}{dx} = 0;$$

wobec tego, że $dA = B \cdot dh$

$$\frac{dh}{dx} + \frac{Q}{g A^2} \cdot \frac{dQ}{dx} - \frac{Q^2 \cdot B}{g A^3} \cdot \frac{dh}{dx} = 0; \quad \frac{dh}{dx} \left(\frac{Q^2 \cdot B}{g A^3} - 1 \right) = \frac{Q}{g A^2} \cdot \frac{dQ}{dx};$$

$$\frac{dh}{dx} (Q^2 B - g A^3) = Q A \cdot \frac{dQ}{dx};$$



Rys. 177. Przelew burzowy w ul. 15 Sierpnia w Sochaczewie.

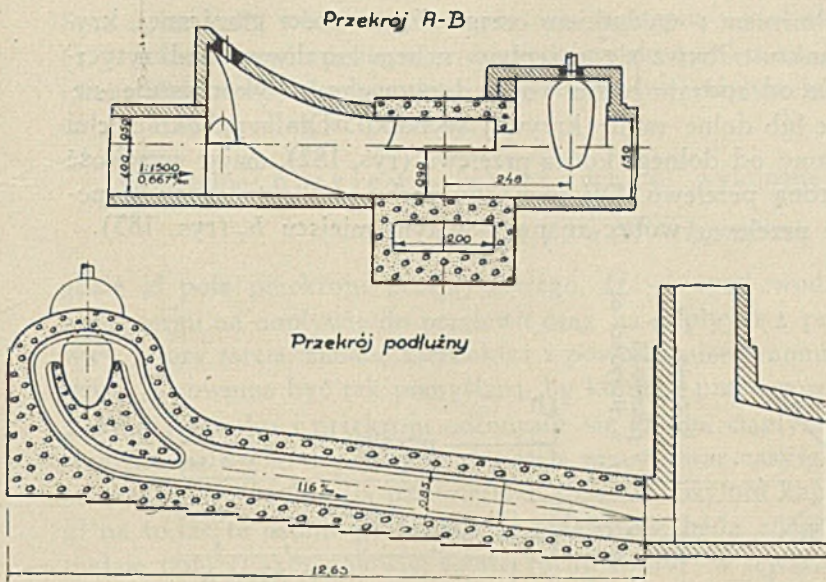
wreszcie

$$\frac{dh}{dx} = \frac{QA}{Q^2B - gA^3} \frac{dQ}{dx} \quad (15)$$

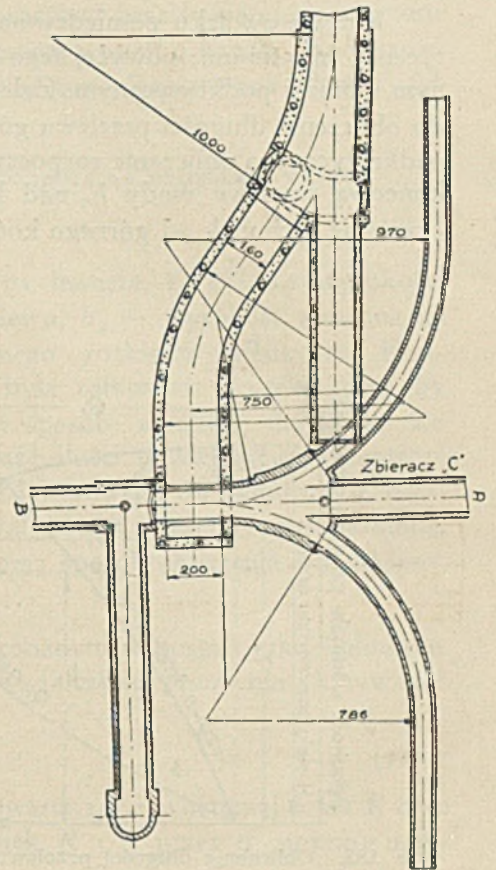
Wartość $\frac{dQ}{dx}$ jest zawsze ujemna, o znaku więc $\frac{dh}{dx}$ stanowi znak wyrażenia w mianowniku ułamka, tj. $Q^2B - gA^3$,

gdy $Q^2B > gA^3$ względnie gdy $\frac{Q^2}{g} > \frac{A^3}{B}$ otrzyma $\frac{dh}{dx}$ znak +

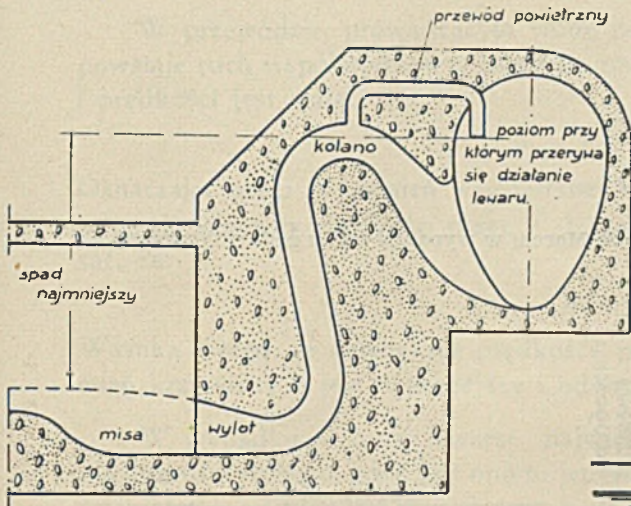
„ $Q^2B < gA^3$ „ „ $\frac{Q^2}{g} < \frac{A^3}{B}$ „ $\frac{dh}{dx}$ znak —



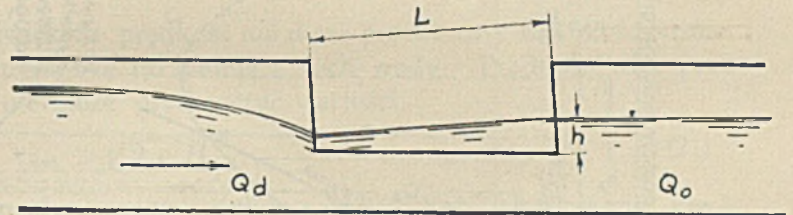
Rys. 178. Sytuacja przelewu lewarowego w ul. Piłsa XI w Warszawie.



Rys. 179. Sytuacja przelewu lewarowego w ul. Piłsa XI w Warszawie.



Rys. 180. Przelew lewarowy.



Rys. 181.

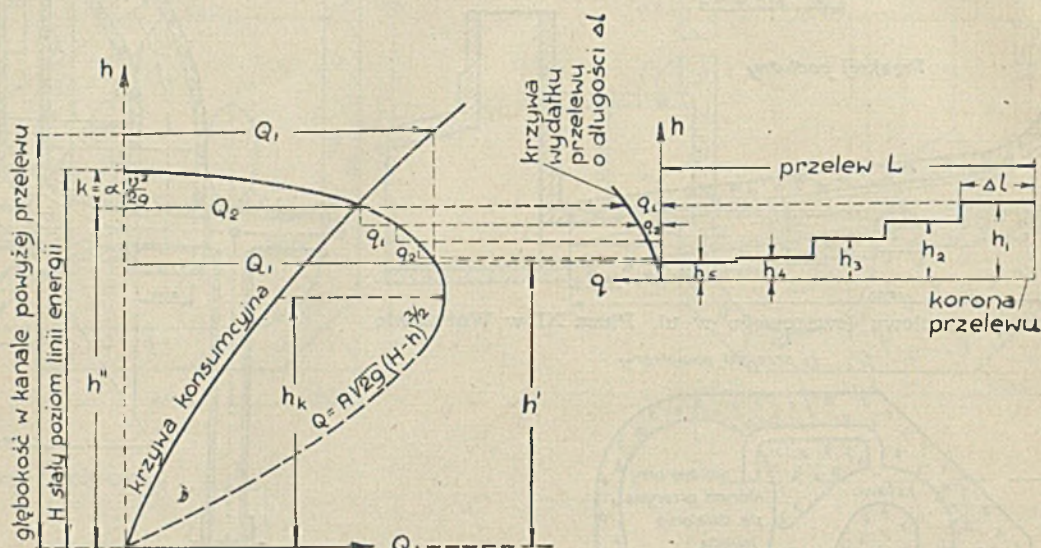
Dla przekroju o kształcie dowolnym granicę pomiędzy ruchem burzliwym podkrytycznym i nadkrytycznym określa wyrażenie $\frac{A^3}{B} = \frac{Q^2}{g}$. Pierwszy więc wypadek jest ruchem nadkrytycznym, drugi podkrytycznym. Stąd widzimy, że na przelewie bocznym układ linii zwierciadła wody zależy od rodzaju ruchu. W wypadku ruchu nadkrytycznego zwierciadło zgodnie z obserwacjami Engelsa wznosi się w kierunku przepływu wody w kanale, w wypadku ruchu podkrytycznego opada.

Sposób de Marchi wykreślno-analityczny opiera się na przyjęciu, że na długości przelewu linia energii pozostaje na tej samej wysokości. Dla zadanego przepływu i napelnienia przekroju kanałowego, za przelewem dla ruchu nadkrytycznego, zaś przed przelewem dla ruchu podkrytycznego oblicza się wysokość linii energii H . Dla tak ustalonej wartości H oblicza się krzywą wydatku przy różnym napelnieniu kanału z wzoru

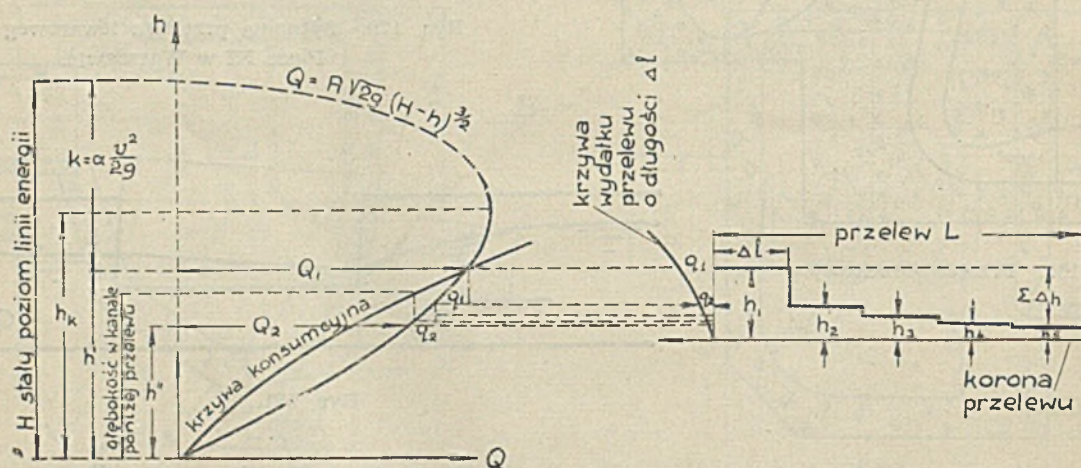
$$Q = A \sqrt{2gH - h} \tag{16}$$

gdzie A — pole przepływu, h — napelnienie przekroju.

Krzywa związku pomiędzy napelnieniem i wydatkiem osiąga dla wartości granicznej, krytycznej, maksimum; powyżej tego punktu odbywa się przepływ ruchem burzliwym nadkrytycznym, poniżej podkrytycznym. Zależnie od rodzaju ruchu wody dopływającej wykorzystuje się do obliczenia długości przelewu górne lub dolne ramię krzywej wydatku. Dla wypadku ruchu nadkrytycznego obliczenie rozpoczynamy od dolnego końca przelewu (rys. 182), mając wysokość końcową warstwy wody h_1 nad koroną przelewu. Dla wypadku ruchu podkrytycznego rozpoczyna się rachunek od górnego końca przelewu wobec znanego w tym miejscu h_1 (rys. 183).



Rys. 182. Obliczenie długości przelewu bocznego sposobem de Marchi w wypadku ruchu nadkrytycznego.



Rys. 183. Obliczenie długości przelewu bocznego sposobem de Marchi w wypadku ruchu podkrytycznego.

Na wykresie z wrysowaną krzywą wydatku oznaczamy położenie zwierciadła wody na odpływie w wypadku ruchu nadkrytycznego, na dopływie przy ruchu podkrytycznym i położenie korony przelewu. Prowadząc linie poziome do przecięcia się z krzywą wydatku znajdujemy różnicę przepływów wody przed i poza przelewem, która zrzucana ma być do burzowca. Przyjmując krótkie jednostkowe odcinki przelewu Δl , dla których można uważać grubość warstwy przelewającej się za stałą, obliczamy stopniowo wydatki jednostkowe przelewu z wzoru

$$\Delta q_1 = \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3}} \Delta l \sqrt{2g} \cdot h_1^{3/2} \quad (17)$$

oraz określamy sposobem wykreślnym zmianę zwierciadła wody na odcinku Δl , dodając na krzywej wydatku od punktu początkowego liczenia sumowany wydatek przelewu. Rzutując w ten sposób otrzymane stopniowo punkty na krzywej wydatku kanału liniami poziomymi na linie pionowe, przechodzące przez odpowiednie końce odcinków korony przelewowej Δl , znajdujemy

linie zwierciadła wody na przelewie oraz następną wysokość warstwy przelewającej się z wzoru (17). W ten sposób postępując dochodzimy do punktu na krzywej wydatku kanału odpowiadającego ilości wody dopływającej do przelewu lub odpływającej za nim. Zsumowane odcinki Δl dają niezbędną długość przelewu L .

Obliczenie przelewu lewarowego wykonane być może na podstawie wzoru

$$Q = A \sqrt{2g(H-h_s)} \text{ m}^3/\text{sek} \quad (18)$$

gdzie A pole przekroju przepływowego, H — spad wody na lewarze, tj. różnica wysokości linii energii na dopływie do przelewu oraz na odpływie z przelewu, h_s — wysokość stracona na wiry, opory tarcia, zmianę kierunku i z powodu nierównomiernego rozkładu prędkości. Konstrukcja powinna być tak pomyślana, by komora przelewowa była całkowicie szczelna oraz by zmiany kierunku i przekroju odbywały się liniami ciągłymi w sposób możliwie łagodny. Ze względu na to, że w pewnych okresach pracy lewar zasysa duże ilości powietrza, jest konieczne wykonanie szybu dla przewietrzania poniżej wylotu kanału lewarowego do burzowca. Z uwagi na to, że te ostatnie konstrukcje przelewów będą znajdowały coraz częstsze zastosowanie, podaję poniżej szczegółowiej teorię ruchu wody w lewarze oraz sposób obliczenia objaśniony przykładem.

W przewodzie, prowadzącym wodę pod ciśnieniem, wykonanym w postaci łuku kołowego powstaje ruch współśrodkowy. Dla tego rodzaju ruchu wartość iloczynu promienia krzywizny i prędkości jest stała:

$$v_1 \cdot r_1 = v_2 \cdot r_2 = \text{const} \quad (19)$$

Oznaczając przez r_0 promień wewnętrznej krzywizny kolana lewaru, zaś zewnętrznej przez R oraz odpowiadające im prędkości przez v_0 i v_R i oznaczając stosunek $R : r_0$ przez n możemy napisać, że:

$$R : r_0 = v_0 : v_R = n \quad (20)$$

Wynika z tego, że największe prędkości powstają przy ścianie wewnętrznej kolana, gdzie promień krzywizny r_0 jest najmniejszy i odwrotnie.

W wypadku ruchu w lewarze największa prędkość nie może przekroczyć wysokości ciśnienia atmosferycznego, gdyż jest ono tu jedyną siłą utrzymującą ruch wody. Prędkość więc przy ścianie wewnętrznej jest ograniczona i nie może przekroczyć wartości

$$v_{\max} = \sqrt{2gH_a} \quad (21)$$

H_a oznacza tu wysokość ciśnienia atmosferycznego wyrażoną w wysokości słupa wody. Prędkość v_0 nie może przekroczyć prędkości, jaka wytworzyłaby się w próżni, pod pełnym ciśnieniem atmosferycznym, zależy więc od położenia wysokościowego miejsca, w którym lewar ma być zbudowany. Dla niezbyt wysokiego położenia można przyjąć jako graniczną prędkość 14 m/sek, przy czym powstają już na ścianie wewnętrznej kolana zjawiska kawitacji i uderzenia. Jeśli graniczna prędkość będzie przyjęta mniejsza od 14 m/sek, wszystkie inne obliczone prędkości maleją w stosunku przyjętej prędkości do prędkości 14 m/sek, zaś wysokości prędkości maleją w stosunku kwadratowym. Wobec istniejącej zależności (19) warunek, ograniczający prędkość v_0 przy ścianie wewnętrznej kolana, ogranicza jednocześnie prędkość v_R przy ścianie zewnętrznej oraz prędkość średnią w całym przekroju, a wobec tego i wydatek przekroju. Wydatek lewaru jest więc normowany graniczną prędkością przy wewnętrznej ścianie kolana. Kształt więc i rozmiary kolana stanowią o wydatku lewaru.

Współczynnikiem sprawności lewaru nazwano stosunek pomiędzy wydatkiem rzeczywistym Q i wydatkiem, odpowiadającym spadowi na lewarze:

$$\eta_l = \frac{Q}{A\sqrt{2gH}} \quad (22)$$

A jest polem przekroju w szczycie kolana, H różnicą poziomów między zwierciadłem wody górnej i osią, względnie krawędzią przewodu lewarowego na wylocie.

Wobec nierównomiernego rozkładu prędkości w kolanie lewaru współczynnik St. Venanta

$$\alpha = \frac{\int v^3 \cdot dA}{A \cdot v_{sr}^3} \quad (23)$$

ma wartość tym większą od jedności im jest większa wartość stosunku $R:r_0$. Ponieważ w styczonym do kolana prostym, opadającym ramieniu rozkład prędkości staje się z powrotem równomierny, wartość α zmniejsza się dążąc do jedności.

Cały nadmiar wysokości prędkości, zawarty w α na kolanie lewaru, traci się na przejściu w prostą na wirach, przy równoczesnym wyrównaniu się prędkości w przekroju.

W wypadku ruchu współśrodkowego i oznaczeń podanych wyżej otrzymamy dla przekroju prostokątnego o szerokości B następujące zależności:

$$Q = B \int_{r_0}^R v \cdot dr = B \int_{r_0}^R v_0 \cdot r_0 \frac{dr}{r} = B \cdot v_0 \cdot r_0 \ln \frac{R}{r_0} \quad (24)$$

Podstawiając $R:r_0 = n$ otrzymujemy dla wydatku na jednostkę szerokości, tj. $q = Q:B$ wyrażenie

$$q = v_0 \cdot r_0 \ln(n) \quad (25)$$

Średnia prędkość w przekroju wynosi

$$v_{sr} = Q : A = \frac{v_0 \cdot r_0 \ln\left(\frac{R}{r_0}\right)}{R - r_0} \quad (26)$$

względnie

$$v_{sr} = \frac{v_0}{n-1} \ln(n) \quad (27)$$

Największą prędkość na promieniu r_0 można obliczyć z wzoru

$$v_0 = \frac{Q}{A} \cdot \frac{R - r_0}{r_0 \cdot \ln \frac{R}{r_0}} \quad (28)$$

lub

$$v_0 = \frac{Q}{A} \cdot \frac{n-1}{\ln(n)} \quad (29)$$

Druga skrajna prędkość na promieniu R wynosi

$$v_{II} = \frac{v_0 r_0}{R} \quad (30)$$

lub

$$v_{II} = \frac{v_0}{n} \quad (31)$$

Dla znanego stosunku $R:r_0$ możemy obliczyć współczynnik α , który równa się:

$$\alpha = \frac{\int v^3 dA}{A \cdot v_{sr}^3} = \frac{v_0^3 \cdot r_0^3}{(R-r_0) v_{sr}^3} \int \frac{dr}{r^3} = \frac{(R+r_0)(R-r_0)^3}{2 R^2 \cdot r_0^2 \left(\ln \frac{R}{r_0}\right)^3} \quad (32)$$

względnie

$$\alpha = \frac{(n+1)(n-1)^3}{2 n^2 (\ln n)^3} \quad (33)$$

Ujemne ciśnienia, jakie powstają na ścianach wewnętrznej i zewnętrznej kolana, są równe odpowiednim wysokościami prędkości. Siła odśrodkowa powstająca w kolanie jest równa różnicy ciśnień na przeciwnych ścianach i jest tą różnicą równoważona. Obliczyć ją można ze wzoru:

$$P = \int_{r_0}^R \omega^2 r \, dm = \frac{v^2}{r} \frac{\gamma}{g} dr = \frac{v_0^2}{g} \frac{r_0^2}{r^3} \int_{r_0}^R dr = \frac{v_0^2 r_0^2 (R^2 - r_0^2)}{2 g R^2 \cdot r_0^2} \quad (34)$$

lub

$$P = \frac{v_0^2 (n^2 - 1)}{2 g n^2} \quad (35)$$

Z zależności (35) i (29) otrzymujemy na wydatek przewodu lewarowego, o przekroju prostokątnym, wzór w postaci następującej:

$$Q = A \cdot \frac{\ln(n) n}{(n-1) \sqrt{n^2-1}} \sqrt{2g \Delta h} \quad (36)$$

gdzie Δh jest obserwowaną różnicą ciśnień na ścianach wewnętrznej i zewnętrznej

$$\Delta h = h_{v_0} - h_{v_R}$$

Dla każdego stosunku $R:r = n$ można wyznaczyć kolejno: prędkości v_0 i v_R , ich wysokości h_{v_0} i h_{v_R} , prędkość średnią w przekroju v_{sr} , wysokość prędkości średniej $h_{v_{sr}}$, współczynnik St. Venanta α i poprawioną wysokość prędkości przeciętnej $\alpha h_{v_{sr}}$, która jest miarodajną dla obliczenia straty ciśnienia przy przejściu wody w ruch współśrodkowy na kolanie lewaru.

Wydatek kolana lewaru równa się

$$Q = B \cdot v_0 \cdot r_0 \cdot \ln(n)$$

Podstawiając $r_0 = \frac{R}{n}$, otrzymujemy

$$Q = B \cdot v_0 \cdot \ln(n) \frac{R}{n}$$

Wyrażenie to osiąga maksimum przy

$$\frac{\ln(n)}{n} = \max.$$

tj. gdy $\ln(n) = 1$, względnie przy stosunku optymalnym $n_{opt} = 2,718$. W wypadku więc ruchu współśrodkowego, przy stosunkach promieni krzywizny ścian kolana większych niż $n = 2,718$, wydatek jego jest mniejszy, niż przy stosunku n_{opt} . Dla większych wartości n niż 2,718, wobec ograniczania prędkości v_0 do pewnej maks. wartości, normowanej ciśnieniem atmosferycznym, prędkość v_{max} pojawi się w studze wody na łuku o promieniu $\frac{R}{2,718}$, podczas

gdy pozostała część przekroju, między tą strugą a łukiem rzeczywistym będzie próżnią, nie biorącą udziału w ruchu wody. Chcąc zatem mieć całe kolano wypełnione wodą podczas ruchu wirowego z prędkością maksymalną odpowiadającą ciśnieniu atmosferycznemu, nie można stosować promieni łuku wewnętrznego mniejszych niż odpowiadających stosunkowi $n = 2,718$. W poniżej zamieszczonym zestawieniu A ten stosunek przyjęto jako najwyższy.

Zestawienie A.

	$v_0 = 14 \text{ m/sek}$			$h_{v_0} = 10,000 \text{ m}$				
$R:r_0 = n$	=	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,718
$\ln(n)$	=	0,2231	0,4054	0,5596	0,6931	0,8109	0,9163	1,0000
α	=	1,0131	1,0423	1,0808	1,1263	1,1758	1,2285	1,276
v_{sr}	=	12,493	11,351	10,446	9,703	9,082	8,552	8,149 m/sek
$h_{v_{sr}}$	=	7,956	6,567	5,562	4,799	4,204	3,728	3,385 m
$H = \alpha \cdot h_{v_{sr}}$	=	8,060	6,845	6,011	5,405	4,943	4,579	4,316 m
v_R	=	11,200	9,333	8,000	7,000	6,222	5,600	5,150 m/sek
h_{v_R}	=	6,400	4,444	3,262	2,497	1,973	1,598	1,352 m
P	=	3,600	5,556	6,735	7,500	8,025	8,400	8,647 t/m ²

Na lewarowych przelewach sieci kanalizacyjnej względy konstrukcyjne zmuszają często do stosowania małych promieni krzywizny r_0 dla dolnej powierzchni wewnętrznej, a tym samym do wyboru dużych stosunków $R:r_0$. W wypadku tych lewarów spady stracone na lewarze są zawsze małe, ilości wód burzowych niezbyt znaczne, szerokość przelewu, względnie długość krawędzi może być znaczna, względnie na optimum stosunku „ n ” i wydatku nie gra zatem tak ważnej roli, jak w wypadku lewarów budowanych na bardzo duże wydatki. W poniższym zestawieniu B podano zasadnicze wartości liczbowe dla stosunków n większych od 2,718.

Zestawienie B.

	$v_0 = 14$ m/sek		$h_{v0} = 10,00$ m				
$R:r_0 = n$	=	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	
$ln(n)$	=	1,099	1,386	1,609	1,792	1,946	
α	=	1,341	1,584	1,842	2,126	2,393	
v_{sr}	=	7,690	6,469	5,633	5,017	4,540	m/sek
h_{vsr}	=	3,014	2,133	1,617	1,283	1,051	m
$H = \alpha \cdot h_{vsr}$	=	4,041	3,378	2,979	2,710	2,515	m
v_R	=	4,667	3,560	2,800	2,333	2,000	m/sek
h_{vR}	=	1,110	0,624	0,400	0,278	0,204	m
P	=	8,890	9,376	9,600	9,722	9,796	t/m ²

Z powyższych zestawień wynika, iż im jest mniejszy promień wewnętrzny r_0 , tym przy mniejszej różnicy poziomów H powstaje graniczna prędkość przy ścianie wewnętrznej kolana oraz wywoływane jest zjawisko kawitacji. Równocześnie dla dużych stosunków $R:r_0$ średnia prędkość staje się już tak nieduża, że daje się uzyskać odpowiednio mały tylko wydatek lewaru. Wysoki stosunek $R:r_0$ jest więc zawsze niekorzystny.

Strata spadku na lewarze składa się z następujących elementów: 1) Straty wejściowej w gardło lewaru, przyjmowanej o wartości w przybliżeniu 0,1 wysokości prędkości w kolanie, 2) Straty w kolanie, składającej się z dwóch części, straty na nierównomiernym rozkładzie prędkości, wyrażonej współczynnikiem α , zależnej tylko od stosunku $R:r_0$, oraz straty na oporach tarcia w samym kolanie. Ta ostatnia będzie większa po stronie wewnętrznej kolana niż zewnętrznej, z powodu większej prędkości po stronie wewnętrznej niż zewnętrznej. Ponieważ długość łuku wewnętrznego jest mniejsza od długości łuku zewnętrznego, różnica w stratach w pewnym stopniu wyrównuje się. Dla obliczenia tych strat musimy przyjąć prędkość średnią i zastosować stosunkowo wysoki współczynnik oporu „ n ” we wzorze na stratę spadku. 3) W prostym, opadającym ramieniu lewaru, istnieją tylko straty wywołane oporami tarcia. Do tych strat zasadniczych, zależnie od budowy lewaru, mogą się dołączać dalsze jeszcze straty, wynikające z założenia dciniego końca kolana w odwrotnym łuku, lub straty wywołane zmianą przekroju. W pierwszym wypadku powstaje znów ruch współśrodkowy, z nierównomiernym rozkładem prędkości, lecz w kierunku odwrotnym niż w kolanie głowy lewaru, powstają zatem tego samego rodzaju straty, jakie zachodzą w kolanie, lecz z reguły mniejsze, gdyż istnieje zawsze możliwość założenia łuków o niższym stosunku $R:r_0$ niż w kolanie, i tym samym możliwość zmniejszenia strat. Zmiana przekroju jest połączona również ze stratą na wysokości prędkości. Z badań prof. Gibsona wynika, że straty te będą dla przekroju prostokątnego najmniejsze w wypadku, gdy kąt zawarty między rozchodzącymi się przeciwległymi ścianami wynosi 11° . Strata wynosi wtedy $0,17 \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}$, jeśli przez v_1 względnie v_2 nazwiemy prędkości na obu końcach rozszerzenia przekroju. Jeśli rozszerzenie przekroju ma nastąpić w łuku o 90° kąta środkowego, najkorzystniejszym kątem rozwarcia przeciwległych ścian jest podług Gibsona kąt $8^\circ 30'$.

O ile nie ma zmiany przekroju, wszystkie straty na lewarze dadzą się wyrazić w postaci ułamka wysokości prędkości średniej, przyjętej jako stałą na całej długości lewaru. Suma strat, wraz z wysokością prędkości wylotowej na dolnym końcu lewaru, daje całkowitą różnicę między górnym i dolnym poziomem wody, o ile lewar na całej swej długości jest wypełniony wodą. O ile rzeczywista różnica poziomów jest większa od tak wyliczonej sumy, część przewodu lewarowego będzie wodą niewypełniona i na pewnej jego długości: ruch wody będzie się odbywał w próżni. Jeśli różnica poziomów będzie mniejsza od wyliczonej całkowitej straty na opora: h

wraz z wysokością prędkości wylotowej, wydatek lewaru będzie mniejszy od założonego w obliczeniu, wytworzą się mniejsze prędkości i to takie, aby suma wszystkich strat istotnie równała się różnicy poziomów.

Ruch wody w lewarze odbywa się pod wpływem ciśnienia atmosferycznego. Dla jasności obrazu jest wskazane nanieść na wykresie to ciśnienie, wyrażając je słupem wody o wysokości H_{at} , wzniesionym ponad poziom tak górnej, jak i dolnej wody. Całe obliczenie da się wtedy przeprowadzić w rzędnych bezwzględnych, bez potrzeby wprowadzania ujemnych ciśnień. W ten sposób można wyliczyć i następnie wykreślić linie poziomów ciśnienia oraz linie energii dla osi lewaru, względnie w lukach dla linii prędkości średniej. Jest ona tak bliska osi łuku, że całe obliczenie może być uważane za obliczenie dotyczące się osi lewaru.

Warunki, w jakich praca lewaru się odbywa, mogą być dwojakie: albo różnica poziomów wody jest mniejsza od sumy łącznej ciśnienia atmosferycznego i oporów, z wyłączeniem jednak wysokości prędkości wylotowej, wtedy lewar jest z reguły na całej długości wypełniony wodą, lub też różnica poziomów wody jest większa od powyższej sumy, wtedy opadające ramię lewaru jest wypełnione wodą tylko na wysokości, licząc od dołu, równej sumie ciśnienia atmosferycznego oraz oporów tarcia na długości wypełnionego ramienia. Pozostała długość opadającego ramienia i częściowo kolana znajdzie się w próżni. Przez próg, jaki tworzy wewnętrzna ściana kolana, będzie się woda swobodnie przelewać.

Częściowa próżnia utworzy się jednak nawet wtedy, gdy różnica poziomów jest mniejsza od sumy ciśnienia atmosferycznego i oporów, jeśli z powodu przyjętego niekorzystnego stosunku promieni $R:r_0$, graniczna prędkość i próżnia utworzą się przy wewnętrznej ścianie kolana nawet przy niedużej wysokości prędkości przeciętnej. Np. przy stosunku $R:r_0 = 2,0$ graniczna prędkość na ścianie wewnętrznej kolana powstanie już przy ciśnieniu 5,40 m, jak to wynika z zestawienia A. Jeśli łączna suma oporów wlotowych i na opadającym ramieniu wyniesie np. 0,8 m, wówczas przy różnicy poziomów przekraczającej 6,2 m utworzy się próżnia nie tylko przy ścianie wewnętrznej kolana, lecz rozszerzy się ona na przyległą górną część opadającego ramienia, gdzie powstaną wiry i uderzenia, tworząc zjawiska kawitacji.

Przelew lewarowy czołowy na kanale z wodą bieżącą nie będzie się zasadniczo różnił od przelewu i lewaru na wodzie stojącej, jeśli się w obliczeniu przyjmie poziom wody wyższy od rzeczywistego o wysokość prędkości. Przy bocznym przelewie lewarowym nie można uwzględnić całej wysokości prędkości, z powodu zmiany kierunku ruchu kanału w lewar pod kątem prostym. Jest jednak pożądane, ze względu na podniesienie współczynnika wydatku lewaru, doprowadzić do zmiany bodaj pewnej części prędkości ruchu na podniesienie poziomu wody przez zahamowanie tego ruchu w kierunku przedłużenia kanału. Do tego celu będzie służyć: zamknięcie pionową ścianką przekroju kanałowego poniżej przelewu od szczytu kanału do poziomu odpowiadającego dopuszczalnemu rozcieńczeniu ścieków w kanale, następnie zmniejszenie przekroju, czy to przez wbudowanie na pewnej przestrzeni płyty na poziomie rozcieńczonych ścieków w wypadku kanału istniejącego, czy też założenie kanału o małym przekroju, wypełnionego nieomal pod szczyt sklepienia, w wypadku projektowanego nowego kanału. Zdławienie przekroju kanałowego musi wywołać powstanie uderzenia wody napływającej od góry z większą prędkością o wodę płynącą kanałem zdławionym z mniejszą znacznie prędkością i mniejszym przekrojem. Wynikiem uderzenia będzie częściowa strata energii na wirach, częściowo jednak albo podniesienie się zwierciadła wody przy swobodnym zwierciadle, albo podniesienie się ciśnienia przy ruchu pod ciśnieniem. Wysokość rzeczywista podniesienia się zwierciadła wody, czy wysokość ciśnienia, będzie zużyta w lewarze na wywołanie prędkości, w tym wypadku już w kierunku osi lewaru.

Warunkiem wejścia w ruch lewaru jest wypełnienie wodą całej komory lewarowej. Z doświadczeń wynika, że lewar może się nie przerwać nawet przy stosunku zassanego powietrza do wody, dającego mieszaninę o ciężarze gatunkowym 430 kg na 1 m³. Lewar jeszcze pracuje przy opadnięciu zwierciadła wody na kilka i więcej cm poniżej górnej wargi wlotu lewarowego. Współczynnik sprawności będzie jednak tym mniejszy, im więcej będzie zasysanego z wodą powietrza, a lewar się tym trudniej zassie, im więcej powietrza będzie się znajdować w komorze lewarowej. Zwarta budowla przelewu dwustronnego lepiej się nada zatem do użycia jako lewaru, niż długa komora przelewu jednostronnego. Jeśli kanał jest wypełniony po szczyt sklepienia

lub stoi pod umiarkowanym ciśnieniem, łatwiej się lewar zassie niż w wypadku napelnienia kanału poniżej sklepienia. Z reguły jednak zadaniem lewaru jest odciążenie kanału wyłącznie tylko przy zbyt wysokich napelnieniach, graniczących z postawieniem go pod ciśnienie. Otóż przy niższych napelnieniach kanału nadmiar wody może się przelewać swobodnie przez obie krawędzie, przy wysokich napelnieniach lewar wchodzi w ruch i wydatek przelewu nagle ogromnie wzrasta.

Dla utworzenia się ruchu lewarowego są niezbędne dwa warunki: zamknięcie wodne wylotu lewaru oraz ciągłość zmiany przekroju wzdłuż osi lewaru. Z tym drugim warunkiem jest oczywiście związana także ciągłość zmiany prędkości średniej w przekrojach po sobie następujących.

Pierwszemu warunkowi można zadość uczynić przez założenie szczytu sklepienia na wylocie lewaru poniżej poziomu napelnienia burzowca. Przy niskim napelnieniu burzowca z warunku tego wyniknąć może potrzeba stosowania splaszczonych eliptycznych przekrojów przynajmniej dla samego wylotu lewaru. Drugi warunek jest identyczny z tym, którym są normowane przekroje kanałów odpływowych spod bliźniaczych turbin o osi poziomej. Kanały turbinowe również pracują pod dużym ciśnieniem ujemnym.

W wypadku dwustronnego przelewu odpływ spod dalszej krawędzi podchodzi pod rynnę przelewową i łączy się poza nią z odpływem z drugiej bliższej krawędzi. Przejście z jednego kanału w drugi musi być stopniowe, gdyż wszelka nagła zmiana przekroju spowoduje wytworzenie się wirów i zjawisk kawitacji. Połączenie obu kanałów ze sobą musi nastąpić powierzchniami opływowymi, z zachowaniem ciągłości i jednokierunkowości zmiany przekrojów. Zmiany przekrojów wywołują ruch opóźniony na całej długości kanału odpływowego spod turbin.

Na przelewie i na pierwszym odcinka kanału odpływowego powstaje ruch współśrodkowy (19). Wobec małego promienia krzywizny r_0 krawędzi przelewowej otrzymuje się duży i niekorzystny stosunek pomiędzy promieniem jej krzywizny i krzywizny ściany zewnętrznej. Na krawędziach przelewowych mogą powstać zatem prędkości graniczne (14 m/sek), nawet przy stosunkowo niedużych różnicach poziomów między wodą znajdującą się powyżej i poniżej lewaru. Przy prędkościach granicznych wytwarza się próżnia, w której para wodna oraz wydzielające się z cieczy kanałowej gazy działają niszcząco na materiał, z którego jest wykonana krawędź przelewu. Do tej części budowli musi być zatem użyty materiał wysoce odporny na działania chemiczne, jak klinkier, granit, piaskowiec o lepszemu kwarcytowym itp. W żadnym wypadku nie należy tu używać odlewów żeliwnych.

Różnica wysokości H między poziomem wody w burzowcu i poziomem wody czy ciśnieniem w kanale na przelewie jest spadem, który zostaje zużyty na: wytworzenie ruchu współśrodkowego w lewarze i prędkości w kanałach lewarowych, przewyciężenie oporów tarcia na całej długości przewodów, wywołanie prędkości w kanale wylotowym, o ile przekrój jego jest zdławiony w stosunku do przekroju kanałów lewarowych. Pierwsza strata spadu jest normowana współczynnikiem α dla ruchu współśrodkowego, przy znanym, względnie przyjętym stosunku promieni krzywizny dla ścian zewnętrznej i wewnętrznej w kolanie lewaru, druga jest stosunkowo nieduża i da się wyznaczyć z wzorów na opory tarcia przy przyjętym współczynniku szorstkości ścian, trzecia jest wysokością prędkości mnożoną przez współczynnik 1,2 do 1,3, przy czym istniejąca już w lewarze prędkość średnia musi być uwzględniona. Ta ostatnia strata wynosi zatem:

$$\frac{1,2}{2g}(v_1^2 - v_2^2),$$

gdzie v_2 oznacza prędkość średnią w kolanie górnym lewaru, v_1 w zdławionym przekroju kanału wylotowego.

Jeśli kanał powyżej przelewu stanie pod ciśnieniem, warunki ruchu się zmieniają, powstaje ciągle spadek linii energii od jakiegoś punktu leżącego na kanale powyżej przelewu do punktu wylotu kanału lewarowego do burzowca, a nawet ewentualnie niżej, do jakiegoś niżej położonego punktu na burzowcu, jeśli burzowiec jest wypelniony do pełnego przekroju. Cały zespół utworzy wtedy jeden ciąg, którego pewne elementy będą pracować pod ciśnieniem wyższym od atmosferycznego, inne pod ciśnieniem ujemnym. Na kanale ulicznym, na burzowcu i na kanale lewarowym straty spadu będą wywołane wyłącznie tylko oporami tarcia, zaś na przelewie — dodatkowo jeszcze zmianą kierunku ruchu, ruchem wirowym w kolanie lewaru i rozdwojeniem na dwa odrębne kanały. Wielkość tych strat da się obliczyć, a poza tym określić ściśle na drodze do-

świadczeń laboratoryjnych, wykonanych na modelu. Badania na modelu dadzą jednak wyniki ściśle tylko w wypadku, gdy prędkości na przelewie rzeczywistym nie przekroczą prędkości granicznej 14 m/sek.

Lewar, wytwarzający ciśnienie niższe od atmosferycznego, zasysa powietrze zewnętrzne wszystkimi znajdującymi się w pobliżu otworami. Powietrze, mieszając się z wodą, z jednej strony zmniejsza wydatek lewaru, z drugiej — zmusza do zastosowania odpowiednich urządzeń celem wyrzucenia go z powrotem na zewnątrz przez otwory wietrzące, wykonane poniżej wylotu lewaru, tj. tam, gdzie się powietrze z wody wydziela.

W celu zmniejszenia zasysania powietrza trzeba zaniechać wietrzenia w samej komorze lewarowej, dopuszczając je tylko w wypadku, jeśli dałoby się ono zamykać na okres letni. Sklepienie komory lewarowej należałoby obniżyć i nadać mu pewien spad taki, aby gazy mogły swobodnie cofać się wstecz do najbliższego szybu wietrzącego, postawionego na kanale. Poniżej wylotu kanału lewarowego do burzowca musi być przewidziany obszerny szyp wietrzący, gdyż ilości powietrza zasysane przez lewar mogą być bardzo znaczne, zwłaszcza przy dużych spadach na lewarze. Ponieważ przy największym wydatku lewaru kanał płynie pełnym lub prawie pełnym przekrojem, zasysanie powietrza w tym wypadku będzie najmniejsze. Największe zasysanie powietrza nastąpi dla napełnień pośrednich, gdy ruch lewarowy jeszcze nie będzie przerwany, natomiast napełnienie kanału spadnie poniżej poziomu sklepienia. Okres silnego zasysania powietrza będzie zatem zawsze krótki.

Przykład (rys. 178, 179). Zbieracz „C” w Alejach Ujazdowskich, rozmiaru $1,00 \times 1,50$ m, leżący w spadzie 0,667‰, prowadzi przy napełnieniu 0,90 m dwukrotnie rozcieńczone maks. ścieki brudne w ilości 0,460 m³/sek. Przy napełnieniu po szczyt sklepienia prowadzi 1,10 m³/sek z prędkością 0,96 m/sek, zaś pod ciśnieniem prowadzi wód burzowych 3,90 m³/sek z prędkością 3,40 m/sek.

Poprzecznie do kolektora „C” leży w ul. Piusa XI burzowiec rozmiaru 160×200 cm, ujmujący wody burzowe z ul. Marszałkowskiej i Alei Ujazdowskich. Prowadzić on będzie w spadzie 4,5‰ — 6,00 m³/sek przy napełnieniu 1,45 m z prędkością 3,08 m/sek, zaś 8,00 m³/sek przy napełnieniu po szczyt sklepienia z prędkością 5,15 m/sek. Dno burzowca na skrzyżowaniu leży w poziomie 23,50 m, szczyt sklepienia 25,50 m, dno zbieracza „C” 26,124 m, szczyt zaś sklepienia 27,624 m. Jako poziom porównawczy kanalizacja Warszawy przyjęła zero wodowskazu na moście Kierbedzia o rzędnej nadmorskiej 78,07. Przy wypełnieniu obu kanałów po szczyt sklepienia różnica pomiędzy poziomami wody wynosiłaby 2,124 m. Różnica ta będzie jednak stale zmienna, zależnie od chwilowego wydatku każdego kanału.

Zadaniem lewaru jest przetrzucenie 2,9 m³/sek wód burzowych ze zbieracza „C” do burzowca, przy czym jednak trzeba wziąć pod uwagę, że rzeczywisty wydatek przelewu lewarowego musi być większy z uwagi na to, że przy bardzo małym spadzie kolektora „C” depresja wywołana lewarem ściągnie część wód burzowych wstecz od placu Tizzech Krzyży, zwłaszcza że cały zbieracz stoi pod ciśnieniem. Trzeba się zatem liczyć z koniecznością odprowadzenia przelewem około 5,0 m³/sek przy prawdopodobnym spadzie na lewarze 2,124 m.

Lewar będzie składał się z dwóch odrębnych krawędzi przelewowych z dwoma odrębnymi kanałami lewarowymi, które następnie łączą się w pojedynczy kanał, uchodzący do burzowca. Dla szybkiego zasysania się lewaru przyjęto wysokość wspólnego kanału 0,90 m, zaś kanałów lewarowych jako połowę tej wysokości, tj. 0,45 m. Długość krawędzi przelewowej przyjęto 2,0 m w tym celu, aby podczas niższych napełnień zbieracza, zanim się lewar nie zassie, wydatek przelewu był już dostatecznie duży. Szerokość kanałów lewarowych oraz kanału wspólnego przyjęto równą długości krawędzi przelewowych, tj. 2,00 m w tym celu, aby nie zmieniać warunków ruchu. Wymiary kanału wspólnego oraz kanałów lewarowych są dostatecznie duże, umożliwiające ich swobodne wykonanie i wykończenie ich powierzchni.

Wspólny kanał prostokątny o wymiarze $2,00 \times 0,90$ m przechodzi w kanał eliptyczny rozmiaru $1,50 \times 0,90$ m, a zatem o mniejszym polu przekroju w celu zmniejszenia kosztów budowy oraz z powodu potrzeby pewnego zdławienia wylotu lewaru, aby powietrze od dołu z burzowca się nie przedzierało i nie przerywało ruchu lewarowego. Uniknie się w ten sposób występowania pulsacji w ruchu lewarowym.

Długości są następujące: kanał eliptyczny 6,0 m, przejście z kanału eliptycznego w prostokątny 2,00 m, kanał prostokątny 1,50 m, kanały lewarowe: lewostronny — 5,00 m, prawostronny — 3,00 m; kanał prawostronny, jakkolwiek krótszy zmienia kierunek krzywizny, podczas gdy dłuższy kanał lewostronny ma stały kierunek krzywizny, opory więc ruchu w obu kanałach, a tym samym i wydatki obu przelewów będą w przybliżeniu dla obu krawędzi przelewowych równe. Przejście z kanału prostokątnego w eliptyczny zaprojektowano o 2,00 m długości tak, aby kąt zawarty między osią kanału a kierunkiem ścian nie przekraczał $12,5^\circ$, jako granicznego dla odchylenia strug wody bez wywołania zaburzeń w ruchu.

Obliczenie przelewu lewarowego polega na wyznaczeniu strat spadów dla pewnych przyjętych wydatków, przy czym jako wydatek największy należy przyjąć ten wydatek, który odpowiada prędkości granicznej 14,0 m/sek na ścianie wewnętrznej lewaru tj. na krawędzi przelewowej.

Ze względu na wielkość strat wywołanych ruchem współśrodkowym w lewarze, stosunek promienia zewnętrznej do wewnętrznej krzywizny ścian lewarowych powinien otrzymać wartość jak najmniejszą. Przy prześwicie kanału lewarowego, tj. różnicy promieni 0,45 m, jako największy praktycznie dający się zastosować promień wewnętrznej powierzchni przyjęto 0,10 m. Przy większym promieniu stosunek byłby korzystniejszy, lecz wzrósłby rozmiar i koszt budowy. Z obliczeń następnym wynika, że przy promieniu 0,10 m wydatek lewaru jest dostatecznie duży.

Mając wartości promieni $r_0 = 0,10$ m oraz $R = 0,55$ m, z wzoru (26) obliczamy prędkość średnią

$$v_{sr} = \frac{v_0 \cdot r_0 \cdot \ln(n)}{R - r_0}$$

Wobec tego, że

$$n = \frac{0,55}{0,10} = 5,5$$

otrzymujemy

$$\ln(n) = 1,705,$$

zaś dla przyjętej prędkości granicznej $v_0 = 14,0$ m/sek otrzymujemy:

$$v_{sr} = 5,304 \text{ m/sek.}$$

Przy łącznym polu przekroju kanałów lewarowym równym $1,80 \text{ m}^2$ wydatek lewaru wyniesie $9,548 \text{ m}^3/\text{sek}$.

Współczynnik St. Venanta α , charakteryzujący nierównomierność rozłożenia prędkości dla ruchu wirowego, obliczamy ze wzoru (33)

$$\alpha = \frac{(n+1)(n-1)^3}{2n^2 \cdot (\ln n)^3} = \frac{6,5 \times 4,5^3}{2 \times 5,5^2 \times 1,705^3} = 1,975$$

Ponieważ prócz strat wysokości, wynikających z powodu nierównomiernego rozłożenia prędkości, istnieją jeszcze straty na wirach, wynikające z samego przejścia z prędkości zerowej w prędkość w lewarze, należy stratę α obliczoną powyższym wzorem pomnożyć jeszcze przez 1,10. Otrzymujemy więc łączny współczynnik $\alpha = 2,173$. Dla średniej prędkości w lewarze 5,304 m/sek stracona wysokość prędkości wyniesie

$$h_v = \alpha \frac{v^2}{2g} = 3,116 \text{ m.}$$

W przekroju eliptycznym prędkość średnia wyniesie:

$$v_2 = \frac{9,548}{1,060} = 9,006 \text{ m/sek.}$$

Przyjmując α dla tego wypadku równe 1,20 oraz uwzględniając prędkość nabytą w lewarze, otrzymamy wysokość prędkości

$$h_{v_2} = \frac{1,2}{2g} \cdot (v_2^2 - v_1^2) = 3,239 \text{ m}$$

Łączne więc straty na wywołanie prędkości w kanałach lewarowym i odpływowym będą równe $6,355 \text{ m}$.

Straty na oporach tarcia są stosunkowo nieznaczne. Obliczyć je można wzorem Manninga przy przyjęciu współczynnika szorstkości $n = 0,014$.

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/3}$$

Promień hydrauliczny dla prostokątnego kanału lewarowego równa się

$$R = \frac{0,90}{4,90} = 0,184 \text{ m,}$$

promień zaś hydrauliczny dla kanału eliptycznego

$$\frac{1,060}{3,831} = 0,277 \text{ m.}$$

Przy prędkości w pierwszym wypadku 5,504 m/sek, w drugim 9,006 m/sek spadły ciśnienia obliczone wzorem Manninga wyniosły: w pierwszym wypadku 0,0582, w drugim 0,0881 m na mb. Przeciętna długość kanałów lewarowych jest 4,0 m, kanału prostokątnego 2,0 m, przejścia 2,0 m. Przyjmując spadek ciśnienia w przybliżeniu za stały na długości od krawędzi przelewu do połowy kanału przejściowego, otrzymamy łączną długość tej przestrzeni 6,50 m. Pozostała długość przejścia oraz długość kanału eliptycznego razem wynoszą 6,00 m. Obliczone straty spadły wyniosły więc na pierwszym odcinku 0,343 m, drugim 0,549 m. Ogółem straty spadły będą następujące:

Wysokość prędkości stracona w lewarze	3,116 m
Wysokość prędkości stracona w kanale eliptycznym	3,239 „
Straty na oporach tarcia w kanałach lewarowych	0,343 „
Straty na oporach tarcia w kanale eliptycznym	0,549 „
Łączna strata spadły	7,247 m

Przy wydatku lewaru 9,548 m³/sek strata spadły wyniesie 7,247 m. Dla wydatków mniejszych strata będzie się zmniejszać w stosunku do kwadratu prędkości, względnie, wobec niezmiennego pola przekroju, w stosunku do kwadratu wydatku. Stąd obliczyć można straty spadły dla innych wydatków, podane w zestawieniu poniższym:

Wydatek lewaru	1,5	3,0	4,5	6,0	7,5	9,548 m ³ /sek
Strata spadły na lewarze	0,179	0,715	1,606	2,862	4,472	7,247 m

Równaniem wydatku lewaru dla projektowanych wymiarów jest:

$$Q = 3,547 \sqrt{h} \text{ m}^3/\text{sek.}$$

W podziałce logarytmicznej związek między spadem i wydatkiem przedstawi się linią prostą, nachyloną do poziomu pod kątem $\text{tg } \alpha = 1:2$. Z wykresu można odczytać, że spadowi 2,124 m, który powstanie przy wypełnieniu po szczyt sklepienia zarówno zbieracza, jak i burzowca, lewar przepuści 5,169 m³/sek, tj. tyle, ile zostało przyjęte w założeniu. Wymiary lewaru są zatem odpowiednie.

Z obliczenia wynika następnie, że przy przyjętym promieniu zaokrąglenia krawędzi przelewowych $r_0 = 0,10$ m oraz przy wydatku lewaru nawet poniżej 5,00 m³/sek prędkość strug płynących przez krawędź przelewową nie osiągnie jeszcze wartości granicznych, a zatem nie powstaną jeszcze zjawiska kawitacji, połączone z zzeraniem materiału krawędzi. Krawędź może być zatem wykonana z materiałów normalnie używanych w kanalizacji, bez stosowania szczególnych zabezpieczeń. Istotnie dla wydatku lewaru 5,169 m³/sek prędkość przeciętnie w kanałach lewarowych będzie

$$\frac{5,169}{1,80} = 2,872 \text{ m/sek,}$$

prędkość zaś na krawędzi przelewowej

$$v_0 = v_{sr} \cdot \frac{n - 1}{\ln(n)} = 7,581 \text{ m/sek,}$$

Odpowiada temu wysokość prędkości, czyli ujemne ciśnienie na krawędzi przelewu (ssanie) równe $h_v = 2,929$ m.

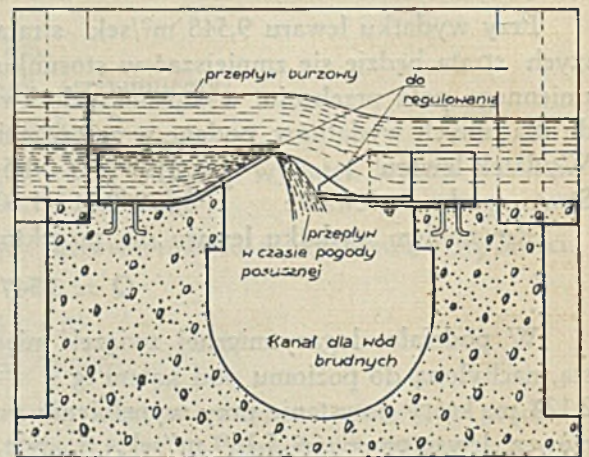
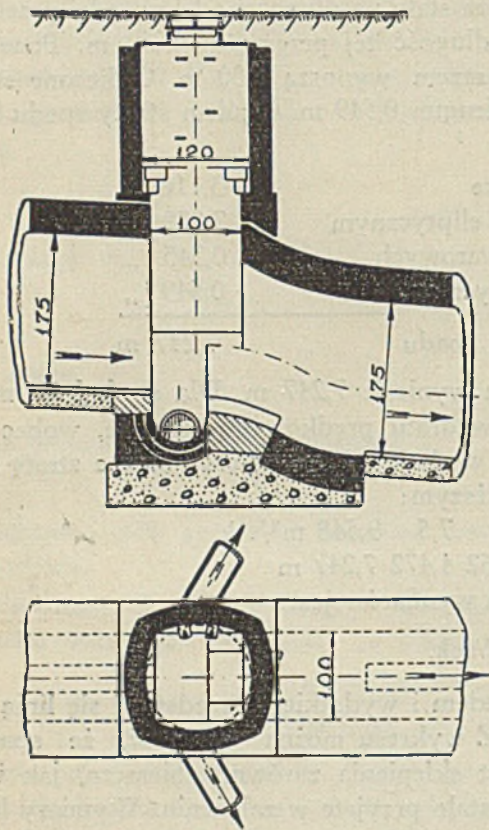
Z obliczenia wynika w końcu, że ruch lewarowy będzie się zawsze odbywać w granicach normalnego ciśnienia atmosferycznego, czyli że wyniki doświadczenia na modelu będą miarodajne także dla wykonanego przelewu lewarowego w skali naturalnej.

Przy projektowaniu przelewu musi być uwzględnione ssanie w wysokości blisko 3,0 m od strony zewnętrznej, do czego dochodzi 1,5 m ciśnienia hydrostatycznego. Razem siła wyłamująca ścianę przelewową wynosi 4,5 t/m², działając na płytę o długości 2,0 m i wysokości 1,5 m, utwierdzoną na trzech krawędziach.

Wyniki obliczenia dla powyższego lewaru były sprawdzone przez Dyрекcję Wodociągów i Kanalizacji m. Warszawy na modelu. Wydatek lewaru był zgodny z obliczonym teoretycznie. Lewar zasysał się łatwo, zassany utrzymywał się nawet przy opadnięciu poziomu wody w kanale poniżej poziomu szczytu sklepienia.

Odrębny typ od poprzednio opisanych przelewów stanowią r o z d z i e l a c z e (separatory) wykonywane w ten sposób, że przewód odprowadzający normalnie ścieki na oczyszczalnię

biegnie spodem, nad nim przechodzi kanał doprowadzający ścieki z odpowiednio wykształconym dnem i umieszczonym w nim otworem. W przedłużeniu kanału górnego znajduje się burzowiec. W czasie pogody posusznej przy istniejących niewielkich prędkościach dopływowych ścieki przez otwór w dnie wlewają się do przewodu idącego pod otworem; w czasie deszczów nawalnych przy dużej prędkości wody napływającej prawie całkowicie przeskakuje ona przez otwór, odpływając burzowcem (rys. 184, 185).



Rys. 184. Rozdzielacz ścieków pod ul. Mostową w Warszawie.

Rys. 185. Rozdzielacz ścieków w Perth Amboy N. J.

Rozdzielacze zastosowane były również dla odcięcia dopływu wód burzowych do dolnego odcinka kłapy, uruchamiane samoczynnie pływakami odpowiednio do poziomu wody w komorze przelewowej. Pływaki są tak ustawione, że przy pogodzie posusznej wszystkie wody odpływają kanałem; przy osiągnięciu określonej wartości rozcieńczenia ścieków wodami burzowymi, pływaki zamykają kanał kierując cały dopływ do burzowca.

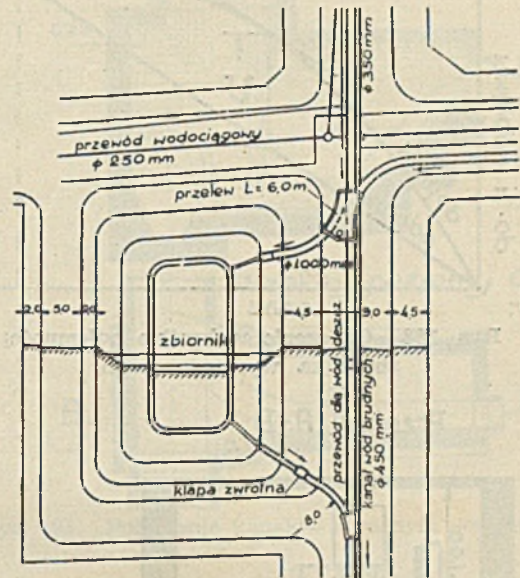
V. 6-h. Kanały ulgi.

Kanały ulgi wykonywane są dla uchwycenia przed granicami miasta wód obcych, napływających dzięki układowi powierzchni na teren miasta. Wody te mogące stanowić niepotrzebne obciążenie kanałów miejskich zbiera się do przewodów okalających osiedle i wprowadzonych bezpośrednio do odbiornika.

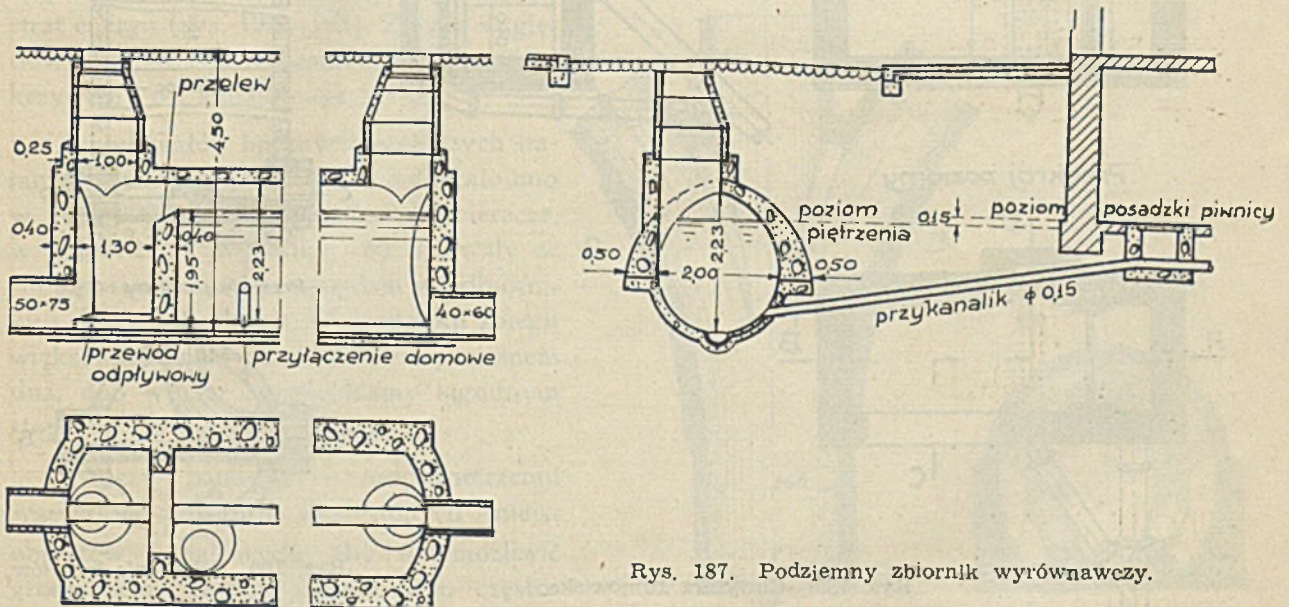
V. 6-i. Zbiorniki wyrównawcze (retencyjne).

Tam, gdzie nie jest możliwe odprowadzenie nadmiaru splywu deszczowego krótką drogą do odbiornika, mogą być fale deszczu doprowadzane do naturalnych lub sztucznych zbiorników terenowych, jezior, sadzawek, kotlin, w których odpływ krótkotrwały i gwałtowny gromadzi się (rys. 186, 187). Po zakończeniu deszczu woda odpływa biegnącym w przedłużeniu doprowadzalnikiem kanałem do sieci kanalizacyjnej, przy czym wymiary przewodów poniżej dostosowuje się do rozłożonego na dłuższy okres czasu przepływu. W ten sposób gwałtowna fala splywu deszczowego zostaje wybitnie splaszczona, co daje możliwość oszczędniejszego wymiarowania przewodów. Gdy naturalnych zbiorników brak i zachodzi potrzeba budowy zbiornika sztucznego, należy sprawdzić słuszność takiego rozwiązania przez porównanie kosztów jego budowy oraz różnicy kosztów kanałów odciążonych i nieodciążonych.

W wypadku wody tylko deszczowej najodpowiedniejsze są otwarte zbiorniki, w wypadku ścieków mieszanych zbiorniki zakryte. Ilość odpływu dostosowuje się do zdolności przelotowej odbiornika, wielkości wyrównawczej zbiornika i czasu, w ciągu jakiego ma być odprowadzony przyjęty największy przepływ.



Rys. 186. Zbiornik wyrównawczy.



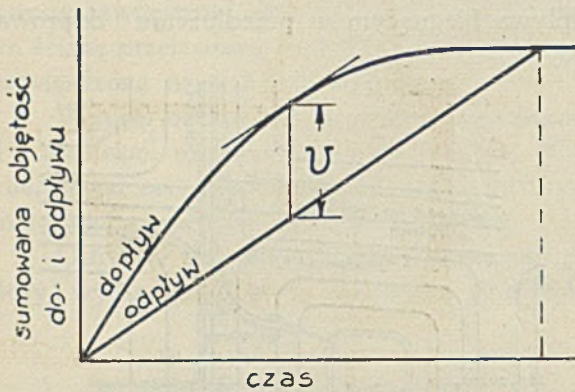
Rys. 187. Podziemny zbiornik wyrównawczy.

Obliczenie pojemności wyrównawczej zbiornika najlepiej przeprowadzić wykreślnie przez wyrysowanie krzywej sumowanego dopływu fali deszczu. Na osi rzędnych odkładamy w przyjętej podziałce sumowane dopływy odpowiednio do upływu czasu, który odkładamy na osi odciętych. Prowadząc stycznie do krzywej poprzedniej prostą, wyobrażającą równomierny największy odpływ, na który projektujemy kanał poniżej, otrzymamy pojemność wyrównującą jako największy odstęp pomiędzy linią dopływu i odpływu (rys. 188).

V. 6-j. Chwytnice rumowiska.

Tam, gdzie dopływa woda deszczowa dużym spadkiem z zewnętrznych zlewni o nieubezpieczonych powierzchniach i jest obawa dopływu na teren miasta rumowiska, należy zabezpieczyć

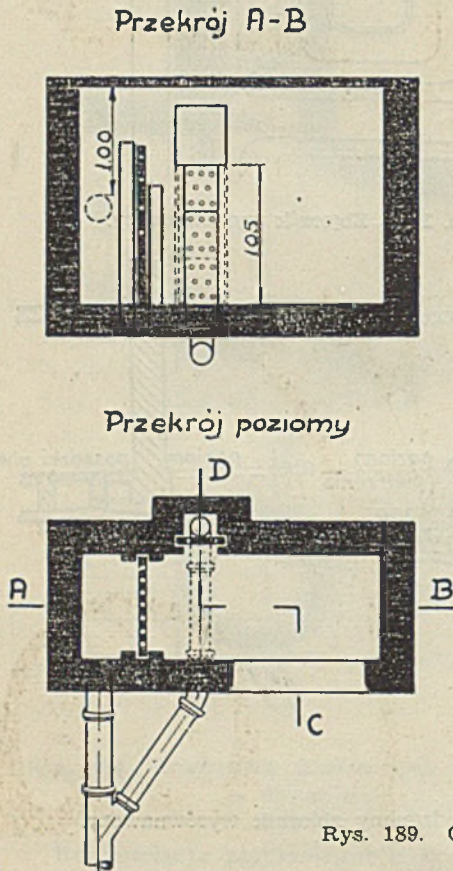
się przeciwko niemu przez założenie zbiorników chwytających i gromadzących rumowisko (rys. 189). Są to często poszerzenia na dopływie, gdzie przy zmniejszonej prędkości przepływu zostają zatrzymane toczone cięższe rumowisko, kamienie. Składy takie muszą być stale oczyszczane z osadów.



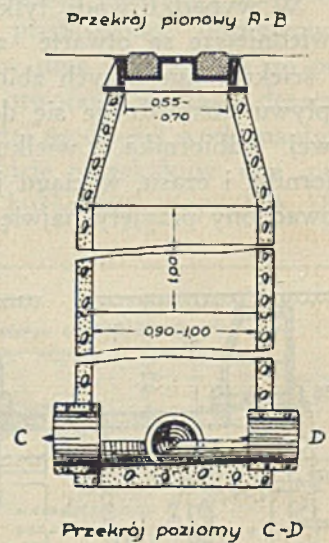
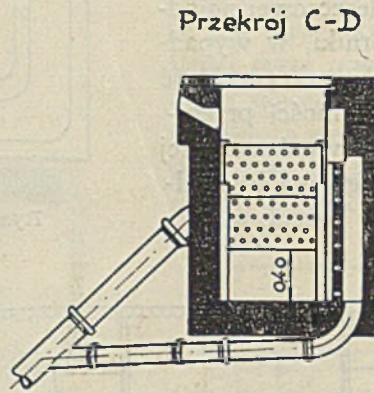
Rys. 188. Obliczenie wykresne pojemności zbiornika wyrównawczego.

V. 6-k. Połączenia kanałów.

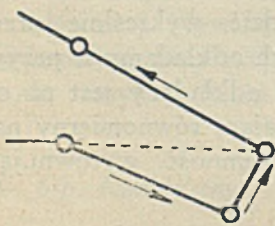
Połączenia kanałów mniejszych przekrojów lub wprowadzenie przewodów małych do kanałów dużych przeprowadza się zawsze w studzienkach złączowych, przy czym w razie połączeń w poziomie należy zwrócić uwagę, by wykonane ono było liniami płynnymi (rys. 190). Koryta dla przepływu posusznego w dnie studzienki powinny dochodzić do siebie pod kątem ostrym najlepiej 45°. Linie kanałów nie mogą się więc przecinać pod włos, musi być wówczas wstawiona do-



Rys. 189. Chwytnik rumowiska.



Rys. 190. Połączenie kanałów.

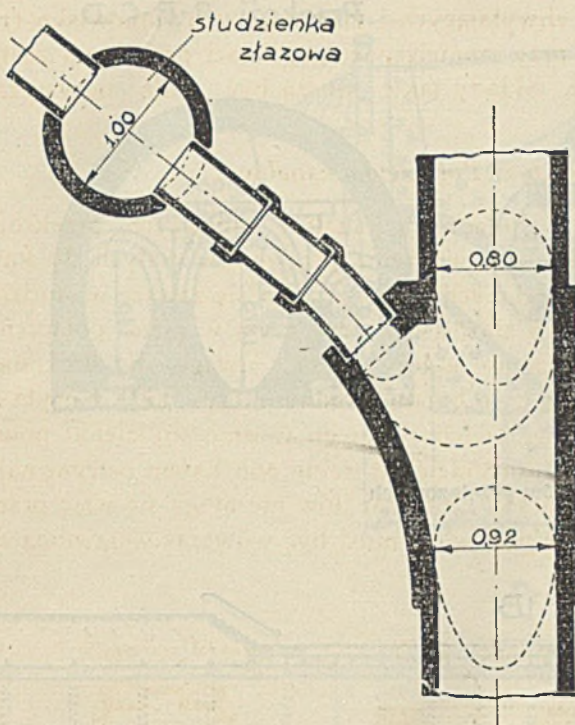


Rys. 191.

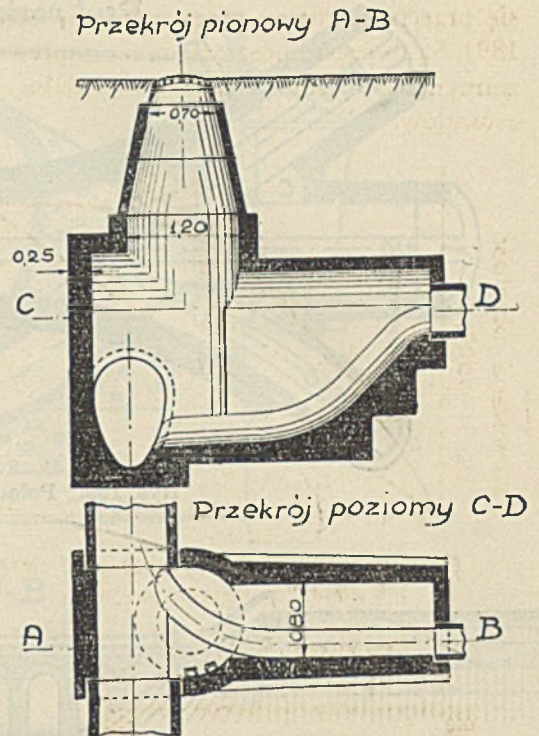
datkowa studzienka, by kąt ostry został zmieniony co najmniej na prosty (rys. 191).

W wypadku łączenia się dwóch lub trzech kanałów dużych rozmiarów powstają częstokroć dość złożone kształty połączeń, wykonywanych jako odrębne obiekty na sieci kanalizacyjnej. Przy wykonywaniu takich połączeń należy się jeszcze ściślej niż dla wypadków poprzednich trzymać zasady, by nie było gwałtownych zmian przekrojów, powinny one następować łagodnie,

stopniowo tak, by nie mogło powstawać zarówno spiętrzenie odpływającej wody, jak i zmniejszenie prędkości, prowadzące do powstawania strat energii oraz osadów. Wszelkie zmiany kie-



Rys. 192. Połączenie kanałów.



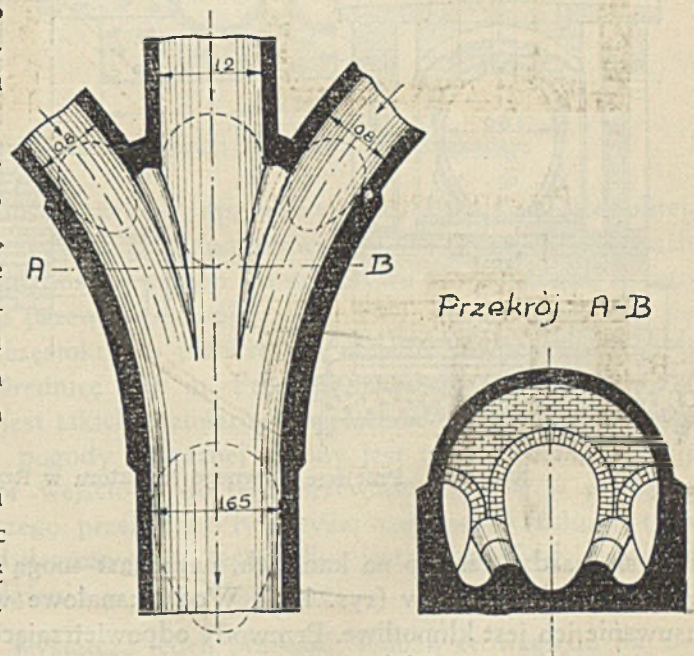
Rys. 193. Połączenie kanałów o różnym poziomie.

runku powinny być również wykonywane stopniowo, jeżeli nie chcemy dopuścić do strat energii (rys. 192—195). Z tych względów nie stosuje się mniejszych promieni krzywizny osi kanałów niż 5,0 m.

Dno kanałów bocznych mniejszych staramy się zawsze umieścić tak, by leżało ono w poziomie ścieków posusznych zbieracza, w najgorszym wypadku, by licowały ze sobą poziomy wód posusznych w odborniku i doprowadzalniku. W wypadku zbiegu większych kanałów z nierównym poziomem dna, dno wyższe sprowadzamy łagodnym stopniem do poziomu dolnego.

Należy pamiętać o odpowiedzeniu wszystkich górnych wzniesionych miejsc obiektów kanałowych, aby uniemożliwić gromadzenie się tam szkodliwych, często-kroć wybuchowych, gazów kanałowych.

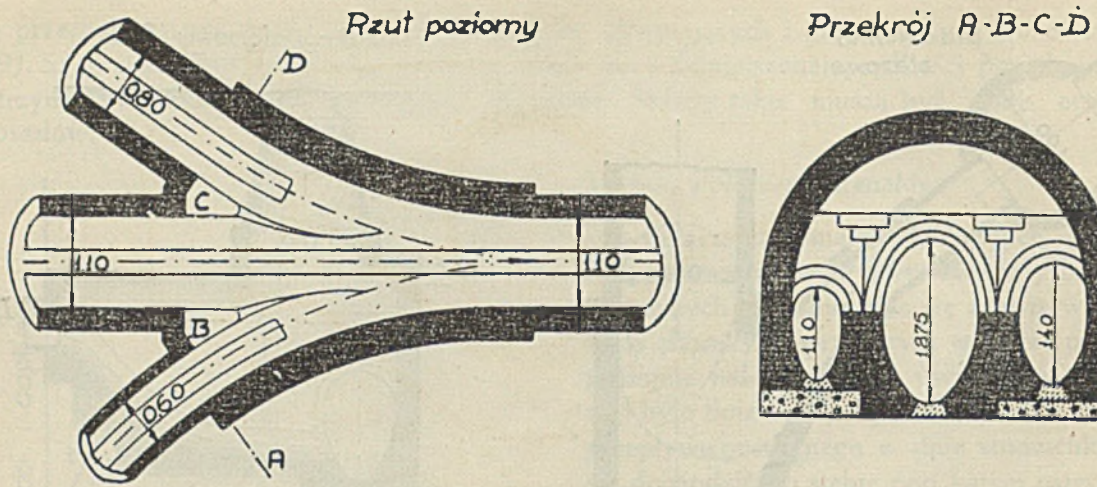
Rzut poziomy



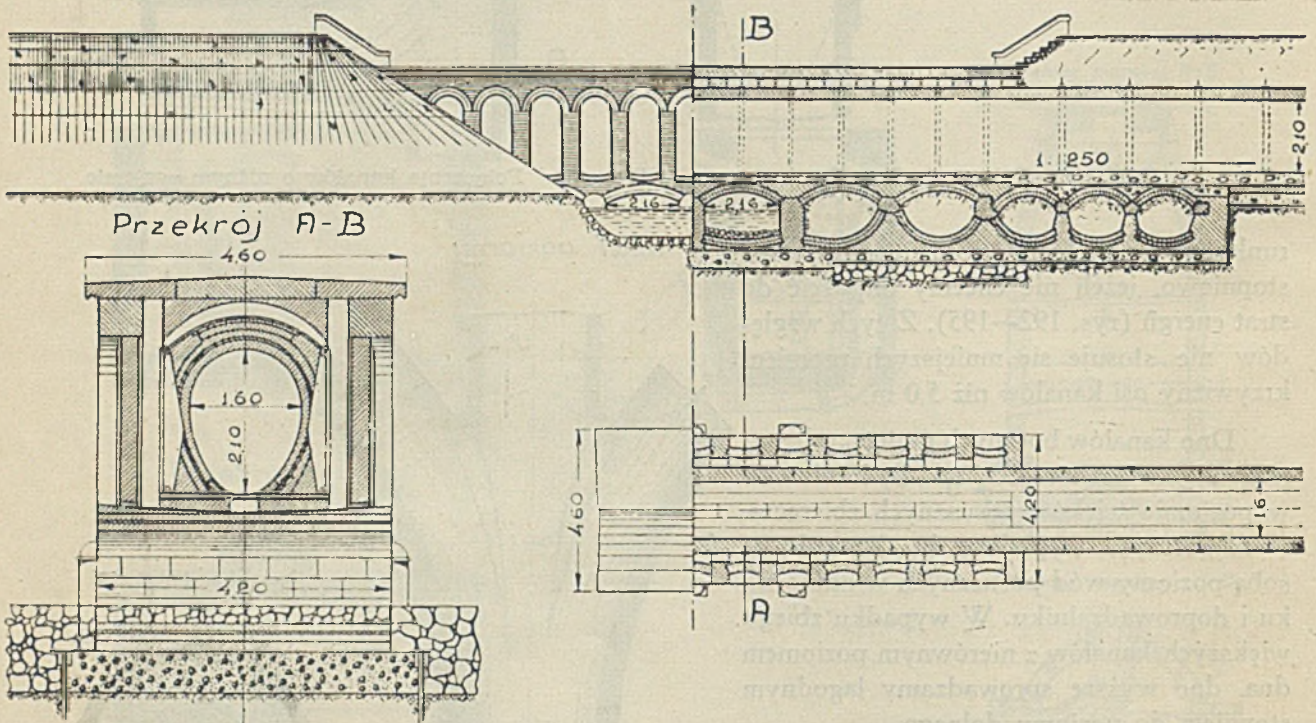
Rys. 194. Połączenie kanałów przełazowych.

V. 6-l. Przepusty, syfony.

W wypadku skrzyżowania przewodów kanalizacyjnych z innymi przewodami podziemnymi, jak wodociągi, kanały, metro lub idącymi po powierzchni otwartymi rowami, kanałami, rzekami, najlepiej gdy takie przejście wykonać można bez zmian kierunku, przekroju oraz poziomów dna kanału (rys. 196). Odpowiednio do linii przebiegu, głównie głębokości, kanału wykształca się lub przekłada przewody krzyżujące się z kanałem. Przejście kanału spodem pod przeszkodą bez zmiany poziomu dna kanału wykonane być może w postaci przepustu. Nie zawsze jednak takie rozwiązanie jest możliwe, wówczas należy na pewnym odcinku kanału obniżyć dno, wykształcając przewód jako syfon. Przejścia nad przeszkodami w postaci lewarów sto-



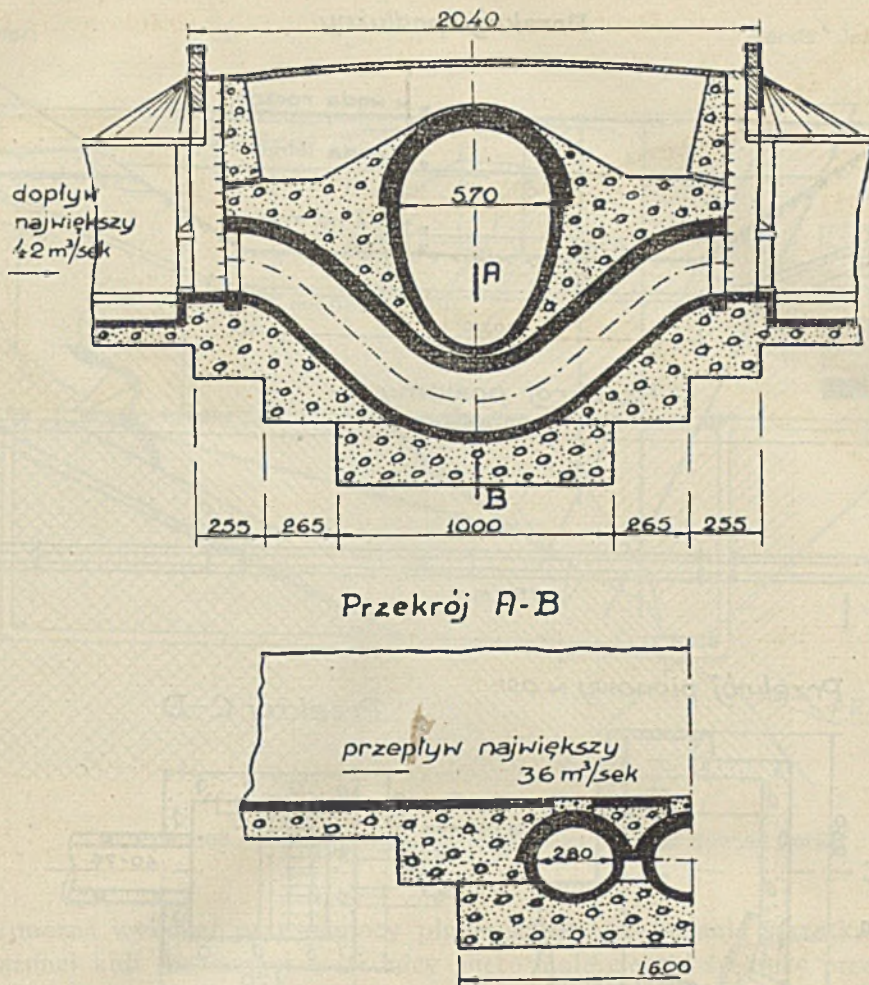
Rys. 195. Połączenie kanałów przelazowych.



Rys. 196. Przeście głównego kolektora w Rzymie przez potok Tor di Valle.

suje się bardzo rzadko na kanałach, natomiast mogą one w pewnych wypadkach być wykonane w postaci akweduktów (rys. 197). Wody kanałowe wydzielają więcej gazów, niż zwykła woda, usuwanie ich jest kłopotliwe. Przewody odpowietrzające łatwo mogą ulec zatkanie zanieczyszczeniami, zawartymi w ściekach. Lewary wymagają stałego dozoru i użycia energii. Ponieważ końce lewaru muszą być zanurzone w studzienkach wejściowej i wyjściowej z opuszczonymi dnami poniżej dna kanału, zbierają się tam osady, które należy często usuwać, aby nie dopuścić do psucia się wody ściekowej. Stosuje się więc lewary tylko w ostateczności, gdy nie daje się zastosować innych urządzeń. Są one wykonane w kilku miastach niemieckich.

Często spotykanym obiektem w sieci kanalizacyjnej, szczególnie w miastach większych, posiadających sieć kolei podziemnej są przepusty syfonowe. Dno ich jest zakładane na długości przejścia pod przeszkodą częstokroć znacznie niżej od dna kanału. Przez odpowiednie wykonanie należy się zabezpieczać przeciwko możliwości powstawania osadów na tych zagłębionych partiach. Ze względu na zwiększone straty z powodu zmian kierunku oraz przekrojów dno kanału poniżej przepustu musi być obniżone w stosunku do dna dopływu o największą wysokość strat.



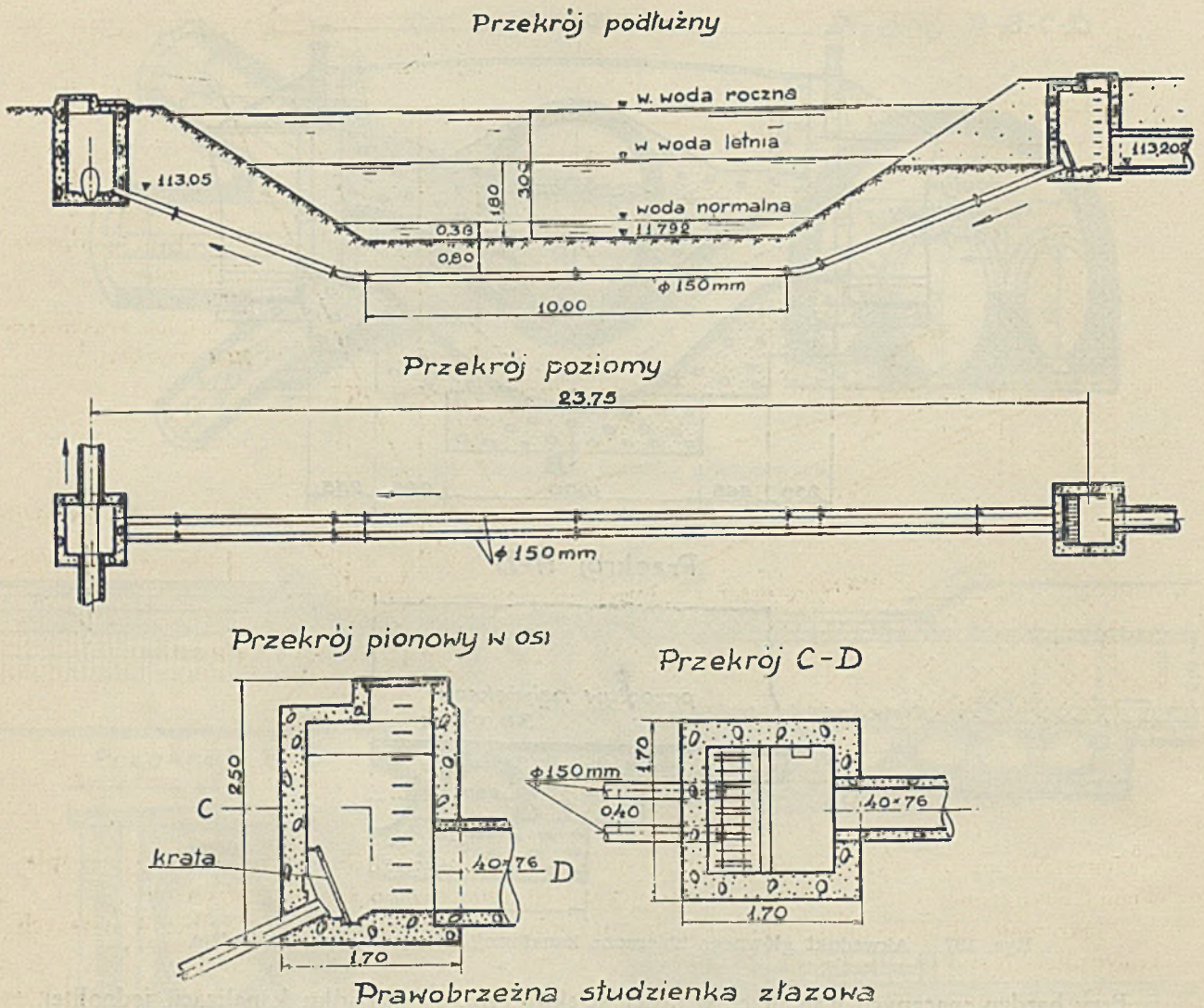
Rys. 197. Akwedukt głównego zbieracza kanalizacji Warszawy na Kaskadzie.

Przy bardzo znacznych wahaniami w ilości ścieków, np. w wypadku kanalizacji jednolitej, przepust nie może składać się z jednego przewodu, gdyż powstawałaby w pewnych okresach zbyt mała prędkość przepływu w przekroju dostosowanym do przepływu największego. Z tego względu buduje się syfon co najmniej jako przewód podwójny (rys. 198), nieraz składający się z większej liczby przewodów, przy czym częstokroć o przekrojach niejednakowych (rys. 199). Jako przekrój najmniejszy przyjmuje się średnicę 0,30 m. Przekrój mniejszy odpowiada przepływowi w okresie posuszny, większy jest takich rozmiarów, by łącznie z poprzednim mógł przełknąć przepływ największy. W okresie pogody posusznej czynny jest tylko przewód mniejszy. W tym celu w komorze wlotowej otwór wejściowy do tego przewodu daje się w poziomie dna kanału, natomiast spód otworu większego przekroju o tyle wyżej nad dnem kanału, ile tego wymaga zwierciadło nadpływających wód deszczowych. Jeśli tylko jest to możliwe, powinno się przed przepustami zakładać dla ich odciążenia przelewy burzowe.

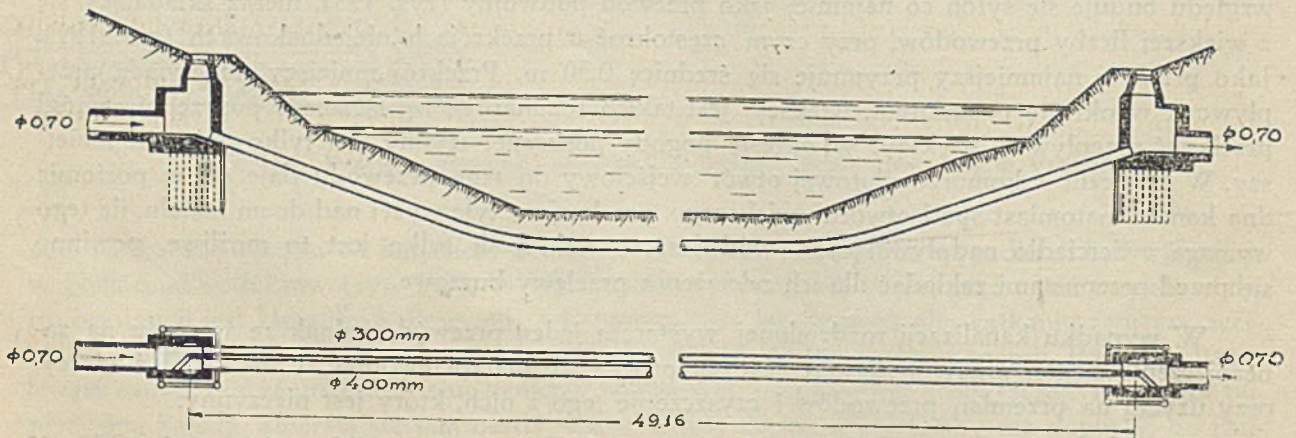
W wypadku kanalizacji rozdzielonej wystarcza jeden przewód; jednak ze względu na zabezpieczenie ciągłej pracy, wskazane jest wykonanie dwóch przewodów o tej samej średnicy, przy użyciu na przemian przewodów i czyszczenie tego z nich, który jest nieczynny.

Prędkości przepływu w przepuście nie powinny być mniejsze niż 0,5 — 1,0 m/sek. Gdy są one mniejsze, konieczne jest stałe oczyszczanie.

W celu utrzymania syfonu w czystości wskazane jest nadawanie części obniżającego się przewodu nachylenia 1:3, części odpływowej, aby ułatwione było wypływanie osadów 1:2 — 1:1. Wykonywane są też części odpływowe w postaci studzienek pionowych (rys. 200). Wówczas mogące powstawać osady sprowadzone są do jednego miejsca, skąd je łatwo usunąć przez wypompowanie. Niektóre konstrukcje syfonów przewidują na końcach części spodniej rewizje, przez które można usunąć osad nie dający się wypłukać.



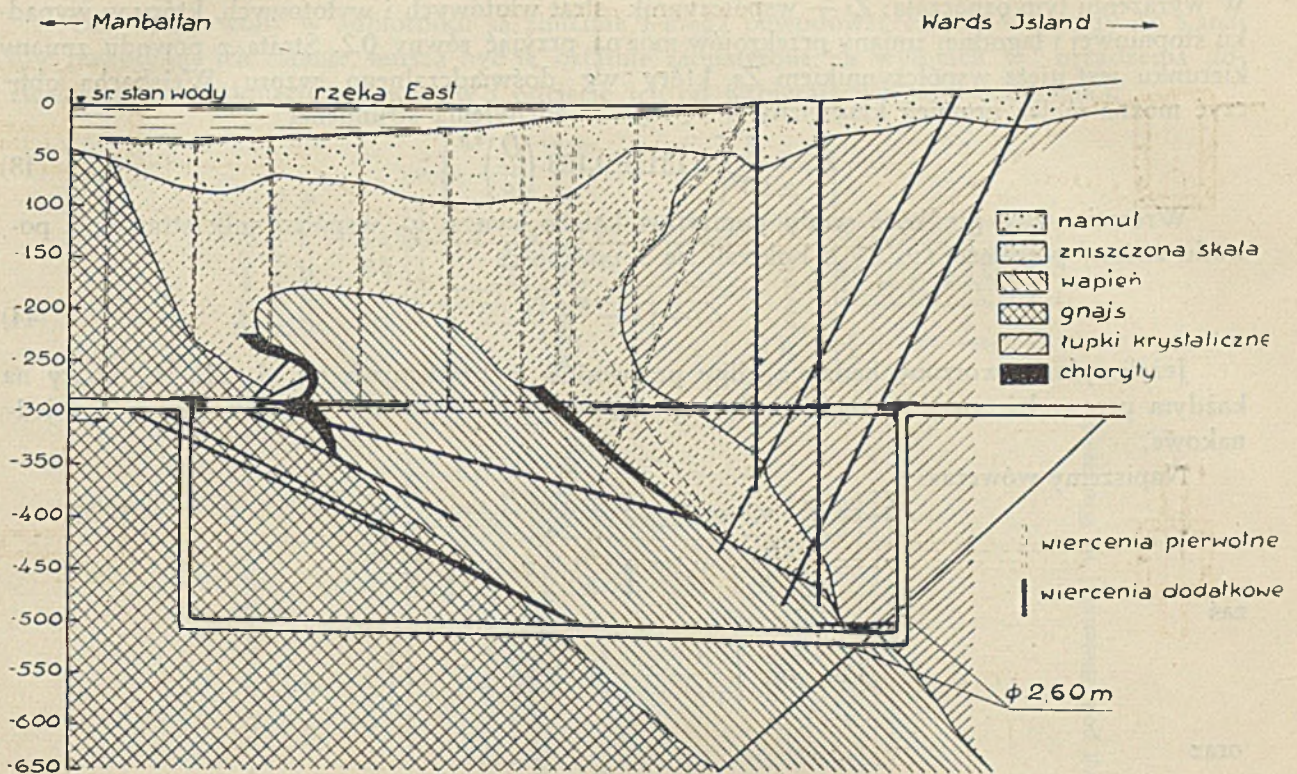
Rys. 198. Projekt przejścia zbieracza w Ciechanowie pod rzeką Łydynią.



Rys. 199. Syfon kanalizacyjny pod szpandawskim kanałem żegluga.

Płukanie konieczne jest tylko dla syfonów prowadzących zużyte wody domowe. Syfony dla wód deszczowych nie wymagają płukania. Niekiedy umieszcza się na wlotach kraty o prześwicie 5 cm.

Dawniej wykonywane zagłębienia w dnie na wlocie do zbierania osadów nie są obecnie stosowane. Należy pamiętać o możliwości wyłączania z pracy przewodów przez ich zamknięcie od wlotu i wylotu. Na wlocie i wylocie umieszcza się węłki na ścianki zakładane lub też zasuwki.



Rys. 200. Przejście kanałem pod rzeką East w Nowym Jorku.

Oczyszczanie można wykonać przy pomocy płukania lub przeciągania szczotki, wreszcie splawiania wydrążonej kuli drewnianej o średnicy nieco mniejszej od średnicy przewodu.

Jako materiał budowlany stosuje się obecnie prawie wyłącznie żelazo oraz żelbet, w starszych konstrukcjach spotyka się beton i drzewo,

Dno kanału na wylocie musi leżeć niżej o różnicę spadku dna kanału na jego długości, powiększoną o straty przy przepływie przez syfon. Straty te oblicza się na podstawie prędkości przepływu wody w syfonie. Obierając zgodnie z wyżej powiedzianym prędkość przepływu w granicach 0,5 — 1,0 m/sek określa się przekrój $A = \frac{Q}{v}$ m², względnie dobiera się wymiary lub średnicę przekroju, określając tym ściśle wartość prędkości przepływu. Jeżeli syfon wbudowuje się w przewód już wykonany, powstaje powyżej niego spiętrzenie, odpowiadające wysokości strat.

Stratę jednostkową ciśnienia na tarcie obliczyć można z wzoru Manninga

$$J = \frac{v^2}{k^2 \cdot R^{4/3}} \quad (37)$$

lub dla przewodu kołowego o średnicy D

$$J = \frac{v^2}{k^2 \left(\frac{D}{4}\right)^{4/3}} \quad (38)$$

$$\text{Na długości } l \text{ syfonu strata wyniesie } h = J \cdot l \text{ lub } h = Z_1 \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (39)$$

$$Z_1 = \frac{2g}{k^2} \cdot \frac{l}{R^{4/3}} \quad (40)$$

$$\text{Całość strat w syfonie ująć można wyrażeniem } h_s = k \cdot v^2 \quad (41)$$

gdzie v — prędkość wody w syfonie, zaś

$$k = \frac{l}{2g} \cdot (Z_1 + Z_2 + Z_3 + Z_4) \quad (42)$$

W wyrażeniu tym oznaczają: Z_2 — współczynnik strat wlotowych i wylotowych, który w wypadku stopniowej i łagodnej zmiany przekrojów może być przyjęty równy 0,2. Strata z powodu zmiany kierunku jest ujęta współczynnikiem Z_3 , który wg doświadczalnego wzoru Weisbacha obliczyć można mając promień krzywizny γ i kąt δ odchylenia strumienia

$$Z_3 = \frac{\delta}{90^\circ} \left[0,131 + 0,163 \left(\frac{D}{\rho} \right)^{3,5} \right] \quad (43)$$

Wreszcie, gdy prędkość wody poniżej w kanale wynosi v_0 , współczynnik strat Z_4 z powodu zmiany prędkości ($v_0 < v$) określi się z zależności

$$Z_4 = \left(1 - \frac{v_0^2}{v^2} \right) \quad (44)$$

Jeżeli syfon utworzony będzie z kilku przewodów o przekrojach np. A_1, A_2, A_3 , straty na każdym przewodzie przy przepływie łącznym $Q = v_1 A_1 + v_2 A_2 + v_3 A_3$ muszą być jednakowe.

Napiszemy wówczas:

$$h_s = k' \cdot v_1^2 = k'' \cdot v_2^2 = k''' \cdot v_3^2 = \dots$$

$$v_1 = \sqrt{\frac{h_s}{k'}}; \quad v_2 = \sqrt{\frac{h_s}{k''}}; \quad v_3 = \sqrt{\frac{h_s}{k'''}}$$

zaś

$$Q = \sqrt{h_s} \left[\frac{A_1}{\sqrt{k'}} + \frac{A_2}{\sqrt{k''}} + \frac{A_3}{\sqrt{k'''}} + \dots \right]$$

oraz

$$h_s = \frac{Q^2}{\left[\frac{A_1}{\sqrt{k'}} + \frac{A_2}{\sqrt{k''}} + \frac{A_3}{\sqrt{k'''}} + \dots \right]^2} \quad (45)$$

Obliczenie przeprowadza się w sposób następujący: obieramy prędkości v_1, v_2, v_3 itd. i mając prędkość v_0 znajdujemy wartości k', k'', k''' oraz w pierwszym przybliżeniu h_s , zaś znalazłszy h_s , obliczamy v_1, v_2, v_3 , oraz sprawdzamy h_s powtórnie, póki nie otrzymamy pożądanej zgodności.

V. 6-m. Wyloty kanałów i ich zamknięcia.

Wyloty kanałów sieci jednolitej, kanałów deszczowych oraz burzowców powinny być tak założone, aby następowało dobre przemieszanie się ścieków z wodą odbiornika i jego brzegi nie były zanieczyszczane osadami. Jedynie wyloty odpływów z oczyszczalni nie wymagają specjalnego ukształtowania ujścia, choć i tu dążyć powinniśmy do doprowadzenia odpływających ścieków do koryta wód małych w sposób zwarty, nie pozwalając na ich rozlewanie się po brzegu.

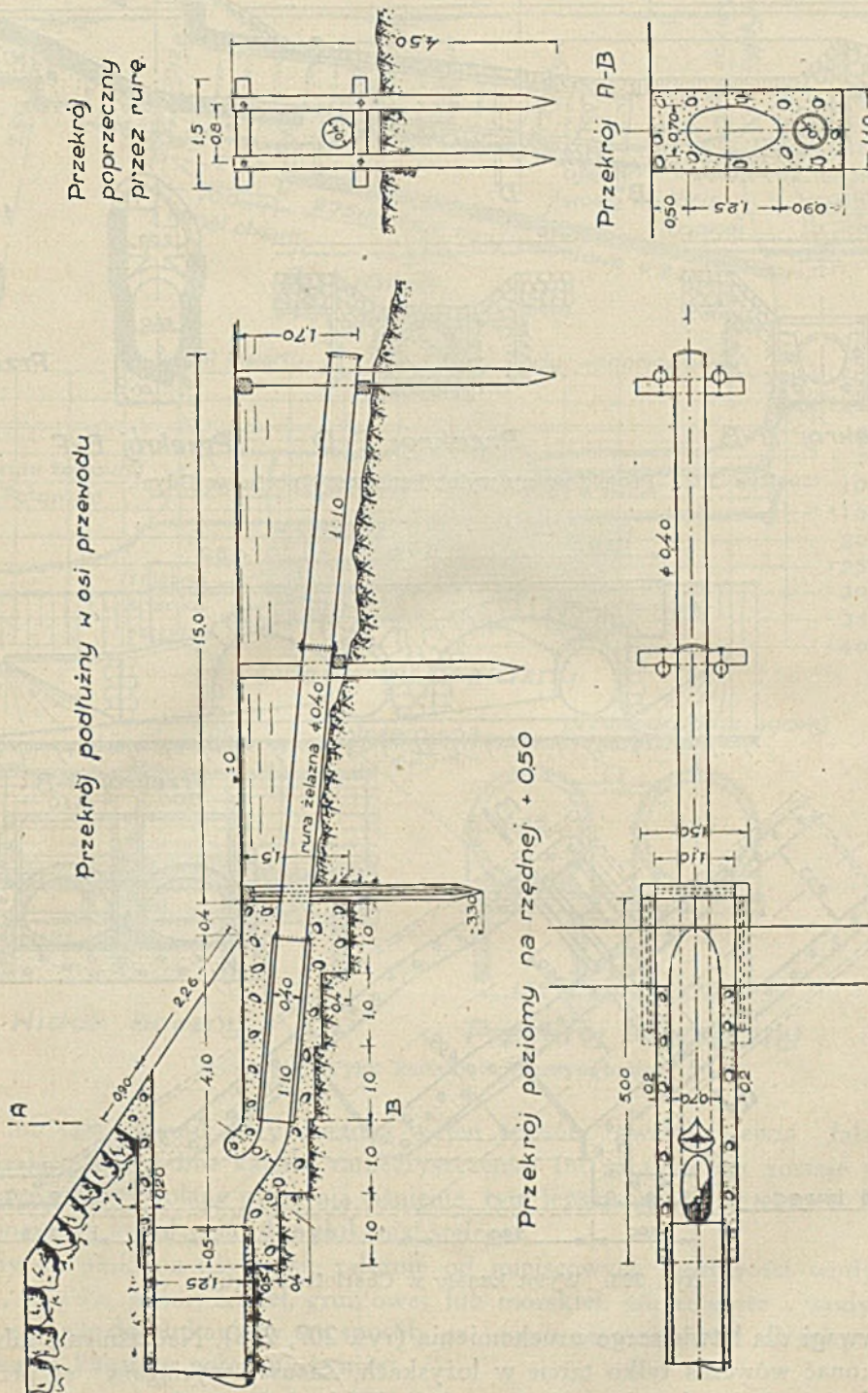
Zależnie od miejscowych warunków wykształca się odpowiednio odcinki ujściowe kanałów. Najstosowniejszym miejscem na wylot będzie brzeg wklęsły z dużymi głębokościami wody przy nim oraz szybkim prądem wody. Nie można umieszczać wylotu za tamami równoległymi lub pomiędzy ostrogami, musi on być wyprowadzony w koryto poza główki lub tamy równoległe do miejsc, gdzie i w czasie niskich stanów istnieje duża prędkość wody. Na ogół w rzadkich wypadkach można umieścić wylot w skarpie brzegu wklęsłego, bulwarze lub w specjalnie dla wylotu wybudowanym przyczółku. Częstokroć należy wysunąć się z brzegu w koryto. Wówczas prowadzi się ścieki aż do miejsca wylotu przewodem zamkniętym, ułożonym na dnie lub pod dnem odbiornika. Stosowane są rury żelazne, żelbetowe i drewniane.

Wyloty kanalizacji jednolitej wykonuje się również i w ten sposób, że przed ujściem przewód zostaje podzielony, odpływy posuszne płyną przewodem małego wymiaru do wylotu umieszczonego pod najniższym stanem wody w odbiorniku, wody deszczowe, trafiające się rzadziej, wpływają do odbiornika przez przewód o wymiarach końcowego odcinka kanału z brzegu.

Należy zwrócić uwagę, by duże ilości wypływających wód burzowych nie mogły stwarzać przeszkód dla żeglugi na rzekach większych. Wprowadzić je należy pod kątem ostrym do biegu rzeki, uwzględniając miejsca przystani statków i łodzi oraz miejsc kąpielowych.

Kilka przykładów ukształtowania wylotów podano na rysunkach 201—206.

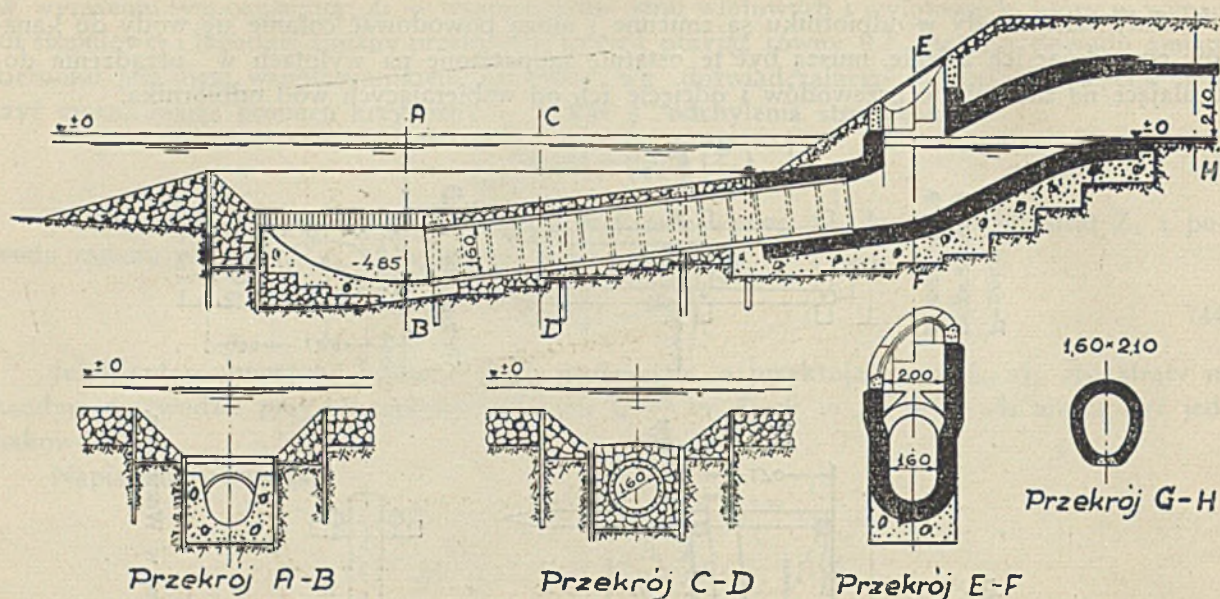
Gdy stany wody w odbiorniku są zmienne i mogą powodować cofanie się wody do kanałów powodując ich zalanie, muszą być te ostatnie zaopatrzone na wylotach w urządzenia dozwalające na zamknięcie przewodów i odcięcie ich od zbierających wód odbiornika.



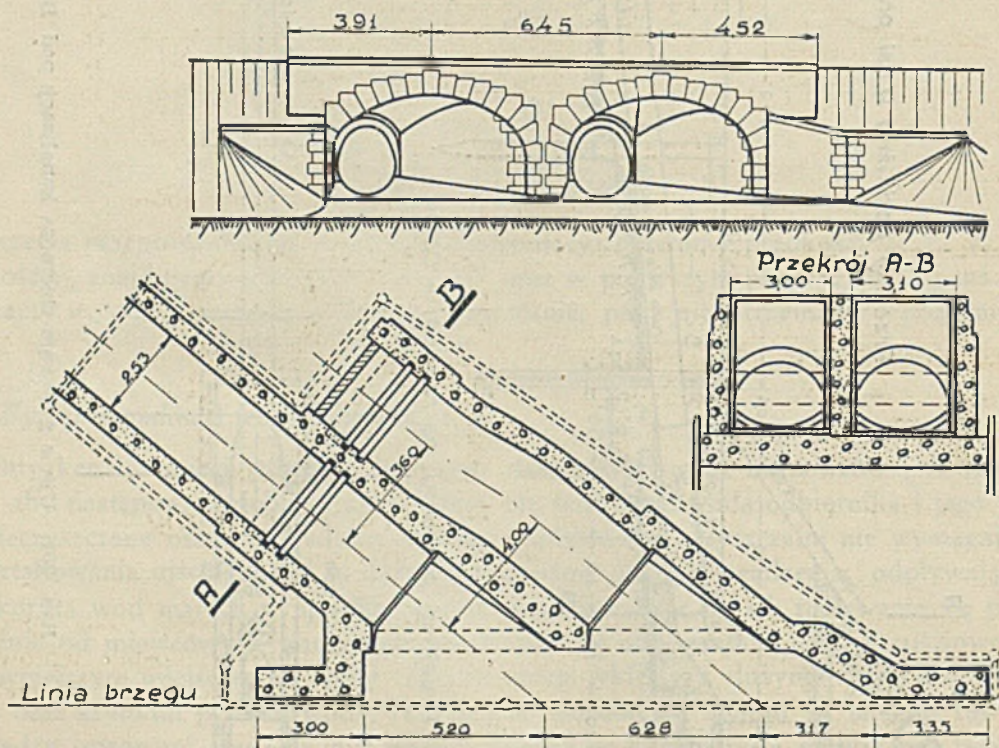
Rys. 201. Ujście głównego zbieracza kanalizacji pod Bielaniem w Warszawie.

W najprostszym wypadku zamknięcia takie mogą być wykonane w postaci ścianek zakładanych w odpowiednio umieszczone wewnątrz w ścianach końcowego odcinka kanału lub w przyczółku wylotowym. Ten rodzaj zamknięcia stosowany jest raczej jako prowizoryczny na wypadek konieczności napraw w kanale lub gdy potrzeba odcięcia kanału od odbiornika zachodzi rzadko oraz gdy wahania poziomów wody w tym ostatnim są niewielkie. Ścianki zakładane wykonywane są przeważnie z drewna, rzadziej z żelaza.

W wypadkach częstszej potrzeby uruchamiania stosuje się zamknięcia samoczynne w postaci klap, uruchamiane ręcznie lub mechanizmami zasuwy, względnie wrota. Wykonywane są one jako konstrukcje żelazne lub żeliwne. Klapy samoczynne oraz często i zasuwy są zaopatry-



Rys. 202. Projektowany wylot kanalizacji portu w Gdyni.



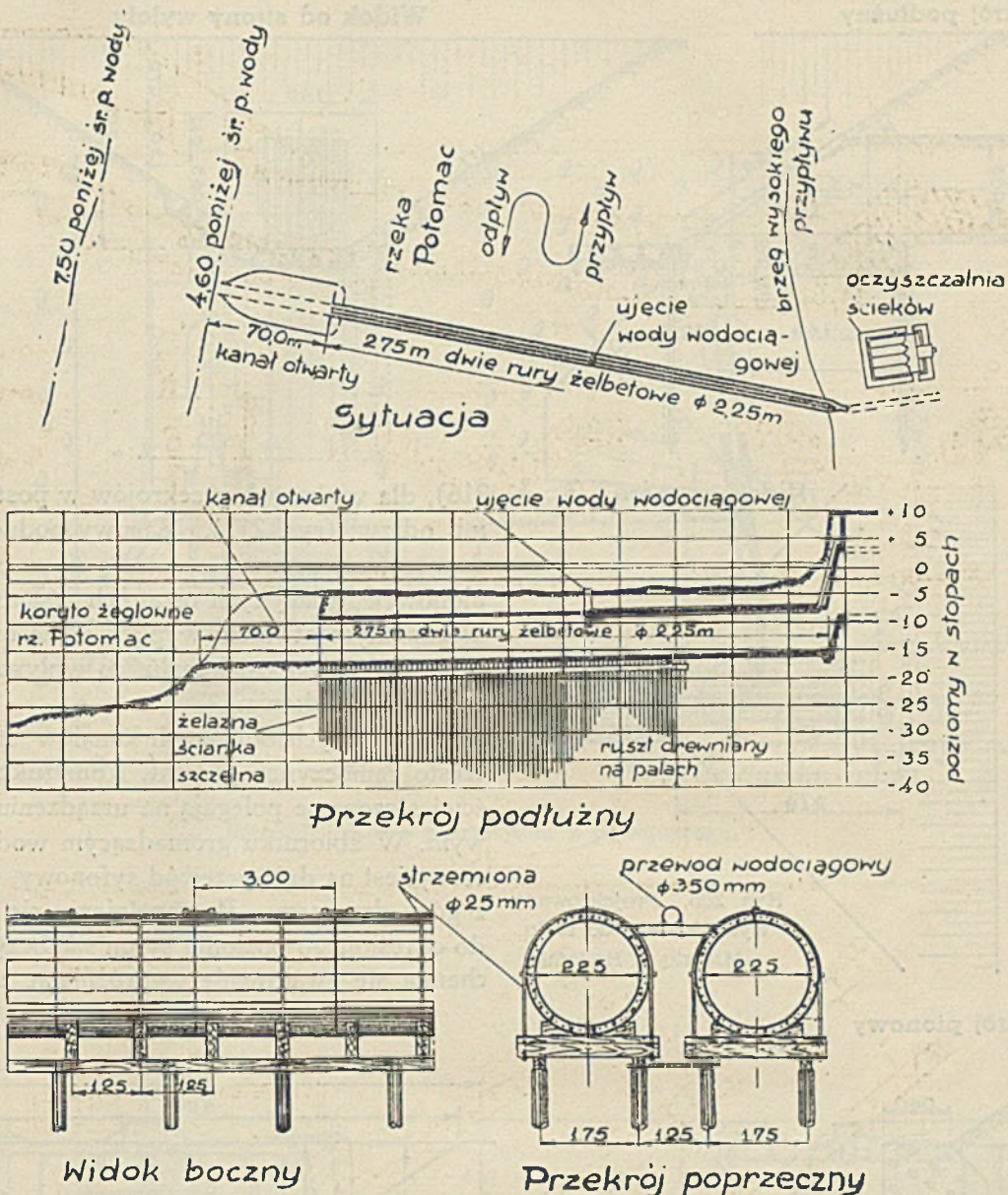
Rys. 203. Wylot kanału w Charlottenburgu.

wane w przeciwwagi dla łatwiejszego uruchomienia (rys. 207, 208). Nadciśnienie lub siła wyciągowa musi pokonać wówczas tylko tarcie w łożyskach. Zasuwy wyciągane są przy pomocy łańcuchów Galla lub drabinek żelaznych (rys. 209). Wał z kołami zębatymi może być przy pomocy odpowiednio ustawionych przekładni uruchamiany ręcznie (rys. 210) lub silnikiem elektrycznym (rys. 211).

V. 6-n. Płuczki.

Dla utrzymania w czystości kanałów w wypadkach niewielkich spadków i niemożności uzyskania prędkości powodującej samooczyszczanie się kanałów, należy zakładać na sieci specjalne urządzenia płuczące.

Urządzenia takie polegają na wybudowaniu w górnych końcach kanałów zbiorników lub galerii, z których gromadząca się woda jest wprowadzana do przewodów w pewnych odstępach



Rys. 204. Wylot kanału w Waszyngtonie.

czasu ręcznie lub samoczynnie. Wytworzona w ten sposób gwałtowniejsza fala przepływu spłukuje osadzające się na dnie kanału zanieczyszczenia. Im gwałtowniej zostaje wprowadzona fala i im większe jest wywołane przez nią ciśnienie, tym lepszy osiąga się skutek. W niektórych sieciach wykonane są urządzenia do płukania stałego.

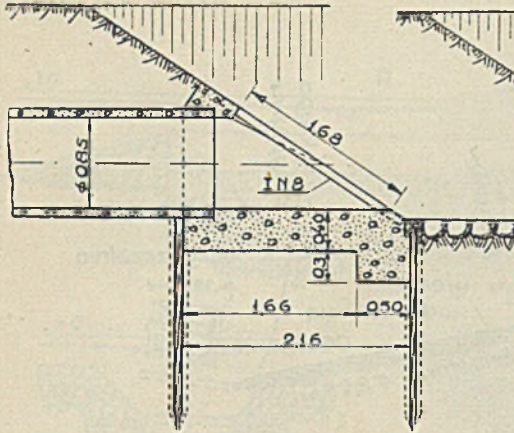
Jako wody do płukania używa się zależnie od miejscowych możliwości wody wodociągowej, z rzeczek, stawów, jezior, źródeł, grun'owej lub morskiej, jak również i wody kanałowej. Tę ostatnią stosuje się do płukania w ten sposób, że używa się ścieków z wyżej położonych kanałów do płukania kanałów położonych niżej.

Stosownie do obserwacji skuteczniej działa płuczaco większa liczba płuczek mniejszych rozmiarów, rozmieszczona równomiernie na sieci, niż nieliczne duże zbiorniki na górnych końcach kanałów.

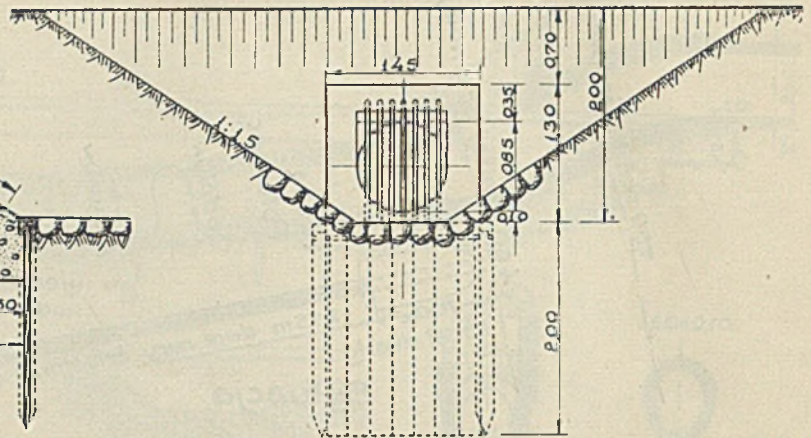
Najkosztowniejsze jest wykorzystanie do celów płukania wody wodociągowej. Wykorzystanie wody kanałowej wymaga często jej okresowego spiętrzania; w wypadku niewielkiego dopływu w górnych odcinkach, gdzie płukanie jest najbardziej potrzebne, gromadzi się ona powoli. Krótki okres płukania poprzedzany jest długim okresem spiętrzenia ścieków, z tego względu stosować należy wody kanałowe do płukania wówczas, gdy brak jakich innych możliwości.

Zgromadzone wody wypuszcza się falą przez otwarcie przez obsługę zamknięć, wykonanych dla mniejszych przekrojów w postaci klap (rys. 212, 213, 214), śluz, szybrów (rys. 215,

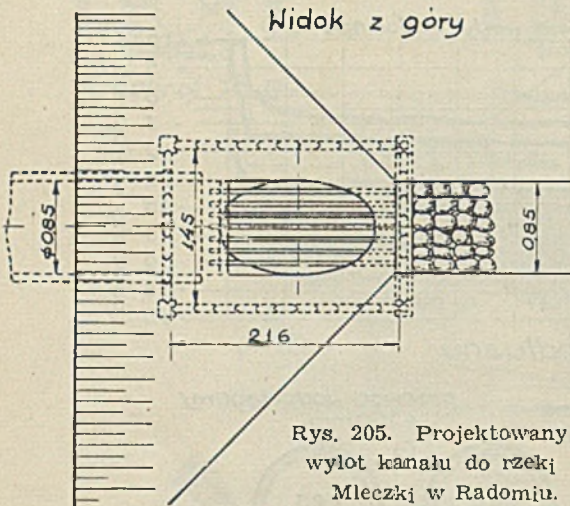
Przekrój podłużny



Widok od strony wylotu



Widok z góry

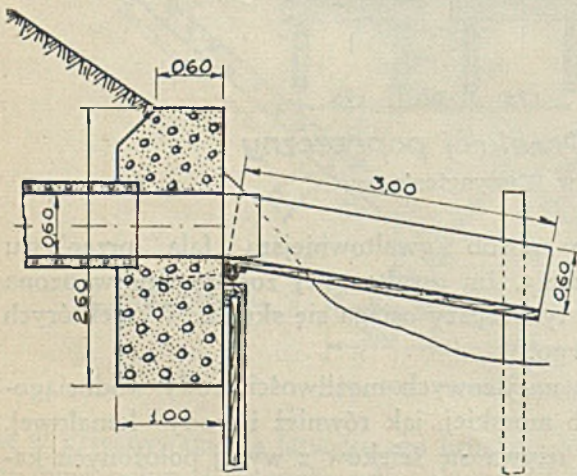


Rys. 205. Projektowany wylot kanału do rzeki Mleczki w Radomiu.

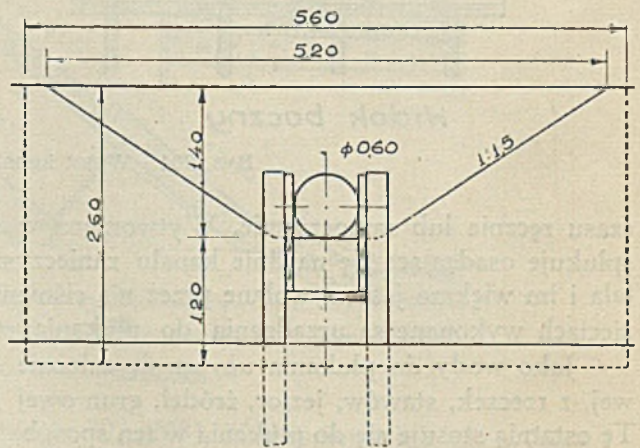
216), dla większych przekrojów w postaci zasuw lub odrzwi (rys. 217). Zasuwy podnoszone są do góry, zaś odrzwa otwierają się w bok na osi pionowej. Wadą tych ostatnich jest to, że przy niepełnym otwarciu wypływ może być skierowany nie po osi kanału, co wpływa ujemnie na skutek płukania.

W górnych odcinkach kanałów stosuje się często samoczynne płuczki. Konstrukcje najczęściej stosowane polegają na urządzeniu syfonowym. W zbiorniku gromadzącym wodę umieszczony jest na dnie przewód syfonowy, przykryty z góry dzwonem. Po wypełnieniu się zbiornika do określonego poziomu syfon samoczynnie uruchamia się gwałtownie wypróżniając zbiornik.

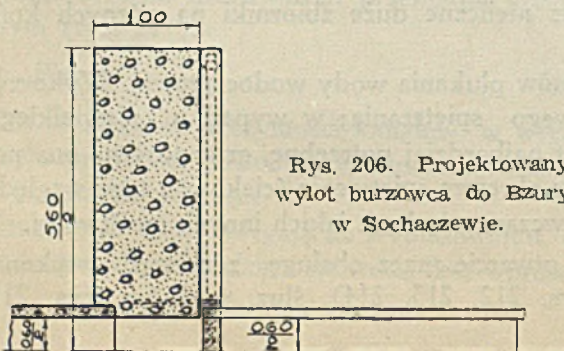
Przekrój pionowy



Widok

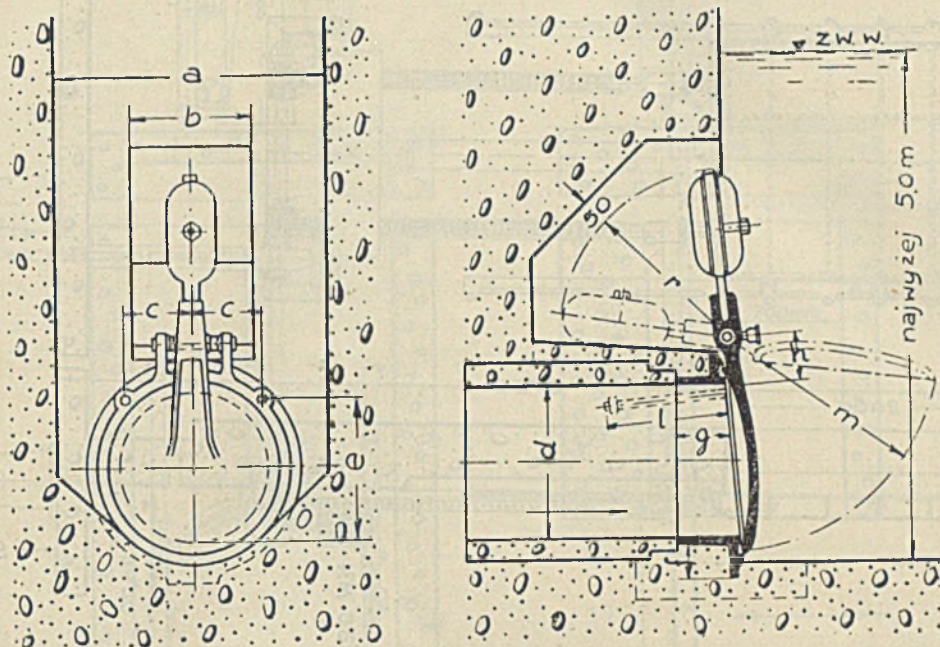


Przekrój poziomy

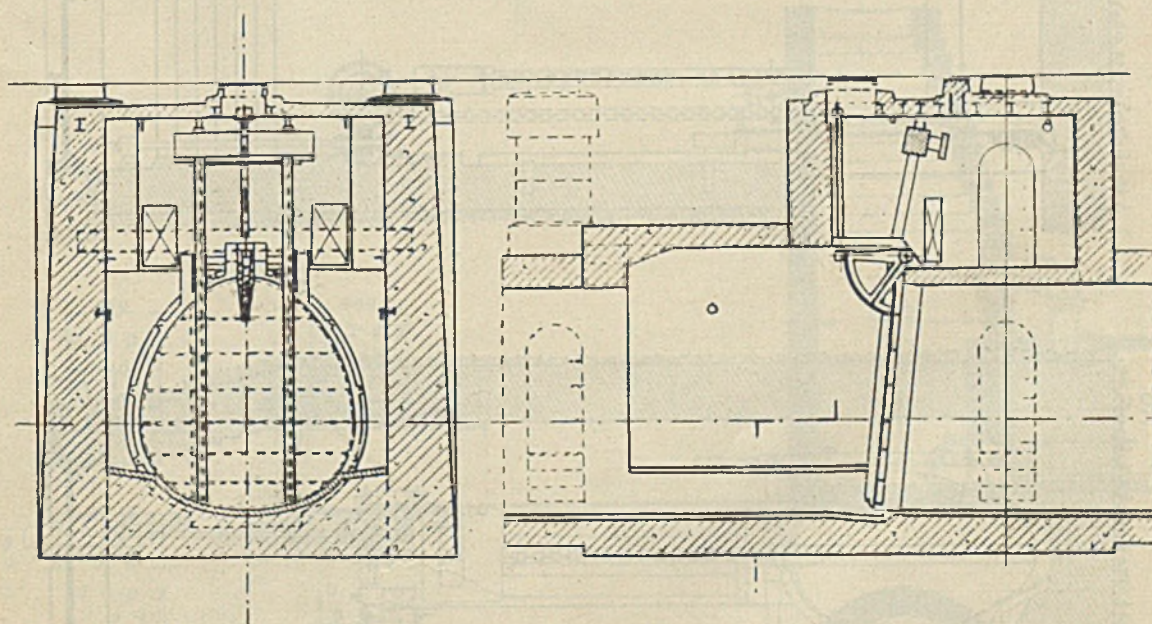


Rys. 206. Projektowany wylot burzowca do Bzury w Sochaczewie.

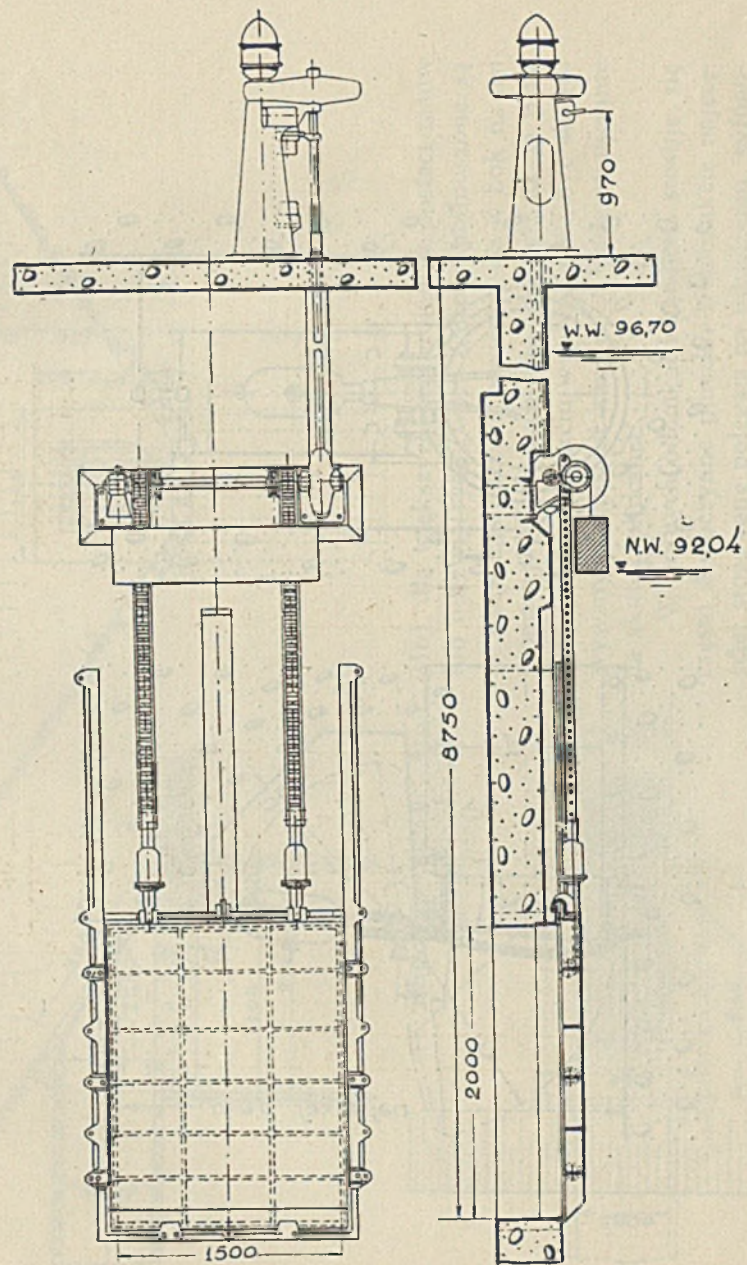
W konstrukcjach pokazanych na rysunkach 218, 219, ciśnienie wody powoduje sprężanie powietrza pod dzwonem i stopniowe wypychanie z syfonu kolumny wody. W chwili, gdy powietrze znajduje ujście przez prawe ramię syfonu, woda wpływa gwałtownie pod dzwon i syfon zasysa. Po opadnięciu wody w zbiorniku do poziomu poniżej otworu w dzwonie wchodzi doń powietrze, syfon przerywa swe działanie, przy czym w obu jego ramionach ustala się jednakowy poziom wody. Wierzch ramienia prawego musi być nieco wzniesiony ponad dno przewodu od-



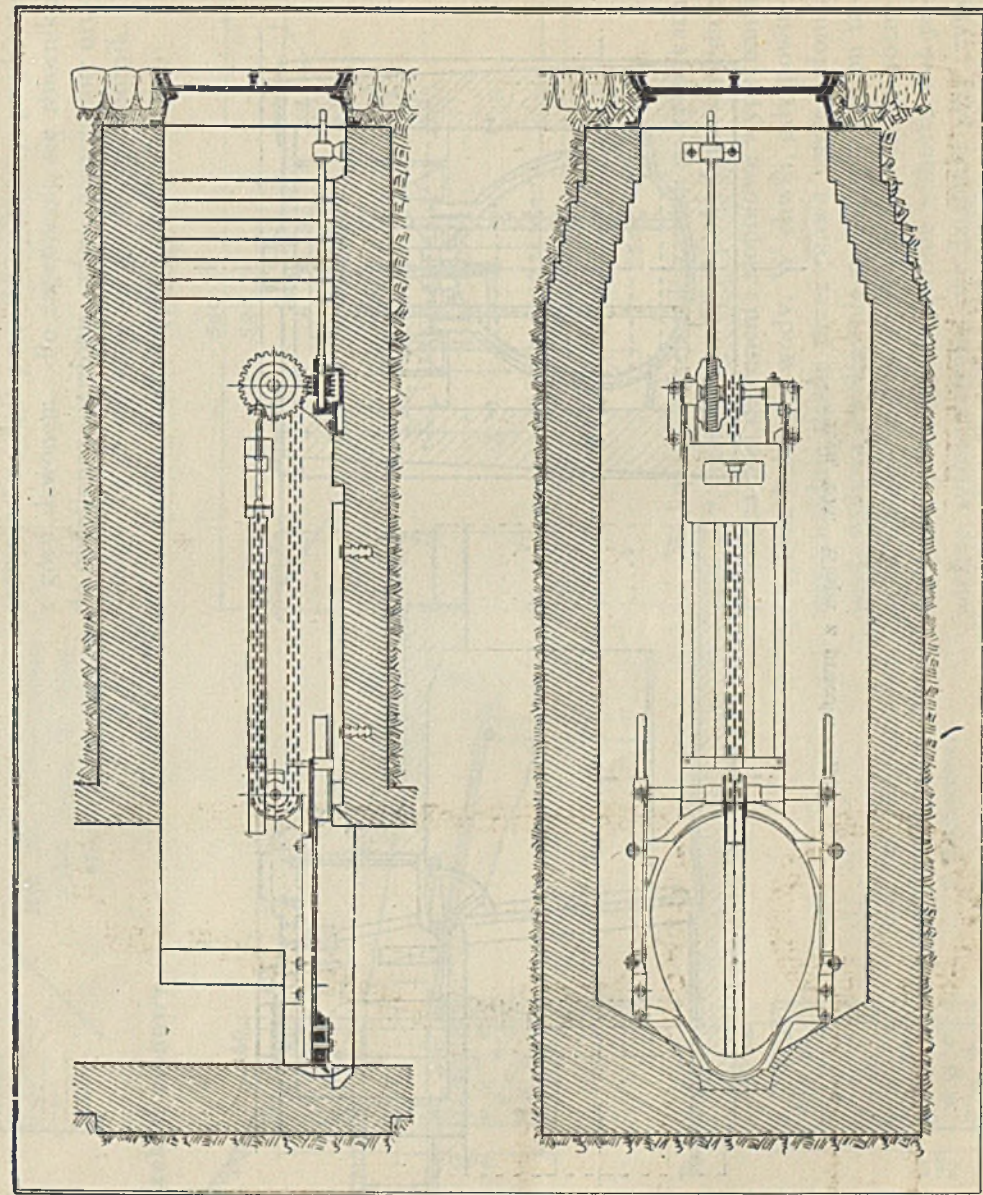
Rys. 207. Kłapa samoczynna z przeciwwagą.



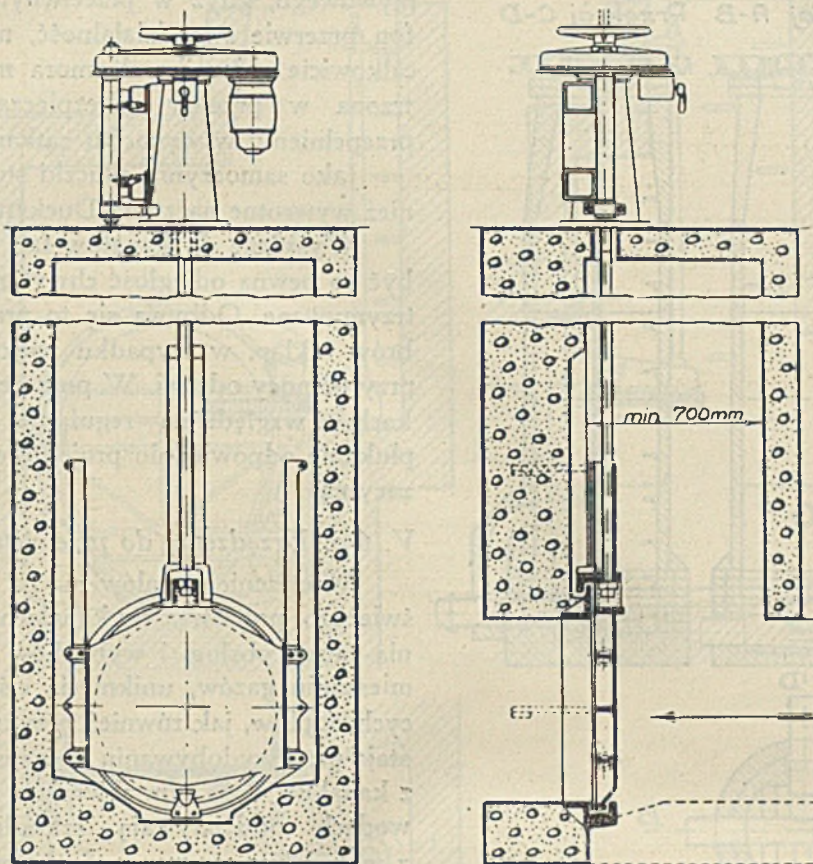
Rys. 208. Kłapa z przeciwwagą.



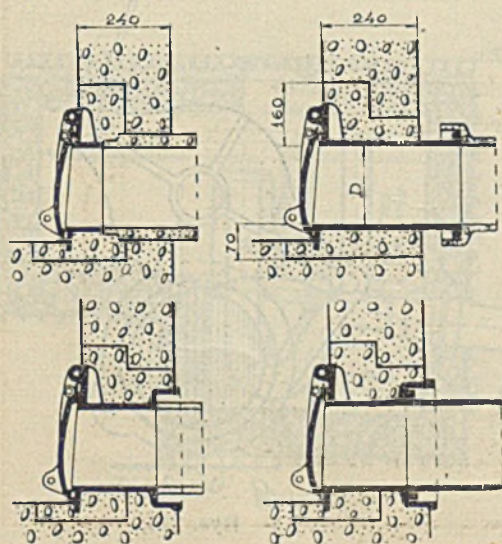
Rys. 209. Zasura kanałowa z wyciągiem w postaci drabinki żelaznej.



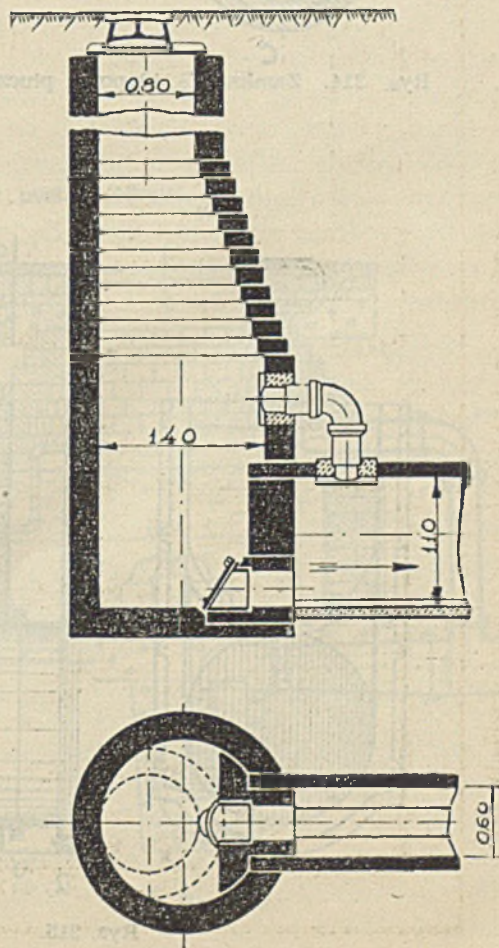
Rys. 210. Zasura uruchamiana ręcznie przy pomocy przekładni.



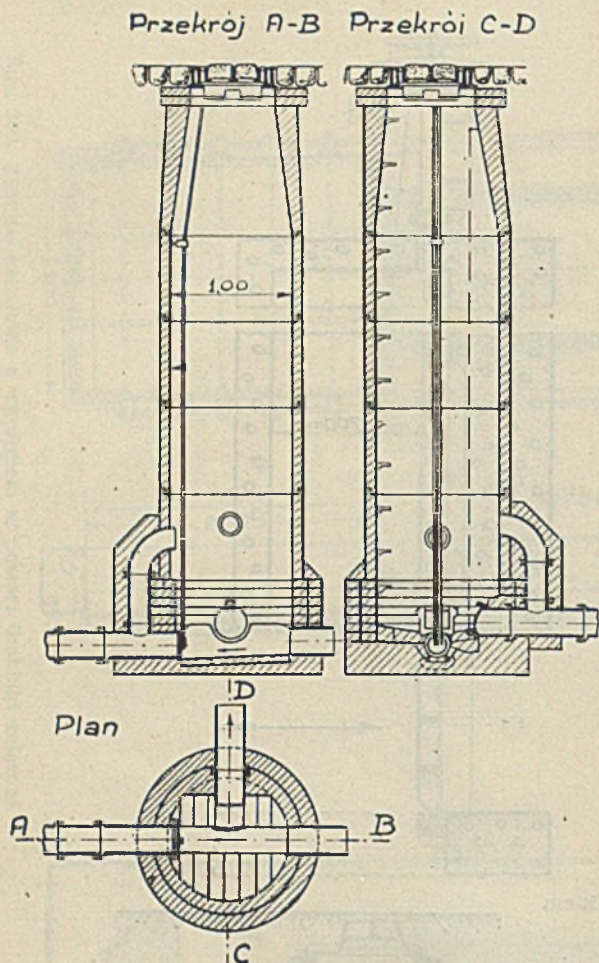
Rys. 211. Zasuwa kanałowa poruszana ślinkiem elektrycznym.



Rys. 212. Kłapy do zamknięcia płuczek.



Rys. 213. Zamknięcie kłapowe płuczek.



Rys. 214. Zamknięcie klapowe płuczki.

plywowego, gdyż w przeciwnym wypadku syfon przerwie swą działalność, nie wypróżniając całkowicie zbiornika. Komora musi być zaopatrzona w przelew zabezpieczający przeciwko przepelnieniu w wypadku zatkania się syfonów.

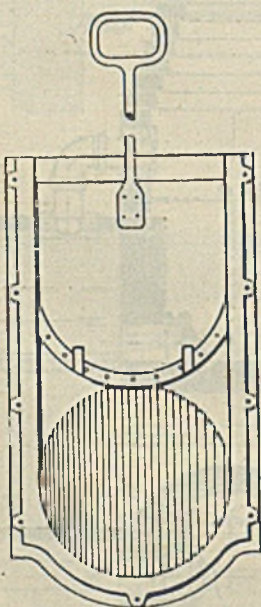
Jako samoczynne płuczki stosowane są również wywrotne naczynia Ducketta (rys. 220).

Wysyłane do kanałów fale płuczące muszą być co pewną odległość chwythane i czasowo zatrzymywane. Odbywa się to przy pomocy szybów i klap, w wypadku większych kanałów przy pomocy odrzwi. W poszczególnych wypadkach ze względu na regularne i równomierne płukanie odpowiednio projektuje się sieć kanalizacyjną.

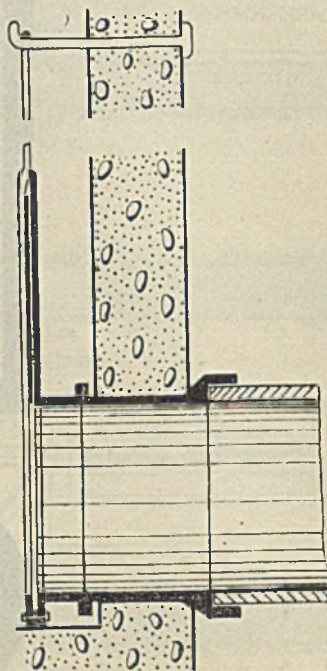
V. 6-o. Urządzenia do przewietrzania.

Wierzenie kanałów ma na celu utrzymanie świeżego powietrza w kanałach dla zapobieżenia zatruc obsługi i wybuchów niebezpiecznych mieszanin gazów, uniknięcia ciśnień utrudniających odpływ, jak również przykrości, jakie powstają przy wydobywaniu się zepsutego powietrza z kanałów. Poza tym zbierające się gazy w przewodach oddziałują szkodliwie na niektóre z materiałów stosowanych do budowy kanałów.

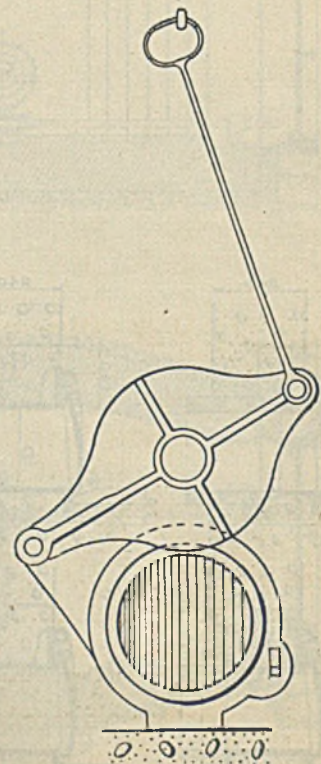
Wydzielające się ze ścieków miejskich gazy składają się przeważnie z metanu oraz w znacznie mniejszym stosunku siarkowodoru i dwutlenku węgla. Pierwsze dwa z wymienionych, zmie-



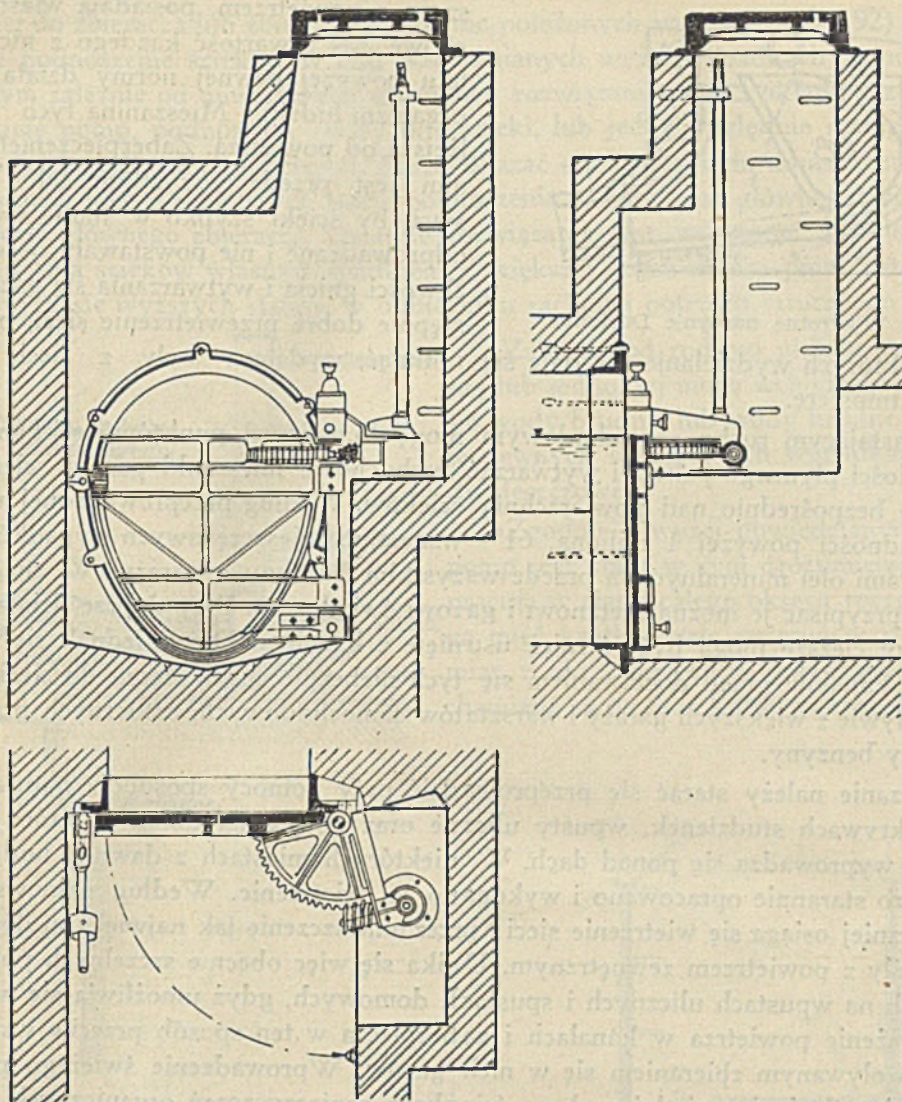
Rys. 215.



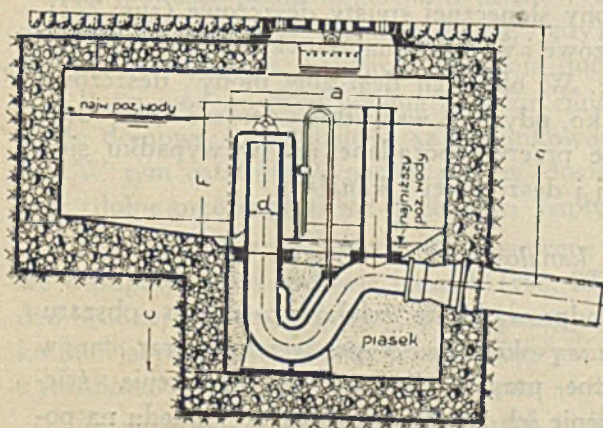
Szyby do zamykania płuczek.



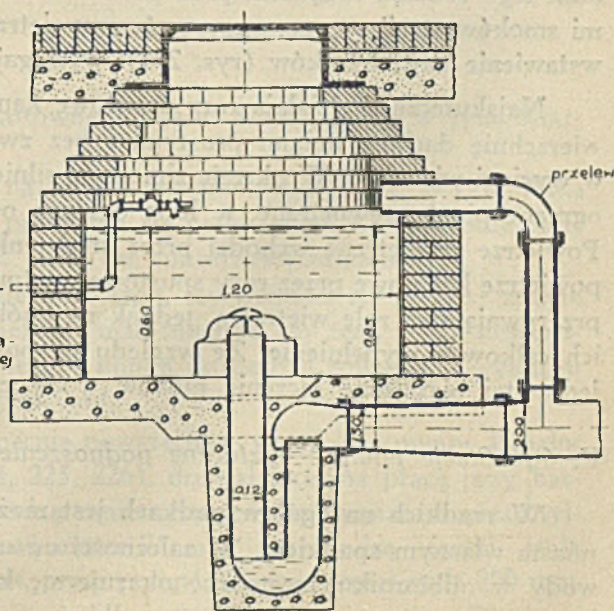
Rys. 216.



Rys. 217. Zamknięcie przewodów w postaci odrzwi.

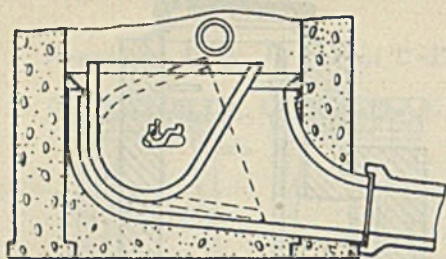


Rys. 218.



Rys. 219.

Płuczki samoczynne.



Rys. 220. Wywrotne naczynie Ducketta.

którego gazy, których wydzielania nie daje się uniknąć, wydalone były z sieci przewodów w otaczającą atmosferę.

Przy wzrastającym ruchu samochodowym mogą do pewnych punktów sieci kanałów dopływać większe ilości płynnego paliwa i wytwarzać wybuchowe mieszanki gazów cięższych, gromadzących się bezpośrednio nad powierzchnią ścieków. Według przeprowadzonej ankiety w 57 miastach o ludności powyżej 1 miliona, 61% wszystkich nieszczęśliwych wypadków były spowodowane parami olei mineralnych, a przede wszystkim benzyny z garaży. W znacznie mniejszym stopniu przypisać je można metanowi i gazowi świetlnemu. Przy dobrze działającym przewietrzaniu gazy cięższe mogą być również usunięte z kanałów. Dążyć jednak się powinno do zabezpieczenia kanałów przed dostawaniem się tych niebezpiecznych cieczy do sieci przez ustawianie na odpływie z większych garaży i warsztatów samochodowych, sztucznych pralni bielizny itp. oddzielaczy benzyny.

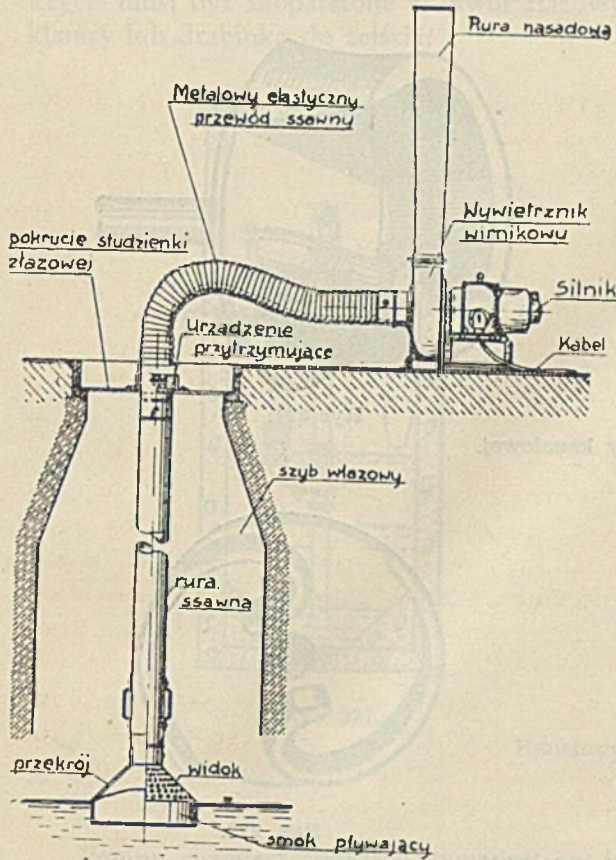
Przewietrzanie należy starać się przeprowadzić przy pomocy sposobów naturalnych przez otwory w pokrywach studzienek, wpusty uliczne oraz połączenia domowe, które w tym celu nieprzerwanie wyprowadza się ponad dach. W niektórych miastach z dawniej budowaną siecią kanałów bardzo starannie opracowano i wykonano jej wietrzenie. Według najnowszych poglądów najskuteczniej osiąga się wietrzenie sieci przez umieszczenie jak największej ilości otworów, łączących kanały z powietrzem zewnętrznym. Unika się więc obecnie szczelnych pokryw i zamknięć wodnych na wpustach ulicznych i spustach domowych, gdyż umożliwia się w ten sposób wymianę i krążenie powietrza w kanałach i zabezpiecza w ten sposób przeciw wszelkim przykrościom, wywoływanym zbieraniem się w nich gazów. Wprowadzenie świeżego powietrza do kanałów sprzyja utlenianiu osiadających na ściankach zanieczyszczeń organicznych, jak również zawartych w ściekach, zmniejszając ilość wydzielających się gazów. Tylko na odcinkach, gdzie brak tego rodzaju urządzeń, poza miastem na terenie niezabudowanym, przed syfonami, komorami smoków stacji przepompowywań, przewietrzanie osiągać musi sposobem sztucznym przez wstawienie nawietrzników (rys. 221), wyciągających powietrze zepsute.

Najskuteczniej działają rury spustowe kanalizacji domowej, wyprowadzane 1 m ponad powierzchnię dachów liniami prostymi i bez zwężeń (najmniejsza średnica 70 mm) i zaopatrzone w wyciągi wietrzące. W okresie zimowym silniejsze działanie na wymianę powietrza wywierają ogrzane piony wewnętrzne, w lecie ogrzane od strony słonecznej spusty deszczowe (rys. 222). Powietrze zewnętrzne wchodzi przez studzienki złazowe i wypycha na skutek istniejącego ciągu powietrze kanałowe przez rury spustowe w atmosferę. W okresach deszczów piony deszczowe przerywają swą rolę wietrzącą, jednak na ogół rzadko, gdyż nie wszystkie deszcze powodują ich całkowite wypełnienie. Ze względu na powyższe przerwy pożądane jest w wypadku sieci jednolitej niezależne łączenie pionów wody zużytej i deszczowej z kanałami.

V. 6-p. Stacje pomp — sztuczne podnoszenie wód kanałowych.

W rzadkich na ogół wypadkach jest możliwe odprowadzenie ścieków z całego obszaru miasta własnym spadkiem. W zależności od układu wysokościowego powierzchni oraz stanów wody w odborniku częstokroć okazuje się konieczne, przy możliwości odprowadzenia ścieków nieoczyszczonych własnym spadkiem, podnoszenie ich na oczyszczalnię ze względu na powodowaną przez tę ostatnią stratę spadu. W niektórych układach sieci zachodzi potrzeba wydzielania dzielnic miasta nisko położonych i podnoszenia ścieków ze zbieraczy, gromadzących je

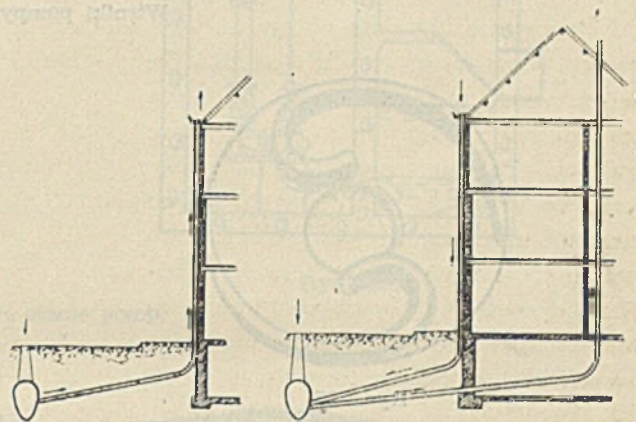
z tych dzielnic, do zbieracza lub zbieraczy dzielnic położonych wyżej (rys. 91, 92). Stacje pomp umożliwiające podnoszenie ścieków w obu wspomnianych wyżej wypadkach czynne być muszą stale, przy czym zależnie od miejscowych warunków rozwiązanie całości układu przewidywać będzie jedną stacją pomp, podnoszącą wszystkie ścieki, lub jedną względnie szereg stacji pomp, podnoszących ścieki tylko z części zlewni. Może okazać się korzystnym umieszczenie w jednym lub kilku punktach miasta mniejszych stacji podnoszenia ścieków oraz głównej stacji przepompowania na wylocie głównego zbieracza. Ostatnie rozwiązanie jest wskazane, gdy istnieje możliwość odprowadzania ścieków własnym spadkiem z większej części miasta przez przeważną część roku, a tylko w czasie wyższych stanów w odbiorniku zachodzi potrzeba sztucznego podnoszenia.



Rys. 221. Sztuczne wietrzenie kanałów.

Zależnie od rodzaju układu sieci rozdzielnej lub jednolitej mogą wchodzić w rachubę tylko wody brudne, lub wody brudne i deszczowe; w pewnych szczególnych wypadkach tylko wody deszczowe.

Zgodnie z wyżej powiedzianym ruch stacji pomp jest stały w tym rozumieniu, że pompy pracują w ciągu całego okresu rocznego, ale mogą mieć krótkotrwałe przerwy w ruchu na przemian z okresami pracy, oraz czasowy, gdy uruchamiane są na czas krótki w związku z wysoki-



Rys. 222. Wietrzenie sieci kanałów.

mi stanami wody w odbiorniku lub z powodu gwałtownego opadu. Czas postoju w tym ostatnim wypadku znacznie przewyższa czas ruchu.

Wysokości podnoszenia wód ściekowych są na ogół niewielkie, wynoszące zwykle kilka metrów. W rzadkich tylko wypadkach, gdy ścieki przetacza się przewodami na duże odległości dla ich oczyszczenia, wysokość tłoczenia dochodzić może do kilkudziesięciu metrów.

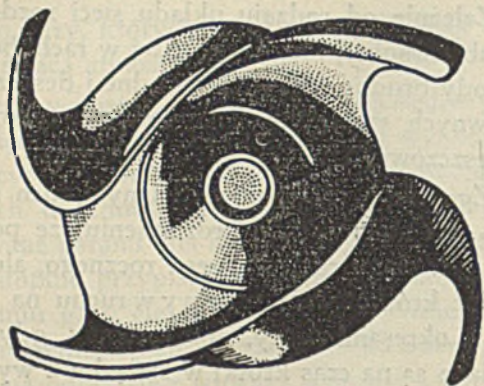
Ilości wód do przetłoczenia i ich zmienność zależą od tego, czy podnosi się tylko zużyte wody domowe, których ilości są stosunkowo niewielkie i mało zmienne, czy też i wody deszczowe. W tym ostatnim wypadku pompy dostosowane być muszą do bardzo zmiennego wydatku oraz zdolne przelknąć nieraz duże ilości napływającym wód.

Jako mechanizmy podnoszące stosowane są obecnie powszechnie wirnikowe pompy kanałowe o odpowiedniej budowie łopatek (rys. 223, 224, 225, 226), pozwalającej na pracę przy bardzo brudnej wodzie kanałowej. Przez pompy przechodzą zanieczyszczenia o wymiarach nieco tylko mniejszych od wymiarów pomp. Przez pompę o wymiarze 75 mm przechodzą części stałe o rozmiarze 50 mm, przez pompę 150 mm — 125 mm, przez pompę 300 mm części stałe 200 mm.

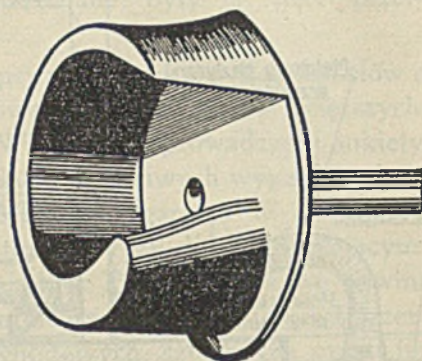
W stosunku do pomp podnoszących ścieki stawiane są następujące wymagania. Powinny być one łatwo dostępne i rozbierane, by można było szybko usunąć ich zanieczyszczenie, któremu jednak nie powinny łatwo podlegać. Powinny zajmować mało miejsca, być szybko urucha-

miane, mieć możliwie wysoką sprawność oraz nie powinny zmieniać stanu ścieków. Tym warunkom odpowiadają w sposób zadowalający wymienione wyżej pompy wirnikowe. Stosowane dawniej powszechnie pompy tłokowe wychodzą obecnie z użycia.

Napędza się pompy wirnikowe przy pomocy silników elektrycznych, przy czym przeważnie dąży się do samoczynnego włączania i wyłączania się pomp w zależności od stanu wody na dopływie. Służą do tego celu urządzenia pływakowe, przerywające lub zamykające, stosownie do poziomu wody w komorze smoków, obwód prądu elektrycznego, w który włączone są silniki. Okres przerw w ruchu ogranicza się zwykle do 10—15 minut.



Rys. 223.



Rys. 224.

Wirniki pompy kanałowej.



Rys. 225.



Rys. 226.

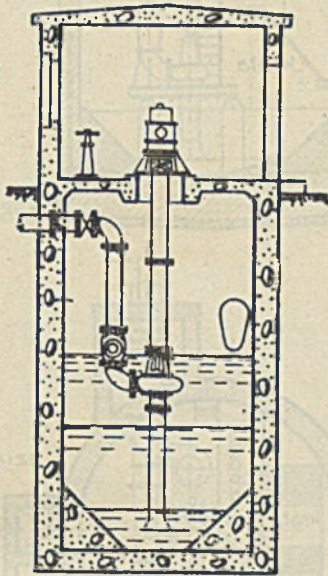
Wirniki pompy kanałowej.

Stosownie do doświadczenia z pracy stacji przepompowywania ścieków wszelkie oczyszczanie ścieków przed pompami powinno być ograniczone do umieszczenia przed małymi jednostkami krat o prześwicie 3 do 5 cm. Dawniej stosowane osadniki, piaskowniki, powodują cały szereg kłopotów i przykrości, jak konieczność stałego wydobywania osadów z powodu ich gnicia, psucie się powietrza na stacji i w jej otoczeniu. Dążyć się powinno do możliwie szybkiego przeprowadzenia ścieków przez pompy bez zatrzymywania ich w zbyt dużych zbiornikach. Zbiorniki, w których umieszcza się smoki pomp, powinny być ograniczone do takich rozmiarów, które są niezbędne dla przerywanego samoczynnego ruchu oraz technicznie prawidłowego rozmieszczenia całości urządzeń. Najmniejsza pojemność powinna odpowiadać objętości dopływu, który może się zgromadzić w czasie potrzebnym do uruchomienia zapasowej jednostki, w wypadku zepsucia się pompy normalnie pracującej. Czas taki wynosi 3 — 4 minut.

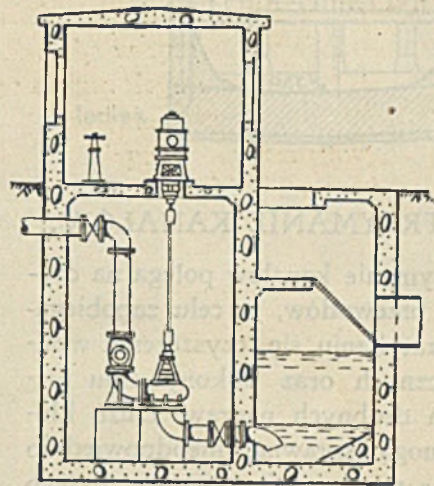
Układ całości urządzeń zależy w wysokim stopniu od miejscowych warunków, trudności fundowania, zastosowania pomp o osi poziomej lub pionowej. Te ostatnie pozwalają na bardziej oszczędne rozwiązanie układu (rys. 227—231).

Urządzenie przepompowujące ścieki składać się będzie z obudowy i urządzeń mechanicznych. Zbiornik, do którego dopływają ścieki, w którym umieszcza się kratę, smoki pomp oraz urządzenia sterujące silnikami, może znajdować się z boku w stosunku do budynku pomp lub też pod nim. Pierwszy układ jest bardziej pożądany ze względu na to, że łatwiej odciąć się

szczelnie od pomieszczenia, gdzie musi przebywać obsługa, nie narażając się na wycieki ze ścieków. Drugi pozwala przy zastosowaniu pomp o osi pionowej na oszczędniejsze wykonanie całej obudowy, co szczególnie ma znaczenie w wypadku trudności fundowania. W wypadku tylko dopływów deszczowych, kiedy nie zachodzi obawa gnijących osadów w zbiorniku, pożądane są jego większe rozmiary. Służyć on może w sposób wyrównujący na splyw, co pozwala na zmniejszenie wielkości pomp. Dostosowuje się je do największego splywu, odpowiednio zmniejszonego przez działanie zbiornika. Zawsze powinno się przewidzieć należyte przewietrzanie zbiornika. Dno zbiornika powinno mieć silne nachylenie, by osady mogące się zebrać na nim w czasie krótkiego okresu postoju pomp nie mogły się zatrzymywać i były splukiwane do smoków. Pokrycie musi być zaopatrzone w otwór żłazowy. Wewnątrz zbiornika muszą być umieszczone kłamy lub drabinka do zejścia.



Rys. 227.

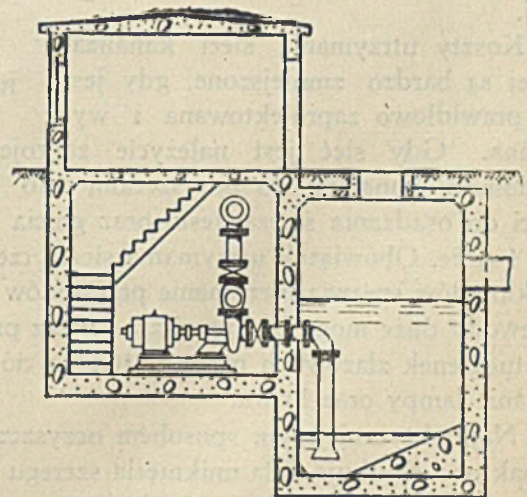


Rys. 228.

Kanałowe stacje pomp.

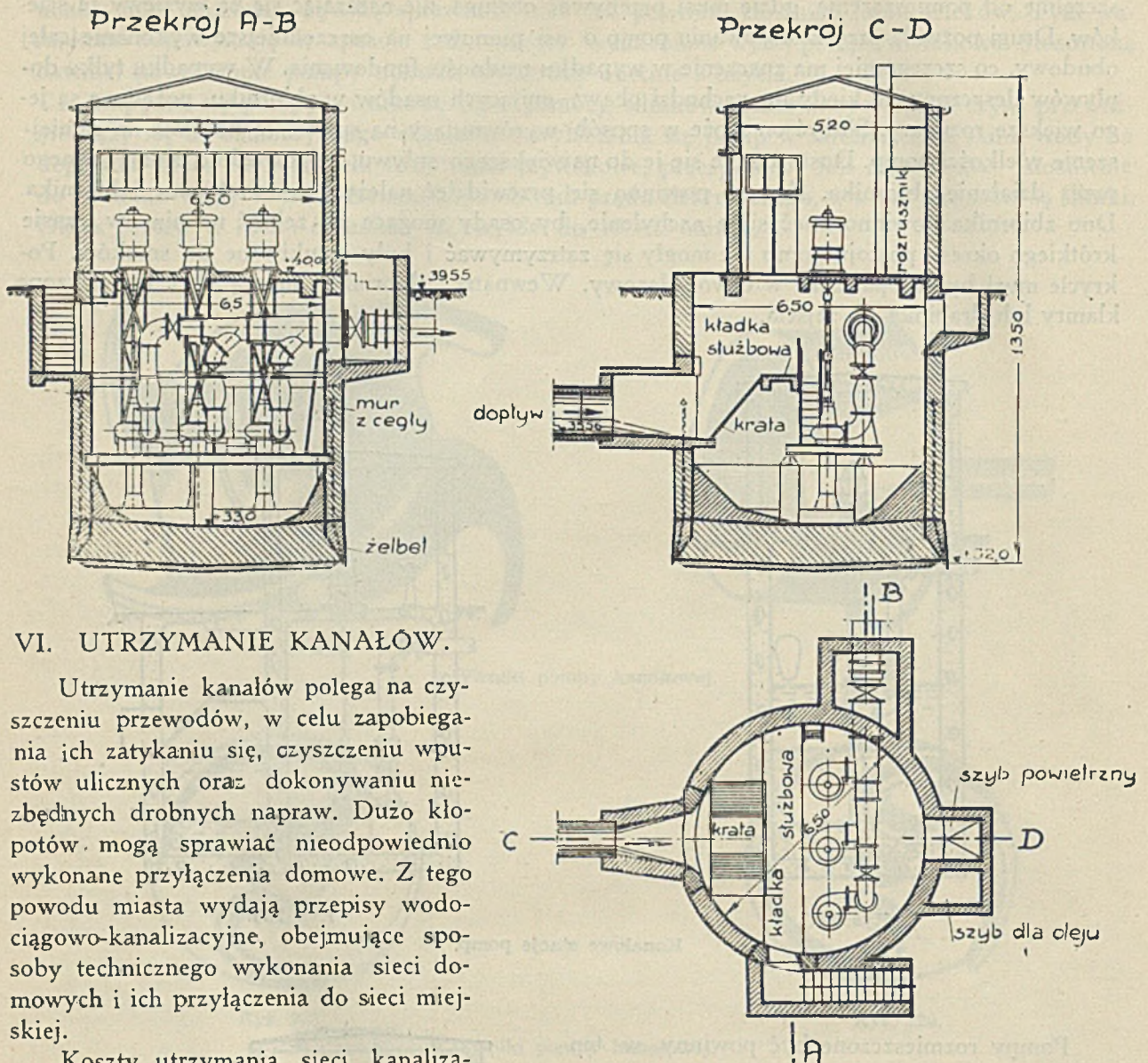
Pompy rozmieszczone być powinny w ten sposób, by nie była utrudniona ich obsługa. Przejście między mniejszymi jednostkami wynosić powinno 0,75 — 1,0 m, większymi 1,2 do 2,0 m. Pompy o osi pionowej, coraz częściej stosowane, umieszcza się pod silnikiem albo wprost w zbiorniku dla smoków, lub też w pomieszczeniu oddzielnym, gdy ten ostatni znajduje się z boku budynku pomp. Na przewodzie ssącym i tłocznym muszą być danezasowy, na przewodzie tłocznym bezpośrednio za pompą kłapa zwrotna. W wypadku cięższych części maszyn należy przewidzieć belkę lub dźwig montażowy.

W wypadku małych stacji ogranicza się ich obudowę do pomieszczenia na pompy, silniki względnie urządzenia elektryczne. Przy dużych stacjach budynek pomp połączony bywa z pomieszczeniem dla obsługi, warsztatem, składem, umywalką i ubikacją; dla tablicy rozdzielczej i transformatora wydzielić również należy odpowiednią część budynku.



Rys. 229. Kanałowa stacja pomp.

Pożądaną jest umieszczenie na przewodach tłocznych urządzeń do pomiaru wydatku.



VI. UTRZYMANIE KANAŁÓW.

Utrzymanie kanałów polega na czyszczeniu przewodów, w celu zapobiegania ich zatykaniu się, czyszczeniu wpustów ulicznych oraz dokonywaniu niezbędnych drobnych napraw. Dużo kłopotów mogą sprawiać nieodpowiednio wykonane przyłączenia domowe. Z tego powodu miasta wydają przepisy wodociągowo-kanalizacyjne, obejmujące sposoby technicznego wykonania sieci domowych i ich przyłączenia do sieci miejskiej.

Koszty utrzymania sieci kanalizacyjnej są bardzo zmniejszone, gdy jest ona prawidłowo zaprojektowana i wykonana. Gdy sieć jest należycie zaprojektowana i starannie wybudowana, ścieki płyną z domów kanałami do oczyszczalni lub wylotu w sposób ciągły, mało dający sposobności do osadzania się zawieszin oraz gnicia i fermentacji. Ścieki odpowiednio ujęte powinny być świeże. Obowiązek utrzymania sieci przewodów ulicznych spada na inspekcję sieci. Najwięcej kłopotów sprawia utrzymanie przewodów o przekrojach niewielkich 200 — 250 mm średnicy. Przewody duże mogą być przejrane przez przejście wewnątrz nich ze światłem, przewody małe ze studzienek żaluzjowych przez zejście na dół i prześwietlenie lub też z powierzchni przez zastosowanie lampy oraz lustra.

Najpraktyczniejszym sposobem czyszczenia kanałów jest ich przepłukiwanie, nie zawsze jednak ono skutkuje. Dla uniknięcia szeregu przykrości przepisy nie pozwalają na bezpośrednie wprowadzanie do kanałów miejskich pewnego rodzaju ścieków. Muszą one być przed wprowadzeniem do kanału ulicznego pozbawione szkodliwych domieszek. Więc wszelkie kwasy, ługi, benzyna, smary i tłuszcze powinny być przedtem zneutralizowane lub wydzielone ze ścieków i usunięte.

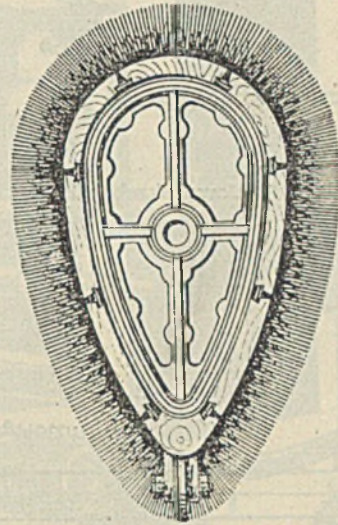
Działanie piuczek opisanych wyżej może być wspomóżone przez wprowadzenie do przewodów silnych strumieni wody z węzów przyłączanych do hydrantów ulicznych. Kanały silnie zanieczyszczone oczyszczą się przy pomocy całego szeregu przyrządów, które wprowadza się

Rys. 231. Stacja pomp kanałowych Gelsenkirchen Hessel.

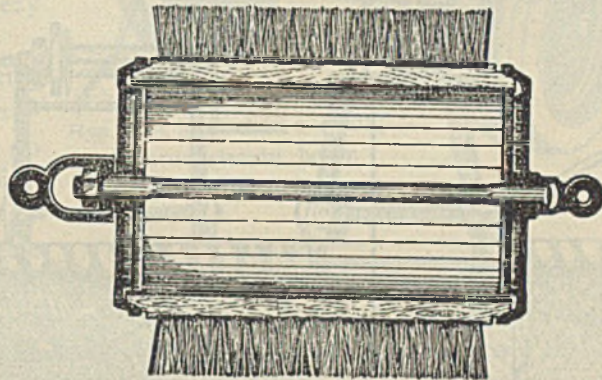
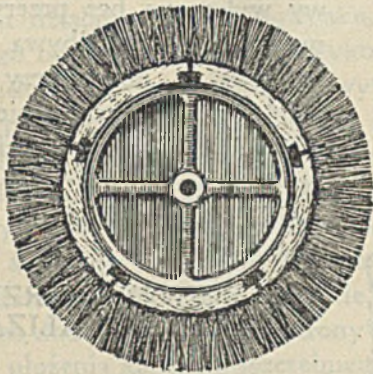
do kanału przez studzienki żłazowe. Oczyszczanie wykonuje się odcinkami między sąsiednimi studzienkami. W najgorszych wypadkach może zająć potrzeba odkopania kanału dla jego oczyszczenia.

Do oczyszczania przewodów mniejszych średnic stosuje się przysosowane do przekroju kształtem i wymiarem szczotki (rys. 232, 233), przeciągane na linie, kule drewniane drążone lub gumowe, wreszcie dla usunięcia mocno przywarłych osadów składane drągi drewniane (rys. 234), zaopatrywane często w metalowe skrobaczki (rys. 235).

Do oczyszczania przewodów o małych średnicach okazała się bardzo praktyczna gumowa piłka napompowywana powietrzem, przepuszczana na linie ze studzienki od góry odcinka przeznaczanego do oczyszczenia (rys. 236). W celu ochrony gumy od łatwego uszkodzenia ostrymi zanieczyszczeniami obszywa się ją w płótno żaglowe. Piłka taka powoduje spiętrzanie się wody powyżej i powstawanie silnego strumienia w dnie kanału, splukującego zanieczyszczenia. W razie napotykania większego oporu kilkakrotne poruszanie w tył i w przód powoduje usunięcie przeszkody.



Rys. 232. Szczotka do czyszczenia kanałów.



Rys. 233. Szczotka do czyszczenia kanałów.

Wszelkiego rodzaju szczotki przeciąga się również przy pomocy linek, przy czym dla ułatwienia pracy służą umieszczone u spodu studzienek przenośne rozporę z krążkami (rys. 237). Do nawijania linek służą specjalne samochody z silnikiem poruszającym bęben (rys. 238).

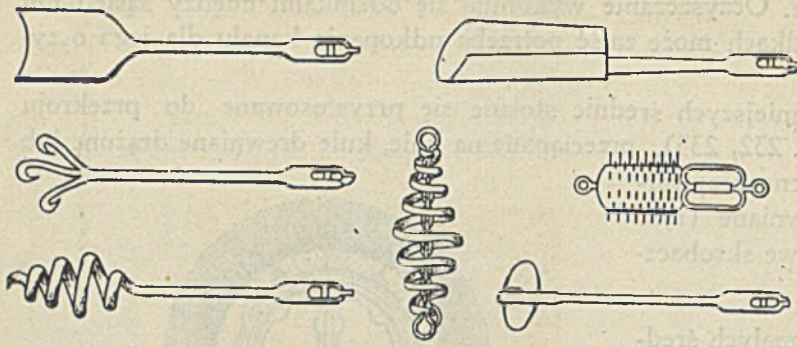


Rys. 234. Składane drągi drewniane do czyszczenia kanałów.

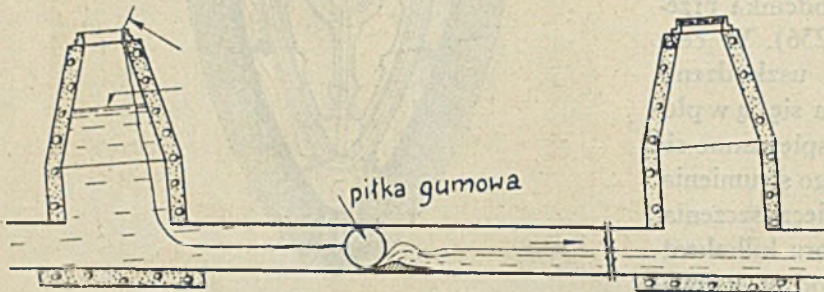


Do oczyszczania przekrojów większych stosuje się narzędzia w postaci łopat, szuffli, wiader lub też podobnie do splawianych czy przeciąganych przyrządów opisanych poprzednio, tarcze połączone z wózkami (rys. 239), powodujące spiętrzanie ścieków, zaopatrzone w szczotki itp. W razie potrzeby przeciągania, gdy wózki takie same nie spływają, stosuje się linki nawijane na bębny, zwykle umieszczone na samochodach, z ulicy (wyciągarki).

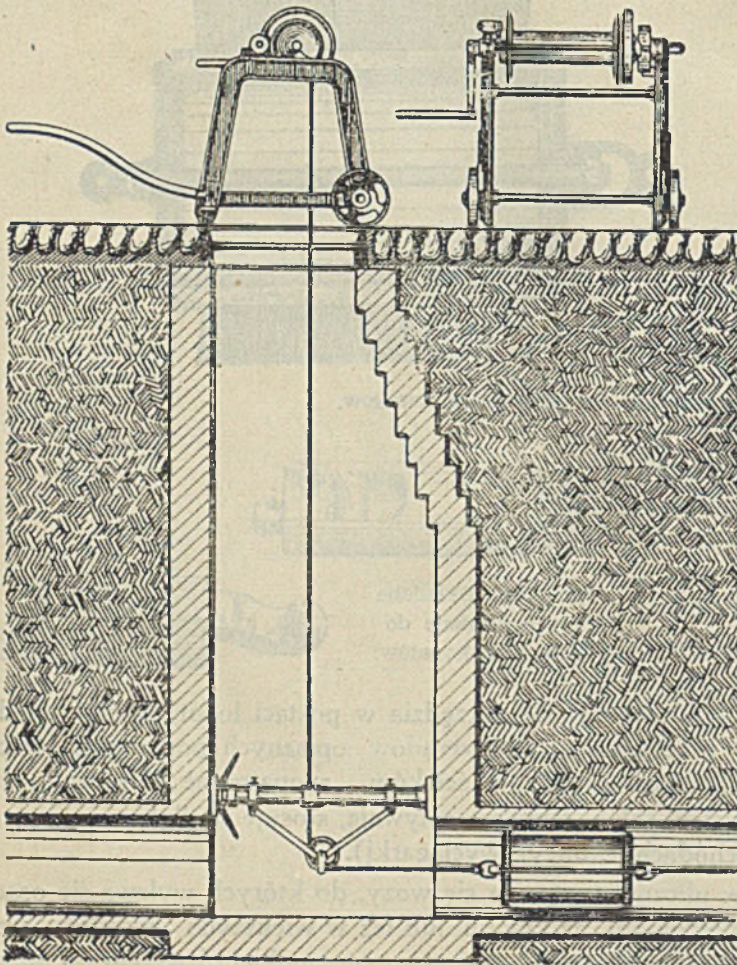
Do oczyszczania komór wpustów ulicznych stosuje się wozy, do których wylewa się osady wyciągane ręcznie wiaderkami podwieszonymi na krążku, lub też w większych miastach przy pomocy rozrzedzonego powietrza wyciąga się osady opuszczonym smokiem i węzłem do szczelnego zbiornika umieszczonego na samochodzie ciężarowym (rys. 240). Odpowiednie urządzenie umieszczone na samochodzie rozrzedza powietrze wewnątrz zbiornika.



Rys. 235. Metalowe skrobaczki do czyszczenia kanałów.



Rys. 236. Oczyszczanie kanału piłką gumową.



Rys. 237. Urządzenie do przeciągania na linie szczotek oczyszczających kanał.

Utrzymywanie sieci kanalizacyjnej polega również na naprawie uszkodzonych miejsc i usunięciu szkód, jak np. zapadnięć, oraz konserwacji żelaza i innych materiałów budowy. Jeśli nawet prawidłowo założona i wybudowana sieć nie wymaga poważniejszych robót konserwacyjnych, to jednak może się zdarzyć, że również i w bezbłędnie wybudowanych przewodach następują uszkodzenia na skutek szczególnie silnego zewnętrznego parcia lub z powodu ruchów gruntu, względnie powstają jakieś inne uszkodzenia kanałów. W wypadku kanałów nieprzełazowych dają się takie szkody naprawić tylko przez odkopanie odcinka i wymianę przewodu; w wypadku kanałów przełazowych mogą być naprawy wykonane bez przerywania pracy kanału. Odbywa się to najlepiej w nocy, przy czym zwykle w tym czasie niewielką ilość ścieków odprowadza się przy pomocy rynien ponad odcinkiem odgrodzonym przetamowaniami.

VII. BUDOWA PRZEWODÓW KANALIZACYJNYCH.

VII. 1. WYKOPY.

Budowa kanałów polega na wytyczeniu i wykonaniu wykopów, ich rozparciu oraz osuszeniu, ułożeniu rur, wykonaniu uzbrojenia oraz osuszeniu, ułożeniu rur, wykonaniu uzbrojenia sieci, uszczelnieniu styków i sprawdzeniu szczelności oraz zasypce.

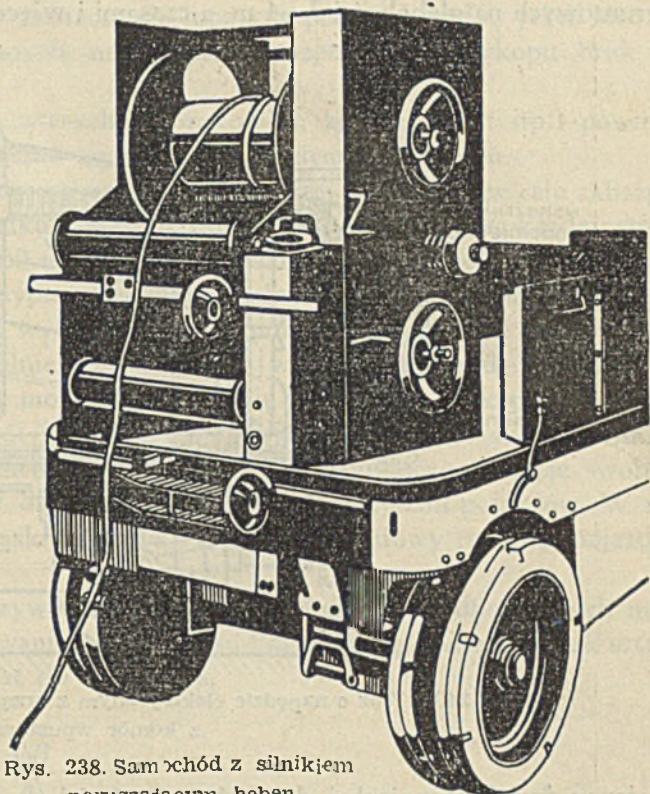
Przy budowie kanałów wykopy wykonuje się w sposób podobny, jak przy budowie przewodów wodociągowych, jednak są one z reguły głębsze i ich wykonanie wymaga większej ostrożności, szczególnie jeśli biegną blisko zabudowań i sięgają głębiej niż fundamenty budowli.

Ciągi uliczne kanałów w dużych miastach umieszcza się tak, by nie uszkodzić budowli podziemnych. W miastach mniejszych oraz w rzadko zaludnionych dzielnicach willowych mniej jest z tym kłopotów, głównie należy zwrócić uwagę na przewody wodociągowe. W wypadku nowopowstających osiedli nawierzchni ulic brak i wybiera się wówczas środek ulicy lub alei jako os przewodu kanalizacyjnego tak, by połączenia domowe (tzw. przykanaliki) miały jednakową długość z obu stron ulicy.

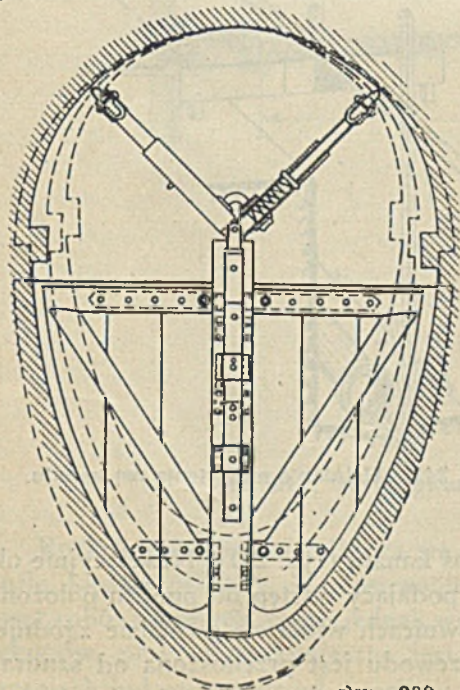
Wykonanie przewodów kanalizacyjnych w ulicach zabudowanych jest utrudnione częstokroć z tego powodu, że bardzo jest ograniczone miejsce na złożenie wydobytej z wykopu ziemi oraz na złożenie materiałów, niezbędnych do budowy; następnie, że istniejące przewody krzyżujące się z wykopem lub przebiegające w pobliżu wymagają starannego zabezpieczenia, wreszcie, że konieczne są specjalne środki ostrożności zabezpieczające od uszkodzenia domów, fundowanych w miastach starszych bardzo płytko. W wąskich ulicach, gdy kanał biegnie blisko zabudowań głębiej niż spód fundamentów, muszą być domy wzajemnie rozparte. Kanał biegnący blisko fundamentu narażony jest na działanie ciężaru budynku, należy więc go odpowiednio mocno wykonać.

Budowę rozpoczyna się od wytyczenia trasy przez zabicie kołków w osi studzienek żłazowych. Od kołków prostopadłe do linii kanału odmierza się połowę szerokości wykopu. Wzdłuż krawędzi wykopu naciąga się sznur i zaznacza się ją na gruncie.

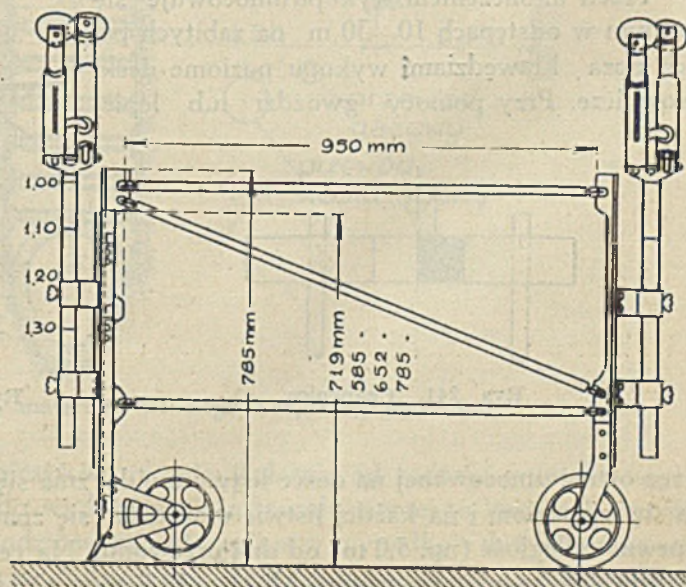
Szerokość wykopu w gruncie suchym określona jest zewnętrznymi rozmiarami kanału, do których dodaje się z każdej strony po 30—40 cm w celu umożliwienia postawienia obudowy wykopu, ułożenia kanału i uszczelnienia styków. W wypadku głębokich wykopów i małych wymia-



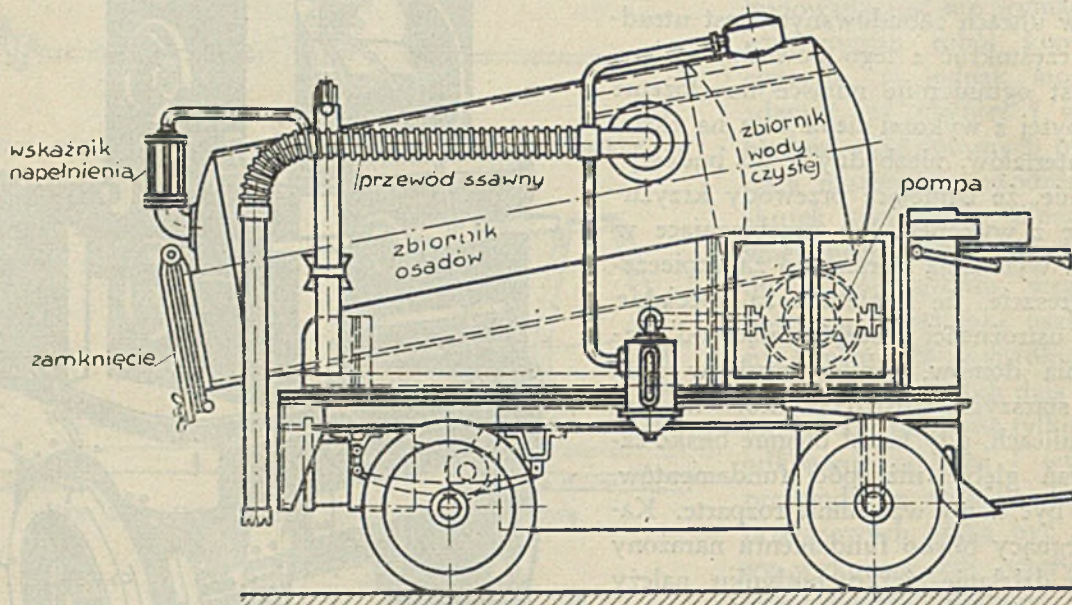
Rys. 238. Samochód z silnikiem poruszającym bęben do nawijania liny.



Rys. 239. Tarcza oczyszczająca na wózku.



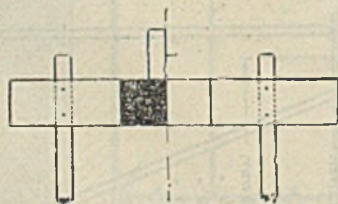
rów przewodów szerokość wykopu powiększa się o dalsze 50—60 cm w tym celu, aby można było wykonać podłogi niezbędne dla przerzucania ziemi z dołu do góry. Nie jest to jednak niezbędne, byleby tylko było zachowane pewne minimum szerokości. Przy zakładaniu sieci kanalizacyjnej poniżej poziomu wody gruntowej szerokość wykopu zwiększa się o 0,50—0,60 m dla umożliwienia wbicia ścianek szczelnych. Jeżeli spód wykopu znajduje się poniżej poziomu wód gruntowych na głębokości 3—4 m, a czasami i więcej, wówczas ścianki szczelne wykonywać na-



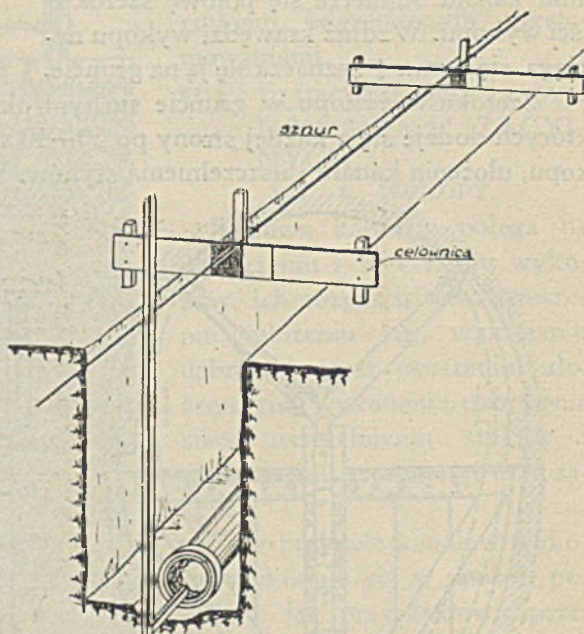
Rys. 240. Wóz o napędzie elektrycznym z urządzeniem do wysysania zanieczyszczeń z komór wpustów ulicznych.

leży w dwóch stopniach i dać należy na każdy stopień poszerzenie 0,5—0,6 m. Zamiast poszerzenia wykopu i bicia ścianek szczelnych lepiej zastosować obniżenie zwierciadła wody gruntowej przy pomocy spompowywania wody z zapuszczanych wzdłuż wykopu studzienek. Najmniejsza szerokość wykopu w suchym gruncie i niewielkiej głębokości wynosi 0,9 m.

Przed ukończeniem wykopu umocowuje się nad nim w odstępach 10—30 m na zabitych palach poza krawędziami wykopu poziome deski celownicze. Przy pomocy gwoździ lub lepiej



Rys. 241. Celownica.



Rys. 242. Ustalanie nachylenia osi kanału.

przez ostrze umocowanej na desce listwy uwidacznia się oś kanału (rys. 241). Niwelacyjnie określa się jej poziom i na każdej listwie umieszcza się znak podający odstęp od punktu położonego o pewną odległość (np. 5,0 m) od dna przewodu. Na celownicach wbija się gwoździe zgodnie ze spadem dna i napina się sznur od listwy do listwy. Oś przewodu jest przenoszona od sznura do dna przy pomocy pionu. Nachylenie określa się przy pomocyłaty o przekroju 1 cal w kwadrat,

z podziałką, posiadającą u dołu poziome prostopadłe ramię (rys. 242). Spad wyznacza się przez wsunięcie krótkiego ramienia w środek przewodu i ustalenie, czy odpowiednia podziałka na łacie dotyka sznura.

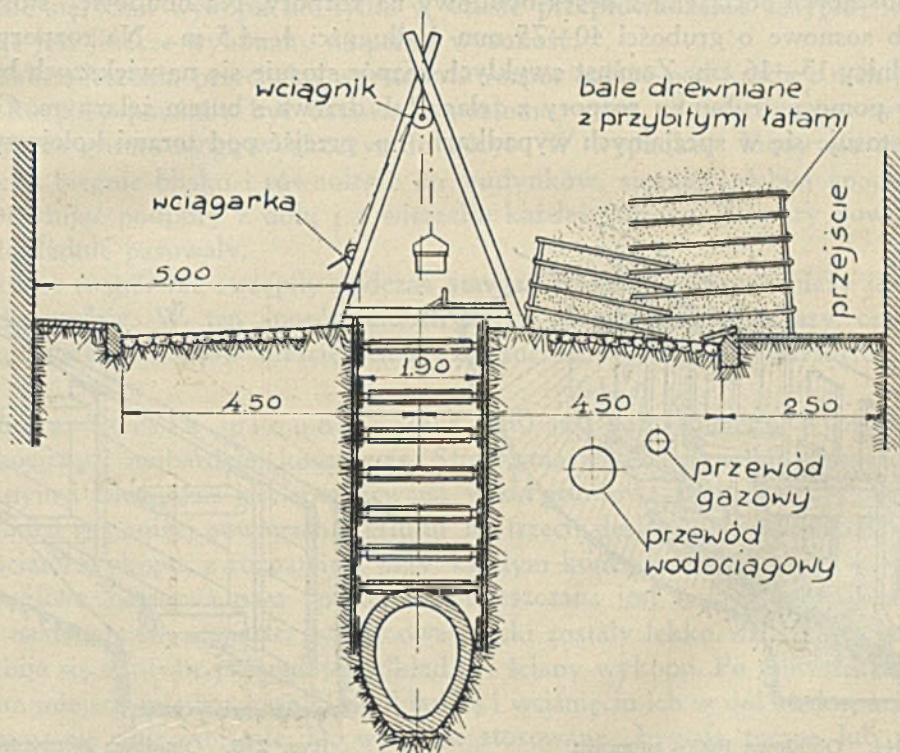
Po wytyczeniu wykopu i wyznaczeniu jego szerokości można rozpocząć pracę. Jeżeli wykop przebiega po ulicach brukowanych, sznur pozostawia się aż do chwili zdjęcia bruku. W wypadku ulic niebrukowanych krawędź wykopu zaznacza się łopatą w postaci bruzdy. Jeżeli sieć kanalizacyjną buduje się w ulicach brukowanych, należy przed rozpoczęciem wykopu bruk rozebrać.

Materiał uzyskiwany przy rozbiórce nawierzchni (brukowiec, kostka, asfalt itp.) powinien być złożony w przyzmy, aby nie mógł zmieszać się z wyrzucaną ziemią z wykopu.

Rozbiórkę nawierzchni przeprowadza się na szerokości większej niż wykop w celu zabezpieczenia przeciwko zrywaniu się krawędzi bruku i jego wpadaniu do wykopu. Z każdej strony wykopu rozbiera się go szerzej o 0,20 — 0,30 m, zaś wydobywaną ziemię składa się w ten sposób, by od krawędzi wykopu do stopy nasypu pozostawał wolny pas o szerokości 0,5—0,7 m, niezbędny dla utworzenia przejścia wzdłuż wykopu. Należy pilnować, ażeby pas ten był stale oczyszczany z wyrzucanej ziemi, co szczególnie jest ważne w wypadku gruntu tłustego lub w okresie deszczowym, gdyż przechodzący może poślizgnąć się i wpaść do wykopu.

Przed rozpoczęciem wykonywania robót należy z góry wyznaczyć miejsce składania materiałów, kamieni z rozbiórki nawierzchni i ziemi, wyrzucanej z wykopu, pozostawiając swobodnie dostatecznie szerokie pasy konieczne dla przejścia pieszych i przejazdu pojazdów. W niektórych wypadkach, gdy ulice są bardzo wąskie, zamyka się na czas budowy ruch dla pojazdów szerszych, a częstokroć całkowicie.

Materiał na budowę powinien być przywieziony zawczasu, złożony w odpowiednich miejscach i ochroniony. Należy unikać zasypywania rynsztoków. Pokrywa się je deskami tak szczelnie, by sypana ziemia nie mogła się dostawać do rynsztoka.



Rys. 243. Wydobycie materiału ziemnego z większej głębokości.

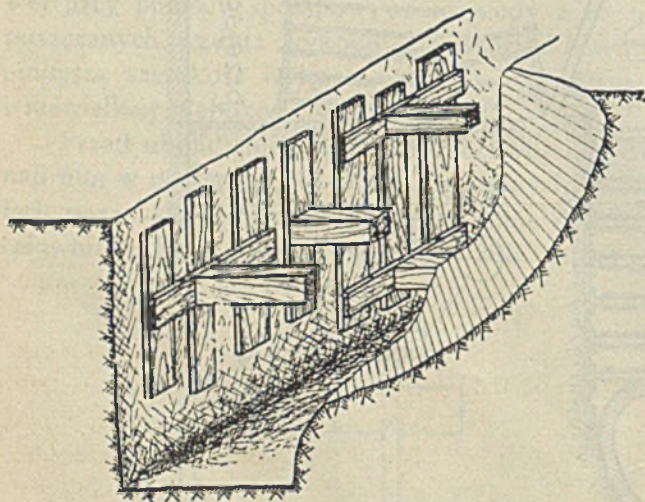
Rozluźnienie gruntu odbywa się najczęściej ręcznie. Zależnie od rodzaju gruntu stosuje się szufle, łopaty, oskardy. Zastosowanie do wydobywania materiału ziemnego kopaczek zmniejsza koszt robót ziemnych, może jednak wchodzić w rachubę tylko w wypadku dużych rozmiarów wykopów, przy czym konieczne jest tego rodzaju wzmocnienie wykopu, by na dłuższych przestrzeniach był on wolny od wszelkiej zabudowy poprzecznej. Grunt skalisty wymaga rozwier-

cania i rozstrzału. Rozluźniony materiał ziemny, wydobywany normalnie przy pomocy siły ludzkiej, może być przy jednym wyrzucie podniesiony na wysokość 2 m. W wypadku większych głębokości ustawia się podłogi z desek dla przetrzucania materiału ziemnego stopniowo w górę. W wypadku głębokości większych niż 2,5 m opłaca się zastosować mechaniczne urządzenia podnoszące. Materiał ziemny ładowany jest wewczas ręcznie do wiader, te zaś wyciągane przy pomocy windy przez krążek zawieszony na trójnogu (rys. 243).

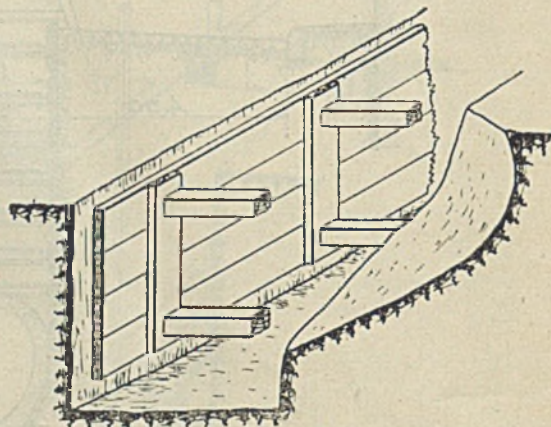
W wypadku gruntu ścisłego, bez wody gruntowej i przy niewielkiej głębokości wykopu i krótkim czasie budowy można nie wzmacniać jego ścian. Wówczas jednak powinny być one założone w nachyleniu takim, aby nie zachodziła później potrzeba ich wzmocnienia, nawet wówczas, gdyby wykop pozostawał dłuższy czas niezasypywany. Wzmocnianie nachylonych skarp wykopu nie zawsze skutkuje. W wypadku wykonywania wykopów z nachylonymi skarpami zwiększa się znacznie ilość robót ziemnych oraz zajmuje się więcej miejsca pod wykop i wyrzucaną ziemię z wykopu. W wielu wypadkach jesteśmy co do miejsca bardzo ograniczeni. W gruncie nasyconym wodą nachylenie skarp musi być bardzo małe, co w sposób niewspólmierny zwiększyłoby ilość robót ziemnych.

Wykopy w materiale luźnym wymagają obudowy i rozparcia w celu zabezpieczenia się przeciwko obrywaniu się ścian. Praktyka z różnego rodzaju gruntami jest konieczna dla określenia, jakiego typu obudowa, silna czy lekka jest niezbędna. Jeżeli istnieją wątpliwości co do jej konieczności, to powinno się postąpić zgodnie z zasadami bezpieczeństwa. Niektóre grunty utrzymują się przez pewien czas bez obudowy; konieczna jednak ona będzie w wypadku wykopu pozostającego długi czas otwartym lub pogody deszczowej. Starać się powinniśmy wykonać ją możliwie głęboko jako obudowę poziomą. Jeżeli grunt nie jest zdolny utrzymać się na wysokości równej szerokości jednej deski, przechodzi się do rozparcia pionowego.

Obudowa składa się z: desek lub bali, będących w styczności ze ścianami wykopu; rozpór (krokwi), krótkich kawałków drzewa idących od ściany do ściany, oraz podkładek — desek lub bali, przenoszących obciążenie z desek obudowy na rozpory. Na obudowę stosuje się deski świerkowe lub sosnowe o grubości 40—75 mm i długości 4—4,5 m. Na rozpory stosuje się okrągłaki średnicy 13—16 cm. Zamiast zwykłych rozpór stosuje się na większych budowach nastawiane przy pomocy śrubunku rozpory z żelaza lub drzewa z butem żelaznym. Grubsze okrągłaki i deski stosuje się w specjalnych wypadkach, np. przejść pod torami kolejowymi, tranwajowymi itp.



Rys. 244. Obudowa lekka pionowa.



Rys. 245. Obudowa skrzynkowa.

Obudowa luźna pionowa składa się z par pionowych desek, umieszczonych po przeciwnych stronach wykopu i przytrzymanych na miejscu dwiema rozporami. Przerwy między deskami zależą od rodzaju gruntu. Pionowe deski mają przekrój 5×10 cm. Tego rodzaju obudowa powinna być używana jedynie w wykopach płytkich i gruncie związłym. Wzmocnienie uzyskiwane w ten sposób nie jest wielkie, powmno się więc zwracać staranną uwagę na zachowanie się ścian wykopu.

Obudowa lekka pionowa (rys. 244) polega na umieszczeniu pionowo na ścianach wykopu desek z krótkimi podciągami i rozporami, uzupełniającymi układ. Deski mogą być niejednakowej długości i częste są pomiędzy nimi przerwy. Ten rodzaj obudowy stosuje się w gruncie, który utrzymuje się przy głębokości wykopu 0,9—1,5 m bez obrywania się. Nadaje się dobrze w pierwszych stadiach wykopu, gdzie bardziej staranna obudowa jest konieczna dla części dolnych wykopu.

Obudowa skrzynkowa (rys. 245). Przy tym sposobie stosuje się poziome deski i pionowe podkładki z jedną lub większą ilością rozpór na każdą parę podkładek. W gruncie stalszym mogą być dane przerwy pomiędzy szeregiem desek lub poszczególnymi deskami. W gruncie luźnym obudowa musi być ścisła i mocna. (Deski 5 cm, podkładki 5×20 cm, jeżeli nie są dłuższe niż 0,9 — 1,2 m, oraz rozpory \varnothing 15 cm). Obudowę skrzynkową stosuje się w gruncie luźnym. Wykop prowadzi się na głębokość jednej deski; dwie przeciwległe deski są rozpięte czasowo aż do czasu, gdy trzy lub cztery pary znajdują się na miejscu, wówczas umieszczane są podkładki z ostatecznymi rozporami. Sposób ten jest również stosowany do głębokości pierwszych 0,9—1,5 m wykopu, w którym dla części dolnej stosuje się obudowę pionową.

Pierwsza deska u góry powinna być tak założona, ażeby jej skraj występował nad powierzchnią terenu o 5—10 cm, dla zatrzymywania się na niej przypadkowo spadających z nasypu brył ziemi. Obudowę ścian poziomymi deskami należy prowadzić jednocześnie z wykonywaniem wykopu, przy czym początkowo stawia się czasowe rozpory i krótkie podkładki, zwykle na 2—3 deski, zmieniane stopniowo na dłuższe w miarę pogłębiania wykopu. Po wyłonaniu wykopu na pełną głębokość, gdy grunt mało zwięzły, należy bezwzględnie wymienić wszystkie czasowe rozpory i podkładki, stawiając podkładki na pełną głębokość z całych desek.

Niedopuszczalne jest stawianie przy rozpoczynaniu kopania wykopu długich stojaków i opuszczania ich w miarę pogłębiania wykopu przez ich zabijanie. Podczas takiego pobijania głowy podkładek (stojaków) rozbijają się, przy czym powstaje wstrząs gruntu, powodujący niekiedy zawalenie się ścian wykopu nie tylko w czasie przeprowadzania zasyпки, lecz i podczas gdy wykop nie jest jeszcze wykonany na pełną wysokość.

W celu zabezpieczenia przeciwko wypadaniu rozpór należy pod każdą z nich przybić drewnianą listwę. Rozpory powinny być ustawiane poziomo, gdyż w przeciwnym wypadku pod wpływem ciśnienia gruntu mogą wyskoczyć do góry. W wypadku, kiedy nie jest to możliwe oraz gdy wykop biegnie blisko i równoległe do budynków, sięgając głębiej spodu fundamentów, należy przybijać podpory z dołu i z wierzchu każdej rozpory. Rozpory powinny mieć taką długość, by dokładnie pasowały.

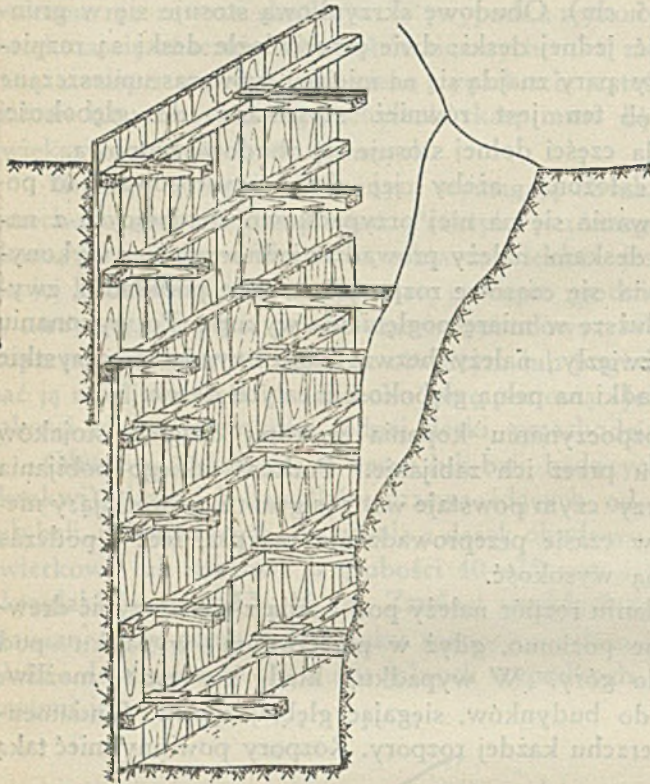
Aby się końce rozpór nie strzępiły podczas stawiania ich na miejsce, należy je nieco zaokrąglić ociosując krawędzie. W ten sposób umożliwia się ich użycie 5 — 6 razy, czasami i więcej, gdy przy pozostawieniu kantów nieściętych częstokroć należy rozpory odrzucić po jednorazowym użyciu.

Obudowa ścisła pionowa (rys. 246) jest najmocniejsza, wymagająca największej ilości robocizny i najbardziej kosztowną. Stosowana jest w wypadku głębokich wykopów w gruncie luźnym i tam, gdzie jest spodziewana woda gruntowa. Pierwszą parę podkładek umieszcza się około 0,3 m poniżej powierzchni gruntu na trzech deskach przyłożonych pionowo do wyrównanej ściany wykopu, z rozparciem przy każdym końcu podkładki oraz w jej środku. Jeżeli jest to możliwe, następna para podkładek umieszczana jest 1, 2 m poniżej pierwszej pary. Podkładki są następnie tak rozparte, by pionowe deski zostały lekko wepchnięte w grunt. Pozostałe deski zabija się w otwór pomiędzy podkładki i ściany wykopu. Po umieszczeniu pionowych desek w swoim miejscu między ścianą i podkładką i wciśnięciu ich w dół aż do poziomu dna wykopu rozpoczyna się silne zabijanie. Do wbijania stosowane bywają ręczne lub parowe baby. Stopniowo wykop pogłębia się, podkładki i rozpory ustawia się w odległościach 1,2 m. Przy głębokości wykopu 2,4 m stosuje się do obudowy deski o długości 3,0 m, wówczas w czasie zabijania deski nie wystają zbyt wysoko ponad wierzch wykopu. Jeżeli głębokość wykopu nie przekracza 5 m, stosuje się jeden szereg desek pionowych. Podkładki stosuje się zwykle o długości 4,5 — 5,0 m.

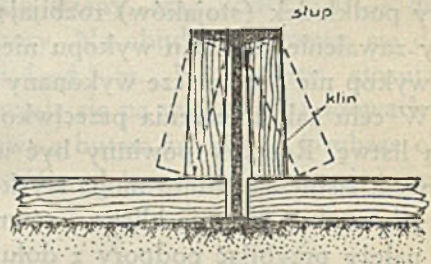
Następny szereg desek rozpoczynamy zabijać gdy najniższe podkładki szeregu górnego znajdują się na swoim miejscu. Podpory te są używane jako prowadnice dla niższego szeregu; na-

tomiast podkładki dla nowego szeregu są rozparte około 0,6 m poniżej. Zabijanie następnego szeregu odbywa się podobnie, jak górnego. Rozpory wyższego szeregu uniemożliwiają zabicie desek znajdujących się wprost pod nimi. Pozostają otwory, które muszą być zamknięte balami przybitymi w miejscu otworów. Bale stosuje się o grubości 5—12 cm; podkładki i rozpory mogą mieć wymiar zmienny w miarę, jak wykop staje się głębszy, lub też umieszcza się je bardziej gęsto. Podkładki mogą mieć wymiar 15×15—15×20 cm u góry wykopu, powiększając swój wymiar do 20×25 cm przy głębokości 9,0 m. Również rozpory mogą zmieniać przekrój \varnothing 15 do 20 cm. Wskazane jest umieszczanie dwóch rozpór niezależnie przy końcach podkładek, nie zaś jednej w punkcie styku podkładek. Ostrożność ta uniezależnia od siebie każdy odcinek, w razie

zawalenia się jednego na drugi nie ma to wpływu. Bale są zaciosane z dwóch stron tak, by dociskały się do siebie oraz do ściany wykopu. U góry są często ochraniane przy pomocy 20 cm obręczy żelaznej w celu zabezpieczenia głowy przed rozszczepianiem podczas zabijania. Rozpory są umacniane przez zabicie klinów pomiędzy ich końce i podkładki. Gdyby nastąpiło rozluźnienie się, rozpory mogłyby spaść w dół. Jako zabezpieczenie przeciwko temu przybijają się pod nimi listwy. Przy stosowaniu tego sposobu obudowy należy uwzględnić stratę szerokości spowodowaną przez każdy szereg bali.



Rys. 246. Obudowa ściska pionowa.



Rys. 247.

Przy obudowie tego rodzaju niszczą się bale bardziej niż w wypadku bali poziomych. Poza tym wykonanie rozparcia jest trudniejsze i z tego powodu ubezpieczenie ścian wykopu goręsze. Z tych względów korzystniejsze jest stosowanie obudowy poziomej. Tylko w wypadkach, gdy osuszanie wykopu przeprowadzane jest przy pomocy pomp, mają pionowe bale tę zaletę, że mogą być zabite przed wykonaniem wykopu dla przeszkodzenia płynięciu nasyczonego wodą gruntu.

Tam gdzie spodziewany jest większy napływ wody, zamiast desek (bali) można użyć ścianek szkieletowych. Po osiągnięciu wody gruntowej, dla prowadzenia głębiej wykopu, zabija się ściankę szczelną, do wykonania której w wypadku większych kanałów i specjalnie odpowiedzialnych odcinków wykopu stosuje się ścianki żelazne Larsena. Są one mocniejsze od drewnianych, bardziej szczelne oraz mogą być wyciągnięte i użyte kilkakrotnie.

Stosowano również belki dwuteowe z założonymi pomiędzy ich półkami zaklinowanymi balami (rys. 247). Zabija się belki dwuteowe w odległości 2—3 m tak, by sięgały około 2 m poniżej dna wykopu. Pomiedzy nie wstawia się w miarę pogłębiania wykopu drewniane bale i rozpiera o półkę dźwigara. Przy normalnych głębokościach wystarczają rozparcia tylko w głowie belek. Podczas zasypywania wykopu wyjmuje się kolejno poszczególne bale, a następnie wyciąga belki. Konstrukcja ma tę wielką zaletę, że przestrzeń wewnątrz wykopu nie jest niczym skrzepowana. Nadwyżka kosztów w stosunku do dawniejszych sposobów wykonania pokrywa się przez szybszy, niehamowany postęp robót.

W wypadku wykopów w drobnym piasku należy zastosować dalsze zabezpieczenia przeciw-

ko wyplukiwaniu piasku przez odpływającą wodę opadową. Można np. wyjmując stopniowo dolne bale oszalowania wykonywać obetonowywanie od dołu do góry, lub też można piasek poza balami związać przy pomocy zastrzyków cementowych.

Typ odeskowania szkieletowego składa się z podpór i rozpór podobnie, jak przy pionowym odeskowaniu, lecz deski są umieszczane tylko przy końcach oraz w środku podpory. Stosowane jest tam, gdzie wskazana jest pewna ochrona, zaś bardziej staranna nie jest przewidywana. W razie potrzeby odeskowanie szkieletowe może być szybko zmienione w pionowe przez zabicie bali pomiędzy pierwotnie umieszczone podpory oraz ściany wykopu.

Małe kanały w głębokich wykopach lub pod brukiem, przy krótkich długościach i materiale związłym, są czasami układane w tunelach. Zasyпка musi być wówczas bardzo staranna.

Przewody kanalizacyjne mogą być układane w otwartym wykopie aż do głębokości 10 m i więcej bez powstawania trudności technicznych. Tylko uwarstwienie gruntu może przy tych głębokościach wywołać zastrzeżenia. Przez składanie przy wykopie na dużej wysokości wydobytego gruntu, szczególnie przy jednostronnym składowaniu, przy poddającym się gruncie ciśnienie ziemi tak się powiększa, że następuje ugięcie odeskowania i w ten sposób zagrożenie stałości ścian wykopu. Zastosowanie sposobu tunelowego w dużych głębokościach w wypadku doświadczonego kierownictwa robót daje pod tym względem całkowitą pewność, i jakkolwiek samo wykonanie jest trudniejsze i musi być zachowana specjalna staranność dla osiągnięcia tego samego stopnia jakości wykonania.

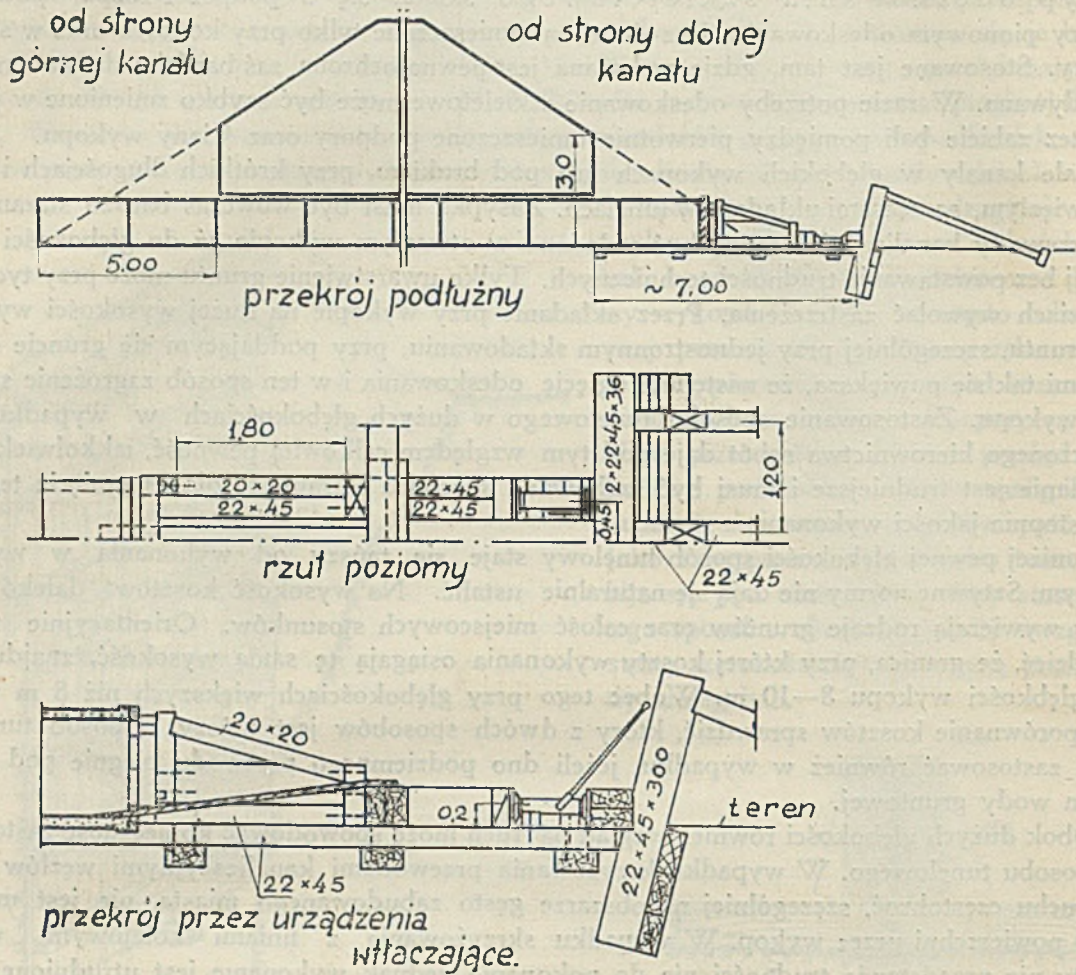
Poniżej pewnej głębokości sposób tunelowy staje się tańszy od wykonania w wykopie otwartym. Sztywne normy nie dają się naturalnie ustalić. Na wysokość kosztów daleko idący wpływ wywierają rodzaje gruntów oraz całość miejscowych stosunków. Orientacyjnie można powiedzieć, że granica, przy której koszty wykonania osiągają tę samą wysokość, znajduje się przy głębokości wykopu 8—10 m. Wobec tego przy głębokościach większych niż 8 m należy przez porównanie kosztów sprawdzić, który z dwóch sposobów jest tańszy. Sposób tunelowy można zastosować również w wypadku, jeżeli dno podziemnego przewodu biegnie pod zwierciadłem wody gruntowej.

Obok dużych głębokości również względ na ruch może spowodować konieczność zastosowania sposobu tunelowego. W wypadku krzyżowania przewodami kanalizacyjnymi węzłów o silnym ruchu częstokroć, szczególnie na obszarze gęsto zabudowanego miasta, nie jest możliwe zajęcie powierzchni przez wykop. W wypadku skrzyżowania z liniami kolejowymi wykop otwarty nie przedstawia trudności nie do pokonania, jednak wykonanie jest utrudnione z powodu odbywającego się ruchu pociągów i zakłóceń z powodu niezbędnych środków ostrożności, tak że należy oddać pierwszeństwo sposobowi tunelowemu.

W Ameryce rozpowszechniło się bardzo wykonywanie odcinków kanałów pod torami kolejowymi, ulicami lub drogami sposobem w t ł a c z a n i a r u r (rys. 248, 249, 250), gdyż praktyka wykazała, że jest to sposób mniej kosztowny od wykonywania w wykopie otwartym lub w tunelu. Stosuje się go przy wymiarach średnic od 0,50—2,00 m. W zasadzie używa się rur żelbetowych bezkielichowych. Szwy na stykach poszczególnych odcinków wypełnia się zaprawą cementową. Odpowiednio do przewidywanego obciążenia stałego oraz ruchomego przy przelocie pociągów lub pojazdów rury zbroi się.

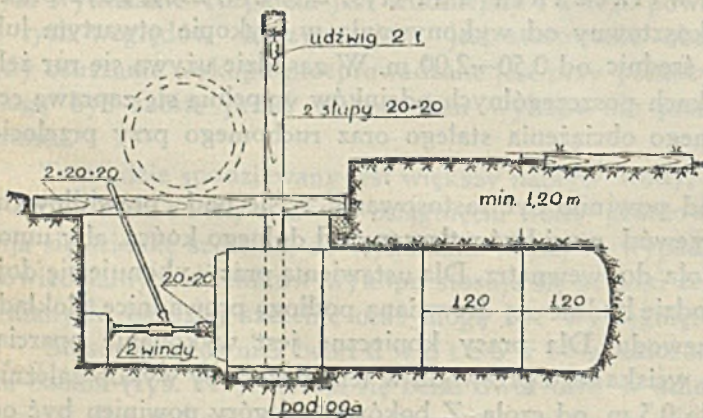
Ciśnienie prasy wtlaczającej przewód powinno być zastosowane ściśle pod prawidłowym kątem, najlepiej przez ramę tłoczącą. Przewód musi być wtlaczany od dolnego końca, aby umożliwić odpływ wód przeciekających od czoła do wewnątrz. Dla ustawienia pras wykonuje się dościowy wykop lub studnię, na których spodzie buduje się drewnianą podłogę prowadnicę, dokładnie według spadku i kierunku linii przewodu. Dla prasy konieczne jest wykonanie oparcia. Materiał ziemny wydobywa się od czoła wciskanego przewodu w ten sposób, by wykop zależnie od jakości gruntu był wysunięty do około 0,3 m od czoła. Z boków i od góry powinien być on o 2—3 cm szerszy od obwodu rury; natomiast dno powinno być wycięte dokładnie ze spadkiem. W celu ubezpieczenia się przed wchodzeniem piasku do szwów, przy czym może powstawać skłonność do wybrzuszania linii przewodu ku górze, układa się w styk 2 warstwy papy asfaltowej lub też sznur konopny. Stosuje się stosownie do tarcia powstającego między rurą i gruntem prasy hydrauliczne 50—100 tonowe. Do budowy przewodu kanalizacyjnego o średnicy 1,75 m w Quantico, krzyżującego się z linią kolejową, użyto dwie prasy hydrauliczne 250

tonowe. Na czole można umieszczać specjalny nóż stalowy, choć na ogół stosowany jest on rzadko kiedy. W wypadku użycia dwóch pras muszą być one połączone samoczynnym zaworem, wyrównującym ich obciążenie.



Rys. 248. Budowa przewodu kanalizacyjnego sposobem wtlaczania.

W niektórych wypadkach wtlacza się nie bezpośrednio przewód kanalizacyjny, tylko rurę stalową i w niej umieszcza kanał.

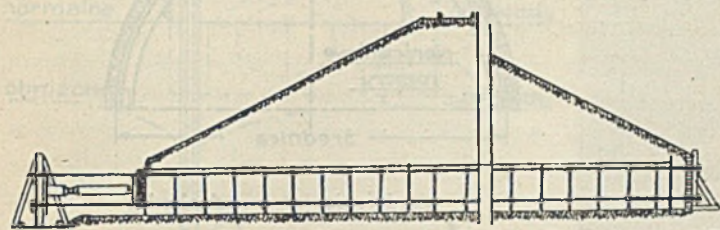
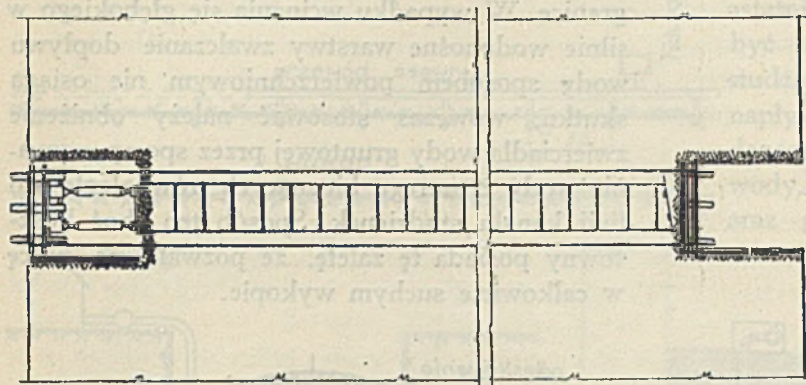


Rys. 249. Budowa przewodu kanalizacyjnego sposobem wtlaczania.

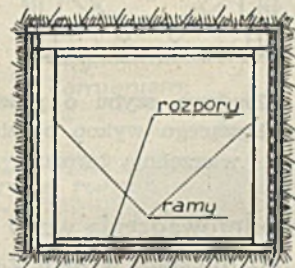
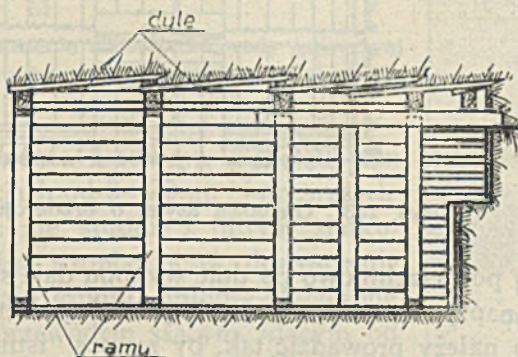
W słabszych skałach wskazana jest obudowa, niezbędna zaś jest w gruncie luźnym. Jeżeli grunt utrzymuje się pewien przeciąg czasu, obudowę wykonywa się przez ustawienie ram, opierając na nich płaszcz obudowy, znajdujący się w styczności z gruntem. W miękkim materiale ziemnym bale płaszczu ustawia się ukośnie (rys. 251) i wbija w grunt w miarę jego wydobywania. Gdy osiągnie się granicę bezpieczeństwa dla niepodpartych bali, ustawia się następną

W wypadku budowy sposobem tunelowym wykop wykonany wymaga prawie zawsze natychmiastowej jednoczesnej obudowy. Tylko w mocnej skale obudowa jest zbędna. Wykonuje się wówczas wykop przez wystrzeliwanie do kształtu przekroju, odpowiadającego obrysowi kanału. W czasie budowy tunele muszą być starannie przewietrzane w celu usunięcia dymu z wystrzałów oraz pyłu, powstającego podczas wiercenia otworów strzelniczych.

ramę i zabija następny szereg bali. Obudowa może być wykonywana z drewna (ramy drewniane, płaszcz z bali drewnianych), częściowo z żelaza i drewna (ramy żelazne, płaszcz z drewna), lub też całkowicie z żelaza (ramy i płaszcz żelazne). Gdy przekrój tunelu jest duży, wykop wykonuje się częściami, zwykle przede wszystkim część górną, jako tzw. sztolnię kierującą. W długich tunelach przewóz materiałów odbywa się małymi wagonikami na szynach przy trakcji ludźmi, końmi lub najlepiej elektrycznością. Kanały w tunelach w wypadku mniejszych przekrojów wykonywa się z cegły, większe przekroje wykonywa się z betonu lub żelbetu. Przestrzeń pomiędzy kanałem i ścianami wykopu wypełnia się betonem lub starannie ubijanym materiałem ziemnym.



Rys. 250. Budowa przewodu kanalizacyjnego pod nasypem kolejowym sposobem wciągania.



Rys. 251. Obudowa drewniana wykopu przy tunelowym sposobie wykonania.

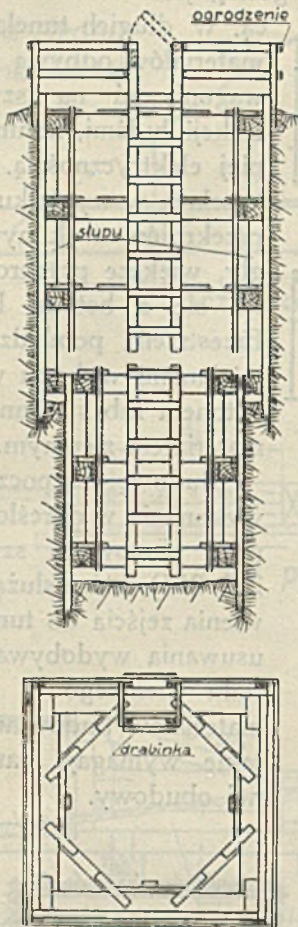
W gruntach luźnych stosowany jest czasami sposób budowy podobny do opisanego wyżej wciągania rur. Stalowy płaszcz, posiadający od czoła tnący nóż, jest wpychany w grunt przy pomocy pras hydraulicznych, wspartych o wykonane ściany kanału lub o silną obudowę tunelu. Wykop prowadzi się u przedniego osłza płaszcza.

W materiale wodonośnym płaszcz zamyka się przy końcu tarczą, tworząc rodzaj kesonu. Dla osuszenia gruntu stosuje się sprężone powietrze, wyciskające wodę. Wybudowana być musi wówczas specjalna komora śluzowa, przez którą przechodzą ludzie i materiały.

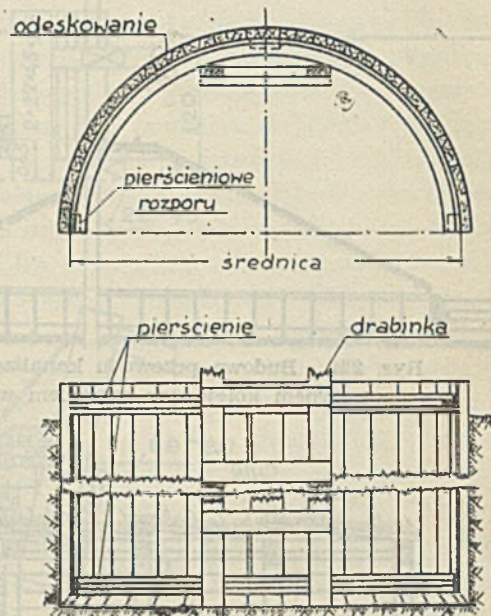
W czasie prowadzenia wykopu w gruncie wodonośnym zachodzi potrzeba ciągłej walki z napływem wody do wykopu, gdyż jest w nim bardzo utrudniona praca.

Sposoby osuszania wykopu zależą od różnicy poziomów dna wykopu i wody gruntowej oraz od właściwości gruntu. Polegają one albo na powierzchniowym odprowadzeniu wody zalewającej wykop lub na obniżeniu poziomu wody gruntowej. Sposób pierwszy jest mniej kosztowny, warunki jednak pracy w wykopie są znacznie gorsze. Z uwagi jednak na koszty odwodnienia stosowany jest on powszechnie. W wypadku gruntu piaszczysto-zwirowatego przy zwykłym odeskowaniu stosować go można aż do głębokości zanurzenia się pod zwierciadło wody

gruntowej 0,3 m. W wypadku gruntu gliniastego może być wykop osuszony powierzchniowo nawet i przy większym zagłębieniu pod zwierciadło wody gruntowej. Przy zastosowaniu odeskowania wykopu przy pomocy ścianek szczelnych można iść na ogół dość głęboko, jednak ze względów technicznych i gospodarczych ma to swoje granice. W wypadku wcinania się głębokiego w silnie wodonośne warstwy zwalczanie dopływu wody sposobem powierzchniowym nie osiąga skutku, wówczas stosować należy obniżenie zwierciadła wody gruntowej przez spompowywanie wody z szeregu biegnących równoległe do linii kanału studzienek. Sposób ten choć kosztowny posiada tę zaletę, że pozwala na pracę w całkowicie suchym wykopie.



Rys. 252. Obudowa szybu o przekroju kwadratowym łączącego wykop podziemny z powierzchnią terenu.



Rys. 253. Obudowa szybu o przekroju kołowym.

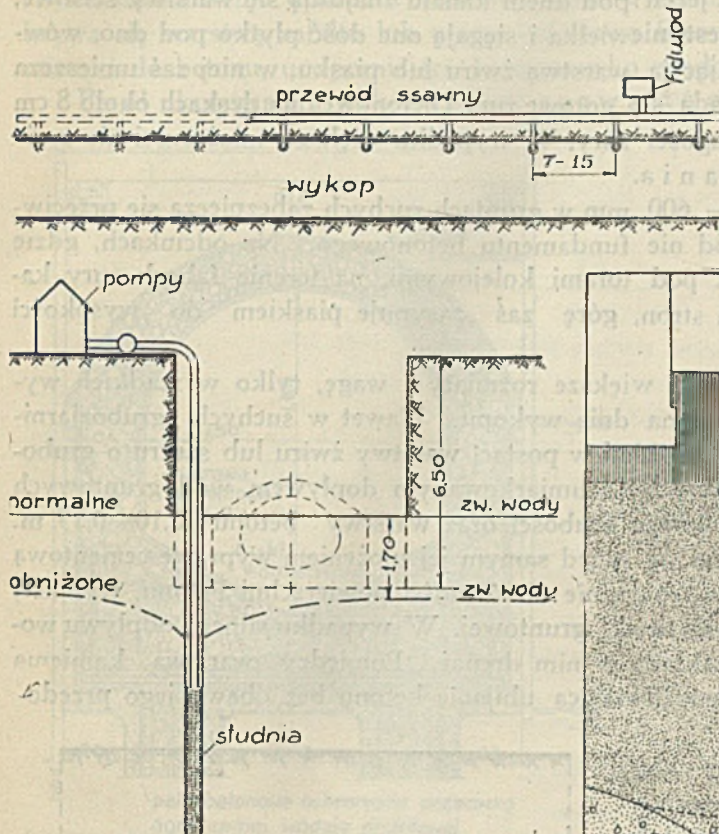
W celu odprowadzenia wody gruntowej powierzchniowo po dnie wykopu daje się nań warstwę żwiru lub tłucznia, w razie zaś silnego napływu wody układa się podłużny drenaż, zasypywany materiałem przepuszczającym. Wykop należy prowadzić tak, by zawsze istniał odpływ wody do niżej położonego miejsca, skąd się ją wyczerpuje. Z zagłębień dla smoków (studzienek), które zakłada się w odstępach normowanych napływem wody, wyciąga się wodę przy pomocy pomp, uruchamianych ręcznie lub przy pomocy silników. Istnieje niebezpieczeństwo unoszenia przez wodę drobniejszych cząstek gruntu powodujące jego rozluźnienie. Szczególniej jest to groźne, jeśli przecięte zostaną źródlika w piasku lub kurzawka, która może się zacząć poruszać pod wpływem ciśnienia wody gruntowej. Przez zabicie ścianek szczelnych utrudnia się dopływ z boku, jednak wypór od dołu pozostaje. Danie na dno wykopu siana lub słomy, obciążenie żwirem lub ciężkim tłuczniem ułatwia stabilizację piasku i pozwala na wnoszenie się wody bez naruszenia równowagi ścian wykopu aż do chwili, gdy praca w wykopie zostanie ukończona.

Czerpanie wody zależnie od jej napływu wykonuje się w najprostszy sposób ręcznie przy pomocy wiader lub ręcznie poruszonymi pompami przeponowymi oraz tłokowymi względnie pompami wirnikowymi, napędzanymi silnikami elektrycznymi lub spalinowymi.

Najdoskonalsze osuszanie wykopu roboczego osiąga się przez obniżenie zwierciadła wody gruntowej czerpiąc ją z szeregu założonych równoległe do wykopu studzienek w tak znacznym stopniu, że zwierciadło wody gruntowej obniżone zostaje poniżej dna wykopu (rys. 254, 255). Praca odbywa się całkowicie w suchym wykopie i nie ma obawy wymywania drobniejszych czą-

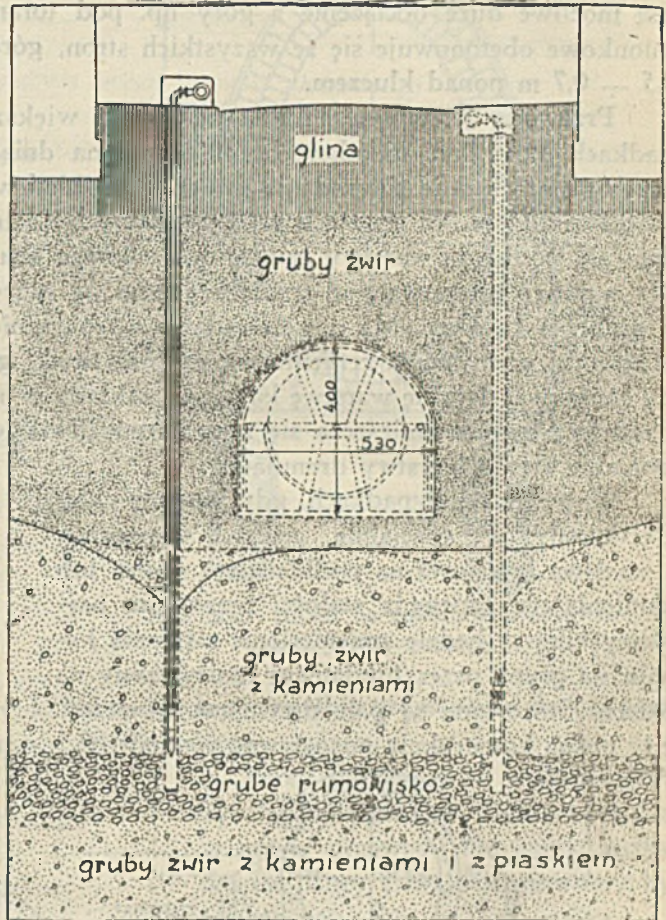
stek gruntu. Niebezpieczeństwo dla okolicznych budowli istnieje tylko o tyle, że w wypadku niektórych rodzajów gruntu przejściowe osuszenie powoduje zmniejszenie objętości gruntu, wywołujące osiadanie. Tego rodzaju zjawiska są możliwe w gruntach ilastych i warstwach bagiennych.

W takich wypadkach zastosowanie ostatnio omawianego sposobu musi być starannie wypróbowane. Odstęp studzien doбира się odpowiednio do napływu wody, rodzaju gruntu i pożądanego stopnia obniżenia zwierciadła wody. W wypadku obniżen do 3—4 m oraz gruntu piaskowo-żwirowego sto-



Rys. 254. Obniżenie zwierciadła wody gruntowej za pomocą studni przy budowie kanału w otwartym wykopie.

kuje się studnie średnicy 100—150 mm w odległościach od 8—20 m. Najpowszechniej stosuje się studnie z filtrem siatkowym, którego rozmiar oczek dostosowuje się do rodzaju gruntu. Studnie są łączone wspólnym przewodem ssącym, idącym od pompy. W miarę postępu robót filtr i rury studzienne są wyciągane i przenoszone na czoło odcinka wykopu.



Rys. 255. Obniżenie zwierciadła wody gruntowej za pomocą studni przy budowie sposobem tunelowym.

VII. 2. MONTAŻ PRZEWODÓW.

Należy zwracać uwagę, aby wykop nie był niepotrzebnie rozszerzany lub zwężany. W wypadku ubezpieczenia ścian nadmierne zwężanie wykopu powoduje następnie duże trudności i koszty.

Aby zabezpieczyć się przed przekopaniem się na zbyt dużą głębokość zwykle pozostawia się dno niedokopane na 5—10 cm, usuwając tę warstwę już w czasie układania przewodu. W ten sposób układa się przewód na gruncie nienaruszonym, co zmniejsza osiadanie, powodujące rozluźnienie styków. W mocnym gruncie dno wykopuje się starannie według obrysu kanału, ażeby w możliwym stopniu oszczędzić na odeskowaniu, wykopie i betonie. Jeżeli grunt nie utrzymuje się bez odeskowania, wówczas kanał jest murowany lub betonowany pomiędzy odeskowaniem, a następnie wolna przestrzeń między kanałem i ścianą wykopu zostaje zapelniona chudym betonem.

Przy wykonywaniu wykopów należy zwrócić uwagę na zabezpieczenie od uszkodzeń przewodów, które krzyżują się z wykopem. Przecięcie łopatą kabla elektrycznego oraz pęknięcie prze-

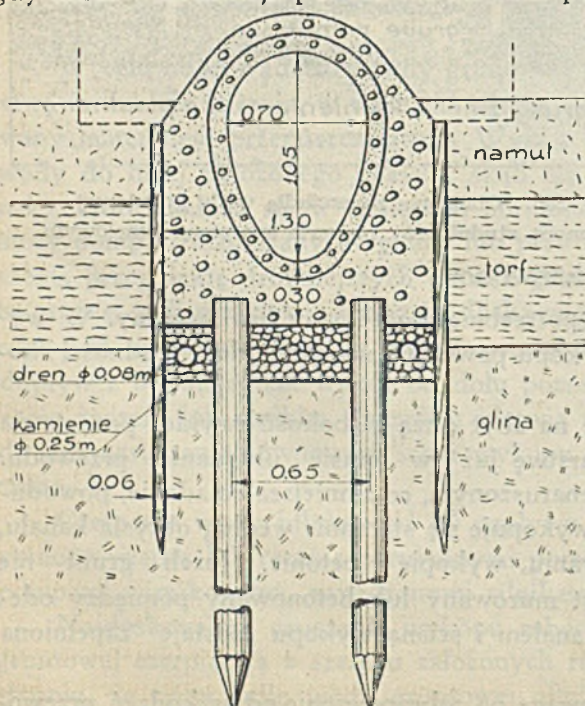
wodu gazowego może spowodować wypadki z ludźmi. Pęknięcie zaś przewodu wodociągowego może spowodować zalanie wykopu i powstanie dużych szkód.

Należy się zabezpieczyć przed możliwością późniejszych zmian w niwelecie kanału z powodu jego osiadania. Może to mieć miejsce, jeżeli pod dnem kanału znajdują się warstwy ściśliwe, bagienne, torf itp. Gdy ich miąższość jest niewielka i sięgają one dość płytko pod dno, wówczas usuwa się tę słabą warstwę, zastępując ją warstwą żwiru lub piasku, w niej zaś umieszcza dren. W pokładach niezbyt ścisłych układa się gotowe rury (betonowe) na deskach około 8 cm grubości, dając styk desek w połowie długości rury. W wypadku większej miąższości nie można uniknąć sztucznego fundowania.

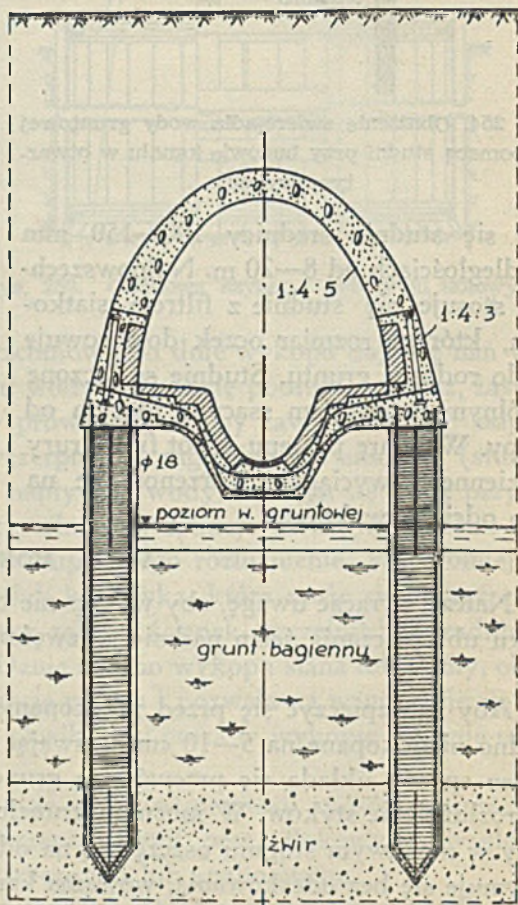
Rury kamionkowe o średnicy 450 — 600 mm w gruntach suchych zabezpiecza się przeciwko możliwym osiadaniom przez danie pod nie fundamentu betonowego. Na odcinkach, gdzie jest możliwe duże obciążenie z góry np. pod torami kolejowymi, na terenie fabryk rury kamionkowe obetonowuje się ze wszystkich stron, górę zaś zasypuje piaskiem do wysokości 0,5 — 0,7 m ponad kluczem.

Przewody żelbetowe, posiadające zwykle większe rozmiary i wagę, tylko w rzadkich wypadkach mogą być układane bezpośrednio na dnie wykopu. Nawet w suchych gruboziarnistych gruntach daje się pod nie sztuczny podkład w postaci warstwy żwiru lub szutru o grubości 0,10—0,15 m. W gruntach przepuszczalnych z umiarkowanym dopływem wód gruntowych daje się podkład z warstwy szutru 0,15—0,20 m grubości oraz warstwy betonu 0,10—0,15 m. Na warstwę betonową pod spód rury daje się przed samym jej ułożeniem wyprawę cementową o grubości 2—3 cm. Ma ona za zadanie wyrównanie nierówności powierzchni betonu, wynikłej z powodu wymywania cementu przez strugi wody gruntowej. W wypadku silnego odpływu wody gruntowej daje się warstwę kamienia i zakłada w nim drenaż. Pomiędzy warstwą kamienia i warstwą betonu umieszcza się rogożę, umożliwiającą ubijanie betonu bez obawy jego przedstawiania się do warstwy drenującej.

W pewnych wypadkach, gdy musimy układać kanały w specjalnie ciężkich warunkach i warstwa betonowa na podkładzie z szutru lub kamienia nie zapewnia stałości przewodu, najkorzystniejsze będzie przeniesienie ciśnienia kanału na grunt, przez fundament umieszczony na palach. Stosowane są pale drewniane wówczas, gdy nośna konstrukcja pozostawać ma stale pod



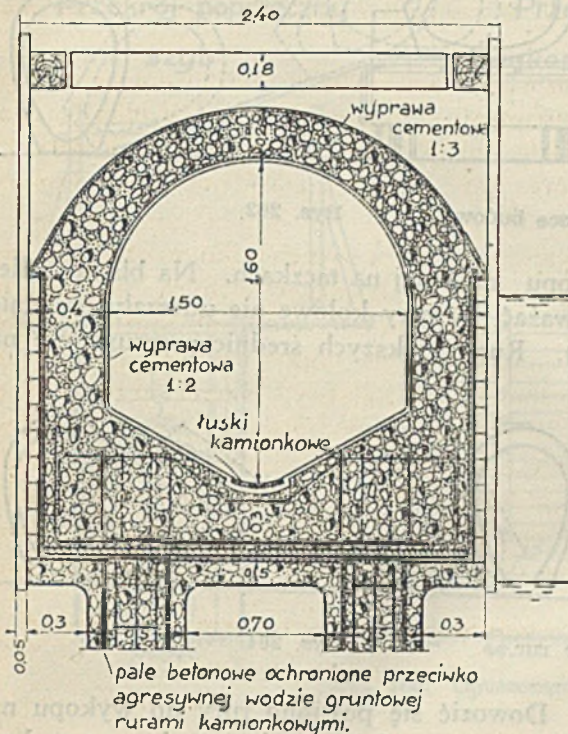
Rys. 256. Kanał oparty na palach drewnianych.



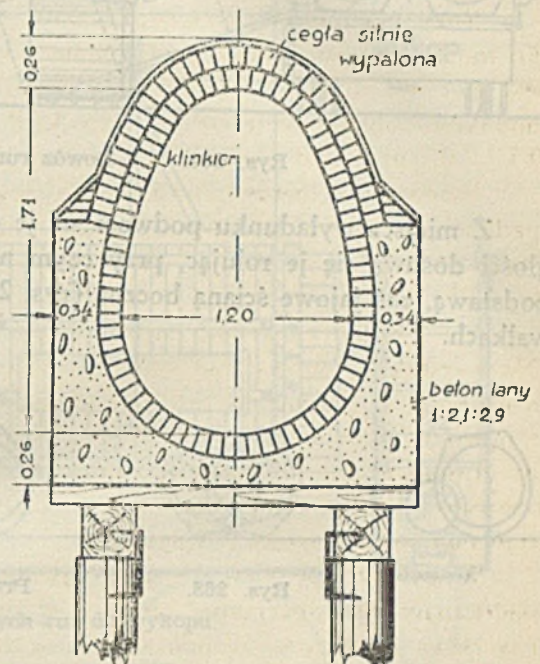
Rys. 257. Kanał oparty na palach żelbetowych (Frankfurt nad Menem, wykonano bez dostępu powietrza do gruntu bagicznego).

wodą (rys. 256), lub żelbetowe (rys. 257, 258). Oparcie w postaci rusztu stwarzane jest przy pomocy poprzecznych oczępów i podłogi z bali (rys. 259) lub w postaci płyty, w której zabetonowuje się głowy pali (rys. 260). W gruncie bagiennym musi być beton ochroniony przeciwko szkodliwemu działaniu kwasów humusowych. W tym celu powierzchnie zewnętrzne pokrywa się warstwą asfaltu lub otacza asfaltową filcową papą. Można też stosować specjalne domieszki do betonu, uodporniające go przeciwko wodom agresywnym.

Przed ukończeniem wykopu należy rozwinąć oraz ułożyć wzdłuż niego rury oraz



Rys. 258. Główny zbieracz w Ludwigshafen na palach żelbetowych.

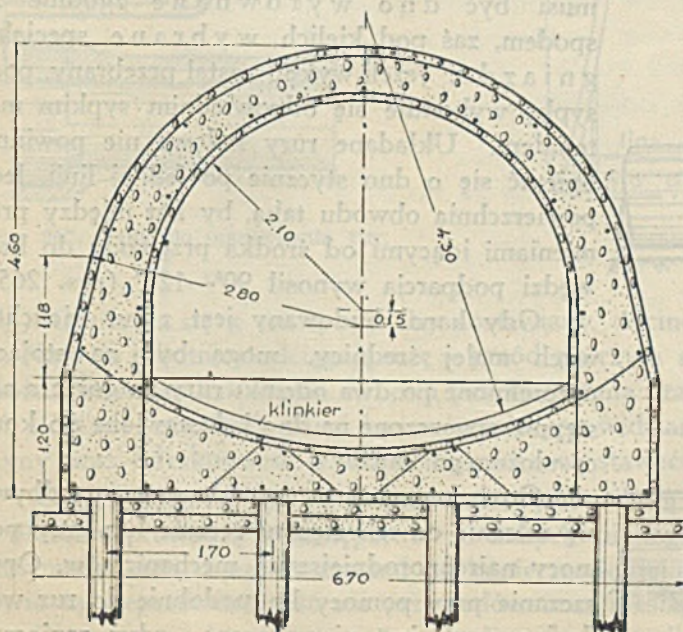


Rys. 259. Kanał na palach drewnianych przykrytych podłogą.

material do uszczelnienia styków. Rury kołowe układa się zwykle prostopadle do osi przewodu, dla zabezpieczenia się przed spadaniem ich do wykopu.

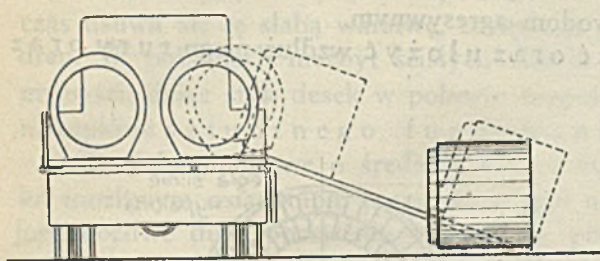
Przed ułożeniem w wykopie należy zbadać starannie każdą rurę, czy w czasie przewozu nie uległa uszkodzeniu. Rury z brakami powinny być odrzucone.

Rury kanalizacyjne muszą być w czasie ładowania i wyładowywania oraz przewozu zabezpieczone przeciwko uderzeniom. Przy przewozie kolejowym mniejsze średnice ładuje się ręcznie, większe przy pomocy dźwigów. Układa się rury równoległe do długości wagonu. Stawianie i układanie w poprzek powoduje przy uderzeniach pękanie rur. Gdy układa się je w kilku warstwach, należy je przedzielać najlepiej łatami drewnianymi, kładzionymi prostopadle do rur. Przy przewozie samochodami ciężarowymi należy rury zabezpieczyć przeciwko uderzeniu o siebie.



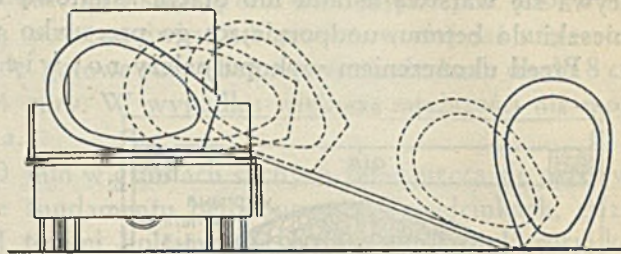
Rys. 260. Kanał na palach drewnianych zabetonowanych w płycie.

W wypadkach złych dróg zabezpieczyć należy kawałkami drzewa, odpowiednio umieszczonymi, cały ładunek przed przesuwaniem się. Gdy brak przy wyładowywaniu dźwigów, zsuwa się rury po pochylni tworzonej z mocnej podłogi lub kantówek. Większe rury dosuwa się na wałkach i zsuwa powoli po pochylni w sposób wskazany na rysunku 261 i 262.



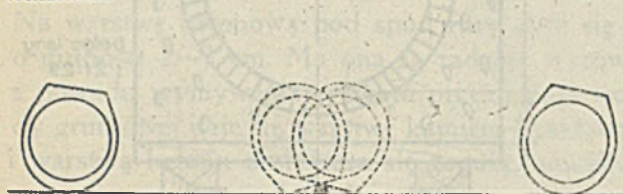
Rys. 261.

Dowóz rur na miejsce budowy.



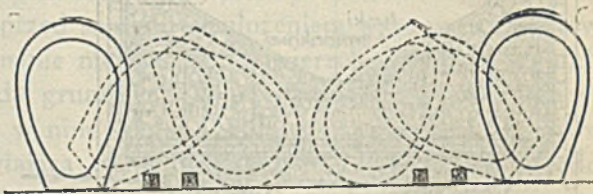
Rys. 262.

Z miejsca wyładunku podwozi się je do wykopu najlepiej na taczkach. Na bliskie odległości dosuwa się je rolując, przy czym należy uważać, by rury kołowe nie uderzały o ziemię podstawą, zaś jajowe ścianą boczną (rys. 263, 264). Rury większych średnic przesuwają się na wałkach.

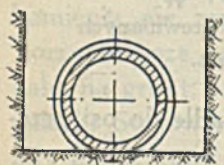


Rys. 263.

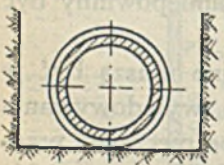
Przetaczanie rur.



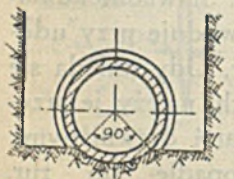
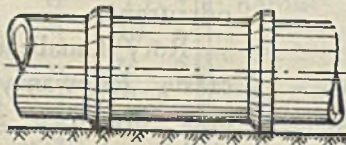
Rys. 264.



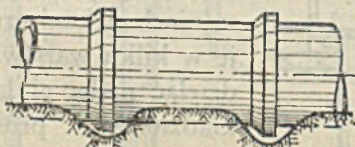
złe wykonanie



złe wykonanie



dobre wykonanie



Rys. 265. Ułożenie rur na dno wykopu.

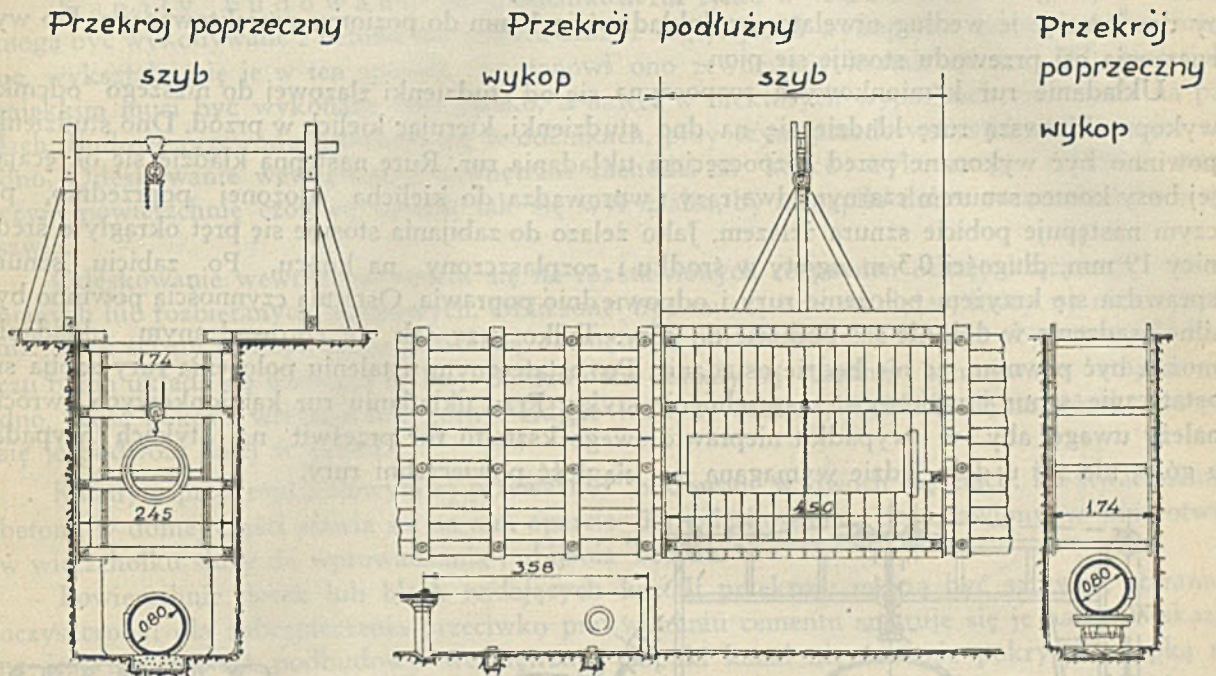
Dowozić się powinno rury do wykopu na krótki czas przed ich umieszczeniem w wykopie. Powinny być tak rozłożone, by nie były zasypywane ziemią z wykopu i by nie obciążały ścian wykopu.

Przed ułożeniem następnego odcinka rury musi być dno wyrównane zgodnie ze spodem, zaś pod kielichy wybrane specjalne gniazdo. Jeżeli wykop został przebrany, podsypkę wykonuje się odpowiednim sytkim materiałem. Układane rury kołowe nie powinny opierać się o dno stycznie po jednej linii, lecz powierzchnią obwodu taką, by kąt między promieniami idącymi od środka przewodu do krawędzi podparcia wynosił 90° — 120° (rys. 265).

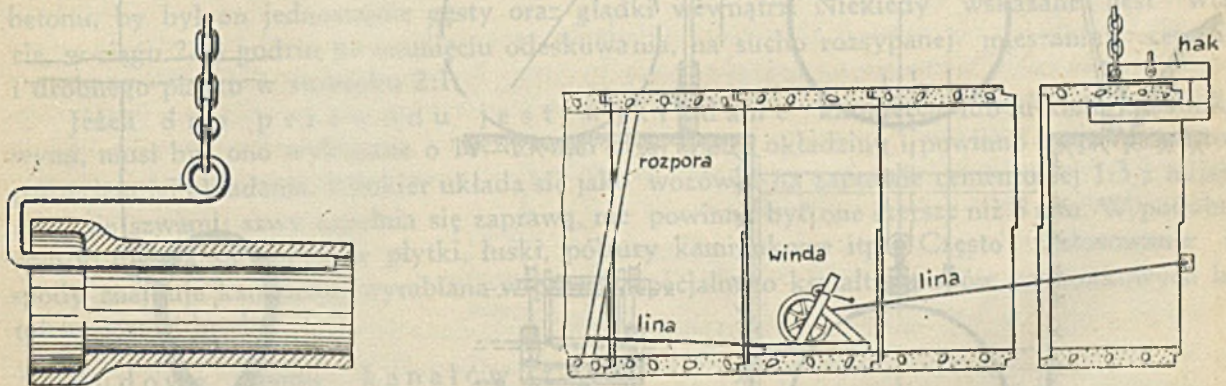
Gdy kanał budowany jest z rur kielichowych małej średnicy, mogą być na stojąco uszczelnione po dwa odcinki rury na górze, a następnie opuszczone na dno i dostawione do końca ułożonego kanału.

Opuszczanie rur do wykopu odbywa się zależnie od ich ciężaru ręcznie lub przy pomocy najróżnorodniejszych mechanizmów. Opuszczanie przy pomocy lin podobnie do rur wodociągowych jest niewskazane, gdyż zanieczyszczają się powierzchnie styków, zaś w wykopie trudno je należyście oczyścić.

Większe rury najlepiej opuszczać przy pomocy krążków żelaznych, podwieszonych na trójnogu. Pod trójnogiem przetrzuca się ponad wykopem bale, na które wtacza się rurę. Po podciągnięciu rury przy pomocy krążka zwolnione deski zostają wyciągnięte, zaś rurę opuszcza się na dno wykopu. Linę podwieszającą lepiej dawać nie po obwodzie rury tylko przesuwając przez wnętrze rury, w wypadku jednak większych przekrojów może powstawać niszczenie krawędzi przez linę, daje się więc ją wówczas po obwodzie (rys. 266). Najlepiej opuszczać na haku (rys. 267,



Rys. 266. Opuszczanie większych rur do wykopu.



Rys. 267. Hak do opuszczania rur.

Rys. 268. Opuszczanie rur.

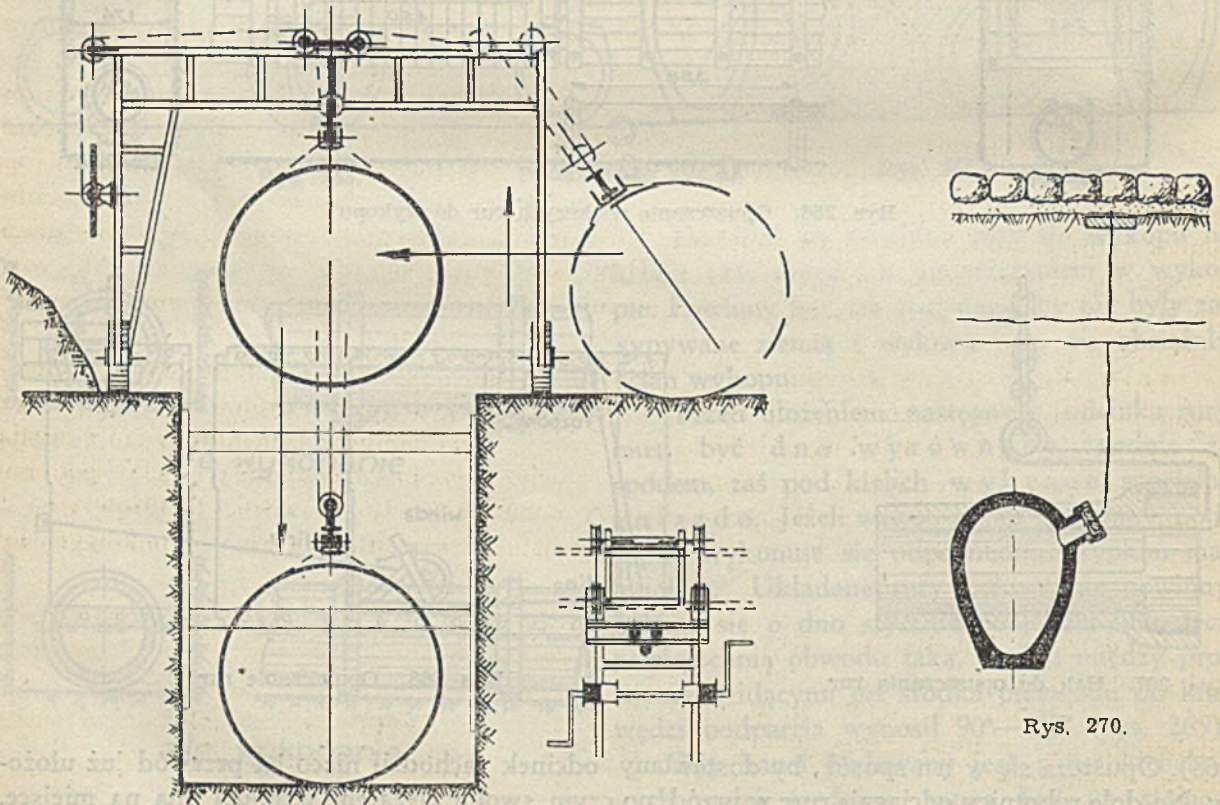
268). Opuszcza się w ten sposób, by dostawiany odcinek zachodził nieco na przewód już ułożony. Na dole robotnicy odcinają rurę w przód, po czym swoim ciężarem wchodzi ona na miejsce. Można wówczas hak wyjąć. W celu przyspieszenia pracy stosuje się ruchome dźwigi na rolkach lub kółkach (rys. 269). Musi być wówczas przewidziane z obu stron wykopu wolne miejsce na szyny oraz odeskowanie wykopu nie może wystawać ponad jego krawędzie.

Układanie sieci przewodów jest robotą bardzo odpowiedzialną, gdyż błędy w ułożeniu prowadzą w następstwie do dużych niedogodności i niepotrzebnych wydatków utrzymania sieci, a nawet czasami do konieczności jej przekładania. Zwykłymi błędami przy budowie są nieprostoliniowość osi przewodów oraz nieszczelność styków.

Dla utrzymania należytego i prostoliniowego spadku zakłada się co pewien czas nad wykopem poprzeczne poziome łaty z umieszczoną na nich tabliczką, wskazującą oś kanału oraz zaniwelowaną wysokość, od której odmierzona określona odległość daje niweletę dna. Najlepiej na

tabliczkach tych tak umieścić gwoździe lub wwiercane śruby, by dla ułożenia kanału o zaprojektowanym spadku wystarczyło odmierzenie od ich główek stałej odległości. Do wizowania stosuje się zwykle krzyże ustawiane nad łątami oraz krzyż z ramieniem wsuwany do wnętrza przewodu kanalizacyjnego. Układanie według poziomnicy ustawianej na przewodzie nie jest wskazane, gdyż grubość ścian przewodów nie zawsze jest jednakowa. W wypadku bardzo małych spadków rozbija się odcinek między studzienkami na długości 8—10 m, zabijając w tych odległościach kolki z główkami o 3—4 cm niżej zaprojektowanej niwelety dna. W kolki wwierca się śruby dowiercając je według niwelatora z dokładnością 1 mm do poziomu projektowanego. Do wyznaczenia osi przewodu stosuje się pion.

Układanie rur kamionkowych rozpoczyna się od studzienki żłazowej do niższego odcinka wykopu. Pierwszą rurę kładzie się na dno studzienki, kierując kielich w przód. Dno studzienki powinno być wykonane przed rozpoczęciem układania rur. Rurę następną kładzie się okręcając jej bosy koniec sznurem czarnym dwa razy i wprowadza do kielicha ułożonej poprzednio, po czym następuje pobicie sznura żelazem. Jako żelazo do zabijania stosuje się pręt okrągły o średnicy 19 mm, długości 0,3 m, zgięty w środku i rozplaszczony na końcu. Po zabiciu sznura sprawdza się krzyżem położenie rury i odpowiednio poprawia. Ostatnią czynnością powinno być silne osadzenie w dół, nie zaś podjęcie do góry. Tylko przy tak przeprowadzanym układaniu można być pewnym, że nie będzie osiadania. Po ostatecznym ustaleniu położenia rury zabija się ostatecznie sznur i wykonywa uszczelnienie styku. Przy układaniu rur kamionkowych zwrócić należy uwagę, aby w wypadku nieprawidłowego kształtu rur prześwit na stykach wypadł u góry, nia zaś u dołu, gdzie wymagana jest ciągłość powierzchni rury.



Rys. 269. Dźwig do opuszczania rur kanalizacyjnych.

Styki zalewa się asfaltem lub cementem. Zaprawę cementową daje się częstokroć bez umieszczania na dnie kielicha sznura konopnego. Wówczas należy zabezpieczyć styk od wewnątrz przeciwko wyciekaniu zaprawy. Styk od wewnątrz powinien być starannie wygładzony.

Styki uszczelnione cementem mają tę wadę, że są sztywne, co przy osiadaniu rur powoduje pęknięcia, wywołujące nieszczelność przewodów. Połączenia bardziej sprężyste uzyskuje się przez zastosowanie kosztowniejszych przetworów bitumicznych, wlewanych na gorąco przy temperaturze około 200°C. Wykonanie zalania przeprowadza się w sposób podobny do wlewania ółowiu.

O d g a ł ę z i e n i a dla przyłączeń domowych umieszcza się zgodnie ze wskazaniem planu lub po uzgodnieniu warunków miejscowych według wskazań prowadzącego budowę. Jeżeli nie są one bezpośrednio wykorzystywane, zamyka się je płytką betonową lub drewnianą, uszczelniając ją gliną. Dla łatwiejszego odszukania ich położenia dobrze jest przymocować do zamykającej płytki drut i wyprowadzić go pod wierzch, mocując do górnego końca drutu kawałek drzewa (rys. 270).

K a n a ł y b u d o w a n e nie z odcinków rur tylko w c a ł o ś c i w w y k o p i e mogą być wykonywane z betonu lub żelbetu oraz z cegły. Jeżeli wykop jest suchy, zaś dno mocne, wykształca się je w ten sposób, że stanowi ono zewnętrzny kształt spodu. W materiale miękkim musi być wykonane dno płasko, a nawet w niektórych wypadkach jako ruszt na palach. Budowę przewodu prowadzi się w odcinkach, przy czym przede wszystkim betonuje się dno. Odeskowanie wewnętrzne i zewnętrzne zachodzi na końcu wykonanego odcinka, przy czym powierzchnię czołową betonu tak się wykształca, by nastąpiło dobre związanie betonu na szwie.

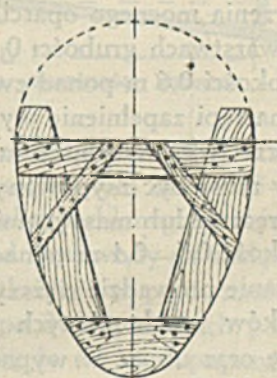
Odeskowanie wewnętrzne opiera się na rozstawionych co pewien odstęp krążynach drewnianych lub rozbieranych metalowych. Obliczone być muszą one na ciężar, który na nich spocznie. Jeżeli ściany wykopu na to pozwalają, zewnętrzne odeskowanie może być zbyteczne. W kluczu beton układa się wówczas kielnią. Bardzo duże kanały są czasami betonowane stopniowo: dno, część boków, wreszcie łuk górny. Zdjęte krążyny oraz deski składa się na wózek, którym się je podwozi dalej w przód.

Kanały o przekroju kołowym są przeważnie budowane w dwóch częściach. Po stwardnieniu betonu w dolnej części stawia się na nim oparcie dla odeskowania; pozostawiony w nim otwór w wierzchołku służy do wprowadzania i ubijania betonu.

Powierzchnie desek lub blach nadających kształt przekroju muszą być sztywne, starannie oczyszczone; dla zabezpieczenia przeciwko przywieraniu cementu smaruje się je naftą. Wskazane jest nie usuwać podbudowy wewnętrznej, dopóki kanał nie zostanie pokryty zasypką na wysokość co najmniej 0,30 m. W przekrojach żelbetowych należy zwrócić uwagę na staranne umieszczenie uzbrojenia zgodnie z projektem. Również należy zwrócić uwagę na staranne ubicie betonu, by był on jednostajnie gęsty oraz gładki wewnątrz. Niekiedy wskazane jest wtarcie, w ciągu 2-ch godzin po usunięciu odeskowania, na sucho rozsypanej mieszaniny cementu i drobnego piasku w stosunku 2:1.

Jeżeli dno przewodu jest wykładane klinkierem lub łuskami kamionkowymi, musi być ono wykonane o 10—15 mm niżej spodu okładziny i powinno osiąść przed rozpoczęciem jej układania. Klinkier układa się jako wozówki na zaprawie cementowej 1:3 z mijającymi się szwami; szwy zapełnia się zaprawą, nie powinny być one szersze niż 6 mm. W podobny sposób układa się specjalne płytki, łuski, półrury kamionkowe itp. Często zastosowanie na spody znajduje kamionka, wyrabiana w postaci specjalnego kształtu spodów kamionkowych lub też w postaci łusek.

Budowę spodu kanałów z cegły prowadzi się przy pomocy szablonu z drzewa (rys. 271). Szablon ustawia się pionowo, do kładnie na osi i rozpina sznury pomiędzy gwoździami, umieszczonymi na zewnętrznej jego powierzchni. Sznur napinany jest na długość około 4 m. Na szablonie zakarbowany jest podział cegiel. Przed użyciem cegła musi być namoczona w wodzie. Moczy się ją w kadziach drewnianych. Czas moczenia wynosić powinien co najmniej pół godziny — zwykle jednak więcej ∞ 24 godzin. Układa się ściany na wysokość 2-ch cegieł powyżej pach. Wyjmuje się następnie szablon i ustawia na podkładkach z żelaza bębny z drzewa. Na powierzchni bębna wyrysowany jest podział cegły prostej i klinów. Sklepienie muruje się jednocześnie z obu stron; w kluczu osadza się cegłę klinową i zalewa płynną zaprawą. Szwy

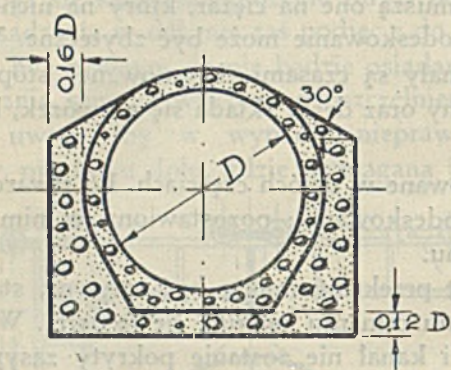


Rys. 271. Szablon drewniany do budowy kanału z cegły.

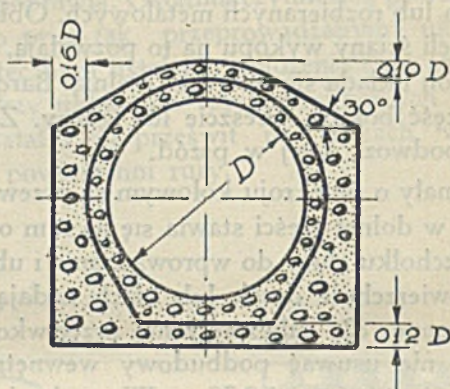
w sklepieniu duże nie powinny być szersze po zewnętrznej stronie niż 3—6 mm. Stosuje się zaprawę 1:3. Zewnętrzna strona sklepienia powinna być pokryta wyprawą o grubości co najmniej 1 cm, dla zmniejszenia infiltracji. Po ukończeniu odcinka przestrzeń pomiędzy sklepieniem i ścianami wykopu powinna być wypełniona ziemią w warstwach 0,15 m starannie ubijanych aż do wierzchołka sklepienia, a następnie powyżej niego na wysokość kilkudziesięciu cm. Dopiero wówczas mogą być bębny zwolnione i wyjęte. Wszystkie szwy wewnętrzne wraz z powierzchnią zewnętrzną powinny być w możliwym stopniu wygładzone zaraz po wykonaniu odcinka i cała luźna zaprawa usunięta (fugowanie).

W czasie murowania osadza się w odpowiednio z góry zadanych miejscach wpusty (rys. 78, 80).

W niektórych miastach buduje się kanały betonowe z odcinków w segmentach. Przed ustawieniem boków z segmentów wykonuje się dno. Można również dno wykonać z betonu w odcinkach na górze wykopu i następnie ustawiać je w wykopie. Wszystkie szwy wewnętrzne powinny być wypełniane zaprawą natychmiast po wykonaniu odcinka, luźna zaś zaprawa usunięta. Zaprawa, jak i wyżej, 1:3.



Rys. 272.



Rys. 273.

W wypadkach normalnych głębokości układania przewodów (2—4 m) przy użyciu odpowiedniego materiału ziemnego na zasypkę mogą być rury kołowe aż do średnicy 800 mm stosowane bez specjalnego zabezpieczenia. Natomiast rury o większej średnicy wskazane jest zabetonowywać aż do wysokości zwornika (rys. 272, 273). Również jest to wskazane, gdy braknie odpowiedniego materiału na zasypkę. Nieodpowiednie na zasypkę są grunty gliniaste, gdyż pod wpływem wody pęcznią i rozplývają się.

VII. 3. ROBOTY WYKONCZENIOWE.

Zasypka wokół ułożonego przewodu musi być wykonana starannie i możliwie bez zwłoki w celu stworzenia mocnego oparcia dla przewodu. Drobnziarnisty materiał jest ubijany w równomiernych warstwach grubości 0,15 — 0,20 m przy pomocy małych ubijaków z boków przewodu i do wysokości 0,6 m ponad zwornik. Nie powinno być dozwolone chodzenie po przewodzie, dopóki nie nastąpi wypełnienie wykopu na wysokość 0,3 m ponad wierzch przewodu. Należy zabezpieczyć przeciwko uszkodzeniu świeżo wykonane złącza. Aż do 0,6 m grubości zasypki materiał ziemny musi być zsypywany bardzo ostrożnie. Dalsza zasypka może być prowadzona bardzo szybko ręcznie lub maszynami z tym zastrzeżeniem, że prowadzi się ją warstwami. Po zasypaniu na wysokość 0,3—0,4 m ponad wierzch przewodu można powiększyć grubość warstw do 0,30 m i ubijanie prowadzić cięższymi ubijakami. Dla zaoszczędzenia siły ludzkiej należy polecać użycie ubijaków uruchamianych sprężonym powietrzem. Bardzo starannie należy przeprowadzać zasypkę oraz ubijać w wypadku wykopów w ulicach miast, szczególnie, jeżeli mają być wykonane bruki. Ze względu na trwające dłużej czas osiadanie daje się bruki tymczasowe na podsypce z tłuczni i żwiru. Po upływie nie mniej niż pół roku może być położony bruk ostatecznie.

Zalanie wodą materiału zasypki w celu jego dobrego osadzenia się jest dozwolone jedynie w materiale luźnym lub żwirowym. Jeżeli stosuje się ten sposób osadzania, to

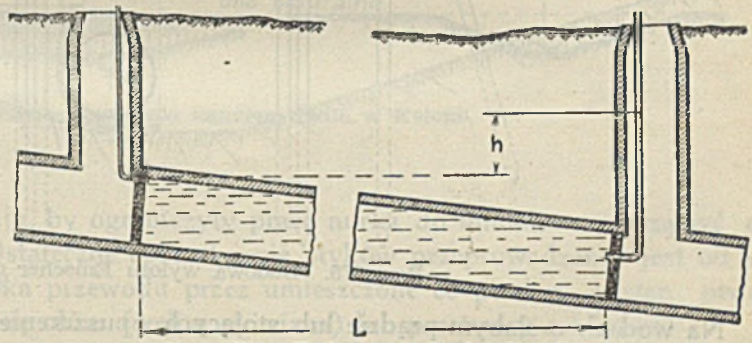
pierwsze zalanie może nastąpić dopiero po zasypaniu przewodu na 0,6 m ponad jego wierzch i dobre ubicie tej zasyпки. Następnie w czasie lub po wykonaniu drugiej warstwy zasyпки. Nadmiar wody powinien być usunięty dla uniknięcia jakichkolwiek zaburzeń w gruncie sąsiadującym z wykopem oraz nadmiernego obciążania przewodu. Tam, gdzie wykopy znajdują się w polu, zasyпки powyżej 0,6 m nie ubija się. Cały wydobyty materiał ziemny jest wrzucany do wykopu, zaś pozostającemu garbowi pozwala się osiadać w sposób naturalny.

Powszechnie stosuje się w d o b y w a n i e m a t e r i a ł u d r z e w n e g o z o d e s k o w a n i a. Początkowo obłuznia się rozpory, następnie usuwa. Jest to praca, wymagająca uwagi i doświadczenia, gdyż istnieje niebezpieczeństwo zasypania robotników. Czasami zachodzi potrzeba przebijania rozpór. Jeżeli rozporządza się dźwigami mechanicznymi, zarzuca się pętle z liny wokół jednego lub kilku bali i wyciąga się je stopniowo do góry. Dla ułatwienia wyciągania zakładać można na drewniane bale klamry żelazne. Stalowe bale mają otwór u górnego swego końca, w którym można zamocować hak. Ręcznie wyciąganie odbywa się przy pomocy klamry oraz żelaznego drąga. Jeżeli kanał wymaga pierwszorzędneho oparcia, musi być przedsięwzięte staranne zapełnienie i ubicie przestrzeni pozostałych po wyciągnięciu odeskowania. W niektórych wypadkach usuwanie odeskowania jest zabronione z uwagi na zabezpieczenie się przeciw możliwym usuwiskom.

Rozbieranie obudowy wykopu jest robotą nawet bardziej odpowiedzialną niż wykonywanie obudowy. Musi ono być prowadzone jednocześnie z zasypką. W miejscach zagrożonych lub w luźnym piasku wyjmuje się po jednej desce. Przy luzowaniu rozpór należy w możliwym stopniu unikać wstrząsów w otaczającym gruncie. W zwięzłym gruncie można rozbiórkę prowadzić od razu na wysokość 3—4 desek, należy zawsze jednak uwzględnić możliwość usuwania się gruntu i naruszenia stałości sąsiadujących budynków.

Przed wykonaniem zasyпки ułożonego odcinka kanału należy zbadać jego szczelność. P r ó b a s z c z e l n o ś c i odbywa się pomiędzy dwiema studzienkami złazowymi. Przewód zostaje zamknięty płytami żeliwnymi (rys. 274), uszczelnionymi pakunkiem gumowym oraz wzmocnionymi zastrzałami. Wszystkie połączenia idące na zewnątrz należy również dobrze uszczelnić.

Do zamkniętego odcinka wprowadza się pod niewielkim ciśnieniem powietrze, dwutlenek węgla, dym powstający ze spalania wilgotnych trocin, względnie impregnowanych gudronem, papieru. Bardzo prosty sposób polega na poddaniu odcinka kanału niewielkiemu ciśnieniu wody, nie większemu jednak niż 2 m słupa wody. Wystarczy napełnić studzienkę dolną, pozostawiając tak uszczelnioną górną, by umożliwiało wychodzenie powietrza w czasie zapełniania przewodu wodą. Obserwuje się pierwotny stan wody i po pewnym czasie (5—10 minut).



Rys. 274. Próba szczelności kanału.

Spadek zwierciadła wody jest proporcjonalny do długości odcinka poddanego próbie, wyciekanie wzrasta przy powiększeniu ciśnienia. Należy odróżnić wyciek od strat wody na nasiąkanie sznura. Przy powtórnych próbach straty ponowne zmniejszają się kilkakrotnie w porównaniu z pierwotnymi. Nie powinno się rozpoczynać obserwacji wcześniej niż po 2-ch godzinach po napełnieniu kanałów. Styki źle wykonane przepuszczają wodę, powinno się je od razu poprawić.

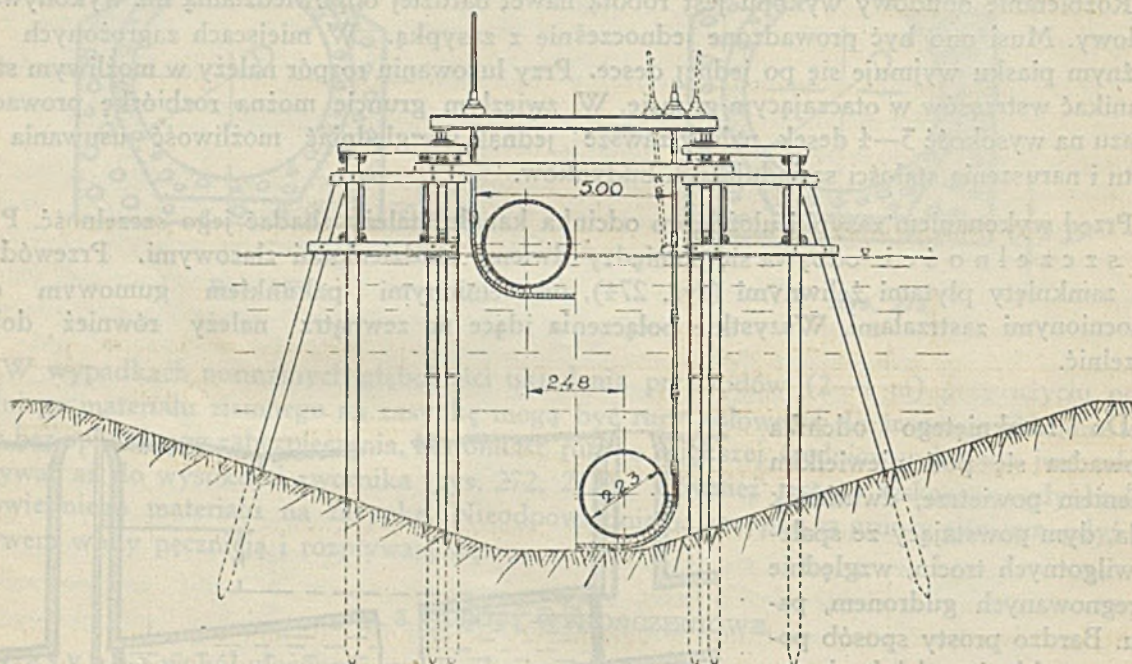
Należy zwrócić uwagę na to, aby w razie zakorkowania niezasypanego odcinka przewodu podnosząca się w wykopie woda gruntowa nie spowodowała naruszenia przewodu. W obawie takiego zjawiska należy zabezpieczyć przewód przez zaklinowanie nad nim rozpór, lub też próbę wykonać po dokonaniu zasyпки. Jeżeli jednak kanał pogrążony jest w wodzie gruntowej, wyniki próby mogą być fałszywe.

VII. 4. UKŁADANIE PRZEWODÓW KANALIZACYJNYCH POD WODĄ.

Pod wodą przewody kanalizacyjne układane są w wypadku konieczności przekroczenia zbieraczem rzeki, kanału wodnego, zatoki portowej lub też na końcowym odcinku głównego zbieracza przy jego wylocie do odbiornika.

W wypadku przekraczania niewielkich rzek można wykonać budowę pod osłoną grodz ze ścianek szczelnych, przy czym zależnie od miejscowych warunków w celu przepuszczenia płynącej wody wykonuje się budowę w dwóch odcinkach. Część koryta rzeki zamknięta jest grodzą, pozostała służy dla przepływu. Gdy pod budowę zajmuje się całą szerokość łożyska rzeki, wodę odprowadza się górą przy pomocy szczelnie wykonanego koryta drewnianego względnie wykonanym na czas budowy rowem obiegowym.

Przy przekraczaniu większych powierzchni wodnych wykonanie jest trudniejsze. Do ułożenia przewodów służą wykonywane na czas budowy pomosty drewniane, na których przeprowadza się czasami nawet i budowę przewodu, przeważnie jednak tylko łączenie oraz uszczelnienie poszczególnych odcinków kanału. Z pomostu opuszcza się odpowiednio obciążony przewód pod wodę w wykonany na dnie wykop. Przy mniejszych średnicach przewodów można przeprowadzić jednocześnie opuszczenie przewodu, w całości wykonanego nad wodą i uszczelnionego w miejscach styków. Przewód tak musi być dobrze podwieszony, by było zabezpieczone jego równomierne opuszczanie (rys. 275).

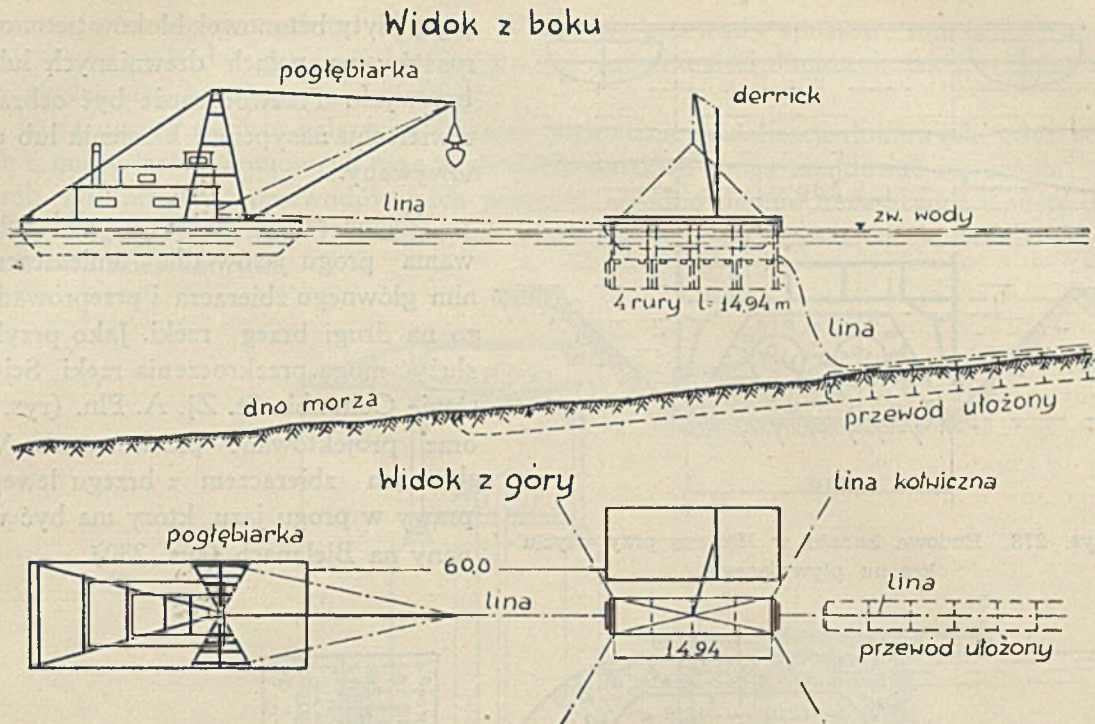


Rys. 275. Budowa wylotu Emscher do Renu.

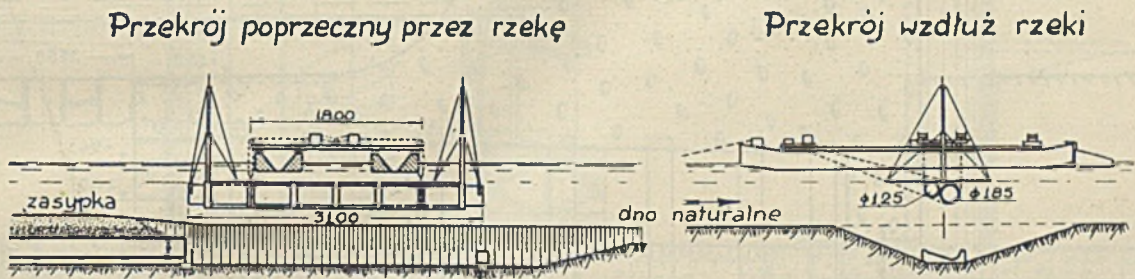
Na wodach o słabym prądzie lub stojących opuszczenie przeprowadzić można przy pomocy dźwigów umieszczonych na łodziach (rys. 276).

Przewody mniejsze budowane są z rur stalowych, większe wykonuje się z żelbetu; niekiedy odcinki końcowe, wylotowe zbieracza budowane są z drzewa. Przewody żelbetowe zestawia się z odcinków. Układanie poszczególnych odcinków pod wodą odbywać się może w ten sposób, że wykonane na brzegu i uszczelnione na końcach odcinki spławia się wodą doprowadzając je na miejsce przeznaczenia (rys. 277). Na końcach nowego odcinka przymocowuje się maszty do wciągania i wprowadzenia go w linię przewodu. Zatopienie następuje przy pomocy obciążenia. Nurkowie po ostatecznym ustaleniu nowego odcinka, wyjmują zamknięcia uszczelniające końce odcinka i wykonywają pod wodą uszczelnienie styków.

Stosowane jest również układanie odcinków rur przy pomocy dźwigu z łodzi. Nurek na dole przy pomocy telefonu kieruje ruchami dźwigu. Dla ułatwienia wprowadzenia zapuszczanego odcinka w przewód już ułożony na dnie, zaopatrzuje się koniec odcinka, wprowadzanego do przewodu, w ramową kierownicę, składaną i wyjmowaną przez nurka po spełnieniu przez nią swego zadania.



Rys. 276. Budowa ujściowego odcinka głównego zbięrnacza w Los Angeles.



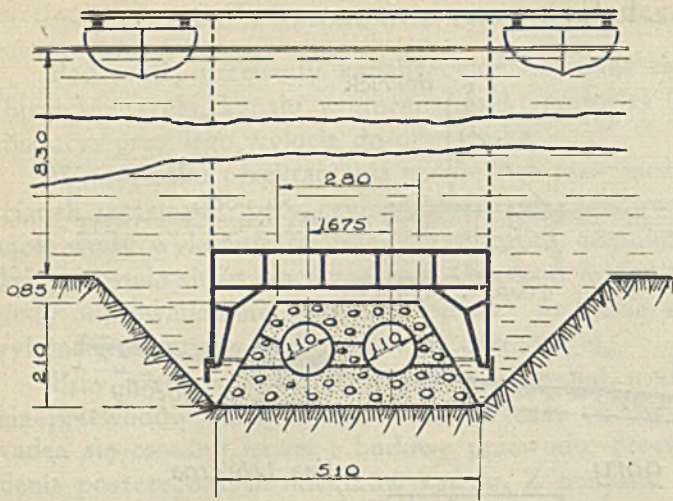
Rys. 277. Budowa przejścia kanałem Renu w Kolonii.

Styki powinny być tego rodzaju, by ograniczyły pracę nurka do minimum, muszą być one sprężyste i jednocześnie szczelne. Ostateczne uszczelnienie styków przeprowadzane jest od wewnątrz. Nurek dostaje się do środka przewodu przez umieszczone co pewien odstęp otwoły włazowe. Do uszczelnienia stosuje się ołów (wełna ołowiana) lub przetwory asfaltowe.

W Hawrze wykonano syfon odwrócony na głównym zbieraczu pod kanałem Tancarville przy pomocy kesonu pływającego (rys. 278). Kanał ma głębokość 8,30 m, szerokość 100 m. Syfon składa się z dwóch przewodów równoległych o średnicy 1,10 m z blach stalowych nitowanych. Umieszczony jest on w wykopie i zabetonowany. Fundament betonowy i obudowa wykonane przy pomocy kesonu pływającego. Zmontowany przewód spleciono nad fundament, zawieszono w 12-tu miejscach (skrajne cztery zawieszenia na rusztowaniach, 8 środkowych na łodziach). Opuszczano go powoli na podstawę na dnie przy pomocy obciążenia polegającego na wypełnianiu przewodu wodą. Obudowę betonową wykonano znowu przy pomocy kesonu pływającego. Budowa trwała 8 miesięcy.

W Rosji przeprowadzono spuszczenie przewodów w okresie miesięcy zimowych z powierzchni lodu.

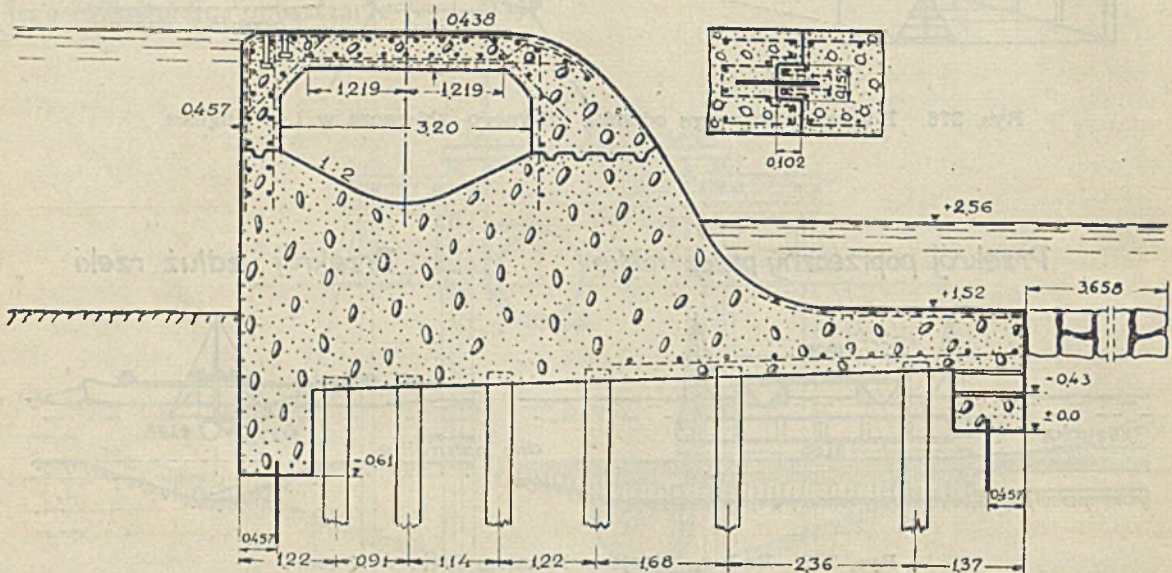
Przewody podwodne układa się albo bezpośrednio na dnie, bez specjalnego ubezpieczenia, względnie w wykopie lub na odpowiednio wykonanym fundamencie w postaci narzutu kamien-



Rys. 278. Budowa kanału w Hawrze przy użyciu kesonu pływającego.

nego, płyty betonowej, bloków betonowych, rusztów na palach drewnianych lub żelbetowych. Przewód może być ochroniany z wierzchu nasypem z kamienia lub obetonowywany.

Znane są również wypadki wykonywania progu jazów dla umieszczenia w nim głównego zbieracza i przeprowadzenia go na drugi brzeg rzeki. Jako przykłady służyć mogą przekroczenia rzeki Scioto w stanie Columbia St. Zj. A. Płn. (rys. 279) oraz projektowane przekroczenie Wisły głównym zbieraczem z brzegu lewego na prawy w progu jazu, który ma być wykonany na Bielanych (rys. 280).



Rys. 279.

Rys. 279. Przekroczenie kanałem rzeki Scioto w stanie Columbia

VIII. URZĄDZENIA KANALIZACYJNE DOMOWE

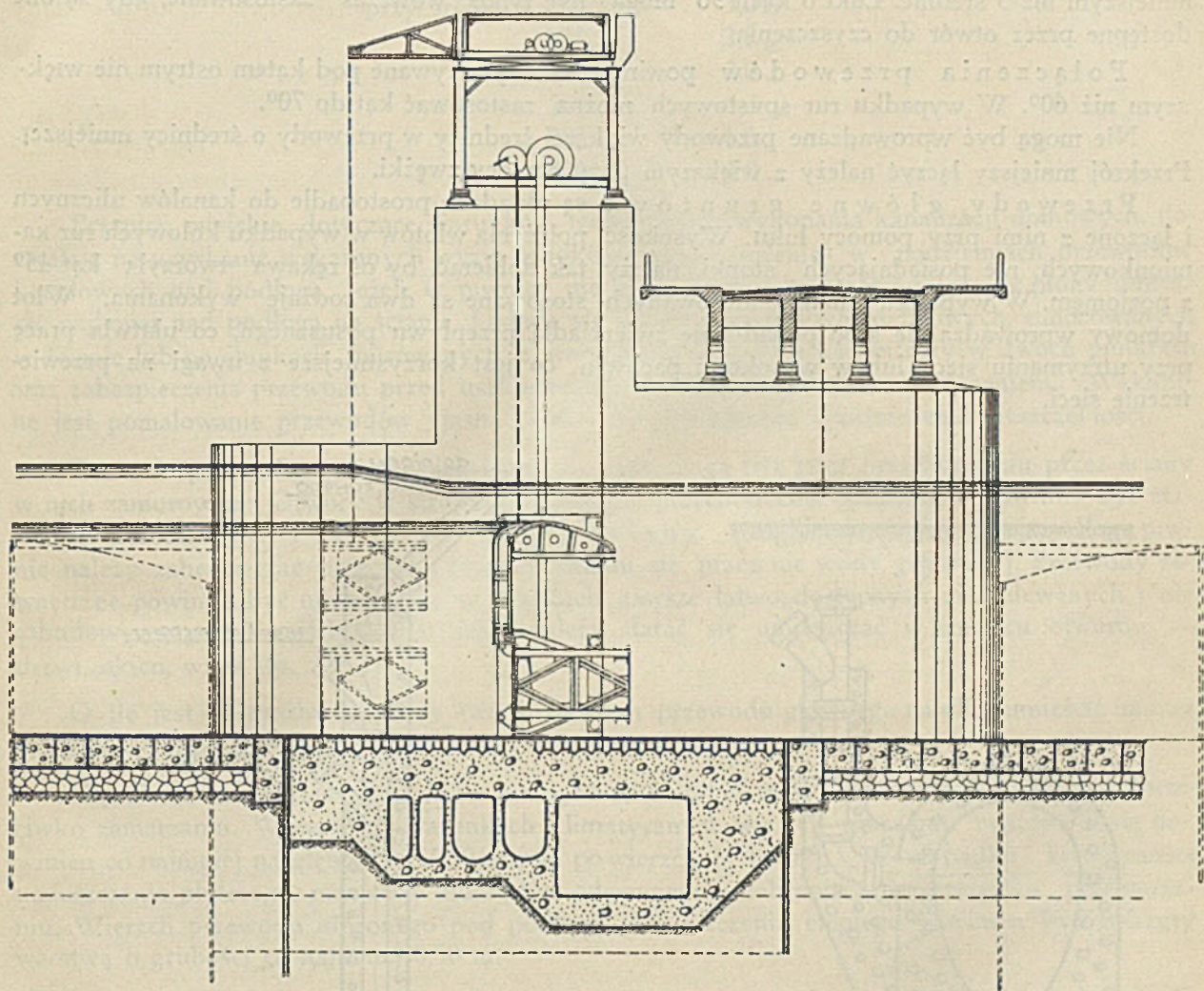
Urządzenia kanalizacyjne domowe składają się z przewodów, wpustów oraz przyborów kanalizacyjnych. Wpusty i przybory kanalizacyjne łączone są z przewodami przy pomocy tzw. podejść.

Ścieki domowe doprowadzane do otworów wpustowych prowadzone są następnie przewodami spustowymi (pionami) do poziomych przewodów odpływowych, łączących się następnie zwykle w jeden przewód, przechodzący na odcinku ulicy w tzw. przykanalik, wprowadzany do kanału ulicznego. Wprowadzenie wykonywa się w zależności od wielkości i materiału budowlanego przewodu ulicznego, przy pomocy rozgałęzienia lub wpustu osadzonego w kanale w czasie jego budowy, do studzienki lub też przez przecięcie w odpowiednim miejscu kanału i wstawienie rozgałęzienia.

Przewody na terenie nieruchomości dzielą się na przewody zbiorcze poziome, układane ze stosunkowo niewielkim spadkiem pod powierzchnią gruntu lub w piwnicy, i na rury spustowe, biegnące pionowo i dochodzące do przewodów poprzednich. Przewody spustowe służą do odprowadzenia wód zużytych oraz deszczowych, wspólne jednak prowadzenie w jednej rurze spustowej obu rodzajów wód jest niedopuszczalne, gdyż może to powo-

dawać najrozmaitszego rodzaju kłopoty. Wszystkie przewody spustowe muszą być zaopatrzone w wyciągi do przewietrzania zarówno sieci domowej, jak i, o czym wspomniano wyżej, sieci kanalizacyjnej miejskiej.

Dużą uwagę zwrócić należy na staranne wykonanie kanalizacji domowych, gdyż w odpływach z gospodarstw domowych oraz odchodach ludzkich mogą znajdować się źródła szeregu chorób. Nieszczelność przewodów i ich połączeń, nieodpowiednio umieszczone wpusty do przewodów mogą powodować wyciekanie lub stagnowanie nieczystości, co się odbija szkodliwie na zdrowiu mieszkańców.



Rys. 280. Projektowane umieszczenie głównego zbieracza w progu jazu na Bielanych pod Warszawą.

Najlepiej gdy połączenie odwodnienia domu umieszczone jest obok innych przewodów przyłączeniowych, wody, gazu we wspólnym otworze wejściowym w ścianie fundamentowej i wchodzi do centralnie położonej piwnicy zawsze dostępnej dla obsługi i sprawdzenia.

Wszystkie przewody powinny być prowadzone od miejsca wpustu ścieków do przewodu zbiorowego najkrótszą drogą liniami najprostszymi. Przewody zbiorcze na większych działkach powinny być układane w miarę możliwości zewnątrz budynków również w liniach możliwie prostych tak, by wszelkie roboty konserwacyjne mogły być przeprowadzane bez potrzeby wchodzenia do piwnic. Staramy się je układać równoległe do najbliższej ściany względnie prostopadle. Kierunków ukośnych należy unikać. Nie powinny być one układane zbyt blisko ściany, szczególnie w wypadku płytkich fundamentów, zwykle nie bliżej niż 2 m, lecz nie dalej niż 3—4 m, aby nie powiększać odstępów od najbliższej rewizji na rurze spustowej do ewentualnej studzienki złazowej.

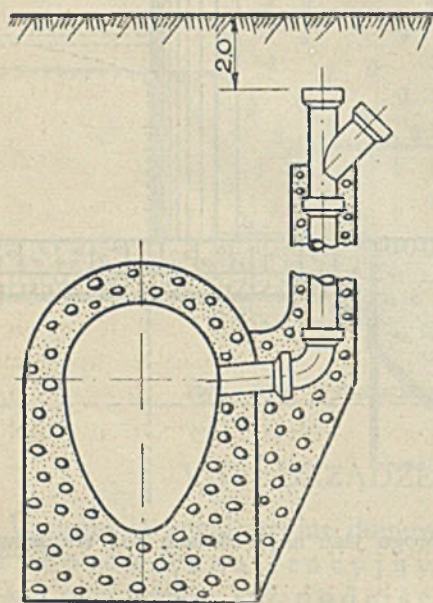
Przewody wód zużytych i deszczowych należy w miarę możliwości łączyć niezależnie z kanałem ulicznym, gdyż wówczas osiąga się pewność dobrego przewietrzania. W wypadku wąskiego lica domu nie jest możliwe uniknięcie sprowadzenia wszystkich rur spustowych do wspólnego przewodu gruntowego. Przy układzie kanalizacji rozdzielonej zachodzi zawsze konieczność niezależnego wprowadzania do przewodów ulicznych deszczowych rur spustowych oraz wód zużytych.

Zmiany kierunku przewodów należy wykonywać przy pomocy krzywek dla linii głównych o promieniu nie mniejszym niż 10 średnic, zaś dla przewodów drugorzędnych nie mniejszym niż 5 średnic. Łuki o kącie 90° mogą być tylko wówczas zastosowane, gdy są one dostępne przez otwór do czyszczenia.

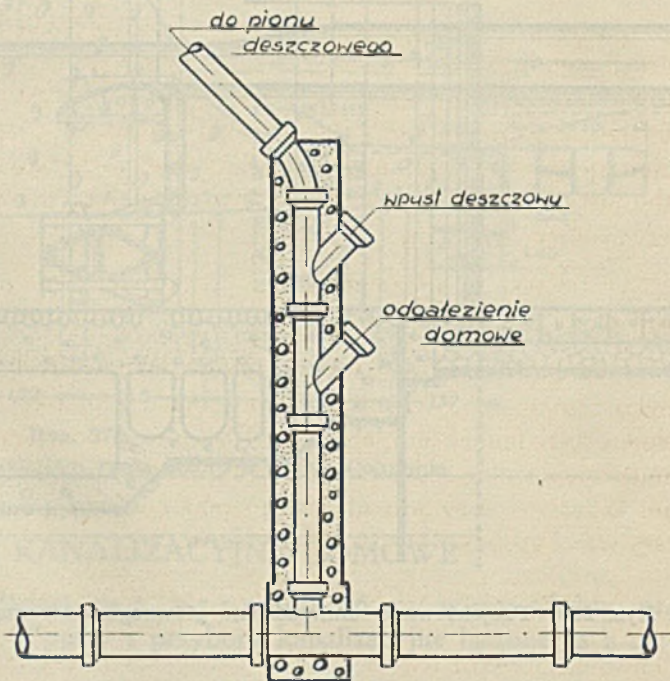
Połączenia przewodów powinny być wykonywane pod kątem ostrym nie większym niż 60° . W wypadku rur spustowych można zastosować kąt do 70° .

Nie mogą być wprowadzane przewody większej średnicy w przewody o średnicy mniejszej. Przekrój mniejszy łączyć należy z większym przy pomocy zwężki.

Przewody główne gruntowe są układane prostopadle do kanałów ulicznych i łączone z nimi przy pomocy łuku. Wysokość położenia wlotów w wypadku kołowych rur kamionkowych, nie posiadających stopki, należy tak dobierać, by oś rękawa tworzyła kąt 45° z poziomem. W wypadku kanałów murowanych stosowane są dwa rodzaje wykonania. Wlot domowy wprowadza się albo ponad linię zwierciadła przepływu posusznego, co ułatwia pracę przy utrzymaniu sieci, lub w wysokości pachwin, co jest korzystniejsze z uwagi na przewietrzenie sieci.



Rys. 281.



Rys. 282.

W wypadku przewodów, do których wloty leżą głębiej niż 4 m pod powierzchnią, należy odgałazienia aż do poziomu ≈ 2 m poniżej powierzchni obetonować (rys. 281). Na rurach kamionkowych stosuje się trójniki z pionowo ustawionym odgałazieniem; w przewodach betonowych lub z cegły nasadza się pionowe rury (rys. 282). Wykonanie takie jest pożądane również w wypadku mniejszej głębokości przykrycia przy obecności wody gruntowej.

Przewody powinny odprowadzać ścieki ze swobodnym zwierciadłem. Z tego względu powinny otrzymać one dostateczne przekroje oraz spadki. Jako główny przewód na nieruchomości uważa się ten, który prowadzi do najniższej i najdalej położonego połączenia przewodów drugorzędnych.

Nie należy na przewodach poziomych łamać spadków. Spadki nie powinny być mniejsze niż 1%. W wypadku mniejszych spadków muszą być przewidziane urządzenia do częstego przemywania przewodów. W razie zbyt dużego spadku należy zmniejszać go przy pomocy stopni, połączonych w miarę możliwości z otworami do czyszczenia. Dla przewodów głównych spadek nie powinien przekraczać 30%, zaś bocznych 20%. Przewód główny powinien być tak założony, by w razie późniejszej potrzeby cała nieruchomość mogła być odwodniona przez jego przedłużenie. Ze względu na samooczyszczanie się przewodów, spadek najmniejszy powinien być dostosowany do średnicy przewodu i nie powinien być mniejszy niż:

przy średnicy 100 mm	3,0%
125 „	2,5 „
150 „	2,0 „
200 „	1,5 „
250 „	1,0 „
300 „	1,0 „

Przepisy miejskie, dotyczące warunków technicznych wykonania kanalizacji domowych, dozwalają na uzyskanie wskazanych wyżej spadków przez założenie w podziemiach przewodów kanałowych nad podłogą. Jeżeli w piwnicy nie ma wpustów, to przewód łączący piony umieścić najlepiej nad podłogą na ścianie. Układa się go na wspornikach metalowych, umocowanych w ścianie lub na słupkach murowanych, z warunkiem podparcia każdej rury w dwóch punktach oraz zabezpieczenia przewodu przed uszkodzeniem mechanicznym oraz zamarzaniem. Wskazane jest pomalowanie przewodów jasną farbą dla łatwiejszego spostrzeżenia nieszczelności.

Zarówno przewody poziome, jak i pionowe nie mogą być przy przechodzeniu przez ściany w nich zamurowane. Otwory w stropach w miejscu przechodzenia przewodów powinny być starannie uszczelnione. Przejścia przez ściany fundamentowe powyżej podłogi piwnic należy zabezpieczać przeciwko przedostawaniu się przez nie wody gruntowej. Przewody zewnętrzne powinny być umieszczane w miejscach zawsze łatwo dostępnych nie zalewanych i nie zabudowywanych. Przejście pod ścianami należy starać się umieszczać w miejscu otworów — drzwi, okien, wnęk itp.

O ile jest to możliwe, należy przed wejściem przewodu głównego na ulicę umieścić na nim studzienkę żłazową.

Głębokość zakładania przewodów zewnętrznych jest określana ze względu na pewność przeciwko zamarzaniu. W naszych warunkach klimatycznych wierzch przewodu znajdować się powinien co najmniej na głębokości 1,50 m pod powierzchnią terenu. W wypadku konieczności umieszczenia płytszego, przewody muszą być odpowiednio zabezpieczone przeciwko przemarzaniu. Wierzch przewodu ułożonego pod podłogą pomieszczenia ciepłego powinien być pokryty warstwą o grubości co najmniej 0,30 m.

Rozmiary przewodów kanalizacji jednolitej są określone przez wielkość i rodzaj pokrycia powierzchni podwórza i dachów. Ze względu na krótki czas dopływu do wpustu miarodajny deszcz należy przyjąć o większym natężeniu niż dla przewodów ulicznych. Przyjmuje się deszcz o natężeniu 160—180 litr/sek/ha. Również dla sieci w układzie rozdzielonym w nieruchomościach większych i przy spodziewanych znacznie większych odpływach wód ściekowych należy wyznaczać przekroje na podstawie obliczenia. W wypadku nieruchomości o powierzchni poniżej 3000 m² przekroje przewodów unormowane są przepisami w sposób następujący:

Przewody spustowe i ich odgałęzienia:

od pojedynczego zlewu kuchennego, zmywaka wanny, umywalni lub pisuaru	50 mm.
„ kilku zlewów kuchennych, wanien, umywalek lub pisuarów	70 „
„ klozetów wodnych	100 „
„ rynien deszczowych z ganków i balkonów	50—70 „
„ rynien deszczowych zewnętrznych z dachów	100—150 „

Przewody odpływowe poziome:

od zwykłych kuchen, pralni, łazienek i pisuarów, wpustów stajennych, piwnicznych itp.—100 mm,

od dużych kuchen (restauracyjnych, hotelowych), klozetów, wpustów podwórzowych oraz przy kilku przewodach odpływowych połączonych razem	100—150 mm,
„ rynien deszczowych	125—150 mm,
główne podwórzowe	125—150—200 mm i więcej w razie potrzeby.

W prowadzenie rur spustowych do przewodu poziomego odbywa się przy pomocy łuku, przed który wskazane jest włączenie czyszczaka, zamykanego pokrywą uszczelnioną i przymocowaną śrubami.

Ze względu na bezpieczeństwo przeciwko przemarzaniu wszystkie przewody wewnątrz budynku powinno się w miarę możliwości prowadzić po ścianach wewnętrznych. W razie obawy przemarzania należy przewody otulić.

Pomieszczenia, w których niezbędne są urządzenia odwadniające, powinny być tak względem siebie ułożone, by ścieki odprowadzić można było możliwie jak najmniejszą ilością rur spustowych. Z tych względów należy przy rozplanowaniu pomieszczeń zwrócić uwagę na bliskie sąsiedztwo ustępu, umywalki, łazienki, zlewów kuchennych, przy czym łazienka powinna znajdować się w sąsiedztwie sypialni.

Przewody spustowe odprowadzają ścieki od przyborów kanalizacyjnych z różnych pięter. Z rurami spustowymi łączy się poszczególne przybory podejściami, należy przy tym unikać długich przewodów doprowadzających. Z tego powodu różnego rodzaju wpusty tego samego pomieszczenia nie są doprowadzane do jednej rury spustowej, a do odpowiednio większej liczby przewodów spustowych niezależnych, ustawionych w pobliżu przyborów z zamknięciem wodnym, umieszczonym w bezpośrednim sąsiedztwie tych ostatnich (rys. 283).

Gdy przewody spustowe są użyte do przewietrzania, zachodzi konieczność zaopatrzenia wszystkich połączeń w zamknięcia wodne, aby całkowicie zabezpieczyć się przeciwko wychodzeniu gazów kanałowych. Zamknięcia te działają tylko wówczas bez zarzutu, gdy wysokość zamknięcia oraz przekroje rur nie przekraczają w dół pewnych minimalnych wymiarów i gdy miejsce połączenia znajduje się możliwie blisko rury spustowej. Wymiary określone przez przepisy podane są nieco dalej. Każdy przybór kanalizacyjny osadzony jest bezpośrednio na syfonie, zaś odległość zamknięcia wodnego od przewodu spustowego nie może być większa niż 1 — 1,5 m. Jeżeli warunki te nie są spełnione, zachodzi niebezpieczeństwo, że spadające ścieki będą wysysać zamknięcie wodne. Można temu przeciwdziałać przez połączenie górnego kolana zamknięcia wodnego z rurą spustową dodatkowym przewodem, tworząc w ten sposób niezależny przewód przewietrzający, lub przez stosowanie specjalnej budowy trudno wysysanych zamknięć.

Przewody spustowe powinny być prowadzone pionowo, tylko w wyjątkowych wypadkach odchyła się je od pionu, przy czym kąt z linią pionową nie powinien być większy niż 45° . Również połączenia rur spustowych powinno się przeprowadzać pod kątem nie większym niż 45° . Przewody spustowe winny być prowadzone na całej swej wysokości jako przewody o jednakowej średnicy; pod dachem zakańcza się je wyciągami wietrzącymi.

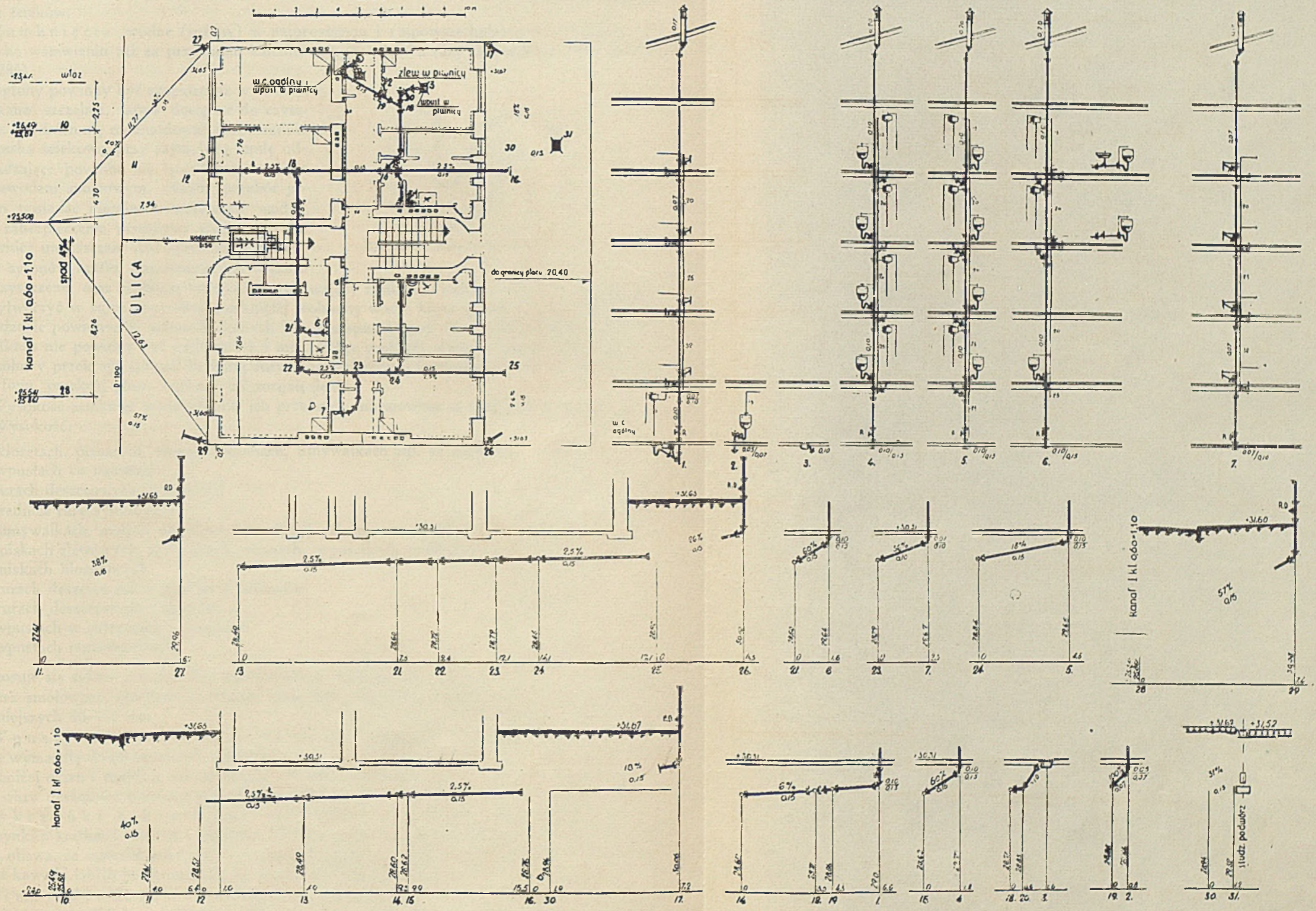
Przewody spustowe i wchodzące do nich odgałęzienia ustawiane są albo swobodnie tuż przy ścianach, lepiej w odległości 3—5 cm lub też w wyciętych, względnie zostawionych w murze bruzdach, i zamocowywane do ściany przy pomocy odpowiednich uchwytów. Bruzdę można zakryć; przepisy nie pozwalają na zamurowywanie przewodów. Wszystkie połączenia muszą być tak wykonane, by nie wypadały wewnątrz ścian lub stropów. Na grubość stropu bruzdy muszą być zaprawione.

Rura spustowa może odprowadzać ścieki tylko od jednego rodzaju przyborów kanalizacyjnych lub też od kilku rodzajów, wówczas jednak zabezpieczone muszą być syfony od opróżniania się i wysychania. Zabezpieczenie takie polega na wstawieniu odgałęzienia o średnicy równej średnicy spustu i połączeniu z syfonem przy pomocy zwężki odpowiedniej do przekroju syfonu.

Przewody spustowe wyprowadza się na dach, zaopatrując je w wyciągi przewietrzające. Wyloty wyciągów powinny być wyprowadzone powyżej okien i otworów prowadzących do wnętrza budynków oraz znajdować się w odległości poziomej nie mniejszej od nich niż 4 m. Rurę spustową, służącą jako przewód wietrzący, wyprowadza się pod dach bez zmiany średnicy, zaś na wysokości 1 m pod poziomem dachu zaopatruje w wyciąg o średnicy zwiększonej o 100 mm lub o przekroju dwukrotnie większym niż przekrój spustu. Wyciąg sięgać

Projekt kanalizacji nieruchomości

1:100

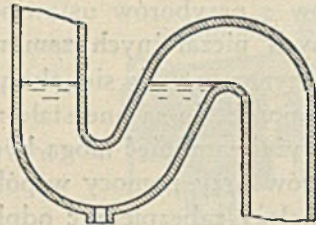


Rys. 283.

powinien 1 m ponad dach i być zaopatrzone w odpowiednio wykształcony kołpak. Łączenia kilku przewodów spustowych do jednego wyciągu stosować nie należy; w razie takiego wyjątkowego wykonania przekrój wspólnego przewodu powinien być nie mniejszy od sumy przekrojów dołączonych oraz miejsce połączenia musi się znajdować powyżej najwyższego miejsca odpływu ścieków.

Zamknięcia wodne (syfony) w najprostszym i najpowszechniejszym wykonaniu polegają na wstawieniu tuż za przyborem kanalizacyjnym odcinka rury o kształcie litery u lub s (rys. 284).

Syfony powinny być zaopatrzone w otwory, zamykane szczelnie, łatwo dostępne do czyszczenia. Powinien się on znajdować bezpośrednio pod miską ściekową, przy czym jego ramię odprowadzające powinno się łączyć bezpośrednio z przewodem spustowym. Każdy przybór powinien posiadać niezależne zamknięcie wodne. Jako zabezpieczenie przeciwko wysysaniu służą również umieszczane nad otworami wlotowymi do syfonów kratki. Zatrzymują one większe



Rys. 284. Zamknięcie wodne (syfon).

zanieczyszczenia oraz rozbijają strumień, wypływający z miski i zwalniają wypływ, nie pozwalając wytworzyć w rurze spustowej zamkniętej kolumny wody, która spadając może spowodować rozrzedzenie powietrza w syfonach dolnych i w ten sposób spowodować ich wysysanie. Otwory w kratkach nie powinny być większe niż 5 mm. Pełny przekrój otworów nie powinien przekraczać połowy przekroju syfonu. Przekrój rury rozgałęziowej (podejścia) powinien być większy niż syfonu, przekrój pionu większy niż rozgałęzienia.

Wysokość zamknięć wodnych oraz ich przekroje unormowane są w sposób następujący:

Wysokość:

przy klozetach, pisuarach, zlewach, wannach, umywalkach itp. co najmniej	75 mm
przy wpustach co najmniej	100 „
przy rurach deszczowych co najmniej	150 „

Średnice rury syfonowej:

przy umywalkach, małych zlewikach laboratoryjnych, pisuarach itp.	40 „
przy miskach zlewowych, zmywakach, wannach, wpuścikach podłogowych	50 „
przy miskach klozetowych	100 „
przy rurach deszczowych z ganków i balkonów	50—70 „
przy rurach deszczowych z dachów	125—150 „
przy wpustach w suterrenach i piwnicach	100 „
przy wpustach podwórzowych	125—150 „

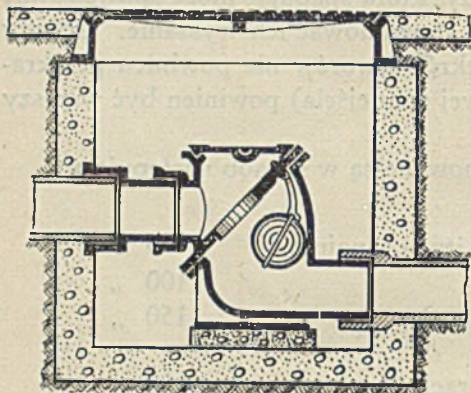
Stosuje się syfony z materiałów następujących: kamionkowe, żeliwne, wewnątrz z polcąw, zewnątrz smołowane, ołowiane, mosiężne, niklowane. Ołowiane i mosiężne stosuje się do średnic mniejszych 40—50 mm.

Wpusty dla wód deszczowych, połączone z przewodami kanalizacyjnymi, nie wymagają wyżej opisanych zamknięć wodnych, z wyjątkiem tych, których górne wyloty leżą poniżej okien i znajdują się od nich w odległości mniejszej niż 4 m. W tym ostatnim wypadku rury deszczowe powinny posiadać zamknięcie wodne, umieszczone przy ich podstawie oraz skrzynki z kratkami również i wówczas, gdy nie umieszcza się zamknięć wodnych, a gdy zachodzi obawa, że materiał pokrycia — dachówka, łupek — może się łuszczyć i być zmywany. Cięższe kawałki takich łusek osadzają się w przewodach poziomych.

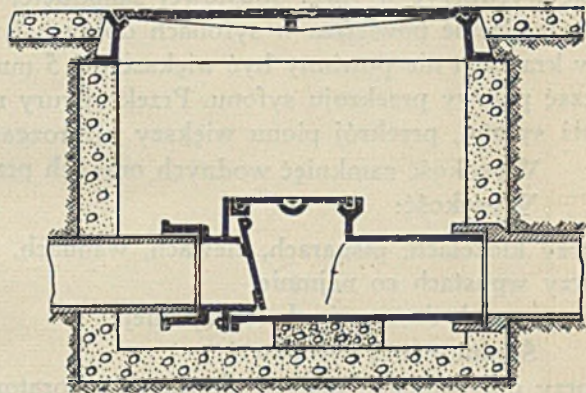
Piony deszczowe powinny zaczynać się przy rynnach dachowych i odprowadzać wody podziemnie. Większe balkony i ganki muszą być odwodnione przy pomocy niezależnych pionów. W wypadku sieci rozdzielonej ru.a deszczowa może być przzerwana nad powierzchnią terenu. Wówczas wody deszczowe spływają otwartą rynną po powierzchni do wpustu. Dopuszczalne jest to tylko tam, gdzie nie istnieje ruch uliczny, a więc jedynie w podwórzach lub ogródkach. Wymiary rur deszczowych powinny być takie, by spływające wody nie przepełniały

rynien. Na 1 m² powierzchni dachu liczy się 1 cm² przekroju rury deszczowej. Nie daje się mniejszych średnic niż 150 mm. Rury o przekroju mniejszym 100 mm można stosować tylko dla małych powierzchni przybudówek, daszków nad wejściami itp.

W wypadku kanalizowania pomieszczeń nisko położonych w stosunku do przewodu ulicznego, może zachodzić obawa zalewania wodami ulicznymi przyborów kanalizacji domowej, ustawianych w podziemiu. Jako zabezpieczenie przeciwko temu ustawione być musi poniżej ostatniego przyboru zamknięcie. Stosować należy konstrukcje zamknięć jak najprostsze, zapewniające szybkie i szczelne zamknięcie. Stosuje się z a m k n i ę c i a s a m o c z y n n e lub u r u c h a m i a n e r ę c z n i e. Powinny być one tak założone, by nie stanowiły przeszkody dla odpływów z przyborów ustawionych powyżej. Niektóre z przepisów wymagają umieszczenia podwójnych niezależnych zamknięć uruchamianych ręcznie i samoczynnie, przy czym zamknięcie samoczynne ustawia się jako pierwsze od dolnej wody. Częstokroć zamknięcia pomyślane są w ten sposób, że są one stale zamknięte, otwiera się je w razie konieczności wypuszczenia ścieków. Powyżej zamknięć mogą być dołączane tylko odpływy wód zużytych. Zabezpieczenie wielu odpływów przy pomocy wspólnego zamknięcia wymaga zwykle zezwolenia władz miejskich. Gdy należy zabezpieczyć odpływy nie leżące w tym samym pomieszczeniu i znajdujące się na różnej wysokości, wykonać to należy dla każdego odpływu przy pomocy niezależnego zamknięcia. Muszą być one zawsze tak umieszczane, by były dostępne i mogły być bez trudności obsłużone.



Rys. 285. Zamknięcie pływakowe



Rys. 286. Zamknięcie klapowe

na wylocie kanalizacji domowej.

Zamknięcia samoczynne wykonywane są albo jako budowa pływakowa (rys. 285) lub klapowa (rys. 286). W konstrukcji pierwszego rodzaju dociskane jest do powierzchni uszczelniającej zamknięcie kulowe lub zamknięcie z wykształconą kuliście częścią zamykającą. Budowa druga polega na klapie, która w normalnych warunkach przepływu wody łatwo się otwiera, w wypadku podpiętrzania wodą kanałową dociskana jest do powierzchni uszczelniającej. Klapy mają tę zaletę, że są zawsze przymknięte, podczas gdy w konstrukcjach pierwszego rodzaju zamykanie powoduje spiętrzająca się woda podnosząc pływak.

Podziemia i części nieruchomości, leżące tak nisko, że nie jest możliwe ich bezpośrednie odwodnienie do przewodu ulicznego, muszą być odwadniane przy pomocy sztucznego podnoszenia ścieków. Zbiorniki wewnątrz budynków, skąd czerpie się ścieki pompami, gdy dopływają do nich ścieki z ustępów, nie powinny być o większej pojemności niż 2 m³ i muszą być umieszczane swobodnie tak, by można było zauważyć łatwo ich nieszczelność. Zbiorniki żelazne muszą mieć ścianki o grubości co najmniej 7 mm.

Liczba przyborów kanalizacyjnych w nowoczesnym domu jest bardzo duża. Należą do nich poza ustępami i pisuarami, zlewy, zmywaki, wanny, umywalki, bidety, wpusty podłogowe, dachowe i podwórzowe. Wszystkie one muszą być zaopatrzone w zamknięcia wodne oraz nad każdym z nich, z wyjątkiem wpustów dla wód deszczowych na zewnątrz budynków, musi być przewidziany zamykany wylot przewodu wodociągowego, zapewniający stałe zapelnienie zamknięcia wodnego. Wszystkie miejsca odpływu, z wyjątkiem misek klozetowych, muszą być zaopatrzone w sitka lub kratki.

Kształty i wymiary poszczególnych przyborów są bardzo różnorakie, stosuje się również różne materiały do ich wykonania.

Splukiwanie ustępy muszą być wykonywane według ściśle określonych przepisów, jeżeli ma być spełniony jeden z główniejszych celów kanalizacji — usunięcie w sposób najzupełniejszy odchodów ludzkich przy pomocy splukiwania. Do tego celu służy umieszczony w odpowiedniej wysokości nad miską klozetową, wystarczającej pojemności zbiornik, z którego uzyskuje się strumień wody o dostatecznej sile splukującej. Wysokość umieszczenia wynosić powinna od deski siedzeniowej do spodu zbiornika 1,6—1,8 m (rys. 287); pojemność zbiornika 6 — 8 litrów; średnica rury płuczącej co najmniej w świetle 30 mm. Zawartość zbiornika powinna się wylewać przy każdym splukiwaniu w ciągu 3—5 sekund. Płukanie winno się odbywać wodą wodociągową. Jest również możliwe płukanie misek klozetowych bezpośrednio z przewodu wodociągowego. W takim jednak wypadku należy się całkowicie zabezpieczyć przeciwko możliwości odwrotnego wsysania zanieczyszczeń od tegoż przewodu. Może to być osiągnięte przez przerwanie rury płuczącej tak, że nie może się utworzyć zamknięty strumień wody.

Warunki techniczne dotyczące urządzenia klozetów zawarte w przepisach miejskich mają brzmienie następujące:

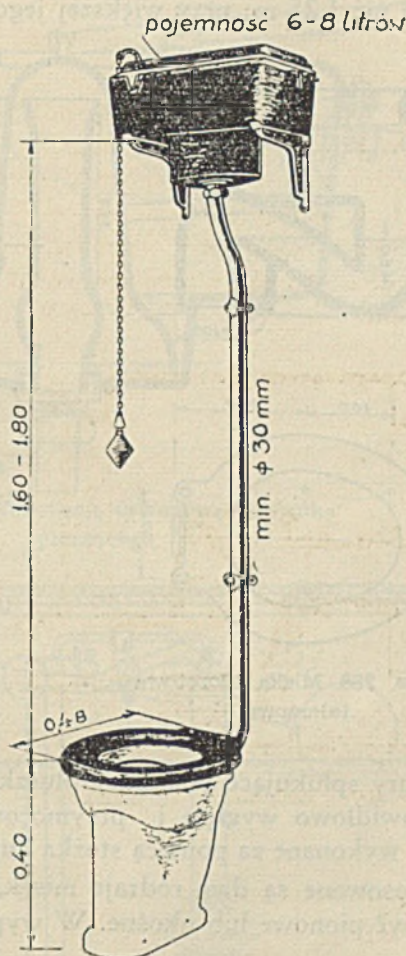
Klozety powinny być urządzone w pomieszczeniach oddzielnych od izb mieszkalnych. Wymiary klozetu na jedną miskę powinny wynosić co najmniej $0,85 \times 1,15$ m. Pomieszczenie winno być w miarę możliwości dostatecznie oświetlone i przewietrzane za pomocą okna bezpośrednio, lub ze świetlika, posiadać sztuczne oświetlenie i być zaopatrzone w oddzielny kanał wyciągowy. Podłoga powinna być z nieprzepuszczalnego materiału, ściany do wysokości 1,2 m od podłogi powinny być nieprzeziąkliwe i zupełnie gładkie.

Klozety ogólne w domach mieszkalnych powinny znajdować się w miarę możliwości wewnątrz budynku lub w pomieszczeniach murowanych, nakrytych żelbetowym lub ceglanym stropem z bezpośrednim wejściem z podwórza, zaopatrzonym w przedsionek lub podwójne drzwi. Pomieszczenia te powinny posiadać podłogę nieprzepuszczalną i wzniesioną co najmniej o 15 cm nad poziom podwórza oraz odpowiednie przewietrzanie i oświetlenie zarówno dzienne, jak i sztuczne.

W klozetach ogólnych w budynkach przeznaczonych dla większych skupień ludzi, np. domy noclegowe, wycieczkowe itp. można stosować w przypadkach wyjątkowych klozety grupowe, splukiwane samoczynnie; ścianki działowe pomiędzy miskami klozetowymi powinny posiadać przelot nad podłogą do wysokości nie niższej 15 cm, umożliwiający spływ do ogólnej kratki ściekowej.

Klozety ogólne powinny być ogrzewane i przewietrzane. O ile warunki miejscowe nie stoją na przeszkodzie, pomieszczenia klozetów ogólnych powinny być podpiwniczone dla ułatwienia dostępu do rur kanalizacyjnych.

Miski klozetowe siedzeniowe powinny być ze wszystkich stron odkryte i dostępne dla utrzymania w czystości. Zakrycie ich deskami oraz obmurowanie lub zabetonowanie jest niedopuszczalne. Miski zaś włoskie powinny być wpuszczane w płytę wzniesioną nad posadzkę.



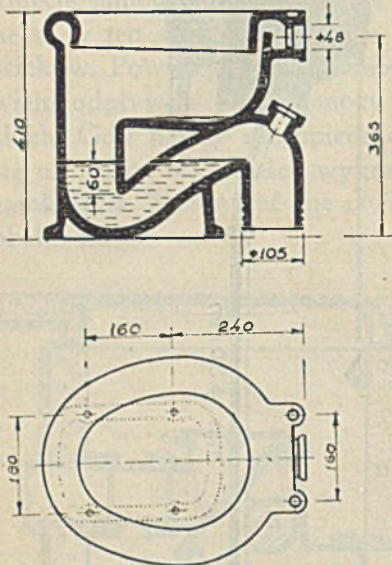
Rys. 287.

Miski klozetowe siedzeniowe powinny być umocowane śrubami mosiężnymi do deszczulek drewnianych, umieszczonych w posadzce pod miską i zalanych zaprawą cementową.

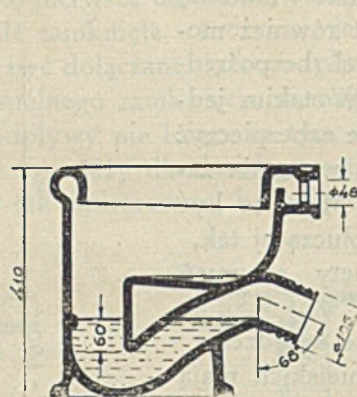
Miski klozetowe powinny być tak urządzone, żeby na misce pozostawała zawsze woda w warstwie przynajmniej 40 mm głębokości i żeby cała powierzchnia miski była należycie splukiwana wodą. Zamknięcie wodne powinno być umieszczane bezpośrednio pod miską.

Siedzenia na miskach, o ile są stosowane, powinny być z trwałego i niewrażliwego na wilgoć drzewa, grubości co najmniej 3 cm, umocowane na zawiasach, podnoszone ręcznie lub samoczynnie. Należy zabezpieczać rurę płuczącą przed zgniataniem jej przez podnoszone siedzenie.

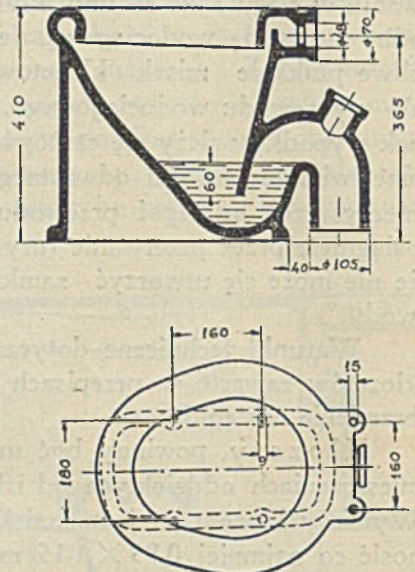
Odgałęzienie od przewodu spustowego pod klozet, mierzone poziomo, nie powinno być dłuższe niż 1,25 m; przy większej jego długości należy je zaopatrzyć w specjalną rurę nawietrzającą.



Rys. 288. Miska klozetowa talerzowa.



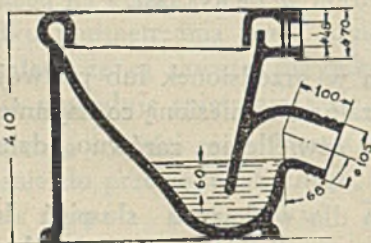
Rys. 289. Miska klozetowa talerzowa.



Rys. 290. Miska klozetowa lejowa.

Rury splukujące pomiędzy płuczką i miską powinny być ołowiane lub stalowe ocynkowane, prawidłowo wygięte i przymocowane do ściany. Połączenie ich z miską klozetową powinno być wykonane za pomocą stożka gumowego, umocowanego do rury i miski drutem.

Stosowane są dwa rodzaje misek, miski talerzowe i miski lejowe. Ramię przednie syfonu może być pionowe lub ukośne. W wypadku pierwszego rodzaju miski (rys. 288, 289) spadają



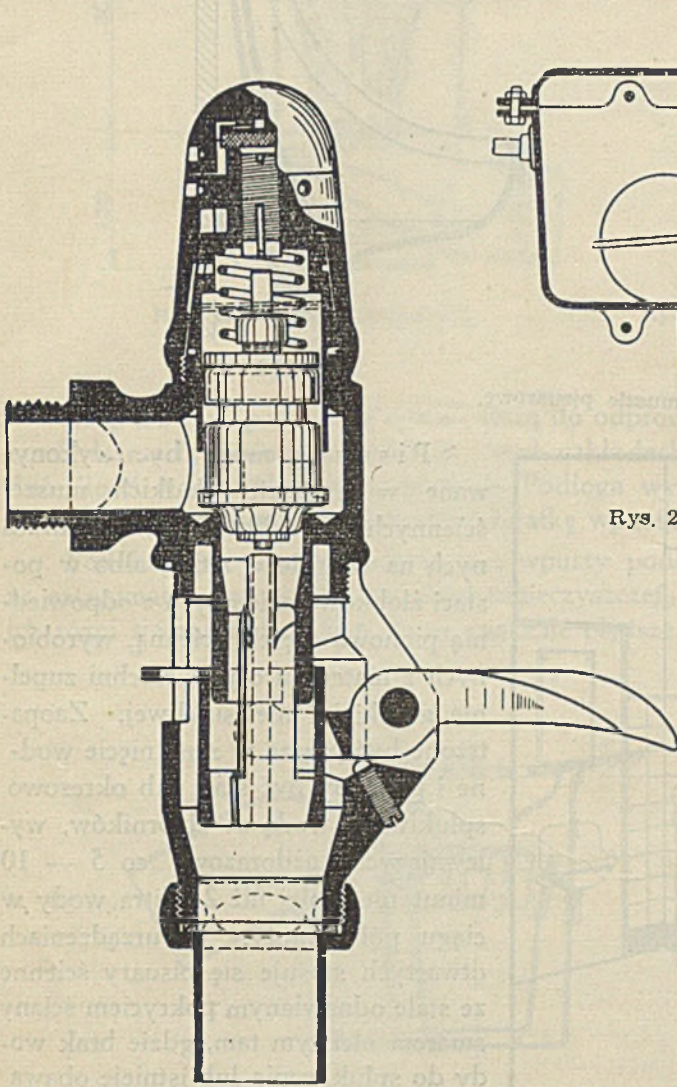
Rys. 291. Miska klozetowa lejowa.

odchody do miski z płytką wodą, wystarczającą dla zabezpieczenia przeciwko przyleganiu zanieczyszczeń. Zamknięcie wodne leży poniżej miski. Siła płuczająca spadającej wody nie jest wykorzystywana bezpośrednio dla oczyszczania zamknięcia wodnego tak, że na ścianach wewnętrznych łatwo tworzą się narosty o nieprzyjemnym zapachu. W miskach lejowych (rys. 290, 291) dostają się odchody od razu do głębokiej wody. Wobec większego przekroju wodnego wymagany jest silniejszy strumień płuczający, poza tym pozostająca w leju woda do splukania nie zawsze

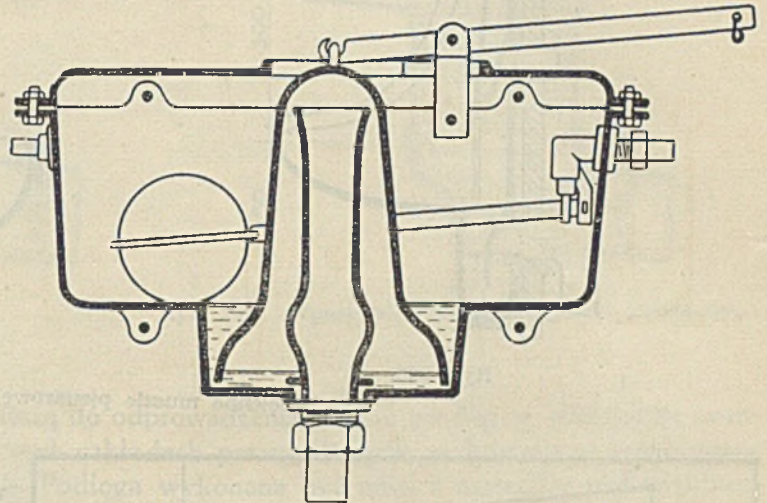
jest całkowicie czysta. Miski talerzowe są wygodniejsze w użyciu w domach mieszkalnych, podczas gdy lejowe stosowane są głównie w szkołach, szpitalach itp.

W wypadku konstrukcji klozetów wysysanych zamknięcie wodne na skutek swego kształtu jest silnie wysysane przez płuczający prąd wody. Nie jest potrzebna tu spadająca kolumna wody, wystarcza nisko wiszący zbiornik płuczający, wylewający w krótkim przeciągu czasu swoją zawartość.

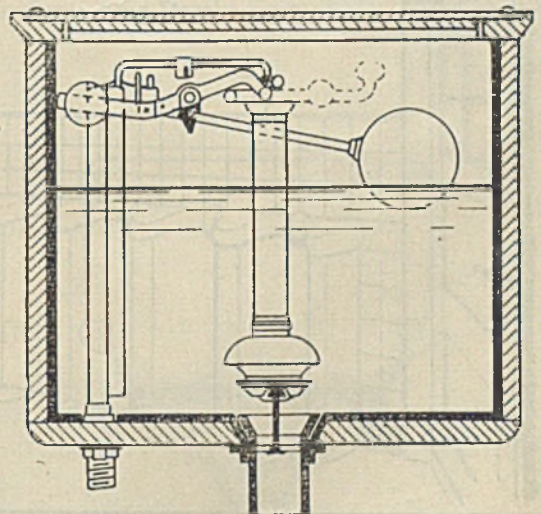
Płukanie bez zbiornika przy pomocy strumienia działa w sposób następujący. Przewód płuczący zacpatrzony jest w zamknięcie tłokowe (rys. 292) podnoszone gwałtownie przy pomocy dźwigni — rączki naciskanej. Zamykanie odbywa się stopniowo, zależnie od odpowiednio dostosowanego napięcia spiralnej sprężyny. Osiąga się przez to zabezpieczenie przeciwko uderzeniom w przewodzie wodociągowym. Przez odpowiednie napięcie sprężyny może być regulowana ilość wody płuczącej; wynosić ona powinna 1,5 litr/sek. Rury płuczące muszą być tu wymiarowane obficie. Nie mogą być stosowane przekroje mniejsze niż 40 mm. Ssanie odwrotne jest w konstrukcji tej w ten sposób wyłączone, że zewnętrzna obudowa posiada otwory w postaci szpar, które uniemożliwiają utworzenie się zamkniętych strumieni wody.



Rys. 292. Zamknięcie tłokowe w przewodzie płuczającym.



Rys. 293. Zamknięcie dzwonowe zbiornika płuczającego.



Rys. 294. Zamknięcie stopowe zbiornika płuczającego.

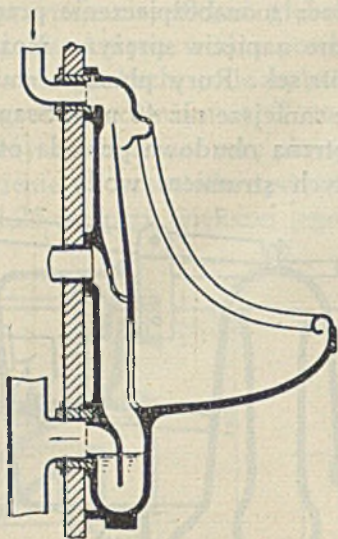
Zaletami tego ostatniego urządzenia płuczającego w stosunku do zbiorników płuczających są bardziej prosta instalacja, potrzeba mniejszej konserwacji, mniejsza czułość na mrozy oraz lepszy wygląd zewnętrzny.

Ogólne koszty instalacji obu systemów równoważą się z uwagi na większe koszty przewodów wodociągowych w układzie płukania bezzbiornikowego.

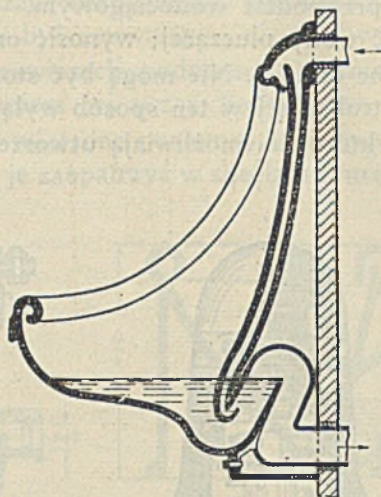
Miski klozetowe i pisuarowe wyrabiane są z fajansu, porcelany lub kamionki, z jasną stanną polewą. W ustępach ogólnych mogą być stosowane miski żeliwne wewnątrz z polewą.

Zbiorników płuczających istnieje wiele konstrukcji. Przeważnie wszystkie wylewają nagromadzony w nich zapas wody przy pociągnięciu za rączkę pociągacza, umocowanego u góry do dźwigni, która uruchamia zamknięcie przewodu płuczającego. Zamknięcie może być dzwonowe (rys. 293), przy podniesieniu szybkim dzwonu działanie lewarowe powoduje wypróżnienie się

zbiornika, lub stopowe (rys. 294). Przewód wodociągowy, z którego zapełnia się zbiornik, zaopatruje się w zamknięcie pływakowe, otwierające wylot rury wodociągowej przy opróżnionym zbiorniku, zamykające go przy określonym poziomie wody.

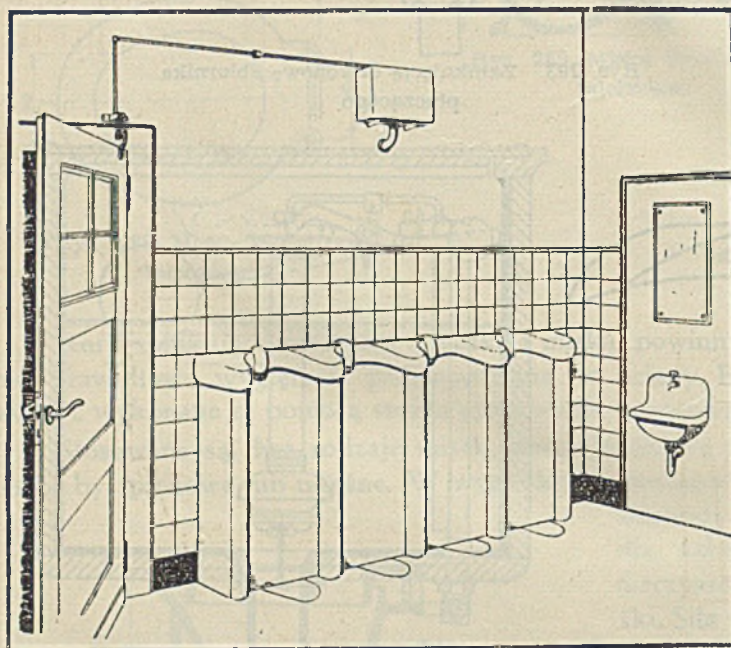


Rys. 295.



Rys. 296.

Ścienne muszle pisuarowe.



Rys. 297. Grupowe urządzenie pisuarowe ze spłukiwaniem uruchamianym przy pomocy drzwi.

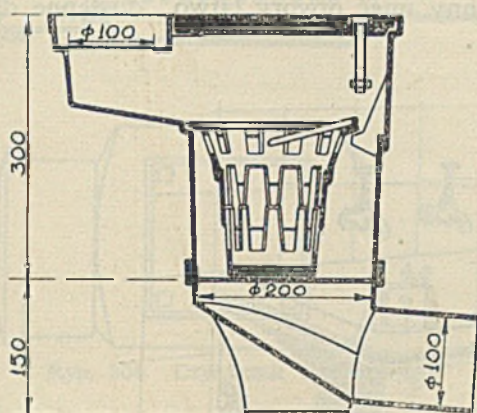
zaopatrzonym w zamknięcie wodne. W urządzeniach grupowych (rys. 297) szerokość stoiska wynosi 0,70—0,80 m.

Wodę z podwórz, dróg i w ogóle z powierzchni terenu odprowadza się za pomocą wpustów podwórzowych (rys. 298, 299). Wszystkie wpusty powinny być zaopatrzone w syfony, dostatecznie gęste kratki i nieprzepuszczalne urządzenia osadowe, celem zatrzymania osadów, gruzu, śmieci.

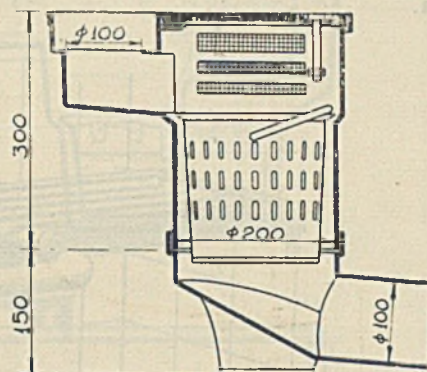
Wpusty mające na celu przyjmowanie wody deszczowej umieszczane są w najgłębszym miejscu podwórza i do tego miejsca są sprowadzane ze spadkami rynsztoki podwórzowe. Wpusty dla wody zużytej ustawia się cokolwiek wyżej poziomu podwórza, 10—15 cm, i otacza niewysokim obmurowaniem wyprawionym zaprawą cementową. Otrzymuje się w ten sposób zlew podwórzowy, do którego należy doprowadzić wodę od źródła podwórzowego lub studni.

Pisuary mogą być wykonywane w kształcie gładkich muszli ściennych (rys. 295, 296), zaopatrzonych na wylocie w sitko, albo w postaci żłobków naziemnych z odpowiednią pionową częścią ścienną, wyrobionych z materiału o powierzchni zupełnie gładkiej i niewsiąkliwej. Zaopatrzone być muszą w zamknięcie wodne i powinny być stale lub okresowo spłukiwane wodą ze zbiorników, wylewających każdorazowo co 5 — 10 minut nie mniej niż 2,5 litra wody w ciągu pół minuty. W urządzeniach otwartych stosuje się pisuary ścienne ze stale odnawianym pokryciem ściany smarem oleistym tam, gdzie brak wody do spłukiwania lub istnieje obawa jej zamarzania. Podłoga w takich pomieszczeniach musi być wodoszczelna i mieć spadek do kratki nad wpustem

We wpustach wystawionych na działanie mrozu poziom wody w studzienkach osadowych i syfonach powinien znajdować się na głębokości zabezpieczonej od zamarzania tj. głębiej niż 1,6 m pod powierzchnią ziemi. Powierzchnia terenu dookoła wpustu powinna być pokryta trwałą nawierzchnią.



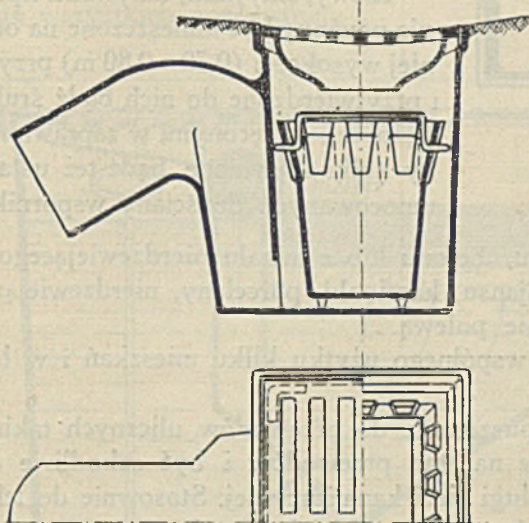
Rys. 298. Wpust deszczowy.



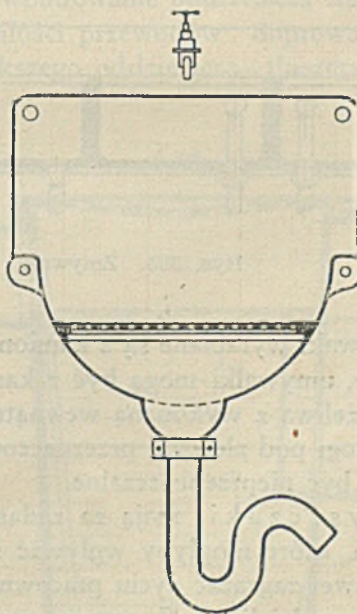
Rys. 299. Wpust deszczowy z bocznym przelewem.

Wpusty podłogowe służą do odprowadzenia wód z posłóg w większych kuchniach, łazienkach, pralniach, rzeźniach i tych zakładach przemysłowych, w których w czasie pracy duże ilości wody spływają na podłogę. Podłoga wykonana być musi z materiału nienasiąkliwego ze spadkiem do miejsca wpustów. Kratkę wpustu ustawia się poziomo.

Podobnie jak wpusty podwórzowe wpusty podłogowe składają się ze skrzynki z wiaderkiem na zatrzymanie grubszych i cięższych zanieczyszczeń, syfonu oraz kratki (rys. 300). Wykonanie ich różni się zasadniczo tym, że są znacznie płytsze.



Rys. 300. Wpust podłogowy.



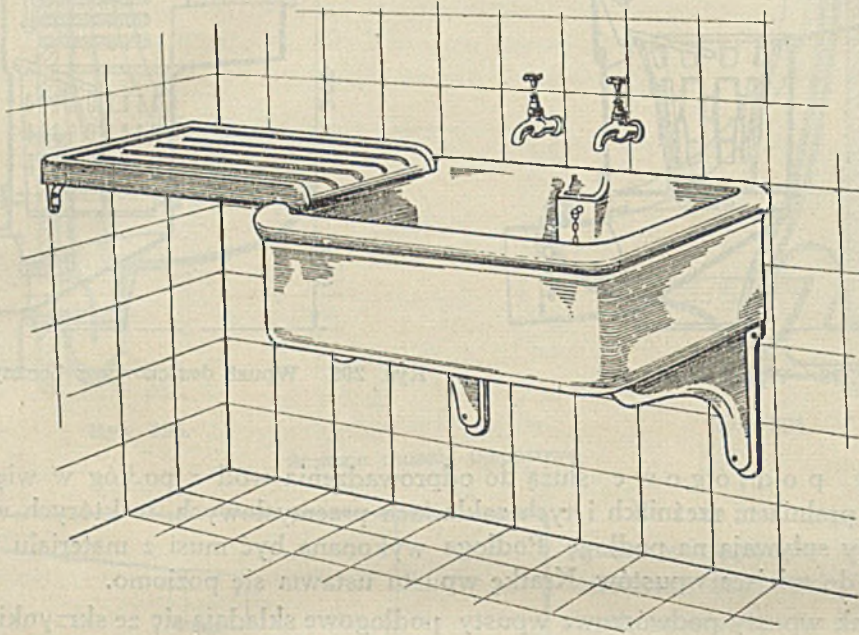
Rys. 301. Zlew.

Wpusty podwórzowe wyrabiane są z kamionki, betonu lub żeliwa; wpusty podłogowe z żeliwa. Wszelkie kraty, pokrywy, płyty, wpuszczane w powierzchnię podwórza lub podłogi powinny być żeliwne.

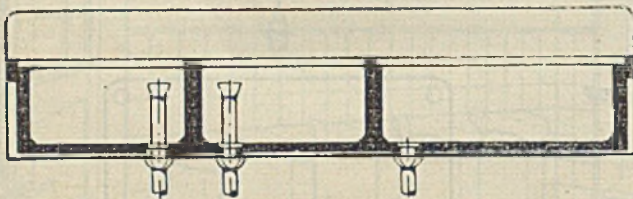
Urządzenia zlewowe (rys. 301) przeznaczone są do wylewania w nie wody za brudzonej bez piasku i większych zanieczyszczeń stałych. Do mycia, płukania naczyń kuchennych i laboratoryjnych stosowane są zmywaki (rys. 302, 303).

Wszelkiego rodzaju przybory zlewowe powinny posiadać sitka stanowiące część urządzenia zlewowego lub przymocowane na stałe przed syfonem. Zlew powinien być zaopatrzony w kurek wodociągowy do przemywania miski zlewowej i syfonu.

Zmywaki i zlewy w większych kuchniach powinny być zaopatrzone w urządzenia do zatrzymywania zawartych w ściekach tłuszczów (tłuszczowniki), posiadające powierzchnię dostateczną do ochładzania ścieków; urządzenia te powinny mieć otwory łatwo dostępne do czyszczenia.



Rys. 302. Zmywak.



Rys. 303. Zmywak.

Zlewy, zmywaki, umywalki itp. urządzenia powinny być umieszczone na odpowiedniej wysokości (0,70—0,80 m) przy ścianach i przytwierdzone do nich bądź śrubami mosiężnymi, wkręconymi w zaprawione w ścianie kołki drewniane, bądź też ustawione na umocowanych do ściany wspornikach.

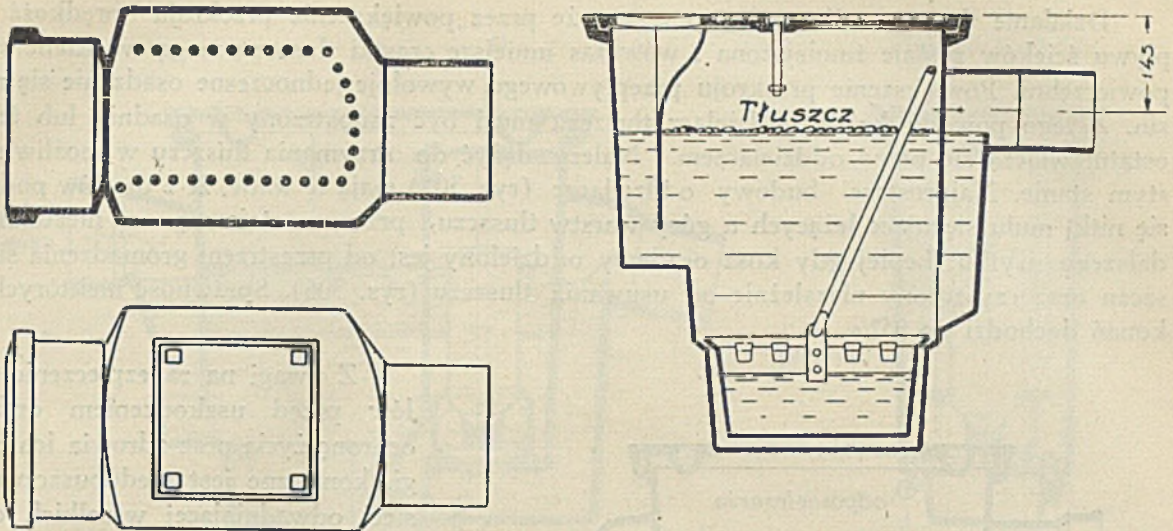
Zmywaki wyrabiane są z kamionki, fajansu, betonu lub z metalu nierdzewiącego. Zlewy kuchenne, umywalki mogą być z kamienia, fajansu, kamionki, porcelany, nierdzewiącego metalu lub żeliwa z wykonaną wewnątrz starannie polewą.

Podłogi pod zlewami przeznaczonymi dla wspólnego użytku kilku mieszkań i w łazienkach powinny być nieprzepuszczalne.

Czyszczaaki mają za zadanie niedopuszczanie do przewodów ulicznych takich zanieczyszczeń, które mogłyby wpływać szkodliwie na stan przewodów i być szkodliwe dla zdrowia, a nawet zagrażać życiu pracowników obsługi sieci kanalizacyjnej. Stosownie do ich zadania można je podzielić na 3 grupy: czyszczaaki deszczowe, oddzielacze tłuszczu (tłuszczowniki), oddzielacze benzyny.

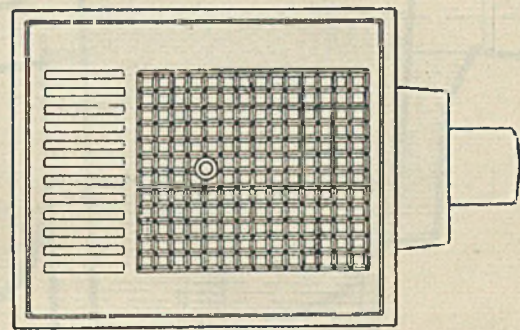
Czyszczaaki deszczowe stosowane są tylko tam, gdzie istnieje niebezpieczeństwo zatkania przewodów gruntowych przez liście lub odłamki pokrycia dachów. Użycie ich ogranicza się do okolic o silnym opadaniu liści oraz w starych domach krytych dachówką, łupkiem o złym stanie dachów. Budowa czyszczaaków polega na umieszczeniu u podstawy rury spustowej kraty, łosza z otworami lub szparami itp. (rys. 304).

Tłuszczowniki mają za zadanie zatrzymywanie tłuszczu w celu zabezpieczenia przewodów kanalizacyjnych od zarsnięcia tłuszczem i zatkania się oraz objawami jego gnicia. Ze-

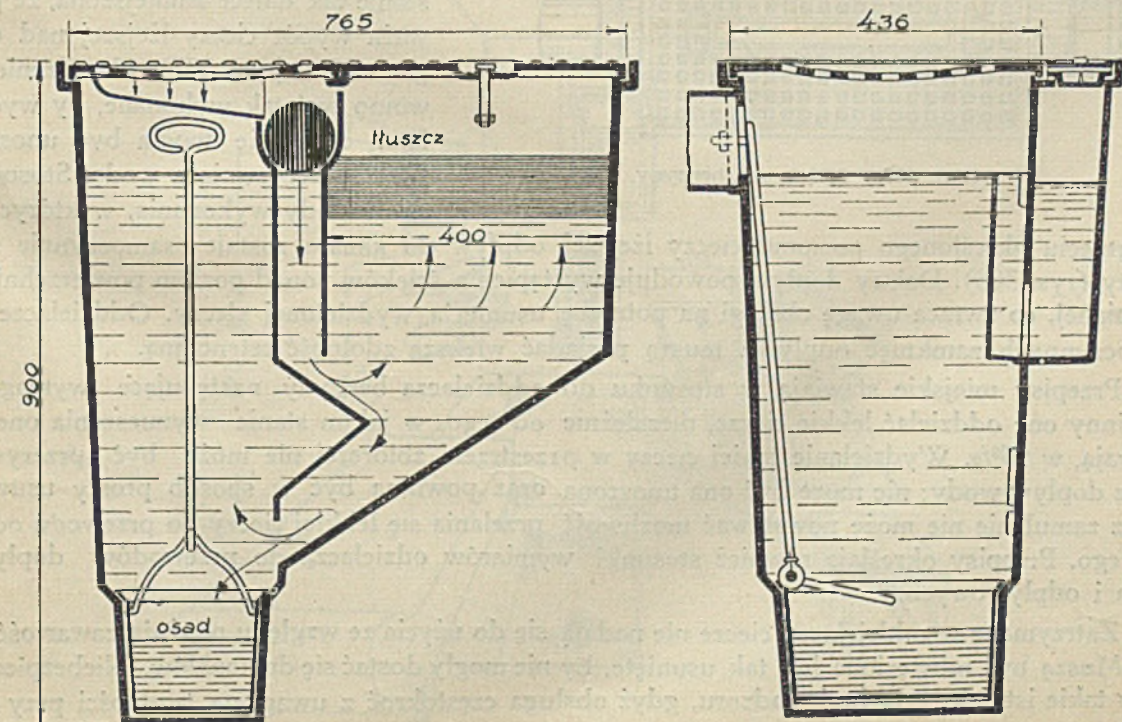


Rys. 304. Czyszczak deszczowy.

brany tłuszcz przedstawia poza tym pewną wartość jako surowiec techniczny. Tłuszczowniki umieszcza się na przewodach odwadniających zakłady przemysłowe, z których odpływają z wodą duże ilości tłuszczów, jak gospody rzeźnie, wytwórnie kiełbas i konserw, mydlarnie, fabryki jedwabiu—itp. Uzyskany tłuszcz może być użyty do różnych celów technicznych i przy stałym regularnym wyczerpywaniu może w krótkim czasie pokryć wydatki związane z wybudowaniem tłuszczowników. Najodpowiedniejszym miejscem na wbudowanie oddzielnika tłuszczu jest bezpośrednio sąsiedztwo wpustu. W wypadku większej ilości przewodów doprowadzających tłuszcz np. w rzeźniach, wskazane jest umieszczenie większego oddzielnika tłuszczu poniżej połączenia wszystkich odpływów.

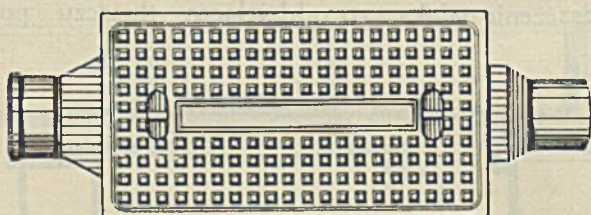
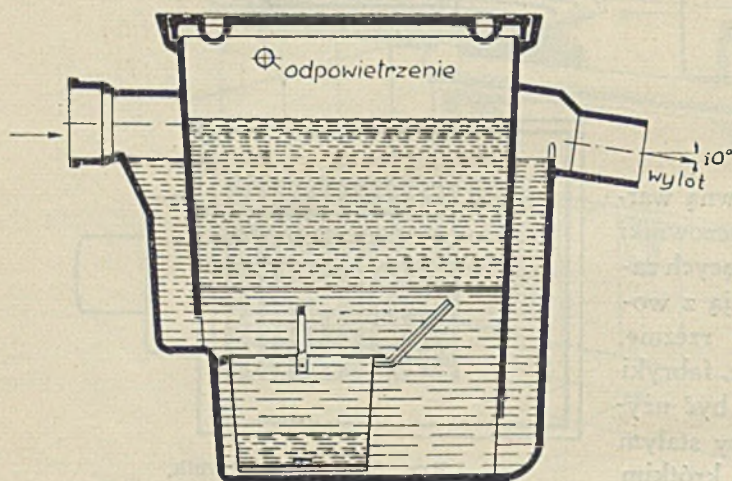


Rys. 305. Tłuszczownik.



Rys. 306. Tłuszczownik.

Działanie tłuszczownika polega na tym, że przez powiększenie przekroju prędkość przepływu ścieków zostaje zmniejszona i wówczas mniejsze cząstki tłuszczu mogą wydzielić się na powierzchni. Powiększenie przekroju przepływowego wywołuje jednocześnie osadzanie się zawieszin. Z tego powodu każdy oddzielnik tłuszczu musi być zaopatrzony w osadnik lub też ten ostatni włącza się przed oddzielnikiem. Należy dążyć do otrzymania tłuszczu w możliwie czystym stanie. Najprostsze budowy oddzielacze (rys. 305) mają tę wadę, że z osadów podnoszą się nitki mułu sięgające leżących u góry warstw tłuszczu, przez co staje się on niezdatny do dalszego użytku. Lepiej gdy kosz osadowy oddzielony jest od przestrzeni gromadzenia się tłuszczu oraz czyszczony niezależnie od usuwania tłuszczu (rys. 306). Sprawność niektórych wykonania dochodzi do 95%.



Rys. 307. Oddzielnik benzyny.

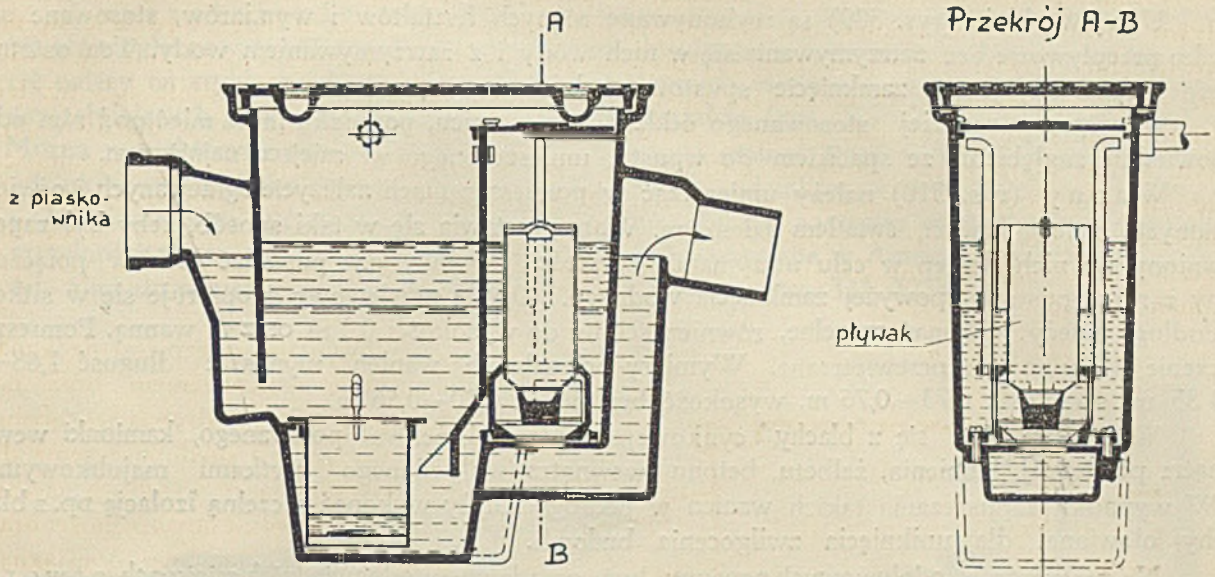
osiągnięciu określonego poziomu cieczy lżejszej odpływ do kanału zostaje samoczynnie zamknięty (rys. 308). Dalszy dopływ powoduje wystąpienie ścieków ponad poziom powierzchni odwadniającej, co zwraca uwagę obsługi na potrzebę usunięcia wydzielonej cieczy. Oddzielacze bez samoczynnych zamknięć odpływu muszą posiadać większą zdolność retencyjną.

Przepisy miejskie stawiają w stosunku do oddzielnika benzyny następujące wymagania. Powinny one oddzielać lekkie ciecze, niezależnie od tego, w jakim stanie wymieszania one dopływają, w 95%. Wydzielanie takiej cieczy w przestrzeni zbiorczej nie może być przerywane przez dopływ wody; nie może być ona unoszona oraz powinna być w sposób prosty usuwana. Przez zamulenie nie może powstawać możliwość przelania się lekkiej cieczy do przewodu odpływowego. Przepisy określają również stosunki wymiarów oddzielnika do przewodów dopływowych i odpływowych.

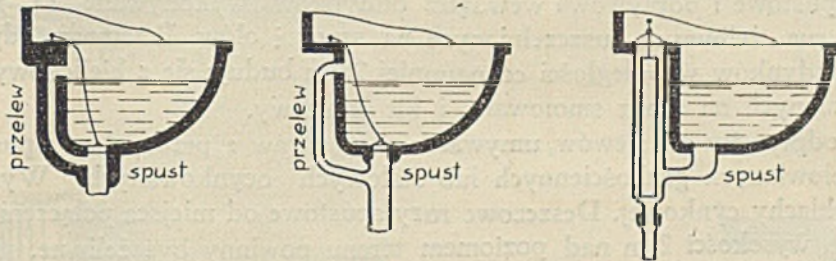
Zatrzymane w oddzielniku ciecze nie nadają się do użycia ze względu na dużą zawartość wody. Muszą być odwiezione lub tak usunięte, by nie mogły dostać się do kanałów. Niebezpieczeństwo takie istnieje, gdy brak nadzoru, gdyż obsługa częstokroć z uwagi na trudności przy usuwaniu dla swej wygody wyrzuca wszystko do kanału. Do usuwania należy stosować specjalnego rodzaju wozy i najlepiej, gdy wykonuje to straż ogniowa.

Z uwagi na zabezpieczenie kanałów przed uszkodzeniem oraz na ochronę życia oraz zdrowia ich obsługi, konieczne jest niedopuszczenie do sieci odwadniającej wszelkich cieczy groźnych z powodu łatwopalności oraz wybuchowości. Daje się to osiągnąć najprościej i najcelowiej w miejscach, gdzie tego rodzaju ciecze dochodzą, tj. w garażach, warsztatach napraw samochodów, przy zbiornikach paliwa płynnego itp. Urządzenia mające za zadanie zatrzymanie lekkich cieczy noszą nazwę oddzielników benzyny.

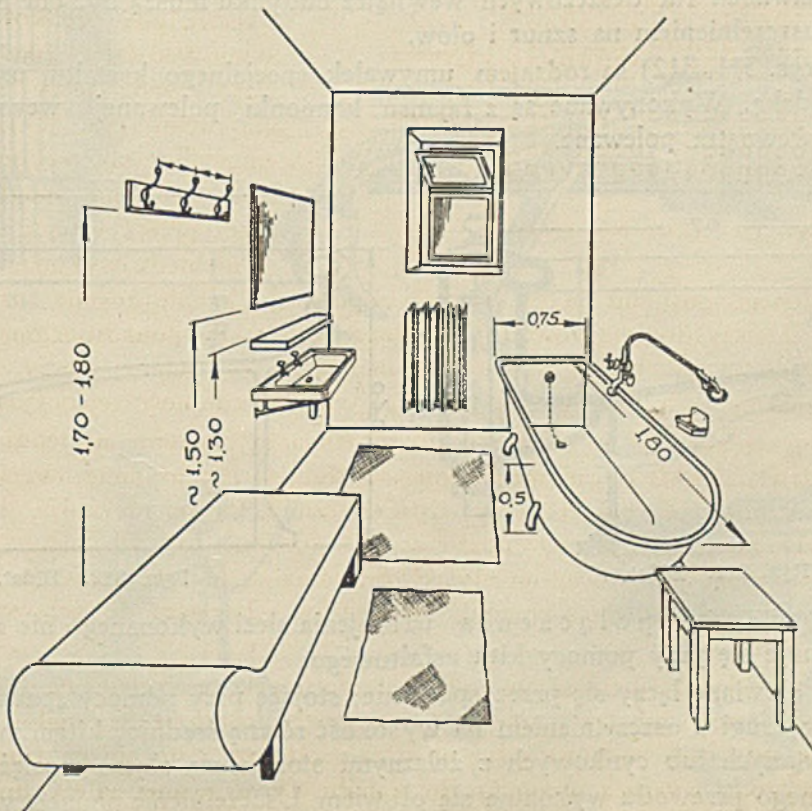
Zasada ich budowy oparta jest podobnie jak przy oddzielnikach tłuszczu na zjawisku wydzielania się na powierzchni z mieszaniny cieczy o różnym ciężarze gatunkowym cieczy lżejszej, gdy prędkość przepływu zostanie tak dalece zmniejszona, że przeważa wypór cieczy lżejszej nad energią ruchu (rys. 307). Urządzenie powinno być tak wykonane, by wydzielana ciecz nie mogła być unoszona przez przepływającą wodę. Stosowane są niekiedy wykonania, w których po



Rys. 308. Oddzielnik benzyny z samoczynnym zamknięciem.



Rys. 309. Różne konstrukcje umywalek.



Rys. 310. Łazienka z wanną i umywalką.

Umywalki (rys. 309) są wykonywane różnych kształtów i wymiarów, stosowane są jako przepływowe bez zatrzymywania się w nich wody i z zatrzymywaniem wody. Ten ostatni typ zaopatrzony jest w zamknięcie spustowe w dnie oraz w przelew.

W wypadku rzadziej stosowanego oddzielnie prysznicu, posadzka musi mieć pod nim odpowiednie zagłębienie ze spadkiem do wpustu, umieszczonego w miejscu najniższym.

Wanny (rys. 310) należy umieszczać w pomieszczeniach należycie ogrzewanych i oświetlonych, o ile możności, światłem dziennym. Wanny ustawia się w taki sposób, żeby był zapewniony do nich dostęp w celu utrzymania czystości. Powinny one posiadać przelew, połączony z rurą spustową powyżej zamknięcia wodnego. Otwór przelewowy zaopatruje się w sitko. Podłogi należy wykonać szczelne, również ściany do wysokości 0,3 m oraz za wanną. Pomieszczenie powinno być przewietrzane. Wymiary normalnych wanien wynoszą: długość 1,68—1,83 m, szerokość 0,73—0,76 m, wysokość bez nóżek 0,50—0,56 m.

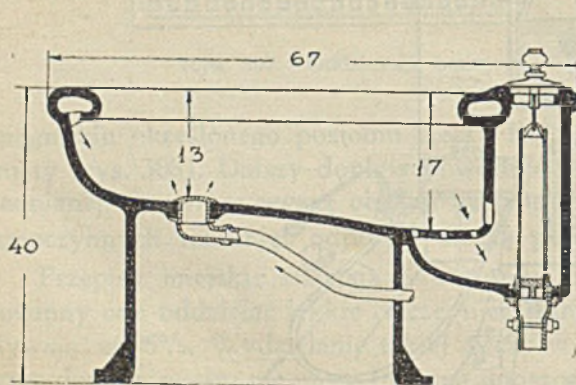
Wanny wyrabia się z blachy cynkowej, miedzianej, żeliwa polewanego, kamionki wewnątrz polewanej, kamienia, żelbetu, betonu wewnątrz wykładanego płytkami majolikowymi. W wypadku zapuszczania takich wanien w podłogę należy wykonać szczelną izolację np. z blachy ołowianej dla uniknięcia zwilgocenia budowli.

Na przewodach odpływowych powinny być urządzone w odpowiednich miejscach otwory rewizyjne zamykane szczelnie. Czyszczaiki mogą być umieszczane w studzienkach rewizyjnych o średnicy wynoszącej w świetle co najmniej 0,80 m.

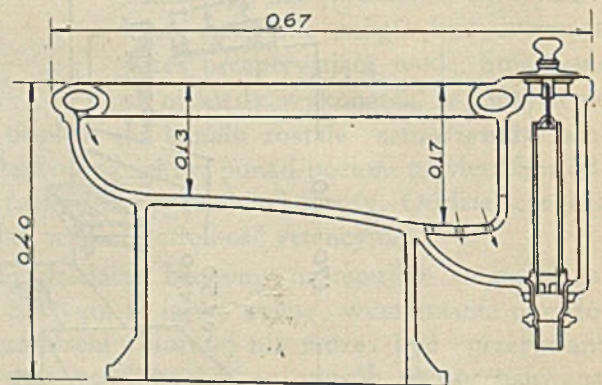
Przewody spustowe i odpływowe wewnątrz budynków wykonywane są z kielichowych cienkościennych rur żeliwnych uszczelnianych na sznur i olów. Przewody odpływowe, układane zewnątrz budynków w odległości co najmniej 2,0 m buduje się z kielichowych rur kamionkowych uszczelnianych na sznur smojowany i kit asfaltowy.

Połączenia odpływów od zlewów, umywalk i pisuarów z przewodami spustowymi wykonuje się z rur ołowianych grubościennych lub stalowych ocynkowanych. Wyciągi wietrzące wykonuje się z blachy cynkowej. Deszczowe rury spustowe od miejsca połączenia ich z kanałem odpływowym do wysokości 2 m nad poziomem terenu powinny być żeliwne. Powyżej mogą być wykonane z blachy cynkowej, żelaznej ocynkowanej lub miedzianej. Przepisy niemieckie są łagodziej tolerancyjne, gdyż wymagają żeliwa na wysokość 1,75 m oraz 0,25 m poniżej terenu. W wypadku ustawiania rur deszczowych wewnątrz budynku muszą być one na całej swej długości żeliwne z uszczelnieniem na sznur i olów.

Bidety (rys. 311, 312) są rodzajem umywalk, specjalnego kształtu, ustawionych nisko 0,40 m nad posadzką. Wykonywane są z fajansu, kamionki polewanej wewnątrz i zewnątrz, rzadziej żeliwne wewnątrz polewane.



Rys. 311. Bidet.

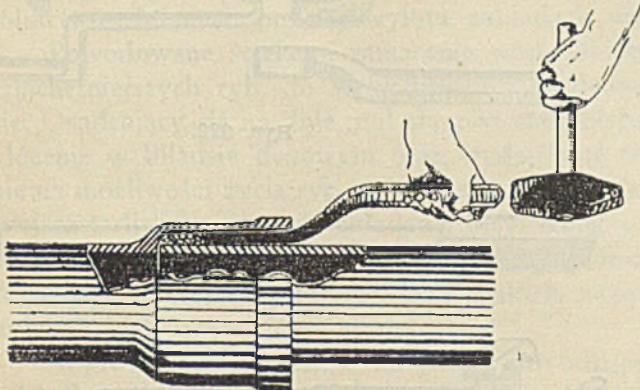


Rys. 312. Bidet.

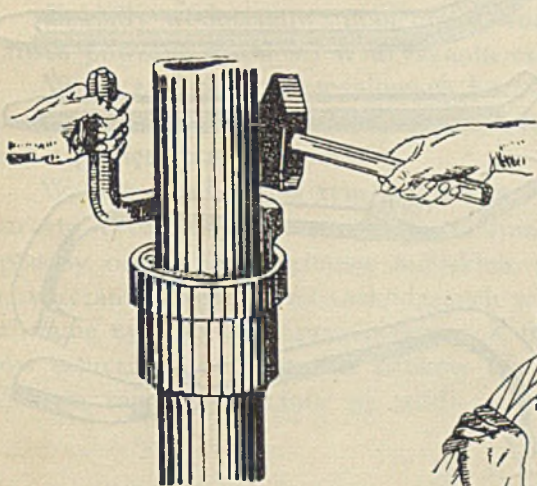
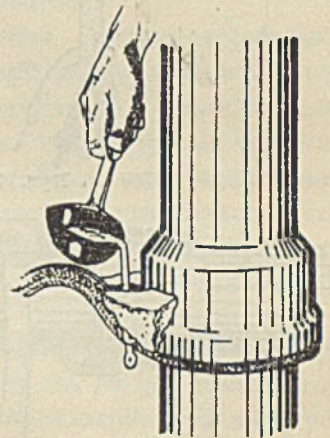
Uszczelnienie połączenia uzbrojenia sieci wykonanego nie z metalu z rurami żelaznymi wykonuje się przy pomocy kitu asfaltowego.

Leżące rury ołowiane łączy się przez spawanie; stojące przy pomocy spawania lub włożenia jednego końca w drugi z uszczelnieniem na wysokość równą średnicy kitem minowym. Do połączenia rur ołowianych lub cynkowych z żelaznymi stosuje się złącza mosiężne, uszczelnienie w kielichu żelaznego przewodu wykonuje się ołowiem. Uszczelnienie pomiędzy wyciągiem z blachy cynkowej i pionem żeliwnym wykonuje się również i z asfaltu.

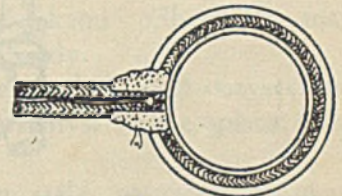
Uszczelnienie wszystkich styków czy złącz powinno być wykonane starannie, by nie mogły powstawać zacieki stropów i ścian brudnymi odpływami. Szczególną uwagę zwrócić należy na styki znajdujące się w trudno dostępnych miejscach, gdzie dobijanie materiałów uszczelniających przy pomocy żelaza o zwykłym kształcie (rys. 313—321) nie jest możliwe. Można w niektórych miejscach trudność uszczelniania ominąć przez wykonanie jego dla dwóch odcinków rur na boku i przez wstawienie połączonych odcinków w rurę spustową. Podawanie i wstawianie musi być prowadzone bardzo ostrożnie, by nie nastąpiło w jego trakcie naruszenie szczelności złącza. Godnymi polecenia są narzędzia stosowane w Ameryce pozwalające na dojście nimi do miejsc trudnych dla dobicia sznura i ołowiu (rys. 322, 325).



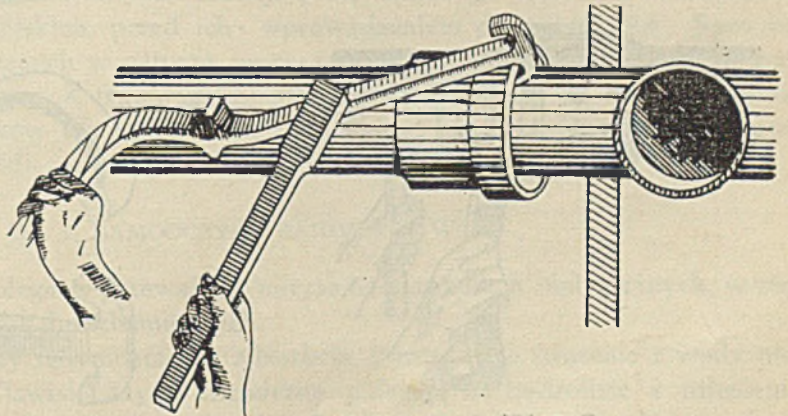
Rys. 313.



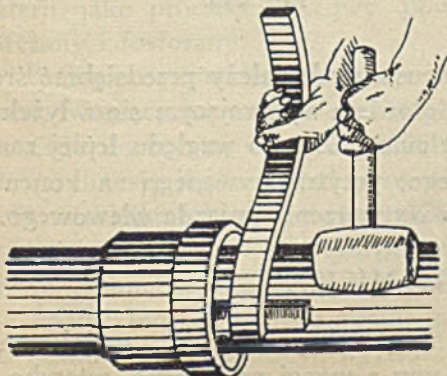
Rys. 315.



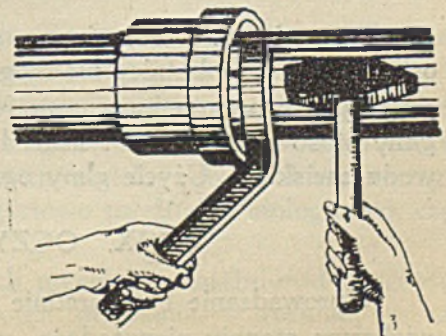
Rys. 314.



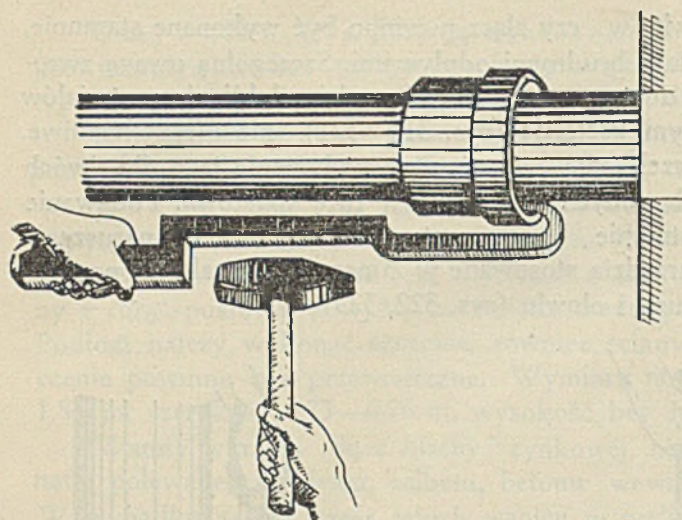
Rys. 316.



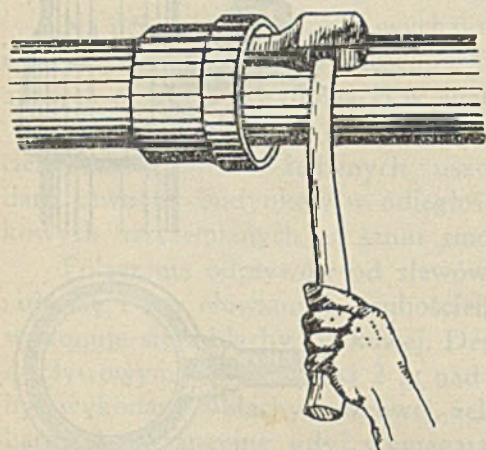
Rys. 317.



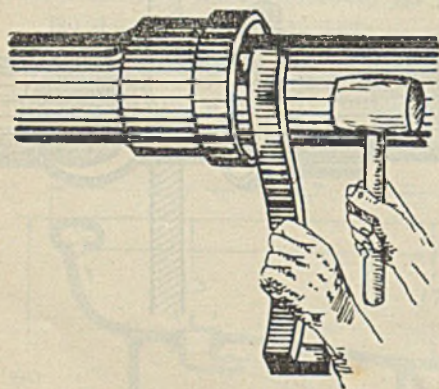
Rys. 318.



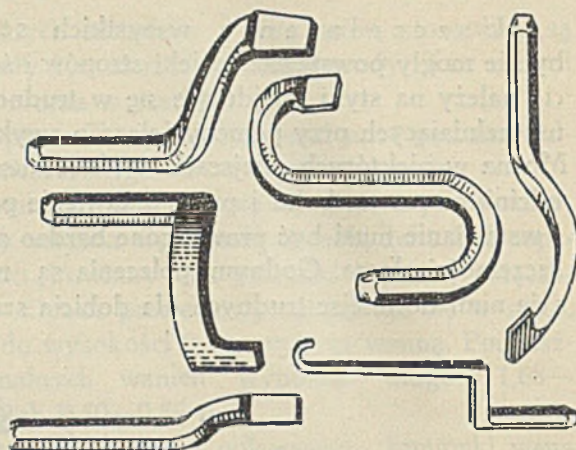
Rys. 319.



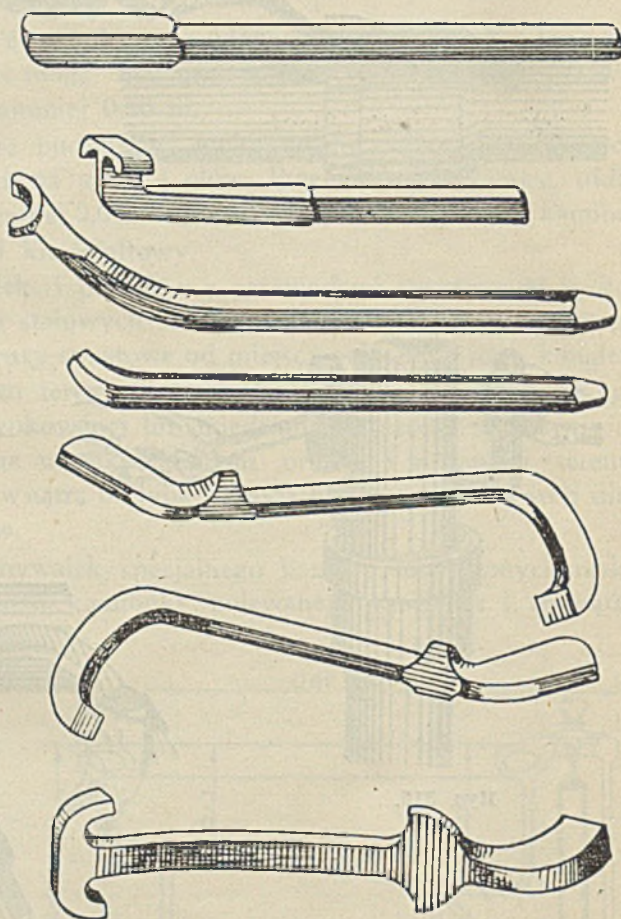
Rys. 320.



Rys. 321.



Rys. 322.



Rys. 323.

Przy wlewaniu roztopionego ołowiu w kielichy rur spustowych należy przedsięwziąć środki ostrożności, by robotnicy nie mogli podlegać oparzeniom ołowiem wylewającym się z łyżek lub pryskającym przy zetknięciu się jego z wilgotną opaską glinianą. Z tego względu lepiej zamiast gliny stosować chomąta żelazne lub ze sznura azbestowego, przytrzymywanego na końcu obwodu zaciskiem. Użycie gliny ogranicza się wówczas do wytworzenia gniazda wlewowego.

IX. OCZYSZCZANIE ŚCIEKÓW MIEJSKICH

Wprowadzanie bezpośrednio do odbiornika ścieków miejskich powoduje w mniejszym lub większym stopniu niepożądane, częstokroć szkodliwe objawy z uwagi na higienę, estetykę oraz ze względów gospodarczych.

Ścieki niosą z sobą szereg rodzajów chorobotwórczych bakterii. Najgroźniejsze z nich dla zdrowia ludności są bakterie cholery i duru brzuszego. Jeżeli wodę z rzeki poniżej wylotu kanalizacji miejskiej wykorzystuje się dla celów gospodarstwa domowego lub korzysta się z niej dla celów kąpielowych, istnieje stałe niebezpieczeństwo przenoszenia przez nią chorób zakaźnych.

Wody odbiornika zanieczyszczone ściekami budzą poważne zastrzeżenia natury estetycznej. Powstające zjawiska gnicia i odkładów mułu wywołują bardzo przykre objawy psucia się powietrza, uniemożliwiające przebywanie na brzegu rzeki, korzystanie z niej dla celów rekreacyjnych, kąpielowych, sportowych, a nawet mieszkanie w jej pobliżu.

Z punktu widzenia gospodarczego ścieki miejskie powodują szkody w gospodarce rybnej, rolnictwie, leżących poniżej wylotu zakładach wodociągowych i przemyśle.

Powodowane ściekami zamącenie wód odbiornika zmusza niektóre rodzaje, szczególnie szlachetniejszych ryb, do wywędrowania względnie w braku jego możliwości wywołuje ich śnięcie. Osadzający się na dnie mul stanowi stałe niebezpieczeństwo dla rybactwa, powodując zakłócenie w bilansie tlenowym oraz wydzielanie trujących gazów. Poza tym odbija się on ujemnie na możliwości życia ryb, ze względu na zmniejszenie się ich pożywienia oraz ograniczanie miejsca tarlisk i niszczenie składanej ikry. Ryby utrzymujące się w wodach zanieczyszczonych ściekami miejskimi posiadają nieprzyjemny błotnisty smak i częstokroć odrażający zapach, co czyni je niepokupnymi i stawia pod znakiem zapytania ich użycie, jako środka spożywczego dla ludzi.

Wprowadzenie ścieków miejskich do odbiornika może uniemożliwić wykorzystanie jego wód dla celów gospodarczych w rolnictwie. Nie nadają się takie wody do pojenia bydła i rozpowszechnionego u nas prania bielizny. Ścieki powodują silne zachwaszczenie wód stojących lub miejsc o słabym przepływie wody.

Zakłady wodociągowe pobierające wodę z zanieczyszczonego ściekami odbiornika mają bardzo poważne trudności w uzyskaniu czystej, zdrowej i smacznej wody.

Wiele zakładów przemysłowych korzystać musi z bardzo czystej wody. Koszt oczyszczania silnie zanieczyszczonej ściekami wody często jest tak poważny, że przemysł się nie opłaca. Osiedlać się więc musi gdzieindziej.

W celu zapobieżenia tym niepożądanym i szkodliwym objawom stale rosnącego, w miarę wzrostu urbanizacji życia, zanieczyszczenia rzek rozwijają się stopniowo coraz to doskonalsze sposoby oczyszczania ścieków miejskich przed ich wprowadzeniem do odbiornika. Sposoby oczyszczania oparte są na zachodzących w naturze procesach samooczyszczania się wód. Są one sztucznie upodobnione i przyspieszone. Z tego względu przed przystąpieniem do opisanie sposobów sztucznego oczyszczania ścieków dla zrozumienia ich przebiegu zapoznać się należy ze zjawiskiem samooczyszczania się wód zachodzącym w naturze.

IX. 1. SAMOOCZYSZCZANIE SIĘ WÓD.

Samooczyszczanie się wód polega w przeważnej mierze na zjawiskach biologicznych, w stopniu mniejszym na zjawiskach fizykalno-chemicznych.

Do zjawisk fizykalnych należy sedymentacja i adsorbcja, powodujące strącenie z wody nierozpuszczonych zanieczyszczeń. Zjawiska czysto chemiczne polegają na hydrolizie i utlenieniu materii, jako produkt końcowy powstają amoniak, dwutlenek węgla, metan, wodór, azotany, siarczany i fosforany.

Biologiczny rozkład postępuje pod wpływem bakterii, pierwotniaków, grzybów, robaków i larw, tworzących zmienny pod względem ilości plankton wód naturalnych.

Gdy do czystej wody dostanie się jakiegokolwiek zanieczyszczenie organiczne, natychmiast rozpoczyna się jego rozkład przez drobnoustroje. Związki organiczne, powstające jako objaw życia, rozkładane są na prostsze składniki chemiczne, służące znów dalej do budowy nowego życia organicznego. Ponieważ przemiana ta odbywa się częściowo na drodze biologicznej, częściowo chemicznej, nazwano ją procesem biochemicznym.

Proces biochemicznego rozkładu związków organicznych przebiega zależnie od obecności lub braku tlenu różnie. W wypadku obecności tlenu zachodzi utlenianie — rozkład, — zaś w wypadku braku tlenu redukcja — gnicie. W procesie utleniania wytwarza się głównie dwutle-

nek węgla, przy procesie gnicia gaz błotny — metan. Utlenianie związane jest z zużyciem tlenu. Ilość zużywana niezbędna do rozkładu nazywana jest tlenem biochemicznym. Z jego ilości można się zorientować o ilościach rozłożonych związków organicznych.

Podstawę życia w wodzie stanowi roślinny plankton. Rozwija się on w środowisku zawierającym produkty rozpadu białka, a więc w wodzie ze szczątkami obumarłych zwierząt i roślin oraz zanieczyszczonej przez ścieki z resztkami organicznymi.

Świat organiczny w wodzie dzieli się na organizmy budujące materię i niszczące. Do grupy pierwszych należą wszystkie rośliny zielone, które przy pomocy chlorofilu wytwarzają z prostszych związków nieorganicznych złożone połączenia organiczne. Do drugiej należą wszystkie organizmy, od mikroskopijnych pierwotniaków, robaków aż do wielkich drapieżnych ryb włącznie.

Planktonem nazywamy żyjące w wodzie przeważnie drobne zwierzęce i roślinne organizmy, zdolne ze względu na swoją postać unosić się w wodzie i być przez prąd wody przenoszone z miejsca na miejsce. Częściowo są to organizmy nie obdarzone właściwością samodzielnego poruszania się, częściowo obdarzone.

Ścieki organiczne działają ujemnie przez gnicie zawartych w nich związków organicznych, na skutek czego wszystkie organizmy wymagające czystej wody zamierają, względnie zostają usunięte z miejsca swego zwykłego pobytu w dół rzeki. Na miejsce tych istot zjawiają się inne organizmy tak roślinne, jak i w mniejszym stopniu, szczególnie w strefie najsilniejszego zanieczyszczenia, zwierzęce.

Organizmy właściwe dla wód zanieczyszczonych nie tylko znoszą zupełnie dobrze zmiany wywołane przez zanieczyszczenia organiczne, ale nawet wymagają dla swego odżywiania i bujnego rozwoju wody w ten właśnie sposób zanieczyszczonej.

Spośród tych organizmów przede wszystkim bakterie atakują znajdujące się w wodzie części obumarłych zwierząt i roślin, rozkładając je na składniki pierwotne. Niektóre bakterie wraz z szybko rosnącymi grzybkami rozwijają się szczególnie silnie w środowisku zawierającym rozpuszczalne w wodzie związki cukrowo-solne oraz skrobię, powodując ich rozpad. Są to bakterie, które posiadają zdolność bezpośredniego wiązania azotu, który zużywają dla własnej przemiany materii. Jedną z grup rozkłada bardzo szybko białko, wykorzystując składniki do budowy własnego organizmu. Wyzwalają one przy tym znaczne ilości azotu pod postacią amoniaku, który przez inne bakterie i grzybki bywa przerabiany na kwas azotawy. Ten zaś jest ostatecznie utleniany przez swoiste bakterie na kwas azotowy — jest to tzw. proces nitryfikacji.

Gdy bakterie i grzybki wypełniły już swoje główne zadanie, polegające na rozkładzie związków organicznych na składniki prostsze, nieorganiczne, jest już droga otwarta do przyswojenia ich przez inne organizmy roślinne. Udział biorą tu przede wszystkim wszystkie rośliny zawierające chlorofil. Są to przede wszystkim najróżnorodniejsze glony. Zużycie tlenu, będące wynikiem rozkładu związków organicznych, zostaje tu wyrównane przez czynne wytwarzanie tlenu przez te właśnie organizmy roślinne w procesie zwanym fotosyntezą. W procesie tym, który odbywa się tylko na świetle, energia świetlna pochłaniana przez chlorofil zostaje przekształcona na energię chemiczną wykorzystaną przez rośliny do budowy materii organicznej. W okrzemkach obok barwnika zielonego chlorofilu, występuje barwnik brunatny — diatomina. Chloroplastom więc przypada niezwykle ważna rola, przy ich bowiem pomocy rośliny na świetle rozczepiają znajdujący się w wodzie dwutlenek węgla na węgiel i tlen. Tlen zostaje przez nie wydzielany, z węgla zaś i cząsteczek wody wytwarzają nowe uboższe w tlen węglowodany: cukier i skrobię, które w połączeniu z najprostszymi związkami azotowymi służą ostatecznie do tworzenia związków białkowych niezbędnych dla budowy ich ciała. Azot potrzebny dla wytworzenia połączeń białkowych (albo białka) jest pobierany przez rośliny zielone w postaci amoniaku lub azotanów; siarka niezbędna dla wytworzenia pewnych związków pobierana jest z siarczanów. Olbrzymią rolę w życiu roślin odgrywają związki fosforu i żelaza. Cały ten syntetyczny proces zwiemy asymilacją.

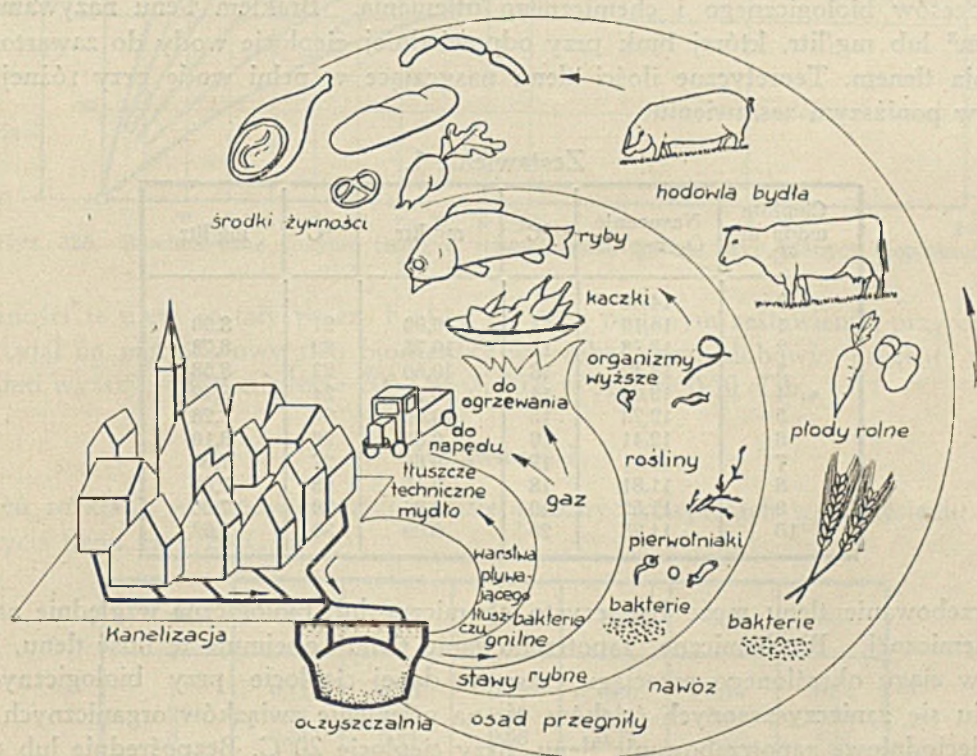
Wolny tlen, powstający na skutek rozszczepienia CO_2 w procesie fotosyntetycznym, dostaje się do wody, co oddziaływa korzystnie na jej przewietrzenie.

Stwierdzono, że okrzemki i inne glony poza asymilacją mogą sobie przyswajać również bezpośrednio z rozpuszczonej materii organicznej tak związki węglowe, jak i organiczny azot. Odbywa się więc bezpośrednio organiczne ich odżywianie, co dla oczyszczenia się wody z rozpuszczonych w niej produktów gnilnych jest niezmiernie ważne.

Organizmom gromadzącym pokarmowe związki organiczne przeciwstawiają się organizmy zużywające te związki, dzięki czemu zostaje wytworzona w wodzie równowaga biologiczna. Do organizmów zużywających związki pokarmowe należą wszystkie żyjące w wodzie zwierzęta. Przede wszystkim więc wiciowce, jednokomórkowe wymoczki, korzenionózki, widłonogi, wreszcie wrotki.

Jeśli w wodzie znajduje się wiele takich pożeraczy bakterii, jest to objawem, że również znajduje się w niej dużo bakterii, a więc wody są w dużym stopniu zanieczyszczone.

Cały świat drobnoustrojów, szczególnie drobne skorupiaki, ma wielkie znaczenie jako pokarm dla ryb, począwszy od narybku do wielkich ryb drapieżnych włącznie, których ofiarami padają młode rybki. W ten sposób istnieje w przyrodzie kołowy obieg materii (rys. 324).



Rys. 324. Kołowy obieg materii.

W miarę jak rośliny i zwierzęta dokonywają aktu oczyszczenia wody, woda zanieczyszczona przyjmuje swój dawny charakter. Odbywa się to nader wolno; nieznacznie, jedno po drugim zjawiają się organizmy wody czystej.

Tylko przy dostatecznej ilości tlenu możliwa jest działalność organizmów zwierzęcych usuwająca zanieczyszczenia, gdyż tylko w środowisku zawierającym tlen mogą one istnieć. W dostarczaniu wodzie tlenu dużą rolę grają rośliny zielone.

Obfity rozwój żywych organizmów jest decydującym momentem przy samooczyszczaniu wód. Rozwój jest tym łatwiejszy, im bardziej łożysko rzeki jest w stanie pierwotnym. Regulacje rzek, odcinanie rzeczysk i spokojnych zatok, kolebek silnego rozwoju organizmów, zmniejsza zdolność samooczyszczania wód. Zabudowanie i regulacja rzek idzie w parze z wzrastającym przemysłem; fakt ten wymaga tym silniejszego zainteresowania się zanieczyszczeniami, które mogą całkowicie zmienić warunki w rzekach.

Określenie ilości nieutlenionych związków organicznych przeprowadza się przez gotowanie określonej ilości wody z roztworem nadmanganianu potasu KMnO_4 o określonym ściśle stęż-

niu. Zużycie KMnO_4 jest miarą utleniającej materii. Z uwagi na to, że jednak zużycie KMnO_4 zależy od rodzaju związków organicznych waha się przy tych samych ich ilościach, miara ta nie jest dokładna.

Zużycie KMnO_4 w czystej wodzie wynosi poniżej 12 mg/l, podczas gdy wody zanieczyszczone wykazują zużycie znacznie większe. Przy tym większe zużycie nie jest wskazówką niezdatności wody, tak np. większość wód z błotnistych podłoży zawiera stosunkowo znaczne ilości organicznych materii, które nie posiadają z punktu widzenia zdrowotności znaczenia.

Poza sedymentacją, bakteriami, pierwotniakami odgrywają, jak wspomniano wyżej, jeszcze rolę światło, a następnie ciepłota, jako czynniki sprzyjające zjawiskom biologicznym.

Zdolność samooczyszczania biologicznego jest bardzo znaczna, posiada jednak pewne granice uzależnione od zawartości względnie dopływu tlenu. Jeżeli proces samooczyszczania nie ma ulec zahamowaniu, zasób tlenu w wodzie musi być stale odnawiany. Może się to odbywać przez dyfuzję powierzchniową z powietrza lub przez wytwarzanie tlenu przez glony i rośliny wodne.

Wody w naturze mogą wykazywać nadmiar tlenu, częściej jednak brak jego z powodu silnych procesów biologicznego i chemicznego utleniania. Brakiem tlenu nazywamy tę jego ilość w g/m^3 lub mg/litr, której brak przy odpowiedniej ciepłocie wody do zawartości pełnego nasycenia tlenem. Teoretyczne ilości tlenu nasycające w pełni wodę przy różnej ciepłocie podane są w poniższym zestawieniu:

Zestawienie 1.

Ciepłota wody w °C	Nasycenie O_2 mg/litr	°C	mg/litr	°C	mg/litr
0	14,56				
1	14,16	11	10,99	21	8,90
2	13,78	12	10,75	22	8,73
3	13,42	13	10,50	23	8,58
4	13,06	14	10,28	24	8,42
5	12,73	15	10,06	25	8,26
6	12,41	16	9,85	26	8,10
7	12,11	17	9,65	27	7,95
8	11,81	18	9,45	28	7,80
9	11,52	19	9,26	29	7,66
10	11,25	20	9,09	30	7,52

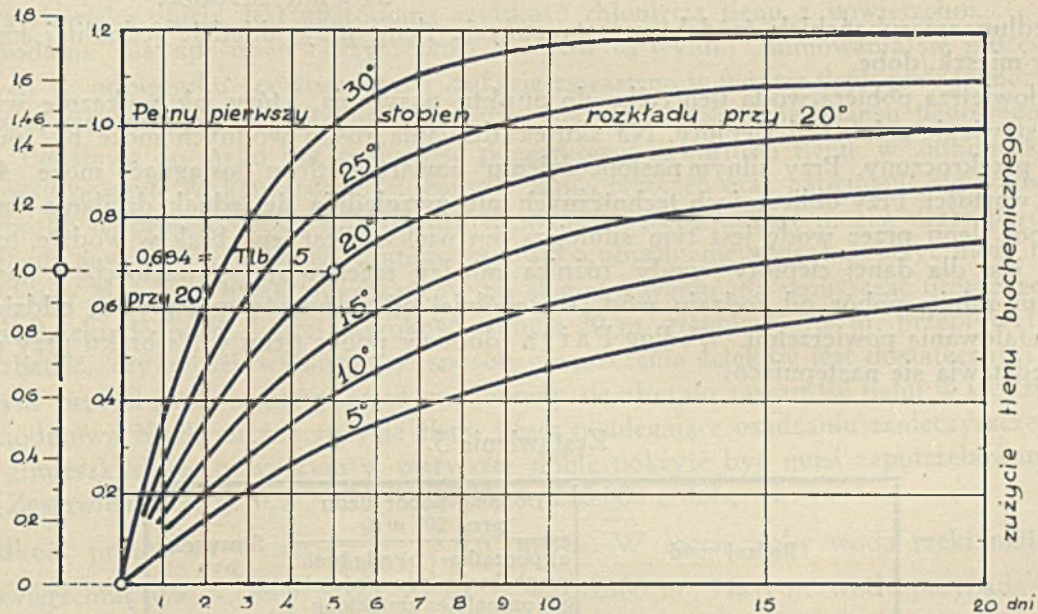
Zapotrzebowanie tlenu może być czysto chemiczne lub biologiczne względnie natury biologiczno-chemicznej. Biochemiczne zapotrzebowanie tlenu obejmuje tę ilość tlenu, która jest zużywana w ciągu określonego przeciągu czasu w danej ciepłocie przy biologicznym samooczyszczaniu się zanieczyszczonych ścieków, tj. na utlenienie związków organicznych. Przyjęto za miarę pięciodniowe zapotrzebowanie tlenu, przy ciepłocie 20°C . Bezpośrednie lub chemiczne zapotrzebowanie tlenu obejmuje tę ilość tlenu, którą chłonie woda wyjałowiona, więc bez współdziałania życia organicznego, np. w wypadku zawarcia w niej siarkowodoru.

Dla określenia wpływu ścieków na odbiornik są decydujące obydwa rodzaje tlenu.

Biologiczny rozkład związków organicznych w wodzie, zawierającej dostateczną ilość powietrza, przebiega w dwóch stopniach. W pierwszym okresie rozkładane są węglowodany, w drugim związki azotowe. Pierwszy okres rozpoczyna się natychmiast i przy ciepłocie 20°C zakończony jest po 20 dniach, drugi przy ciepłocie 20°C zaczyna się po około 10 dniach i trwa czas długi. Okres pierwszy jest w pełni zbadany i ujęty rachunkiem, miarodajny więc jest w technice oczyszczania ścieków. Stwierdzono istnienie prawa, że w ciągu jednakowego przeciągu czasu zużywana zostaje określona stała część pozostałego biochemicznego zapotrzebowania tlenu. Wynosi ona przy ciepłocie 20° na dobę 20,6%. W pierwszym więc dniu zużyte zostaje 20,6%, w dniu drugim $79,4 \times 20,6 = 16,3\%$ itd. Procent zużycia zależy od ciepłoty i wynosi:

Przy ciepłocie °C	5	10	15	20	25	30
Procent dobowego zużycia	10,9	13,5	16,7	20,6	25,2	30,5

Zależności te obrazują krzywe podane na rysunku 325. Za miarę zużycia tlenu przyjęto ilość zużywaną przy ciepłocie 20°C w ciągu 5 dni, wynosi ona 0,684 całej ilości tlenu okresu pierwszego. W pełnym okresie 20-dniowym w stosunku do 5-dniowego zużycie tlenu jest 1,46-krotnie większe.



Rys. 325. Biochemiczne zużycie tlenu w nawietrzanej wodzie przy różnych ciepłotach,

Zależności te ujęte zostały przez F a i r a w niżej podanym zestawieniu, przy czym za jednostkę przyjął on pięciodniowy tlen biochemiczny, wobec czego dobowy procent zużycia jest odpowiednio wyższy; przy ciepłocie 20° $1,46 \times 20,6 = 30\% = 0,30 Tlb_{5p}$

Zestawienie 2.

Stopień rozkładu w napowietrzanej wodzie i różnych ciepłotach w odniesieniu do 5-dniowego zużycia tlenu przy 20°C.

Dni	5°	10°	15°	20°	25°	30°
1	0,11	0,16	0,22	0,30	0,40	0,54
2	0,21	0,30	0,40	0,54	0,71	0,91
3	0,31	0,41	0,56	0,73	0,93	1,17
4	0,38	0,52	0,68	0,88	1,11	1,35
5	0,45	0,60	0,79	1,00	1,23	1,47
6	0,51	0,68	0,88	1,10	1,31	1,56
7	0,57	0,75	0,95	1,17	1,40	1,62
8	0,62	0,80	1,01	1,23	1,45	1,66
9	0,66	0,85	1,06	1,28	1,49	1,69
10	0,70	0,90	1,10	1,32	1,52	1,71
12	0,77	0,97	1,17	1,37	1,56	1,73
14	0,82	1,02	1,21	1,40	1,58	1,74
16	0,85	1,06	1,24	1,43	1,59	1,75
18	0,90	1,08	1,27	1,44	1,60	1,76
20	0,92	1,10	1,28	1,45	1,61	—
25	0,97	1,14	1,30	1,46	—	—
Całkowite zapotrzebowanie tlenu	1,02	1,17	1,32	1,46	1,61	1,76

W czystych wodach rzecznych tlen biochemiczny wynosi 1—2 mg/l, w zanieczyszczonych 5—10 mg/l.

Jako miarę zanieczyszczenia ścieków miejskich przyjąć można dobową ilość tlenu biochemicznego przypadającą na jednego mieszkańca (m). Według źródeł niemieckich wynosi ona dla ciepłoty 20°C i pięciu dni:

dla zanieczyszczeń ulegających osadzeniu	18—19 g/mieszk./dobę
dla zanieczyszczeń nie ulegających osadzeniu	12 „
dla związków rozpuszczonych	24—29 „
	54 g/mieszk./dobę.

Według amerykańskich źródeł wzrasta zużycie tlenu przy układzie jednolitej kanalizacji do 77 g/mieszk./dobę.

Z powietrza pobiera woda tlen tylko do punktu nasycenia, który jak wykazuje wyżej podane zestawienie zależy od ciepłoty. Na skutek działania roślin wodnych może być punkt nasycenia przekroczony. Przy silnym nasłonecznieniu zawartość tlenu osiągnąć może 4-krotnie większe wartości. Przy obliczeniach technicznych nie uwzględnia się jednak działania roślin.

Pobór tlenu przez wodę jest tym silniejszy im większy jest jego brak w wodzie, to jest im większa jest dla danej ciepłoty wody różnica między rzeczywistą zawartością a nasycającą. Poza tym zależy pobór od rodzaju wód, szczególnie od warunków przepływu, oddziaływania wiatru, sfalowania powierzchni. Według F a i r a dobowy pobór tlenu w ‰ braku przy ciepłocie 20° przedstawia się następująco:

Zestawienie 3.

Rodzaj wód	Dobowy pobór tlenu przy 20° w ‰		Stosunek b : a
	a) początkowego braku gdy on maleje	b) gdy brak pozostaje nie zmieniony	
1 Małe stawy	10,9 — 20,6	11,5 — 23,0	1,08
2 Duże jeziora	20,6 — 29,2	23,0 — 34,5	1,15
3 Rzeki o powolnym prądzie	29,2 — 36,9	39,5 — 46,0	1,22
4 Duże rzeki	36,9 — 49,9	46,0 — 69,0	1,31
5 Rzeki o szybkim prądzie	49,9 — 68,4	69,0 — 115,0	1,55
6 Szypoty	ponad 68,4	ponad 115,0	ponad 1,55

Wartości w kolumnie a) są miarodajne w warunkach, gdy początkowy brak maleje w tym samym stopniu, w jakim jest pobierany tlen. Kolumna b) jest miarodajna, gdy brak pozostaje niezmienny, to jest pobierany tlen zużyty zostaje całkowicie przez zawarte w wodzie związki organiczne.

Za podstawę do obliczenia pobierania tlenu przez wody w naturze służyć może również powierzchnia wodna. Ten sposób obliczenia jest właściwszy przy bardzo płytkich lub bardzo głębokich wodach. Odpowiednie wartości ujęte są w poniższym zestawieniu.

Zestawienie 4.

Rodzaj wód	Stan nasycenia w ‰					
	100	80	60	40	20	0
1. Małe stawy	0	0,3	0,6	0,9	1,2	1,5 g/m ² /dobę
2. Duże jeziora	0	1,0	1,9	2,9	3,8	4,8 „
3. Rzeki o powolnym prądzie	0	1,3	2,7	4,0	5,4	6,7 „
4. Duże rzeki	0	1,9	3,8	5,8	7,6	9,6 „
5. Rzeki o szybkim prądzie	0	3,1	6,2	9,3	12,4	15,5 „
6. Szypoty	0	9,6	19,2	28,6	38,4	48,0 „

Obliczenie bilansu tlenowego.

Decydujący wpływ na to, jak daleko iść musi oczyszczanie ścieków, ma stan i rodzaj odbiornika. Różnorodność ścieków, ich ilości i wpływ miejscowych warunków powodują, że każdy wypadek powinien być rozpatrywany przy uwzględnieniu miejscowych stosunków.

Ilość i prędkość pochłaniania tlenu są dla istniejącego stanu w odbiorniku miarodajne dla przyjęcia ścieków. Jeśli rozcieńczenie ścieków w odbiorniku jest dostatecznie duże, to nawet przy wyższej temperaturze i szybszym biologicznym rozkładzie, a przez to większym zani-

kaniu tlenu wystarczy istniejąca jego ilość, by nie doszło do procesów gnicia. Gdy jednak istniejące wody w odbiorniku nie są dostateczne dla rozcieńczenia ścieków, może nastąpić taki stan, że zawarty w wodzie tlen nie wystarcza do pełnego biologicznego rozkładu doprowadzonych związków organicznych. Wówczas dla rozstrzygnięcia pytania, czy w odbiorniku zachodzą będą zjawiska gnicia, jest miarodajna szybkość chłonięcia tlenu z powierzchni.

Miarodajne dla sposobów oczyszczenia ścieków są wyniki sumowania się procesów zachodzących w odbiorniku, powodujących zużycie zawartego w wodzie tlenu przy jednoczesnym wzbogacaniu się wody w ten składnik. Konieczne jest więc obliczenie bilansu tlenowego w odbiorniku. Podstawą do niego jest znajomość początkowej zawartości tlenu w odbiorniku, jego zużycia przy procesie rozkładu wprowadzonych zanieczyszczeń oraz natlenianie się wody.

W sposób najprostszy obliczenia bilansu tlenowego przeprowadzić można przez porównanie zużycia tlenu oraz jego pobierania z atmosfery. Jako objaśnienie sposobu służyć może następujący przykład. Miasto o 20.000 mieszkańców po skanalizowaniu ma wpuszczać oczyszczone mechanicznie ścieki do rzeki, której szerokość wynosi 20 m, głębokość 1,0 m, przepływ 12 m³/s. Należy zbadać, czy wyżej wymieniony sposób oczyszczenia ścieków jest dostateczny i czy po naturalnym przerobieniu zanieczyszczeń nie obniży się zbytnio zawartość tlenu w wodzie.

Pięciodniowe biochemiczne zużycie tlenu przez nieulegające osadzeniu zanieczyszczenia wynosi 55 g/mieszk./dobę, przy czym w pierwszej dobie pokryte być musi zapotrzebowanie 50% całości (Zestawienie 2), tj. $0,3 \times 55 \times 20.000 = 210.000$ g/dobę.

Prędkość przepływu wynosi: $\frac{12}{20 \times 1} = 0,6$ m/sek. W czasie doby woda rzeki natlenia się przez powierzchnię $0,6 \times 3600 \times 24 \times 20 = 1.036.800$ m². Na 1 m² wody przypada obciążenie $\frac{210.000}{1.036.800} = 0,20$ g/m²/dobę. Ilość taką tlenu woda jest w stanie wchłonąć nawet powyżej stanu nasycenia 80%, co świadczy, że rzeka nie będzie zbytnio obciążona.

Oszacowanie dopuszczalnego obciążenia oraz przebiegu ilości braku tlenu można wykonać uproszczonym sposobem Faira. Sposób ten oparty jest na wzorze Streetera na pobieranie przez wodę tlenu. Niezbędne dane zawiera poniższe zestawienie:

Zestawienie 5.

$$L = D \cdot F$$

L = dopuszczalne zapotrzebowanie tlenu (Tl_b , przy 20°) tuż poniżej wylotu kanalizacji,

D = dopuszczalny brak tlenu w wodzie,

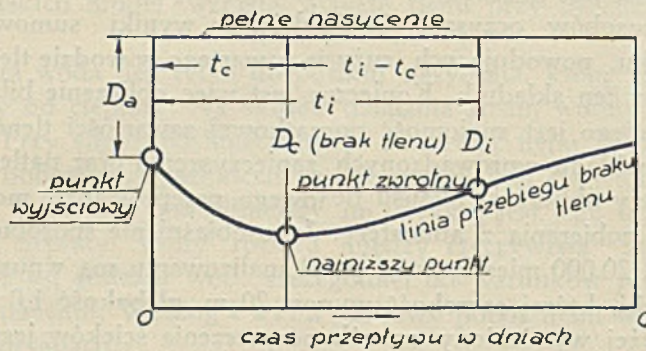
F = współczynnik obciążenia w zestawieniu pomiędzy wypadkami granicznymi a) i b).

Rodzaj wód	a) Dolna granica, gdy zawartość tlenu tuż poniżej wylotu kanalizacji spadła do najniższej dopuszczalnej wartości (S)			b) Górna granica, gdy woda odbiornika tuż poniżej wylotu kanalizacji jest nasycona tlenem, tj. jego zawartość wynosi przy ciepłocie			Czas przepływu do najniższego punktu braku tlenu (czas krytyczny)		
	15°	20°	25°	15°	20°	25°	15°	20°	25°
1 Małe stawy	F 0,6	0,5	0,4	2,1	1,6	1,3	t — 5,9	5,0	4,3 dni
2 Duże jeziora	1,1	0,9	0,7	2,7	2,1	1,6	4,5	3,9	3,3
3 Rzeki o powolnym prądzie	1,6	1,2	0,9	3,2	2,5	2,0	3,8	3,2	2,8
4 Duże rzeki	2,2	1,7	1,3	4,0	3,2	2,5	3,0	2,6	2,3
5 Rzeki o szybkim prądzie	3,5	2,7	2,1	5,4	4,3	3,3	2,3	2,0	1,8
6 Szypoty	22,0	17,0	13,0	25,0	20,0	15,0	0,6	0,6	1,5

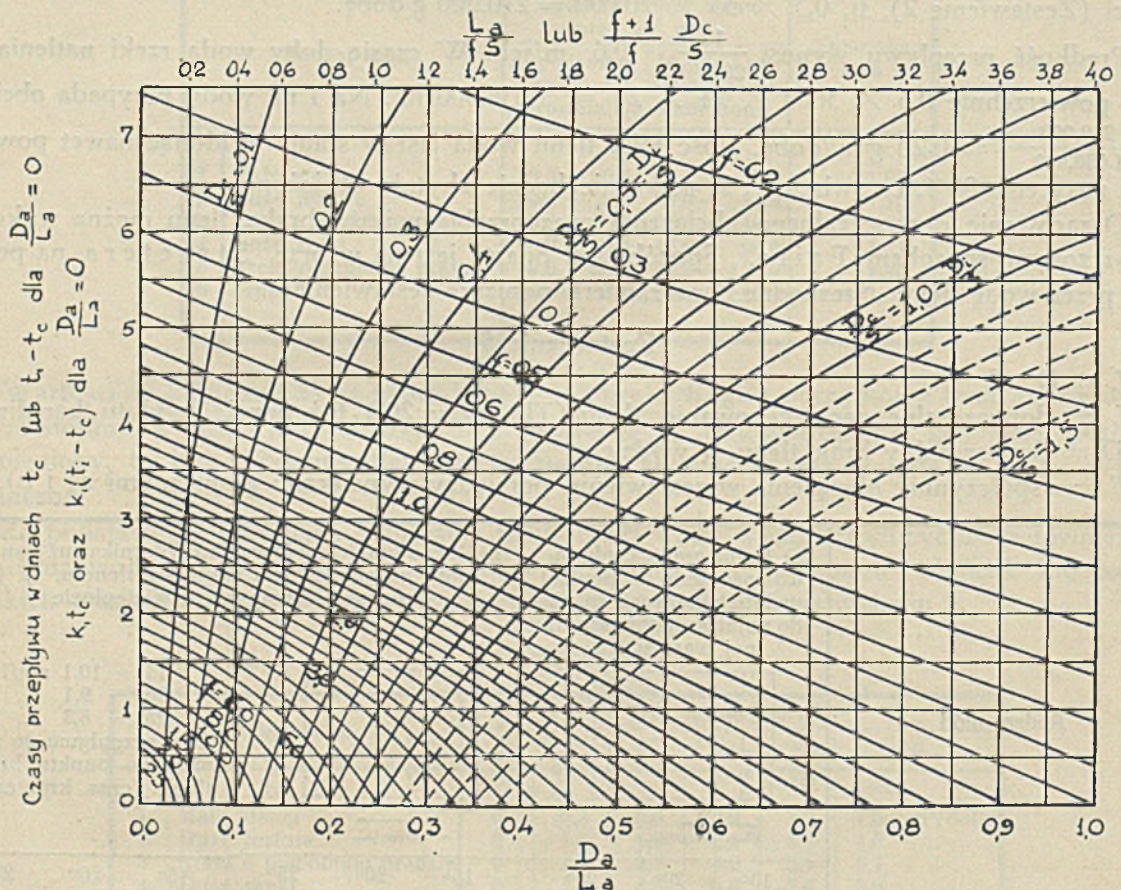
Zastosowanie współczynników Faira objaśnia podany niżej przykład.

Jakie jest dopuszczalne zapotrzebowanie tlenu (Tl_b , przy 20°) tuż poniżej wylotu kanalizacji rzeki o szybkim prądzie, jeśli zawartość tlenu na odcinku samooczyszczania się rzeki nie powinna spaść przy temperaturze 25° poniżej 5 mg/l?

Współczynnik obciążenia F zawarty jest stosownie do powyższego zestawienia 5 między granicznymi wartościami 2,1 oraz 3,3. Pełne nasycenie przy ciepłocie 25° wynosi 8,3 mg/l (zestawienie 1). Dopuszczalny brak tlenu $D = 8,3 - 5 = 3,3$ mg/l. Dopuszczalny Tlb_3 przy 20° zawiera się w granicach $2,1 \times 3,3 = 6,9$ mg/l oraz $3,3 \times 3,3 = 10,9$ mg/l.



Rys. 326a. Trzy punkty linii nasycenia tlenem.



Rys. 326b. Wykres Faira do określenia przebiegu linii braku tlenu.

Gdy przy wylocie kanalizacji istnieje pełne nasycenie tlenem, największy brak tlenu okaże się w odległości od wylotu odpowiadającej czasowi przeływu trwającemu 1,8 doby.

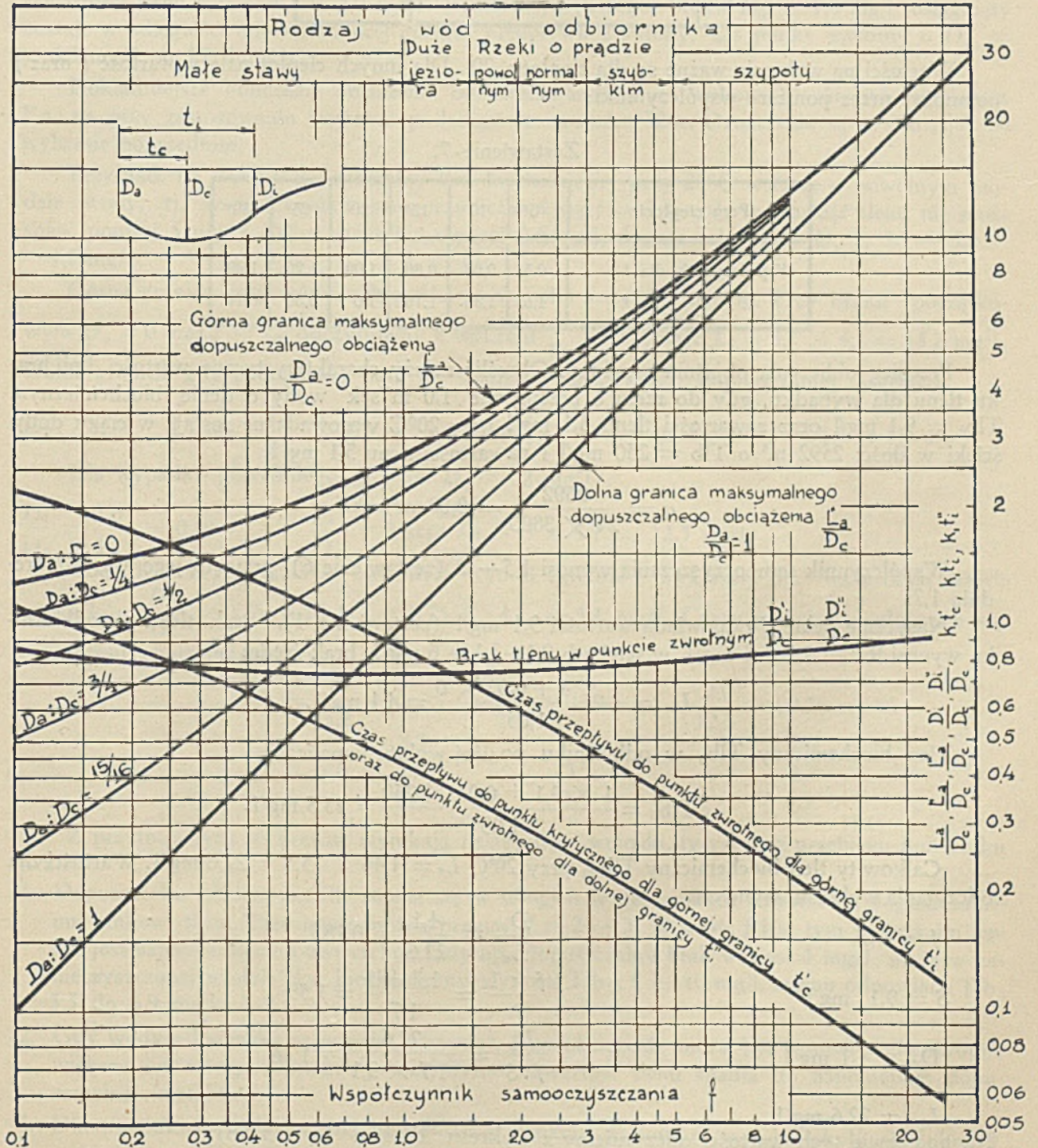
Określenie przebiegu linii braku tlenu przeprowadza Fair na podstawie trzech punktów: punktu wyjściowego, największego obniżenia się i punktu zwrotnego (rys. 326 a, b i c).

Punktem wyjściowym jest brak tlenu w wodzie odbiornika na wysokości wylotu kanalizacji. Wartość D_a jest różnicą pomiędzy pełnym nasyceniem S dla danej temperatury oraz rzeczywistą zawartością tlenu w wodzie odbiornika. Dla określenia najniższego punktu oraz punktu

zwrotnego posłużyć się należy wykresem (rys. 326b) podanym przez Fajra, z którego odczytuje się braki tlenu D_c oraz D_i i odpowiadające im czasy przepływu t oraz t_i . Oznaczają tutaj:

L — tlen biochemiczny (Tlb_{20}) w odbiorniku poniżej wylotu,

f — współczynnik samooczyszczania. Jest to stosunek dobowego natleniania się do dobowego zapotrzebowania tlenu. Wartości jego stosownie do przyjętego rodzaju wód podane są w zestawieniu 6.



Rys. 326c. Wykres Fajra do określenia obciążania odbiornika tlenem.

Zestawienie 6.

	Rodzaj wód	<i>f</i>
1	Małe stawy	0,5 — 1
2	Duże jeziora	1 — 1,5
3	Rzeki o powolnym prądzie	1,5 — 2
4	Duże rzeki	2 — 3
5	Rzeki o szybkim prądzie	3 — 5
6	Szypoty	5 — 25

Wartości na wykresie ważne są dla ciepłoty 20°. Dla innych ciepłot należy wartość *t* oraz *f* pomnożyć przez poniższe współczynniki:

Zestawienie 7.

Przy ciepłocie	5°	10°	15°	20°	25°	30°
Współczynnik dla <i>t</i>	0,5	0,63	0,80	1,00	1,26	1,99
„ „ <i>f</i>	1,58	1,35	1,16	1,0	0,86	0,74

Przebieg obliczenia objaśnia przykład. Określić należy charakterystyczne wartości linii braku tlenu dla wypadku, gdy do rzeki o przepływie 1,0 m³/sek wody o tlenie biochemicznym Tlb₅ = 9,1 mg/l oraz zawartości tlenu 5,1 mg/l przy 20°C wprowadzane zostają w ciągu doby ścieki w ilości 2592 m³ o Tlb = 230 mg/l i zawartości tlenu 3,1 mg/l.

$$q = \frac{2592}{24 \times 3600} = 0,03 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

Współczynnik samooczyszczania wynosi 1,5 — 2 (zestawienie 6), przyjęto jego wartość średnią 1,7.

Nasylenie pełne *S* odpowiada wartości 9,1 mg/l (zestawienie 1). Brak tlenu w odbiorniku wynosi 9,1 — 5,1 = 4 mg/l, w ściekach 9,1 — 3,1 = 6 mg/l, brak średni

$$D_a = \frac{1 \times 4 + 0,03 \times 6}{1,03} = 4,1 \text{ mg/l.}$$

Tlen biochemiczny Tlb₅ w odbiorniku poniżej wylotu kanalizacji

$$\text{Tlb}_5 = \frac{1 \times 9,1 + 0,03 \times 230}{1,03} = 15,5 \text{ mg/l.}$$

Całkowity tlen biochemiczny Tlb₂₀ przy 20°C $L_a = 1,46 \times 15,5 = 22,6 \text{ mg/l}$. Wartości dla odczytania wykresu wynoszą:

$$f = 1,7 \quad \frac{D_a}{L_a} = \frac{4,1}{22,6} = 0,18$$

$$S = 9,1 \text{ mg/l} \quad \frac{f + 1}{f} = \frac{1,7 + 1}{1,7} = 1,59$$

$$D_a = 4,1 \text{ mg/l} \quad \frac{L_a}{f \cdot S} = \frac{22,6}{1,7 \times 9,1} = 1,46$$

$$L_a = 22,6 \text{ mg/l.}$$

Na podstawie tych wartości odczytujemy z wykresu Faira (rys. 326b):

$$\text{dla } \frac{D_a}{L_a} = 0,18 \text{ oraz } f = 1,7 \quad t_2 = 2,4 \text{ doby}$$

$$\text{dla } t_2 = 2,4 \text{ doby i } \frac{L_a}{f \cdot S} = 1,46 \quad \frac{D_c}{S} = 0,83$$

wobec czego $D_c = 0,83 \times S = 0,83 \times 9,1 = 7,6 \text{ mg/l}$.

dla $\frac{D_a}{L_a} = 0$ oraz $f = 1,7$ $t_3 - t_2 = 3,3$ doby

stąd $t_3 = 3,3 + 2,4 = 5,7$ doby

dla $t_3 - t_2 = 3,3$ oraz $\frac{f+1}{f} \cdot \frac{D_c}{S} = 1,59 \times 0,83 = 1,32$; $\frac{D_c}{S} = 0,64$

a więc $D_c = 0,64 \times 9,1 = 5,8 \text{ mg/l}$.

Jako wynik znajdujemy: w punkcie początkowym otrzymujemy brak $D_a = 4,1 \text{ mg/l}$ przy zawartości tlenu $9,1 - 4,1 = 5,0 \text{ mg/l}$. Punkt największego braku $D_c = 7,6 \text{ mg/l}$ osiągnięty zostaje w odległości odpowiadającej czasowi przepływu $2,4$ doby, zaś punkt zwrotny o $D_i = 5,8 \text{ mg/l}$ po $5,7$ dobach.

Dokładniejsze obliczenie obciążenia odbiornika może być wykonane również sposobem Faira przy zastosowaniu wykresu podanego na rysunku 326c. Oznaczenia są te same, jak na wykresie poprzednim.

Przykład. Ile wynosi dopuszczalny tlen biochemiczny przy 20°C w rzece o powolnym prądzie wody, tj. współczynnika samooczyszczania się $f = 1,7$, gdy zawartość tlenu nie może spaść poniżej 5 mg/l ? Pełne nasycenie wynosi $9,1 \text{ mg/l}$; dopuszczalny brak $D_c = 9,1 - 5,0 = 4,1 \text{ mg/l}$.

Górna granica, gdy wody odbiornika są w pełni nasycone tlenem. Przy braku początkowym $D_a = 0$ oraz $f = 1,7$ odczytujemy z wykresu $\frac{L_a}{D_c} = 3,7$, więc $L_a = 3,7 \times 4,1 = 15,2 \text{ mg/l}$.

Dolna granica, gdy początkowy brak D_a spadł do największej dopuszczalnej wartości

$D_a = D_c = 4,1 \text{ mg/l}$, $\frac{D_a}{D_c} = 1$, zaś z wykresu $\frac{L_a}{D_c} = 1,7$, więc $L_a = 1,7 \times 4,1 = 7,0 \text{ mg/l}$.

Dla wypadku pośredniego, gdy np. $D_a = 2 \text{ mg/l}$

$\frac{D_a}{D_c} = \frac{2,0}{4,1} = 0,49$ $\frac{L_a}{D_c} = 3$ stąd $L_a = 3 \times 4,1 = 12,3 \text{ mg/l}$.

Brak tlenu D_i w punkcie zwrotnym wynosi zgodnie z wykresem dla wszystkich trzech wypadków $\frac{D_i}{D_c} = 0,75$, skąd $D_i = 0,75 \times 4,1 = 3,1 \text{ mg/l}$. Czasy przepływu odczytuje się z wykresu poprzedniego (rys. 326-b).

$\frac{D_a}{L_a} = \frac{0}{15,2} = 0$	$\frac{4,1}{7,0} = 0,59$	$\frac{2,0}{12,3} = 0,16$
$t_2 = 3,3$	0	2,6
$t_3 - t_2 = 3,3$	3,3	2,7
$t_3 = 6,6$	3,3	5,3

Z przytoczonych wykresów wynikają następujące wnioski, dotyczące się przebiegu linii braku tlenu:

1. Dopuszczalne obciążenie Tlb równa się w ubogich w tlen rzekach f -krotnemu dopuszczalnemu brakowi tlenu. Przeciętnie można przyjąć $f = 2 - 3$. Wartość f jest tym wyższa, im lepsze jest napowietrzenie powierzchni. Gdy np. dopuszczalny brak wynosi 4 mg/l , może w zanieczyszczonej wodzie tlen biochemiczny wynosić Tlb_{20} $8 - 10 \text{ mg/l}$, czemu odpowiada Tlb $5,5$ do $6,9 \text{ mg/l}$.
2. Gdy wody odbiornika są w pełni nasycone, jego obciążenie może być prawie dwukrotnie większe niż w wypadku, gdy poniżej wylotu zawartość tlenu spadła do najmniejszej dopuszczalnej wartości.
3. Dla wszystkich rodzajów wód brak tlenu w punkcie zwrotnym wynosi około $0,75$ braku w punkcie najniższym.
4. W rzekach nasyconych tlenem czas przepływu do osiągnięcia największego obniżenia linii braku tlenu w lecie wynosi 3 doby, do punktu zwrotnego dalsze 3 doby. Im wyższe wartości f , to jest im lepsze przewietrzanie, tym czas krótszy.

5. Oczyszczanie mechaniczne jest dostateczne, gdy dobową przeciętną ilość ścieków zostaje rozrzedzona przez niskie wody rzeki ponad 20-krotnie. Należy uwzględnić warunki miejscowe: zawartość tlenu, możliwości natleniania wody oraz jej ciepłotę. W wypadku ścieków przemysłowych należy przeliczyć ich ilości stosując współczynniki równowartej liczby mieszkańców.

Jeżeli wykreślić ma się przebieg linii tlenowej dla wypadku wielu wylotów kanalizacyjnych, wykonać ją można posilkując się wykresami Faira, prowadząc ją do najbliższego wylotu, po czym zaczynając rachunek od początku.

IX. 2. JAKOŚĆ ŚCIEKÓW.

Świeże ścieki z gospodarstw domowych mają lekki zapach słodkawy i barwę szarozółtą, natomiast ścieki gnijące wyraźny cuchnący zapach siarkowodoru oraz innych związków siarki i barwę ciemno szarą. Przy normalnej ciepłocie ścieków kanałowych objawy gnicia dają się icko odczuwać po 2 godzinach, zaś bardzo wyraźnie po 6 godzinach. Przy ciepłotach niższych lub dużym rozcieńczeniu ścieków objawy gnicia pojawiają się później i dają się mniej odczuwać. Im jest większe stężenie ścieków, tym silniej występują objawy gnicia i zamącenia, gdyż więcej zawartych jest w nich składników ulegających gniciu. Większe lub mniejsze stężenie zależy od ilości zużycia wody przez mieszkańców oraz od ilości odpływów przemysłowych. Stężenie ścieków domowych w miastach naszych, gdzie rozbiór wody wodociągowej nie dochodzi 100 litrów/m/dobę, jest znacznie większe niż w miastach środkowej Europy, gdzie norma wynosi 150 — 250 litr/m/dobę lub w Ameryce przy rozbiórze sięgającym 1000 litr/m/dobę.

Przypadająca jednak na jednego mieszkańca ilość brudu waha się w stopniu niewielkim. Ilość wody działa tylko jako środek rozrzedzający.

Zanieczyszczenia zawarte w wodzie rozpatrywać należy z uwagi na wpływ, jaki wywierają na odbiornik z punktu widzenia ich fizycznych własności oraz składu chemicznego i biologicznego; stąd podział na zanieczyszczenia fizyczne, chemiczne i biologiczne.

Zanieczyszczenia fizyczne składają się z ciał organicznych i mineralnych zawieszonych w wodzie lub toczonych po dnie oraz rozpuszczonych. Rozróżnia się zanieczyszczenia stałe, mogące być zatrzymane na filtrze, przy czym dzieli się je zależnie od wielkości na zawiesiny grubsze ulegające łatwo osadzeniu, drobniejsze trudno opadające, oraz zawiesiny w stanie wielkiego rozdrobnienia, nie ulegające osadzeniu koloidy. Do osadzających się zawiesin należą obumarłe szczątki zwierząt, piasek, fusy kawowe, kawałki słomy, resztki jarzyn, odchody ludzkie, papiery, włosy, resztki mięsne itp. Rozpuszczone zanieczyszczenia składają się z soli, cukru, węglowodanów i niektórych ciał białkowych. Zanieczyszczenia fizyczne nadają wodzie wygląd mętny i nieapetyczny. Obecność ciał koloidalnych może się nie uwydatniać w wodzie, częstokroć jednak powodują one zamącenie i zabarwienie wody.

Zanieczyszczenia chemiczne dzieli się na mineralne oraz organiczne. Domieszki mineralne są to ciała pozostające po wyzarceniu; występują one głównie w postaci soli węglanowych, siarczanów, chlorków itp. W wodzie nie ulegają zmianom. Powodować mogą jednak przy znacznym ich dopływie głównie z przemysłu zmianę wody, uniemożliwiającą bezpośrednio korzystanie z niej przez ludność zamieszkałą niżej. Domieszki organiczne, posiadające bardzo złożony skład chemiczny, są bardzo nietrwałe i w wodzie szybko ulegają rozkładowi, z wyjątkiem wysokomolekularnych węglowodanów, jak oleje parafinowe i mineralne oraz związki smołowe. Ciała organiczne zawarte w ściekach można podzielić na zawierające azot i nie zawierające jego. Głównymi związkami zawierającymi azot są uryna, proteina, białka i aminokwasy, zaś niezawierającymi azotu tłuszcze, mydło i węglowodany, do których należy celuloza. Łatwo gnijącymi są zawarte w ściekach resztki i odpadki ludzkiej i zwierzęcej żywności, kał, mocz, szczątki zwierząt, mięso, jajka, ciała białkowe, węglowodany, celuloza i tłuszcze. Trudniej gnijącymi są rogi, włókna i włosy.

Zanieczyszczenia biologiczne są to zawarte w odchodach ludzkich i zwierzęcych żywe bakterie i ich zarodniki i bakterie oraz drobnoustroje żyjące w środowisku wodnym. Szkodliwy dla zdrowia ludzi jest cały szereg rodzajów bakterii, pierwsze są z rodzaju pasożytniczych zwanych bakteriami chorobotwórczymi, mogącymi wywoływać częstokroć powstawanie epidemii. Z przenoszonych przez wodę są najgroźniejsze bakterie cholery, duru brzuszego, czer-

wonki i biegunek. Bakterie oraz drobnoustroje żyjące w środowisku wodnym, jak objaśniono wyżej, są bardzo pożyteczne, gdyż biorą udział w procesie samooczyszczania się wód.

Skład zanieczyszczeń przeciętnych ścieków miejskich bez zanieczyszczeń przemysłowych można przyjąć, że jest w mg/l — g/m³ następujący:

Zestawienie 8.

Zanieczyszczenia	Miner.	Organ.	Razem	Pięciodniowe biochemiczne zapotrzebowanie tlenu
Ulegające osadzeniu	130	270	400	130
Nie ulegające " "	70	130	200	80
Rozpuszczone	330	330	660	150 230
razem	530	730	1260	360 g/m ³

Ilość zanieczyszczeń przypadająca na mieszkańca zależy od przyzwyczajeń życiowych i stopnia zamożności. Dla środkowo-europejskich stosunków można przyjąć wartości poniższe:

Zestawienie 9.

Zanieczyszczenia	Miner.	Organ.	Razem	Pięciodniowe biochemiczne zapotrzebowanie tlenu
Zawiesiny ulegające osadzeniu	20	40	60	19
" " nie ulegające " "	10	20	30	12
Rozpuszczone zanieczyszczenia	50	50	100	23 35
razem	80	110	190	54 g/ m/ dobę

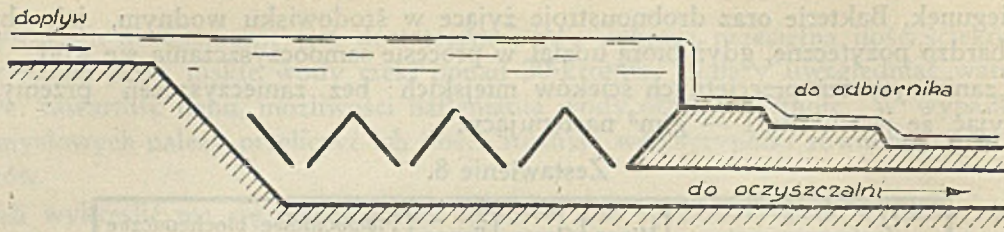
Główną część ścieków domowych tworzą odchody ludzkie, których ilość zależy zarówno od miejscowych, jak i klimatycznych oraz socjalnych warunków.

Skład oraz ilość zanieczyszczeń zależy w dużym stopniu od dopływu wód przemysłowych. Te ostatnie w niektórych wypadkach dzięki swemu składowi oraz ilościom mogą całkowicie zmienić właściwości ścieków. Z wielu przemysłów ścieki mogą być po wykonaniu pewnych zabezpieczeń oczyszczane wspólnie ze ściekami miejskimi. W niektórych wypadkach wskazane jest jednak niezależne oczyszczanie ze względu na konieczność zastosowania odrębnych sposobów traktowania.

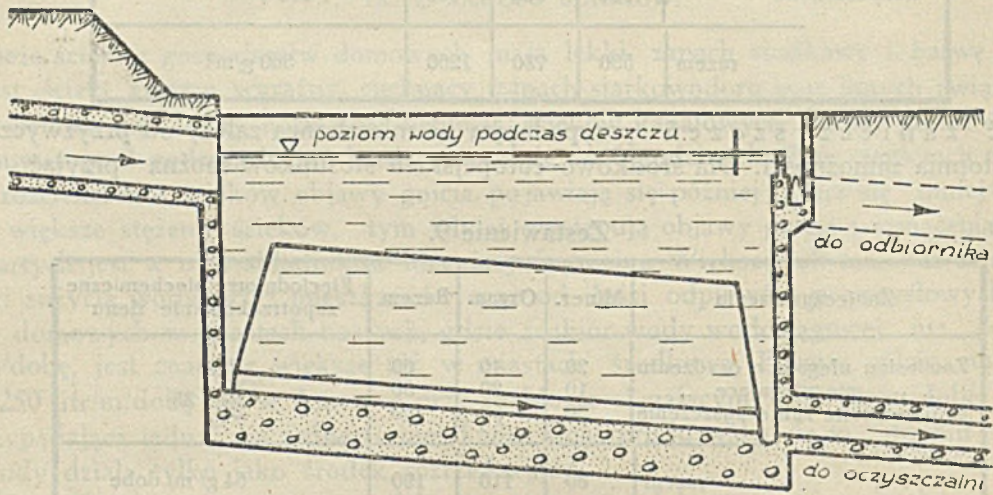
Jeżeli ścieki miejskie mają przyjąć organicznie zanieczyszczone wody przemysłowe, konieczna jest dla nich porównawcza miara; najlepiej posłużyć się tlenem biochemicznym. Wyraża się zabrudzenie wód przemysłowych równoważnikami liczby ludności. Za jednostkę porównawczą przyjmuje się pięciodniowy tlen biochemiczny na jednego mieszkańca wynoszący 54 g/m/dobę. Według danych amerykańskich ustalone zostały następujące równoważniki:

Zestawienie 10.

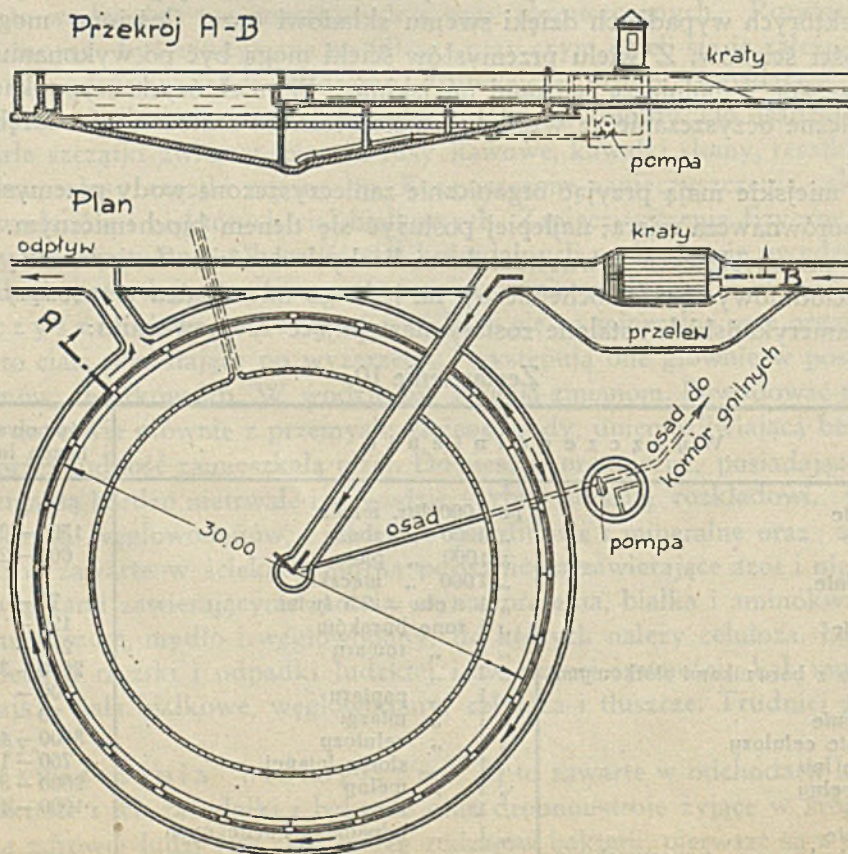
Wyszczególnienie		Równoważna liczba ludn.
Mleczarnie	na 1000 litr. mleka	10 — 50
Gorzelnie	" 1000 " zboża	1500 — 2000
Browary	" 1000 " piwa	600 — 2000
Krochmalnie	" 1000 " mączki	500
Rzeźnie	" 1 uołu = 2,5 świni	70 — 200
Cukrownie	" 1 tonę buraków	120 — 400
Bielarnie	" 1 " towaru	250 — 350
Fabrycznie z barwnikami siarkowymi	" 1 " "	2000 — 3500
Papiernie	" 1 " papieru	100 — 300
Tekturownie	" 1 " miazgi	50 — 80
Wytwórnice celulozy	" 1 " celulozy	3000 — 4000
Roszarńie lnu	" 1 " słomy lnianej	750 — 1150
Pralnie wełny	" 1 " wełny	2000 — 3000
Garbarnie	" 1 " skór	1000 — 4000
Jadłodajnie	" 1 " odpadków kuchennych	530
Wytwórnice konserw owocowych i jarzynowych	" 1 " surowca	170



Rys. 327. Osadnik dla wód deszczowych budowy Mannesa.



Rys. 328. Osadnik dla wód deszczowych na oczyszczalni Oelbet.



Rys. 329. Kołowy osadnik dla wód deszczowych na oczyszczalni Essen-Północ.

Zanieczyszczanie wód opadowych zależy od rodzaju nawierzchni, po jakiej one spływają, od stanu jej utrzymania i przyzwyczajzeń ludności. Na ogół są one mało stężone. Deszcz zmywa leżące na ulicach zanieczyszczenia wraz z dużymi ilościami smarów, pozostającymi na ulicach przy wzmożonym ruchu pojazdów mechanicznych. Początkowe ilości wód deszczowych są bardzo często nad miarę silnie zanieczyszczone. W jednolitym układzie sieci kanalizacyjnej fale najbrudniejszej wody dopływają do oczyszczalni. Przy projektowaniu oczyszczalni ten dopływ wód deszczowych należy uwzględnić. W wypadku sieci rozdzielonej wszystkie wody deszczowe odpływają do odbiornika, w pewnych więc okolicznościach muszą być włączone w sieć dla tych wód specjalnego rodzaju osadniki, chwytające pierwsze fale deszczu (rys. 327, 328, 329).

Projektowanie oczyszczalni dla ścieków, których skład odbiega od przeciętnych ścieków miejskich, oparte być powinno na starannym i długotrwałym badaniu charakteru ścieków, przy czym częstokroć konieczne jest wykonanie doświadczeń na modelach urządzeń, wybranych do przeprowadzenia procesów oczyszczania.

IX. 3. SPOSOBY OCZYSZCZANIA ŚCIEKÓW.

Niezbędny stopień oczyszczania ścieków zależy od ich właściwości, od rodzaju odbiornika, zdolności jego do samooczyszczania oraz sposobu wykorzystania jego wód na odcinku poniżej wylotu kanalizacji. Z uwagi na to w każdym wypadku oznaczenie niezbędnego stopnia oczyszczania ścieków powinno być rozpatrywane niezależnie. Wybór sposobu lub współdziałania sposobów musi podlegać starannym rozważaniom. Czynniki, które odgrywają poza wymienionymi wyżej rolę, są: łatwość obsługi, spad istniejący do rozporządzenia, koszty budowy i ruchu, możliwość przeciążenia oraz łatwość rozbudowy i stopień wykorzystania wartości, znajdujących się w ściekach.

Oczyszczanie ścieków można podzielić na *o c z y s z c z a n i e* *w s t ę p n e*, przy pomocy którego usuwa się część zawieszonych i pływających zanieczyszczeń, oraz *w t ó r n e*, powodujące zmniejszenie zapotrzebowania tlenu biochemicznego. To ostatnie jest zawsze poprzedzane oczyszczaniem wstępnym. Częstokroć również stosuje się wyjaławianie ścieków, przy czym zarówno na stopniu wstępnym, jak i przed ostatecznym wpuszczeniem do odbiornika. Sposoby usunięcia ścieków i ich oczyszczania zestawić można następująco:

Usunięcie ścieków:

1. Rozrzedzenie przez wpuszczenie do wody.
2. Nawodnienie gruntów:
 - a) powierzchniowe,
 - b) podziemne.

Oczyszczanie ścieków:

- I. Oczyszczanie wstępne — mechaniczne.
 - A. Oczyszczanie przedwstępne z pływających ciał stałych oraz zawieszonych przy pomocy:
 1. krat,
 2. sit,
 3. piaskowników,
 4. tłuszczowników zwykłych i nawietrznych.
 - B. Usunięcie drobnych zawiesin przy pomocy:
 1. sit gęstych,
 2. osadzania przy pomocy:
 - a) osadników bez lub z urządzeniami do mechanicznego usuwania mułu,
 - b) osadników gnilnych,
 - c) osadników Imhoffa.
 3. chemicznego oczyszczania.

II. Oczyszczanie wtórne.

A. Utlenianie przy pomocy sposobów biologicznych:

1. na filtrach:

- a) złoża zalewane,
 - b) złoża zraszane,
 - c) złoża zanurzone,
- przez:

2. nawietrzenie:

muł czynny.

B. Utlenianie przy pomocy chlorowania.

III. Wyjaławienie:

A. Chlorowanie.

IX. 3-a. Usunięcie ścieków.

Najbardziej naturalnym sposobem usunięcia ścieków jest ich rozrzedzenie, polegające na wpuszczeniu ich do rzeki lub jeziora, lub też rzadziej przy pomocy nawodnienia nimi gruntów. Zgodnie z wyżej powiedzianym, warunki miejscowe będą decydować, czy należy i w jakim stopniu przed wprowadzeniem do wód odbiornika ścieki oczyścić, czy osiągnąć stopień rozrzedzenia będzie na tyle dostateczny, że nie powstaną ujemne i niepożądane objawy w gospodarce wodnej danego odbiornika oraz otoczeniu.

Na podstawie rozdziałów poprzednich można przeprowadzić obliczenie wskazujące, czy zwykle rozrzedzenie jest dopuszczalne, względnie w jakim stopniu ścieki należy oczyścić.

Z uwagi na to, że usunięcie ścieków przy pomocy nawodnienia gruntu służy jednocześnie celowi biologicznego oczyszczenia ścieków, opis tego sposobu włączono do oczyszczania biologicznego.

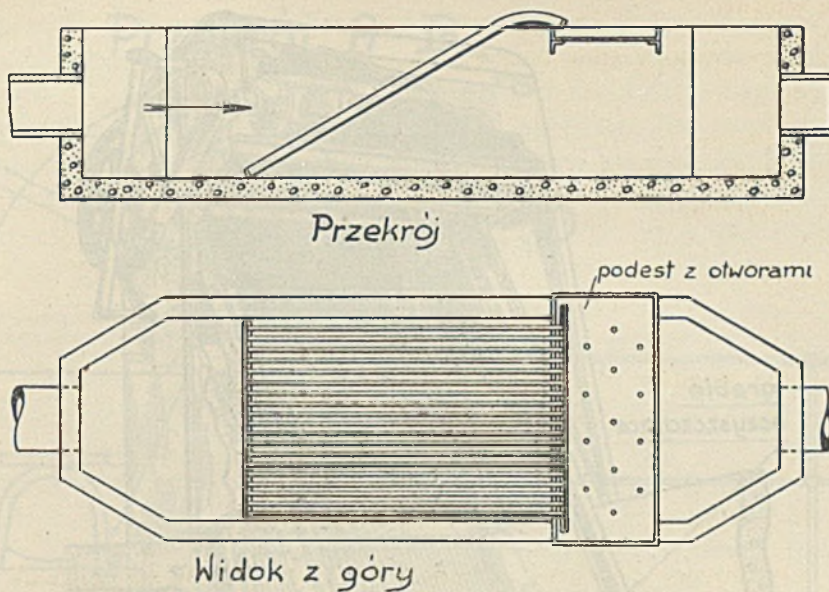
IX. 3-b. Oczyszczanie mechaniczne.

Zadaniem oczyszczania przedwstępnego jest usunięcie ze ścieków wszystkich domieszek, które utrudniają traktowanie ścieków na oczyszczalni. Będą to wszystkie grubsze zanieczyszczenia, ulegające trudno lub nie podlegające procesowi rozkładu, jak kawałki drzewa, korki, galgany, garnki, puszki od konserw itp. Usuwanie tego rodzaju domieszek odbywa się przy pomocy krat lub sit. Sita są czasami stosowane jako jedyny sposób oczyszczenia w wypadku bardzo silnego rozrzedzenia, przed wylotem do dużych wód oraz do morza. Oprócz tych grubszych zanieczyszczeń znajdują się w ściekach, szczególnie po deszczu, piasek z powierzchni ulic oraz szlif uliczny. Tworzą one w osadnikach z uwagi na swój duży ciężar gatunkowy trudne do usunięcia odkłady. Domieszki tego rodzaju nie podlegające procesom biologicznym najlepiej usunąć przedtem w piaskowniku. Wreszcie ścieki z garaży, zakładów przemysłowych i z ulic niosą do oczyszczalni większe lub mniejsze ilości olei i tłuszczów, utrudniających procesy oczyszczania, natomiast posiadających pewną wartość jako surowiec techniczny. Powinny być one usunięte i wydobyte ze ścieków przed oczyszczalnią. Odbywa się to w tłuszczownikach.

Kraty.

Najprostszym i jednocześnie najtańszym urządzeniem dla usunięcia grubszych pływających zanieczyszczeń są kraty stałe. Stosowane są kraty rzadkie, średnie i gęste. Składają się one z prętów żelaznych okrągłych lub płaskich (1×4 cm przekroju), umieszczanych równolegle pionowo lub w nachyleniu do poziomu, zwykle 1:3—1:4, przez co osiąga się wynoszenie przez wodę osadzających się zanieczyszczeń ku górze, co zmniejsza niebezpieczeństwo zatykania się. Kraty rzadkie mają prześwit 40—100 mm, średnie 12—40 mm, kraty gęste 5—12 mm. Stosowane są głównie dla ochrony pomp i bardziej czułych na większe zanieczyszczenia mechanizmów.

W celu zapobieżenia zbyt dużej stracie wysokości przekrój przepływowy na kratkach powinien być tak duży, by prędkości przepływu nie przekraczały wartości 0,6 — maksymalnie 0,9 m/sek. Wymaga to rozszerzania przekroju przewodu.



Rys. 330. Stałe kraty oczyszczane ręcznie.

Kraty mogą być oczyszczane ręcznie przy pomocy grabi. Dla ułatwienia oczyszczania wskazane jest zaokrąglenie prętów kraty u ich wierzchołka (rys. 330). Zanieczyszczenie pozostające na kratkach zgrabia się do korytka, zaopatrzonego w dno dziurkowane dla odwodnienia zanieczyszczeń zanim po zgrabieniu zostaną one usunięte. Należy unikać wstawiania prętów poprzecznych. Wzmacnianie krat powinno być tak pomyślane, by nie przeszkadzało zgrabianiu. Większe powierzchnie krat oczyszczane są mechanicznie, przy czym grabie mechaniczne czynne są stale lub uruchamiane samoczynnie przy pomocy przyrządu zegarowego lub wówczas, gdy zanieczyszczenia powodują pewne spiętrzenie wody na kracie ponad normalnie istniejące. Na rys. 331 pokazane są kraty Jeffreya oczyszczane przy pomocy grabi poruszanych łańcuchem bez końca, zaś na rys. 332 kraty Dorra z grabiami poruszonymi przy pomocy koła zębatego.

Pozostałość na kratkach rzadkich wynosi 1—2 litr/m/rok

Pozostałość na kratkach średnich wynosi 2—5 „

Pozostałość na kratkach gęstych wynosi 5—10 „

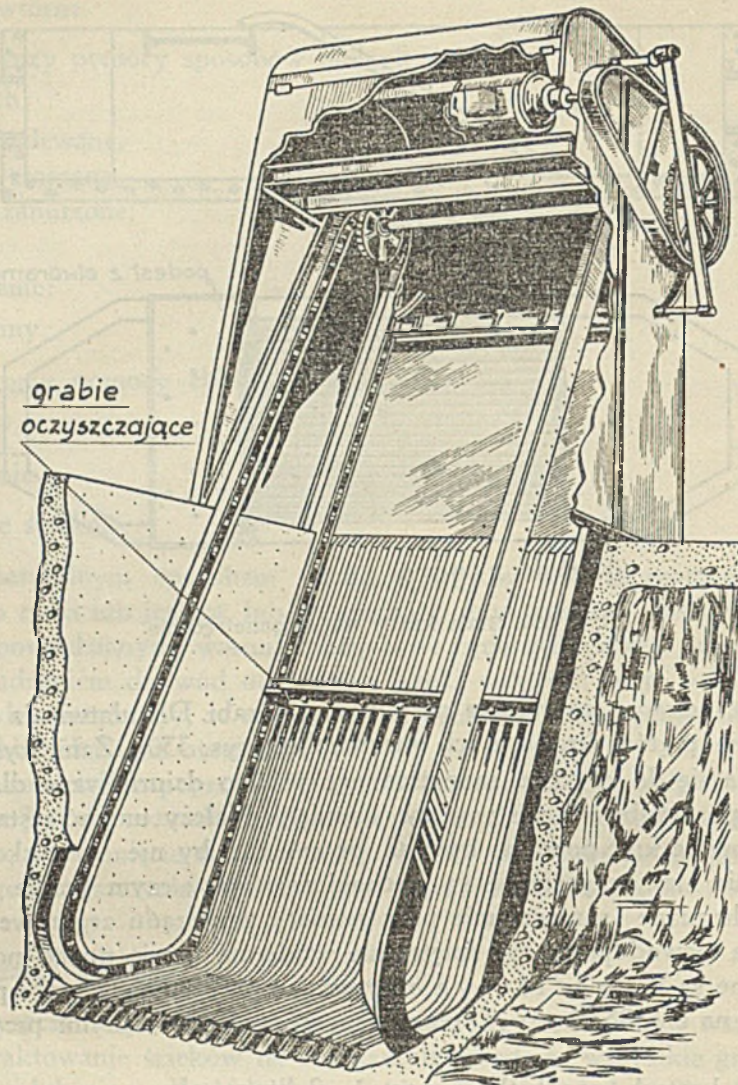
Kraty podnoszone różnią się tym, że ustawiane są parami, jedna z nich opuszczona przesiewa ścieki, druga podniesiona jest oczyszczana. Podnoszenie odbywa się przy pomocy mechanizmu, oczyszczanie ręcznie.

Kraty ruchome oczyszczane są mechanicznie. Są one umocowywane na łańcuchu bez końca i składają się z ogniw. Przez ruch obrotowy bębnow, na których umieszczony jest łańcuch bez końca, krata przesuwana się ku górze zgodnie z kierunkiem przepływu ścieków, wynosząc w górę zanieczyszczenia, gdzie są one zeskrobywane mechanicznie do podstawionego korytka (rys. 333) lub splukiwane strumieniem wody.

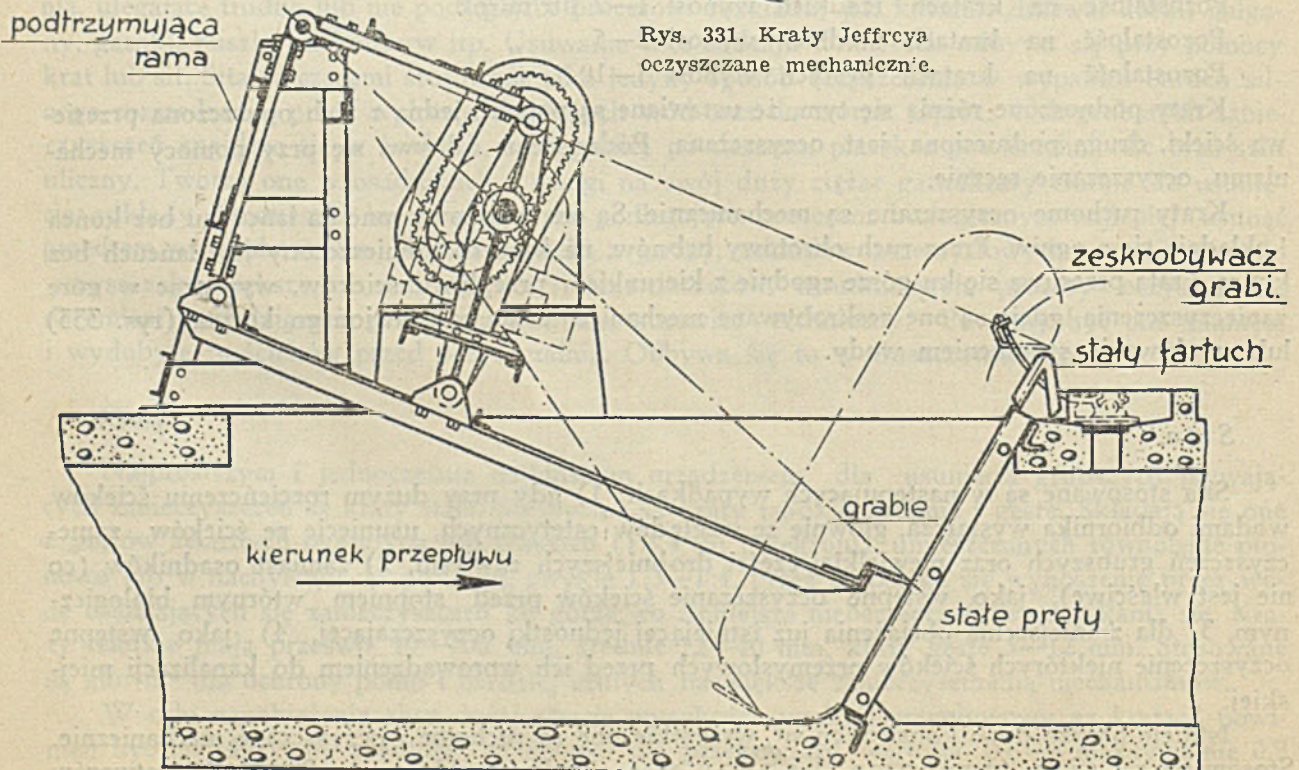
Sita.

Sita stosowane są w następujących wypadkach: 1) gdy przy dużym rozcieńczeniu ścieków wodami odbiornika wystarcza, głównie ze względów estetycznych, usunięcie ze ścieków zanieczyszczeń grubszych oraz niewielkiej części drobniejszych zawiesin, 2) zamiast osadników (co nie jest właściwe), jako wstępne oczyszczanie ścieków przed stopniem wtórnym biologicznym, 3) dla zmniejszenia obciążenia już istniejącej jednostki oczyszczającej, 4) jako wstępne oczyszczenie niektórych ścieków przemysłowych przed ich wprowadzeniem do kanalizacji miejskiej.

Istnieje bardzo dużo konstrukcji sit. wszystkie one są ruchome i oczyszczane mechanicznie. Stosowane są sita tarczowe, bębnowe oraz skrzydłowe. Szerokość otworów przepływowych wynosi 0,8—2 mm, długość 30—50 mm.

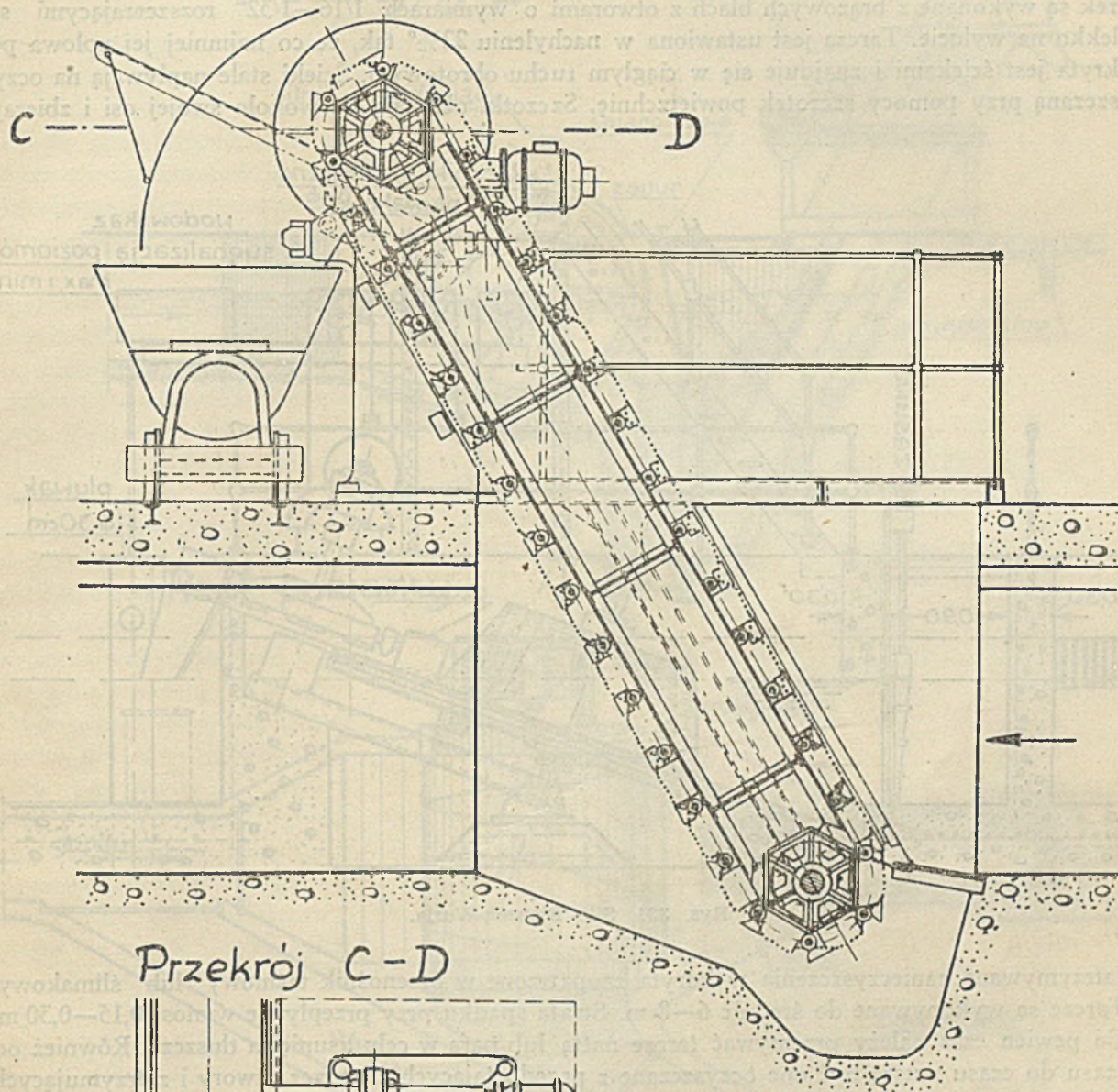


Rys. 331. Kraty Jeffreya
oczyszczane mechanicznie.

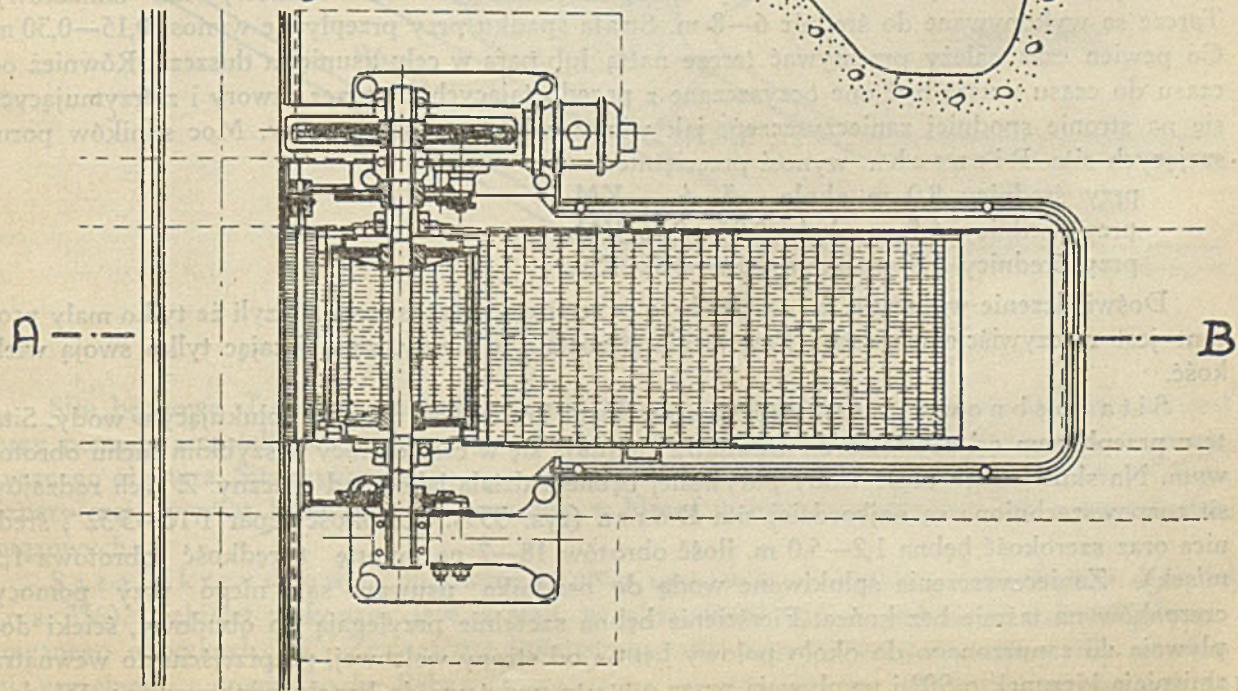


Rys. 332. Kraty Dorra.

Przekrój A-B

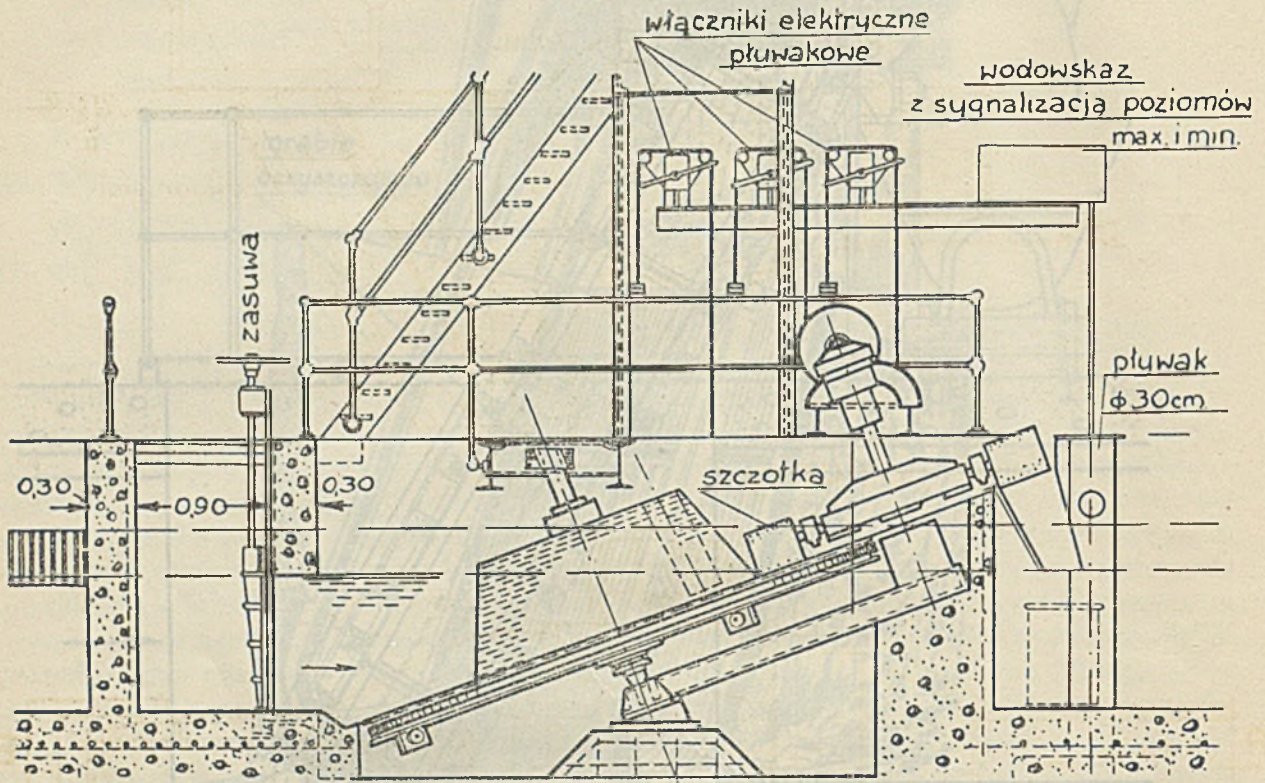


Przekrój C-D



Rys. 333. Kraty ruchome w Hamburgu.

Z sit tarczowych najpowszechniej jest stosowane sito Riensch-Wurla (rys. 334). Składa się ono z kołowej tarczy z nasadzoną na nią ściętym stożkiem. Tarcze i stożek są wykonane z brązowych blach z otworami o wymiarach $1/16$ — $1/32$ " rozszerszającymi się lekko na wylocie. Tarcza jest ustawiona w nachyleniu $22\frac{1}{2}^\circ$ tak, że co najmniej jej połowa pokryta jest ściekami i znajduje się w ciągłym ruchu obrotowym. Ścieki stale napływają na oczyszczaną przy pomocy szczotek powierzchnię. Szczotki obracają się wokół swojej osi i zbierają



Rys. 334. Sito Riensch-Wurla.

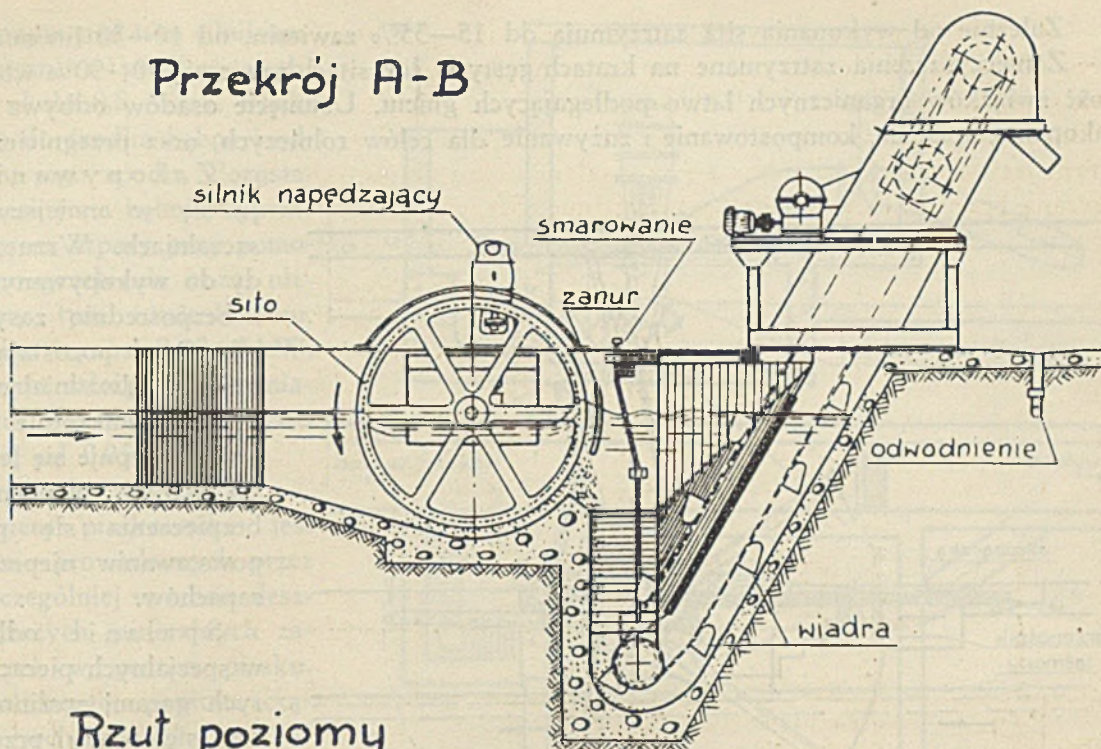
zatrzymywane zanieczyszczenia w koryta zaopatrzone w przenośnik taśmowy lub ślimakowy. Tarcze są wykonywane do średnic 6—8 m. Strata spadku przy przepływie wynosi 0,15—0,30 m. Co pewien czas należy przemywać tarcze natą lub parą w celu usunięcia tłuszczu. Również od czasu do czasu muszą być one oczyszczane z przedostających się przez otwory i zatrzymujących się na stronie spodniej zanieczyszczeń, jak włosy, włókna, resztki wełny. Moc silników poruszających sita Riensch'a wynosi przeciętnie:

- przy średnicy 8,0 m około 3—4 KM,
- przy średnicy 4,5 m około 0,25—0,75 KM,
- przy średnicy 1,5 m około 0,25—0,5 KM.

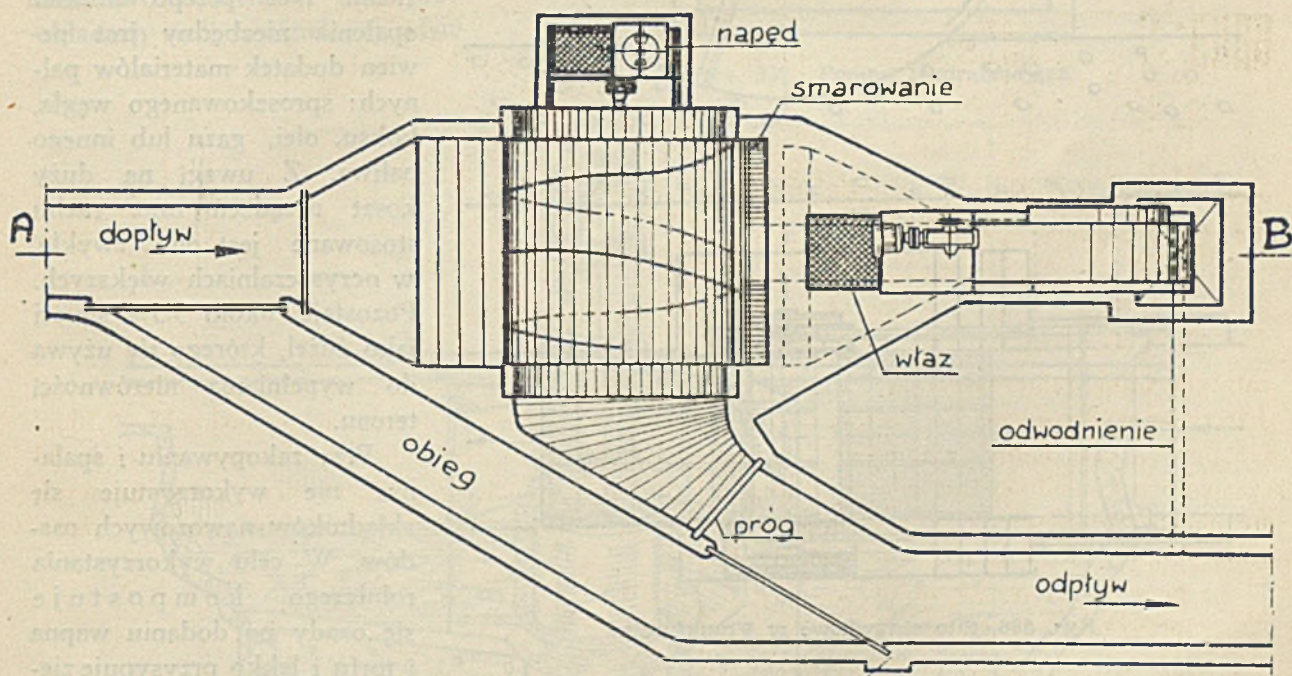
Doświadczenie wykazuje, że na sitach są przetarte zanieczyszczenia, czyli że tylko mały procent jest rzeczywiście usuwany. Przeważnie pozostają w cieczy, zmniejszając tylko swoją wielkość.

Sita bębnowe czyszczone są szczotkami lub częściej prądem splukującym wody. Sita te z przepływem od zewnątrz do wewnątrz znajdują się w czasie pracy w szybkim ruchu obrotowym. Na skutek tego część wody porywanej bębniem działa jako prąd płuczny. Z tych rodzajów sit rozpowszechnione są najbardziej sita Dorr'a (rys. 335). Szerokość szpar $1/16$ — $3/32$ " , średnica oraz szerokość bębna 1,2—5,0 m, ilość obrotów 18—7 na minutę (prędkość obrotowa 1,5 m/sek). Zanieczyszczenia splukiwane wodą do osadnika usuwane są z niego przy pomocy czepaków na taśmie bez końca. Pierścienie bębna szczelnie przylegają do obudowy, ścieki dopływają do zanurzonego do około połowy bębna od strony walcowej, po przejściu do wewnątrz zmieniają kierunek o 90° i wypływają przez otwartą podstawę do kanału odpływowego. Wydajność waha się od 600—16000 m³/dobę.

Przekrój A-B



Rzut poziomy



Rys. 335. Sito Dorra.

Sito bębnowe Tarka o przepływie również od zewnątrz do wewnątrz oczyszczane jest przy pomocy szczotek, przesuwanych na taśmie i zczesujących zanieczyszczenia do pneumatycznego eżektora. Sita wykonywane są o średnicach 1,2 — 3,0 m i więcej, długości 1,0 — 3,0 m. Szpary mają wymiar 1/16" i są wykonywane w blasze manganowo-brązowej lub z taśm fosforbrązowych.

Sita skrzydłowe budowane są przez umocowanie na szkieletowym bębnie skrzydeł (rys. 336). Szkielet wykonany jest ze stali, na skrzydłach rozpięta jest siatka z drutu galwanizowanego o oczkach 1/8". Zewnętrzny kraniec skrzydła pokryty jest kauczukiem dla uzyskania szczelności z dnem kanału. Bęben obraca się na osi poziomej w kierunku przeciwnym do przepływu ścieków.

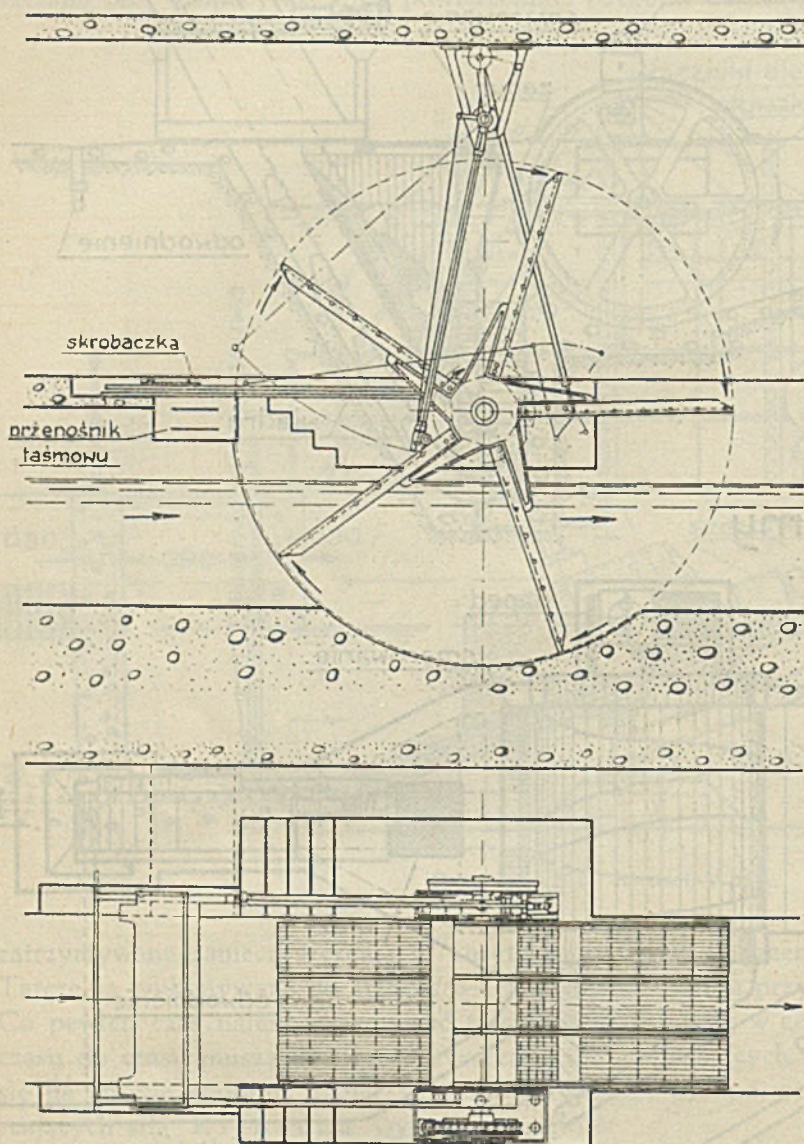
Zależnie od wykonania sita zatrzymują od 15—35% zawieszin, od 10—30 litr/m/rok.

Zanieczyszczenia zatrzymane na kratkach gęstych lub sitach zawierają 70—90% wody i dużą ilość związków organicznych łatwo podlegających gniciu. Usunięcie osadów odbywa się przez zakopanie, spalanie, kompostowanie i zużywanie dla celów rolniczych, oraz przegnicie:

Zakopywanie stosuje się w mniejszych oczyszczalniach. Wrzuca się osady do wykopywanych rowów i bezpośrednio zasypuje ziemią. Osad pozostający na podestach odwadniających, usuwany kilkakrotnie w ciągu dnia, obsypuje się lekko sproszkowanym wapnem dla zabezpieczenia się przeciwko powstawaniu nieprzyjemnych zapachów.

Spalanie odbywa się w specjalnych piecach, w których gazami spalinowymi suszy się osady przed spalaniem. Dla przeprowadzenia spalania niezbędny jest pewien dodatek materiałów palnych: sproszkowanego węgla, koksu, olei, gazu lub innego paliwa. Z uwagi na duży koszt urządzeń oraz ruchu stosowane jest ono zwykle w oczyszczalniach większych. Pozostaje około 3,5% śmieci jako żużel, którego się używa do wypełniania nierówności terenu.

Przy zakopywaniu i spalaniu nie wykorzystuje się składników nawozowych osadów. W celu wykorzystania rolniczego kompostuje się osady po dodaniu wapna i torfu i lekko przysypuje zie-



Rys. 336. Sito skrzydłowe w Frankfurcie

mią lub piaskiem z piaskownika w celu zapobieżenia rozchodzenia się przykrych woni i pladze much. Nawóz ten chętnie nabywany jest przez rolników.

W dużych zakładach osady są poddawane fermentacji beztlenowej w dołach gnilnych, przy czym wykorzystany może być wytwarzający się gaz. Przegniły osad sprzedawany jest jako nawóz.

Rozdrabnianie.

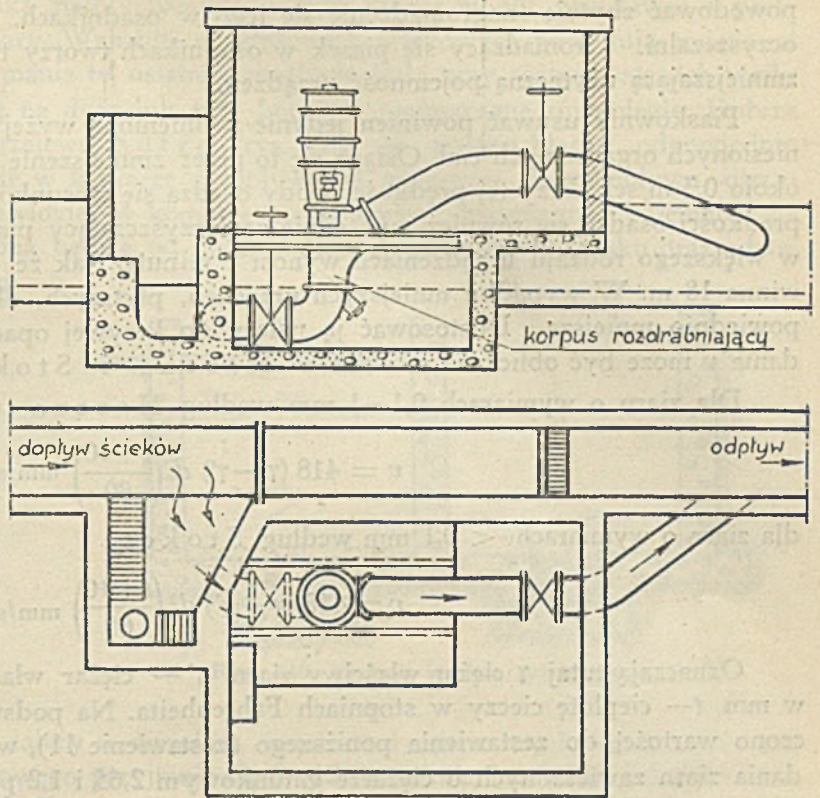
Ze względu na kłopoty, jakie sprawia obsługa krat i sit, zastępuje się je urządzeniami rozdrabniającymi wszystkie zanieczyszczenia niesione przez ścieki. Stosowane są mechanizmy rozdrabniające udarowo, tnące oraz specjalne pompy (rys. 337).

Chicagoski rozdrabniacz (rys. 338) wykonany jest w postaci bębna o osi pionowej, zaopatrzonego w poziome szpary o ostrych krawędziach szerokości 7 mm. Bęben poruszany jest

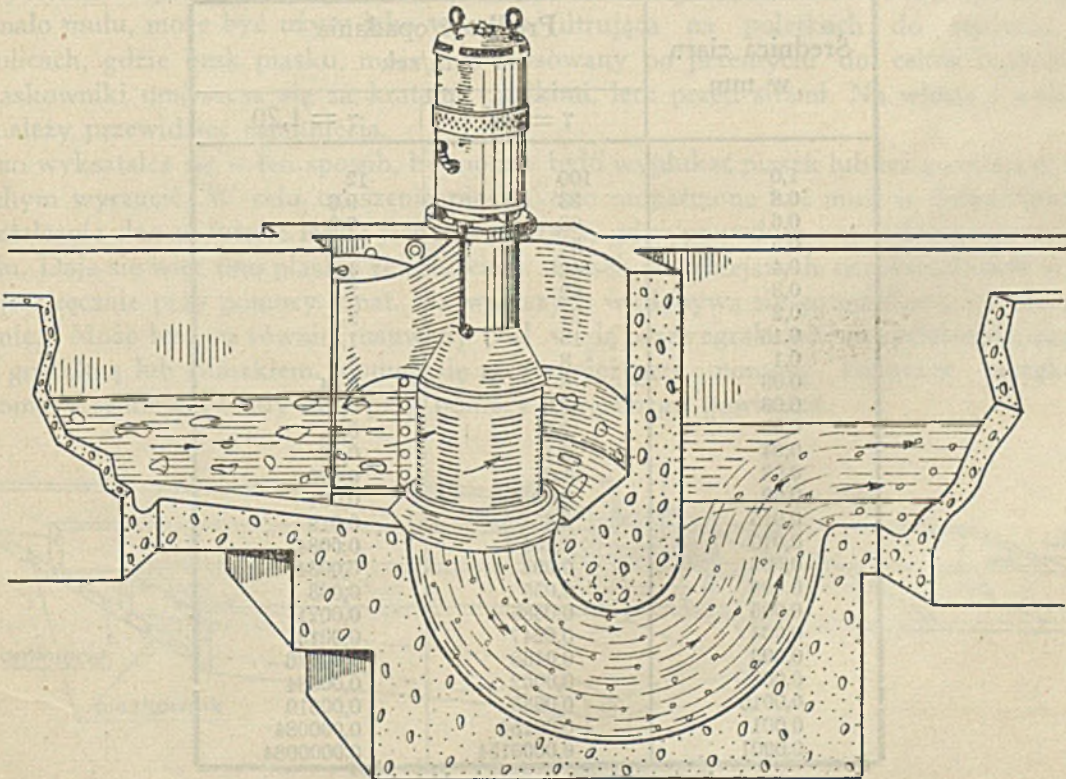
umieszczonym nad nim silnikiem elektrycznym, z prędkością obrotową około 0,8 m/sek. Ścieki wpływają do środka bębna i odpływają u jego spodu. Pozostające zawiesiny na bębnie są przeciskane przez szpary przy pomocy ostrego grzebienia noża, ulegając przy tym rozdrobnieniu. Moc silnika wynosi 0,75—5 kW. Strata spadku zależy od wymiarów bębna oraz ilości przepływu i waha się od 0,05—0,30 m.

Piaskowniki.

Zadaniem piaskownika jest zatrzymanie prowadzonych przez ścieki, szczególnie w czasie deszczów, cięższych mineralnych zanieczyszczeń w postaci piasku, zeszlifu ulicznego, popiołu, cząstek żelaznych, jak igły itp. W małych urządzeniach oraz przy układach sieci rozdzielonej, gdzie



Rys. 337. Pompa rozdrabniająca.



Rys. 338. Chicagoski rozdrabniacz.

zanieczyszczenia z powierzchni nie przedostają się do kanałów wody brudnej, piaskowniki są zbędne. W wypadku rozległej sieci układu jednolitego budowa piaskowników jest pożądana, częstokroć zaś konieczną z uwagi na to, że duże ilości piasku mogą uszkadzać pompy oraz

powodować zbytne nagromadzenie się jego w osadnikach, wreszcie zatykać przewody na oczyszczalni. Gromadzący się piasek w osadnikach tworzy twardą, trudną do usunięcia masę, zmniejszającą użyteczną pojemność urządzeń.

Piaskownik usuwać powinien jedynie wymienione wyżej zanieczyszczenia, nie zatrzymując niesionych organicznych ciał. Osiąga się to przez zmniejszenie prędkości przepływu do wartości około 0,3 m/sek. Przy tej prędkości wody osadza się stosunkowo czysty piasek. Przy mniejszej prędkości osadza się również muł, silnie zanieczyszczający piasek. Czas zatrzymania stosowany w większego rodzaju urządzeniach wynosi 1 minutę, tak że długość piaskownika wynosić powinna 18 m. W wypadku mniejszych urządzeń, płytszych, długość piaskownika może być odpowiednio mniejsza. Dostosować ją należy do krzywej opadania ziarn piasku. Prędkość opadania v może być obliczana ze wzorów *H a z e n a* i *S t o k e s a*.

Dla ziarn o wymiarach 0,1—1 mm według *H a z e n a*

$$v = 418 (\gamma - \gamma') d \left(\frac{t+10}{60} \right) \text{ mm/sek}$$

dla ziarn o wymiarach $< 0,1$ mm według *S t o k e s a*

$$v_s = 418 (\gamma - \gamma') d^2 \left(\frac{t+10}{60} \right) \text{ mm/sek}$$

Oznaczają tutaj γ ciężar właściwy ziarn, γ' — ciężar właściwy cieczy, d — średnicę ziarn w mm, t — ciepłotę cieczy w stopniach Fahrenheita. Na podstawie przytoczonych wzorów obliczono wartości do zestawienia poniższego (zestawienie 11), w którym podane są szybkości opadania ziarn zawieszonych o ciężarze gatunkowym 2,65 i 1,2 przy ciepłocie cieczy 10°C.

Zestawienie 11.

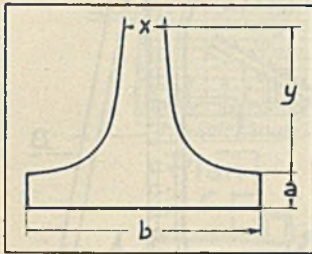
Średnica ziarn w mm	Prędkość opadania mm/sek	
	$\gamma = 2,65$	$\gamma = 1,20$
1,0	100	12
0,8	83	9,6
0,6	63	7,2
0,5	53	6,0
0,4	42	4,8
0,3	32	3,6
0,2	21	2,4
0,15	15	1,8
0,1	8	1,2
0,08	6	0,54
0,06	3,8	0,30
0,05	2,9	0,21
0,04	2,1	0,13
0,03	1,3	0,076
0,02	0,62	0,034
0,015	0,35	0,019
0,010	0,154	0,0084
0,008	0,098	0,0054
0,006	0,055	0,003
0,005	0,0385	0,0021
0,004	0,0247	0,0013
0,003	0,0138	0,00076
0,002	0,0062	0,00034
0,0015	0,0035	0,00019
0,001	0,00154	0,000084
0,0001	0,0000154	0,0000084

Piaskowniki zasadniczo im są dłuższe tym działają skuteczniej.

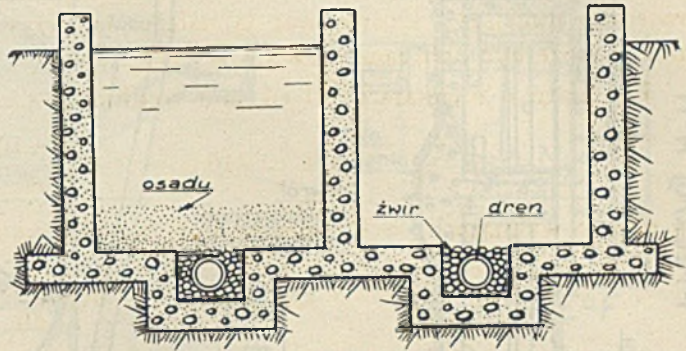
Zmniejszenie prędkości w piaskowniku osiąga się przez powiększenie przekroju przepływowego. Przekrój A m² oblicza się ze znanego dopływu Q m³/sek oraz przyjętej prędkości przepływu $v = 0,3$ m/sek.

$$A = \frac{Q}{0,3} \text{ m}^2$$

Przy projektowaniu piaskownika należy pamiętać o tym, by nie mogły powstawać w przepływie niepożądane zaburzenia i wiry. Wahania w odpływach ściekowych powodują zmienność prędkości przepływu; w celu utrzymania tej ostatniej możliwie stałą przy różnych stanach wody na dopływie piaskowniki dzieli się na dwie lub trzy komory, umieszczone równolegle. Dobrze działa umieszczenie na odpływie przelewu S u t r o (rys. 339) w postaci blachy odpowiednio wyciętej. Przelew ten spiętrza wodę w komorze przepływowej stosownie do przepływu, utrzymując stałą prędkość. Należy przewidzieć w komorze piaskownika dostateczną pojemność na gromadzenie się piasku. Zależać ona będzie od ilości niesionego przez ścieki piasku oraz odstępów czasu pomiędzy czyszczeniami.



Rys. 339. Przelew Sutro.



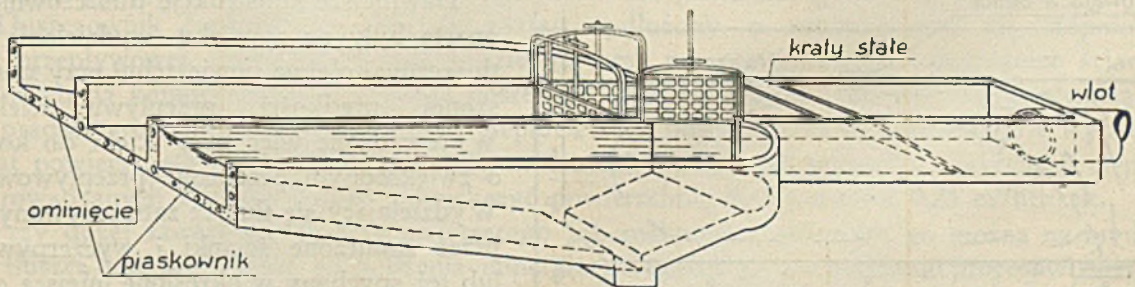
Rys. 340. Drenaż w dnie piaskownika.

Ilość osadzającego się piasku zależy w wysokim stopniu od miejscowych warunków. Do obliczeń pojemności miejsca składowego przyjmuje się 5—12 litr/m/rok, lub według danych amerykańskich 15—34 litr. na 1000 m³. Zawartość wody w świeżo usuniętym piasku wynosi 30—40%.

Wybierany z piaskownika piasek używany jest do zapelniania nierówności terenu; gdy zawiera mało mułu, może być użyty jako warstwa filtrująca na poletkach do suszenia mułu. W okolicach, gdzie brak piasku, może być stosowany po przemyciu do celów budowlanych.

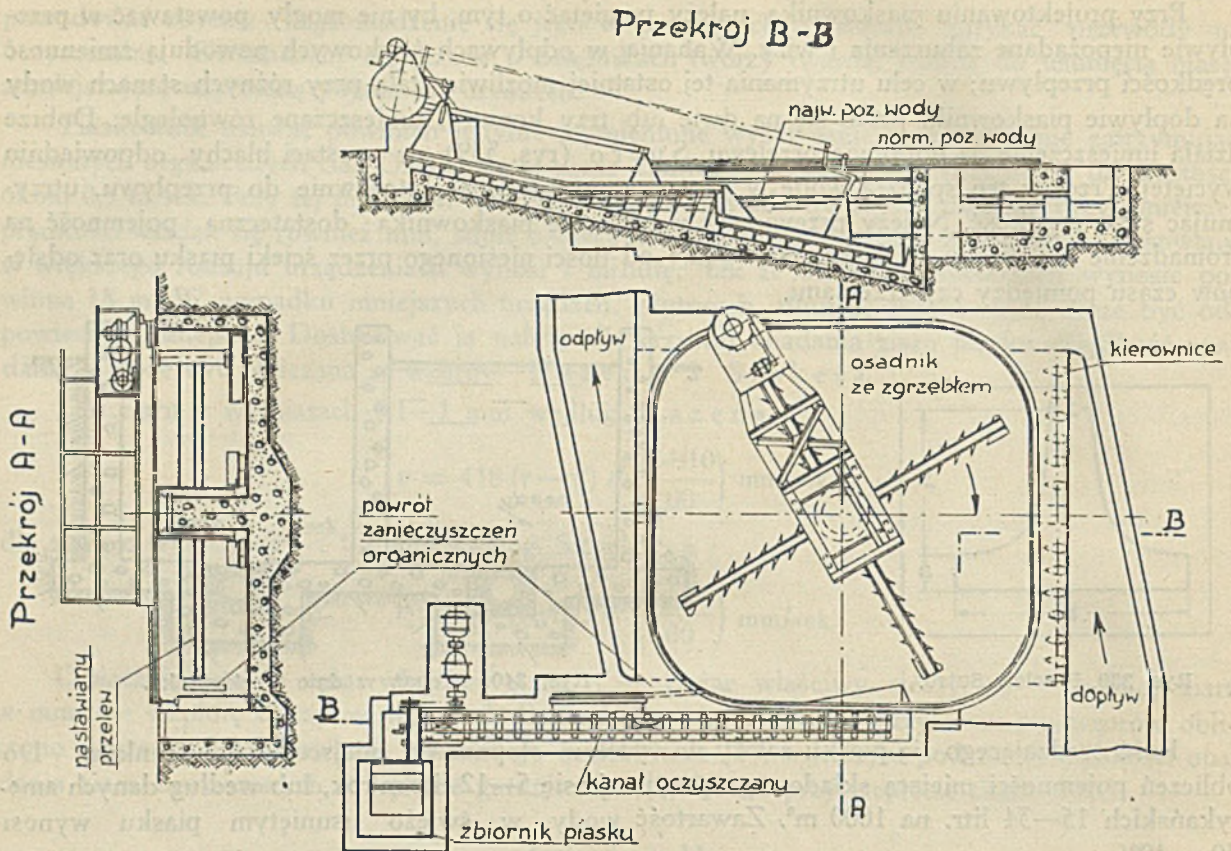
Piaskowniki umieszcza się za kratami rzadkimi, lecz przed sitami. Na wlocie i wylocie do niego należy przewidzieć zamknięcia.

Dno wykształca się w ten sposób, by można było wypłukać piasek lub też go osuszyć i w stanie suchym wyrzucić. W celu osuszenia piasku dno zaopatrzone być musi w drenaż (rys. 340). Wykształcanie dna w formie lejów jest niewskazane, gdyż powodują one jednoczesne osadzanie się mułu. Daje się więc dno płaskie ze spadkiem. Piasek w mniejszych oczyszczalniach wydobywany jest ręcznie przy pomocy łopat. Na większych wydobywa się go mechanicznie czerpakami na taśmie. Może być on również usuwany pod wodą przez zgrabianie do zagłębienia, skąd usuwa się go taśmą lub ślimakiem. Usuwa się go również przy pomocy kopaczek szczękowych, przy pomocy strumieni wody oraz przy pomocy sprężonego powietrza.



Rys. 341. Piaskownik podłużny.

Kształty nadawane piaskownikom są różne, najczęściej podłużne (rys. 341). W Ameryce i Niemczech stosowane są kwadratowego lub kołowego kształtu piaskowniki D o r r a (rys. 342). Dno płaskie ma nachylenie w kierunku koryta. Na dnie osadzony jest ruchomy spychacz zsuwający opadający na dno piasek do koryta, skąd odbywa się wydobywanie piasku przy pomocy mechanizmu taśmowego (przenośnika).

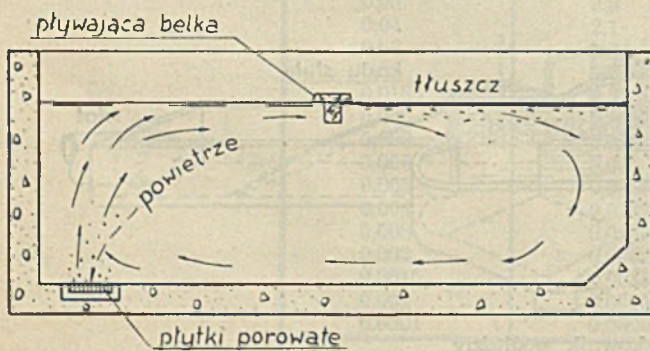


Rys. 342. Piaskownik Domra.

Tłuszczowniki.

Tłuszcz znajdujący się w ściekach ma skłonność tworzenia kożucha w osadnikach, zatyka gęste kraty oraz sita i wpływa ujemnie na procesy i urządzenia biologiczne. Ze względu na to, że posiada on jako surowiec techniczny pewną wartość, niektóre z miast, szczególnie te, w których ściekach zawarty jest dużo tłuszczów, stosują przed wprowadzeniem ścieków na oczyszczalnię usunięcie tłuszczu. Do powyższego celu służą tłuszczowniki. W normalnych ściekach miejskich ilość tłuszczu wynosi 5–10 g/mieszk./dobę. Jako tłuszczownik działa każdy osadnik, w którym występuje zmniejszenie prędkości przepływu wody oraz uspokojenie powierzchni.

Pływające tłuszcze i oleje wydobywa się na oczyszczalniach z osadników przez umieszczenie zanurzonych pływających desek lub belek, zatrzymujących tłuszcz zbierający się na powierzchni.

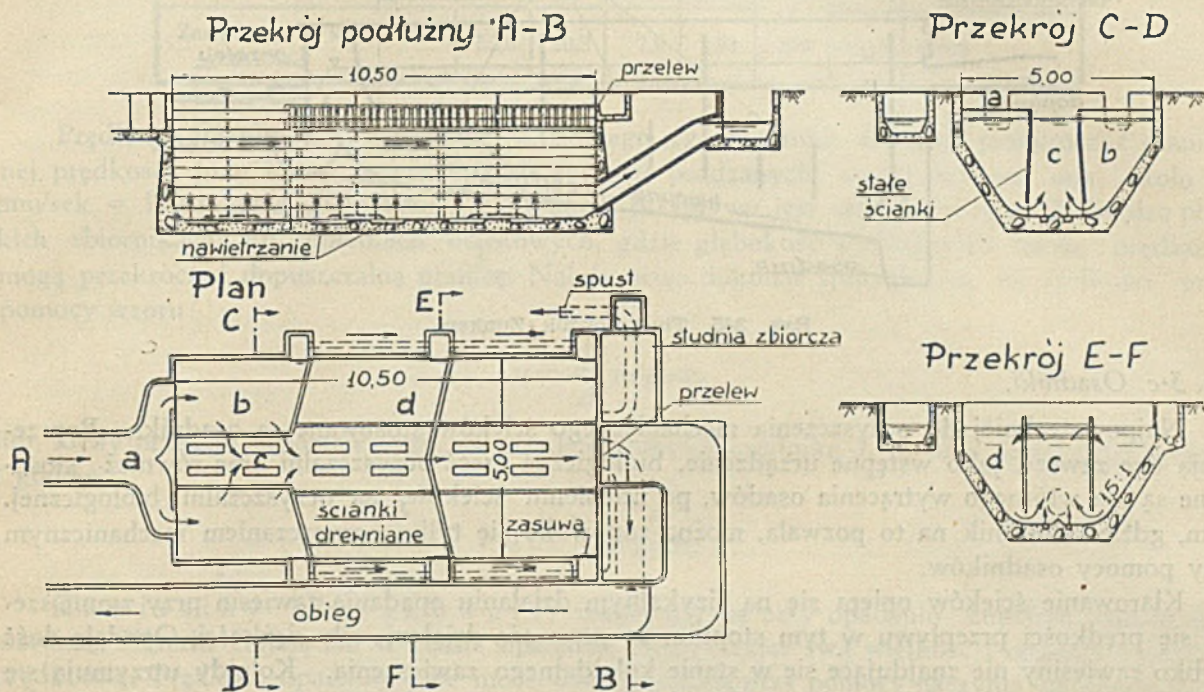


Rys. 343. Przekrój poprzeczny przez tłuszczownik.

Dawniejsze konstrukcje tłuszczowników oparte były na zjawisku wydzielania się tłuszczów i olejów na powierzchni przy zmniejszonej prędkości przepływu ścieków. Wprowadzane więc były ścieki do komór o zwiększonym przekroju przepływowym. Wydzielający się tłuszcz zatrzymywany był przez zanurzone ścianki i wyczerpywany lub też spychany w określone miejsca czerpania. Ze względu na to, że przy krótkim czasie przepływu oraz przywieraniu tłuszczu do zanieczyszczeń niesionych przez ścieki, tylko niewielkie jego ilości wydzie-

lają się na powierzchni, dla zwiększenia wydzielania również olejów i tłuszczów zawartych w postaci emulsji, stosuje się obecnie tłuszczowniki nawietrzane. Wprowadzone w dno powietrze powoduje koagulację tłuszczów i olejów oraz ich wypływanie na powierzchnię. Sprężone powie-

trze wprowadza się przez porowate płytki lub dziurkowane rury, umieszczone w dnie komory przepływowej. Należy dążyć do otrzymania śrubowego ruchu wody (rys. 343), gdyż uzyskuje się w ten sposób poprzeczny prąd powierzchniowy w kierunku jednej ze ścian. Umieszczona po środku podłużnie pływająca belka głębokości 0,25 m i szerokości 0,10 m z otworami szerokości 0,10 m, zaokrąglonymi po drugiej stronie do szerokości 2,5 cm, powoduje zbieranie się za nią wypływającego tłuszczu. Głębokość takiego tłuszczownika wynosi około 1,0 m, czas zatrzymania 3 minuty, stosunek zużywanego powietrza do ścieków wynosi 1:5—1:10.



Rys. 344. Tłuszczownik nawietrzany na oczyszczalni w Menden.

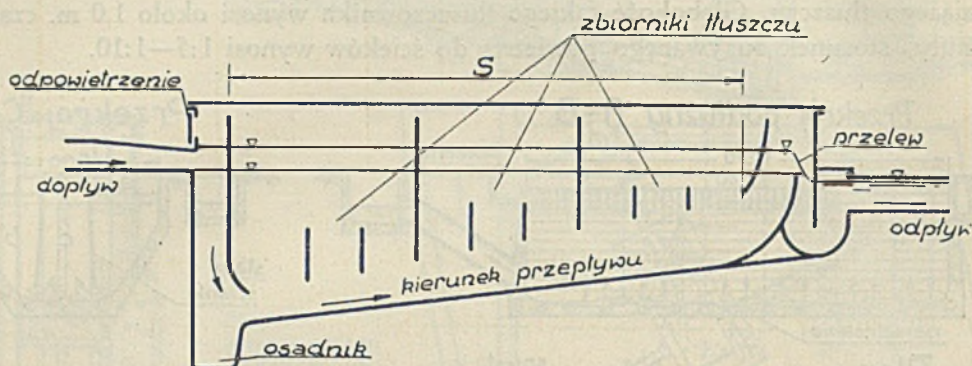
Nieco odmienną konstrukcję przedstawia rys. 344. Ścieki dochodzą przewodem a do pomieszczenia b, w którym się woda uspokaja i gdzie wydzielają się tłuszcze. Przekrój komory jest trapezowy, przy czym podzielona jest ona ściankami podłużnymi nie dochodzącymi do dna na trzy części. Ścieki przedostają się pod ściankami do części środkowej c, z umieszczonymi w dnie płytkami porowatymi, przez które wprowadzone jest sprężone powietrze. Emulgowany tłuszcz oraz opadający na dno napowietrzony wypływa na powierzchnię w postaci piany. Górna część ścianek zaopatrzona jest w kratę z prętów o przekroju trójkątnym i podstawie skierowanej na zewnątrz. Piana przechodzi przez kratę do pomieszczenia d nie mogąc się cofnąć, skąd wyczerpuje się ją lub spuszcza do specjalnego zbiornika, gdzie następuje odwodnienie.

Tłuszczownik Zunkera (rys. 345) ma kształt wydłużony o rozszerzającej się stopniowo części przepływowej. Powierzchnia jest podzielona przy pomocy głównych i pośrednich ścianek działowych na komory zbiorcze. Ścianki pośrednie mają za zadanie przeszkodzenie niepożądanym prądom wody. Dla osiągnięcia przy ciepłocie $14,5^{\circ}$ odtłuszczenia co najmniej 95% wymagana jest powierzchnia rzutu poziomego $0,20 \text{ m}^2/\text{litr}/\text{sek}$ wody. W wypadku wyższych ciepłot przeprowadzanych ścieków należy powiększyć powierzchnię do wymiarów $0,25 \text{ m}^2/\text{litr}/\text{sek}$.

Przy dużej zawartości tłuszczu zwierzęcego lub roślinnego przerobić go można na mydło. Gdy tłuszcz jest przeważnie pochodzenia mineralnego, można go, po poddaniu procesowi oczyszczenia, używać powtórnie. Tłuszcze wydobywane z tłuszczownika dają się tylko wówczas wykorzystać, gdy nie są zbyt zanieczyszczone, tj., gdy odpływy prowadzące tłuszcze nie są zmieszane ze ściekami miejskimi. Jeśli wstawia się tłuszczowniki z myślą wykorzystywania wydobytego tłuszczu, należy je umieszczać na odpływie w miejscu powstawania, przed wlotem ścieków zatłuszczonych do kanałów miejskich, a więc np. na odpływie ścieków z rzeźni, restauracji, dużych jadłodajni. Wydobywane tłuszcze i oleje w stanie silniejszego zabrudzenia z kanalizacji miejskiej spala się najlepiej z pozostałością na sitach, lub zakopuje do ziemi.

Zanieczyszczone tłuszcze roślinne mogą być wprowadzone do komór gnilnych dla przegnicia. Z 1 kg tłuszczu otrzymuje się około 1 m³ gazu.

Urządzenia ostatnio opisane mają tę wielką zaletę, że przez nawietrzenie ścieki się odświeżają, wydalone zostają siarkowodor i inne szkodliwe gazy, przyspiesza się skłaczkowacenie. Wszystko to ułatwia dalsze traktowanie ścieków na oczyszczalni.



Rys. 345. Tłuszczownik Zunkera.

IX. 3-c. Osadniki.

Najpowszechniej do oczyszczenia mechanicznego ścieków stosowane są osadniki. Poprzezdzają one zawsze, jako wstępne urządzenie, biologiczną część oczyszczalni oraz również stosowane są dla wtórnego wytrącenia osadów, po utlenieniu ścieków, na oczyszczalni biologicznej. Tam, gdzie odbiornik na to pozwala, można zadowolić się tylko oczyszczaniem mechanicznym przy pomocy osadników.

Klarowanie ścieków opiera się na fizycznym działaniu opadania zawieszin przy zmniejszeniu się prędkości przepływu w tym stopniu, że przeważa działanie siły ciężkości. Opadają dość szybko zawiesziny nie znajdujące się w stanie koloidalnego zawieszenia. Koloidy utrzymują się niepomernie długo w zawieszeniu, stąd podział na zawiesziny ulegające osadzeniu i nie ulegające.

Rozróżniamy: zawiesziny ziarniste, spadające na dno ze stałą szybkością, jest to piasek, ziarenka węgla, ruń, cząstki gruntu, oraz zawiesziny kłaczkowate, zbijające się w czasie opadania w coraz większe kłaczkowate, przez co powiększa się ich prędkość opadania. W postaci zawieszin kłaczkowatych występuje wytrącony wodorotlenek żelaza i glinu, masa papierowa, muł czynny oraz skłaczkowe związki białkowe. Zawiesziny w ściekach miejskich są rodzaju pośredniego raczej, jednak bardziej charakteru kłaczkowatego. Ciężar właściwy takich zawieszin wynosi 1,2. Ścieki przemysłowe mogą ten charakter w silnym stopniu zmienić.

Dla osadzania zawieszin ziarnistych ważne są prawa ustalone przez Stokesa i Hazena. Głębokość nie odgrywa roli, natomiast miarodajna jest powierzchnia A m² w odniesieniu do ilości przepływu Q . Określa się ją przy znanej najmniejszej prędkości opadania v m/godz z zależności

$$A = \frac{Q}{v} \text{ m}^2$$

Pod najmniejszą prędkością opadania rozumie się prędkość, z jaką opadają ostatnie najlżejsze zawiesziny na dno osadowego naczynia szklanego o wysokości 0,4 m. Jeśli czas zużyty na opadnięcie wynosi t godz.

$$v = \frac{0,4}{t} \text{ m/godz}$$

Dopuszczalne obciążenie osadnika wyraża się przez ilość ścieków, przypadającą na jednostkę powierzchni, tj. $\frac{Q}{A}$ m³/m²/godz.; odpowiada ono najmniejszej prędkości opadania.

Osadniki z ruchem wstępującym są również obliczane dla zawieszin ziarnistych według powierzchni, przy czym prędkość ruchu wstępnego nie może być większa niż najmniejsza prędkość opadania. Ponieważ głębokość nie odgrywa roli, najodpowiedniejsze są zbiorniki płaskie. Dla zawieszin ziarnistych Fair podał następujące prędkości opadania przy temperaturze ścieków 10°C.:

Zestawienie 12.

Srednica ziarn	1	0,5	0,2	0,1	0,05	0,01	0,005 mm
Piasek kwarcowy	217	113	35,5	10,5	2,63	0,131	0,026 m/godz.
Węgiel	65,8	32,8	11,2	3,28	0,658	0,033	0,007 „
Zawiesiny w ściekach domowych	52,6	26,3	7,9	1,31	0,328	0,013	0,003 „

Prędkość przepływu, w wypadku poziomego jego kierunku, nie może przekroczyć granicznej prędkości, przy której rozpoczyna się toczenie osadzanych ziarn, wynosi ona około 50 mm/sek = 180 m/godz. W osadnikach prędkość przepływu jest znacznie niższa. W bardzo płytkich zbiornikach, np. poletkach ociekowych, gdzie głębokość wynosi tylko 0,4 m, prędkości mogą przekroczyć dopuszczalną granicę. Należy więc dokonać sprawdzenia jej wielkości przy pomocy wzoru

$$v = \frac{Q}{A} \text{ m/godz.}$$

lub, kiedy przekrój pozostaje stały, na zasadzie długości osadnika L m oraz czasu przebywania t godzin

$$v = \frac{L}{t} \text{ m/godz.}$$

Zawiesiny kłaczkowe zachowują się przy opadaniu zupełnie inaczej niż ziarniste. Kłaczki zbijają się w czasie opadania powiększając swą wielkość i opadają z rosnącą prędkością. Prędkość opadania nie może być określona przy pomocy naczynia szklanego, gdyż jest zmienna zależna od głębokości. Miarodajne są głębokość i powierzchnia, tj. czas przepływu. Jeżeli oznaczymy przez V m³ pojemność osadnika, czas przepływu t obliczy się z wzoru

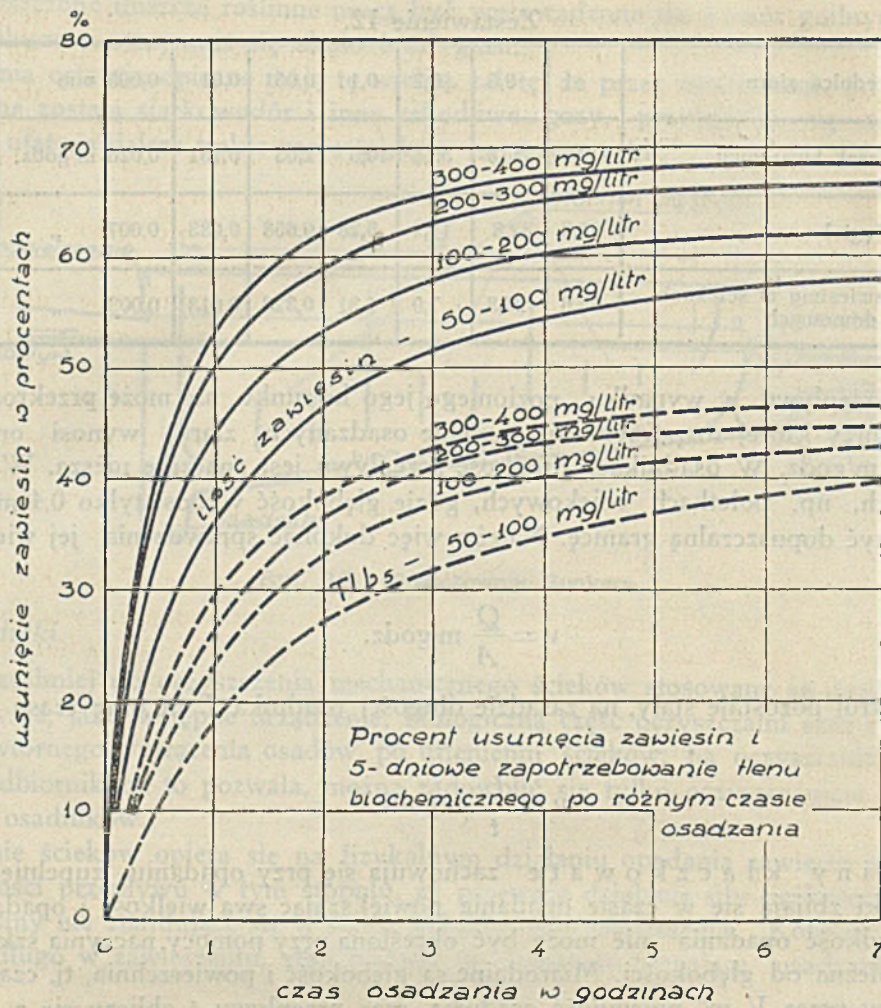
$$t = \frac{V}{Q} \text{ godzin}$$

W wypadku osadników podłużnych długość L ustala się według wzoru

$$L = v \cdot t \text{ m}$$

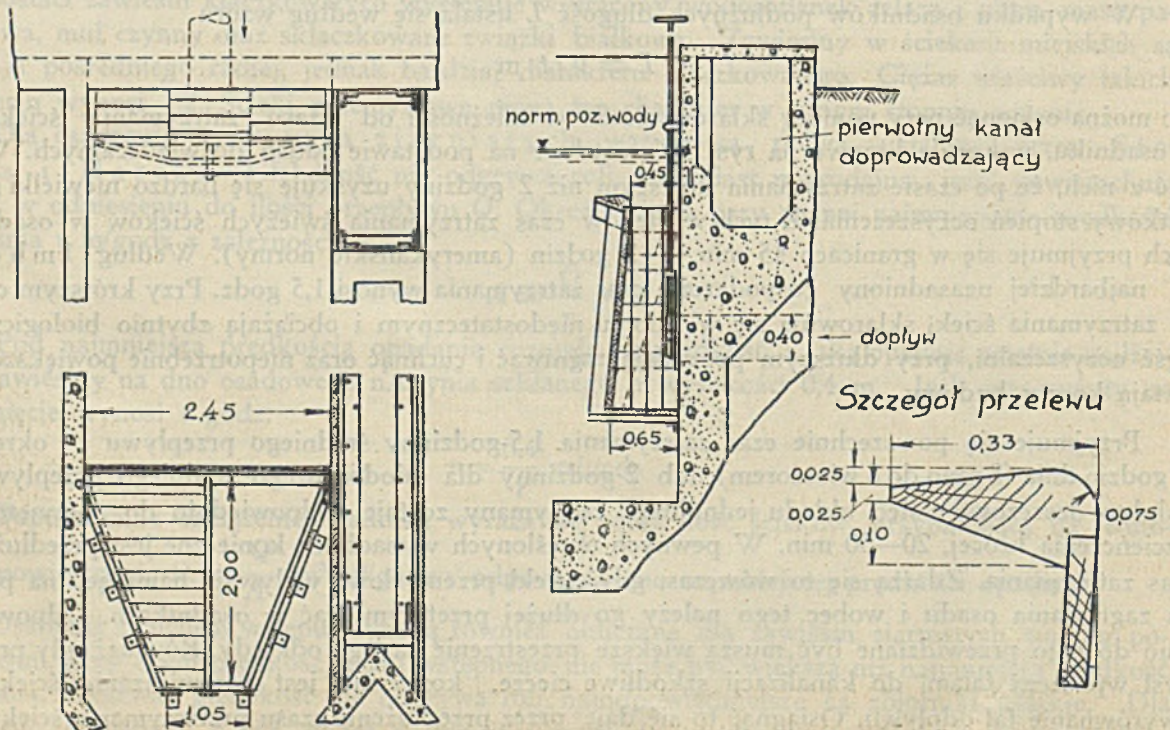
Co można osiągnąć przy pomocy sklarowywania w zależności od czasu zatrzymania ścieków w osadniku, wskazują krzywe na rys. 346, ustalone na podstawie badań doświadczalnych. Widać z nich, że po czasie zatrzymania dłuższym niż 2 godziny uzyskuje się bardzo niewielki dodatkowy stopień oczyszczenia. Z tych względów czas zatrzymania świeżych ścieków w osadnikach przyjmuje się w granicach 45 min. — 2 godzin (amerykańskie normy). Według Imhoffa najbardziej uzasadniony gospodarczo czas zatrzymania wynosi 1,5 godz. Przy krótszym czasie zatrzymania ścieki sklarowują się w stopniu niedostatecznym i obciążają zbyt biologiczną część oczyszczalni, przy dłuższym poczynają zagniwać i cuchnąć oraz niepotrzebnie powiększone zostają koszty budowy.

Przyjmuje się powszechnie czas zatrzymania 1,5-godzinny średniego przepływu z okresu 12 godzin dnia (8 rano do 8 wieczorem) lub 2-godzinny dla całodobowego średniego przepływu. Odpływ deszczowy z sieci układu jednolitego zatrzymany zostaje odpowiednio do przyjętego rozcieńczenia krócej, 20—30 min. W pewnych określonych wypadkach konieczne jest przedłużyć czas zatrzymania. Zdarza się to wówczas, gdy ścieki przemysłowe wpływają hamująco na proces zagniwania osadu i wobec tego należy go dłużej przetrzymywać w osadnikach. Odpowiednio do tego przewidziane być muszą większe przestrzenie na jego odkłady. Również gdy przemysł wpuszcza falami do kanalizacji szkodliwe ciecze, korzystne jest przemieszanie ścieków i wyrównanie fal odpływu. Osiągnąć to się daje przez przedłużenie czasu przetrzymania ścieków w osadnikach.



Rys. 346. Skutek sklarowywania w zależności od czasu zatrzymania ścieków w osadniku.

Rzut poziomy wlotu



Rys. 347. Ukształtowanie wlotu do osadnika.

Stosownie do wyników praktyki dobry skutek wytrącenia zawieszin osiąga się w zbiornikach o głębokości około 2 m (1,8 — 2,5 m), choć stosuje się głębokości dochodzące do 6,0 m.

Czas przepływu ścieków przez osadnik odbiega od teoretycznego czasu zatrzymania. Według badań czas zatrzymania 2-godzinny może być w pewnych wypadkach zredukowany do 1-godzinnego czasu przepływu. Głównym warunkiem dobrego wykorzystania przekroju osadnika jest równomierny rozdział dopływających ścieków na cały jego przekrój. Osiąga się to przez odpowiednie zaprojektowanie wlotu oraz wylotu. Wloty projektuje się zwykle jako przelewy o niewielkiej wysokości przelewającej się warstwy ścieków w celu zmniejszenia możliwości powstawania wirów, przy czym jako dodatkowe zabezpieczenie służą zanurzone deski. Jako wypróbowana polecana jest konstrukcja przedstawiona na rys. 347. Dopływające ścieki tracą swą energię wznosząc się i wpływają równomiernie na całej szerokości z małą prędkością. Deski zanurzone nie są potrzebne. Na odpływie umieszcza się również przelewy na całej szerokości. Zanurzone pod powierzchnią na głębokości 0,10—0,20 m deski przed wylotem mają na celu zatrzymanie tłuszczu i zanieczyszczeń pływających. W wypadkach bardzo szerokich przelewów dla możliwie jednostajnego rozdziału ścieków daje się w koronie w odstępach 20—30 m wycięcia trójkątne.

Osad zagniwający musi być usuwany możliwie szybko, zanim wzruszony będzie przez gazy gnilne. Powodują one powrotne jego unoszenie przez ścieki oraz nadają im właściwości gnilne. Zależnie od czasokresu oraz sposobu usuwania osadów podzielić można osadniki na:

- osadniki naturalne,
- poletka zalewane,
- osadniki gnilne,
- osadniki świeżowodne wstępne,
- osadniki świeżowodne wtórne.

Dalszy podział dotyczy kierunku przepływu: osadniki z przepływem poziomym lub pionowym. Ostatnie stosowane są na ogół rzadko. Rozróżnia się również osadniki o ciągłym przepływie i napełniane. Osadniki napełniane pracują przerywanie. Po napełnieniu zbiornika osadowego ściekami pozostają one w nim aż do chwili sklarowania, po czym zostają ostrożnie, tak by nie powstawało wzruszanie odkładów osadu, wypuszczane. Osad zostaje wybrany do dalszej przeróbki lub usunięcia. Obecnie osadniki tego rodzaju wychodzą z użycia.

Stawy załadowywane.

Do osadników naturalnych należą stawy załadowywane oraz stawy rybne. Stawy rybne działają głównie jako naturalne urządzenia biologiczne i omówione będą w sposobach biologicznego oczyszczania ścieków.

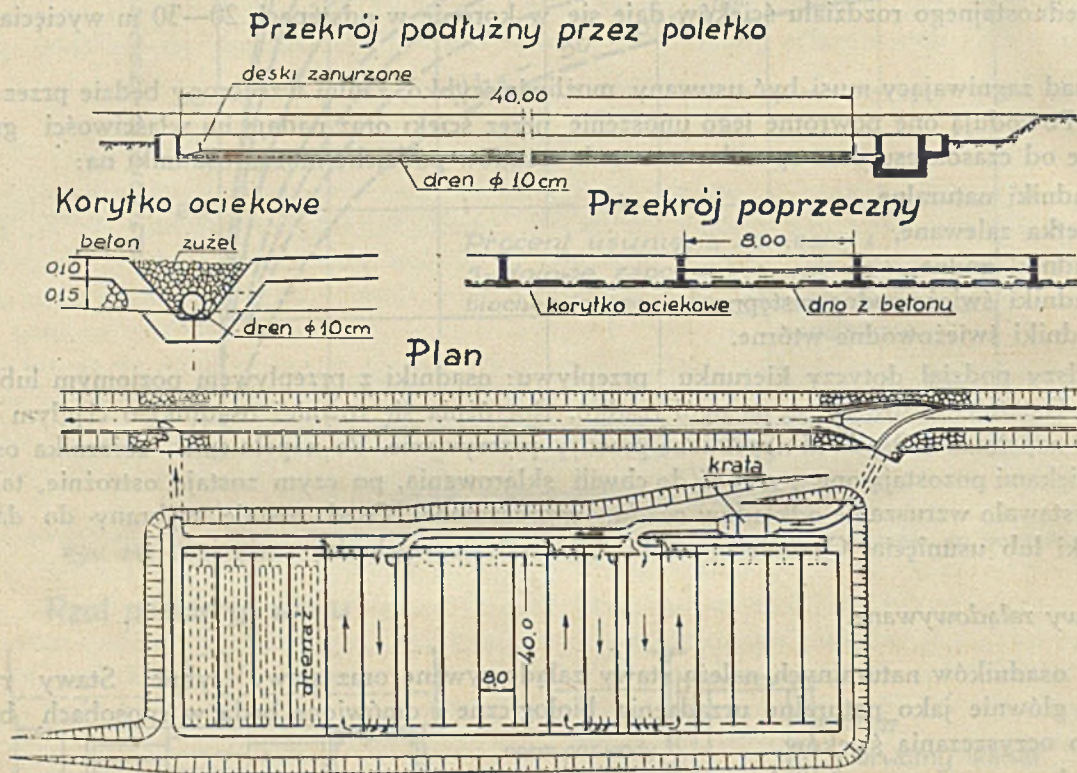
Bardzo prostym sposobem uwolnienia wody od zawieszin jest sposób załadowywania. Stosuje się on w wypadku zawieszin mineralnych lub przy ich znacznej przewodzie, a więc w wypadku ścieków z kopalni, hut, niektórych fabryk chemicznych. Osady mineralnego pochodzenia nie zagniwają i po opadnięciu; jeśli tylko prędkości przepływu utrzymane są w odpowiednich granicach, nie są unoszone powtórnie.

Stawy załadowywane są to zwykle naturalne zbiorniki ziemne, które można stworzyć wykonywając zagłębienia powierzchni gruntu przy pomocy krótkich ogroblowań. Ścieki wprowadzane są w jednym końcu, przepływają przez całą długość stawu osadzając zawiesziny, sklarowane odpływają do odprowadzalnika, a następnie do odbiornika. Staw stopniowo załadowuje się. Po całkowitym wypełnieniu się zagłębienia ścieki wprowadza się do nowego uprzednio przygotowanego stawu. W dniu wykonany być musi drenaż, zamknięty aż do czasu całkowitego zapełnienia się osadami stawu. Po wyłączeniu dopływu drenaż otwiera się, co umożliwia wyschnięcie odkładów mułu.

Poletka zalewane.

Poletka zalewane wykonywane są jako płytkie osadniki budowane podobnie jak poletka ociekowe dla przegniłego osadu. Stosowane są również w wypadku niezagniwającego osadu, głównie do ścieków z zawieszinami ziarnistymi, przeważnie do ścieków z płuczek węgla.

Budowane są jako zbiorniki (rys. 348) o niewielkiej głębokości 30—40 cm, o długości 20—40 m oraz szerokości 8—20 m. Zaopatrzone są w drenaż, ułożony w najgłębszych miejscach dna i obsypany grubym żwirem lub żużlem. Na tym podkładzie daje się na całej powierzchni dna warstwę drobnego piasku lub gruzu koksowego grubości 10 cm, służącą jako filtr. Zbiorniki umieszczone są w ilości co najmniej 6 jeden obok drugiego, pracując po dwa. Gdy przez jedną parę przeprowadza się ścieki, pozostałe są wyłączone z przepływu. Zebrany na nich poprzednio osad podlega ocieknięciu, osuszaniu, a następnie wybraniu i usunięciu. W czasie przepływu drenaż jest zamknięty, otwiera się go po wyłączeniu przepływu. Na dopływie i odpływie umieszcza się zanurzone deski dla schwywania pływających zanieczyszczeń oraz tłuszczu. Po otwarciu drenażu stojąca nad osadami woda filtruje się przez piasek. Pozostający osad wysycha w czasie zależnym od większej lub mniejszej ilości domieszek niemineralnych oraz od ciepłoty. Do zamykania wylotów drenowych stosuje się prostego rodzaju zasuwę, w najprostszym wypadku zwykłe kołki drewniane.



Rys. 348. Poletka zalewane.

W wypadku ścieków domowych z przewagą zawieszin organicznych głębokość zapelniania nie może wynosić więcej ponad 0,2—0,3 m, przy czym warstwa osadu może osiągać co najwyżej połowę tej grubości, gdyż osad nie będzie wysychał. Większa głębokość ścieków zmniejsza pochłanianie powietrza powodując stan gnilny ścieków. Odwrotnie, w wypadku zawieszin tylko o charakterze mineralnym głębokość może być w bardzo dużym stopniu powiększona.

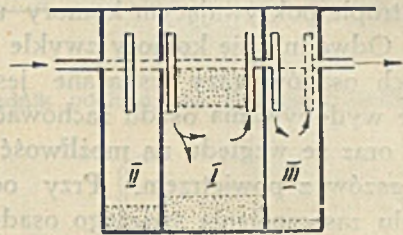
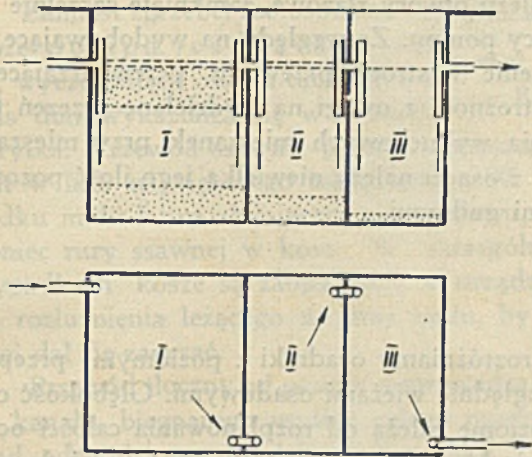
Urządzenia te mają zaletę tanioci oraz prostoty. W wypadku ścieków domowych wykonywane są jako urządzenie pomocnicze lub przejściowe. Po rozbudowie oczyszczalni mogą być użyte jako poletka do osuszania osadu przegniłego. Związane są zawsze z przykrymi objawami plagi much oraz nieprzyjemnych zapachów. Okresy deszczowe wpływają ujemnie na procesy strącania i suszenia.

Osadniki gnilne.

Osadniki gnilne służą podwójnemu celowi: wytrącenia zawieszin, które odbywa się w górnej ich części, oraz przegnicia osadów, zachodzącego w dolnej części. Spełniają więc rolę małych oczyszczalni z prostymi bardzo urządzeniami, wymagającymi w bardzo ograniczonym stopniu

obsługi. Skutek oczyszczania nie jest pełny. Jako oczyszczalnie miejskie nie są stosowane, natomiast budowane są w osiedlach nieskanalizowanych dla obsługi poszczególnych domów lub grup domów, szkół itp.

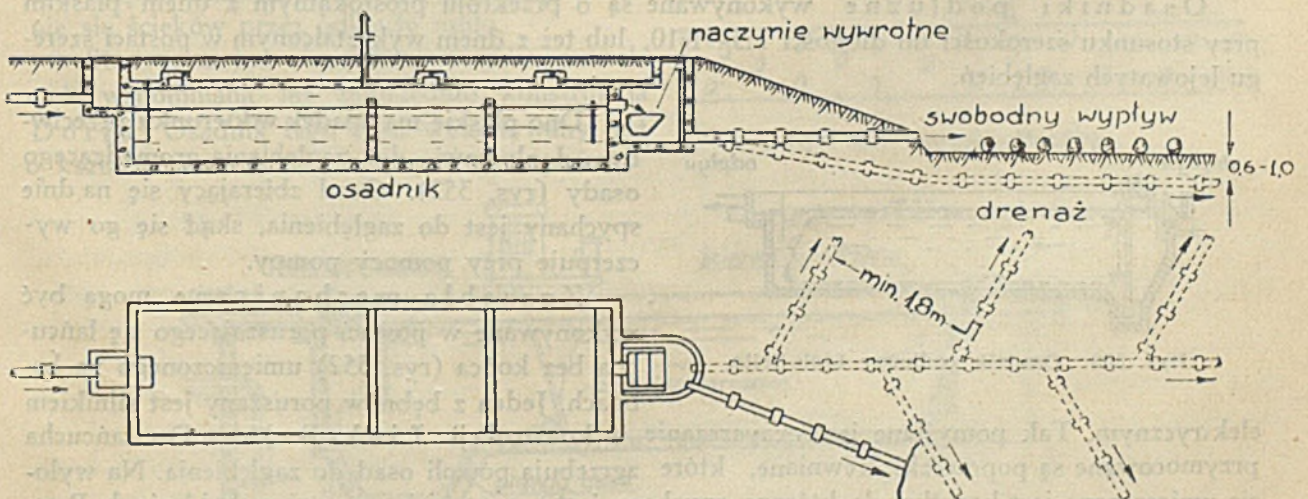
Osadniki gnilne buduje się przeważnie w postaci podłużnych pojedynczych lub wielokrotnych komór, przez które przeprowadza się ścieki. Czas zatrzymania ścieków przyjmuje się znacznie dłuższy niż w osadnikach świeżo-wodnych—w zależności od ilości przyłączonych mieszkańców od 1 doby do 3-ch. Głębokości komór powinny być większe niż 1,5 — 2 m. Na rys. 349, 350 pokazano schematycznie urządzenie osadników trzykomorowych prostokątnego oraz kołowego. Ścieki przeprowadza się z jednej komory do drugiej rurami zanurzonymi pod zwierciadło wody na głębokości 30 cm i umieszczonymi po przekątnych.



Rys. 349. Osadnik gnilny o przekroju prostokątnym.

Rys. 350. Osadnik gnilny o przekroju kołowym.

Przy czasie zatrzymania 1—3 dni ścieki opuszczające osadnik mają ciemną barwę i przykry zgniły zapach. Nie mogą być odprowadzane do otwartych odbiorników. Dla pełnego przegnicia ścieki musiałyby być przetrzymywane przez 20—30 dni. Wprowadza się je w grunt przy pomocy drenażu (rys. 351). Nie może jednak zbyt płytko leżeć zwierciadło wody gruntowej, nie płycej niż 1,5 m, wówczas można drenaż ułożyć na głębokości 0,6—1,0 m. Zwykła głębokość drenów 1 — 1,5 m. Dreny powinny mieć długość 15 m na każdą przyłączoną osobę przy łącznej powierzchni wypływu 10—20 m² na mieszkańca lub 1 m² na 10—20 litrów ścieków.



Rys. 351. Osadnik gnilny i drenaż na odpływie.

Najodpowiedniejsze dla zraszania podziemnego są ziemie lekkie przewiewne. Dreny zakłada się w odstępach od 1,8 m wzwyż. W wypadku gruntu zwięzłego dreny o średnicy 8—10 cm otacza się warstwą żwiru lub tłuźnia. Dla osiągnięcia dobrego przewietrzania nawadnianie-

go gruntu pożądane jest zraszanie przerywane, co daje się osiągnąć przez wykonanie na odpływie samoczynnego urządzenia syfonowego lub wywrotnego naczynia o konstrukcji używanej w płuczkach kanałowych. Dobrze jest również układ sieci drenów podzielić na dwie części pracujące na zmianę w odstępach tygodniowych.

Oblicza się, że drenaż pracować może bez oczyszczania około 10 lat. Po upływie tego czasu należy go wyjąć, oczyścić i ułożyć w pewnym odstępie od poprzedniej linii przebiegu.

Komory z wierzchu muszą być przykryte dla zabezpieczenia się przeciwko zapachom oraz pladze much. Osadniki takie usuwają 50—60% zawieszin. Raz lub dwa razy do roku, najlepiej na wiosnę i w jesieni, usuwa się pływający kożuch, opróżnia się osadniki ze ścieków i wydobywa osady. Nie powinny one zapełniać komory więcej niż na 1/3 część wysokości. Wybierany osad można zużytkować do nawożenia gruntu.

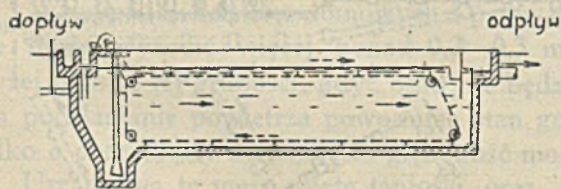
W stropie pokrywającym komory umieścić należy otwory złazowe, zamknięte szczelnie pokrywami. Odwadnia się komory zwykle przy pomocy pompy. Ze względu na wydobywające się z gniących osadów gazy wskazane jest umieszczenie w stropie przewodu przewietrzającego. W czasie wydobywania osadu zachować należy ostrożność z uwagi na wydzielane przez trujące gazy oraz ze względu na możliwość powstawania wybuchowych mieszanek przy mieszanii się tych gazów z powietrzem. Przy oczyszczaniu z osadu należy niewielką jego ilość pozostawić w celu zaszczepienia świeżego osadu bakteriami gnilnymi.

Osadniki świeżowodne.

W zależności od kierunku przepływu ścieków rozróżniamy osadniki z poziomym przepływem oraz z pionowym, inaczej zwane studniami względnie wieżami osadowymi. Głębokość osadników jest zwykle większa niż 1,8 m. Wymiary poziome zależą od rozplanowania całości oczyszczalni oraz ilości ścieków. Przy dużych pojemnościach dzieli się osadniki na kilka jednostek w celu zmniejszenia możliwości powstawania zaburzeń w przepływie oraz ułatwienia usuwania osadów. W wypadku mechanicznego usuwania osadów urządzenia czyszczące wpływać będą na kształt, który może być kwadratowy, kołowy lub podłużny.

W urządzeniach starszych dla usunięcia osadu wyłączało się osadniki z przepływu i odwadniało. Robotnicy przy pomocy zgrzebel spędzali muł do otworów odpływu osadu, otwieranych na czas czyszczenia. W urządzeniach nowszych usuwanie osadu odbywa się bez przerwy w pracy osadnika: pod wodą grawitacyjnie przy pomocy przewodów dzięki istnieniu różnicy poziomów ścieków w osadniku oraz wylotu przewodu odprowadzającego osady, lub też przy pomocy różnego rodzaju zgrzebel względnie urządzeń czerpiących.

Osadniki podłużne wykonywane są o przekroju prostokątnym z dnem płaskim przy stosunku szerokości do długości 1:3—1:10, lub też z dnem wykształconym w postaci szeregu lejowatych zagłębień.



Rys. 352. Osadnik podłużny Link-Belta.

Dno płaskie ma spadek w kierunku przeciwnym dopływowi do zagłębienia gromadzącego osady (rys. 352). Osad zbierający się na dnie spychany jest do zagłębienia, skąd się go wyczerpuje przy pomocy pompy.

Zgrzebła mechaniczne mogą być wykonywane w postaci poruszającego się łańcucha bez końca (rys. 352) umieszczonego na bębnach. Jeden z bębnow poruszany jest silnikiem elektrycznym. Tak pomyślane jest oczyszczanie w konstrukcji Link-Belta. Do łańcucha przymocowane są poprzeczki drewniane, które zgrzebują powoli osad do zagłębienia. Na wylocie umieszczone jest korytko, do którego spychany jest tworzący się na powierzchni kożuch. Przewodem rurowym odprowadza się dopływający kożuch do studzienki, skąd się go wyczerpuje dla dalszej przeróbki lub usunięcia. Przy równoległym umieszczeniu kilku jednostek można w ściankach działowych na szerokości zagłębienia pozostawić otwory i doprowadzić osady do jednej pompy, umieszczonej w najniższym miejscu zagłębienia. Dla pewniejszego działania daje się w zagłębieniu spychacz poprzeczny.

Zgrzebło tarczowe Hardinga umieszczone jest na jeżdżącym po szynach wzdłuż osadnika wózku. Przy ruchu powrotnym tarcza jest podnoszona do poziomu powierzchni ścieków i spycha kożuch do korytka przed wylotem W wykonaniu przedstawionym na rysunku 353, 354 ze zgrzebłem tarczowym osad odprowadzany jest grawitacyjnie rurociągiem.

Konstrukcję ze zgrzebłem tarczowym i odprowadzeniem osadu pompą przedstawia rys. 355.

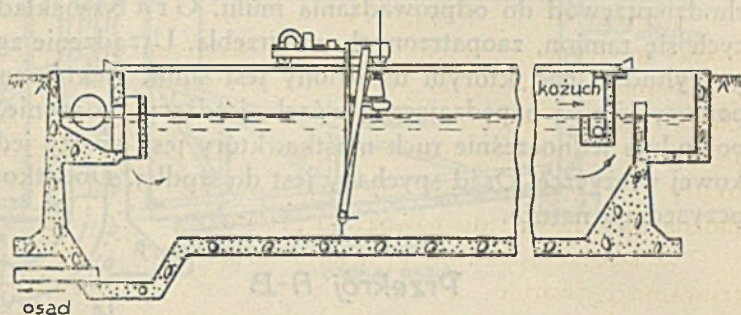
Prędkość jazdy taśm i tarcz wynosi 10 — 60 mm/sek. Stosuje się tym mniejsze prędkości im jest lżejszy osad.

Zamiast zgrzebel zastosowana być może pompa jeżdżąca na wózku, wyczerpująca osad z dna. Wówczas dno wykształca się w kształcie korytka. Przewód ssawny pompy umieszczony jest w linii największego zagłębienia. W wypadku mułu łatwo zbijającego się zaopatruje się koniec rury ssawnej w kosz. W szczególnych wypadkach kosze są zaopatrzone w urządzenia do rozluźnienia leżącego na dnie mułu, by łatwiej dał się zasysać.

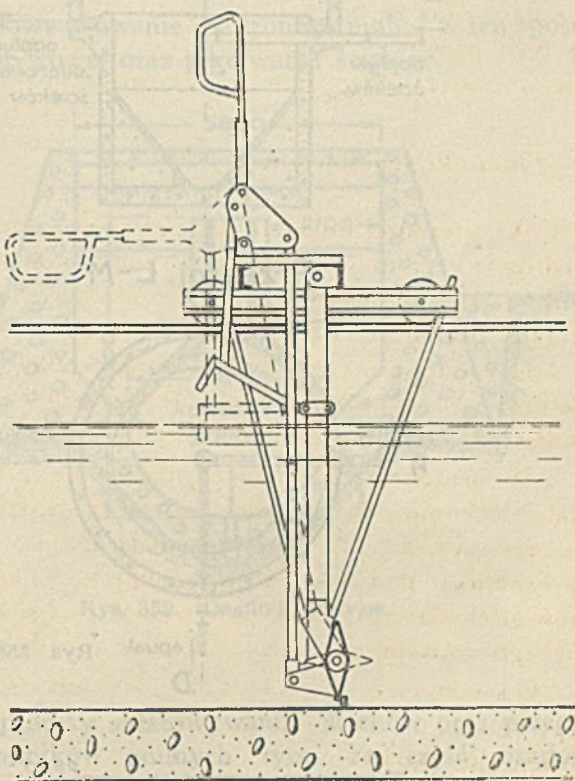
Przewód tłoczny od pompy doprowadza mul do kanału, biegnącego wzdłuż całego osadnika, skąd odchodzi on do dalszej przeróbki.

W osadnikach z dnem lejowym (rys. 356) gromadzą się osady w zagłębieniach dna, skąd odprowadzane są przy pomocy układu rur grawitacyjnie lub też wyciągane przy pomocy pomp. Osadniki takie mogą być wykonywane z przepływem poziomym lub pionowym. Ściany lejów powinny być dostatecznie strome, najlepiej około 45° . Wypuszczanie osadów powinno się odbywać powoli. Zbyt gwałtowne odprowadzanie może spowodować przerwanie się ścieków przez odkłady mułu.

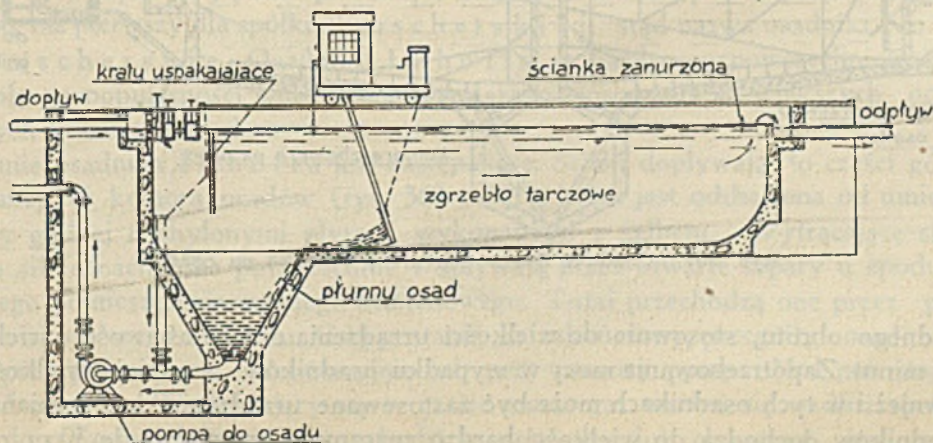
Stosowana jest również często jako osadnik wspomniana już poprzednio konstrukcja Dorra. Osadnik tego typu wykonywany jest o kształcie kwadratowym z zaokrąglonymi na-



Rys. 353. Osadnik podłużny ze zgrzebłem Hardinga.

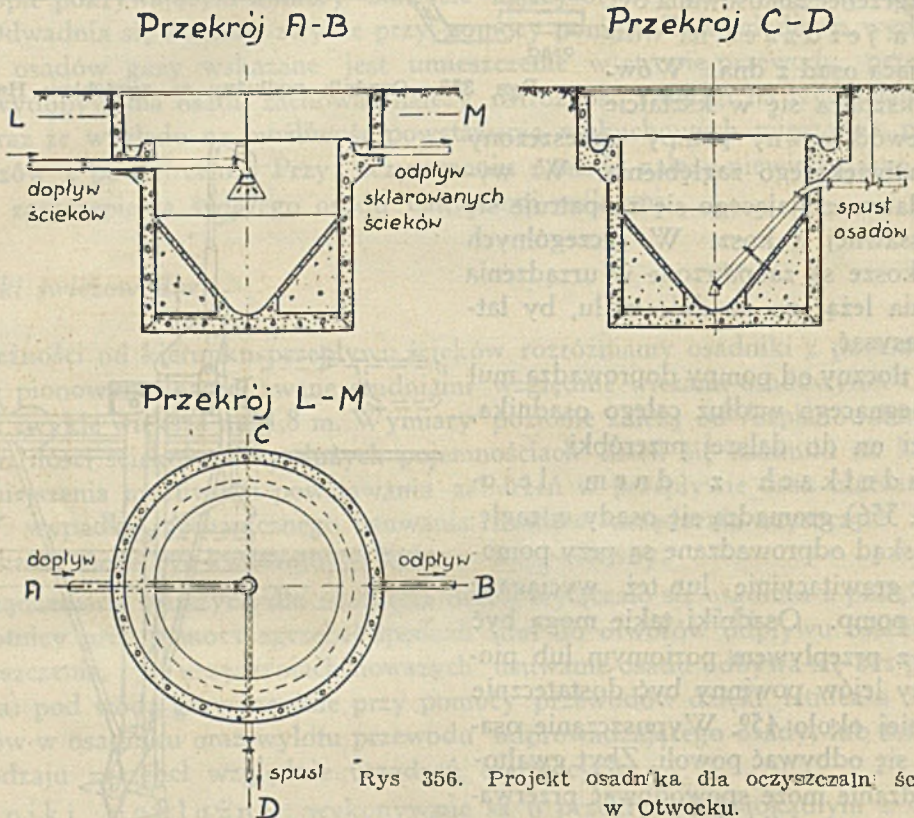


Rys. 354. Zgrzebło Hardinga.

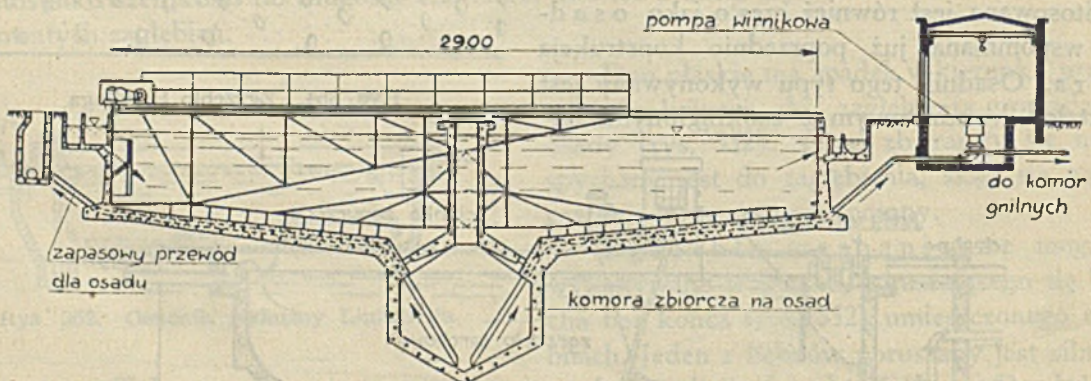


Rys. 355. Osadnik podłużny ze zgrzebłem i odprowadzeniem osadu pompą.

rożami (rys. 357). W początkowo wykonywanych o kołowym przekroju powstawał niekorzystny ruch wirowy. Ścieki dopływają albo przez przelew z jednego boku, odpływają zaś z przeciwległego, lub też wchodzi przez otwory w wieży środkowej, odpływają zaś przez przelew wzdłuż całego obwodu (rys. 358). Dno ma lekkie nachylenie do środka do niewielkiego zagłębienia, skąd odchodzi przewód do odprowadzania mułu. Grabi składa się z dwóch lub czterech obracających się ramion, zaopatrzonych w zgrzebła. Urządzenie zgrabiające umocowane jest do pionowego cylindra, nad którym ustawiony jest silnik elektryczny. Ruch obrotowy grabi osiąga się przy pomocy silnika napędzającego wózek, jeżdżący po szynie, biegnącej wokoło osadnika. Wózek powoduje jednocześnie ruch mostka, który jest oparty jednym końcem na nim, drugim na środkowej wieżycy. Osad spychany jest do środka. Dodatkowe zgrzebła z ruchem wahadłowym oczyszczają naroża.

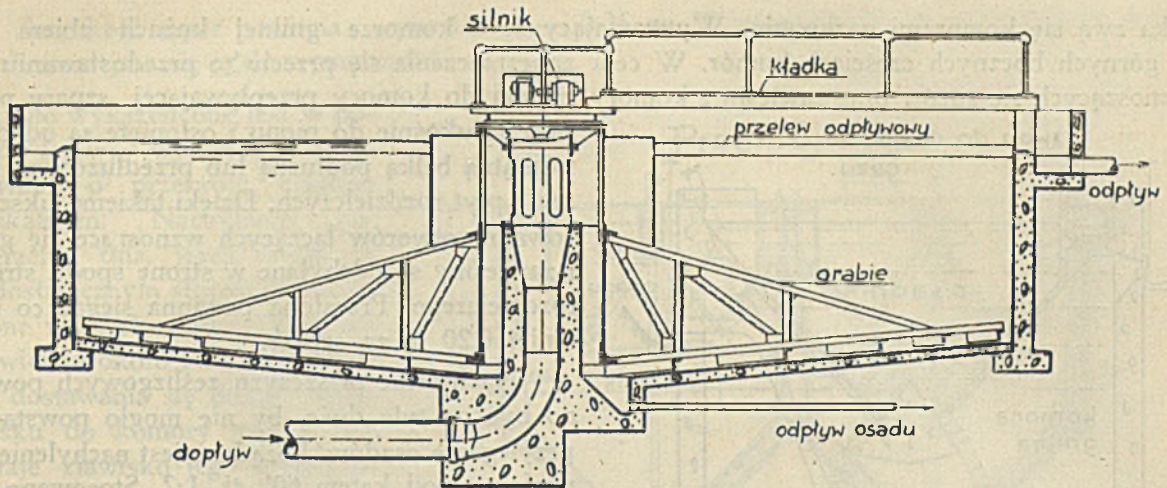


Rys. 356. Projekt osadnika dla oczyszczalni ścieków w Otwocku.



Rys. 357. Osadnik Dorra z komorą zbiorczą na osad.

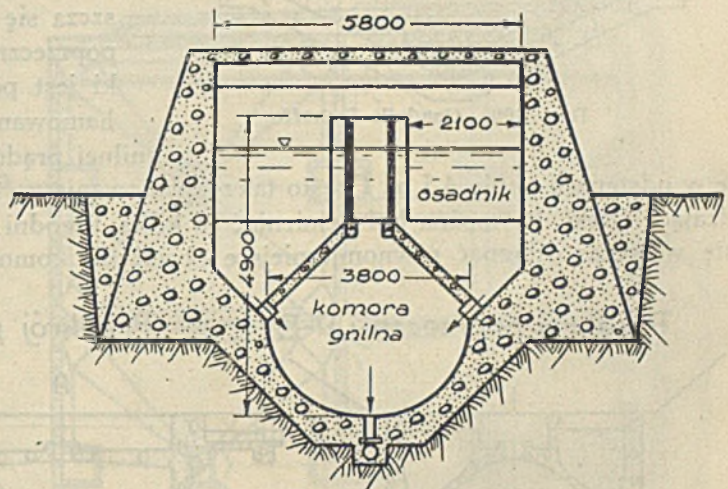
Czas jednego obrotu, stosownie do wielkości urządzenia oraz właściwości ścieków, waha się od 5—30 minut. Zapotrzebowanie mocy w wypadku osadników średniej wielkości wynosi 2,2 kW. Również i w tych osadnikach może być zastosowane urządzenie do zgarniania kożucha. Średnice osadników dochodzą do wielkości bardzo znacznych, przeciętnie do 30 m, choć istnieją wybudowane o średnicach powyżej 60 m, a nawet dochodzących do 95 m.



Rys. 358. Osadnik Dorr-Sitced.

Zaletą osadników Dorr'a jest natychmiastowe usuwanie osadzonego mułu i w ten sposób nie dopuszczanie do zmniejszania się części przepływowej oraz zagniwania ścieków.

Z uwagi na konieczność ciągłego odprowadzania osadu pompuje się muł o różnej zawartości wody. Aby uniknąć przy trwałym ruchu pompy silnych wahań zawartości wody w mule, umieszczono w osadniku Dorr'a oczyszczalni Essen Rollinghausen w środku, zamiast koryta zbiorczego większych wymiarów, komorę (rys. 357). W komorze tej zbiera się muł i gęstnieje. Nie ma potrzeby ciągłego wyciągania mułu o zmiennym stężeniu, wyciąga się okresowo bardziej jednostajną masę.



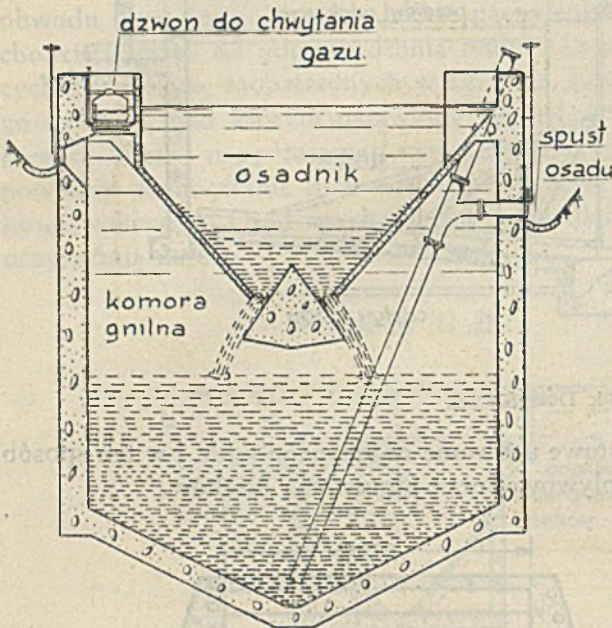
Rys. 359. Osadnik Trivisa.

Osadniki dwupiętrowe.

W osadnikach dwupiętrowych połączone są procesy sklarowywania ścieków oraz przegniwania wytworzonego osadu. Różnią się one od osadników gnilnych tym, że część osadowa i gnilna są od siebie oddzielone tak, że nie ma bezpośredniego stykania się przepływających ścieków z gnijącym osadem, co sprzyja wytrącaniu się osadów. Prototypem był osadnik Trivisa (rys. 359) wykonany po raz pierwszy w Anglii, konstrukcję tę ulepszył Imhoff zastosowując ją po raz pierwszy dla spółki Emsherskiej, stąd nazwa osadniki Imhoffa lub studnie Emsherskie. Osadniki Imhoffa są bardzo rozpowszechnione, choć obecnie nieco straciły na popularności wobec coraz częstszego stosowania na większych oczyszczalniach wydzielonych komór gnilnych.

Działanie osadnika Imhoffa jest następujące. Ścieki dopływają do części górnej przepływowej zwanej też komorą osadów (rys. 360 i 361), która jest oddzielona od umieszczonej pod nią komory gnilnej nachylonymi płytami wykonanymi z żelbetu. Wytrącające się zawiesziny opadają na silnie nachylone powierzchnie i spływają przez otwarte szpary u spodu płyt do poniżej leżącego pomieszczenia gnilnego bezżelazowego. Tutaj przechodzą one przez proces gnicia względnie anaerobowego rozkładu. Gdy zostanie on zakończony, przegniły osad usuwany jest z komory przy pomocy ruf grawitacyjnie lub przy pomocy pomp. Muł pozostaje w komorze gnilnej 3—5 miesięcy. Wydzielający się w czasie gnicia gaz wznosi się wzdłuż spodu płyt rozdzielczych do otworów, którymi albo uchodzi w powietrze lub chwytany jest przy pomocy umieszczonych nad otworami dzwonów w celu dalszego wykorzystania. Te części górne osad

nika zwą się komorami gazowymi. Wytwarzający się w komorze gnilnej kożuch zbiera się w górnych bocznych częściach komór. W celu zabezpieczenia się przeciwko przedostawaniu się wznoszących się gazów oraz zawiesin z komory gnilnej do komory przepływającej, szpary przebiegają ukośnie do pionu i osłonięte są od dołu trójkątną belką podłużną lub przedłużeniem jednej z płyt rozdzielczych. Dzięki takiemu ukształtowaniu otworów łączących wznoszące się gazy i zawiesiny są odchylane w stronę spodu stropu rozdzielczego. Przesłona powinna sięgać co najmniej 0,20 m za szparę.



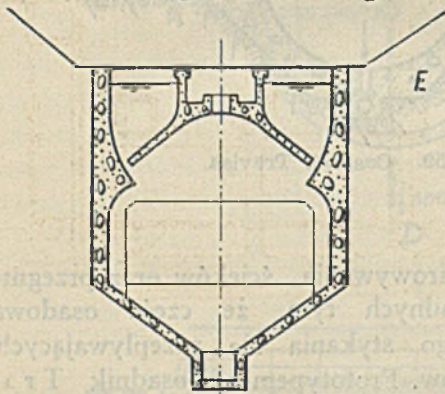
Rys. 360. Osadnik Imhoffa.

Nachylenie płaszczyzn żelazgowych powinno być na tyle duże, by nie mogło powstawać przyleganie osadów. Pożądane jest nachylenie do poziomu pod kątem 60° , tj. 1:2. Stosowano jednak z dobrym skutkiem nachylenie 1:1,25 (0,8:1). Powierzchnie żelazgowe powinny być bardzo gładkie.

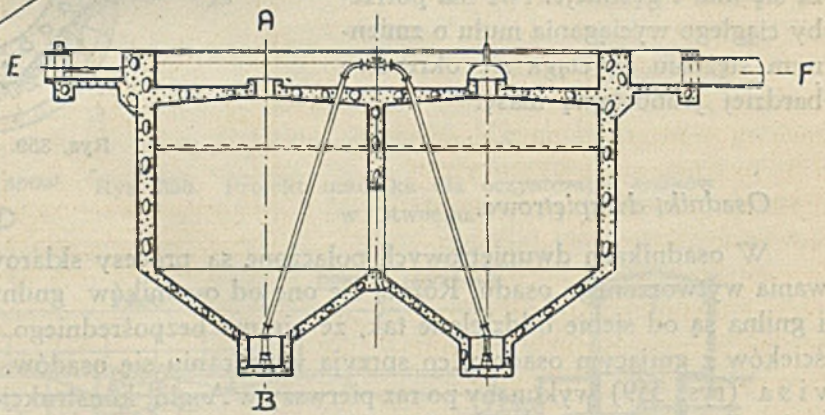
Przy kształcie prostokątnym osadnika umieszcza się pomiędzy lejami dna ścianki działowe poprzeczne z otworem u spodu. Zadaniem ścianki jest podtrzymywanie płyt rozdzielczych oraz hamowanie mogących powstawać w komorze gnilnej prądów. W długich osadnikach daje się

je w odstępach około 4,5 m. Często tak rozplanowanie się przewody doprowadzające i odprowadzające ścieki, by można było zmieniać co kilka tygodni kierunek przepływu (rys. 362). Daje się wówczas osiągnąć równomierniejsze obciążenie komory gnilnej.

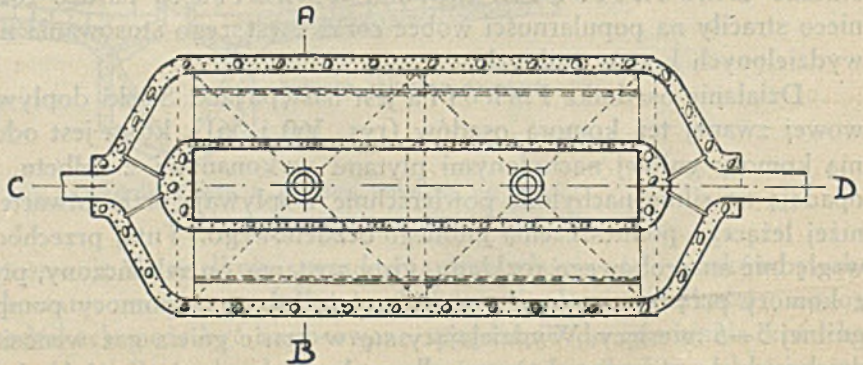
Przekrój poprzeczny A-B



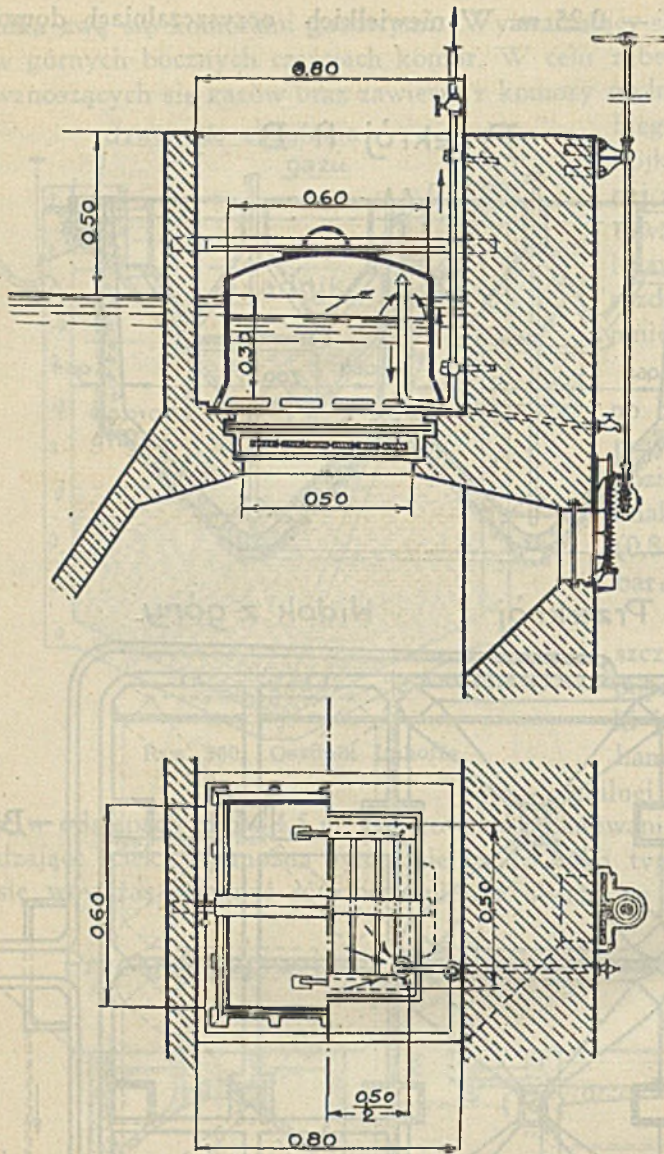
Przekrój podłużny C-D



Przekrój poziomy E-F



Rys. 361. Projekt osadnika Imhoffa w Sochaczewie.



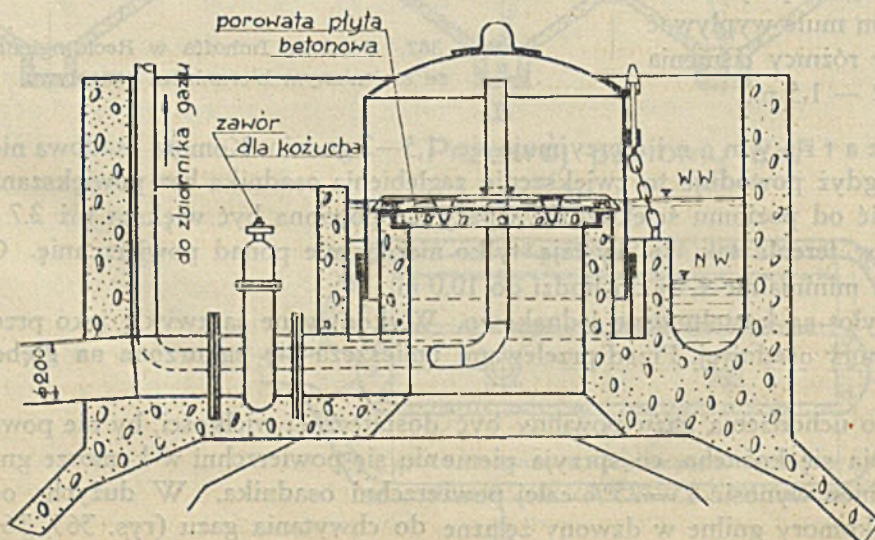
Rys. 363. Dzwon do chwywania gazu.

cha, w postaci płyty betonowej z otworami lub rusztu drewnianego. Stosuje się również rozbijanie kożucha przy pomocy uruchamianych ręcznie przyrządów skrzydełkowych lub śrubowych. Gaz odprowadzany jest z najwyższego punktu dzwonu lub ujmowany przy pomocy przewodu, umieszczonego wewnątrz niego. Przewody doprowadzają gaz do zbiornika gazu lub bezpośrednio do miejsca zużycia. Wykorzystanie gazu opłaca się tylko na dużych oczyszczalniach, w mniejszych wypuszcza się go w powietrze.

Komora gnilna posiadać musi dostateczne wymiary, by opadające osady mogły całkowicie przegnić. Pojemność jej oblicza się w zależności od przyłączonej liczby mieszkańców, 60—70 litrów/mieszkańca w wypadku kanalizacji o sieciach rozdzielonych oraz 85 litr/miesz. dla sieci jednolitej. Osady nie mogą sięgać bliżej szpar dopływowych niż 0,35 m.

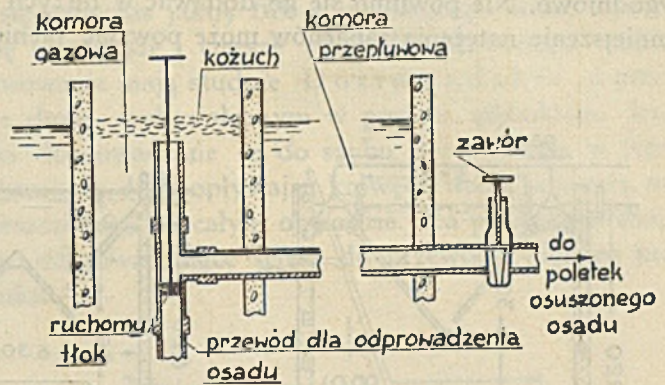
Obsługa osadników Imhoffa jest na ogół prosta. Polega ona na usuwaniu codziennym kożucha, utrzymaniu swobodnymi szpar pomiędzy komorą przeplywową i gnilną oraz na wypuszczaniu w odpowiednim czasie przegniłego osadu.

Szczególną uwagę należy zwrócić na pianę, która powstaje przy wznoszeniu osiadłych zawieszin przez wznoszący się gaz. Po wyjściu gazu cząstki zawieszin opadają; w niektórych wypadkach pozostają one na powierzchni, zbijając się i tworząc cieńszy lub grubszy kożuch. Skłonności do



Rys. 364. Dzwon do chwywania gazu.

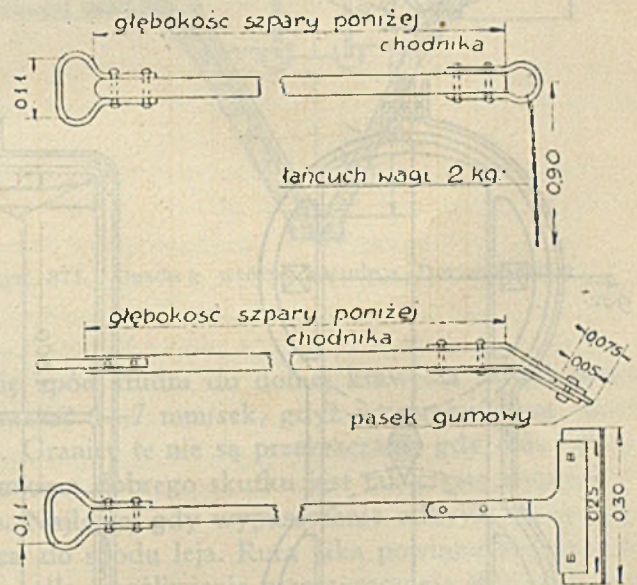
wytwarzania kożucha posiadają ścieki czysto domowe oraz z niektórych przemysłów wprowadzających dużo tłuszczów, włosów i ścinków. Powstaje on również przy niskich ciepłotach i przy zbyt dużym stosunku powierzchni do objętości komory. Tworzący się kożuch powinien być codziennie rozbijany. Powoduje to ujście z pod niego gazów i opadnięcie kawałków rozbitego kożucha. Tłusty kożuch nie opadający powinien być wypuszczony z komory. W tym celu w komorach gazowych umieszcza się otwory i przewody do jego wypuszczenia. Mogą służyć do tego celu odpowiednio dostosowane przewody do odprowadzania przegniłego osadu (rys. 365). Rozbijanie kożucha może być przeprowadzone z dobrym skutkiem przy pomocy strumienia wody wyrzucanego z węża. W małych oczyszczalniach wyczerpuje się rozbite kawałki kożucha przy pomocy czepaków siatkowych.



Rys. 365. Dostosowanie przewodu odprowadzającego przegniły osad do wypuszczenia kożucha.

Oczyszczanie powierzchni ześlizgów przeprowadza się przy pomocy drewnianego drąga, zaopatrzonego u spodu w zgrzebło obite kauczukiem. Zatkane szpary oczyszczane są przy pomocy przyrządu składającego się z długiego drąga, do którego końca przymocowany jest ciężki łańcuch (rys. 366). Luźno wiszący łańcuch przeciąga się przez szparę.

Nie można dopuścić do przepełnienia się komory gnilnej osadami. Sięgać one mogą, jak wspomniano, nie wyżej niż 0,35 m poniżej szpar łączących obie części osadnika. Konieczne jest więc stałe badanie ich poziomu. Odbywa się to najskuteczniej przy pomocy małej ręcznej pompki, posiadającej kauczukowy przewód ssawny. Opuszcza się ją powoli. Z chwilą, gdy pompka zacznie wyciągać osad, wychodzą również zaczynają gazy. Długość zanurzenia przewodu ssawnego wskazuje na poziom osadu. Oznaką przepełnienia się komory gnilnej jest wydobywanie się pęcherzy gazu ze szpar.

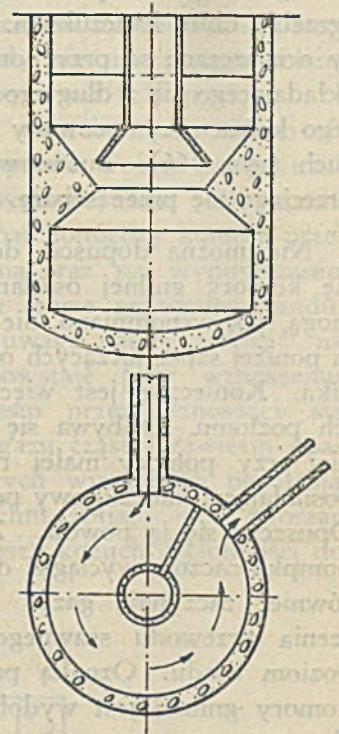
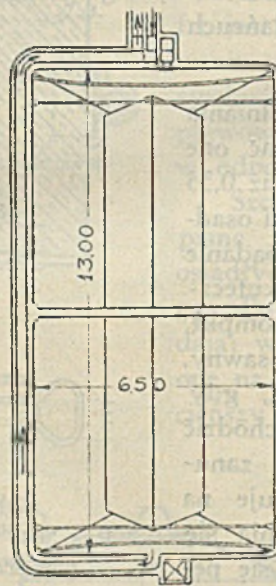
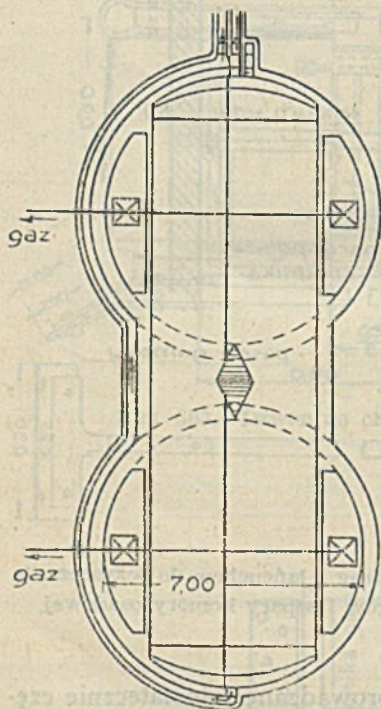
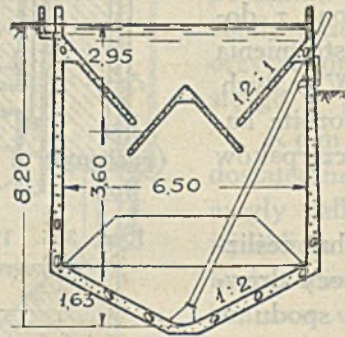
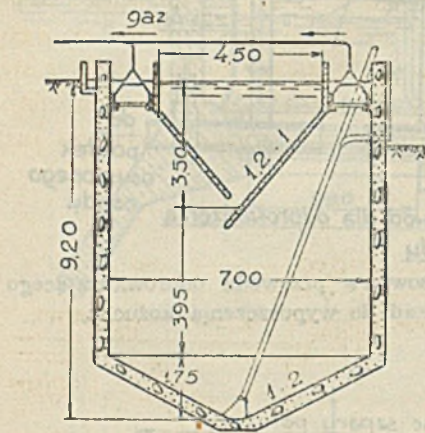


Rys. 366. Zgrzebło i drąg z łańcuchem do oczyszczania powierzchni ześlizgów i szpary komory osadowej.

Wypuszczenie przegniłego osadu powinno być przeprowadzane dostatecznie często, jednak należy zwrócić uwagę, by zawsze powstawała w komorze dostateczna ilość starego dojrzałego mułu, który ma za zadanie zaszczerpienie bakteriami gnilnymi świeżo napływających mas osadu.

Najczęstszy kłopot sprawia pienie się powierzchni w komorach gazowych. Objawia się ono przez wypływanie na powierzchnię czarnych mydlin i piany, którym towarzyszy nieprzyjemny zapach. Piana może się przelać do komory przepływowej powodując zanieczyszczenie odpływających ścieków. Pienienie powstaje zawsze w czasie dojrzwania komory. W czasie późniejszej jej pracy może powstawać przy dopływie kwaśnych ścieków przemysłowych, przy nadmiarze w ściekach mydlin lub przy niezrównoważeniu świeżego osadu z dobrze przegniłym. Zwalczenie tego objawu polega na rozcieńczeniu gnijącej wody ściekowej przy pomocy czystej wody. Pomaga również wypuszczenie osadu, powodujące wchodzenie świeżych ścieków z komory przepływowej.

W początkach uruchamiania osadników dobry skutek osiąga się przez zaszczepienie komór dobrze przegniłym osadem z innych komór. Gdy go brak, można posłużyć się dobrze przegniłym nawozem końskim. Stały objaw pienia się może być zmniejszony przez wstępne przechlorowywanie ścieków. Również dodanie wapna zmniejsza kwaśność i pienie się. Dodaje się go przez komory gazowe w postaci wapna gaszonego w ilości 2—4 kg na 1000 mieszkańców raz tygodniowo. Nie powinno się go dodawać w dużych ilościach jednorazowo, gdyż choć nastąpi zmniejszenie natężenia zapachów może powstać pienie się z powodu zbyt silnej alkaliczności.



Rys. 368.

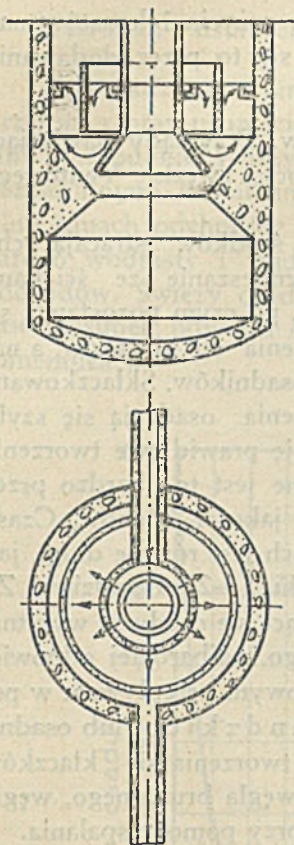
Rys. 369. Osadnik Imhoffa z przepływem kołowym.

Rys. 367. Kołowy osadnik Imhoffa. Prostokątny osadnik Imhoffa.

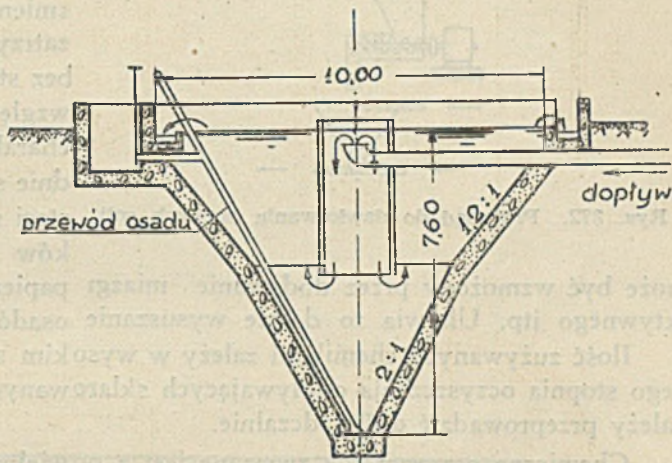
Dawniejsze osadniki Imhoffa budowane były o kształcie kołowym (rys. 367), obecnie wykonuje się je o przekrojach prostokątnych (rys. 368), gdyż daje to lepsze wykorzystanie całości. Otrzymuje się mniejsze wymiary oraz bardziej proste urządzenie do chwytania gazu. Pod względem statycznym przekroje kołowe są korzystniejsze. Ściany podłużne osadnika są wzmocniane silnymi ścianami poprzecznymi, których umieszczenie jest, jak wspomniano wyżej, wskazane również i z innych względów. W wypadkach trudnych warunków posadowienia, jak np. silnego napływu wód gruntowych lub istnienia kurzawki, daje się pierwszeństwo kształtom kołowym. Osadniki małe buduje się o przekroju kołowym z przepływem kołowym (rys. 369) lub promienistym (rys. 370).

Osadniki wtórne.

Osadniki wtórne stosowane są dla sklarowania ścieków oczyszczonych biologicznie na złożach zraszanych lub sposobem mułu czynnego. Ponieważ osad wytwarzający się jest charakteru czysto kłaczkowego, stosowane są zwykle osadniki o pionowym kierunku przepływu. Tworzy się wówczas jakby filtr z opadającego mułu, wywołujący zbijanie się w większe i cięższe płyty kłaczkowego mułu. Powszechne zastosowanie mają studnie Dortmundzkie o przekroju kołowym z dnem wykształconym w postaci głębokiego leja (rys. 371). Ścieki doprowadzane są do szybu środkowego w jego górnej części, spływają w dół i opływając krawędź dolną wznoszą się do przelewu umieszczonego na całym obwodzie. Za przelewem znajduje się korytka, odprowadzające ścieki do przewodu idącego już wprost do zbiornika.



Rys. 370. Osadnik Imhoffa z przepływem promienistym.



Rys. 371. Osadnik wtórny (studnia Dortmundzka).

Jako część przeznaczoną na osad uważa się spód studni do dolnej krawędzi środkowego szybu. Prędkość przepływu nie powinna przekraczać 4—7 mm/sek, gdyż w przeciwnym razie opadające w dół kłaczkowate osady są porywane ku górze. Granice te nie są przekraczane, gdy czas zatrzymania wynosi 1,5 — 2 godzin. Głównym warunkiem dobrego skutku jest tak częste wypuszczanie mułu, by nie przepełniał on leja osadowego. Najlepiej gdy wypuszczanie odbywa się w sposób ciągły. Do tego celu służy rura, dochodząca do spodu leja. Rura taka powinna być drugim końcem wyprowadzona ponad wierzch osadnika, dla umożliwienia przeczyszczenia jej z góry. Na wysokości korytka odpływowego dla mułu umieszczone jest odgałęzienie łączące rurę z korytem i zamykane zasuwą.

Ściany leja muszą być silnie nachylone, 1:2 w dolnej części i 1,2:1 w górnej, by opadający muł ześlizgiwał się po nich, dochodząc bez zatrzymywania się do spodu leja.

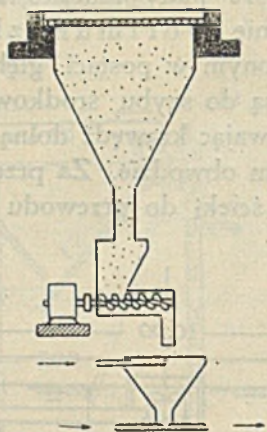
Również kształt kwadratowy może być zastosowany z powodzeniem dla osadników wtórnych. Podobnie jak poprzednio ścieki doprowadza się do pośrodku umieszczonego szybu. Korytka zbiorcze biegnie po obwodzie.

IX. 3-d. Oczyszczanie chemiczne.

Chemiczne oczyszczanie ścieków polega na dodawaniu takich związków chemicznych, które powodują koagulację nie osadzających się zawieszin oraz wytrącenie niektórych związków rozpuszczalnych. Najczęściej stosowanymi obecnie związkami są sole żelaza, siarczan żelaza oraz chlorek żelaza. Sposób zastosowania jest podobny, jak przy wodzie dla wodociągów i opisany jest szczegółowiej w dziale wodociągów. Ze względu na znacznie większe ilości zanieczysz-

czeń w ściekach dawki muszą być znacznie większe. Dla obniżenia ich zużycia i kosztów należy zwrócić uwagę na uzyskanie optymalnych wartości pH . Osiąga się to przez dodawanie wapna.

Dawkowanie musi być stosowane do zmiennego przepływu ścieków. Przyrządy dawkujące dozują albo suche sole (rys. 372) lub też regulują najczęściej przy pomocy zwężki Venturiego dopływ gotowych roztworów lub dopływ rozcieńczającej wody.



Rys. 372. Przyrząd do dawkowania suchych soli.

może być wzmocniony przez dodawanie miazgi aktywnego itp. Ułatwia to dalsze wysuszenie

Ilość zużywanych chemikaliów zależy w wysokim stopniu od rodzaju ścieków oraz wymaganego stopnia oczyszczenia odpływających sklarowanych ścieków. Ustalenie prawidłowych dawek należy przeprowadzić doświadczalnie.

Chemiczne oczyszczanie związane jest z powiększeniem się ilości osadu ze względu na zwiększone wytrącanie zanieczyszczeń oraz dodawane chemikalia, łączące się również w postaci kłaczków z strącanymi zawiesinami. Ilość powiększa się 2 do 3-krotnie w stosunku do osadów zatrzymywanych w zwykłych osadnikach. W związku jednak z mniejszą zawartością wody 90%, gdy osad zwykłych osadników zawiera 95%, objętość wzrasta nieznacznie. Dodawanie katalizatorów, jak wspomniano wyżej, lub wapna w celu zubożenia ścieków powiększa ilość osadów. Poważnym zagadnieniem staje się więc sposób usunięcia osadów. Stosuje się zwykle jego przegniwanie, przy czym komory gnilne muszą być obliczane na co najmniej dwukrotnie większą pojemność. Doświadczenia co do łatwości i szybkości przegniwania osadu wytrącanego solami żelaza są sprzeczne. Próby z suszeniem osadów na filtrach ssących i użyciem dalszym jako nawozu na polach okazały się niepraktyczne ze względu na zatrucie zapachami powietrza. Odpowiedniejsze okazało się wysuszenie i spalanie suchej pozostałości.

Wyniki chemicznego oczyszczania są lepsze niż zwykłych osadników, nie dorównują jednak wynikom biologicznego oczyszczania. Ścieki stają się bardziej klarowne. Zanieczyszczenia pozostające składają się z zawiesin bardzo drobnych natury koloidalnej oraz z prawie całej ilości rozpuszczonych domieszek. Przy sprzyjających warunkach i sprawnej obsłudze może nastąpić zmniejszenie o 90% zawiesin oraz 85% wszystkich ciał organicznych. Normalnie liczyć się należy z redukcją 80—90% zawiesin, 50—55% ciał organicznych oraz 80—90% ilości bakterii.

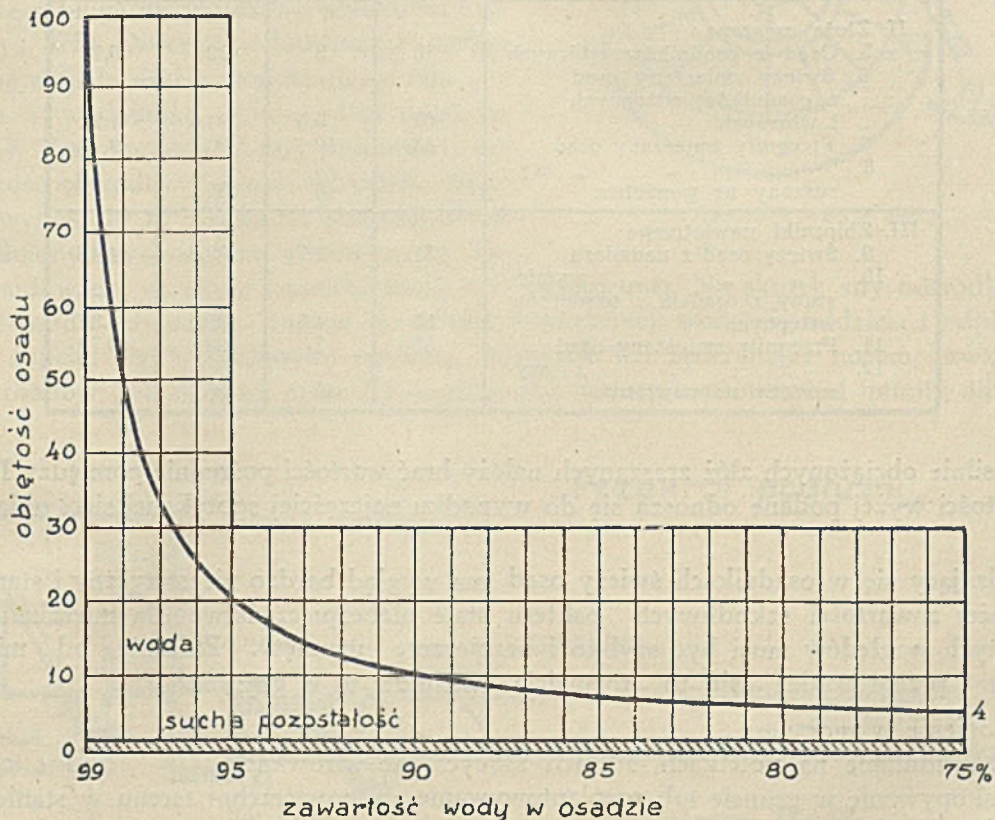
Koszty ruchu przy całorocznym stosowaniu środków chemicznych równają się kosztom oczyszczalni biologicznych, przy gorszym jednak skutku. Konzystniej się sprawa przedstawia, gdy chemiczne strącanie ogranicza się tylko do pewnych okresów w roku. Oczyszczanie tego rodzaju stosowane jest, gdy ścieki zawierają dużą domieszkę ścieków przemysłowych, powodujących utrudnianie procesów biochemicznych na oczyszczalni biologicznej oraz wówczas, gdy wystarcza normalnie oczyszczanie mechaniczne w osadnikach, natomiast konieczny jest czasowy większy stopień oczyszczania w okresie niskich stanów w odbiorniku. Sposób ten praktykuje się z dobrym skutkiem do oczyszczania wody ściekowej z komór gnilnych.

Po wprowadzeniu środków strącających następuje ich dobre wymieszanie ze ściekami w ciągu 10—30 minut, po czym pozostawia się mieszaninę dla wytworzenia się kłaczków, a następnie wprowadza do osadników. Skłaczowane chemicznie zanieczyszczenia osadzają się szybko, jeśli tylko występuje prawidłowe tworzenie się płatków. Utrudnione jest to bardzo przez zmienność przepływu i jakości ścieków. Czas zatrzymania w osadnikach jest równie długi, jak bez stosowania chemikaliów, 1—2—4 godziny. Ze względu na to, że tworzące się osady są wybitnie charakteru kłaczkowatego, najbardziej odpowiednio są osadniki z pionowym przepływem w postaci studni Dortmundzkiej lub osadników Dorra. Proces tworzenia się kłaczków papierowej lub mułu z węgla brunatnego, węgla

osadów i ich usuwanie przy pomocy spalania.

Przeróbka i usunięcie osadów.

Zgromadzony w ten lub inny sposób osad musi być odpowiednio przerobiony i usunięty. Przeróbka oraz usunięcie osadu stanowią jedno z ważnych ogniw oczyszczania ścieków. Schwytany w osadniku świeży osad pochodzenia miejskiego ma kolor szary lub żółtawy z łatwo rozpoznawalnymi kawałkami odchodów, papieru, resztek jarzyn, kawałkami drzewa itp. Ma silny zapach odchodów. Z powodu flegmistycznych właściwości i dużej zawartości koloidów jest bardzo wodnisty i trudny do odwodnienia. Wody osadowe mają kolor szary i silny zapach odchodów. Świeży osad zawiera 70% ciał organicznych, 30% mineralnych. W przegniłym osadzie stosunek odwraca się: 45% i 55% z uwagi na zmniejszenie się ciał organicznych z powodu mineralizacji.



Rys. 373. Zależność między zawartością wody i objętością osadu.

Objętość osadów zmienia się w zależności od zawartości wody. Zawartość wody określa się wagowo z ubytku wagi przy pełnym wysuszeniu. Gdy sucha pozostałość wynosi 10%, osad zawierał 90% wody. Osad z zawartością 97,5% wody i 2,5% suchej masy ma dwa razy większą objętość od zawierającego 95% wody i 5% suchej masy. Zależność między zawartością wody i objętością osadu obrazuje krzywa pokazana na rys. 373. Zmniejszenie objętości oblicza się z proporcji stosunku całej objętości do % suchej masy, a więc dla liczb podanych wyżej zmniejszenie objętości wynosi $\frac{100}{2,5} : \frac{100}{5} = 2$. Zawartość wody w osadzie z osadników zależy od sposobu

otrzymywania osadu. Osad świeży z osadników zwykłych zawiera około 95% wody i odwadnia się trudno; osad czynny z basenów na powietrzanych zawiera 98—99,5% wody, schnie bardzo trudno; ze złóż zraszanych 92,5% wody; otrzymany przy pomocy chemicznego strącania zawiera na ogół mniejsze ilości wody, choć nie wszystkie doświadczenia to stwierdzają.

Ilość osadu zależy od rodzaju ścieków, szczególnie odpływy z przemyśle mogą silnie podwyższyć ilość normalną osadów ścieków miejskich, oraz od sposobu oczyszczania. Dla przeciętnych stosunków środkowo-europejskich ilości te według Imhoffa wynoszą:

Zestawienie 15.

Sposób oczyszczania ścieków	a Ilość suchej masy w g/m ³ d	b Ilość suchej masy w %	c Zawar- tość wody w %	Ilość osadu w l/m ³ dobe $\frac{a}{b} \cdot \frac{100}{1000}$
I. Osadniki:				
1. Osad suchy, wydobyty z wo- dy z lejów osadowych	54	2,5	97,5	2,16
2. Osad odwodniony przy wydo- bieniu	54	5	95	1,08
3. Nieodwodniony przegniły osad	34	13	87	0,26
4. Wyszuszony na powietrzu przegniły osad		45	55	
II. Złóża zraszane:				
5. Osad z osadników wtórnych	13	8	92	0,16
6. Świeży zmieszany osad z osadników wstępnych i wtórnych	67	5,5	94,5	1,22
7. Przegniły zmieszany osad	43	10	90	0,43
8. " " " wy- szuszony na powietrzu " "		45	55	
III. Zbiorniki nawietrzane:				
9. Świeży osad z nadmiaru	31	0,7	99,3	4,43
10. " " " wymie- szany z osadem z osadników wstępnych	85	4,5	95,5	1,87
11. Przegniły zmieszany osad	55	7	93	0,79
12. " " " wy- szuszony na powietrzu " "		45	55	

Dla silnie obciążonych złóż zraszanych należy brać wartości pośrednie pomiędzy I i II.

Wartości wyżej podane odnoszą się do wypadku najczęściej spotykanej sieci układu jedno-
litego.

Osadzający się w osadnikach świeży osad ma wygląd bardzo nieestetyczny i stanowi z po-
vodu dużej zawartości szkodliwych bakterii stałe niebezpieczeństwo dla mieszkańców i ob-
sługi. Z tych względów musi być szybko i bezpiecznie usunięty. Zależnie od miejscowych
warunków przeprowadza się to rozmaicie. Wchodzi tu w grę:

1. Topienie w morzu,
2. Odwadnianie na poletkach, filtrach ssących lub wirówkach,
3. Zakopywanie w gruncie lub rozplantowywanie na powierzchni terenu w stanie płynnym
lub odwodnionym,
4. Kompostowanie z dodaniem lub bez dodania torfu lub zmiotek,
5. Zatopienie w stawach osadowych,
6. Spalenie,
7. Przegnicie z wykorzystaniem gazu i nawozu.

Usuwanie osadu przy pomocy topienia w morzu stosowane jest częstokroć w Ame-
ryce i Anglii. W Londynie świeży osad wydobywany z osadników gromadzony jest w okrętach
cysternach, którymi jest regularnie wywożony na odległość minimalną 100 km od brzegu i to-
piony. Londyn wysyła dziennie około 6000 m³ świeżego osadu przy pomocy 4 okrętów. Sposób
ten jest jednak kosztowny.

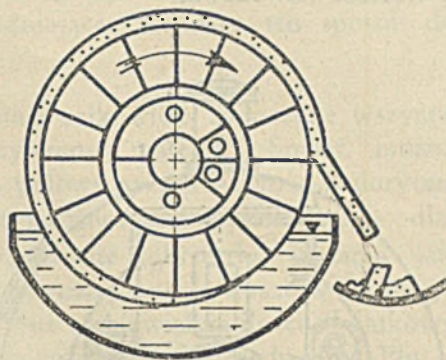
Świeży osad może być odwadniany na poletkach zaopatrzonych w warstwę
filtracyjną. Są to wspomniane już wyżej poletka zalewane. Ze względu na trudne wysychanie
świeżego osadu i nieprzyjemne właściwości również i osuszonego osadu, sposób ten stosuje się
bardzo rzadko do świeżego osadu i tylko jako tymczasowe rozwiązanie. Natomiast poletka
takie dobrze spełniają swoje zadanie osuszające w wypadku osadu przegniłego.

Filtry ssące stosowane są również do przegniłego osadu dla jego podsuszenia. Dzia-
lają one następująco: Na wolno obracającym się bębnie (rys. 374) napięta jest warstwa filtrująca
zanurzająca się w płynny osad. Wnętrze bębna podzielone jest na komory poddawane działaniu
ssącemu. Osad przyciągany jest działaniem ssącym do warstwy filtrującej, przy czym w cza-

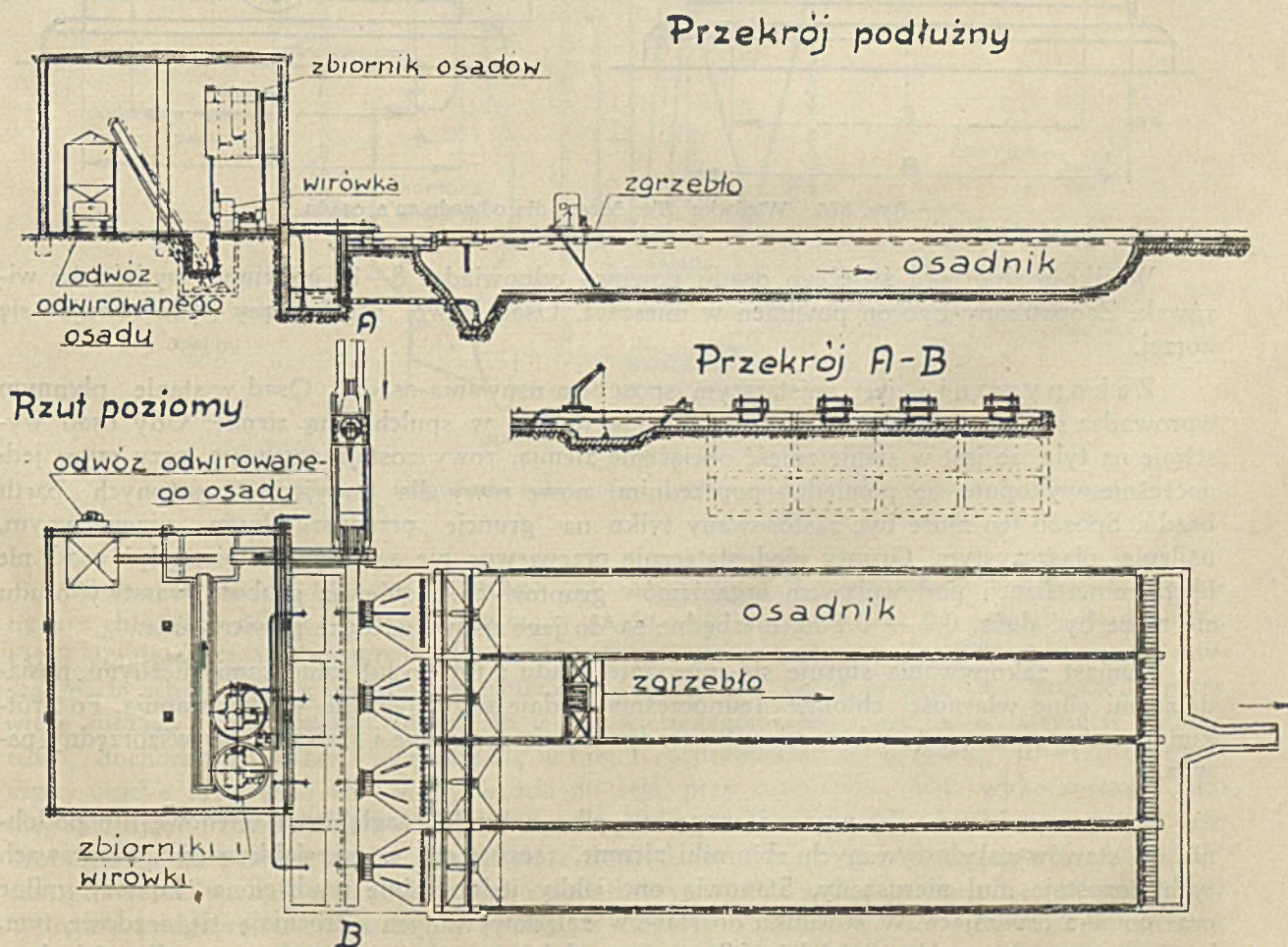
się obrotu odciąganą jest z niego woda. Wytwarza się ciąga taśma ciastowata, którą odcinają noże. Ta ciastowata masa zawiera w wypadku osadu czynnego około 80% wody, miejskiego świeżego 65%, przegniłego 62%. Wydajność filtrów wynosi 10—30 kg suchej pozostałości na 1 m² powierzchni w godzinę. Nadają się tego rodzaju filtry tylko do przegniłego bezwonnego osadu. Ciastowata masa musi być dalej podsuszana. Wyszuszony osad może być sprzedawany jako nawóz lub spalany

Wirówki oddzielają wodę od osadu przy pomocy siły odśrodkowej. Zastosowane są na oczyszczalni w Frankfurcie nad Menem, Hannoverze, były proponowane w Radomiu. Nowsze konstrukcje wirówek

„Ter Meer“ pracują samoczynnie w ten sposób, że obsługa nie ma żadnej styczności z osadem (rys. 375). Do celów odwadniania osadów budowane są jednostki o średnicach od 800 — 2100 mm i wydajności 0,56 — 10,0 m³/godz. (rys. 376). Przy średnicy 2 m i pojemności 1,3 m³ prędkość obwodowa wynosi 60 m/sek. Wydajność wynosi 10 m³ osadu na godzinę. Osad nieodwodniony wychodzi ze zbiornika do wirówki obudowanej szczelnie i umieszczonej na osi poziomej. Na skutek siły odśrodkowej cięższa część osadu odrzucona zostaje do ściany zewnętrznej, woda się oddziela i odpływa. Gdy przyrząd zapełni się wysuszonymi osadami, następuje ich zeszkobanie nożem, otwarcie i wyrzucenie osadów. Okres pracy trwa 7,5 minuty: 0,5 minuty napełnianie, 4 minuty odwirowanie,

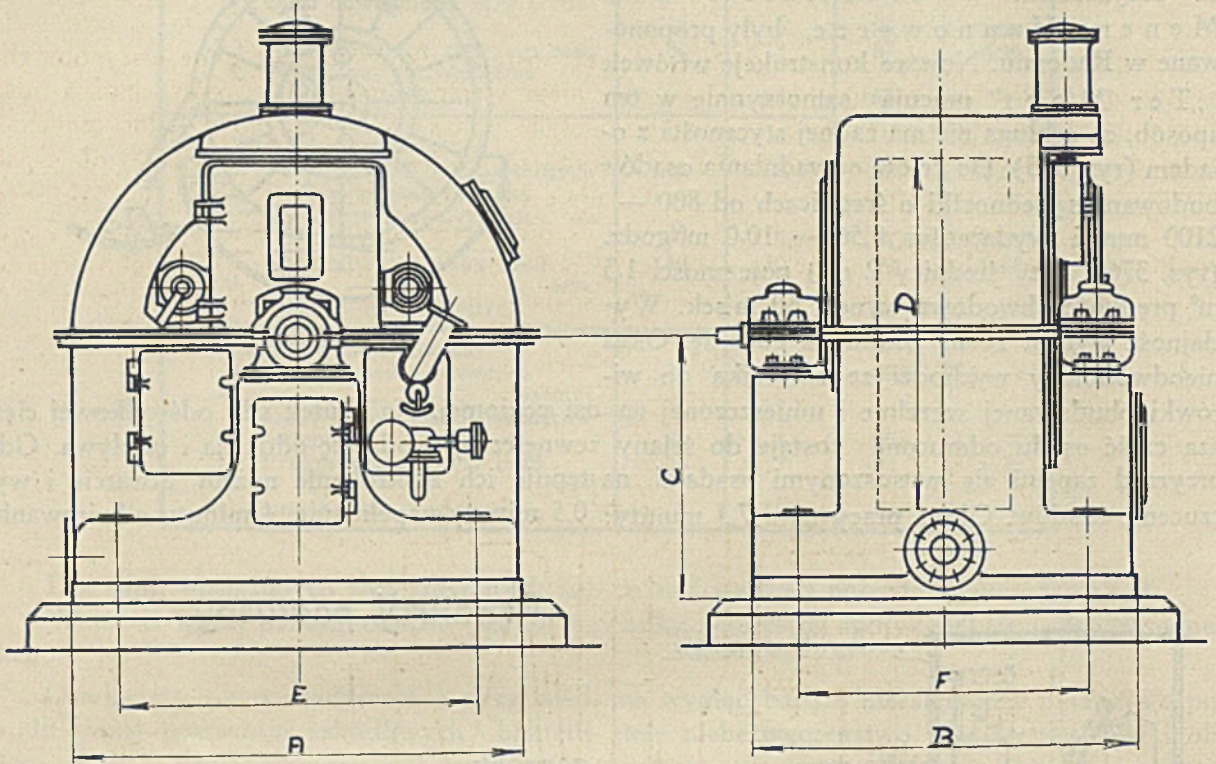


Rys. 374. Filtr ssący.



Rys. 375. Schemat oczyszczalni z osuszeniem osadu przy pomocy wirówek.

2,5 opróżnienie, 0,5 minuty okres martwy. Po wypróżnieniu przy pomocy samoczynnego urządzenia otwiera się samoczynnie przewód ze zbiornika osadu i przyrząd zapełnia się nową porcją. Osad z wirówek zawiera 70—75% wody. Zapotrzebowanie mocy wynosi 30 kW na 10 m³/godz. Odpływająca woda musi być oczyszczana na oczyszczalni, gdyż zawiera jeszcze dość dużo domieszek łatwo zagniwających. Odwodniony osad może być kompostowany z torfem lub wapnem, traci w krótkim czasie wodę do 50% i nie cuchnie, daje się wziąć na łopatę i ma wysoką wartość nawozową.



Rys. 376. Wirówka „Ter Meer” dla odwodnienia osadu.

Wielkość zbiornika świeżego osadu powinna odpowiadać 8—10 godzinnej wydajności wirówek. Zaopatrzony być on powinien w mieszacz. Osad łatwo zagniwający odwirowuje się gorzej.

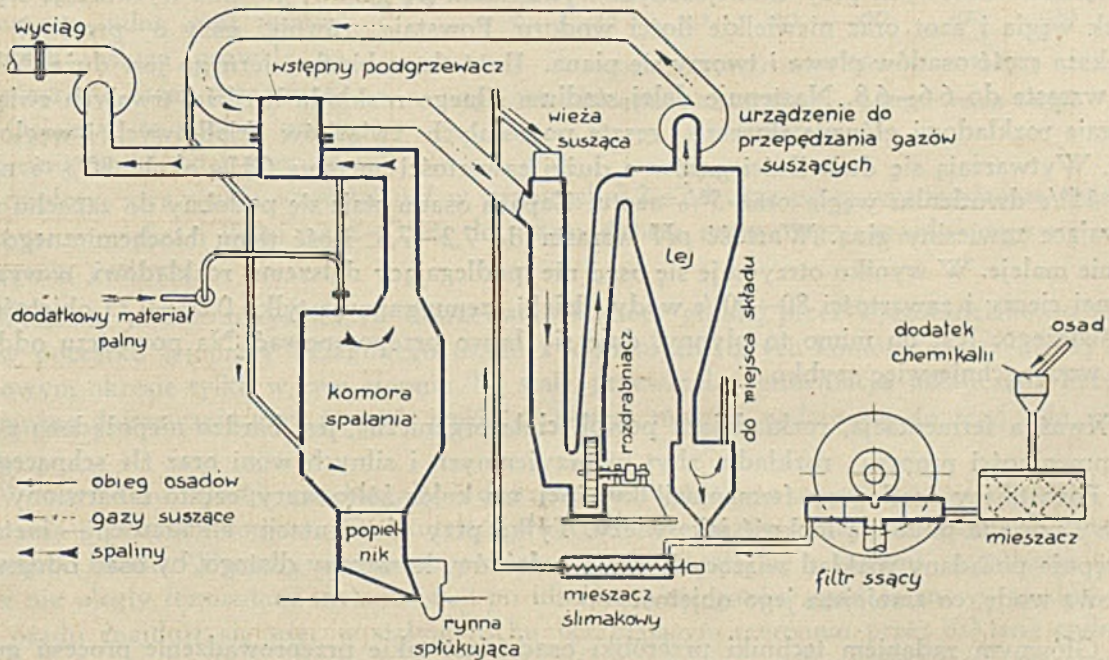
Zakopywanie jest najstarszym sposobem usuwania osadu. Osad w stanie płynnym wprowadza się w świeżo wykopane rowy. Woda wsiąka w spulchnioną ziemię. Gdy osad wyschnie na tyle, że jest w stanie znieść obciążenie ziemią, rowy zostają zasypane, przy czym jednocześnie wykopuje się pomiędzy poprzednimi nowe rowy dla przyjęcia następnych partii osadu. Sposób ten może być zastosowany tylko na gruncie przepuszczalnym, przewiewnym, najlepiej piaszczystym. Grunty niedostatecznie przewiewne nie są odpowiednie, gdyż osad nie ulega mineralizacji pod wpływem organizmów gruntowych. Ponieważ grubość warstwy osadu nie może być duża, 0,2 — 0,4 m, niezbędne są do jego usuwania duże powierzchnie.

Zamiast zakopywania stosuje się mieszanie osadu z torfem lub zmiotkami ulicznymi, posiadającymi silne własności chłonne. Jednocześnie dodaje się wapno lub węglan wapnia. Po krótkim przeciągu czasu (3—5 miesięcy) osady zostają rozłożone i stanowią pierwszorzędny nawóz.

Stawami osadowymi mogą być albo naturalne zagłębienia terenowe lub podobnie do stawów załadowywanych zbiorniki ziemne, zaopatrzone w przesiąkliwe dno. W stawach tych pozostaje muł nieruszany. Stanowią one jakby jednocześnie wydzielone, komory gnilne oraz poletka osuszające. W stosunku do stawów załadowywanych odróżniają się osadowe tym, że nie ma w nich przepływu ścieków. Stawy wypełniane przegniłym osadem są całkowicie bezwonne, zaś odpływające z nich ścieki zupełnie nieszkodliwe. Gdy doprowadza się świeży płyn-

ny osad, powstają w okolicy bardzo przykre zapachy oraz pląga much. Natężenie zapachu można zmniejszyć przez utrzymywanie stale ponad osadami warstwy wody oraz utrzymywanie w całości tworzącego się na jej powierzchni kożucha. Stanowią więc one naturalne zbiorniki gnilne, z których jednak osadu nie wypuszcza się po przegnicciu. Sposób ten nadaje się bardziej do osadu mineralnego, wówczas grubość zalegania może dochodzić do kilku metrów. Przy czysto domowym osadzie grubość warstwy nie może przekraczać 1 m, gdyż w przeciwnym wypadku osad nie podlega zmianom i nie traci swych nieprzyjemnych własności. Po wypełnieniu się całkowitym stawu otwiera się urządzenie odwadniające. Wymaga ten sposób dość dużych powierzchni.

Spalanie osadu posiada tę zaletę, że zostają całkowicie zniszczone wszystkie chorobotwórcze bakterie oraz usunięty zostaje cały nieprzyjemny materiał. Spalać można osad przegniły lub świeży. Osad przy przegnicciu traci około połowy swych wartości kalorycznych, ze względu jednak na to, że zawiera mniej wody oraz że możliwe jest wykorzystanie dla spalania tworzącego się przy procesie gnicia gazu, nadaje się równie dobrze do spalania jak osad świeży. Przy spalaniu osuszonego świeżego osadu zaoszczędza się kosztów budowy komór gnilnych. Przy dobrze działającym urządzeniu potrzebne są niewielkie ilości dodatkowych materiałów palnych. Na większą skalę stosuje się spalanie osadów w St. Zjedn. Am. Płn.



Rys. 377. Schemat urządzenia spalającego osad w oczyszczalni Calumet — Chicago.

W oczyszczalni Calumet Chicago osad mieszany jest z osadnikami wstępnymi i wtórnymi z chlorkiem żelaza i wstępnie osuszany na filtrach ssących do zawartości wody 80%. Przez domieszanie osuszonego osadu obniża się zawartość wody do 40–50%, przy czym mieszanina ta schnie jeszcze następnie w osuszaczu (rys. 377). Osad dostaje się najprzód przez wieżę suszącą i rozdrabniacz (młyn) do lejki powietrznej. Gazy suszące o ciepłocie 540–620°C dochodzą do wieży i oziębiają się w niej i rozdrabniaczu do ciepłoty 110–120°C. Osuszony osad o zawartości 10% wody wpada do lejki, przy czym może być wykorzystany jako niepodlegający rozkładowi i nadający się do przewozu nawóz. Część tak osuszonego rozdrobnionego na proszek osadu miesza się z dochodzącym świeżym podsuszonym osadem, podczas gdy reszta spalana jest w piecu. Jako dodatkowy materiał palny stosuje się pył węglowy. Wstępny podgrzewacz ochładzający spaliny z ciepłoty 750–800°C do 180–185°C ogrzewa gazy osuszające z temperatury 110–120°C do 540–620°C. Ilość popiołu odpowiada zawartości składników mineralnych w osadzie.

Przegniwanie osadu.

Najczęściej stosowanym sposobem przeróbki osadów w celu ich dalszego nie sprawiającego kłopotów usunięcia jest jego przegniwanie. Uzyskuje się przy tym procesie rozkład zawartych w osadach ciał organicznych na proste nie ulegające dalszemu rozkładowi związki. Osad staje się bezwonny. Część stałych ciał zamieniona zostaje na gazy i ciecze, przy czym następuje zmniejszenie pojemności osadów. Następuje zmniejszenie zawartości wody do 88 — 94%, czasami zaś i więcej, w związku z tym dalsze zmniejszenie objętości. Osad przegniły odwadnia się znacznie łatwiej i prędzej, co zmniejsza wielkość niezbędnych do tego urządzeń. Produkt końcowy daje się wykorzystać jako nawóz, zaś wytwarzające się w osacie procesu gnicia gazy mogą być użyte jako paliwo.

Osad pozostawiony pod wodą ulega beztlenowej fermentacji, gniciu. Fermentacja gnilna przebiega stopniowo w sposób następujący. W początkowym stadium na skutek rozkładu węglowodanów przechodzi osad w stan kwaśnej fermentacji, przy czym obniża się wartość *pH* świeżego osadu z 7,2—7,4 do 5,0 i niżej. Przy jednoczesnym rozkładzie zawierających siarkę ciał białkowych wytwarzają się duże ilości dwutlenku węgla oraz siarkowodoru, który nadaje osadom odrażającą woń. Ilość tlenu biochemicznego rośnie. Część osadów wypływa. Po pewnym czasie zaczyna się zmniejszanie kwaśności. Rozpoczyna się rozkład kwasów organicznych i związków azotowych przy zmniejszonym wydzielaniu się gazów; głównie wytwarzają się dwutlenek węgla i azot oraz niewielkie ilości wodoru. Powstają również gazy o przykryj woni. Większa część osadów pływa i tworzy się piana. Ilość tlenu biochemicznego jest duża. Wartość *pH* wzrasta do 6,6—6,8. Następuje dalej stadium silnego rozkładu bardziej trwałych związków. Ulegaia rozkładowi głównie tłuszcze i reszta pozostałych związków białkowych i węglowodanów. Wytwarzają się duże ilości gazów o dużej zawartości metanu CH_4 około 80% i niewielkiej 15% dwutlenku węgla oraz 5% azotu. Zapach osadu staje się podobny do zapachu smoły. Pływające zawiesiny giną. Wartość *pH* wzrasta do 7,2—7,6. Ilość tlenu biochemicznego gwałtownie maleje. W wyniku otrzymuje się osad nie podlegający dalszemu rozkładowi, o wyglądzie czarnej cieczy i zawartości 80—90% wody, dzięki czemu zajmuje tylko 0,20—0,25 objętości osadu świeżego. Jest on mimo to płynny, daje się łatwo przepompować. Na powietrzu oddaje łatwo wodę, schnie więc szybko.

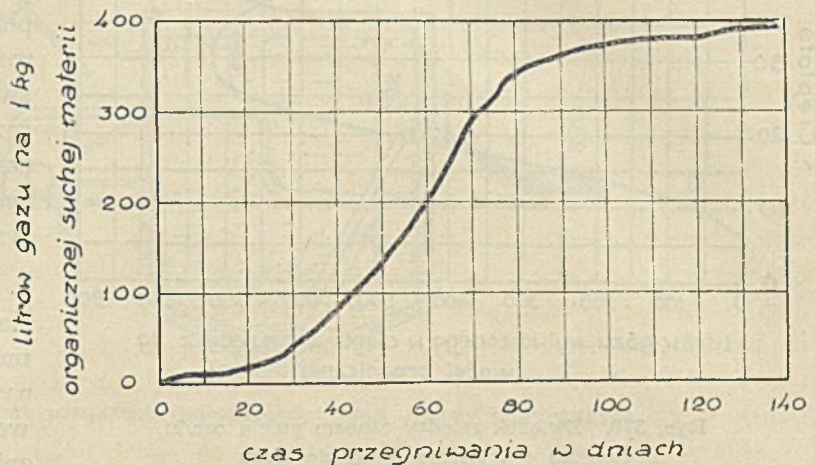
Kwaśna fermentacja, rozkładająca powoli ciała organiczne, jest bardzo niepożądaną z powodu powolności procesu rozkładu, zbyt nieprzyjemnych i silnych woni oraz źle schnącego osadu. Pozostający osad przy fermentacji kwaśnej ma kolor żółto-szary, często zabarwiony zielonkawo i posiada podłobną lepkość jak świeży. Tylko przy fermentacji alkalicznej — metanowej następuje pożądany rozkład wiążących wodę koloidów, konieczny dlatego, by osad oddawał łatwo swą wodę, co zmniejsza jego objętość.

Głównym zadaniem techniki przeróbki osadu jest takie przeprowadzenie procesu gnilnego w komorach gnilnych, aby powstawały i trwały tam optymalne warunki dla przebiegu alkaliczno-metanowej fermentacji. Porównanie składu osadu świeżego z osadem przegniłym wskazuje, jak duże zmiany powoduje proces gnilny.

Zestawienie 14.

Wyszczególnienie	Osad świeży	Osad przegniły
Ilość na mieszkańca i dobę	1 litr	0,2 litra
Zawartość wody	95%	80%
„ suchej substancji	5%	20%
Całkowita ilość suchej substancji	50 g	40 g
„ „ wody	950 g	160 g
W suchej substancji zawartość związków:		
mineralnych	35%	45%
organicznych	65%	55%
azotu	3%	1,5%
tłuszczu	10—15%	3—4,5%

Opisane wyżej procesy wymagają dla swego zakończenia nawet przy sprzyjającej ciepłocie wielu miesięcy oraz bardzo dużych pojemności komór gnilnych. Każda komora, do której doprowadzony zostanie świeży osad, musi przejść przez stadium kwaśnej fermentacji czyli przez tzw. okres dojrzewania. Trwa on przy średniej ciepłocie ścieków 15° około 5 miesięcy. Przy innej ciepłocie okres ten odpowiednio się przedłuża lub skraca. Jako miara intensywności procesu gnicia może służyć ilość wytwarzanego gazu. Im silniejsze jest wytwarzanie gazów, tym krócej trwa przy tych samych warunkach proces gnicia. Gazowanie świeżego osadu przebiega według krzywej pokazanej na rysunku 378. Przedstawia on krzywą sumowaną wytwarzania się przy ciepłocie 25°C gazów ze świeżego osadu o zawartości 95,4% wody oraz 4,6% suchej masy, zawierającej 40,7% części mineralnych i 59,3% organicznych. Wytwarzanie się gazów w ciągu pierwszych 35 dni jest niewielkie, w okresie 35 do 70 dni wzrasta bardzo silnie, po 70 dniach znowu bardzo słabnie.



Rys. 378. Związek między czasem przegniwania osadu i ilością gazu.

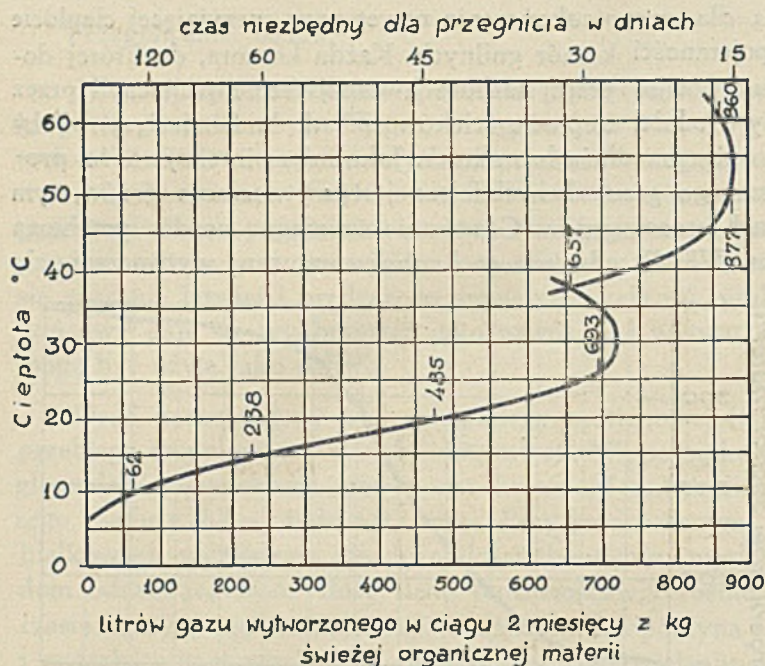
Odpowiednio zaprojektowane komory gnilne oraz prawidłowa ich obsługa pozwala na przyspieszenie czasu przegniwania. Osiągnąć to można przez utrzymanie najbardziej sprzyjającej ciepłoty, utrzymanie wartości pH w granicach 7,2—7,4 oraz przez wprowadzanie świeżego osadu nie w większej ilości niż 2—3,5% do osadu dobrze przegnilo, znajdującego się w pomieszczeniu gnilnym.

Sztucznie można przyspieszyć dojrzewanie komory gnilnej przez wprowadzenie do niej na dno w początku jej pracy przegnilo osadu z dojrzałych starych komór i obciążenie jej w początkowym okresie tylko w tym stopniu, by stale przeważała fermentacja alkaliczna. Przyspieszyć można dojrzewanie przy pomocy węgla czynnego, również nadają się do tego celu gnijące liście.

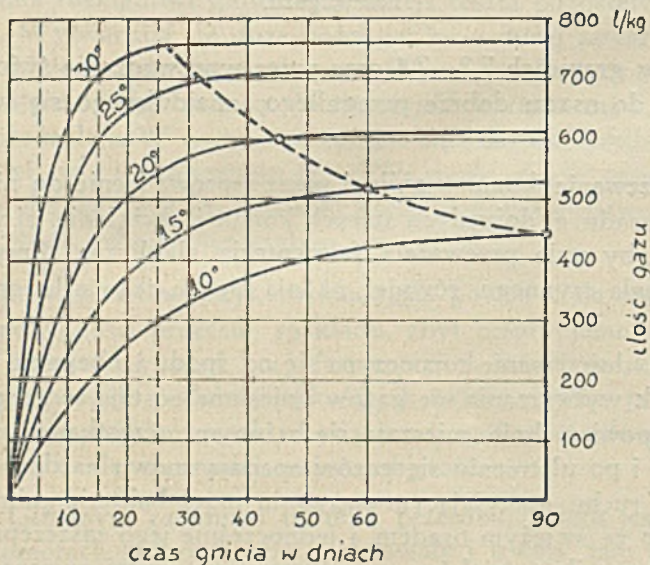
W naturalny sposób przebiegające dojrzewanie rozpoczyna się od spodu i obejmuje stopniowo całą przestrzeń komory. Na skutek wytwarzania się gazów uniesione zostają w górę gnijące cząstki osadu. Wznoszą się one na powierzchnię, mieszają się z innymi cząstkami, które jeszcze nie uległy fermentacji metanowej, i po ulotnieniu się gazów opadają znowu na dno. Cała masa osadu znajduje się więc w stałym ruchu sprzyjającym czerpaniu przez bakterie gnilne coraz to nowego pożywienia, dochodzącego ze świeżym osadem, i jednocześnie jego zaszczepianiu. W komorze znajdować się musi dostateczna ilość ścieków, umożliwiających wyżej opisane mieszanie się naturalne osadu. W przeciwnym wypadku musi być ono wspomóżone przez sztuczne mieszanie starego osadu ze świeżym.

W przeciwieństwie do fermentacji kwaśnej, która rozpoczyna się natychmiast i obejmuje całą masę osadu w ciągu kilku dni, fermentacja alkaliczna ustala się powoli i opanowuje całą komorę. Po ustaleniu się fermentacji alkalicznej nie może ona powrócić do stadium fermentacji kwaśnej, o ile tylko istnieje prawidłowa obsługa urządzeń, oraz gdy ciepłota nie obniży się na dłuższy przeciąg czasu poniżej 5°C.

Optymalna ciepłota dla procesu fermentacji alkalicznej wynosi 28°C. Poniżej tej ciepłoty (rys. 379) przedłuża się proces ustając praktycznie przy 10°. Powyżej 28° aż do 37° następuje zwolnienie jego, po czym następuje przyspieszenie aż do drugiego punktu optymalnego przy 55°C. Wpływ ciepłoty na fermentację gnilną uwidaczniają krzywe pokazane na rysunku 380, wskazujące według Faira i Moore'a ilość wytwarzających się gazów z wprowadzonego do komory gnilnej 1 kg ciał organicznych. Rozkład ciał organicznych przebiega mniej więcej równoległe do ilości wytwarzanych gazów.



Rys. 379. Związek między czasem gnicia osadu, ciepłotą i wytwarzaniem się gazu.



Rys. 380. Związek między ilością gazu, wytwarzanego z 1 kg związków organicznych wprowadzonych ze świeżymi ściekami do dojrzałej komory gnilnej, oraz czasem gnicia przy różnej ciepłocie.

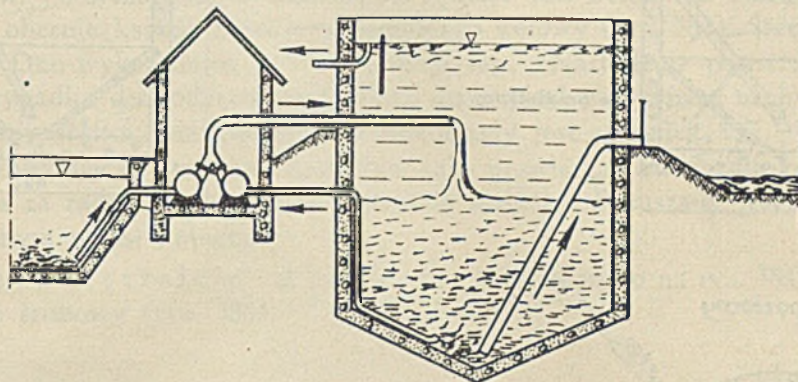
W wielu oczyszczalniach wprowadzono ogrzewanie osadów do ciepłoty możliwie zbliżonej do warunków optymalnych dla rozkładu mezophilowego. Powyżej 37° znikają bakterie mezophilowe i po pewnym czasie dojrzewania zastąpione zostają przez bakterie termophilowe, których optymalny punkt rozwoju sięga 55°C. Według doświadczeń proces termophilowego rozkładu dobrze zaszczipionego osadu trwa 12—14 dni. W praktyce nie jest on dotychczas stosowany.

Ustalona wartość pH w trzecim okresie procesu fermentacji musi być utrzymana ciągle, by nie nastąpiło jego zwolnienie. Wprowadzany codziennie do komór gnilnych świeży osad, przechodząc przez pierwsze dwa stadia, powoduje zakwaszenie dawniej nagromadzonego osadu. Jeżeli jednak objętość doprowadzanych osadów jest niewielka, tak że wpływ jego nie może obniżyć wartości pH w całej masie poniżej 7,2, proces fermentacji przebiegać będzie bez opóźnienia oraz przykrych objawów pienienia się powierzchni i wydzielania złych woni. Jak wspomniano, dopływ świeżego osadu nie powinien przewyższać 2—3,5% dobrze przegniloego dawniej nagromadzonego osadu, obliczanego w stosunku suchej zawartości. Za dobrze przegnilo osad należy uważać ten, który przegniwał już co najmniej 30 dni. W zwykłych warunkach przy tak prowadzonej obsłudze ustala się samoczynnie wartość optymalna $pH = 7,2—7,4$. Ścieki przemysłowe lub też wypuszczenie z komory zbyt dużej ilości przegniloego osadu, lub też zbyt niska szczupłość miejsca mogą powodować czasowe zakłócenia. W wypadku takich objawów stosuje się dla przywrócenia stanu równowagi wapno, w ilości 1—2 kg wapna gaszonego na 1000 mieszkańców. Wapno może być dodawane do ścieków osadowych pokrywających osad w komorze lub doprowadzane w postaci mleka wapiennego do świeżego osadu w czasie, gdy doprowadza się go do komory gnilnej.

Zawarty osad w komorze gnilnej nie wykazuje nigdy jednakowej wartości pH . Najbardziej alkaliczny jest osad gromadzący się na dnie komór. W miarę przechodzenia ku warstwom wyższym, zmniejsza się zasadowość jego przechodząc u samego wierzchu na stronę kwasowości. Jak wspomniano wyżej, w warunkach korzystnych następuje naturalne samoczynne

Zawarty osad w komorze gnilnej nie wykazuje nigdy jednakowej wartości pH . Najbardziej alkaliczny jest osad gromadzący się na dnie komór. W miarę przechodzenia ku warstwom wyższym, zmniejsza się zasadowość jego przechodząc u samego wierzchu na stronę kwasowości. Jak wspomniano wyżej, w warunkach korzystnych następuje naturalne samoczynne

mieszanie się gromadzących się w komorze osadów. W celu upodobnienia do naturalnego procesu mieszania w niektórych oczyszczalniach wprowadzono sztuczne mieszanie zawartości komory przy pomocy odpowiednich urządzeń. Dodatni wpływ mieszania na przyspieszenie procesu fermentacji nie jest jeszcze wyjaśniony. W wypadku osadników piętrowych mieszanie takie jest zbyteczne, natomiast w wypadku wydzielonych komór gnilnych, do których wprowadza się jednorazowo w krótkim czasie duże ilości świeżego osadu, mieszanie wpływa dodatnio na czas przebiegu fermentacji gnilnej (rys. 381).



Rys. 381. Schemat urządzenia mieszającego osad świeży z przegniłym.

Wydzielone komory gnilne.

W poprzednich rozdziałach opisano dwa rodzaje komór gnilnych, połączonych całkowicie lub tylko wąską szparą z przestrzenią, w której następuje wytrącanie się zawieszin: doły gnilne oraz osadniki Imhoffa. Omówić obecnie należy wydzielone komory gnilne nazwane tak ze względu na to, że pomieszczenie do przegniwania osadów jest całkowicie niezależne od pomieszczenia, gdzie następuje wytrącenie zawieszin. Osad zbierający się w osadniku jest doprowadzany codziennie względnie i w krótszych odstępach czasu do specjalnego zbiornika dla zgęstnienia lub też bezpośrednio do komory gnilnej.

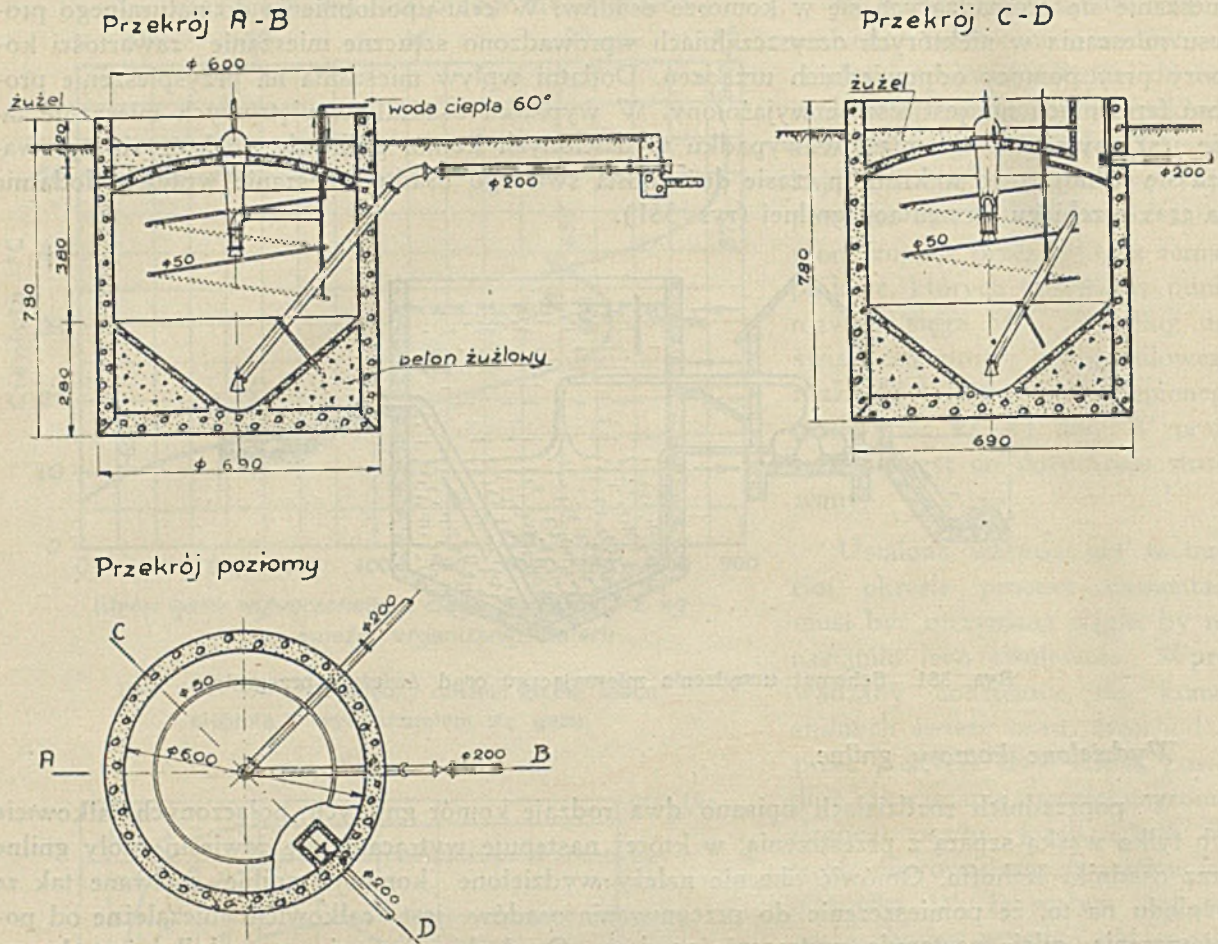
Wydzielone komory gnilne mają w stosunku do komór gnilnych osadników piętrowych tę wielką zaletę, że można je budować ponad terenem w dogodnym dla tego celu miejscu. Całkowite oddzielenie komory gnilnej daje pełną swobodę w wyborze sposobu klarowania. Wydzielone komory gnilne dają się łatwiej podgrzewać. Aby je chronić szczególnie w czasie zimy przeciwko stratom ciepła, zaopatruje się je w dobrą izolację powietrzną oraz przez obsypanie ziemią. Istnieje zawsze możliwość łatwego powiększenia pojemności urządzeń. Nie może powstać ujemny wpływ zjawisk zachodzących w komorze na proces wytrącania się zawieszin w osadniku. Usuwanie kożucha daje się przeprowadzić łatwiejszymi środkami ze względu na łatwiejszy dostęp. Przebieg procesów zachodzących w komorze daje się łatwiej obserwować. W prostszy sposób wpływać może na ustalenie się odpowiedniej wartości pH .

Do wad należy zaliczyć potrzebę urządzeń mechanicznych i budowlanych dla przeprowadzania osadu z osadnika do komory gnilnej oraz uzależnienie się od ich pracy; konieczność starszej obsługi; mniej równomierny dopływ świeżego osadu, przez co gorszy przebieg procesu zaszczepiania i wobec tego potrzebę w niektórych wypadkach urządzeń do sztucznego mieszania świeżego i dawniejszego osadu; większe koszty ruchu.

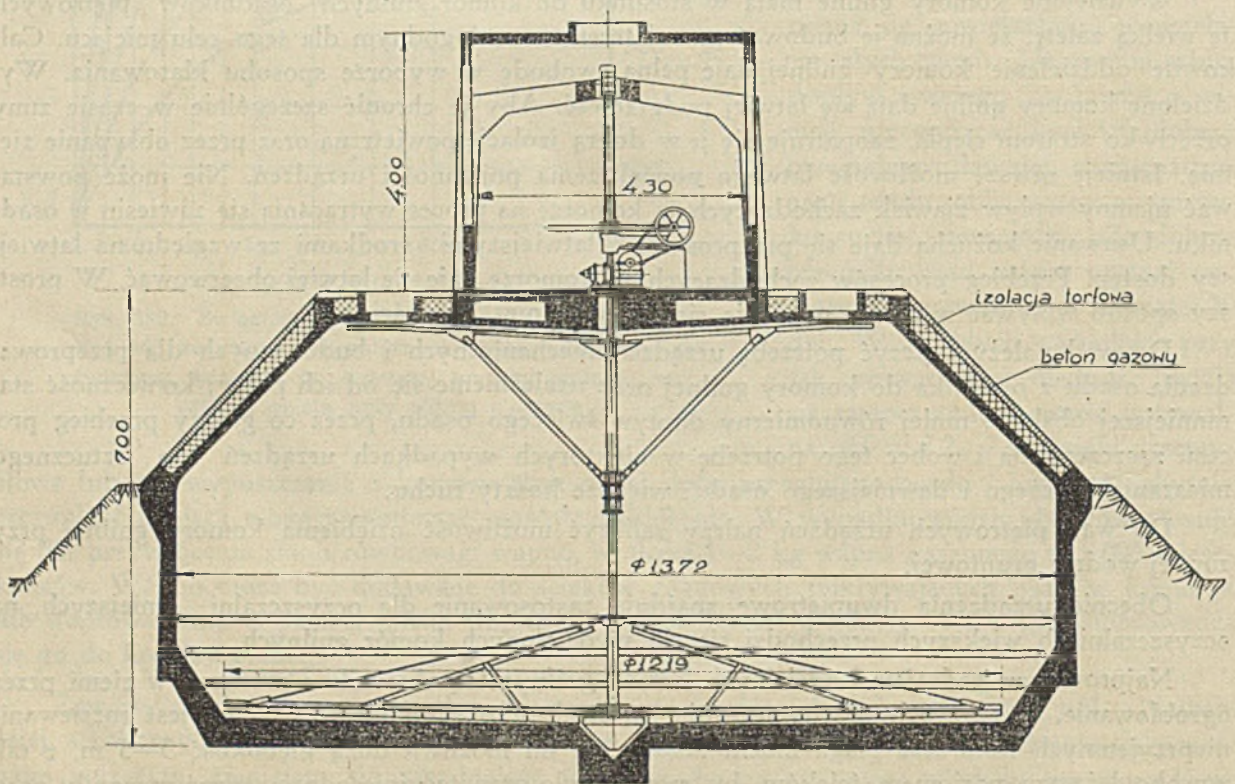
Do wad piętrowych urządzeń należy zaliczyć możliwość oziębienia komory gnilnej przy zimnej wodzie gruntowej.

Obecnie urządzenia dwupiętrowe znajdują zastosowanie dla oczyszczalni mniejszych, na oczyszczalniach większych przechodzi się do wydzielonych komór gnilnych.

Najprostszym rodzajem oddzielnych komór gnilnych są zbiorniki utworzone w ziemi przez ogroblowanie, do których przepompowuje się osady z osadników. Wadą ich jest rozsiewanie nieprzyjemnych woni oraz plaga much. Nadaje się im możliwie dużą głębokość 3—5 m, z tak wysoko leżącym poziomem ścieków, by można było grawitacyjnie odprowadzać przegniły osad na poletka do jego ususzania. Osad świeży nie powinien być wprowadzany bezpośrednio, a po



Rys. 382. Projekt wydzielonej komory gnilnej dla oczyszczalni w Otwocku.

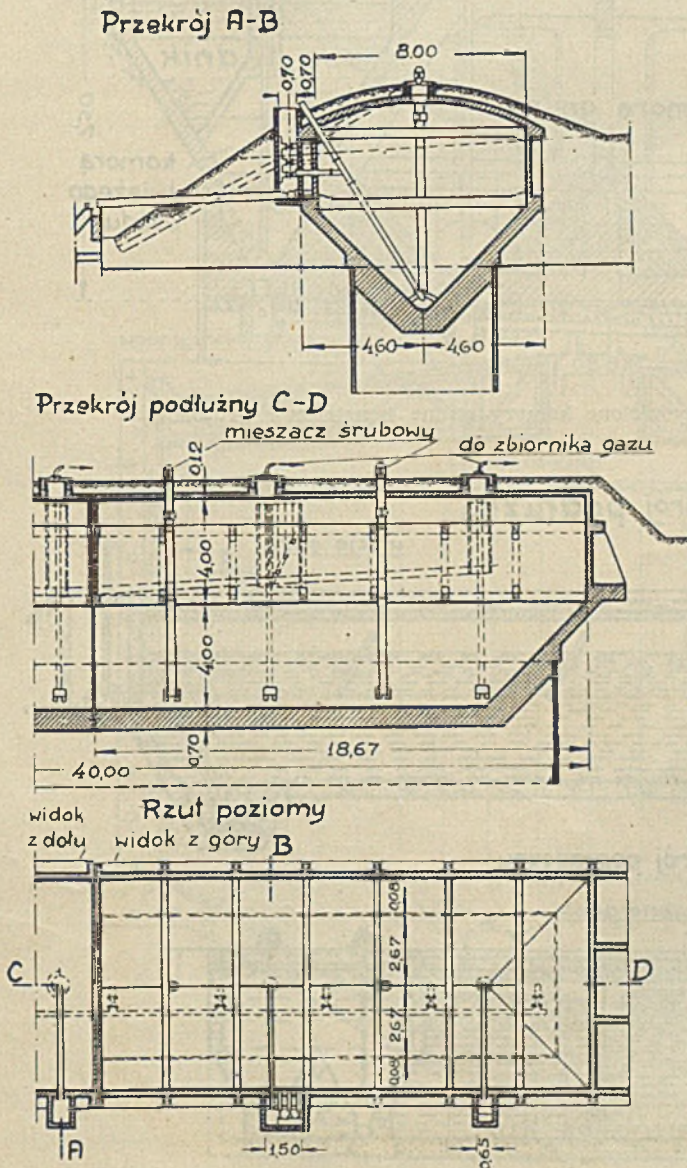


383. Wydzielona komora gnilna z przyrządem Dorra mieszającym osad.

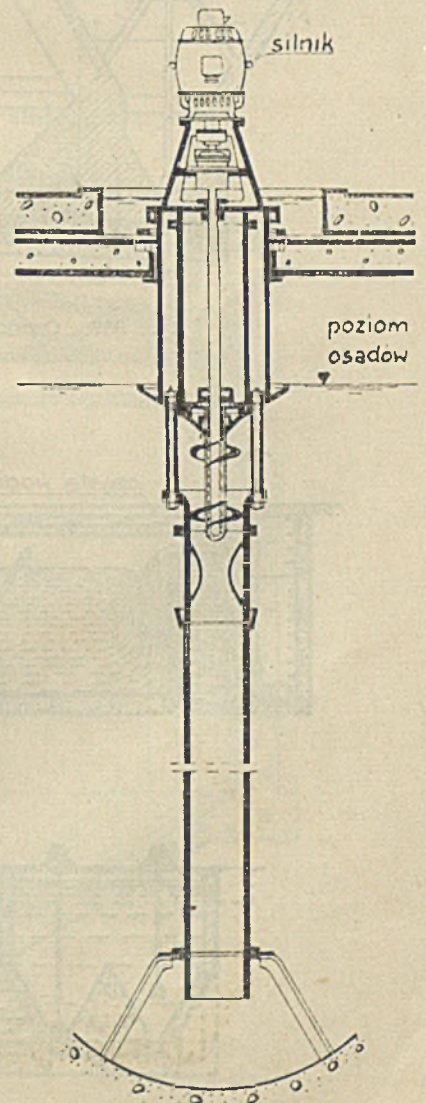
wymieszaniu ze starym w stosunku mniej więcej 2:1. W celu równomiernego obciążenia całej przestrzeni otwory wlotowe rozmieszcza się w różnych miejscach obwodu i używa na zmianę. Tworzący się na powierzchni kożuch pozostawia się jako izolację cieplną. W okresach dłuższych, kilkoletnich, zbiorniki są całkowicie opróżniane, w celu usunięcia gromadzącego się na dnie piasku oraz zbitego osadu, zmniejszających użyteczną pojemność.

Wydzielone komory gnilne są zwykle kryte w celu zabezpieczenia się przeciwko wpływowi ciepłoty zewnętrznej, przeciwdziałania rozchodzeniu się przykrych woni oraz umożliwienia chwywania gazów. Jako materiał na budowę stosowany jest beton lub żelbet. Najpowszechniej stosowany jest obecnie kształt przekroju poziomego kołowy (rys. 382). Średnice 9—26 m, głębokość 4—9 m. Dno wykształcane jest w kształcie leja. Nachylenie powierzchni leja nie musi być duże. W wypadku dochodzenia niewielkich ilości piasku wystarcza nachylenie 1:2. Gdy piasek zatrzymywany jest w piaskowniku, wystarczający jest stosunek 1:7. Komory zaopatrzone w przyrząd mieszający Dorr'a budowane są o prawie całkowicie płaskim dnie (rys. 383). Przyrząd ten ma za zadanie jednoczesne niszczenie kożucha. Poruszany jest silnikiem elektrycznym, umieszczonym w osi komory.

Komorę o kształcie podłużnym pokazano na rys. 384. Zaopatrzona jest ona w mieszacz śrubowy (rys. 385).



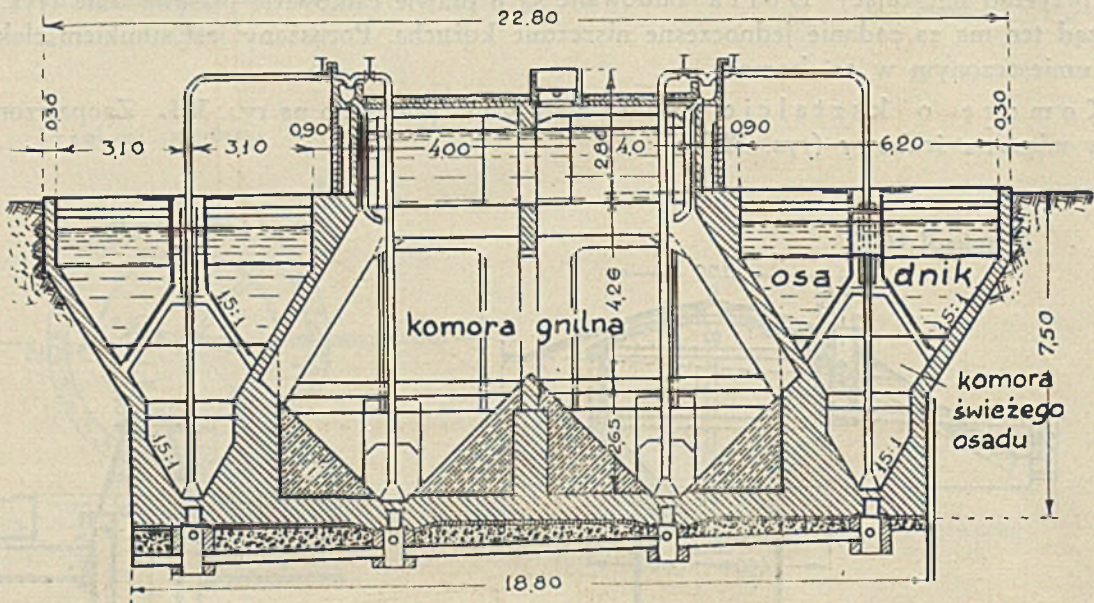
Rys. 384. Wydzielona komora gnilna oczyszczalni Spółki Emscherskiej.



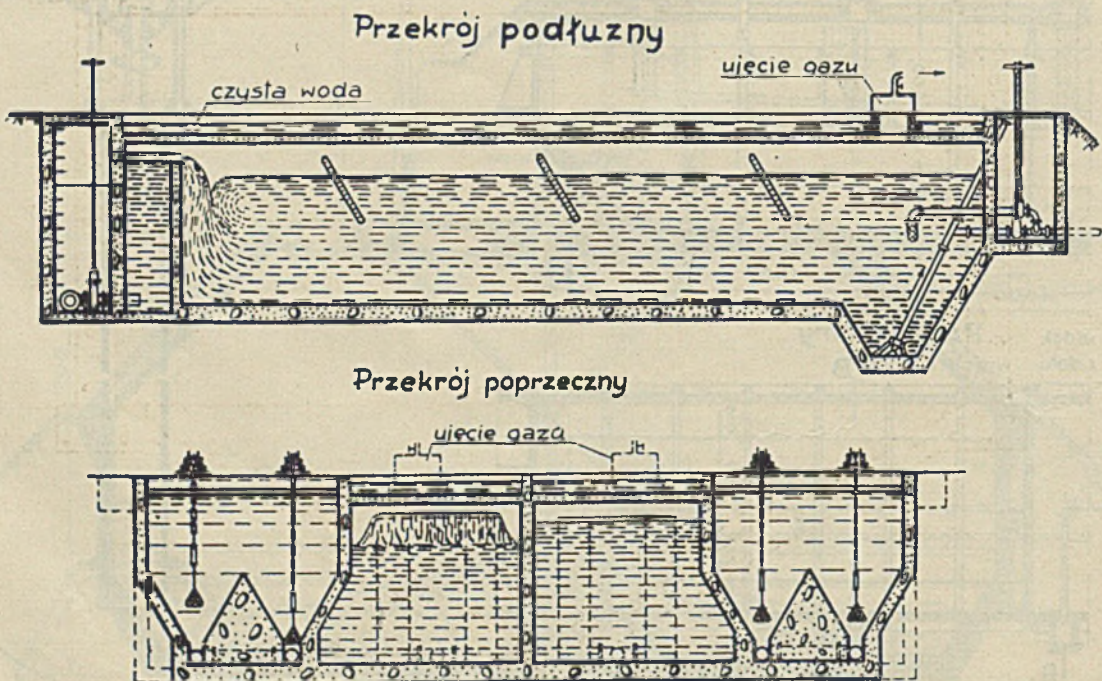
385. Mieszacz śrubowy.

W celu wykorzystania ciepła zawartego w ściekach dla celów izolacyjnych, umieścił w swojej konstrukcji Prüss komorę gnilną, pomiędzy bocznymi osadnikami (rys. 386). Osad doprowadzany jest do komory gnilnej przy pomocy pomp mamutowych. Podobne rozwiązanie przedstawiają komory gnilne Neustadzkie (rys. 387). Dopływ świeżego osadu i odpływ przegniłego odbywa się z przeciwległych stron komory. Osad przepływa przez całą jej długość, odpływa przy jej końcu całkowicie przegniły.

Różnią się również komory gnilne budową pokrycia i urządzeniami dla chwywania gazów. W konstrukcji pokazanej na rysunkach 382 i 388 strop jest stały, przy czym może być zatopiony w wodzie lub nie. Zatopienie ma tę zaletę, że wahania poziomu osadu odzwierciedlają się nad stropem oraz nie może powstawać przedostawanie się powietrza do komory, powodujące wytwarzanie się niebezpiecznych mieszanek wybuchowych. Wykonanie takie należy zalecać dla mniejszych oczyszczalni, gdzie obsługa jest mniej sprawna. W celu zabezpieczenia

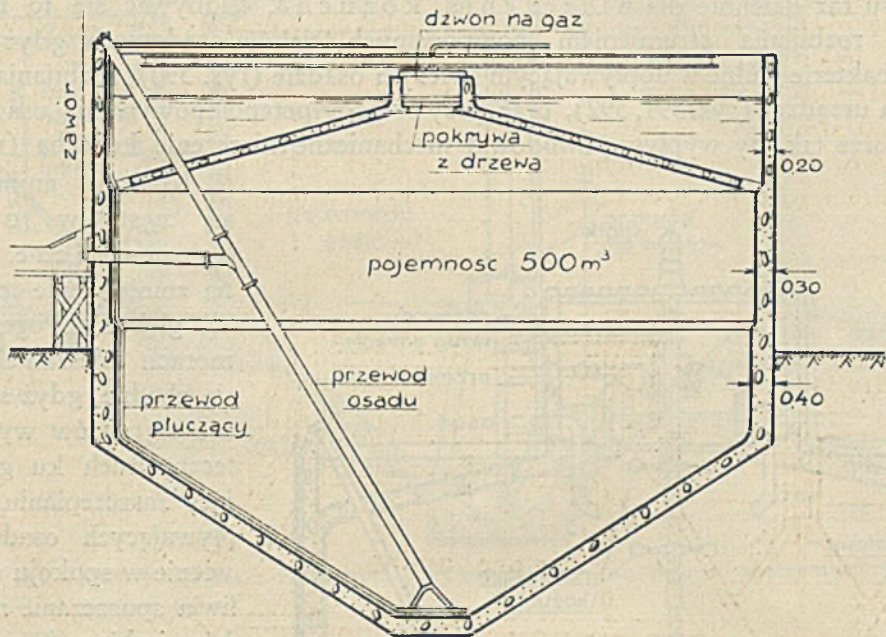


Rys. 386. Osadniki i wydzielone komory gnilne konstrukcji Prüssa.

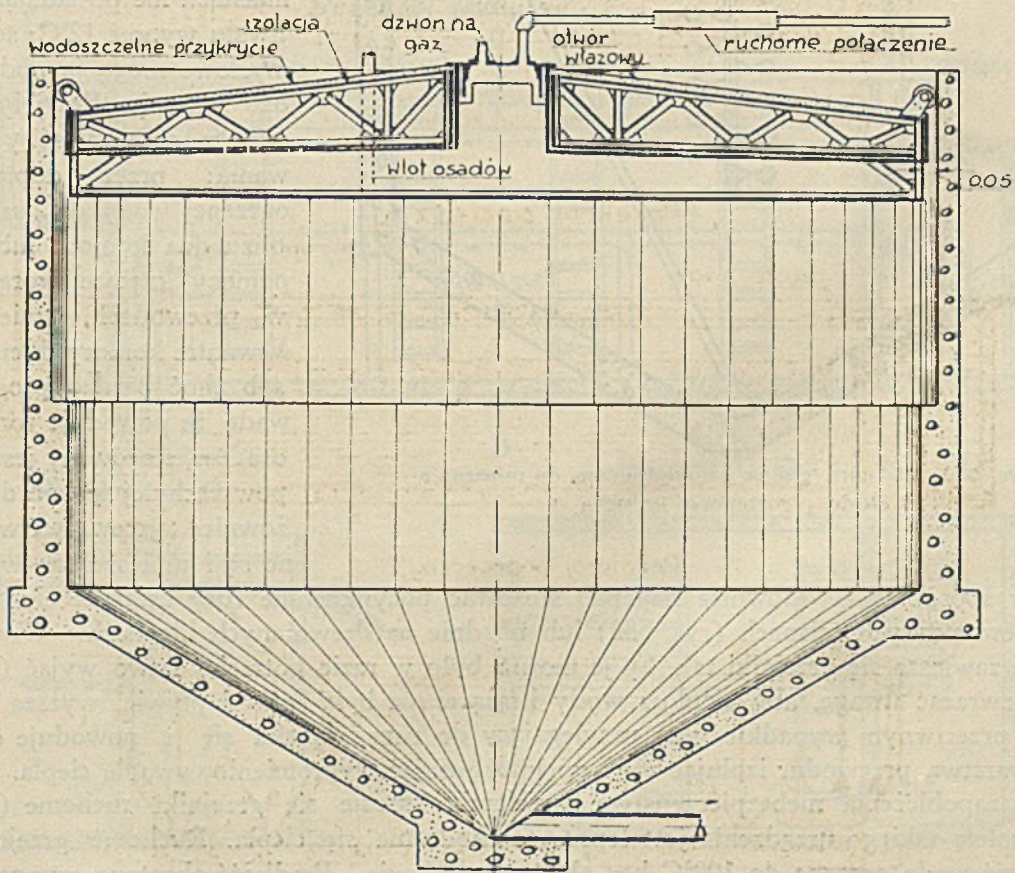


Rys. 387. Wydzielone komory gnilne w Neustadt.

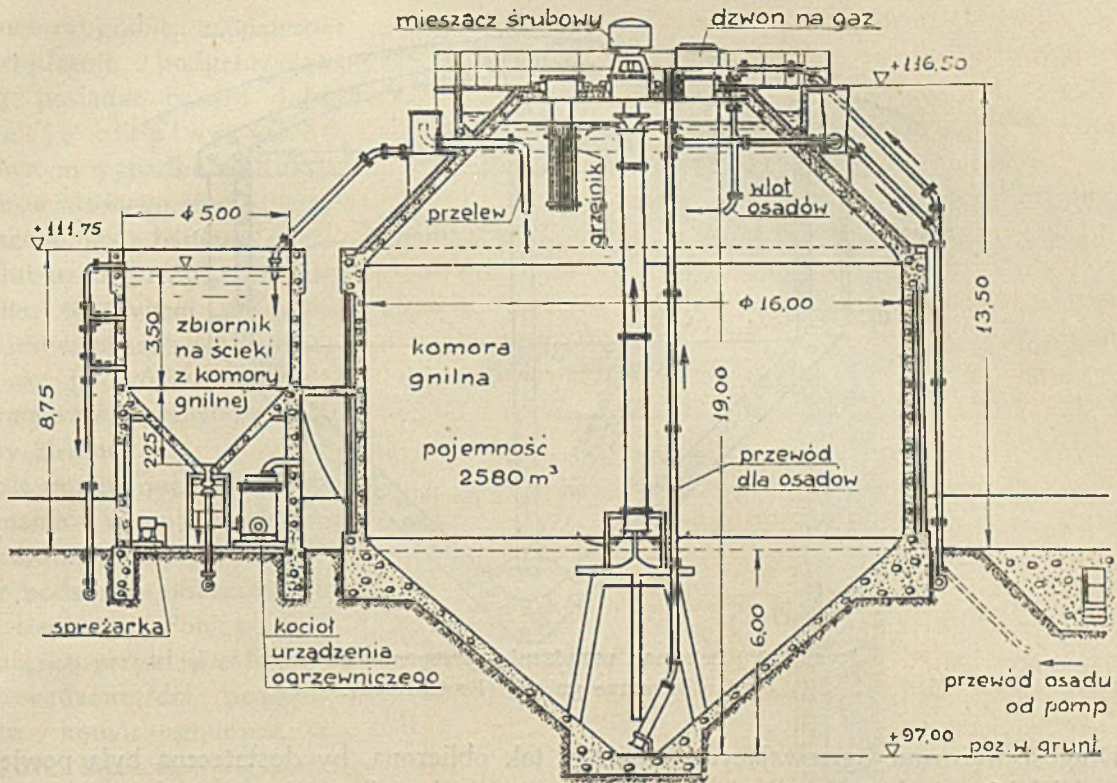
się przeciwko dostawaniu się powietrza do komory strop wykonywany jest jako pływające przykrycie (rys 389). Strop stały z pobieraniem gazów u jego szczytu wykonywany być może tylko, gdy istnieje połączenie jego spodu ze zbiornikiem gazu pod ciśnieniem. W okresie, gdy obniża się poziom wody w komorze przy wypuszczaniu ścieków osadowych lub osadów, gaz ze zbiornika wchodzi z powrotem pod strop, wypełniając całą wolną przestrzeń.



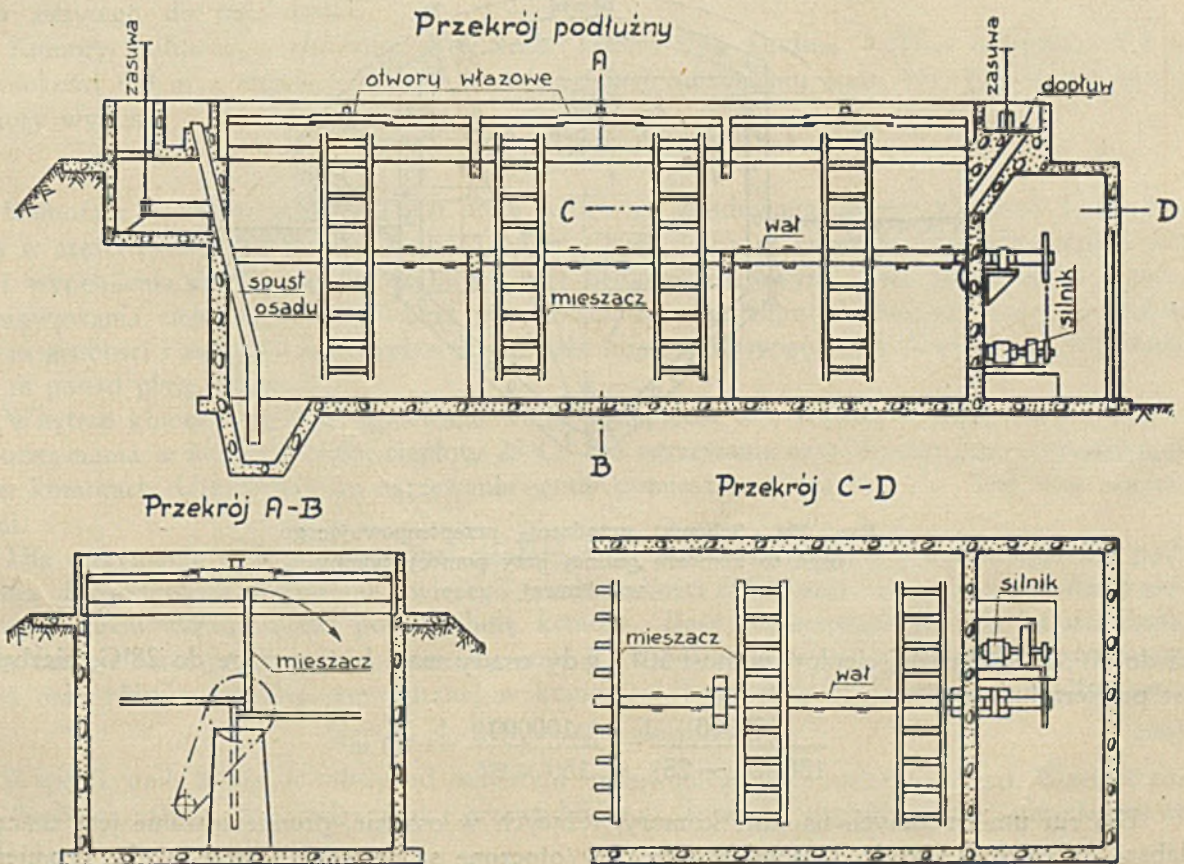
Rys. 388. Wydzielona komora gnilna ze stałym stropem zatopionym.



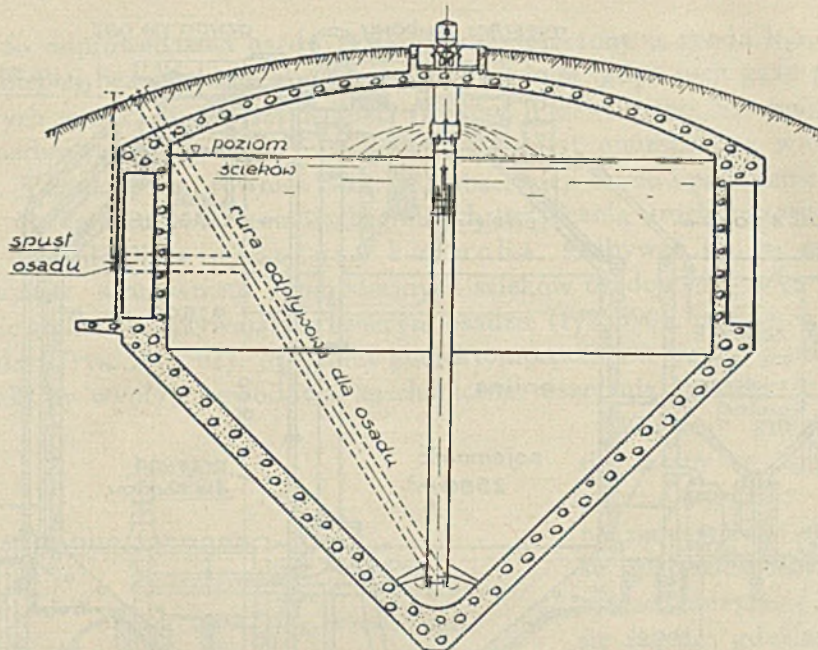
Rys. 389. Wydzielona komora gnilna z pływającym przykryciem.



Rys. 391. Komora gnilna z ruchomym i wyjmowanym urządzeniem ogrzewniczym.

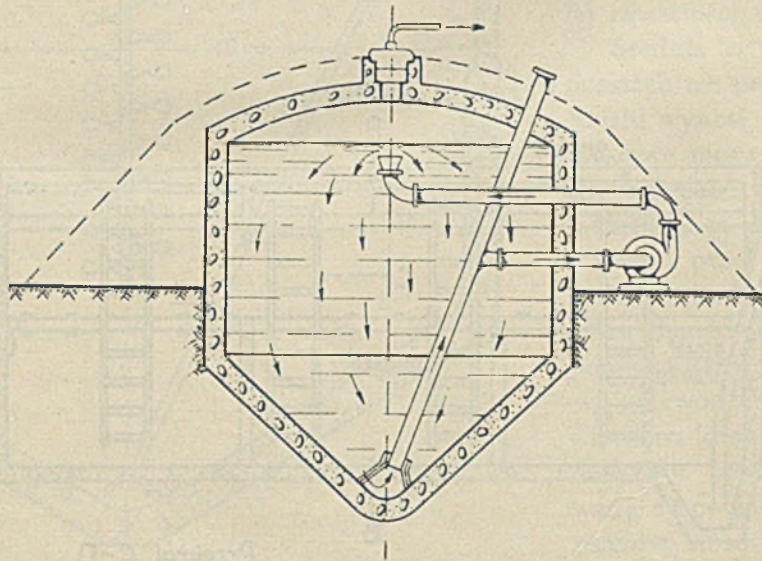


Rys. 392. Komora gnilna z urządzeniem Kessenera do mieszania osadu i rozbijania kożucha.



Rys. 393. Schemat urządzenia przepompowującego osad w komorze gnilnej (Essen-Nord).

Długość węzownic ogrzewających musi być tak obliczona, by dostateczną była powierzchnia wydzielająca ciepło. Przyjmuje się dla rur ogrzewniczych umieszczanych na ścianach na 1 m² powierzchni i 1^o różnicy ciepłoty wypromieniowywanie 150 kalorii na godzinę. Gdy więc np. doprowadzić należy 100000 kalorii/godz, zaś woda, dopływająca z ciepłotą 60^o ochłodzić się



Rys. 394. Schemat urządzenia przepompowującego osad w komorze gnilnej przy pomocy pompy wirnikowej.

na do 40^o, tj. średnia jej ciepłota wynosi 50^o i gdy osady mają być ogrzane do 28^oC, niezbędna jest powierzchnia:

$$\frac{100000}{150 (50 - 28)} = \frac{100000}{150 \times 22} = 30 \text{ m}^2$$

Dla rur umieszczanych na dnie komory, leżących w osadzie, promieniowanie jest znacznie słabsze, tylko 50 kal/godz. Natomiast gdy rury otoczone są ze wszystkich stron wodą, promieniowanie wzrasta do 300 kalorii. Ostatnia wartość odnosi się również do przewodów poruszających się w osadzie.

Komory gnilne, zaopatrzone w urządzenie podgrzewające, muszą posiadać bardzo dobrą izolację cieplną, gdyż w przeciwnym wypadku zbyt dużo z doprowadzonego ciepła zostanie stracone. Poza betonem żużlowym lub gazowym, płytami korkowymi, warstwami smołowca itp. warstwami izolacyjnymi stosuje się podwójne ściany z ochronną warstwą powietrza oraz obsypy ziemne.

Ilość potrzebnych kalorii dla utrzymania wewnątrz komór projektowanej ciepłoty określa się na podstawie obliczenia bilansu cieplnego. Poniżej przytaczam jako przykład obliczenie przeprowadzone dla projektowanych komór gnilnych w Mielcu. Dla celów ogrzewania zaprojektowane jest wykorzystanie wytwarzających się przy procesie gnicia i odpowiednio chwypanych gazów. Obliczenie zawiera jednocześnie ilość gazu zużytego do ogrzewania.

Komory gnilne zaprojektowane są w liczbie dwóch jako studnie kołowe o średnicy 9,0 m i wysokości 4,0 m z częścią dolną w kształcie leja o nachyleniu ścian 45°. Pojemność jednej komory wynosi

$$4 \cdot \frac{\pi \cdot 9^2}{4} + \frac{\pi}{3} \cdot 4,5^2 \times 4,5 = 350 \text{ m}^3$$

Komora z wierzchu przykryta jest płytą żelbetową, zbudowaną zaś jest z betonu. Ściany komory w części cylindrycznej mają grubość 0,5 m. Część dolna w kształcie leja wytworzona jest przez wypełnienie spodu studni cylindrycznej betonem żużlowym. Dla zmniejszenia wypromieniowywania ciepła z komory, dana jest izolacja ścian i stropu od zewnątrz warstwą celolitu 0,10 m grubości i asfaltu 5 mm grubości oraz cała komora obsypana jest ziemią na wysokość 1,25 m ponad płytę pokrycia.

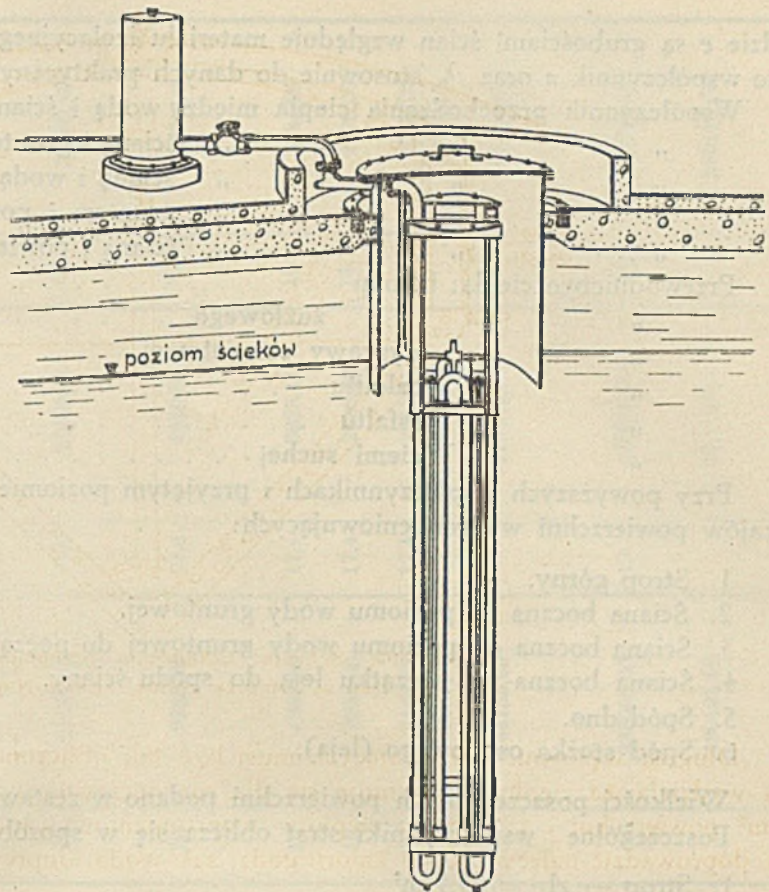
Wnętrze komory ma być ogrzewane wodą o ciepłocie 60°, krążącą w węzownicy z rur 1" dla utrzymania w komorze stałej ciepłoty 25°C. Do ogrzewania zastosowano gaz, wytwarzający się w komorach. Urządzenie do ogrzewania wody pomieszczone ma być w budynku oczyszczalni.

Dla utrzymania w komorze gnilnej ciepłoty + 25° trzeba zużyć pewną ilość ciepła dla podgrzania dochodzącego codziennie świeżego osadu w ilości 21 m³ oraz na wyrównanie straty ciepła wypromieniowanego przez powierzchnię komory. Ilość wypromieniowanych kalorii ciepła zależy od wielkości powierzchni promieniowania A , współczynnika straty k , godzin promieniowania oraz różnicy ciepłoty wewnętrznej w komorze t_1 i zewnętrznej powietrza t_2 według wzoru:

$$Q = k \cdot A \cdot 24(t_1 - t_2) \text{ kalorii/dobę} \quad (46)$$

Współczynnik straty k zależy od materiału budowlanego oraz rodzaju izolacji. Wartość zaś jego liczbowa zależy od współczynnika przewodnictwa λ oraz współczynnika przechodzenia ciepła a :

$$\frac{1}{k} = \frac{1}{a} + \frac{e_1}{\lambda_1} + \frac{e_2}{\lambda_2} + \dots \quad (47)$$



Rys. 395. Wyjmowana węzownica grzejnika komory gnilnej.

gdzie e są grubościami ścian względnie materiału izolacyjnego. Dla określenia wartości k przyjęto współczynnik a oraz λ stosownie do danych praktycznych, jak następuje:

Współczynnik przechodzenia ciepła między wodą i ścianą a_1	= 300
" " " " ścianą i gruntem a_2	= 250
" " " " ścianą i wodą gruntową a_3	= 500
" " " " gruntem i powietrzem a_4	= 100
" " " " ścianą i powietrzem a_5	= 15
Przewodnictwo ciepła: betonu	$\lambda_1 = 1$
" " " żuźlowego	$\lambda_2 = 0,2$
" " wyprawy cementowej	$\lambda_3 = 0,5$
" " celolitu	$\lambda_4 = 0,1$
" " asfaltu	$\lambda_5 = 0,5$
" " ziemi suchej	$\lambda_6 = 2,0$

Przy powyższych współczynnikach i przyjętym poziomie wody gruntowej określono 6 rodzajów powierzchni wypromieniowujących:

1. Strop górny.
2. Ściana boczna do poziomu wody gruntowej.
3. Ściana boczna od poziomu wody gruntowej do początku leja.
4. Ściana boczna od początku leja do spodu ściany.
5. Spód dno.
6. Spód stożka osadowego (leja).

Wielkości poszczególnych powierzchni podano w zestawieniu obliczenia strat ciepła.

Poszczególne współczynniki strat oblicza się w sposób następujący:

1. Strop — $A_1 = 63,5 \text{ m}^2$

$$\frac{1}{k_1} = \frac{1}{300} + \frac{1}{250} + \frac{1}{100} + \frac{0,275}{1,00} + \frac{0,10}{0,10} + \frac{0,005}{0,5} + \frac{1,05}{2,00} = \frac{1}{0,55}$$

$$k_1 = 0,55$$

2. Ściana boczna do poziomu wody gruntowej — $A_2 = 102 \text{ m}^2$

$$\frac{1}{k_2} = \frac{1}{300} + \frac{1}{250} + \frac{0,5}{1,0} + \frac{0,005}{0,5} + \frac{0,1}{0,1} = \frac{1}{0,64}$$

$$k_2 = 0,64$$

3. Ściana boczna od poziomu wody gruntowej do początku leja $A_3 = 31,5 \text{ m}^2$

$$\frac{1}{k_3} = \frac{1}{300} + \frac{1}{500} + \frac{0,5}{1,0} + \frac{0,005}{0,5} + \frac{0,02}{0,5} + \frac{0,1}{0,1} = \frac{1}{0,65}$$

$$k_3 = 0,65$$

4. Ściana boczna od początku leja do spodu ściany $A_4 = 94 \text{ m}^2$.

$$\frac{1}{k_4} = \frac{1}{300} + \frac{1}{500} + \frac{0,5}{1,0} + \frac{1,9}{0,2} + \frac{0,005}{0,5} + \frac{0,02}{0,5} = \frac{1}{0,1}$$

$$k_4 = 0,10$$

5. Spód dno $A_5 = 60,5 \text{ m}^2$.

$$\frac{1}{k_5} = \frac{1}{300} + \frac{1}{500} + \frac{0,60}{1,0} + \frac{2,0}{0,2} + \frac{0,02}{0,5} = \frac{1}{0,1}$$

$$k_5 = 0,10$$

6. Spód pod wierzchołkiem leja $A_6 = 3,0 \text{ m}^2$

$$\frac{1}{k_6} = \frac{1}{300} + \frac{1}{500} + \frac{0,6}{1,0} = \frac{1}{1,79}$$

$$k_6 = 1,79$$

Zestawienie 15.

Powierzchnia	m ²	Współcz. <i>k</i>	Strata ciepła przez 24 godz. przy $\Delta t = 1^{\circ}\text{C}$	Najzimniejsze dni		Zimny miesiąc zimowy		Średnio rocznie		Ciepły miesiąc letni	
				temp. pow. -20° " gruntu $+4^{\circ}$ " osadów $+6^{\circ}$	Δt	strata ciepła	temp. pow. -3° " gruntu $+6^{\circ}$ " osadów $+9^{\circ}$	Δt	strata ciepła	temp. pow. $+20^{\circ}$ " wody gr. $+10^{\circ}$ " osadów $+15^{\circ}$	Δt
1. Strop	63,5	0,55	838,20	45	37719,00	28	23469,60	17,4	14584,68	5	4191,00
2. Ściana boczna do poziomu 163	102,0	0,64	1566,72	21	32901,12	19	29767,68	17,4	27260,93	15	23500,80
3. Ściana boczna między poziomami 163—161	31,5	0,65	491,40	21	10319,40	19	9336,60	17,4	8550,36	15	7371,00
4. Ściana boczna między poziomami 161—158	94,0	0,10	225,60	21	4737,60	19	4286,40	17,4	3925,44	15	3384,00
5. Spód duo	60,5	0,10	145,20	21	3049,20	19	2758,80	17,4	2526,48	15	2178,00
6. Lej osadowy	3,0	1,79	128,88	21	2706,48	19	2448,72	17,4	2242,51	15	1933,20
					91432,80		72067,80		59090,40		42558,00
Dzienne wypromieniowywanie ciepła dla dwóch osadników					182865,60		144135,60		118180,80		85116,00
Zużycie dzienne ciepła na podgrzanie świeżego osadu		21,0 m ³ dla $\Delta t = 1^{\circ}$	210,00	19	399000,00	16	336000,00	13	273000,00	10	210000,00
Dzienne zużycie ciepła dla obu komór					581865,60		480135,60		391180,80		295116,00
Dzienne zużycie gazu w m ³					160		133		108		82

Obliczenie straconych kalorii ujęto w zestawienie 15, podane powyżej, gdzie obliczono straty ciepła dla charakterystycznych ciepłot najzimniejszego dnia w roku, zimowego i letniego oraz średniej rocznej ciepłoty ($7,6^{\circ}\text{C}$). W zestawieniu podano również ilość kalorii, potrzebnych do podgrzania codziennie dopływających osadów stosowanie do ich zmiennej ciepłoty, uzależnionej od pory roku, obliczonych wzorem

$$Q = 21000 (t_2 - t_1) \text{ kalorii} \quad (48)$$

Przy przyjęciu wartości kalorycznej wytwarzającego się gazu 6000 kalorii na 1 m^3 i sprawności urządzeń ogrzewniczych 60%, tj. 3600 kalorii z 1 m^3 zużytego gazu obliczono ilość zużytego gazu w różnych porach roku oraz średnio rocznie.

Dwustopniowe przegniwanie.

Ze względu na to, że fermentacja gnilna przebiega, jak wyjaśniono wyżej, od stadium fermentacji kwaśnej do alkalicznej i to ostatnie ulega wpływom pierwszego, przeprowadzono próby ich rozdziału. Do tego celu posłużyć się trzeba dwiema współpracującymi komorami gnilnymi. Pierwsza służy dla fermentacji kwaśnej, druga dla fermentacji alkalicznej. Pierwsza komora ma objętość mniejszą, obliczoną tylko na krótki czas fermentacji kwaśnej. Teoretyczna objętość komór powinna być mniejsza niż komory jednej. W rzeczywistości stopniowe przegniwanie związane jest z pewnymi trudnościami. Trudne jest ustalenie pojemności komór. Stały kłopot wynika z powodu ciągłego pienienia się. Dwie komory mimo mniejszej ich łącznej pojemności mogą być droższe od pojedynczej. Zaletą jest większy stopień sklarowania ścieków osadowych oraz mniejsza zawartość wody w przegniłym osadzie, który szybko daje się wysuszyć.

— W innym układzie stosuje się dwie komory o tej samej wielkości. W pierwszej zachodzi wolny proces gnicia z intensywnym ruchem zawieszin. Osad utrzymujący się na dnie usuwa się do komory następnej, gdzie podlega on powolniejszemu ostatecznemu stopniowi przegnica. Około 90% przegnica zachodzi w komorze pierwszej. Ścieki osadowe odprowadza się z drugiej komory, gdzie wobec braku zjawiska wypływania osadów są one klarowniejsze. Komorę pierwszą zaopatruje się w ogrzewanie, urządzenie do chwytania gazu oraz do rozbijania kożucha. W drugiej komorze urządzenia te są zbędne.

Dwustopniowe przegniwanie może być zastosowane w wypadku piętrowych osadników. Gdy część spodnia spełniająca rolę komory gnilnej okaże się niedostateczna, dobudowuje się komory wydzielne, w których można zastosować podgrzewanie osadów.

Nadmiar ścieków osadowych z komór gnilnych odprowadza się do dopływu przed osadnikami. Odbywa się to zwykle z wydzielonych komór gnilnych w czasie doprowadzania świeżego osadu. Przy małej zawartości zawieszin w ściekach mogą być one wprowadzone do dopływu, idącego na oczyszczalnię biologiczną. W niektórych wypadkach stosuje się dodatkowe sklarowywanie ścieków albo w oddzielnych niewielkich osadnikach lub przy pomocy środków chemicznych. Niekiedy nadmiar ścieków wprowadza się na poletka filtracyjne. W dwustopniowych urządzeniach istnieje stałe połączenie komory osadowej i gnilnej przez szpary tak, że zbędne się staje oddzielne traktowanie nadmiaru ścieków z komory gnilnej.

Obliczenie wielkości komory gnilnej.

Obliczenie pojemności komór gnilnych opiera się na ilości zanieczyszczeń przypadających na jednego mieszkańca lub zawartości w osadzie ciał organicznych. Jako jednostkę podstawową objętości komór gnilnych dla ścieków domowych przyjęto 30 litr/m . Odpowiada to w warunkach przeciętnych w stosunku do zawartości ulegających osadzaniu ciał organicznych $\frac{30}{40} = 0,75 \text{ litr/g}$ ($0,75 \text{ m}^3/1 \text{ kg}$) organicznej suchej pozostałości w doprowadzonym w ciągu 24 godzin świeżym osadzie. Wartość ostatnia staje się użyteczna, gdy znane są dokładnie właściwości osadów. Powszechnie obliczenie przeprowadza się w oparciu o wyżej określoną praktycznie jednostkową pojemność dla komór gnilnych osadników piętrowych 30 litr/m . Przy zmianie warunków normalnego przebiegu procesu fermentacji gnilnej wartość ta ulega zmianie. Przyjmuje się następujące pojemności jednostkowe:

Zestawienie 16.

Dla komór gnilnych osadników piętrowych	30 litr/m
„ „ wydzielonych, dobrze ogrzewanych, z urządzeniem niszczącym kożuch, z odprowadzeniem nadmiaru ścieków oraz przegniłego osadu w sposób ciągły przez cały rok	15 litr/m
Dla otwartych ziemnych zbiorników z wymieszaniem osadu pompą	90 litr/m
Dla komór gnilnych z osadników wstępnych i wtórnych ze złóż zraszanych	45 litr/m
Dla komór gnilnych z osadników wstępnych i wtórnych silnie obciążonych złóż zraszanych	60 litr/m
Dla komór gnilnych przy chemicznym strącaniu osadów	60 litr/m
Dla komór gnilnych z osadników wstępnych i wtórnych przy oczyszczaniu biologicznym sposobem osadu czynnego	90 litr/m

Wszystkie podane wartości należy powiększyć 1,5-krotnie, jeżeli chodzi o niewielkie rozmiary oczyszczalni, dla liczby mieszkańców poniżej 5000. Również, gdy doprowadza się osad z dużych osadników dla przepływu burzowego, należy wprowadzić współczynnik zwiększający 1,2 — 1,5.

Wytwarzanie się gazu i jego wykorzystanie.

Powstający w komorach gnilnych gaz składa się głównie z metanu i dwutlenku węgla z małą domieszką azotu. Znajdują się też w nim niewielkie ilości wodoru oraz siarkowodoru. Jako średnie wartości można przyjąć:

Zestawienie 17.

Metan	65 — 95 %
Dwutlenek węgla	5 — 35 %
Azot	0 — 6 %
Wodór	0 — 8 %
Siarkowodór	0 — 0,25 %

W gazie gnilnym zawarta jest w większej lub mniejszej ilości woda, wydzielająca się w przewodach szczególnie w zimie. Należy ją usuwać z najniższych punktów przewodów w założonych do tego celu garnkach.

Wartość kaloryczna gazu zależy od zawartości w nim metanu i waha się w granicach 6000 — 8500 kalorii w m³. Imhoff podaje 6000 — 7000 kalorii w wypadku dwupiętrowych urządzeń, 5500 kalorii z wydzielonych komór gnilnych.

Ilość gazu zależy od rodzaju i ilości organicznych zanieczyszczeń, zawartych w ściekach oraz od ciepłoty w komorze gnilnej. Z 1 kg rozłożonych w normalnych warunkach zanieczyszczeń organicznych uzyskuje się 500 litrów, przy ciepłocie 30° — 750 litrów.

Ilości gazu uzyskiwane na oczyszczalniach ścieków obliczone są w litrach na mieszkańca i dobę. Przy przyjęciu przeciętnego składu ścieków miejskich, podanego wyżej, na mieszkańca przypada 40 g/dobę organicznych osadzających się zanieczyszczeń. Ilość więc gazu na jednego

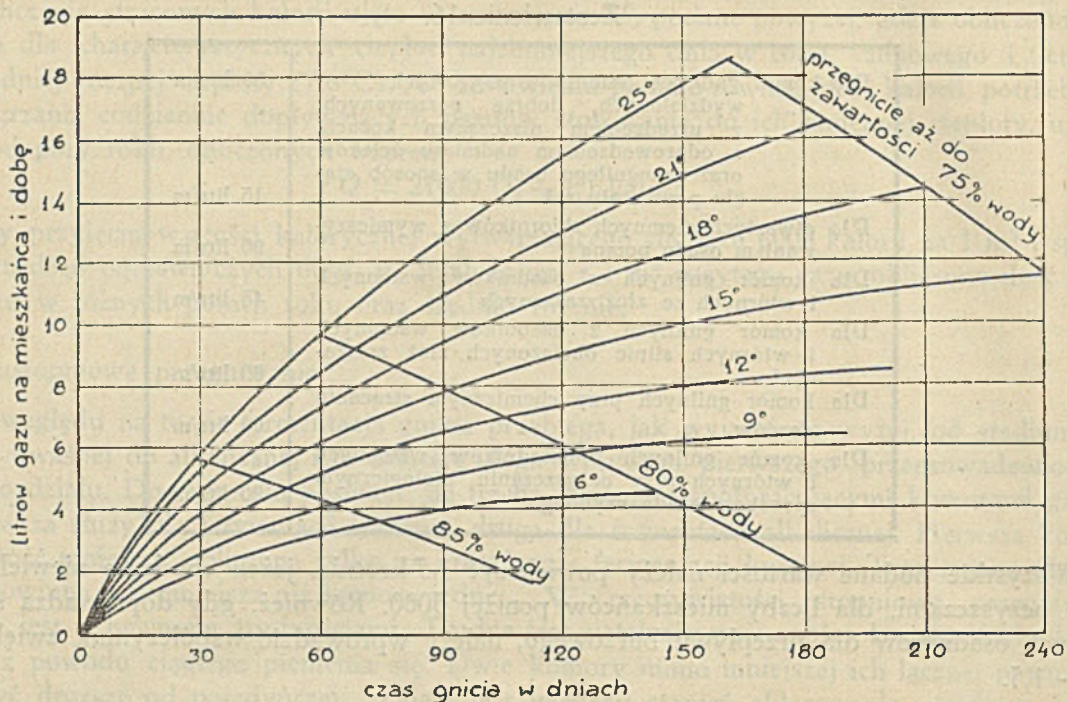
mieszkańca wyniesie $\frac{500 \times 40}{1000} = 20$ litrów/m/dobę.

Ilość uzyskiwanego gazu zależy jednak od stopnia przegnicia osadów, tj. od stopnia zawartości w nich wody. Zależność tę obrazują krzywe uwidocznione na rysunku 396.

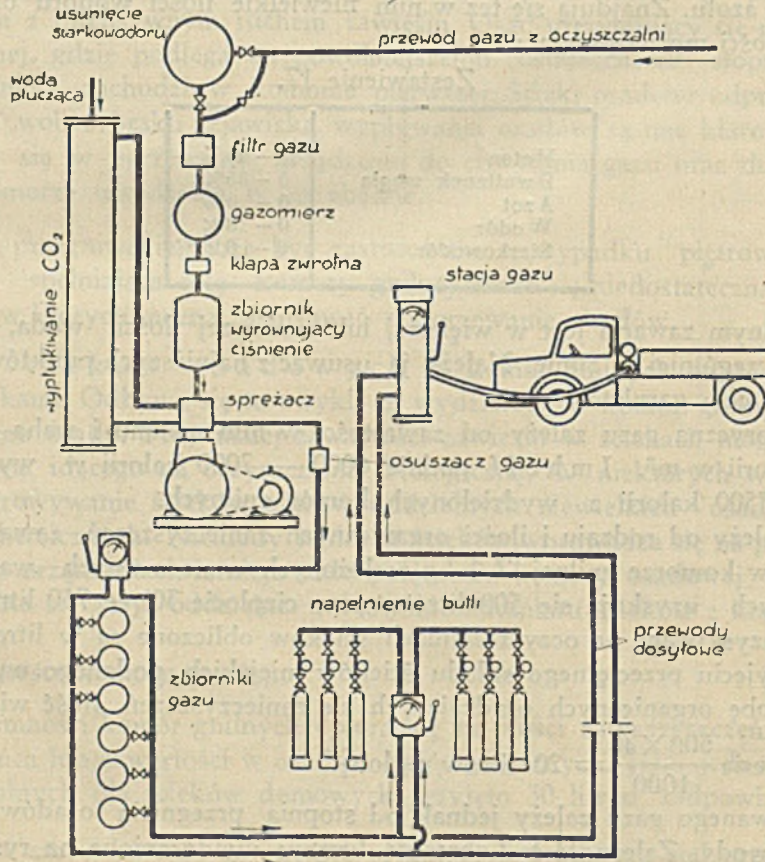
Należy liczyć, że się uzyskuje:

Zestawienie 18.

Z komór gnilnych dwupiętrowych osadników	8 — 12 litr mieszk./dobę
„ wydzielonych ogrzewanych	20 — 25 „
„ z przyłączoną oczyszczalnią biologiczną	30 „



Rys. 396. Ilość gazu na mieszkańca i dobę w zależności od czasu gnicja osadu.



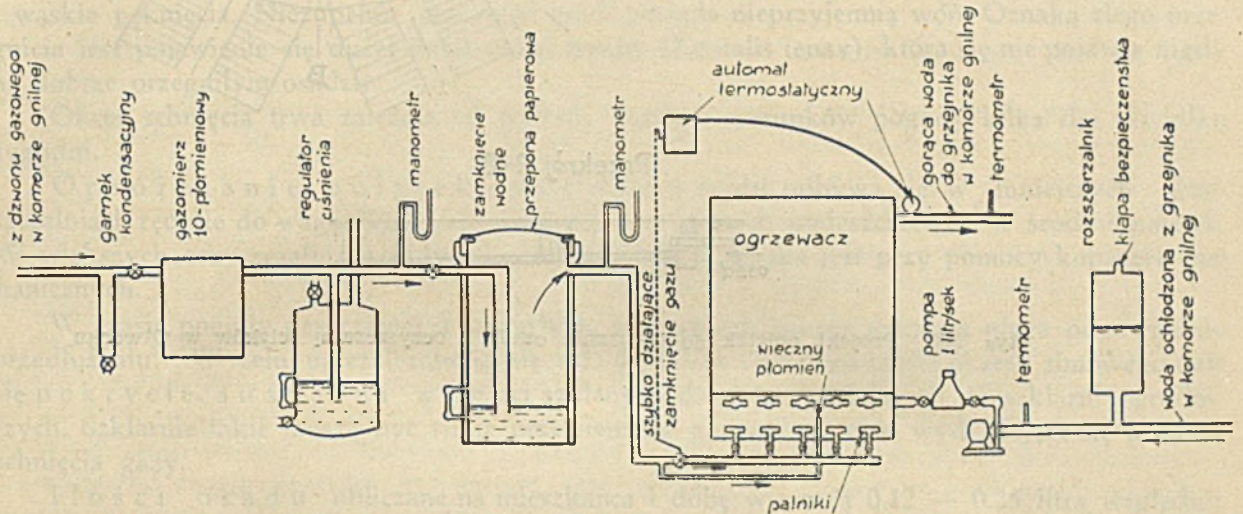
Rys. 397. Schemat urządzenia oczyszczającego gaz i użycia go do silników gazogeneratorowych.

Przyłączenie przemysłu, doprowadzającego ścieki o dużej zawartości zanieczyszczeń organicznych, powoduje zwiększenie wytwarzania się ilości gazu.

W przeważającej liczbie wypadków schwytny w komorach gnilnych gaz stosuje się do ich ogrzewania, w celu zmniejszenia ich pojemności. Może być on jednak również użyty dla podniesienia wartości kalorycznej gazu świetlnego w sieci miejskiej, lub jako niezależne źródło gazu

miejskiego, wreszcie do poruszania silników gazogeneratorowych. Przed użyciem jest wskazane oczyszczenie gazu. Jeżeli ma się go stosować do celów domowych lub przemysłowych, oczyszczenie polega na usunięciu siarkowodoru. Polega ono na przeprowadzeniu gazu przez filtr, wypełniony odpowiednią masą wodorotlenku żelaza, wiążącą siarkowodor. Również duża zawartość dwutlenku węgla jest szkodliwa w wypadku niektórych zastosowań gazu. Usuwa się go przy pomocy wymywania wodą pod ciśnieniem, a następnie przy pomocy mleka wapiennego. Powstający czysty metan ma dużą wartość kaloryczną 8500 kalorii/m³. Może on być pod dużym ciśnieniem 350 atm wtłoczony do butli i używany do poruszania silników gazogeneratorowych (rys. 397). Energia uzyskana wynosi przeciętnie 2,2 kWh z 1 m³.

W wypadku używania gazu do podgrzewania komór gnilnych należy liczyć, że można wykorzystać około 60% jego wartości kalorycznej, tj. 3600 kalorii/m³. Schemat urządzenia ogrzewniczego pokazano na rysunku 398.



Rys. 398. Schemat urządzenia ogrzewniczego przy pomocy gazu gnilnego.

Przeznaczony do użycia gaz zbierany jest w zbiornikach o maksymalnej pojemności wynoszącej około 40% dziennej produkcji.

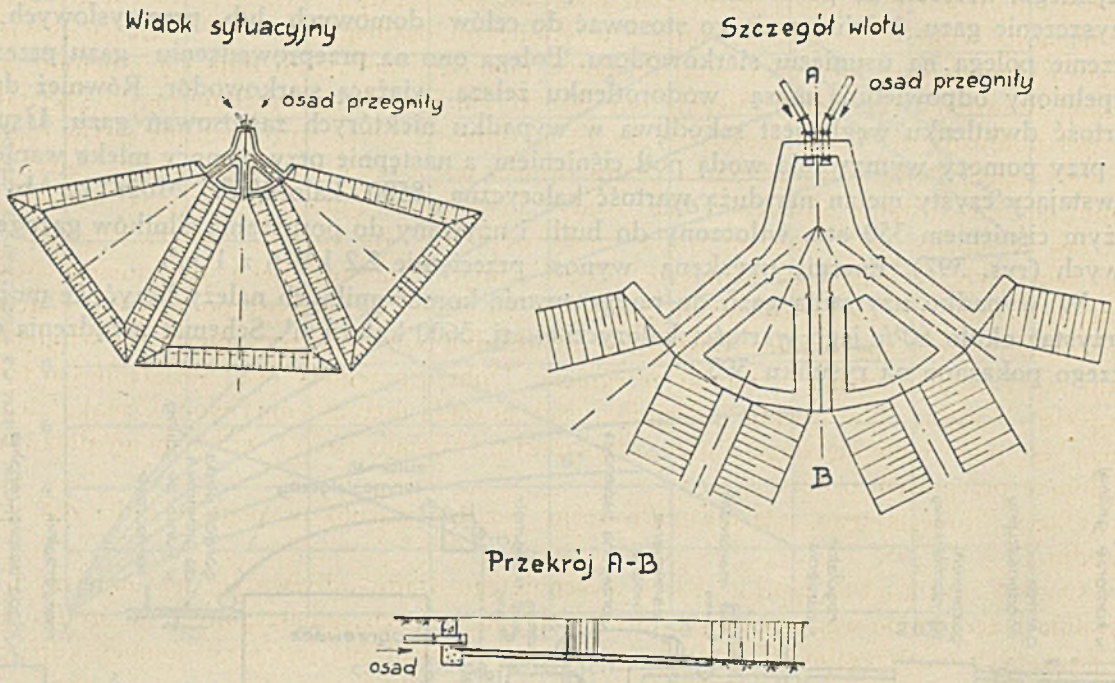
Powinno być zabronione palenie w pobliżu komór gnilnych. W czasie opróżniania i napraw komór gnilnych przedsięwzięć należy środki ostrożności przeciwko zatruciom oraz wybuchom. Wybuchowe mieszanki wytwarzają się przez zmieszanie się 7—18 części powietrza z 1 częścią gazu. Wystarczy palący się papieros lub iskra, spowodowana uderzeniem stalowego narzędzia, dla wywołania wybuchu. Z tego względu stosować się powinno narzędzia brązowe lub mosiężne.

Suszenie i wykorzystanie przegniłego osadu.

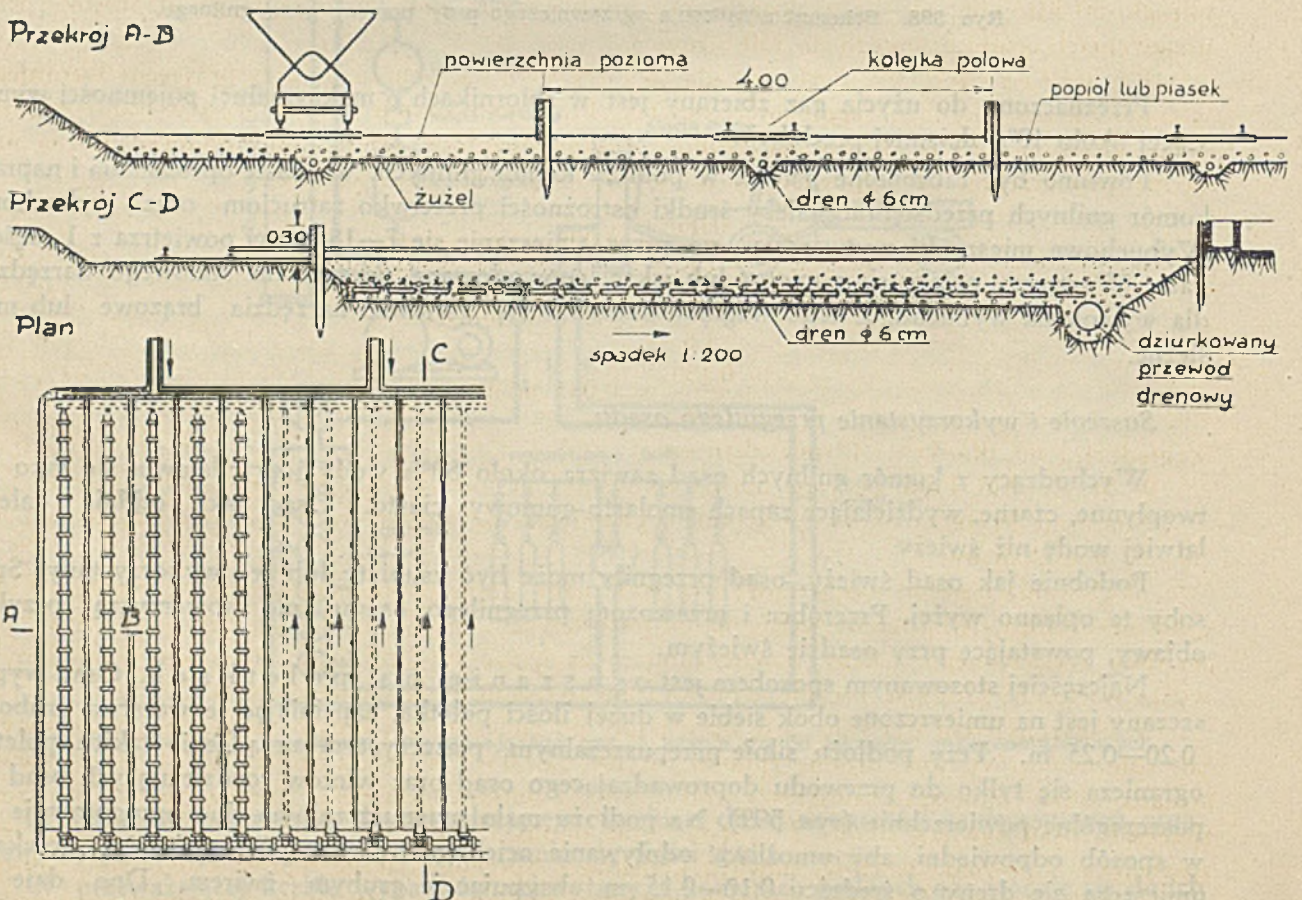
Wychodzący z komór gnilnych osad zawiera około 80% wody i przedstawia się jako łatwopłynne, czarne, wydzielające zapach smolasto-gumowy ciasto. Osad taki oddaje daleko łatwiej wodę niż świeży.

Podobnie jak osad świeży, osad przegniły może być usunięty lub też wykorzystany. Sposoby te opisano wyżej. Przeróbce i przewozom przegniłego osadu nie towarzyszą przykre objawy, powstające przy osadzie świeżym.

Najczęściej stosowanym sposobem jest *o s u s z a n i e n a p o l e t k a c h*. Osad wypuszczany jest na umieszczone obok siebie w dużej ilości poletka, zapelniając je warstwą grubości 0,20—0,25 m. Przy podłożu silnie przepuszczalnym, piaszczystym urządzenie takich poletek ogranicza się tylko do przewodu doprowadzającego osad oraz wlotów rozdzielających osad na poszczególne powierzchnie (rys. 399). Na podłożu mało przepuszczalnym dno przygotowuje się w sposób odpowiedni, aby umożliwić odpływanie ociekającej wody. W głębokich rowkach umieszcza się dreny o średnicy 0,10—0,15 m obsypując je grubym żwirem. Dno daje się w lekkim spadzie. Całą powierzchnię dna pokrywa się 0,25 m warstwą żwiru o stopniowo zmniej-



Rys. 399. Projekt poletek do osuszania osadu z oczyszczalni ścieków w Otwocku.



Rys. 400. Poletka do osuszania przegnitego osadu.

szającej się ku górze grubości ziarn. Żwir pokrywa się warstwą piasku 5—10 cm grubości. Piasek ten jest zwykle częściowo zbierany z wyschniętym osadem, musi być więc co pewien czas warstwą piasku uzupełniany. Ścianki działowe pomiędzy poletkami daje się z betonu, a nawet czasami drewniane (rys. 400). Sięgają one 30—40 cm ponad powierzchnię piasku. Kształt poletek jest podłużny 4—9 m szerokości i do 40 m długości. Osad wprowadzany jest w rogu ścianki poprzecznej. Podczas wpuszczania osadu drenaż jest zamknięty aż do chwili, gdy zawarty w nim gaz nie zostanie oddzielony od wody. Trwa to 24 godziny. Wówczas otwiera się drenaż, tak że stojąca pod osadem woda może odpłynąć. Im większa zawartość gazów w osadzie, tym szybciej następuje schnięcie. Osad schnąc zbija się i pęka twardniejąc. Można go wziąć na łopatę, gdy zawartość wody zmniejszy się do 68%. Grubość początkowa maleje około 2,5-krotnie. Dzięki spękaniom dostaje się do środka powietrze przyspieszające schnięcie. Z rodzaju szpar osadzić można o stopniu przegnięcia. Dobrze przegniły osad wykazuje bardzo liczne i wąskie pęknięcia. Niezupełnie przegniły osad posiada nieprzyjemną woń. Oznaką złego przegnięcia jest pojawienie się dużej ilości żółtej muchy (*Eristalis tenax*), która się nie pojawia nigdy na dobrze przegniłym osadzie.

Okres schnięcia trwa zależnie od rodzaju osadu i warunków pogody kilka dni do kilku tygodni.

Opróżnianie poletek z wyschniętego osadu odbywa się w mniejszych oczyszczalniach ręcznie do wagoników przesuwanych po szynach umieszczonych w środku poletek. W większych oczyszczalniach usuwanie osadu przeprowadzane jest przy pomocy kopaczek mechanicznych.

W czasie pogody deszczowej w otwartych suszarniach proces suszenia ulega odpowiednio przedłużeniu. W celu uniezależnienia się od deszczów i niedogodności okresu zimowego daje się pokrycie suszarni w postaci szklanych daszków, podobnych do szklarni ogrodniczych. Szklarnie takie muszą być silnie przewietrzane z uwagi na stale wydzielające się w czasie schnięcia gazy.

Ilości osadu obliczane na mieszkańca i dobę wynoszą 0,12 — 0,25 litra względnie okrągło 50 litrów/m/rok. Przy złożach zraszanych wzrasta ilość do okrągło 75 litr/m/rok, przy urządzeniach osadu czynnego do 150 litrów.

Powierzchnię niezbędną dla osuszenia oblicza się przy przyjęciu 9-krotnego w ciągu okresu rocznego zapelniania poletek. Przy wypełnianiu ich warstwą osadów po osuszeniu grubości 0,20 m całoroczna grubość osadów wyniesie 1,8 m. Stąd obliczyć można niezbędną powierzchnię A odpowiednio do wyżej podanych ilości osadów:

$$A = \frac{0,05}{1,8} = 0,028 \text{ m}^2/\text{mieszkańca}$$

$$\frac{0,075}{1,8} = 0,042 \text{ m}^2/\text{mieszkańca}$$

$$\frac{0,150}{1,8} = 0,083 \text{ m}^2/\text{mieszkańca}$$

względnie 1 m² dla 36 — 12 mieszkańców.

W St. Zj. Am. Półn. przyjęta norma wynosi 0,1 m²/miesz., tj. 10 mieszkańców na 1 m².

Suszarnie kryte są około 1,5-krotnie wydajniejsze od otwartych, liczyć więc można na 1 m² 50—20 mieszkańców.

Wylewanie nowego osadu może być wykonane dopiero po usunięciu wyschniętego. Gdy osad wprowadza się na tereny, gdzie ma on pozostawać i nowy osad wchodzi na warstwę poprzednio wysuszonego, należy powierzchnię powiększyć trzykrotnie w stosunku do podanych wyżej wartości. Grubość rocznie wprowadzanego osadu może wynosić 0,6 m.

Wysuszony osad używany jest wprost lub po zmieszaniu z innym materiałem nawozowym, jak sole nawozowe, torf, drobne zmiotki itp. do celów nawożenia gleby. Ponieważ posiada duże mniejszą zawartość wody, znosi dalsze odległości przewozu. Wysuszony przegniły osad zawiera około 2% azotu oraz około 1% kwasów fosforowych. Wartość jego nawozowa odpowiada wartości nawozu końskiego. Sprzedaje się go wprost odbiorcom, zabierającym go z suszarni, lub też w workach w postaci zmielonej. Gdy brak sposobności do użycia go jako środka nawozowego, zostaje użyty do wypełniania zagłębień terenowych.

Wydobywanie osadów z komór gnilnych przeprowadzane jest przy pomocy sprężonego lub rozrzedzonego powietrza oraz różnego rodzaju pomp przepływowych, tłokowych, powietrznych oraz wirnikowych. Najpowszechniej stosowane są pompy wirnikowe. Stratę ciśnienia w przewodach prowadzących osady o dużej zawartości wody można przyjąć taką samą, jak dla wody. Gdy osady są gęste, straty mogą być około 1,5—2,0-krotnie większe.

Pompy wirnikowe stosowane są tej samej budowy, co pompy kanałowe o małej ilości lopatek i dużym prześwicie.

Przewody na oczyszczalni tam, gdzie jest to możliwe, należy wykonywać jako rynny otwarte o przekroju prostokątnym z prędkością minimalną przepływu 0,4 m/sek. Przed piaskownikiem prędkość powinna być większa co najmniej 0,6 m/sek, by osad nie zbierał się na dnie. W przewodach z płynnym osadem prędkości winny wynosić 1 m/sek.

IX. 3-e. Oczyszczanie wtórne.

W ściekach oczyszczonych sposobami mechanicznymi pozostają wszystkie zanieczyszczenia rozpuszczone oraz koloidalne. Przy pomocy sposobów chemicznych można powiększyć stopień oczyszczenia, przy czym usunięte zostają również zanieczyszczenia nie ulegające osadzeniu i większa część koloidalnych. Ścieki stają się klarowne, zawierają jednak jeszcze dużą ilość związków organicznych, a więc podlegających gniciu, stawiając duże wymagania w stosunku do zdolności samooczyszczania się odbiornika. Gdy ten stopień oczyszczania nie wystarcza, ze względu na zbyt małe rozcieńczenie wodami odbiornika ścieków i niedostateczną ilość tlenu zawartego w wodzie oraz pochłanianego przez powierzchnię, do mineralizacji znajdujących się zanieczyszczeń organicznych muszą być ścieki oczyszczane w sposób bardziej doskonały. Usunięcie zdolności gnilnej ścieków odbywa się przez mineralizację zawartych w ściekach ciał organicznych głównie przy pomocy mikroorganizmów. Ponieważ one nadają charakter procesom, przebiegającym w tym stopniu oczyszczania, sposoby te otrzymały nazwę biologicznych. W sposobach tych stworzone są sztucznie procesy, powstające w sposób naturalny, opisane wyżej przy mineralizacji ciał organicznych w rzekach lub gruncie. W następstwie tego we wszystkich sposobach zasadnicze znaczenie posiada jak najlepszy dostęp powietrza do wnętrza ścieków. W czasie mineralizacji ciał organicznych przy pomocy sposobów biologicznych zachodzą poza zjawiskami czysto biologicznymi również pewne procesy chemiczne i fizyczne.

Ciała organiczne adsorbowane są przy pomocy wydzielonych przez bakterie lub też zawartych w wodzie fermentów i w stanie rozpuszczonym przedostają się przez błonę komórkową wraz z zawartym w wodzie tlenem do wnętrza komórek. Tutaj podlegają rozkładowi przy pomocy tlenu i pod wpływem fermentów komórkowych, przy czym zostają utlenione biochemicznie względnie przeprowadzone w związki mineralne: węglowodany w dwutlenek węgla, związki azotowe w kwas azotowy i wodór. Produkty tych procesów utleniających, z których bakterie czerpią swoją energię życiową, pojawiają się częściowo w formie płynnej, częściowo gazowej. Podlegają one dyfuzji przez ściany komórek do otaczającej wody i wraz z nią odpływają.

W procesach biologicznych ciała organiczne są głównie mineralizowane przez bakterie. Biorąc udział w procesie oczyszczania mała liczba pierwotniaków ma za główne zadanie ograniczenie do należytego stopnia liczby bakterii. Żyjące w rzekach pierwotniaki stanowią wartościowe pożywienie dla ryb. Powstające przy rozkładzie produkty są dalej rozkładane procesami chemicznymi, względnie jeśli stają się związkami nierozpuszczalnymi, usuwane są z wody procesem fizycznym sedymentacji. Powstają błonki i kłaczkę, osiadające na ziarnach gruntu lub złóż, lub też pływające swobodnie w wodzie. Adsorbują one ze ścieków najdrobniejsze zawiesiny, jak również rozpuszczane zanieczyszczenia.

Pobierany zawarty w wodzie tlen musi być ciągle odnawiany. Nawietrzanie ścieków odbywa się albo przez wdmuchiwanie powietrza do wody lub też przez rozkroplenie ścieków, wystawienie ich w stanie rozkroplonym na dłuższą styczność z powietrzem otaczającym.

Można ścieki i bez oczyszczania wstępnego poddać oczyszczaniu biologicznemu, jeśli tylko zostaną przy pomocy krat i sit usunięte grube zanieczyszczenia. W przeważającej liczbie wy-

padków jest celowe i gospodarczo uzasadnione oczyszczać ścieki w możliwie doskonałym stopniu od zanieczyszczeń zawieszonych. Stąd podział na oczyszczanie wstępne mechaniczne, wtórne biologiczne.

Oczyszczanie biologiczne podzielić można na odbywające się w środowisku powietrznym oraz wodnym. W wypadku pierwszym poddawane są ścieki działaniu powietrza na jakimś podłożu w cienkiej warstwie lub w stanie rozkroplenia. Podłoża, na których rozwijają się mikroorganizmy, znajdują się w powietrzu. W wypadku drugim upodobnione są warunki do naturalnego sposobu samooczyszczania się wód w naturze. Niezależnie od tego podziału rozróżniamy sposoby naturalne i sztuczne, zależnie od tego, czy wykorzystuje się naturalne procesy zachodzące w gruncie lub wodzie, czy też wzmacnia się procesy przy pomocy sztucznych środków, specjalnego rodzaju złożeń i wtłaczania powietrza, umożliwiającymi przeprowadzenie oczyszczenia w urządzeniach o wielokrotnie mniejszej powierzchni oraz pojemności. Stosowane są następujące sposoby:

I. Oczyszczanie w środowisku powietrznym:

Sposoby naturalne: pola nawadniane, pola filtracyjne, filtry gruntowe.

Sposoby sztuczne: złoża zalewane, złoża zraszane, złoża zanurzone.

II. Oczyszczanie w środowisku wodnym:

Sposoby naturalne: Stawy rybne, osad czynny.

Sprawność oczyszczania biologicznego wykazuje różnica jakości ścieków na dopływie i odpływie. Czynnikiem kwalifikującym jest tlen biochemiczny, jak również zmniejszenie ilości zawiesin oraz bakterii. I m h o f f podaje następujące wartości porównawcze:

Zestawienie 19.

W y s z c z e g ó l n i e	Zmniejszenie w %		
	biochem. tlenu	zawiesin	bakterii
Gęste sita	5 — 10	5 — 20	10 — 20
Chlorowanie surowych ścieków	15 — 30	—	90 — 95
Osadniki	25 — 40	40 — 70	25 — 75
„ i filtry piaskowe	35 — 65	50 — 80	—
Chemiczne oczyszczanie	50 — 85	70 — 90	40 — 80
„ i filtry piask.	50 — 90	80 — 95	—
Silnie obciążone złoża zraszane z osadnikami wstępnymi i wtórnymi	65 — 95	65 — 92	—
Słabo obciążone złoża zraszane z osadnikami wstępnymi i wtórnymi	80 — 95	70 — 92	90 — 95
Osad czynny z osadnikami wstępnymi i wtórnymi	85 — 95	85 — 95	90 — 98
Filtr gruntowy	90 — 95	85 — 95	95 — 98
Chlorowanie oczyszczonych biologicznych ścieków	—	—	98 — 99

W sposobach oczyszczania w środowisku powietrznym konieczny jest spadek odpowiadający całej wysokości złoża. W przeciwieństwie do tego w sposobach oczyszczania w środowisku wodnym wymagany jest bardzo niewielki spadek zwierciadła wody. Naturalne sposoby stosowane są tam, gdzie istnieją dla nich korzystne warunki. Zależnie od tego, czy zawarte w ściekach wartości są gospodarczo wykorzystywane, czy też nie, można sposoby oczyszczania podzielić jeszcze na sposoby produkcyjne i konsumcyjne. Do sposobów produkcyjnych należą pola nawadniane oraz stawy rybne. Pozostałe sposoby są konsumcyjne, wykorzystana być może tylko część wartości nawozowych zawartych w ściekach przez użycie dla celów rolniczych przegniłego osadu z osadników wtórnych.

Pola nawadniane.

Najstarszym sposobem oczyszczania ścieków jest nawadnianie przy ich pomocy pól poddanych uprawie rolnej. Jednocześnie wykorzystuje się zawarte w ściekach wartości nawozowe, przy czym na powiększenie plonów wpływ dodatni ma również doprowadzanie w okresie wegetacji do gruntu wody, na której brak wiele z nich cierpi. Ścieki zostają uwolnione przy po-

mocy mechanicznego procesu filtracyjnego ze wszystkich nierozpuszczonych zanieczyszczeń. Żyjące w ziemi mikroorganizmy rozkładają zatrzymane mechanicznie oraz rozpuszczone zanieczyszczenia organiczne. Do gleby doprowadzone są wartościowe nawozowe związki, niezbędne dla wzrostu roślin. Odpływająca woda jest przezroczysta i prawie całkowicie wolna od rozpuszczonych zanieczyszczeń organicznych. Może być ona bez żadnych zastrzeżeń odprowadzona do odbiornika.

Przeprowadzane może być nawodnienie ściekami tylko na glebach odpowiedniej jakości, lekkich, przewiewnych i w okolicach, gdzie nie występują w okresie wegetacji nadmierne opady. Grunty muszą być do tego celu przystosowane i zabezpieczone przeciwko mogącym powstawać zabagnieniom odwodnieniem w postaci drenażu. Obciążenie pól nawadnianych ściekami nie może przekroczyć pewnej granicy, gdyż w przeciwnym razie zanieczyszczenia zawarte w ściekach nie mogą być w gruncie przerobione. Niezbędne są więc stosunkowo duże powierzchnie. Z tym związane są wysokie koszty urządzeń i przystosowań. Z tych to względów nawodnienie pól stosowane jest obecnie na ogół rzadko, będąc zastępowane sposobami biologii sztucznej.

O b c i ą ż e n i e powierzchni wyrażane jest w ilości mieszkańców na 1 ha. Przy warunku, że obok całkowitego oczyszczania powinno nastąpić możliwie daleko idące wykorzystanie wartości nawozowych, nie można obciążać pól w przecięciu rocznym wyższą warstwą nawadniająca niż 150—250 mm. Odpowiada to ilości 1500—2500 m³/ha/rok, zaś na dobę 4,1 — 6,8 m³/ha. Przy ilości dobowej ścieków 150 litr/miesz. jeden ha może być obciążony ściekami od (licząc w okrągłych liczbach) 30 — 50 mieszkańców. W wypadku upraw łąkowych można przyjmować obciążenie dwukrotnie większe, tj. 100 mieszk./ha.

Ścieki przed wprowadzeniem na pola muszą ulec wstępnemu oczyszczeniu w osadnikach o minimalnym czasie zatrzymania wynoszącym 30 minut. Poddane takiemu wstępnemu oczyszczeniu ścieki tracą tylko w nieznacznym stopniu swoje składniki nawozowe. Związki azotowe, potasowe i fosforowe znajdują się w ściekach po większej części w stanie rozpuszczonym. Chwytny osad najlepiej poddać procesowi gnilnemu, wykorzystując gaz do uruchomienia silników napędzających pompy. Przegnile osady zużyć można również jako środek nawożący. Przed pompami przetłaczającymi ścieki na pola umieszcza się zbiorniki o pojemności równej około 1/3 części dobowego dopływu tak, by dochodzące w ciągu 24 godzin ścieki można było przetłoczyć na pola w ciągu 8-godzinnej pracy. Gdy mają być również gromadzone ścieki w niedzielę, pojemność należy zwiększyć do 30-godzinnej dopływu.

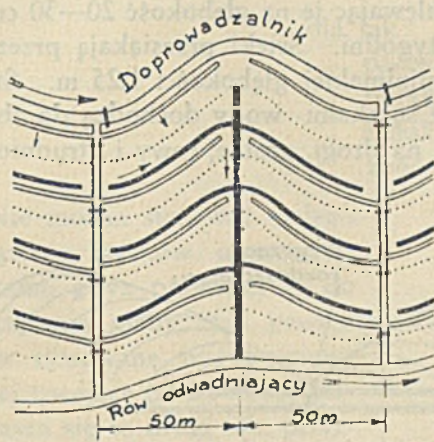
Pola nawodnione muszą być tak założone w stosunku do dopływu ścieków, by mogły one dojść do najwyższych oraz najdalej położonych miejsc. Ze względu na to, że pola nie mogą znajdować się w najbliższym sąsiedztwie miasta, gdyż jednak związane są z nimi pewne przykre objawy nieprzyjemnych woni oraz plagi much, najtańsze rozwiązanie doprowadzenia przewodami otwartymi zazwyczaj nie może być zastosowane z powodu braku spadku. Odbywa się więc ono przy pomocy przewodów tłocznych. Główny p r z e w ó d t ł o c z n y na obszarze nawadnianym rozgałęzia się na sieć przewodów rozdzielczych, doprowadzających ścieki do najwyższych położonych miejsc poszczególnych działów. Z tych punktów, w których umieszczone są wyloty, ścieki rozchodzą się po polach przewodami otwartymi. Układ przewodów zależy od sposobu nawadniania pól.

P r z e w o d y r o z d z i e l c z e wykonywa się z rur o minimalnej średnicy 200 mm. Przy największym przepływie prędkość w nich nie powinna przekraczać 1 m/sek. Rowom rozdzielczym nadaje się wymiary 0,50 m głębokości i 0,3 m szerokości w dnie i nachylenie skarp 1:1 lub 1:1,5. Spadek rowów przy nieumocnionym dnie i skarpach nie powinien być większy niż 5‰, prędkość wody nie większa niż 0,4 — 0,8 m/sek, aby nie powstawało niszczenie dna i skarp. W wypadku większego spadku terenu należy go zmniejszać przy pomocy stopni z kamieni lub betonu. Na pola wprowadza się ścieki przy pomocy koryt drewnianych smarowanych karboliną lub koryt betonowych zaopatrzonych w zastawki drewniane. Rowy doprowadzające należy utrzymywać w czystości, aby powodowany przez ścieki silny porost grzybów nie wywołał zbytniego zmniejszenia przekroju.

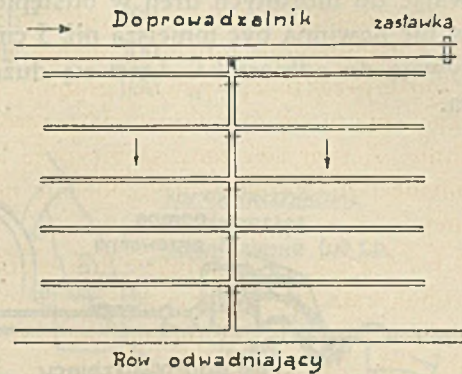
W połączeniu z polami nawadnianymi muszą być założone filtry grunto we o powierzchni 1—2‰ użytecznej powierzchni pól. Zadaniem filtrów gruntowych jest przyjęcie

i oczyszczanie ścieków w tym czasie, gdy nie mogą być one użyte na polach podlegających uprawie rolnej.

Pola nawadniane muszą być odpowiednio przystosowane do przyjęcia ścieków. Zależnie głównie od miejscowego układu powierzchni stosowane są różne rodzaje nawodnień: stokowe, zalewowe, grzędowe, podziemne oraz przy pomocy rozdeszczania.



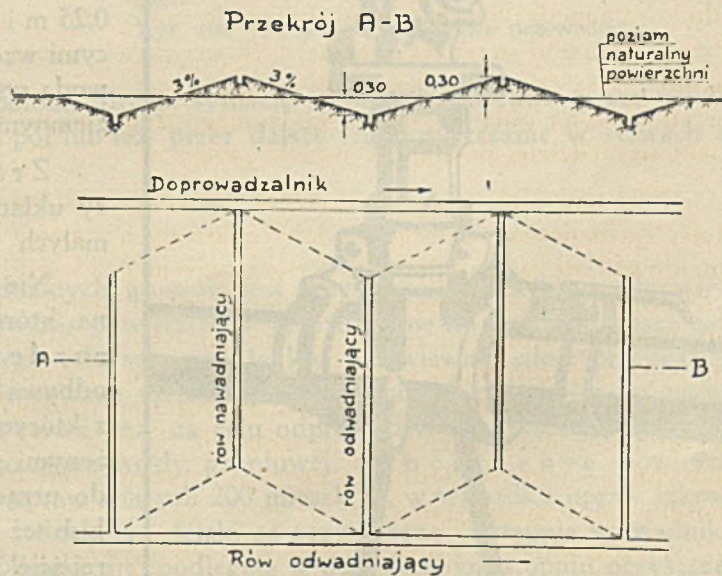
Rys. 401. Nawodnienie stokowe naturalne.



Rys. 402. Nawodnienie stokowe naturalne.

Nawodnienie stokowe (rys. 401, 402) stosuje się, gdy spadki powierzchni nie są mniejsze niż 1,5—2‰. Wprowadzenie ścieków na pole odbywa się w ten sposób, że ścieki spływają przez krawędź doprowadzalnika w górnym końcu powierzchni zraszanej, którą obiera się o wielkości około 0,25 ha. Ścieki spływają po powierzchni cienką warstwą na odległość 10—20 m. Szerokość powierzchni zraszanej zależy od właściwości gleby oraz spadku. W dolnym końcu pasa powierzchni chwyta się ścieki do rowu zbiorczego i z niego wprowadza w sposób podobny na powierzchnię następną. Przy dostosowywaniu powierzchni do zraszania stokowego rowy nawadniające i odwadniające należy prowadzić zgodnie z ukształtowaniem terenu. Należy w możliwym stopniu unikać plantowania terenu, choć niewielkie wyrównanie jest zwykle konieczne, gdyż w przeciwnym wypadku powstają obok siebie suche i mokre miejsca. Dla tego rodzaju nawodnień nadają się również grunty cięższe. Drenowanie gruntów lekkich jest niepotrzebne.

Gdy brak naturalnych stoków, można je stworzyć sztucznie. Tego jednak rodzaju przystosowanie sztuczne pociąga za sobą bardzo poważne koszty robót ziemnych. Od doprowadzalnika (rys. 403)

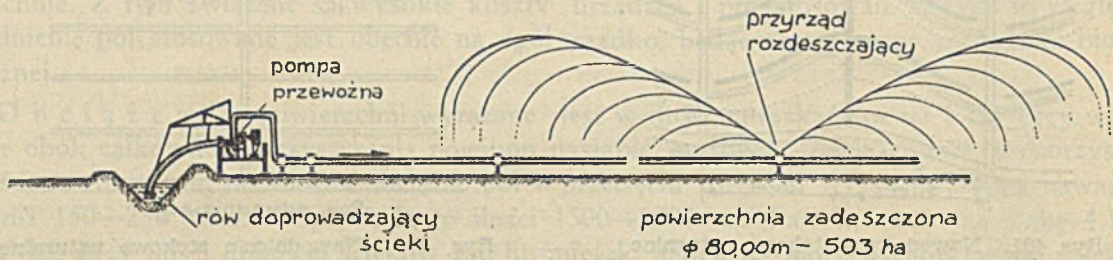


Rys. 403. Nawodnienie stokowe ze sztucznym przystosowaniem powierzchni.

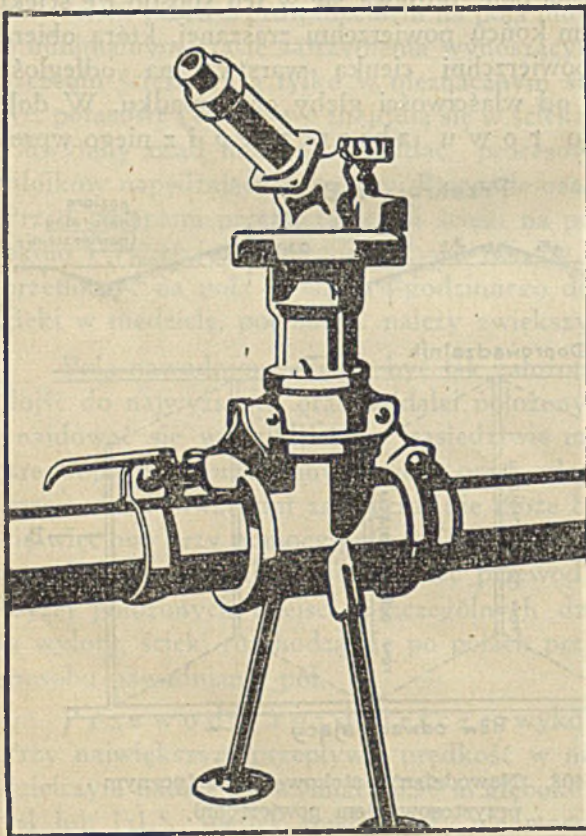
idą rowki nawadniające z podłużnym spadkiem 3‰. Przepelnione są one na całej swej długości ściekami, które przelewają się cienką warstwą przez krawędź i spływają po wyrównanej do spadku 3‰ powierzchni do rowka odwadniającego, umieszczonego pomiędzy sąsiednimi półkami. Przystosowana powierzchnia otrzymuje wygląd daszków. Ścieki zebrane w rowku odwadniającym dopływają do doprowadzalnika, biegnącego równoległe do doprowadzalnika w odległości nie większej niż 50 cm. Szerokość pól między rowami do- i odprowadzającymi daje się 20 m. Powierzchnie pól w ten sposób nawad-

nianych muszą być zdrenowane, odstęp dren 15 m. Odpływ z drenażu w czasie zraszania jest zamknięty. Poziom wody gruntowej znajdować się musi poniżej zakładanego odwadniającego drenażu.

Przy braku spadku stosuje się nawodnienie zalewowe. Odpowiednie są tylko gleby lekkie, przewiewne, suche. Dzieli się całą powierzchnię, mającą służyć dla oczyszczania ścieków, na pola o wielkości 0,25 — 1 ha przy pomocy sypanych na wysokość 0,5 m grobli. Ścieki wprowadza się do poszczególnych kwater, zalewając je na głębokość 20—30 cm i pozostawia w lecie przez 3—6 dni, w zimie przez kilka tygodni. Ścieki przesiakają przez grunt dopływając do ułożonych dren w odstępach 5—10 m i minimalnej głębokości 1,25 m. Średnica drenów nie powinna być mniejsza niż 5 cm. Prowadzone sączkami wody dochodzą do zbieraczy i odpływają do odbiornika. Traci się dużo powierzchni na drogi, groble, rowy i utrudniona jest uprawa.



Rys. 404. Urządzenie do rozdeszczania ścieków.



Rys. 405. Przyrząd rozdeszczający ścieki.

W wypadku niewielkich spadków stosuje się również nawodnienia grzędowe, głównie w wypadku uprawy jarzyn. Równoległe do stoku wyrabia się pomiędzy 1 m szerokości grzędami rowki o szerokości i głębokości 0,20—0,25 m i doprowadza do nich ścieki rowami, idącymi wzdłuż stoku. Spiętrzona między grzędami woda wsiąka w grunt i odpływa drenażem podziemnym.

Zraszanie podziemne przy pomocy układu dren stosuje się prawie wyłącznie w małych oczyszczalniach kanalizacji domowych.

Nie wymagają przystosowania powierzchnie, na które wprowadza się ścieki przy pomocy rozdeszczania. Doprowadzenie ścieków odbywa się przy pomocy rowów otwartych, z których czerpie się ścieki pompą i tłoczy ułożonymi swobodnie na powierzchni przewodami do urządzeń rozdeszczających (rys. 404, 405). Lub też zakłada się pompownię centralną, z której ścieki wchodzą w sieć rur założonych w gruncie na głębokości zabezpieczającej od zamarzania. Z przewodów rozdzielczych ścieki pobierane są przewodami gumowymi.

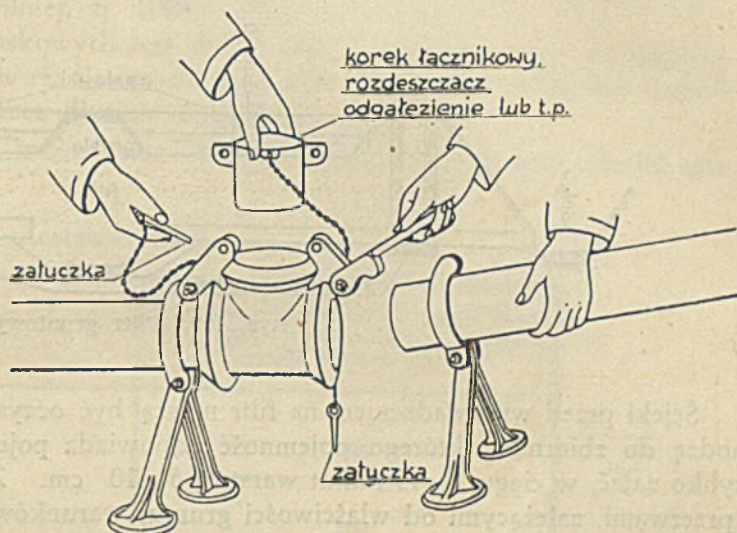
Na przewody układane na powierzchni, rucho-
me, stosuje się obecnie glin z uwagi na lek-
kość. Do połączeń poszczególnych odcinków rur używa się połączenia przegubowe zaciskowe (rys. 406), łączone i rozłączane jednym ruchem ręki. Rozdeszczanie może być przeprowadzane tylko w okresie letnim. W czasie miesięcy zimowych stosować należy inny sposób nawodnienia. Nawodnienie powinno być stosowane do ścieków podczyszczonych biologicznie, ze względu na trudne do zwalczania rozsiewanie przykrych woni oraz łatwiejszą możliwość przenoszenia cho-

robotwórczych bakterii i zarodników pasożytów, gdyż ścieki dochodzą do roślin z góry. Z tych ostatnich względów nawodnienia prowadzone być powinny w ten sposób, by ścieki dochodziły tylko do korzeni roślin, by pomiędzy ostatnim nawodnieniem i zbiorem był okres 4-tygodniowej przerwy oraz by na świeżo nawodnione pastwiska nie były wypędzane krowy.

D a w k i ś c i e k ó w na poszczególne powierzchnie dostosowuje się do właściwości gruntu oraz rodzaju uprawy. Wynoszą one według *Z u n k e r a*:

dla łąk	800 mm
„ pastwisk	450 „
„ buraków pastewnych	500 „
„ buraków cukrowych	300 „
„ zbóż	100 „

Nie można stosować stałego obciążenia terenów uprawnych ściekami, gdyż prowadzi to do przeciążania gleby. Co pewien okres stosowane być powinny dłuższe trwające p r z e r w y. Rolę zrasza się co drugi rok, przerwy zaś zależnie od rodzaju gleby dochodzić powinny nawet do 8 lat. W przeciwnym wypadku odpływy zawierają zbyt dużą ilość niezmineralizowanych zanieczyszczeń; nie następuje w dostatecznym stopniu wykorzystanie wartości nawozowych ścieków; powstaje zachwaszczanie rowów odpływowych i ujemny wpływ na odbiornik. Nie zostają więc spełnione zadania postawione polom. Można sytuację co prawda poprawić przez powtórne użycie takich odpływów do zraszania pól lub też przez dalsze ich oczyszczenie w stawach rybnych.



Rys. 406. Połączenie zaciskowe przewodów.

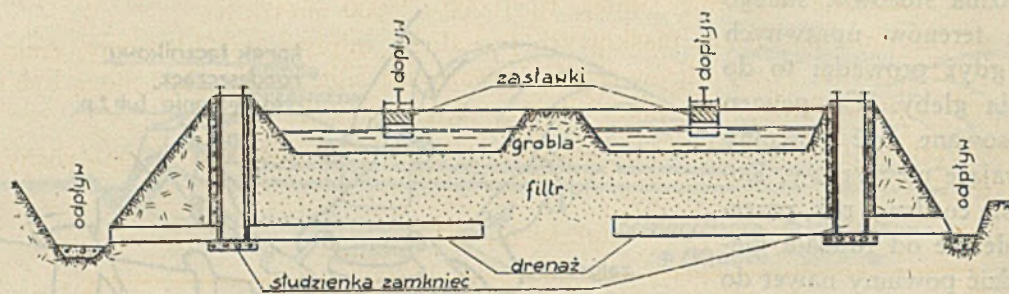
Pola filtracyjne.

Gdy głównym zadaniem nawadnianych gruntów jest oczyszczenie ścieków, z odpowiednio przystosowaną możliwą uprawą, wówczas powierzchnie przeznaczone do tego celu noszą nazwę pól filtracyjnych. Nadające się do tego celu są tylko lekkie, przewiewne, silnie przepuszczające gleby. Grunty takie muszą być drenowane sączkami, założonymi na głębokości co najmniej 1 m i w odstępnie około 10 m. Drenaż ma na celu odprowadzenie oczyszczonych ścieków i utrzymanie odpowiednio głębokiego stanu wody gruntowej. O b c i ą ż e n i e powierzchni tych pól wynosić może w wypadku upraw rolnych 200 mieszk/ha, w wypadku upraw łąkowych 500—1000 mieszk/ha, z warunkiem jednak, że ścieki są oczyszczane wstępnie w osadnikach. Przy zbyt jednak silnym obciążeniu ścieki nie podlegają w dostatecznym stopniu oczyszczeniu. Silnie obciążone pola stosowane być mogą dla oczyszczania odpływów ze złoź zraszanych.

Filtry gruntowe.

W wypadku całkowitego zaniechania upraw na gruntach zalewanych ściekami powstaje jedynie filtracja gruntowa. Urządzenia do takiego oczyszczania ścieków noszą nazwę filtrów gruntowych. Wobec bardzo silnego obciążania filtrów ograniczone zostają w stopniu znacznym niezbędne rozmiary powierzchni. Przy zastosowaniu tego sposobu zalewa się powierzchnię filtrów dużymi ilościami podczyszczonych wstępnie ścieków, następnie pozostawia przez pewien czas wolne od zalewu w celu przewietrzenia oraz dla umożliwienia w tym czasie zmineralizowania zatrzymanych przez grunt zanieczyszczeń.

Powierzchnię odpowiednio się przygotowuje dzieląc ją groblami na poszczególne płaskie kwatery zalewowe o wielkości nie większej niż 0,4 ha (rys. 407). W razie braku naturalnych odpowiednich gruntów, można sztucznie stworzyć powierzchnie filtracyjne z warstw piasku, żuźla, żwiru, koksłu lub podobnego materiału. Grubszy materiał filtracyjny idzie na spód, drobniejszy na górę. Wydobyta ziemia używana jest na budowę grobli. Doprowadzenie ścieków odbywa się przy pomocy rowów, zaopatrzonych w zastawki. Przewody wprowadzające umieszcza się w groblach. Dla rozprowadzenia ścieków po filtrze służą drewniane koryta. Wprowadzenie powinno być tak wykonane, by nie powstawało wymywanie dna. W spodzie na głębokości od 1,0—1,5 m i w odstępach 10 m daje się drenaż z sączków o średnicy co najmniej 10 cm. Głębokość piasku nie powinna być mniejsza niż 0,90 m. Lepsze wyniki osiąga się przy większych głębokościach, przy czym 1,20 m uważa się za górną granicę. Wyjątkowo tylko, gdy piasek jest gruby, obierana jest głębokość 1,30 m.



Rys. 407. Filtr gruntowy.

Ścieki przed wprowadzeniem na filtr muszą być oczyszczone wstępnie w osadnikach i dochodzą do zbiornika, którego pojemność odpowiada pojemności złoża, tak by można je było szybko zalać, w ciągu 5—15 minut warstwą 5—10 cm. Zalewanie przeprowadza się z przerwami, zależącymi od właściwości gruntu, warunków klimatycznych oraz ścieków. Przerwy trwają od 1—4 dni. W wypadku ścieków mało stężonych, zalewanie może być przeprowadzane nawet kilka razy w ciągu doby. Korzystniejsze jest zalewanie częstsze cienkimi warstwami ścieków. Dawkowanie regulowane wykonywane jest przy pomocy zasuw, umieszczonych na wylocie ze zbiornika. Częściej obecnie stosuje się samoczynne syfonowe urządzenia dawkujące.

Filtr gruntowy, jak każde złożo biologiczne, wymaga pewnego czasu na dojrzewanie. W tym czasie ziarna filtru obrastają flegmistą błoną. Dzięki swym wysokim zdolnościom adsorbcyjnym działa ona oczyszczająco na przeciekające ścieki. Dojrzenie filtru następuje wówczas, gdy odpływ wody z niego nie posiada właściwości gnilnych. Gdy wsiąkanie ścieków trwa zbyt długo, ponad 4 godziny, jest to oznaką, że została zbyt silnie zanieczyszczoną powierzchnia. Wówczas wyłączą się kwaterę z pracy aż do zupełnego wyschnięcia zamulonej powierzchni i zdejmują górną warstwę 5—7 cm oraz lekkimi żelaznymi grabiami wzruszą piasek. Nie oplaca się płukanie zabrudzonego piasku.

W wypadku samoczynnych urządzeń dawkujących należy stale obserwować stan filtru i wyłączyć go, gdy wymaga odpoczynku i oczyszczenia. W wypadku zbytniego zanieczyszczenia całego korpusu filtru, konieczne jest pozostawienie go w spoczynku na czas tygodnia, a nawet niekiedy dłużej 2—4 tygodni.

Obciążenie zależy od właściwości gruntu. Przy czym odgrywa tu rolę zawartość 10% najdrobniejszych ziarn. Średnicą miarodajną nazwano górną granicę grubości ziarn, które wraz z najdrobniejszymi stanowią 10% wagi. Określa się ją na podstawie krzywej przesiewu. Waha się ona w granicach 0,2—0,5 mm. Najbardziej skuteczna średnica ziarn posiada grubość 0,20—0,35 mm. Podobnie, jak przy filtrach wodociągowych pożądana jest również określona równomierność ziarn. Określa się ją ze stosunku średnicy ziarn stanowiących wraz z mniejszymi 60% wagi do średnicy miarodajnej. Współczynnik równomierności może się wahać w granicach 5—10. Najbardziej pożądana jest, jeśli koszty nie odgrywają roli, współczynnik 1, zaś jego granica górna 5. Według Imhoffa obciążenie powierzchni filtru w m^3/m^2 godzinę może wynosić:

Miarodajna średnica mm	Obciążenie powierzchni m ³ /m ² / godz.
0,2	0,8— 2,1
0,3	2,1— 4,2
0,4	4,2— 8,4
0,5	8,4—12,5

W praktyce przyjęto określać obciążenie, jak i poprzednio ilością mieszkańców na ha. Stosowane obciążenia wahają się od 2000—5000 mieszk./ha. Jeżeli ścieki nie podlegają wstępnemu oczyszczeniu, obciążenie musi być zmniejszone o połowę do 1000—2500 mieszk./ha. Natomiast jeśli filtry gruntowe stosowane są do oczyszczania biologicznie oczyszczonych ścieków, wówczas mogą być obciążane 5-krotnie silniej, tj. 10000—25000 mieszk./ha.

Skutek oczyszczania na filtrach piaskowych jest duży, odpływ jest klarowny, zmineralizowany i wolny od zapachu. Pracy filtrów rzadko towarzyszą silne wonie, choć mogą być one obserwowane, jeśli zgniłe ścieki stoją przez dłuższy okres czasu na filtrach.

Dla przejrzystości podaję zestawienie stosowanych obciążeń powierzchni przy różnych sposobach biologii gruntowej.

Zestawienie 20.

Wyszczególnienie	Dopuszczalne obciążenie powierzchni mieszk./ha przy przyjęciu rozbioru wody 150 l m dobę
Pola nawadniane: uprawy rolne	30
„ „ łąkowe	100
Pola filtracyjne: uprawy rolne	200
„ „ łąkowe	500— 1500,
Filtry gruntowe: bez stosowania wstępnego oczyszczania	1000— 2500
z wstępnym oczyszczaniem ście- ków w osadnikach	2000— 5000
ścieki oczyszczane biologicznie	10000—25000

Stawy rybne.

Stawy rybne stosowane były dla celów oczyszczania ścieków miejskich w Niemczech przez Hofera, stąd stawy takie noszą również nazwę stawów Hofera. Procesy, zachodzące przy samooczyszczaniu się wód zanieczyszczonych ściekami, wykorzystywane są dla produkcji mięsa rybiego. Zanieczyszczenia organiczne dochodzące ze ściekami są mineralizowane przez bakterie i rośliny. Bakterie służą za pożywienie pierwotniakom i innym mikroorganizmom, tworzącym tzw. plankton. Ten ostatni, jak również i rośliny, zjadane są przez ryby i ptactwo wodne.

Warunkiem nieodzownym jest tu niedopuszczenie w żadnym okresie do zagniwania wód stawowych. Ścieki doprowadzane muszą podlegać starannemu mechanicznemu oczyszczeniu, w czasie którego powinno być usunięte co najmniej 70%, lepiej jednak 90%, wszystkich zawiesin, ulegających osadzeniu. Stawy mogą być stosowane do oczyszczania wtórnego odpływów z silnie obciążonych pól filtracyjnych. Doprowadzane ścieki muszą znajdować się w staniu świeżym. Zgniłe ścieki zawierają w sobie siarkowodór, który działa trująco na ryby.

Z dobrym skutkiem sposób powyższy może być zastosowany tylko tam, gdzie wody rozcieńczające ścieki obfitują w tlen. Najodpowiedniejsze do tego celu są wody czystych rzek, potoków lub jezior. Dobrze jest wzbogacać w tlen dopływające ścieki oraz wody rozcieńczające przez wprowadzanie ich do stawów przy pomocy stopni lub różnych urządzeń rozpryskujących lub rozpylających. Stawom nadaje się głębokości niewielkie dla wykorzystania sprzyjającej rozwojowi mikroorganizmów i roślin działalności słońca oraz w celu zahamowania rozwoju bakterii beztlenowych.

Ilość wody rozcieńczającej zależy od składu i stężenia doprowadzanych ścieków. Miarodajny zawsze jest tlen biochemiczny. Przyjmuje się 3—5-krotne rozcieńczenie. Stawom nadaje się średnią głębokość 0,5–0,8 m. Wody muszą być tak przez staw przeprowadzane, aby następowało równomierne obciążenie całej jego pojemności. W celu uzyskania równomiernego przepływu, doprowadza się wodę w wielu punktach. Ilość tlenu zawartego w wodzie nie może spaść niżej 5 mg/l w wypadku obsady stawów karpiami i linami, zaś niżej 6–7 mg/l przy obsadzie pstrągami. Najkorzystniejsza wartość pH dla hodowli ryb znajduje się w granicach 7,2–8,0. W wypadku powstającego zakwaszenia, zdychają najprzód karpie, potem liny, począwszy od $pH = 4,9$ szczupaki, zaś od 4,8 pstrągi. Dawkami wapna można zalkalizować odpowiednio wodę, jednak nie należy przesadzić, gdyż i po stronie zasadowej znajdują się określone granice możliwości życiowych, dla karpia i linów przy $pH = 10,8$, szczupaków 10,2, okoni i pstrągów 9,2.

Obciążenie powierzchni stawów wynosi 2000 mieszk/ha. Na obsadę nadają się najlepiej karpie i liny. Tam gdzie istnieje do rozporządzenia dla rozcieńczenia woda górskich potoków, można obsadzać stawy pstrągami tęczowymi. W wypadku prawidłowego założenia i umiejętnej gospodarki rybnej można liczyć na przyrost przeciętny 550 kg/ha/rok.

Wielkość stawów może się wahać zależnie od miejscowych warunków od 1/3 — 10 ha. W większych stawach powstaje silniejsze falowanie umożliwiające lepsze dojście powietrza, natomiast wymagające silniejszych dobrze utrzymanych skarp przybrzeżnych.

Dla zwalczania tworzącej się na powierzchni rzęsy wodnej, odcinającej dostęp powietrza, a stanowiącej dobry pokarm dla kaczek, obsadzano dawniej stawy dodatkowo kaczkami. Ponieważ jednak kaczki przenoszą niektóre zarazki chorób rybich, obecnie usuwa się te rośliny wodne sposobem mechanicznym.

Przy prawidłowej gospodarce rybnej stawy powinny być na zimę osuszane, aby następowało dobre wymrozenie leżącego na dnie osadu. Najdłużej co trzeci rok stawy muszą być wyszlamowywane. Na odpływie dno stawów powinno być obniżone dla wytworzenia przy spuszczeniu stawów dogodnego łowiska. Ryby wybiera się ze stawów na jesieni. Stawy pozostawia się na zimę opróżnione. Można więc je tam tylko zastosować, gdzie w okresie zimy rzeki prowadzą dostateczne ilości wody dla rozcieńczenia mechanicznie oczyszczonych ścieków. Przy pomocy stawów rybnych oczyszcza się ścieki w tym samym stopniu, jak przy pomocy najdoskonalszych sposobów biologicznych. Następuje zmniejszenie ilości domieszek organicznych o 90% i jednocześnie usunięcie zawiesin. Oczyszczanie przebiega bez plagi przykrych zapachów oraz much.

Powierzchnie stawowe uzyskuje się przez ogroblowanie terenu. Kształty powierzchni stawowych daje się zwykle prostokątne. Gospodarka rybna osiąga najlepsze wyniki na gruntach żyznych. Do budowy grobli stosuje się grunt wydobywany z rowów. Należy unikać wykopywania dna stawów. Dla umożliwienia dostatecznego stopnia osuszenia dno stawów musi być zaopatrzone w sieć rowów odwadniających, doprowadzonych do rowu głównego, dochodzącego do łowiska. Przez groble przeprowadza się wodę przy pomocy mniczków. Najlepsze okazały się mniczki z drzewa lub betonu.

Największe urządzenia stawów ściekowych posiada miasto Monachium. Ścieki od 750000 mieszkańców po oczyszczeniu ich mechanicznym z 80% ulegającym osadzeniu zawiesin tłoczy się przewodem 9 km długości na urządzenia stawowe o powierzchni 255 ha. Ścieki rozcieńczane są przy pomocy wód rzeki Izary.

W Moskwie grupy sześciu stawów rybnych o średniej głębokości 0,60–0,70 m przerabiają dziennie 120 m³/ha ścieków. Odpływ z ostatniego stawu może być bezpiecznie odprowadzony do odbiornika. W ostatnich trzech stawach prowadzi się gospodarkę rybną. Produkcja ryb wynosi ponad 350 kg/ha rocznie.

Złoża zalewane.

Złoża zalewane stanowią w pewnym stopniu odmianę filtrów gruntowych. Przebieg oczyszczania jest całkowicie podobny. Ścieki dobrze mechanicznie oczyszczone z osadzających się zanieczyszczeń wprowadzane są do zbiorników, wypełnionych w swej dolnej części złożem filtracyjnym. Pozostają one w zbiorniku przez pewien czas, uzależniony od stopnia dojrzałości złoża i stopnia zanieczyszczenia ścieków, a następnie są wypuszczane, odpływając przewodami umie-

szczonymi na dnie pod złożem. Po dostatecznie długim czasie nawietrzenia zapelnia się złożo znowu ściekami. Bakterie rozwijające się na złożu mineralizują doprowadzane przez ścieki zanieczyszczenia organiczne. Podobnie, jak każdy filtr złożo musi przejść przez proces dojrzewania. Na powierzchni ziarn złoża, budowanego najlepiej z materiału o bardzo porowatej powierzchni, jak np. koks, pumeks, klinkier, tłuczeń klinkierowy, tworzy się stopniowo błona biologiczna, zawierająca w swym wnętrzu mikroorganizmy, które mineralizują adsorbowane zanieczyszczenia. Gdy błona osiągnie dostateczną grubość, złożo staje się dojrzałe dla oczyszczania ścieków.

Następujący po okresie spoczynku i pełnym utlenieniu adsorbowanych zanieczyszczeń organicznych okres zalaniania nie może trwać zbyt długo, gdyż nie można odcinać bakterii tlenowych na długi przeciąg czasu od dostępu tlenu z powietrza. Powstaje wówczas niebezpieczeństwo rozwoju stanu beztlenowego. Związki utlenione w okresie nawietrzenia są wymiennie w okresie zalania na związki zanieczyszczające, wpływające ze ściekami. Przy ściekach o stężeniu średnim okres zalaniania trwa 2 godziny, okres przewietrzania 4—6 godzin. Złożo w ciągu 24 godzin może być zalane 3—4 razy. Obciążenie złożo grubości 1,2 m przyjmuje się 0,4—0,6 m³/m²/dobę.

Porowatość masy filtrującej zależy od zastosowanego materiału. Używane są głównie materiały twarde o możliwie szorstkiej i porowatej powierzchni oraz bardzo wytrzymałe na wpływ atmosferyczne. Kawalki materiału w złożach jednostopniowych mają grubość 5—30 mm; w dwustopniowych w pierwszym złożu 10—30 mm, w następnym poniżej 10 mm aż do 1 mm. Grubość złoża stosuje się od 0,75—1,3 m, średnio 1,2 m.

Po pewnym czasie złożo się zanieczyszcza produktami mineralizacji oraz obumarłymi resztkami bakterii i innych mikroorganizmów, gdyż tylko część z nich jest wyplukiwana. Z powodu silnego przylegania osadów do ziarn złoża przepłukiwanie nie osiąga skutku. Oczyszczenie przeprowadzane być musi przez wydobycie ziarn i przemycie ich w dostosowanych do tego celu płuczkach.

Odplyw ze złożo zawiera znaczną ilość zawieszin, które muszą być wytrącone w osadnikach wtórnych. Ten w znacznej mierze organiczny osad najlepiej przegniwać łącznie z osadem oddzielanym w osadnikach wstępnych.

Ponieważ złoża zatapiane mogą pracować z przerwami i muszą być często czyszczone, gospodarka z nimi jest trudna. Obecnie wychodzą prawie całkowicie z użycia.

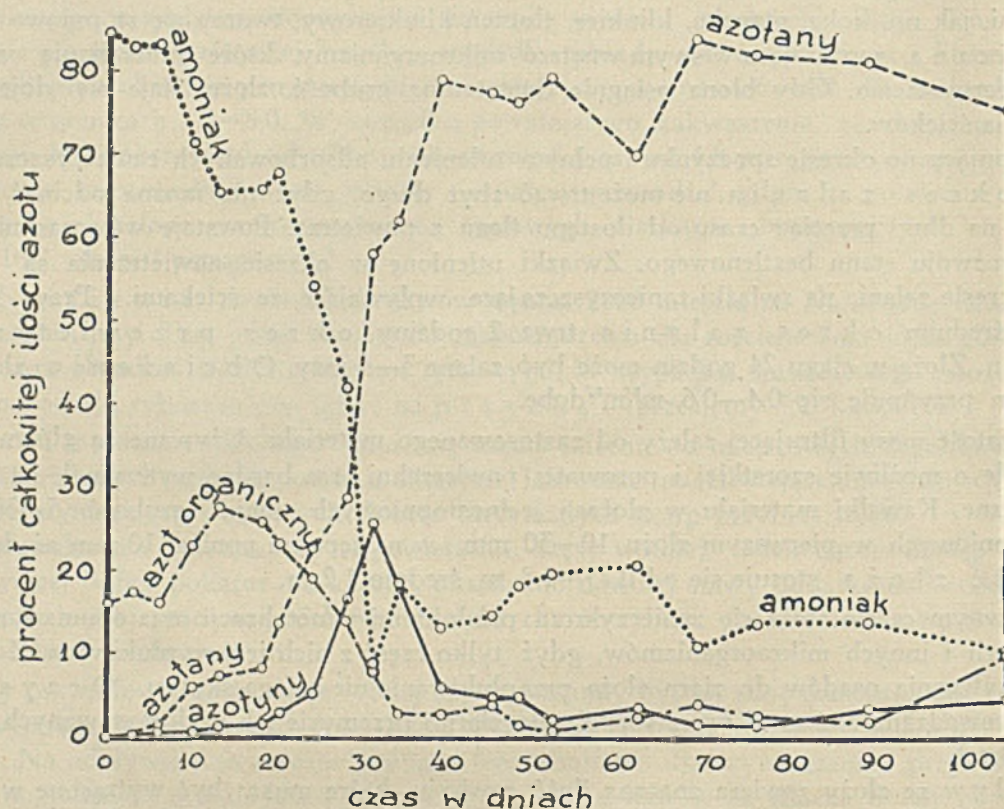
W wyniku oczyszczenia na jednostopniowym złożu osiąga się zmniejszanie biochemicznego tlenu o 60—75%. Spad wymagany przy jednostopniowym złożu wynosi około 2 m. Zaletą złożo jest to, że nie wywołują one powstawania przykrych woni.

Złoża zraszane.

Złoża zraszane rozwinęły się ze złożo zalewanych i stosowane są obecnie bardzo powszechnie. Składa się ono z sztucznie ułożonego warstwowo kruszywa w postaci tłuczni koksu, żużla, klinkieru i urządzenia rozpryskującego cienkimi strugami ścieki, oczyszczone wstępnie na oczyszczalni mechanicznej. Dopływ ścieków do złożo słabo obciążonych odbywa się z równomiernymi przerwami. Ostatnie udoskonalenia złożo zraszanych polegają na zraszaniu nieprzerwanym, co jak dowiodły badania wpływa dodatnio na rozwój bakterii, biorących udział w procesie oczyszczania. Obciążenie złożo zależy od dawkowania ściekami oraz sposobów przewietrzania. Rozróżnia się obecnie złoża słabo obciążane i złoża silnie obciążane.

Ścieki rozdzielane są równomiernie po całej powierzchni złoża cienkimi strumieniami lub przez rozpryskiwanie. W ten sposób następuje dobre nawietrzenie ścieków, które spadają dalej kroplami od jednego ziarna złoża do drugiego przez całą jego wysokość i zbierają się na dnie, skąd odpływają przewodem odwadniającym. Na powierzchni ziarn tworzy się biologiczna błona. Przez błonę zatrzymywane są drobne zawiesziny, zaś zanieczyszczenia koloidalne adsorbowane. Działa ona jak gąbka chłonąc zanieczyszczenia. Ponieważ przez złożo przepływa również powietrze, w błonie rozwijają się bakterie tlenowe i bardzo bogaty świat drobnoustrojów. Dzięki jego działalności ulegają mineralizacji zanieczyszczenia organiczne. Im jest złożo do pewnych granic wyższe, tym odpływ objawia mniejsze zapotrzebowanie tlenu

biochemicznego. Złoże przejść musi okres do j i z e w a n i a, zanim rozwinie się błona o grubości 1—2 mm. Według ostatnio przeprowadzonych badań wynika, że około 50 dni potrzeba na rozwinięcie się fauny i flory charakterystycznej dla filtrów zraszanych; 60 dni dla maksymalnej redukcji węglowodanów, 40 dni dla całkowitego utlenienia związków azotowych (rys. 408).



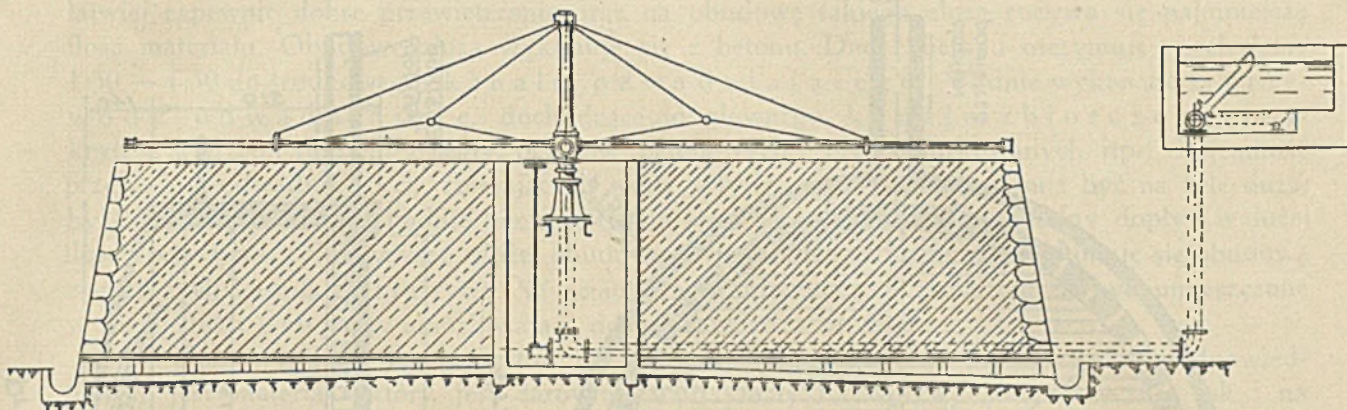
Rys. 408. Przebieg mineralizacji odpływów z filtrów zraszanych.

W błonie biologicznej znajdują się grzyby, pierwotniaki, insekty, glony i bakterie. Pierwotniaki działają hamująco na zbyt silny rozwój bakterii. Z nieznanых dotychczas powodów, które związane są zapewne ze zmianami wegetacyjnymi, błona biologiczna jest zawsze dwukrotnie w ciągu roku odnawiana. W jesieni i na wiosnę oddziela się flegmista powłoka w swej większej części od kruszywa i pojawia się w odpływie w stanie zawieszonym. Z okresami tymi związane jest krótkotrwałe pogorszenie się sprawności złoza. W złożach zraszanych w sposób ciągły zjawisko to objawia się znacznie łagodniej i sprawność utrzymywana jest stale jednako.

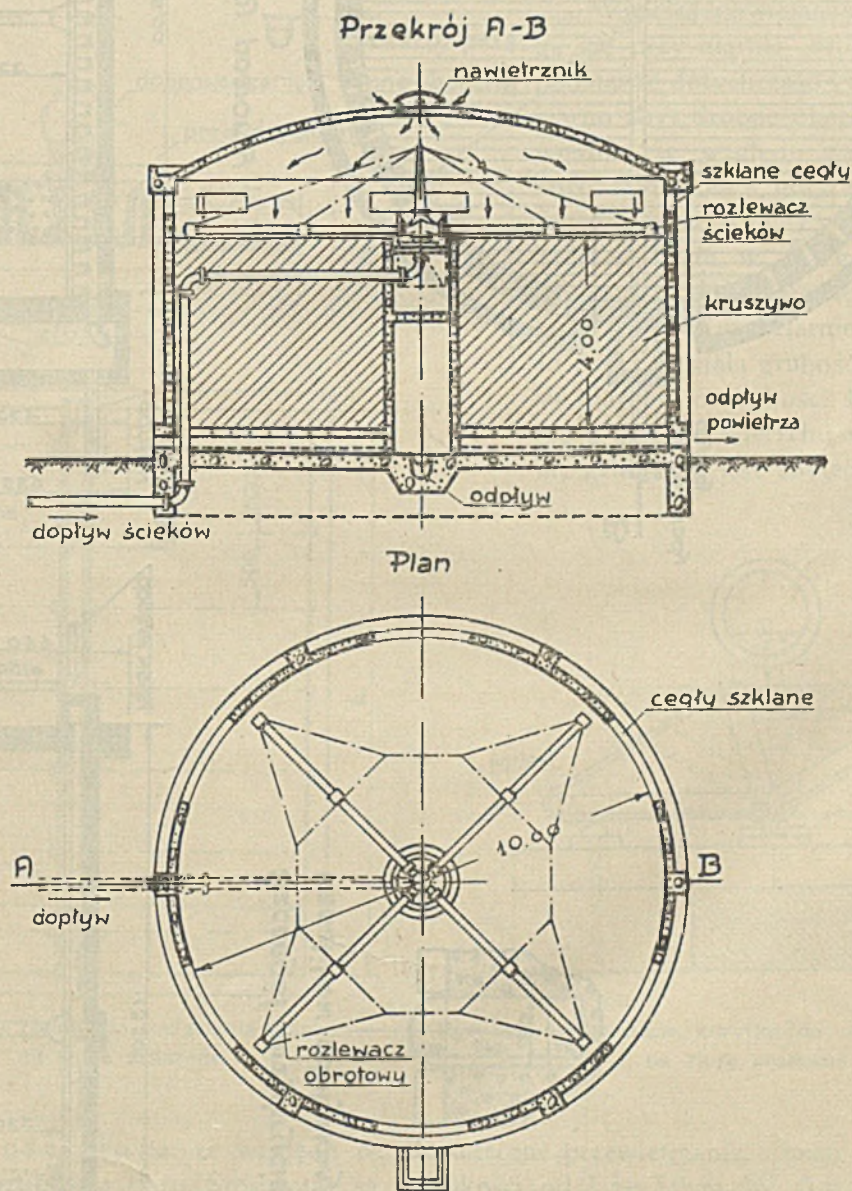
W czasie splywania rozkroplonych ścieków jest zmywana część rozłożonych związków oraz obumarłych organizmów. Pojawiają się one w odpływie w postaci kłaczkowatych zawiesin. Odpowiednio wykonane i obciążane złoza utrzymują się stale czyste i nie zamulają się. Procesy oczyszczania przebiegają nieco odmiennie w złożach słabo i silnie obciążanych.

W złożach słabo obciążanych działanie spłukujące jest bardzo słabe. Obumarłe organizmy pozostają w większej części przywarte do ziarn, które obrastają coraz to grubiej błoną. Błona ta obrywa się w pewnych okresach, zatrzymując się w spodzie złoza. W ten sposób zbiera się organiczny osad w złożu, będąc w nim rozkładany i powodując zużycie tlenu. Spłukiwane są w sposób ciągły tylko drobne kawałki błony. Jak wspomniano wyżej, dwukrotnie w ciągu roku uwalnia się także od osadu przez długi okres nagromadzonego. Osad ten jest w wysokim stopniu rozłożony, co powoduje zmniejszenie jego ilości. Zawiera on niewielką ilość wody i łatwo nie zagniwa. Zwany jest osadem humusowym.

W złożach silnie obciążanych wytwarza się tylko cienka błona. Wszystkie zużyte i obumarłe ciała są w sposób ciągły wypłukiwane w postaci skłaczowanej wprost do odpływu. Wypłukany osad ma dużą zawartość wody i jest silnie zagniwający. Ilość jego jest znacznie większa niż ze złoza słabo obciążonego. Złoże uwolnione jest od niepotrzebnego zadania rozkładu utworzonych i rozpuszczonych ciał stałych, które spłukane muszą



Rys. 109. Złoże zraszane z samoczynnym pływakowym urządzeniem dawkującym.

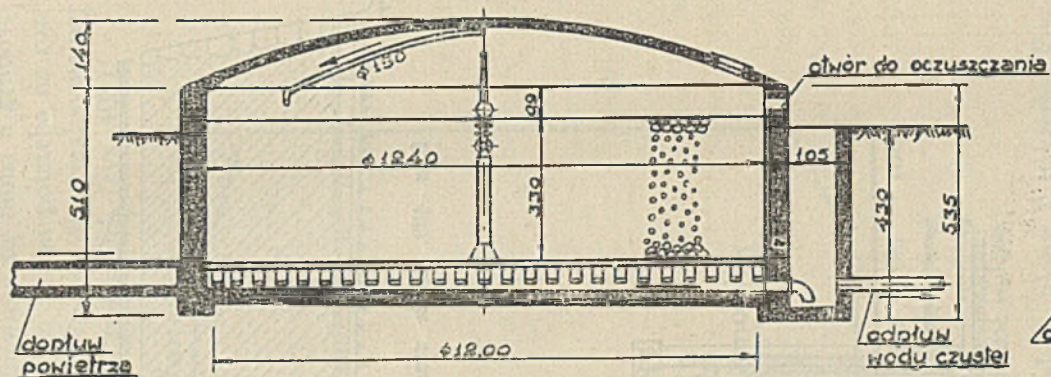


Rys. 410 Złoże zraszane nawietrzane sztucznie.

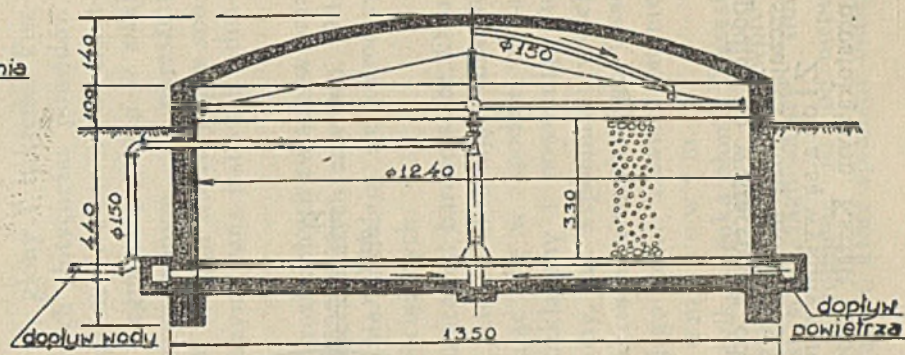
podlec po wytrąceniu z odpływu przeróbce w komorach gnilnych. Zdolność natomiast oczyszczająca złoże może być z powyższych względów wzmożona.

Złóża są wykonywane najczęściej o kształcie kołowym (rys. 409—411), rzadziej natomiast prostokątnym. Kształt kołowy ma tę zaletę, że złoże daje się łatwo równomiernie zraszać,

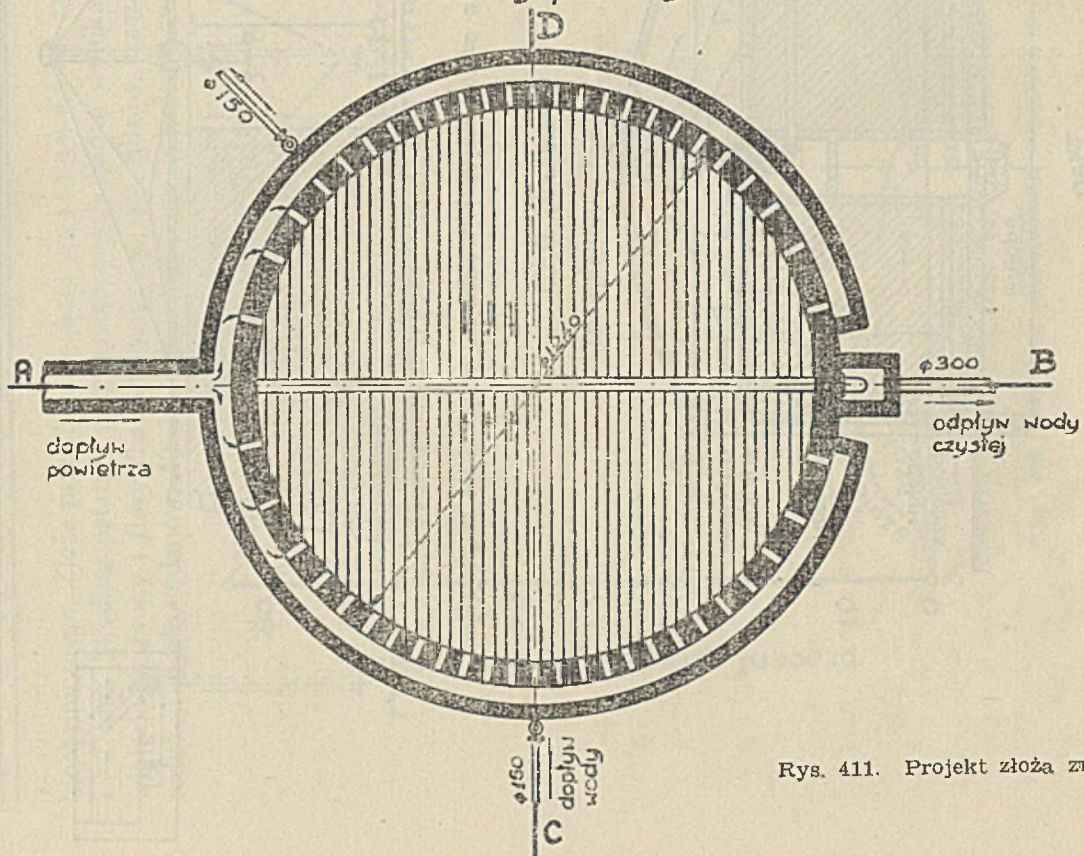
Przekrój A-B



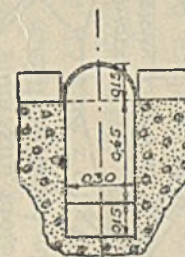
Przekrój C-D



Przekrój poziomy



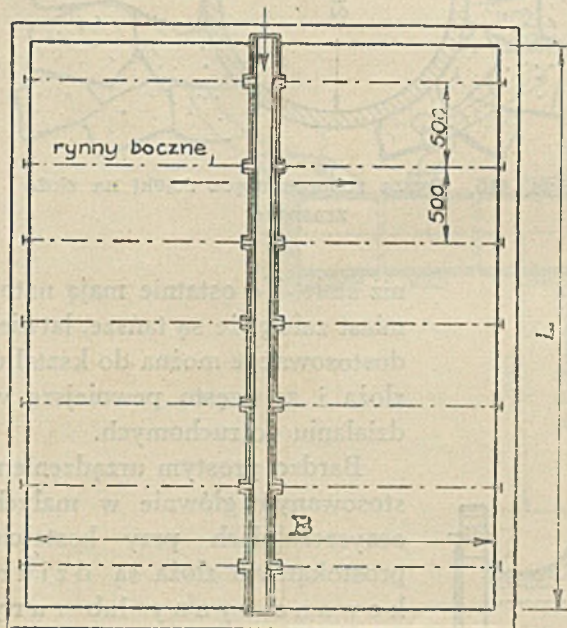
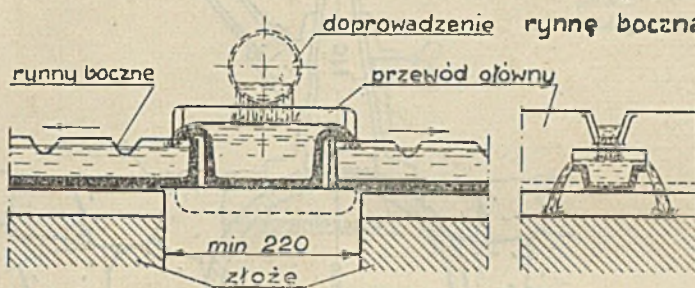
Szczegół przykrycia
kanalików odpływowych



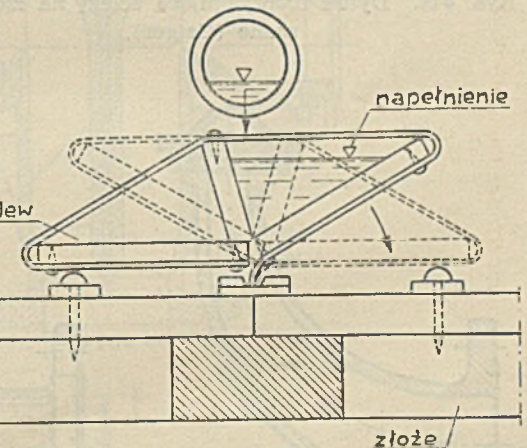
Rys. 411. Projekt złoza zraszanego na oczyszczalni ścieków w Sochaczewie.

łatwiej zapewnić dobre przewietrzanie oraz na obudowę takiego złoza zużywa się najmniejszą ilość materiału. Obudowę złoza wykonuje się z betonu. Dno z betonu otrzymuje nachylenie 1:30 — 1:50 do środkowego kanału odwadniającego. W dnie wykonane są przewody odwadniające, dochodzące do głównego kanału zbiorczego, przykryte z wierzchu rusztem z cegły, beleczek betonowych, płyt dziurkowanych itp. Pojemność przewodów odwadniających, zbierających wodę spływającą ze złoza, powinna być na tyle duża, by ścieki odpływały swobodnie bez spiętrzania się i zapewniony był swobodny dopływ w dużej ilości powietrza. Nie zawsze złoże obudowuje się ściankami. Wówczas wykonuje się obudowę z grubszych kawałków kruszywa. W ściankach obudowujących złoże muszą być umieszczone w dużej ilości otwory, umożliwiające dostęp powietrza do złoza.

Do obudowy złoza stosuje się tłużeń, koks, tłużeń klinkierowy, gruby żwir. Najodpowiedniejszy jest materiał, który jest zarówno wytrzymały na wpływy atmosferyczne, jak i na wpływ procesów biologicznych. Najczęściej obecnie stosowany jest tłużeń z trwałych kamieni naturalnych.



Rys. 412. Rynny do rozlewania ścieków na złoże zraszane.



Rys. 413. Wywrotne korytka do rozlewania ścieków na złoże zraszane.

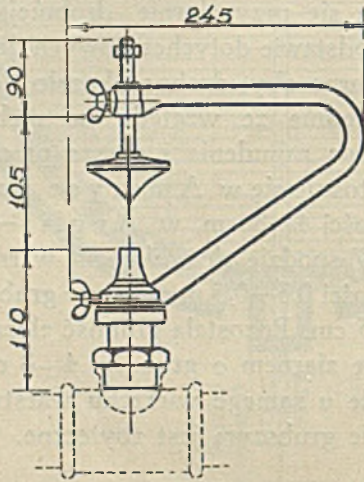
Wysokość złoza, ze względu na dostateczne przewietrzanie, musi znajdować się w związku z grubością ziarna. Stosowane są wysokości od 1,5—3,0 m. W Anglii przy średniej wielkości ziarna 4 cm wysokość złoza wynosi 1,8 m, w Ameryce przy ziarnie 6 cm są stosowane najczęściej wysokości 1,8—2,7 m. Im bardziej są ścieki stężone, tym powinny być złoże wyższe, by dłużej trwało działanie oczyszczające oraz działanie powietrza. W wypadku sztucznego przewietrzania złoże można wykonywać wyższe.

Wskazana jest obudowa złoza ściankami, gdyż daje ona ochronę od zimna i wywołuje ciąg powietrza przez złoże. Zabezpiecza ona przeciwko wydostawaniu się ze złoza muchy (Psy-

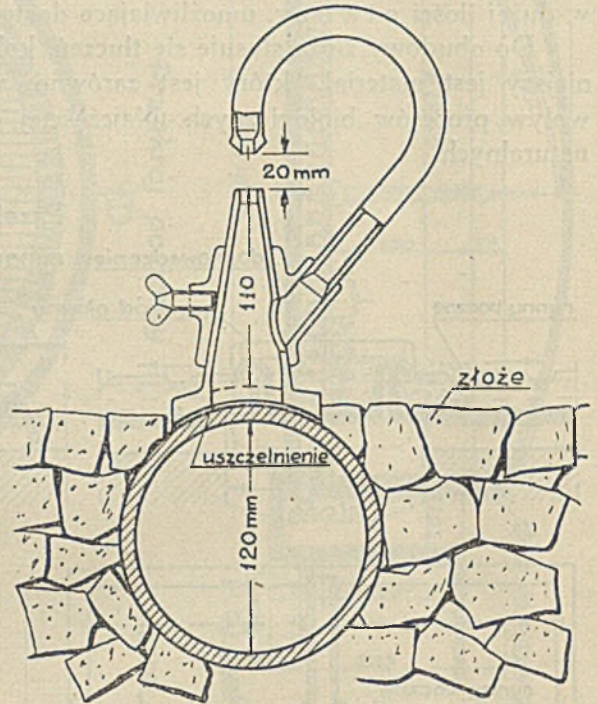
choda), która rozwija się na nim w wielkich ilościach. Larwy tej muchy odgrywają dużą rolę w procesie oczyszczania.

Wielkość otworów u spodu obudowy dla dopływu powietrza powinna być tak obliczona, by mógł odbywać się swobodnie ciąg powietrza od dołu złoża ku jego powierzchni. Oblicza się je w stosunku do powierzchni złoża. Wynosić one powinny od 0,5—1% powierzchni złoża.

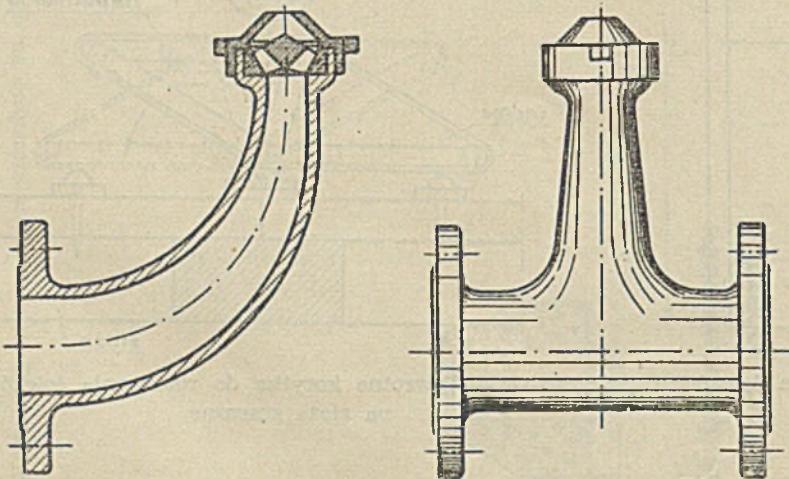
Bardzo ważnym czynnikiem dla osiągnięcia dobrego skutku oczyszczania jest równomierny rozdział ścieków na złożo. W wypadku nierównomiernego rozdziału łatwo mogą powstawać wewnątrz złoża gniazda bez przepływu ścieków, podczas gdy inne części złoża są przeciążone. Stosuje się urządzenia rozdzielcze nieruchome oraz ruchome, pracujące w sposób ciągły lub z przerwami. Miarodajny dla wyboru urządzenia jest istniejący do rozporządzenia spad. Ruchome urządzenia rozdzielają ścieki bardziej równomiernie



Rys. 414. Dysza rozpryskująca ścieki na złożo zraszane (Geiger).



Rys. 415. Dysza rozpryskująca ścieki na złożo zraszane.



Rys. 416. Dysza rozpryskująca ścieki na złożo zraszane (Passavant).

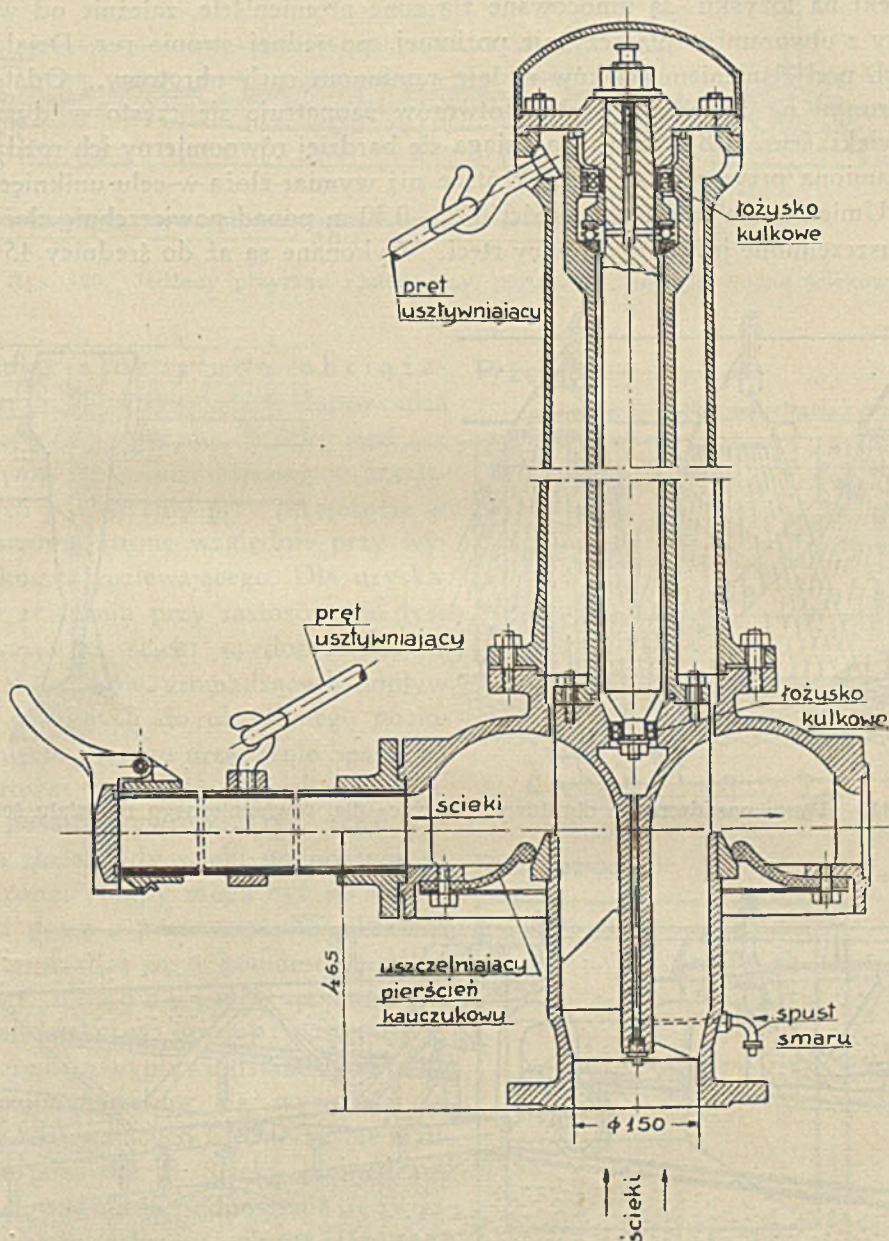
niż stale. Te ostatnie mają natomiast zaletę, że są tańsze, łatwiej dostosować je można do kształtu złoża i są często pewniejsze w działaniu od ruchomych.

Bardzo prostym urządzeniem stosowanym głównie w małych oczyszczalniach przy kształcie prostokątnym złoża są dziurkowane rynny lub rury (rys. 412) ułożone nad całą powierzchnią złoża. Nad środkiem złoża przechodzi przewód doprowadzający ścieki. Od niego prostopadle przechodzą korytka rozlewające. Ułożone są one w odstępie 50—60 cm. Ścieki do-

prowadzane są do przewodu głównego w sposób przerywany przy pomocy urządzenia dawującego.

W małych oczyszczalniach stosuje się z dobrym skutkiem również wywrotne korytka. Urządzenie polega na umieszczeniu w osi złoża korytka z drzewa lub blachy, podzielonego w kierunku podłużnym na dwie połowy. Korytka umieszczone jest na przegubie pozwalającym

na jego obrót. Rozlewanie ścieków odbywa się w ten sposób: nad korytem umieszczony jest przewód doprowadzający wodę. Gdy jedna ze stron koryta wypełni się ściekami, następuje przechylenie się jego, powodujące wypływ (rys. 413). Jednocześnie druga strona podchodzi pod przewód i zapelnia się ściekami. Koryto znajduje się w ciągłym ruchu wahadlowym, wylewając ścieki na jedną lub drugą połowę złoża. Dla lepszego rozdziału ścieków wprowadza się je nie bezpośrednio na złożo, a na ruszt z lat o przekroju trójkątnym.



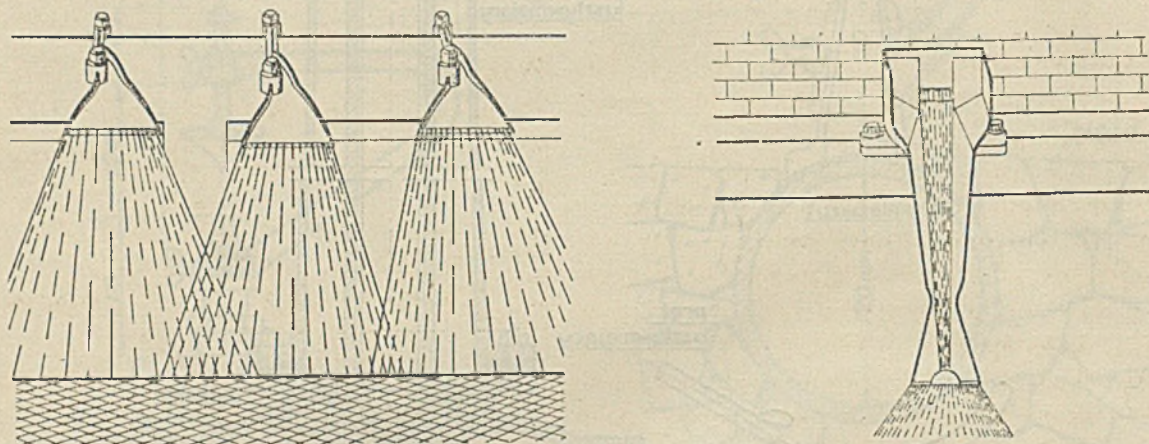
Rys. 417. Obrotowy rozlewacz ścieków na złożo zraszane (Geiger).

W St. Zjednoczonych najbardziej są rozpowszechnione stałe dysze rozpryskujące ścieki po całej powierzchni złoża. Stosowane są do złożo o przekroju prostokątnym. Ścieki dopływają głównym przewodem, który umieszczony jest na powierzchni złoża. Od niego odchodzą przewody rozdzielcze z umieszczonymi na nich dyszami w odstępach odpowiednim do ich zasięgu. Ścieki wypływają pod ciśnieniem i rozpylone lepiej zostają rozdzielone po powierzchni. Następuje przy tym dodatkowe silne ich nawietrzenie. W zależności od ciśnienia, przy jakim mają pracować, 1,2—2 m, rozstaw dysz wynosi 3—5 m. Dawniejsze konstrukcje, rozpryskujące ścieki na powierzchnię kołową, zamienione są obecnie dyszami, zraszającymi dowolny kształt powierzchni. Aby uniknąć nierównomiernego zraszania powierzchni pod dyszą,

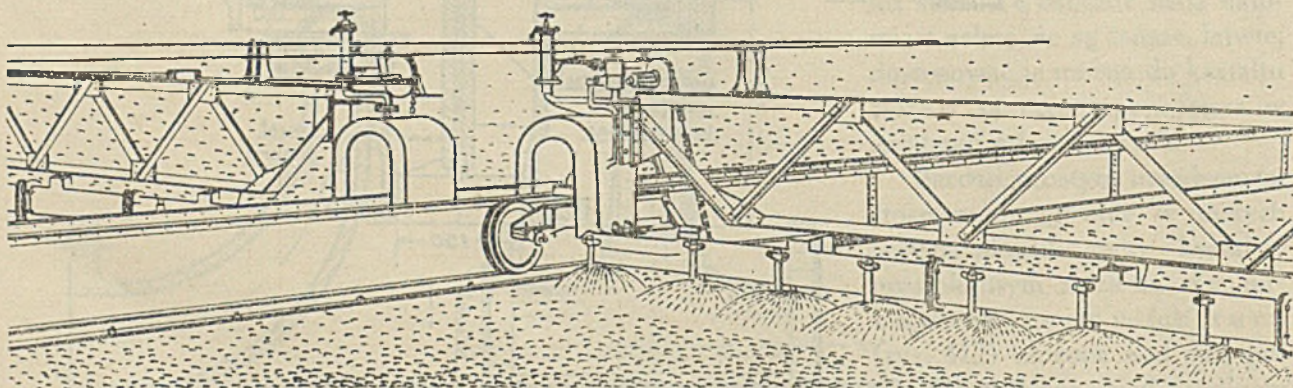
stosuje się w St. Zjedn. Ameryki Płn. zmienne wahające się ciśnienie, wywołujące rozprysk dłuższy i krótszy. Ze względu na to, że dysze łatwo ulegają zatkaniu, muszą być tak budowane, by bez trudności można je było zdjąć z przewodu i oczyścić (rys. 414, 415, 416).

Wadą tych urządzeń zraszających jest to, że zużywają stosunkowo duży spadek. Jeżeli doliczy się wysokość złoza 2—3 m, łączna strata spadku wynosi 3,2—5,0 m.

Do zraszania złoź o przekroju kołowym stosuje się rozpryskiwacz obrotowy (rys. 417), zużywający tylko około 0,5 m spadku. W punkcie środkowym złoza, nad rurą doprowadzającą ścieki na łożysku są umocowane złączone promieniście, zależnie od wielkości złoza, 2, 3 lub 4 rury z otworami w płaszczyźnie poziomej, po jednej stronie rur. Działanie reakcyjne wypływających pod ciśnieniem ścieków nadaje ramionom ruch obrotowy. Odstępny otworów maleją w kierunku na zewnątrz. Wyloty otworów zaopatruje się często w dysze rozlewające promienisto ścieki (rys. 418), przez co osiąga się bardziej równomierny ich rozdział na całą powierzchnię. Ramiona przyrządu są nieco krótsze niż wymiar złoza w celu uniknięcia rozprysków na zewnątrz. Umieszczone są na wysokości 0,25—0,30 m ponad powierzchnię złoza. Łożysko kulkowe uszczelnione jest przy pomocy rtęci. Wykonane są aż do średnicy 45 m.



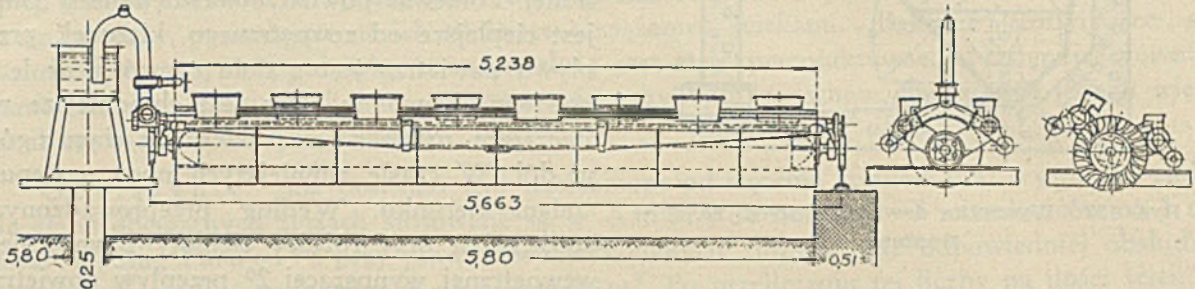
Rys. 418. Dysze nasadzone na obrotowy rozlewacz dla równomiernego rozdziału ścieków.



Rys. 419. Jeżdżący przyrząd rozlewający, poruszany prądem elektrycznym.

Na złoźach o przekroju prostokątnym stosowane są jeżdżące przyrządy rozlewające. Jeżdżą one na kółkach po szynach umieszczonych na zewnętrznych ścianach. Uruchamiane są albo przy pomocy energii elektrycznej (rys. 419) lub w wielu wypadkach siłą wody na podobieństwo koła nadsiębiernego (rys. 420). Woda pobierana jest z umieszczonego wyżej koryta otwartego, biegnącego wzdłuż całej długości złoza, przy pomocy lewaru. Ścieki doprowadzane są do rozciągającego się na całej szerokości złoza koła wodnego z odpowiednio nastawionymi łopatkami. Obracające się koło posuwa cały przyrząd rozlewający. Na końcach

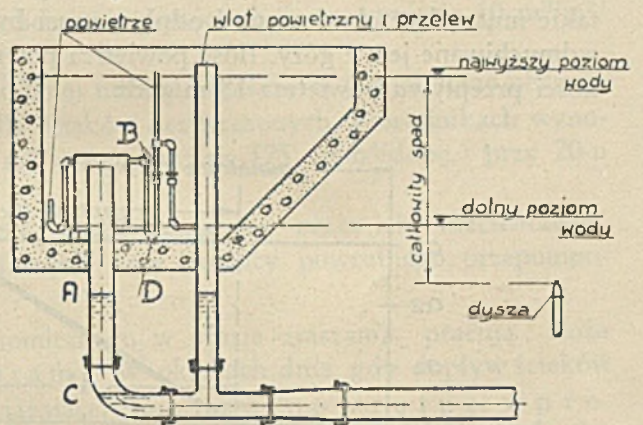
złoża znajduje się urządzenie, zmieniające kierunek ruchu. Zwykle przyrządy jeżdżące zraszają przy jeździe w jednym kierunku pasami połowę złoża, przy jeździe w kierunku odwrotnym pasy pozostałe. W czasie pogody deszczowej zrasza się od razu całą powierzchnię. W okolicach o zimnym klimacie urządzenia działają mniej pewnie z powodu obmarzania. Spad konieczny dla uruchomienia wózka wynosi 0,5—0,7 m. Sprawność złożeń w ten sposób zraszanych jest znacznie mniejsza, gdyż zbyt długie są okresy przewietrzania.



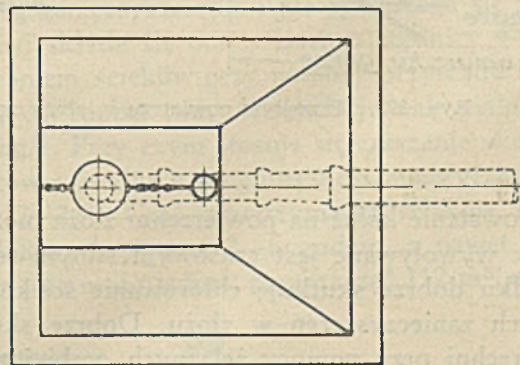
Rys. 420. Jedzący przyrząd rozlewający, poruszany energią wodną ścieków.

W wypadku złożeń słabo obciążanych do urządzeń rozlewających doprowadza się ścieki z przerwami. Wózki jeżdżące i wywrotne rynny powodują przerwę w zraszaniu określonych powierzchni przy przejeździe w jedną lub odwrotną stronę względnie przy wychylaniu się koryta rozlewającego. Dla uzyskania przerw w zraszaniu przy zastosowaniu dysz i koła rozlewającego, ścieki są doprowadzane z niewielkich zbiorników, gromadzących dopływ z osadników wstępnych do określonego poziomu, po osiągnięciu którego urządzenie oparte na zasadzie lewarowej (rys. 421), pływakowej (rys. 409), lub w postaci wywrotki (rys. 422) wysyła ścieki na złoża. Gdy ścieki podnoszone są na złoża pompami, pompy mogą być po prostu nastawione na pracę z przerwami. W okresach przerw ścieki gromadzą się w komorze smoków. Dawkujące urządzenie, pokazane na rysunku 421 działa w sposób następujący. W chwili przerywania wypływu ustala się w rurze syfonowej poziom ścieków na wysokości *A* otworów dysz rozlewających i jednocześnie w rurze łączącej w poziomie *B*. Ścieki, gromadzące się w zbiorniku, powodują podnoszenie się zwierciadła wody, które zakrywa wkrótce krawędź dzwonu i powoduje sprężanie się pod nim powietrza z jednoczesnym wyciskaniem kolumny wody z przewodu, łączącego dzwon z rurą przelewową, w kierunku do kolanka *D*. Woda zapelniając zbiornik dochodzi powoli pod dzwonem aż do krawędzi rury wypływowej. Gdy poziom ścieków w rurze odpływowej obniży się do *C* zaś w rurze łączącej do *D*, niewielki wzrost ciśnienia powoduje gwałtowne wydostanie się spod dzwonu powietrza oraz napływ na jego miejsce ścieków do rury wypływowej i uruchomienie lewaru. Opróżnianie zbiornika trwa aż do chwili, gdy ścieki spadną do poziomu otworu wprowadzającego pod dzwon powietrze. Przerywa ono działanie lewarowe. Ścieki przepływają również przez rurkę łączącą dzwon z rurą przelewową tak, że w chwili przerywania przepływu jest ona zapelniona wodą. Przewód odpływowy ze

Przekrój

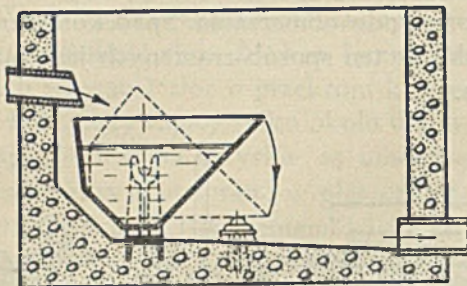


Rzut poziomy



Rys. 421. Dawkujący zbiornik z urządzeniem syfonowym.

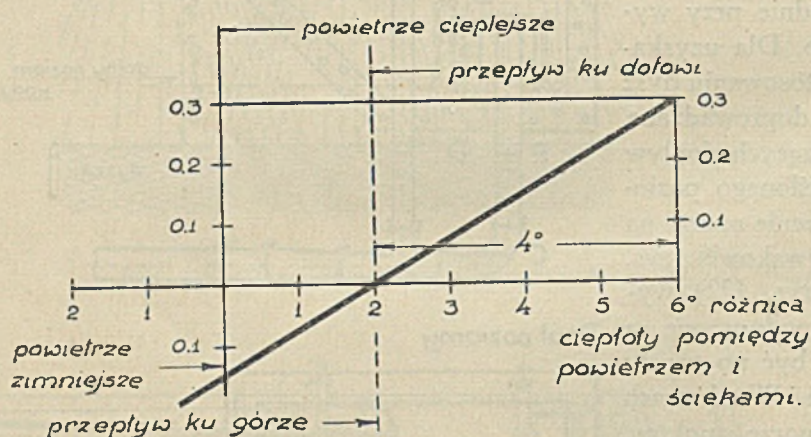
zbiornika powinien być bezpośrednio pod nim obniżony poniżej poziomu otworów dysz, gdyż w przeciwnym wypadku będą ścieki z przewodu sączyć się przez dysze w czasie przerwy w zraszaniu.



Rys. 422. Wywrotka dawkująca ściekij na złożu zraszane.

ustaje (rys. 423). Przy istniejących stale w praktyce różnicach ciepłoty powietrza i ścieków powstający ciąg powietrza pokrywa całkowicie zużycie tlenu biochemicznego.

Na ogół w rzadkich wypadkach stosuje się sztuczne nawietrzanie złożeń. Złoża takie muszą być obudowane i odpływ musi być zaopatrzony w zamknięcie wodne. Powietrze wdmuchiwane jest z góry. Ilość powietrza powinna wynosić $0,3 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{min}$, odpowiada to prędkości przepływu powietrza $18 \text{ m}/\text{godz}$.



Rys. 423. Przepływ powietrza w złożu zraszonym.

Powstanie kałuż na powierzchni złoża może być spowodowane przeciążeniem. Najczęściej jednak wywoływane jest czasowym silnym rozrostem glonów w górnej warstwie złoża. I w tym wypadku dobrze skutkuje chlorowanie ścieków powodując zabicie glonów i usunięcie nagromadzonych zanieczyszczeń w złożu. Dobrze skutkuje przeciwko tworzeniu się kałuż wzruszenie powierzchni przy pomocy żelaznych grabi i pozostawienie złoża na pewien czas w spoczynku.

Wadą otwartych złożeń zraszanych jest silny rozwój much i komarów. Larwy ich żyją w dużej ilości na złożeń i biorą udział w rozkładzie zanieczyszczeń ściekowych. Szczególniej przykre są chmary małych muszek, *Psychoda alternata*, przenoszone z wiatrem do sąsiednich okolic. Nie są one gryzące, ale nieprzyjemną staje się ich duża ilość. Zwalczanie nadmiernej ilości much polega na zalewaniu złoża na przeciąg doby w odstępach tygodniowych lub dwutygodniowych. Ginie wówczas dużo larw z powodu braku tlenu. Jeżeli złożo nie może być zalane, stosuje się chlorowanie ścieków dawkami do $200 \text{ mg}/\text{l}$. Nie należy jednak zapominać, że larwy psychody odgrywają bardzo wybitną rolę w procesie oczyszczania ścieków.

Ścieki odpływające z pod złoża wymagają oczyszczenia w osadnikach wtórnych o czasie zatrzymania 1–2 godzin. Budowane są one podobnie jak osadniki wstępne. Pożądany jest w nich jednak przepływ pionowy, ze względu na łatwiejsze strącanie się zawieszin, występu-

Obsługa złożeń zraszanych polega na utrzymywaniu w czystości urządzeń zraszających, otworów, dysz, itp.

Zraszaniu przy pomocy obracających się ramion nie towarzyszy wytwarzanie się przykrych woni z powodu małej wysokości spadku ścieków. Natomiast rozpylanie przy pomocy dysz często powoduje powstawanie w tym stopniu zapachów, że nie można oczyszczalni umieszczać blisko mieszkań i dróg. Środkiem zapobiegającym jest chlorowanie ścieków przed ich wprowadzeniem na złożo.

jących w postaci kłaczkowatej. Schwytany osad ma charakter podobny do osadu czynnego, jest jednak bardziej rozłożony. Zawartość wody w osadzie ze słabo obciążanych złóż wynosi 92%. Najlepiej poddawać go przegniwaniu łącznie z osadem z osadników wstępnych. Powiększa się wówczas ilość przegniłego osadu o 50%. Muszą więc być odpowiednio powiększone komory gnilne oraz powierzchnie do suszenia osadu.

Doświadczenia zostały stwierdzone, że mikroorganizmy rosną szybciej i rozwijają się lepiej, jeśli są karmione w sposób nieprzerwany. Zastosowano więc nieprzerwaną zrasanie złoża, pozwalającą na ich silniejsze obciążenie ściekami. Bakterie rozwijające się w złożu otrzymują stałą pożywkę, zaś samo złożo jest stale przepłukiwane. Następuje również zmniejszenie się plagi much oraz powstawania przykrych zapachów. Tworzą się jednak większe ilości osadu o większej zawartości wody.

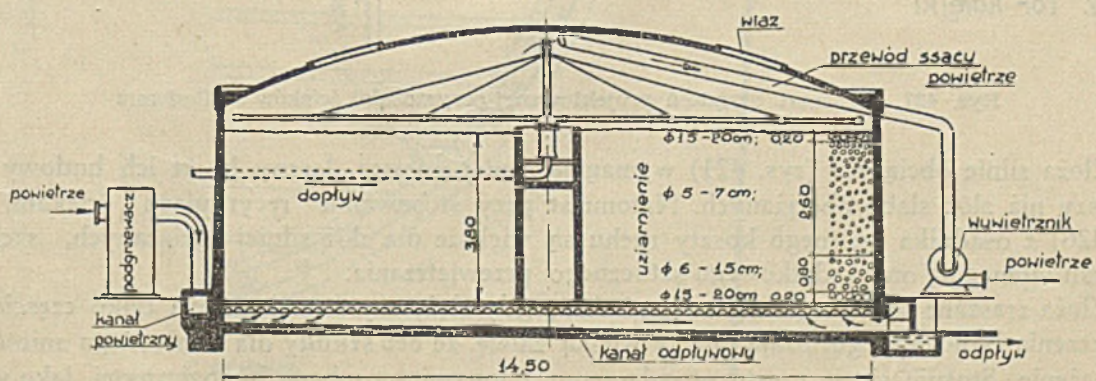
Obciążenie złóż powinno być uzależnione od stężenia ścieków oraz wysokości złoża. Na słabo obciążanych złożach stosowane są w Ameryce normy 2—3 mieszkańców na 1 m³ złoża. Według Imhoffa przy prawidłowo wykonanych złożach oraz odpowiedniej obsłudze, obciążenie może być podwyższone do 5 mieszk./m³. Po przeliczeniu tej liczby na ilości ścieków otrzymuje się przy rozborze 150 litr/m³dobę — 0,75 m³/m³dobę, względnie przy przyjęciu 2-metrowej wysokości złoża 1,50 m³/m²dobę.

Dla złóż silnie obciążanych przyjmuje Imhoff 20 mieszk./m³. Odpowiada to ilości ścieków 3,0 m³/m³dobę. Przy wysokości złoża 3 m obciążenie powierzchniowe wyniesie 10 m³/m²dobę.

Gdy rozbiór wody nie odpowiada wyżej podanej normie, właściwiej jest obliczać obciążenie na podstawie tlenu biochemicznego, który dla ścieków oczyszczonych w osadnikach wynosi 35 g/mieszk./dobę. Przy 5-iu mieszkańcach na m³ otrzymuje się 175 g/m³dobę, przy 20-u 700 g/m³dobę.

W wypadku bardziej stężonych ścieków dobry skutek osiąga się przez ich rozcieńczenie, najlepiej ściekami z osadnika wtórnego, wprowadzanych przy pomocy powrotnego przepompowywania do dopływu na złożo.

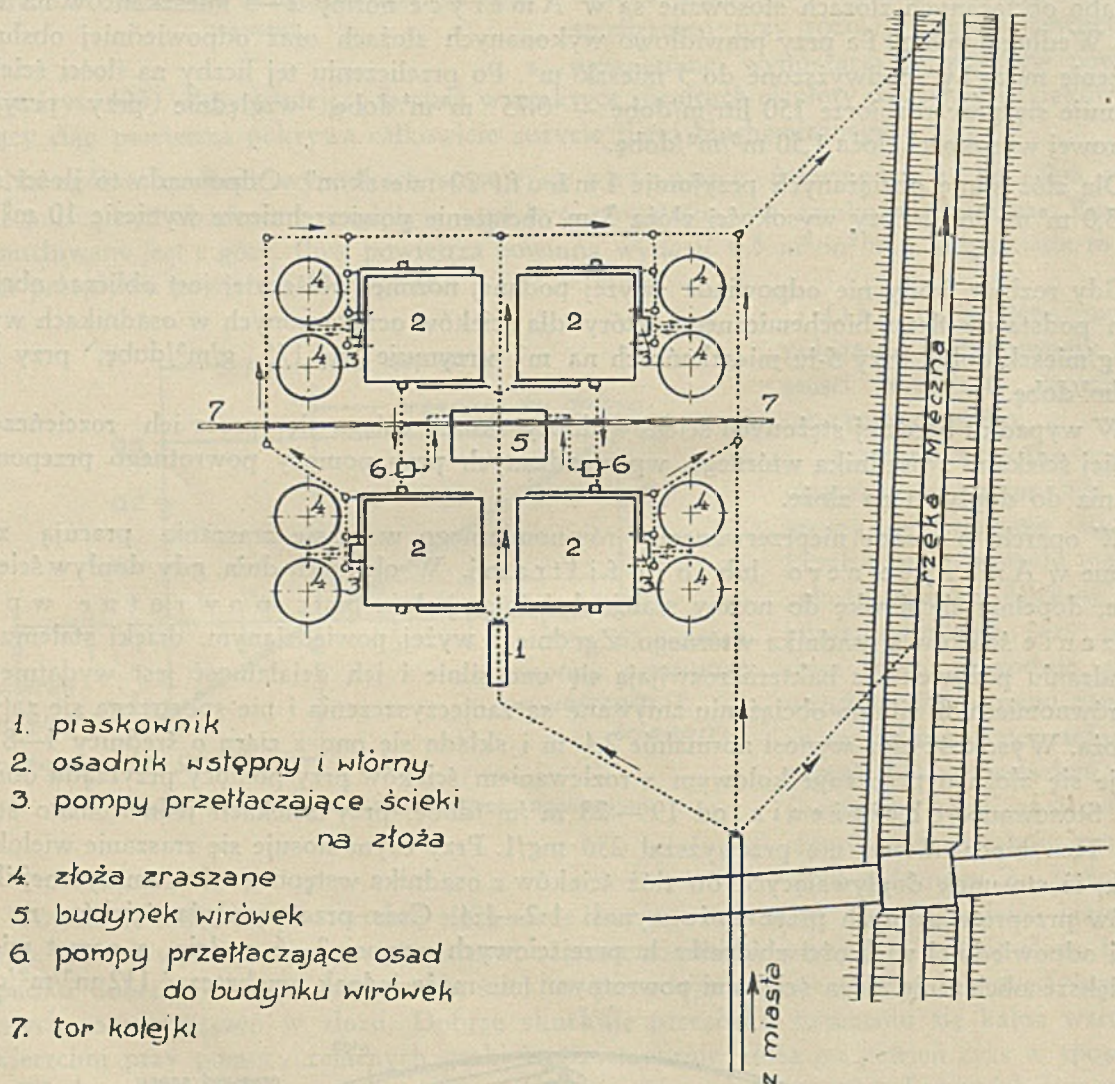
W oparciu o zasadę nieprzerwanego i równomiernego w czasie zraszania pracują złoża nazwane w Ameryce *aero* lub *biofiltrami*. W okresach dnia, gdy dopływ ścieków maleje, dopełnia się dawkę do normy stałej obciążającej złożo przez powrotne wprowadzenie ścieków z osadnika wtórnego. Zgodnie z wyżej powiedzianym, dzięki stałemu doprowadzaniu pożywek dla bakterii rozwijają się one silnie i ich działalność jest wydawniejsza. Przy równomiernym silnym obciążeniu zmywane są zanieczyszczenia i nie spostrzega się zatykania złoża. Wysokość złóż wynosi normalnie 2,4 m i składa się ono z ziarn o średnicy 4—8 cm. Stosuje się złoża o przekroju kołowym z rozlewaniem ścieków przy pomocy przyrządu obrotowego. Stosowano obciążenia od 19—28 m³/m²dobę, przy ściekach jednak mało stężonych. Tlen biochemiczny nie przewyższał 250 mg/l. Przy czym stosuje się zraszanie wielokrotne tak, iż stosunek dopływających do złóż ścieków z osadnika wstępnego do sumarycznej ilości ścieków przeprowadzanych przez złożo wynosi 1:2—1:4. Czas przetrzymania ścieków na złożach i odpowiedniej wielkości zbiornikach przejściowych wynosi 2—6 godzin, a nawet więcej. Największe obciążenie złoża ściekami powrotnymi nie może jednak przekraczać 112 m³/m²/d, co



Rys. 424. Złożo zraszane nawietrzane sztucznie.

przy czterokrotnym zraszaniu odpowiada ilości pojedynczych ścieków $2\ell \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$. Okazuje się, że obciążenie $6,5 - 9,4 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{dobę}$ powoduje zatykanie się złoży, zaś przy obciążeniu silniejszym zjawiska tego się nie spostrzega.

Skutek oczyszczenia tych złoży wraz z osadnikami wtórnymi wyraża się zmniejszeniem tlenu biochemicznego w granicach o $44-55\%$. Nie osiąga się więc odpływu w pełni niezdolnego do zagniwania. Aby nie powstawało zagniwanie, musi nastąpić zmniejszenie tlenu biochemicznego (5-dniowe) o $75-85\%$, co zostaje osiągnięte w wypadku złoży słabo i silnie obciążanych, które wraz z osadnikami wtórnymi obniżają tlen biochemiczny o $80-92\%$. Obserwuje się przy tym silny spadek ilości bakterii w odpływie. W zimie wobec silnie osłabionego przy obniżonej ciepłocie rozwoju bakterii, działanie oczyszczające zmniejsza się o $20-30\%$. Przy silnym mrozie ciepłota ścieków spada najwyżej o 4° . Odporniejsze na mroz są złoża silnie obciążane z uwagi na większą ilość ciepła doprowadzanego do nich ściekami.

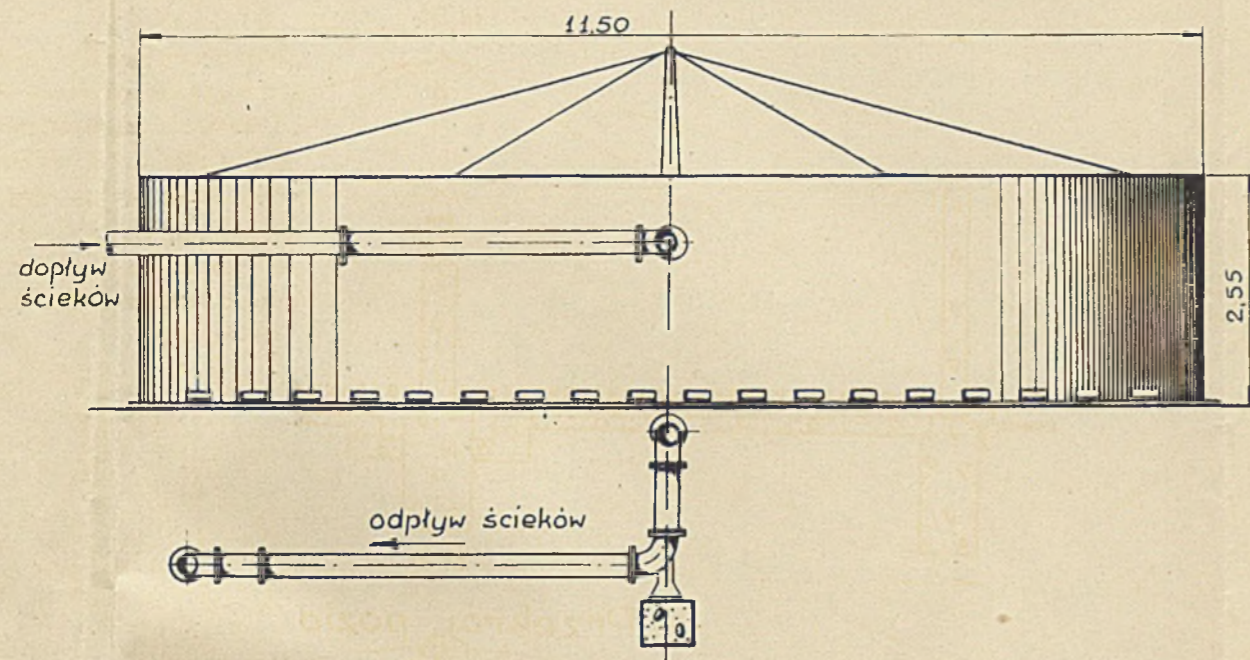


Rys. 427. Schemat urządzeń projektowanej oczyszczalni ścieków w Radomiu.

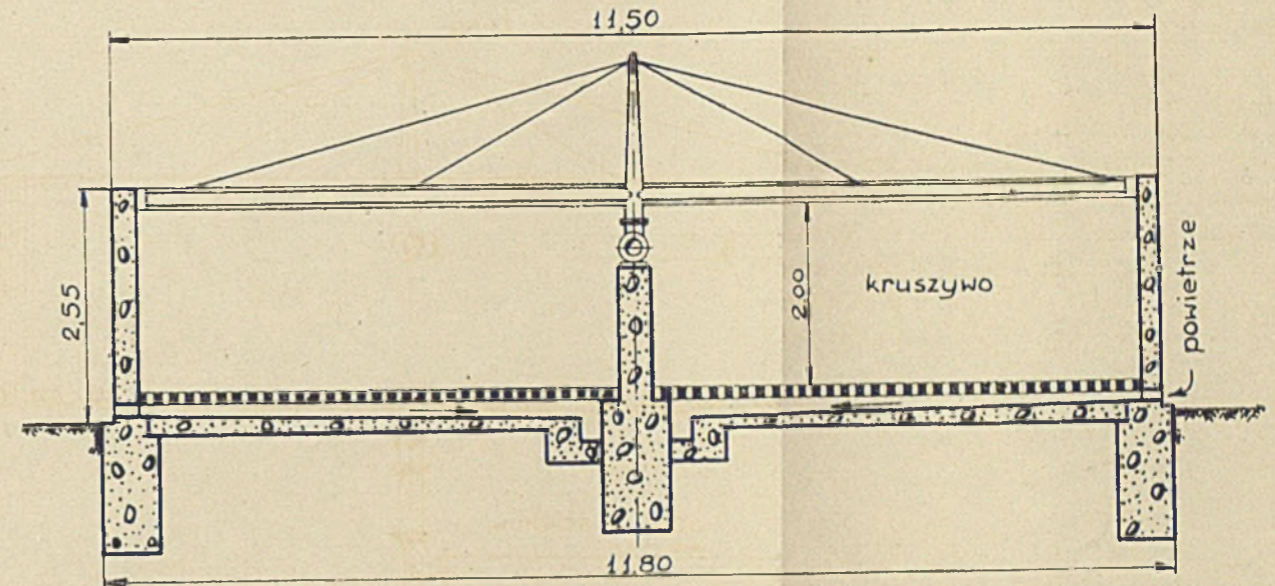
Złoża silnie obciążane (rys. 424) wymagają mniej miejsca, łączny koszt ich budowy jest mniejszy niż złoży słabo obciążanych. Natomiast przy stosowaniu recyrkulacji ściekami (rys. 425, 426) z osadnika wtórnego koszty ruchu są większe dla złoży silnie obciążanych, szczególnie jeśli wymagają one dodatkowego sztucznego przewietrzania.

Złoża zraszane są szczególnie odpowiednie, gdy dąży się do osiągnięcia tylko częściowego oczyszczenia biologicznego. Mają one tę wielką zaletę, że bez szkody dla siebie mogą znieść silne przeciążenie. Stosuje się je często w połączeniu z innymi sposobami biologicznymi, jako wstępny stopień oczyszczenia biologicznego i jako wtórny. Jako wstępny stopień stosuje się je

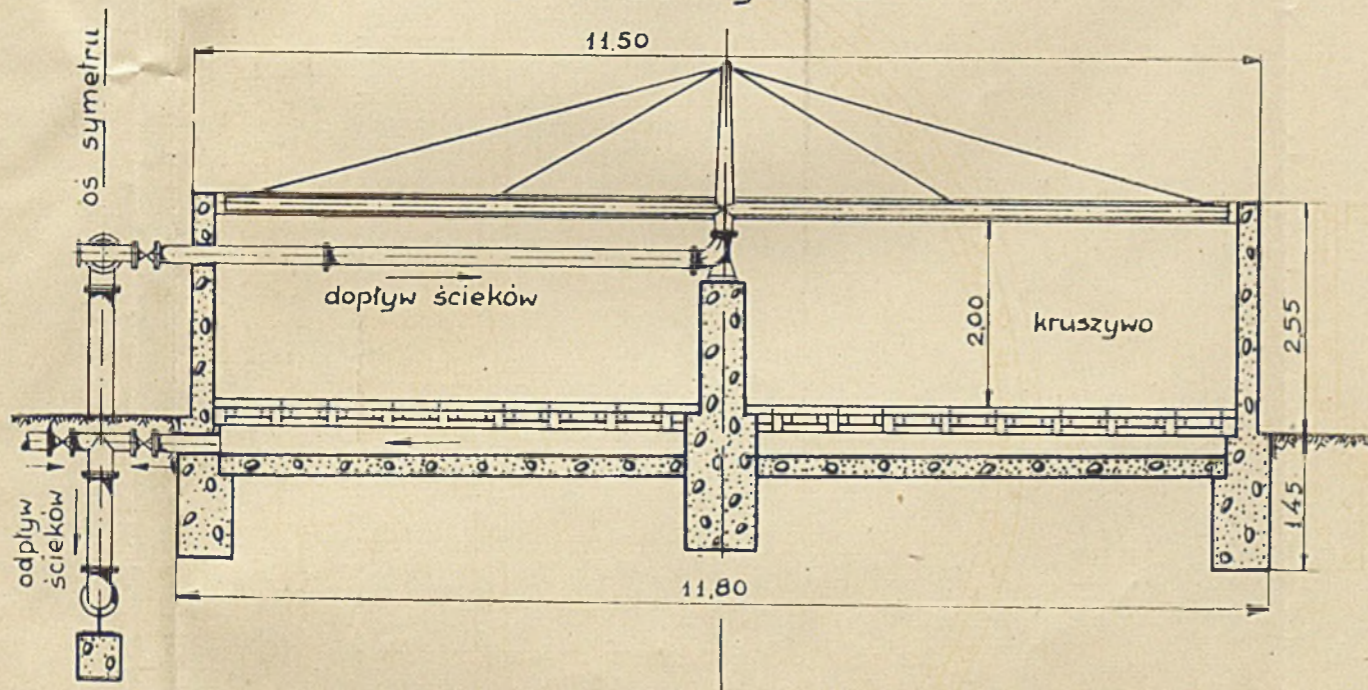
Widok z boku



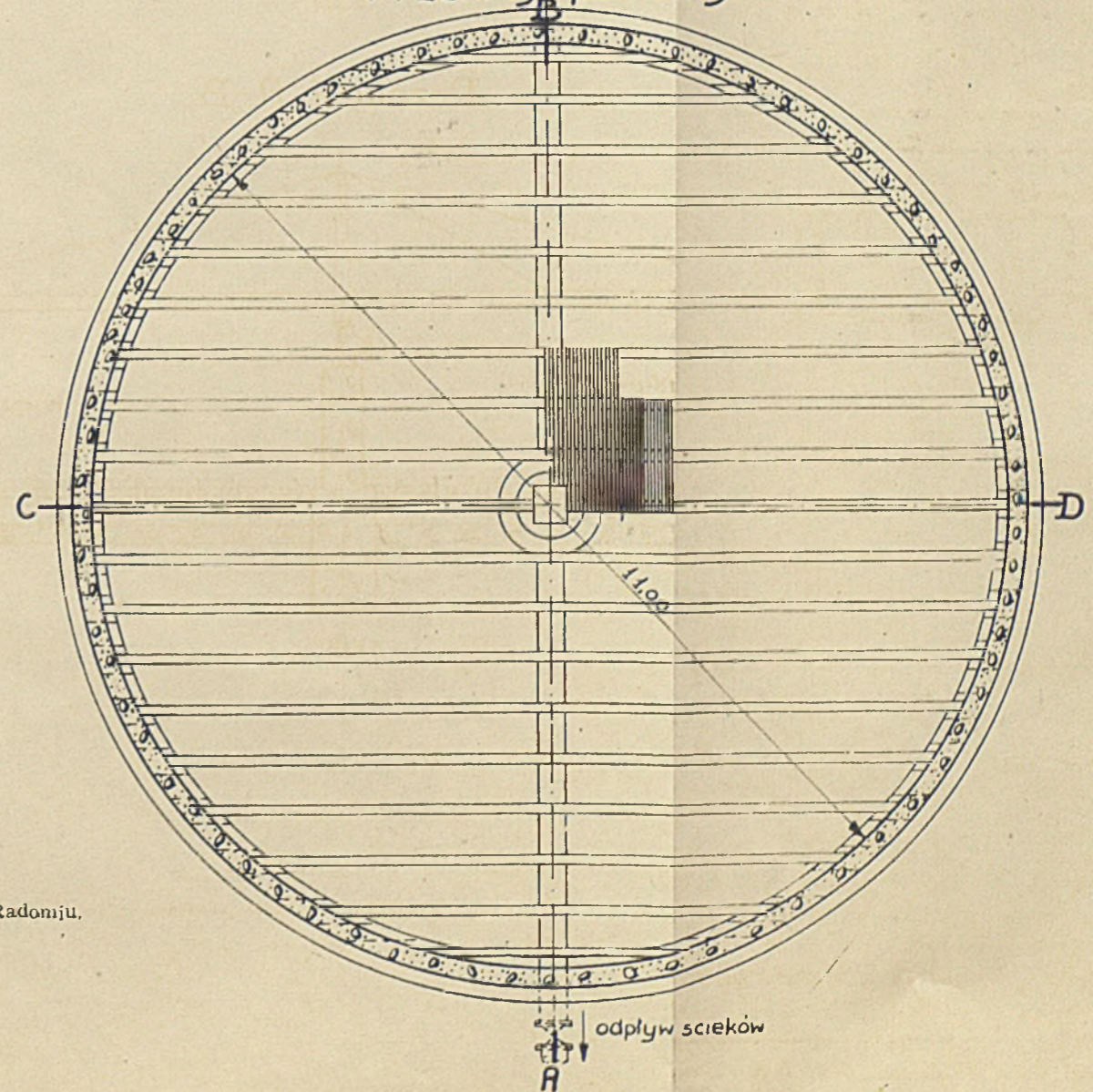
Przekrój C-D



Przekrój A-B

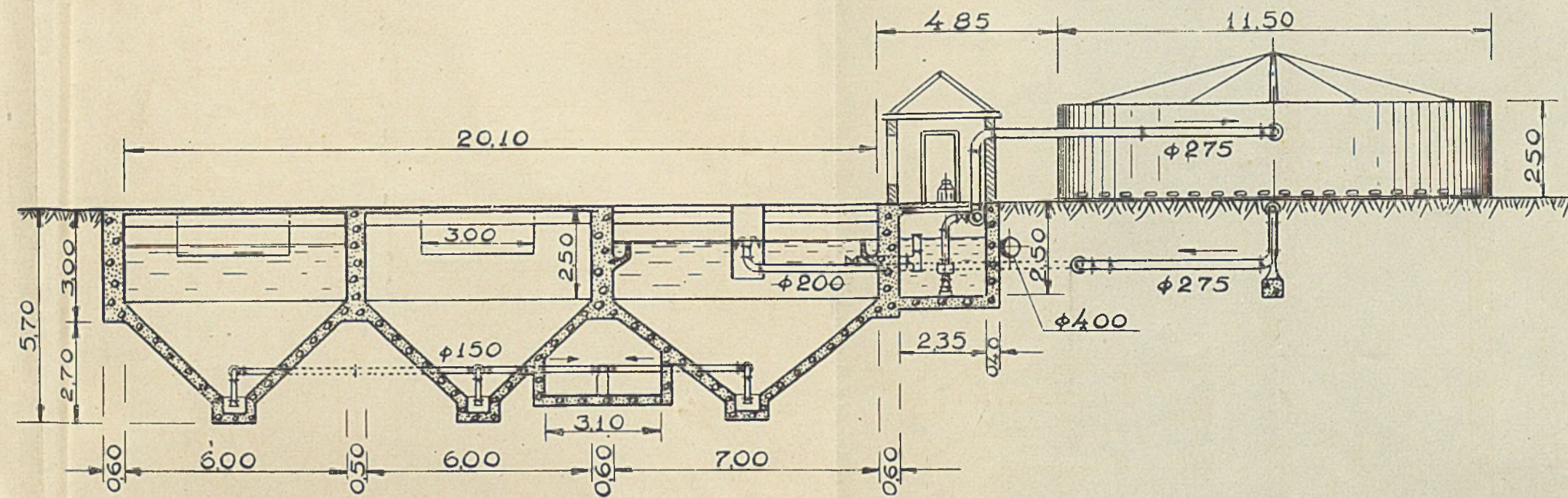


Przekrój poziomy

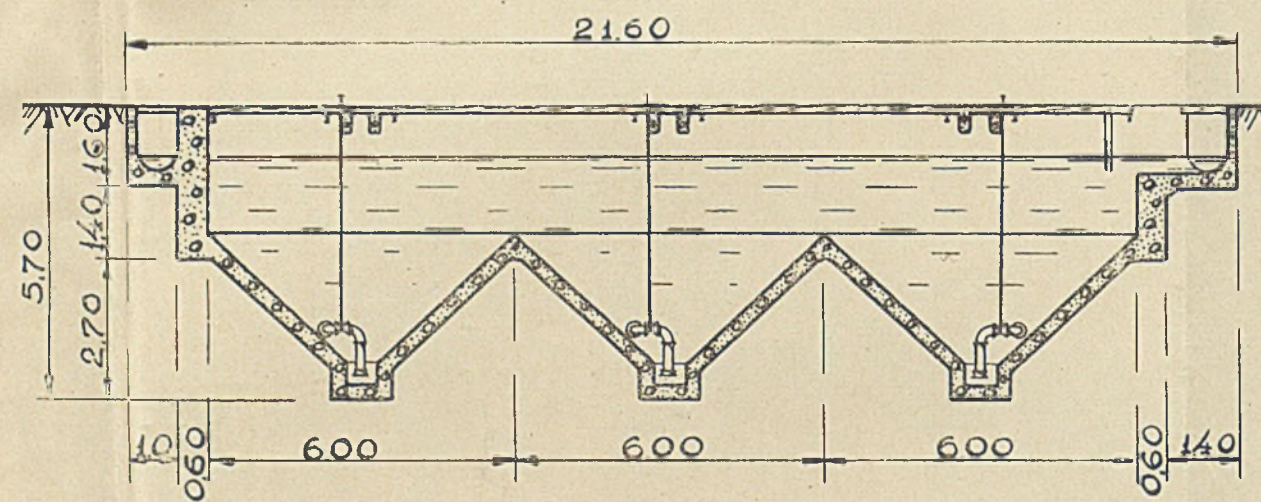


Rys. 425. Projektowane złoże zraszane z recyrkulacją ścieków dla oczyszczalni w Radomiu.

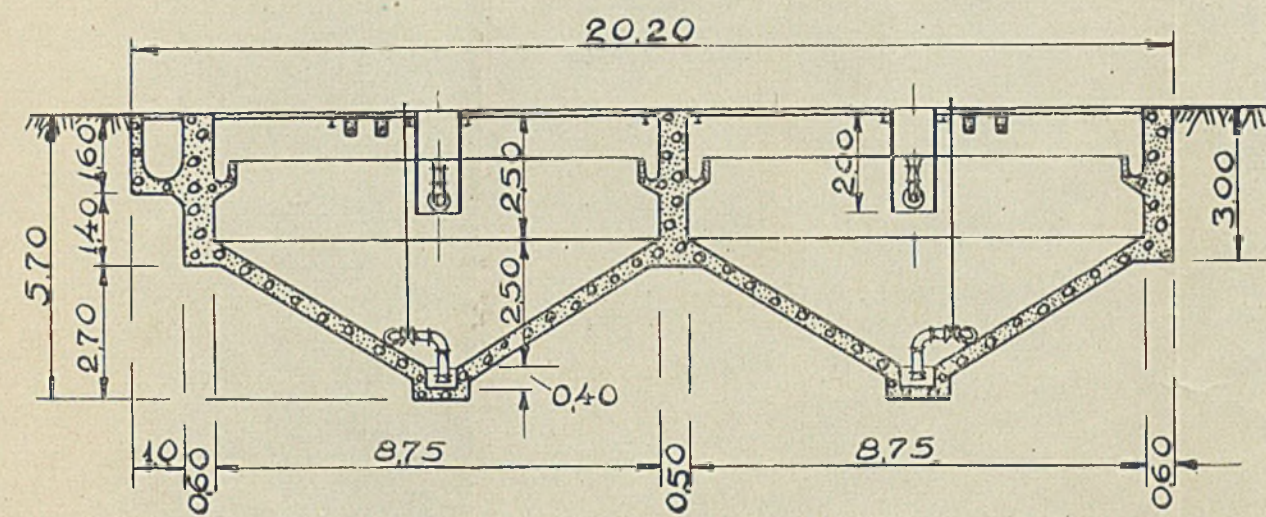
Przekrój A-B



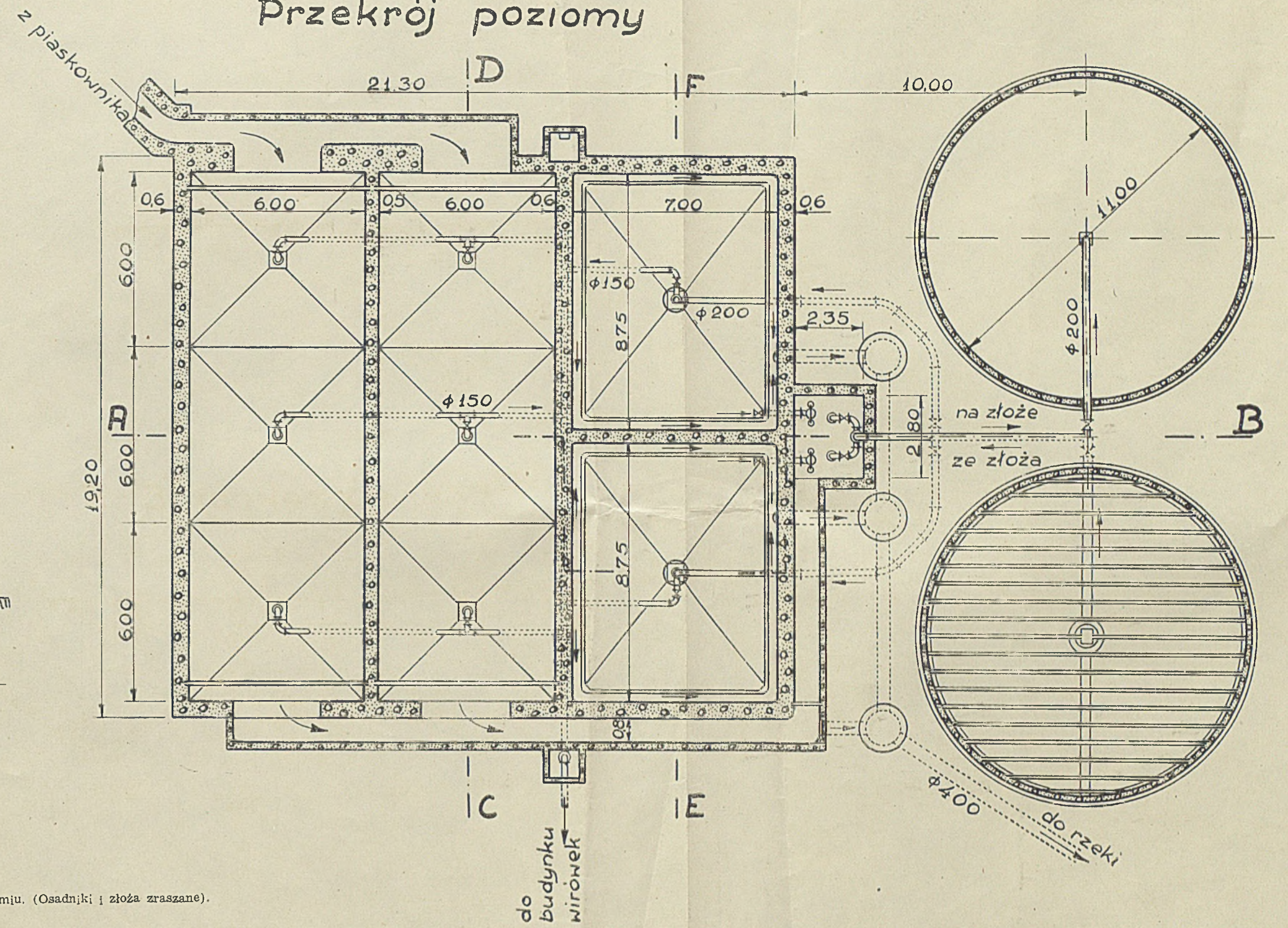
Przekrój C-D



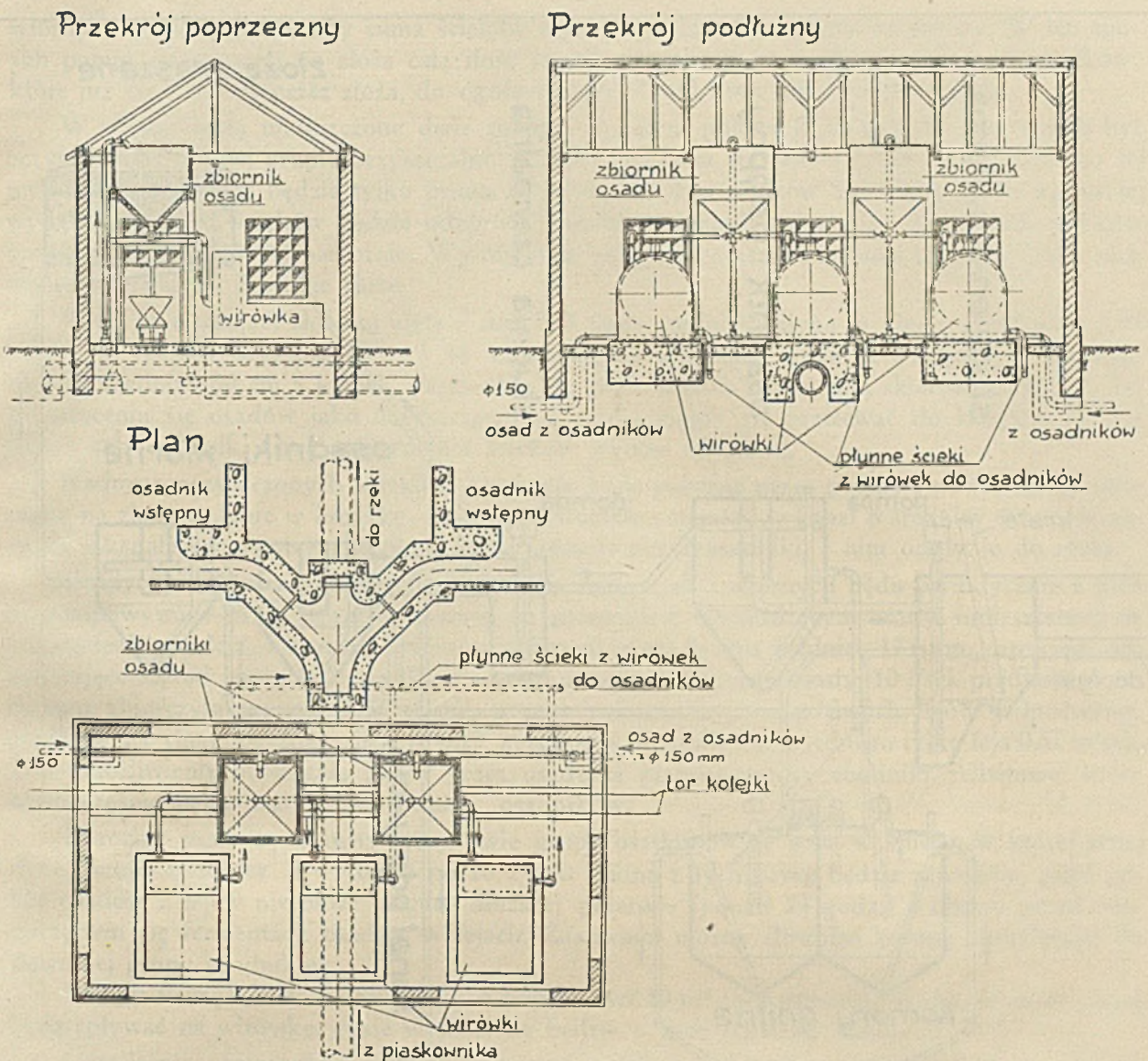
Przekrój E-F



Przekrój poziomy



Rys. 426. Projektowana oczyszczalnia ścieków w Radomiu. (Osadniki i złoże zraszane).



Rys. 428. Projektowana oczyszczalnia ścieków w Radomju (wirówki odwadniające osady).

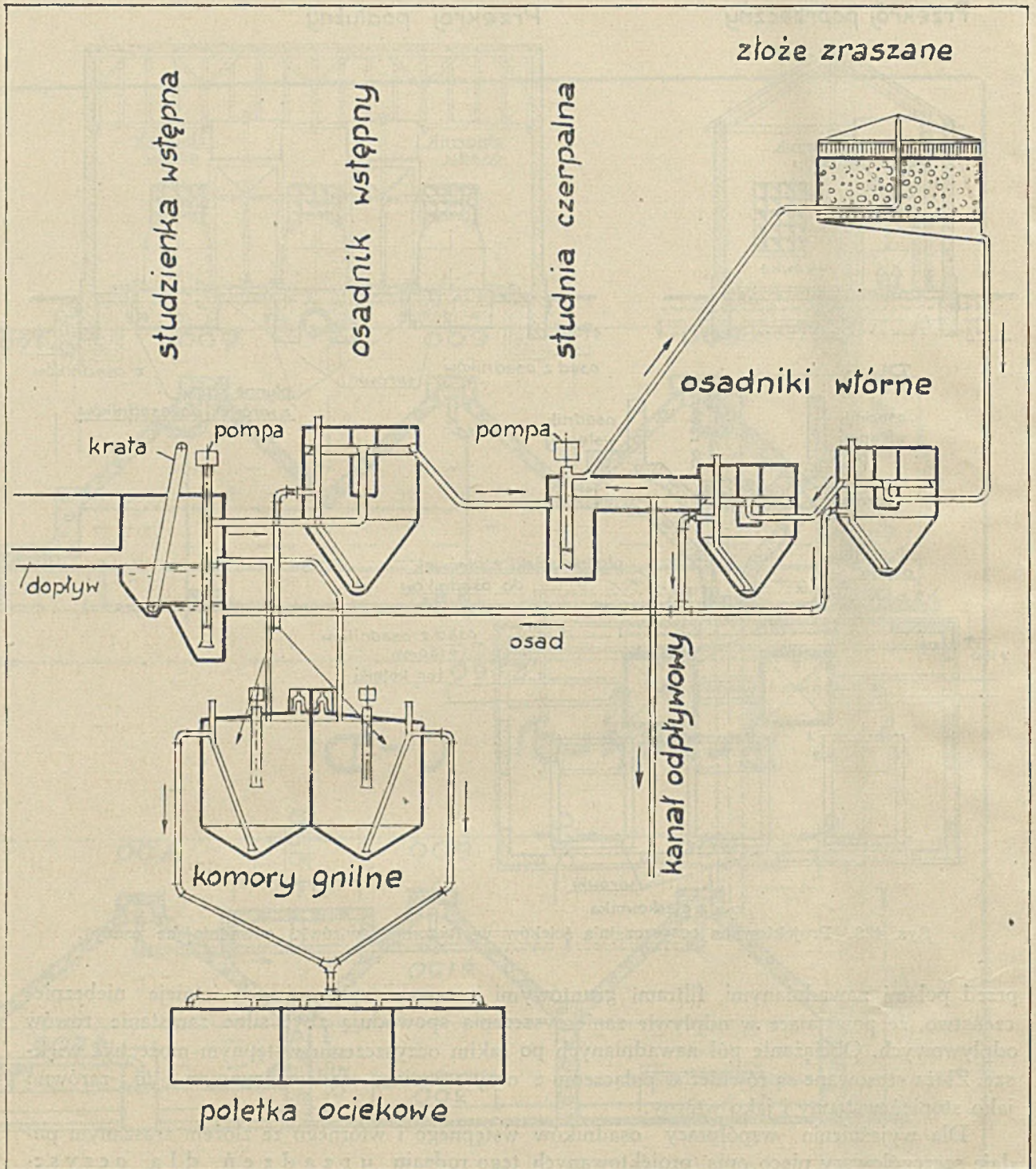
przed polami nawadnianymi, filtrami gruntowymi i stawami rybnymi, gdy istnieje niebezpieczeństwo, że powstające w odpływie zanieczyszczenia spowodują zbyt silne zarastanie rowów odpływowych. Obciążanie pól nawadnianych po takim oczyszczeniu wstępnym może być większe. Złoża stosowane są również w połączeniu z oczyszczaniem osadem czynnym i to zarówno jako stopień wstępny i jako wtórny.

Dla wyjaśnienia współpracy osadników wstępnego i wtórnego ze złożem zraszonym podaję szczegółowszy nieco opis projektowanych tego rodzaju urządzeń dla oczyszczania ścieków w Radomiu (rys. 425 — 428) oraz wykonywanych w rzeźni Gdyńskiej (rys. 429).

Radom (rys. 425—428).

Ścieki, które przeszły przez osadnik wstępny, wprowadzane są kanałem okrężnym do studni, w której znajdują się pompy tłoczące ścieki na złoża zraszane. Kanał okrężny ma w rogu odgałęzienie, zamykane zasuwami, którym ścieki po przejściu osadników, jako mechanicznie oczyszczone, mogą być bezpośrednio odprowadzone do kanału wylotowego i do rzeki Mlecznej, omijając dalsze oczyszczanie biologiczne.

W studni znajdują się dwie pompy o pionowych osiach, o wydatku po 33 l/sek przy wysokości tłoczenia 4,0 m. Pompy te podnoszą ścieki na dwa złoża. Zraszanie następuje za pomocą zraszaczy obrotowych, pracujących reakcją wypływających ścieków. Ścieki, które przeszły przez złożo, spływają po dnie do kanału i rurociągu, którym są wprowadzone w osł osadników



Rys. 429. Schemat oczyszczalni ścieków dla rzeźni miejskiej w Gdyni.

wtórnych przelewem o poziomie 5 cm wyższym niż poziom ścieków w osadnikach wstępnych. Ponieważ dopływ ścieków z osadników wstępnych jest mniejszy, niż 33 l/sek na pompę i tylko w dniu letnim i godzinie największego rozbioru wody osiągnie tę wartość, i to tylko w razie, gdyby nie było żadnych strat wody wodociągowej, brakujące ścieki do pełnego wydatku pomp muszą dopłynąć z osadników wtórnych. W tym celu osadnik wtórny jest połączony ze studnią pomp za pomocą rury żeliwnej 200 mm średnicy, której dolny koniec zamknięto płytą stalową z nalepionym krążkiem gumy. Płyta jest umocowana na pionowym drążku podpartym poprzecznymi prętami na dwóch pływakach 25 cm średnicy. W razie za małego dopływu ścieków z osadników wstępnych, pływaki opadają i przez rurę dopływają będą ścieki z osadników

wtórnych w takiej ilości, aby suma ścieków wyrównywała się z wydatkiem pompy. W ten sposób pompy przerzucają na złoża całą ilość ścieków świeżych oraz odpowiednią część ścieków, które już raz przeszły przez złoża, do ogólnej sumy 2×33 l/sek lub 2×118 m³/godz.

W studni będą umieszczone dwie pompy, każda na połowę ilości ścieków, które mają być oczyszczane w jednej grupie oczyszczalni. W razie zepsucia się jednej pompy i chwilowego jej wyłączenia, pracować będzie tylko druga. A gdyby dopływ ścieków był większy, niż wynosi jej wydatek, nadmiar ścieków będzie odpływał kanałem odgałęziającym się do kanału ścieków oczyszczanych tylko mechanicznie. Wyloty obu pomp są połączone ze sobą tak, iż każda z nich może pracować na dowolne złoże.

Ścieki opuszczające złoże są ujęte w rurę 200 mm średnicy, płyną w niej z prędkością 1,05 m/sek, w spadzie ciśnienia $10^{0/100}$, i są wprowadzone w środek osadnika wtórnego, w drewnianą rurę średnicy 80 cm z klepek. Przelewają się przez kielich i są tą rurą skierowane w dół, aby po strąceniu się osadów jako oczyszczone już ścieki mogły się przelewać do korytek obiegających cały osadnik. Czas zatrzymania ścieków wynosi 46 minut.

Nadmiar oczyszczonych ścieków, które nie będą pobrane przez pompy i powtórnie przetłoczone na złoża, spłynie w korytka otaczające osadnik i stamtąd w kanał o średnicy 40 cm, łączący się z kanałem spustowym ścieków, które przeszły przez osadniki, i nim odpłynie do rzeki.

Osady zbierające się w lejach osadników wstępnych i wtórnych będą okresowo z nich wypompowywane przez otwarcie zasuw na przewodzie prowadzącym osady, umieszczonej na odgałęzieniu do leja. Rurociąg, zbierający wszystkie osady, ma średnicę 175 mm, rurociągi odgałęziające się od lejów 150 mm. Przy wydatku pompy tłoczącej osady 10 l/sek prędkość w rurociągu zbiorczym wynosi 0,42 m/sek, a przy poborze osadów z dwóch lejów jednocześnie prędkość na ciągu bocznym będzie 0,29 m/sek, zaś przy poborze z jednego tylko leja 0,57 m/sek. Dla umożliwienia otwierania zasuw przez osadniki przerzucone są chodniki żelbetowe, które równocześnie będą usztywniać ściany osadników.

Rurociąg osadowy ssawny łączy dwie grupy osadników ze sobą w studni, w której staną dwie pompy osadowe o wydatku po 10 l/sek. Jedna z tych pomp będzie zapasowa, gdyż pobór osadów z lejów nie może ulegać dłuższej przerwie (ponad 24 godz.) z obawy przed rozpoczęciem się fermentacji osadów w lejach. Zasuwaniami można dowolną pompę przyłączyć do dowolnej grupy osadników.

Pompy tłoczą osady do zbiornika o pojemności 10 m³ zaopatrzonego w dno lejowate, skąd będą spływać na wirówkę, gdzie wydzielony będzie z nich nadmiar wody.

Urządzenie samoczynne będzie dawkowało osady na wirówkę, z której 8—10 razy na godzinę będą odwodnione już osady zeszkrobane nożem samoczynnie i wrzucone do wózków, podczas gdy pozostałe płynne ścieki będą odprowadzane do kanału głównego, przechodzącego przez budynek wirówek. Ścieki odwirowane razem z surowymi ściekami przejdą na dalsze grupy osadników oraz na oczyszczalnię biologiczną.

Osady odwodnione będą przewożone wózkami na plac składowy, na którym będą składowane, przy ewentualnym przesypywaniu poszczególnych warstw torfem i piaskiem, wydobywanym z piaskowników. Z placów składowych osady będą wywożone furmankami.

G d y n i a (rys. 429).

Przewidziany ubój miał wynosić początkowo przy ruchu 6-godzinnym 70 sztuk grubego bydła, 150 drobnego i 400 świń na dobę. Ruch ten miał być następnie podniesiony o 33% przez przedłużenie uboju do 8 godzin na dobę, w końcu podwojony przy rozbudowaniu rzeźni na terenach, które zostały w tym celu od razu nabyte. Dla przyjętych norm zużycia wody w początkowym stanie zapotrzebowanie jej wynosi 310 m³, głównie w ciągu 6—8 godzin dziennie.

Odpływające z rzeźni ścieki będą w przyszłości ujęte w zbieracz kanalizacyjny obsługujący Pogórze, Obłuże i Oksywię, muszą być jednak i w tym wypadku silnie podczyszczone, początkowo zaś muszą być wprowadzone do otwartego bezwodnego rowu, wpadającego do Chylonki i z nią do morza. Oczyszczenie ścieków przynajmniej w początkowych stadiach rozbudowy rzeźni musi być bardzo silne.

Ścieki zebrane ze wszystkich budynków rzeźni, wraz z budynkami mieszkalnymi, są doprowadzone do studzienki szerokości 1,5 m, z której mogą być albo przepompowywane na oczyszczalnię, albo w razie zatrzymania jej ruchu mogą być jeszcze w stanie nieoczyszczonym

grawitacyjnie spuszczone do otwartego rowu odwadniającego do Chylonki. Będzie to oczywiście wypadek zupełnie wyjątkowy. Normalnie ścieki ze studzienki mającej 4,8 m³ pojemności podnoszone są pompą wirnikową o wydajności 12 litr/sek na oczyszczalnię. Pompa jest ustawiona poza kratą wstęgową, obracalną, oczyszczaną samoczynnie. Zmiotki z kraty są splukiwane przy pomocy prądu wody rynną blaszaną do jednego z dwu osadników gnilnych, gdzie podlegają beztlenowemu przegniwaniu. Krata ma 8 mm prześwitu między prętami, gdyż mniejszy prześwit okazuje się niepraktyczny ze względu na zabijanie kraty tłuszczem. Pompa jest uruchamiana okresowo pływakiem umieszczonym w studziencie. Równocześnie z uruchomieniem pompy uruchamia się kratę i szczotki oczyszczające. Ze względu na bezpieczeństwo ruchu ustawione są dwie pompy podnoszące ścieki, przy czym druga pompa jest uruchamiana przy wyższym poziomie ścieków. Normalnie pracuje jedna pompa. W razie niespodziewanego wzrostu dopływu wchodzi w ruch także i druga jednostka. W wypadku naprawy jednej z nich druga będzie zawsze czynna.

Pompy tłoczą ścieki do osadnika wstępnego, mającego pojemność 36 m³ w górnej pionowej części i 20 m³ w dolnej stożkowej. W osi osadnika jest umieszczona pionowo rura betonowa o średnicy 0,8 m, do której wchodzi rura żeliwna prowadząca ścieki z wylotem na 0,8 m poniżej poziomu wody.

Cięższe zanieczyszczenia osiadają w leju, drobniejsze i tłuszcz wznoszą się wraz z wodą w górę, przy czym woda przelewa się przez cały obwód osadnika do rynienki, która ją odprowadza do studni czerpalnej. Stąd podnoszona jest ona na złoże zraszane. Tłuszcz wypływa na powierzchnię wody i ścina się, jest też stamtąd okresowo zbierany szuflami i odwożony do kotłów dla przeróbki z tłuszczem uzyskiwanym z innych działów rzeźni. Rama drewniana zanurzona w wodę przed krawędzią przelewu powstrzymuje warstewkę tłuszczu od spłynięcia ze ściekami do korytka.

W studni są założone dwie pompy, z których jedna jako zapasowa, o wydatku po 10 litr/sek. Pompa w sposób ciągły podnosi ścieki na złoże zraszane. Ponieważ ruch pompy podnoszącej ścieki na osadnik wstępny jest okresowy i zwłaszcza w nocy odbywa się w dużych odstępach czasu, zaś ruch pompy podnoszącej ścieki na zraszacz jest stały, w razie braku dopływu świeżych ścieków otwiera się kłapa zwrotna na rurze prowadzącej ścieki oczyszczone i pompa czerpie tyle wody ze ścieków oczyszczonych, ile brakuje ścieków surowych do wydatku pompy 10 litr/sek.

Zraszacz jest obrotowy, dwuramienny, budowy Geigera, uruchamiany małą przewyżką ciśnienia około 50 cm. Ramiona rurowe mają na końcach zamknięcia, przez które codziennie przesuwana jest szczotka dla ich oczyszczenia. Złoże ma 8,0 m średnicy, 2,4 m wysokości, 50 m² powierzchni, jest otoczone żelbetowym murkiem, zaopatrzonym w otwory przy posadzce dla dopływu powietrza i wypełnione tłuczniem granitowym o ziarnie grubości 5 cm. Płaszcz żelbetowy został po uruchomieniu podniesiony pierścieniem z blachy cynkowej o 0,3 m ponad poziom tłucznia, z powodu rozpryskiwania się ścieków poza złoże.

Ścieki opuszczające złoże są wprowadzane rynienką na osadnik mający rozmiar w planie 3,5×3,5 m i 22,2 m³ pojemności, posiadający stożkowe zagłębienie głębokości 2,42 m. Wprowadzone są osiowo w betonową rurę, którą są skierowane najpierw w dół, po czym pomału wznoszą się, przelewając się wzdłuż całej krawędzi do rynienki obiegającej osadnik. Z osadnika tego są ścieki wprowadzone na drugi taki sam osadnik, znów osiowo. Z rynienki zbierającej z niego odpływ uchodzą one albo do studni, z której pompa czerpie ścieki na zraszacz, albo przelewem dostają się do kanału odpływowego, jeśli dopływ ścieków surowych do pompy jest dostateczny.

Osady zbierające się w osadniku wstępnym są grawitacyjnie wpuszczane do komory gnilnej mającej 115 m³ pojemności i 5,75 m głębokości. Komór takich jest dwie i pracują one równolegle. Osady z osadników wtórnych tworzą się na zbyt niskim poziomie, aby mogły być grawitacyjnie spuszczone do komór gnilnych, wobec czego w godzinach małego obciążenia oczyszczalni są spuszczone do studzienki wstępnej, z której są podnoszone na osadnik wstępny i tam osadzone, a następnie są już grawitacyjnie spuszczone do komór gnilnych.

Komory gnilne przyjmują zatem bardzo grube zanieczyszczenia, osiadające na kracie wstępnej, następnie osady z osadnika wstępnego, w końcu osady z obu osadników wtórnych. Komory mają ściany ocieplone, strop żelbetowy z uszczelniającą wkładką ołowianą, dzwony

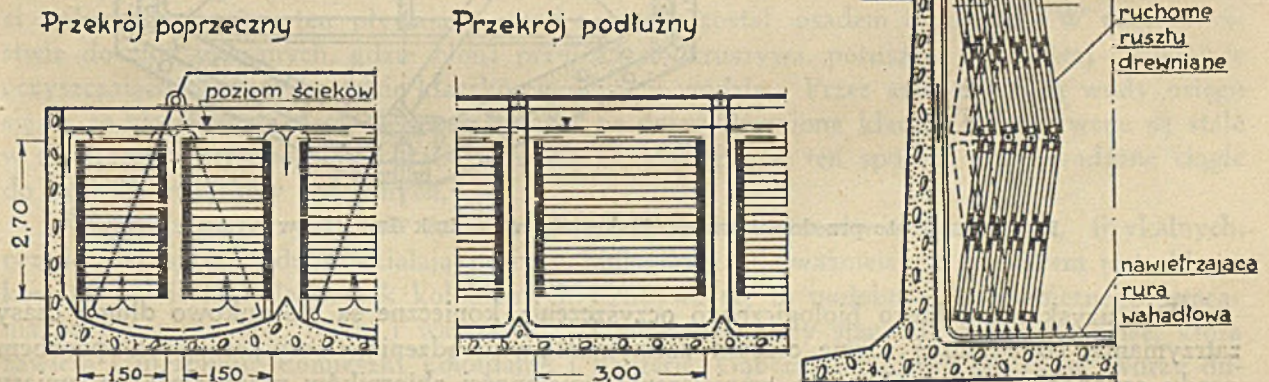
zbierające wytworzony gaz oraz mieszadła wykonane jako pompy, założone w osi i mieszające ścieki celem niedopuszczenia do utworzenia się kożucha. Niestety doświadczenie dowiodło, że kożuch się tworzy tak, że w przyszłości pompy będą zastąpione mieszadłami mechanicznymi. Wytworzony gaz ogrzewa wodę w kociołku, z którego woda przechodzi przez węzownicę umieszczoną w komorach, podgrzewając ścieki.

Codziennie część przegniętego osadu jest spuszczana na poletka ściekowe, zdrenowane, na których osad ocieka z wody i jest zabierany jako nawóz. Odpływ z drenów jest zupełnie klarowny, co dowodzi dobrego przegnicia osadów.

Tuż przed wojną oczyszczalnia przyjmowała około 300 m³ ścieków na dobę, podnoszonych na złoże było 864 m³. Ścieki przechodziły więc prawie trzykrotnie cykl oczyszczania. W godzinach uboju złoże było silnie przeciążone, zdołało jednak gromadzić w sobie doprowadzane zanieczyszczenia i oddawać wodę dostatecznie czystą. W godzinach późniejszych złoże przerabiało zebrane zanieczyszczenia oraz było przepłukiwane coraz bardziej czystymi ściekami i w ten sposób przygotowane do następnego okresu wzmożonej pracy. Oczyszczone ścieki w żadnym wypadku nie zagniwały w odborniku, nie było też żadnych zapachów na oczyszczalni. Przejściowo pojawiła się plaga muszek „Psychoda“, która jednak samoczynnie później ustąpiła. Dla wyznaczenia ilości zużycia tlenu biochemicznego dla ścieków nieoczyszczonych oraz oczyszczonych i to w godzinach tak silnego przeciążenia oczyszczalni, jak i regeneracji złoża, były pobrane próbki, których zbadaniu jednak przeszkodziła wojna.

Złóża zanurzone przedmuchiwane.

Złóża przedmuchiwane pracują pod wodą. Tlen niezbędny do mineralizacji zanieczyszczeń doprowadzany jest z wdmuchiwanego do wody powietrza. Ścieki przepływają przez zbiorniki, w których umieszczone są złóża, w sposób ciągły. Spad niezbędny dla przeprowadzenia ścieków wynosi zaledwie niewiele centymetrów 10—20 cm. Złóża budowane są z tłuścioła, korku, łąt drewnianych, ruchomych kawałków korka i drzewa, sfalowanej blachy glinowej oraz betonowych beleczek. Powierzchnie szorstkie są mniej odpowiednie, gdyż zbyt do nich przywierają tworzące się osady, nie dając się łatwo usunąć. Lepsze wyniki osiąga się przy użyciu mate-



Rys. 430. Doprowadzenie powietrza do zanurzonych złożeń przy pomocy rury wahadłowej.

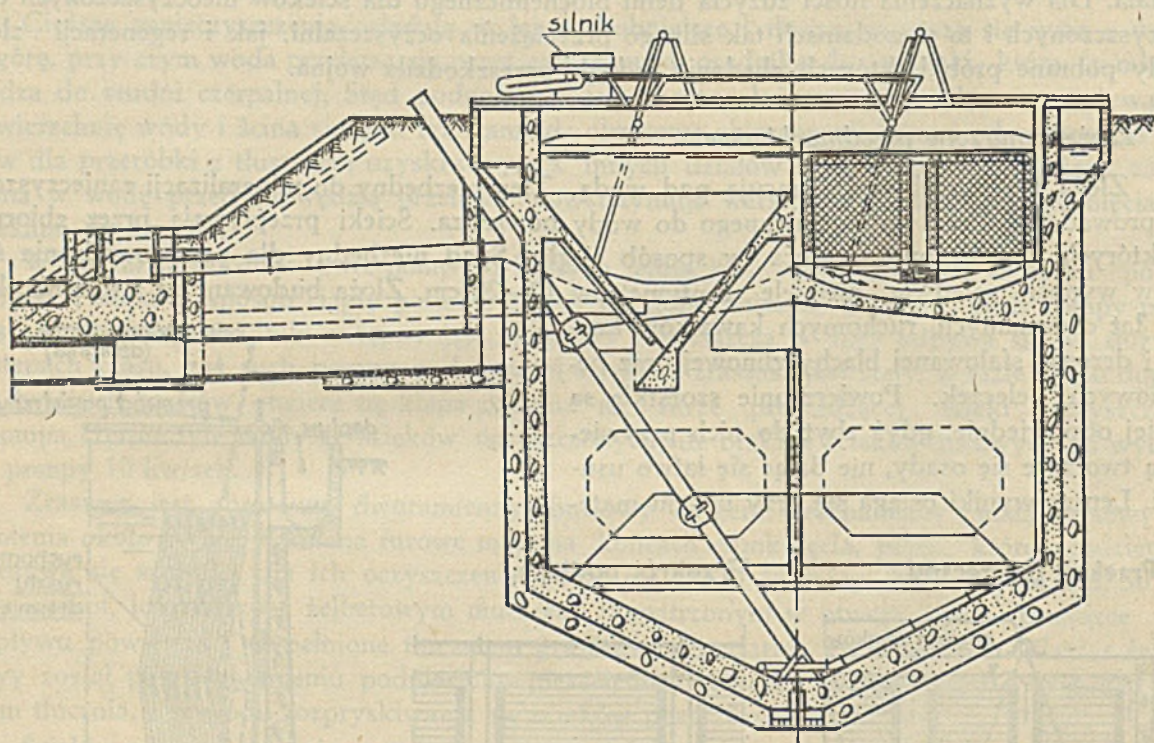
Rys. 431. Ruchome złoże przedmuchiwane z łąt drewnianych.

riałów łatwo wypływających z wody podczas płukania i ulegających przy jednoczesnym nawietrzeniu wirowaniu. Materiałem najlepszym więc jest korek. W czasie pracy złoże utrzymywany jest on nieruchomo przy pomocy krat. W czasie płukania i usunięcia krat wypływa na wierzch i jest silnie wzburzony. Osad zebrany na powierzchni korka zostaje splukany.

Doprowadzenie powietrza odbywa się przy pomocy wbudowanej w dno sieci przewodów lub dla zaoszczędzenia powietrza przy pomocy rury wahadłowej (rys. 430). Ruch powietrza ułatwia wypłukiwanie osadów, gromadzących się na złożu. Dno powinno być tak

wykonane, by nie mógł się na nim zbierać osad. Jest on stale wzruszany przez rurę wahadłową i unoszony przez przepływające ścieki do wylotu. Złoża najlepiej umieszczać w obudowie ze skrzyń drewnianych. Wówczas powietrze tłoczone powoduje wzniesienie się powierzchni ścieków na złożach, zaś obniżenie poza nimi. Osiąga się przez to wielokrotne przemieszanie i dobrą styczność ścieków ze złożem. Stosowane są również złoża ruchome z łąt drewnianych (rys. 431). Przy pomocy dołączonego ramienia można zmieniać nachylenie względem siebie dwóch części złoża górnej i dolnej na odwrotne. W ten sposób osiąga się należyte przewietrzenie obu stron łąt przy pomocy rury wahadłowej i splukanie przylegającego osadu.

Złoża zanurzone mogą być wbudowane w każdym osadniku. Wówczas jednak pierwsza część osadnika musi być pozostawiona swobodna, aby umożliwione było wytrącenie się grubszych zawieszin. Również końcowa trzecia część osadnika powinna być niezabudowana w celu umożliwienia wytrącenia się unoszonego przez ścieki osadu. Rysunek 432 daje przykład wbudowanego złoża w osadniku Imhoffa w Velbert. Złoże jest umieszczone w środkowym osadniku, których trzy są połączone ze sobą jeden za drugim. Tworzący się osad na złożu jest wypłukiwany przez prąd wody, jaki powstaje przy ruchu wahadłowym przewodu doprowadzającego powietrze.



Rys. 432. Złoże przedmuchiwane wbudowane w osadnik Imhoffa w Velbert.

Dla uzyskania pełnego biologicznego oczyszczenia konieczne są stosunkowo długie czasy zatrzymania, co najmniej równe czasom zatrzymania w urządzeniach oczyszczających sposobem osadu czynnego. Ze względu na zmniejszenie pojemności zbiorników przez złoże, rozmiary pomieszczeń muszą być odpowiednio powiększone. Zużycie powietrza jest bardzo duże, gdyż służy ono nie tylko dla doprowadzenia tlenu do mikroorganizmów, lecz również jako środek płuczący. Dochodzi do tych złych stron jeszcze łatwość zamulenia się. Z tych względów nie znajdują złoża zanurzone szerszego zastosowania dla oczyszczania ścieków miejskich. Natomiast stosowane są do oczyszczania niektórych odpływów przemysłowych. Szczególnie dobre wyniki osiąga się przy oczyszczaniu tłustych wód z pralni wełny. Tłuszcz wydziela się na powierzchni w postaci piany i jest przy pomocy odpowiednich urządzeń stamtąd usuwany. Również odpowiednie są w wypadku wprowadzania ścieków falami. Znoszą dobrze przeciążenie. Nie są czułe na trujące zanieczyszczenia wód przemysłowych, np. fenolowych, zatrzymując w wielu wypadkach główną część trujących domieszek. Dużą zaletą ich jest brak zapachów i plagi much. Główną zaletą jest, że z łatwością przy ich pomocy daje się osiągnąć do-

wolny stopień oczyszczania biologicznego, osiągany przez dłuższy lub krótszy czas zatrzymania. Pełne biologiczne oczyszczenie uzyskuje się przy 6-godzinnym czasie przepływu. Zużycie powietrza wynosi wówczas 4 m³ na 1 m³ ścieków. Dalszą zaletą jest szybki czas dojrzewania 1—2 dni.

Powstający na złożach osad chwytny być musi w osadnikach wtórnych. Czas zatrzymania może być w nich skrócony nawet do 15 minut.

Osad ten doprowadza się do dopływu na osadniki wstępne. Ilość jego przy pełnym biologicznym oczyszczeniu ścieków wynosi 1,5 l/mieszk/dobę przy zawartości wody 97,5%. Przy wspólnej fermentacji osadów z osadników wstępnych i wtórnych ilości przegniłego osadu wynoszą 0,61 l/mieszk/dobę z zawartością wody 90%.

Złoża zanurzone włączane są do współpracy z innymi sposobami biologicznymi jako wstępny stopień, mający za zadanie usunięcie trudnych do rozkładu zanieczyszczeń. Wtórne biologiczne oczyszczanie przeprowadzane jest wówczas na złożach zraszanych lub przy pomocy osadu czynnego.

Osad czynny.

Najdoskonalszym sposobem oczyszczania biologicznego ścieków jest osad czynny. Był on odkryty w roku 1913 przez Locketta i obecnie znajduje bardzo powszechne zastosowanie szczególnie w Ameryce. Proces oczyszczania przebiega bez zapachów ze względu na tlenowe warunki pracy; odpływ jest lepszej jakości niż z innych urządzeń biologii sztucznej; osad choć o bardzo dużej zawartości wody w stanie świeżym jest bez zapachu i zawiera dwa razy więcej składników nawozowych niż otrzymywany przy innym sposobie oczyszczania biologicznego. Kosztowniejszy jest jednak w ruchu ze względu na konieczność dostarczania do urządzeń sprężonego powietrza oraz dużą ilość osadu do usuwania.

Przy pracy z osadem czynnym upodabnia się najbardziej naturalne procesy biologiczne samooczyszczania się wód. Przez wdmuchiwanie powietrza w ścieki wytwarza się sztucznie działający oczyszczająco plankton i umożliwia jego działanie w stężonej postaci w wysoce sprzyjających warunkach. Przez stałe nasycanie tlenem będących w ruchu ścieków tworzą się wkrótce składające się ze strąconych koloidów, kolonii bakterii i pierwotniaków kłaczkowate o kolorze lekko do ciemno brązowego zawiesiny, które wobec swoich adsorpcyjnych właściwości zatrzymują zawarte w ściekach zanieczyszczenia i zamieniają je przy pomocy osiedlających się na ich powierzchni mikroorganizmów w związki mineralne. Wobec swojej zawartości mikroorganizmów ten pływający osad nazwany został osadem czynnym. W przeciwieństwie do złóż zraszanych, gdzie błona przylega do kruszywa, poruszają się tutaj działające oczyszczająco błony w kształcie kłaczek wolno w wodzie. Przez sztuczny ruch wody osiąga się to, że kłaczkowate masy nie mogą osiadać na dnie. Ożywione kłaczki utrzymywane są stale w zawieszeniu i jednocześnie stale mieszane ze ściekami, w ten sposób doprowadzane ciągle do nowych związków pożywnych.

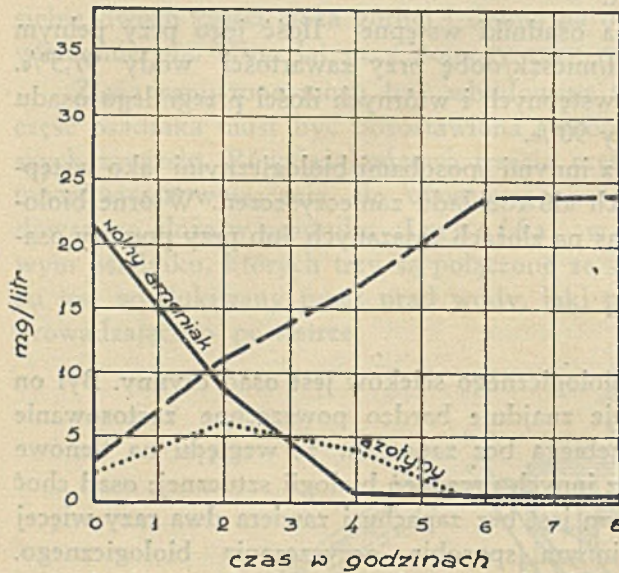
W przebiegu oczyszczania zachodzi współdziałanie procesów chemicznych, fizykalnych, przede wszystkim jednak działają procesy biologiczne. Najważniejszym wynikiem jest skłaczkowanie zawiesin i domieszek koloidalnych. Odbywa się to podobnie do chemicznego strącania przy pomocy soli, żelaza i wapna. Kłaczkowate zawiesiny stanowią gąbczastą masę, która zawiera i utrzymuje domieszki koloidalne i bakterie. Gąbczasta budowa kłaczek tworzy dużą powierzchnię, będącą w stanie adsorbować koloidy, rozpuszczone gazy i zawartości barwnikowe w sposób podobny jak błona biologiczna, znajdująca się na ziarnach kruszywa złóż zraszanych. Czynność organizmów, które niszczą koloidy i rozpuszczone domieszki, polega na procesie utleniania. Prowadzi on do nityfikacji; przy czym tworzą się poważne ilości azotanów i azotynów. W procesie oczyszczania bierze udział wiele rodzajów grup bakterii, najczynniejsza jest bakteria *zooglyxa ramigera*. Rozkład biochemiczny wywołany jest raczej działaniem fermentacji niż bakterii. Czynny udział w procesach zachodzących biorą również bakteriofagi. Stale istnieć musi równowaga pomiędzy bakteriami i pierwotniakami.

Dla wytworzenia się w sposób naturalny osadu czynnego niezbędny jest długi okres czasu, przyspieszyć go można w bardzo silnym stopniu przez dodanie do świeżych ścieków i wymieszanie z nimi osadu już ożywionego.

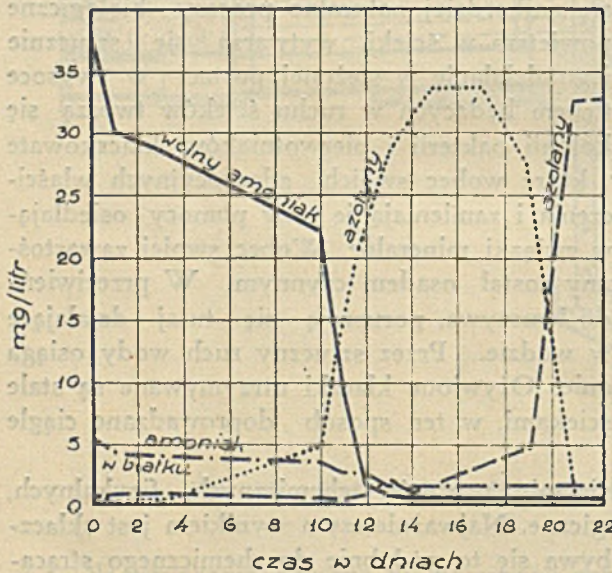
Różnicę pomiędzy nawietrzaniem ścieków nie zawierających go obrazują krzywe na rysunku 433. Gdy w ściekach nawietrzanych nie zawierających osadu czynnego jeszcze w ciągu 15 dni nie

nie zawierających osadu czynnego oraz zawierających go obrazują krzywe na rysunku 433. Gdy w ściekach nawietrzanych nie zawierających osadu czynnego jeszcze w ciągu 15 dni nie następuje całkowita nityfikacja, przy jego obecności powstaje ona w ciągu 5 godzin.

ścieki z osadem czynnym



ścieki bez osadu czynnego



Rys. 433. Skutek nawietrzania ścieków nie zawierających i zawierających osad czynny.

Dobre oczyszczanie wstępne sprzyja wybitnie aktywizacji osadu oraz sposób staje się bardziej ekonomiczny wobec oszczędności powietrza i zmniejszenia trudności z osadem. Jako oczyszczenie wstępne stosuje się osadniki. Konieczne jest należyte oczyszczenie z tłuszczów i olei, gdyż hamują one dopływ tlenu do powierzchni kłaczek. Jeśli ścieki dopływają na oczyszczalnię już w stanie zagnitym, dobrze wpływa nawietrzenie wstępne, usuwające siarkowodor. Polecane jest również wstępne chlorowanie. Osad czynny ma za zadanie usunięcie tylko nie ulegających osiadaniu oraz rozpuszczonych zanieczyszczeń.

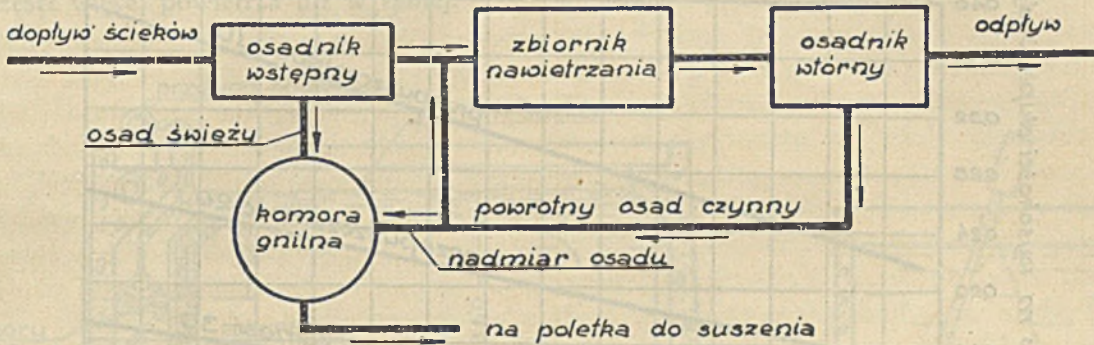
Oczyszczanie ścieków odbywa się w zbiornikach nawietrzania, przez które ścieki zmieszane w pewnym stosunku z osadem czynnym są przeprowadzane, podlegając w czasie przepływu silnemu nawietrzeniu. Czas zatrzymania w zbiornikach, względnie nawietrzania zależy od rodzaju ścieków, pożądanego stopnia ich oczyszczenia oraz sposobów nawietrzania. Po nawietrzeniu mieszanina ścieków i osadu wprowadzana jest do osadników wtórnych, gdzie następuje wytrącenie osadów. Sklarowane ścieki odprowadzane są do odbiornika. Część osadu doprowadza się do wpływających na oczyszczalnię biologiczną ścieków, zaś pozostały nadmiar ulega dalszej przeróbce lub też usunięciu (rys. 434). W niektórych oczyszczalniach osad powrotny ulega ożywieniu przez dodatkowe nawietrzenie (rys. 435), zanim wprowadzi się go do dopływających ścieków. W Ameryce stosowany jest skrócony czas zatrzymywania ścieków świeżych w osadnikach wstępnych 45 min. — 1 godziny.

Zbiorniki do przewietrzania buduje się wąskie lecz długie. Zwykle stosowane głębokości wynoszą 2,5—4 m. Wielkość zbiorników zależy od niezbędnego czasu zatrzymania, ten zaś od rodzaju nawietrzania. Zależnie od sposobu doprowadzenia powietrza do ścieków rozróżnia się:

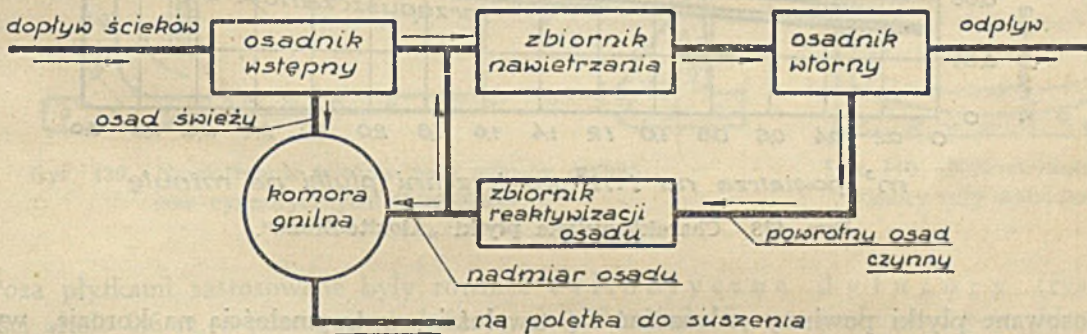
- nawietrzenie sprężonym powietrzem,
- „ mechaniczne (powierzchniowe),
- „ złożone.

W sposobie nawietrzania sprężonym powietrzem doprowadza się je przez płytki z topionego kwarcu, znane pod nazwą płytek porowatych (filtrosów) lub też z topionego glinu, stosowane są również płytki ceramiczne. Powietrze tłoczone dyfundując przez płytki zostaje rozbite na drobne pęcherzyki i rozdziela się równomiernie w przepływających nad płytkami ściekach. Powietrze doprowadzane w ten sposób ma za zadanie nie

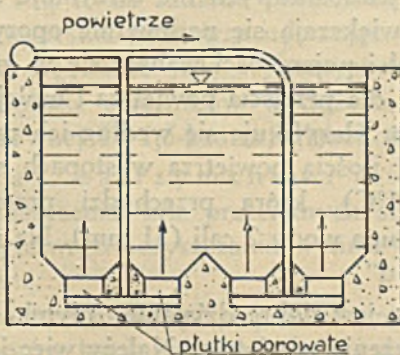
tylko dostarczenie odpowiedniej ilości tlenu potrzebnego dla organizmów, biorących udział w procesie oczyszczania, lecz jednocześnie utrzymanie w zawieszeniu osadu, nie pozwalając mu na zbijanie się na dnie i zagniwanie. Przy ruchu wody i cząstek osadu następuje ciągle przemieszanie i wytwarza się ściślejsze zetknięcie pomiędzy osadem czynnym i rozpuszczonymi oraz koloidalnymi zanieczyszczeniami. Skłódkowany osad może wykonać należycie swą czynność adsorpcyjną. Dla rozwoju organizmów zużyta zostaje tylko część tlenu z doprowadzonego powietrza, zwykle nie więcej niż 5—10%.



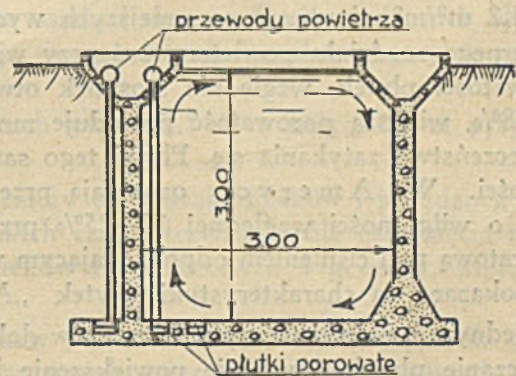
Rys. 434. Schemat urządzeń oczyszczania ścieków przy pomocy osadu czynnego.



Rys. 435. Schemat urządzeń oczyszczania ścieków przy pomocy osadu czynnego z dodatkowym nawietrzaniem.



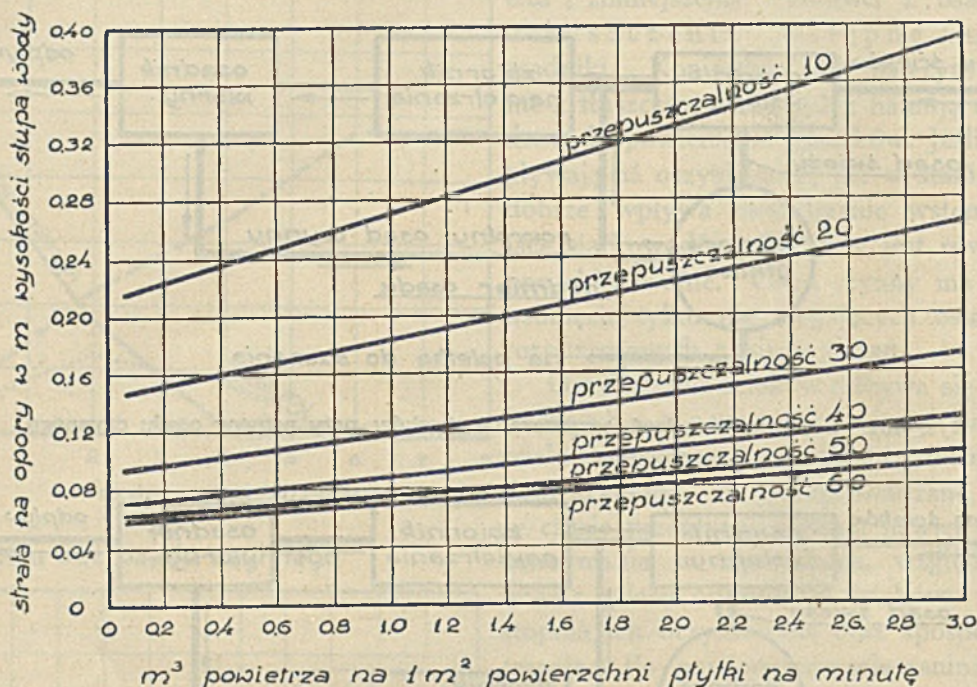
Rys. 436. Doprowadzenie powietrza na całej szerokości dna.



Rys. 437. Doprowadzenie powietrza z boku (sposób Hurda).

Stosowane płytki mają szerokość 0,30 m, grubość 25—40 mm i porowatość 33%. Powinny one przepuszczać 300—1200 litr/m²/minutę. Umieszczone są one grupami albo w ten sposób, że powietrze filtrujące rozdziela się równomiernie na całej szerokości dna (rys. 436) lub jednostronnie z boku dna (rys. 437). Umieszczenie płytek z boku wraz z odchylającymi płaszczycznymi u zwierciadła ścieków i drugiej krawędzi dna wywołuje krążenie, dające łącznie z ruchem postępowym ścieków ruch spiralny, przedłużający drogę przepływu. Przy tej konstruk-

cji oszczędza się około 25% powietrza w stosunku do poprzedniej. W dnie wykonane są kanały kryte szczelnie z wierzchu płytkami. Powietrze doprowadzane jest pod spód płytek przy pomocy przewodów rurowych z umieszczonymi na nich zasuwami regulacyjnymi. Do każdej grupy płytek, składającej się zwykle z trzech lub czterech, dochodzi jeden przewód powietrzny. Płytki są wbudowywane bezpośrednio w dno lub umieszczane najczęściej w skrzynki filtracyjne, z których każda ma własne doprowadzenie. Skrzynki wykonywa się z różnego materiału i wbudowuje w dno.



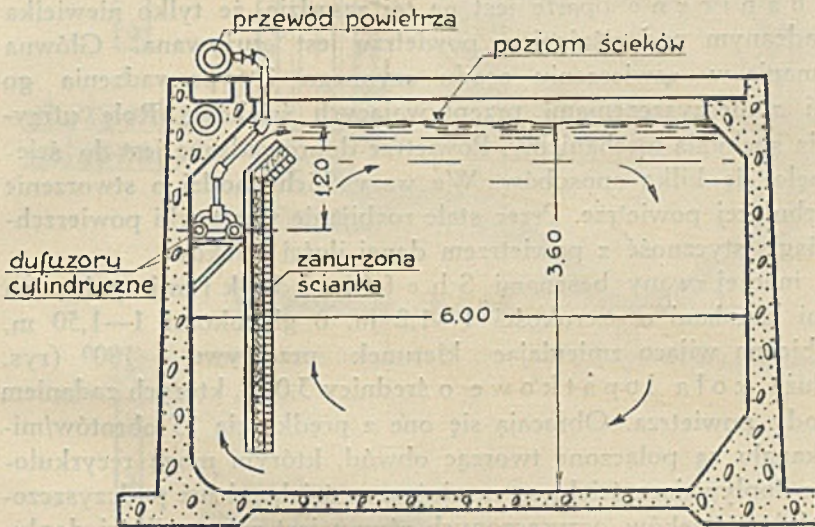
Rys. 438. Charakterystyka płytki „Aloxite-Brand“.

Stosowane płytki powinny odznaczać się trwałością, wytrzymałością na korozję, wytrzymałością na gięcie i nie powinny podlegać łatwo zapychaniu się. Wielkość powierzchni skutecznych płytek otrzymuje się przez podzielenie ilości niezbędnego powietrza na minutę przez ilość powietrza na jednostkę powierzchni płytki najbardziej odpowiedniej, a która waha się od 0,5—1,2 m³/m²/minutę. Przy mniejszych wydajnościach jednostkowych nie otrzymuje się równomiernego rozdziału powietrza, zaś przy większych powiększają się nadmiernie opory tarcia. Porowatości płytek, względnie stosunek otworów do całej pojemności wahają się w granicach 30—38%, większa porowatość powoduje mniejsze opory dla przejścia powietrza i mniejsze niebezpieczeństwo zatykania się. Płytki tego samego rodzaju klasyfikuje się według ich przepuszczalności. W Ameryce oznaczają przepuszczalność ilością powietrza w stopach sześciennych, o wilgotności względnej 10—25% przy 70°F (21,1°C), która przechodzi przez stopę kwadratową pod ciśnieniem odpowiadającym wysokości słupa wody 2 cali (51 mm). Na rysunku 438 pokazane są charakterystyki płytek „Aloxite Brand“.

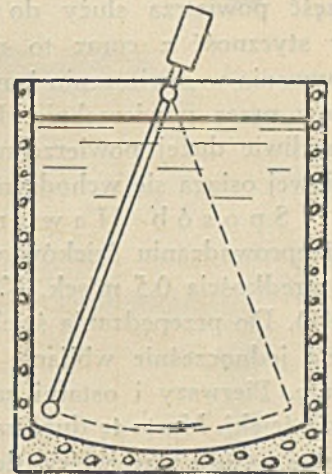
Jednym z najważniejszych warunków dobrego skutku jest dobre działanie płytek. Zanieczyszczenie płytek powoduje powiększenie kosztów tłoczenia powietrza. Należy więc je utrzymywać w czystości. W razie zanieczyszczenia nie dającego się usunąć, trzeba je wymienić na nowe. Przy dłuższym użyciu następują na stronie wewnętrznej zanieczyszczenia przez kurz, olej, inkrustację rur, tlenek żelaza, wapno, organiczne substancje, mogące sięgać aż na głębokość 3 mm. Oczyszczanie przeprowadzane przy pomocy kwasu solnego i dmuchawki piaskowej nie okazało się skuteczne. Stosuje się spalanie przy pomocy płomienia. Środkami, które zmniejszają możliwość zanieczyszczeń są: 1) uruchamianie urządzenia po sprawdzeniu, że wszystkie przewody prowadzące do płytek są całkowicie czyste, 2) stałe wtłaczanie powietrza dla niedopuszczenia, by osad lub ścieki mogły przeniknąć do porów, 3) utrzymywanie filtrów powietrza w dobrym stanie, 4) stałe oczyszczanie płytek dyfundujących.

Stosunek powierzchni dyfuzorów do powierzchni zbiornika napowietrzania w wybudowanych zakładach waha się w dużych granicach i jest mniejszy przy zastosowaniu spiralnego przepływu. Wynosi w Milwaukee 1:4 i 1:5, w Chicago w dawniejszych 1:9,4, w nowszych Calumet 1:19,5 i 1:20,2.

Aby osiągnąć dobre wykorzystanie powietrza, należy zwrócić uwagę, by nie było możliwe powstawanie martwych przestrzeni, wywołujących obszary pozbawione tlenu, co w skutku powoduje powstawanie procesów beztlenowych i związanych z tym dużych trudności. Ze względu na to, że na początku zbiorników zużywa się najwięcej tlenu, wprowadza się w przedniej części więcej powietrza niż w tylnej.



Rys. 439. Nawietrzanie ścieków przy pomocy dyfuzorów cylindrycznych (Link-Belt).



Rys. 440. Nawietrzanie przy pomocy rury wahadłowej.

Poza płytkami zastosowane były również cylindryczne dyfuzory (rys. 439), długości około 0,6 m, o powierzchni dyfuzyjnej $0,30 \text{ m}^2/\text{mb}$. Są one podwieszane w zbiornikach parami na przewodach doprowadzających powietrze. W oczyszczalni Essen Rellinghauzen II przeprowadzone jest napowietrzanie przy pomocy wahadłowo poruszającej się rury (rys. 440). Otwory wprowadzające powietrze są umieszczane na części rury sąsiadującej z dnem. Ma to za zadanie poruszenie osiadającego osadu i wprowadzenie go w ruch obrotowy. Jednocześnie powietrze uderzając o dno rozбивa się na wiele drobnych pęcherzyków, przez co osiąga się dobre jego wykorzystanie.

Głębokość zbiorników w dużych oczyszczalniach wynosi 4,5 m, w małych 3,0 m, przy szerokości równej 1—1,5-krotnej głębokości.

Czas zatrzymania i ilość powietrza zależy od rodzaju ścieków i pożądanego stopnia oczyszczenia. Dla przeciętnych ścieków miejskich czas zatrzymania dla osiągnięcia pełnego biologicznego oczyszczania wynosi 6 godzin, ścieków rozcieńczonych 4 godziny, stężonych 10 godzin.

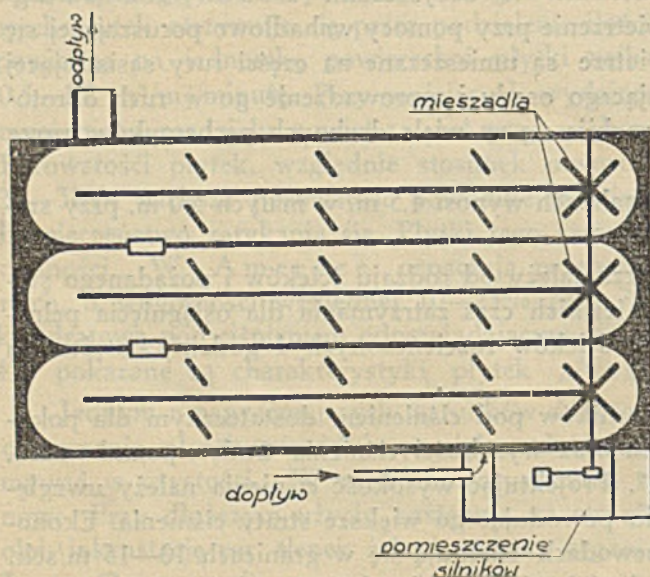
Powietrze musi być doprowadzane do zbiorników pod ciśnieniem dostatecznym dla pokonania oporów tarcia w przewodach i dyfuzorach oraz wysokości ciśnienia wody ponad nimi. Ciśnienia stosowane wynoszą $0,35\text{--}0,7 \text{ kg/cm}^2$. Projektując wysokość ciśnienia należy uwzględnić możliwość zatkania się filtrujących płytek, powodującego większe straty ciśnienia. Ekonomiczne prędkości przepływu powietrza w przewodach znajdują się w granicach 10—15 m/sek. Doprowadzane powietrze musi być wolne od oleju, kurzu i insektów, gdyż w przeciwnym wypadku zbyt szybko ulegają zatkanie urządzenia dyfundujące powietrze. Ujęcie powietrza powinno być tak umieszczone, by dopływało do niego ono w stanie możliwie czystym. Niezależnie od tego musi przechodzić ono przez filtry. Większą sprawność dmuchaw osiąga się przy ujęciu chłodnego powietrza. Dmuchawy tłokowe z powodu tego, że rzadko kiedy, nawet przy zastosowaniu filtrów olejowych, dostarczają powietrze niezaoliewione, okazały się niepraktycz-

ne. Odpowiedniejsze są dmuchawy wirnikowe i o tłokach obrotowych, dostarczające powietrze wolne od oleju i dające się lepiej dostosowywać do zmian ruchu. Zależnie od sposobu nawietrzania, zapotrzebowanie mocy na 1000 m³/dobę ścieków wynosi 3—6 kW.

Według dawniejszych zaleceń ilość powietrza tłoczonego określano w stosunku do ilości ścieków. Stosunek ten waha się od 4:1 do 12:1. Na jeden więc m³ ścieków dostarczyć należy 4—12 m³ powietrza. Porównanie ilości powietrza i ścieków jest tylko wówczas słuszne, jeśli ma ono tylko dostarczyć tlen wykorzystywany biologicznie, natomiast niesłuszne, jeśli ma również za zadanie mechaniczne poruszanie ścieków. Z tego powodu stanowi o ilości powietrza sposób nawietrzania i utrzymywania w zawieszeniu osadu. Z podanych wyżej ilości powietrza tylko nieznaczna część tlenu 5—9% zużywana jest przy procesach biologicznych.

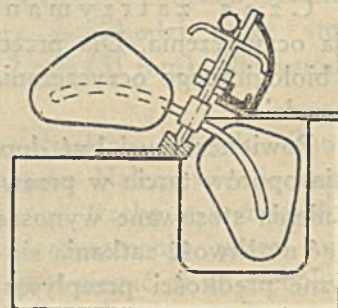
Nawietrzanie mechaniczne oparte jest na tej zasadzie, że tylko niewielka część tlenu zawartego w doprowadzanym pod ciśnieniem powietrzu jest zużywana. Główna część powietrza służy do utrzymania w zawieszeniu osadu czynnego i wprowadzenia go w styczność z coraz to nowymi zanieczyszczeniami przepływających ścieków. Rolę utrzymywania w zawieszeniu i mieszania spełniają mechanizmy. Powietrze doprowadzane jest do ścieków przez powierzchnię. Rozwinęło się kilka sposobów. We wszystkich chodzi o stworzenie możliwie dużej powierzchni adsorbującej powietrze. Przez stałe rozbijanie warstewki powierzchniowej osiąga się wchodzenie w ciągłą styczność z powietrzem danej ilości ścieków.

Sposób Hawortha, inaczej zwany basenami Sh eff i e l d z k i m i, polega na przeprowadzaniu ścieków wąskimi kanałami o szerokości 1—1,2 m, o głębokości 1—1,50 m, z prędkością 0,5 m/sek. Kanały biegają wijąco zmieniając kierunek przepływu o 180° (rys. 441). Do przepędzania ścieków służą koła łopatkowe o średnicy 3,0 m, których zadaniem jest jednocześnie wbijanie do wody powietrza. Obracają się one z prędkością 15 obrotów/minutę. Pierwszy i ostatni zakręt kanału są połączone tworząc obwód, którym mogą recyrkulować ścieki. Ma to tę dużą zaletę, że dopływające ścieki są rozcieńczane ściekami już podczyszczonymi z dużą zawartością tlenu. Odływ ścieków oczyszczonych równy jest zawsze ilości dopływu ścieków świeżych. Ponieważ nawietrzanie odbywa się przez powierzchnię i ilość wbijanego przez łopatki powietrza jest na ogół niewielka, należy stosować odpowiednio długi czas przepływu. Wynosi on w wypadku przeciętnego składu ścieków 15—17 godzin. Zapotrzebowanie mocy na 1000 m³/dobe ścieków wynosi 6—12 kW. Dużą zaletą powyższego sposobu jest prostota w urządzeniu i obsłudze; wadą — zajęcie dużej powierzchni, do 10-krotnie więcej niż zbiorniki nawietrzne.



Rys. 442. Nawietrzanie ścieków sposobem Hartleya.

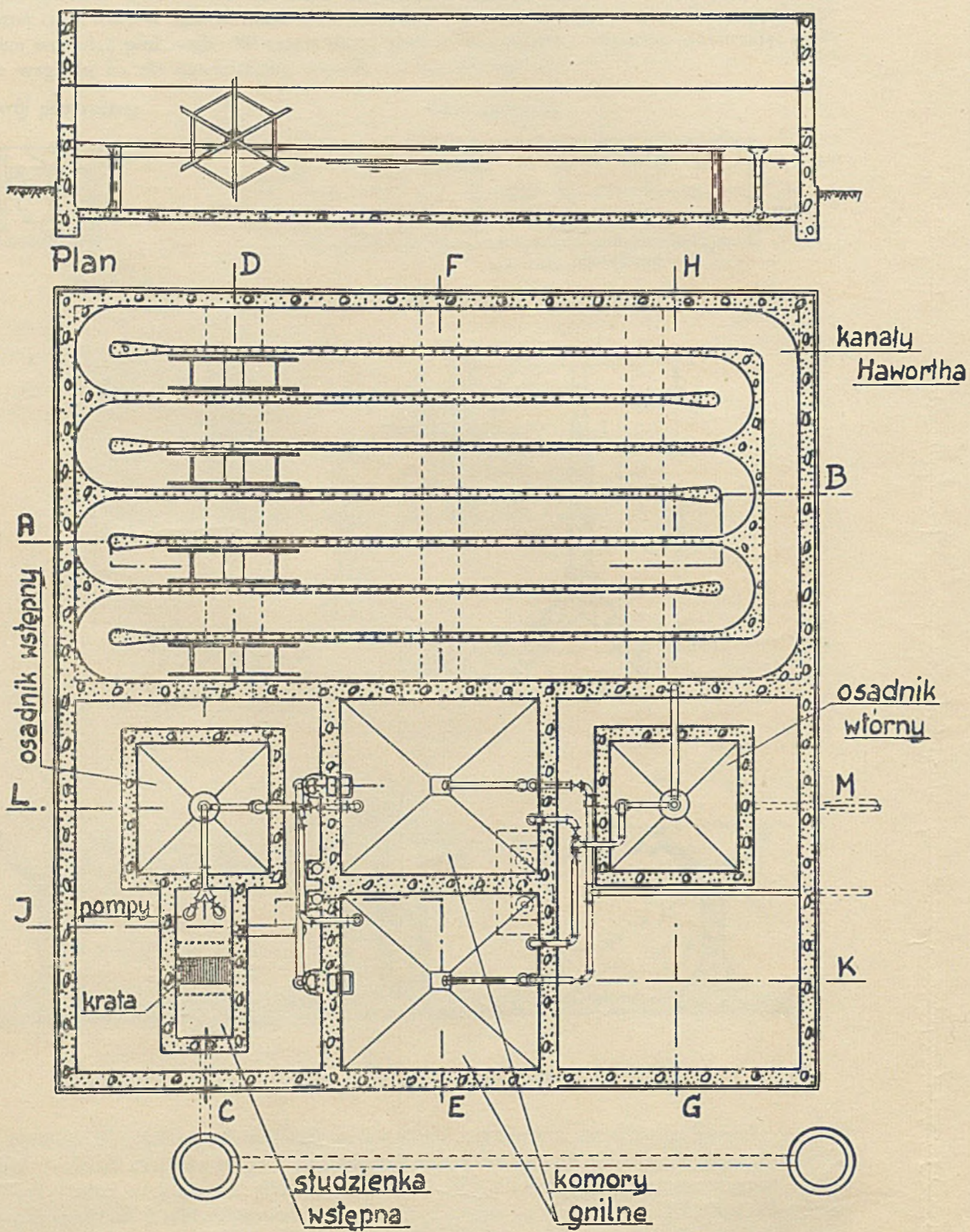
Podobnie do Hawortha wygląda konstrukcja Hartleya (rys. 442). Ścieki prowadzone są idącymi wężowato wąskimi kanałami, przy czym ruch ich wywołany jest ukośnie ustawionymi kołami łopatkowymi (rys. 443), umieszczonymi na zakrętach kanałów. Uko-



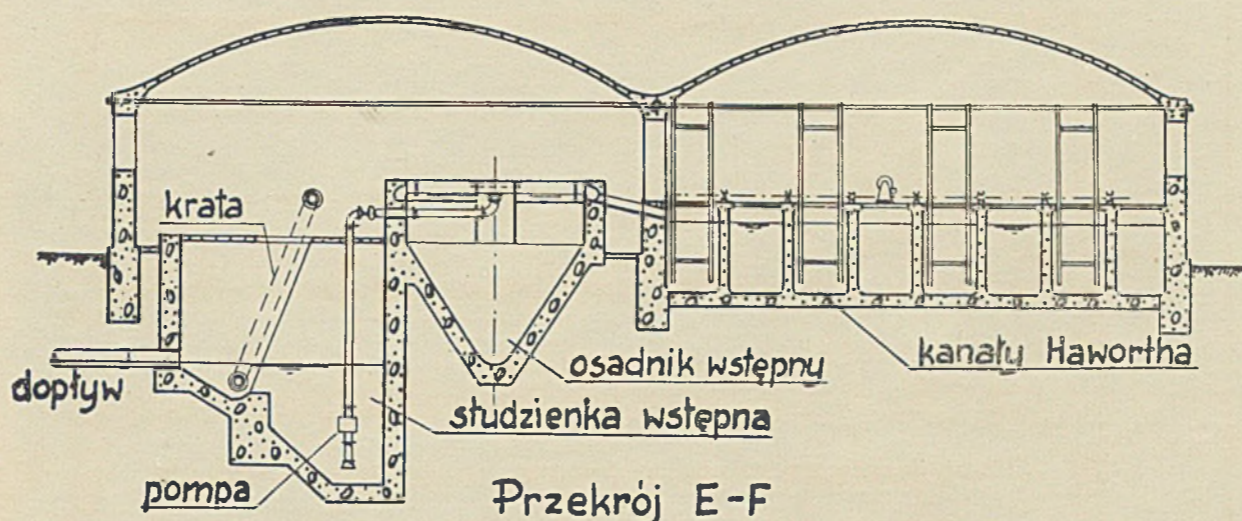
Rys. 443. Koła łopatkowe Hartleya.

śnie nastawione płaszczyzny łopatek nadają ściekom ruch śrubowy, dzięki któremu na powierzchnię dostają się ciągle nowe cząstki wody. Powiększają ten ruch wirowy ustawione ukośnie w kanałach płyty.

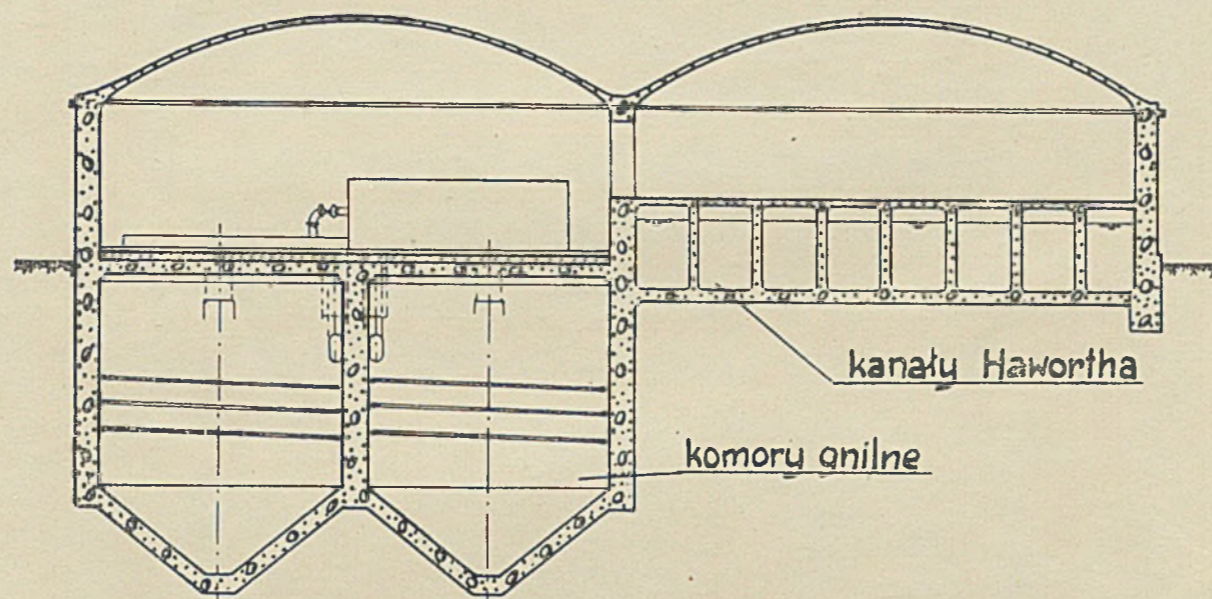
Przekrój A-B przez kanały Hawortha.



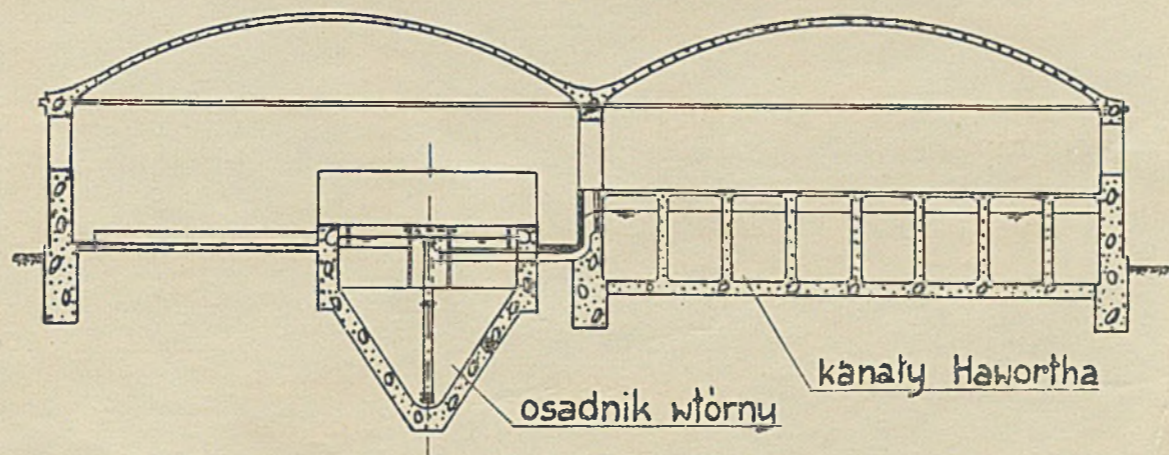
Przekrój C-D



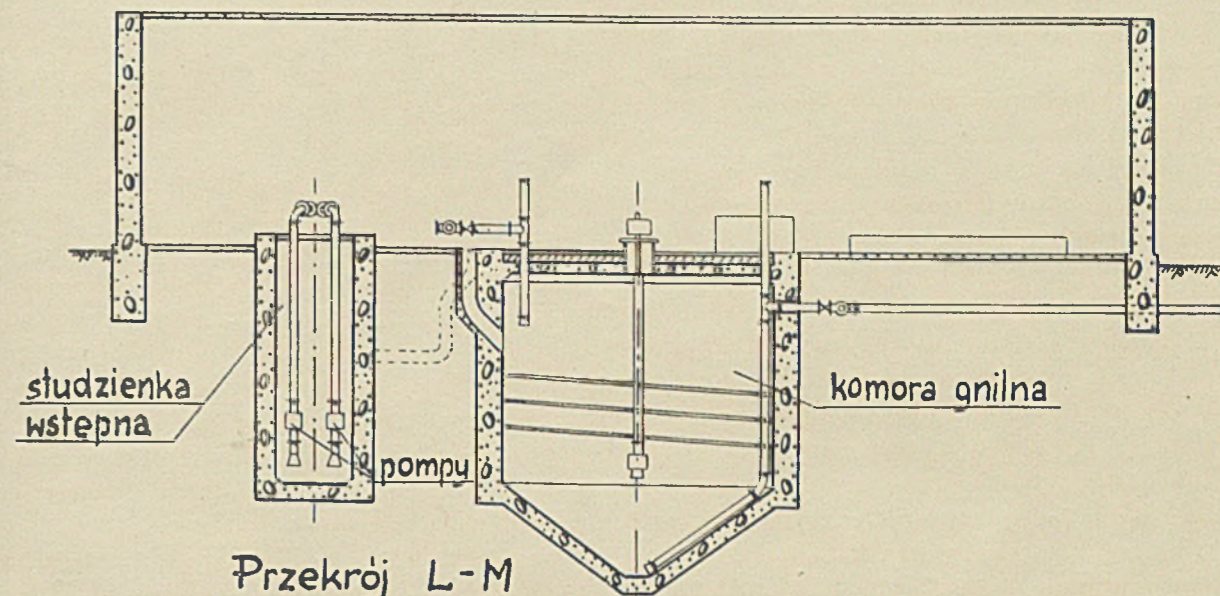
Przekrój E-F



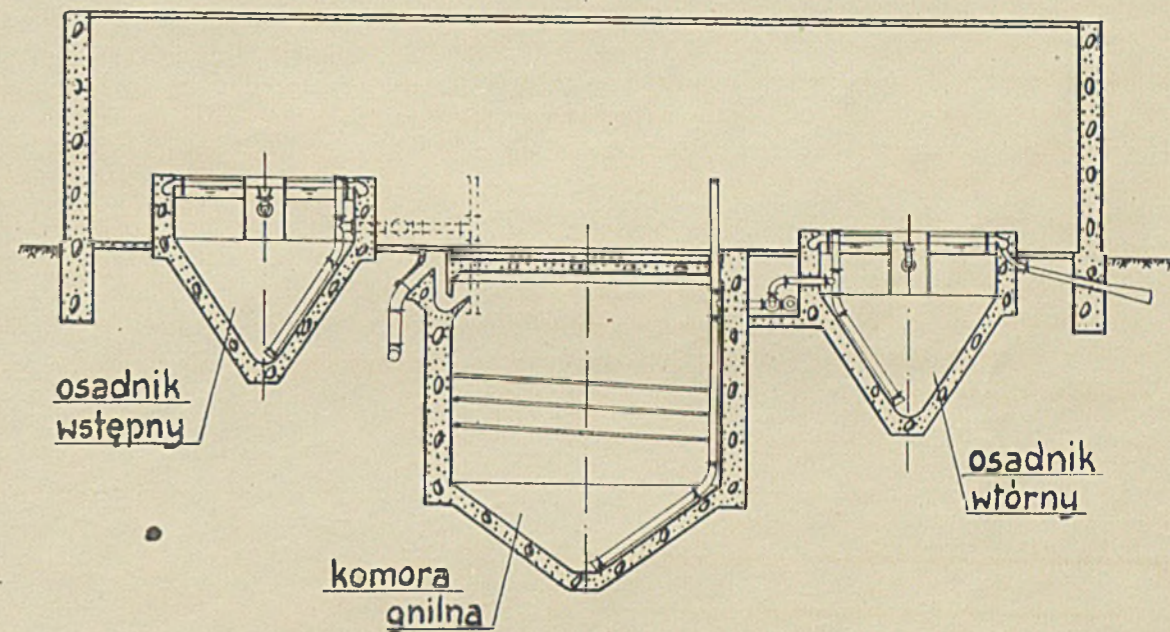
Przekrój G-H



Przekrój J-K



Przekrój L-M

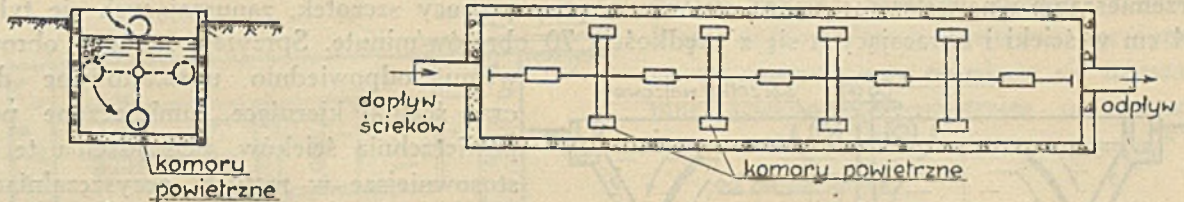


Rys. 441. Projekt oczyszczalni ścieków dla rzeźni w Gdyni — Kanały Hawortha.
(Kanały Hawortha zastąpiono złożem zraszanym).

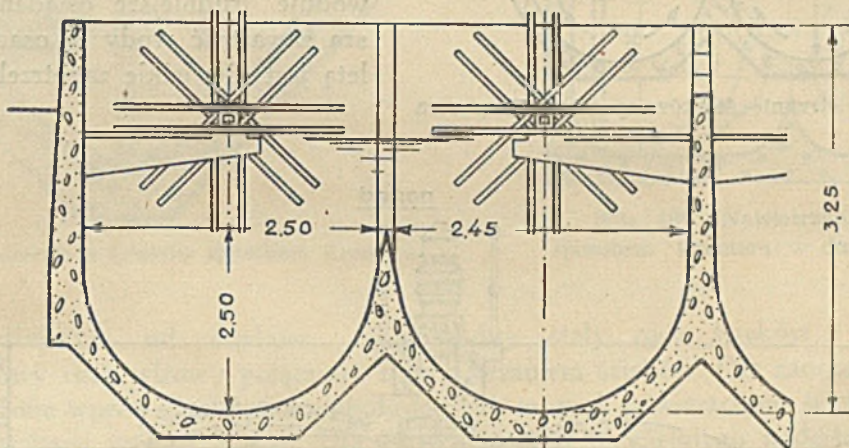
W celu wzmocnienia doprowadzenia powietrza do ścieków przy pomocy kół przepędzających zaprojektował K u s c h umieszczenie na zewnętrznych krańcach ramion czerpaków (rys. 444). Górna część ich jest dziurkowana w formie sita. Przy obrocie koła czerpaki wypełnione powietrzem wchodzą pod wodę. W czasie drogi pod wodą powietrze wypływa wzburzając przepływ. Ze względu na złe nawietrzanie sposób ten nie przyjął się.

Przekrój poprzeczny

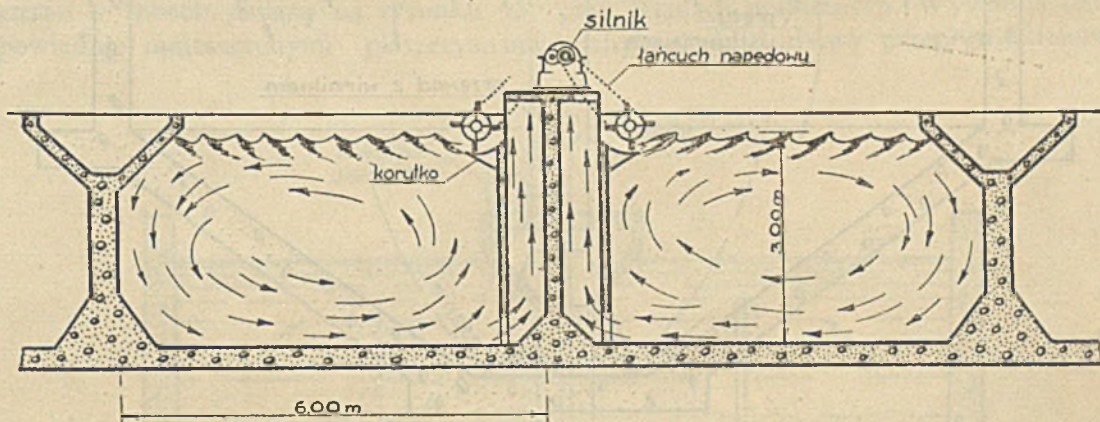
Rzut poziomy



Rys. 444. Nawietrzanie ścieków sposobem Kuscha.



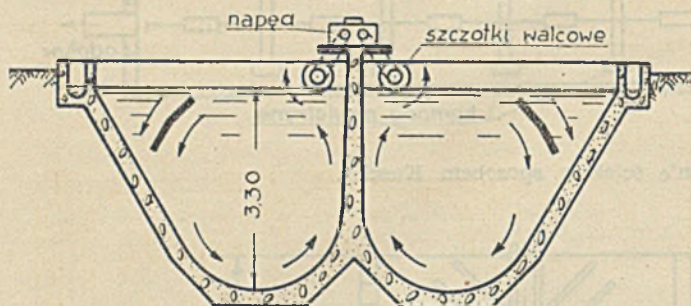
Rys. 445. Nawietrzanie ścieków sposobem Erfurckim.



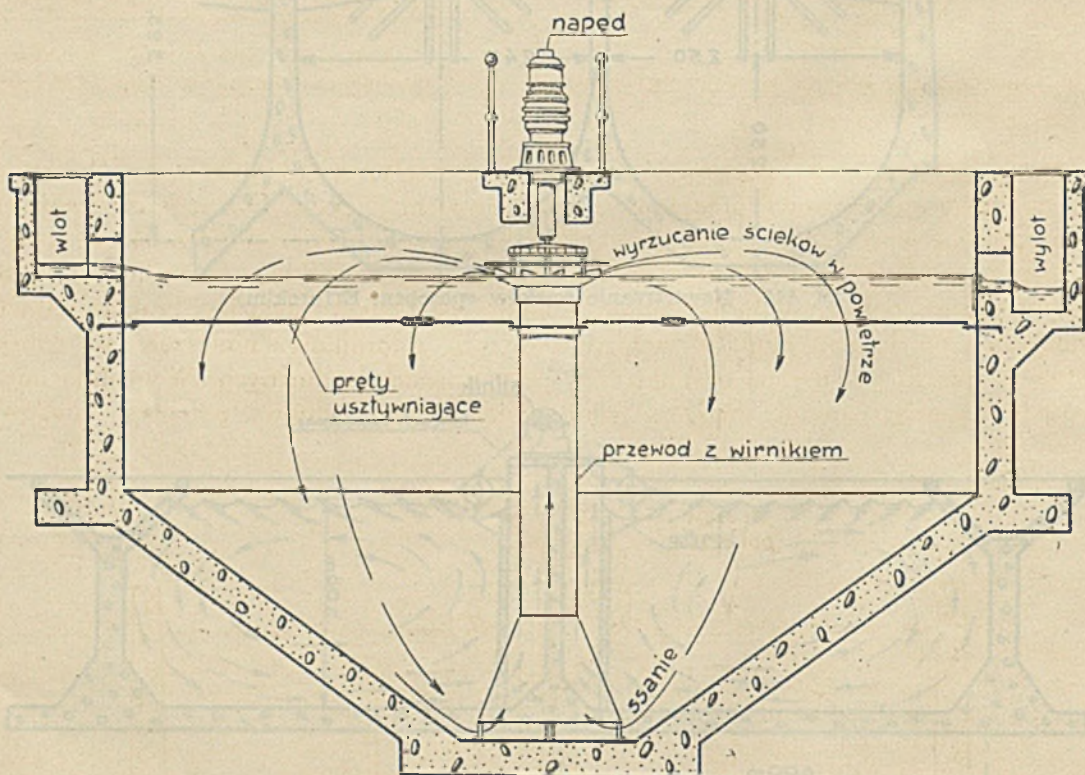
Rys. 446. Nawietrzanie ścieków sposobem mechanicznym Link-Belta.

W systemie Erfurckim zbiornik nawietrzania ma długość 80 m i szerokość 31 m. Jest podzielony ścianami działowymi na 6 podwójnych kanałów, których dno składa się z dwóch leżących obok rynien o kształcie półkuli (rys. 445). Szerokość jednego kanału wynosi 5,0 m. Oczyszczane wstępnie ścieki doprowadza się do obu rynien, przez które przepływają węzowato. Pojemność zbiornika wynosi 4350 m³ dla zatrzymania dopływu 150 litr/sek przez 6 godzin. Nawietrzanie odbywa się przy pomocy 54 wstawionych w kanały kół łopatkowych. Ich oś obrotu leży tuż nad powierzchnią ścieków równoległe do osi kanałów. Dzięki temu nadawany jest ściekom ruch spiralny. K o ła składają się z 40 łańcuchów 2 m długości i 5—6 cm przekroju, umocowanych na jednej osi drewnianej. Dopływ i odpływ wykonane są przy dnie.

Sposób Link Belta polega na umieszczeniu nad powierzchnią ścieków z boku kanału (rys. 446) kół łożatkowych o średnicy 0,65 m. Łopatki są nachylone tak, że przy wychodzeniu z wody leżą prawie poziomo. Powoduje to silne rozbijanie powierzchni i ruch wirowy, który jest wzmożony przez odpowiednio umieszczone płaszczyzny odchyłające oraz ścianki pionowe z otworami. Zbiorniki są wykonywane o głębokości 2,4–3,6 m i 3,0–3,6 m szerokości. Czas nawietrzania trwa 6 godzin. Zapotrzebowanie mocy wynosi 2,3–3,2 kW na 1000 m³ doby. Odmianą powyższego sposobu jest urządzenie nawietrzające Kessenera (rys. 447). Przemieszanie i nawietrzanie osiąga się w nim przy pomocy szczotek, zanurzających się tylko 0,4 cm w ścieki i obracających się z prędkością 70 obrotów/minutę. Sprzyjają ruchowi obrotowemu odpowiednio ukształtowane dno oraz ścianki kierujące, umieszczone pod powierzchnią ścieków. Urządzenia te są stosowniejsze w małych oczyszczalniach. Wadą obu ostatnich sposobów jest to, że rozbijane zostają grubsze kłaczki, co powoduje trudniejsze osiadanie oraz większą zawartość wody w osadzie. Dużą zaletą jest niewielkie zapotrzebowanie mocy.



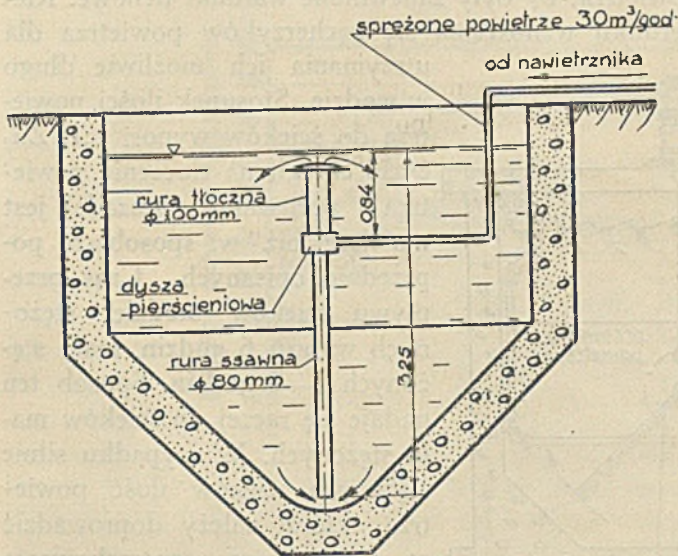
Rys. 447. Nawietrzanie ścieków sposobem Kessenera



Rys. 448. Nawietrzanie ścieków sposobem Simplex.

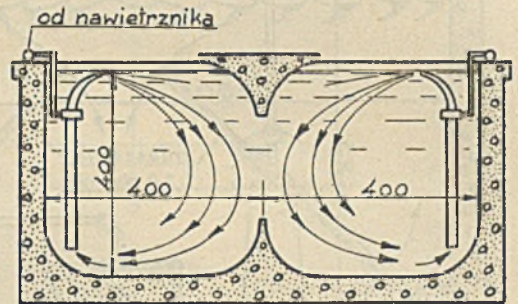
Zupełnie odmiennie przeprowadzone jest mieszanie i nawietrzanie ścieków w sposobie Simplex (Bolton). Zbiornik wykonany jest w kształcie lejowym (rys. 448) z umieszczoną w środku rurą zaopatrzoną w wirnik. Wirnik, znajdujący się w górnym końcu rury tuż pod powierzchnią ścieków, w czasie ruchu wciąga zmieszane z osadem ścieki otworami u spodu rury z dna i wyrzuca w powietrze. Obraca się on z prędkością 30–40 obr/min. W ten sposób szybciej opadający osad ciągle jest wynoszony na powierzchnię. Wyrzucone w górę ścieki spadają rozkropione na powierzchnię. Rura wyciągająca obraca się wraz z wirnikiem, wywołując powolny ruch obrotowy ścieków w studni. Zawartość studni jest w ten sposób przepompowywana co każde 20 minut. Czas przepływu zależnie od stężenia ścieków trwa od 6–15 godzin.

Wlot i wylot umieszczony jest po przeciwnej stronie zbiornika. W większych oczyszczalniach można umieszczać szereg jednostek w jednym zbiorniku. W wypadku niewielu jednostek stosuje się oddzielnie studnie tak urządzone, by je można było niezależnie opróżniać w razie konieczności czyszczenia. W Wo d s t o c k zapotrzebowanie mocy przy 4-godzinnym czasie nawietrzenia wynosi 2,5 kW na 1000 m³/dobę ścieków, w Geneva przy czasie zatrzymania 8,6 godzin 3,5 kW.



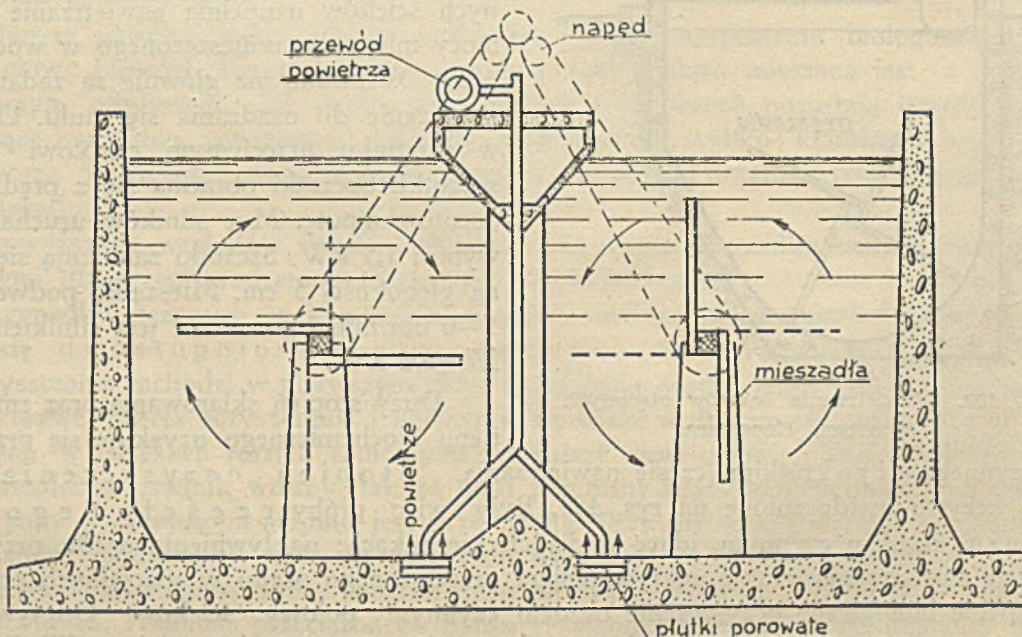
Rys. 449. Nawietrzanie ścieków sposobem Kremera.

Mieszacz powietrzny Kremera oparty jest na zasadzie pompy mamut. Przez doprowadzenie powietrza sprężonego do otwartej rury uzyskuje się mieszaninę ścieków z powietrzem o ciężarze



Rys. 450. Nawietrzanie ścieków sposobem Kremera w dużych zbiornikach.

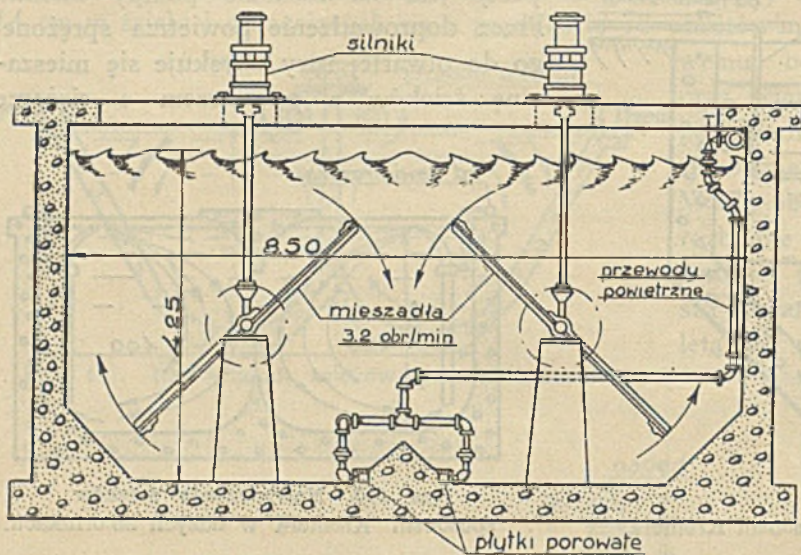
gatunkowym lżejszym od ścieków, co powoduje stały ruch ścieków z dołu ku górze. Powstaje pionowy ruch wirowy połączony z nawietrzaniem ścieków. Dla zaoszczędzenia energii powietrze sprężone wprowadza się na głębokość 0,84 m pod powierzchnię ścieków (rys. 449). Długość rury ssawnej wynosi 3,25 m. Dla uzyskania tego niewielkiego nadciśnienia wystarcza zwykły nawietrznik połączony bezpośrednio z silnikiem. Dalszą zaletą jest brak wszelkich części ruchomych i opieki nad nimi. W wypadku dużych zbiorników umieszcza się mieszacze powietrzne w sposób podany na rysunku 450 przy ścianach podłużnych. Wywołują one wraz z odpowiednio umieszczonymi płaszczyznami odchylającymi śrubowy przepływ ścieków.



Rys. 451. Nawietrzanie ścieków sposobem Imhoffa.

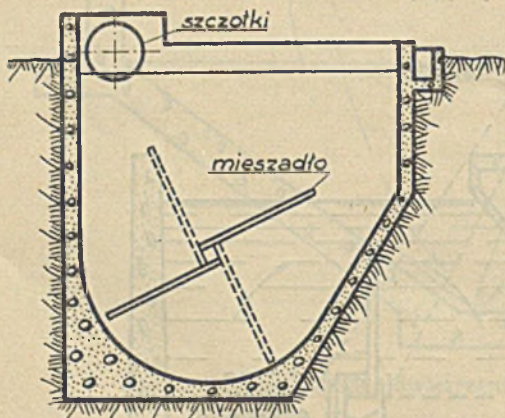
W celu obniżenia wysokich kosztów ruchu, wywołanych dużymi kosztami sprężonego powietrza, obmyślono sposoby mieszania: nawietrzanie powietrzem tłoczonym i równocześnie mieszanie urządzeniami mechanicznymi.

Konstrukcja Imhoffa (rys. 451) polega na przeprowadzeniu ścieków przez podłużne zbiorniki o szerokości i głębokości 3 m, w których osi pod wodą znajdują się mieszadła, poruszające się z prędkością 0,7 m/sek. Przez płytki filtrujące, umieszczone w dnie przy jednej ze ścian, wdmuchuje się tylko tyle powietrza, by były zapewnione warunki tlenowe. Kierunek obrotu mieszadeł jest odwrotny do kierunku wznoszenia się pęcherzyków powietrza dla utrzymania ich możliwie długo w wodzie. Stosunek ilości powietrza do ścieków wynosi 1:1. Zużycie energii na tłoczenie powietrza i poruszanie mieszadeł jest mniejsze niż w sposobach poprzednio opisanych. Czas przepływu ścieków średnio stężonych wynosi 6 godzin, mało stężonych 3–4 godzin. Sposób ten nadaje się raczej do ścieków mało stężonych. W wypadku silnie stężonych ścieków ilość powietrza, którą należy doprowadzić ze względu na zapotrzebowanie tlenu, wystarcza sama dla uzyskania ruchu wirowego ścieków i osadów.



Rys. 452. Nawietrzanie ścieków sposobem Dorra.

Konstrukcją podobną do Imhoffa jest nawietrzacz Dorra (rys. 452). Powietrze doprowadzone jest do płytek, umieszczonych pośrodku dna. Dwa mieszadła o szybkości obrotu 3,2 na minutę i odwrotnym kierunku ruchu do wypływu pęcherzyków powietrza wywołują ruch wirowy i utrzymują dłużej w wodzie powietrze. Zapotrzebowanie mocy w czterech tego typu zbiornikach nawietrzających w Ameryce wynosi 2,9 — 3,4 kW na 1000 m³/dobę. Imhoff podaje dla swojej konstrukcji 1,2 litra powietrza na 1 litr ścieków oraz zapotrzebowanie mocy wynoszące tylko 1,6 kW na 1000 m³/dobę.

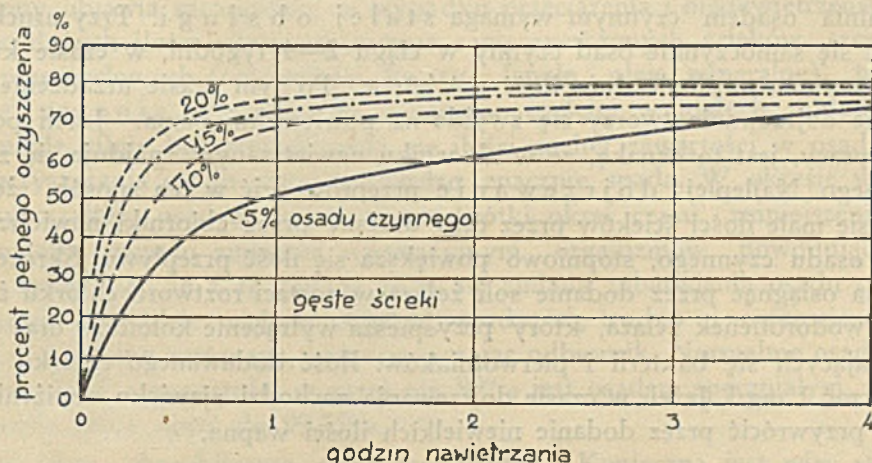


Rys. 453. Nawietrzanie ścieków stężonych sposobem Kessenera.

Również Kessener w wypadku stężonych ścieków uzupełnia nawietrzanie przy pomocy mieszadła umieszczonego w wodzie (rys. 453). Mieszadło ma głównie za zadanie niedopuszczenie do osadzania się mułu. Obraca się w kierunku przeciwnym obrótki walcowej szczotki. Szczotki obracają się z prędkością 60 obrotów/minutę. Moc silników uruchamiających wynosi 1,5 kW. Szczotki zanurzają się w ścieki na głębokości 5 cm. Mieszadło podwodne robi 5–6 obr/min i poruszane jest silnikiem o mocy 3,7–4,4 kW.

Duży stopień sklarowania oraz zmniejszenia tlenu biochemicznego uzyskuje się przy użyciu osadu czynnego już po krótkim czasie nawietrzania. Stopień oczyszczenia przedstawiają krzywe uwidocznione na rys. 454. Były więc próby częściowego oczyszczenia osadem czynnym, idące w dwóch kierunkach: uaktywnienia osadu przy skróconym czasie nawietrzania wraz z uaktywnieniem przeciążonego osadu w specjalnych pomieszczeniach i pełne biologiczne oczyszczenie osadem czynnym połowy ścieków. Odpływ w tym ostatnim wypadku jest mieszany z drugą połową nieoczyszczonych ścieków. Według badań przeprowadzonych można w ten sposób obniżyć zapotrzebowanie tlenu biochemicznego o 65%.

W wypadku oczyszczania biochemicznego należy odróżnić dwie główne fazy jego przebiegu. W pierwszej następuje oczyszczenie i pozbawienie właściwości gnilnych ścieków przez skłaczkanie organicznych koloidów, zniszczenie i rozłożenie łatwo utleniających ciał, jak również sfermentowanie i rozkład łatwo poddających się temu organicznych związków. W drugiej powstaje wolno przebiegająca asymilacja wolno rozkładających się nierozpuszczalnych domieszek.



Rys. 454. Stopień oczyszczenia ścieków osadem czynnym przy różnej ilości jego zawartości.

Z pierwszą fazą zakończy się właściwe oczyszczanie. Następny odcinek obejmuje nityfikację i reaktywizację osadu. Jeśli przerwie się w tej chwili proces aktywizacji osadu, odpada konieczna dla dobrego jego działania nityfikacja i reaktywizacja. Z tych względów sposób osadu czynnego ze skróconym czasem nawietrzania ma tę wadę, że wkrótce otrzymuje się silnie przeciążony osad, tracący szybko swoje właściwości adsorpcyjne. Powstaje konieczność przewietrzania takiego osadu przez czas dłuższy w osobnych zbiornikach, ponownego uaktywnienia, aby przeprowadzić nityfikację i reaktywizację. Przy takim ponownym ożywieniu przeciążonego osadu w osobnych zbiornikach brak jest dużej ilości wody, która rozpuszcza tlen i czyni go dostępnym dla organizmów. Skutek tego jest taki, że ponowne ożywienie wymaga dłuższego czasu. Stąd powstaje niedogodność, że ponowne ożywienie osadu wymaga dużych ilości powietrza i przestrzeni tak, że przeważnie koszty budowy i ruchu równają się kosztom pełnego oczyszczania biologicznego.

W innym sposobie oczyszczania częściowego poddaje się pełnemu biologicznemu oczyszczaniu połowę ścieków. Pozostała nieoczyszczona część ścieków mieszana jest z biologicznie oczyszczonym odpływem. W części ścieków nieoczyszczonych pozostają łatwo zagniwalne, nieulegające osadzeniu zawieszane ciała, które przeważnie szybko kłaczkowacieją i wówczas łatwo tworzą osady, oraz większa część rozpuszczonych ciał organicznych. Obciążają one bardzo odbiornik.

Z powyższych względów sposoby powyższe stosowane są rzadko samodzielnie. Łączy się je z innymi dla przeprowadzenia oczyszczania stopniowanego.

W wypadku stężonych ścieków można uzyskać zmniejszenie rozmiarów urządzeń, jeśli zastosuje się dwustopniowe oczyszczenie osadem czynnym. Główna część procesu oczyszczania zachodzi w pierwszym okresie działania osadu. Jeżeli przerwie się w punkcie załamu krzywej proces oczyszczania i nawietrzy się ścieki w drugim zbiorniku, tworzy się z pozostałych w ściekach resztek zanieczyszczeń dalszy osad czynny. Każdy stopień musi posiadać niezależny osadnik wtórny, tak że osad powrotny krąży niezależnie w każdym stopniu. Osad czynny w pierwszym stopniu jest przeciążony. Przy czasie nawietrzania 1—1½ godz. nie może nastąpić regeneracja. Odświeżenie osadu następuje przez doprowadzenie nadmiernego osadu ze stopnia drugiego, który posiada dużo niewykorzystanych właściwości biologicznych i adsorpcyjnych. Nadmiar przeciążonego osadu ze stopnia pierwszego jest usuwany do komór gnilnych. Do pierwszego stopnia doprowadza się więcej powietrza niż do drugiego. Osadnik wtórny pierwszego stopnia zaopatrywany jest w niezależny odpływ na częściowo oczyszczane

ścieki, aby w razie potrzeby można było zmniejszać obciążenie drugiego stopnia. Można się w ten sposób dostosowywać bardziej do zmiennych potrzeb stopnia oczyszczania.

Stopniowe oczyszczanie przeprowadzane jest również w ten sposób, że pierwszy stopień częściowego oczyszczania uzyskuje się sposobem osadu czynnego, uzupełnienie do pełnego oczyszczenia biologicznego — przez odpowiednie włączenie dalsze złóż zraszanych, filtrów szybkobieżnych, chemicznego strącenia, pól nawadnianych.

Oczyszczalnia osadem czynnym wymaga stałej obsługi. Przy uruchomieniu urządzeń wytwarza się samoczynnie osad czynny w ciągu 2—4 tygodni, w czasie których doprowadzana być powinna możliwie duża ilość powietrza. Po tym czasie urządzenie staje się dojrzałe. W czasie dojrzewania tworzy się zwykle na powierzchni piana. Jeżeli pojawia się ona w późniejszej pracy, jest to oznaką, że w zbiorniku nawietrzonym znajduje się zbyt mała ilość osadu powrotnego. Najlepiej dojrzewanie przeprowadzić w ten sposób, że początkowo przeprowadza się małe ilości ścieków przez czas dłuższy przez zbiorniki nawietrzania. Z wzrastającą ilością osadu czynnego, stopniowo powiększa się ilość przepływu. Skrócenie czasu dojrzewania można osiągnąć przez dodanie soli żelaza w postaci roztworu chlorku żelaza (FeCl_3), wytrącającego wodorotlenek żelaza, który przyspiesza wytrącenie koloidów oraz działa jak rozpuszczalnik rozwijających się bakterii i pierwotniaków. Ilość dodawanego chlorku żelaza nie powinna przekraczać 1 mg/l. Jeżeli w czasie dojrzewania zachodzi zjawisko obniżenia się wartości pH , można ją przywrócić przez dodanie niewielkich ilości wapna.

Ilość osadu powrotnego, dodawanego do ścieków przed ich wpłynięciem do zbiorników nawietrzania, zależy w podobnym stopniu, jak ilość powietrza od stopnia stężenia ścieków. Im są ścieki mniej stężone, w tym większym stopniu można ograniczyć ilość osadu powrotnego. W wypadku ścieków rzadkich wystarcza 8% czynnego osadu lub 0,15% suchej materii i 16% wpompowanego osadu powrotnego w stosunku do ilości ścieków. Ze względu na to, że przy przepompowywaniu osadu czynnego nie dopuszcza się do jego osadzania, tylko w możliwie świeżym stanie doprowadza z powrotem do zbiorników nawietrzania, zawiera on nadmiar wody. Przepompowywane ilości będą około dwukrotnie większe niż przyjęte normy %owej zawartości osadu czynnego w zbiornikach nawietrzania. W wypadku gęstych ścieków korzystniej jest podwyższyć ilość silnie rozcieńczonego osadu powrotnego. Wpompowywanie dużych ilości wody do zbiorników nawietrzania wpływa w bardzo nieznacznym stopniu na podniesienie kosztów z uwagi na bardzo niewielkie wysokości podnoszenia. Nie ma potrzeby również powiększania zbiorników nawietrzania, gdyż pompowany powrotny osad składa się w 99% z całkowicie oczyszczonej, nasyconej tlenem wody.

Ilość czynnego osadu w zbiornikach nawietrzania oznaczana jest w % objętości. Dla jego określenia poddaje się próbkę ścieków osadzaniu w naczyniu szklanym w przeciągu 30 minut. Zawartością osadu nazywamy objętość w %, jaką zajmuje w naczyniu. W odpływie ze zbiorników nawietrzanych zawartość osadu wynosi przeciętnie według *Imhoffa* 12%. Im większą jego ilość zawiera odpływ, tym oczyszczenie jest lepsze, jednak bardzo wówczas rośnie ilość niezbędnego powietrza.

Dokładniejsze określenie można wykonać na podstawie zawartości suchej materii. Według danych niemieckich ilość osadu czynnego w zbiornikach nawietrzanych powinna wynosić 0,2—0,25% suchej substancji; według danych angielskich wahania są znaczniejsze 0,1—0,7%, według danych amerykańskich w zbiornikach nawietrzanych tłoczonym powietrzem 0,15—0,20%, w zbiornikach nawietrzanych mechanicznie 0,1%. Obliczenie wagowej zawartości przeprowadzić można przyjmując zawartość 98,5% wody w osadzie, względnie 1,5% części stałych. Przyjmując za miarodajne wskazania amerykańskie *Steele'a*, otrzymujemy $\frac{1,5 \times 13,50}{100} = 0,20\%$ wagi względnie 2000 mg/l suchej pozostałości.

Dla scharakteryzowania osadu wprowadzony został współczynnik gęstości osadu. Oznacza on objętość w cm^3 zajmowaną przez 1 g osadu osadzającego się w ciągu 30 minut lub też w odniesieniu do pobieranej próbki ze zbiornika nawietrzania określony ze stosunku:

$$\frac{\text{procentowej objętości zawartości osadu (m}^3\text{/100 m}^3\text{) do}}{\text{procentowej wagowej zawartości suchej pozostałości (g/100 cm}^3\text{)}}$$

Współczynnik gęstości osadu o zawartości 98,5% wody, zaś 1,5% suchej substancji wynosi $\frac{100}{1,5} = 67 \text{ cm}^3/\text{g}$. Normalny osad wykazuje gęstość 55—150. Gdy współczynnik wzrasta, jest to wskazówką, że powstaje niepożądany objaw pęcznienia osadu. Współczynnik powyżej 200 wskazuje na tworzenie się spęczniałego, bardzo trudno osadzającego się osadu. Jest to chorobliwy objaw osadu czynnego, do którego nie powinno się dopuszczać.

Osad czynny objawia szczególnie w wypadku przeciążenia i niedowietrzenia oraz przy nagłym dopływie dużych ilości silnie organicznie zanieczyszczonych ścieków, szczególnie trujących ścieków przemysłowych (sole miedzi, kwasy, fenole, oleje mineralne), tę nieprzyjemną właściwość pęcznienia. Zjawisko to występuje częściej w małych zakładach. Objętość osadu rośnie nagle silnie bez powiększenia się ilości suchej zawartości w osadzie. Jednocześnie zdolność oczyszczania osadu czynnego bardzo znacznie spada. W okresie wiosny i jesieni wykazują oczyszczalnie osadem czynnym na krótki okres czasu zmniejszenie sprawności. Przypisać to należy pewnym zmianom wegetacyjnym organizmów powodujących działanie oczyszczające, zwłaszcza że z tą zmianą łączy się zmiana zabarwienia osadu czynnego. Osad spęczniały zajmuje w wodzie większą objętość, osadza się trudno i wreszcie odpływa w dużych ilościach z osadnika wtórnego, zanieczyszczając odbiornik. Normalnie osad czynny zawiera 98,5% wody. Osad o zawartości wyższej niż 99% jest osadem spęczniałym, zawartość w takim osadzie wody może dojść do 99,75%.

Zwalczenie tego chorobliwego stanu jest trudne. Konieczna jest więc stała obserwacja jakości osadu i umiejętna obsługa oczyszczalni, by nie mógł powstawać stan chorobliwy. Jako środki do jego zwalczenia poleca się: 1. doprowadzenie mniejszej ilości osadu powrotnego i natychmiastowe usunięcie nadmiaru osadu, 2. powiększenie dopływu powietrza, 3. jeśli nie jest możliwe zwiększenie dopływu powietrza, zmniejszenie obciążenia przez wprowadzenie tylko części ścieków na oczyszczalnię biologiczną, reszty w jej pominięciem do odbiornika. Choć powstaje czasowe jego obciążenie unika się w ten sposób długotrwałej przerwy w ruchu oczyszczalni, 4. pomocne może się okazać chlorowanie, jeśli powoduje osadzanie się mułu.

Wielkim szkodnikiem osadu czynnego są larwy komara — *chironomus*. W niektórych oczyszczalniach, szczególnie w okresach ciepłych roku, w miesiącach sierpniu i wrześniu, zachodzi łatwo tworzenie się chironomidów. Komary składają na granicy wody i powietrza liczne spiralnie ułożone jajeczka, z których mogą się w spokojnych miejscach zbiornika rozwijać larwy. Pojawiają się one wówczas nagle, często w dużej ilości tak, że w przeciągu krótkiego czasu niszczą główną część osadu czynnego. Osadzają się na kłaczkach mułu i używają go jako środka odżywczy. Osad taki, składający się głównie z larw chironomusa, jest dla celów oczyszczania bezwartościowy, gdyż nie posiada on żadnych właściwości adsorpcyjnych.

Najlepszymi sposobami do usunięcia chironomidów okazały się sita płukane, włączane pomiędzy pompę osadu powrotnego i dopływ do zbiornika napowietrzania. Sito zatrzymuje z osadu powrotnego larwy chironomusa, które następnie wprowadza się do komory gnilnej ze świeżym osadem i przegniwa. Polecają również ostatnio dodawanie jakiegoś trującego środka na robaki np. proszku na robaki. Proszek taki rozsiewa się w określonych odważonych ilościach na powierzchni wody. Przy użyciu 2,5 mg/litr proszku następuje w ciągu 4—6 godzin silne sparaliżowanie larw chironomusa tak, że stają się one całkowicie niezdolne do życia i obumierają.

Po skończonym przewietrzeniu powinien być osad czynny możliwie szybko i całkowicie oddzielony od ścieków, aby mógł być zaraz doprowadzony w obiegu kołowym do nowonapływających do oczyszczenia ścieków. Ponieważ jest to osad kłaczkowaty, odpowiednie do jego wytrącenia są głębokie osadniki o kierunku ruchu wstępującym, gdyż ścieki w pewnym stopniu filtrują poprzez tworzący się przy opadaniu kłaczków filtr, zatrzymujący również najdrobniejsze zawiesiny. Prędkość wstępująca oraz obciążenie powierzchniowe wynosić powinna 1,5—3 m/godz. Czas przepływu oblicza się na 1,5—2 godz. W wypadku większych zakładów budowa dużej ilości lejów jest często zbyt uciążliwa. Stosuje się wówczas płaskie osadniki ze zgarniaczami, co jednocześnie przeciwdziała zagniwaniu osadu w leju. Zbiorniki daje się nieco głębsze niż zazwyczaj i o średnicy niezbyt dużej. Liczy się w takich osadnikach na przepływ 2—3 godzinny.

Zbierający się osad pobierany jest z osadnika przewodami odprowadzającymi osad przy pomocy pomp i doprowadzany bezpośrednio do zbiornika nawietrzania lub też do specjalnej studni, w której umieszczone są przesuwane przelewy, którymi odpowiednio odpływa osad do zbiornika nawietrzania oraz do komory gnilnej. Zamiast w przelewy można zaopatrzyć studnię w przewody zamykane zasuwami. Kanaly powrotnego osadu, w których prędkość jest mniejsza niż 0,3 m/sek, zaopatruje się w dnie w płytki dyfundujące powietrze w celu zapobieżenia osadzaniu się mułu. Do przepompowywania osadu stosuje się pompy wirnikowe o małej ilości obrotów. Przy zastosowaniu szybkoobrotowych pomp zachodzi niebezpieczeństwo rozbijania osadu, przy czym jego działanie bardzo słabnie. Osad podnoszony jest na wysokość poziomu ścieków, dopływających do zbiorników nawietrzania, i doprowadzony do ścieków przed ich wejściem do zbiornika lub też na wlocie do niego. Ponieważ osad bardzo łatwo zagniwa, należy starać się przewody doprowadzające wykonywać jak najkrótsze.

Przy obliczaniu wielkości osadników wtórnych należy uwzględnić ilość osadu powrotnego, gdyż skraca on czas sklarowywania oczyszczonych ścieków. Ponieważ osad powrotny znajduje się na dopływie do osadnika, na odpływie go nie ma, gdyż w międzyczasie pobrany jest on przez przewód czerpiący osad, uwzględnia się go przy obliczaniu objętości osadników przez doliczenie tylko połowy do ilości ścieków.

Ponieważ w czasie oczyszczania rozpuszczone w ściekach zanieczyszczenia zostają z nich wytrącone w postaci osadu, jego ilość stale rośnie. Część osadu powstającego w osadnikach musi być stale usuwana z kołowego obiegu. Ta część osadu nosi miano osadu nadmiernego. Ilość osadu nadmiernego zależy od właściwości ścieków. W wypadku przeciętnego składu ścieków (odpływ 150 litr/mieszk/dobę) ilość jego wynosi 2,07 litra/mieszk/dobę, mierzona po półgodzinnym czasie osiadania. Pompowana ilość nadmiernego osadu wynosi $\frac{4,43}{150} = 3\%$ (Zestawienie 13) dobowego przepływu ścieków. W wypadku rozcieńczonych ścieków stanowi pompowany nadmierny osad mniejszy procent przepływu ścieków. Osad ożywiony pozostaje i pracuje w oczyszczalni najdłużej 3—4 dni. Jego ilość można obliczyć z wielkości zbiorników nawietrzania i osadników wtórnych. Gdy np. czas przepływu wynosi 6 godzin w zbiorniku nawietrzania oraz 2 godziny w osadniku wtórnym i pompowany osad powrotny stanowi 24% przepływu, ilość osadu czynnego wynosi $\frac{8}{24} \cdot \frac{24}{100} = 8\%$ dziennego przepływu ścieków. Ponieważ dziennie usuwana ilość osadu nadmiernego wynosi 3% przepływu ścieków, czas pozostawiania osadu w oczyszczalni wyniesie $\frac{8}{3} = 2,7$ dni.

Osad zawiera w suchej pozostałości 33% mineralnych składników i posiada zawartość 5—7% azotu oraz 4% kwasu fosforowego. Dużą zawartość w nim bakterii nitryfikacyjnych podwyższa jego wartość nawozową. Jednak postępowanie ze świeżym osadem nadmiernym jest związane z powstawaniem bardzo przykrych woni. Z tego względu uniemożliwione jest jego bezpośrednie zastosowanie jako nawozu na polach. W niektórych oczyszczalniach jest on suszony na filtrach próżniowych, częstokroć przy dodawaniu chemikalii dla lepszego oddawania wody, zaś pozostające ciasto suszone na ogrzewanych bębnoch. Wysuszony osad sprzedawany jest jako środek nawozowy.

Coraz częściej obecnie osad przegniwa się w komorach gnilnych. Nadmiar osadu doprowadza się do dopływu ścieków na mechaniczną część oczyszczalni, gdzie miesza się on z wytrącającym się świeżym osadem w osadniku i stąd przechodzi do komory gnilnej. Ilość nadmiernego osadu wynosi 4,43 l/mieszk/dobę o zawartości 99,3% wody, zaś ilość osadu zmieszanego pompowana z osadnika wstępnego 1,87 l/mieszk/dobę przy zawartości wody 95,5%. Ilość wytwarzającego się gazu przez dodanie nadmiernego osadu podnosi się znacznie—1,5 do 2-krotnie. Przegniły osad zawiera więcej wody niż bez dodatku nadmiernego osadu. Zawartość jej wzrasta z 87% do 93%, sucha pozostałość z 34 do 55 g/mieszk/dobę, zaś ilość przegniłego nieodwodnionego osadu z 0,26 do 0,79 l/mieszk/dobę, tj. trzykrotnie. Z tych względów komory gnilne oraz poletka dla ociekania osadu muszą być trzykrotnie powiększone.

Urządzenia mechaniczne niezbędne dla ruchu oczyszczalni osadem czynnym składają się z pompy do przetłaczania osadu, dmuchawy dostarczającej powietrze oraz silników poruszających mieszadła. Przeciętnie można liczyć, że zainstalowana moc wyniesie 0,8 kW na 1000 miesz-

kańców; w wypadku ścieków mało stężonych 1,5 kW. Ścisłych danych brak, gdyż istnieją w czynnych zakładach duże różnice. W odniesieniu do ścieków średnio liczyć należy instalowaną moc 3,7 kW na 1000 m³/dobę.

Gdy uruchomi się zbiorniki nawietrzane, praca nie może być przerywana. Nawietrzanie trwać musi nieprzerwanie w dzień i w nocy. W czasie pracy muszą być stale przeprowadzane badania dotyczące: 1. Ilości ścieków, osadu powrotnego i nadmiaru osadu; 2. Osadzenia osadu w ściekach ze zbiorników nawietrzanych z prób branych na jego wlocie i wylocie; 3. Określenia ilości zawiesin w ściekach ze zbiorników nawietrzanych, osadzie powrotnym i odpływie; 4. Zawartości tlenu w zbiorniku nawietrzania; 5. Tlenu biochemicznego w odpływie; 6. Wysokości osadu w osadniku wtórnym.

Główną zaletą sposobu osadu czynnego jest wysoki stopień oczyszczania. Oczyszczenie rozciąga się nie tylko na pozostające po oczyszczeniu wstępnym nierozpuszczone koloidy, ale również i domieszki rozpuszczone. Przede wszystkim usunięte zostają pozostałe po oczyszczeniu wstępnym ulegające osadzaniu, jak również nie ulegające osadzaniu zawiesiny i wywołujące szare zamęcenie ścieków koloidy w tak dużym stopniu, że oczyszczony odpływ jest całkowicie klarowny i zawiera tylko ślady zawiesin. Są to resztki osadu czynnego, średnio w ilości 5—20 mg/l. Wraz z koloidami zostają w większości wypadków wydalone wszystkie koloidalne barwniki, tak że prawie całkowicie usunięte zostają wywołane nimi zabarwienia. Odpływy posiadają tylko lekkie zabarwienie słomkowe. Zawarte w wodzie przykre zapachy są częściowo bezpośrednio utlenione, częściowo adsorbowane tak, że odpływ jest praktycznie bez zapachu. Posiada on tylko lekko ziemisty zapach, jaki również wykazuje czysta woda rzeki. Urządzenie nie powoduje powstawania plagi much.

Jednocześnie z wytrąceniem nierozpuszczonych domieszek następuje utlenienie domieszek rozpuszczonych. Daje się to odczuć przez silny spadek utlenialności i biochemicznego tlenu. Spadek wynosi co najmniej 90%. Odpływ jest niezagniwający i wobec silnego nawietrzenia wykazuje przeważnie dużą zawartość tlenu. Powinna ona wynosić 5—9 mg/litr. Można bez obawy odpływ taki wpuścić nawet do najmniejszego odbiornika.

Bardzo ważne jest działanie na bakterie, szczególnie chorobotwórcze. Według badań spadek wynosi od 55—99%. Wobec silnego spadku bakterii w wypadkach, gdzie wymagana jest pełna sterylizacja, wystarczą niewielkie dawki chloru. Zamiast normalnie stosowanych ilości 25—35 mg/litr dla nieoczyszczonych ścieków wystarczają przeważnie ilości 1—2 mg/litr.

Krótko ujęte zalety i wady oczyszczania osadem czynnym są następujące:

Zalety: Wysoki stopień oczyszczenia ścieków.

Niewielka powierzchnia zajmowana przez urządzenia.

Niezbyt wysokie koszty budowy.

Niewielka strata wysokości, wobec której brak potrzeby pompowania ścieków.

Brak zapachów i plagi much.

Duża zawartość azotu w osadzie.

Wady: Większa ilość osadu niż otrzymywana w innych sposobach.

Trudność bezpośredniego traktowania osadu.

Wysokie koszty ruchu.

Duża ilość urządzeń mechanicznych do utrzymywania.

Konieczność wprawnej obsługi.

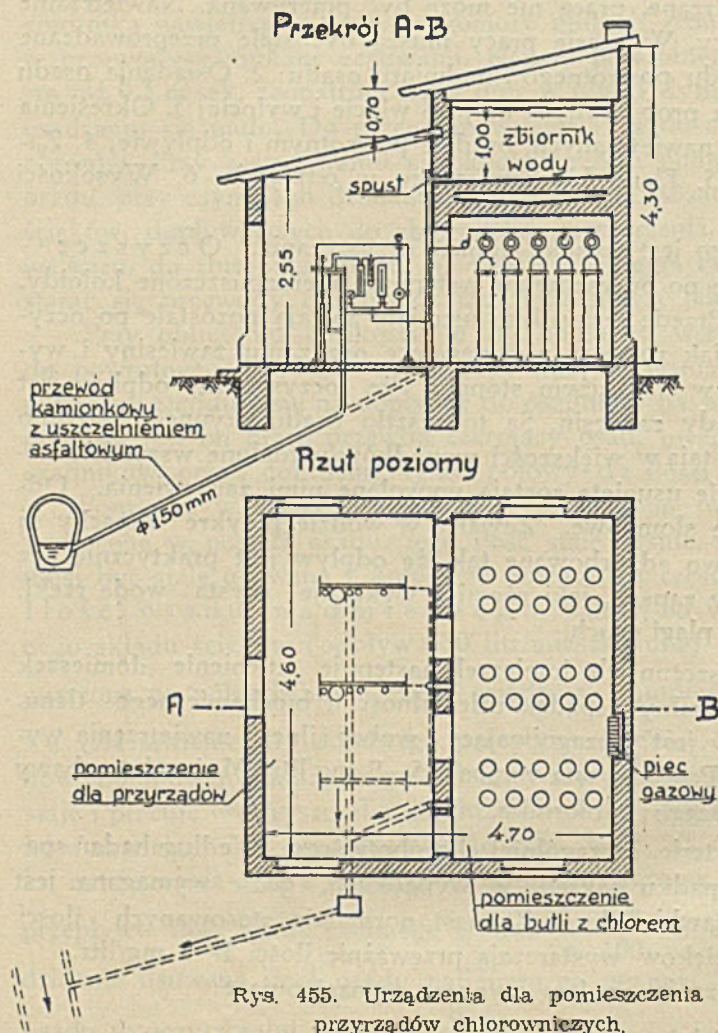
Zaniechanie czasowe daje w wyniku chorobliwe objawy, wymagające dłuższego czasu 10—21 dni poprawy, powodujące odpływ o złych właściwościach.

Czułość na wpływy ścieków przemysłowych, głównie domieszek chemicznych bakterio-bójczych, które przerywają cykl oczyszczania.

Niezdolność do przeciążeń.

Nawietrzenie lub reaktywizacja osadu powrotnego zanim wprowadzi się go do zbiorników nawietrzania jest niezbędne, gdy niedostateczne jest nawietrzanie mieszaniny ścieków i osadu powrotnego dla utrzymania właściwej biologicznej aktywności osadu. Zachodzi to w wypadku, gdy stosowany jest dla uzyskania sklarowania tylko krótki czas zatrzymania 1—2 godzin. Również jest to konieczne przy pełnym oczyszczaniu, gdy ścieki nie są poddawane osadzaniu

wstępnemu lub gdy oczyszczaniu podlegają bardzo stężone ścieki. Zbiorniki do nawietrzania osadu powrotnego wykonywane są podobnie do zwykłych zbiorników nawietrzania, przy czym czas zatrzymania przyjmuje się 2—6 godzin.



Rys. 455. Urządzenia dla pomieszczenia przyrządów chlorowniczych.

IX. 3-f. Chlorowanie ścieków.

Chlor znajduje duże zastosowanie przy procesach oczyszczania ścieków zarówno surowych, jak i oczyszczonych. Jego zadaniem jest niszczenie bakterii chorobotwórczych, powiększenie zdolności sklarowywania, zwalczanie zapachu ścieków i osadu, niszczenie grzybów, osadu i larw much na złożach zraszanych, zwiększanie gęstości osadu czynnego oraz ochrona wody rzecznej, miejsc kąpielowych oraz wodociągów od niebezpieczeństwa roznoszenia epidemii.

Opis działania chloru i sposobów jego zastosowania podany został w części pierwszej „Wodociągi”, użycie jego w technologii ścieków różni się tylko zastosowaniem odpowiednio większych dawek (rys. 455). Dawki chloru dostosowuje się do zadania, jakie ma spełnić. Stosuje się go stale lub tylko w pewnych okresach roku, zależnie od miejscowych warunków. Ilość chloru zależy w dużym stopniu od składu ścieków, polecane są następujące wielkości dawek:

Zestawienie 21.

Cel chlorowania	Dawki chloru mg/litr	Uwagi
Ścieki surowe	25—30	
Odpyw z osadników	15—20	
„ z złoż zraszanych	10—15	
„ filtrów piaskowych	6	
Zniszczenie warstwy grzybów na złożach zraszanych	50	Przez okres bardzo krótki
Odbarwienie	4—6	
Osad czynny	1—3.5	

Pora roku ma wpływ na ilość chloru w ten sposób, że w lecie zwykle należy zużywać więcej chloru niż w zimie. Odbija się tu wpływ ciepłoty na powstawanie procesów beztlenowych. Na wielkość dawek chloru wpływa również czas jego działania. Doświadczenia uczą, że wystarczającym czasem działania jest około 15 minut. W tym czasie zostaje zabitych co najmniej 99% znajdujących się w ściekach bakterii. Aby być pewnym, że taki jest skutek zastosowania chloru, powinna, po minimalnym czasie działania chloru równym 15 minutom, istnieć jeszcze jego nadwyżka w ilości 0,3—0,5 mg/litr. Chlor należy więc wprowadzać do ścieków, które zatrzymuje się w specjalnych zbiornikach reakcji o czasie przepływu równym 15—30 minut.

Należy zwrócić uwagę przy dawkowaniu chloru, by przy rozcieńczeniu ścieków wodami odbiornika nie pozostawała zbyt duża koncentracja chloru w wodach wymieszanych, gdyż działa on szkodliwie na rybostan. Według badań przeprowadzonych stężenie powyżej 1 mg/litr powoduje śnięcie karpi i przeważnej ilości innych ryb, szczupaków i płotek, podczas gdy raki takie stężenie znoszą jeszcze dobrze.

Działanie odwadniająca chloru polega na rozkładzie siarkowodoru z wydzielaniem siarki: $H_2S + Cl_2 = 2HCl + S$. Ze względu na to, że siarkowodor działa bardzo szkodliwie na beton powyżej zwierciadła ścieków, rozkład siarkowodoru przy pomocy chloru jest skutecznym środkiem chroniącym konstrukcje betonowe od zgrzania.

IX. 3-g. Oczyszczalnie domowe.

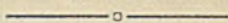
Jako oczyszczalnie ścieków domowych, gdy brak kanalizacji centralnej, stosuje się osadniki gnilne. Aby spełniały one należycie swoje zadanie, powinny mieć dostateczną pojemność. Osadniki takie należy zakładać w dostatecznej odległości od domu. Powinna ona wynosić co najmniej 10—15 m. Wykluczone być powinno urządzenie jakichkolwiek zbiorników czy studni osadnikowych w piwnicach wewnątrz domów. Urządzenie powinno być łatwo dostępne i łatwe do obsłużenia. Pojemność osadników dostosować należy do ilości mieszkańców przyłączonych. Liczy się, że przy braku centralnego wodociągu zużycie wody jest niższe i nie przekracza 20—30 litr/mieszk/dobę. Pełna pojemność użyteczna osadników powinna wynosić:

Przy liczbie mieszkańców	Litr/mieszk.
1 — 10	450
11 — 25	375
26 — 50	300
51 — 75	225
76 — 100 oraz powyżej	150

Najmniejszą pojemność daje się dla komory pierwszej 3 m³, następnych po 1,5 m³.

W wypadku przyłączania do osadników gnilnych szkół, gospód itp. należy liczyć, że stałemu mieszkańcowi przy obliczaniu dopływu ścieków odpowiada:

w szkołach — 10 uczniów, w gospodach — 3 gości, w letnich gospodach — 15 gości, w zakładach przemysłowych — 3 pracowników, w fabrykach — 5 robotników.



SUMMARY

OF PROF. DR KAZIMIERZ WÓYCICKI'S BOOK ENTITLED „WATER CONDUIT NETWORK AND CANALIZATION“

Prof. Dr K. Wóycicki's work entitled „Water Conduit Network and Canalisation“ is the first Polish text book setting out in detail, in accordance with the most modern requirements, the problem of supply of water and removal of used water from urban districts.

„Water Conduit and Canalisation“ was written by Prof. K. Wóycicki at the time the Polish nation was under the yoke of Hitlerian tyranny, tyranny such as has never previously been known in the world.

The book shows the perseverance and sacrifice of Polish scientists during this dark period of history. The psychological basis of this work is „Contra spem- spero“ (Hope against hope!) which characterised the importance of all achievements in the Polish scientific world, and thanks to which many scientific books of outstanding value appeared immediately after 1945. Amongst these can be counted Dr K. Wóycicki's work „Water Conduit Network and Canalisation“.

At the time of the Warsaw Insurrection, Prof. Dr K. Wóycicki was correcting and finishing off his last book „Port Construction“. Two days before his death found him, in the midst of the storm of the battle that was raging, with bombs falling around and the ceaseless patter of machine-gun fire, retyping his last book in order to bury it in all haste in the cellar. Thanks to this, the manuscript was saved. All will appreciate the full value of this spirit of perseverance and sacrifice for the cause of Science and Society.

On the 9th September 1945, when the battle was at its height the house in which he was working and where he had lived since childhood was hit by a heavy artillery shell, and Prof. Dr K. Wóycicki was killed, dying like a soldier.

The first volume of Prof. Dr K. Wóycicki's work comprises twelve chapters in the following order: I — Introduction. II — Quantity of Water. III — Quality of Water. IV — Construction of an Entire Waterpipe Network. V — Sources of Water. VI — Holding the Water. VII — Water Purification. VIII — Supply of Water to the Network. IX — Gathering of the Water. X — Distribution Network. XI — Building of Waterpipes, and XII — Domestic Water supply Appliances.

After the first chapter, in which he gives the historical back-ground of the subject, the author indicates the quantity of water necessary for domestic, public and industrial use for European towns of various sizes in litres per head per twentyfour hours, with remarks on the variations in con-

assumption. In addition he sets out the calculation of the requisite content of the supply unit at the storage point together with the calculation of the capacity of equalizing containers.

The chapter dealing with the quality of water covers three types of impure water: impurities dissolved, in suspension and colloidal. It also includes details of the physical and chemical properties of water. With regard to these the author gives several coefficients characterizing drinking water. The details of the coefficient of alkaline content or acidity in pH degrees, bacteriological examination of water and regulations for the quality of drinking water are remarkable.

The author then takes up the problem of an entire waterconduit network, giving indications for engineers as to the planning of the simplest and most useful network.

The chapter entitled „Sources of Water“ deals with types of water suitable for every waterconduit network. Surface waters are divided into four categories: downward-flowing water, water stagnant in containers, lake water and stream and river water. When considering the use of below-surface water, the author gives all the details regarding spring water, water slightly below the surface, water further the surface and deep underground water and also artificial underground water.

The gathering of water is given detailed consideration by Prof. Dr K. Wóycicki and rightly so for we know by experience what troubles and difficulties and interruption in water supply can arise from an erroneous solution of this problem. Consequently, the study in detail of water gathering is the main problem in planning water-networks. When considering the various systems set out for gathering rain-water from containers, lakes, rivers and springs special attention should be given to the detailed explanation of examination and calculation of underground water, i. e. water which is primarily used for small networks. This explanation is completed by the description of wall building, for gathering underground water.

The fullest chapter is that dealing with water purification. It should be mentioned here that modern methods of water purification have not been treated in sufficient detail in Polish technical literature. This problem is of special importance as in the Recovered Territories several interesting installations for the purification of surface and underground water are to be found. This is not only of the highest interest to engineers and technicians but also to the skilled workers and heads of water network plants, who will find in this chapter a lot of valuable information set out in a clear and precise manner. It will be sufficient to mention here the decoloration, deodorization, removal of taste, removal of suspended impurities, natural and artificial filtration, de-ferrorisation, de-manganisation, removal of acids and gases, softening and disinfection, of water. The entire chapter is richly illustrated, thus making it easy for the reader to understand several installations.

The chapter on the supply of water to the network, deals with naturally falling water and artificial lifting of water, rotating and air pumps. Both the engineer and skilled worker will find in this chapter the most useful formulae required for calculating the relevant size of pumps and motors. Special attention should be given to the indications given for the planning of pump plants.

When dealing with the gathering of water, the author also describes the ground and tower containers but in comparison with other Polish publications in this field, this chapter sets out the whole problem in far

greater detail. It should be remembered that the most economic American stand-pipe container, and the hydrofor are also described.

In the chapter dealing with distribution network, considerable attention is given to the planning and calculation of waterpipes. This chapter should be welcomed by all engineers planning networks as it sets out the problem in a very clear manner. As a novelty the author has given the American practical method of waterpipe calculation of Engineer Hardy Cross.

The basis on which this method is established is a well-known law of flowing liquid: in every circuit of the network the total pressure is equal to „0”, and the quantity of water flowing to the net is equal to that leaving the net. This law together with the relation between flow and pressure loss allow the setting up of several equations in which the unknown factors can be either flows in separate parts of the pipes, or pressure heights in the knots. The solution of this set of equations is to be found by the method of the following approachment. This method makes rapid network calculation possible. The chapter covering distribution network includes not only the description of the most widely used waterpipes, such as iron and steel pipes, but also pipes of other materials such as concrete, reinforced concrete, asbestos concrete and wood. When considering the different types of pipes, the author presents their advantages and disadvantages, thus the reader can form an unbiased opinion as to their value from the scientific point of view which in many cases is different to the catalogue value.

The detailed description of construction technique of waternetworks forms an entirely new chapter in Polish literature. The description of the methods of excavating and installing the main pipes and nets is a subject which every engineer or skilled worker will study with interest. If, in the future, this subject is completed by adequate standards of work in the building of water networks Polish technical literature will have reached impressively high standards.

The last chapter in the book covers domestic water-supply appliances and standards of planning. It should be added that several hundred illustrations and tables not only outline the main elements of water network but also give an idea of its operation and construction. The reading of the text is thus made very clear.

The second volume of the work entitled „Canalisation” comprises IX chapters in the following order: I.— The Object of Canalisation and its Historical Background. II — Quantity of Used Water Removals. III — Canalisation Pipes. IV — Canalisation Networks. V — Basis for Planning Canalisation Network. VI — Maintenance of Canals. VII — Buildings of Canals. VIII — Domestic Canalisation. IX — Cleaning of Sewers.

In the second part of the work the author gives the historical background of canalisation and its object. After the theoretical discussion, i. e. the calculation of the quantity of sewers in the planning of canalisation network, the reader is given in detail the types of canals used such as canals constructed with bricks, reinforced concrete, concrete and earthenware pipes etc. Special attention is drawn to the chapter setting out the installation of the network.

A separate chapter covers the various systems of canalisation used.

A very complete chapter entitled „Basis for Planning Canalisation Network” covers the methods of calculation of canalisation network and gives a series of diagrams showing the efficiency of cross areas and the mutual relation between Q and V at complete fulfilment.

Those who are working out plans will find in this chapter much valuable material on the equipment of the canalisation network, not only on that in every day use but also on material used in special cases. It should be mentioned that in this connection the author also gives a very detailed description of all containers, syphons, canals, equalising containers, joints, entrances and exits of canals. A clear and complete description of this subject is given.

After discussing the subject of canal pump plant and the problem of canal maintenance, the author goes on to describe the construction of canalisation conductors. It can be said that this is the first attempt made in the Polish language of dealing with this subject, and it is of outstanding importance for engineers and technicians working on the construction of canalisations. There is no doubt that skilled workers will find in this chapter any amount of valuable and practical indications of use during the period of planning and execution of building.

A separate chapter deals with domestic canalisation appliances.

The fact should be underlined that when discussing the building of street canalisation and domestic appliances the author gives not only the method of execution but also describes the tools employed.

The end of the second volume of the work deals with the cleaning of sewers in urban areas. At the beginning of this chapter the author not only sets out very interesting problem of the selfpurification of water but also gives different methods for the cleaning of sewers. For instance by mechanical methods of sewer cleaning such as by the use of meshes, sand filters, fat-filters, suspenders etc.

After the study of the chemical purification of sewers, the reader is informed as to the several methods of secondary purification such as earth filters, field filters, etc.

The end of this chapter deals with the chlorination of sewers and domestic appliances.

Upon analysing Prof. Wóycicki's work it must be mentioned that this the first work of its kind in the Polish language. The original and clear manner in which the subject is presented, the introduction of entirely new methods in this line is the outstanding characteristic of this work. Not only should this book be in the hands of every engineer or technician in this line, or head of water canalisation plant but also in those of all planning personnel.

At the end of this summary I should like to express my personal wish that this pioneer work of Prof. Wóycicki will inspire all engineers and technicians in hydraulics to take up the pen and continue his task, for technical knowledge is a powerful instrument in contemporary life. This subject is important to insure the improvement of sanitation technique for the masses of population.

Eng. HENRYK JANCZEWSKI



SPIS ROZDZIAŁÓW

	Str.
I. ZADANIE KANALIZACJI I RYS HISTORYCZNY	5
II. ILOŚĆ SCIEKÓW	6
1. Wody brudne	6
2. Wody burzowe	7
2—a. Współczynniki spływu	10
2—b. Spływy jednostkowe deszczów nawaalnych	12
III. PRZEWODY KANALIZACYJNE	16
1. Kształty przekrojów przewodów kanalizacyjnych	16
2. Przewody wykonywane z odcinków rur	22
2—a. Rury kamionkowe	22
2—b. Styki	24
Złącza uszczelniane materiałem plastycznym	24
Styki specjalne	26
Złącza zalewane	26
3. Rury betonowe i żelbetowe	28
4. Kanaly wykonywane całkowicie w wykopie	36
4—a. Kanaly murowane	36
4—b. Kanaly z betonu i żelbetu wykonywane całkowicie w wykopie (in situ)	40
5. Kanaly z rur azbestowych	42
6. Przewody żelazne	42
7. Przewody z drzewa	42
8. Porównanie jakości przewodów kanalizacyjnych	42
IV. UKŁADY SIECI KANALIZACYJNYCH	45
1. Podział ogólny	45
2. Przelewy burzowe	46
3. Porównanie układów	47
V. ZASADY PROJEKTOWANIA SIECI ODWADNIAJĄCEJ	50
1. Obliczenie sieci kanałów	56
2. Spadek przewodów	56
3. Położenie w przekroju ulicy	58
4. Głębokość umieszczenia	59
5. Obliczenie przekrojów	60
6. Uzbrojenie sieci przewodów kanalizacyjnych	69
6—a. Studzienki złazowe	69
6—b. Wpusty uliczne	74
6—c. Świetliki	78
6—d. Spoczniki	79
6—e. Zsypy śniegowe	79
6—f. Studzienki spadowe	80
6—g. Przelewy burzowe	84
6—h. Kanaly ulgi	100
6—i. Zbiorniki wyrównawcze	101
6—j. Chwyłacze rumowiska	101

	Str.
6—k. Połączenia kanałów	102
6—l. Przepusty, syfony	103
6—m. Wyloty kanałów i ich zamknięcia	108
6—n. Pluczki	110
6—o. Urządzenia do przewietrzania	116
6—p. Stacje pomp — sztuczne podnoszenie wód kanałowych	118
 VI. UTRZYMANIE KANAŁÓW	 122
 VII. BUDOWA PRZEWODÓW KANALIZACYJNYCH	 124
1. Wykopy	124
2. Montaż przewodów	135
3. Roboty wykończeniowe	142
4. Układanie przewodów kanalizacyjnych pod wodą	144
 VIII. URZĄDZENIA KANALIZACYJNE DOMOWE	 146
 IX. OCZYSZCZANIE ŚCIEKÓW MIEJSKICH	 164
1. Samooczyszczanie się wód	165
Obliczenie bilansu tlenowego	170
2. Jakość ścieków	176
3. Sposoby oczyszczania ścieków	179
3—a. Usunięcie ścieków	180
3—b. Oczyszczanie mechaniczne	180
Kraty	180
Sita	181
Rozdrabnianie	186
Piaskowniki	187
Tłuszczowniki	190
3—c. Osadniki	192
Stawy załadowywane	195
Polełka zalewane	195
Osadniki gnilne	196
Osadniki świeżowodne	198
Osadniki dwupiętrowe	201
Osadnikj wtórne	207
3—d. Oczyszczanie chemiczne	207
Przeróbka i usunięcie osadów	209
Przeгниwanie osadu	214
Wydzielone komory gnilne	217
Dwustopniowe przeгниwanie	228
Obliczenie wielkości komory gnilnej	228
Wytwarzanie gazu i jego wykorzystanie	229
Suszenie i wykorzystanie przeгниłego osadu	231
3—e. Oczyszczanie wtórne	234
Pola nawadniane	235
Pola filtracyjne	239
Filtry gruntowe	239
Stawy rybne	241
Złoża zalewane	242
Złoża zraszane	243
Złoża zanurzone przedmuchiwane	259
Osad czynny	261
3—f. Chlorowanie ścieków	276
3—g. Oczyszczalnie domowe	277
 SUMMARY	 278





Dyr.1 121581

WYDAWNICTWA MINISTER

w sprzedaży:

Cena zł

	„PHYSICAL PLANNING AND HOUSING IN POLAND 1946“	290,—
	„PHYSICAL PLANNING AND HOUSING IN POLAND 1948“	550,—
Nr 1	— Prof. Dr F. Piaścik — „ODBUDOWA i PRZEBUDOWA WSI“	50,—
Nr 2	— Inż. M. Łukaszewicz — „OGNIOTRWAŁE BUDOWNICTWO NA WSI“	100,—
Nr 3	— „PROJEKTY ZAGRÓD WIEJSKICH“	300,—
Nr 4	— Inż. W. Skoraszewski i inż. W. Karnas — „TABLICE TERMICZNE KONSTRUKCJI BUDOWLANYCH“	100,—
Nr 5	— Inż. K. Rodkiewicz i inż. W. Skoraszewski — „KATALOG SPRZĘTU BUDOWLANEGO“	500,—
Nr 6	— „SPRAWOZDANIE Z KRAJOWEJ KONFERENCJI ODBUDOWY WSI“	200,—
Nr 7	— „PLANOWANIE PRZESTRZENNE — REGION LUBELSKI I“	830,—
Nr 8	— Dr Inż. K. Wejchert — „MIĄSTECZKA POLSKIE JAKO ZAGADNIENIE URBANISTYCZNE“	1500,—
Nr 9	— Dr Inż. S. Sienicki — „MATERIAŁY DO PROJEKTOWANIA ZAKŁADÓW PRZEMYSŁOWYCH : I. Produktów mlecznych, II. Przetworów owocowych i warzywnych, III. Przetworów mięsnych i bekonów“	600,—
Nr 10	— Inż. Z. Warchałowska-Kietlińska — „MIERNICTWO NA USŁUGACH INŻYNIERII“	450,—
Nr 11	— Prof. Dr T. Tolwiński — „URBANISTYKA“, Tom I	1200,—
Nr 12	— Inż. J. Kamler — „INSTALACJE CIEPŁEJ WODY“	1030,—
Nr 13	— Prof. Inż. J. Galer — „CEGIELNIE POŁOWE i ROLNICZE“	260,—
Nr 14	— „ANALIZA ROBÓT BUDOWLANYCH cz. I. — PODSTAWY ANALITYCZNE ROBÓT BUDOWLANYCH (wyczerp.)	2000,—
Nr 15	— „PLANOWANIE PRZESTRZENNE — PLAN KRAJOWY I“	750,—
Nr 16	— Inż. K. Dziewoński — „ZASADY PRZESTRZENNEGO KSZTAŁTOWANIA INWESTYCJI PODSTAWOWYCH“	1000,—
Nr 17	— Inż. J. Sawaszyński — „PRZECIWPÓŻAROWE ZAOPATRZENIE WODNE“	1050,—
Nr 18	— Inż. F. Kopkowicz — „CIESIOŁKA WIEJSKA I MAŁOMIASTECZKOWA“	900,—
Nr 19	— Prof. Dr T. Tolwiński — „URBANISTYKA“, Tom II	1200,—
Nr 20	— Inż. J. Mokrzycki — „KATALOG TYPOWYCH PROJEKTÓW USTEPÓW, DOŁÓW GNILNYCH, GNOJOWNI, ŚMIETNIKÓW, OCZYSZCZALNI“	1000,—
Nr 21	— Prof. Dr K. Wóycicki — „WODOCIĄGI i KANALIZACJE, Tom I. WODOCIĄGI“	2000,—
Nr 22	— Inż. B. Brukalska — „ZASADY SPOŁECZNE PROJEKTOWANIA OSIEDLI MIESZKANIOWYCH“	
Nr 23	— Prof. Dr K. Wóycicki — „WODOCIĄGI i KANALIZACJE, Tom II. KANALIZACJE“	

w druku:

Inż. J. Jankowski — „INSTALACJE W DOMACH PODMIEJSKICH“
Prof. Dr K. Skórewicz — „HISTORIA ARCHITEKTURY POLSKIEJ“.
Prof. Dr T. Tolwiński — „URBANISTYKA“, Tom III.