

PROF. DR INŻ. KAZIMIERZ WÓYCICKI

KANALIZACJE



BUDOWNICTWO I ARCHITEKTURA

628.2; 628.32

PROF. DR INŻ. KAZIMIERZ WOYCICKI

628.2

KANALIZACJE

Wydanie drugie
(poprawione i uzupełnione)

Uzupełnienia opracowali:

mgr inż. Wacław Błaszczuk
mgr inż. Jerzy Zwoliński



WARSZAWA
BUDOWNICTWO i ARCHITEKTURA

75

Opiniodawcy:

mgr inż. Waclaw Blaszczyk
mgr inż. Waclaw Skoraszewski

Redaktorzy naukowci:

mgr inż. Józef Liebfeld
inż. Leszek Buczkowski

**BIBLIOTEKA
POLITECHNIKI WARSZAWSKIEJ
Warszawa, Pl. Jedności Robotniczej 1**

B. 4168

*W książce podano wiadomości z dziedziny projektowania,
budowy i eksploatacji sieci kanalizacyjnych oraz oczysz-
czalni ścieków*

*Książka przeznaczona jest dla projektantów i wykonawców
kanalizacji komunalnych*

WSZELKIE PRAWA ZASTRZEŻONE

Redaktor techniczny

T. Kopyt

Korektorzy techniczni

B. Maciejewska i W. Witkowska

BA Warszawa 1955. Wydanie 2. Nakład 18.160 egz. Ark. wyd. 36,3.
Ark. druk. 30,83. Pap. druk. mat. bd. kl. III, 80 g 610 × 860/8 i ro-
tograficzny bd. kl. III, 100 g 700 × 1000. Rękopis oddano do
składania 26. 5. 55. Podpisano do druku 23. 9. 55. Druk ukończono
w październiku 1955. — Symbol 74631/Bs — Cena zł 40.90

Krakowska Drukarnia Prasowa, Kraków, Wielopole 1.

Zam. 1069 — M-6-11634

477/2/55k

Ważniejsze błędy dostrzeżone w druku

Str.	Wiersz	Jest	Powinno być	Z czyjej winy
15	8,7 i 6 od dołu tabl. 1	kostka drewniana ze starannie uszczelnionymi 0,75÷0,85 spoinami bez zacementowanych spoin 0,50÷0,70	kostka drewniana ze starannie uszczelnionymi spoinami 0,75÷0,85 bez zacementowanych spoin 0,50÷0,70	korektor
35	3 od dołu łam lewy	gdy to	gdy	red. nauk.
43	1 od dołu łam prawy	$\frac{v}{\sqrt{J}} b$	$\frac{v}{\sqrt{J}}, b$	red. nauk.
44	1 od góry łam lewy	$\frac{H}{d} v_0$ zaś	$\frac{H}{d}$, zaś v_0	red. nauk.
114	podpis pod rys. 230	napowietrznej	napowietrzonej	korektor
115	1 od dołu 4 rubr. tabl. 11	· 1, 6	1,46	druk.
115	10 od dołu łam lewy	$\frac{2,5}{0,3} = 8,3$	$\frac{2,5}{0,3} = 8,3$	korektor
117	31 od góry łam prawy	nika BZT ₅ nie powinno się zwiększać na odcin-	nika ilość rozpuszczonego w niej tlenu nie powin-	druk.

SPIS TREŚCI

	Str.		Str.
Rozdział I Zadania kanalizacji i rys historyczny	5	1. Przepusty, syfony	76
Rozdział II Systemy kanalizacji	6	m. Wyloty kanałów i ich zamknięcia	79
1. Podział ogólny	6	n. Płuczki	81
2. Przelewy burzowe	7	o. Urządzenia do przewietrzania	87
3. Porównanie systemów kanalizacji	7	p. Stacje pomp — sztuczne podnoszenie ścieków	88
Rozdział III Ilość odpływu	10	Rozdział VI Konserwacja i eksploatacja kanałów	92
1. Ścieki	10	1. Konserwacja	92
2. Wody opadowe	10	2. Eksploatacja	93
3. Natężenia deszczów miarodajnych	11	Rozdział VII Budowa przewodów kanalizacyjnych	96
4. Współczynnik spływu	15	1. Wykopy	96
5. Maksymalne przepływy w sieci	16	2. Montaż przewodów	102
6. Metody obliczania przepływów	17	3. Roboty wykończeniowe	109
a. Metoda natężeń granicznych	17	4. Układanie przewodów kanalizacyjnych pod wodą	110
b. Wzory do obliczania sieci deszczowych na podstawie związku między spływami jednostkowymi i wielkością zlewni	18	Rozdział VIII Oczyszczanie ścieków miejskich	113
c. Metoda Vicari-Hauffa	19	1. Samooczyszczanie się zbiorników wód powierzchniowych	113
Rozdział IV Przewody kanalizacyjne	22	2. Określenie stopnia oczyszczenia ścieków odprowadzanych do odbiorników	117
1. Kształty przekrojów przewodów kanalizacyjnych	22	a. Obliczanie stopnia oczyszczenia ścieków na podstawie dopuszczalnej ilości zawieszin	118
2. Przewody wykonywane z rur	25	b. Obliczanie stopnia oczyszczenia ścieków na podstawie ilości biochemicznego zapotrzebowania tlenu	118
a. Rury kamionkowe	25	c. Obliczanie oczyszczania ścieków wg dopuszczalnej wartości BZT ₅ wody odbiornika	121
b. Rury betonowe i żelbetowe	26	3. Jakość ścieków	125
3. Kanały wykonywane całkowicie w wykopie	27	4. Sposoby oczyszczania ścieków	127
a. Kanały murowane	27	5. Przeróbka, usuwanie i wykorzystanie osadów	152
b. Kanały betonowe i żelbetowe	30	a. Przegniwanie osadu	156
c. Kanały z rur żeliwnych	30	b. Wydzielone komory gnilne	158
d. Kanały z drewna	31	c. Dwustopniowe przegniwanie	164
e. Porównanie jakości kanałów wykonanych z różnych materiałów	31	d. Obliczenie wielkości komory gnilnej	164
Rozdział V Zasady projektowania sieci kanalizacyjnej	34	e. Wytwarzanie się gazu i jego wykorzystanie	165
1. Obliczanie sieci kanałów	37	6. Suszenie i wykorzystanie przegniłego osadu	166
2. Spadek przewodów	38	Rozdział IX Oczyszczanie biologiczne	169
3. Usytuowanie przewodu w przekroju ulicy	41	1. Pola irygacyjne	170
4. Głębokość umieszczenia kanałów	41	2. Pola filtracyjne	173
5. Obliczanie przekrojów	42	3. Filtry gruntowe	174
6. Uzbrojenie sieci przewodów kanalizacyjnych	48	4. Stawy rybne	175
a. Studzienki rewizyjne	49	5. Złoże zalewane	176
b. Wpusty uliczne	52	6. Złoże zraszane	176
c. Świetliki	54	7. Złoże zanurzane przedmuchiwane	188
d. Spoczniki	55	8. Osad czynny	190
e. Zsypy śniegowe	55	9. Chlorowanie ścieków	202
f. Studzienki spadowe	56	Rozdział X Ścieki przemysłowe	204
g. Przelewy burzowe	60	Rozdział XI Oczyszczalnie domowe	206
h. Kanały ulgi	74		
i. Zbiorniki wyrównawcze (retencyjne)	74		
j. Chwytnice rumowiska	74		
k. Połączenia kanałów	75		

ROZDZIAŁ I

ZADANIA KANALIZACJI I RYS HISTORYCZNY

Zadaniem kanalizacji miast i osiedli jest jak najszybsze i jak najtańsze odprowadzenie wszystkich ścieków i wód opadowych z terenów osiedli w sposób, który by nie powodował niedogodności w życiu mieszkańców. Łącznie z urządzeniami wodociągowymi kanalizacja stwarza higieniczne warunki życia w mieście i osiedlu, wpływając w wybitnym stopniu na podniesienie zdrowotności mieszkańców.

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

W starożytnej Grecji i Rzymie wykonano wiele budowli kanalizacyjnych; ruiny niektórych z nich zachowały się do dnia dzisiejszego i znajdują się one jeszcze w stanie używalności. Ateny, Mikeny, Syrakuzy, Agrigenti posiadały sieci kanalizacyjne. Główny kolektor kanalizacji Rzymu „cloaca maxima”, wykonany z kamienia, o przekroju prostokątnym, przesklepiony u góry, ma wymiary w świetle: szerokość 2,15 m, wysokość 3,19 m, spadek dna zmienny 1÷30‰. Kanał ten zachował się do czasów obecnych i włączony został do nowoczesnej kanalizacji Rzymu. Wykopaliska Pompei wskazują na to, że istniała tam planowa kanalizacja, z którą połączone były domy posiadające ustępy z urządzeniami splukującymi.

Zarówno Grecy, jak i Rzymianie rozpowszechnili umiejętność techniki kanalizacyjnej na całym obszarze swych zdobyczy i wpływów. Z upadkiem Rzymu zostaje zahamowany rozwój techniki kanalizacyjnej i w średniowieczu obserwujemy zaniedbania w tej dziedzinie. Przyczynia się to do olbrzymiej śmiertelności spowodowanej ciągłymi wybuchami epidemii.

Rzeczony nowoczesnej kanalizacji datuje się od końca XVIII stulecia. Pierwszy projekt planowej kanalizacji oparty na nowoczesnych zasadach został wykonany dla Hamburga w roku 1843. W Anglii po wydaniu w 1848 r. „Public Health Act”, wpływającego zasadniczo na zmianę warunków higienicznych życia w miastach, wprowadzone zostają, jako pierwsze tego rodzaju urządzenia,

ustępy splukiwane wodą umożliwiające w najdoskonalszy sposób usunięcie odchodów ludzkich z mieszkań. Również w Anglii po raz pierwszy powstaje zagadnienie konieczności oczyszczania ścieków z uwagi na rosnące zanieczyszczenie odbiorników przyjmujących odpływy.

Obecnie technika kanalizacyjna zajmuje się nie tylko zagadnieniem odprowadzenia ścieków poza obręb miasta, lecz również ich oczyszczaniem lub przeróbką w takim stopniu, aby nie powodowały zanieczyszczenia rzek, a nawet aby można je było wykorzystać do celów rolnictwa i innych.

Posiadamy na ogół mało wiadomości o urządzeniach kanalizacyjnych w dawnej Polsce. Kroniki z wieków XIV i XV zawierają pewne dokumenty świadczące o istnieniu kanałów miejskich w Kazimierzu, Krakowie, Lublinie, Płocku, Poznaniu i Warszawie.

W wieku XVIII Warszawa posiadała sieć rowów i kanałów krytych, drewnianych i murowanych, nie powiązanych ze sobą i odprowadzających z niewielkich zlewni ścieki do Wisły. W roku 1876 opracowano pierwszy projekt kanalizacji, w roku zaś 1881 rozpoczęto jej budowę.

W obecnym stanie miasta nasze są pod tym względem jeszcze bardzo zaniedbane. Z 705 miast Polski kanalizację posiada 330 miast, nie ma kanalizacji w 375 miastach, w tym w 29 miastach o ludności powyżej 10 000 mieszkańców.

Zadania w dziedzinie kanalizacji są szczególnie ważne w gospodarce planowej państwa zdążającego szybko do socjalizmu, jakim jest Polska. Kanalizacja jest jedną z dziedzin gospodarki komunalnej zmierzającej do podniesienia stanu zdrowotnego miast i zapewniającej polepszenie warunków mieszkaniowych jego mieszkańcom.

Gospodarka socjalistyczna stawia sobie za cel skanalizowanie nie tylko wszystkich nowopowstałych miast i osiedli oraz starych dużych miast, ale również doprowadzenie sieci kanalizacyjnej do przedmieść i dzielnic robotniczych miast częściowo skanalizowanych, które w ustroju kapitalistycznym były szczególnie zaniedbane.

Budowa wielu nowych zakładów przemysłowych oraz przebudowa i rozbudowa starych zakładów obowiązek racjonalnego ich skanalizowania oraz, co jest szczególnie ważne, wybudowania oczyszczalni ścieków, aby uniknąć dalszego zanieczyszczenia odbiorników.

SYSTEMY KANALIZACJI

1. PODZIAŁ OGÓLNY

Zadaniem kanalizacji jest usuwanie z określonego obszaru zabudowanego (miasta, osiedla, zakładu przemysłowego) — za pomocą systemu kanałów podziemnych — nieczystości płynnych oraz ich unieszkodliwianie przed wpuszczaniem do odbiornika.

Nieczystości płynne składają się z:

- 1) ścieków bytowo-gospodarczych (fekalii, wód zużytych — z gospodarstwa domowego itp.),
- 2) ścieków przemysłowych (wód zużytych przy produkcji przemysłowej),
- 3) wód opadowych.

W sporadycznych przypadkach przyjmujemy do sieci kanalizacyjnej również wody gruntowe.

Na całość systemu kanalizacyjnego składają się 3 zasadnicze elementy:

- a) instalacja wewnątrz budynku,
 - b) sieć kanalizacyjna zewnętrzna — osiedlowa i uliczna wraz z przepompowniami, jeżeli istnieje potrzeba ich stosowania,
 - c) oczyszczalnie ścieków lub inne urządzenia do wykorzystania i unieszkodliwienia ścieków przed ich odprowadzeniem do odbiornika, przy czym odbiornikiem mogą być zbiorniki wód powierzchniowych (np. rzeki, strumienie, potoki, jeziora, stawy, morze itp.) lub ziemia w jej górnej warstwie o głębokości nie przekraczającej 2,5 m.
- W zależności od sposobu wykonania zadań stawianych kanalizacji i od układu sieci kanałów, odróżniamy następujące systemy kanalizacji:

Kanalizacja pełna — odprowadza wszystkie nieczystości płynne — ścieki i wody opadowe:

- a) albo jedną siecią kanałów — jest to **kanalizacja ogólnospławna**,
- b) albo zupełnie oddzielnymi i niezależnymi dwiema sieciami: jedną — ścieki bytowo-gospodarcze i przemysłowe, drugą — wody opadowe i ewentualnie gruntowe — jest to **kanalizacja rozdzielcza** (o sieciach rozdzielonych),

c) albo dwiema sieciami, lecz przy pewnym ich współdziałaniu — jest to **kanalizacja półrozdzielcza** (współdziałanie sieci polega na tym, że pierwsze ilości wód opadowych wraz z zanieczyszczeniami spłukanymi z powierzchni odwadnianych odprowadza się za pomocą specjalnych urządzeń z sieci deszczowej do sieci ściekowej).

Kanalizacja częściowa — spełnia za pomocą układu kanałów podziemnych tylko część zadań stawianych kanalizacji. Najczęściej odprowadza wyłącznie ścieki bytowo-gospodarcze i przemy-

słowe; w tym przypadku buduje się jedną sieć podziemną ściekową.

W niektórych wyjątkowych i bardzo rzadkich przypadkach buduje się tylko jedną sieć krytą — deszczową w celu odprowadzenia wód gruntowych i wód opadowych (wtedy ścieki bytowo-gospodarcze usuwa się nie za pomocą układu kanałów krytych, lecz w inny sposób).

Wymienione systemy kanalizacji pod względem technicznym można scharakteryzować w sposób następujący.

Kanalizacja ogólnospławna — ma tylko jedną sieć, którą odprowadza się zarówno ścieki, jak i wody opadowe;

przekroje kanałów wymiaruje się według spływów deszczowych liczonych z deszczów krótkotrwałych o dużych natężeniach, lecz o pewnej częstotliwości pojawiania się; nigdy nie wymiaruje się kanałów według bezwzględnie maksymalnych natężeń deszczów, wskutek czego należy liczyć się z okresowym przepełnieniem sieci i możliwością podtapiania terenu oraz skanalizowanych pomieszczeń w budynkach położonych poniżej terenu,

w celu odciążenia sieci i zmniejszenia wymiarów kolektorów stosuje się przelewy burzowe i burzowce, których zadaniem jest odprowadzenie rozcieńczonych ścieków i nadmiaru wód opadowych najkrótszą drogą wprost do odbiornika w obrębie miasta; przez przelewy burzowe odprowadza się ścieki powyżej pewnego rozcieńczenia, ustalonego w zależności od wielkości odbiornika i sposobu jego wykorzystania,

do oczyszczalni ścieków płyną w okresie bezdeszczowym tylko ścieki bytowo-gospodarcze i przemysłowe, a w okresach deszczowych — ścieki rozcieńczone wodami opadowymi, wskutek czego wymiary oczyszczalni muszą być większe.

Kanalizacja pełna rozdzielcza i półrozdzielcza — ma dwie sieci: sieć ściekową — do odprowadzania ścieków bytowo-gospodarczych i przemysłowych oraz sieć deszczową — do odprowadzania wód opadowych;

przekroje kanałów wymiaruje się: w sieci ściekowej według maksymalnych sekundowych przepływów ścieków bytowo-gospodarczych i przemysłowych, zwiększonych w pewnym stopniu o ilości wód gruntowych infiltrowanych do kanałów i o ilości wód przypadkowych z powierzchni terenu oraz z płukania sieci; w sieci deszczowej — według spływów deszczowych, liczonych jak w sieci ogólnospławnej,

oczyszczalnię ścieków wymiaruje się tylko według ilości ścieków bytowo-gospodarczych i przemysłowych.

2. PRZELEWY BURZOWE

W przypadku systemu kanalizacji ogólnospławnej prowadzenie odpływów deszczowych głównym kanałem (kolektorem) do oczyszczalni stwarza konieczność budowy kolektora o dużym przekroju oraz nadmiernej rozbudowy oczyszczalni ścieków. Z wyżej przytoczonych przyczyn należy w dogodnych miejscach taki kolektor odciążać. Przeprowadza się to za pomocą umieszczenia w odpowiednio obranych punktach przelewów burzowych, przez które znaczna część odpływu burzowego przelewa się z kolektora do kanału burzowego, tzw. burzowca, odprowadzającego te wody najkrótszą drogą do odbiornika. Przekrój odciążonego w ten sposób kolektora może być poniżej przelewu burzowego wydatnie zmniejszony. W ten sposób zmniejsza się koszt wykonania całości sieci kanalizacyjnej, gdyż zamiast dużej długości kolektora o wzrastającym niepomernie przekroju do 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 w obrębie miasta odpływami z burzowców musi być tak dobrana wysokość progu przelewowego, by ścieki dopływające rozpoczynały się przelewać dopiero po osiągnięciu określonego miejscowymi warunkami rozcieńczenia przez wody deszczowe.

W kanałach ogólnospławnych odpływy podlegają bardzo silnym wahaniom: w czasie bezdeszczowym płyną nimi niewielkie stosunkowo ilości ścieków, natomiast w okresach deszczów nawalnych odpływ może się zwiększyć 100-krotnie (w stosunku do pierwotnej ilości ścieków).

Przekroje kanałów ściekowych systemu rozdzielczego w stosunku do przekrojów kanałów deszczowych są niewielkie, wahania w przepływie również niewielkie. Przekroje kanałów deszczowych nie mają 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 ścieków lub największego godzinowego w dniu przeciętnym do rozcieńczających go wód opadowych. Od stosunku tego zależą rozmiar i koszt 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 kolektorach, natomiast odpływy z silnych krótkotrwałych deszczów odprowadza się 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 jego ustąpieniu. Wobec takiego charakteru fali odpływu przyjęte rozcieńczenie 1:3 trwa w rzeczywistości niezmiernie krótko, zapewne mniej niż sekundę i natychmiast wzrasta wielokrotnie. Po ukończeniu opadu 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, że nie należy przyjmować zbyt wysokiego stopnia rozcieńczenia ścieków w przelewach burzowych, gdyż to prowadzi z kolei do budowy zbyt dużych rozmiarów kanałów głównych i oczyszczalni ścieków, przy równoczesnym małym lub żadnym skutku w zachowaniu czystości wody w otwartym odbiorniku.

3. PORÓWNANIE SYSTEMÓW KANALIZACJI

Ogólnego prawidła, jaki system kanalizacji i w jakim zakresie należałoby w każdym poszczególnym przypadku zastosować, podać nie można. Żadne szablonowe rozwiązanie nie spełni wszystkich warunków. Inżynier musi wybrać taki sposób odprowadzania ścieków, który będzie dawał wyniki najbardziej zadowalające.

Porównanie zalet oraz wad systemu ogólnospławnego i rozdzielczego należy rozpatrzyć z punktu widzenia gospodarczego, technicznego i sanitarnego.

Korzystniejsze rozwiązanie z punktu widzenia gospodarczego da system, przy którym koszty budowy i utrzymania będą niższe. Jeżeli zachodzi potrzeba podziemnego odprowadzenia obu rodzajów ścieków, to koszt założenia jednolitej sieci przewodów odwadniających będzie prawie zawsze tańszy od kosztów sieci rozdzielczej. System rozdzielczy natomiast jest zawsze tańszy wówczas, gdy wystarczy budowa tylko jednej sieci na ścieki domowe i przemysłowe, wody deszczowe zaś mogą odpływać po powierzchni rynsztokami do odbiorników. Ten przypadek zachodzi w miastach-ogrodach o luźnym zabudowaniu, rozrzuconych wąskim pasem wzdłuż jakichś rzek czy potoków i posiadających duże spadki ulic o słabym ruchu.

Nie wszystkie jednak miejscowości nieduże o słabym ruchu ulicznym nadają się do budowy sieci rozdzielczej; w miejscowościach małych, lecz posiadających silne spadki terenu z punktu widzenia gospodarczego opłaca się budować sieć wspólną, ponieważ nie można zmniejszać rozmiarów kanałów poniżej pewnej praktycznej granicy (25÷30 mm średnicy), przeto różnica w kosztach sieci liczonej wyłącznie na same ścieki oraz sieci ogólnospławnej będzie w tym przypadku niewielka. W małych więc miastach i na stromych spadach opłaca się zakładać sieć ogólnospławną, gdyż przy nieznacznym powiększeniu granicznego rozmiaru przewodów osiąga się możliwość odprowadzenia nie tylko ścieków, ale i wód opadowych.

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

Również koszty skanalizowania nieruchomości i połączenia ich z kanałami ulicznymi są wyższe w przypadku systemu rozdzielczego z tych samych powodów co sieci ulicznej. Ilość połączeń nieruchomości domowych z przewodami ulicznymi wypada prawie dwukrotnie większa w układzie rozdzielczym niż ogólnospławnym.

Sprawa przedstawia się odwrotnie, jeżeli rozpatrzeć koszty budowy oczyszczalni ścieków. W przypadku systemu rozdzielczego rozmiary urządzeń oczyszczalni (wymagane) są mniejsze niż przy systemie ogólnospławnym. 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, muszą one otrzymać wymiar większy. Ponieważ w przeważnej liczbie przypadków oczyszczalnie przesuwa się poza obręb miasta, można stan rzeczy polepszyć w ten sposób, że w przelewie burzowym, który powinien być zawsze umieszczony przed wejściem głównego kolektora na teren oczyszczalni, dopuścić mniejsze rozcieńczenie, przy którym przelew zacznie działać. Zawsze jednak koszty budowy oczyszczalni w systemie ogólnospławnym będą większe, szczególnie jeśli z powodu braku spad naturalnego ścieki trzeba będzie podnosić do oczyszczalni. Ze względu na zmienność dopływów trudniejsza jest obsługa oczyszczalni w przypadku ostatnim oraz większe koszty jej eksploatacji. Natomiast koszty utrzymania i obsługi sieci kanałów ogólnospławnych mniejsze są 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, aby można było w przypadkach wątpliwych przeprowadzić odpowiednie przeliczenia.

Z uwagi na techniczne rozwiązanie układu sieć ogólnospławna ma tę wielką zaletę, że umożliwia odprowadzenie ścieków i wód deszczowych w sposób najprostsz. Jest to szczególnie ważne, gdy kanały biegną przez wąskie ulice, w których brak miejsca na ułożenie podwójnej sieci kanałów, przewodów wodociągowych, gazowych, kabli elektrycznych oraz telefonicznych. Trudność też może sprawić umieszczenie podwójnych studzienek.

Spadki kanałów ogólnospławnych dostosowuje się do spadku ulic. W przypadku systemu rozdzielczego możliwe jest na terenach płaskich powiększenie spadku przewodów deszczowych przez spłykanie ich górnego odcinka. Najmniejsze zagłębienie kanału deszczowego uwarunkowane jest możliwością doprowadzenia wody z wpustów ulicznych. Przez powiększenie w ten sposób spadku osiągnąć można zmniejszenie przekrojów przewodów.

Ze względu na możliwość pozostawania osadów prędkość przepływu ścieków nie powinna spadać

poniżej pewnej granicy. W sieci ogólnospławnej warunki są zasadniczo pod tym względem mniej korzystne z uwagi na to, że rozmiary przekrojów dobiera się na odpływy burzowe, które mogą 100-krotnie przewyższać odpływy ścieków. Napętnienie przekrojów w okresie bezdeszczowym jest bardzo niewielkie, istniejąca zaś w tym czasie prędkość może być niedostateczna do unoszenia cięższych zanieczyszczeń. Przeciwdziała się temu przez odpowiedni dobór kształtu przekroju np. jajowego lub jajowego z korytem w dnie na ścieki.

Spłukiwanie osadów wodami deszczowymi może się okazać niedostateczne, wobec czego do usunięcia osadów konieczne będzie stałe płukanie albo oczyszczanie sieci.

Kanały rozdzielcze dobiera się do największego przepływu ścieków; wahania w przepływie są na ogół niewielkie i można tak dobrać przekroje, by prędkości były dostateczne do utrzymania sieci w czystości. Górne, początkowe odcinki kanałów ze względu na granicę najmniejszego wymiaru (ϕ 0,25÷0,30 m) nie wypełniane ściekami trzeba płukać.

Ze względów sanitarnych nie można z góry żadnemu systemowi oddać pierwszeństwa. Zanieczyszczenie odbiornika zależeć będzie przede wszystkim od stanu oczyszczania ulic i podwórzy oraz przyzwyczajzeń i zamiłowań mieszkańców do porządku i czystości. W przypadku systemu ogólnospławnego pierwsze fale deszczu, spłukujące brud z dachów, podwórzy i ulic, oraz osady w kanałach 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 do oczyszczalni. Częstotliwość działania przelewów jest mała, czas pracy stosunkowo niewielki — 20÷30 godzin w roku.

W przypadku systemu rozdzielczego wody z każdego deszczu doprowadza się do odbiornika w obrębie miasta, przy czym ich zanieczyszczenie, jak już wspomniano, może być nawet przy pierwszych falach odpływu większe niż ścieków domowych.

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

Należy zwrócić uwagę, że przy systemie ogólnospławnym istnieje niebezpieczeństwo, szczególnie w przypadku dużych spadków kanału, przepełnienia przewodów i zalania piwnic.

Wśród znawców tych spraw panują dość sprzeczne poglądy co do ostatecznych wniosków, któremu z systemów oddać pierwszeństwo. A więc przy ostatecznej decyzji co do wyboru systemu powinno się zawsze decydować na podstawie warunków miejscowych, przy czym trzy omówione czynniki odgrywają główną rolę.

Na jeden jeszcze czynnik należy zwrócić uwagę. W noworozwijających się miastach i osiedlach

największą potrzebą jest odprowadzenie ścieków. Ponieważ kanały ściekowe mają rozmiary stosunkowo małe i koszty założenia ich są niewysokie, przeto można wykonać z początku sieć podziemną tylko do odprowadzenia ścieków, wody zaś deszczowe odprowadzić czasowo po powierzchni. Budowę podziemnej sieci kanałów deszczowych wykonać można w miarę wzrastania potrzeb odprowadzania wód burzowych, uwzględniając przede wszystkim dzielnice znajdujące się w najniekorzystniejszych warunkach.

Należy podkreślić, że przy systemie rozdzielczym istnieje konieczność ścisłego dozoru zabezpieczającego przeciwko wprowadzaniu niedozwolonego deszczowego odpływu z dachów, podwórzy itd. do kanałów ściekowych, gdyż może nastąpić przeciążenie ich w czasie ulew. W przypadku systemu ogólnospławnego nie ma potrzeby dozoru i niebezpieczeństwa przepełnienia przewodów.

Wspomnieć również należy, że częstokroć dochodzi do łączenia systemów zwykle w ten sposób, że przeważa jeden system, drugi zaś stosuje się tylko na części obszaru. Np. za granicą stosuje się powszechnie system półrozdzielczy, polegający na tym, że wody deszczowe z tyłów nieruchomości, dachów oraz wybrukowanych podwórzki odprowadza się do sieci kanałów ściekowych, a z ulic i części przednich nieruchomości — do sieci kanałów deszczowych. System taki wydaje się odpowiedni tylko w przypadku niewielkich domów o małej powierzchni brukowanych podwórzki i położonych w ogródkach.

Niżej podano porównanie systemów:

Układ sieci

ogólnospławnej

rozdzielczej

Zalety:

Prosty układ sieci kanałów zajmującej mniej miejsca niż sieć podwójna systemu rozdzielczego, jeżeli wód deszczowych nie można odprowadzić krótkimi przewodami do odbornika. Koszt połączeń domowych prawie dwukrotnie mniejszy niż w systemie rozdzielczym. Prostsza i tańsza obsługa.

Brak niebezpieczeństwa zalania piwnic. Małe przekroje przewodów ściekowych przy równomierniejszej i większej prędkości oraz głębokości przepływu. Również w przypadku terenu płaskiego — odprowadzenie z należyтым spadkiem wód deszczowych krótkimi przewodami, co zmniejsza ich przekroje; płytsze ich położenie. Jednostajny skład i ilość ścieków 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 bezdeszczowym. Niebezpieczeństwo zatapiania piwnic.

Bardziej zawyły 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 ściekowej.

ROZDZIAŁ III

ILOŚĆ ODPLYWU

1. ŚCIEKI

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 i dnia.

Do obliczenia sieci kanałów ściekowych przyjmuje się określoną normę rozbioru wody na mieszkańca i przeciętną dobę, co pozwala obliczyć dla danej gęstości zaludnienia odpływy z jednostki powierzchni (1 ha). Są to tzw. spływy jednostkowe. Znając charakter miasta można określić maksyma dobowe oraz godzinowe. Największy odpływ będzie nieco w czasie przesunięty w stosunku do największego rozbioru godzinowego wody wodociągowej.

W niektórych miejscowościach przyjmuje się określoną część odpływu rozłożoną na pewną ilość godzin, zgodnie ze zjawiskiem skupiania się odpływu ścieków w określonych porach doby. Największa część ścieków 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 ścieków do rozbioru wody wodociągowej. Częstokroć dochodzi do sieci kanalizacyjnej tylko 50÷80% zużytej wody wodociągowej, podczas gdy duża część ścieków pochodzi z innych źródeł. Należy pamiętać o tym, że przy niedostatecznej szczelności do sieci kanalizacyjnych mogą się dostawać również wody gruntowe. Gdy kanalizacja ma za zadanie jednoczesne obniżenie stanu wody gruntowej, to przeprowadza się ją odrębnymi przewodami na wodę gruntową, ułożonymi obok lub poniżej kanałów. Przewodami tymi można niezależnie odprowadzać wody gruntowe lub też co pewną odległość można je łączyć z przewodami kanalizacyjnymi w miejscu studzienek.

W przypadku odpływów z zakładów przemysłowych należy zbadać, czy pobierają one wodę z wodociągów miejskich, czy z własnych źródeł wody oraz w jaki sposób, równomiernie czy też falami, odbywa się doprowadzanie ścieków do kanalizacji. Ilości ścieków przemysłowych są od 5 do 100% większe od ilości ścieków domowych. W niektórych miastach przemysłowych wartości te mogą być znacznie wyższe.

2. WODY OPADOWE

Sprawę ilości odpływów deszczowych należy dodatkowo omówić. Ilości odpływów deszczowych zależą od wysokości opadów obserwowanych w danej okolicy. Wobec zaś bardzo małej i krótkotrwałej pojemności terenu związane są one w wysokim stopniu z opadem chwilowym. Wahania w jego wysokości odbijają się bezpośrednio na wielkości odpływu, przy czym rozpiętość ich jest bez porównania większa niż ścieków; odpływ w czasie bezdeszczowym spada do zera, natomiast w czasie deszczów nawalnych może być bardzo duży.

Jeżeli obliczymy dla porównania ilości odpływów, które należy odprowadzić w ciągu okresu dłuższego, np. roku, to stwierdzimy, że ścieki domowe w naszych warunkach przewyższają odpływy deszczowe. Odwrotnie przedstawia się sprawa przy porównaniu odpływów sekundowych.

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

Odpływy roczne — deszczowe wyniosą:

Ścieki domowe:

$$Q_d = 0,5 \cdot 0,55 \cdot 10\,000 = 2750 \text{ m}^3/\text{rok} \cdot \text{ha}$$

$$Q_s = 365 \cdot 300 \cdot 0,1 = 10\,950 \text{ m}^3/\text{rok} \cdot \text{ha}$$

$$Q_s : Q_d = 4 : 1$$

Odpływy sekundowe ścieków domowych w godzinie największego odpływu

$$q_s = \frac{100 \cdot 0,1 \cdot 300}{3600} = 0,83 \text{ l/sek} \cdot \text{ha}$$

wód deszczowych

$$q_d = 0,5 \cdot \frac{0,037}{3600} \cdot 10\,000 \cdot 1000 = 51,4 \text{ l/sek} \cdot \text{ha}$$

$$q_s : q_d = 1 : 62$$

Według założeń, stosownie do których liczone były przekroje kanałów w dotychczas wybudowanych sieciach miejskich, stosunek ścieków domowych do odpływów deszczowych waha się w granicach 1 : 20 do 1 : 100.

Zagadnienie obliczania przepływów deszczowych w sieci kanalizacyjnej sprowadza się do ustalenia:

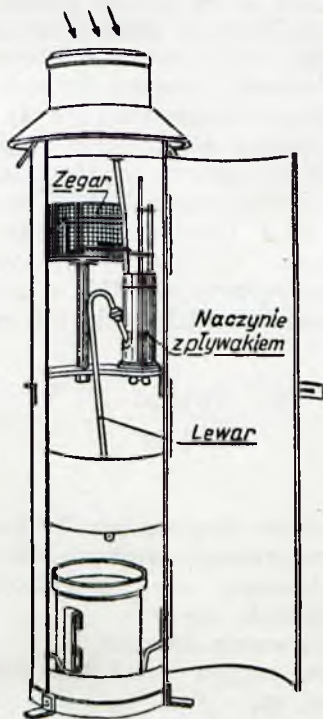
deszczu miarodajnego i jego natężenia w celu określenia, ile deszczu spadnie na powierzchnię (zlewnię) odwadnianą,

współczynnika spływu w celu określenia, ile deszczu spłynie do kanału,

maksymalnego przepływu miarodajnego w celu obliczenia przekroju kanałowego w wybranym punkcie.

3. NATĘŻENIA DESZCZÓW MIARODAJNYCH

Kanały w sieci ogólnospławnej i w sieci deszczowej kanalizacji rozdzielczej oblicza się na przepływy sekundowe, które dają deszcze nawalne — o krótkim czasie trwania, lecz o dużym natężeniu. Stąd też wynika konieczność obserwowania deszczów nawalnych i opracowania na tej podstawie wniosków i wyników, które by można było zastosować do obliczeń przy projektowaniu kanalizacji. Do pomiarów deszczów stosujemy następujące przyrządy pomiarowe: ombrometr (deszczomierz zwykły) określający jedynie wysokość opadu oraz ombrograf — deszczomierz samopiszący (rys. 1), notujący nie tylko wysokość opadu, ale i czas jego trwania. Wykres opadu deszczu, zanotowany przez deszczomierz samopiszący, przedstawia rys. 2.



Rys. 1. Deszczomierz samopiszący

- Każdy deszcz charakteryzuje się
- 1) czasem trwania, mierzonym w godzinach lub minutach, t min,
 - 2) wysokością opadu, h mm,
 - 3) natężeniem, czyli wysokością opadu, przypadającą na jednostkę czasu

$$J = \frac{h}{t} \text{ mm/min}$$

natężenie deszczu możemy również wyrazić w l/sek ha, wówczas

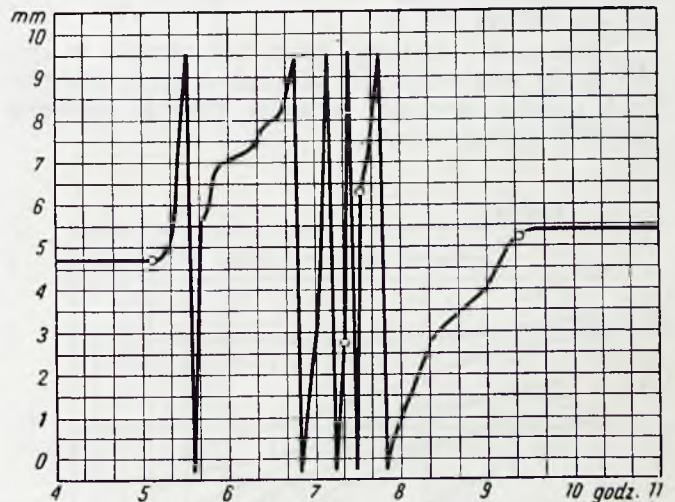
$$q = 166,7 \cdot J \text{ l/sek} \cdot \text{ha, gdzie}$$

$$166,7 = \frac{0,001 \cdot 10\,000 \cdot 1000}{60} \text{ i określa ilość deszczu, która spada na powierzchnię 1 ha na sekundę przy natężeniu } J = 1 \text{ mm/min,}$$

4) zasięgiem — $A \text{ km}^2$,

5) prawdopodobieństwem pojawiania się deszczu o czasie trwania t i natężenia J wyrażonym w % — np. p % lub częstotliwością występowania $c = \frac{100}{p}$ w latach (c — jest

zarazem okresem wyrażonym w latach, w którym może się zdarzyć jednorazowe przekroczenie danego natężenia).



Rys. 2. Wykres opadu nawalnego

Deszcz o prawdopodobieństwie np. $p = 20\%$ pojawia się 20 razy w stuleciu, przeciętnie co $c = 5$ lat.

Natężenie deszczu, jak uczą obserwacje, zależy od czasu trwania, od częstotliwości występowania i od zasięgu deszczu; można to ująć następującym wzorem: $J = f(t, p, A)$.

Natężenie deszczu jest tym większe, im jego trwania jest krótszy i im prawdopodobieństwo występowania oraz zasięg deszczu jest mniejszy.

Najmniej zbadana jest zależność między natężeniem i zasięgiem deszczu, dlatego często zostaje pomijana, a zagadnienie sprowadza się do ustalenia związku $J = f(t, p)$.

Związek pomiędzy natężeniem i zasięgiem deszczu podawany jest najczęściej w postaci krzywych określonych równaniami $J = f(t)$ dla różnych p , rzadziej w postaci krzywych określonych równaniami $J = f(p)$ dla różnych t .

Przy opracowywaniu danych pochodzących z deszczomierzy, a opartych tylko na zanotowanym czasie trwania i wysokości opadu, stosowano metodę opracowaną przez Lindley'a.

Na wykresie $f(J, t)$, wykonywanym zazwyczaj w podziałce logarytmicznej, na którym na osi odciętych odkłada się czas trwania deszczu, a na osi rzędnych jego natężenie, każdy deszcz wyznaczo-

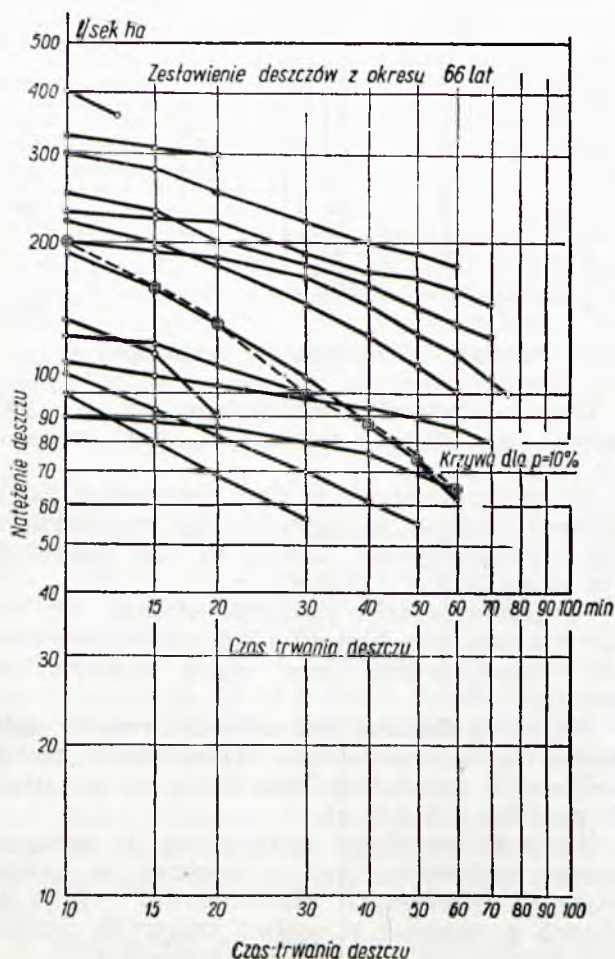
no punktem. Dla obranego prawdopodobieństwa określano z przyjętego okresu obserwacyjnego, ile należy pozostawić nad krzywą punktów — deszczów; pochylenie i przebieg krzywej przyjmowano w zależności od najniższych odciętych punktów, ustalając jej równanie najczęściej w postaci

$$q = \frac{C}{t^n}$$

gdzie C oznacza natężenie deszczu dla czasu $t = 1$ min.

Jeżeli np. na wykres wniesiono deszcze z obserwowanego okresu 66 lat i ponad prostą pozostawiono 7 deszczów, to prosta wykreślona wskazuje, że okres jednorazowego przekroczenia natężeń wyniesie $c = \frac{66}{7} \approx 10$ lat, a prawdopodobieństwo pojawiania się deszczu — $p = \frac{100}{10} = 10\%$ (prosta AB na rys. 3).

Zamiast tej metody, która nie określa w sposób ścisły miarodajnych natężeń deszczu dla różnych czasów trwania, możemy przyjąć następujący tok postępowania.



Rys. 4. Zestawienie deszczów z okresu 66 lat

Na wykresie logarytmicznym można każdy deszcz (mając zanotowane z obserwacji tylko wysokości opadu i czasu trwania oraz wyliczone średnie natężenie) przedstawić nie punktem, lecz odcinkiem prostej równoległej do osi odciętej,

o długości równej czasowi trwania i o rzędnej równej średniemu natężeniu.

W celu wyszukania miarodajnych natężeń dla poszczególnych prawdopodobieństw w każdym pionie czasowym można wyeliminować odpowiednią ilość natężeń wyższych. Np. dla prawdopodobieństwa $p = 10\%$, przy obserwacji z 67 lat, natężenie odpowiadające czasowi 10 minut znajdziemy na poziomie 7-go odcinka, licząc od góry w pionie $t = 10$ min, podobnie znajdziemy natężenie dla 15, 30 minut itd. Po połączeniu tak ustalonych punktów otrzymujemy poszukiwaną krzywą, dla której z kolei możemy przyjąć jej uregulowany przebieg i ustalić jej równanie.

Przy opracowywaniu obserwacji na podstawie posiadanych pluwiogramów (zapisów z samopiszących deszczomierzy) ustalenie krzywej wyznaczającej związek między natężeniem i czasem trwania deszczu dla danego prawdopodobieństwa ma przebieg następujący.

Dla każdego deszczu określamy z pluwiogramów maksymalne natężenia dla okresów 10, 15, 20 minut itd., wybierając te interwały w ciągu całego okresu trwania deszczu. Połączywszy na wykresie logarytmicznym naniesione punkty, określające maksymalne natężenia, wyznaczamy wykres deszczu w postaci linii łamanej. Odcinając następnie w każdym pionie czasowym odpowiednią ilość deszczów o natężeniach wyższych i łącząc wyznaczone w ten sposób punkty, po wyrównaniu bądź graficznym, bądź analitycznym przebiegu krzywej, otrzymamy ostatecznie związek między natężeniem i czasem trwania deszczu dla danego prawdopodobieństwa (rys. 4).

Związek między natężeniem, czasem trwania i prawdopodobieństwem występowania deszczu dla różnych miejscowości Polski można przyjąć według prof. dr J. Lambora, na podstawie danych zebranych przez Państwowy Instytut Hydrologiczno-Meteorologiczny (PIHM) z obszaru całego kraju i z okresu kilkudziesięciu lat, postępując się wzorem

$$J = \frac{(38 - 12 \lg p) \cdot H^{0,28}}{(t + b)^n} + d$$

gdzie:

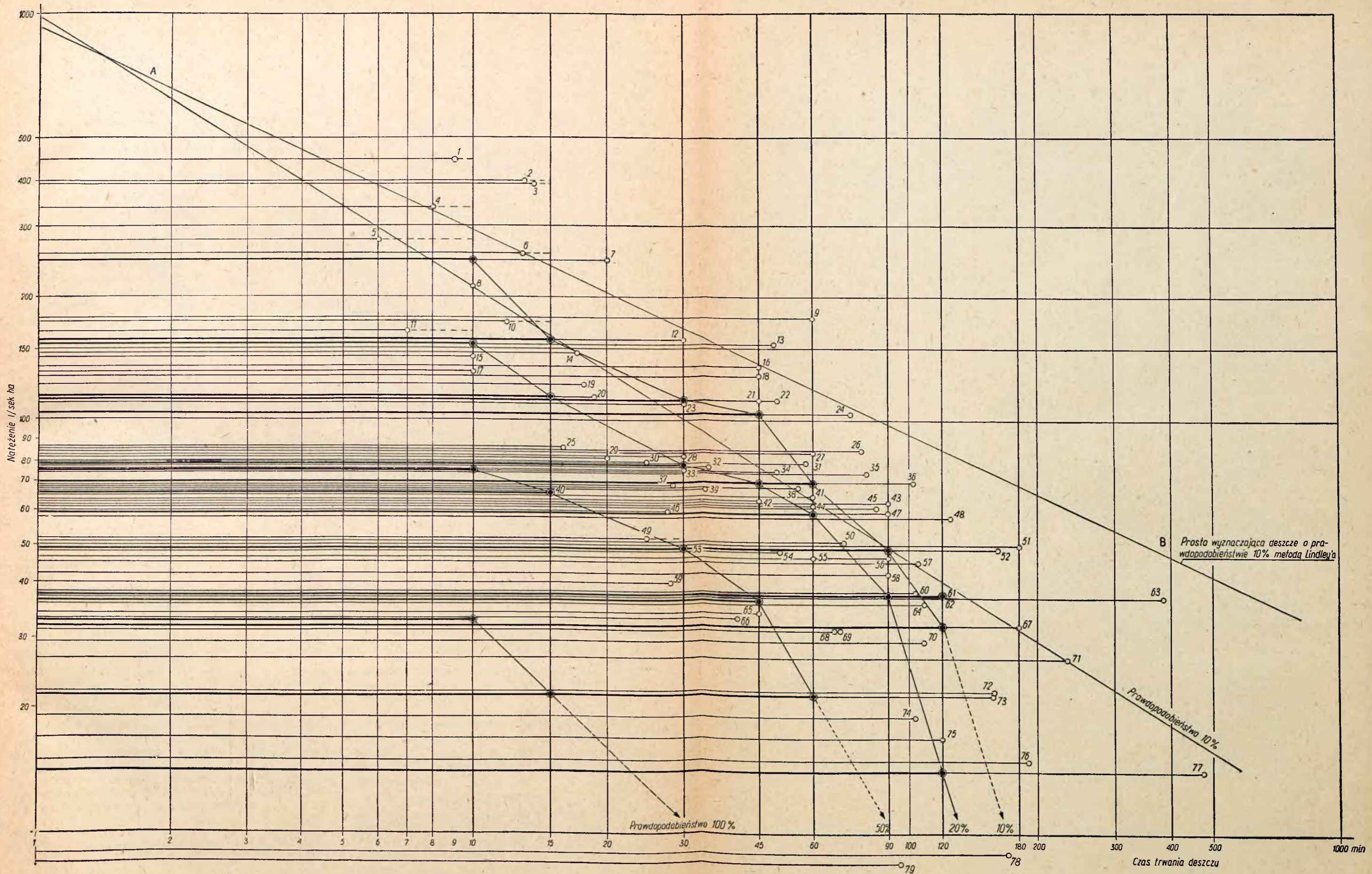
- J — natężenie deszczu mm/h; jest to maksymalne średnie natężenie dla danego czasu trwania oraz prawdopodobieństwa pojawiania się $p\%$,
- t — czas trwania deszczu, h ,
- H — średni roczny opad dla danej miejscowości, m ,
- p — prawdopodobieństwo pojawiania się deszczu o czasie trwania t i natężeniu J lub większym, $\%$,

$$b = \frac{1}{1000} (20,92 \cdot H \cdot p^{0,345} - 0,15p - 2,0)$$

$$d = \frac{1}{1000} (47,3 - 0,023p)$$

$$n = 0,779 - 0,164H$$

Dla obliczania sieci kanalizacyjnej — można przyjąć prostszy, choć wystarczająco dokładny



Rys. 3. Zestawienie deszczów burzowych w Warszawie w okresie 66 lat (1837 do 1891 i 1914 do 1925 r.)

○ Deszcz o natężeniu q i czasie trwania t

○ Punkty wyznaczające natężenia miarodajne dla poszczególnych prawdopodobieństw

wzór na związek między natężeniem, czasem trwania i prawdopodobieństwem występowania deszczu dla całego obszaru Polski, mianowicie:

$$q = \frac{6,67 \sqrt[3]{H^2 \cdot c}}{t^{0,67}} \text{ l/sek} \cdot \text{ha}$$

gdzie:

- q — oznacza natężenie deszczu, l/sek · ha,
- t — czas trwania deszczu, min,
- c — okres jednorazowego przekroczenia danego natężenia, lat,
- H — średni roczny opad, mm.

Przyjmując dla Polski przeciętną średnią roczną wysokość opadu $H = 600$ mm, wzór na natężenie deszczu do obliczenia przepływów w sieci kanalizacyjnej dla całej Polski (z wyjątkiem miejscowości podgórszych) przybierze postać

$$q = \frac{470 \sqrt[3]{c}}{t^{0,67}} \text{ l/sek} \cdot \text{ha}$$

(Wzór ten pozwala jednocześnie obliczyć spływ jednostkowy dla sieci kanalizacyjnej przy założeniu, że zlewnia jest całkowicie szczelna).

Zaznaczyć należy, że sprawa stosowania w biurach projektowych ujednoliconych wzorów nie jest dotychczas uregulowana. Różni projektanci posługują się różnymi wzorami.

Najczęściej stosowano wzory i wykresy przyjęte na zasadzie obserwacji przeprowadzonych przez prof. Pomianowskiego przy sporządzaniu projektu kanalizacji Wielkiej Warszawy w 1926 r.

Na podstawie długoletnich obserwacji wykonywanych w Warszawie obliczono i wykreślono krzywe czasów trwania deszczów nawalnych (rys. 5) oraz krzywe natężenia deszczów o różnych prawdopodobieństwach (rys. 6 i 7).

Przy wykreślaniu krzywych czasów trwania o prawdopodobieństwie leżącym w granicach 50÷2,5% można się posługiwać wzorami:

dla: 15-minutowego deszczu — $J_{15} = \frac{220}{p^{0,52}}$

30- „ „ — $J_{30} = \frac{136}{p^{0,45}}$

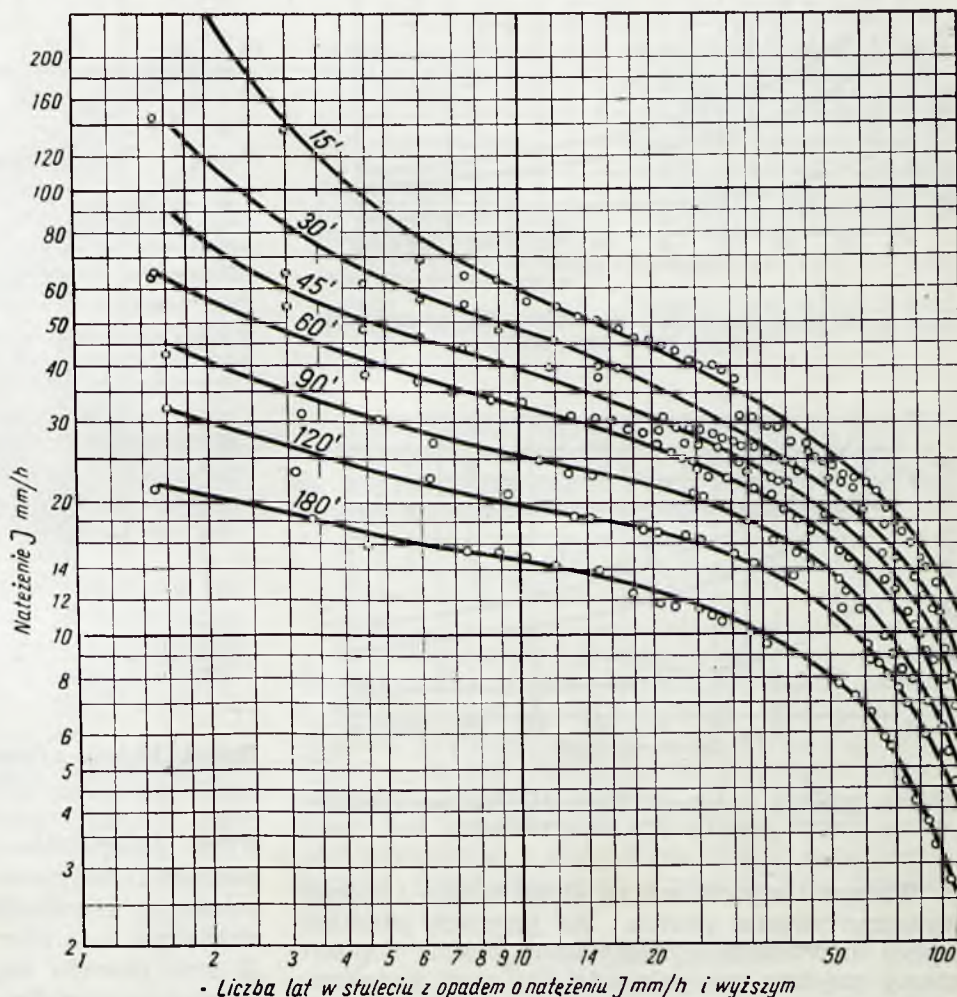
dla: 45-minutowego deszczu — $J_{45} = \frac{94}{p^{0,38}}$

60- „ „ — $J_{60} = \frac{70}{p^{0,33}}$

90- „ „ — $J_{90} = \frac{46}{p^{0,26}}$

120- „ „ — $J_{120} = \frac{32}{p^{0,22}}$

180- „ „ — $J_{180} = \frac{23}{p^{0,18}}$

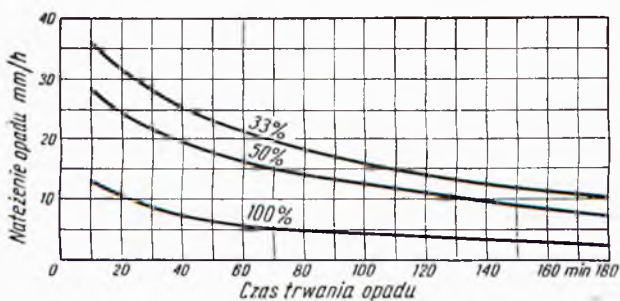


Rys. 5. Krzywe czasów trwania deszczów nawalnych

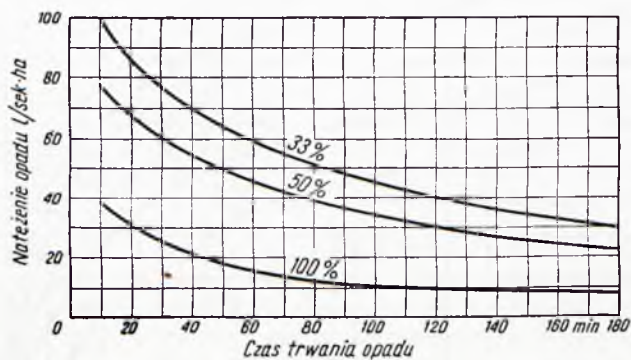
Drugim zasadniczym zagadnieniem przy obliczaniu sieci kanalizacyjnej oprócz ustalenia związku między natężeniem i czasem trwania deszczu jest wybór odpowiedniego prawdopodobieństwa pojawiania się deszczu.

Ze względów gospodarczych nie można brać pod uwagę rzadko występujących poszczególnych nawalnych deszczów. Przekroje przewodów, którymi można przeprowadzić bez przepelnienia sieci kanalizacyjnej odpływy z takich deszczów, wypadłyby bardzo dużych rozmiarów, co jest związane z bardzo wysokimi kosztami wykonania. Godzimy się więc na pewne niedogodności, nawet

szkody, powtarzające się w określonych odstępach czasu, wynikające z przepełnienia sieci przewodów kanalizacyjnych, a to w celu zmniejszenia ich wymiarów, a przez to i kosztów. Rozmiar, a tym samym koszt kanalizacji ogólnospławnej, zależy od przyjęcia miarodajnego natężenia deszczu. Miasta większe zaopatruje się w przewody kanalizacyjne, którymi bez nadmiernego przepełnienia można odprowadzić odpływy rzadziej występujących bardziej gwałtownych deszczów. Sieć kanalizacyjną w mniejszych miastach oblicza się na deszcze o prawdopodobieństwie większym, a zatem częściej się zdarzające.



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



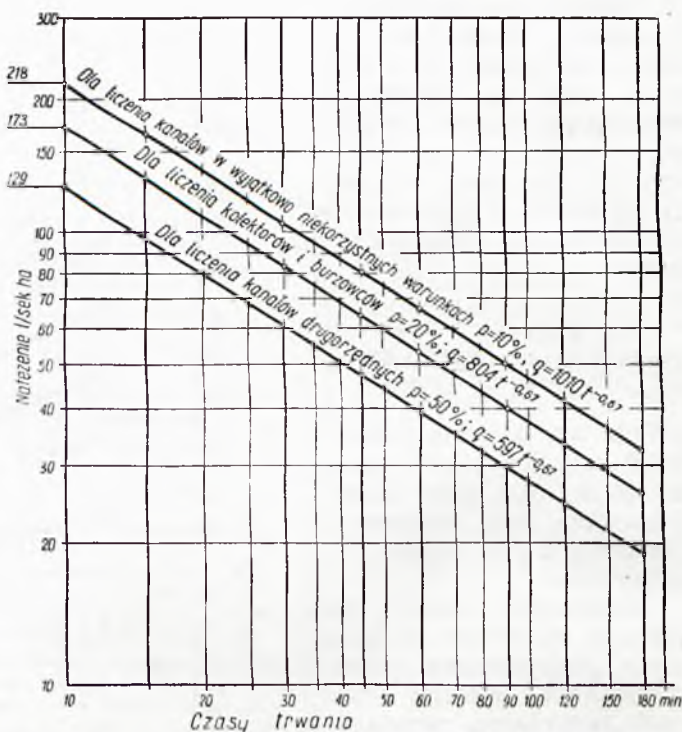
Rys. 7. Krzywe natężenia deszczów dla prawdopodobieństw 33%, 50%, 100%

Ważnymi czynnikami są układ terenu i sposób wykorzystywania piwnic. Na terenach płaskich i przy niewielkim wykorzystaniu piwnic dopuszczamy częstsze przepełnienia się sieci kanalizacyjnej. Odwrotnie dzieje się w przypadku 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.

Przy wyborze prawdopodobieństwa należy prócz tego wziąć pod uwagę warunki pracy samej sieci — możliwość jej przepełnienia, ale nie podtopienia terenu, co zależy od zagłębienia sieci, jej pojemności i możliwości pracy pod ciśnieniem — oraz układ sieci i rolę poszczególnych jej elemen-

tów. Inne prawdopodobieństwo należy przyjmować dla kolektorów i burzowców, a inne dla kanałów bocznych, szczególnie w górnych odcinkach sieci. Zasadę tę powinno się brać pod uwagę szczególnie przy projektowaniu kanalizacji w dużych miastach (np. w obliczaniu sieci warszawskiej), gdyż zbyt małe wymiary kolektorów i burzowców powodują ich pracę pod ciśnieniem oraz przepełnienie całej sieci kanalizacyjnej.

Podstawowym kryterium przy wyborze prawdopodobieństwa pozostaje zawsze wzgląd ekonomiczny — porównanie zwiększonych kosztów budowy sieci z ewentualnymi stratami spowodowa-



Rys. 8. Wykres zależności między natężeniem a czasem trwania deszczu

nymi przepełnieniem kanałów i podtopieniem podziemi budynków i terenu. Skutków ekonomicznych ewentualnych strat nigdy przewidzieć dokładnie — a więc i obliczyć ściśle — nie można. Z tego powodu zagadnienie przyjmowania odpowiedniego prawdopodobieństwa nie jest właściwie nigdzie uregulowane.

W ZSRR przyjmuje się okresy jednorazowego przepełnienia sieci od 1 roku, a nawet mniej, do 10 lat.

W Polsce różni autorzy zalecają przyjmowanie prawdopodobieństw najczęściej od 100 do 20%.

Według projektu „Normatywów technicznych dla liczenia przepływów deszczowych w sieci kanalizacyjnej“, opracowanych na zlecenie Instytutu Gospodarki Komunalnej, licząc sieć kanałową należy przyjmować:

a) dla kanałów drugorzędnych (poza kolektorami i burzowcami) prawdopodobieństwo występowania deszczu $p = 50\%$, a częstotliwość $c = 2$ lata (deszcze przeciętnie raz na dwa lata) oraz

wzór na natężenie (biorąc za podstawę podane już wzory do obliczania sieci kanalizacyjnej)

$$q_2 = \frac{597}{t^{0,67}} \text{ l/sek ha}$$

b) dla kolektorów i burzowców — odpowiednio $p = 20\%$, $c = 5$ lat (deszcze przeciętnie raz na 5 lat) i wzór na natężenie

$$q_5 = \frac{804}{t^{0,67}} \text{ l/sek ha}$$

c) w wyjątkowo niekorzystnych warunkach (niecki i duże spady terenowe) dla całej sieci: $p = 10\%$, $c = 10$ lat (deszcze przeciętnie raz na 10 lat) i wzór

$$q_{10} = \frac{1010}{t^{0,67}} \text{ l/sek ha}$$

Natężenie deszczów miarodajnych można określić z załączonego wykresu (rys. 8).

4. WSPÓLCZYNNIK SPŁYWU

Nie cała ilość wody deszczowej dochodzi do kanałów. Pewna ilość wody zależy od rodzaju zabudowy, nawierzchni ulic oraz spadków terenu zostaje całkowicie lub częściowo zatrzymana na powierzchni, część jej wsiąka, a część wyparuje. Ilość wody, która dostanie się do przewodów deszczowych, zależy będzie od właściwości powierzchni spływu, od czasu trwania deszczu, pory roku, temperatury i wilgotności. Wszystkie te czynniki ujmujemy współczynnikiem spływu Ψ , umożliwiającym określenie tej części ilości opadu, która po uwzględnieniu strat dochodzi do kanałów.

Przy obliczaniu spływu wód deszczowych zasadnicze znaczenie ma wybór odpowiedniego współczynnika spływu. Ze względu na wzrastającą stale jakość nawierzchni współczynniki spływu będą wzrastały i należałoby możliwości te uwzględnić od razu przy ich wyborze.

Ogólnie podaje się wartości współczynnika spływu Ψ uzależnione od gęstości zabudowy oraz od rodzaju pokrycia powierzchni spływu (tablica 1).

Wartości współczynnika Ψ

Tablica 1

Rodzaj zabudowy	Ψ
Zabudowa zwarta	0,7 ÷ 0,9
Zabudowa luźna z domami w podwórzach	0,5 ÷ 0,7
Zabudowa luźna z dużymi podwórzami i ogrodami	0,5
Powierzchnia 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
Nawierzchnia asfaltowa w dobrym stanie	0,85 ÷ 0,90
Bruk kamienny, klinkierowy, kostka drewniana ze starannie uszczelnionymi spoinami bez zacementowanych spoin	0,75 ÷ 0,85
Gorsze bruki z nieuszczelnionymi spoinami	0,50 ÷ 0,70
Szosa	0,40 ÷ 0,50
Drogi i ścieżki żwirowane	0,25 ÷ 0,60
Parki, ogrody, łąki zależnie od spadku powierzchni i rodzaju podłoża	0,15 ÷ 0,30
	0,05 ÷ 0,25

Podane wartości odnoszą się do stosunkowo płaskiego terenu; w przypadku większych spadków powierzchni należałoby wartości współczynnika powiększyć. Słuszne więc jest uzależnienie współczynnika spływu nie tylko od gęstości zabudowy czy pokrycia powierzchni spływu, ale i od jej spadku (tabl. 2).

Tablica 2

Zależność współczynnika Ψ od rodzaju powierzchni i jej spadku

Rodzaj powierzchni	Spadek powierzchni %					
	0,5	1,0	2,5	5,0	7,5	10,0
	Ψ					
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
Szosa	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 o zabudowie zwartej (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
Dzielnice willowe	0,40	0,42	0,45	0,50	0,55	0,60

Współczynnik spływu Ψ dla całej zlewni A o różnym charakterze jej części składowych A_1 , A_2 ujętym przez odpowiednio różne Ψ_1 , Ψ_2 obliczamy na podstawie następującego wzoru:

$$\Psi = \frac{A_1 \Psi_1 + A_2 \Psi_2 + \dots}{A}$$

Zwrócić należy jeszcze uwagę na to, 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 uzależniony jest współczynnik spływu od trzech głównych czynników: μ charakteru zlewni, q natężenia deszczu (l/sek · ha) oraz t czasu jego trwania (min).

$$\Psi = \mu \cdot q^{0,567} \cdot t^{0,228}$$

Wartości μ są następujące:

w śródmieściu zwarto zabudowanym $\mu = 0,0220$
na przedmieściach z zabudową zwartą 0,0169
przy zabudowie luźnej 0,0117
na powierzchniach niezabudowanych 0,0065

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

Przeważnie przyjmuje się następujące współczynniki spływu dla czterech rodzajów zabudowy:

śródmieścia o zabudowie zwartej ze szczelną nawierzchnią ulic i podwórz	Ψ	
dzielnicę przyległą do śródmieścia z nawierzchnią mniej szczelną z zieleńcami		$0,70 \div 0,90$
dzielnicę o luźnej zabudowie z zieleńcami		$0,50 \div 0,70$
dzielnicę podmiejskie rzadko zabudowane, las, ogród		$0,25 \div 0,50$
		$0,10 \div 0,25$

5. MAKSYMALNE PRZEPIŁY WY W SIECI

Na podstawie dotychczasowych rozważań możemy określić jak wielki może być spływ do kanału. Obliczamy go dla punktu A kanału przedstawionego na rys. 9

$$Q = \Psi \cdot q \cdot F \text{ l/sek}$$

gdzie:

- Ψ — współczynnik spływu,
- q — natężenie deszczu, l/sek ha,
- F — powierzchnia zlewni (ha) odwadniana przez kanał i przynależna do punktu A.

Przeanalizujemy obecnie, jak kształtować się będzie maksymalny przepływ w kanale miarodajny do obliczania przekroju kanału.

Rozpatrzmy odcinek A—B kanału o długości L i zlewni przynależnej F ; czas przepływu na odcinku A—B wynosi t .

Zbadajmy jakie ilości wody przepływają będą przez kanał w punkcie A od chwili rozpoczęcia deszczu.

Początkowo przepływ pochodzić będzie z części zlewni leżącej najbliżej punktu A; później będzie się stopniowo zwiększał, obejmować bowiem będzie coraz większą zlewnię, aż po upływie czasu t_p , który potrzebuje woda na przepłynięcie z punktu B do punktu A, osiągnie wartość Q .

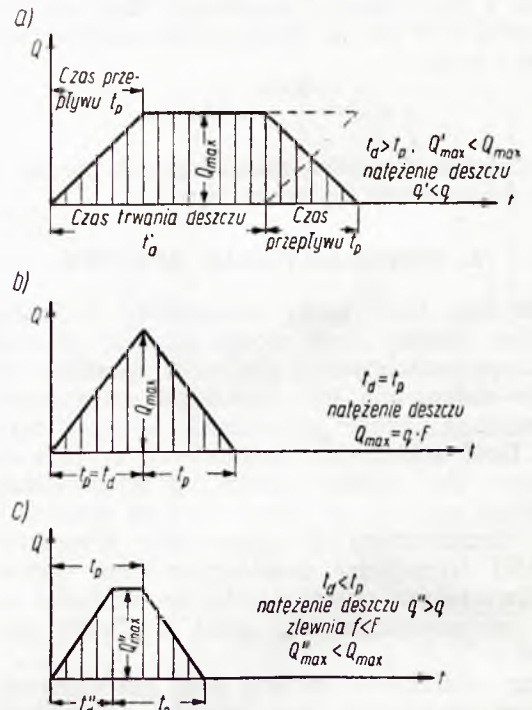
Zmiany te nanosimy na wykres o osiach współrzędnych prostokątnych; na osi odciętych odkładamy czas, na osi rzędnych — ilości przepływu (rys. 10 a). Jeżeli czas trwania deszczu jest dłuższy od czasu przepływu t_p (na odcinku A—B) czyli jeśli $t_d > t_p$, wówczas w czasie $t_d - t_p$ przez kanał w punkcie A płynie stała ilość wody Q ; linia przepływu jest równoległa do osi odciętych. Kiedy deszcz przestanie padać, ilość przepływu przez kanał w punkcie A zacznie się zmniejszać, gdyż już nie będzie dopływała woda z powierzchni. W momencie kiedy przepłyną ostatnie ilości wody pochodzące z punktu B, przepływ wody przez kanał w punkcie A zupełnie ustanie. Czas, który upłynie od chwili skończenia deszczu wyniesie t_p , a całe zjawisko od początku deszczu trwać będzie $t_d + t_p$.

Rys. 9. Zlewnia odwadniana przez kanał

Jeżeli uwzględnimy przy tym, że natężenie deszczu zależy od czasu trwania deszczu i że dla czasu krótszego natężenie będzie większe, łatwo wywnioskujemy, że maksymalny przepływ przez

kanal osiągnie się przy założeniu, że czas trwania deszczu równa się czasowi przepływu przez kanał — $t_d = t_p$. W tym przypadku wykres przepływu przybierze postać trójkąta (rys. 10 b).

Gdybyśmy wreszcie założyli, że czas trwania deszczu jest krótszy niż czas potrzebny na przepłynięcie drogi B—A, czyli $t_d < t_p$, to i w tym przypadku największy przepływ przez kanał w punkcie A będzie mniejszy niż w przypadku, gdy $t_d = t_p$, gdyż chociaż natężenie deszczu będzie większe, to powierzchnia spływu f będzie mniejsza od całkowitej zlewni F (rys. 10 c).



Rys. 10. Wykres przepływu w kanale

Dowód przeprowadzamy w sposób następujący:

$$Q''_{\max} = q_2 \cdot f; \quad q_2 = \frac{C}{(t''_d)^n} \text{ i } q_2 = q \left(\frac{t_d}{t''_d} \right)$$

$$Q_{\max} = q \cdot F; \quad q = \frac{C}{(t_d)^n}$$

Ponieważ założyliśmy, że prędkości w kanałach w obu przypadkach są stałe i równe sobie i szerokość zlewni się nie zmienia, można przyjąć

$$t''_d : t_d = f : F; \quad f = \frac{t''_d}{t_d} \cdot F$$

to

$$\begin{aligned} Q''_{\max} &= q \left(\frac{t_d}{t''_d} \right)^n \cdot \left(\frac{t''_d}{t_d} \right) \cdot F = q \cdot F \cdot \left(\frac{t_d}{t''_d} \right)^{n-1} = \\ &= Q_{\max} \cdot \left(\frac{t_d}{t''_d} \right)^{n-1} \\ &\left(\frac{t_d}{t''_d} \right)^{n-1} < 1 \text{ gdyż } t''_d < t_d \end{aligned}$$

ale $n-1 < 0$ (n jest zawsze ułamkiem < 1)

wobec tego

$$Q''_{\max} < Q_{\max}$$

Widać stąd, że największy przepływ w rozpatrywanym punkcie sieci nastąpi przy deszczu, którego czas trwania równa się czasowi przepływu od najdalszego punktu zlewni do punktu rozpatrywanego. Tak obliczony największy przepływ jest podstawą przy obliczeniu sieci kanalizacyjnej według metody granicznych natężeń. Drugą podstawą tej metody jest ustalony związek między natężeniem deszczu i czasem jego trwania dla przyjętego prawdopodobieństwa pojawiania się deszczu.

Jeśli opieramy się przy obliczaniu kanałów na tych zasadach, to widać, że każdemu punktowi sieci kanalizacyjnej, w którym obliczamy przekrój kanału, odpowiada wyznaczony czas trwania deszczu oraz wyznaczone odpowiadające mu natężenie. Te dwa parametry określają tzw. deszcz miarodajny dla danego punktu sieci.

Kanały w systemie ogólnospławnym w okresach bezdeszczowych są tylko częściowo napełnione, odprowadza się nimi bowiem wtedy tylko ścieki bytowo-gospodarcze i przemysłowe, których ilość w porównaniu z wodami opadowymi jest kilkadziesiąt razy mniejsza.

Kanały deszczowe w systemie rozdzielczym w okresach bezdeszczowych są zazwyczaj puste.

Z chwilą rozpoczęcia deszczu pierwsze ilości wód spływających do kanału przede wszystkim wypełniają przekroje kanałów. Wskutek tego zwiększa się czas przepływu wód przez kanał, gdyż prędkości w kanałach nie osiągają od razu swoich największych wartości, lecz zwiększają się stopniowo; zmniejsza się również maksymalny osiągalny przepływ przez obliczany przekrój.

Wymienione okoliczności — przede wszystkim retencja kanału — łącznie z retencją terenu — sprawiają, że maksymalny przepływ przez kanał jest zazwyczaj mniejszy od spływu do sieci.

To zmniejszenie przepływu w porównaniu ze spływem uwzględnia się wprowadzając do wzoru ogólnego współczynnik redukcyjny (mniejszy od 1) tzw. współczynnik opóźnienia φ .

Ostateczny wzór do obliczenia przepływu przez dany przekrój kanału, na podstawie którego będziemy mogli ustalić wymiary kanału, sprowadzi się do postaci

$$Q = \varphi \cdot \Psi \cdot q \cdot F \text{ l/sek}$$

gdzie:

- Q — przepływ obliczeniowy, l/sek,
- φ — współczynnik opóźnienia < 1 ,
- Ψ — współczynnik spływu < 1 ,
- q — natężenie deszczu miarodajnego, l/sek ha,
- F — powierzchnia zlewni, ha,

We wzorze powyższym iloczyn $q \cdot F$ wyraża ilość opadu,

$\Psi \cdot q \cdot F$ wyraża spływ do kanału.

Sposób stosowania współczynnika opóźnienia zależy od przyjętej metody obliczania sieci i będzie omówiony w rozdziale następnym.

6. METODY OBLICZANIA PRZEPLYWÓW

a. Metoda natężeń granicznych

Metoda natężeń granicznych polega na określeniu dla każdego obliczanego przekroju kanału maksymalnego natężenia deszczu. Maksymalne natę-

żenie deszczu oblicza się na podstawie wyznaczonego uprzednio czasu trwania deszczu oraz przyjętego związku między natężeniem i czasem trwania deszczu dla ustalonego prawdopodobieństwa.

Współczynnik opóźnienia φ w tej metodzie uwzględnia się w ten sposób, że za miarodajny czas trwania deszczu przyjmuje się nie czas przepływu przez kanał, lecz czas przepływu zwiększony o czas dopływu wody po powierzchni terenu i przez przykanaliki do kanału oraz o czas retencji kanału

$$t_{dm} = t_p + t_k + t_r$$

gdzie:

- t_{dm} — czas deszczu miarodajnego,
- t_p — czas przepływu przez kanał,
- t_r — czas retencji kanału,
- t_k — czas dopływu do kanału (czas koncentracji terenowej).

Przez zwiększenie czasu deszczu miarodajnego, zmniejszamy natężenie w porównaniu z natężeniem odpowiadającym tylko czasowi przepływu i redukujemy przepływ.

Czas dopływu do kanału zakłada się równy 3 do 12 min, częściej od 2 do 5 min, w zależności od sposobu doprowadzenia wód do kanału (po powierzchni terenu czy przykanalikami), od spadku terenu, od głębokości działek kanalizowanych itd. Czas dopływu nazywa się również często czasem koncentracji terenowej.

Czas retencji kanału określić można w sposób następujący:

a) albo z góry przyjmuje się, że jest on równy od 4 do 8 min w zależności od spodziewanych wymiarów sieci (takie przyjęcie jest równoznaczne z założeniem, że deszcz w tym czasie nie spowoduje żadnego przepływu przez obliczany przekrój kanału),

b) albo zakłada się, że retencja kanału jest stała i wynosi od 3 do 6 mm, spostrzeżenie oparte na obserwacji wybudowanych przewodów kanalizacyjnych (oznacza to, że opad o tej wysokości pomieści się w wolnej pojemności sieci i nie da jeszcze odpływu). Czas retencji w tym przypadku jest zmienny i zależy od natężenia deszczu

$$t_r = \frac{h_r}{J} \text{ min}$$

gdzie:

- h_r — wysokość retencji, mm,
- J — natężenie deszczu mm/min,

c) albo na podstawie badań i obliczeń radzieckich przyjmujemy czas retencji kanału 14 do 20% czasu przepływu wody przez kanał, w praktyce przyjmujemy, że $t_r = 0,2 t_p$.

Tok obliczania przekrojów wg metody natężeń granicznych jest następujący.

Rozpoczynamy obliczanie od górnego odcinka sieci. Wstępnym założeniem, które robimy, jest prędkość w kanale. Na podstawie założonej prędkości i przyjętego czasu dopływu do kanału i wielkości retencji określamy czas deszczu miarodajnego dla pierwszego obliczanego punktu

$$t'_{dm} = \frac{L_1}{v_1 \cdot 60} + t_k + \frac{h_r}{J_1}$$



gdzie:

t'_{dm} — czas deszczu, min,

L_1 — długość odcinka, m,

v_1 — prędkość w kanale, m/sek,

t_k — czas dopływu, min,

$\frac{h_r}{J_1} = t_r$ — czas retencji, min (h w min, J_1 , mm/min).

Jako najkrótszy czas trwania deszczu przyjmujemy $t'_{dm} = 10$ min. (Jeżeli otrzymamy z obliczenia czas deszczu mniejszy, powiększamy go do 10 min).

Znając czas trwania deszczu określamy (posługując się związkiem między natężeniem deszczu i czasem jego trwania dla danego prawdopodobieństwa), natężenie deszczu (l/sek ha). Mnożąc natężenie deszczu q_1 l/sek ha przez sumę zlewni zredukowanych otrzymujemy przepływ przez rozpatrywany punkt sieci.

Zlewnią zredukowaną nazywamy powierzchnię zlewni rzeczywistej pomnożonej przez współczynnik spływu Ψ (powierzchnia zlewni o różnych współczynnikach spływu sprowadzona jest do zlewni całkowicie szczelnej o $\Psi = 1$).

$$Q_1 = q_1 \cdot (\Psi_1 \cdot F_1' + \Psi_2 \cdot F_2' + \Psi_3 \cdot F_3' + \dots) = \\ = q_1 \sum F'' \cdot \Psi \text{ l/sek}$$

Po obliczeniu przepływu określamy dla danego spadku kanału i kształtu wymiary przekroju, a następnie obliczamy napelnienie, powierzchnię przepływu i prędkość w kanale.

Jeżeli okaże się, że prędkość obliczona różni się od prędkości założonej więcej niż o $\pm 0,1$ m/sek, obliczenie należy powtórzyć. Do wartości właściwych dochodzimy drogą prób.

Dla następnego węzła sieci obliczenie przeprowadzamy podobnie, jak dla pierwszego, zakładając prędkość na początku nowego odcinka kanału.

Czas deszczu miarodajnego będzie wynosił

$$t''_{dm} = \frac{L_1}{v_1 \cdot 60} + \frac{L_2}{v_2 \cdot 60} + t_k + \frac{h_r}{J_2} \text{ min}$$

któremu odpowiada natężenie deszczu q_2 l/sek ha i przepływ $Q_2 = q_2 \sum \Psi F''$ ($\Psi F''$ jest zlewnią zredukowaną odpowiadającą węzłowi drugiemu).

Dla końcowego dolnego odcinka kanału

$$t^k_{dm} = \sum \frac{L}{v \cdot 60} + t_k + \frac{h_r}{J_k} \text{ min}$$

$$Q = q \sum \Psi F \text{ l/sek}$$

Metoda natężeń granicznych, jako metoda kolejnych przybliżeń, jest metodą znużoną i kłopotliwą, szczególnie jeżeli stosuje się ją przy obliczaniu dużych sieci jak i w pierwszym stadium projektowania, kiedy nie mamy podanych jeszcze nawet przybliżonych wymiarów kanałów.

Przy obliczaniu dużych i względnych sieci wprowadzić możemy pewne uproszczenia w ustalaniu przepływów w kanałach drugorzędnych.

Zauważmy, że dla każdego obliczanego przekroju, mamy ustaloną zlewnię F ha i obliczone natężenie deszczu q l/sek ha.

Na podstawie kilku obliczonych już charakterystycznych ciągów możemy ustalić graficznie przybliżony związek między wielkością zlewni i natężeniem deszczu, odkładając na osi rzędnych natężenia, a na osi odciętych — wielkości zlewni.

W ten sposób wyznaczony związek możemy zastosować do całego obliczanego układu sieci i dalsze odcinki kanałów drugorzędnych obliczać już na tej podstawie. Osiągniemy przez to pewne uproszczenie w obliczaniu, gdyż dla każdego punktu możemy jednym obliczeniem ustalić od razu wymiary kanału.

Ten sposób obliczania nazywany jest często metodą racjonalną liczenia sieci.

Tak ustalony związek nie może być uogólniony na inne układy kanalizacyjne w odmiennych warunkach terenowych, o czym należy pamiętać.

b. Wzory do obliczania sieci deszczowych na podstawie związku między spływami jednostkowymi i wielkością zlewni

Z ustalonego na podstawie obserwacji ombrometrycznych związku między natężeniem deszczu i czasem jego trwania, który wyrażamy wzorem

$$q = \frac{C}{t^n}$$

można przejść do związku między natężeniem deszczu i wielkością zlewni kanału, gdyż czas deszczu równy czasowi przepływu obliczamy z długości kanału i przeciętnej prędkości w kanale

$$t_d = t_p = \frac{L}{v}$$

Z kolei, ponieważ długość kanału pozostaje w zależności funkcyjnej od powierzchni zlewni, przeto

$$L = k \sqrt{F}$$

i można napisać, że

$$q = \frac{C \cdot v^n}{(k \cdot \sqrt{F})^n}$$

Prędkość v zależy od spadku, przekroju kanału i przepływu, a więc również w pewnym stopniu i od zlewni.

Można więc po uogólnieniach napisać, że

$$q = \frac{A}{F^m}$$

Związek ten można byłoby wyprowadzić, gdyby zależność między długością zlewni i jej powierzchnią mogła być jednoznacznie ustalona.

Dla sieci już wykonanych zależność między przepływami i wielkością zlewni odwadnianych można oznaczyć doświadczalnie, jeżeli robione były obserwacje napelnień i spadków zwierciadeł wody w kanałach w różnych punktach sieci.

Dla Warszawy Pomianowski określił (tą metodą) związek między natężeniem (dla współczyn-

nika spływu $\Psi = 0,9$) a wielkością zlewni, wzorami

$$q = \frac{545}{(F+40)} \text{ l/sek ha} \quad \text{— dla zlewni } F \text{ o powierzchni do } 70 \text{ ha,}$$

$$q = \frac{213}{F^{1/8}} \text{ l/sek ha} \quad \text{— dla zlewni } F \text{ o powierzchni większej niż } 70 \text{ ha.}$$

Wzory te służą do obliczania normalnej sieci.

Dla wyjątkowo nawalnych deszczów, bardzo rzadko występujących

$$q = \frac{420}{(F+60)^{2/5}} \text{ l/sek ha}$$

Według tego wzoru oblicza się kolektory główne i burzowce.

W zależności od wielkości zlewni oznacza się również współczynniki opóźnienia w tzw. wzorach pierwiastkowych na określenie przepływów w sieci.

Wzory na wartość współczynnika opóźnienia wg Bürkli-Zieglera mają postać

$$\varphi = \frac{1}{n \sqrt{F}}$$

gdzie:

F — powierzchnia zlewni, ha,

n — równa się od 4 do 8 w zależności od spadku i formy zlewni.

Dla warunków przeciętnych, gdy spadek terenu i kanałów warunkuje prędkości około 1,2 m/sek, a długość zlewni jest dwa razy większa niż jej szerokość, można przyjmować $n = 6$. Dla spadków mniejszych i zlewni wydłużonych $n = 4$; w przypadku przeciwnym jeśli spadki są większe i zlewnia ma kształt bardziej ześrodkowany $n = 8$.

Jako przykłady wzorów pierwiastkowych stosowanych w ogólnej formie $Q = q \cdot \Psi \cdot \varphi \cdot F$ można przytoczyć następujące wzory Lindley'a

dla Łodzi $Q = 170 \cdot \Psi \cdot \frac{1}{\sqrt{F}} \cdot F \text{ l/sek}$

dla Sosnowca $Q = 133 \cdot \Psi \cdot \frac{1}{\sqrt{F}} \cdot F \text{ l/sek}$

dla Warszawy lewobrzeżnej $Q = 60 \cdot \frac{1}{\sqrt{F}} \cdot F \text{ l/sek}$

dla Warszawy prawobrzeżnej $Q = 40 \cdot \frac{1}{\sqrt{F}} \cdot F \text{ l/sek}$

przy czym spływ jednostkowy dla Warszawy lewobrzeżnej $q = \frac{60}{\sqrt{F}} > 20 \text{ l/sek ha}$, a dla Warszawy

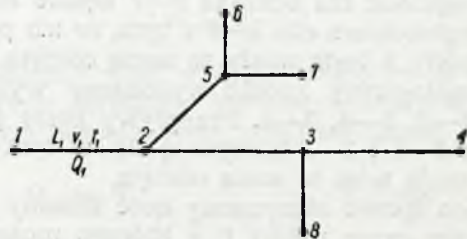
prawobrzeżnej $q > 15 \text{ l/sek ha}$.

We wszystkich tych wzorach natężenie deszczu przyjmowano jako stałe dla całej zlewni.

c. Metoda Vicari-Hauffa

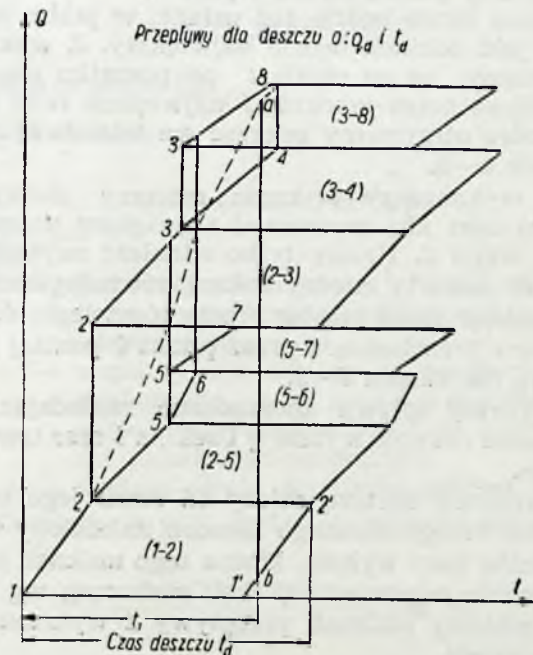
Metoda ta polega na graficznym obliczaniu sieci. Szczególnie nadaje się ona do sprawdzenia sieci zaprojektowanych lub wybudowanych.

Przyjmijmy, że mamy układ kanałów przedstawiony na rys. 11. Dla każdego kanału mamy wyznaczoną zlewnię; założmy czas trwania deszczu t_d i odpowiadające mu natężenie q , wtedy mo-



Rys. 11. Układ sieci

żemy obliczyć przepływy w poszczególnych odcinkach oraz przepływ przez punkt dolny sieci (punkt 1 na rys. 11). Zróbmy wykres przepływów przez punkt 1, poczynając od początku deszczu, przy czym na osi odciętych odkładać będziemy czas, a na osi rzędnych — przepływy (rys. 12). Przepływ przez punkt 1 będzie stopniowo wzrastał aż do chwili, kiedy pierwsza kropla deszczu z punktu 2 dopłynie kanałem do punktu 1, potem przepływ ze zlewni 1—2 aż do końca deszczu będzie utrzy-



Rys. 12. Wykres przepływów w kanałach obliczony metodą Vicari-Hauffa

mywał się na stałym poziomie. Po skończonym deszczu przepływ stopniowo maleje i zaniknie zupełnie, kiedy ostatnia kropla deszczu dopłynie z punktu 2 do punktu 1.

Te zmiany przepływów można przedstawić w formie trapezu lub wygodniej w formie równoległoboku 1, 2, 1', 2'.

Z odcinka 2—5 wody deszczowe dopływają do punktu 1 w czasie równym czasowi przepływu

przez odcinek 2—1. Odpowiedni równoległobok przepływu będzie przesunięty w prawo o ten właśnie czas. Dla odcinka 2—5 będziemy liczyli przepływy przyjmując punkt 2 za początek opadu deszczu.

Podobnie jak dla odcinka 2—5 będzie przesunięty w prawo równoległobok charakteryzujący spływ na odcinku 5—6. Przez punkt 5 jednocześnie zacznie przepływać deszcz z odcinka 5—7. Równoległobok dla odcinka 5—7 będzie leżał nad równoległobokiem dla 5—6 z tym, że ich początki, tzn. punkty 5 będą miały tę samą odcięta.

W analogiczny sposób wykonamy wykres dla gałęzi 2—3, 3—4, 3—8. Przepływy przez punkt 2 z gałęzi 2—5 i 2—3 zaczynają się w tym samym czasie, mają więc tę samą odcięta.

W ten sposób otrzymamy dość złożony wykres przepływu przez punkt 1, z którego możemy odczytać, jaka i kiedy będzie największa ilość wody przepływającej przez punkt 1. Przepływy całkowite dla punktu 1 otrzymamy w każdym czasie licząc od początku opadu deszczu, sumując pionowe odcinki zawarte między bokami równoległoboków. Suma ta składać się będzie dla niektórych czasów z kilku odcinków. Sumowanie takie będzie niewygodne, dlatego lepiej jest otrzymany wykres złożony przekształcić przez jednorazowe sumowanie odpowiednich odcinków. Po tym przekształceniu wykres po lewej stronie ograniczony będzie linią łamaną przerywaną. Podobnie przekształcamy prawą stronę wykresu.

Teraz łatwo będzie już ustalić, w jakim miejscu i jaki odcinek będzie największy. Z wykresu odczytamy, że po czasie t' od początku deszczu przepływa przez przekrój 1 największa ilość opadu, którą otrzymamy mierząc we właściwej skali odcinek a — b .

Z wykonanego wykresu możemy skorzystać w tym celu, aby wyznaczyć największy przepływ przez węzeł 2. Należy tylko odnaleźć największy odcinek zawarty między bokami równoległoboków przyjmując za oś czasów prostą równoległą do osi czasów t przechodzącą przez punkt 2 poniżej pola spływu dla kanału 2—5.

Wykresy spływu sporządzono zakładając, że natężenie deszczu wynosi q l/sek ha i czas trwania t_d min.

Natężenie deszczu zależy od czasu jego trwania; dla innego obranego deszczu należałoby więc wykreślić inny wykres. Można tego uniknąć przez wykonanie odpowiedniej skali ruchomej, wg której będziemy obliczali przepływy z wykresu już wykonanego.

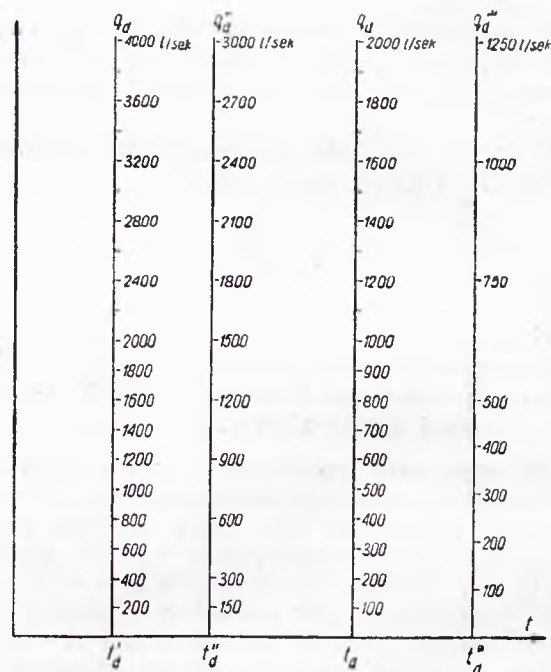
Przepływy ze zlewni o jednakowych współczynnikach spływu proporcjonalne są do miarodajnych natężeń. Wnioskujemy więc, że jeśli zmniejszymy lub zwiększymy skalę, w której na naszych wykresach odkładaliśmy wielkości przepływów w stosunku odwrotnym do natężeń, to z wykresu możemy znaleźć właściwe zmienione ilości wody przepływającej przez kanały podczas padania deszczów o różnych natężeniach.

Chcąc ułatwić sobie odczytywanie przepływów przy różnych natężeniach, postępujemy w sposób następujący.

Wykreślamy skalę, według której został przygotowany poprzedni wykres. Niech to będzie skala oznaczona przez q_d (rys. 13). Skalę tę rysujemy w osiach współrzędnych, przy czym odcięta niech odpowiada odcinkowi w przyjętej skali, czasowi t_d . Jeśli dla czasu trwania t'_d natężenie deszczu będzie wynosiło q'_d wówczas odkładamy na odciętej równej t'_d skalę q'_d rysując ją w ten sposób, że obieramy podziałki tej skali równe podziałkom

skali q_d powiększonym w stosunku $\frac{q_d}{q'_d}$. W podobny sposób wykreślamy podziałki dla deszczów o innych natężeniach. Skale te rysujemy na papierze przezroczystym. Przesuwając wykonaną

skale te rysujemy na papierze przezroczystym. Przesuwając wykonaną



Rys. 13. Skala przepływów dla deszczów o różnych natężeniach

skalę przezroczystą po wykresie spływów w ten sposób, żeby oś pozioma pozostawała równoległa do osi czasów, a punkt 0 skali posuwał się po prostej łamanej ograniczającej wykres z lewej strony, w jakim miejscu np. dla skali q'_d otrzymamy największy przepływ. Gdy znajdziemy ten odcinek, sprawdzamy na tym samym wykresie, czy deszcz o innym natężeniu i innym czasie trwania nie spowoduje większej ilości przepływu.

W ten sposób, przesuwając kilkakrotnie skalę po wykresie, znajdziemy ostatecznie największy przepływ.

Ponieważ czasy deszczów mogą być różne, nie należy ograniczać z prawej strony wykresu spływu.

Metodą Vicari-Hauffa stosunkowo łatwo oznaczać można spływy dla zlewni jednorodnych o jednakowych współczynnikach spływu. Przy współczynnikach różnych następują dodatkowe utrudnienia.

Wzory stosowane w ZSRR do liczenia sieci deszczowych

Sieć kanalizacyjną deszczową w ZSRR oblicza się obecnie metodą granicznych natężeń posługując się wzorem ogólnym

$$Q = \Psi \cdot q \cdot F \text{ l/sek}$$

gdzie:

- Ψ — współczynnik spływu,
- q — natężenie deszczu,
- F — powierzchnia zlewni.

Związek między natężeniem i czasem trwania przy obliczaniu sieci kanalizacyjnej ustala się z wzoru

$$q = \frac{A}{t^n} \text{ l/sek ha}$$

gdzie:

- q — natężenie deszczu, l/sek ha,
- $A = 20^n \cdot q_{20} (1 + C \lg p)$,
- q_{20} — natężenie deszczu (l/sek ha) o czasie trwania $t = 20$ min i o okresie jednorazowego przekroczenia natężenia $p = 1$ rok,

Wielkości q_{20} brane są również ze schematycznej mapy i wahają się od 50 do 150 l/sek ha,

- $C = 0,85 + 1,5$ ustala się dla różnych rejonów z odpowiedniej tablicy,
- p — okres w latach jednorazowego przekroczenia natężenia deszczu o danym czasie trwania,
- t — czas trwania deszczu, min,
- $n = 0,5 \text{ } \mp \text{ } 0,8$ określa się dla różnych rejonów ZSRR ze schematycznej mapy z oznaczonymi wielkościami n .

Uwzględniając te oznaczenia możemy napisać, że:

$$q = \frac{20^n \cdot q_{20} (1 + C \lg p)}{t^n} \text{ l/sek ha}$$

Współczynnik spływu ustala się wg następującej zależności

$$\Psi = Z \cdot p^{0,20} \cdot t^{0,10}$$

przy czym Z jest współczynnikiem doświadczalnym zależnym od rodzaju pokrycia zlewni i przyjmuje się z ustalonych zestawień.

Uwzględniając, że:

$$q = \frac{A}{t^n}$$

otrzymamy

$$\Psi = Z \cdot \frac{A^{0,20}}{t^{0,20} \cdot n} t^{0,10}$$

Przy ustalaniu czasu deszczu miarodajnego przyjmujemy czas trwania deszczu równy czasowi

przepływu przez kanał, zwiększonemu o czas koncentracji powierzchniowej i czas retencji kanału.

Czas koncentracji powierzchniowej waha się od $t_n = 3$ do 12 min i zależy od wielkości bloku, spadku terenu, rodzaju pokrycia terenu i od sposobu doprowadzenia spływu do kanału.

Czas retencji kanału przyjmuje się równy 0,14 do 0,20 czasu przepływu przez kanał, najczęściej 0,20.

W ten sposób czas deszczu miarodajnego

$$t = 1,2 t_p + t_n$$

Ostateczny więc wzór na przepływ w kanale, wg którego określamy wymiary kanału w rozpatrywanym punkcie sieci, przyjmie formę

$$Q_{obl} = \Psi \cdot \frac{A}{(1,2 t_p + t_n)^n} \cdot F \text{ l/sek}$$

(A i ψ określa się z wzorów już podanych).

W obliczeniach hydrologicznych przyjmuje się natężenie deszczów wg formuły Państwowego Instytutu Hydrologiczno-Meteorologicznego

$$q = \frac{(A_1 + B \lg p) \cdot 166,7}{(t + 1)^n} \text{ l/sek ha}$$

Współczynniki A_1 , B , n zależą od położenia geograficznego miejscowości.

W niektórych przypadkach stosuje się w ZSRR wzór Gorbaczewa

$$q = \frac{\Delta}{t^{0,5}} \text{ mm/min}$$

gdzie $\Delta = \sqrt{hi} = i \sqrt{t}$

Siła deszczu

$$\Delta = \mu \sqrt[3]{p} = \alpha \cdot H^{2/3} \sqrt[3]{p}$$

gdzie:

- μ — jest stałą klimatyczną i zależy od położenia geograficznego miejscowości i wysokości opadu,
- α — współczynnik zależny od położenia geograficznego, waha się od $\alpha = 0,0253$ dla północnych rejonów ZSRR do $\alpha = 0,0536$ dla południowo-zachodnich,
- H — średnia roczna wysokość opadów, mm.

Ostatecznie więc wzór Gorbaczewa ma postać

$$q = \frac{166,7 \cdot \alpha \cdot H^{2/3} \sqrt[3]{p}}{t^{0,5}} \text{ l/sek ha}$$

dla polskich warunków można przyjmować

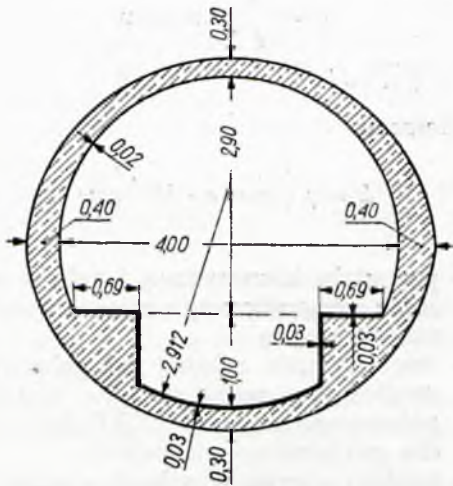
$$\alpha \approx 0,04$$

W ZSRR uważa się jednak, że natężenia obliczane za pomocą tego wzoru są zbyt duże.

PRZEWODY KANALIZACYJNE

1. KSZTAŁTY PRZEKROJÓW PRZEWODÓW KANALIZACYJNYCH

Przewody sieci kanalizacyjnej buduje się przede wszystkim z rur wykonywanych fabrycznie i dostarczanych na miejsce budowy jako gotowy wyrób. W przypadkach przekrojów mniejszych rozmiarów używa się rur kamionkowych lub betonowych, natomiast w przypadkach przekrojów większych stosuje się również rury żelbetowe. Jeżeli wyraźny nacisk kładzie się na stosowanie wyłącznie materiału, który jest w pełni wytrzymały na wpływy chemiczne ścieków, to aż do średnicy 500 mm ($A = F = 0,196 \text{ m}^2$) używa się rur kamionkowych. W przypadku przekrojów większych tym wymaganiom można zadośćuczynić wykonując w wykopie kanały z klinkieru.

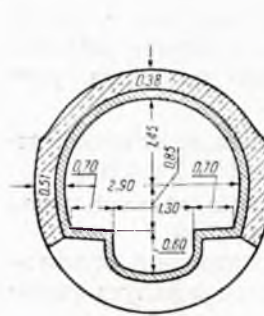


Rys. 14. Przekrój kołowy ze żłobem i bocznymi chodnikami

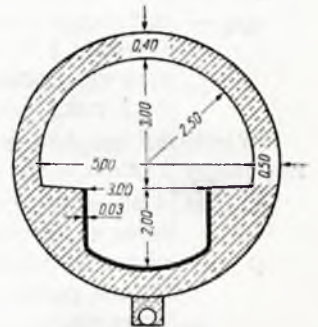
W praktyce kanalizacyjnej poza przewodami o przekroju kołowym stosuje się również często inne kształty przekrojów, tworzone z części o różnej krzywiźnie, w postaci przekrojów jajowych eliptycznych, gruszkowych, parabolicznych, nieckowatych, podkowiastych, prostokątnych lub bardziej złożonych. Przekroje noszą nazwę podwyższonych, jeśli ich wysokość jest większa od szerokości, lub obniżonych, gdy wysokość jest mniejsza od szerokości kanału. Przewody, którymi może przejść człowiek, nazywamy przelazowymi.

Ogólnie i powszechnie dla przewodów prowadzących niewielkie ilości ścieków stosuje się przewody o przekroju kołowym, których średnice wahają się w granicach 0,20÷0,60 m. Dla przewodów

ulicznych najmniejszą zalecaną do stosowania średnicą jest 0,25 lub 0,30 m. Kształt kołowy jest z tych względów korzystny, że zapewnia największe pole przepływu w stosunku do ilości materiału użytego na jego wykonanie, oraz największą wy-

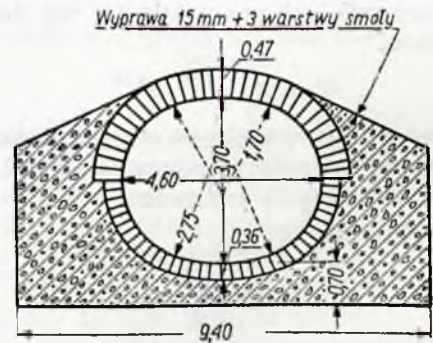


Rys. 15. Przekrój kołowy ze żłobem i bocznymi chodnikami



Rys. 16. Przekrój kołowy ze żłobem i bocznymi chodnikami

trzymałość na ciśnienie gruntu. Zaletami przewodów o przekroju kołowym są: taniść, możliwość dogodnej dostawy gotowych odcinków rur, dobre właściwości hydrauliczne przy większym napełnieniu — tj. duża prędkość przepływu, umożliwiająca samooczyszczanie się kanałów.

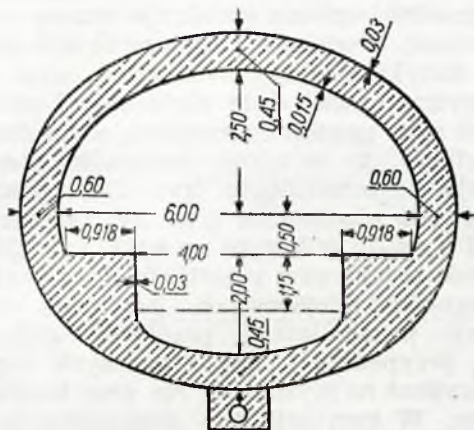


Rys. 17. Przekrój kanału eliptyczny pełny

liwiająca samooczyszczanie się kanałów. Wadą ich jest to, że w przypadku mniejszych przekrojów powstaje niebezpieczeństwo zatykań oraz istnieje trudność oczyszczenia.

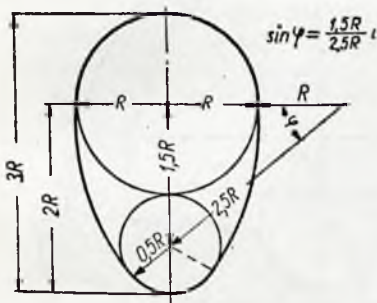
Na główne przewody kanalizacyjne przekrojów kołowych nie stosuje się. Jeżeli zaś jest zastosowany przekrój kołowy, to zwykle z pewną zmianą (jako przekrój złożony); część górna ma przekrój kołowy, część zaś dolna ma kształt węższego koryta z bocznymi chodnikami (rys. 14, 15, 16).

Przekroje podwyższone stosuje się wówczas, gdy stosunek pomiędzy przepływem najmniejszym i największym ma wartość niewielką.

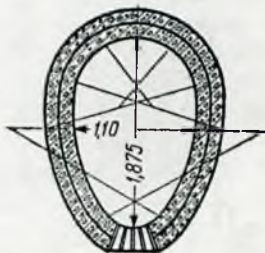


Rys. 18. Przekrój kanału eliptyczny ze żłobem i chodnikami

W przypadku dużych ilości ścieków, a małej wysokości od niwelety dna kanału do nawierzchni ulicy stosowane bywają przekroje obniżone, np.

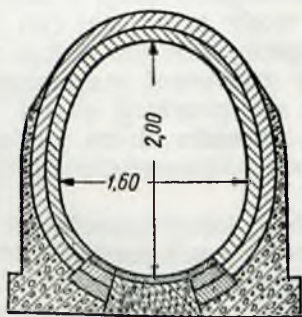


Rys. 19. Przekrój jajowy zwykły



Rys. 20. Przekrój jajowy podwyższony kl. VI (Warszawa)

eliptyczne pełne (rys. 17) lub eliptyczne złożone ze żłobem dolnym (rys. 18) na przepływy mniejsze.



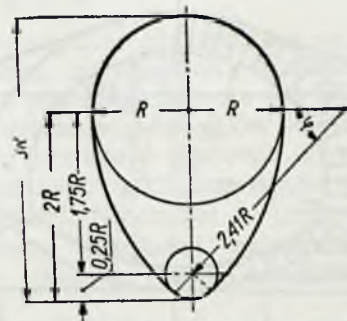
Rys. 21. Przekrój kanału gruszkowy (Warszawa)

Typem klasycznym, obecnie jednym z najbardziej rozpowszechnionych, jest przekrój jajowy. Stosuje się go powszechnie z uwagi na korzyści, jakimi się wyróżnia pod względem hydraulicznym, konstrukcyjnym i łatwości dostępu. Rozróżniamy przekrój jajowy zwykły (rys. 19),

jajowy podwyższony (rys. 20) oraz jajowy odwrócony, zwany inaczej gruszkowym (rys. 21). Przekroje jajowe składają się z czterech części: części górnej — półkola zatoczonego promieniem R , dwóch środkowych części bocznych, opisanych promieniem $R_1 > R$ ze środków leżących na linii poziomej przechodzącej przez środek górnego koła i dolnej części o promieniu $R_2 < R$ zatoczonego 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 używa się $R_1 = 3R$, $R_2 = 0,5R$, $h = 3R$. Przekrój ten o stosunku $h : d = 3 : 2$ nazywamy zwykłym przekrojem jajowym. Wielkość przekroju oznaczona jest jego największą szerokością oraz wysokością. Stosuje się następujące wymiary przekrojów:

jajowy zwykły	jajowy podwyższony
30 × 45 cm	40 × 76 cm
40 × 60 „	50 × 95 „
50 × 75 „	60 × 110 „
60 × 90 „	70 × 125 „
70 × 105 „	80 × 140 „
80 × 120 „	90 × 160 „
90 × 135 „	100 × 175 „
100 × 150 „	110 × 187,5 „
120 × 180 „	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 na przepływ bezdeszczowy, stanowiący około 4% największego przepływu. Ponieważ w rzeczywistości stosunek

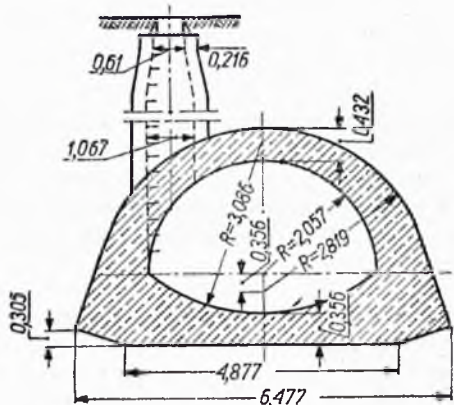


Rys. 22. Przekrój kanału jajowy zwężony

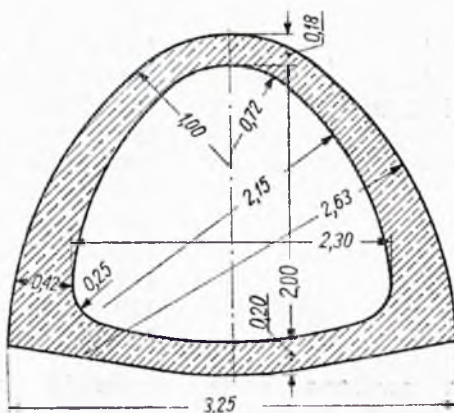
między przepływami najmniejszym i największym jest jeszcze mniejszy, dochodzi w wielu przypadkach do 1%, w niektórych miastach zaczęto więc zmieniać normalny przekrój jajowy na nowy, w którym $R_1 = 2 \frac{2}{3}R$ zaś $R_2 = \frac{R}{4}$ (rys. 22). Usiłowanie

zweżenia dolnej części do minimum doprowadziło do całkowitego usunięcia dolnej części kołowej. Te ostatnie typy przekrojów są bardzo niewygodne do przejścia. Stosować je można tylko wówczas, gdy kanały mają dostateczne spadki i przepływy zabezpieczające dostateczną prędkość

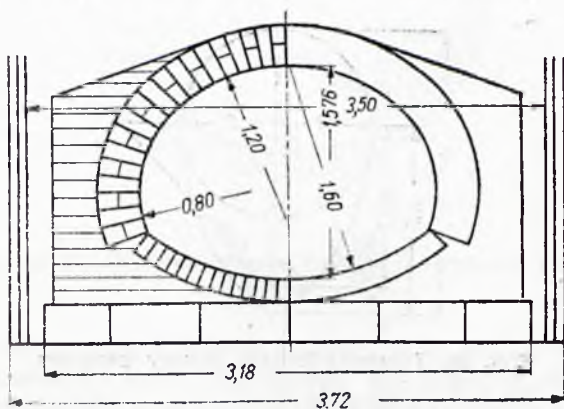
samooczyszczania. Oprócz stosunku $h : d = 3 : 2$ używa się również przekrojów o $h : d = 2,586 : 2$ i $3,438 : 2$. Pierwszy z tych dwóch przekrojów stosuje się wtedy, gdy różnice przepływów ścieków i wód deszczowych są niewielkie (np. w dużych miastach fabrycznych); drugi, gdy przy nie-



Rys. 23. Przekrój kanału półparaboliczny



Rys. 24. Przekrój kanału podkowiasty



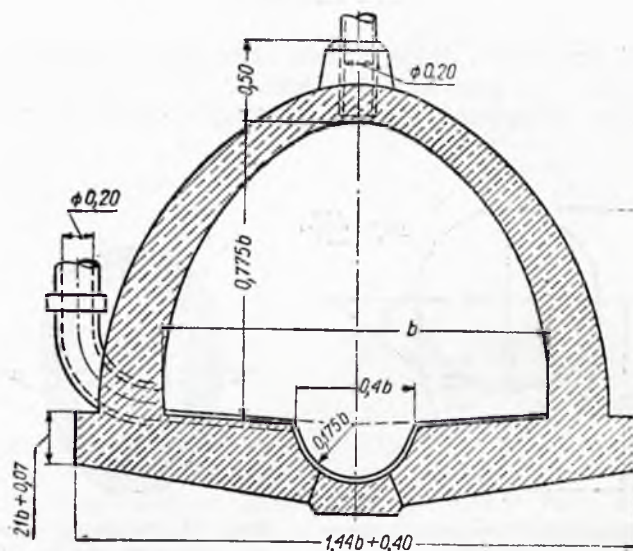
Rys. 25. Przekrój kanału nieckowaty

wielkich spadkach pożądane jest powiększenie wysokości przekroju, ażeby umożliwić dogodniejsze przejście kanałem. Ostatnio przyjęto stosunek $h : d$, dla przekrojów mniejszych $3,8 : 2$, dla przekrojów większych $2,8 : 2$.

Przekroje jajowe stosowane były poprzednio częściej niż obecnie, szczególnie w sieci ogólnospławnej. Główną zaletą przekrojów jajowych są nieco większe prędkości przepływu w stosunku do przekrojów kołowych przy częściowym wypełnie-

niu przekroju. Ponieważ węższa część przekroju znajduje się u spodu, łatwiejsze jest osiadanie gruntu. Zaletą tych przekrojów jest łatwość czyszczenia, wadą zaś są większe koszty budowy.

Poprzednio opisane przekroje muszą mieć dużą wysokość, a 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 przypadku stosuje się przekroje półparaboliczne (rys. 23), podkowiaste (rys. 24) lub nieckowate (rys. 25) zaopatrując je czasami u spodu w koryto na ścieki (rys. 26). Różnorodność przekrojów umożliwia dostosowanie się do warunków miejscowych. Przekroje obniżone (poziomy paraboliczny przekrój) stosuje się w tych przypadkach, gdy z pewnych względów należy zyskać na wysokości, np. przy budowie burzowców. W tym ostatnim przypadku pożądane jest, ażeby odpływ w nich nie zależał od wahań



Rys. 26. Przekrój kanału z korytem dla ścieków

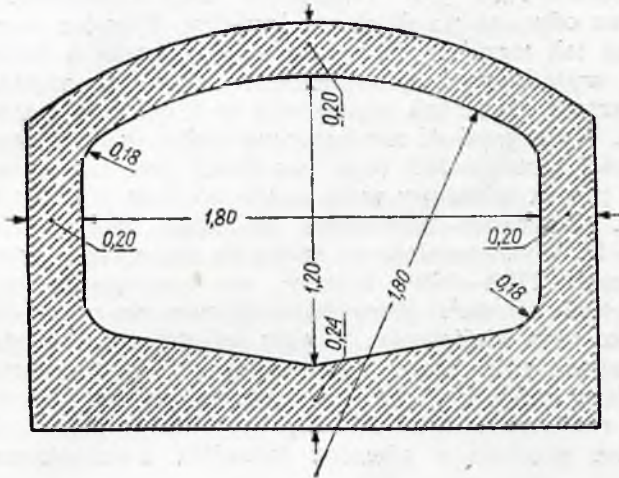
poziomu odbiornika; z tego powodu dla burzowców stosowane są przekroje paraboliczne obniżone. Jeżeli np. linia zwierciadła wody przebiega tuż ponad zwierciadłem wody gruntowej lub warunki fundowania są ciężkie, albo też można uniknąć pompowania wody gruntowej przez wyższe założenie dna, wybiera się przekrój płaski, podczas gdy w warunkach normalnych ze względów statycznych oddaje się pierwszeństwo przekrojom podkowiastym.

Przekrój prostokątny stosuje się dla kanałów burzowych o rozmiarach średnich lub dużych. Łatwo je projektować i wykonywać. Należy zwrócić uwagę na gwałtowne zmniejszenie się promienia hydraulicznego, jeśli kanał zostanie wypełniony po sklepieniu. Wydatek spada wówczas o 30%. W spodzie przekrojów prostokątnych stosuje się koryta w celu skupienia przepływów małych (rys. 27).

Jeżeli wskutek miejscowych warunków wierzch przewodu podchodzi blisko powierzchni ziemi (ulicy), wówczas wchodzi w rachubę dalsze rozszerzenie przekroju i przykrycie kanału sklepieniem płaskim.

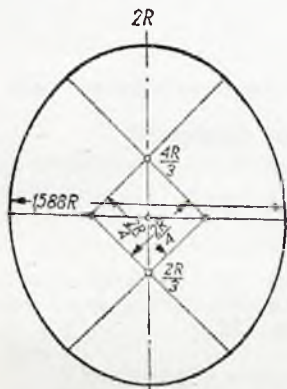
Przekroje podkowiaste i eliptyczne stosuje się raczej w celu ułatwienia budowy niż ze względów ekonomii i zalet hydraulicznych.

Oprócz typów zasadniczych, znajdują zastosowanie inne rodzaje przekrojów opisane poprzednio (rys. 28 i 29).



Rys. 27. Przekrój kanału prostokątny z korytem dla małych przepływów

W przypadku dużych kanałów należy zwrócić uwagę na to, aby podczas trwania odpływu przy bezdeszczowej pogodzie były one dostępne do przejścia. Ażeby przejście nie było zbyt utrudnione, głębokość wody nie powinna przekraczać pewnej wartości, a poza tym energia ruchu płynącej wody nie może być zbyt duża. Według badań przeprowadzonych w Charlottenburgu kanał jest do-



Rys. 28. Przekrój kanału eliptyczny



Rys. 29. Przekrój jajowy obniżony

stępny dla przejścia, gdy $h \leq 0,65$ m, zaś $h^2v \leq 0,21$ m³/sek. W przeciwnym razie należy spadek zwierciadła wody złagodzić przez wstawienie stopni. Często stosuje się z tych względów przewody z chodnikami.

W przypadku systemu rozdzielczego przewodów do odprowadzania ścieków gospodarczych nadaje się kształty przekrojów kołowych, przy dużych zaś rozmiarach również przekroje jajowe. Przewody deszczowe nie wymagają specjalnego ukształtowania dna, gdyż tutaj wobec małych wahań w przepływie nie istnieje obawa osadzania się zanieczyszczeń. Przewodami burzowymi (burzowcami) odprowadza się takie ilości wody, które

stanowią wielokrotność przepływu bezdeszczowego. Z tego powodu wahania w przepływie są w nich znacznie mniejsze niż w normalnych kolektorach. Z tego powodu do odprowadzania wód deszczowych przyjmuje się przekroje kołowe i nieckowate. Ponieważ i tak przy przelewach burzowych linia zwierciadła wody przebiega na niewielkich głębokościach pod poziomem terenu, z tego względu wskazane są przekroje obniżone.

W przypadku systemu ogólnospławnego ilości ścieków wahają się w dużych granicach. Odpływy przy pogodzie bezdeszczowej, które płyną przewodami większą część roku, dają tylko małe napełnienie, podczas gdy wody deszczowe wypełniają przekrój całkowicie. Przekrój powinien być dobrany tak, ażeby prędkość nie malała poniżej najmniejszej dopuszczalnej wartości, gdyż w przeciwnym przypadku unoszone zanieczyszczenia osiadają powodując przeszkodę w przepływie. Ukształtowanie więc dna powinno być dostosowane do małych przepływów. Zasadą jest, by przy przepływach najmniejszych wytworzona została dostateczna głębokość umożliwiająca zmywanie zawieszin i zanieczyszczeń.

Wymaganiom tym odpowiada najlepiej kołowy lub półkołowy kształt przekroju, wówczas bowiem promień hydrauliczny osiąga wartość największą. Ma to miejsce tylko przy całkowitym napełnieniu przekroju lub w przypadku przekrojów z dodatkowym półkołowym korytem dostosowanym do odpływu przy pogodzie bezdeszczowej. Taki przewód zostaje wypełniony całkowicie. Jeżeli będzie się uwzględniać wahania ścieków gospodarczych, których ilości w godzinach nocnych wynoszą tylko ułamek największego przepływu, to do tych celów najodpowiedniejszy będzie przekrój trójkątny. Ponieważ wykonanie tego rodzaju spiczastych kształtów przekrojów związane jest z pewnymi trudnościami technicznymi, obiera się kształty takie, w których promień zaokrąglenia dna jest niewielki.

Z tego względu dla systemu ogólnospławnego w przypadku niewielkich wymiarów, brane są pod uwagę przekroje kołowe lub jajowe. W przypadku stosowania przewodów kamionkowych nie stosuje się przekroju jajowego, gdyż wyrób przewodów kamionkowych tego kształtu napotyka na duże trudności. Natomiast w przypadku przekrojów średniej wielkości najodpowiedniejsze są przekroje jajowe, dalej nieckowate z korytem itd.

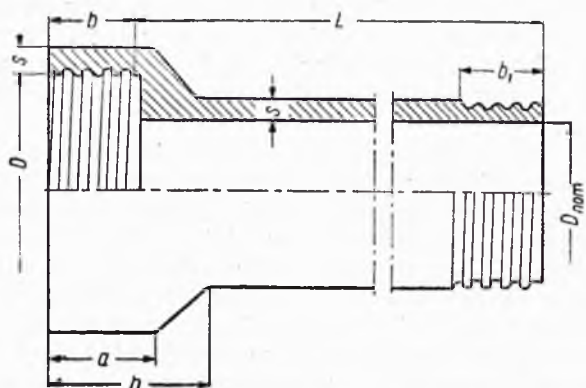
W tunelach ziemnych najbardziej odpowiednie są przekroje utworzone z linii łańcuchowej lub półeliptycznie, w skale natomiast najbardziej odpowiednie są przekroje kołowe lub podkowiaste.

2. PRZEWODY WYKONYWANE Z RUR

a. Rury kamionkowe

Do wyrobu kamionki stosuje się wysokowartościowe gliny krzemionkowe (zawierające co najmniej 20% Al₂O₃ oraz 65% SiO₂), które przy stosunkowo niewielkim ogrzaniu stapiają się i wypa-

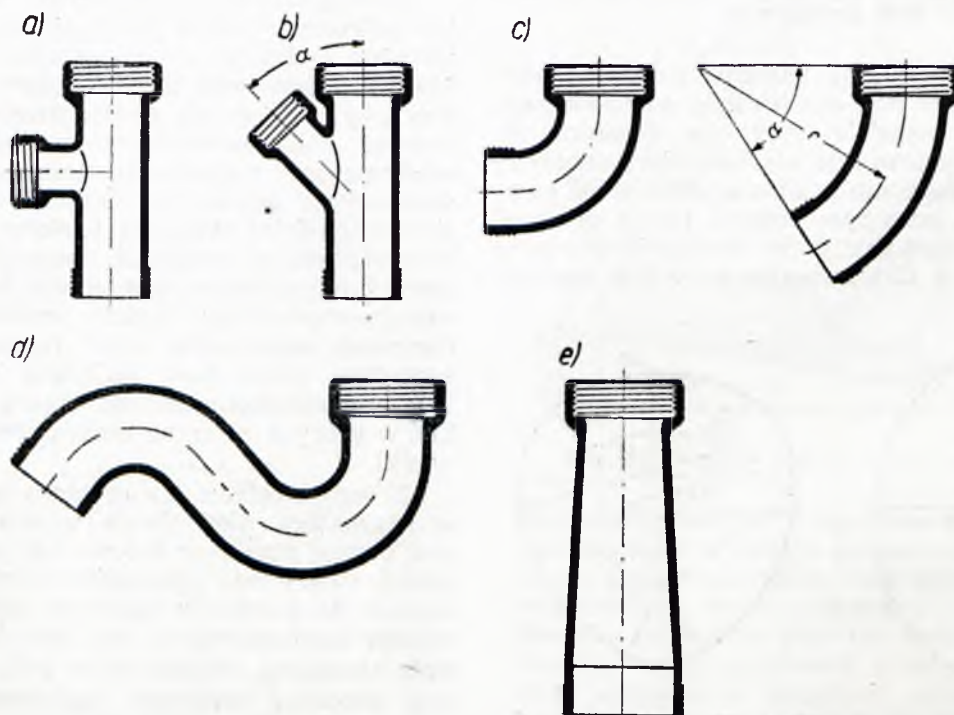
lają bez zasadniczej zmiany postaci. Jakość rur kamionkowych zależy od składu gliny używanej do wyrobu. Niektóre gliny mają dostatecznie dobry skład naturalny i trzeba je tylko lekko odłu-



Rys. 30. Kamionkowa prostka kielichowa

ścić, inne zaś, w celu uzyskania należytego składu trzeba przerobić przez dodanie brakujących skład-

krzemienu sodu, który się tworzy przez dodanie, przed końcem wypalania w temperaturze 1,250—1,350° C, soli kuchennej (NaCl). Sól rozkładając się wypełnia parami sodowymi całą przestrzeń pieca i powoduje powstanie krzemienu sodu pokrywającego powierzchnię rur, przenikającego głęboko w materiał i wiążącego się ściśle z masą gliny. Gotowa rura jest całkowicie nieprzepuszczalna oraz odporna na działanie kwasów. Przełom rury jest tak szczelny, że przy próbie gotowania tylko w wyjątkowych przypadkach osiągnięta zostaje wartość graniczna nasiąkania w ilości 5% ciężaru. Wytrzymałość mechaniczna wskutek dużej gęstości (szczelności) oraz twardości jest tak duża, że piasek wleczony w kanałach po dnie nie ściera go. Twardość odpowiada w skali Beaufurta 8—9°. Wytrzymałość na ściskanie waha się w granicach 1700—2000 kG/cm², na rozciąganie zaś 70÷90 kG/cm². Rury kamionkowe wyrabia się jako rury kielichowe. W celu osiągnięcia dobrego przywierania masy uszczelniającej wewnętrzne ściany końca kielicha i zewnętrzne końców bosych są rowkowane (rys. 30). Oprócz prostek przemysł nasz produkuje również kształtki kamionkowe



Rys. 31. Kształtki kamionkowe kanalizacyjne: a) trójnik 90°, b) trójnik 45°, c) łuki, d) syfon, e) zwężka

ników. Rury kamionkowe proste wytłacza się w prasie, kształtki natomiast za pomocą wytłaczania w prasie lub przez łączenie odcinków wyciśniętych w prasie. Kształtki bardziej złożone formuje się ręcznie lub odlewa.

Jakość wyrobu w dużym stopniu zależy od temperatury wypalania, staranności wykonania, stopnia wypalenia i wartości składników. Jeżeli temperatura w piecu jest zbyt niska, otrzymuje się materiał porowaty, jeżeli zbyt duża — materiał ulega zbyt niemu zwapnieniu. Masę wypalaną pokrywa się polewą z soli, która daje szczelną i odporną powierzchnię. Uzyskuje się ją z glino-

(rys. 31) oraz cały szereg wyrobów mających zastosowanie przy budowie kanalizacji.

Rozmiary rur kamionkowych są znormalizowane¹⁾.

b. Rury betonowe i żelbetowe²⁾

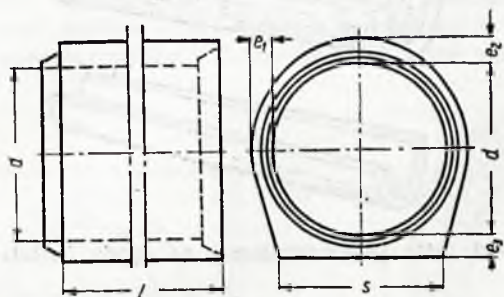
Do budowy przewodów kanalizacyjnych stosuje się rury betonowe. Rury te wykonuje się o długościach od 0,75 m do 1,00 m i o średnicy

¹⁾ Patrz normy od PKN/B-12750 do PKN/B-12765.

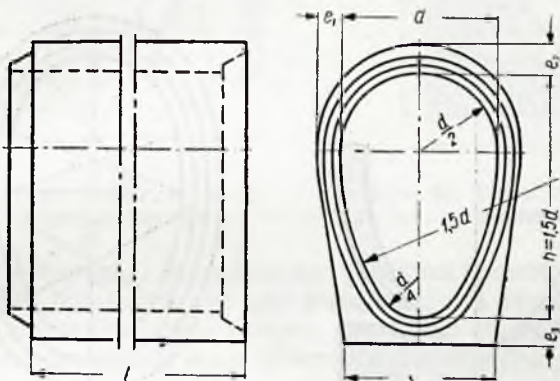
²⁾ Bielicki W.: Rury betonowe. PWT, Warszawa 1954.

przynajmniej 0,10 m sposobem ręcznym lub maszynowym.

Betonowe rury kanalizacyjne mają płaską stopę, która ułatwia układanie ich w wykopie na wyrównanym uprzednio podłożu (rys. 32 i 33 i tabl. 3 i 4).



Rys. 32. Rury betonowe okrągłe



Rys. 33. Rury betonowe o przekroju jajowym

Tablica 3

Rury okrągłe ze stopą i bez stopy (wg PN/B-14070 — projekt)
Minimalne grubości ścianek (rys. 32)

d mm	150	200	250	300	400	500	600	800	1000
$e_1, e_2, e_3^*)$	30	35	40	45	55	65	70	80	100
$e_1, e_2, e_3^{**})$	35	40	45	50	60	70	75	85	105
s	120	160	200	240	320	400	450	550	650

*) przy produkcji mechanicznej

**) przy produkcji półmechanicznej

Tablica 4

Rury jajowe ze stopą (wg PN/B-14070 — projekt)
Minimalne grubości ścianek (rys. 33)

d/h	600/900	800/1200	1000/1500
e_1, e_2	70	90	110
e_3	100	120	140
s	375	490	600

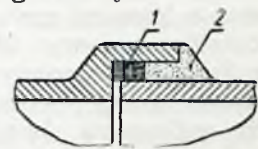
Ostatnio rozpoczęto produkować rury betonowe¹⁾ kielichowe o średnicy 100 do 200 mm, przy

¹⁾ Patrz PKN/B-309, PN/B-06583.

czym głębokość kielicha wynosi od 60 do 80 mm, a grubość szczeliwa stosowanego do tych rur od 16 do 25 mm.

Typowe sposoby łączenia rur betonowych przedstawiono na rys. 34 i 35.

Bardzo dobre wyniki przy produkcji rur betonowych uzyskuje się przez zagęszczenie betonu sposobem wstrząsania i wi-bracji oraz przy metodzie odśrodkowego kształtowania rur. Celem zwiększenia wytrzymałości



Rys. 34. Połączenie rury na kielich i bosi koniec
1 — pakuły, 2 — zaprawa cementowa



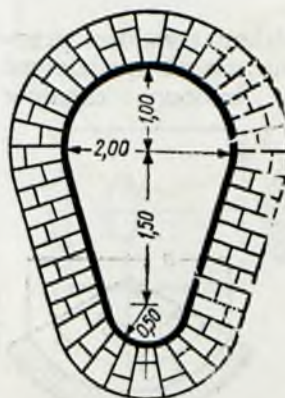
Rys. 35. Typowe złącza kielichowe rur betonowych

zbroi się rury betonowe prętami stalowymi (tzw. rury żelbetowe).

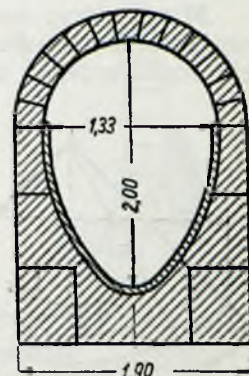
3. KANAŁY WYKONYWANE CAŁKOWICIE W WYKOPIE

a. Kanały murowane

Kanałów z kamienia łamanego lub ciosanego w nowoczesnej technice kanalizacyjnej prawie nie stosuje się, gdyż obróbka ich pochłania zbyt dużo czasu. Oddzielne kamienie mają nieprawidłową formę, przez to spoiny otrzymuje się szerokie,



Rys. 36. Kanał z kamieni naturalnych (Neapol)

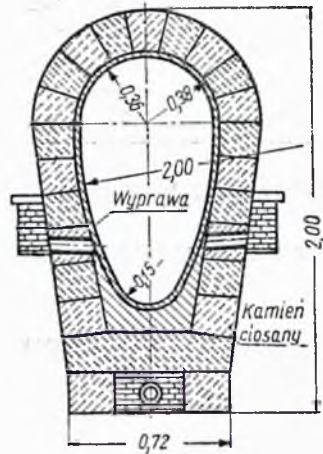


Rys. 37. Kanał z kamieni naturalnych (Drezno)

trudne do wypełnienia zaprawą w celu otrzymania pożądanej gładkości powierzchni wewnętrznych. W okolicach, gdzie możliwe jest otrzymanie kamieni naturalnych o żądanej jakości, łatwych do obróbki, które wobec tego można wykorzystać do budowy kanałów np. dużych kolektorów, lepiej je stosować niż cegłę, jeśli zastosowanie cegły podnosi koszty budowy. Kamienie naturalne trzeba dobrze oczyszczać ze wszystkich przylegających zanieczyszczeń, szczególnie z ziemi, która wypeł-

nia liczne zagłębienia i szczeliny ich powierzchni. Potrzeba obróbki, starannego mycia oraz oczyszczania kamieni może spowodować znaczną wyższkę kosztów budowy. Nie należy budować kanałów z kamieni wapienistych; pierwszorzędny materiał stanowią skały krzemionkowe i porfiry. Przykłady wykonania kanałów z kamieni naturalnych mamy w sieci kanalizacyjnej Paryża, Rzymu, Neapolu (rys. 36), Drezna (rys. 37). W Odessie do budowy kanałów deszczowych użyto wapieni (rys. 38).

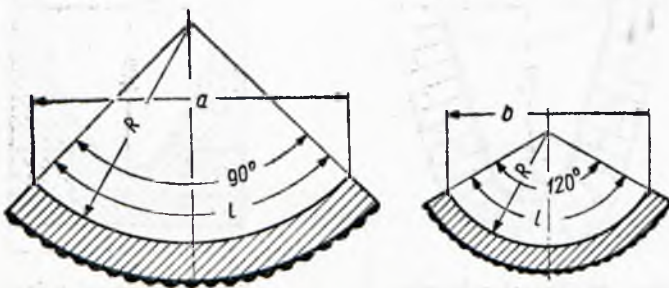
Częstokroć kanały wykonuje się z kamienia i cegły, którą stosuje się do budowy zamknięć sklepienia lub jako okładzinę części wewnętrznych, szczególnie koryta, ostrych naroży itp. Choć i tu wyjątkowo, gdyż wszystkie takie części da się zastąpić klinkierem.



Rys. 38. Kanał z kamieni naturalnych (Odessa)

Kanały z cegły i klinkieru znajdują zastosowanie przy budowie sieci kanalizacyjnych dużych miast, gdzie przekroje stosowane przewyższają zwykłe rozmiary rur kamionkowych. Materiał ten jest równie dobry jak kamionka. Od czasu jednak, gdy beton niezbrojony i zbrojony zaczęto stosować jako materiał budowlany, którego właściwości z punktu widzenia naukowego są w pełni wyjaśnione oraz któremu można w sposób prosty nadawać dowolne kształty, zastosowanie kanałów murowanych z cegły zmniejsza się coraz bardziej.

Mimo wszystko pod względem trwałości przewyższają betonowe, tak że nie można spodziewać się całkowitego zaniechania budowy kanałów

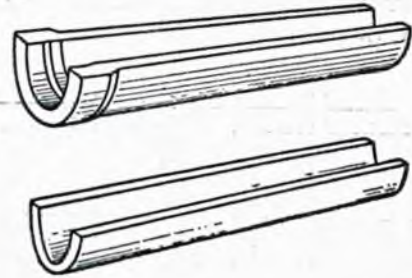


Rys. 39. Spody kamionkowe do zabezpieczenia dna przewodów

z cegły. Przede wszystkim podkreślić należy odporność dobrze wypalonego klinkieru na wpływy chemiczne oraz pewność, że jakość materiału jest wszędzie jednakowa, podczas gdy przy wykonywaniu betonu konieczny jest staranny dozór i ciągłe badanie materiałów oraz jego składu.

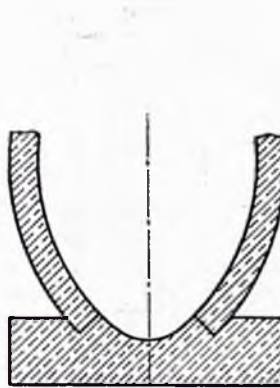
Cegła używana do budowy kanałów musi być pierwszorzędnej jakości i doskonale wypalona, gdyż to zwiększa jej szczelność oraz wytrzymałość

na ścieranie; musi też mieć gładką powierzchnię od strony wnętrza kanału. Cegły klinkierowe stanowią pierwszorzędny materiał budowlany — ich wielka wytrzymałość i jednolitość struktury

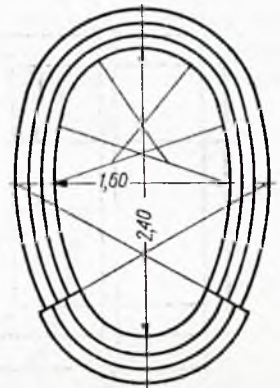


Rys. 40. Półrury kamionkowe na spody kanałowe

usprawiedliwiają w pełni wyższą cenę. Wymaga się, by cegła kanalizacyjna nie zawierała wapna, by miała budowę jednolitą, zwartą, niezeszkl-

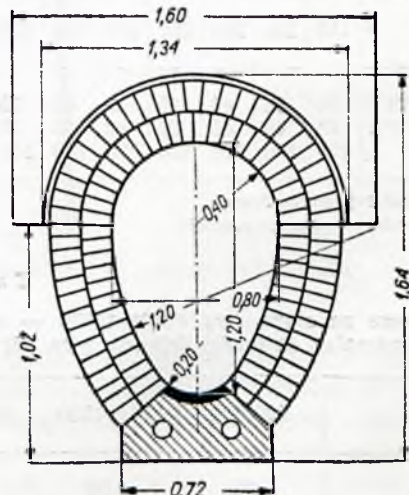


Rys. 41. Pełny spód betonowy



Rys. 42. Kanał z cegły klasa XI (Warszawa)

wioną, znaczną wytrzymałość i chłonność wody poniżej $\frac{1}{6}$ jej ciężaru. Gлина nie może być zbyt tłusta, aby się cegła nie zniekształcała przy wypaleniu.



Rys. 43. Kanał z cegły (Lipsk)

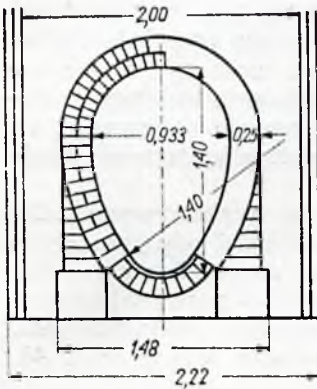
Cegła przy małym przekroju kanału jest materiałem kosztownym; pierścień kanału ma najmniej 14 cm grubości. Zaletą takiej cegły jest to, że kanał zaraz po wykonaniu można natychmiast zasypać. Używa się jej również przy tunelowej

budowie kanału, gdzie użycie betonu jest niemożliwe.

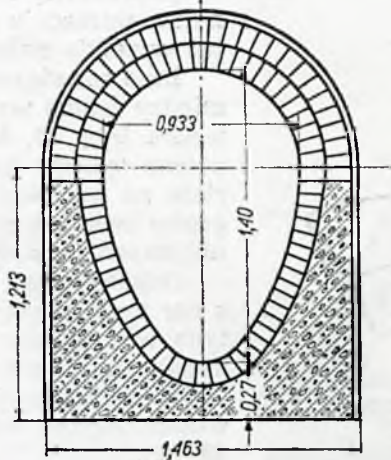
Na wewnętrzne ściany kanałów należy używać tylko najlepszego klinkieru o wytrzymałości na ściskanie 350 kG/cm². Nasiąkliwość takiego klinkieru nie przekracza dopuszczalnej granicy 5% ciężaru. Na ściany zewnętrzne z powodzeniem stosować można cegły mocno wypalone o mniejszej wytrzymałości. Cegły muszą mieć możliwie

oparcia kładzie się spody większych rozmiarów z betonu, co pozwala uniknąć szkód przy odprowadzaniu wody gruntowej w niecałkowicie osuszonym wykopie (rys. 41).

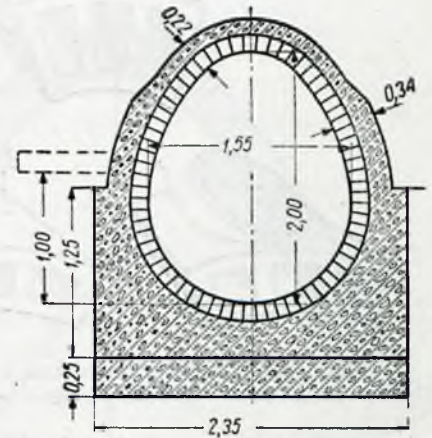
Przy wyborze materiału, to znaczy zarówno cegły, jak zaprawy, należy być bardzo ostrożnym. Cegły, które w dużym stopniu mają kawałki palonego wapna (CaO) i budowę porowatą, niszczone są przez kwas siarkowy, tworzący się ze zgroma-



Rys. 44. Kanał z cegły (Charlottenburg)



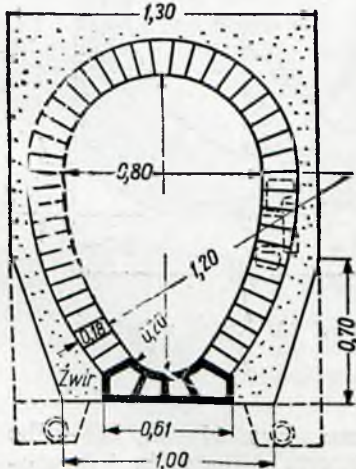
Rys. 45. Kanał z cegły z podbudową betonową (Berlin)



Rys. 46. Kanał z cegły z obudową betonową (Berlin)

ostre brzegi i ograniczone płaskimi powierzchniami. Nie mogą być one popękane, ani przepalone, zanieczyszczone mułem, iłem lub gliną i powinny wydawać przy uderzeniu młotkiem czysty, metaliczny dźwięk.

W przypadku niewielkich przekrojów kanałów z małymi promieniami zaokrąglenia zaleca się stosowanie cegły formowanej, gdyż użycie cegły normalnej powoduje zbytne rozszerzenie się spoin po stronie zewnętrznej.



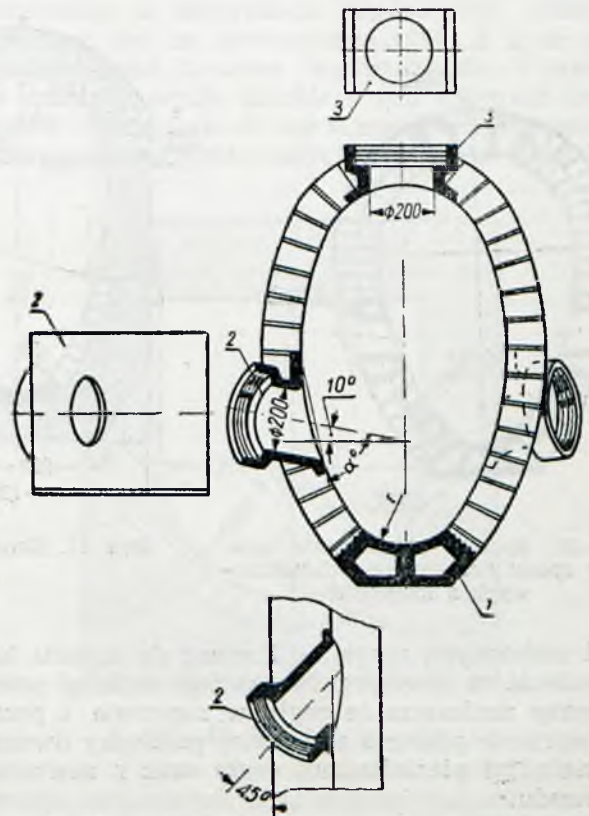
Rys. 47. Kanał z cegły z zapłką żwirową (Stuttgart)

Spoiny wewnętrzne nie powinny być szersze niż 9—11 mm, zewnętrzne — 9 mm. Ze względów praktycznych pożądane jest ograniczenie w możliwym stopniu stosowania cegły formowanej.

Wszystkie cegły trzeba przed użyciem moczyć w czystej wodzie co najmniej przez 30 minut, aby zabezpieczyć się przed chłonięciem przez nie wody z zaprawy. Stosuje się do nich zaprawę cementową o stosunku 1 : 3, a do wypełnienia spoin bardziej tłustą — 1 : 2.

W celu zabezpieczenia dna przed niszczącym działaniem rumowiska prowadzonego przez ścieki stosowane są powszechnie ubezpieczenia kamionkowe w postaci płyt, łusek i spodów (rys. 39), w niektórych miastach zastosowano półrury kamionkowe (rys. 40). W celu osiągnięcia dobrego

dzionego w kanale siarkowodoru. W połączeniu z wapnem wytwarza się gips, który powiększając



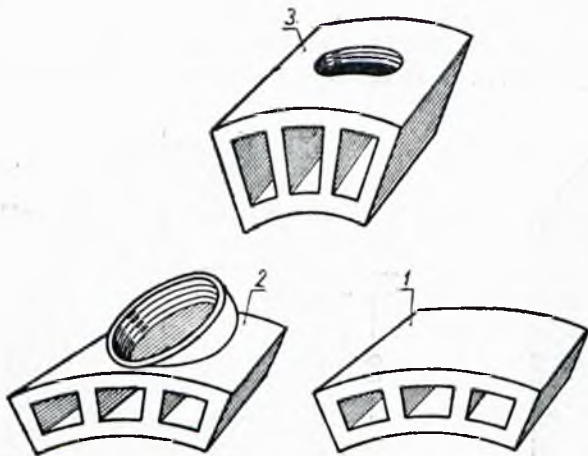
Rys. 48. Umieszczenie wpustów i spodów kamionkowych w kanałach z cegły

1 — spód, 2 — wpust boczny, 3 — wpust górny

objętość powoduje pęknięcie i łuszczenie się cegieł. Również zawarte w cementowej zaprawie wapno Ca(OH)₂ zamienia się na powierzchni w gips

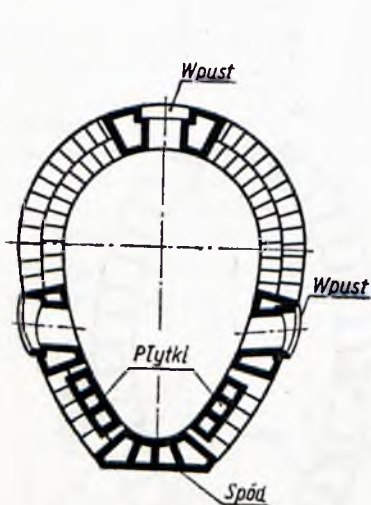
w postaci białej lepkiej masy. W ten sposób zaprawa od nowa niszczona jest przez działanie kwasu siarkowego.

Kanały buduje się o grubości ścianek większej niż pół cegły przeważnie w postaci pierścieni, a to

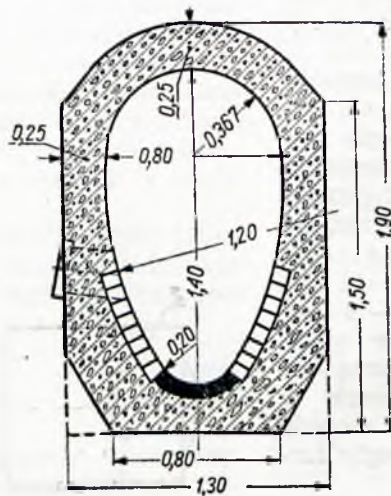


Rys. 49. Wpusty i okładzina z kamionki
1 — okładzina, 2 — wpust boczny, 3 — wpust górny

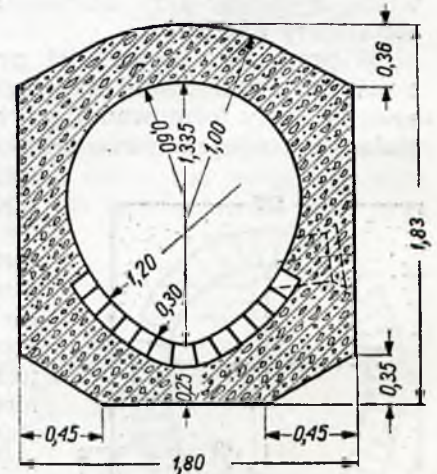
w tym celu, aby uzyskać jednolitą uszczelniającą powierzchnię (warstwy) z zaprawy cementowej 1:2 lub 1:2,5 (rys. 42). Również spoiny powierzchni wewnętrznej zaciera się zaprawą cementową. Spoinowanie musi być przeprowadzone bardzo starannie; w przeciwnym razie duże ilości



Rys. 50. Sposób wbudowania wpustów spodu oraz płytek okładziny z kamionki



Rys. 51. Kanał z betonu



Rys. 52. Kanał z betonu

wód zaskórnych mogą infiltrować do kanału lub przesiąkać na zewnątrz. Można tego uniknąć przez staranne umieszczanie 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 już wspomniano, daje się współśrodkowy pierścień z cegieł układanych wozówkami równoległe do osi kanału (rys. 43). Stosuje się również wiązania układane z wozówek i główek, jak w zwykłej budowie muru (rys. 44). Spoiny idą promieniście i w przypadku zwykłej cegły rozsze-

rzają się ku stronie zewnętrznej. Wypełnia się je całkowicie zaprawą.

Wykonanie odpowiedniego z punktu widzenia wytrzymałości oparcia odbywa się w sposób różny, zależnie od właściwości gruntu i jakości zasympki. Gdy ograniczenie wykopu może być dokładnie dostosowane do przekroju, obudowę kanału można ułożyć bezpośrednio na gruncie. W gruntach o małej wytrzymałości stosuje się różne sposoby. W przeważnej liczbie przypadków przekrój kanałów wzmacnia się w ten sposób, aby mógł przejąć wszelkie naprężenia.

Inne rozwiązanie polega na tym, że przestrzeń między ścianą wykopu i kanałem wypełnia się betonem (rys. 45, 46), wreszcie może być stworzone pewne oparcie przez zastosowanie dobrego materiału na zasympkę, do czego nadaje się szczególnie gruby żwir lub rzeczny piasek w warstwach silnie ubijanych (rys. 47).

Odgałęzienia domowe są wykonywane albo z rur umieszczonych na wysokości odpływu zużytych wód domowych, lub w przypadku położenia kanału na większej głębokości — przez sklepienie. Najczęściej stosuje się specjalne kształtki jako wpusty dostosowane do kształtu ściany (rys. 48, 49, 50).

b. Kanały betonowe i żelbetowe

W przypadku konieczności budowy kanałów o dużych przekrojach oraz specjalnych kształtach

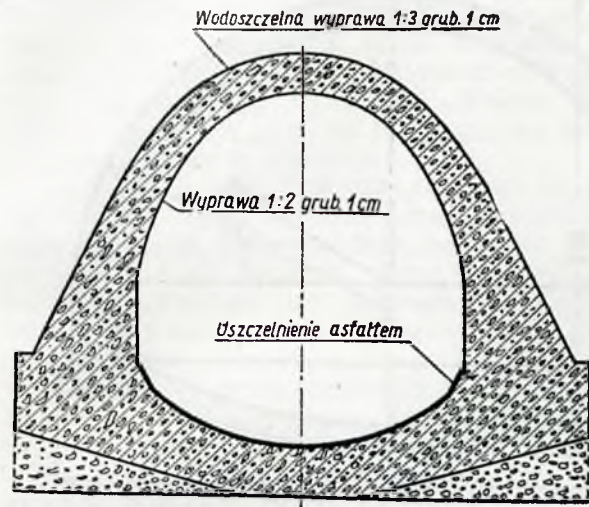
wykonuje się je z betonu (rys. 51, 52, 53) albo żelbetu (rys. 54, 55, 56, 57) całkowicie i bezpośrednio w wykopie. Przy stosowaniu odpowiednich urządzeń mechanicznych układa się również kanały o bardzo dużym przekroju z gotowych rur żelbetowych ($d = 4,0$ m).

c. Kanały z rur żeliwnych

Rury żeliwne stosowane są bardzo rzadko do budowy przewodów kanalizacyjnych zewnętrznych, natomiast powszechnie stosuje się je przy wykonywaniu instalacji wewnętrznych. Rury że-

liwne stosuje się na odcinkach kanałów szczególnie narażonych oraz gdzie pożądane są odcinki możliwie długie, np. do przekroczenia linii kolejowych, również jako syfony pod rzekami.

Kanały z rur żeliwnych wykonywane są tam, gdzie kanał pracuje pod ciśnieniem oraz, gdzie istnieją zbyt duże prędkości niedopuszczalne przy użyciu innych materiałów, np. w kanałach burzowych o bardzo dużym spadku.



Rys. 53. Kanał z betonu (Drezno)

Należy zwrócić uwagę, że użycie rur żeliwnych powoduje zawsze znaczne podrożenie kosztów wykonania.

d. Kanały z drewna

Drewno stosuje się tylko do budowy odcinków znajdujących się stale pod wodą np. wylotów kanałów umieszczonych pod powierzchnią zwierciadła wody w odbiorniku. Stosowane są również do odprowadzania silnie kwaśnych lub alkalicznych ścieków z fabryk.

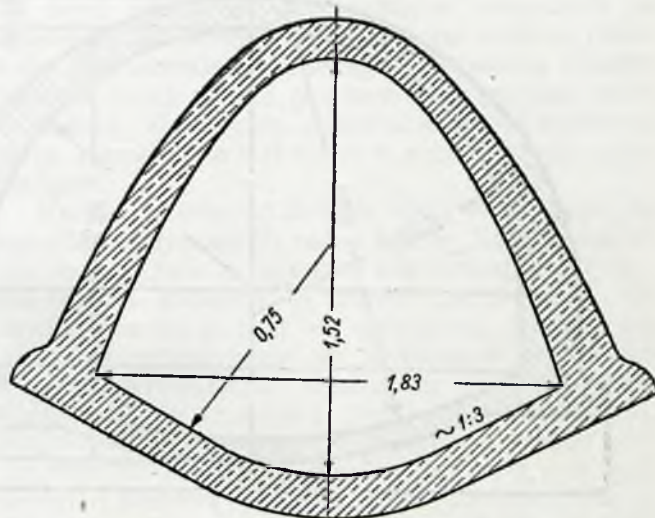
e. Porównanie jakości kanałów wykonanych z różnych materiałów

Zanim przystąpimy do porównania jakości kanałów wykonanych z różnych materiałów, omówimy jakim wymaganiom powinny odpowiadać materiały stosowane do budowy kanałów.

Należy więc rozpatrzyć ich zachowanie się z punktu widzenia wytrzymałości, odporności na ścieranie, odporności na działanie związków chemicznych, gładkości ścian, kształtu przekrojów oraz kosztów budowy.

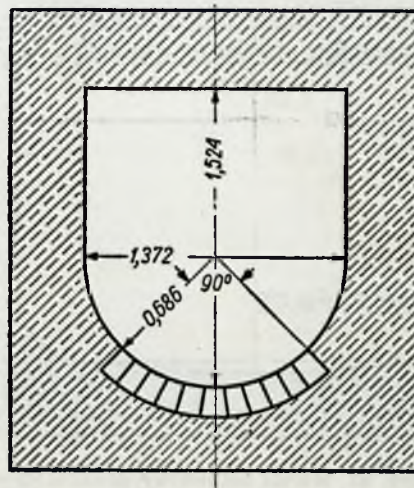
Pod względem wytrzymałości zarówno na obciążenia statyczne zewnętrzne, jak i wewnętrzne beton ma przewagę nad innymi materiałami. Rury kamionkowe o średnicy większej od 450 mm układane w warunkach normalnych trzeba obetonowywać, natomiast rury betonowe o przekroju kołowym przy średnicy powyżej 800 mm — zabezpieczyć. Należy zwrócić uwagę, że zawsze bardzo ważne jest stosowanie odpowiedniego materiału na zasypkę oraz staranność jej wykonania.

Materiał, z którego wykonane jest dno przewodu, musi być dostatecznie odporny na ścieranie spowodowane wleczeniem po dnie zanieczyszczeń stałych. Składają się one głównie z piasku ulicznego, drobnych odłamków startej nawierzchni itp. Te wleczone zanieczyszczenia działają niszcząco na materiał dna. Ilość takich zanieczyszczeń jest tym większa, im gorszego rodzaju są nawierzchnie uliczne oraz im w mniej doskonały sposób jest za-



Rys. 54. Kanał żelbetowy

trzymywany w skrzynkach wpustowych piasek, zbierający się na powierzchni ulic. Z tych też względów spód kanałów wykonuje się z łusek, płyt kamionkowych, klinkieru lub z innych materiałów wytrzymałych na ścieranie. Były nawet przeprowadzane próby użycia na spody kanałów



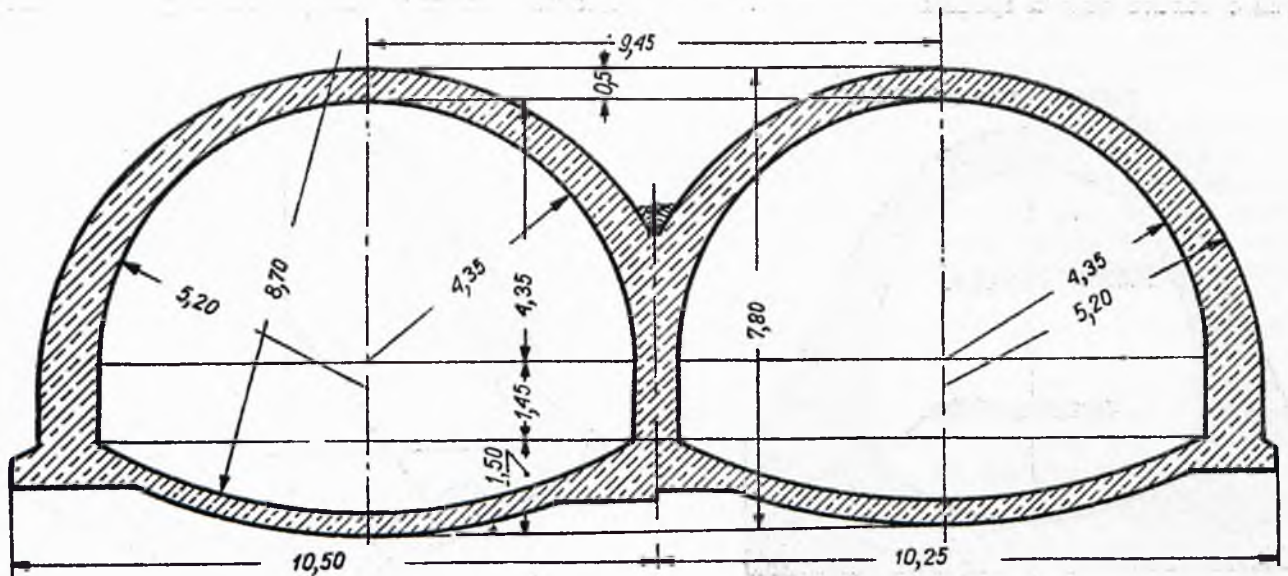
Rys. 55. Kanał żelbetowy

kamieni naturalnych oraz 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 lecz bardzo starannie wykonanymi dowiodły, że wytrzymałość dna takich kanałów można przyjąć równą wytrzymałości rur kamionkowych;

w przypadku zaś rur betonowych wyrabianych za pomocą specjalnych metod wytrzymałość ich jest większa.

Odporność na wody korozyjne. Pod tym względem rury kamionkowe przewyższają inne materiały. Są one w pełni odporne na wpływy chemiczne. Na cement lub beton oddziałują

Normalne ścieki mają charakter alkaliczny, a ich pH waha się w granicach 7,2÷7,8. W normalnych więc warunkach nie należy się obawiać niszczącego wpływu ścieków miejskich na beton. Ścieki z gospodarstw domowych mogą nawet mieć wpływ konserwacyjny polegający na tworzeniu się na wewnętrznej powierzchni zabezpieczającej, tłu-



Rys. 56. Kanał bliźniaczy żelbetowy

szkodliwie i niszcząco ścieki zawierające kwasy, wody gruntowe z dużą ilością kwasu węglowego lub kwasów tłuszczowych, siarczany, ścieki przemysłowe o wysokiej temperaturze, grunty kwaśne i wapniste. Również niszcząco działa na beton

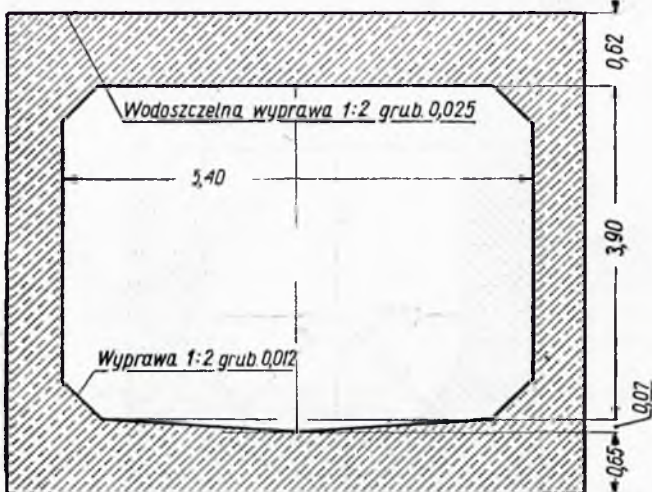
stej, mulastej powłoki. Powłoka ta może być niszczona przez zbyt duże prędkości przepływu ścieków oraz nagromadzone w nich wolne kwasy.

Jeżeli ścieki niosą w dużej ilości związki organiczne, rozkładające się już w kanałach, istnieje obawa tworzenia się pod wpływem wydzielającego się siarkowodoru kwasu siarkowego. Siarkowódor występuje zawsze w gazach znajdujących się w kanałach, które są znacznie bardziej niebezpieczne dla betonu niż same ścieki. Siarkowódor powstaje wszędzie tam, gdzie rozkładają się związki organiczne, powodując powstawanie kwasu siarkowego — czynnika w silnym stopniu niszczącego beton.

Szczególnie należy się obawiać niszczenia tych części kanałów, gdzie poziom ścieków podlega stałym wahaniom: części stale zatopione są zawsze znacznie rzadziej atakowane i zawsze w stopniu znacznie słabszym niż części leżące na wysokości stale zmieniającego się poziomu ścieków.

Kiedy istnieje obawa, że ścieki będą niszcząco wpływały na rury betonowe, stosuje się środki ochronne. Należy zwrócić uwagę, że środki ochronne mające na celu powiększenie szczelności betonu wpływają ujemnie na inne jego właściwości. Zwiększenie szczelności przez zwiększenie ilości cementu pogarsza jakość rur betonowych z uwagi na nadmiar łatwo atakowanego wapna. Również malowanie olejami lnianymi, pokostem, ciężkimi olejami mineralnymi nie daje dobrych rezultatów.

Dlatego należy znać rodzaj i skład ścieków, które mają być prowadzone przez budowane kanały. Tam gdzie przemysł będzie wprowadzać do



Rys. 57. Kanał żelbetowy prostokątny

woda morską. Im bardziej beton jest porowaty tym łatwiej ulega zniszczeniu. Zasadniczym więc warunkiem trwałości betonu jest jego szczelność.

Kwasy zawarte w ściekach powodują rozpuszczanie wolnego wapnia. Z wyjątkiem kwasu fosforowego prawie wszystkie inne kwasy nieorganiczne działają szkodliwie; taki sam wpływ mają kwasy organiczne oprócz kwasu szczawowego.

kanalizacji ścieki gryzące, poleca się zakładać rury kamionkowe lub zastosować odpowiednie urządzenie umożliwiające neutralizację ścieków przemysłowych w miejscu ich powstawania.

Gładkość ścian pożądana jest z tych względów, aby uniemożliwić przyleganie do nich unoszonych wleczonych zanieczyszczeń i zmniejszyć opory tarcia w celu uzyskania dużych wydajności. Rury kamionkowe są z tych powodów korzystniejsze niż rury betonowe. Różnica jednak jakości ścian zostaje wkrótce po uruchomieniu kanalizacji wyrównana wskutek wytworzenia się na rurze powłoki przyściennej, tak że do obliczenia przewodów przyjmuje się dla obu materiałów jednakowy współczynnik szorstkości. Należy jednak zwrócić uwagę, że powłoka ta tworzy się szybciej na powierzchniach gładkich.

Ze względu na kształt oraz rozmiary (szczególnie długość) rury betonowe mają wyższość nad kamionkowymi. Ponieważ rury betonowe wyrabia się w stalowych formach, istnieje pewność, że wymiary gotowych rur odpowiadają dokładnie przepisom i rury pasują do siebie dobrze, ściany zaś odcinków przewodów nie wykazują żadnych nierówności. W przeciwieństwie do tego rury kamionkowe ulegają podczas wypalania lekkiemu skurczowi, szczególnie przy dużych wymiarach; tylko przez bardzo staranne sortowanie można osiągnąć pożądaną dobroć kształtów.

Również ze względów technicznych produkcja rur kamionkowych o większych średnicach (tzn. powyżej 600 mm) napotyka na bardzo duże trudności.

Koszty ogólne budowy przewodu kanalizacyjnego z rur betonowych są mniejsze niż koszty układania przewodu z rur kamionkowych o 10÷15%.

Na podstawie tych uwag wnioski są następujące: przy normalnych spadkach i normalnych ściekach miejskich rury kamionkowe i betonowe są jednakowo dobre. Tylko w takich dzielnicach, gdzie istnieją lub są spodziewane ścieki zawierające dużo niszczących związków chemicznych — należy oddać pierwszeństwo rurom kamionkowym. To samo odnosi się do odcinków ułożonych ze spadkami, na których przekroczone zostaną prędkości dopuszczalne. Z uwagi na znaczną różnicę kosztów powinno się powszechnie stosować rury betonowe. Całkowite stosowanie rur kamionkowych uzasadnione jest tylko w wyjątkowych przypadkach.

Kanały z betonu i żelbetu mają w stosunku do kanałów murowanych różne zalety. Beton i żelbet znajdują przede wszystkim zastosowanie do wykonywania kanałów o dużych rozmiarach. Ze względu na to, że czas ich wykonania jest krótszy od czasu potrzebnego na wykonanie podobnego kanału murowanego, stosuje się je tam, gdzie walka z wodą gruntową jest bardzo utrudniona. Możliwość wykonywania w betonie w sposób prosty różnych kształtów odgrywa też dużą rolę, gdy chodzi o budowę różnych rodzajów specjalnych obiektów. Również przez wzmocnienie betonu wkładkami stalowymi można w sposób odpowiedni dostosować się do rzeczywistych obciążeń budowl.

ZASADY PROJEKTOWANIA SIECI KANALIZACYJNEJ

Przebieg projektowania kanalizacji uregulowany jest ogólnymi instrukcjami państwowymi o sporządzaniu dokumentacji projektowo-kosztorysowej¹⁾ i szczegółowymi instrukcjami branżowymi.

Projektowanie powinno odbywać się w kilku stadiach począwszy od założeń projektowych, ustalających zadania i program ich realizacji, poprzez projekty wstępny i techniczny, ustalające rozwiązania techniczne ogólne i szczegółowe, aż do rysunków roboczych, używanych na budowie.

Projekt kanalizacji miasta musi opierać się m. in. na wnikliwych studiach technicznych, sanitarnych i ekonomicznych.

Projektant musi poznać wszechstronnie warunki terenowe i stan kanalizowanego obszaru. Szczególną uwagę powinien zwrócić na zbadanie odbiornika ścieków i wód opadowych, jego wielkości, stanów charakterystycznych i sposobu wykorzystania. Również konieczne jest zapoznanie się dokładne z planami zagospodarowania przestrzennego, według których będzie przebiegał rozwój miasta.

Od trafnej koncepcji, ustalonej na podstawie wnikliwych studiów, zależą nie tylko racjonalne rozwiązania pod względem technicznym, ale i koszty inwestycji oraz koszty eksploatacji wybudowanych urządzeń.

Projekt sieci przewodów kanalizacyjnych opierać się musi na licznych studiach wstępnych. Projektu nie można ograniczać do obszaru zabudowanego, gdyż sieć kanalizacyjna, której budowa jest kosztowna, powinna spełniać swoje zadanie przez długie lata uwzględniając rozwojowe możliwości miasta (zwykle w ciągu 30÷40 lat). Opracowanie ostateczne i szczegółowe powinno być poprzedzone przez opracowanie wstępne. Służy ono za podstawę do uzgodnienia generalnego projektu regulacji i rozbudowy miasta z projektem kanalizacji. Konieczna jest więc, na co za mało się dotychczas zwraca uwagi, współpraca urbanisty i hydrotechnika. Muszą być uzgodnione: przyrost zaludnienia, w związku z tym obszar zabudowy, a tym samym wielkość powierzchni do odwodnienia, kierunki głównych przewodów, położenie oczyszczalni oraz wylot kanalizacji, spływy jednostkowe ścieków domowych i wód burzowych. Muszą być ustalone miejsca przelewów burzowych. W celu umożliwienia sporządzenia kosztorysu wstępnego należy wykonać wiercenia na li-

nii przebiegu kolektorów i w miejscu przeznaczonym na oczyszczalnię ścieków. Wykreślone być muszą przekroje podłużne kolektorów. Do opracowania generalnego posługujemy się mniej szczegółowymi planami w skali 1 : 10000 oraz mapami sztabowymi w podziałce 1 : 25000. Mapy te służą do określenia działów wód i zbadania, czy będzie się miało do czynienia z wodami obcymi pochodzącymi z powierzchni nie przewidzianych pod zabudowę, a mających spadek ku osiedlu. Wody takie trzeba również odpowiednio ująć i odprowadzić do odbiornika, przy czym należy się starać takie obszary odwadniać niezależnie od sieci kanalizacyjnej miejskiej. Wody z obszarów zewnętrznych doprowadzone do sieci obciążają ją niepotrzebnie powiększając koszty budowy. Odciążenie można uzyskać przez wprowadzenie tych wód wprost do odbiornika lub za pomocą kanałów obiegowych. Konieczne jest również zebranie możliwych wyczerpujących danych hydrologicznych, dotyczących odbiornika.

Projekt szczegółowy musi być oparty 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 rynsztoków i stanach wody w nich, dostatecznymi danymi hydrologicznymi na liniach kolektorów, sięgającymi około 2 m poniżej ich dna.

Rozkład sieci kanalizacyjnej zależy będzie od charakteru powierzchni obszaru osiedla i jego położenia w stosunku do odbiornika. Sieć przewodów składać się będzie z głównego kolektora, ujmującego i doprowadzającego cały odpływ ze zlewni do oczyszczalni lub przepompowni ścieków, kolektorów drugorzędnych dochodzących do kolektora głównego oraz przewodów bocznych.

Pierwszą czynnością projektującego sieć kanalizacyjną jest wyznaczenie na podstawie przebiegu warstwic działów wód oraz linii największych zagłębień powierzchni — kotlin. Zasadą jest, by wszystkie ścieki, jeżeli jest to możliwe, odprowadzić własnym spadkiem po najkrótszej drodze, tj. w sposób najszybszy i najtańszy. Miejsca więc głównych kolektorów wyznaczają nam linie największych zagłębień powierzchni kanalizowanej, końcówki górne wielu przewodów itp. Przewody boczne powinny doprowadzać ścieki do kolektorów po najkrótszej drodze. Należy unikać kierunków wstecznych i linii łamanych.

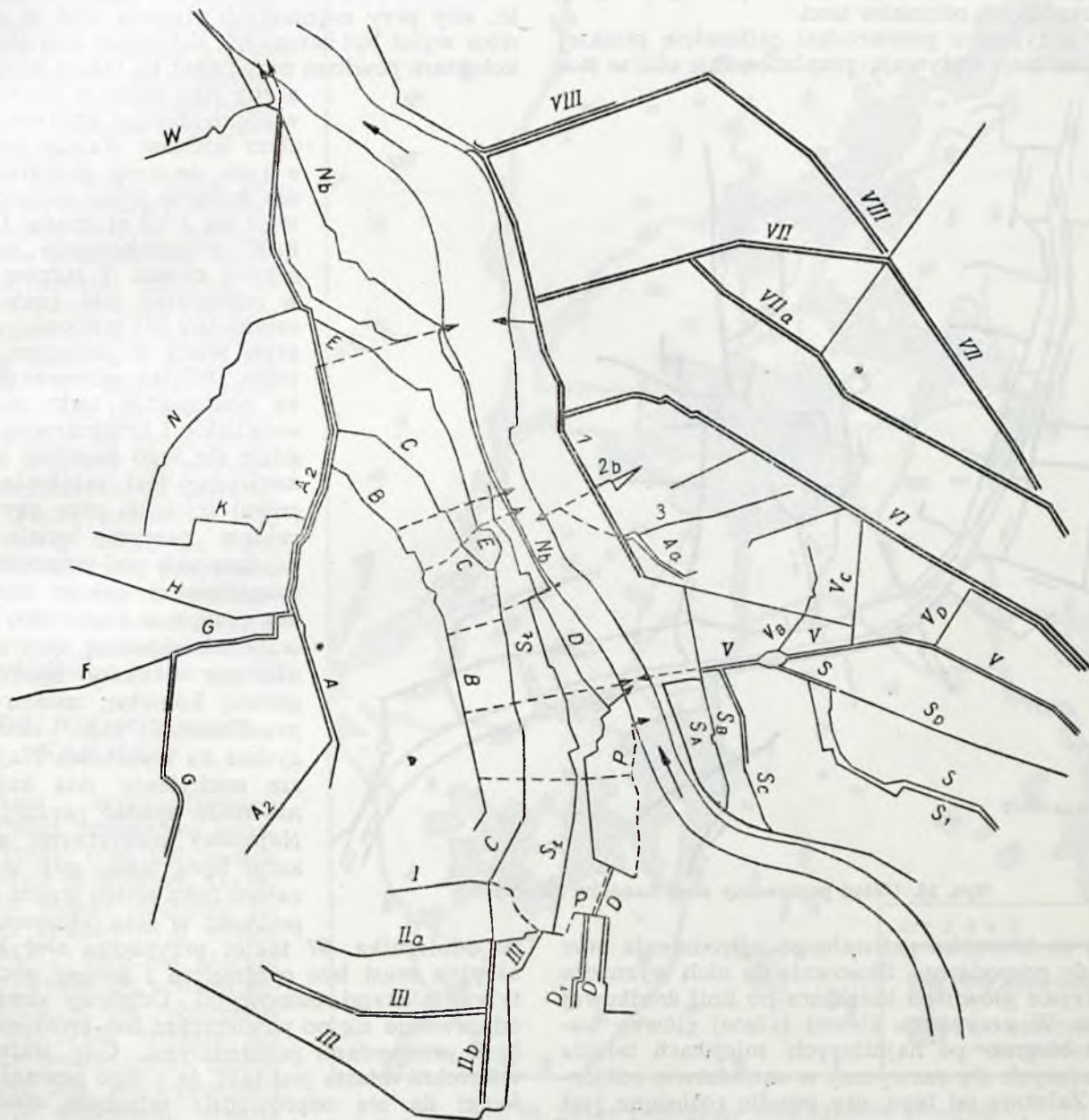
Zaprojektowanie sieci przewodów kanalizacyjnych polega na wyznaczeniu linii przebiegu

¹⁾ Instrukcja PKPG nr 98.

wszystkich kanałów, spadku ich dna i jego poziomu oraz rozmiaru przekrojów na poszczególnych odcinkach. Kierunek spływu ścieków zaznacza się na planie strzałkami. W celu zaprojektowania zagłębienia dna, jego spadku oraz rozmiaru przekrojów przewodów rysuje się przekroje podłużne wszystkich kolektorów w podziałce skazonej, długości jak na planie, wysokości 1 : 100—200.

główny, lub gdy niektóre części miasta są w stosunku do innych położone zbyt nisko, otrzymuje się sieci wydzielone lub strefowe (rys. 61).

W dobrze wykonanej sieci prędkości ścieków w przewodach powinny się wahać w granicach 0,6÷2,0 m/sek. Przewody boczne, prowadzące niewielkie przepływy, budować należy z dużym spadkiem, aby przy małych napełnieniach przekro-



Rys. 58. Układ podłużny sieci kanałów głównych: — kanały, - - - - - burzowce

Należy starać się o doprowadzenie wszystkich ścieków w jedno miejsce, poniżej którego umieścić będzie można oczyszczalnię ścieków. Nie zawsze jest to możliwe ze względu na układ wysokościowy powierzchni. Decyduje on o ukształtowaniu się linii przewodów, nadając jej kształt sieci podłużnej (rys. 58), poprzecznej (rys. 59), gwiazdистой (rys. 60). W pewnych warunkach, gdy to nie jest możliwe, ze względu na przebieg działów wód, połączenie wszystkich kolektorów w jeden

ju prędkości nie były zbyt małe, co sprzyja powstawaniu osadów. Przewody główne mogą otrzymywać spadki mniejsze, aby nie powstawały zbyt duże prędkości powodujące niszczenie przewodów. Ze względu na potrzebę płukania końcówek kanałów powinny one być tak wybudowane, by istniała możliwość płukania ich za pomocą ścieków prowadzonych przez przewód krzyżujący się z końcówką. Osiągnąć się to da przez połączenie na takim skrzyżowaniu w studziannie rewizyjnej końcówki

górną końcówką 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. 62). Otwiera się go na czas płukania. Ślepe końce kanałów bocznych 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 przypadku powierzchni całkowicie płaskiej na układ sieci wpływają: rozplanowanie ulic w sto-

uwzględniać zawsze zasadę, by układ był możliwie jak najprostszy, a koszty budowy i ruchu najniższe.

W systemie ogólnospławnym trasa głównego kolektora powinna tak przebiegać, aby otrzymać możliwie krótkie burzowce.

Zasadnicze znaczenie dla układu sieci przewodów kanalizacyjnych ma umieszczenie wylotu kanalizacji w odbiorniku. Umieszcza się go poniżej miasta. Poziom wylotu kolektora powinien być taki, aby przy najniższych stanach wód w odbiorniku wylot był zatopiony, natomiast dno głównego kolektora powinno przebiegać na takiej wysokości,

ażby stan wody w rzece w niewielkim stopniu wpływał na poziom ścieków. Należy pamiętać o tym, że przy przeprowadzaniu ścieków przez oczyszczalnię traci się 1÷3 m spadów. Często-kroć ustosunkowanie wysokościowe zlewni i stanów wody w odbiorniku nie pozwoli na całoroczny nie podtopiony przepływ wody w głównym kolektorze. 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 takie usytuowanie pod względem wysokościowym całości urządzeń, aby pompy w ciągu roku pracowały jak najmniej. Gdy odbiornik ma większy spadek niż główny kolektor, można przez przedłużenie tego ostatniego zyskać na wysokości. Najmniejsze nachylenie dna kolektora nie może spadać poniżej 0,3‰. Najmniej korzystnymi warunkami będą takie, gdy w ciągu całego roku ścieki trzeba będzie podnosić w celu odprowadzenia



Rys. 59. Układ poprzeczny sieci kanałów głównych

sunku do kierunku naturalnego odwodnienia oraz względy gospodarcze. Stosownie do nich wyznacza się miejsce głównego kolektora po linii środkowej osiedla. W przypadku zlewni falistej główny kolektor biegnie po najniższych miejscach terenu znajdujących się zazwyczaj w sąsiedztwie odbiornika. Zależnie od tego, czy osiedle rozłożone jest po jego jednej stronie, czy też po obydwóch stronach, wykonywa się jeden lub dwa główne kolektory. Łączy się je przewodząc jeden z nich pod rzeką w przewód wspólny, doprowadzający ścieki do oczyszczalni.

Dążeniem naszym powinno być doprowadzenie wszystkich ścieków do jednego punktu, gdzie będzie wybudowana oczyszczalnia lub pompownia, gdyż osiąga się wówczas zmniejszenie kosztów budowy tych urządzeń oraz kosztów ich ruchu. Nawet gdyby była możliwość korzystania z kilku odbiorników, lub potrzeba połączenia dwóch niezależnych zlewni tunelem, należy uważać połączenie za bardzo wskazane. Projektujący powinien

do odbiornika. W takim przypadku sieć kanalizacyjna musi być rozdzielcza i pompy obciążone tylko ściekami domowymi. Odpływy deszczowe odprowadza się po powierzchni lub krótkimi płytkimi przewodami podziemnymi. Gdy układ powierzchni miasta jest taki, że z jego pewnej części ścieki da się odprowadzić własnym spadkiem, z pozostałej zaś nie, konieczny jest podział na strefy z niezależnymi kolektorami połączonymi przed oczyszczalnią, lecz umieszczonymi za pompownią dla stref dolnych.

W przypadku sieci ogólnospławnej z przelewami odciażającymi główny kolektor może się okazać konieczne umieszczenie na niektórych z nich urządzeń przepompowujących ścieki w okresie wysokich stanów wód w odbiorniku. Wydajność pomp powinna odpowiadać splywowi wód deszczowych najczęściej występujących w czasie wezbrań. Wobec tego, że wezbrania w rzekach wywoływane są przez deszcze długotrwałe, nie istnieje w tym okresie prawdopodobień-

stwo deszczu nawalnego. Na odcinkach płaskich bez spadku może się okazać korzystne doprowadzenie ścieków do jednego lub kilku punktów, skąd się ścieki podnosi do poziomu wyższego w celu uniknięcia zakładania wielu głęboko ułożonych przewodów. Przy takim rozwiązaniu kolektor główny umieszczony jest w poziomie wyższym. Wreszcie w przypadku większych odbiorników w czasie wezbrań można dopuścić wprowadzenie do nich ścieków bez oczyszczania, a więc z pominięciem oczyszczalni. Należy wówczas odpowiednio umieścić przewód omijający oczyszczalnię.

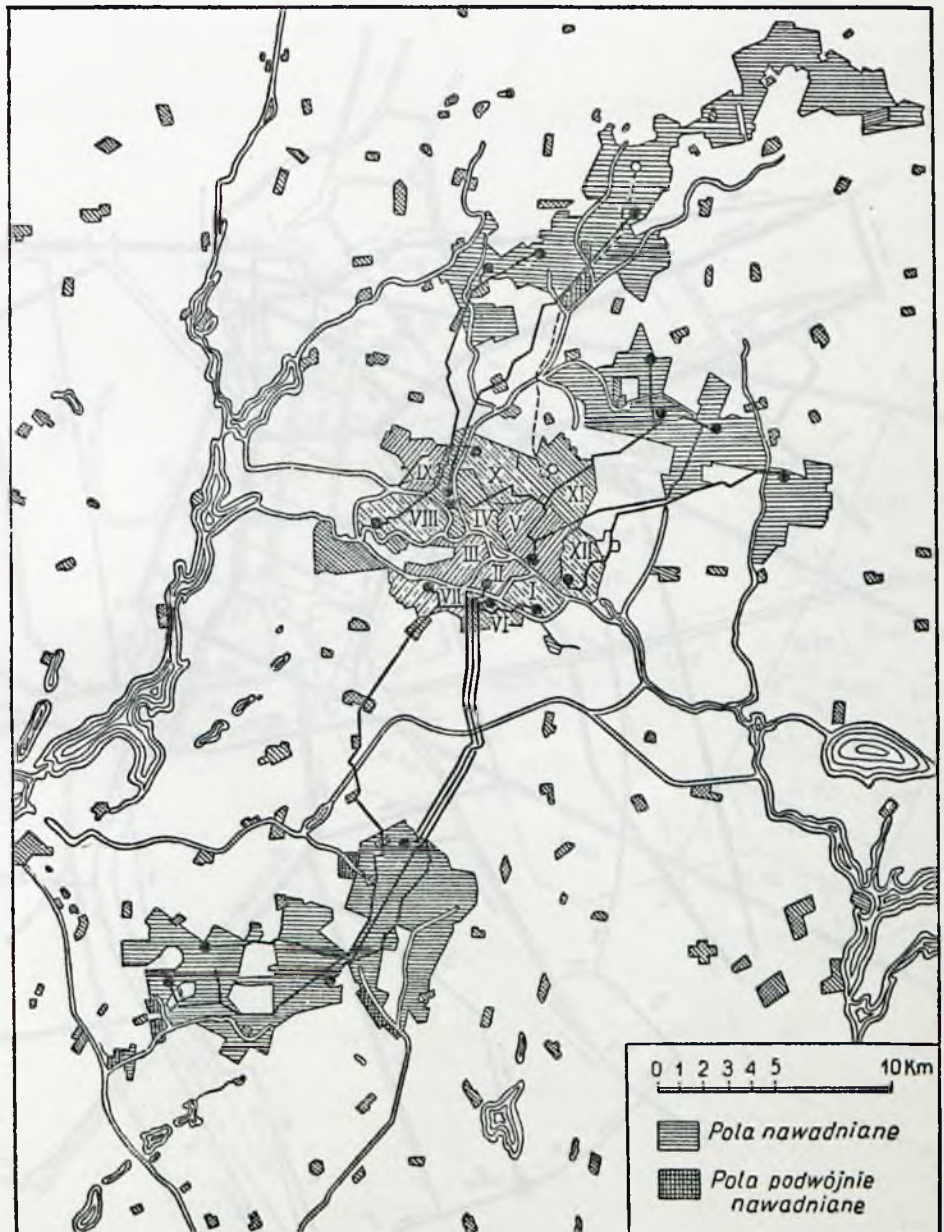
Pod kolektory, które dochodzą do znacznych wymiarów, należy obierać szerokie, możliwie prostolinijne ulice, jak najbardziej zbliżone do założonego kierunku kolektora. Należy unikać zakładania ich na wąskich i krzywych ulicach. W każdym razie w dzielnicach już zabudowanych stosuje się go do istniejących ulic, aby nie powodować niepotrzebnych kosztów. Jeżeli planu zabudowy nie ma, należy dążyć do tego, aby kierunki ulic przystosowano do wymagań kanalizacji. Przewody kanalizacyjne powinno się w zasadzie układać pod ulicami lub drogami.

1. OBLICZANIE SIECI KANAŁÓW

Mając zaprojektowany układ sieci przewodów kanalizacyjnych (rys. 63) można przystąpić do obliczeń. Do tego celu należy posłużyć się planem sytuacyjnym miasta 1:1000—1:5000, na którym przeprowadza się podział powierzchni i jej obliczenie (rys. 64). Jeśli istnieje już projekt wodociągów, można posłużyć się, po wykonaniu niewielu poprawek, zresztą nie zawsze potrzebnych, podziałem i obliczeniem powierzchni wykonanym już dla projektu wodociągów.

Na otrzymanych powierzchniach wpisuje się ich wielkości w ha. Stosownie do wyznaczonego kierunku przepływu sumujemy na węzłach zaczynając obliczenia od góry terenu, przy czym dla powierzchni o jednakowej charakterystyce splywu sumowanie przeprowadza się niezależnie (rys. 65). Na planie tym trzeba zaznaczyć barwami granice stref o różnej gęstości zaludnienia. Liczby otrzymane wpisuje się przy węźle prostopadłe do osi przewodu. Rzymska liczba przed wielkością po-

wierzchni oznacza strefę. Plan otrzymany w ten sposób nosi nazwę sumowania powierzchni. Za ostatnim węzłem głównego kolektora lub przed oczyszczalnią albo pompownią łączne sumy powierzchni stref dać powinny powierzchnię całego miasta, objętą projektem sieci przewodów odwadniających.



Rys. 60. Układ gwiazdzysty sieci kanałów głównych

Na planie, zawierającym linie przebiegu przewodów z zaznaczonymi ich końcówkami oraz strzałkami kierunku splywu ścieków, wpisujemy na węzłach, na podstawie otrzymanych sum powierzchni, ilości przepływu ścieków w węzle. W celu otrzymania tych wartości mnożymy powierzchnie poszczególnych stref przez odpowiednie splywy jednostkowe ścieków domowych oraz wód deszczowych, przy czym z wykresu odczytuje się nie splyw dla każdej kategorii zlewni, lecz — jako funkcję — sumy zlewni wszystkich kategorii. Splywy jednostkowe ścieków dla poszczególnych stref wpisuje się w jednym z rogów

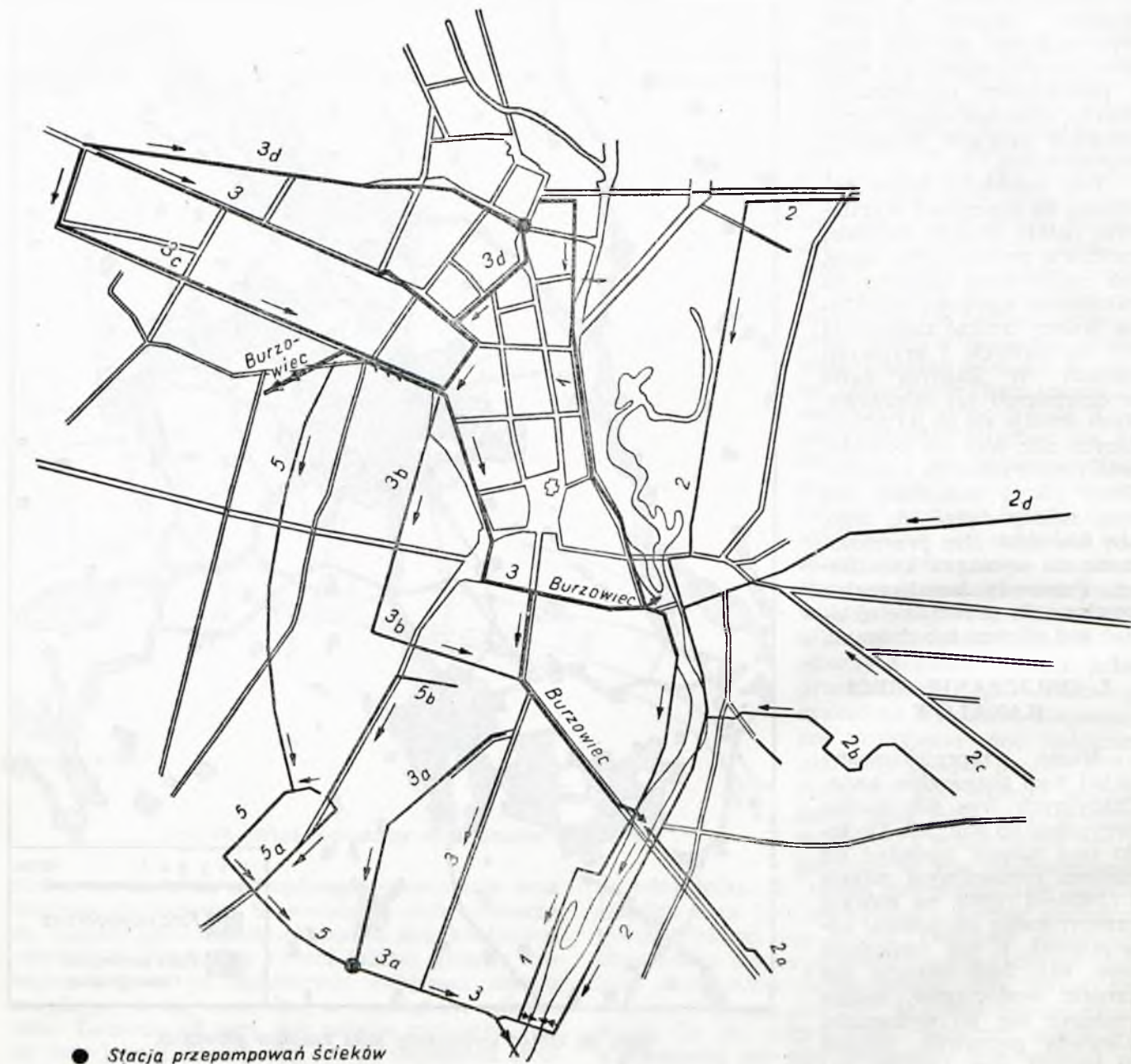
planu. Spływy jednostkowe wód burzowych stanowią osobny załącznik.

Obliczanie sieci polega na sporządzeniu planu (rys. 66) przekrojów podłużnych (rys. 67) i wszystkich kolektorów (w miarę możliwości i kanałów bocznych), ustaleniu spadku dna i doboru odpowiednich przekrojów oraz obliczeniu niwelety dna we wszystkich charakterystycznych punktach, tj.

deszczowych. Wyniki przedstawia się w postaci tablic (tabl. 5, 6, 7).

2. SPADEK PRZEWODÓW

Spadek kanałów daje się możliwie zgodnie ze spadkiem ulic. Jako najmniejszą prędkość umożliwiającą samooczyszczanie się przewodów należy

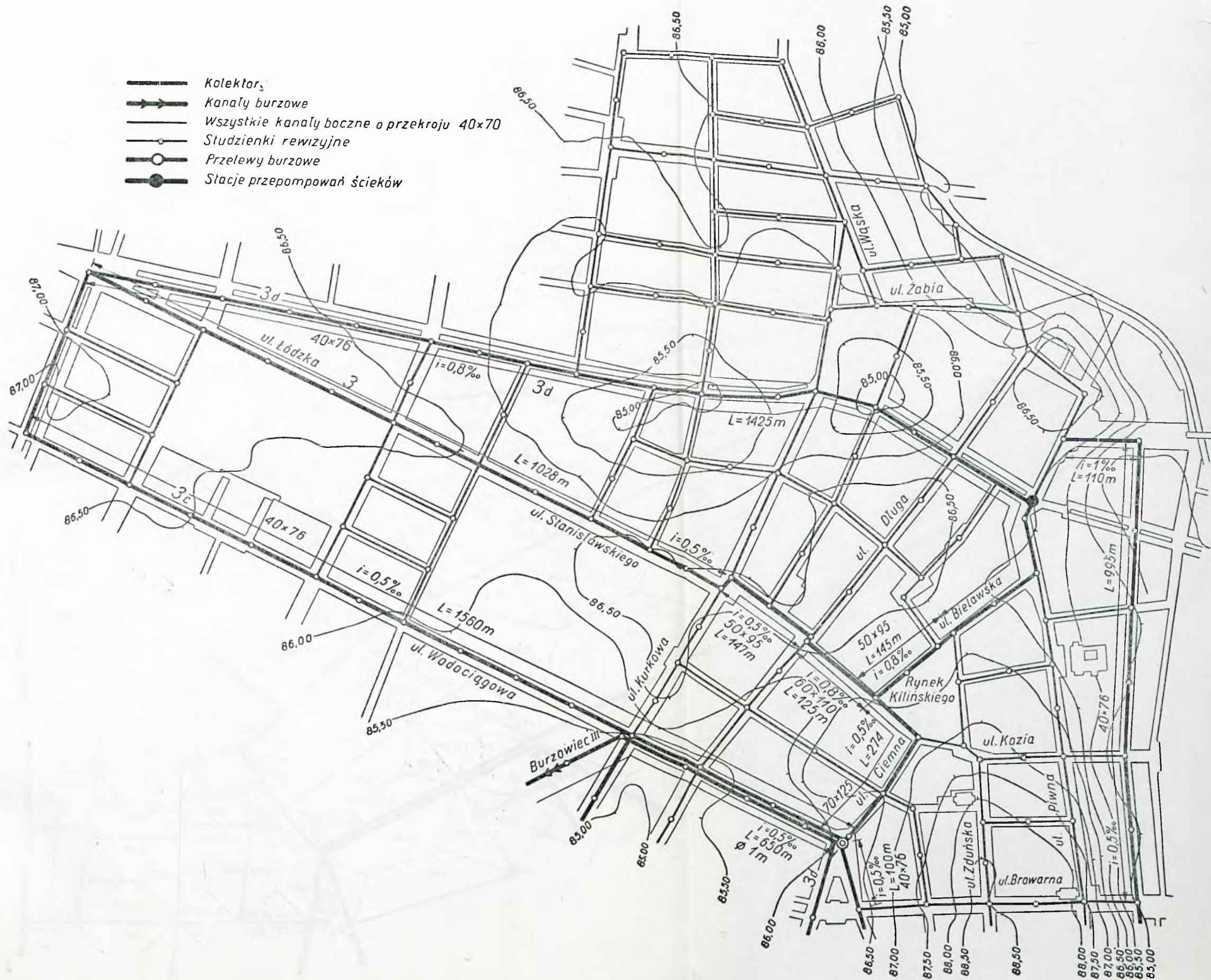


Rys. 61. Układ strefowy sieci kanałów

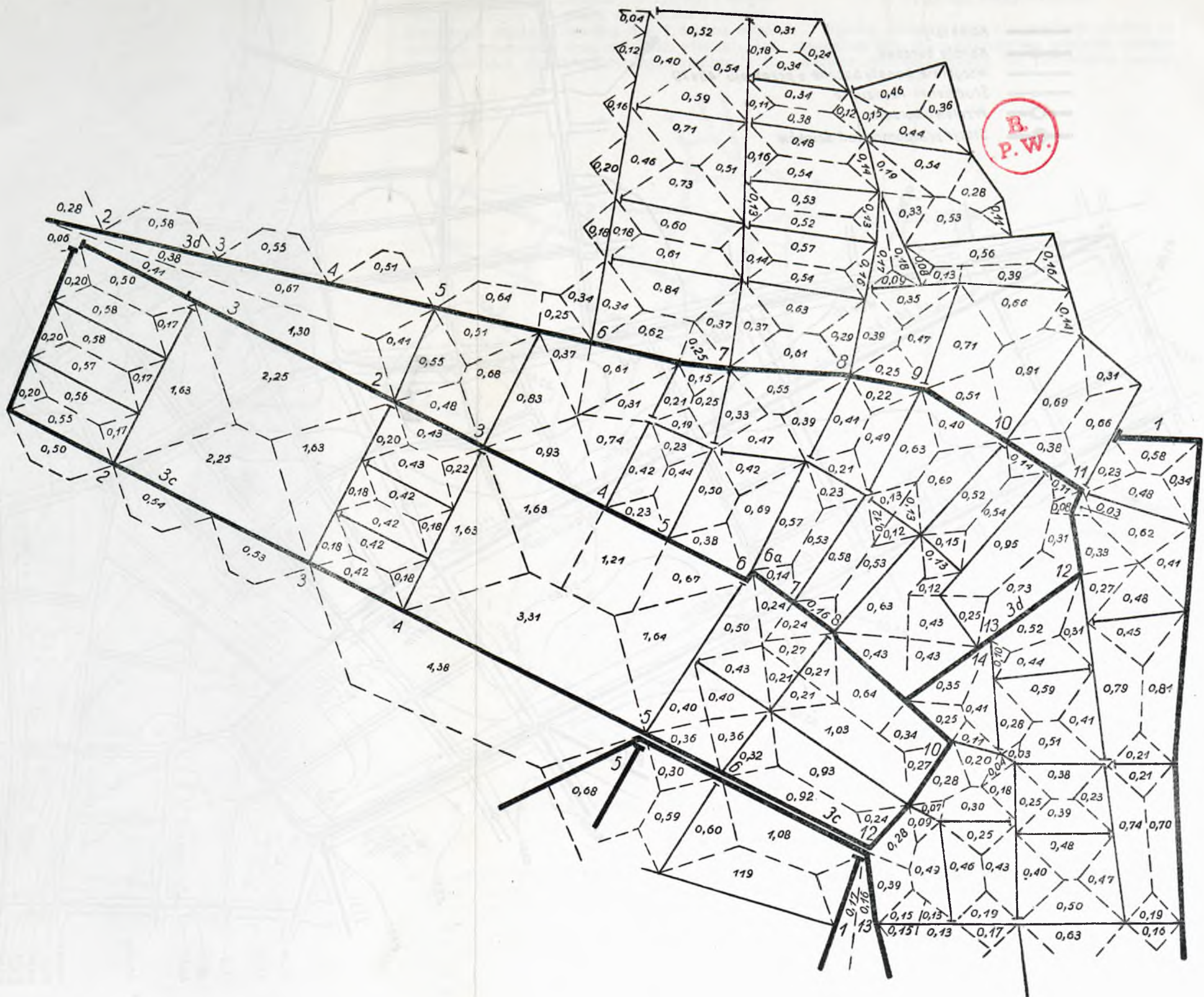
na początku kanału, każdym węźle, załamaniu spadku, kierunku i na wlocie. Przy bardzo małych spadkach należy w obliczeniach uwzględnić nie spadek dna, lecz zwierciadła wody. Głębokości kanałów muszą odpowiadać zagłębieniu piwnic oraz głębokości działek budowlanych.

Bieg obliczenia zależy jest od rodzaju sieci kanalizacyjnej. W przypadku kanalizacji rozdzielczej przeprowadzić musimy oddzielnie obliczenie sieci kanałów do odprowadzenia ścieków i wód

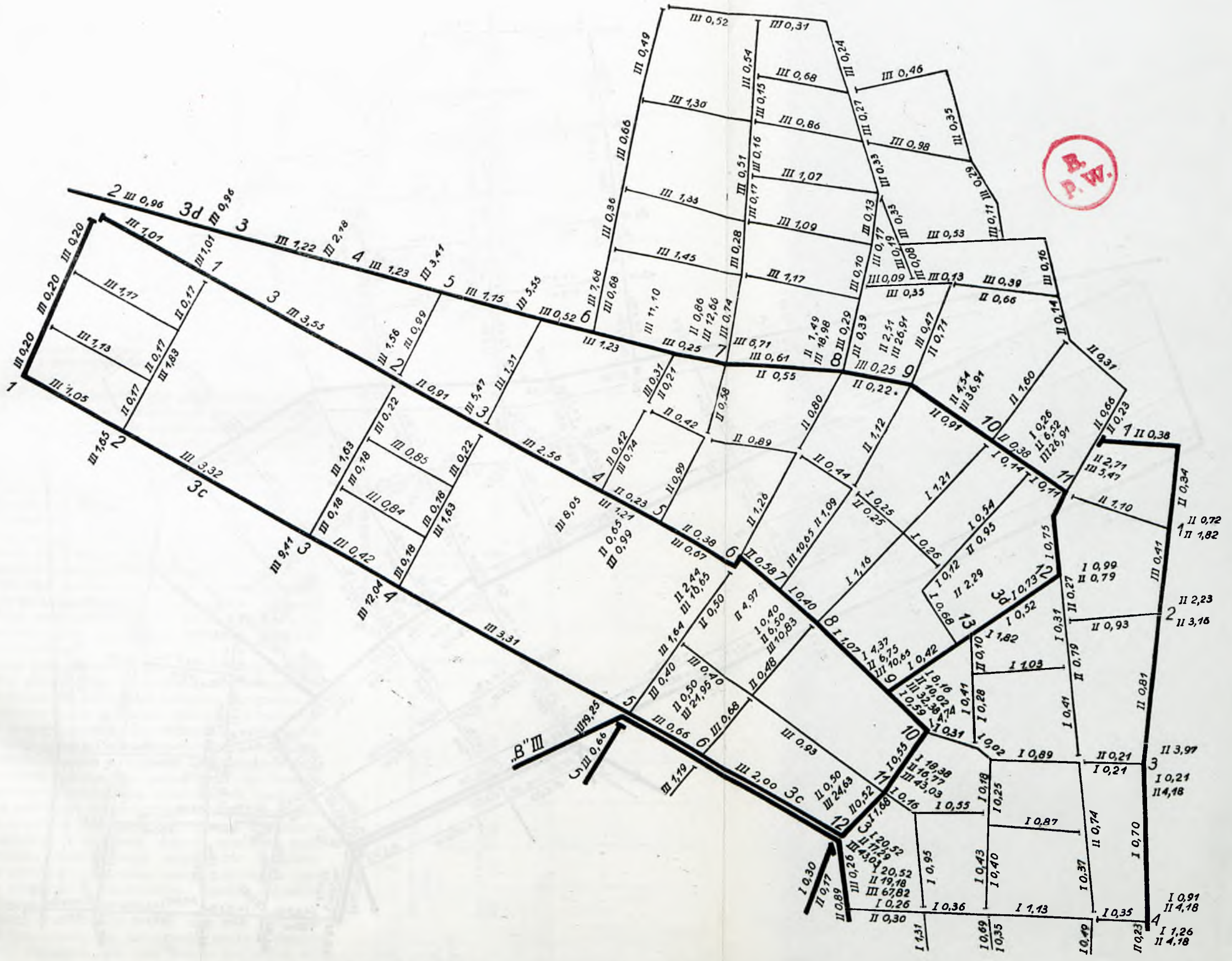
uwagać 1 m/sek przy całkowitym wypełnieniu przekroju, 0,6 m/sek zaś w czasie pogody bezdeszczowej. Gdy otrzymuje się prędkości mniejsze, należy stosować spadek sztucznie zwiększony, gdy zaś położenie odbiornika to uniemożliwia, konieczne jest stałe płukanie sieci. Miarodajna jest siła unoszenia $S = \gamma J_h \text{ kG/m}^2$ (7) ($\gamma = 1000 \text{ kG/m}^3$, J — spadek dna. h — napelnienie). Wynosić ona powinna $0,25 \div 0,35 \text{ kG/m}^2$. Należy unikać zbyt dużych prędkości, gdyż piasek niesiony ściekami



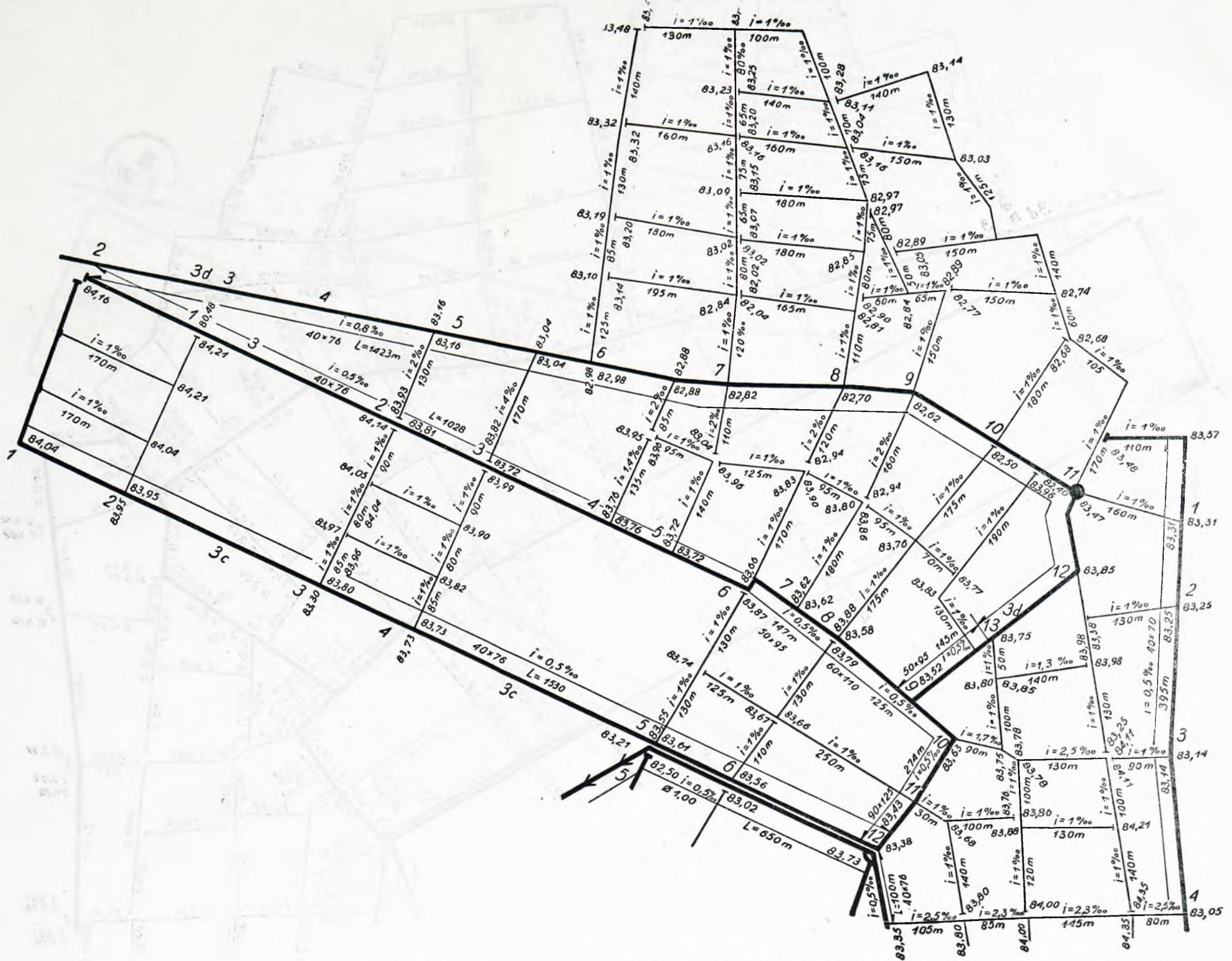
Rys. 63 Układ sieci przewodów kanalizacyjnych z za znaczeniem przekrojów, długości, spadków i miejsca studzienek wjazdowych



Rys. 64. Podział powierzchni i jej obliczenie

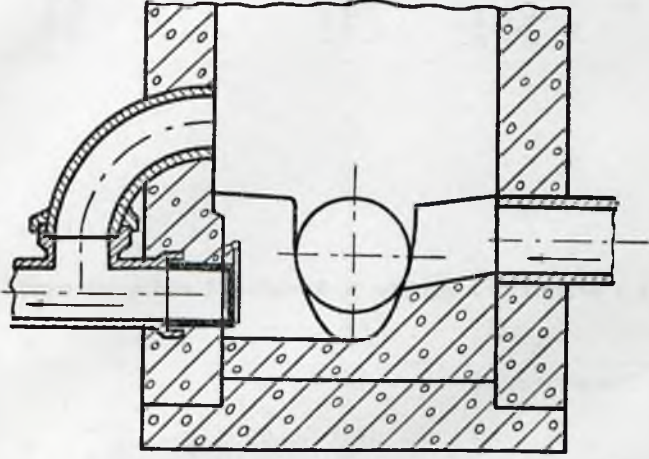


Rys. 65. Sumowanie powierzchni zlewni



Rys. 66. Projekt sieci kanałów z zaznaczeniem przekrojów, długości spadków i rzędnych dna

ściera dno kanału. Prędkość powinna przekraczać, w przypadku stałego przepływu w kanałach dla ścieków domowych lub dla odpływu w kanałach kanalizacji ogólnospławnej w okresie bezdeszczowym, 2,5 m/sek lub 3,0 m/sek, gdy ścieki nie niosą piasku. Wyjątkowo w kanałach deszczowych można dopuścić prędkości do 6 m/sek dla przepływu największego, który trwa krótko. Najkorzystniejsza prędkość wynosi 1,2 m/sek.



Rys. 62. Połączenie końcówki kanału w studziencie wiazo-
wej z przewodem poprzecznym wyższym

Napełnienie przekroju nie powinno być mniej-
sze niż 3 cm, gdyż w przeciwnym przypadku nie-
sione przez ścieki większe zanieczyszczenia stykają
się z dnem i powodują zwiększenie oporów tarcia.

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

Przekroje dobiera się w ten sposób, aby dla
przyjętych miarodajnych przepływów przewód
prowadził wodę bez ciśnienia. Zwykle dobiera się
taki wymiar, aby napełnienie wynosiło 0,6÷0,85
pełnej wysokości.

Mając przygotowany plan, na którym podane
są ilości przepływów w węzłach można przystą-
pić do obliczenia całej sieci kanałów. Potrzebne są
poza tym przekroje podłużne obliczanych kanałów.
Przed przystąpieniem do obliczania przekrojów
przewodów należy uzgodnić położenie niwelety
wszystkich kanałów w węzłach. Dla kanałów bocz-
nych można przekrojów podłużnych nie kreślić,
o położeniu niwelety dna orientuje się projektu-
jący na podstawie planu warstwicowego. Po uzgod-
nieniu niwelety dna kanałów, tj. po uzyskaniu
dostatecznych i możliwie dużych spadków przy
zachowaniu dostatecznego zagłębienia kanałów,
można przystąpić do stopniowego obliczenia roz-
miaru przekrojów przewodów. Spadki kanałów
określi sam układ terenu.

Wyloty kanałów bocznych powinny być uło-
żone w ten sposób, aby zwierciadło wody w docho-
dzących kanałach nie znajdowało się niżej niż
w kanale głównym, aby zapobiec spiętrzeniu ście-

Tablica 5

Obliczanie sieci deszczowej metodą granicznych natężeń

1	Nr węzła																				
2	Zlewnia rzeczy- wista — F	I kat. ha	II kat. ha	razem ha																	
3	Zlewnia zreduko- wana — ψF	I kat. ha	II kat. ha	razem ha																	
4	Długość odcinka L	m																			
5	Długość kanału od początku ΔL	m																			
6	Prędkość w ka- nale założona v_z	m/sek																			
7	Czas prze- pływu w kanale t_p	sek	min																		
8	Czas retencji kanału t_r	min																			
9	Czas dopływu koncentracji t_k	min																			
10	Czas sumaryczny $t_p + t_k + t_r$	min																			
11	Czas deszczu miarodajnego t_{dm}	min																			
12	Natężenie deszczu miarodajnego	J mm min/sek ha	q l/sek ha																		
13	Przepływ w ka- nale Q	l/sek																			
14	Spadek kanału i	‰																			
15	Kształt i wymiar przekroju kanału	m																			
16	Napełnienie kanału h	cm																			
17	Powierzchnia przepływu /	m ²																			
18	Prędkość w ka- nale obliczona v_z	m/sek																			

Obliczenie sieci deszczowej za pomocą wzorów podających związek między spływem i wielkością zlewni

1 Nr węzła	2			3			4 Spływ jednostkowy zredukowany $q \cdot \varphi$ l/sek ha	5 Przepływ w kanale Q l/sek	6 Spadek kanału i ‰	7 Kształt i wymiar przekroju m
	Zlewnia rzeczywista — F			Zlewnia zredukowana ΨF						
	I kat. ha	II kat. ha	razem ha	I kat. ha	II kat. ha	razem ha				

Tablica 7

Obliczanie kanałów ściekowych w kanalizacji rozdzielczej i przepływów ścieków w kanalizacji ogólnospławnej

1 Nr węzła	2			3			4 Spadek kanału i ‰	5 Kształt i wymiar przekroju m	6 Napełnienie kanału h cm	7 Powierzchnia przepływu f m ²	8 Prędkość v m/sek
	Zlewnia			Przepływ ścieków							
	I kat. o współczynniku odpływu $q = q_1$ l/sek ha	II kat. o współczynniku $q = q_2$ l/sek ha	razem l/sek ha	ze zlewni I kat. $q_1 \cdot F_1$ l/sek	ze zlewni II kat. $q_2 \cdot F_2$ l/sek	razem l/sek					

ków w kanale bocznym. Najlepiej umieścić dno dochodzącego kanału na wysokości zwierciadła ścieków w odbiorniku.



Rys. 68. Licowanie sklepień kanałów dochodzących bocznych ze sklepieniem kanału głównego

Aby nie powstawało sprężenie zwierciadła wody w czasie pogody bezdeszczowej, należy tak dobierać przekroje, aby w miejscach węzłów leżały



Rys. 69. Licowanie dna kanałów dochodzących bocznych z dnem kanału głównego

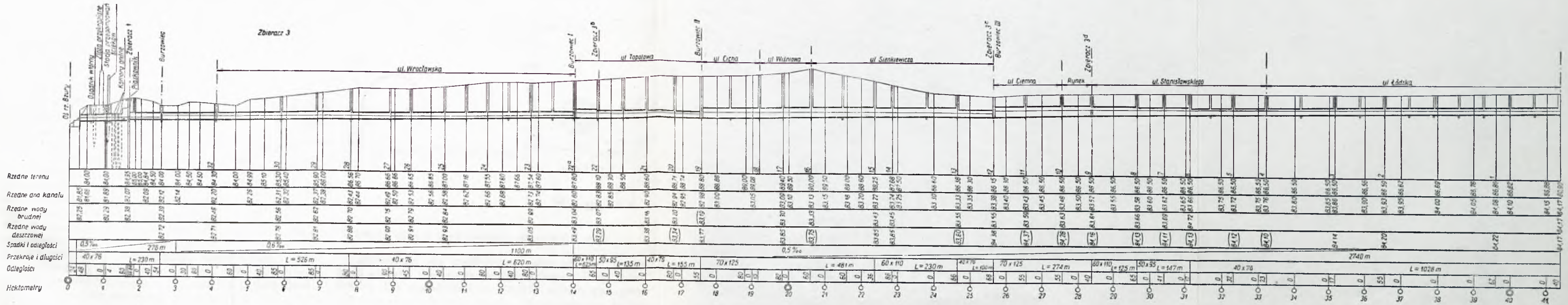
one na jednej wysokości. Najlepiej przekroje łączyć w ten sposób ze sobą, aby licowało nie dno, lecz sklepienie (rys. 68). Wówczas otrzymuje się

dno zestopniowane. Traci się tyle spadu, ile wynosi różnica wysokości kolejnych przekrojów. Przy niewielkich więc spadkach powierzchni z konieczności licuje się dno (rys. 69).

Powoduje to jednak, że w przypadku 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 dla różnych średnic można odczytać z załączonego wykresu (rys. 70). Warunki miejscowe zmuszają częstokroć do odstępstw od tych norm, przy czym przewidziane wówczas być muszą odpowiednie środki zaradcze. Mniejszych spadków niż 0,3‰ w kolektorach dawać nie można, raczej powinno się uważać spadek 0,5–1,0‰ jako granicę dolną. Bardzo duże spadki mogą być zmniejszone przez wprowadzenie spadów (stopni, studzienek spadowych).

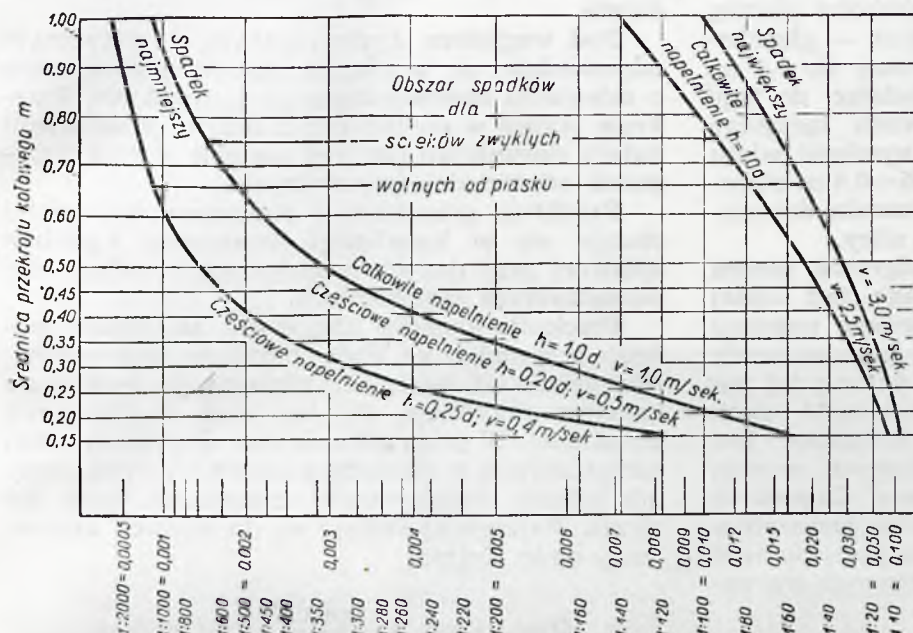
Należy zwrócić uwagę, że częstokroć w przypadku bardzo płaskiej powierzchni w celu utrzymania się w granicach spadków najmniejszych powiększa się przekroje, gdyż mogą być dla nich zastosowane mniejsze spadki. Popełnia się w ten sposób błąd, gdyż w przewodach powstaje dla podanych spadków (rys. 70) prędkość 0,5 m/sek przy odpowiednio dużym wypełnieniu przekroju. Powiększenie przekroju może więc tylko pogorszyć stan rzeczy, powodując zmniejszenie napełnienia



Rys. 67. Przekrój podłużny zbiornika

przewodu oraz prędkości przepływu. Raczej powinno się iść w kierunku zmniejszenia przekroju oraz wybudowania urządzenia w celu umożliwienia częstego płukania kanału.

W celu określenia granicznych spadków można posłużyć się orientacyjnie następującym prawi-



Rys. 70. Granice spadków

dłem. W ulicznych kanałach kołowych największy spadek powinien wynosić 1 dzielone przez średnicę wyrażoną w cm, najmniejszy 1 dzielone przez średnicę wyrażoną w mm; w przypadku normalnego przekroju jajowego zamiast średnicy należy przyjąć największą szerokość przekroju w świetle.

3. USYTUOWANIE PRZEWODU W PRZEKROJU ULICY

Przewody należy tak usytuować w przekroju ulicy, aby leżały z dala od innych przewodów (rys. 71). W przypadku sieci ogólnospławnej umieszcza się kanały przeważnie w osi ulicy, z wyjątkiem szerokich ulic ponad około 24 m lub ulic z podwójną jezdnią. W przypadku sieci rozdzielczej umieszcza się kanały deszczowe i ściekowe albo bezpośrednio obok siebie, albo w określonym odstępie pośrodku; gdy potrzebne są dwa kanały ściekowe umieszcza się je pod chodnikami, z reguły zaś kanał deszczowy w osi ulicy, z wyjątkiem bardzo szerokich ulic.

Budowanie kanałów ściekowych pod chodnikami napotyka na trudności z powodu umieszczonych tam już poprzednio innego rodzaju przewodów. Zasada powinno być umieszczenie pod chodnikami takich przewodów, które trzeba często odkopywać.

4. GŁĘBOKOŚĆ UMIESZCZENIA KANAŁÓW

Głębokość umieszczania kanałów zależy przede wszystkim od głębokości piwnic oraz wysokości poziomów wody w odbiorniku. Również odgrywają

rolę: zabezpieczenie przed zamrażaniem przewodów, działanie obciążenia zewnętrznego i uderzeń oraz poziomy wody gruntowej.

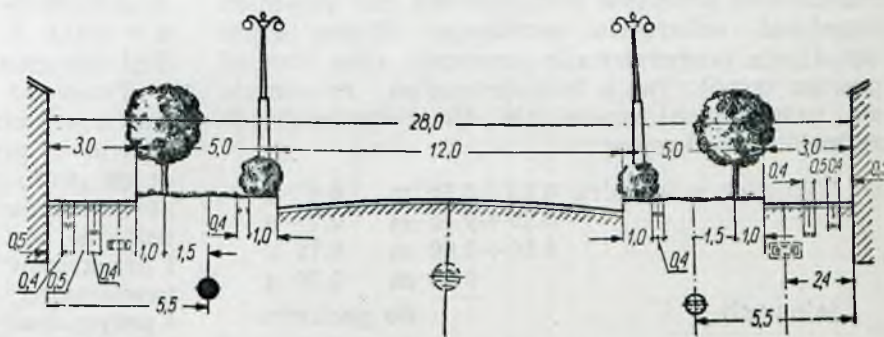
Powinno się dążyć do takiego zagłębienia kanałów, aby można było odvodnić piwnice. Jeżeli oznaczymy przez p zagłębienie dna piwnic, przez d średnicę domowego przewodu odpływowego, h jego zagłębienie pod podłogą piwnicy, l odległość najniższego i najbardziej oddalonego wpustu (zwykle przyjmuje się najbardziej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

$$H = p + 0,25 + d + 0,02l + h + t$$

Przy płaskiej zlewni ($t = 0$) i przyjęciu średniego zagłębienia dna piwnic pod nawierzchnią ulicy 1,6 m, głębokości działki 20 m, szerokości zaś ulicy 12 m, $d = 0,15$ m

oraz $h = 0,30$ m otrzymuje się zagłębienie kanału ulicznego

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



Rys. 71. Przekrój ulicy z usytuowaniem przewodów

Stosownie do zagłębienia dna piwnic 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 w przypadkach bezwzględnie koniecznych, niewielkimi pompami uruchamianymi najlepiej samoczynnie, przy czym rury odprowadzające ścieki podwieszają się na ścianie piwnicy i wprowadza do kanału ulicznego w wyższym poziomie niż dno ulicy. W przypadku szerokich ulic można zaoszczędzić na długości przykanalików przez ułożenie dwóch przewodów po obu stronach ulicy. Zwrócić należy uwagę w przypadku sieci ogólnospławnej na umożliwienie odwodnienia piwnic również w czasie od-

plywów deszczowych, przy czym należy pamiętać o tym, aby nie powstawała możliwość zalania piwnic. Jako zabezpieczenie przeciwko niebezpieczeństwu zamarzania oraz działaniom ciśnienia i uderzeń stosuje się przykrycie o grubości co najmniej $1 \div 1,2$ m.

W przypadku sieci rozdzielczej o głębokości kanałów ściekowych decydują głębokości piwnic, o głębokości zaś kanałów deszczowych — głębokości wpustów ulicznych, które wynoszą do 1,4 m, częstokroć zaś znacznie mniej. Dodając do tego zagłębienia wpustu spadek przewodu łączącego wpust z kanałem ulicznym oraz wysokość wlotu nad dnem kanału w sumie około $0,5 \div 0,6$ 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 rodzaj gruntu oraz wody gruntowe. Dążeniem powinno być umieszczenie kanałów powyżej poziomu wody gruntowej, gdyż budowa kanałów poniżej jej poziomu bardzo podraża koszty założenia sieci, szczególnie w płynnym piasku. Wskazane jest wówczas użycie przekrojów obniżonych w celu otrzymania dostatecznego przykrycia. Częstokroć pożądane jest również wykorzystanie przewodów kanalizacji w celu stałego obniżenia poziomu wód gruntowych i stworzenia przez to lepszych warunków zdrowotnych.

5. OBLICZANIE PRZEKROJÓW

Przy ustalaniu przekrojów sieci ogólnospławnej i sieci deszczowej w kanalizacji rozdzielczej należy przyjmować całkowite wypełnienie przewodów.

Przy obliczaniu sieci ściekowej w kanalizacji rozdzielczej przepływ obliczeniowy nie powinien napełniać całkowicie przekroju. Wolna część umożliwi przewietrzanie przewodu oraz stanowi pewien współczynnik bezpieczeństwa. Przyjmuje się następujące napełnienie dla poszczególnych rodzajów przekrojów:

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

Przy budowie kanałów stosuje się następujące przekroje: przekrój kołowy, jajowy zwykły i podwyższony, gruszkowy, dzwonowy zwykły i dzwonowy ze specjalnym korytem na ścieki. Kształt przekroju przyjmuje się zależnie od ilości ścieków i wód opadowych, które mają być przeprowadzone przez kanał oraz od wymaganych prędkości i stopnia napełnienia; również od zagłębienia kanału i rozporządkalnego przykrycia oraz od szerokości wykopu, w jakim przekrój może być wykonany.

Ponieważ roboty ziemne mają decydujący wpływ na koszty kanalizacji, należy dążyć do osiągnięcia jak najmniejszych szerokości wykopów. Również warunki statyczne mają wpływ na wybór odpowiedniego kształtu.

Średnice przekrojów kołowych w sieci ogólnospławnej wahają się w granicach od 0,2 do 0,5 m.

Stosowanie większych średnic prowadzi do stosunkowo małych przepływów i małych prędkości przy przepływie ścieków gospodarczych oraz zupełnie nieekonomicznych szerokości wykopu. Przekroje kołowe niezbrojone są niekorzystne również pod względem statycznym, gdyż linia ciśnień od obciążenia zewnętrznego przebiega w nich niewłaściwie.

Pod względem hydraulicznym i statycznym odpowiednie są przekroje jajowe podwyższone o sklepieniu dostosowanym do linii ciśnień. Przekroje jajowe w porównaniu z innymi przekrojami należy stosunkowo bardziej zagłębić w celu otrzymania odpowiedniego przykrycia.

Przekroje gruszkowe i dzwonowe najczęściej stosuje się w kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej przy dużych przepływach i małych rozporządkalnych zagłębieniach.

Przekroje kanałów oblicza się za pomocą jednego z wzorów na ruch burzliwy jednostajny. Niezależnie od materiału użytego do wykonania kanałów przyjmuje się ten sam współczynnik szorstkości. W przypadku dobrze utrzymanej sieci kanalizacyjnej o gładkich ścianach z żeliwa, cegły lub betonu współczynniki szorstkości mało się różnią. Najczęściej stosuje się do obliczeń uproszczony wzór Kuttera

$$Q = A \cdot v = A \cdot \frac{100\sqrt{R}}{m + \sqrt{R}} \sqrt{RJ} \text{ m}^3/\text{sek}$$

lub wzór Manninga

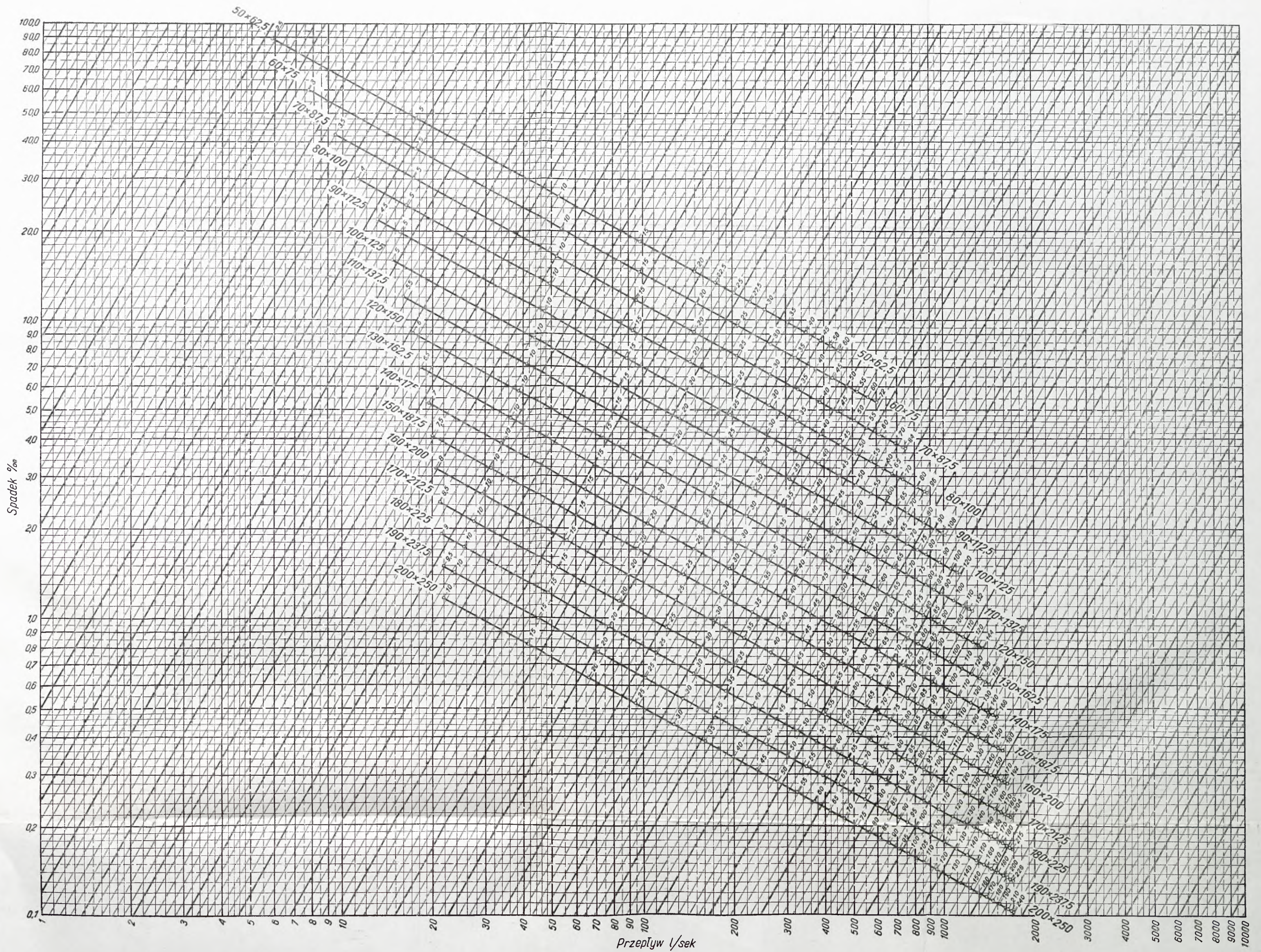
$$Q = A \cdot v = A \cdot \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot J^{\frac{1}{2}} \text{ m}^3/\text{sek}$$

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.

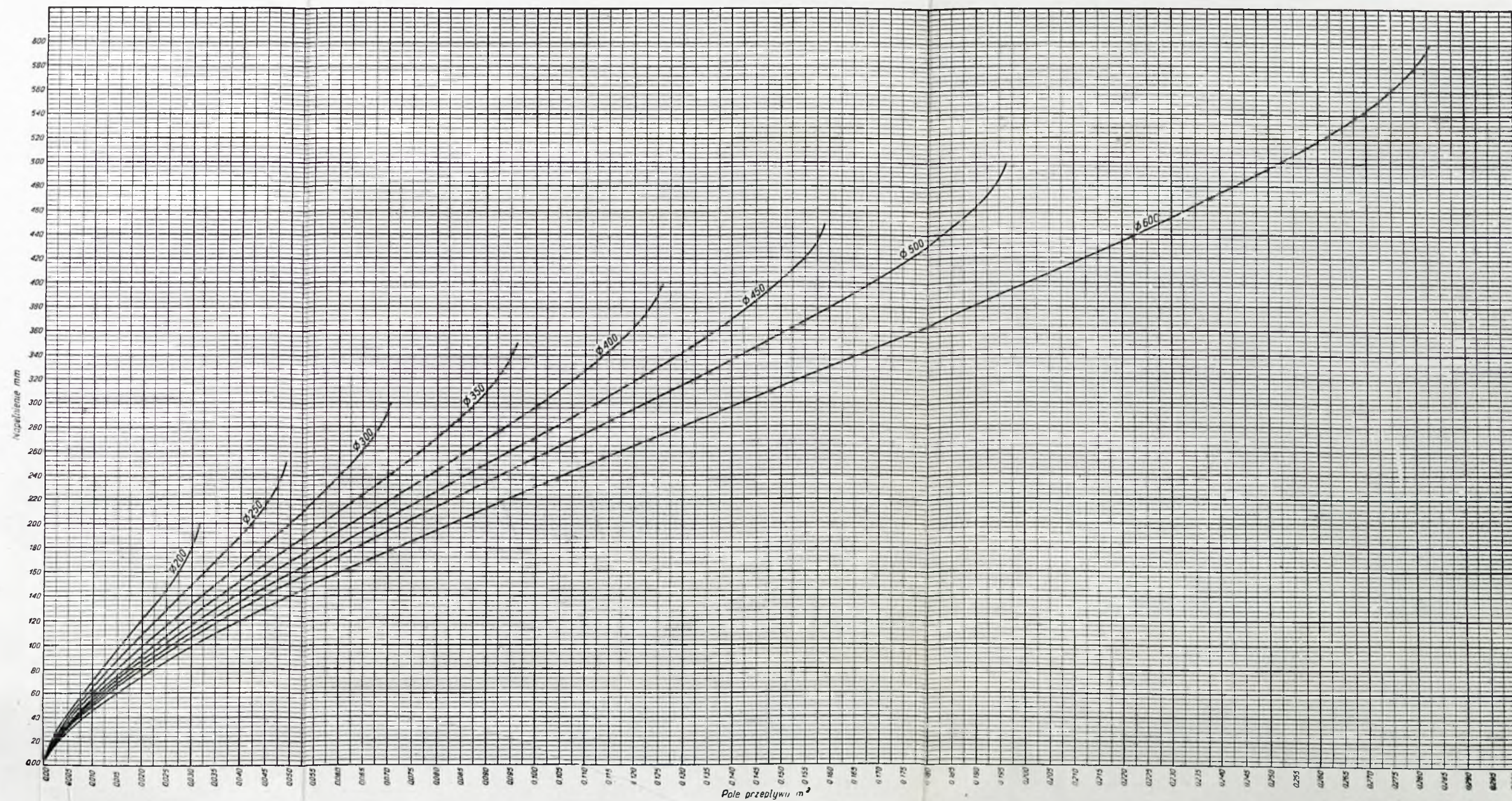
Ponieważ obliczenie bezpośrednie za pomocą wzoru jest utrudnione (należy przy zadanym przepływie i przyjętym spadku dobierać przekrój drogą prób), staramy się tę pracę uprościć przez zastosowanie wykresów (rys. 72 do 76), na których ustalono dla wszystkich możliwych przypadków i przekrojów ilości przepływu wody i napełnienia przekrojów. W ten sposób bardzo ułatwia się i przyspiesza pracę.

Załączone wykresy ułatwiają przeprowadzenie obliczenia dla najczęściej stosowanych przekrojów kanałów kołowych, jajowych podwyższonych i gruszkowych. Do obliczenia można posłużyć się również zwykłym wykresem drabinkowym do wzoru Manninga (rys. 77, 78, 79).

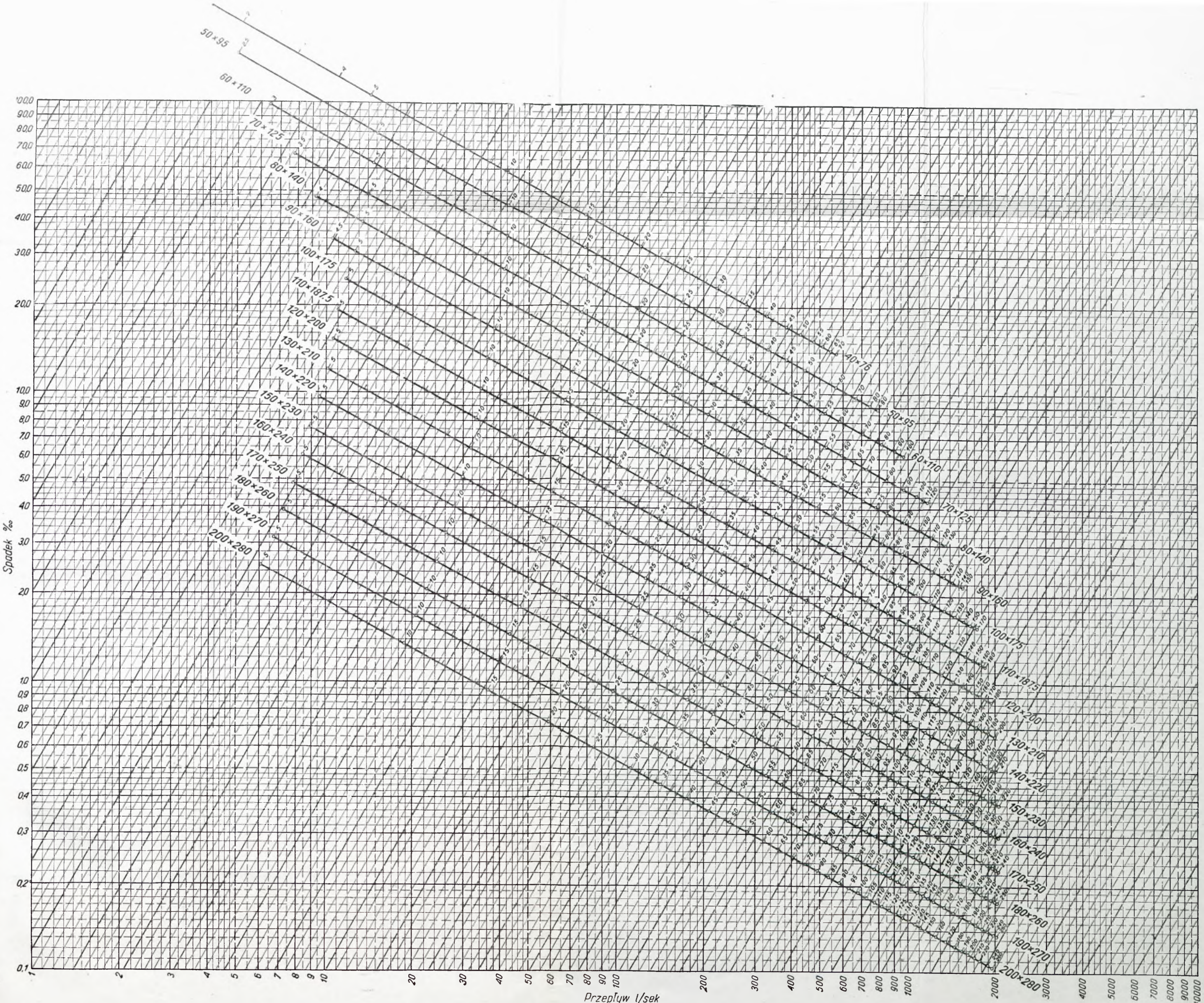
Przekroje złożone sprowadza się zwykle do przekroju kołowego o tej samej szerokości d . Stosunek wydatku obu porównywanych przekrojów nie pozostaje stały w miarę wzrostu d , jednak błąd, jaki się popełnia, leży w granicach dopuszczalnych. Dla obliczonego stosunku prędkości v_1/v_0 oraz wydatków Q_1/Q_0 — 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



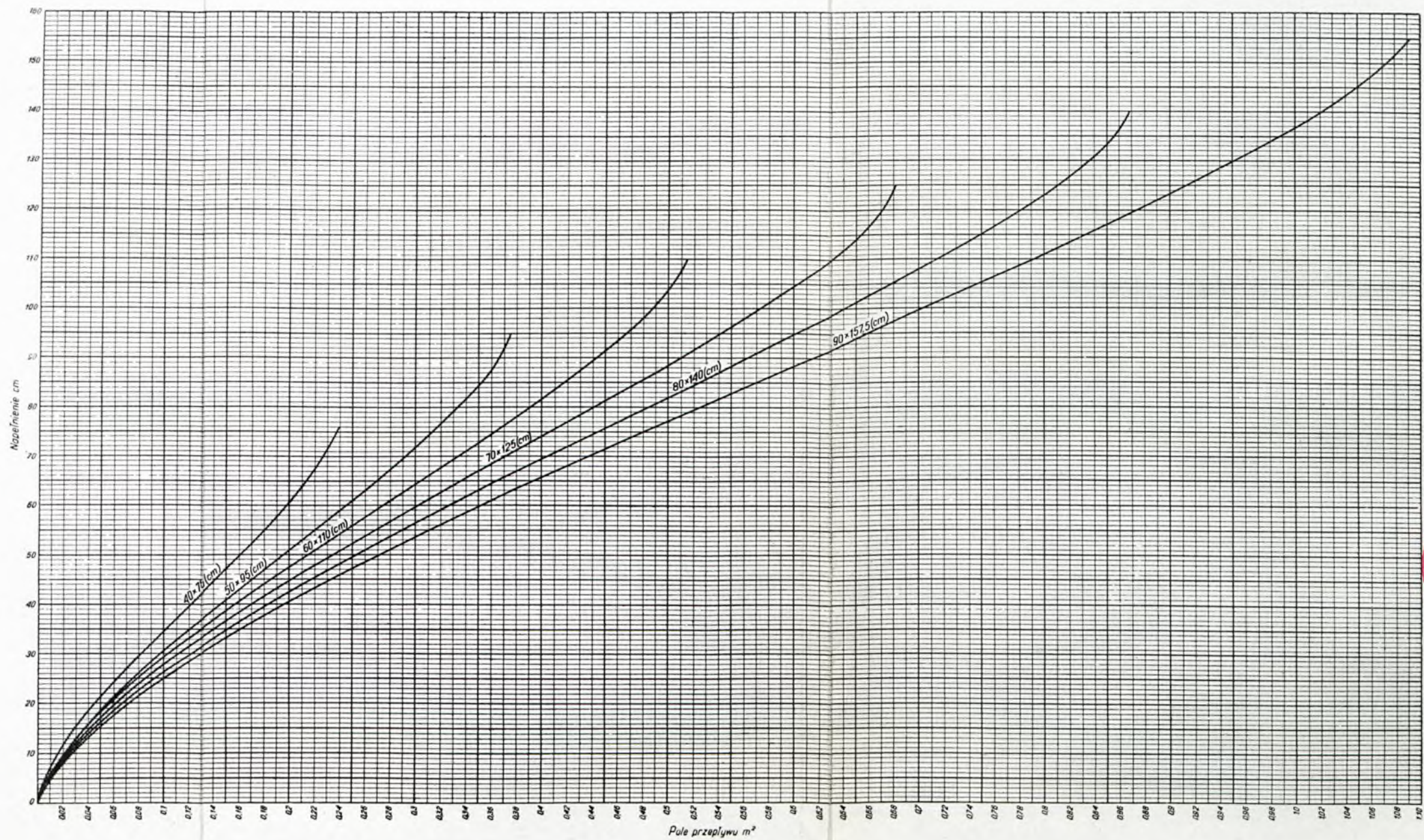
Rys. 72. Nomogram wg wzoru Lindley'a $JR^{1,25} = 0,00025 v^{1,5}$ dla przekrojów kołowych (wszystkie wymiary w cm)



Rys. 73. Zależność między polem przepływu i zapełnieniem przekrojów kanałów kołowych

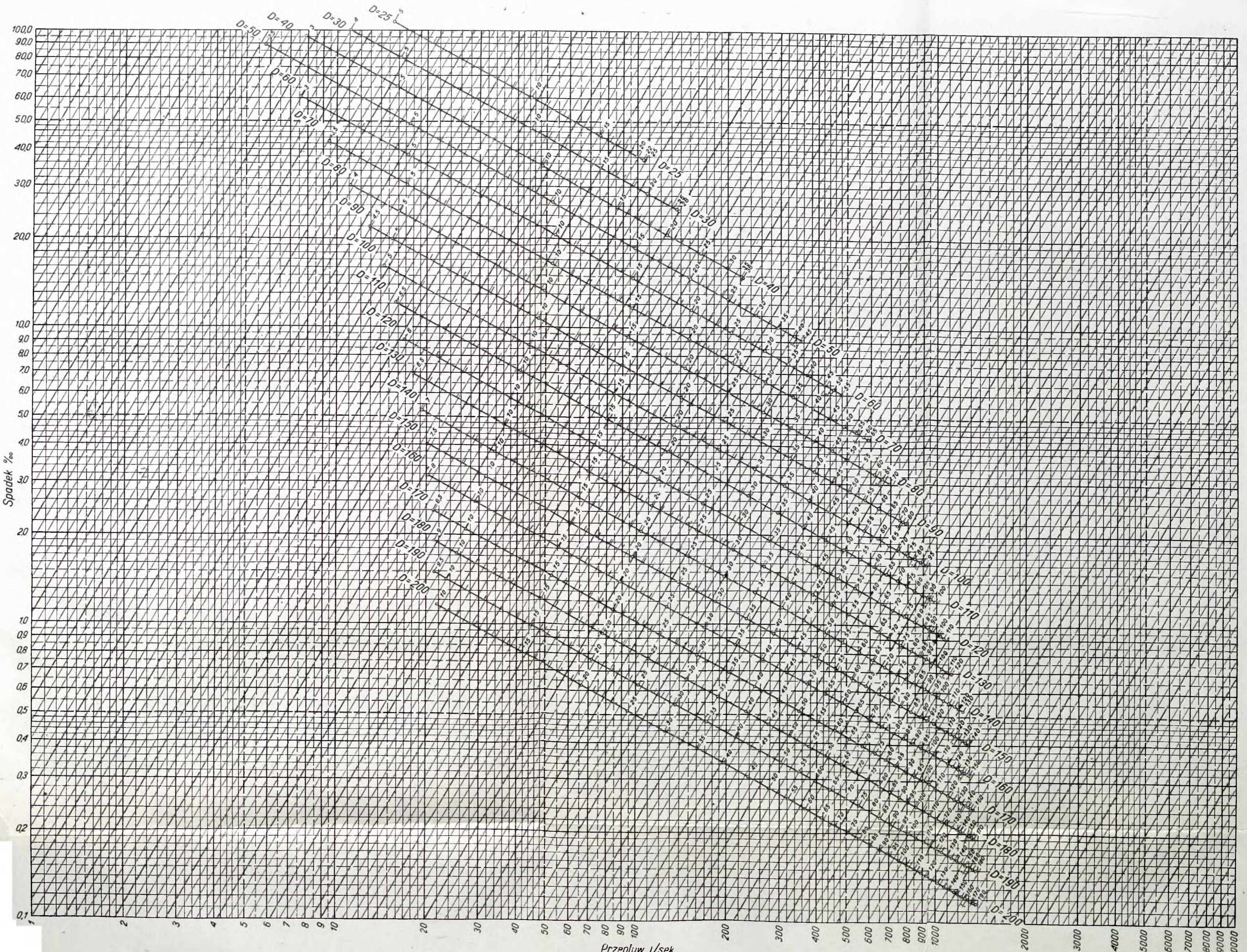


Rys. 74. Nomogram wg wzoru Lindley'a $JR^{1.25} = 0,00025 v^{1.8}$ dla przekrojów jajowych (wszystkie wymiary w cm.)



Rys. 75. Zależność pomiędzy polem przepływu i napełnieniem przekrojów kanałów jajowych (podwyższonych)



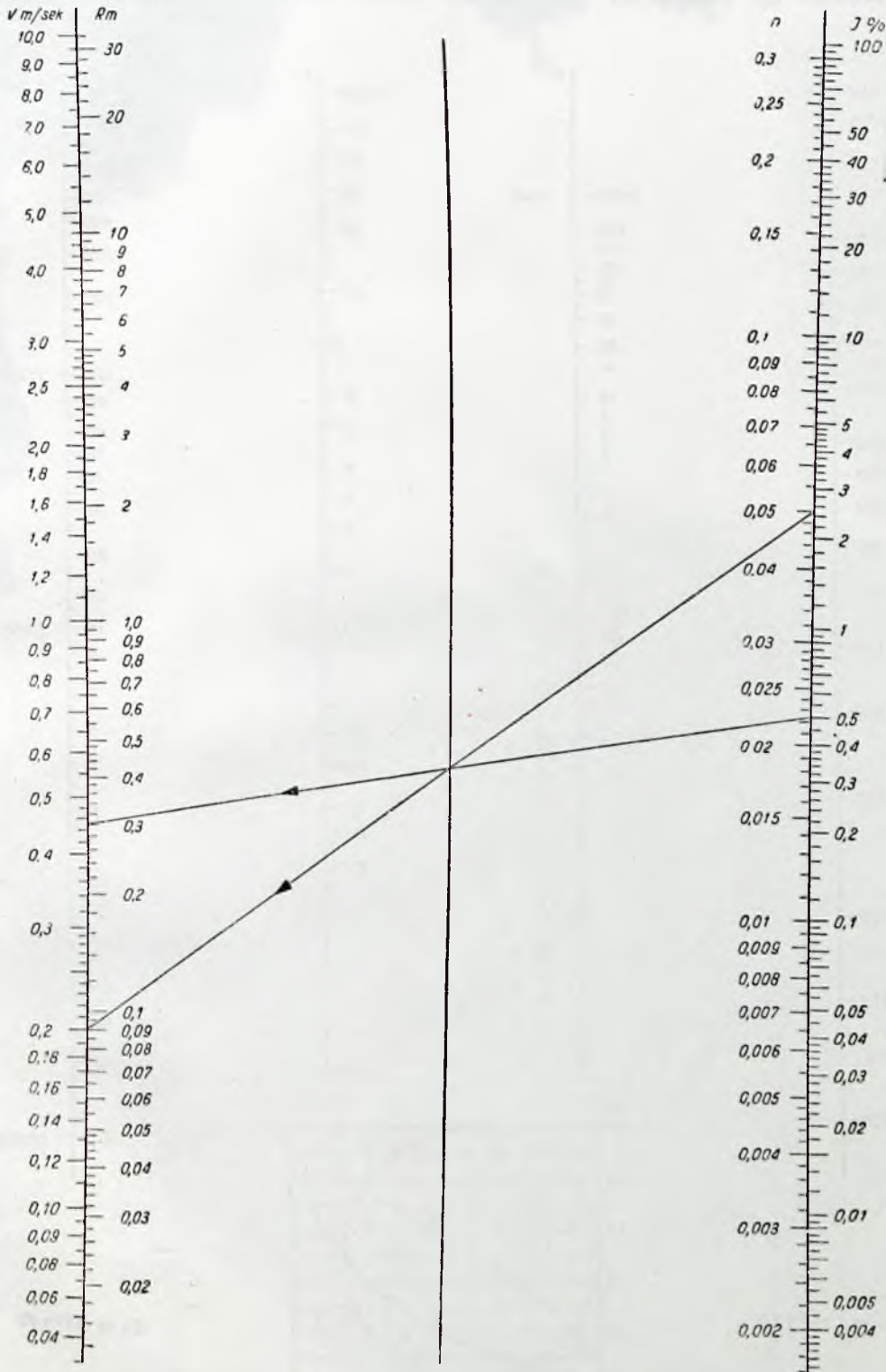


Rys. 76. Nomogram wg wzoru Lindley'a $JR^{1.25} = 0,00025 v^{1.8}$ dla przekrojów gruszkowych (wymiary kanałów i napelnienia w cm)

dodatkowo wykresami wydatku przekrojów, sprowadzonymi do średnicy $d = 1,0$.

Jeżeli oznaczymy stosunek wydatku Q_0 przy pełnym przekroju do pierwiastka ze spadku J

czyli współczynnik a , zależny od napełnienia przekroju $\frac{H}{d}$, równa się $a = \frac{Q}{Q_0}$ gdzie Q — wydatek odpowiadający częściowemu wypełnieniu.



Rys. 77. 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 $v = 0,2$

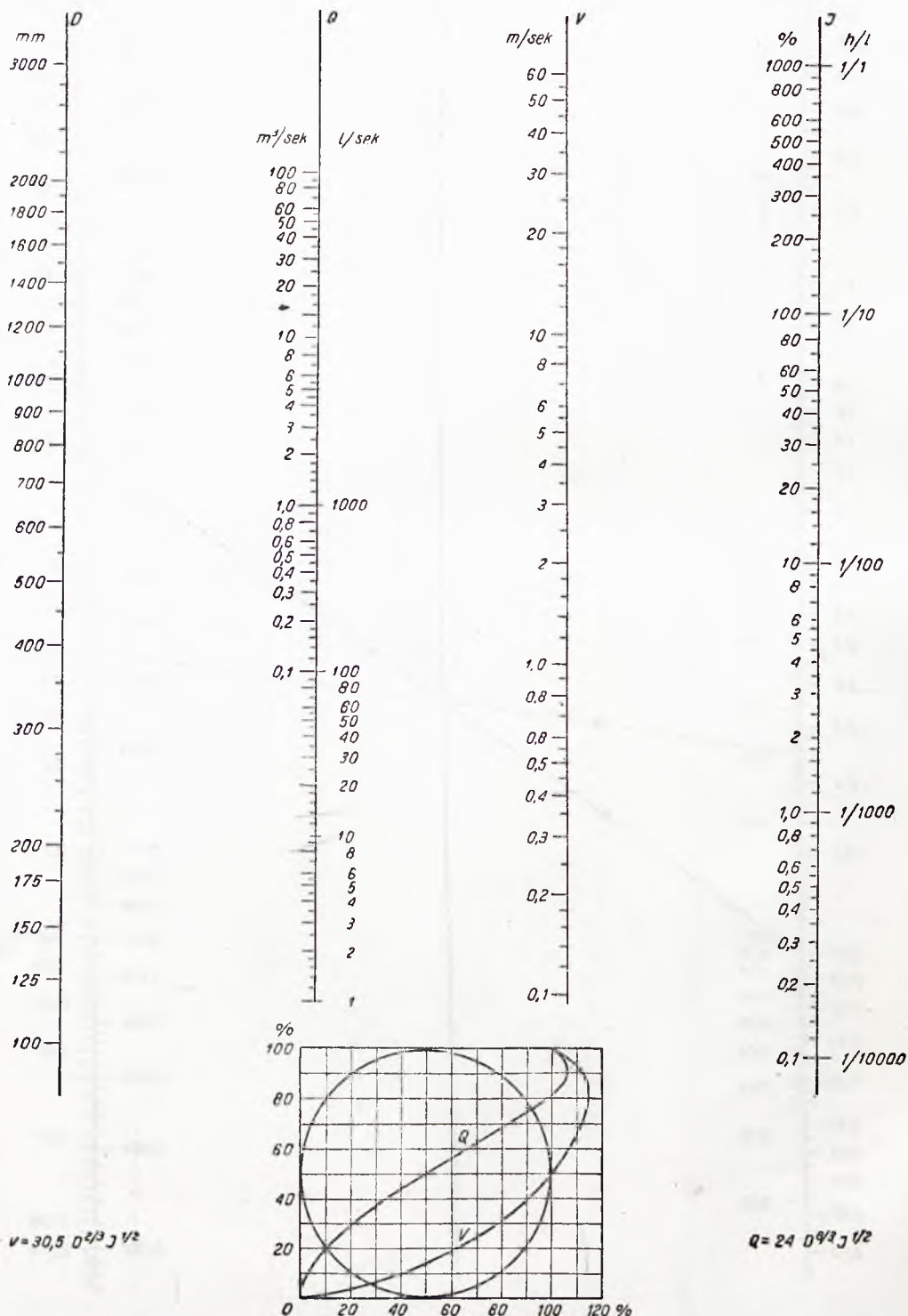
przez współczynnik $c = \frac{Q_0}{\sqrt{J}}$, to wówczas stosunek tych dwóch wartości przy innym napełnieniu może być przedstawiony wyrażeniem $a \cdot c = \frac{Q}{\sqrt{J}}$ przy

W podobny sposób obliczyć można współczynnik prędkości v przy częściowym wypełnieniu przekroju $b w = \frac{v}{\sqrt{J}}$ $b = \frac{v}{v_0}$ zależy od stopnia wy-

pełnienia przekroju $\frac{H}{d}$ zaś jest prędkością przy wypełnionym przekroju.

Wartości współczynników a i b są funkcjami napełnienia i prawie nie zależą od wymiarów

Dla częściej stosowanych kształtów przekrojów podano obliczone stosunki zasadniczych elementów hydraulicznych (rys. 80—91). Jeżeli chcemy obliczać przekroje o innych kształtach, wówczas należy obliczyć współczynnik dla v i Q przy za-



Rys. 78. Nomogram do wzoru Manninga dla kołowych rur kanalizacyjnych $n = 0,013$

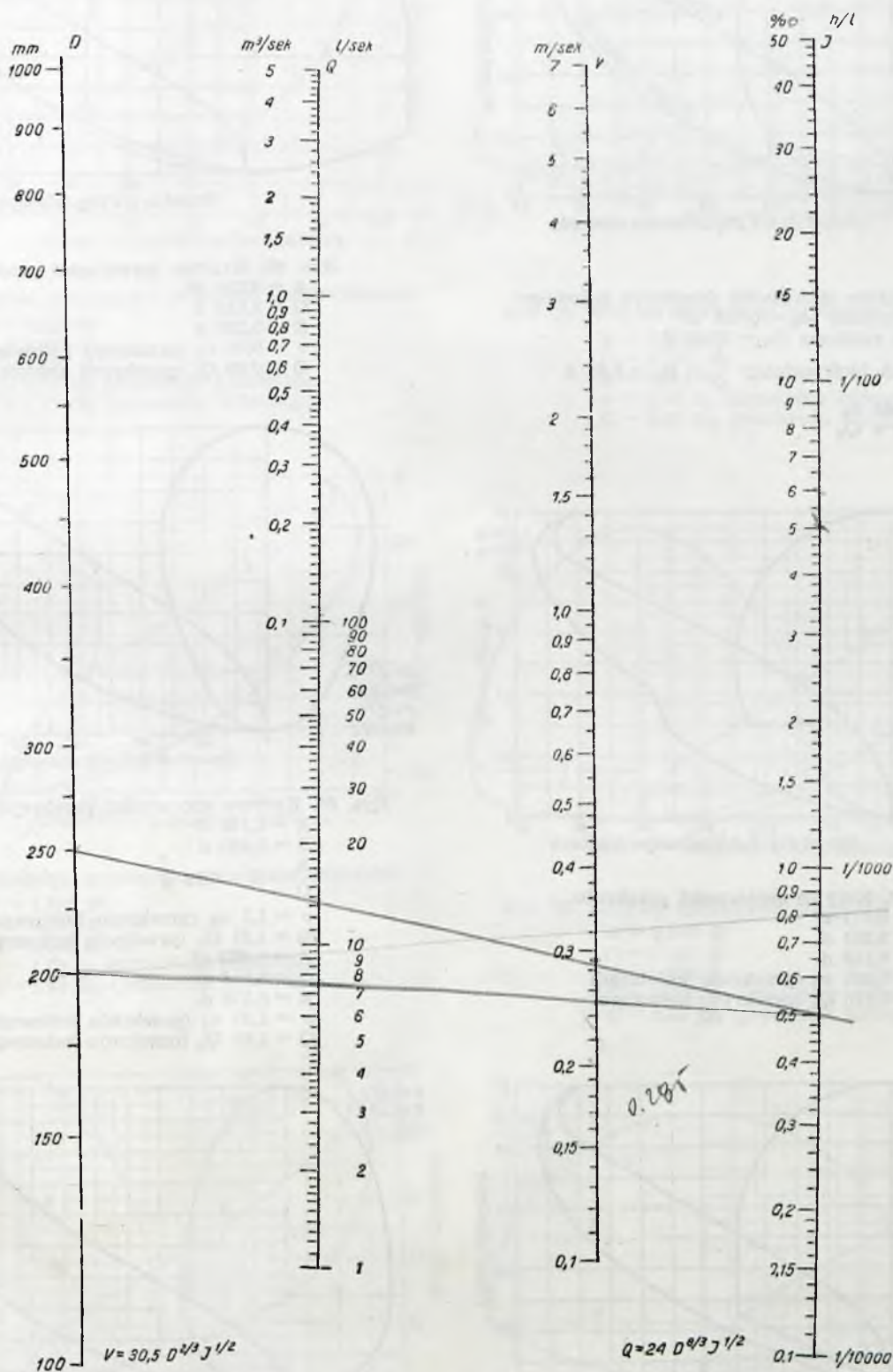
przewodów. Z tego względu, z dostateczną dla celów praktycznych dokładnością, można przyjąć ich wartość średnią dla wszystkich rozmiarów przewodów tego samego kształtu.

łożonym spadku $J = 1$ oraz średnicy $d = 1$, następnie obliczyć kilka punktów w celu wykreślenia krzywej wydatku.

Chcąc skorzystać z tych wykresów należy przede wszystkim określić warunki dla całkowicie

wypełnionego przekroju. Obliczając następnie stosunek pomiędzy dwiema wartościami dla przekroju pełnego i częściowo wypełnionego poszukiwane wartości określić można za pomocą wykresów.

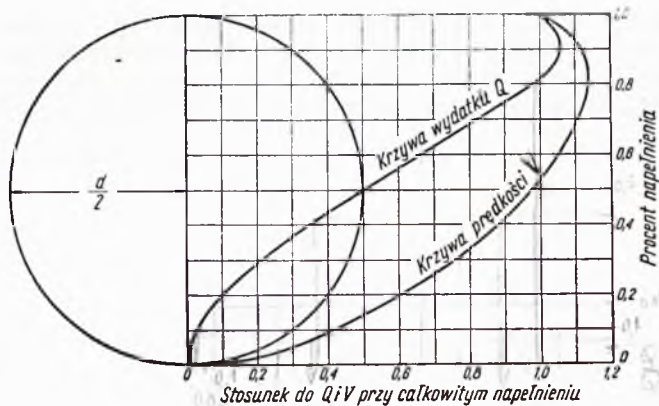
przy takim wypełnieniu przez przekrój kanału można przeprowadzić, w stosunku do przekroju całkowicie wypełnionego, 1,08-krotnie większy przepływ. Szukamy więc średnicy przekroju o wy-



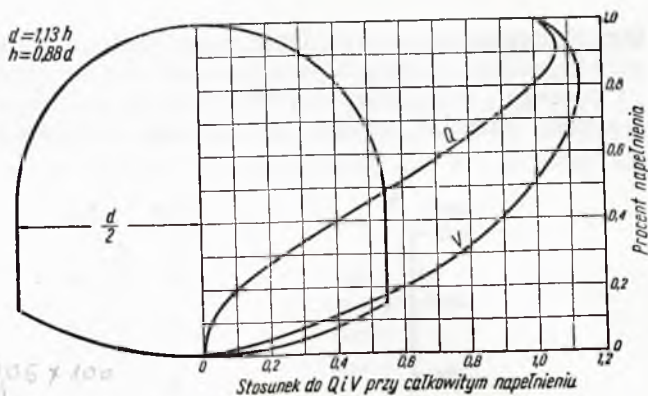
Rys. 79. Nomogram do wzoru Manninga dla kołowych rur kanalizacyjnych $n = 0,013$

Na przykład, chcemy zaprojektować na spadku 1‰ kanał o przekroju kołowym w celu przeprowadzenia $Q = 300$ l/sek, przy czym zakładamy, że wypełnienie przekroju wynieść powinno ok. 0,9 całej wysokości. Z wykresu odczytujemy, że

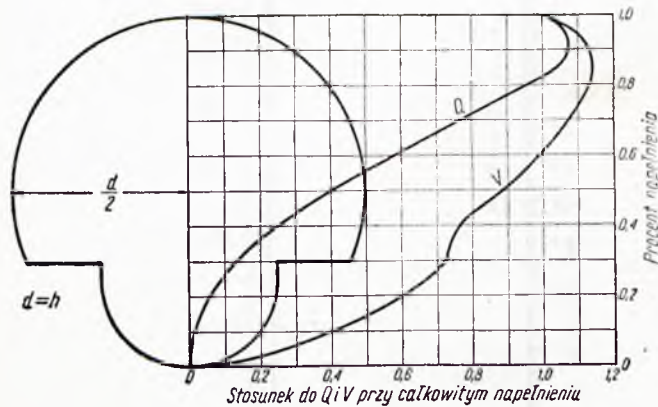
datku $Q_0 = 300 : 1,08 = 278$ l/sek. Odpowiada temu średnica 70 cm, przy czym prędkość przepływu wynosi $v_0 = 0,72$ l/sek. Z wykresu znajdujemy, że przy wypełnieniu przekroju 0,9 stosunek prędkości do prędkości przy pełnym przekroju wyraża



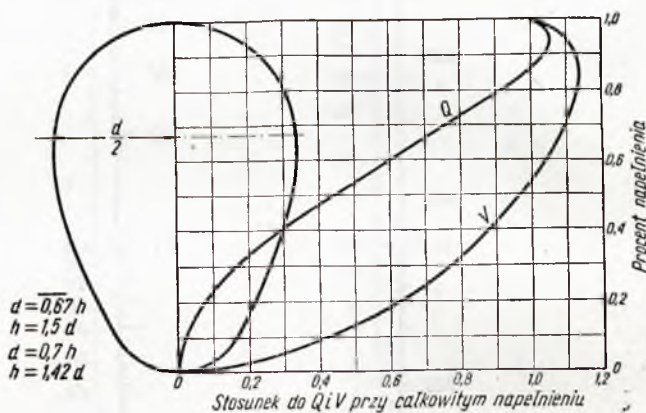
Rys. 80. Krzywe sprawności przekroju kołowego:
 Powierzchnia $A_0 = 0,785 d^2$
 Obwód zwilżony $O_0 = 3,142 d$
 Promień hydrauliczny $\frac{A}{O} = R_0 = 0,25 d$
 Prędkość v_0
 Przepływ Q_0



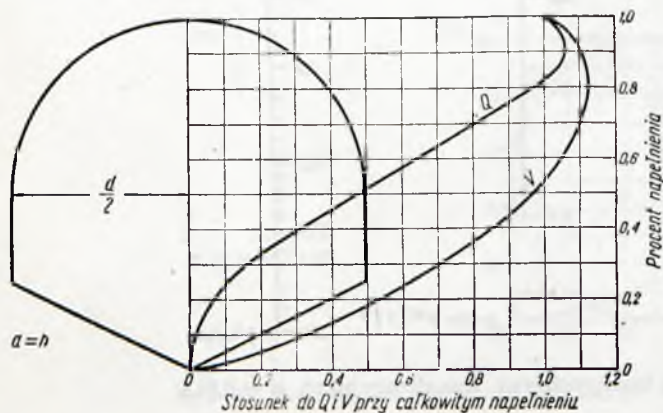
Rys. 83. Krzywe sprawności przekroju
 $A = 0,734 d^2$
 $O = 3,118 d$
 $R = 0,236 d$
 $v = 0,96 v_0$ (przekroju kołowego)
 $Q = 0,90 Q_0$ (przekroju kołowego)



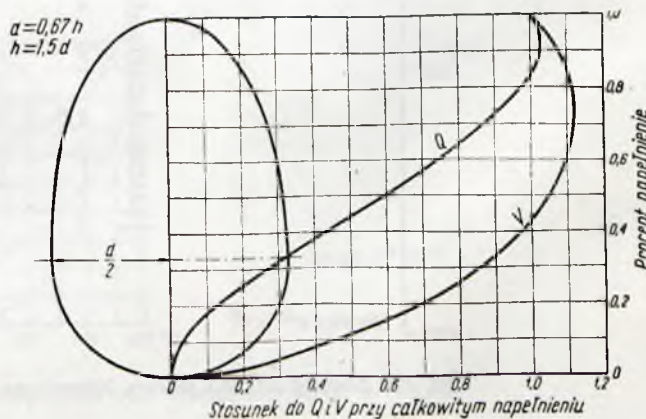
Rys. 81. Krzywe sprawności przekroju
 $A = 0,711 d^2$
 $O = 3,284 d$
 $R = 0,216 d$
 $v = 0,901 v_0$ (przekroju kołowego)
 $Q = 0,816 Q_0$ (przekroju kołowego)



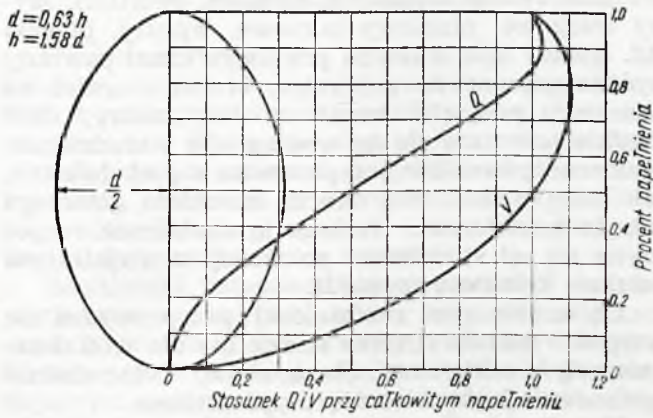
Rys. 84. Krzywe sprawności przekroju jajowego
 $A = 1,149 d^2$
 $O = 3,965 d$
 $\frac{A}{O} = R = 0,29 d$
 $v = 1,1 v_0$ (przekroju kołowego)
 $Q = 1,61 Q_0$ (przekroju kołowego)
 $A = 1,062 d^2$
 $O = 3,818 d$
 $R = 0,278 d$
 $v = 1,07 v_0$ (przekroju kołowego)
 $Q = 1,45 Q_0$ (przekroju kołowego)



Rys. 82. Krzywe sprawności przekroju
 $A = 0,767 d^2$
 $O = 3,189 d$
 $R = 0,24 d$
 $v = 0,97 v_0$ (przekroju kołowego)
 $Q = 0,95 Q_0$ (przekroju kołowego)

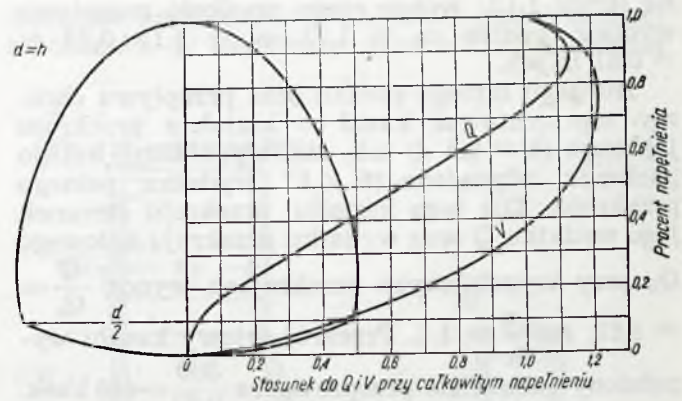


Rys. 85. Krzywe sprawności przekroju gruszkowego
 $A = 1,149 d^2$
 $O = 3,965 d$
 $R = 0,29 d$
 $v = 1,1 v_0$ (przekroju kołowego)
 $Q = 1,61 Q_0$ (przekroju kołowego)



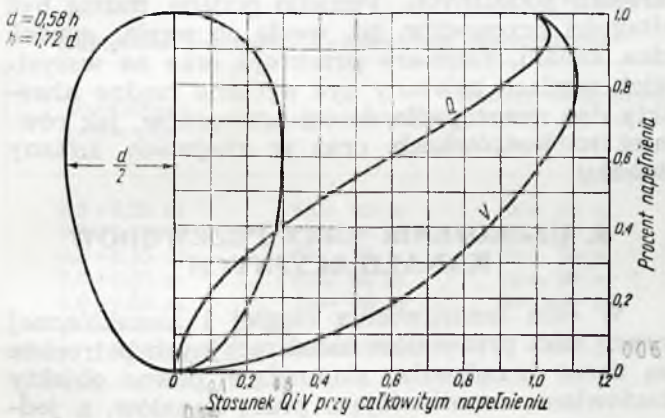
Rys. 86. Krzywe sprawności przekroju parabolicznego

$A = 1,205 d^2$
 $O = 4,062 d$
 $R = 0,297 d$
 $v = 1,12 v_0$ (przekroju kołowego)
 $Q = 1,72 Q_0$ (przekroju kołowego)



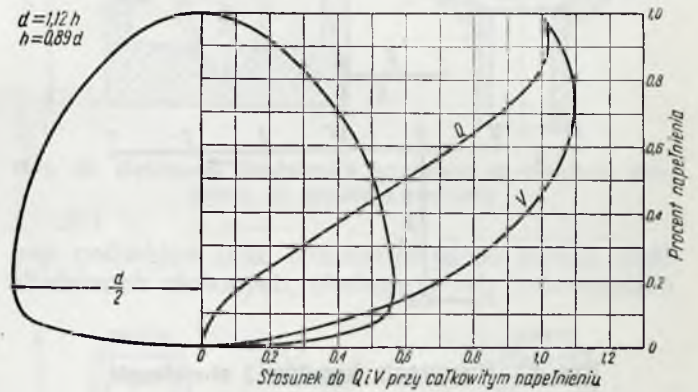
Rys. 89. Krzywe sprawności przekroju podkowiastego

$A = 0,796 d^2$
 $O = 3,719 d$
 $R = 0,214 d$
 $v = 0,90 v_0$ (przekroju kołowego)
 $Q = 0,91 Q_0$ (przekroju kołowego)



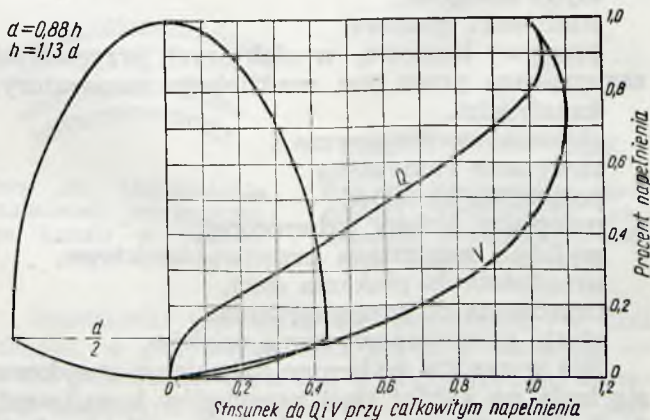
Rys. 87. Krzywe sprawności przekroju jajowego

$A = 1,349 d^2$
 $O = 4,367 d$
 $R = 0,309 d$
 $v = 1,15 v_0$ (przekroju kołowego)
 $Q = 1,98 Q_0$ (przekroju kołowego)



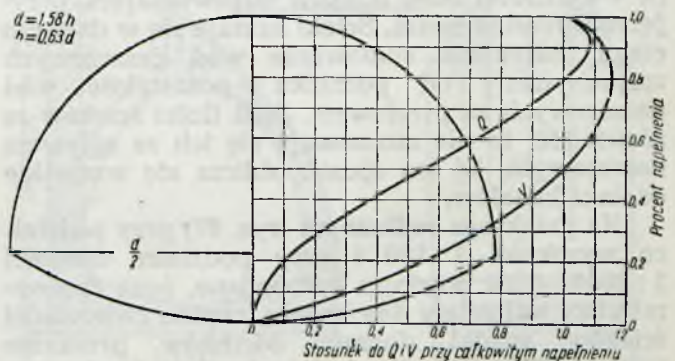
Rys. 90. Krzywe sprawności przekroju podkowiastego

$A = 0,679 d^2$
 $O = 3,029 d$
 $R = 0,229 d$
 $v = 0,925 v_0$ (przekroju kołowego)
 $Q = 0,80 Q_0$ (przekroju kołowego)



Rys. 88. Krzywe sprawności przekroju podkowiastego

$A = 0,847 d^2$
 $O = 3,441 d$
 $R = 0,248 d$
 $v = 0,99 v_0$ (przekroju kołowego)
 $Q = 1,08 Q_0$ (przekroju kołowego)



Rys. 91. Krzywe sprawności przekroju nieckowego

$A = 0,484 d^2$
 $O = 2,618 d$
 $R = 0,185 d$
 $v = 0,81 v_0$ (przekroju kołowego)
 $Q = 0,50 Q_0$ (przekroju kołowego)

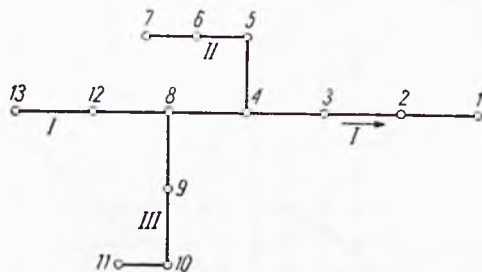
się liczbą 1,13, wobec czego prędkość przepływu wynosić będzie $v_0 = 1,13 \cdot v_0 = 1,13 \cdot 0,72 = 0,81$ m/sek.

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

Q_0 przy wypełnionych przekrojach wynosi $\frac{Q}{Q_0} = 1,61$, zaś $\frac{v}{v_0} = 1,1$. Przekrój jajowy kanału wypełniony całkowicie przeprowadza $\frac{300}{0,67} = 448$ l/sek.

Szukamy więc przekroju kołowego o wydatku $Q_0 = \frac{448}{1,61} = 278$ l/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 $v = 1,1 \cdot 0,72 = 0,79$ m/sek, przy wypełnionym zaś do pachwin przekroju $v = v \cdot 1,07$, wobec czego $v_1 = 1,07 \cdot 0,79 = 0,85$ m/sek. Odpowiedni jest przekrój 70 · 105 cm.



Rys. 92. Numeracja kanałów i studzienek

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

Na przekroju podłużnym (rys. 67) przy podziałce wysokości 1:100 i przy podziałce długości 1:2000—5000 powinny być podane, 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; powinny być również wskazane wloty bocznych kanałów z ich numeracją i podaną rzędną dna oraz oznaczone wszystkie obiekty uzbrojenia sieci, jak:

ponumerowane studzienki złączowe, świetliki, zsy-py śniegowe, przelewy burzowe, wpusty, płuczki itd. Nazwy ulic, którymi przebiega kanał powinny być zaznaczone na przekroju. Można również na przekroju podzielić kanał na hektometry, choć zwykle orientuje się go według ulic i studzienek. Numerację kanałów przeprowadza się od dołu tak, jak kolejno dochodzą one do kolektora głównego lub do kolektorów. Numerację studzienek rozpoczyna się od studzienki położonej w najniższym punkcie kolektora (rys. 92).

Obliczenie sieci rozdzielczej przeprowadza się w sposób podobny, tylko oddzielnie dla wód deszczowych i oddzielnie dla ścieków. 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. 66).

Kolektory na planie zaznacza się liniami grubszymi, miejsca zaś studzienek złączowych oraz uzbrojenie sieci — kółkami. Numeracja węzłów zaznaczona jest, jak już powiedziano, na przekrojach podłużnych. Ponadto podane muszą być długości przewodów od węzła do węzła, spadek dna kanału, rozmiary przekroju oraz na wszystkich węzłach powinny być wpisane rzędne niwelety dna, prostopadle do osi przewodów, jak również na końcówkach oraz w miejscach zmiany spadku.

6. UZBROJENIE SIECI PRZEWODÓW KANALIZACYJNYCH

W celu umożliwienia ciągłej i niezakłóconej pracy sieci przewodów kanalizacyjnych potrzebne są liczne urządzenia, stanowiące pewne obiekty budowlane, umożliwiające pracę kanałów, a jednocześnie dozór nad nią i ich stanem. Urządzenia te nazywane są uzbrojeniem sieci. Do uzbrojenia tego należą:

- | | |
|--|--|
| studzienki rewizyjne,
wpusty uliczne, | } stanowią nieodzowne i najczęściej spotykane uzbrojenia sieci |
| świetliki,
spoczniki,
zsy-py śniegowe,
studzienki spadowe,
przelewy burzowe, w niektórych przypadkach zastępowane przez tzw. rozdzielacze (separatory),
kanały ulgi,
zbiorniki wyrównawcze,
chwytnice rumowiska,
połączenia kanałów,
przepusty, syfony (odwrócone),
wyloty i zamknięcia przeciwpowodziowe,
urządzenia do płukania sieci,
urządzenia do przewietrzania,
stacje przepompowywania ścieków. | |

Nie wszystkie wyliczone uzbrojenia znajdują się będą na każdej sieci przewodów kanalizacyjnych. Umieszczone one będą jeśli zajdzie potrzeba, stosownie do miejscowych warunków. W przypadku najprostszym uzbrojenie sieci będzie się składać ze studzienek rewizyjnych, wpustów ulicznych, połączeń kanałów, wylotów oraz, jeśli sieć jest ogólnospławna, przelewów burzowych.

a. Studzienki rewizyjne

Studzienki rewizyjne umożliwiają dostęp do kanałów, zejście w celu sprawdzenia jego stanu oraz w razie potrzeby dokonania jego napraw, lub oczyszczenia. Służą one również przy przewodach o mniejszych wymiarach do umożliwienia zmiany kierunku, połączenia przewodów, zmiany przekroju, większej zmiany spadku, a w wielu przypadkach i do przewietrzania kanałów.

Studzienki ustawiane są w punktach węzłowych oraz w punktach zmiany kierunku w płaszczyźnie pionowej lub poziomej. Kanały nieprzelazowe powinny być prowadzone pomiędzy sąsiadującymi studzienkami, jako odcinki proste. Gdy odcinki proste kanałów między węzłami są zbyt długie, trzeba wstawić dodatkowe studzienki. Zakłada się je w odległościach od 50 do 150 m, a na kanałach o mniejszych wymiarach w odstępach mniejszych. Na kanałach przelazowych odległości się powiększa. Najodpowiedniejsze odległości pomiędzy studzienkami rewizyjnymi podane są w tabl. 8.

Tablica 8

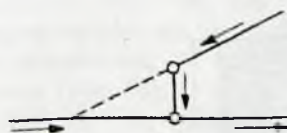
Odległości pomiędzy studzienkami rewizyjnymi

Średnica przewodu	Kanały ściekowe	Kanały deszczowe i sieci ogólnospławnej
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 zmniejsza się podane odległości. Może się to zdarzyć na odcinkach krzywych, które podzielić trzeba na odcinki proste tak, aby oś kanału nie przebiegała pod chodnikiem (rys. 93), oraz na połączeniach kanałów, gdy spotykają się one pod kątem rozwartym. Wówczas należy zmianę kierunku wykonać za pomocą dwóch studzienek (rys. 94).



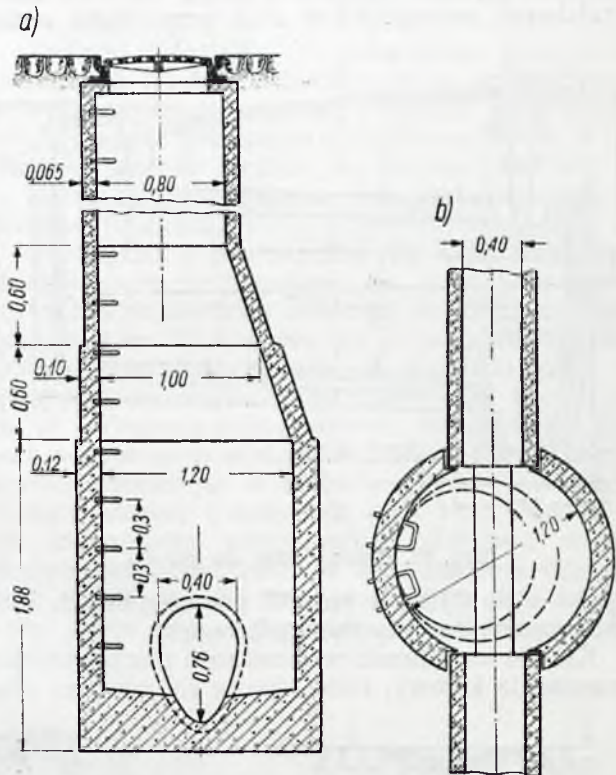
Rys. 93. Usytuowanie studzienek rewizyjnych na kanale w odcinku krzywym



Rys. 94. Usytuowanie studzienek rewizyjnych na kanałach zbiegających się pod kątem rozwartym

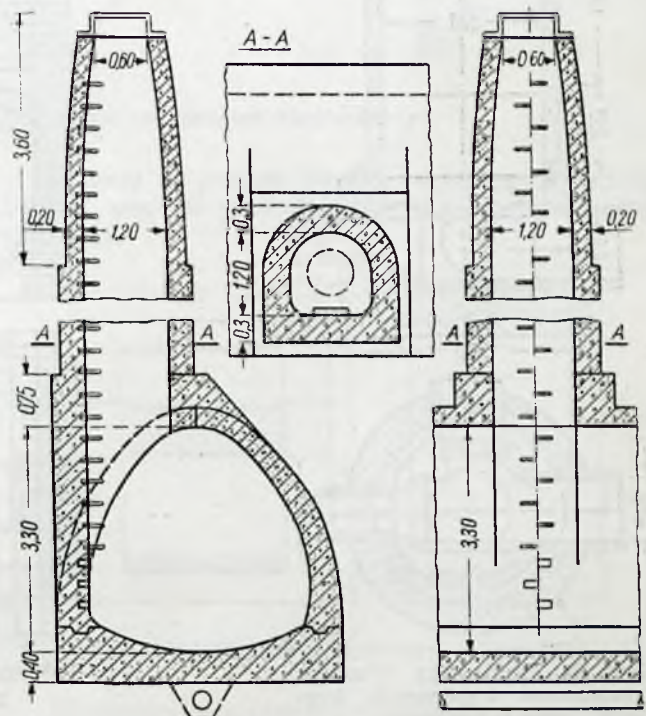
Studzienki umieszcza się przeważnie w linii kanału; w przypadku mniejszych przekrojów — w osi przewodów (rys. 95), w przypadku zaś kanałów większych przelazowych — z boku tak, aby jedna ze ścian kanału była wydłużona do góry (rys. 96). Rzadziej umieszcza się je pod chodnikami i łączy dojściem z kanałem (rys. 97). Rozwiązanie takie daje się w specjalnych warunkach, tj. w kanałach o silnym przepływie wód ściekowych. Często też duży ruch uliczny powoduje ko-

nieczność przesunięcia studzienki z jezdni ulicznej na chodnik. W kanalizacji rozdzielczej potrzebna



Rys. 95. Betonowa studzienka włazowa: a) przekrój pionowy, b) przekrój poziomy

jest podwójna ilość studzienek albo pewna ilość studzienek złożonych, obsługujących jednocześnie

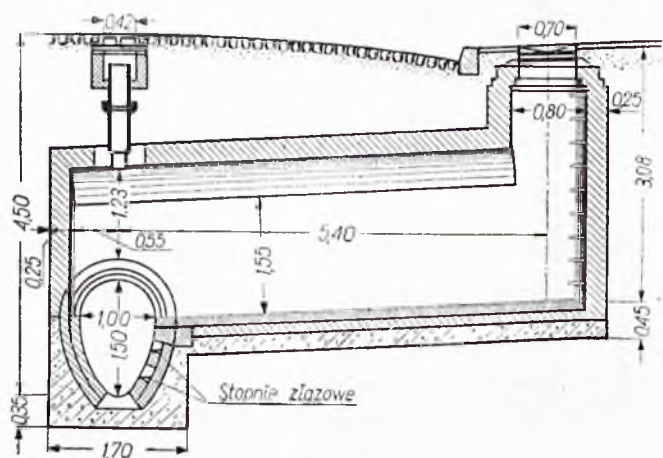


Rys. 96. Betonowa studzienka włazowa nad kanałem

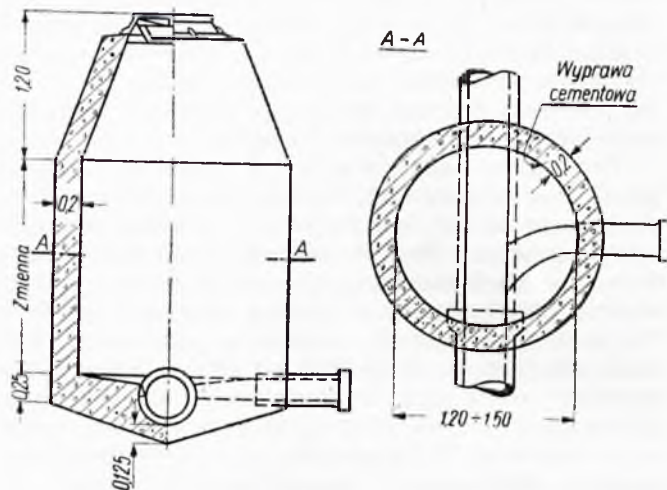
przewody ścieków i wody deszczowej. Często do kanałów tych zejścia są oddzielne, chociaż konstrukcyjnie obie studzienki stanowią jedną całość.

Budowa studzienek powinna być jak najbardziej celowa i oszczędna; ma to duży wpływ na koszt wykonania kanałów z uwagi na dużą liczbę studzienek, szczególnie w sieci przewodów mniej-

stożkowym z wymiaru szyi do wymiaru części dolnej. Najdogodniej dla zejścia jest wykonać niesymetryczne przejście stożkowe tak, by jedna ze ścian na całej wysokości była pionowa. Przy



Rys. 97. Boczny wąż do kanału

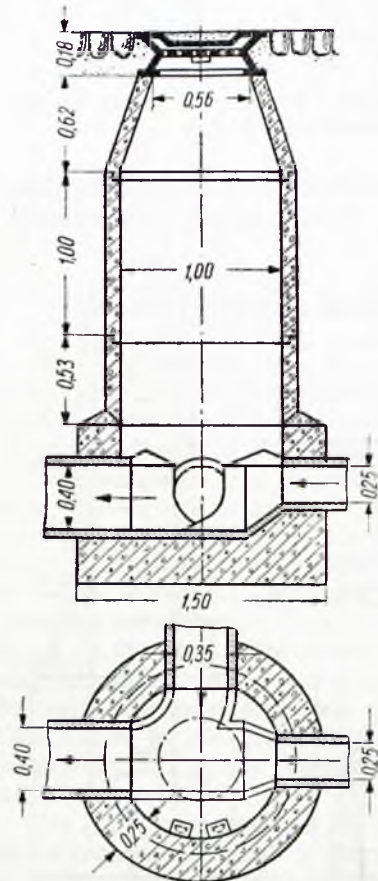


Rys. 98. Studzienka włazowa z betonu ubijanego w wykopie

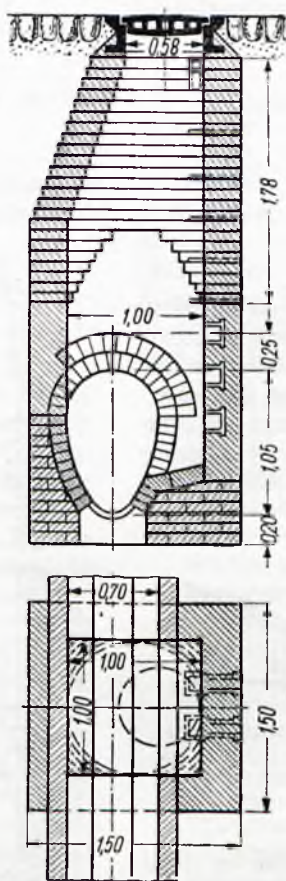
szych — do 20 na 1 km. W poszczególnych miastach są one zwykle znormalizowane.

Kształt studzienek w przekroju poziomym jest przeważnie kołowy, choć stosuje się również elip-

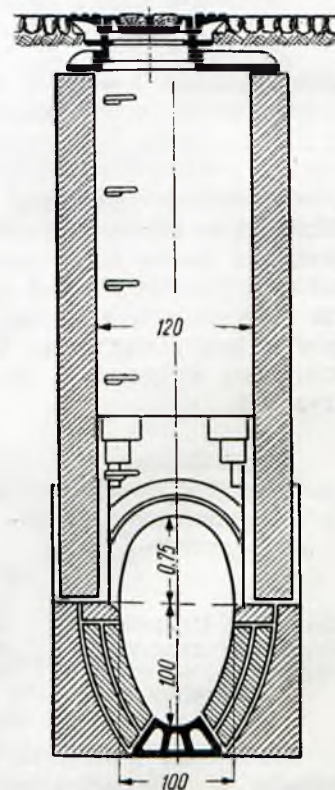
mniejszej głębokości i krótkiej szyi można pozostawić ją o wymiarze otworu włazowego; na większych głębokościach, aby zejście nie było zbyt



Rys. 99. Studzienka włazowa zestawiana z gotowych kręgów betonowych



Rys. 100. Studzienka włazowa z cegły



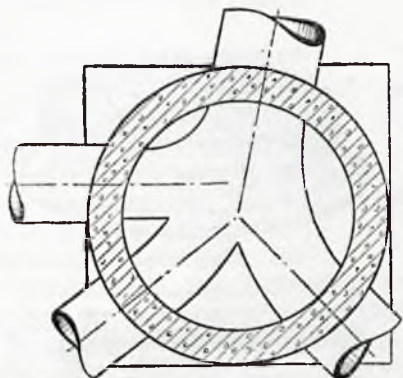
Rys. 101. Studzienka włazowa z cegły (Warszawa)

tyczne lub prostokątne. Część dolna ma wysokość większą niż człowiek o 1,2÷1,5 m. U wierzchu przekrój zwężony jest do wymiaru otworu włazowego o średnicy 0,60 m. Część górna połączona jest ze spodem wąską szyją i przejściem

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 prze-

wody, a więc kamionkę, cegłę. Obecnie studzienki prawie zawsze buduje się z betonu, któremu bez trudności nadać można dowolny kształt i który jest materiałem tańszym od poprzednich. Dno studzienki wykonywa się też prawie zawsze z betonu.



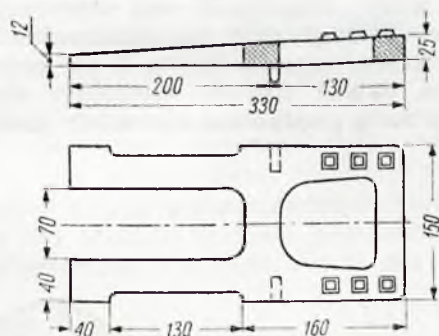
Rys. 102. Połączenie kanałów w studzience

Studzienki z kamionki ustawiane były nad rurami kamionkowymi na dnie betonowym. Składały się one z odcinków rur kamionkowych o dłu-

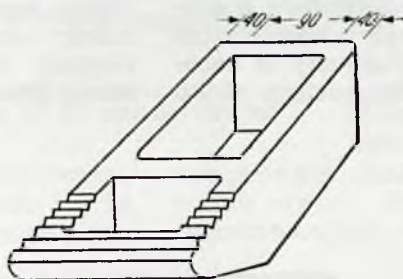
część dna buduje się z silnym spadkiem ku złowowi 1:3÷1:10. Żłób wykonuje się z betonu, klinkieru lub też przez wstawienie półrury kamionkowej.

Zmiany kierunku i połączenia przewodów mniejszych średnic dokonuje się w studzienkach; wówczas dno powinno być również w kształcie żłobu lub jeśli połączenie kanałów następuje w poziomie, łagodnie łączące się koryta powinny iść w kierunku przedłużenia osi spotykających się kanałów (rys. 102).

Do zejścia z powierzchni na spód studzienki służą stopnie umieszczone na ścianie pionowej szybu lub najbardziej zbliżonej do pionu, w odstępach 0,30 m. Wykonywa się je w postaci klamer z okrągłej stali $\phi 15\div 20$ mm (rys. 95) lub z żeliwa, jako znormalizowany odlew (rys. 103). Trzeba je poddawać stałej opiece, asfaltować, gdyż pod wpływem powietrza w kanałach stal bardzo szybko rdzewieje. Z tych względów stosuje się również stopnie z kamionki (rys. 104). Poniżej linii zwierciadła wody można stosować stopnie skrzynkowe (rys. 105). W studzienkach odsuniętych od osi kanału i połączonych z nim korytarzem mogą być w jego dnie wbudowane zwykłe schodki.



Rys. 103. Stopień żeliwny



Rys. 104. Stopień kamionkowy

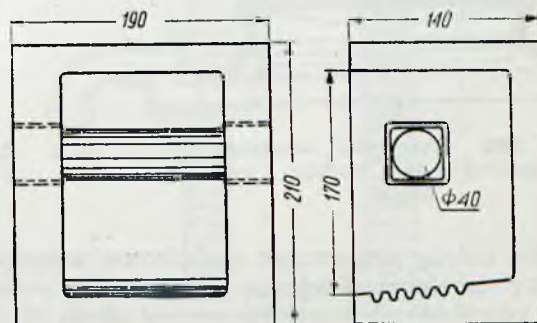
gości 0,7 m i średnicy 0,60÷0,80 m, połączonych na kielichy uszczelnione asfaltem lub cementem. Ze względu na zbyt mały przekrój są bardzo niedogodne, wyszły więc prawie całkowicie z użycia.

Studzienki betonowe wykonuje się całkowicie z betonu ubijanego w wykopie (rys. 98) lub zestawia się z gotowych kręgów łączonych na wpust i uszczelnianych zaprawą cementową — całkowicie albo od pewnego poziomu (rys. 99).

Studzienki z cegły wykonuje się przeważnie o przekroju kołowym, rzadziej prostokątnym (rys. 100, 101), przy czym do wykonania dna stosuje się również cegłę lub, jak obecnie, częściej beton.

Dno studzienki nie powinno być płaskie, gdyż powodowałoby ono trudności w przepływie ścieków i niepotrzebne straty. Rozlewające się ścieki przy zmniejszonej prędkości osadzać będą na dnie zanieczyszczenia, które mogą gnić. Aby ścieki 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, aby najwyższy odpływ w okresie bezdeszczowym mieścił się w żłobie. Pozostała

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



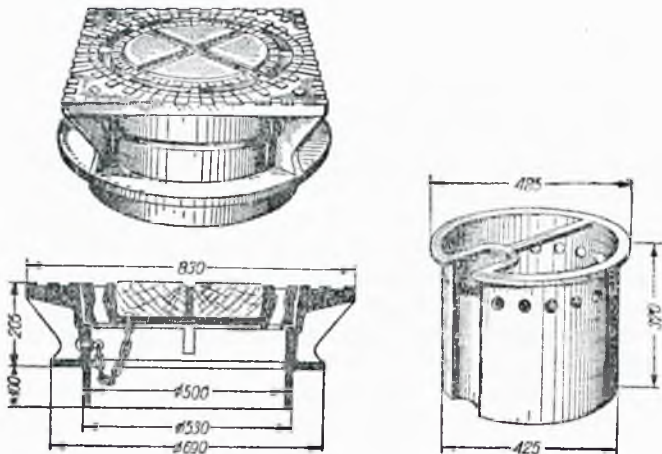
Rys. 105. Stopień skrzynkowy z kamionki

Do zamknięcia otworu studzienki w powierzchni ulicy służą pokrywy. Muszą one posiadać otwory przewietrzające w celu umożliwienia wchodzenia i wychodzenia powietrza z kanałów. Odpowiednio do rodzaju ruchu ulicznego stosuje się pokrywy lekkie, średnie i ciężkie (rys. 106, 107, 108, 109).

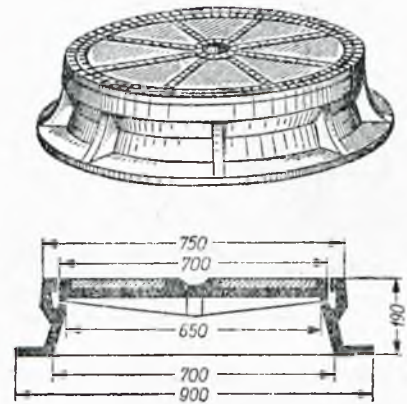
b. Wpusty uliczne

Zadaniem wpustów ulicznych jest uchwycenie wód deszczowych, płynących po powierzchni ulic i odprowadzenie do przewodów podziemnych. Przez odpowiednie ukształtowanie przekroju ulicy

przechodzących przez ulicę, wynikające z nierównej wysokości krawężnika, szczególnie w porze wieczornej i nocnej, należy się starać, aby ulice nie były prowadzone w poziomie, a co najmniej poprowadzić je należy ze spadkiem 0,4‰. Na większych spadkach rynsztok biegnie równolegle



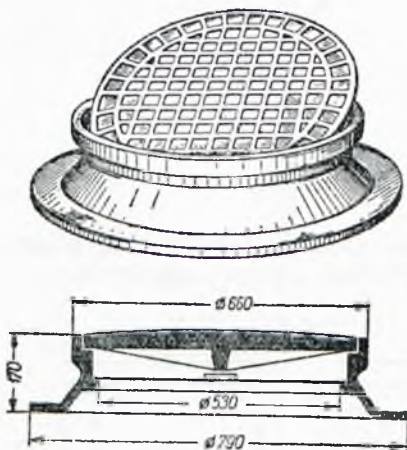
Rys. 106. Skrzynka włazowa typu ciężkiego z pokrywą nabijaną drewnem dębowym



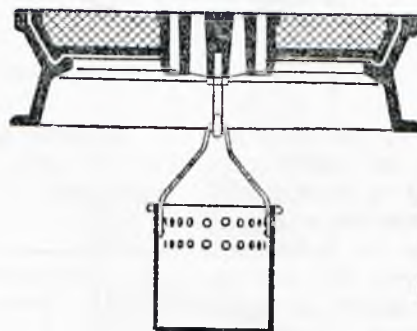
Rys. 107. Skrzynka włazowa przejazdowa okrągła typu ciężkiego, wypełniona asfaltem

doprowadza się wody deszczowe do otwartych rynsztoków. Rynsztokiem wody deszczowe dopływają do miejsc najniższych, w których umieszcza się wpusty. Najlepiej umieszczać wpusty w narożach. Przy większych jednak długościach bloku

do linii spadku ulicy, krawężniki zaś otrzymują równe wysokości. Jednak przy silnych spadkach należy obniżyć nieco miejsce wlotu i na małej długości za nim dawać spadek odwrotny, aby ścieki płynące z dużą prędkością nie miały moż-



Rys. 108. Skrzynka włazowa przejazdowa na jezdnię, typ ciężki



Rys. 109. Pokrywa z wiadrem do chwywania zanieczyszczeń



domów należy umieszczać dodatkowo wpusty pomiędzy narożami. Zdolność przepustowa stosowanych powszechnie wpustów wynosi około 20 l/sek.

ności przeskoczenia otworu wlotowego. Wystarczy spadek odwrotny 3‰ na długości 1 m (rys. 111).

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 rynsztoku przyjmuje się 0,4‰. Przy założeniu dwustronnego spadku rynsztoka odległość wpustów nie może być większa niż 40 m (rys. 110). Ze względu jednak na niedogodności dla osób

Ze względu na ruch uliczny liczba wlotów powinna być w możliwy sposób ograniczona. Umieszcza się je więc przede wszystkim przy rogach ulic, nieco przesunięte w stronę napływającej wody tak, aby przejście dla pieszych pozostawało możliwie wolne od wody (rys. 112).

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 wy-

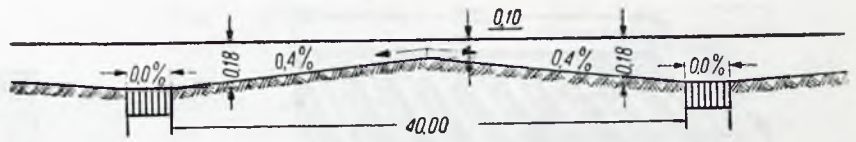
konaniu cegła (rys. 113), rzadziej żeliwo (rys. 114), obecnie stosuje się powszechnie beton (rys. 115) i kamionkę (rys. 116).

Istnieje duża różnorodność typów. Ze względu na dużą liczbę wpustów w sieci miejskiej powinno się stosować z uwagi na koszt konstrukcje możliwie proste i znormalizowane.

Rozróżnić można trzy zasadnicze typy wpustów. Najbardziej złożony jest typ z zamknięciem przeciw wyziewom oraz zbiornikiem do chwywania cięższych zanieczyszczeń. Ze względu na to, że przy należycie założonej sieci, przy odpowiednich spadkach kanałów i ich przekrojach oraz przewietrzaniu za pomocą połączeń domowych nie zachodzi obawa przykrych objawów psucia się powietrza w kanale i w sąsiedztwie otworów prowadzących do ka-

czas konieczności stałego czyszczenia komory wpustu czy wiaderka, zatrzymującego piasek, muł i cięższe śmieci (rys. 117).

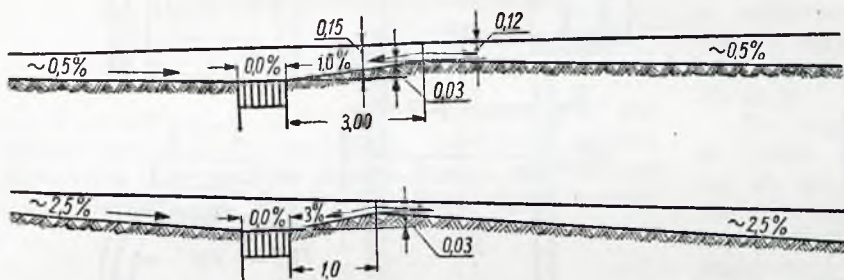
Otwór wlotowy chroniony kratką umieszcza się w linii rynsztoka lub też czasami obok pod



Rys. 110. Usytuowanie wpustów ulicznych przy założeniu dwustronnego spadku rynsztoka

chodnikiem. W przypadku pierwszym napływające ścieki wchodząc do wpustu zmieniają kierunek w płaszczyźnie pionowej; w przypadku drugim zmiana kierunku następuje dwukrotnie, początkowo w płaszczyźnie poziomej, następnie pionowej. Wloty takich wpustów mają otwór w krawężniku (rys. 118). Wloty w rynsztoku muszą być chronione mocną kratą, w celu umożliwienia przejazdu przez nie ciężkich wozów. Światło otworów 3÷4 cm. Na ulicach bardzo stromych stosuje się podwójne wloty kratowe (rys. 119).

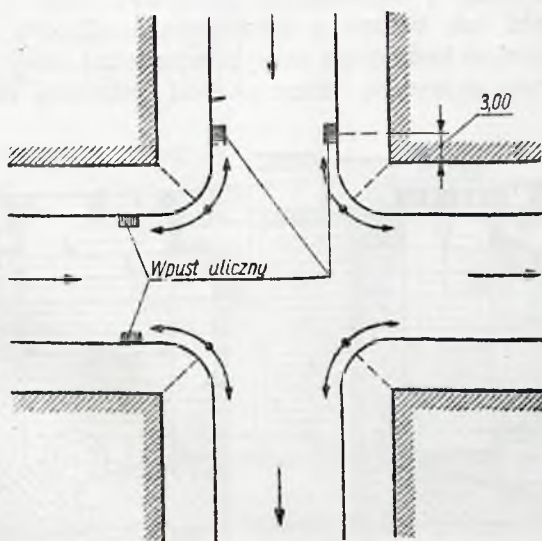
Pod wlotem znajduje się komora. Komory przeważnie wykonuje się fabrycznie. W wykonaniu komór, które nie przewidują chwywania zanieczyszczeń, komora zwęża się lejowato w kierunku otworu, do którego przyłącza się przewód doprowadzający wody do kanału. W wykonaniu



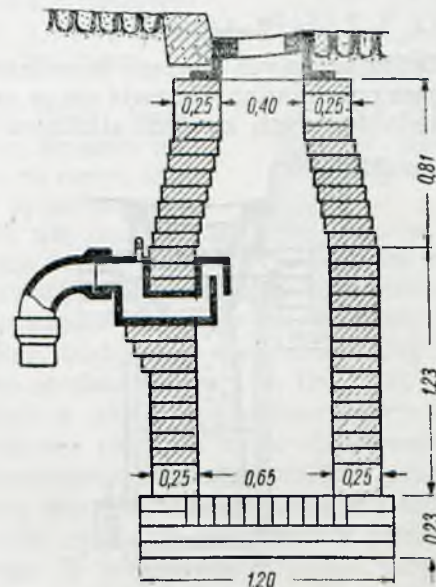
Rys. 111. Usytuowanie wpustu ulicznego przy dużym spadku ulicy (z zastosowaniem odwrotnego spadku rynsztoka za wlotem do wpustu)

nałów (ścieki w stanie świeżym szybko odpływają), przeto obecnie budowę poprzednią uważa się za przestarzałą i stosuje wloty bez zamknięć prze-

bieżących do kanału. W wykonaniu



Rys. 112. Usytuowanie wpustów ulicznych na skrzyżowaniu ulic



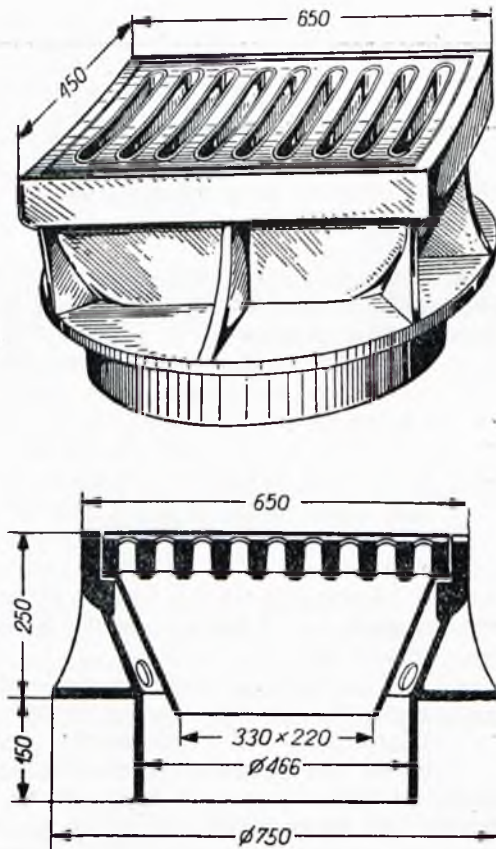
Rys. 113. Wpust uliczny z cegły (Charlottenburg)

ciw wyziewom. W najnowszym rozwiązaniu ukształtowania wpustów dąży się do tego, aby wszystkie zanieczyszczenia uliczne, które mogą przejść przez kratkę otworu wlotowego były prowadzone do kanałów i spławione. Unika się wów-

komór przewidujących chwywanie zanieczyszczeń albo gromadzi się zanieczyszczenia w dolnej części komory, przez umieszczenie otworu wyjściowego w określonym poziomie nad dnem, albo umieszcza się naczynie z otworami do chwywania liści,

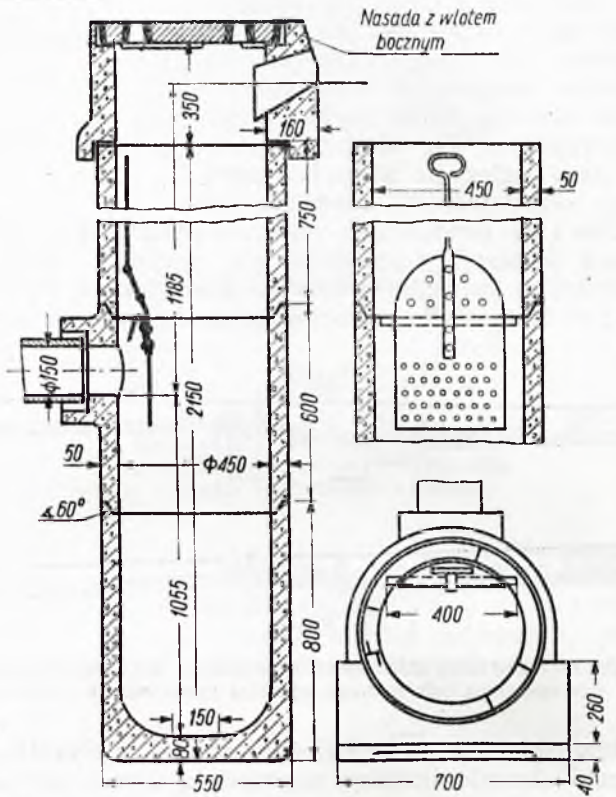
piasku itd. Naczynie z otworami w konstrukcjach głębszych umieszcza się w dole, a w płytkich podwiesza pod wlotem.

Otwór wyjściowy ma przeważnie średnicę 150 mm; niektóre kanalizacje przewidują średnicę otworów 200 mm.



Rys. 114. Skrzynka wpustu ulicznego

Świetliki mają za zadanie umożliwić obserwację bezpośrednią przepływu ścieków lub też z sąsiedniej studzienki przez opuszczenie do kanału lampy i jego prześwietlenie. Świetliki wykonuje się przez wstawienie w kluczu kana-

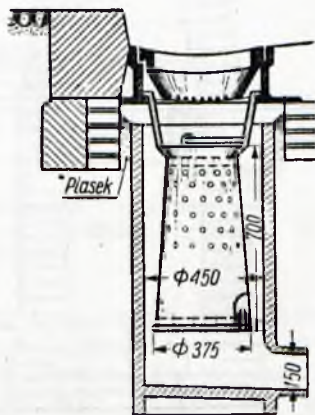


Rys. 115. Wpust uliczny betonowy (Berlin)

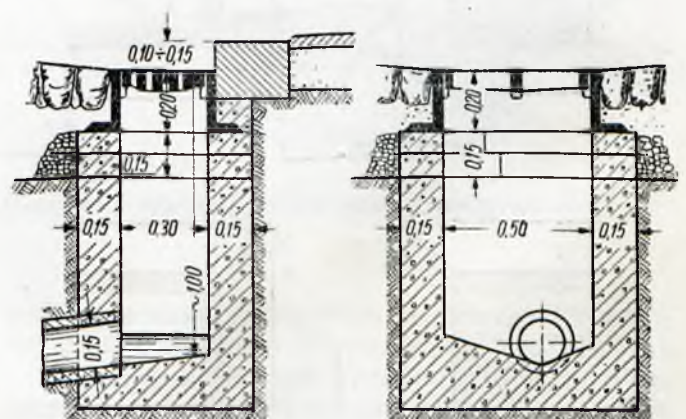
c. Świetliki

Świetliki w nowszych sieciach kanalizacyjnych stosuje się na ogół rzadko. Ustawia się je ze względów oszczędnościowych zamiast studzienek rewi-

łu 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. Pod skrzynką należy



Rys. 116. Wpust uliczny kamionkowy



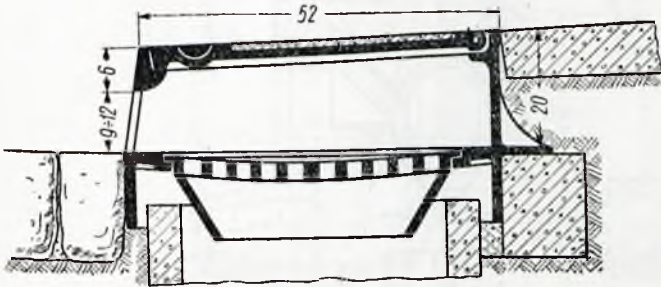
Rys. 117. Wpust uliczny betonowy bez zamknięcia wodnego

zynych, częstokroć na końcówce kanału o niewielkim przekroju, lub na takich odcinkach, gdzie odległość od studzienek jest duża. Są jednak przypadki, przy których studzienki pośredniej dać nie można.

dać taki fundament, aby nacisk z nawierzchni ulicy nie mógł się przenosić bezpośrednio na kanał. Wskazana jest również obudowa kanału betonem w miejscu nastawionej rury i jej spodu (rys. 120).

d. Spoczniki

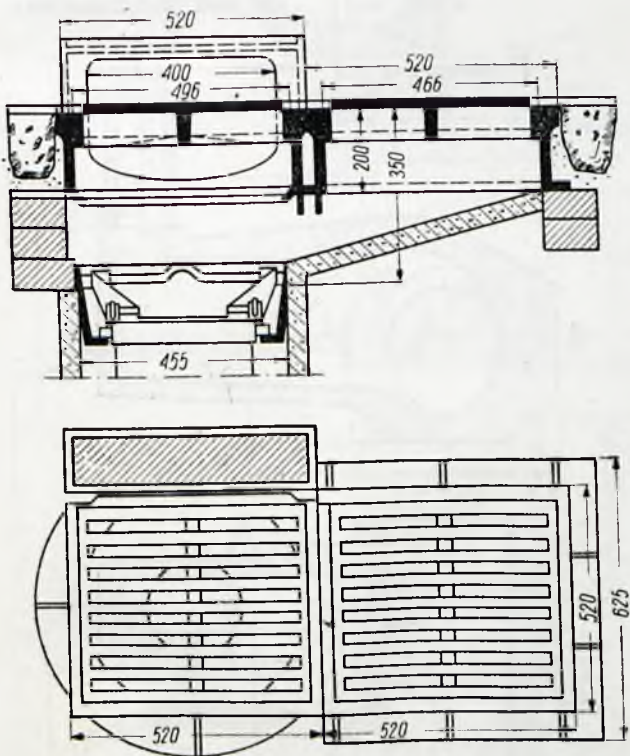
Spoczniki są to krótkie odcinki kanału podwyższonego do wysokości 1,8÷2,0 m; umieszcza się je w trudnych do przejścia kanałach pomiędzy studzienkami (w odległości około 40÷60 m) dla wygody obsługi kanałów; spoczniki umożliwiają obsłudze wyprostowanie się (rys. 121).



Rys. 118. Wpust uliczny pod chodnikiem

e. Zsypy śniegowe

W miastach o klimacie umiarkowanym powstaje konieczność szybkiego usuwania śniegu. Wywózka poza granice miasta śniegu zgarnianego i ładowanego na wozy powoduje duże koszty.



Rys. 119. Podwójny wlot kratowy do wpustu ulicznego

Można wydatnie obniżyć koszt przewozu przez wykorzystanie do tego celu kanałów. Śnieg załadowany na samochody dowozi się do pewnych punktów sieci kanalizacyjnej, gdzie zostaje zsypany na ulicę, a następnie zgarnięty do szybu pionowego ustawionego nad kanałem, nazwanego zsypanem śniegowym (rys. 122). Część śniegu zsypanego do kanału zostaje roztopiona przez ścieki,

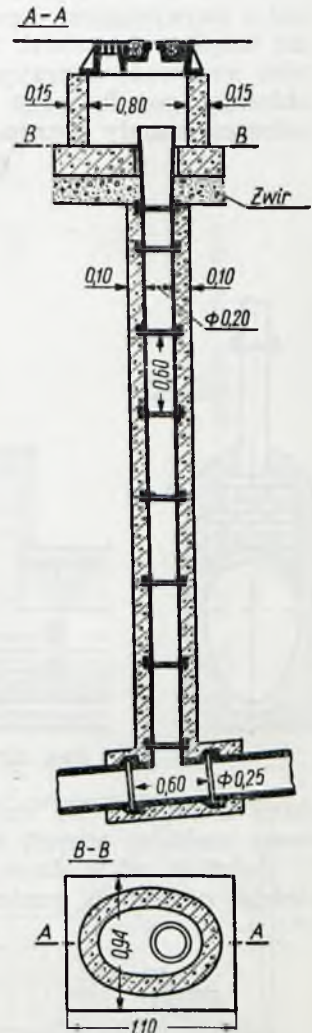
mające temperaturę około +10° C, część zaś zostaje spławiona w stanie nieroztopionym.

Zsypy śniegowe powinny umieszczać się na przewodach kanalizacyjnych o przekrojach większych (wysokości około 1,20 m), prowadzących stale większe ilości ścieków. Dużej masy śniegu nie powinno się wsypywać gwałtownie, ze względu na to, że mogłoby spowodować zatkanie kanału zsypanego. Ponieważ w trakcie zsypania śniegu zajmuje się część powierzchni ulicy, zsypy powinny być budowane na ulicach mniej ruchliwych, ewentualnie na ulicach szerokich, na placach lub zieleńcach. Częstokroć na ulicach o silniejszym ruchu otwory zsypane przesuwają się z jezdni na chodnik.

Ze względu na to, że część śniegu spływa ze ściekami w stanie nieroztopionym, ostatni zsypan przed stacją przepompowania albo oczyszczalnią ścieków powinien znajdować się w takiej odległości, aby na długości pozostałego odcinka kanału cała ilość śniegu mogła być roztopiona. Na podstawie danych z praktyki odległość taka powinna być mniejsza niż 400 m.

W zasadzie każda studzienka złazowa może służyć do zsypania śniegu, jeśli tylko przepływa przez nią dostateczna ilość ścieków do jego roztopienia i spławienia. Aby umożliwić prowadzenie obserwacji nad przebiegiem spławiania zwałów śniegu w kanale oraz jego rozgarniania i spychania w dół, buduje się specjalne szyby śniegowe połączone ze złazem (rys. 123, 124, 125), zaopatrzonym u dołu w podest, ochroniony z góry od śniegu; z tego miejsca robotnik może obserwować i regulować równomierność zsypania i przez rozgarnianie nie dopuścić do zapchania się kanału. Złaz z podestem umieszcza się w kanale poniżej otworu zsypanego. W niektórych miastach zaopatruje się złaz w przewód wodociągowy, do którego przyłączyć można wąż gumowy. Śnieg roztopia się i rozbija strumieniem wody.

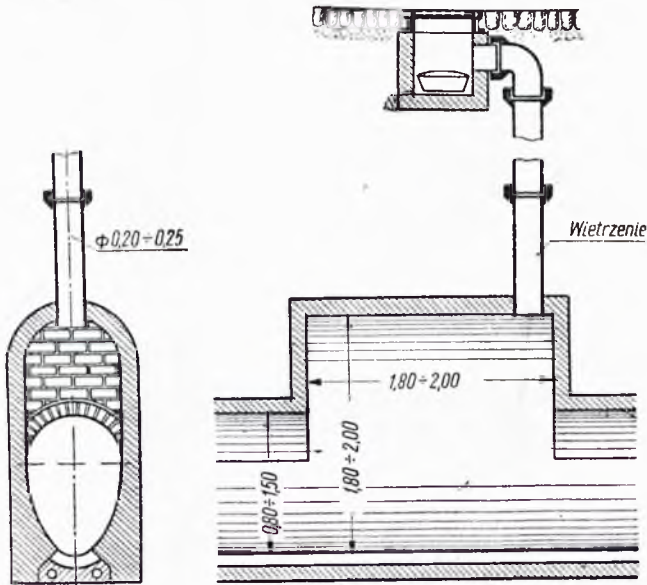
Ze względu na to, że ze śniegiem z powierzchni ulicy mogą dostawać się do kanału większe i cięższe zanieczyszczenia, sieć, którą były prawdopodobnie prowadzone zsypy śniegowe, należy po okresie zimy przejrzeć i oczyścić.



Rys. 120. Świećnik kanałowy

f. Studzienki spadowe

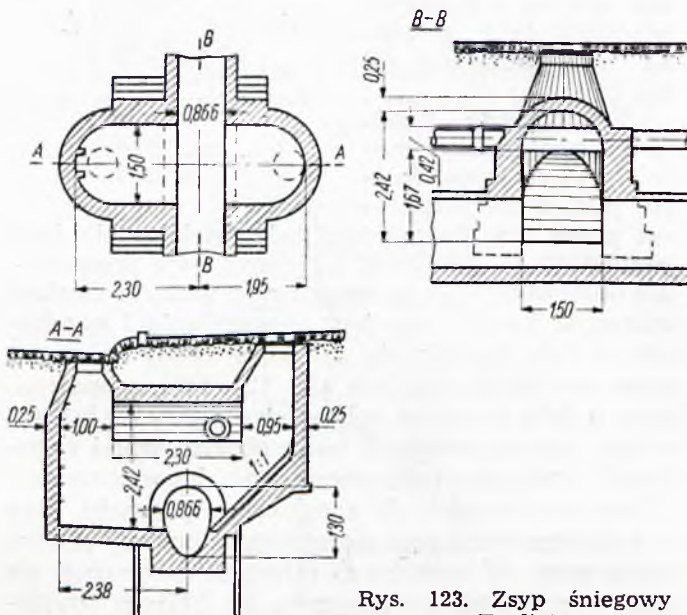
Na stromych ulicach linia dna kanału nie może biec równoległe do powierzchni terenu, gdyż przy silnych spadkach powstają zbyt duże prędkości, mogące powodować niszczenie przewodu. Spadek dna zmniejsza się przez wybudowanie stopni. Kanał o największym dopuszczalnym spadku buduje się między stopniami. Stopnie takie można również budować w przypadkach, gdy do przewodu zbierającego, leżącego głębiej, dochodzą płycej założone kanały boczne. Zmniejsza się wtedy ilość



Rys. 121. Spocznik

robót ziemnych. Na stopniu takim zostaje zniszczony nadmiar energii wody.

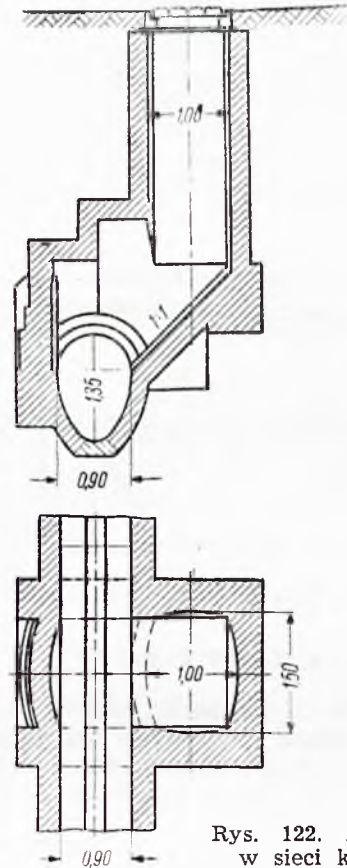
Zależnie od wielkości kanałów połączenie odcinków o różnym poziomie i zniszczenie energii



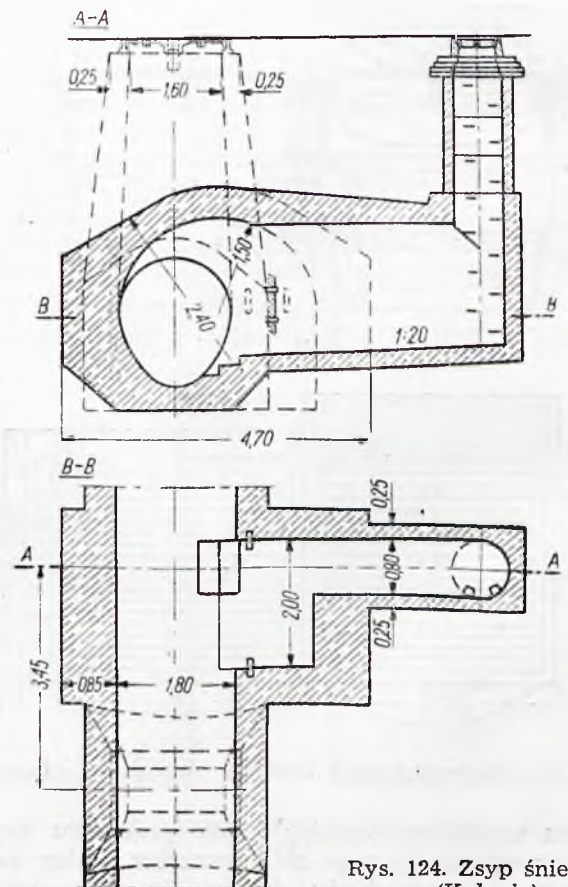
Rys. 123. Zsyp śniegowy (Berlin)

wody odbywa się albo w studni spadowej lub za pomocą odpowiednio ukształtowanej gładkiej (rys. 126) — lub zestopniowanej pochylni (rys. 127).

W przypadkach mniejszych przekrojów od przewodu idącego w wyższym poziomie przed wejściem do studzienki otrzymuje się w dnie odgałę-

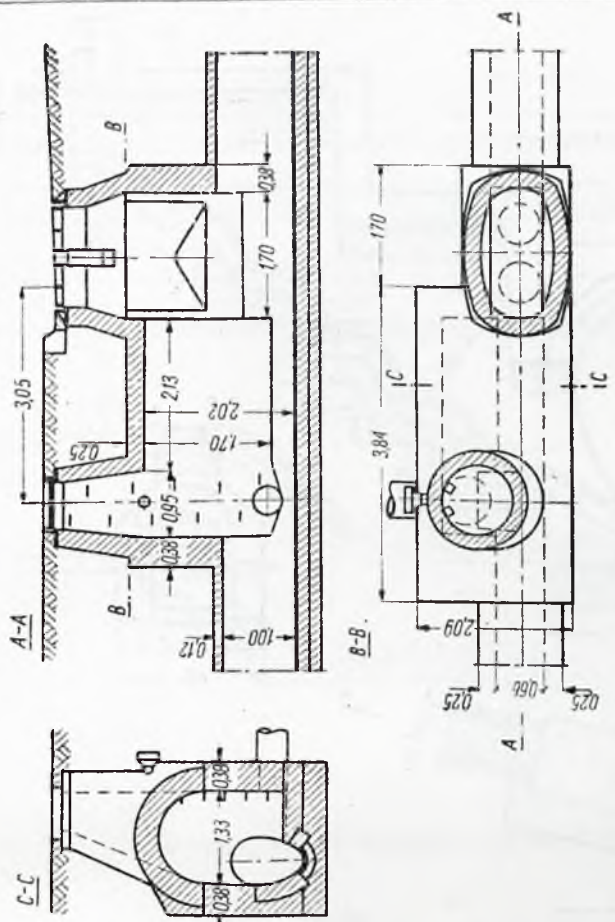
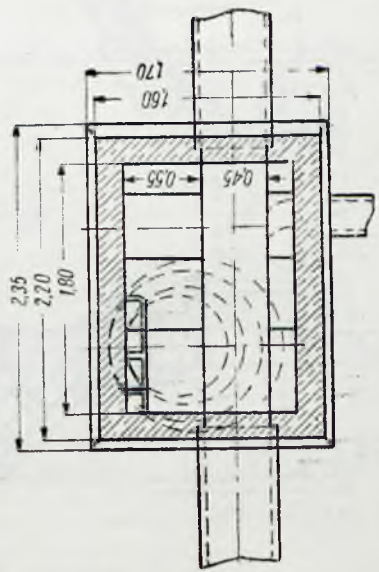
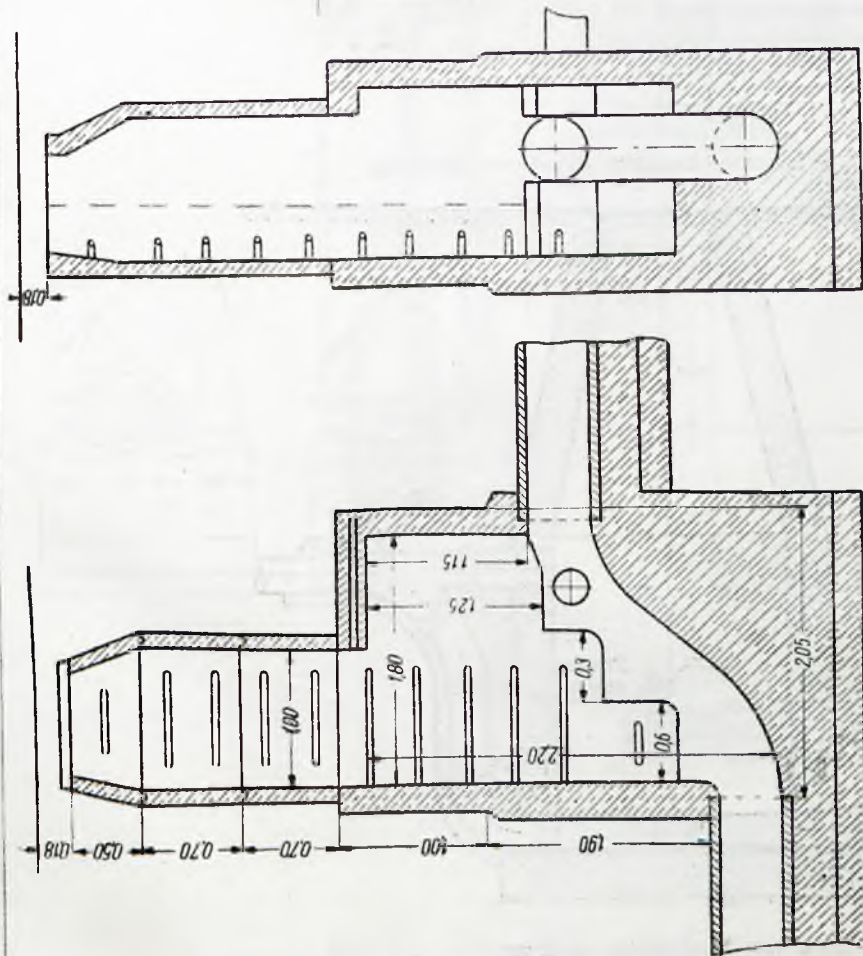


Rys. 122. Zsyp śniegowy w sieci kanalizacyjnej



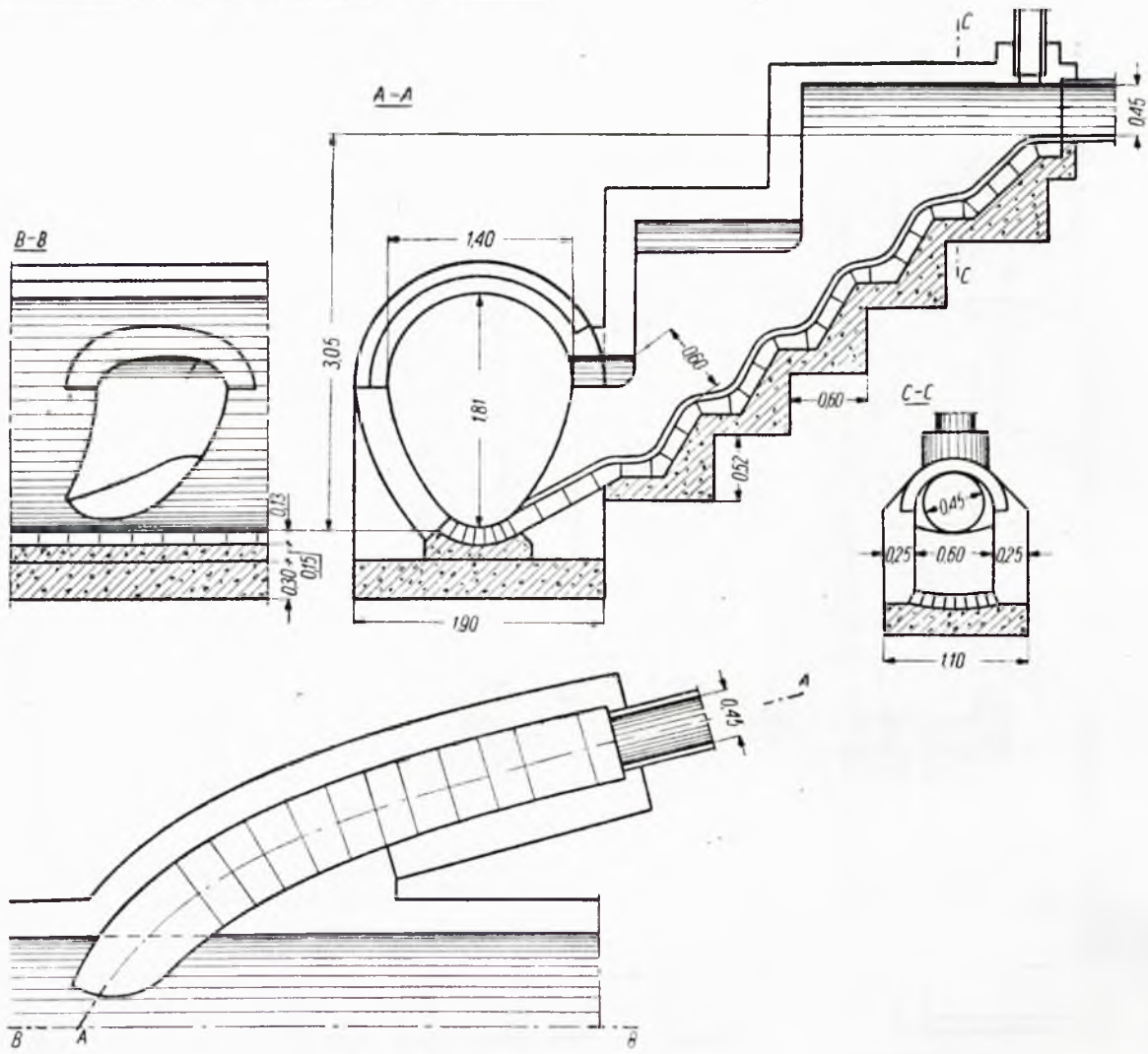
Rys. 124. Zsyp śniegowy (Kolonia)

zienie w postaci pionowej rury spadowej, mającej wylot u dna kanału (rys. 128). Mniejsze przepływy przepuszczane są przez rurę spadową i w niej następuje zniszczenie energii wody.

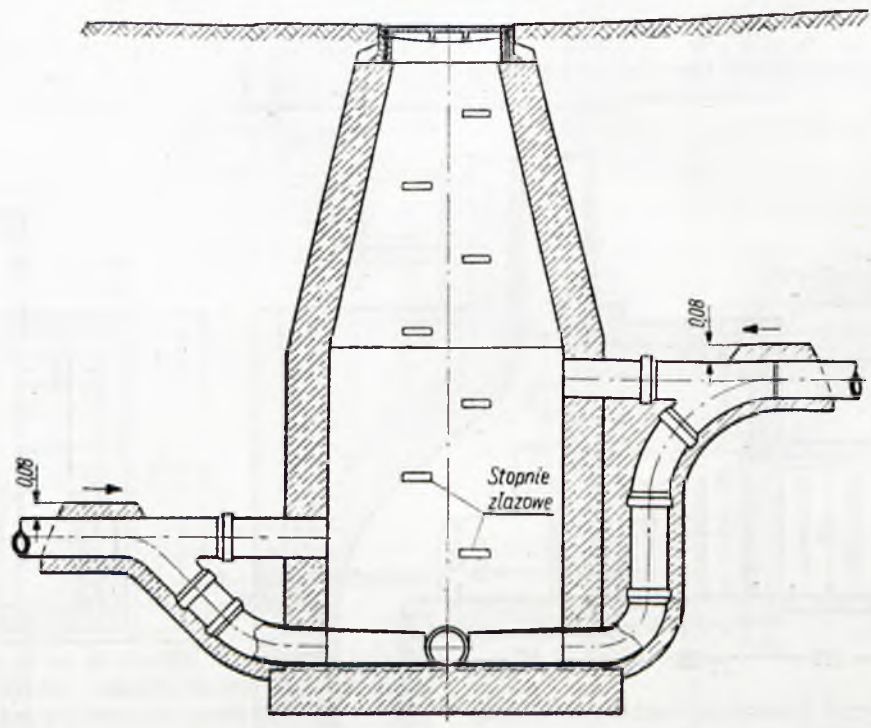


Rys. 125. Zsyp śniegowy (Charlottenburg)

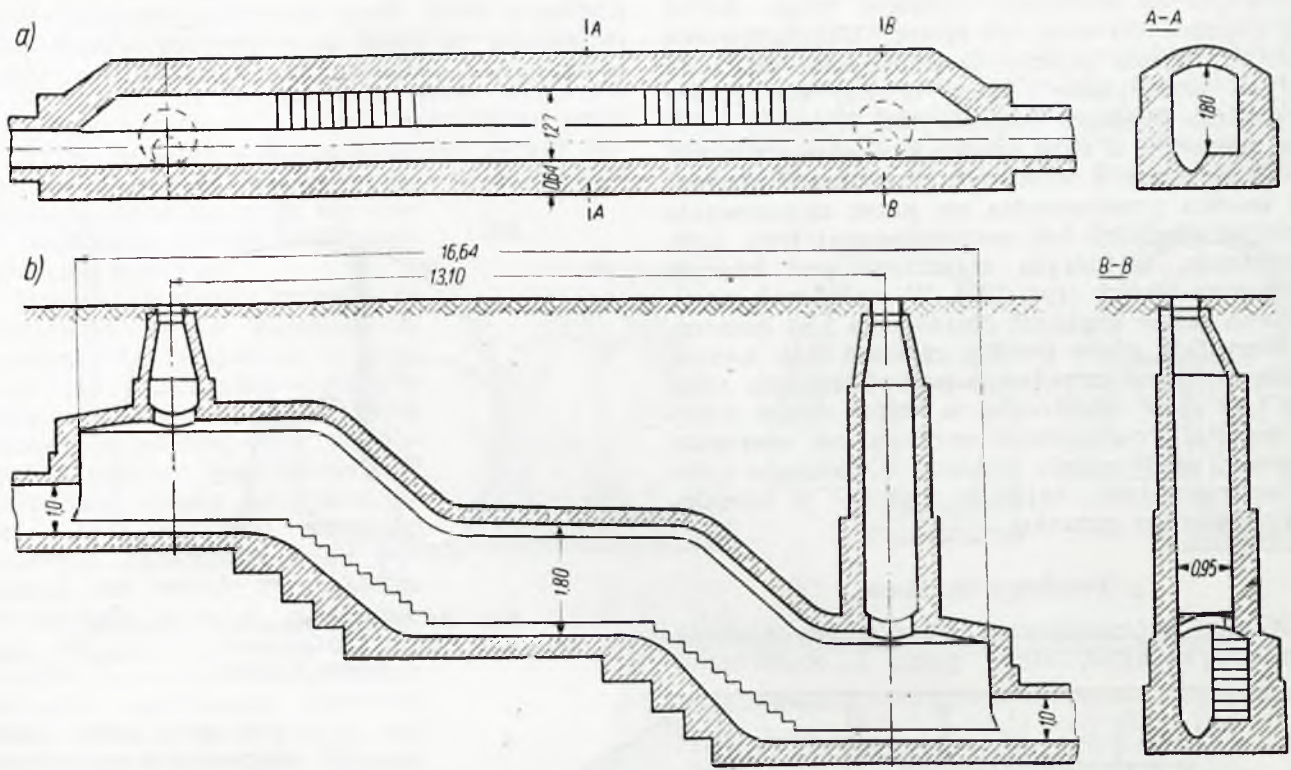
Rys. 128. Połączenie kanałów o różnym poziomie



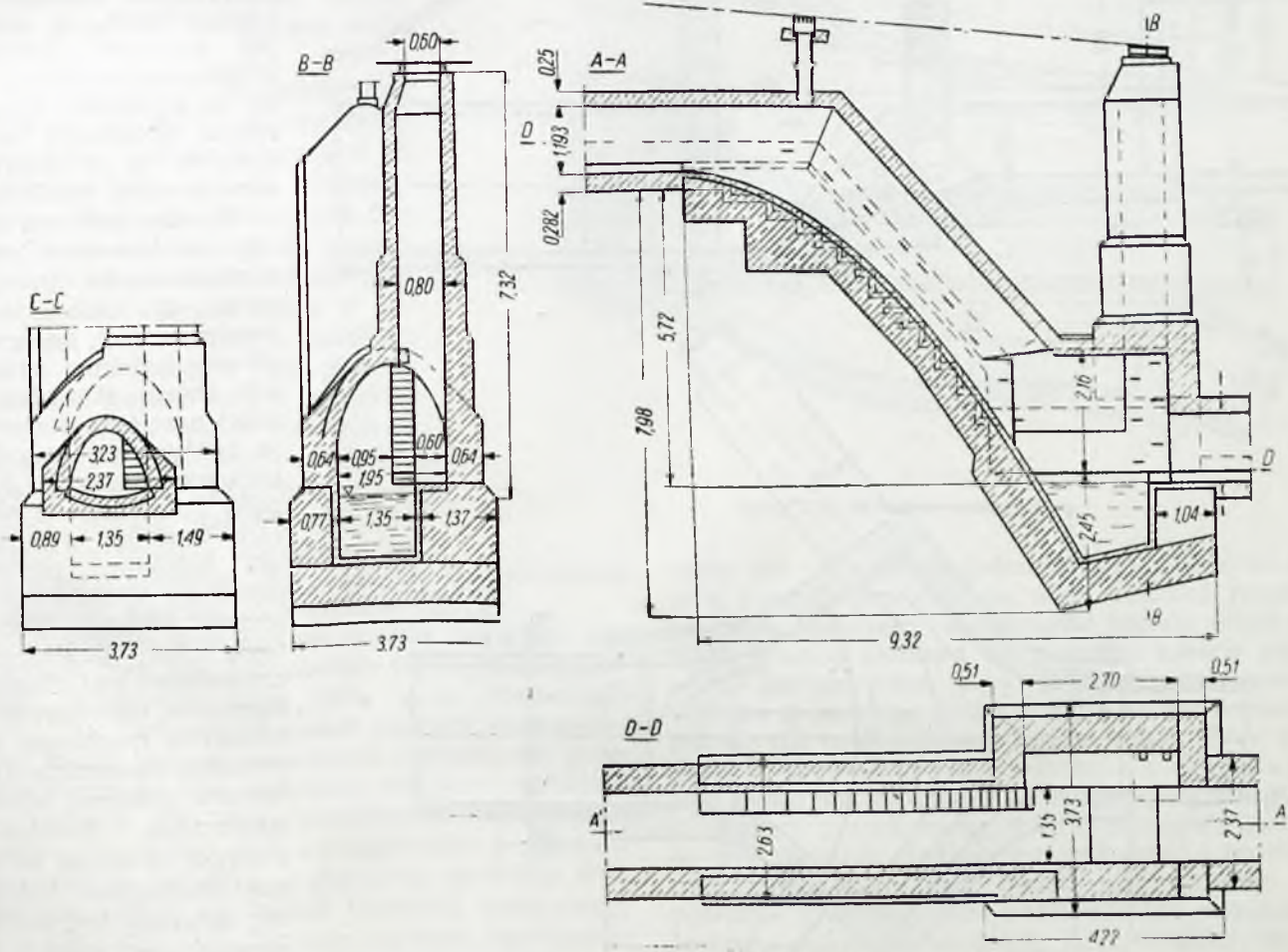
Rys. 127. Połączenie kanałów o różnym poziomie



Rys. 128. Studzienka spadowa



Rys. 129. Kaskada kanałowa: a) przekrój poziomy, b) przekrój pionowy



Rys. 130. Studzienka spadowa przy dużej różnicy poziomów

W czasie większych przepływów ścieki dzielą się, wpływając do studzienki zarówno przez wylot górny przewodu oraz od spodu. Ukształtowanie takie umożliwia zejście do studzienki w czasie małych przepływów i pracę w niej bez obawy opryskania ściekami kanałowymi. Końcowy odcinek przewodu i rurę spadową obetonowuje się.

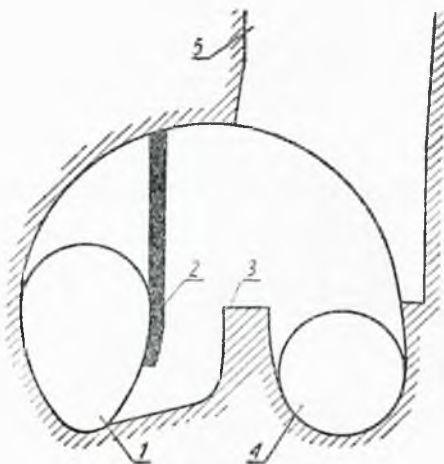
Na kanałach o większych przekrojach załamanie spadku przeprowadza się przez zastosowanie pochylni gładkiej lub zestopniowanej (rys. 129), zagłębienia, w którym zniszczona jest energia wody oraz złazów (rys. 130). W niektórych przypadkach całość urządzeń obudowana jest komorą.

Wszystkie górne punkty załamań linii kanału muszą otrzymać urządzenie przewietrzające, również i ta część urządzenia, w której struga wody się rozbija. Powierzchnie narażone na uderzenia strumieni wody należy wykonać z materiału o dużej wytrzymałości, najlepiej wyłożyć je klinkierem wysokiego gatunku.

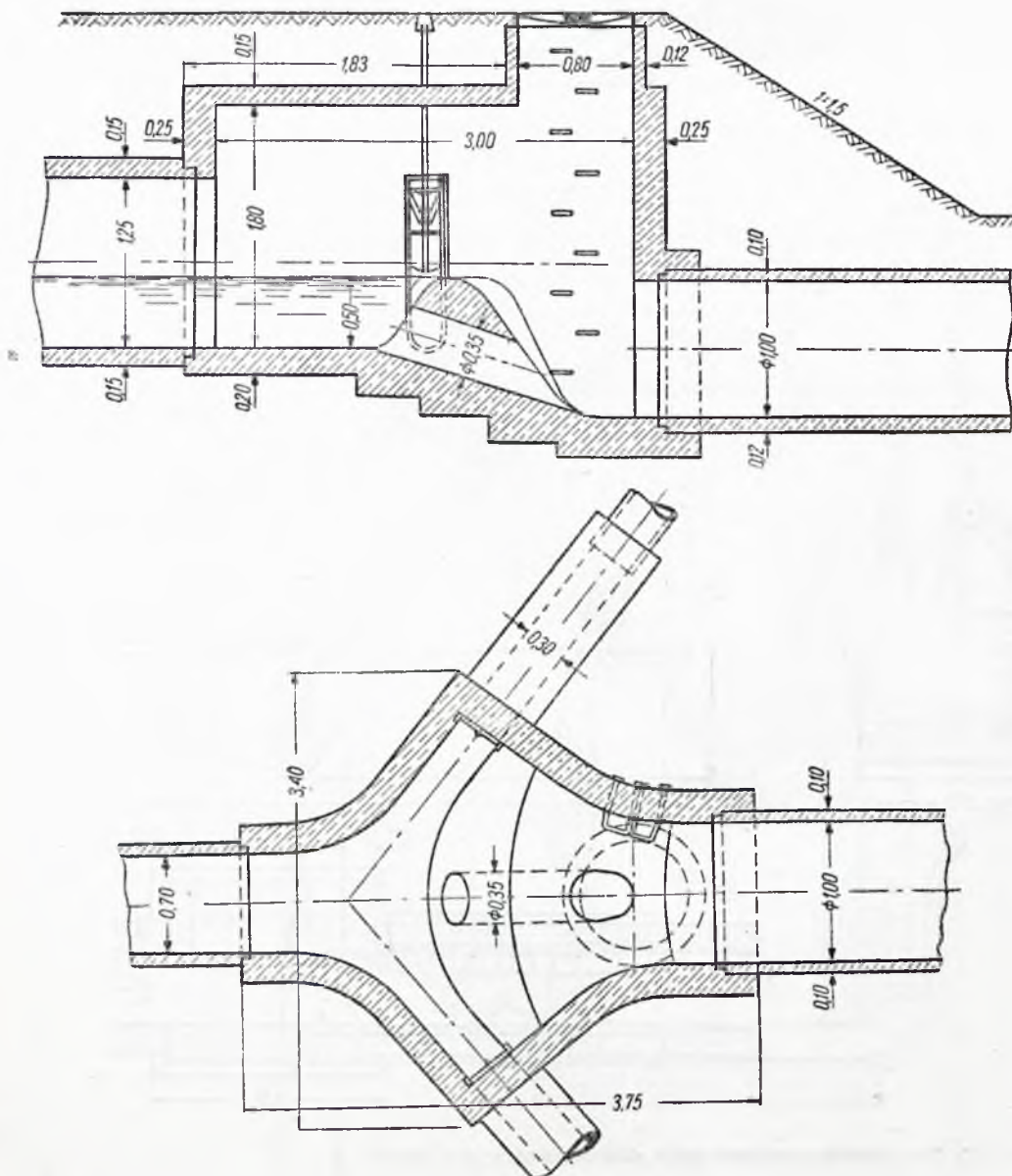
g. Przelewy burzowe

W sieci ogólnospławnej w celu zmniejszenia rozmiaru kanałów, stacji pomp i oczyszczalni

umieszcza się przelewy burzowe w dogodnych punktach sieci. Tam wody dopływające zostają podzielone na część przepływającą wzdłuż przelewu kanału, będącego przedłużeniem trasy kolek-



Rys. 131. Przelew burzowy z zanurem
1 - zbieracz, 2 - zanur, 3 - przelew, 4 - burzowiec, 5 - studzienka założowa



Rys. 132. Przelew burzowy

tora oraz część, którą doprowadza się najkrótszą drogą do odbiornika. Podział odpowiada przyjętemu stosunkowi rozcińczenia, o czym już mówiono. Korona progu przelewowego leży na wysokości napełnienia przekroju wydatkiem $(1 + n\text{-krotnym})$ ścieków brudnych.

Zasady, którymi należy się kierować przy rozmieszczaniu przelewów, są następujące. Powinno się odciażać główny kolektor możliwie często. (O opłacalności przelewu decyduje porównanie kosztów budowy przelewu i kanału burzowego z różnicą kosztów wykonania kolektora poniżej przelewu odciażonego i nieodciążonego). Wobec tego, że poważnym czynnikiem jest długość burzowca, najodpowiedniejszymi miejscami na przelewy są punkty kolektora położone blisko odbiornika. Przelewy z uwagi na swoje zadanie odciażające kolektor, powinny być umieszczone w punktach, gdzie następuje gwałtowny wzrost przepływu, tj. tuż za dopływem

kanalu zbierającego wody z większej zlewni. Jak już wspomniano z reguły daje się przelewy przed stacjami przepompowywania ścieków oraz oczyszczalnią.

W niektórych przypadkach jako odbiorniki wypływów z burzowców można wykorzystać znajdujące się na terenie miasta mniejsze rzeczki, potoki, wreszcie rowy, mające wejście do odbiornika głównego. Wówczas może się okazać konieczne powiększenie rozcieńczenia ścieków.

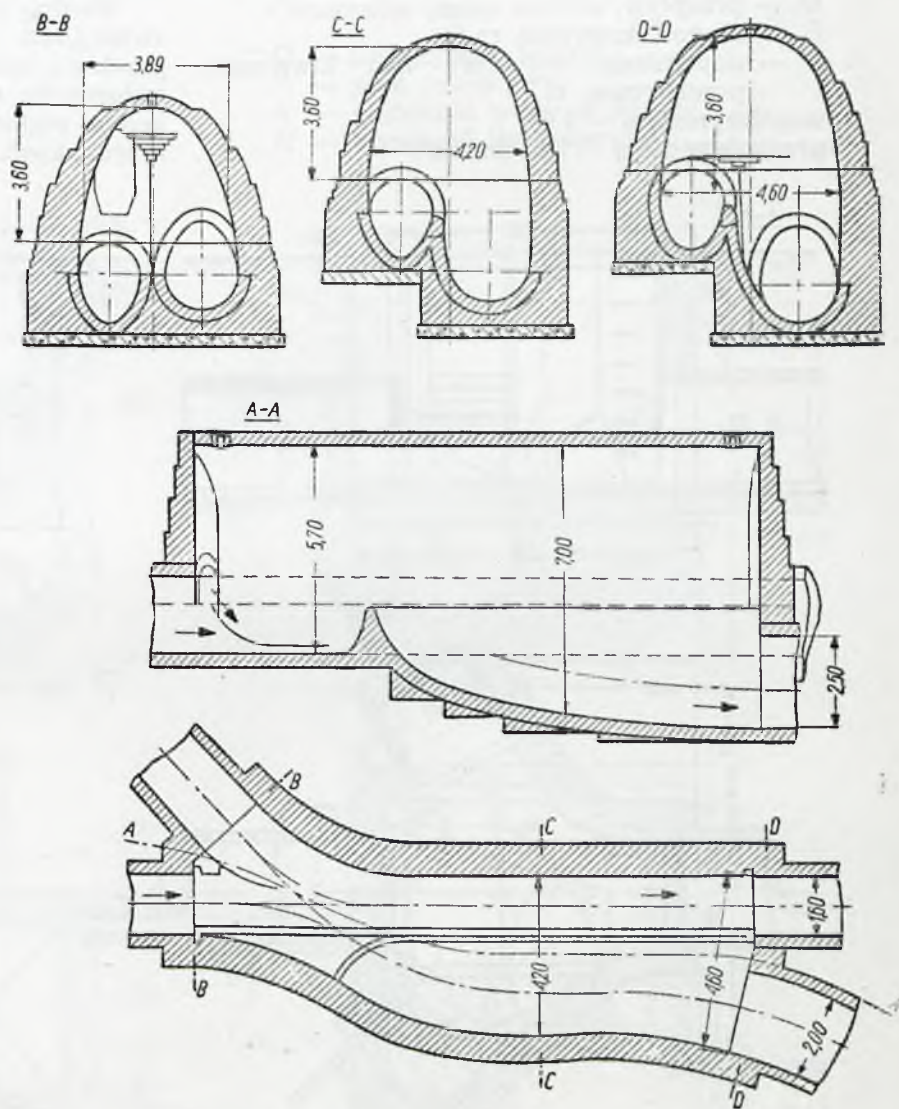
Wykorzystywanie brzegu odbiornika do celów kąpielowych, żeglugowych (przystani) i ujęć wody dla przemysłu — stwarza konieczność umieszczenia wylotów burzowców odpowiednio wysoko lub też poniżej tych miejsc. W przypadku wylotu burzowca do portu lub mniejszej wielkości otwartych zbiorników wody wymagane jest zwykle mechaniczne oczyszczenie ścieków w osadnikach. W celu zaoszczędzenia odbiornika stosowano dawniej zanury (fartuchy) nad koroną przelewu, mające jakoby zatrzymywać zanieczyszczenia pływające. Obecnie wyszły one z użycia, gdyż nie spełniały swego zadania, powodowały natomiast niepotrzebną stratę przez dławienie przepływu wody (rys. 131).

Rozwiązanie konstrukcyjne przelewu zależy od miejscowych warunków, przede wszystkim od wysokości, jaka jest do rozporządzenia. Wylot burzowca oraz koronę przelewu staramy się zawsze umieścić na poziomie nie zatapiającym przez wysokie wody w odbiorniku. Jeśli nie jest to możliwe, należy zabezpieczyć za pomocą zamknięć wejście wód z odbiornika do kanału. Przy niewielkich wahaniach stanów wody w odbiorniku zamknięcie wykonuje się w postaci ścianek zakładanych we wnękę na wylocie burzowca lub nad koroną przelewu, przy dużych zaś wahaniami stosuje się zasuwę uruchamiane ręcznie.

Krawędzie przelewowe można zakładać poprzecznie (rys. 132) lub ukośnie do kierunku głównego przepływu (rys. 133), albo równoległe (rys. 134). Ten ostatni układ spotyka się najczęściej mimo tego, iż sprawność swobodnego przelewu bocznego jest mniejsza niż przy układach poprzednich. W celu powiększenia sprawności przelewu bocznego daje się krawędzie przelewów obustronnie, osiągając podwojenie wydatku (rys. 135) lub nadaje się kształt przelewu lewarowego (rys. 136, 137, 138). Te dwa ostatnie rozwiązania są możliwe, gdy istnieją większe wysokości.

Jednostronne przelewy boczne są konstrukcją nieekonomiczną ze względu na to, że trzeba sto-

sować krawędzie przelewowe o dużych długościach, które nigdy nie spełniają dobrze swego zadania. Różnica wysokości zwierciadła wody nad przelewem na dużej długości przepływu wzdłuż krawędzi przelewowej wywołuje nie tylko ruch poprzeczny na przelew, lecz również zmniejsza prędkości tak, że w kanale poniżej przelewu przy napełnianiu jego do krawędzi przepływa więcej



Rys. 133. Przelew burzowy

wody niż przy ruchu jednostajnym. Ścieki w kanale poniżej przelewu są więc bardziej rozcieńczone niż przyjęto. Zamknięcie kanału odpływowego ścianką pionową do poziomu korony przelewu, wykonywane przy każdym rozwiązaniu, wpływa w pewnym tylko stopniu na zmniejszenie przepływu prowadzonego przez kanał. Przy tym typie przelewu wartość prędkości nie zwiększa się, lecz zmniejsza grubość przelewającej się strugi.

Koryta przepływowe wzdłuż przelewu powinno być zupełnie gładkie bez rozszerzeń i powinno mieć równe szerokości kanału odpływowego na poziomie przelewu, albo równomiernie zmniejszającą się szerokość wlotową do szerokości wylotowej.

Do obliczania długości krawędzi przelewowej, szczególnie w obliczeniach wstępnych, stosuje się

często zwykle wzory na przelewy, znane z hydrauliki.

Dla przelewu niepodtopionego:

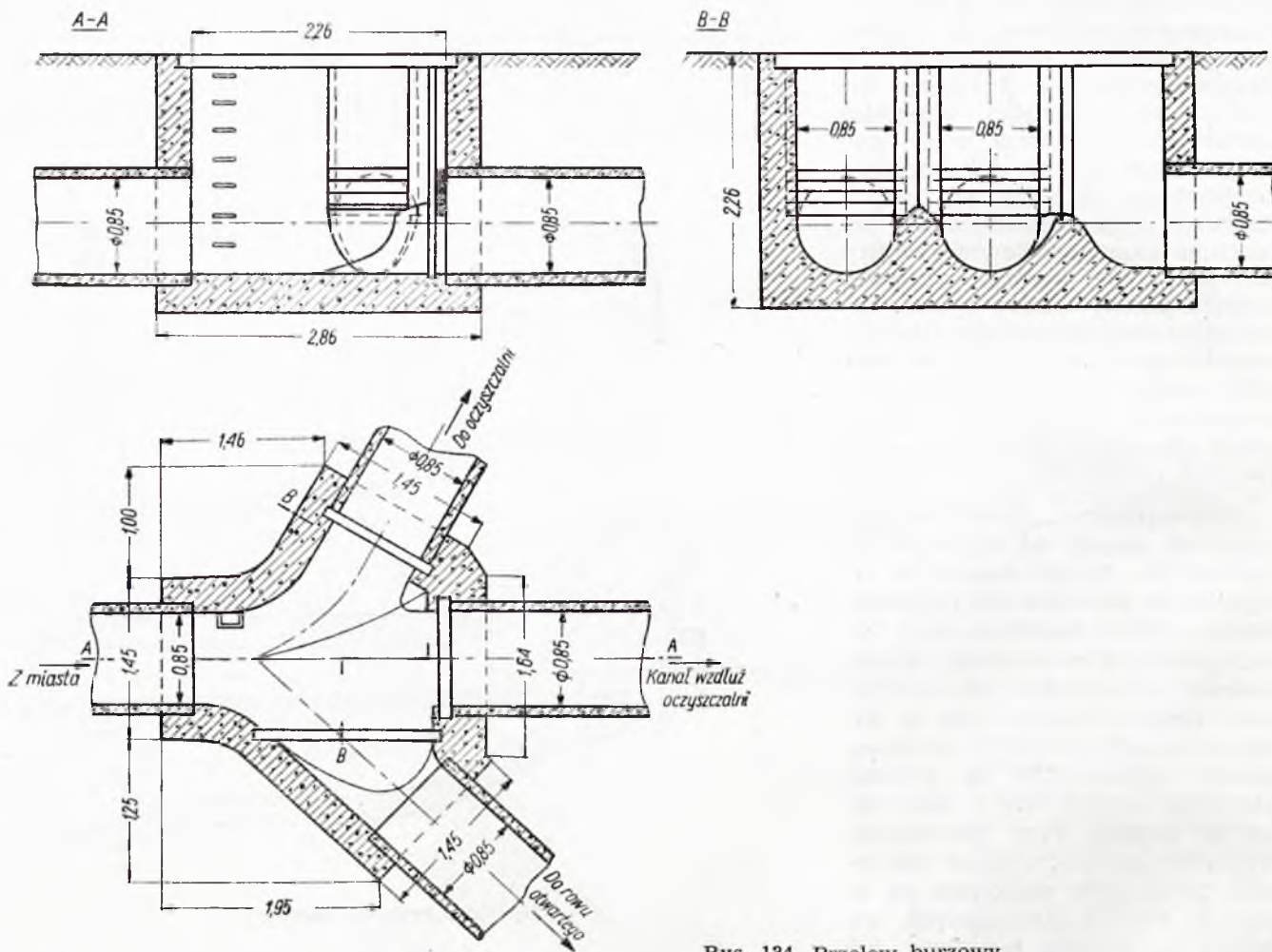
$$Q = \frac{2}{3} \mu \cdot L \cdot h \sqrt{2hg} \text{ m}^3/\text{sek}$$

gdzie:

Q — przepływ, m^3/sek ,
 L — długość krawędzi, m ,
 h — napełnienie kolektora nad krawędzią przelewową, m ,
współczynnik $\mu \approx 0,65$,
przyspieszenie $g \approx 9,81 \text{ m}/\text{sek}^2$.

Do obliczania 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 ograniczone zastosowanie: Engelsa tylko w przypadku ruchu nadkrytycznego, de Marchi w przypadku krótkich krawędzi przelewowych.

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. 139). Oznac-



Rys. 134. Przelew burzowy

Przyjmując, że $\frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} = 2$ długość krawędzi przelewowej wyniesie

$$L = \frac{Q}{2h\sqrt{h}} \text{ m}$$

Dla przelewu podtopionego

$$Q = \mu \frac{2}{3} bh \sqrt{2g(h-h_1)} \text{ m}^3/\text{sek}$$

gdzie:

h_1 oznacza wzniesienie poziomu ścieków w burzowcu ponad krawędzią przelewową; inne oznaczenia, jak poprzednio.

czając 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

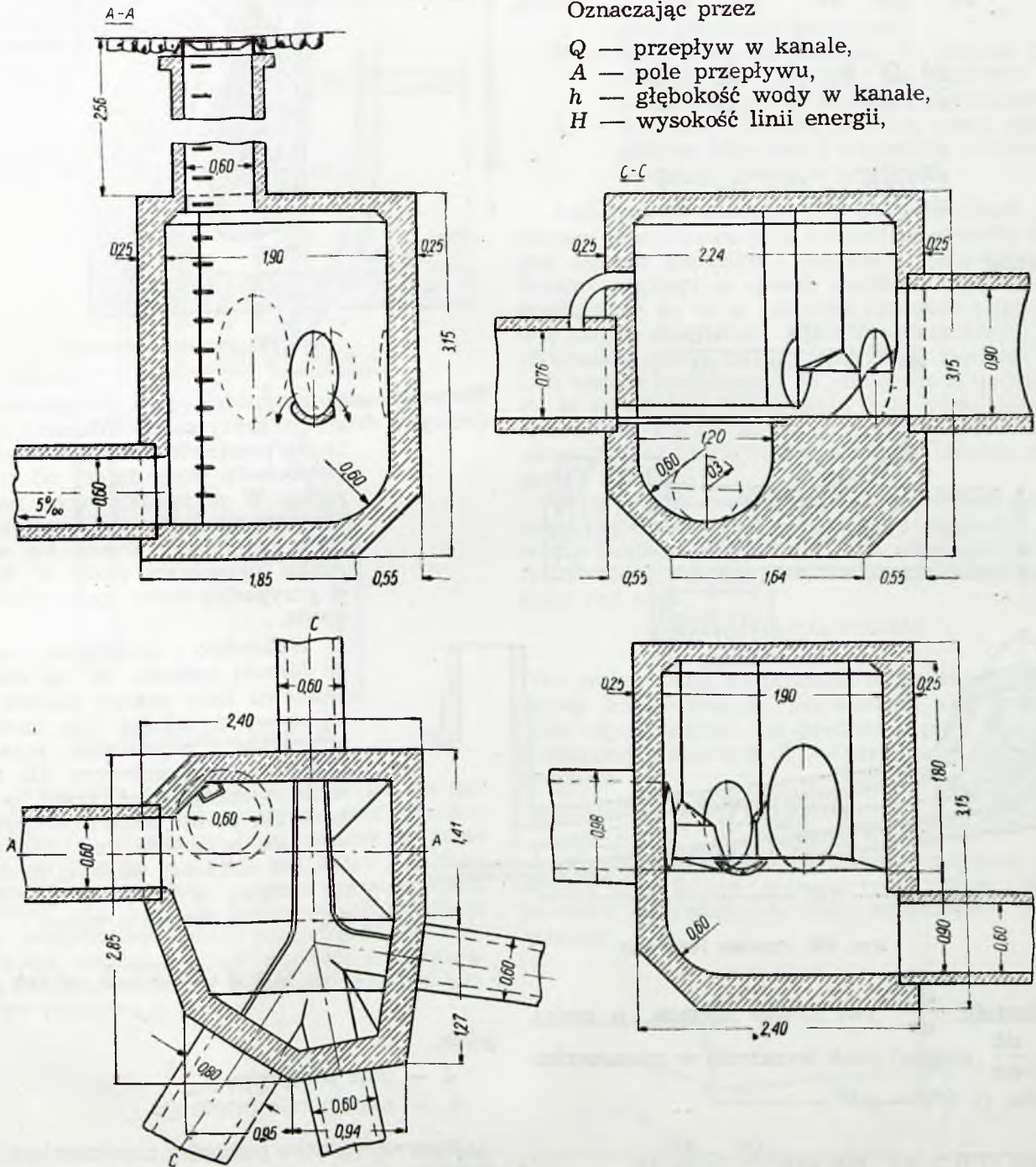
$$Q = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} \cdot \sqrt[3]{L^{2,5} h^5} \text{ m}^3/\text{sek}$$

gdzie:

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

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



Rys. 135. Przelew burzowy dwustronny

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

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

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

Analizę przeprowadzić można posiłkując się wzorem 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,

otrzymamy na wysokość linii energii wzór

$$H = h + \frac{Q^2}{2gA^3}$$

Wzór ten różniczkujemy względem drogi x , przy czym zgodnie

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

$$\frac{dh}{dx} + \frac{2Q}{2gA^2} \cdot \frac{dQ}{dx} - \frac{Q^2}{2g} \cdot \frac{2A}{A^4} \cdot \frac{dA}{dx} = 0$$

wobec tego, że $dA = B \cdot dh$

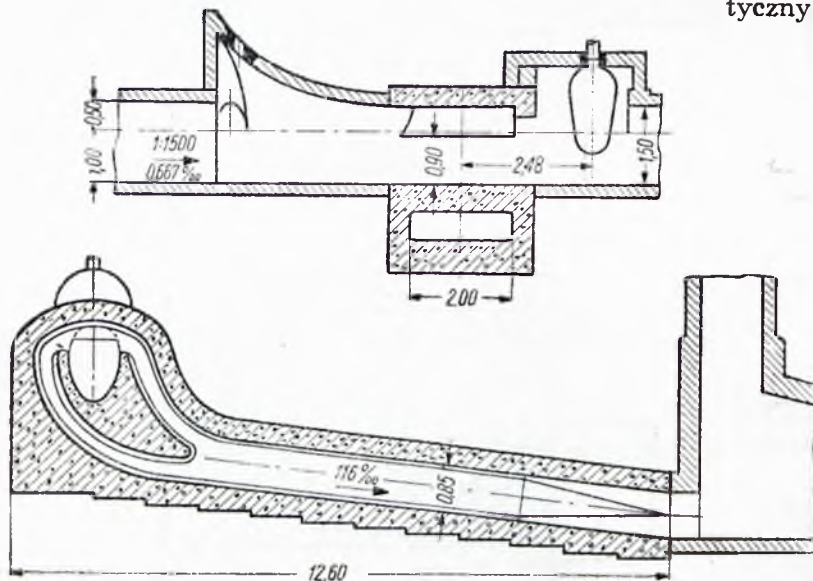
$$\frac{dh}{dx} + \frac{Q}{gA^2} \cdot \frac{dQ}{dx} - \frac{Q^2 \cdot B}{gA^3} \cdot \frac{dh}{dx} = 0$$

$$\frac{dh}{dx} \left(\frac{Q^2 \cdot B}{gA^3} - 1 \right) = \frac{Q}{gA^2} \cdot \frac{dQ}{dx}$$

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

wreszcie

$$\frac{dh}{dx} = \frac{QA}{Q^2 B - gA^3} \cdot \frac{dQ}{dx}$$



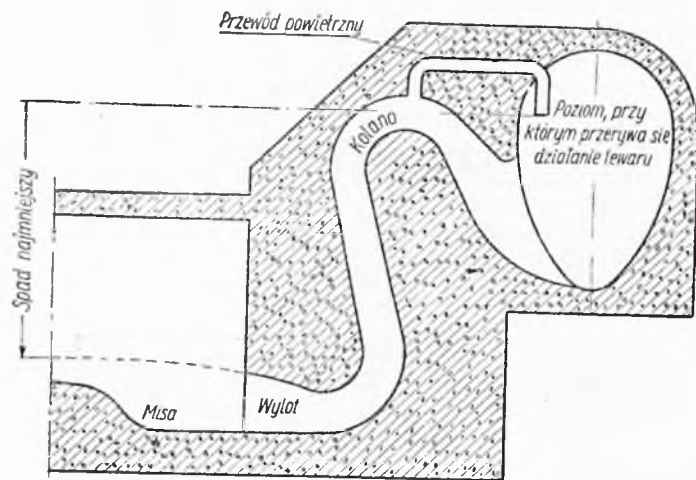
Rys. 136. Przelew lewarowy

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

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

gdy $Q^2 B < gA^3$ lub gdy $\frac{Q^2}{g} < \frac{A^3}{B}$ to $\frac{dh}{dx}$ otrzyma znak -

Dla przekroju o kształcie dowolnym granicę pomiędzy ruchem burzliwym podkrytycznym i nadkrytycznym określa wyrażenie $\frac{A^3}{B} = \frac{Q^2}{g}$.



Rys. 137. Przelew lewarowy

Pierwszy więc przypadek jest ruchem nadkrytycznym, drugi podkrytycznym. Widzimy z tego, że na przelewie bocznym układ linii zwierciadła wody zależy od rodzaju ruchu. W przypadku ruchu nadkrytycznego zgodnie z obserwacjami Engelsa zwierciadło wznosi się w kierunku przepływu wody w kanale, w przypadku ruchu podkrytycznego opada.

Wykreślno - analityczny sposób de Marchi zakłada, że na długości przelewu linia energii pozostaje na tej samej wysokości. Dla zadanego przepływu i napełniania przekroju kanału — 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 napełnieniu kanału z wzoru

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

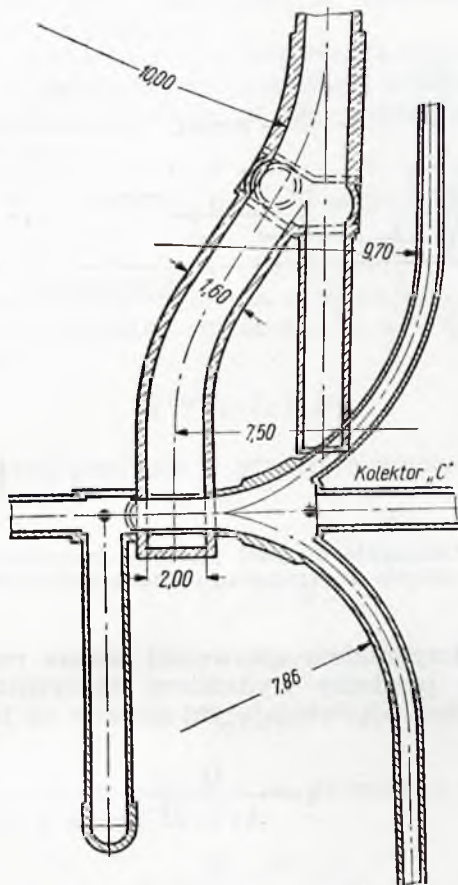
gdzie:

- A — pole przepływu,
- h — napełnienie przekroju.

Krzywa związku pomiędzy napełnieniem i wydatkiem osiąga maksimum dla wartości granicznej krytycznej; 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 ramie krzywej wydatku. Dla przypadku ruchu nadkrytycznego obliczenie rozpoczynamy od dolnego końca przelewu (rys. 140) mając wysokość końcową warstwy wody h , nad koroną przelewu. Dla przypadku ru-

chu podkrytycznego rozpoczyna się rachunek od górnego końca przelewu wobec znanego w tym miejscu h_1 (rys. 141).

Na wykresie z wyrysowaną krzywą wydatku oznaczamy położenie zwierciadła wody na odpły-



Rys. 138. Przelew lewarowy

wie w przypadku 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 skierowana 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

$$\Delta q_1 = \frac{2}{3} \mu \Delta l \sqrt{2g \cdot h_1^{3/2}}$$

oraz określamy w sposób wykreślny zmianę zwierciadła wody na odcinku Δl , dodając sumowany wydatek przelewu na krzywej wydatku od punktu początkowego liczenia. 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. Postępując w ten sposób dochodzimy do punktu na krzywej wydatku kanału odpowiadającego ilości wody dopły-

wającej do przelewu lub odpływającej za nim. Zsumowane odcinki Δl dają niezbędną długość przelewu L .

Obliczenie przelewu lewarowego wykonać można na podstawie wzoru

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

gdzie:

- A — pole przekroju przepływu,
- H — spadek wody na lewarze, tj. różnica wysokości linii energii na odpływie do przelewu oraz na odpływie z przelewu,
- h_s — wysokość straconą na wiry, opory tarcia, zmianę kierunku i z powodu nierównomiernego rozkładu prędkości.

Konstrukcja powinna być tak pomyślana, aby komora przelewowa była całkowicie szczelna oraz aby 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, konieczne jest wykonanie szybu do przewietrzania poniżej wylotu kanału lewarowego do burzowca. Z uwagi na to, że te ostatnie konstrukcje będą coraz częściej stosowane, podaje się w dalszym ciągu książki szczegółowiej teorię ruchu wody w lewarze oraz sposób obliczania.

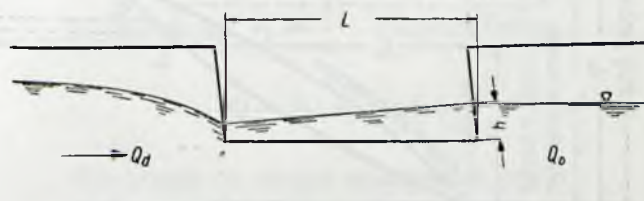
W przewodzie prowadzącym wodę pod ciśnieniem, wykonanym w postaci łuku kołowego, powstaje ruch współśrodkowy. Dla tego rodzaju ruchu wartość iloczynu promienia krzywizny i prędkości jest stała

$$v_1 \cdot r_1 = v_2 \cdot r_2 = \text{const}$$

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

$$R : r_0 = v_0 : v_R = n$$

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



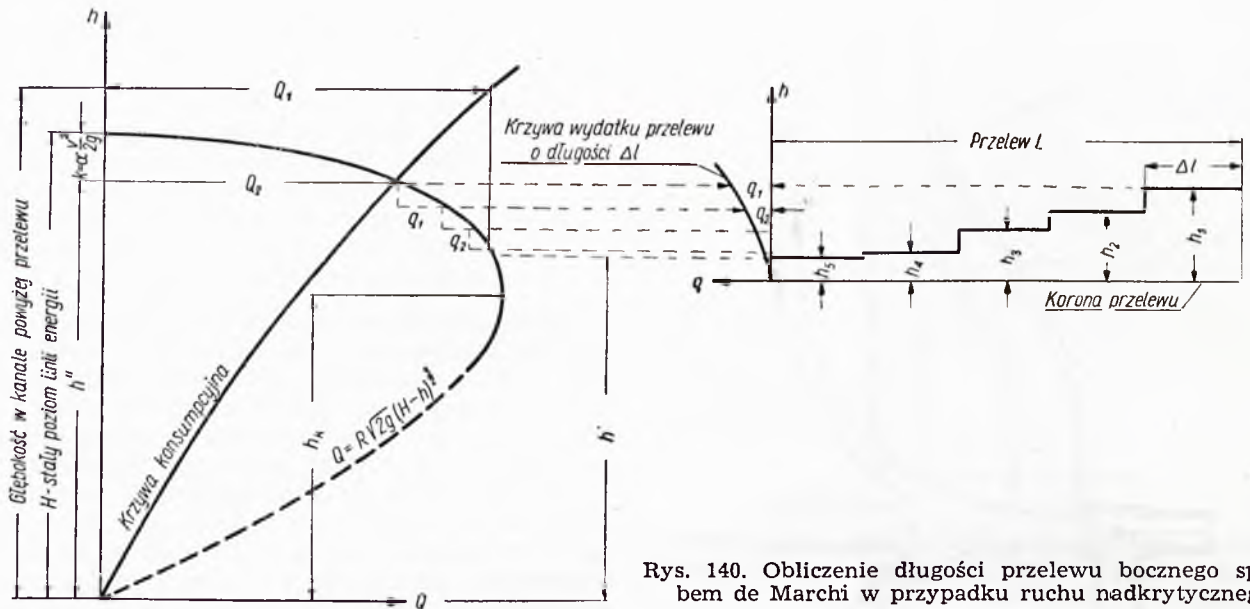
Rys. 139. Przepływ wody przez przelew burzowy

W przypadku 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

$$v_{\text{max}} = \sqrt{2g H_a}$$

gdzie H_0 oznacza wysokość ciśnienia atmosferycznego wyrażoną w metrach słupa wody. Prędkość v_0 nie może przekroczyć prędkości, jaka wytworzyłaby się w próżni, pod pełnym ciśnieniem atmosferycznym, zależy więc od wysokości położenia

kroju, a wobec tego i wydatek przekroju. Wydatek lewara jest więc normowany graniczną prędkością przy wewnętrznej ścianie kolana. Kształt więc i rozmiary kolana decydują o wydatku lewara.



Rys. 140. Obliczenie długości przelewu bocznego sposobem de Marchi w przypadku ruchu nadkrytycznego

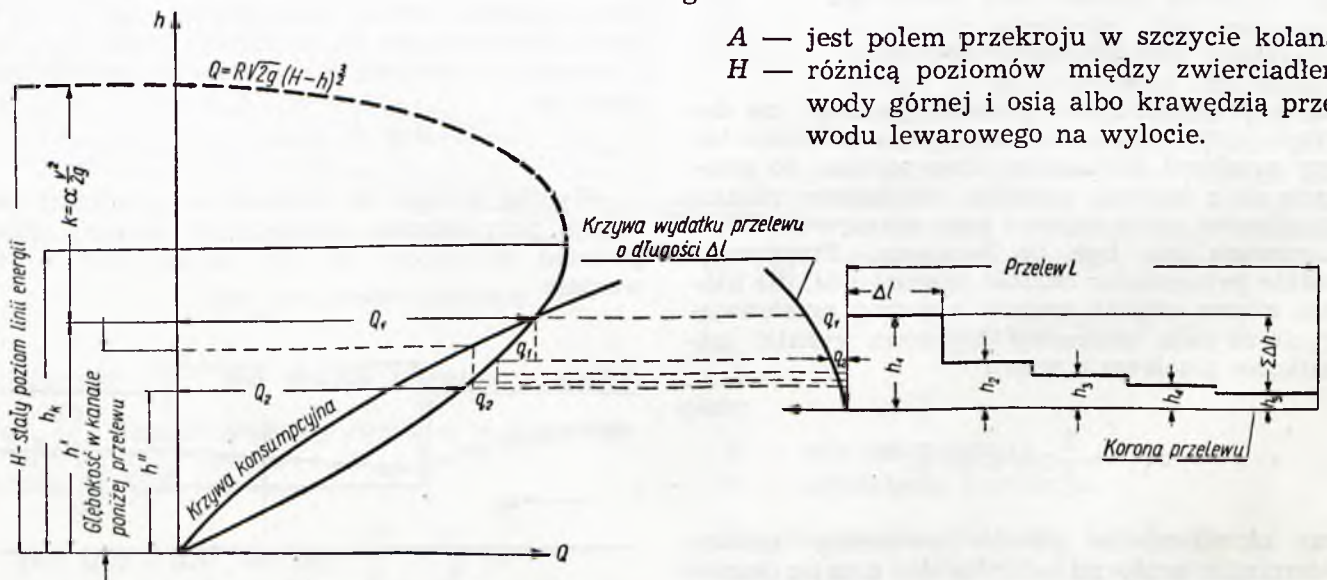
nia miejsca, w którym lewar ma być zbudowany. Dla niezbyt wysokiego położenia można przyjąć jako graniczną prędkość 14 m/sek, przy czym powstają już na ścianie wewnętrznej kolana zjawiska kawitacji i uderzenia. Jeśli graniczna prędkość będzie przyjęta mniejsza od 14 m/sek,

Współczynnikiem sprawności lewara nazwano stosunek pomiędzy wydatkiem rzeczywistym Q i wydatkiem odpowiadającym spadowi na lewarze

$$\eta = \frac{Q}{A\sqrt{2gH}}$$

gdzie:

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



Rys. 141. Obliczanie długości przelewu bocznego sposobem de Marchi w przypadku ruchu podkrytycznego

wszystkie inne obliczone prędkości maleją w stosunku przyjętej prędkości do prędkości 14 m/sek, prędkość zaś maleje w stosunku kwadratowym. Wobec istniejącej zależności warunek ograniczający prędkość v_0 przy ścianie wewnętrznej kolana ogranicza jednocześnie prędkość v_R przy ścianie zewnętrznej oraz prędkość średnią w całym prze-

Wobec nierównomiernego rozkładu prędkości w kolanie lewara współczynnik St.-Venanta

$$\sigma = \frac{\int v^3 \cdot dA}{A \cdot v_{sr}^3}$$

ma wartość tym większą od jedności, im większa jest wartość stosunku $R : \tau_0$.

Ponieważ w stycznym opadającym ramieniu prostym do kolana rozkład prędkości staje się z powrotem równomierny, wartość α zmniejsza się dążąc do jedności.

Cały nadmiar prędkości, uwzględniony w α na kolanie lewara traci się na wirach na przejściu w prostą, przy równoczesnym wyrównaniu się prędkości w przekroju.

W przypadku ruchu współśrodkowego i oznaczeń już podanych, otrzymamy dla przekroju prostokątnego o szerokości B następujące zależności

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

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

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

Średnia prędkość w przekroju wynosi

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

albo

$$v_{\delta r} = \frac{v_0}{n-1} \ln(n)$$

Największą prędkość na promieniu r_0 można obliczyć z wzoru

$$v_0 = \frac{Q}{A} \cdot \frac{R - r_0}{r_0 \cdot \ln \frac{R}{r_0}}$$

lub

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

Druga skrajna prędkość na promieniu R wynosi

$$v_R = \frac{v_0 r_0}{R}$$

lub

$$v_R = \frac{v_0}{n}$$

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

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

albo

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

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

$$P = \int_{r_0}^R \omega^2 r dm = \frac{v^2}{r} \frac{\gamma}{g} dr = \frac{v_0^2 r_0^2}{g} \int_{r_0}^R \frac{dr}{r^3} =$$

$$= \frac{v_0^2 r_0^2 (R^2 - r_0^2)}{2g R^2 \cdot r_0^2}$$

$$P = \frac{v_0^2 (n^2 - 1)}{2gn^2}$$

Ze wzorów

$$P = \frac{v_0^2 (n^2 - 1)}{2gn^2} \text{ oraz}$$

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

otrzymujemy na wydatek przewodu lewarowego, o przekroju prostokątnym wzór w postaci następującej

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

gdzie

Δh jest obserwowaną różnicą ciśnień na ścianie 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 $v_{\delta r}$ wysokość prędkości średniej $h_{v_{\delta r}}$ współczynnik St. Venanta α i poprawioną wysokość prędkości przeciętnej $\alpha h_{v_{\delta r}}$, która jest miarodajna dla obliczenia straty ciśnienia przy przejściu wody w ruch współśrodkowy na kolanie lewara.

Wydatek kolana lewara 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 $\ln(n) = 1$ albo przy stosunku optymalnym $n_{opt} = 2,718$. W przypadku 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 ograniczenia prędkości v_0 do pewnej maksymalnej wartości zależnej od ciśnienia atmosferycznego, prędkość

kość v_{\max} pojawi się w strudze 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 wewnętrznych mniejszych niż odpowiadających stosunkowi $n = 2,718$. W zamieszczonym zestawieniu A ten stosunek przyjęto jako najwyższy.

Zestawienie A

	$v_0 = 14$ m/sek			$h_{v_0} = 10,00$ 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
$v_{\dot{s}r}$	=	12,493	11,351	10,446	9,703	9,082	8,552	8,149 m/sek
$h_{v_{\dot{s}r}}$	=	7,956	6,567	5,562	4,799	4,204	3,728	3,385 m
$H = \alpha \cdot h_{v_{\dot{s}r}}$	=	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 względny 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 przypadku tych lewarów spadki stracone na lewarze są zawsze małe, ilości wód burzowych niezbyt znaczne, szerokość przelewu albo długość krawędzi może być znaczna, względnie na optimum stosunku n i wydatku nie gra zatem tak ważnej roli, jak w przypadku lewarów budowanych na bardzo duże wydatki. W zestawieniu B podano zasadnicze wartości liczbowe dla stosunków n większych od 2,718.

Zestawienie B

	$v_0 = 14$ m/sek			$h_{v_0} = 10,00$ 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
$v_{\dot{s}r}$	=	7,690	6,469	5,633	5,017	4,540 m/sek
$h_{v_{\dot{s}r}}$	=	3,014	2,133	1,617	1,283	1,051 m
$H = \alpha \cdot h_{v_{\dot{s}r}}$	=	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_{v_R}	=	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 zestawień tych wynika — im mniejszy jest promień wewnętrzny r_0 , tym przy mniejszej różnicy poziomów H — powstaje graniczna prędkość przy ścianie wewnętrznej kolana oraz wywołane jest zjawisko kawitacji. Równocześnie dla dużych stosunków $R : r_0$ średnia prędkość staje się już tak nieduża, że daje się uzyskać odpowiednio mały wydatek lewara. Wysoki stosunek $R : r_0$ jest więc zawsze niekorzystny.

Strata spadku na lewarze składa się z następujących elementów:

1. Straty wejściowej w gardło lewara, 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 kolana wewnętrznej niż zewnętrznej, ponieważ większa jest prędkość po stronie

wewnętrznej niż zewnętrznej. Długość łuku wewnętrznego mniejsza jest od długości łuku zewnętrznego, dlatego różnica w stratach w pewnym stopniu wyrównuje się. Do obliczania tych strat musimy przyjąć prędkość średnią i zastosować stosunkowo wysoki współczynnik oporu n we wzorze na stratę spadku.

3. W prostym, opadającym ramieniu lewara istnieją tylko straty wywołane oporami tarcia. Do tych strat zasadniczych, zależnie od budowy lewara, mogą się dołączać dalsze jeszcze straty wynikające z założenia dolnego końca kolana w odwrotnym łuku lub straty wywołane zmianą przekroju. W pierwszym przypadku powstaje znów ruch współśrodkowy z nierównomiernym rozkładem prędkości, jednak w kierunku odwrotnym niż w kolanie lewara; powstają zatem tego samego rodzaju straty, jakie zachodzą w kolanie, lecz mniejsze, gdyż istnieje zawsze możliwość założenia łuków o niższym stosunku $R : r_0$ niż w kolanie i tym samym możliwość zmniejszenia strat. Zmiana przekroju połączona jest również ze stratą na wysokości prędkości. Z badań prof. Gibsona wynika, że straty te będą dla przekroju prostokątnego najmniejsze w przypadku, 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 albo v_2 oznaczymy

prędkości na obu końcach rozszerzenia przekroju. Gdy rozszerzenie przekroju ma nastąpić w łuku o 90° kąta środkowego, to najkorzystniejszym kątem rozwarcia przeciwległych ścian jest podług Gibsona kąt $8^\circ 30'$.

Jeżeli nie ma zmiany w przekroju, to wszystkie straty na lewarze da się wyrazić w postaci ułamka wysokości prędkości średniej, przyjętej jako stała na całej długości lewara. Suma strat,

wraz z wysokością prędkości wylotowej na dolnym końcu lewara, daje całkowitą różnicę między górnym i dolnym poziomem wody, gdy lewar na całej swej długości wypełniony jest wodą. Jeśli rzeczywista różnica poziomów jest większa od tak wyliczonej sumy, to część przewodu lewarowego będzie napełniona wodą i na pewnej jego długości ruch wody będzie się odbywał w próżni. Różnica poziomów będzie mniejsza od wyliczonej całkowitej straty na oporach wraz z wysokością prędkości wylotowej — wydatek lewara 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 wskazane jest zaznaczyć na wykresie to ciśnienie, wyrażając je słupem wody o wysokości H_a 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 lewara, albo w łukach dla linii prędkości średniej. Jest ona tak bliska osi łuku, że całe obliczenie można uważać za obliczenie dotyczące osi lewara.

Warunki, w jakich praca lewara 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 zazwyczaj lewar wypełniony jest na całej długości wodą — lub też różnica poziomów wody jest większa od tej sumy, wtedy opadające ramię lewaru wypełnione jest 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 woda będzie się swobodnie przelewać.

Częściowa próżnia utworzy się nawet wtedy, gdy różnica poziomów mniejsza jest 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, to 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. Powstaną tam wiry i uderzenia tworząc zjawiska kawitacji.

Przelew lewarowy czołowy na kanale z wodą bieżącą nie będzie się zasadniczo różnił od przelewu i lewara na wodzie stojącej, jeśli się w obliczeniu przyjmie poziom wody wyższy o wysokość prędkości od rzeczywistego. Przy bocznym przelewie lewarowym nie można uwzględnić całej wysokości prędkości z powodu zmiany kierunku ruchu kanału w lewar pod kątem prostym. Pożą-

dane jest jednak ze względu na podniesienie współczynnika wydatku lewara, 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 przypadku projektowanego nowego kanału. Zdławienie przekroju kanału musi wywołać powstanie uderzenia wody napływającej od góry z większą prędkością o wodę płynącą kanałem o mniejszym przekroju i z mniejszą znaczną prędkością. 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 przypadku już w kierunku osi lewara.

Warunkiem wejścia w ruch lewara jest wypełnienie wodą całej komory lewarowej. Z doświadczeń wynika, że woda w lewarze może się nie przerwać nawet przy stosunku zassanego powietrza do wody, dającego mieszaninę o ciężarze 430 kG/m³. Lewar pracuje jeszcze 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 budowa przelewu dwustronnego lepiej się nadaje jako lewar, niż długa komora przelewu jednostronnego. Jeśli kanał wypełniony jest po szczyt sklepienia, lub znajduje się pod umiarkowanym ciśnieniem, łatwiej się lewar zassie niż w przypadku napełnienia kanału poniżej sklepienia. Z reguły jednak zadaniem lewara jest odciążenie kanału wyłączając tylko przy zbyt wysokich napełnieniach graniczących z postawieniem go pod ciśnieniem. Otóż przy niższych napełnieniach kanału nadmiar wody może się przelewać swobodnie przez obie krawędzie, przy wysokich napełnieniach lewar wchodzi w ruch i wydatek przelewu nagle ogromnie wzrasta.

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

Pierwszemu warunkowi można zadośćuczynić przez założenie szczytu sklepienia na wylocie lewara poniżej poziomu napełnienia burzowca. Przy niskim napełnieniu burzowca z warunku tego wynikać może potrzeba stosowania spłaszczonych eliptycznych przekrojów przynajmniej dla samego wylotu lewara. Drugi warunek jest identyczny

z tym, według którego normuje się przekroje kanałów odpływowych spod bliźniaczych turbin o osi poziomej. Kanały turbinowe również pracują pod dużym ciśnieniem ujemnym.

W przypadku dwustronnego przelewu odpływ spod dalszej krawędzi podchodzi pod rynnę przelewową i łączy się poza nią z odpływem z drugiej bliższej krawędzi. Przejście z kanału o większym przekroju do kanału o mniejszym przekroju musi być stopniowe, gdyż nagła zmiana przekroju spowoduje wytworzenie się wirów i kawitacji. Połączenie obu kanałów z sobą musi nastąpić powierzchniami odpływowymi, z zachowaniem ciągłości i jednokierunkowości zmiany przekrojów. Zmiany przekrojów wywołują ruch opóźniony na całej długości kanału odpływowego spod turbin.

Na przelewie i na pierwszym odcinku kanału odpływowego powstaje ruch współśrodkowy. Wobec małego promienia krzywizny r_0 krawędzi przelewowej otrzymuje się duży i niekorzystny stosunek pomiędzy promieniem krzywizny krawędzi 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 lewara. Przy prędkościach granicznych wytwarza się próżnia, w której para wodna oraz wydzielające się z cieczy kanałowej gazy działają niszcząco na materiał, z którego wykonana jest krawędź przelewu. Do tej części budowli musi być zatem użyty materiał odporny na działania chemiczne, jak klinier, granit, piaskowiec o lepiszczu kwarcytowym itp. W żadnym razie 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, przezwyciążenie oporów tarcia na całej długości przewodów, wywołanie prędkości w kanale wylotowym, jeżeli przekrój jego jest zdławiony w stosunku do przekroju kanałów lewarowych. Pierwsza strata spadu jest normowana współczynnikiem α dla ruchu współśrodkowego, przy znanym albo przyjętym stosunku promieni krzywizny dla ścian zewnętrznej i wewnętrznej w kolanie lewara, druga jest stosunkowo nieduża i da się wyznaczyć ze wzorów na opory tarcia przy przyjętym współczynnikiem 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 lewara,

v_1 — prędkość średnią w zdławionym przekroju kanału wylotowego.

Jeśli kanał powyżej przelewu znajdzie się pod ciśnieniem, to warunki ruchu się zmieniają, powstaje ciągły spad linii energii od jakiegoś punktu

leżącego na kanale powyżej przelewu do punktu wylotu kanału lewarowego do burzowca, a nawet do jakiegoś niżej położonego punktu na burzowcu, jeśli burzowiec wypełniony jest całkowicie. Cały zespół utworzy wtedy jeden ciąg, którego pewne elementy będą pracować pod ciśnieniem wyższym od atmosferycznego, inne pod ciśnieniem niższym od atmosferycznego. W kanale ulicznym w burzowcu i w kanale lewarowym straty spadu wywołane będą, wyłącznie tylko oporami tarcia, w przelewie zaś — dodatkowo jeszcze zmianą kierunku ruchu, ruchem wirowym w kolanie lewara i rozdwojeniem na dwa odrębne kanały. Wielkość tych strat da się obliczyć i określić ściśle doświadczeniami laboratoryjnymi wykonanymi na modelu. Badania na modelu dadzą jednak wyniki ściśle tylko w przypadku, 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 zmniejsza wydatek lewara i zmusza do stosowania odpowiednich urządzeń w celu usunięcia go z powrotem na zewnątrz przez otwory wietrzące, wykonane poniżej wylotu lewara, tj. tam, gdzie powietrze wydziela się z wody.

W celu zmniejszenia zasysania powietrza trzeba zaniechać wietrzania w samej komorze lewarowej, dopuszczając je tylko w przypadku, jeśli dałaby się ona 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, pozostawionego na kanale. Poniżej wylotu kanału lewarowego do burzowca musi być przewidziany obszerny szub wietrzący, gdyż ilości powietrza zasysane przez lewar mogą być bardzo znaczne, zwłaszcza przy dużych spadach na lewarze.

Przykład (rys. 136, 137). Jeden z kolektorów rozmiaru $1,00 \times 1,50$ m, o spadku 0,667‰, prowadzi przy napełnianiu 0,90 m dwukrotnie rozcieńczone ścieki w ilości 0,460 m³/sek. Przy napełnieniu po szczyt sklepienia prowadzi 1,10 m³/sek z prędkością 0,96 m/sek, pod ciśnieniem zaś prowadzi wody burzowe 3,90 m³/sek z prędkością 3,40 m/sek.

Poprzecznie do kolektora leży burzowiec rozmiaru 160×200 cm ujmujący wody burzowe. Prowadzić on będzie przy spadku 4,5‰ — 6,00 m³/sek przy napełnianiu 1,45 m z prędkością 3,08 m/sek, zaś 8,00 m³/sek przy napełnianiu po szczyt sklepienia z prędkością 3,15 m/sek. Dno burzowca na skrzyżowaniu leży w poziomie 23,50 m, szczyt sklepienia 25,50 m, dno kolektora 26,124 m, szczyt zaś sklepienia 27,624 m. Jako poziom porównawczy w kanalizacji Warszawy przyjęto zero wodowskazu na filarze mostu Śląsko-dąbrowskiego 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 chwilowej wydajności wydatku każdego kanału.

Zadaniem lewara jest przerzucenie 2,9 m³/sek wód burzowych z kolektora do burzowca, przy

czym jednak trzeba wziąć pod uwagę, że rzeczywisty wydatek przelewu lewarowego musi być większy, gdyż przy bardzo małym spadku kolektora depresja wywołana lewarem ściągnie część wód burzowych wstecz z dalszego ciągu kolektora, zwłaszcza, że cały zbieracz znajduje się pod ciśnieniem. Trzeba się zatem liczyć z koniecznością odprowadzania 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. W celu szybkiego zasysania się lewara przyjęto wysokość wspólnego kanału 0,90 m, kanałów zaś lewarowych 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 × 0,90 m przechodzi w kanał eliptyczny rozmiaru 1,50 × 0,90 m, a zatem o mniejszym polu przekroju w celu zmniejszenia kosztów budowy oraz z powodu potrzeby pewnego zdławienia wylotu lewara, aby powietrze od dołu z burzowca nie przedierało się i nie przerywało ruchu lewarowego. Uniknie się w ten sposób 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. Opyry więc ruchu w obu kanałach, a tym samym i wydajności obu przelewów będą w przybliżeniu dla obu krawędzi przelewowych równe. Przejście z kanału prostokątnego w eliptyczny zaprojektowano o 2,00 m długości, aby kąt zawarty między osią kanału a kierunkiem ścian nie przekraczał 12,5°, jako granicznego dla odchylenia strug wody bez wywołania zaburzeń w ruchu.

Obliczenie przelewu lewarowego polega na wyznaczeniu strat spadku dla pewnych przyjętych wydatków, przy czym jako wydatek największy należy przyjąć ten wydatek, który odpowiada prędkości granicznej 14,0 m/sek na ścianie wewnętrznej lewara, 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 budowl. Z obliczeń następnych wynika, że przy promieniu 0,10 m wydajność lewara jest dostatecznie duża.

Mając wartość promieni $r_0 = 0,10$ m oraz $R = 0,55$ m i posługując się wzorem

$$v_{\dot{s}r} = Q : A = \frac{v_0 \cdot r_0 \ln \left(\frac{R}{r_0} \right)}{R - r_0}$$

obliczamy prędkość średnią

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

Wobec tego, że

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

otrzymujemy

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

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

$$v_{\dot{s}r} = 5,304 \text{ m/sek}$$

Przy łącznym polu przekroju kanałów lewarowych równym 1,80 m² wydatek lewara wyniesie 9,548 m³/sek.

Współczynnik St.-Venanta α charakteryzujący nierównomierność rozłożenia prędkości dla ruchu wirowego wynosi

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

Ponieważ prócz strat wysokości, wynikających z powodu nierównomiernego rozłożenia prędkości, istnieją jeszcze straty wywołane wirami wynikające z samego przejścia z prędkości zerowej w prędkość w lewarze, należy stratę α obliczoną wg tego wzoru 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 przypadku równe 1,20 oraz uwzględniając prędkość nabytą w lewarze otrzymamy wysokość prędkości

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

Łączne więc straty na wywołanie prędkości w kanałach lewarowym i odpływowym będą równe 6,355 m.

Straty na oporach tarcia są stosunkowo nieznaczne. Obliczyć je można wg wzoru 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 przypadku 5,304 m/sek, w drugim 9,006 m/sek spadły ciśnienia obliczone wg wzoru Manninga wyniosą w pierwszym przypadku 0,0582, w drugim 0,0881 m na 1 m. 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 spadku wyniosą więc na pierwszym odcinku 0,343 m, drugim 0,549 m. Ogółem straty spadku będą następujące:

wysokość prędkości stracona w lewarze	3,116 m
wysokość prędkości stracona w kanale eliptycznym	3,239 m
straty na oporach tarcia w kanałach lewarowych	0,343 m
straty na oporach tarcia w kanale eliptycznym	0,549 m
łączna strata spadku	7,247 m

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

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

Równaniem wydatku lewara dla projektowanych wymiarów jest

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

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

Z obliczenia wynika następnie, że przy przyjętym promieniu zaokrąglenia krawędzi przelewowych $r_0 = 0,10$ m oraz przy wydatku lewara 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 niszczeniem

materiału krawędzi. Krawędź można zatem wykonać z materiałów normalnie używanych w kanalizacji, bez stosowania specjalnych zabezpieczeń. Istotnie dla wydatku lewara 5,169 m³/sek prędkość przeciętnie w kanałach lewarowych będzie

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

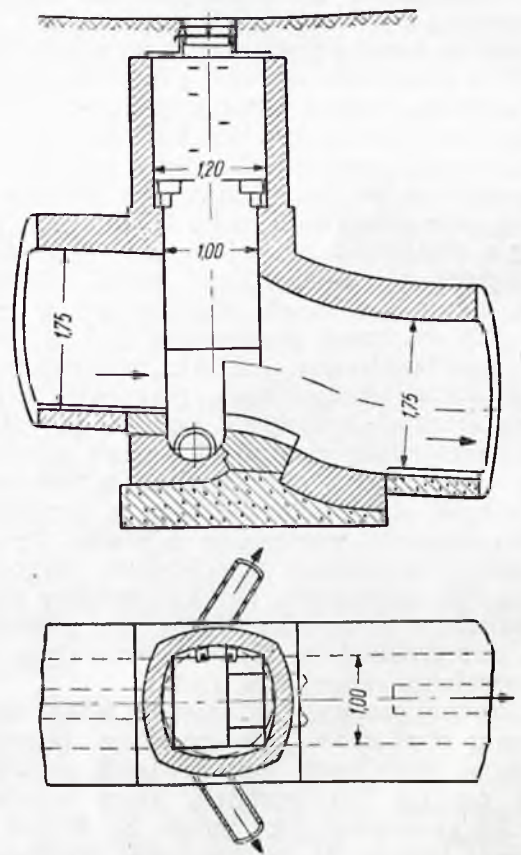
prędkość zaś na krawędzi przelewowej

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

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

Z obliczenia wynika, 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 zasysanie na wysokość blisko 3,0 m



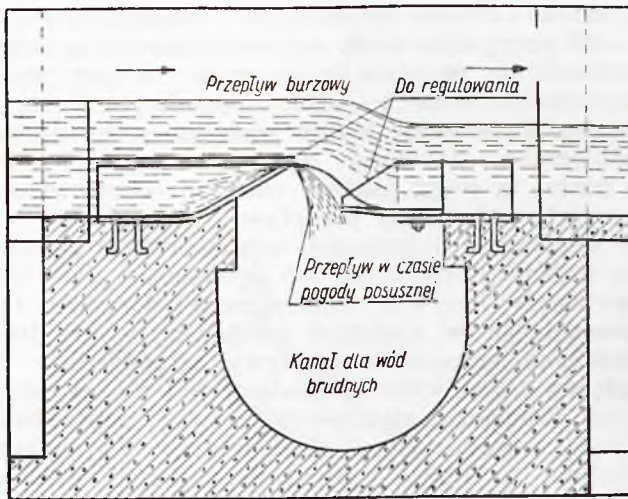
Rys. 142. Rozdzielacz ścieków (Warszawa)

od strony zewnętrznej, do czego dochodzi 1,5 m ciśnienia hydrostatycznego. Razem siła wyłamująca ścianę przelewową wynosi 4,5 T/m², działająca na płytę o długości 2,0 m i wysokości 1,5 m, utwierdzoną na trzech krawędziach.

Wyniki obliczenia dla powyższego lewara były sprawdzone przez Dyрекcję Wodociągów i Kanalizacji m. Warszawy na modelu. Wydatek lewara był zgodny z obliczonym teoretycznie. Lewar zassał się łatwo, zassał pracował nawet przy opad-

nięciu poziomemu wody w kanale poniżej poziomu szczytu sklepienia.

Odrębny typ od poprzednio opisanych przelewów stanowią rozdzielacze (separatory) wykonywane w ten sposób, że przewód odprowadzający normalnie ścieki do oczyszczalni biegnie spodem, nad nim przechodzi kanał doprowadzający ścieki z odpowiednio ukształtowanym dnem i umiesz-

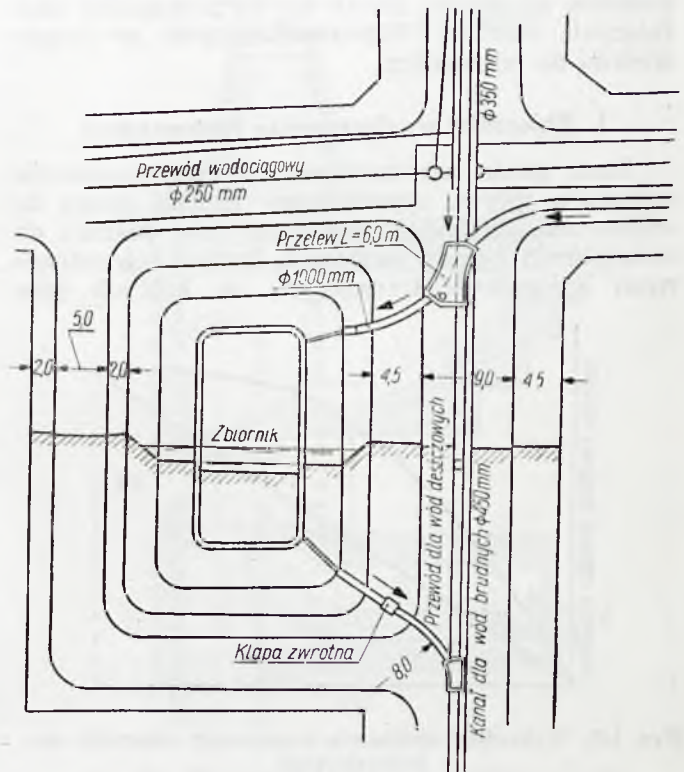


Rys. 143. Rozdzielacz ścieków

czonym w nim otworem. W przedłużeniu kanału górnego znajduje się burzowiec. W czasie pogody bezdeszczowej 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. 142, 143).

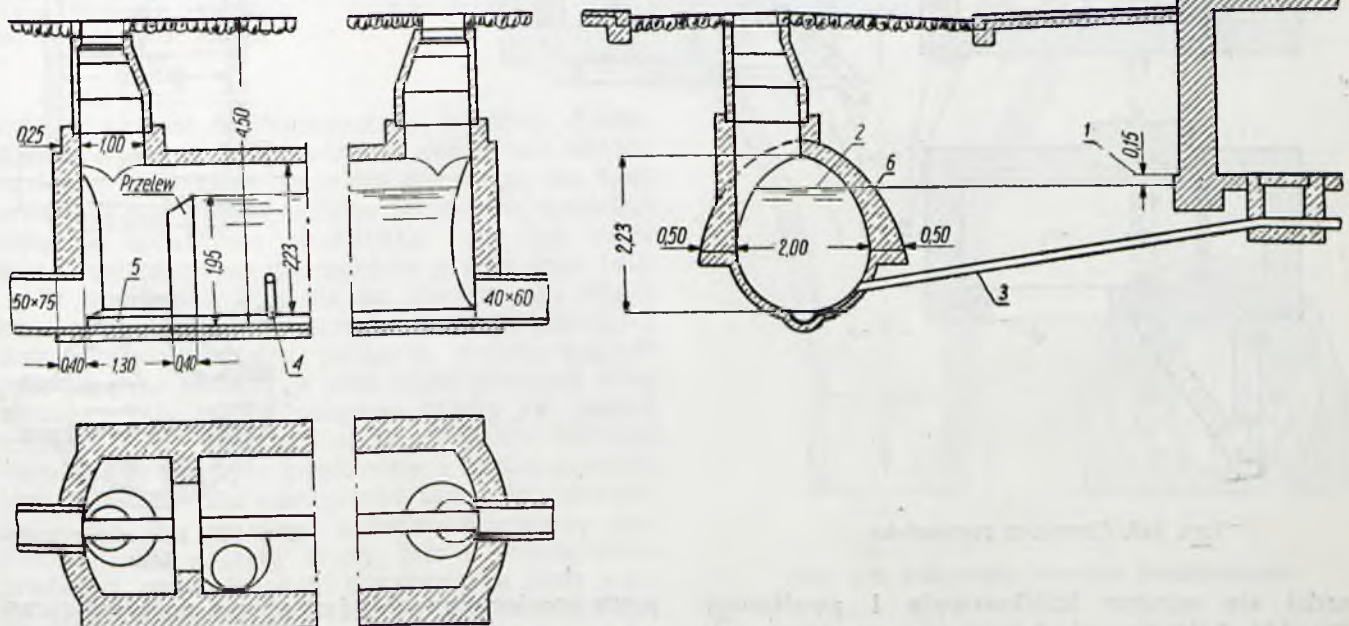
Rozdzielacze stosowano również w celu odcięcia dopływu wód burzowych do dolnego odcinka kła-

py. Były one uruchamiane samoczynnie pływakami w zależności od poziomu wody w komorze przelewowej. Pływaki są tak ustawione, że przy pogodzie bezdeszczowej wszystkie wody odpływają



Rys. 144. Zbiornik wyrównawczy

kanalem; przy osiągnięciu określonej wartości rozcieńczenia ścieków wodami burzowymi pływaki zamykają kanał kierując cały dopływ do burzowca.



Rys. 145. Podziemny zbiornik wyrównawczy

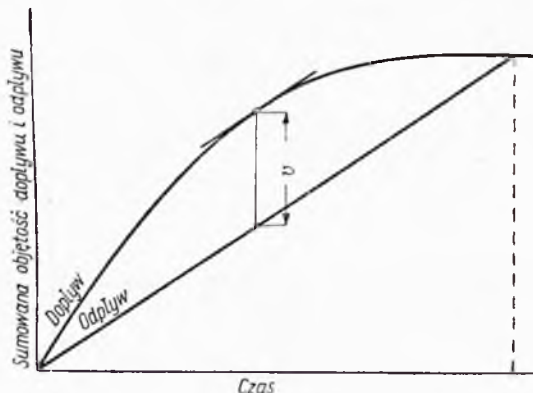
1 — poziom posadzki piwnicy, 2 — poziom płętrzenia, 3 — przykanalik, 4 — połączenie domowe, 5 — przewód odpływowy, 6 — poziom płętrzenia

h. Kanały ulgi

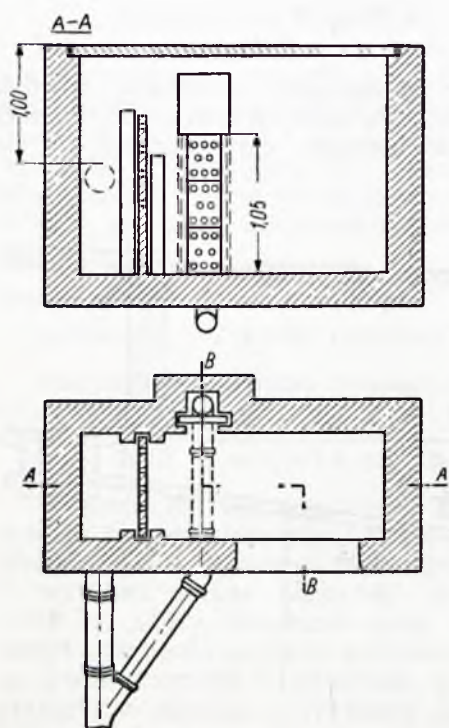
Kanały ulgi wykonuje się w celu uchwycenia przed granicami miasta wód obcych, napływających na teren miasta wskutek układu powierzchni. Wody, mogące stanowić niepotrzebne obciążenie kanałów miejskich, zbiera się do przewodów okalających osiedle i wprowadzających je bezpośrednio do odbiornika.

i. Zbiorniki wyrównawcze (retencyjne)

Tam, gdzie nie możliwe jest odprowadzenie nadmiaru spływu deszczowego krótką drogą do odbiornika, można doprowadzić fale deszczu do naturalnych (jezior, sadzawek, kotlin) lub sztucznych zbiorników terenowych, w których gro-



Rys. 146. Wykreślnie obliczanie pojemności zbiornika wyrównawczego



Rys. 147. Chwytnak rumowiska

madzi się odpływ krótkotrwały i gwałtowny (rys. 144, 145). Po zakończeniu deszczu woda odpływa biegnącym w przedłużeniu doprowadzalnika kanałem do sieci kanalizacyjnej, przy czym

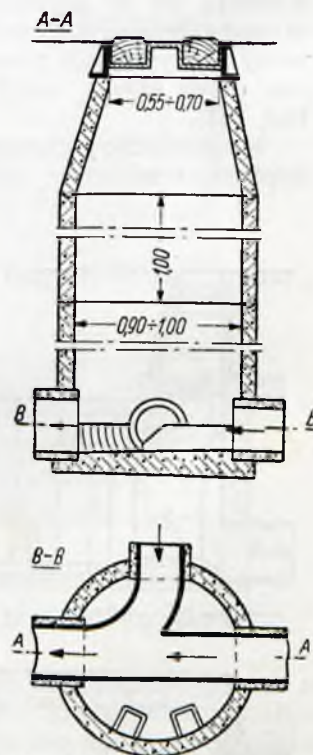
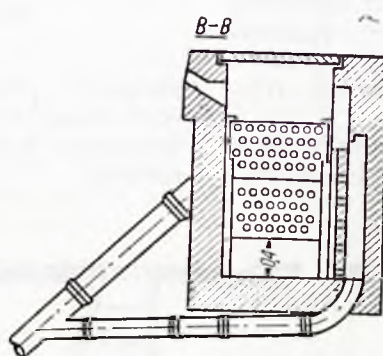
wymiary przewodów niżej położonych dostosowuje się do rozłożonego na dłuższy okres czasu przepływu. W ten sposób gwałtowna fala spływu deszczowego zostaje wybitnie zmniejszona, co daje możliwość oszczędniejszego wymiarowania przewodów. Gdy brak naturalnych zbiorników i zachodzi potrzeba budowy zbiornika sztucznego, należy sprawdzić słuszność takiego rozwiązania przez porównanie kosztów jego budowy oraz różnicy kosztów kanałów odciążonych i nieodciążonych.

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

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 odkładany jest na osi odciętych. Prowadząc stycznie do krzywej poprzedniej prostą, wyobrażającą równomierny największy odpływ, na który projektujemy kanał największy, otrzymamy pojemność wyrównującą jako największy odstęp pomiędzy linią dopływu i odpływu (rys. 146).

j. Chwytnice rumowiska

Tam, gdzie woda deszczowa dopływa z dużym spadkiem z zewnętrznych zlewni o nieubezpieczo-



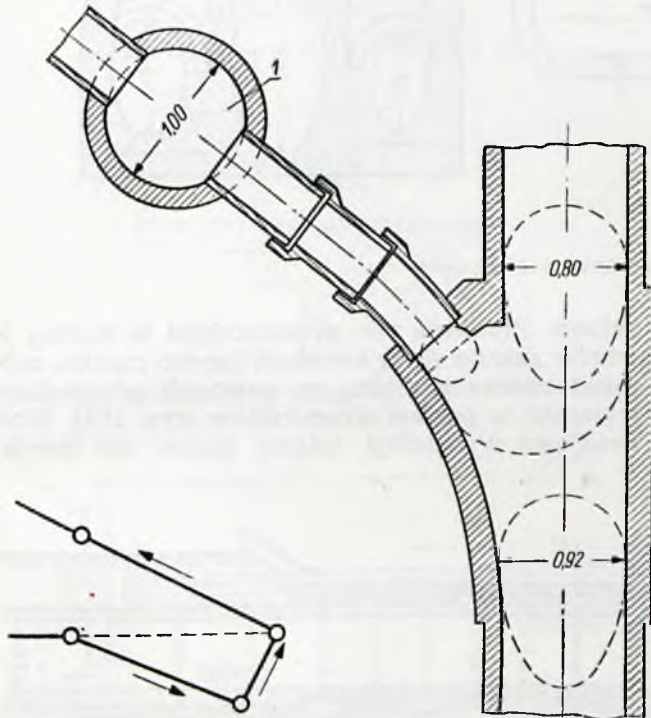
Rys. 148. Połączenie kanałów

nych powierzchniach i jest obawa dopływu rumowiska na teren miasta, należy zabezpieczyć się przeciwko temu przez założenie zbiorników chwytających i gromadzących rumowisko (rys. 147). Są

to często poszerzenia na dopływie, gdzie przy zmniejszonej prędkości przepływu zostają zatrzymane toczące cięższe rumowiska i kamienie. Składowy takie muszą być stale oczyszczane z osadów.

k. Połączenia kanałów

Połączenia kanałów o mniejszych przekrojach lub wprowadzenie przewodów małych do kanałów dużych przeprowadza się zawsze w studzienkach, przy czym w razie połączeń w poziomie należy zwrócić uwagę, aby wykonane ono było liniami płynnymi (rys. 148). Koryta do przepływu



Rys. 149. Połączenie kanałów ulicznych zbiegających się pod kątem ostrym

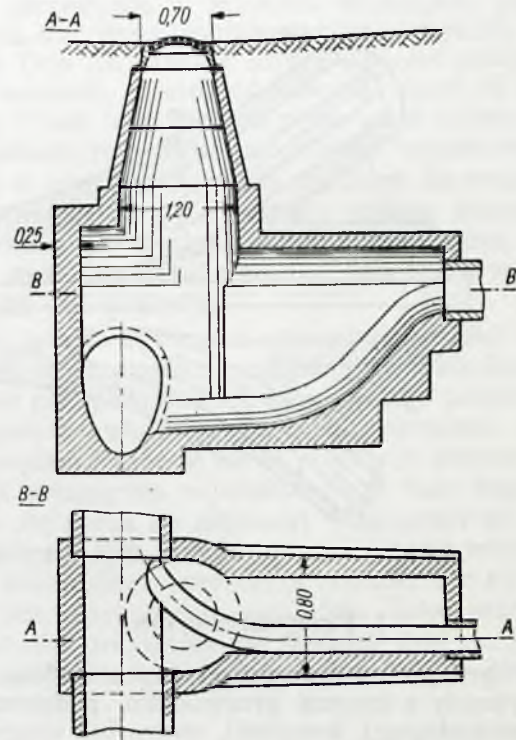
Rys. 150. Połączenie kanałów
1 — studzienka

wód w okresie bezdeszczowym powinny dochodzić do siebie w dnie studzienki pod kątem ostrym najlepiej 45° . Linie kanałów nie mogą się więc przecinać pod kątem ostrym, wstawiona musi być wówczas dodatkowa studzienka, aby kąt ostry został zmieniony co najmniej na prosty (rys. 149).

W przypadku łączenia się dwóch lub trzech kanałów o dużych rozmiarach powstają częstokroć dość złożone kształty połączeń wykonywanych jako odrębne obiekty w sieci kanalizacyjnej. Przy wykonywaniu takich połączeń należy się jeszcze ściślej niż dla przypadków poprzednich trzymać zasady, aby nie było gwałtownych zmian przekrojów. Powinny one następować łagodnie, stopniowo — tak, aby nie mogło powstawać zarówno spiętrzenie odpływającej wody jak i zmniejszenie prędkości, prowadzące do powstawania strat energii oraz tworzenia się osadów. Wszelkie zmiany kierunku powinny się również wykonywać stopniowo, jeżeli nie chcemy dopuścić do strat energii (rys. 150, 151, 152, 153). Z tych względów nie sto-

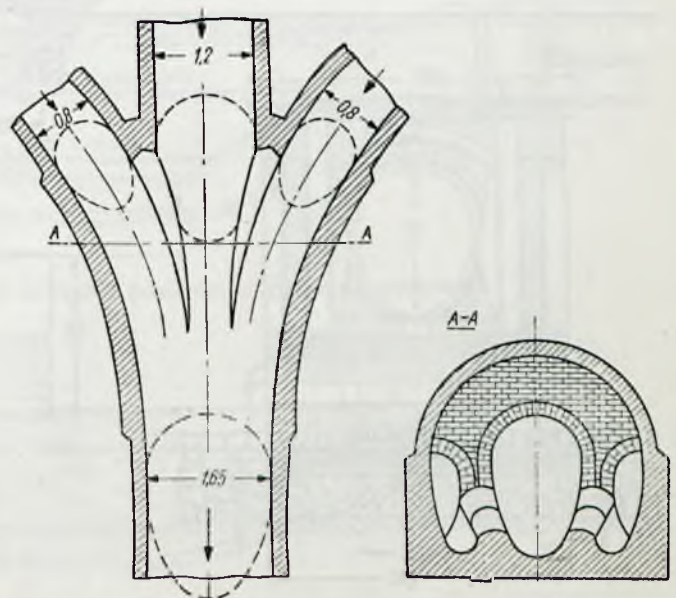
suje się mniejszych promieni krzywizny osi kanałów niż 5,0 m.

Dno mniejszych kanałów bocznych staramy się zawsze umieścić tak, aby leżało w poziomie ście-



Rys. 151. Połączenie kanałów o różnym poziomie

ków bezdeszczowych kolektora — w najgorszym przypadku, aby licowały ze sobą poziomy wód bezdeszczowych w odbiorniku i w odprowadzal-

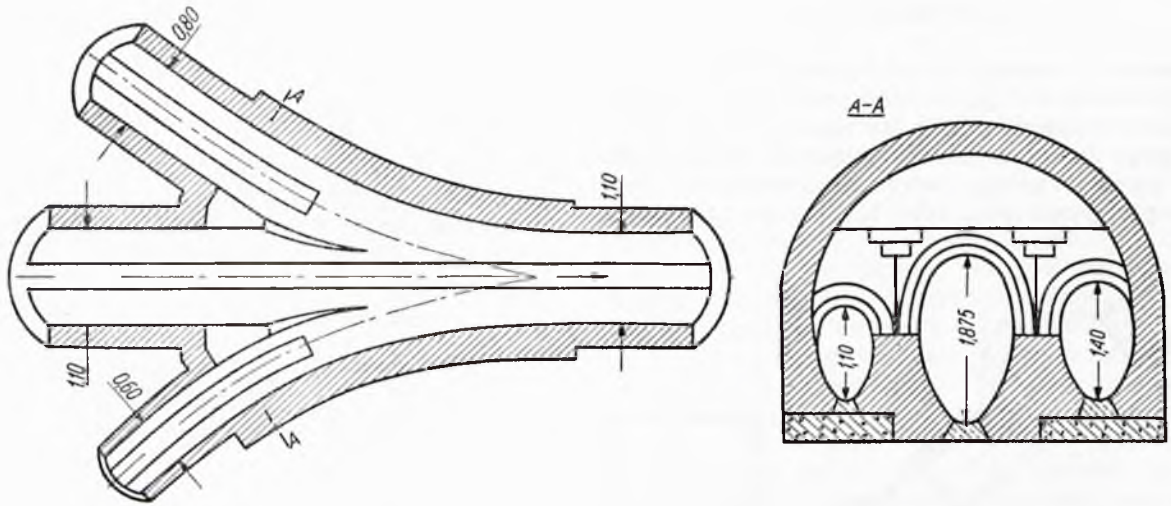


Rys. 152. Połączenie kanałów przełazowych

niku. W przypadku zbiegu większych kanałów z nierównym poziomem dna, dno wyższe sprowadzamy łagodnym stopniem do poziomu dolnego.

Należy pamiętać o odpowietrzeniu wszystkich górnych wzniesionych miejsc obiektów kanałowych, aby uniemożliwić gromadzenie się tam szkodliwych, częstokroć wybuchowych, gazów kanałowych.

pod przeszkodą bez zmiany poziomu dna kanału wykonać można w postaci przepustu. Nie zawsze jednak takie rozwiązanie jest możliwe; w niektórych przypadkach należy na pewnym odcinku kanału obniżyć dno, nadając przewodowi kształt

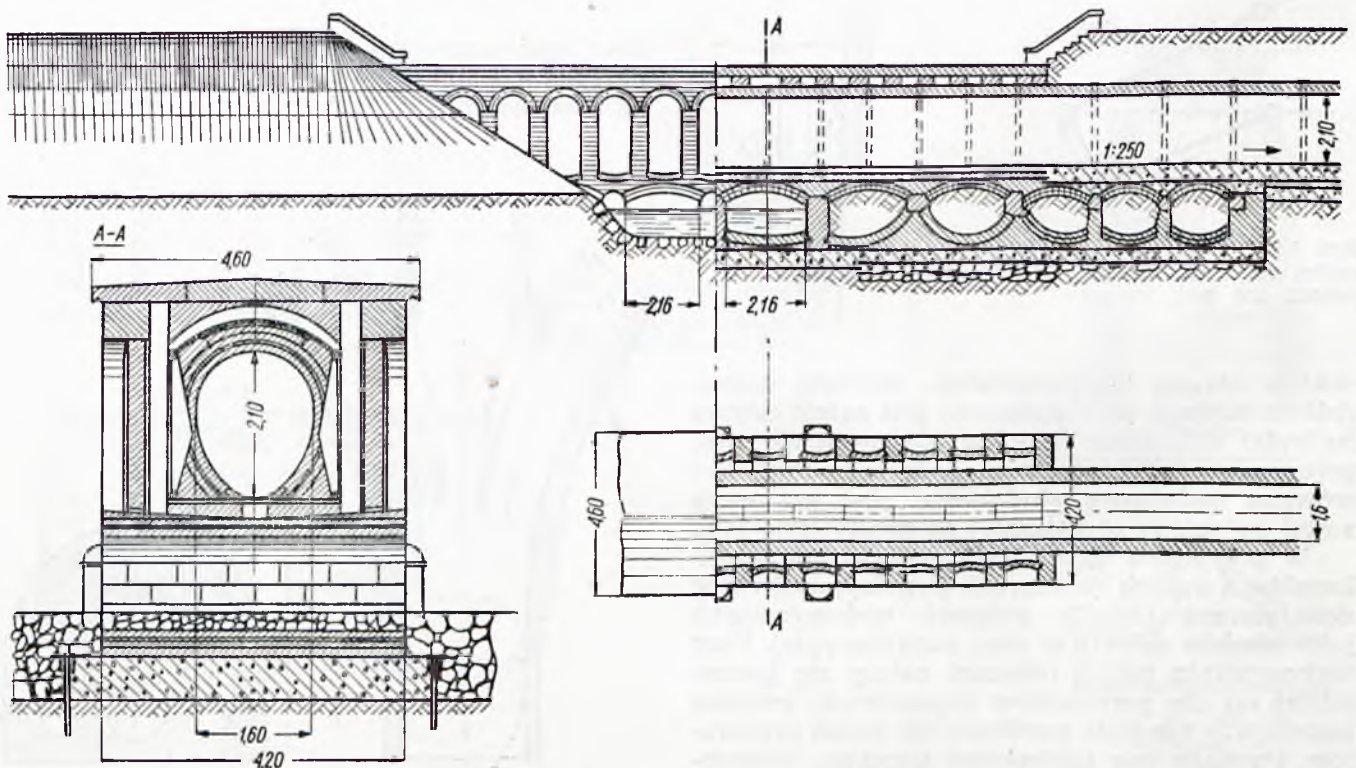


Rys. 153. Połączenie kanałów przełazowych

I. Przepusty, syfony

W przypadku skrzyżowania przewodów kanalizacyjnych z innymi przewodami podziemnymi, jak wodociągami, kanałami, metro lub idącymi po

syfonu. Przejścia nad przeszkodami w postaci lewarów stosuje się w kanałach bardzo rzadko, natomiast można przejścia w pewnych przypadkach wykonać w postaci akweduktów (rys. 155). Wody kanałowe wydzielają więcej gazów niż zwykła



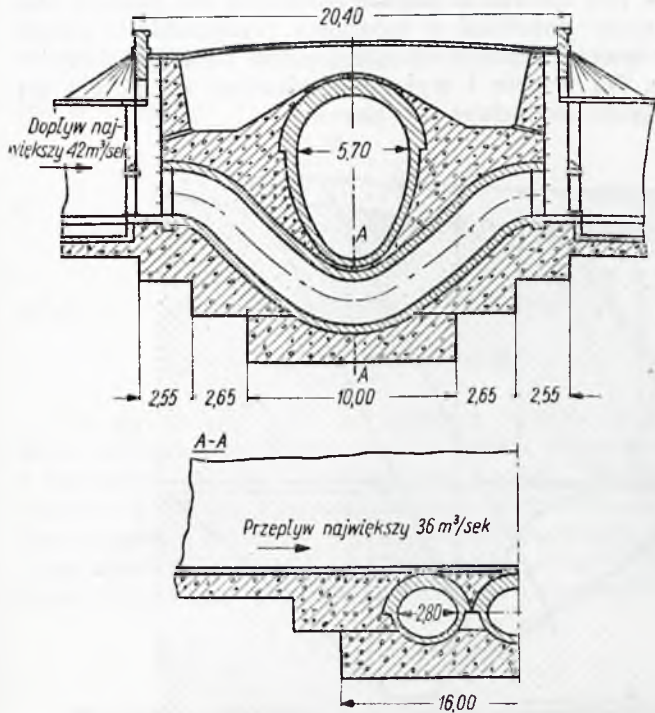
Rys. 154. Przejście głównego kolektora przez potok Tor di Valle (Rzym)

powierzchni otwartymi rowami, kanałami, rzekami, najlepiej gdy takie przejście wykonać można bez zmian kierunku, przekroju oraz poziomów dna kanału (rys. 154). Przejście kanału spodem

woda i usuwanie ich jest kłopotliwe. Przewody odpowietrzające łatwo mogą ulec zatkanie zanieczyszczeniami zawartymi w ściekach. W przypadku stosowania lewarów potrzebny jest stały do-

zór. Ponieważ końce lewara muszą być zanurzone w studzienkach wejściowej i wyjściowej z opuszczonymi dnami poniżej dna kanału, zbierają się

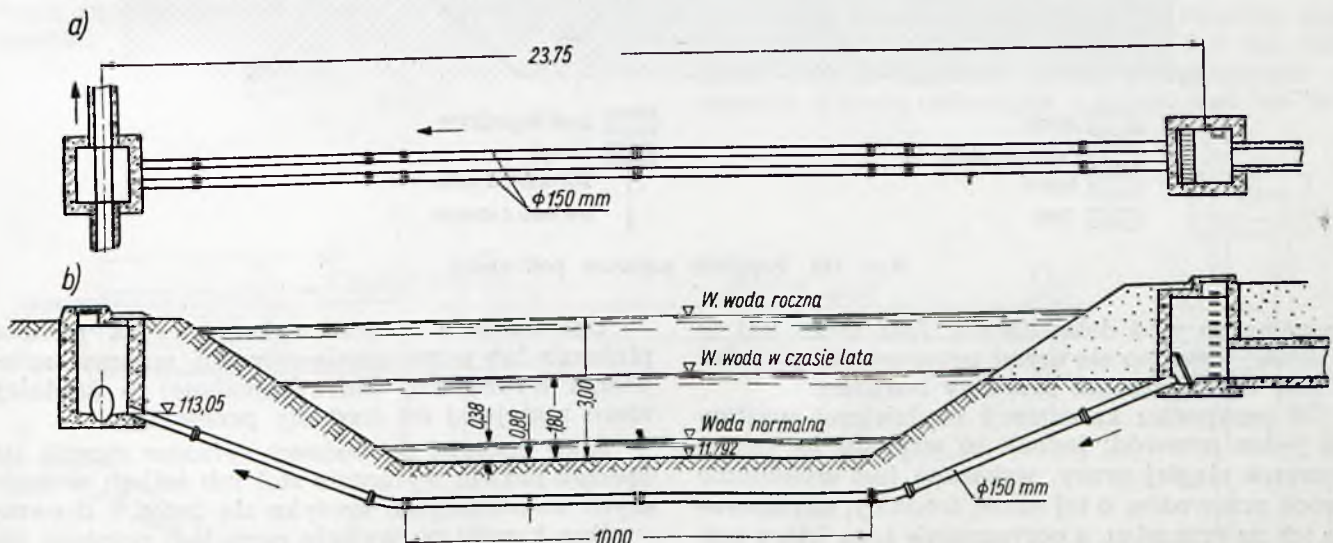
tam osady, które należy często usuwać, aby nie dopuścić do psucia się wody ściekowej. Stosuje się więc lewary tylko w ostateczności, gdy nie da się zastosować innych urządzeń.



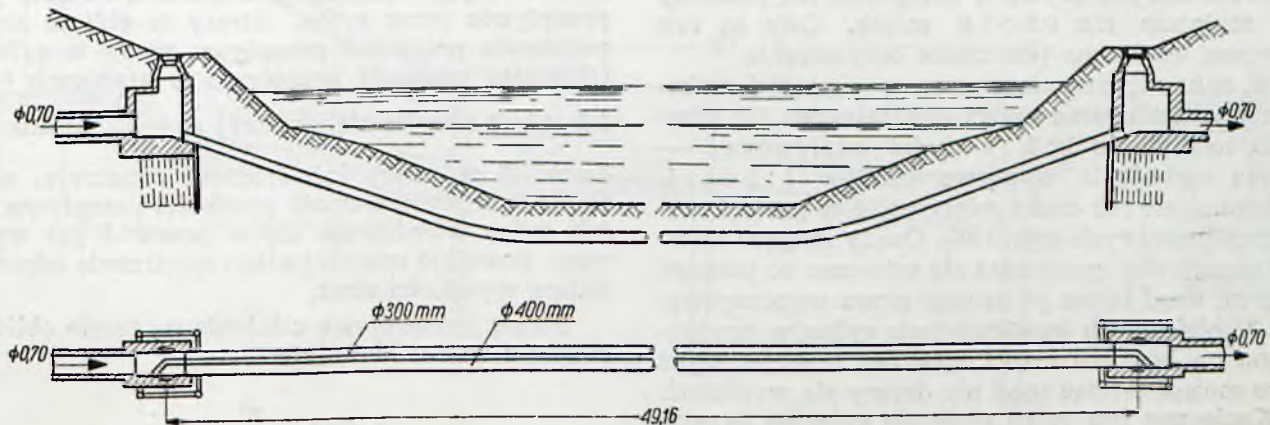
Rys. 155. Akwedukt głównego kolektora kanalizacji

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

Przy bardzo znacznych wahaniami w ilości ścieków, np. w przypadku kanalizacji ogólnospławnej 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. 156), składający się nieraz z większej liczby przewodów, przy czym częstokroć o niejednakowych przekrojach (rys. 157). Jako przekrój najmniejszy przyjmuje się średnicę 0,30 m. Przekrój mniejszy odpowiada przepływowi w okresie



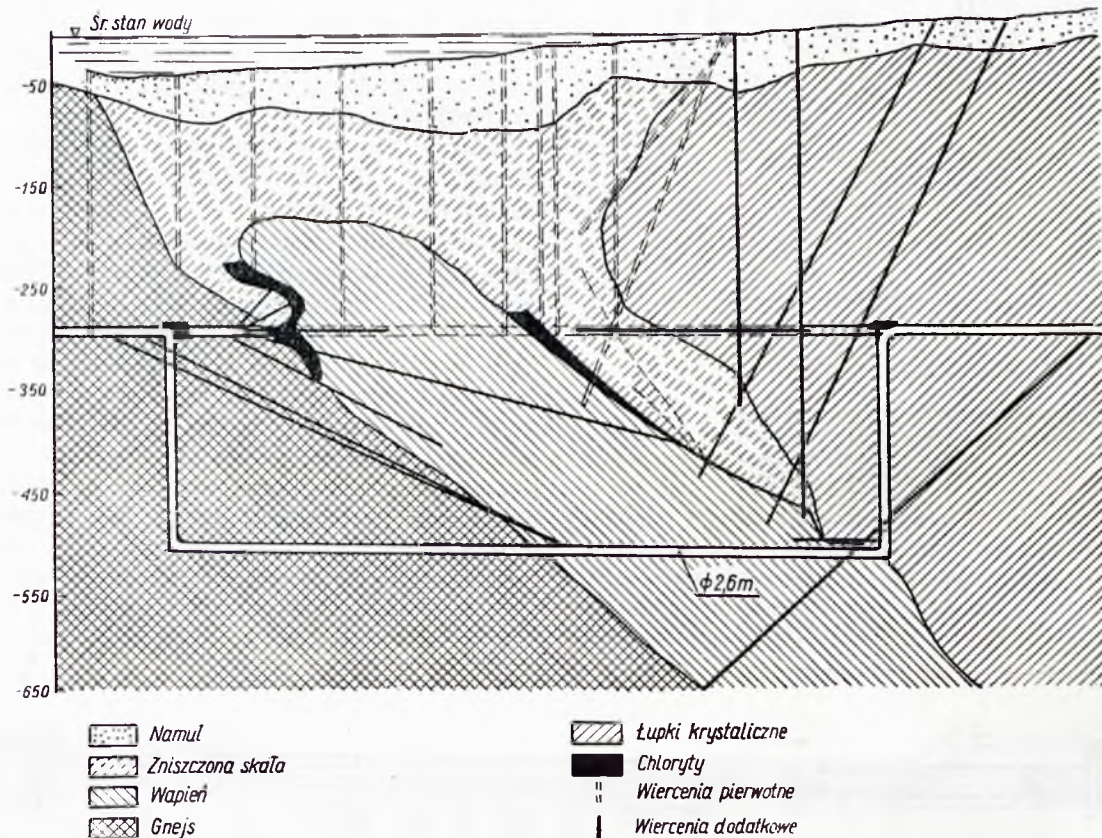
Rys. 156. Przejście kolektora pod rzeką: a) przekrój poziomy, b) przekrój podłużny



Rys. 157. Syfon kanalizacyjny pod szpandawskim kanałem żeglugi

bezdeszczowym, większy jest takich rozmiarów, aby łącznie z poprzednim mógł zapewnić największy przepływ. W okresie pogody bezdeszczowej czynny jest tylko przewód mniejszy. W tym celu w komorze wlotowej daje się otwór wejściowy do tego przewodu w poziomie dna kanału, natomiast spód otworu o większym przekroju wyżej nad dnem kanału — odpowiednio do zwierciadła nad-

wody deszczowe nie trzeba płukać. Niekiedy umieszcza się na wlotach kraty o prześwicie 5 cm. Wykonywanych dawniej zagłębień w dnie na wlocie (do zbierania osadów) obecnie nie stosuje się. Należy pamiętać o możliwości wyłączenia z pracy przewodów przez ich zamknięcie od wlotu i wylotu. Na wlocie i wylocie umieszcza się wnąki na ścianki zakładane lub zasuwki.



Rys. 158. Przejście kanałem pod rzeką

plywających wód deszczowych. Jeśli tylko jest to możliwe, powinno się przed przepustami zakładać w celu ich odciążenia przelewy burzowe.

W przypadku kanalizacji rozdzielczej wystarcza jeden przewód; jednak ze względu na zabezpieczenie ciągłej pracy, wskazane jest wykonanie dwóch przewodów o tej samej średnicy, użytkowanie ich na przemian, a oczyszczanie tego, który jest nieczynny.

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

W celu utrzymania syfonu w czystości wskazane jest nadawanie części obniżającego się przewodu nachylenia 1:3, a części odpływowej — w celu ułatwienia wypływu osadów 1:2—1:1. Wykonuje się też części odpływowe w postaci studzienek pionowych (rys. 158). Osady mogące wówczas powstawać sprowadza się wówczas do jednego miejsca, skąd łatwo je usunąć przez wypompowanie. W niektórych konstrukcjach syfonów przewidziano na końcach części spodniej rewizje, przez które można usunąć osad nie dający się wypłukać.

Konieczne jest tylko płukanie syfonów prowadzących ścieki domowe. Syfonów prowadzących

Oczyszczanie można wykonywać za pomocą płukania lub przeciągania szczotką, wreszcie spławiania wydrążonej kuli drewnianej o średnicy nieco mniejszej od średnicy przewodu.

Jako materiał do budowy syfonów stosuje się obecnie prawie wyłącznie stal lub żelbet; w szerszych konstrukcjach spotyka się beton i drewno.

Dno kanału na wylocie musi być położone niżej od dna kanału na jego długości, powiększoną o straty przy przepływie przez syfon. Straty te oblicza się na podstawie prędkości przepływu wody w syfonie. Obierając prędkość przepływu w granicach 0,5÷1,0 m/sek określa się przekrój $A = \frac{Q}{v}$ m² albo do-

biera 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

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

lub dla przewodu kołowego o średnicy D

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

Na długości l syfonu strata wyniesie $h = J \cdot l$

lub $h = Z_1 \frac{v^3}{2g}$

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

Całość strat w syfonie ująć można wyrażeniem

$$h_s = k \cdot v^2$$

gdzie v — prędkość wody w syfonie, zaś

$$k = \frac{1}{2g} \cdot (Z_1 + Z_2 + Z_3 + Z_4)$$

W wyrażeniu tym Z_2 oznacza współczynnik strat wylotowych, który w przypadku stopniowej i łagodnej zmiany przekrojów można przyjąć równy 0,2. Strata z powodu zmiany kierunku ujęta jest współczynnikiem Z_3 , który wg doświadczalnego wzoru Weisbacha obliczyć można mając promień krzywizny ρ i kąt δ odchylenia strumienia

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

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

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

Jeżeli syfon utworzony będzie z kilku przewodów o przekrojach np. A_1, A_2, A_3 to 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

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

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

zaś

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

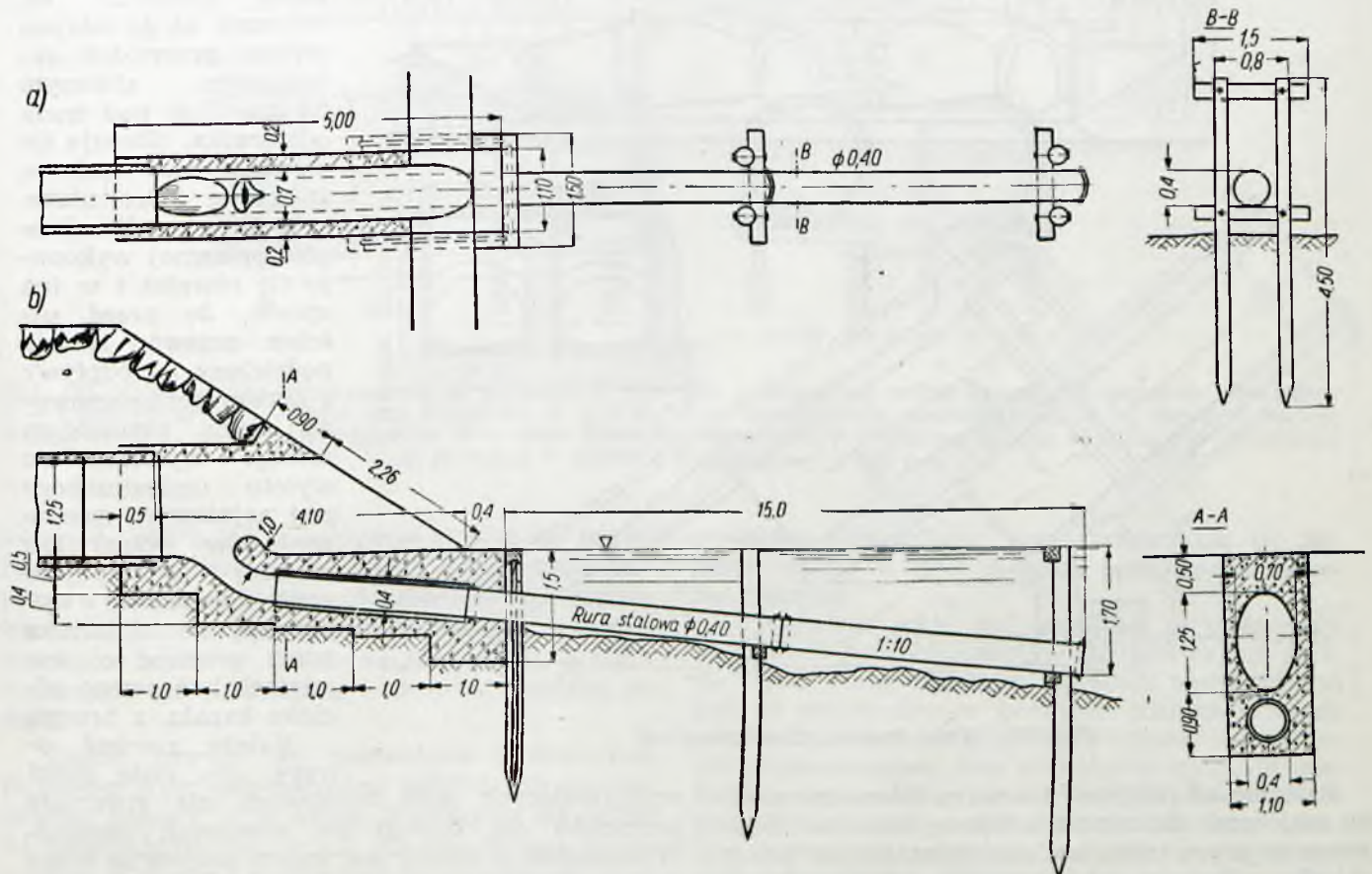
oraz

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

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 , gdy znajdziemy h_s obliczamy v_1, v_2, v_3 oraz sprawdzamy h_s powtórnie, póki nie otrzymamy pożądanego zgodności.

m. Wyloty kanałów i ich zamknięcia

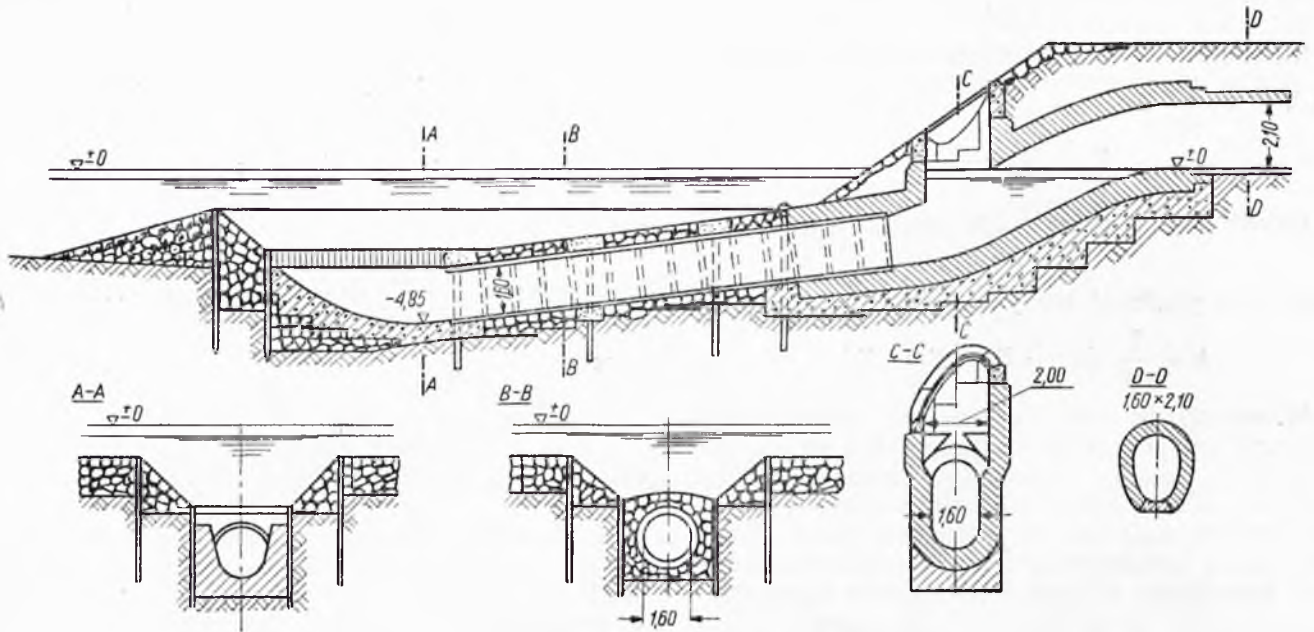
Wyloty kanałów sieci jednolitej, kanałów deszczowych oraz burzowców powinny być tak założone, aby następowało dobre przemieszanie się ścieków z wodą odbiornika i brzegi jego nie były



Rys. 159. Ujęcie głównego kolektora kanalizacji: a) przekrój poziomy, b) przekrój podłużny w osi przewodu

zanieczyszczone osadami. Jedynie wyloty odpływów z oczyszczalni mogą nie mieć specjalnego ukształtowania ujścia, choć i tu dążyć powinniśmy

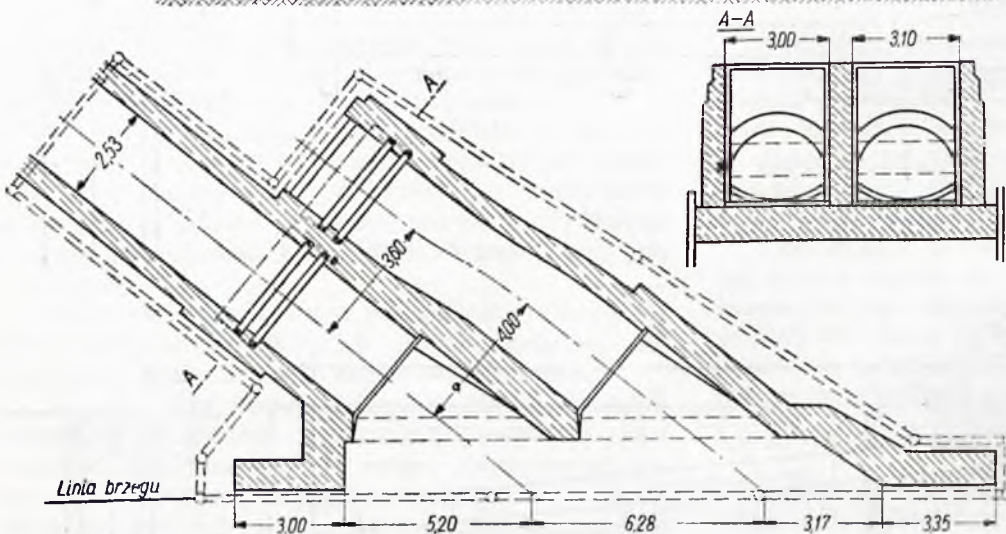
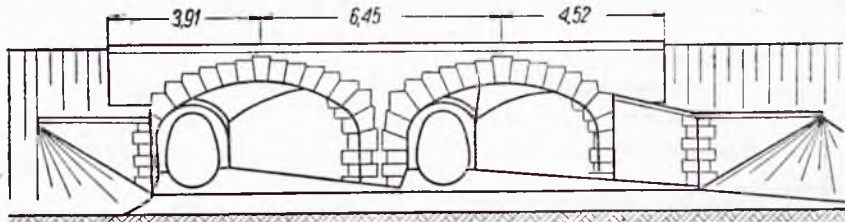
tamami równoległymi lub pomiędzy ostrogami; trzeba go wyprowadzić w koryto poza główki lub tamy równoległe do miejsc, gdzie i w czasie ni-



Rys. 160. Wylot kanalizacji

do doprowadzenia odpływających ścieków do koryta wód małych w sposób zwarty nie pozwalając na ich rozlewanie się po brzegu.

skich stanów istnieje duża prędkość wody. Wylot w skarpie brzegu wklęsłego, w bulwarze lub w specjalnie wybudowanym przyczółku umieszcza się na ogół rzadko. Częściej należy wysunąć się z brzegu w koryto. Ścieki prowadzi się wówczas aż do miejsca wylotu przewodem zamkniętym, ułożonym na dnie lub pod dnem odbiornika. Stosuje się wówczas rury stalowe, żelbetowe i drewniane.



Rys. 161. Wylot kanału (Charlottenburg)

Zależnie od miejscowych warunków odpowiednio umieszcza się odcinki ujściowe kanałów. Najstosowniejszym miejscem na wylot będzie brzeg wklęsły z dużymi głębokościami oraz szybkim prądem wody. Nie można umieszczać wylotu za

wypływających wód burzowych nie stwarzały przeszkód dla żeglugi na większych rzekach. Wprowadzić je należy pod kątem ostrym do biegu rzeki uwzględniając miejsca przystani statków i łodzi oraz miejsc kąpielowych.

Należy zwrócić uwagę, aby duże ilości

Kilka przykładów ukształtowania wylotów podano na rys. 159—164.

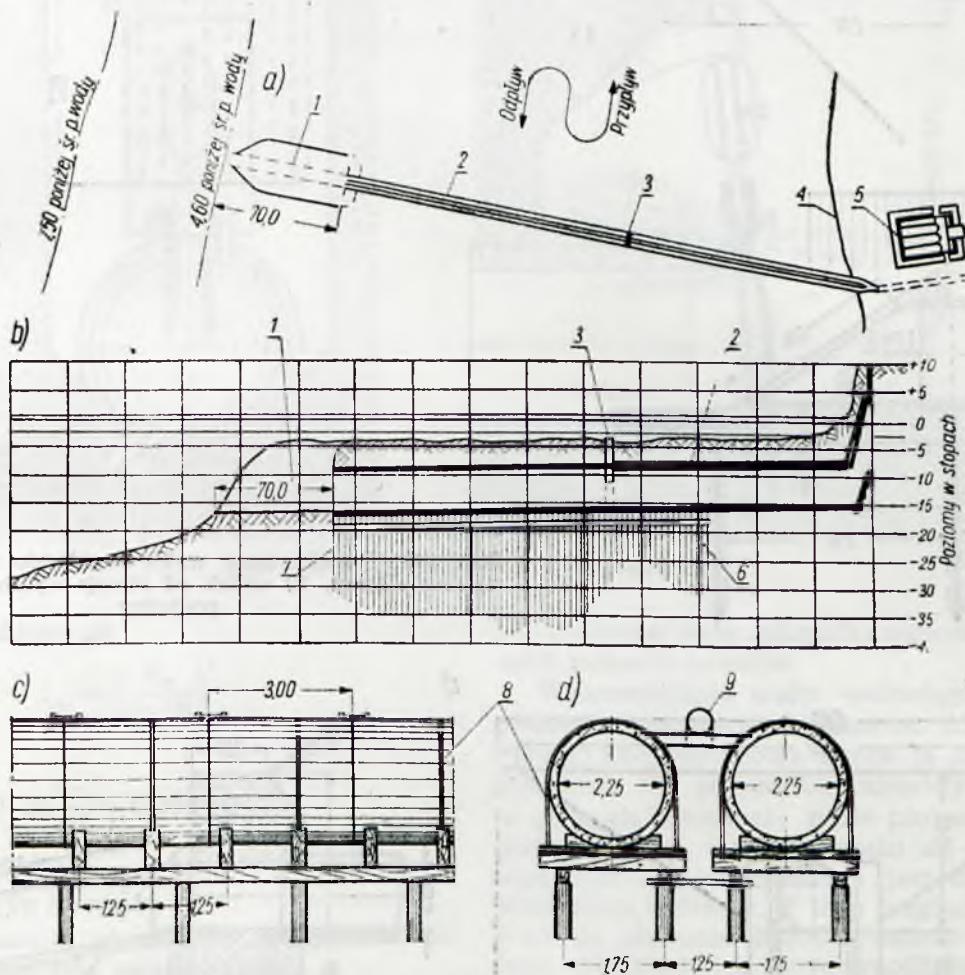
Gdy stany wody w odbiorniku są zmienne, mogą powodować cofanie się wody do kanałów i ich zalanie, trzeba więc kanały zaopatrzyć na wylotach w urządzenia umożliwiające zamknięcie przewodów i odcięcie ich od zbierających wód odbiornika.

W najprostszym przypadku zamknięcia takie można wykonać w postaci ścianek zakładanych w odpowiednio umieszczone wnęki — w ścianach końcowego odcinka kanału lub w przyczółku wy-

165, 166). Nadciśnienie lub siła wyciągowa musi pokonać tylko tarcie w łożyskach. Zasuwy wyciąga się za pomocą łańcuchów Galla lub drabinek stalowych (rys. 167). Wał z kołami zębatymi można za pomocą odpowiednio ustawionych przekładni uruchamiać ręcznie (rys. 168) lub silnikiem elektrycznym (rys. 169).

n. Płuczki

W celu utrzymania w czystości kanałów w razie niewielkich spadków i niemożności uzyskania



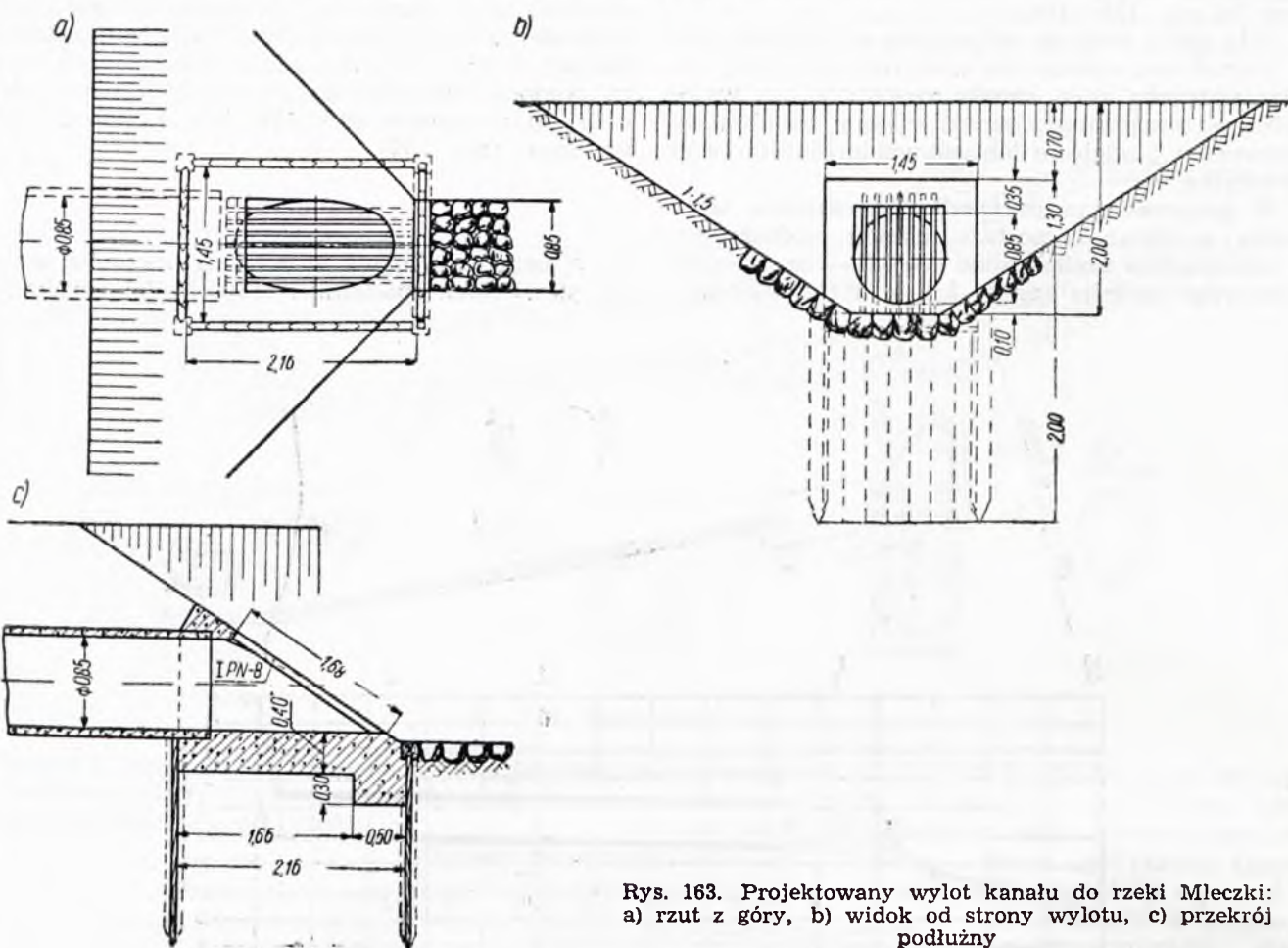
Rys. 162. Wylot kanału (Waszyngton): a) sytuacja, b) przekrój podłużny, c) widok boczny, d) przekrój poprzeczny 1 — kanał otwarty, 2 — dwie rury żelbetowe Φ 2,25 m, 3 — ujęcie wody wodociągowej, 4 — brzeg wysokiego przypływu, 5 — oczyszczalnia ścieków, 6 — ruszt drewniany na palach, 7 — stalowa ścianka szczelna, 8 — strzemiona Φ 25 mm, 9 — przewód wodociągowy Φ 350 mm

lotowym. Ten rodzaj zamknięcia stosuje się raczej jako prowizoryczny na wypadek konieczności napraw w kanale lub gdy potrzeba odcięcia kanału od odbiornika zachodzi rzadko oraz gdy wahania poziomów wody w kanale są niewielkie. Ścianki wykonywa się przeważnie z drewna, rzadziej ze stali.

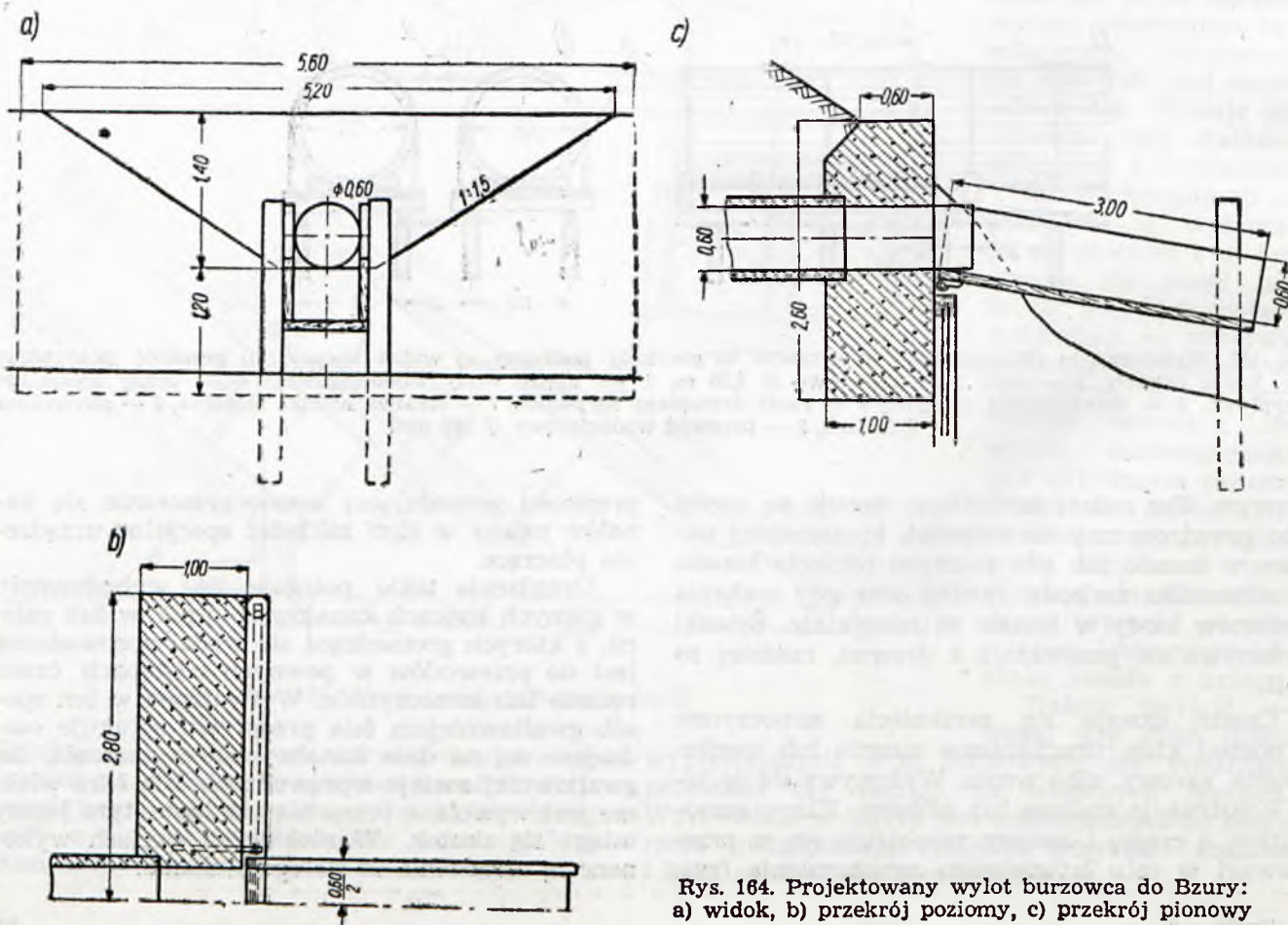
Często stosuje się zamknięcia samoczynne w postaci klap, uruchamiane ręcznie lub mechanicznie, zasuw, albo wrota. Wykonywa się je jako konstrukcje stalowe lub żeliwne. Klapy samoczynne, a często i zasuw, zaopatruje się w przeciwwagi w celu łatwiejszego uruchomienia (rys.

prędkości powodującej samooczyszczanie się kanałów należy w sieci zakładać specjalne urządzenia płuczące.

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



Rys. 163. Projektowany wylot kanału do rzeki Mleczyki:
 a) rzut z góry, b) widok od strony wylotu, c) przekrój podłużny



Rys. 164. Projektowany wylot burzowca do Bzury:
 a) widok, b) przekrój poziomy, c) przekrój pionowy

Ilość wody do płukania kanału rurowego można ustalić na podstawie wzoru Hansena

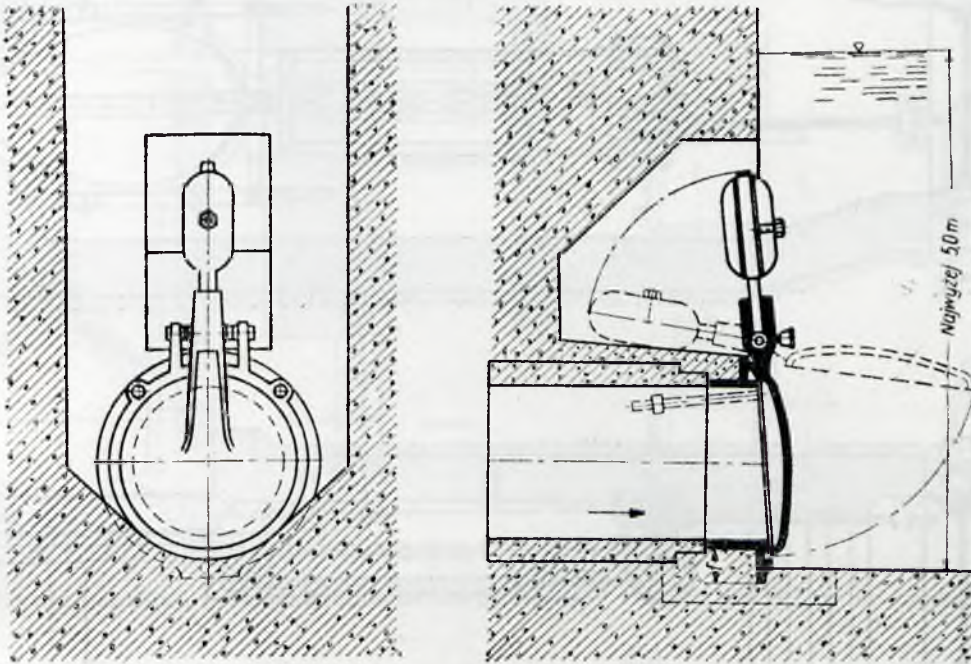
$$Q = \frac{0,4 \cdot f \cdot L^2 (i_m - i)}{v_1^2 - v_2^2}$$

gdzie:

- f — pole przekroju rury, m^2 ,
- L — zasięg płukania, m , (100÷200 m),
- i_m — spadek odpowiadający v_m ,

Do płukania używa się zależnie od miejscowych możliwości wody wodociągowej, wody z rzek, stawów, jezior, źródeł lub morskiej, albo wody kanałowej (stosuje się ścieki z wyżej położonych kanałów do płukania kanałów położonych niżej).

Na podstawie obserwacji stwierdzono, że większa liczba płuczek mniejszych rozmiarów, rozmieszczonych równomiernie w sieci, działa lepiej



Rys. 165. Kłapa samoczynna z przeciwwagą

lub ze wzoru Manninga

$$i_m = \left(\frac{v_m}{C\sqrt{R}} \right)^2$$

gdzie:

$$v_m = v_2 \left(1 + \ln \frac{v_1}{v_2} \right) - 0,305 \frac{v_2^2}{v_1^2}$$

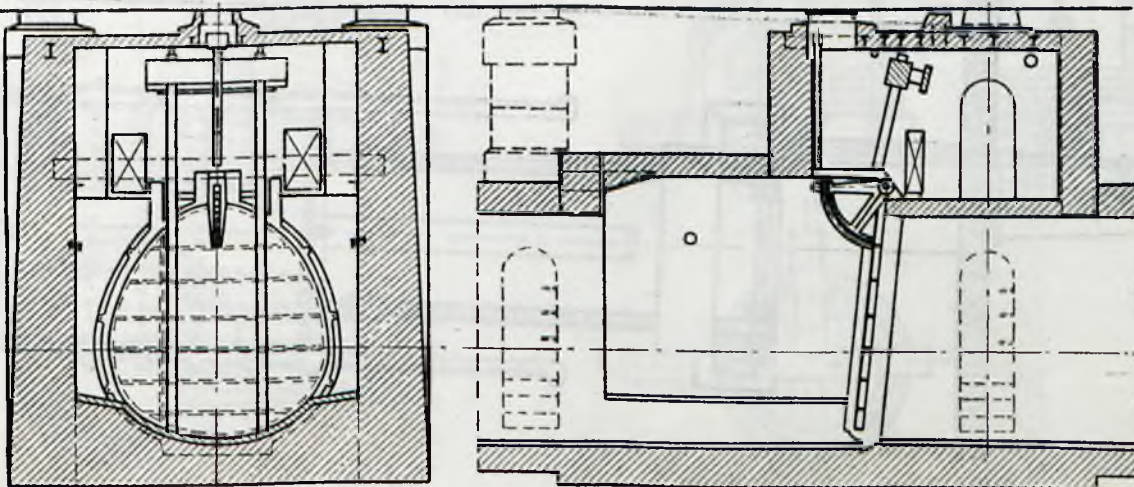
$$v_2 = 0,8 \text{ m/sek,}$$

$$v_1 = 0,75 \sqrt{2gh} \text{ m/sek,}$$

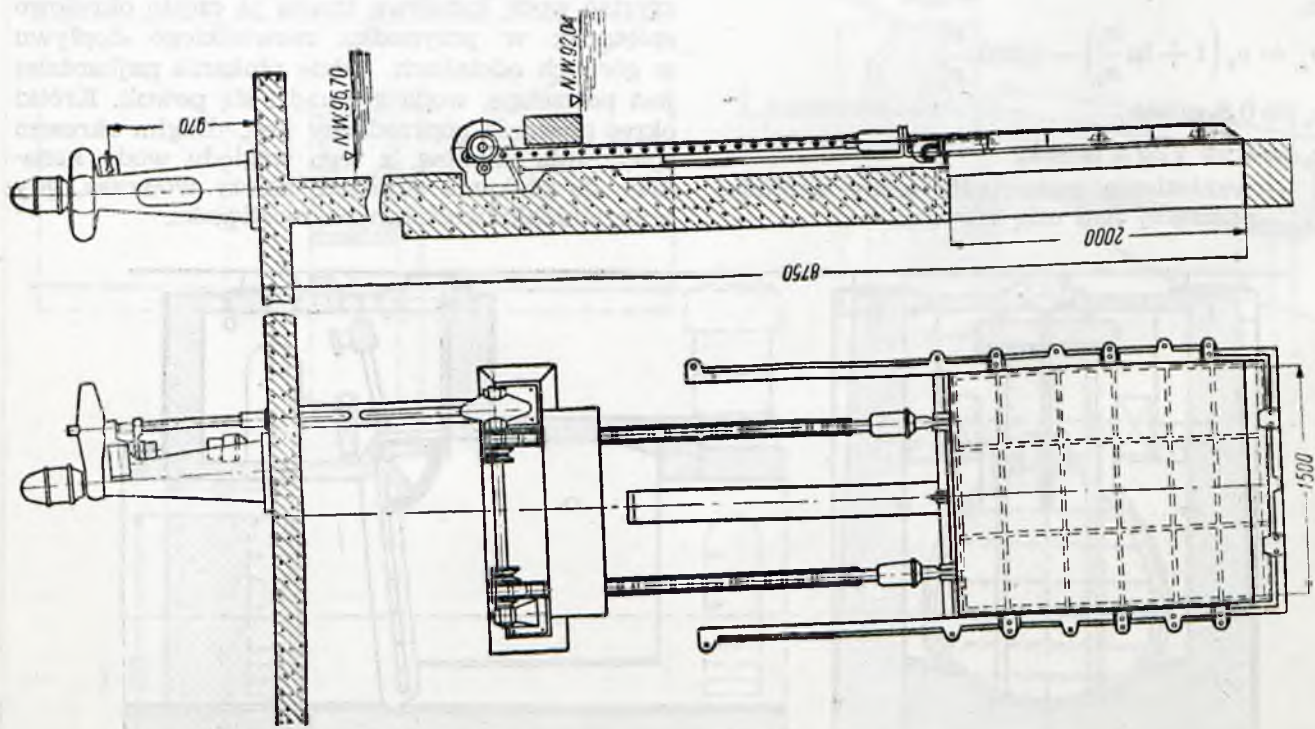
h — wzniesienie zwierciadła wody w studni płuczącej nad osią rury, m .

niz nieliczne duże zbiorniki umieszczone na górnych końcach kanałów.

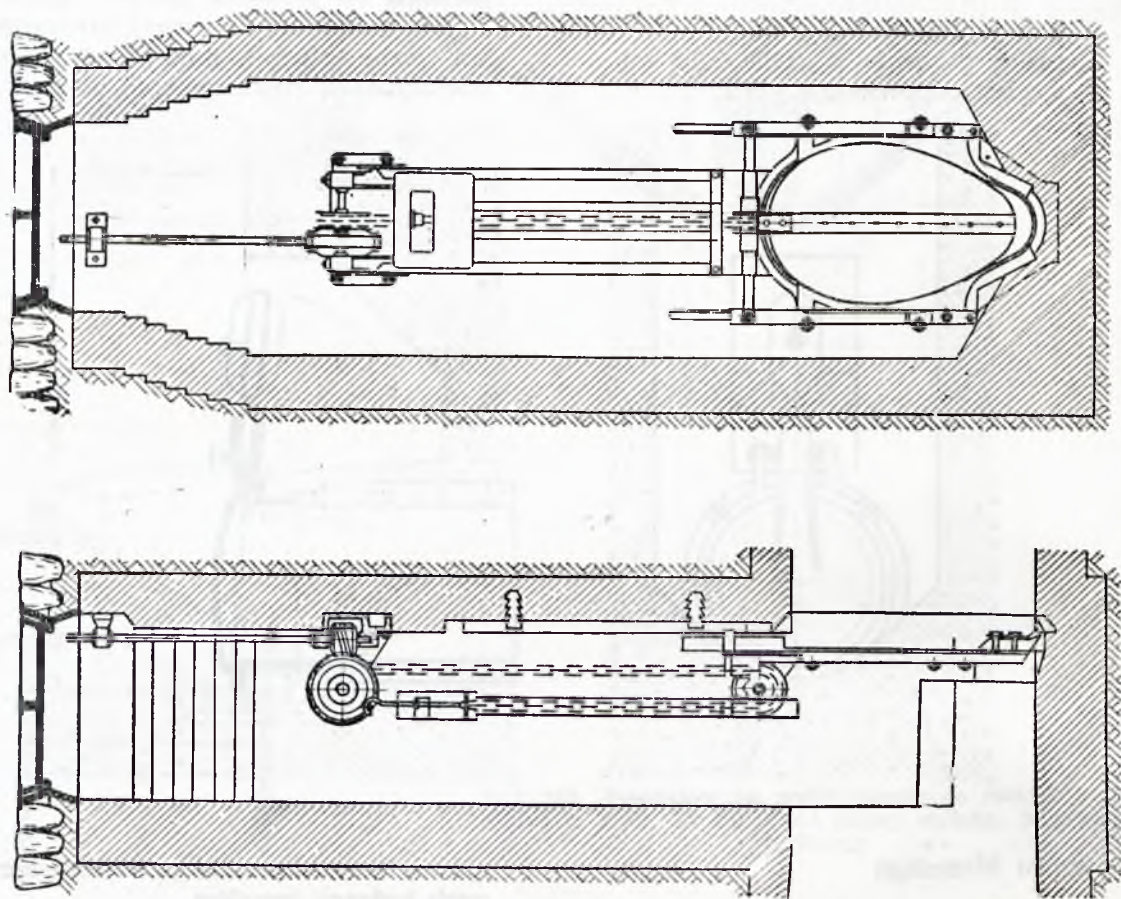
Wykorzystanie wody wodociągowej do celów płukania jest bardzo kosztowne. Aby móc wykorzystać wodę kanałową trzeba ją często okresowo spiętrzać; w przypadku niewielkiego dopływu w górnych odcinkach, gdzie płukanie najbardziej jest potrzebne, woda gromadzi się powoli. Krótki okres płukania poprzedzony jest długim okresem spiętrzenia ścieków, z tego względu wody kanałowe do płukania stosować należy wówczas, gdy brak jakichkolwiek innych możliwości.



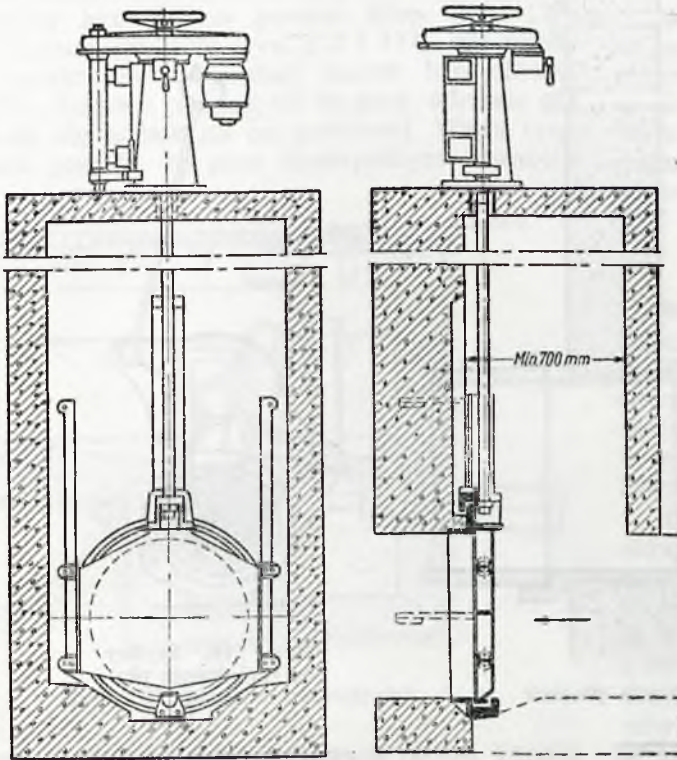
Rys. 166. Kłapa z przeciwwagą



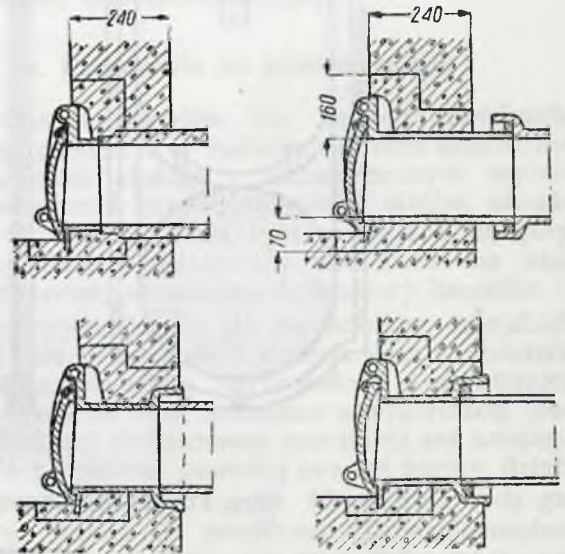
Rys. 167. Zasuwa kanałowa z wyciągiem w postaci drabinki stalowej



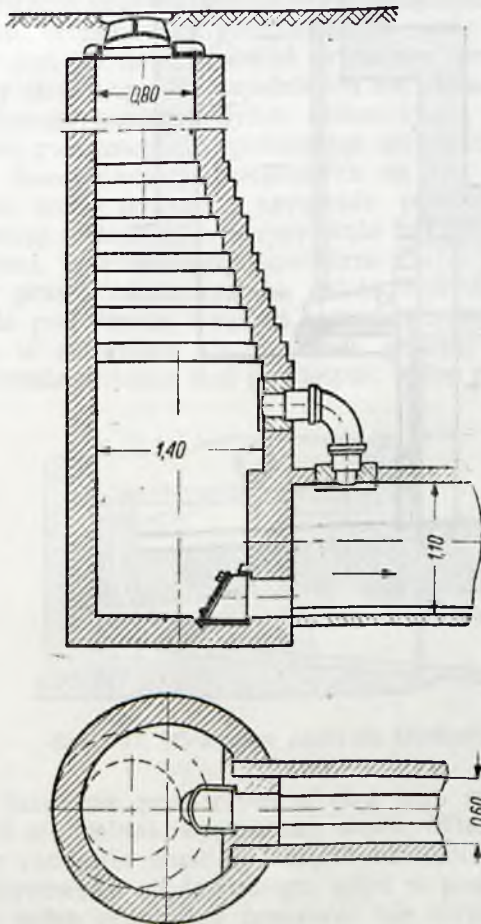
Rys. 168. Zasuwa uruchamiana ręcznie za pomocą przekładni



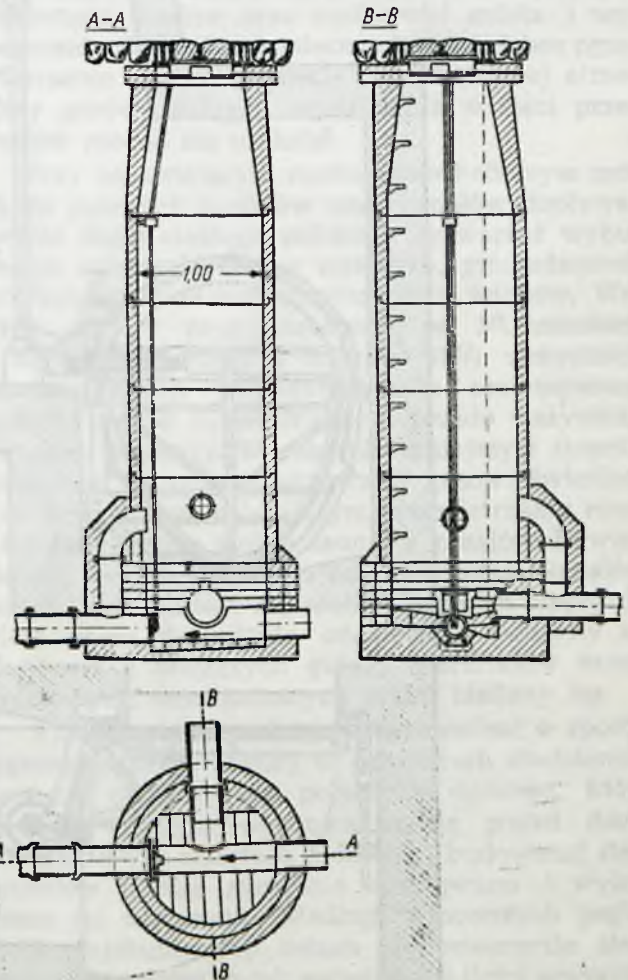
Rys. 169. Zasuwa kanałowa poruszana silnikiem elektrycznym



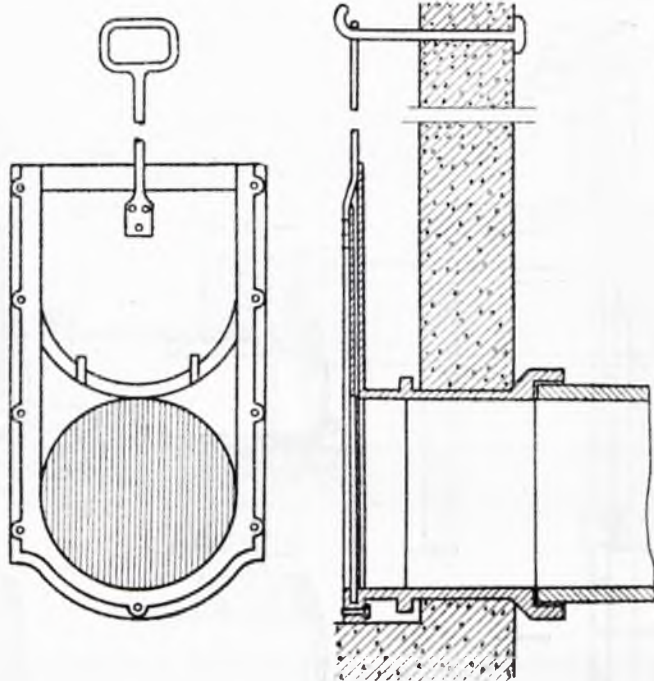
Rys. 170. Kłapy do zamknięcia rurek



Rys. 171. Zamknięcie kłapowe rurek



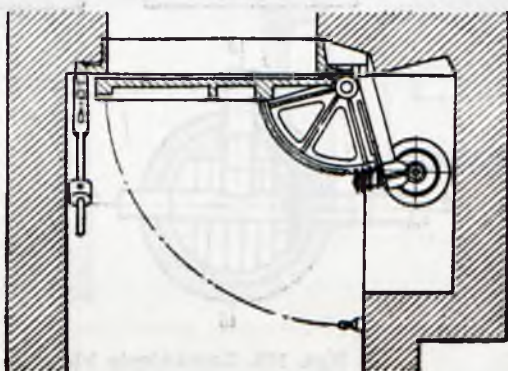
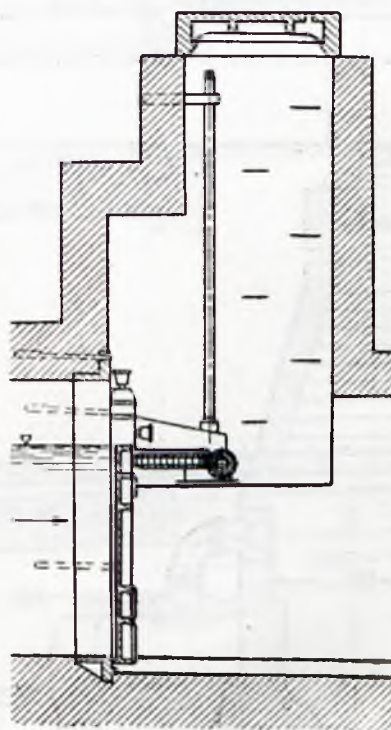
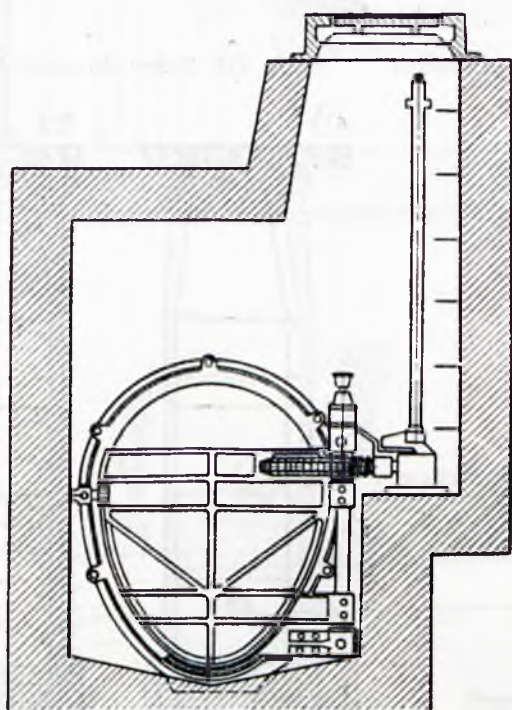
Rys. 172. Zamknięcie kłapowe rurek



Rys. 173. Szybry do zamykania płuczek

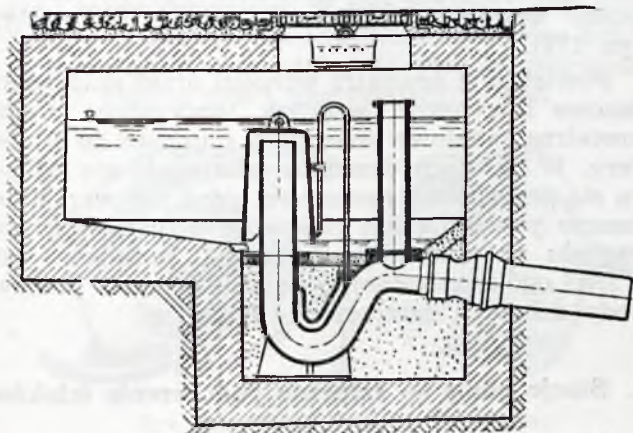


Rys. 174. Szybry do zamykania płuczek



Rys. 175. Zamknięcie przewodów w postaci odrzwi

Zgromadzone wody wypuszcza się falą przez obsługę zamknięć, wykonanych dla mniejszych przekrojów kanałów w postaci klap (rys. 170, 171, 172) śluz, szybrów (rys. 173 i 174), dla większych przekrojów w postaci zasuw lub odrzwi (rys. 175). Zasuwy podnosi się do góry, odrzvia zaś otwierają się w bok na osi pionowej. Wadą tych ostatnich jest to, że przy niezupełnym otwarciu

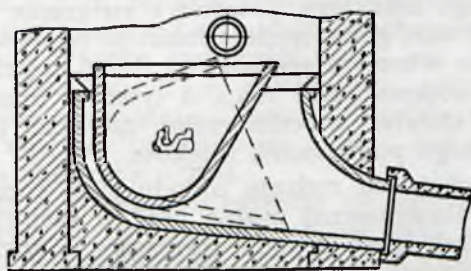


Rys. 176. Płuczka samoczynna

wypływ może być skierowany nie po osi kanału, co wpływa ujemnie na skutek płukania.

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

W konstrukcjach pokazanych na rys. 176, ciśnienie wody powoduje sprężenie powietrza pod dzwonem i stopniowe wypychanie kolumny wody z syfonu. W chwili gdy powietrze znajduje ujście przez prawe ramię syfonu, woda wpływa gwałtownie pod dzwon i zasysa syfon. Po opadnięciu wody w zbiorniku do poziomu poniżej otworu w dzwonie wchodzi doń powietrze; syfon przerywa



Rys. 177. Wywrotne naczynie Ducketta

swe działanie, przy czym w obu jego ramionach ustala się jednakowy poziom wody. Wierzch prawego ramienia musi być nieco wzniesiony ponad dno przewodu odpływowego, gdyż w przeciwnym razie syfon przestanie pracować nie wypróżniając całkowicie zbiornika. Komora musi być zaopatrzona w przelew zabezpieczający przeciwko przepełnieniu w przypadku zatkania się syfonów.

Jako samoczynne płuczki stosuje się również wywrotne naczynia Ducketta (rys. 177).

Wysyłane do kanałów fale płuczące muszą być co pewną odległość chwywane i czasowo zatrzymywane. Odbywa się to za pomocą szybrów i klap, w większych kanałach zaś za pomocą odrzwi. W poszczególnych przypadkach ze względu na regularne i równomierne płukanie, projektuje się odpowiednio sieć kanalizacyjną.

o. Urządzenia do przewietrzania

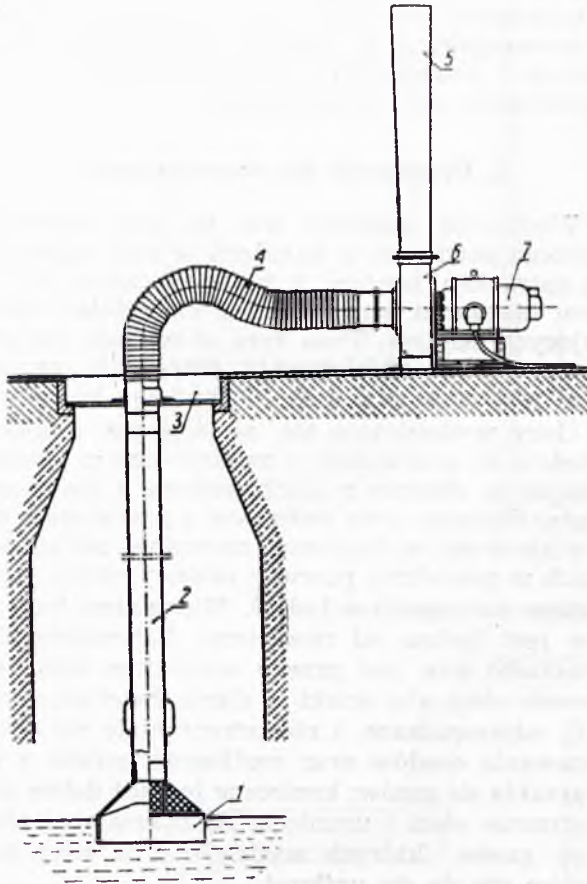
Wietrzenie kanałów ma na celu uzyskanie świeżego powietrza w kanałach w celu zapobieżenia zatruciom obsługi i niebezpiecznym wybuchom mieszanin gazów, uniknięcie ciśnień utrudniających odpływ. Poza tym zbierające się gazy w przewodach oddziałują szkodliwie na niektóre materiały stosowane do budowy kanałów.

Gazy wydzielające się ze ścieków miejskich składają się przeważnie z metanu oraz w znacznie mniejszym stopniu z siarkowodoru i dwutlenku węgla. Pierwsze dwa zmieszane z powietrzem mają właściwości wybuchowe, zawartość zaś każdego z nich w powietrzu, powyżej pewnej normy, działa trująco na organizm ludzki. Mieszanina tych gazów jest lżejsza od powietrza. Zabezpieczeniem przeciwko nim jest przede wszystkim takie wykonanie sieci, aby ścieki w stanie świeżym szybko były odprowadzane, i nie przyczyniały się do powstawania osadów oraz możliwości gnicia i wytwarzania się gazów; konieczne jest też dobre przewietrzanie sieci i usunięcie do otaczającej atmosfery gazów, których wydzielania w sieci przewodów nie da się uniknąć.

Przy wzrastającym ruchu samochodowym mogą do pewnych punktów sieci kanałów dopływać pewne ilości ciekłego paliwa i wytwarzać wybuchowe mieszanki gazów cięższych, gromadzących się bezpośrednio nad powierzchnią ścieków. Według ankiety przeprowadzonej w 57 miastach o ludności powyżej 1 miliona 61% wszystkich nieszczęśliwych wypadków było spowodowane parami olejów mineralnych, a przede wszystkim benzyny z garaży. W znacznie mniejszym stopniu przypisać je można metanowi i gazowi świetlnemu. Przy dobrze działającym przewietrzaniu również gazy cięższe można usunąć z kanałów. Powinno się jednak dążyć do zabezpieczenia kanałów przed dostawaniem się niebezpiecznych cieczy do sieci przez ustawianie oddzielaczy benzyny na dopływie z większych garaży warsztatów samochodowych, mechanicznych pralni białej itp.

Przewietrzanie należy przeprowadzać w sposób naturalny przez otwory w pokrywach studzienek, wpusty uliczne oraz połączenia domowe, które z tego względu wyprowadza się ponad dach. W niektórych miastach o dawniej budowanej sieci 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 za-

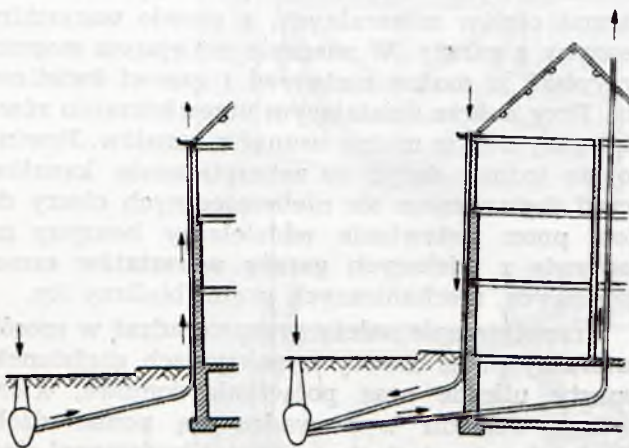
mknięć wodnych na wpustach ulicznych i spustach domowych, w celu umożliwienia wymiany i krążenia powietrza w kanałach i zabezpieczenia w ten sposób przeciw wszelkim następstwom zbie-



Rys. 178. Sztuczne wietrzenie kanałów

1 — smok pływający, 2 — rura ssawna, 3 — urządzenie przytrzymujące, 4 — metalowy elastyczny przewód ssawny, 5 — rura nasadowa, 6 — wentylator, 7 — silnik

rania się w nich gazów. Wprowadzenie świeżego powietrza do kanałów sprzyja utlenianiu zanieczyszczeń organicznych osiadających na ściankach



Rys. 179. Wietrzenie sieci kanałów

i zawartych w ściekach, zmniejszając ilość wydzielających się gazów. Tylko w odcinkach, gdzie brak tego rodzaju urządzeń, poza miastem na terenie niezabudowanym, przed syfonami, komora-

mi smoków stacji przepompowań, przewietrzanie osiągać trzeba przez wstawienie wywietrzników (rys. 178), wyciągających zepsute powietrze.

Najskuteczniej działają rury spustowe kanalizacji domowej wyprowadzane 1 m ponad powierzchnię dachów odcinkami prostymi i bez zwężeń (najmniejsza średnica 70 mm). W okresie zimowym skutecznie działają na wymianę powietrza ogrzane piony wewnętrzne, w lecie zaś — spusty deszczowe ogrzane od strony słonecznej (rys. 179).

Powietrze z zewnątrz wchodzi przez studzienki złazowe i wypycha wskutek istniejącego ciągu powietrze kanałowe przez rury spustowe do atmosfery. W okresach deszczów wietrzenie nie odbywa się przez piony deszczowe, gdyż nie wszystkie deszcze powodują ich całkowite wypełnienie. Ze względu na powstające przerwy, pożądane jest w sieci ogólnospławnej niezależne łączenie pionów wody zużytej i deszczowej z kanałami.

p. Stacje pomp — sztuczne podnoszenie ścieków

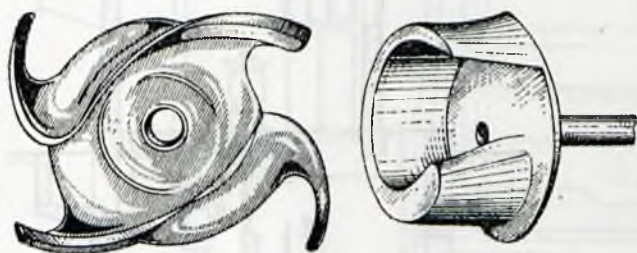
W rzadkich na ogół przypadkach możliwe jest odprowadzenie ścieków z całego obszaru miasta własnym spadkiem. W zależności od układu wysokościowego powierzchni oraz stanów wody w odbiorniku częstokroć okazuje się konieczne, przy możliwości odprowadzenia ścieków nie oczyszczonych własnym spadkiem, podnoszenie ich z oczyszczalni, ze względu na powodowaną przez nią stratę spadku. W niektórych układach sieci zachodzi potrzeba wydzielania dzielnic miasta nisko położonych i podnoszenia ścieków z kolektorów gromadzących je z tych dzielnic, do kolektorów dzielnic wyżej położonych (rys. 61). Stacje pomp w takich przypadkach czynne być muszą stale, przy czym, zależnie od miejscowych warunków, rozwiązanie całości układu przewidywać będzie jedną stację pomp, podnoszącą wszystkie ścieki lub jedną albo kilka stacji pomp, podnoszących ścieki tylko z części zlewni. Może okazać się korzystne umieszczenie w jednym lub kilku punktach miasta mniejszych stacji przepompowywania ścieków oraz głównej stacji przepompowania na wylocie głównego kolektora. Ostatnie rozwiązanie wskazane jest tam, gdzie istnieje możliwość odprowadzania ścieków własnym spadkiem z dużej części miasta przez większą część roku, a tylko w czasie wyższych stanów w odbiorniku zachodzi potrzeba sztucznego podnoszenia ścieków.

Zależnie od rodzaju układu sieci rozdzielczej lub ogólnospławnej można brać w rachubę tylko ścieki lub ścieki i wody deszczowe, a w pewnych szczególnych przypadkach — tylko wody deszczowe.

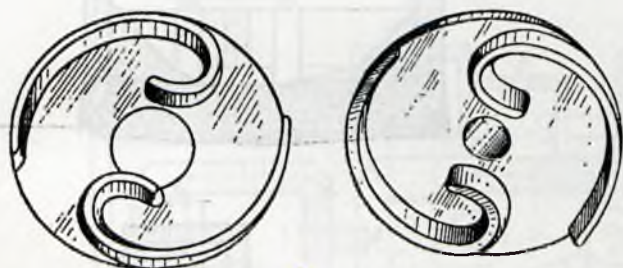
A więc ruch stacji pomp jest stały w tym znaczeniu, że pompy pracują w ciągu całego roku, ale mogą mieć krótkotrwałe przerwy w ruchu na przemian z okresami pracy, oraz czasowy — gdy pompy uruchamia się na czas krótki w związku z wysokimi stanami wody w odbiorniku lub z powodu gwałtownego opadu. Czas przestoju pomp w tym ostatnim przypadku znacznie przewyższa czas ruchu.

Wysokości podnoszenia wód ściekowych są na ogół niewielkie i wynoszą zwykle kilka metrów. W rzadkich tylko przypadkach, gdy ścieki przetłacza się przewodami na duże odległości w celu oczyszczania, wysokość tłoczenia dochodzić może do kilkudziesięciu metrów.

Ilości wód do przetłoczenia zależą od tego, czy podnosi się tylko ścieki domowe, których ilości są stosunkowo niewielkie i małosmienne, czy też i wody deszczowe. W tym ostatnim przypadku pompy muszą być dostosowane do bardzo zmiennego wydatku oraz zdolne do przepompowywania nieraz dużych ilości napływających wód.



Rys. 180. Wirniki pompy kanałowej



Rys. 181. Wirniki pompy kanałowej

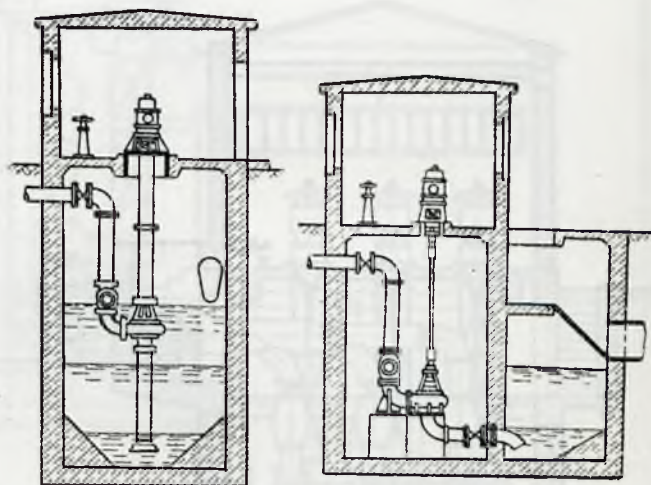
Jako mechanizmy podnoszące stosuje się obecnie powszechnie wirnikowe pompy kanałowe o odpowiedniej budowie łopatek (rys. 180, 181), umożliwiającej pracę nawet przy bardzo brudnej wodzie kanałowej.

Pompy podnoszące ścieki powinny być łatwo dostępne i rozbieralne, aby można było szybko usunąć z nich zanieczyszczenia. Powinny zajmować mało miejsca, być szybko uruchamiane, mieć możliwie wysoką sprawność oraz nie zmieniać stanu ścieków. Tym warunkom odpowiadają w sposób zadowalający pompy wirnikowe. Stosowane dawniej powszechnie pompy tłokowe wychodzą obecnie z użycia.

Pompy wirnikowe napędza się silnikami elektrycznymi, przy czym przeważnie dąży się do samoczynnego włączania i wyłączania 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.

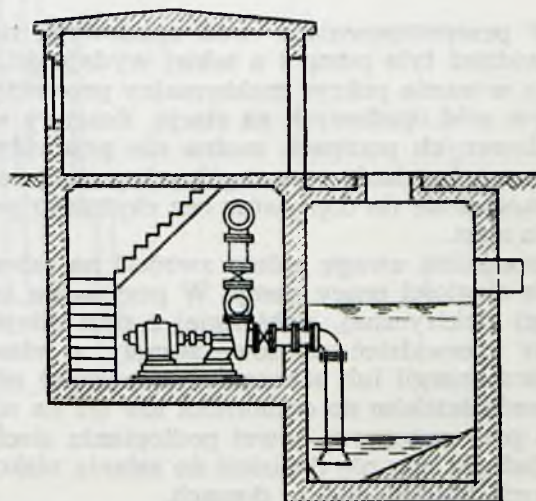
Na wlocie do pomp powinno się dawać kraty o prześwicie 3 do 5 cm. Dawniej stosowane osadniki i piaskowniki powodują wiele trudności, jak konieczność stałego wydobywania gnijących osadów, psucie się powietrza na stacji i w jej otocze-

niu. 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



Rys. 182. Stacje pomp kanałowych

odpowiadać objętości dopływu, który może się zgromadzić w czasie potrzebnym do uruchomienia zapasowej jednostki, w przypadku zepsucia się



Rys. 183. Stacja pomp kanałowych

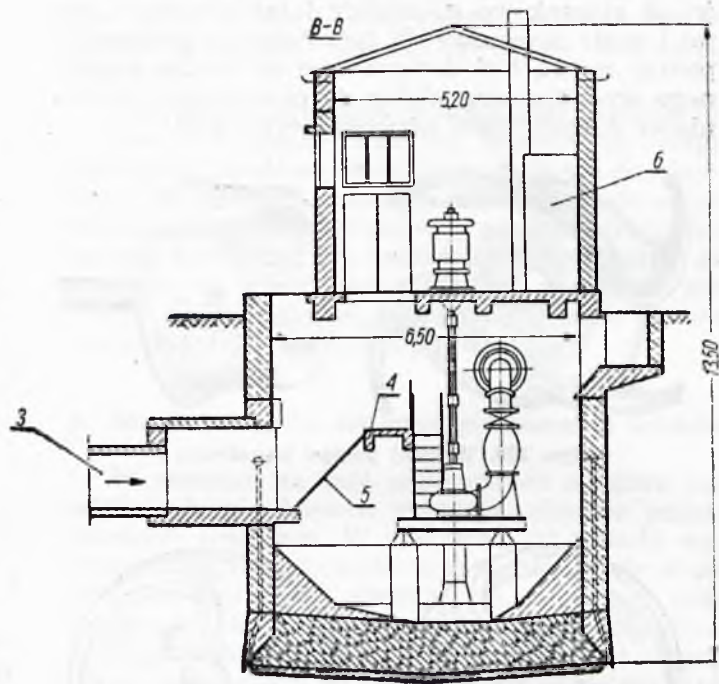
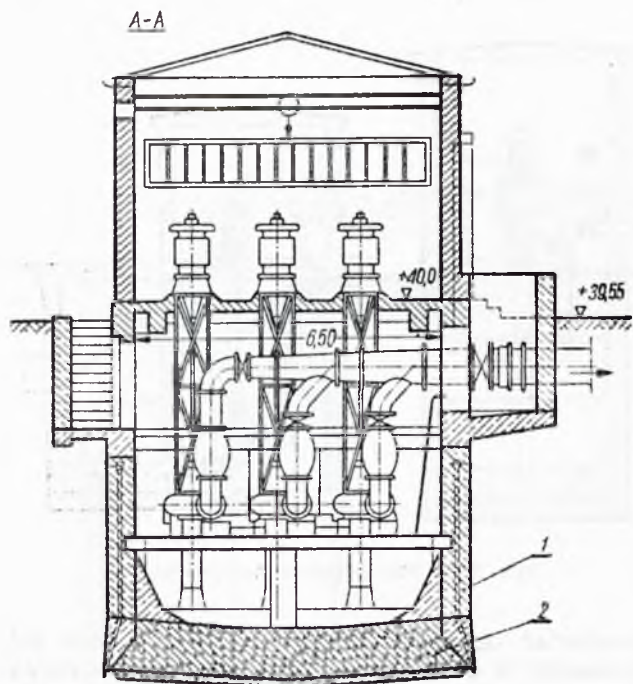
pompy normalnie pracującej. Czas taki wynosi 3÷4 minuty.

Układ całości urządzeń zależy w wysokim stopniu od miejscowych warunków, trudności fundowania, zastosowania pomp o osi poziomej lub pionowej. Te ostatnie umożliwiają bardziej oszczędne rozwiązanie układu (rys. 182, 183, 184, 185). Dobór pomp do ścieków bytowo-gospodarczych i przemysłowych powinien być oparty na krzywej sumowania dopływów. Wydajność i ilości pomp oraz czas pracy poszczególnych zespołów powinno się tak zaprojektować, aby zmniejszyć do minimum

objętość zbiornika wyrównawczego umieszczonego przed pompami i czas przebywania w nim ścieków. W przeciwnym razie przy zbyt dużej pojemności zbiornik może zamienić się w osadnik z gnilącymi osadami. Należy przewidzieć dostateczną rezerwę dla pracujących pomp. Przy jednej pompie pracującej musi być zawsze zainstalowana druga rezerwowa.

Specjalnego typu rozdrabniarki, w formie bębnow obracających się i uzbrojonych w urządzenie tnące, można również instalować w kanałach o przepływających ściekach. W tym przypadku spełniają one jednocześnie rolę krat i rozdrabniarek.

Urządzenie przepompowujące ścieki składa się z obudowy i urządzeń mechanicznych. Zbiornik, do którego dopływają ścieki i w którym umieszcza

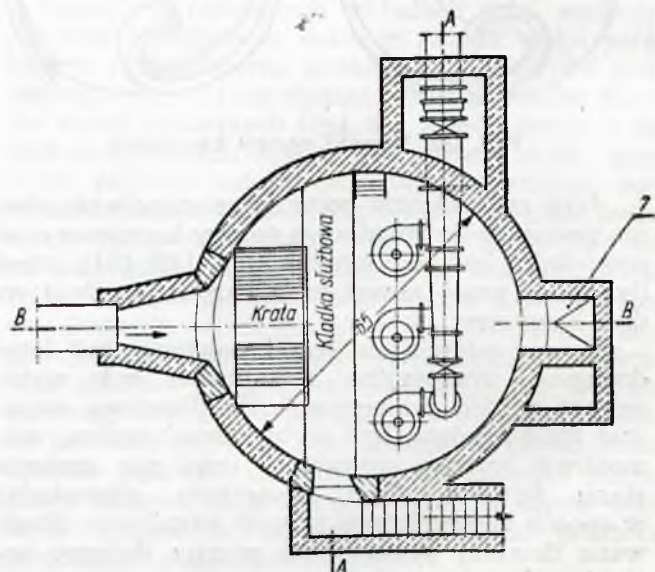


W przepompowniach wód opadowych należy przewidzieć tyle pomp i o takiej wydajności, aby mogły w sumie pokryć maksymalny przewidziany dopływ wód opadowych na stację. Rezerwy w zainstalowanych pompach można nie przewidywać. Przez uruchamianie poszczególnych pomp możemy dostosować się do dopływów bez zbyteń podtapiania sieci.

Szczególną uwagę należy zwrócić na zabezpieczenie ciągłości pracy pomp. W przypadku braku energii elektrycznej, pobieranej z sieci miejskiej, należy przewidzieć zapasowe zespoły z własnym źródłem energii lub zabezpieczyć możliwość odprowadzenia ścieków do odbiornika lub też na niższy teren przy znacznym nawet podtopieniu sieci, takim jednak, aby nie dopuścić do zalania nisko położonych pomieszczeń w domach.

Zatrzymane na kratkach zawiesziny tzw. skratki usuwa się ręcznie lub mechanicznie. Ręczny sposób (grabiami) można stosować przy małej ilości zatrzymanych skratek (nie większej niż ok. 0,5 m³/dn). Przy większej ilości skratek stosuje się napędzane mechanicznie grabie albo szczotki. Zgarnięte skratki można przenosić również mechanicznie. Zawiesziny z krat zbiera się w specjalnych zbiornikach lub zakopuje. W niektórych przypadkach zabierają je rolnicy w celu przeróbki na nawóz.

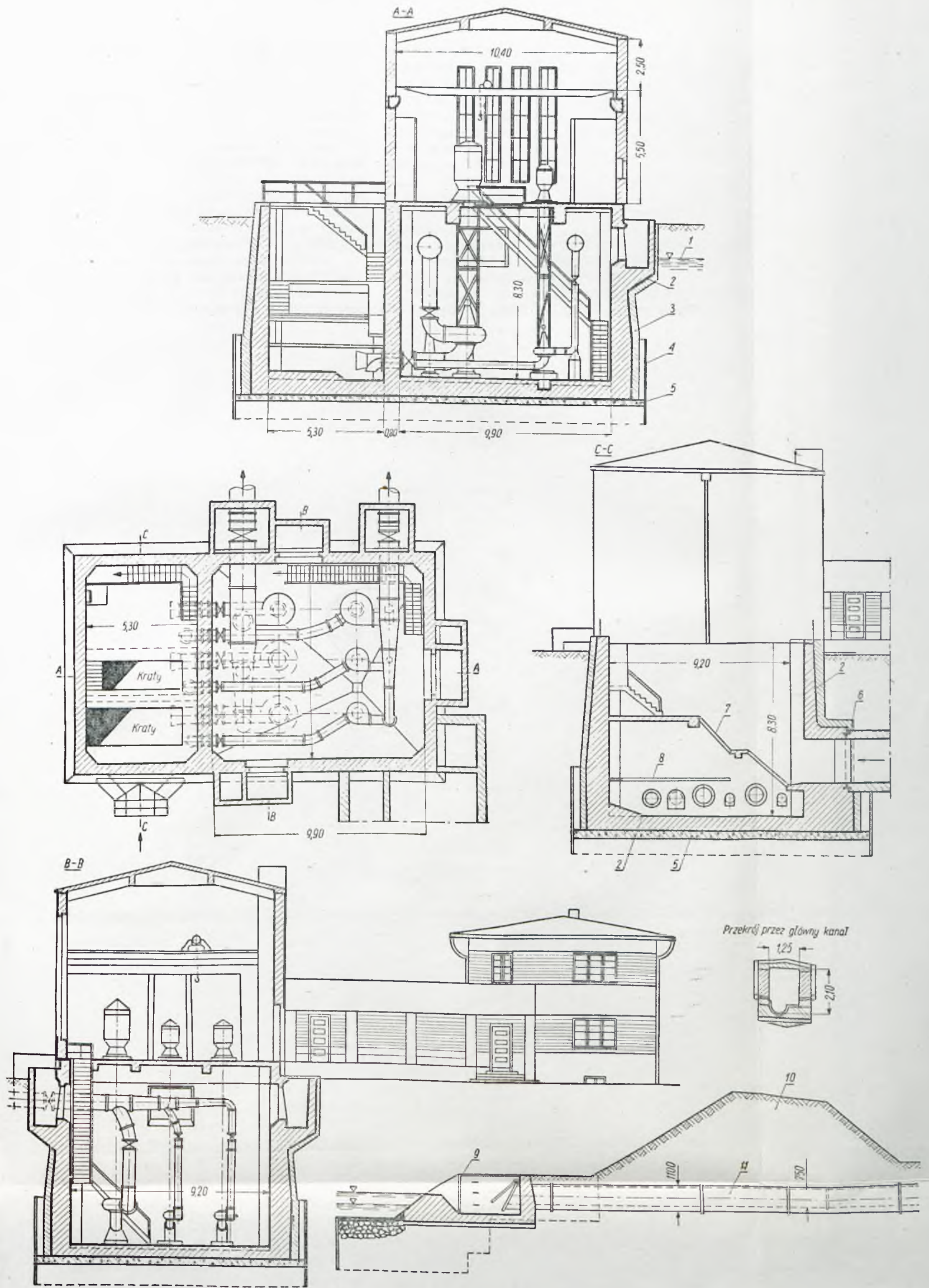
Można również zatrzymane skratki rozdrabniać specjalnymi urządzeniami mechanicznymi, tzw. rozdrabniarkami i spuszczać tak przerobione zawiesziny z powrotem do kanału przed kratami.



Rys. 184. Stacja pomp kanałowych

1 — mur z cegły, 2 — żelbet, 3 — dopływ, 4 — kładka służbowa, 5 — krata, 6 — rozrusznik, 7 — szyb powietrzny

się kratę i smoki pomp oraz urządzenia sterujące silnikami, znajduje 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, bez narażenia jej na wyiewy ze ścieków. Drugi, w razie stosowania pomp o osi pionowej umożliwia oszczędniejsze wykonanie całej obudowy, co ma znaczenie szczególnie w przypadku trudności posadowienia. W przypadku tylko



Rys. 185. Stacja pomp kanałowych (Getsenkirchen)

1 — woda gruntowa 2 — izolacja, 3 — ochronny mur z cegły, 4 — ścianka Larsena, 5 — betonowa płyta wyrównująca, 6 — płyta ołowianoasfaltowa, 7 — kraty, 8 — kładka, 9 — wnęka na ścianki zakładane, 10 — wał, 11 — przewód tłoczny

dopływów deszczowych, gdy nie zachodzi obawa gnicia osadów w zbiorniku, pożądane są jego większe rozmiary. Wówczas może on odgrywać rolę zbiornika wyrównawczego, co pozwala na zmniejszenie wielkości pomp. Dostosowuje się je do największego spływu, odpowiednio zmniejszonego przez działanie zbiornika. Zawsze powinno się przewidzieć należyte przewietrzanie zbiornika. Dno zbiornika powinno mieć silne nachylenie, aby zbierające się osady w czasie krótkiego okresu przestoju pomp nie mogły się zatrzymywać i były spłukiwane do smoków. Pokrycie musi być zaopatrzone w otwór złazowy. Wewnątrz zbiornika należy umieścić kłamy lub drabinkę do zejścia.

Pompy rozmieszczone być powinny w ten sposób, aby ich obsługa nie była utrudniona. Przejście między mniejszymi pompami wynosić powin-

no 0,75÷1,0 m, większymi 1,2÷2,0 m. Pompy o osi pionowej, coraz częściej stosowane, umieszcza się pod silnikiem albo wprost w zbiorniku dla smoków, lub w pomieszczeniu oddzielnym, gdy smok znajduje się z boku budynku pomp. Na przewodzie ssawnym i tłocznym muszą być dane zasuwki, a na przewodzie tłocznym bezpośrednio za pompą — kłapa zwrotna.

W małych stacjach przewiduje się tylko budowę pomieszczenia na pompy z silnikami. Przy dużych stacjach budynek pomp połączony bywa z pomieszczeniem dla obsługi, warsztatem, składem, umywalnią i ustępem; na umieszczenie tablicy rozdzielczej i transformatora powinno się wydzielić odpowiednią część budynku.

Pożądane jest umieszczenie na przewodach tłocznych urządzeń do pomiaru wydajności.



Wzrost wydajności przy zmianie kierunku przepływu



Wzrost wydajności przy zmianie kierunku przepływu

Wzrost wydajności przy zmianie kierunku przepływu... (faded text)

Wzrost wydajności przy zmianie kierunku przepływu... (faded text)

KONSERWACJA I EKSPLOATACJA KANAŁÓW

1. KONSERWACJA

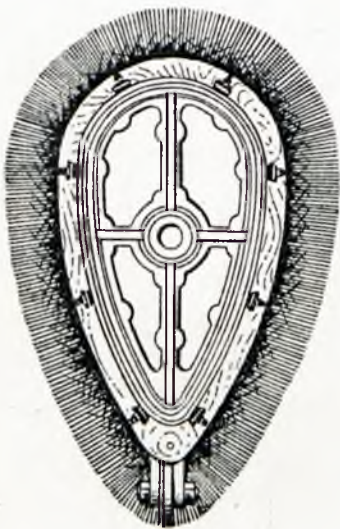
Konserwacja kanałów polega na czyszczeniu przewodów — w celu zapobiegania ich zatykaniu się, czyszczeniu wpustów ulicznych oraz dokonywaniu niezbędnych drobnych napraw. Dużo kłopotów mogą sprawiać nieodpowiednio wykonane połączenia domowe. Z tego powodu w miastach wydane są przepisy wodociągowo-kanalizacyjne, obejmujące sposoby technicznego wykonania sieci domowych oraz sposoby wykonywania połączeń domowych.

Koszty utrzymania sieci kanalizacyjnej są znacznie mniejsze, gdy jest ona prawidłowo zaprojektowana i wykonana. Obowiązek należytego utrzymania sieci ulicznych przewodów kanalizacyjnych spada na Inspekcję Sieci. Najwięcej kłopotów sprawia utrzymanie przewodów o przekrojach niewielkich, o średnicy 200÷250 mm.

mieni wody z węzów przyłączanych do hydrantów ulicznych. Kanały silnie zanieczyszczone oczyszcza się różnymi przyrządami wprowadzanymi do kanału przez studzienki rewizyjne. Oczyszczanie wykonuje się odcinkami między sąsiednimi studzienkami. W najgorszym przypadku może zajść potrzeba odkopania kanału w celu oczyszczenia.

Do czyszczenia przewodów o mniejszych średnicach stosuje się przystosowane do przekroju kształtem i wymiarem szczotki (rys. 186, 187), przeciągane na linie, kule drewniane drażone lub gumowe, a do usunięcia mocno przywartych osadów — składane drągi drewniane (rys. 188), zaopatrywane często w metalowe skrobaczki (rys. 189).

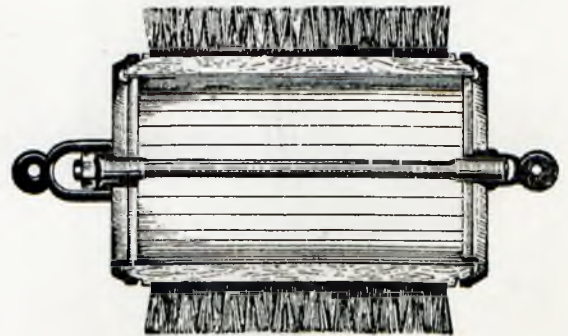
Do czyszczenia przewodów o małych średnicach okazała się bardzo praktyczna gumowa piłka napompowana powietrzem, przepuszczana na linie (rys. 190). Ażeby piłka nie uszkodziła się obciera się ją w płótno żaglowe. Piłka taka powo-



Rys. 186. Szczotka do czyszczenia kanałów



Rys. 187. Szczotki do czyszczenia kanałów



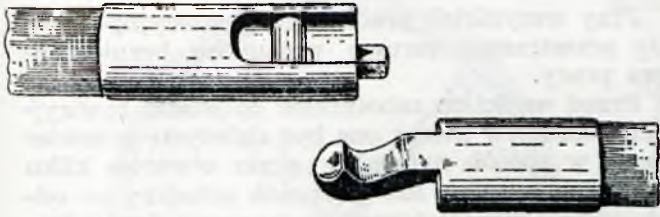
Najpraktyczniejszym sposobem czyszczenia kanałów jest ich przepłukiwanie, nie zawsze jednak skutkuje. Przepisy nie pozwalają na bezpośrednio wprowadzanie pewnego rodzaju ścieków do kanałów miejskich. Muszą one być uprzednio pozbawione szkodliwych domieszek. Wszelkie więc kwasy, ługi, benzyna, smary i tłuszcze powinny być przedtem zneutralizowane lub wydzielone ze ścieków i usunięte.

Działanie opisanych już płuczek można wzmoczyć przez wprowadzenie do przewodów silnych stru-

duje spiętrzanie się wody powyżej i powstawanie silnego strumienia w dnie kanału, splukującego zanieczyszczenia. W razie napotykania większego oporu kilkakrotne poruszanie nią w tył i w przód powoduje usunięcie przeszkody.

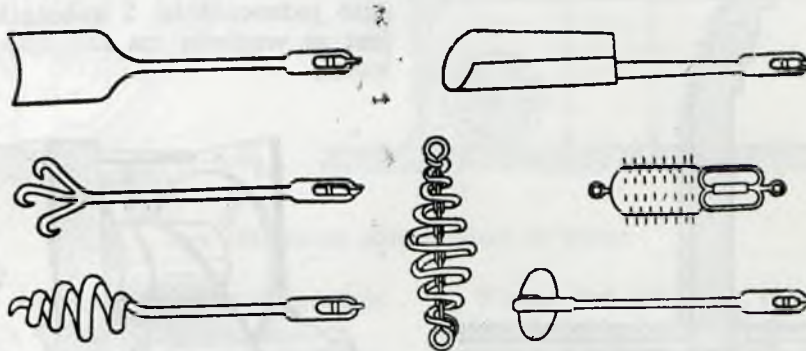
Wszelkiego rodzaju szczotki przeciąga się również za pomocą linek, przy czym do ułatwienia pracy służą umieszczane u spodu studzienek przenośne rozpory z krążkami (rys. 191). Do nawijania linek służą specjalne samochody z silnikiem poruszającym bęben (rys. 192).

Do oczyszczania przekrojów większych stosuje się łopaty, szufle, wiadra lub podobnie do splewianych czy przeciąganych przyrządów poprzednio opisanych — tarcze połączone z wózkami (rys. 193), powodujące spiętrzanie ścieków, zaopa-



Rys. 188. Składane drągi drewniane do czyszczenia kanałów

trzone w szczotki itp. W razie potrzeby przeciągania, gdy wózki z tarczami nie splewają, stosuje się linki nawijane na bębny z ulicy i zwykle umieszczone na samochodach (wyciągarki).



Rys. 189. Metalowe skrobaczki do czyszczenia kanałów

Do wywożenia zanieczyszczeń z komór wpu-
stów ulicznych stosuje się wozy, do których wylewa się osady wyciągane ręcznie wiaderkami podwieszonymi na krążku, a w większych miastach za pomocą rozrzedzonego powietrza wyciąga się osady opuszczonym smokiem i węzłem do szczelne-

budowanych przewodach następują uszkodzenia wskutek szczególnie silnego parcia zewnętrznego lub z powodu ruchów gruntu, albo powstają jakieś inne uszkodzenia kanałów. W kanałach nieprzełazowych da się takie szkody naprawić tylko przez odkopanie odcinka i wymianę przewodu; w kanałach przełazowych można naprawy wykonać bez przerywania pracy kanału. Wykonywać to najlepiej w nocy, przy czym niewielką zwykle w tym czasie ilość ścieków odprowadza się rynnami ponad odcinkiem odgrodzonym przetamowaniami.

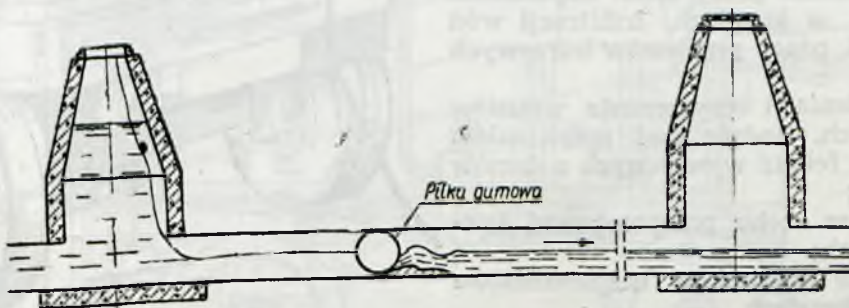
2. EKSPLOATACJA

Eksploatacja sieci kanałów w mieście i utrzymanie w ruchu przepompowni ścieków i wód opadowych należy do specjalnych oddziałów służby eksploatacyjnej w miejskich przedsiębiorstwach wodociągów i kanalizacji. Organizacja tych oddziałów zależy od rozległości sieci i jej charakteru. Przeciętnie przypada na 1 pracownika służby eksploatacyjnej od 1 do 2 km sieci. Utrzymanie

oddziałów eksploatacyjnych pokrywa się z opłat za wodę i korzystanie z kanałów.

Do głównych zadań eksploatacji należą:

1) nadzór nad budową sieci i przejmowanie kanałów do eksploatacji, przejmowanie rysunków wykonawczych i ich stała aktualizacja;



Rys. 190. Oczyszczanie kanału piłką gumową

go zbiornika umieszczonego na samochodzie ciężarowym (rys. 194). Odpowiednie urządzenie umieszczone na samochodzie rozrzedza powietrze wewnątrz zbiornika.

Konserwacja sieci kanalizacyjnej polega również na naprawie uszkodzonych miejsc i usunięciu szkód, jak np. zapadnięć itp. Jeśli nawet w prawidłowo założonej i wybudowanej sieci zbędne są poważniejsze roboty konserwacyjne, to jednak może się zdarzyć, że również i w bezbłędnie wy-

2) wydawanie zezwoleń na połączenie nieruchomości z siecią kanałów, zatwierdzanie projektów tych połączeń, nadzór nad wykonywaniem połączeń i przestrzeganie warunków obowiązujących przy odprowadzaniu ścieków, kontrola jakości spuszcanych ścieków;

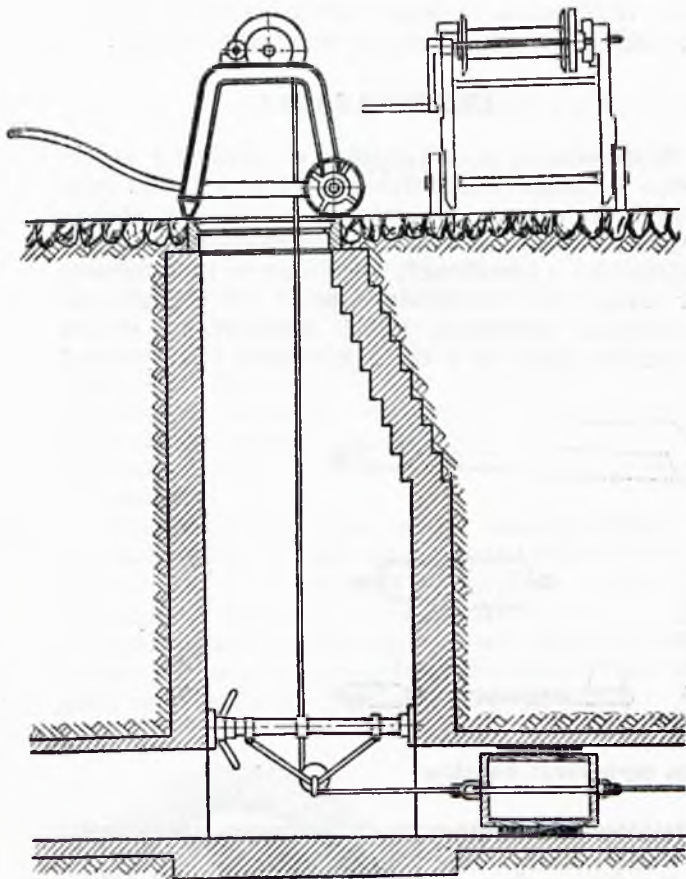
3) stały nadzór urządzeń zewnętrznych uzbrojenia, okresowe przeglądy i rewizje kanałów oraz uzbrojenia;

4) płukanie i czyszczenie sieci, usuwanie nagromadzonych osadów;

5) likwidacja zatków w kanałach i przykanalich oraz w wylotach kanałowych;

6) przeprowadzanie bieżących i średnich remontów kanałów i uzbrojenia;

7) ustalanie potrzeb w zakresie kapitalnych remontów i inwestycji;



Rys. 191. Urządzenie do przeciągania na linie szczotek oczyszczających kanał

8) badania techniczne pracy sieci: napełnienia kanałów, prędkości w kanałach, infiltracji wód gruntowych do sieci, pracy przelewów burzowych i burzowców itp.;

9) kontrola działania i oczyszczanie wpustów ściekowych ulicznych, nadzór nad spławianiem śniegu do kanałów i fekalii wywożonych z domów nieskanalizowanych;

10) utrzymanie w ruchu przepompowni ścieków i wód opadowych;

11) przestrzeganie warunków bezpieczeństwa i ochrony pracy w kanałach.

Prawidłowa praca sieci kanalizacyjnej w dużej mierze zależy od sposobu użytkowania urządzeń wewnętrznych w domach, a szczególnie w zakładach przemysłowych. Spuszczanie ścieków z niedopuszczalnymi zanieczyszczeniami może przyczynić się do gromadzenia się osadów w kanałach, powodować uszkodzenia ich przekrojów, a co najważniejsze może stanowić duże niebezpieczeństwo dla pracujących w kanałach i być przyczyną wypadków.

Dlatego instalowane w sieciach wewnętrznych tego rodzaju urządzenia, jak neutralizatory,

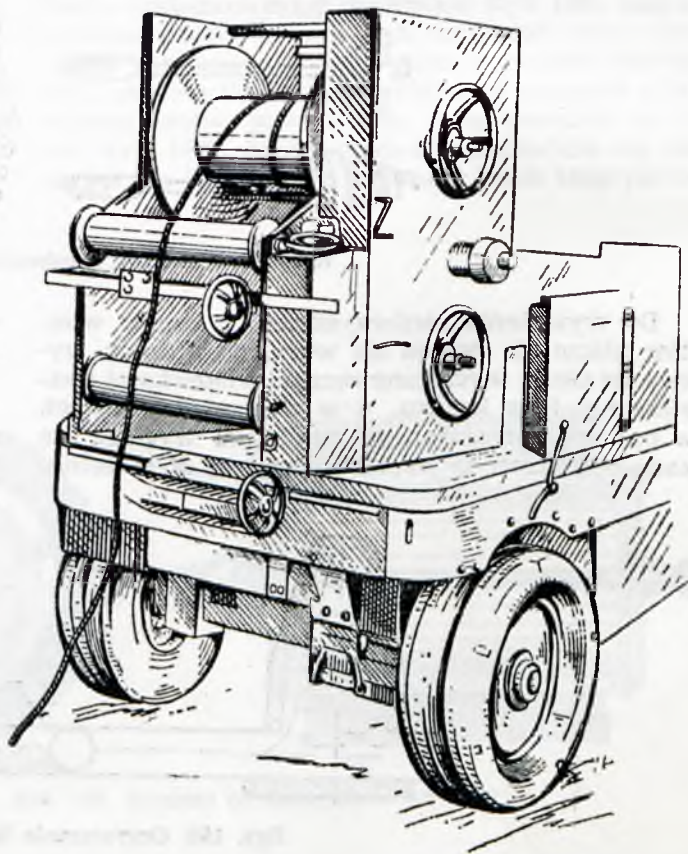
odbenzyniacle, odtłuszczacze, osadniki itp., muszą być pod stałą kontrolą.

Wytwarzające się nieraz wskutek gnicia osadów w kanałach gazy: siarkowódór, metan, dwutlenek węgla mogą również stanowić powody zatrucia robotników kanałowych.

Przy wszystkich pracach eksploatacyjnych należy przestrzegać surowo warunków bezpieczeństwa pracy.

Przed wejściem robotników do studni rewizyjnych i kanałów muszą one być należycie przewietrzone w sposób naturalny przez otwarcie kilku sąsiednich włazów, lub w sposób sztuczny — odpowiednimi wentylatorami ruchomymi. Sprawdzone musi być również, czy w kanale nie ma gazów trujących lub łatwo zapalnych. W przypadku stwierdzenia niebezpieczeństwa zastosować trzeba odpowiednie środki zaradcze.

Grupa robocza rewidująca kanał musi się składać przynajmniej z 3 robotników. Jeden z nich pozostaje u góry przy włazie, drugi schodzi do włazu, a trzeci do kanału. Na dół nie może schodzić jednocześnie 2 robotników. Wymagane to jest ze względu na zabezpieczenie rewidującego kanał.



Rys. 192. Samochód z silnikiem poruszającym bęben do nawijania liny

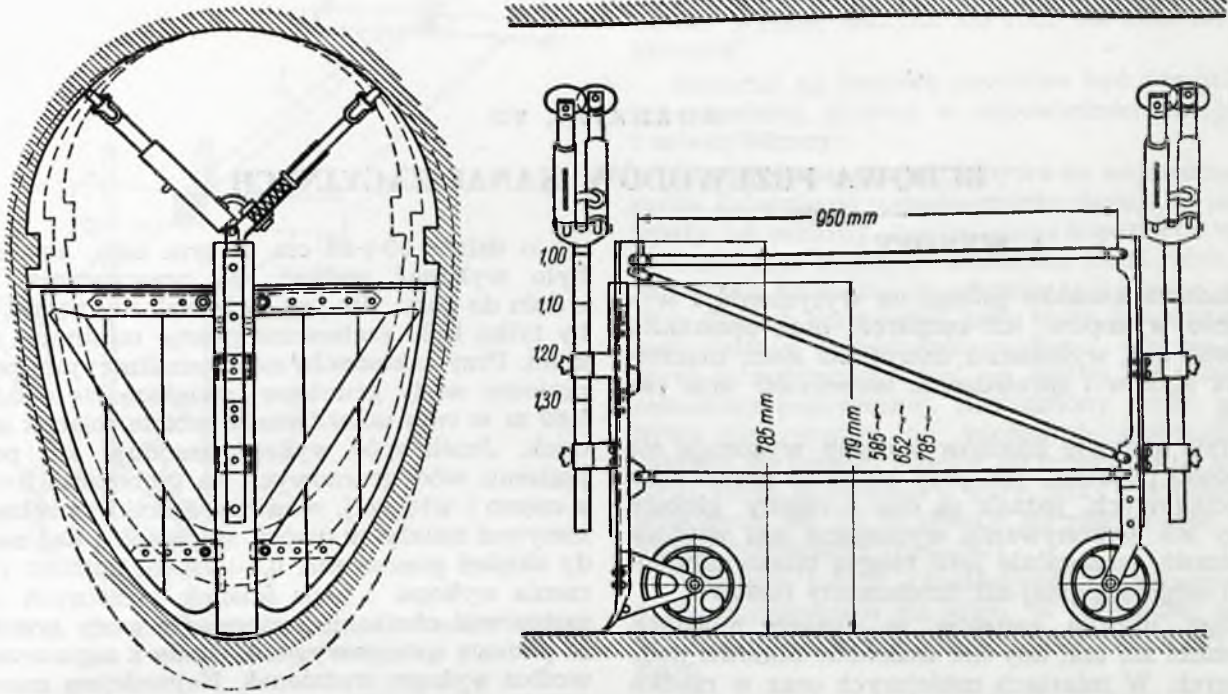
Do kanału nie wolno wchodzić z odkrytym płomieniem, nie wolno również palić w kanałach. Lampy akumulatorowe, stosowane do oświetlenia, mogą mieć napięcie najwyżej 12 V.

Robotników kanałowych powinno się dokładnie pouczyć o zachowaniu warunków bezpieczeństwa. Muszą oni mieć zapewnioną specjalną odzież

ochronną (buty skórzane, nieprzemakalne ubrania i nakrycia głowy).

Po skończonej pracy zdjętą odzież oddaje się do wysuszenia. Szatnie muszą być połączone z ką-

przepływu ścieków oraz pomiary osadów i ustalać przyczyny wytwarzania się osadów (zbyt małe spadki lub napełnienia, specjalny skład ścieków itp.).

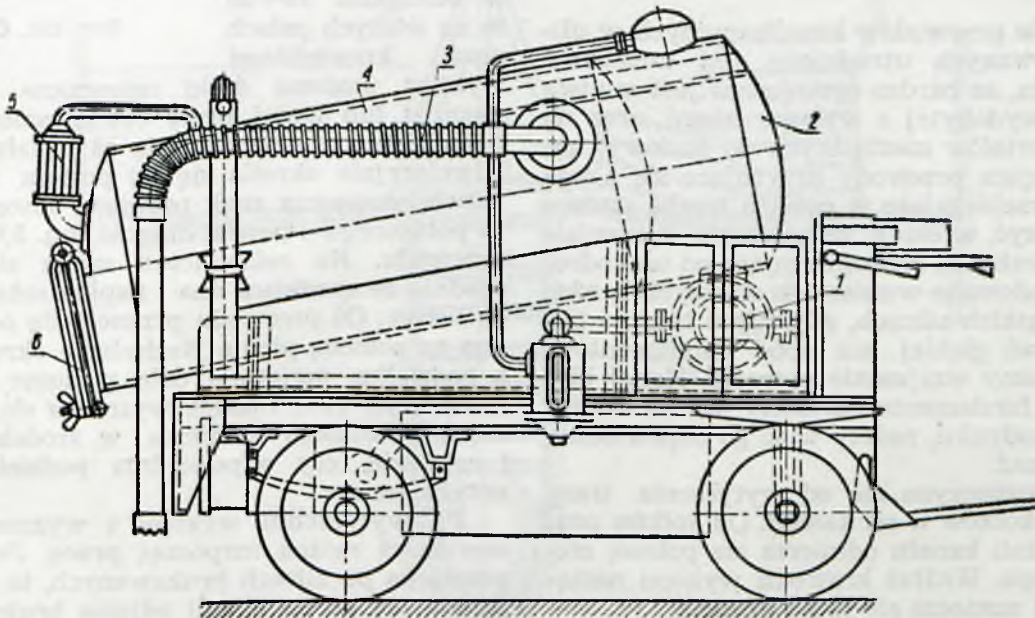


Rys. 193. Tarcza oczyszczająca na wózku

pieliskiem. Wszyscy robotnicy kanałowi powinni mieć zapewnioną stałą opiekę lekarską.

Oprócz normalnego okresowego przeglądu kanałów powinno się wykonywać w sieci różne ba-

Ważne jest ustalenie, czy i w jakich warunkach sieć pracuje pod ciśnieniem; posłuży to do sprawdzenia założeń przyjętych w celu ustalenia przepływów.



Rys. 194. Wóz o napędzie elektrycznym z urządzeniem do wysysania zanieczyszczeń z komór wpustów ulicznych
1 — pompa, 2 — zbiornik wody czystej, 3 — przewód ssawny, 4 — zbiornik osadów, 5 — wskaźniki napełnienia, 6 — zamknięcie

dania w celu ustalenia warunków pracy sieci. Szczególnie należy prowadzić stałe obserwacje napełnień kanałów (ślady napełnienia najłatwiej spostrzec w studniach rewizyjnych), prędkości

Również należy zwrócić uwagę na utrzymanie w należytym stanie i w komplecie rysunków rewidycyjnych sieci. Rysunki te należy starannie i ciągle aktualizować i uzupełniać wszelkiego rodzaju zapiskami, charakteryzującymi stan kanałów.

BUDOWA PRZEWODÓW KANALIZACYJNYCH

1. WYKOPY

Budowa kanałów polega na wytyczeniu i wykonaniu wykopów, ich rozparciu 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 przy ich wykonywaniu wymagana jest większa ostrożność, szczególnie jeśli będą blisko zabudowań i sięgają głębiej niż fundamenty budowli.

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

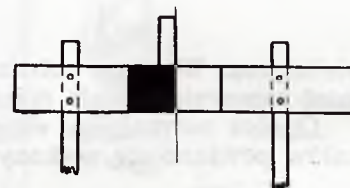
Wykonanie przewodów kanalizacyjnych w ulicach zabudowanych utrudnione jest częstokroć z tego powodu, że bardzo ograniczone jest miejsce na złożenie wydobytej z wykopu ziemi oraz na złożenie materiałów niezbędnych do budowy; następnie istniejące przewody krzyżujące się z wykopem lub przebiegające w pobliżu trzeba starannie zabezpieczyć, wreszcie, że konieczne są specjalne środki ostrożności zabezpieczające od uszkodzenia domy fundowane 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 kanału. Od kołków prostopadle 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 razie budowy kanału z gotowych elementów. W przypadku głębokich wykopów i małych wymiarów przewodów szerokość wykopu powiększa

się o dalsze 50÷60 cm w tym celu, aby można było wykonać podłogi do przetrzucania 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 zwiększa się o 0,50 do 0,60 m w celu umożliwienia wbicia ścianek szczelnych. Jeżeli spód wykopu znajduje się poniżej poziomu wód gruntowych na głębokości 3÷4 m, a często i większej, wówczas ścianki szczelne wykonywać należy w dwóch stopniach i dać na każdy stopień poszerzenie 0,5÷0,6 m. Zamiast poszerzenia wykopu i bicia ścianek szczelnych lepiej zastosować obniżenie zwierciadła wody gruntowej za pomocą 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 wbitych palach poza krawędziami



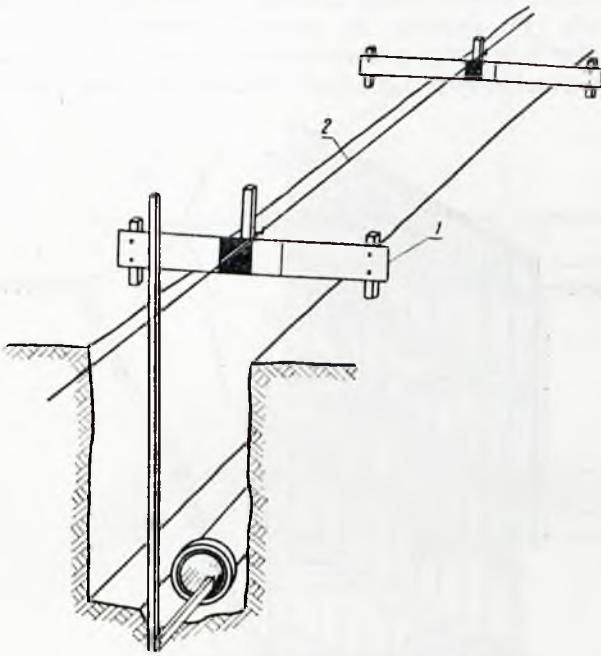
Rys. 195. Celownik

wykopu poziome deski celownicze. Za pomocą gwoździ lub lepiej przez ostrze umocowanej na desce listwy uwidacznia się oś kanału (rys. 195). Niwelacyjnie określa się jej poziom i na każdej listwie umieszcza znak podający odstęp od punktu położonego o pewną długość (np. 5,0 m) od dna przewodu. Na celownicach wbija się gwoździe zgodnie ze spadkiem dna i napina sznur od listwy do listwy. Oś przewodu przenosi się od sznura do dna za pomocą pionu. Nachylenie określa się łąką z podziałką mającą u dołu poziome prostopadłe ramię (rys. 196). Spadek 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, to sznur pozostawia się aż do chwili zdjęcia bruku. W przypadku niebrukowanych ulic 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.) należy złożyć w przymy, aby nie zmieszał się z wyrzucaną ziemią z wykopu.

Rozbiórkę nawierzchni przeprowadza się na szerokości większej niż wykop. Zapobiega to obrywaniu się krawędzi bruku i jego wpadaniu do



Rys. 196. Ustalanie nachylenia osi kanału
1 — celownik, 2 — sznur

wykopu. Ziemię wydobywaną składa się w ten sposób, aby od krawędzi wykopu do spodu nasypu zostawał wolny pas o szerokości 0,5–0,7 m,

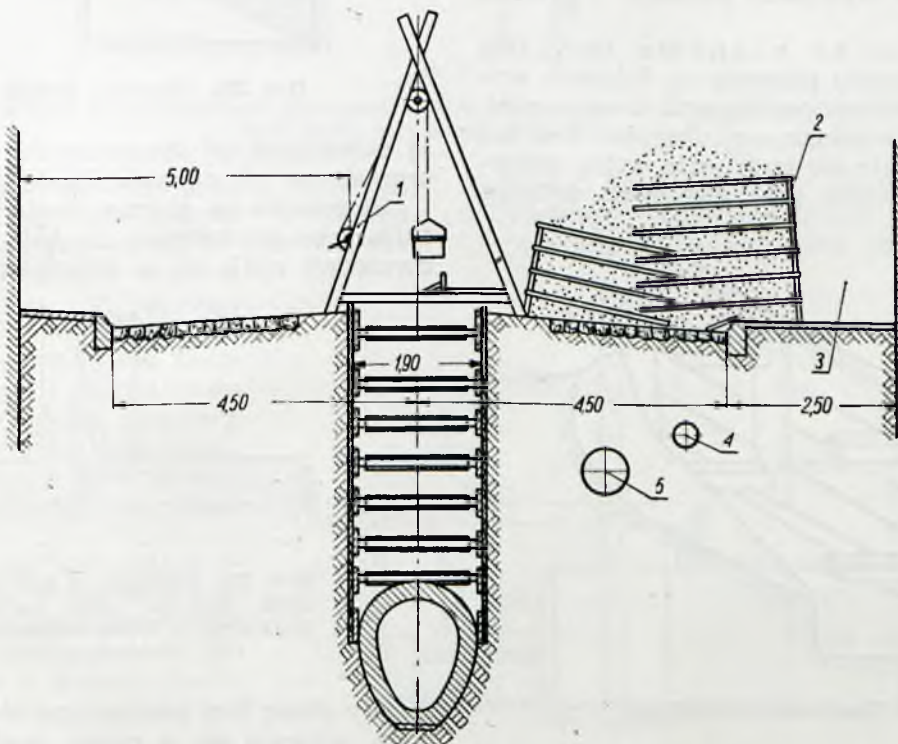
Przed przystąpieniem do wykonywania robót należy z góry wyznaczyć miejsce składania materiałów, kamieni z rozbiórki nawierzchni i ziemi wyrzucanej z wykopu, pozostawiając dostatecznie szeroki pas konieczny na przejście dla pieszych i przejazd pojazdów. W przypadku gdy ulice są bardzo wąskie, zamyka się ruch na czas budowy kanałów.

Materiał na budowę powinien być przywieziony wcześniej, złożony w odpowiednich miejscach i zabezpieczony.

Rozluźnianie gruntu odbywa się najczęściej ręcznie. Zależnie od rodzaju gruntu stosuje się szufle, łopaty lub oskardy. Zastosowanie koparek do wydobywania mas ziemnych zmniejsza koszt robót, może jednak wchodzić w rachubę tylko przy wykopach dużych rozmiarów, przy czym konieczne jest tego rodzaju wzmocnienie wykopu, aby na dłuższych przestrzeniach był on wolny od wszelkiej zabudowy poprzecznej. Rozluźniony grunt wydobywa się ręcznie; na większych głębokościach ustawia się podłogi z desek do przetrzucania odspojonej ziemi stopniowo w górę. Przy głębokościach większych niż 2,5 m stosuje się mechaniczne urządzenia podnoszące (rys. 197).

Wykopy trzeba obudowywać i zabezpieczać przed obrywaniem się ścian. W zależności od rodzaju gruntu trzeba ustalić rodzaj obudowy wykopu.

Obudowa wykopu składa się z desek lub bali, rozpór (krokwi), krótkich kawałków drewna ułożonych od ściany do ściany, oraz podkładek —



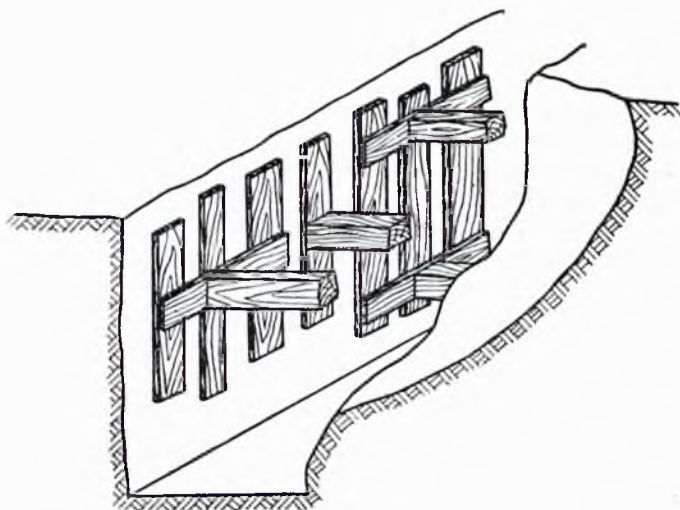
Rys. 197. Wydobywanie ziemi z większej głębokości
1 — winda, 2 — bale drewniane z przybitymi łątami, 3 — przejście, 4 — przewód gazowy, 5 — przewód wodociągowy

umożliwiający przechodzenie wzdłuż wykopu. Należy unikać zasypywania rynsztoków. Pokrywa się je deskami tak szczelnie, aby sypana ziemia nie mogła się dostawać do rynsztoka.

desek lub bali — przenoszących obciążenie z desek obudowy na rozpory. Na obudowę stosuje się deski (bale) świerkowe lub sosnowe o grubości 40÷75 mm i długości 4÷4,5 m. Na rozpory stosuje

się okrągłaki średnicy 13÷16 cm i większej, w zależności od szerokości wykopu. Zamiast zwykłych rozpór stosuje się na większych budowach rozpory stalowe lub drewniane z butami stalowymi.

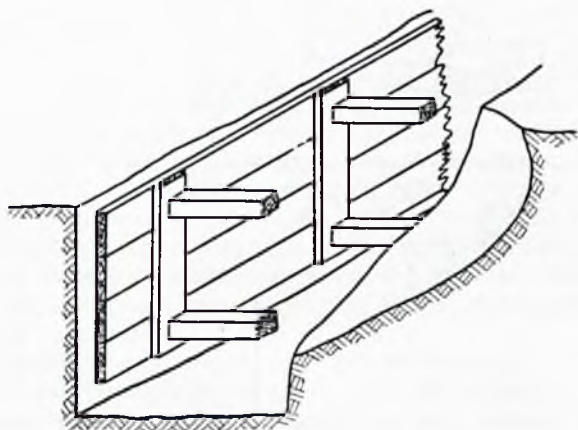
Obudowa luźna pionowa składa się z par pionowych desek, umieszczonych po przeciwnych stronach wykopu i przytrzymywanych dwiema rozporami. Przerwy między deskami zależą od rodzaju gruntu. Pionowe deski mają przekrój 5 × 10 mm. Tego rodzaju obudowy powinno się



Rys. 198. Obudowa lekka pionowa

używać jedynie w wykopach płytkich i gruncie zwartym.

Obudowa lekka pionowa (rys. 198) polega na umieszczaniu pionowo na ścianach wykopu desek z krótkimi podciągami i rozporami. Deski mogą być niejednakowej długości. Ten rodzaj obudowy stosuje się w gruncie, który utrzymuje się bez obrywania przy głębokości wykopu 0,9÷1,5 m.



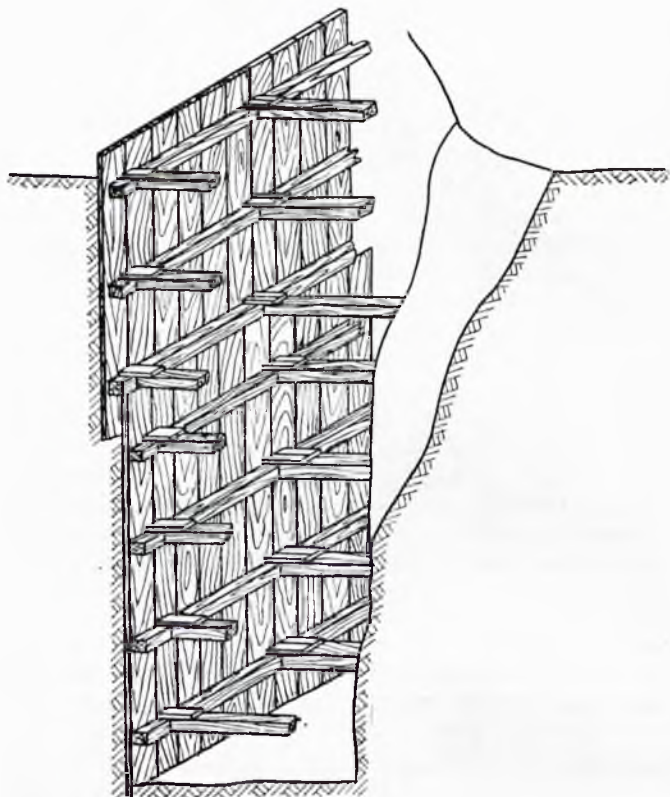
Rys. 199. Obudowa skrzynkowa

Obudowa skrzynkowa (rys. 199) składa się z poziomych desek i pionowych podkładek z jedną lub większą ilością rozpór na każdą parę podkładek.

Obudowa zwarta pionowa (rys. 200) jest najmocniejsza, lecz zarazem najbardziej kosztowna i pracochłonna. Stosowana jest w wykopach głębokich wykonywanych w gruncie luźnym

i tam, gdzie trzeba się liczyć z możliwością pojawienia się wody gruntowej.

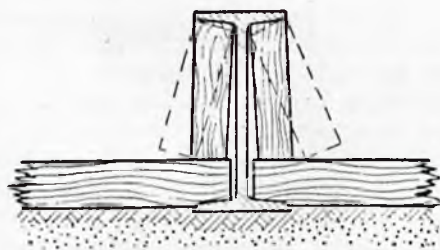
Gdy spodziewany jest większy napływ wody, zamiast desek (bali) można użyć ścianek szczelnych. Po dojściu do poziomu wody gruntowej, ażeby móc dalej prowadzić wykop, wbija się ściankę szczelną (np. Larsena). Ścianki stalowe Larsena



Rys. 200. Obudowa zwarta pionowa

są mocniejsze od drewnianych, bardziej szczelne oraz można ich używać kilkakrotnie.

Stosowane są również belki dwuteowe, które służą jako prowadnice dla bali (rys. 201). Belki dwuteowe wbija się w odległości 2÷3 m tak, aby



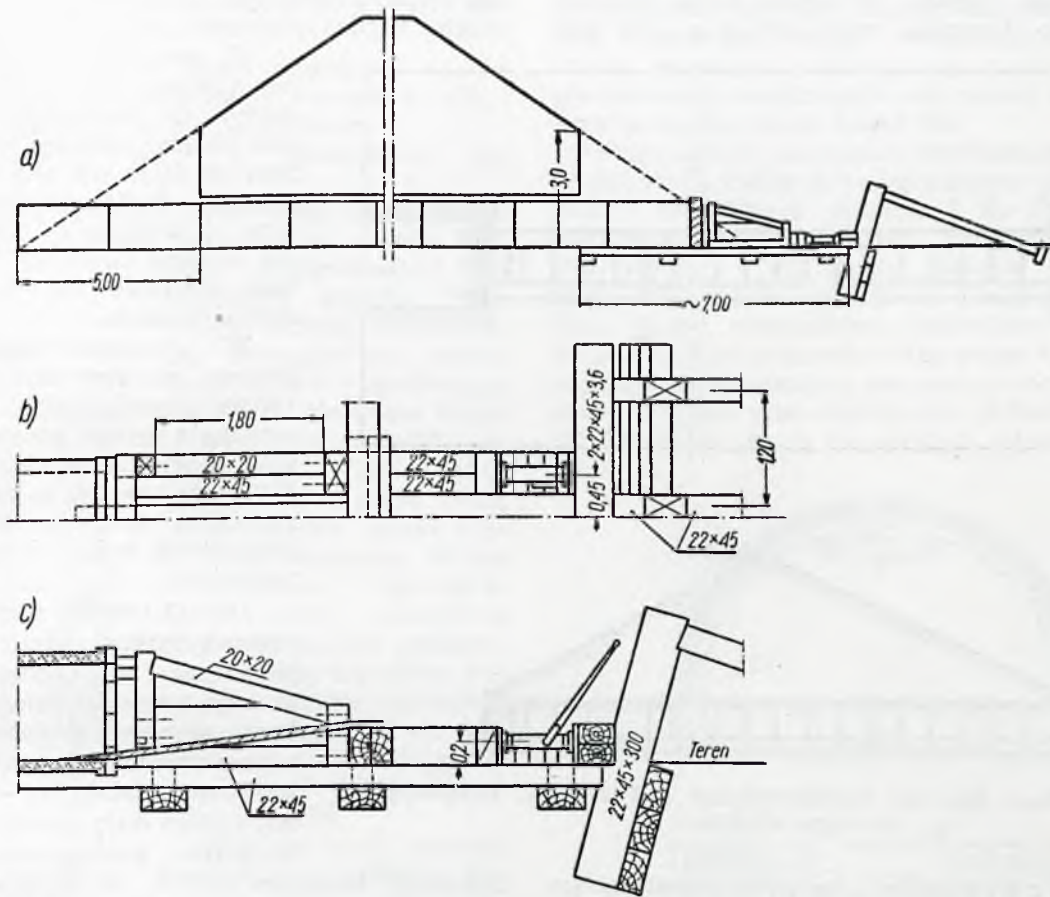
Rys. 201. Obudowa z bali drewnianych wykopu przy zastosowaniu prowadnic z belek stalowych dwuteowych

sięgały około 2 m poniżej dna wykopu. Pomiędzy belki wstawia się w miarę pogłębiania wykopu drewniane bale i rozpiera o półkę dźwigara. Podczas zasypywania wykopu wyjmuje się kolejno poszczególne bale, a następnie wyciąga belki.

Przewody kanalizacyjne można układać w otwartym wykopie aż do głębokości 10 m i większej bez specjalnych trudności. Przy większych głębokościach stosuje się tunelowy sposób budowy kanałów.

Poniżej pewnej głębokości sposób tunelowy staje się tańszy od wykonania wykopu jako otwartego. Sztwywnych norm nie da się naturalnie usta-

0,50÷2,00 m. W zasadzie używa się rur żelbetowych bezkielichowych. Spoiny na stykach poszczególnych odcinków wypełnia się zaprawą ce-



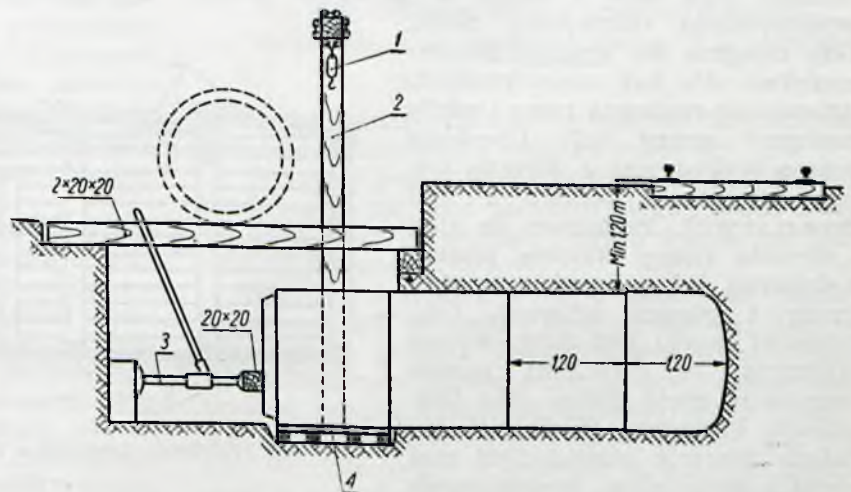
Rys. 202. Budowa przewodu kanalizacyjnego sposobem wciągania: a) przekrój podłużny, b) rzut poziomy, c) przekrój przez urządzenie wciągające

lić. Na wysokość kosztów duży wpływ ma rodzaj gruntów oraz całość miejscowych warunków. Orientacyjnie można powiedzieć, że przy głębokości wykopu 8÷10 m koszty wykonania nie będą wyższe. Wobec tego przy głębokościach większych niż 8 m należy przez porównanie kosztów sprawdzić, który z dwóch sposobów jest tańszy. Sposób tunelowy można stosować również w przypadku, gdy dno przewodu podziemnego biegnie pod zwierciadłem wody gruntowej.

W przypadku skrzyżowania z liniami kolejowymi wykonanie wykopu otwartego nie przedstawia trudności nie do pokonania, jednak jest bardzo utrudnione z powodu ruchu pociągów itp. Zaleca się wówczas sposób tunelowy.

Za granicą rozpowszechniło się bardzo wykonywanie odcinków kanałów pod torami kolejowymi, ulicami lub drogami za pomocą wciągania rur (rys. 202, 203, 204); praktyka wykazała, że wciąganie rur jest mniej kosztowne od układania przewodów w wykopie otwartym lub tunelu. Stosuje się je przy wymiarach średnic od

mentową. Rury zbroi się odpowiednio do przewidywanego obciążenia stałego oraz ruchomego (przy przelocie pociągów lub pojazdów).



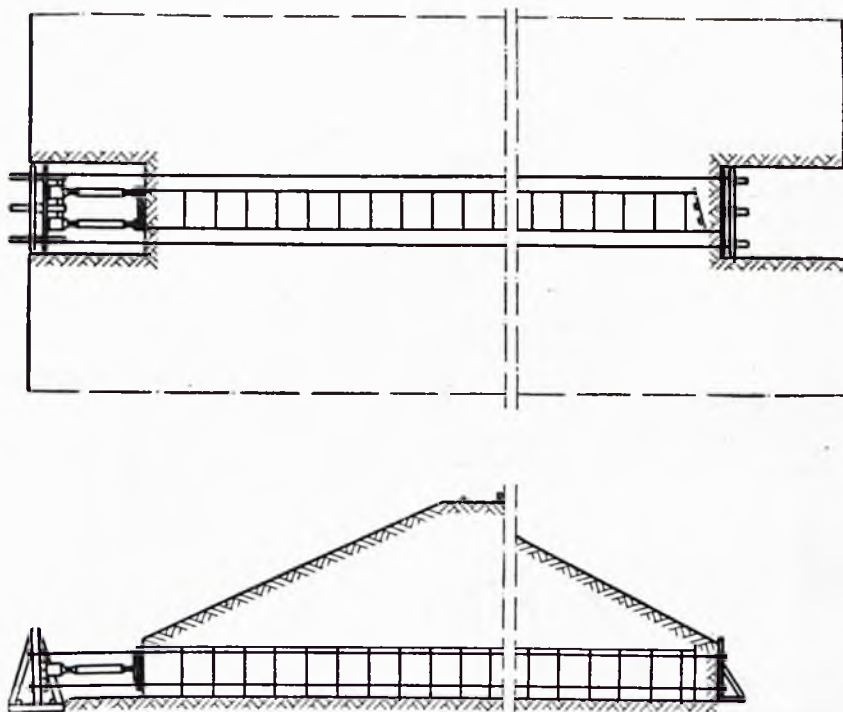
Rys. 203. Budowa przewodu kanalizacyjnego sposobem wciągania
1 — dźwig, 2 — dwa słupy 20 × 20, 3 — dwie windy, 4 — podłoga

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

W przypadku budowy wykopu sposobem tune-

lowym — wykop trzeba prawie zawsze natychmiast obudować. Tylko w mocnej skale obudowa jest zbędna. Wykonuje się wówczas wykop przez wystrzeliwanie kształtu przekroju, odpowiadającego obrysowi kanału. W czasie takiej budowy trzeba tunele starannie przewietrzać w celu usu-

Budowę rozpoczyna się od wykonania w określonych odstępach pionowych szybów (rys. 206, 207), które służą do zejścia do tunelu oraz do usuwania wydobywanego materiału ziemnego i dostarczania materiałów budowlanych. Szyby takie trzeba bardzo starannie obudować.



Rys. 204. Budowa przewodu kanalizacyjnego pod nasypem kolejowym sposobem włączania

W gruntach luźnych stosuje się czasami sposób budowy podobny do opisanego włączania rur. Stalowy płaszcz z tnącym nożem od czoła wpvcha się w grunt prasami hydraulicznymi, wspartymi o wykonane ściany kanału lub o silną obudowę tunelu. Wykop prowadzi się u przedniego ostrza płaszcza.

W gruntach nawodnionych płaszcz zamyka się przy końcu tarczą tworząc rodzaj kesonu. Do osuszania gruntu stosuje się sprężone powietrze wyciskające wodę. Wybudowana musi być wówczas specjalna komora, przez którą przechodzą ludzie i przewozi się materiały.

Jest to metoda tunelowania za pomocą tarczy. Metoda ta, udoskonalona w bardzo wysokim stopniu przez inżynierów radzieckich, stanowi obecnie najwyższy wyraz zmechanizowania robót tunelowych. Zaleta jej — to przede wszystkim duży postęp robót (maksymalny postęp osiągnięty przy robotach kanalizacyjnych w Moskwie wynosi 18,4 m w ciągu doby, a 8,28 w ciągu zmiany).

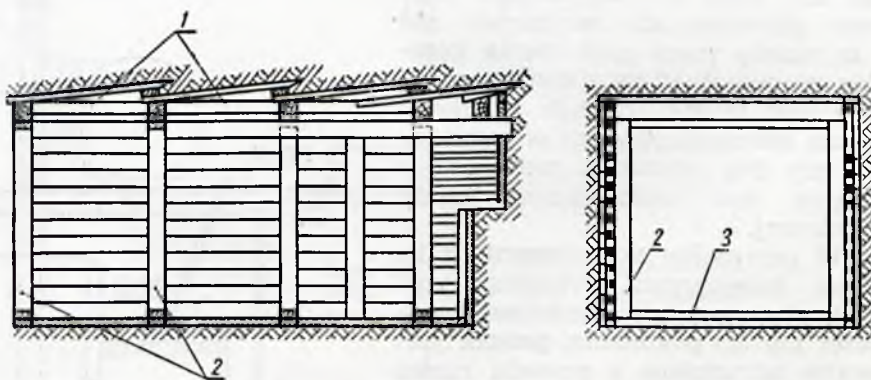
Stosując metodę tarczową można prowadzić roboty na małej głębokości pod powierzchnią bez wstrzymywania ruchu i bez naruszania jezdni lub obiektów, pod którymi się przechodzi. Można również za pomocą tarczy prowadzić roboty na dużej głębokości; przez budowę głębokich kana-

nięcia dymu z wystrzałów oraz pyłu, powstającego podczas wiercenia otworów strzelniczych.

W słabszych skałach wskazana jest obudowa, niezbędna zaś jest w gruncie luźnym.

Wówczas wykonuje się obudowę przez ustawienie ram, opierając na nich płaszcz obudowy.

W gruncie luźnym bale płaszcza ustawia się ukośnie (rys. 205) i wbija w grunt w miarę wydobywania odspojonej ziemi. Gdy osiągnie się granicę bezpieczeństwa dla bali niepodpartych, ustawia się następną ramę i wbija następny szereg bali. Obudowę można wykonywać z drewna (ramy drewniane, płaszcz z bali drewnianych), częściowo ze stali i drewna (ramy stalowe, płaszcz z drewna), lub całkowicie ze stali (ramy i płaszcz stalowe). Gdy przekrój tunelu jest duży, wykop wykonuje się częściami, przede wszystkim część górną, jako tzw. sztolnię kierującą. W długich tunelach przewóz odspojonych mas ziemi i materiałów budowlanych odbywa się małymi wagonikami na szynach. Kanały w tunelach o mniejszych przekrojach wykonuje się z cegły, kanały zaś o przekrojach większych — z betonu lub żelbetu. Przestrzeń pomiędzy kanałem i ścianami wykopu wypełnia się betonem lub starannie ubijanym materiałem ziemnym.



Rys. 205. Obudowa drewniana wykopu przy tunelowym sposobie wykonania
1 — dyle, 2 — ramy, 3 — rozpory

łów można uniknąć pośredniego pompowania ścieków.

Najmniejsza stosowana średnica tarczy wynosi 1,49 m. Przy systemie tarczowym na przodzie prowadzi się roboty ziemne, z tyłu tarczy pod osłoną płaszcza wykonuje się obudowę za pomocą seg-

mentów tworzących przewód. W tak wytworzonej obudowie można również w razie potrzeby wykonać odpowiednie koryta lub ułożyć przewód zamknięty.

Kolejność robót przy systemie tarczowym jest następująca:

1) zagospodarowanie placu budowy i roboty przygotowawcze — wykonanie szybów w odpowiedniej obudowie z całym osprzętem,

2) opuszczenie tarcz i ustawienie ich w przodku.

W gruntach nawodnionych przed wykonaniem szybów i rozpoczęciem tunelowania należy najpierw przeprowadzić odwodnienie gruntu. Przy bardzo silnym nawodnieniu prowadzi się roboty przy użyciu sprężonego powietrza. Na trasie tunelu wykopuje się szyb początkowy, przez który opuszczamy tarczę oraz szyb końcowy, przez który tarczę usuwamy. W celu ułatwienia i przyspieszenia robót, szczególnie przy mniejszych przekrojach buduje się szyby pośrednie. Szyby pośrednie wykorzystuje się do budowy w nich uzbrojenia kanałowego: włazów, wentylatorów itd.

Również przy zmianie kierunku w planie konieczna jest budowa szybu pośredniego.

Następnie przystępuje się do robót zasadniczych.

Urobek ziemi na przodku może odbywać się ręcznie lub mechanicznie w różny sposób. Mechaniczny urobek przyspiesza postęp robót. Transport ziemi z przodka, zarówno poziomy wzdłuż tunelu jak i pionowy w szybach, jest również zmechanizowany.

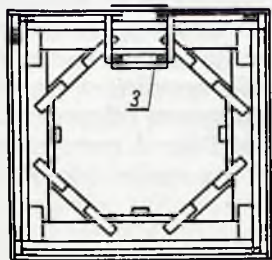
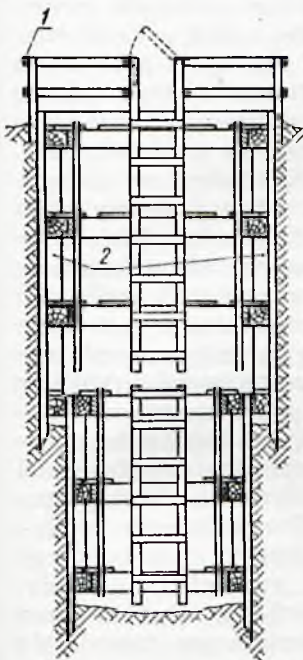
Przesuwu tarczy dokonuje się za pomocą dźwigników o napędzie hydraulicznym. Dźwigniki opierają się o wykonaną obudowę tunelu.

Obudowa składa się z prefabrykowanych bloków betonowych, ceramicznych lub kamiennych. W niektórych przypadkach używa się na obudowę pierścieni żeliwnych (tubingów). Po przesunięciu tarczy między obudowę i grunt należy wtłoczyć zaprawę cementową. Do tłoczenia zaprawy używa się aparatów o działaniu pneumatycznym lub mechanicznym (pompy). Szczelne wypełnienie przestrzeni za obudową konieczne jest w celu uzyskania równomiernego rozłożenia nacisku gruntu na obudowę, zabezpieczenia obudowy przed deformacją i przed osiadaniem gruntu

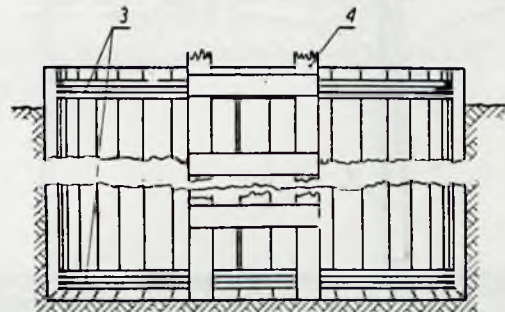
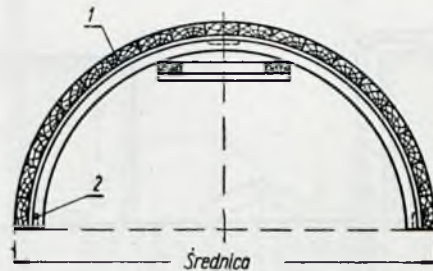
tu nad tunelem. Prócz tego wtłoczona zaprawa przyczynia się do uszczelnienia obudowy i zmniejszenia filtracji wody gruntowej.

W gotowym tunelu wykonuje się roboty wykończeniowe. Do nich należą: uszczelnianie otworów, tynkowanie ścian, wykonanie w razie potrzeby płaszcza izolacyjnego i wewnętrznego pierścienia ceramicznego lub nawet żelbetowego, wykonanie koryt na ścieki itd.

Przy daleko posuniętej mechanizacji ilość zatrudnionych robotników ograniczona jest do minimum. Na zmianie pracuje 4 do 5 robotników dołowych (przy urabianiu przodka, przesuwaniu tarczy i układaniu bloków 2—3 ludzi, przy transporcie gruntu i bloków — 2 ludzi), grupa robotników-mechaników w składzie 3 ludzi i 1 elektromonter oraz grupa 4 ludzi, która zajmuje się tłoczeniem zaprawy za obudowę. Personel inżyniersko-techniczny składa się z mistrzów zmianowych (na każdym odcinku), mecha-



Rys. 206. Obudowa szybu o przekroju kwadratowym łączącego wykop podziemny z powierzchnią terenu
1 — ogrodzenie, 2 — słupy, 3 — drabinka



Rys. 207. Obudowa szybu o przekroju kołowym
1 — odeskowanie, 2 — pierścieniowe rozpory, 3 — pierścienie, 4 — drabinka

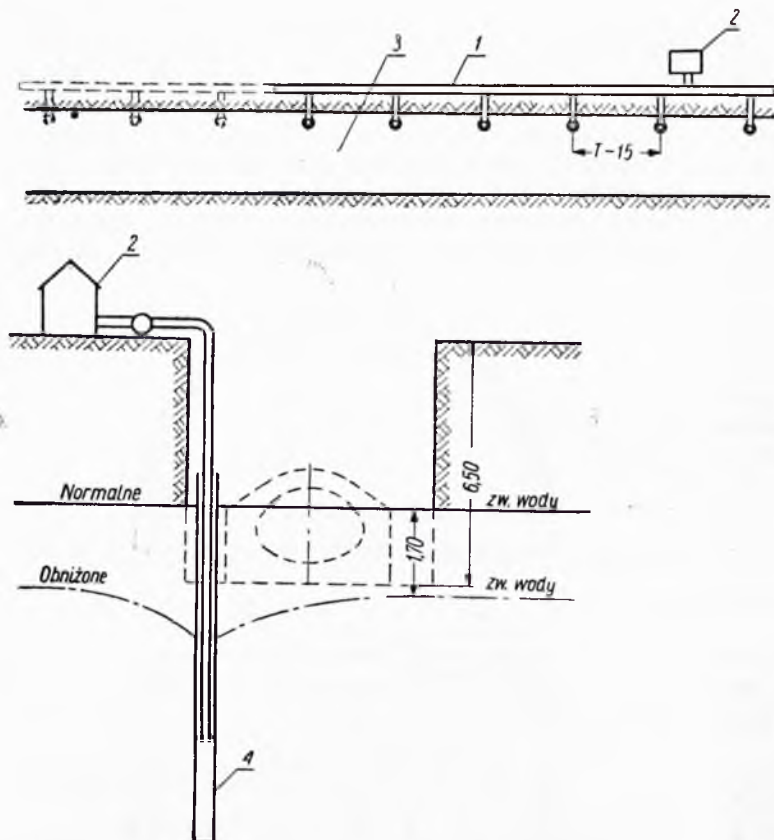
nika, mierniczego (nieraz po jednym na kilku odcinkach) i kierownika odcinka robót¹⁾.

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

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, jednak warunki pracy w wykopie są znacznie gorsze, choć z uwagi na koszty odwodnienia stosowany jest on powszechnie. W gruncie piaszczysto-żwirowatym przy zwykłym odeskowaniu stosować go można aż do głębokości zanurzenia się pod zwier-

¹⁾ Patrz I. M. Mones: Zastosowanie tarcz małej średnicy do budowy miejskich budowli podziemnych, PWT Warszawa 1953.

ciadło wody gruntowej 0,3 m. W gruncie gliniastym można osuszać wykop powierzchniowo nawet i przy większej różnicy poziomów pomiędzy zwierciadłem wody gruntowej a dnem wykopu. Przy odeskowaniu wykopu ściankami szczelnymi można iść na ogół dość głęboko, jednak ze względów technicznych i gospodarczych ma to swoje granice. W przypadku wcinania się głębokiego w silnie wodonośne warstwy zwalczanie dopływu wody w sposób powierzchniowy nie osiąga skutku,



Rys. 208. Obniżenie zwierciadła wody gruntowej za pomocą studni przy budowie kanału w otwartym wykopie
1 — przewód ssawny, 2 — pompy, 3 — wykop, 4 — studnia

wówczas stosować należy obniżenie zwierciadła wody gruntowej przez pompowanie wody z szeregu studzienek biegnących równoległe do linii kanału. Sposób ten choć kosztowny ma tę zaletę, że zapewnia możliwość prowadzenia pracy w całkowicie suchym wykopie.

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 tłuczniem. Wykop należy prowadzić tak, by zawsze istniał odpływ wody do niżej położonego miejsca, skąd się ją później czerpie. Z zagłębień na smoki (studzienki), które zakłada się w odstępach zależnych od napływu wody, wypompowuje się wodę pompami, uruchomianymi ręcznie lub za pomocą silników. Istnieje niebezpieczeństwo unoszenia przez wodę drobniejszych cząstek gruntu powodujące jego rozluźnienie. Szczególnie jest to groźne, jeśli przecięte zostaną źródlika w piasku lub kurzawka, która może zacząć się poruszać pod wpływem ciśnienia wody gruntowej. Przez wbicie

ścianek szczelnych utrudnia się dopływ z boku, jednak wypór od dołu pozostaje. Ułożenie siana lub słomy na dno wykopu, obciążenie żwirem lub ciężkim tłuczniem ułatwia stabilizację piasku i powoduje wznoszenie 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 sposób najprostszy ręcznie — wiadrami lub ręcznie poruszonymi pompami przeponowymi oraz tłokowymi albo pompami wirnikowymi, napędzanymi silnikami elektrycznymi lub spalinowymi.

Najdoskonalsze osuszenie wykopu robczego osiąga się przez obniżenie zwierciadła wody gruntowej czerpiąc ją w znacznym stopniu z szeregu studzienek założonych równoległe do wykopu tak, że zwierciadło wody gruntowej obniżone zostaje poniżej dna wykopu (rys. 208, 209). Praca odbywa się całkowicie w suchym wykopie i nie ma obawy wymywania drobniejszych cząstek gruntu. Niebezpieczeństwo dla okolicznych budowli istnieje tylko o tyle, że w niektórych rodzajach gruntu osuszenie przejściowe powoduje zmniejszenie objętości gruntu, wywołujące osiadanie. Tego rodzaju zjawiska możliwe są w gruntach ilastych i warstwach bagiennych. W takich przypadkach stosowanie ostatnio omawianego sposobu musi być starannie wypróbowane. Odstęp studzien dobiera się odpowiednio do napływu wody, rodzaju gruntu i pożądanego stopnia obniżenia zwierciadła wody. W przypadku obniżeń do 3÷4 m oraz gruntu piaszczysto-żwirowego stosuje się studnie średnicy 100÷150 mm w odległościach 8÷20 m. Najpowszechniej stosuje się studnie z filtrem siatkowym, którego rozmiar oczek dostosowuje się do rodzaju gruntu. Studnie łączy się wspólnym przewodem ssawnym prowadzącym od pompy. W miarę postępu robót filtr i rury studzienne wyciąga się i przenosi na czoło odcinka wykopu.

2. MONTAŻ PRZEWODÓW

Przy wykonywaniu wykopu należy zwracać uwagę, aby niepotrzebnie go nie rozszerzać lub nie zważać, gdyż w przypadku ubezpieczania ścian nadmierne zważenie wykopu powoduje następnie duże trudności i koszty.

Aby zabezpieczyć się przed przekopaniem się na zbyt dużą głębokość pozostawia się zwykle dno nie dokopane na 5÷10 cm, usuwając tę warstwę już w czasie układania przewodu. W ten sposób układa się przewód na gruncie nie naruszonym, co zmniejsza osiadanie powodujące rozluźnienie styków. W gruncie zwartym dno wykopuje się starannie według obrysu kanału, ażeby oszczędzić na odeskowaniu, ilości wykopanej ziemi i betonie. Jeżeli grunt nie utrzymuje się bez odeskowania, wówczas kanał muruje się lub betonuje pomiędzy odeskowaniem, a następnie wolną prze-

strzeń między kanałem i ścianą wykopu zapełnia się chudym betonem.

Przy wykonywaniu wykopów należy zwrócić uwagę na zabezpieczenie od uszkodzeń przewodów, które krzyżują się z wykopem. Przecięcie łopatą kabla elektrycznego czy pęknięcie przewodu gazowego może spowodować wypadki z ludźmi. Pęknięcie zaś przewodu wodociągowego może spowodować zalanie wykopu i powstanie dużych szkód.

Należy również zabezpieczyć się przed możliwością późniejszych zmian w niwelecie kanału z powodu jego osiadania. Może to zdarzyć się, jeżeli pod dnem kanału znajdują się warstwy ściśliwe, bagienne, torf itp. Gdy ich miąższość jest niewielka i sięga pod dno, wówczas usuwa się tę słabą warstwę, zastępując ją warstwą żwiru lub piasku, w niej zaś — umieszcza się dren. W pokładach niezbyt ściśłych układa się gotowe rury (betonowe) na deskach około 8 cm grubości, dając styk desek w połowie długości rury. W razie większej miąższości nie można uniknąć sztucznego fundowania.

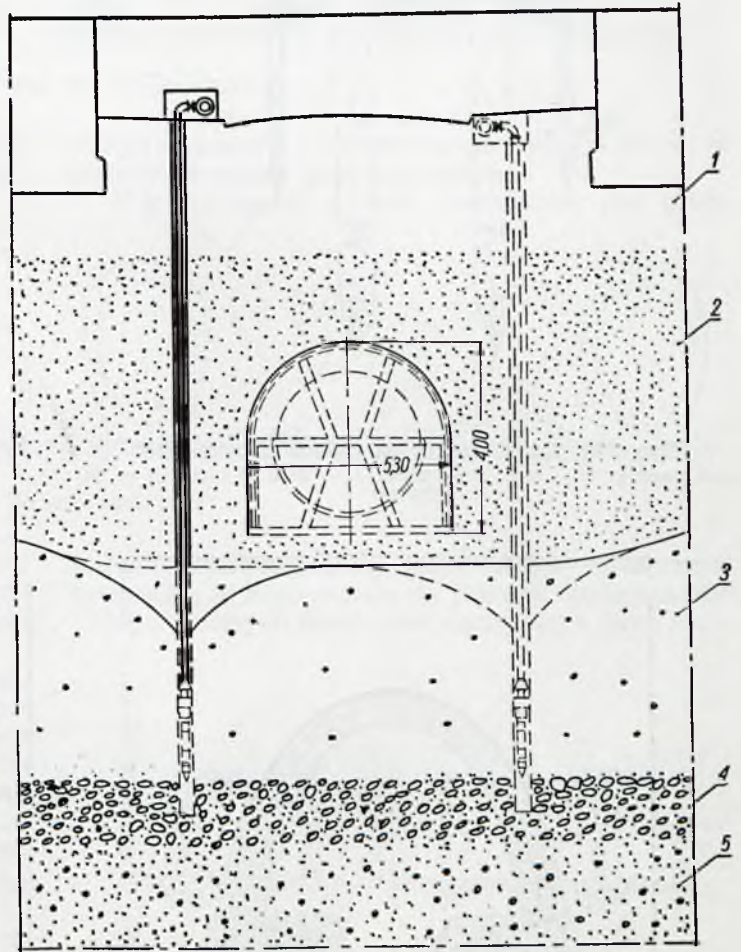
Rury kamionkowe o średnicy 450÷600 mm w gruntach suchych zabezpiecza się przed osiadaniem przez założenie pod nie fundamentu betonowego. Na odcinkach, gdzie możliwe jest duże obciążenie z góry, np. pod torami kolejowymi lub na terenie fabryk, rury kamionkowe obetonowuje się ze wszystkich stron, górę zaś zasypuje piaskiem do wysokości 0,5÷0,7 m ponad kluczem.

Przewody żelbetowe, mające zwykle większe rozmiary i ciężar, tylko w rzadkich wypadkach można układać bezpośrednio na dnie wykopu. Nawet w suchych gruboziarnistych gruntach daje się pod nie sztuczny podkład, w postaci warstwy żwiru lub tłucznia o grubości 0,10÷0,15 m. W gruntach przepuszczalnych z umiarkowanym dopływem wód gruntowych daje się podkład z warstwy tłucznia grubości 0,15÷0,20 m 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 przypadku silnego odpływu wody gruntowej daje się warstwę kamienia i zakłada drenaż. Pomiedzy warstwą kamienia i warstwą betonu umieszcza się rogożę umożliwiającą ubijanie betonu bez obawy jego przedostawania się do warstwy drenażowej.

W pewnych przypadkach, gdy musimy układać kanały w specjalnie ciężkich warunkach i warstwa betonowa na podkładzie z tłucznia lub kamienia nie zapewnia stałości przewodu, najkorzystniejsze będzie przeniesienie ciśnienia kanału na grunt przez fundament umieszczony na palach. Pale drewniane stosuje się wówczas, gdy konstrukcja nośna ma pozostawać stale pod wodą (rys. 210); stosuje się również pale żelbetowe (rys. 211). Oparcie w postaci rusztu stwarza się za

pomocą poprzecznych oczepów i podłogi z bali (rys. 212) lub w postaci płyty, w której zabetonowuje się głowy pali (rys. 213). W gruncie bagienym trzeba ochronić beton przed szkodliwym działaniem kwasów humusowych. W tym celu powierzchnie zewnętrzne pokrywa się warstwą asfaltu lub otacza asfaltową papą filcową. Można też stosować specjalne domieszki do betonu, uodporniające go przed wodami agresywnymi.

Przed ukończeniem wykopu należy ułożyć wzdłuż niego rury oraz materiał do uszczelnienia styków. Rury układa się zwykle prostopadle do



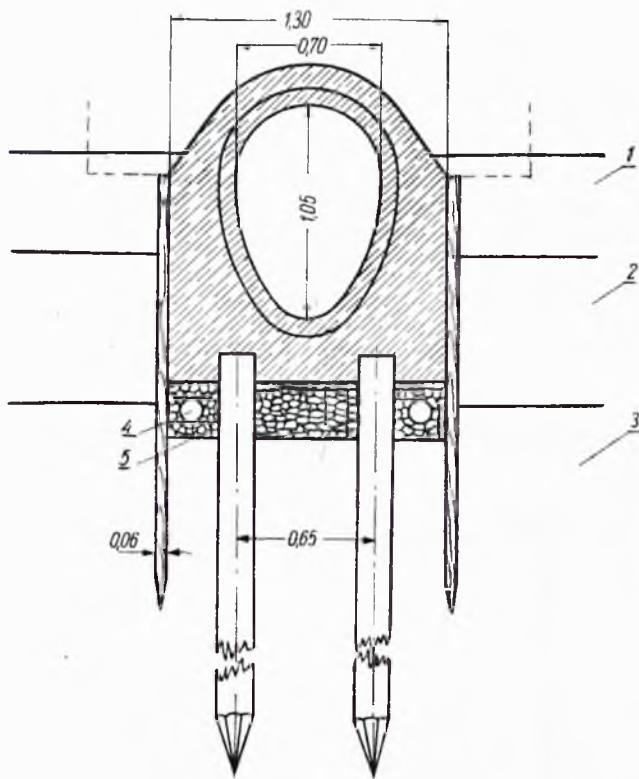
Rys. 209. Obniżenie zwierciadła wody gruntowej za pomocą studni przy budowie kanału sposobem tunelowym

1 — glina, 2 — gruby żwir, 3 — gruby żwir z kamieniem, 4 — grube rumowisko, 5 — gruby żwir z kamieniem i piaskiem

osi przewodu w celu zabezpieczenia ich przed spadaniem do wykopu.

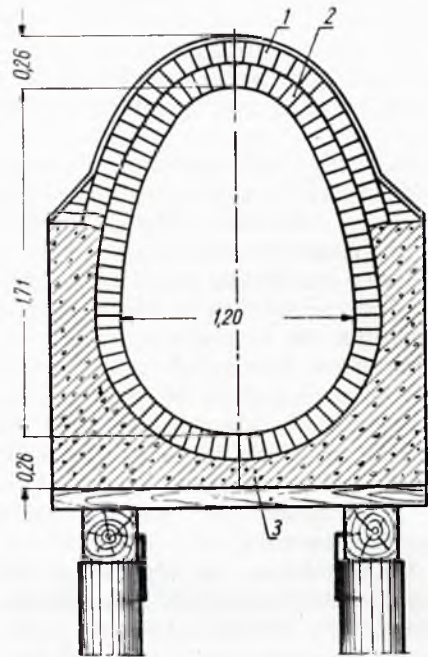
Przed ułożeniem w wykopie każdą rurę należy starannie zbadać, czy w czasie przewozu nie uległa uszkodzeniu. Rury uszkodzone odrzuca się.

Rury kanalizacyjne należy w czasie ładowania i wyładowywania oraz przewozu zabezpieczać przed uderzeniami. Przy przewozie kolejowym rury o mniejszych średnicach ładuje się ręcznie, większe — za pomocą urządzeń mechanicznych. Rury układa się równoległe do długości wagonu. Stawianie i układanie w poprzek powoduje przy uderzeniach pękanie rur. Gdy rury układa się w kilku warstwach, należy przedzielać je — naj-



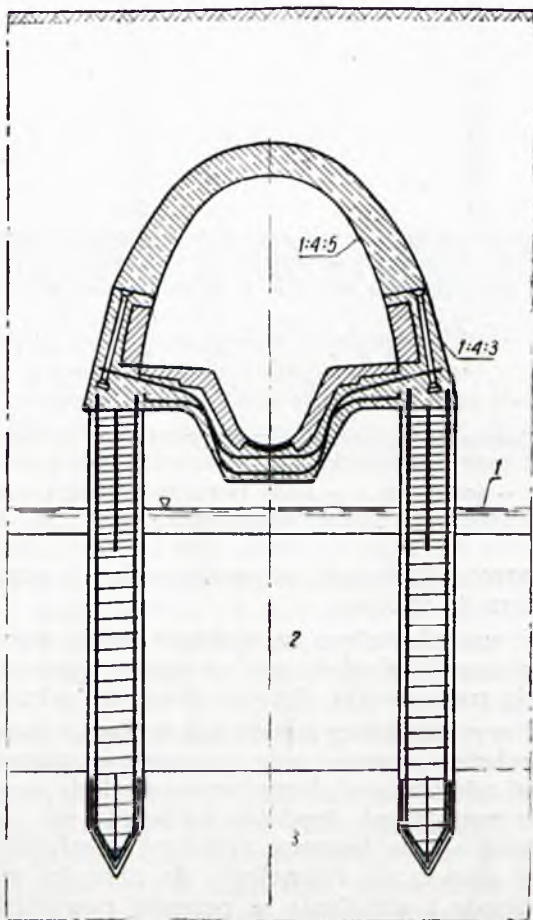
Rys. 210. Kanał oparty na palach drewnianych
 1 — narzut, 2 — torf, 3 — glina, 4 — dren ϕ 8 cm, 5 — kamienie

lepiej łąkami drewnianymi, kładzionymi prostopadłe do rur. Przy przewozie samochodami ciężarowymi należy rury zabezpieczyć przed uderzeniami o siebie¹⁾.

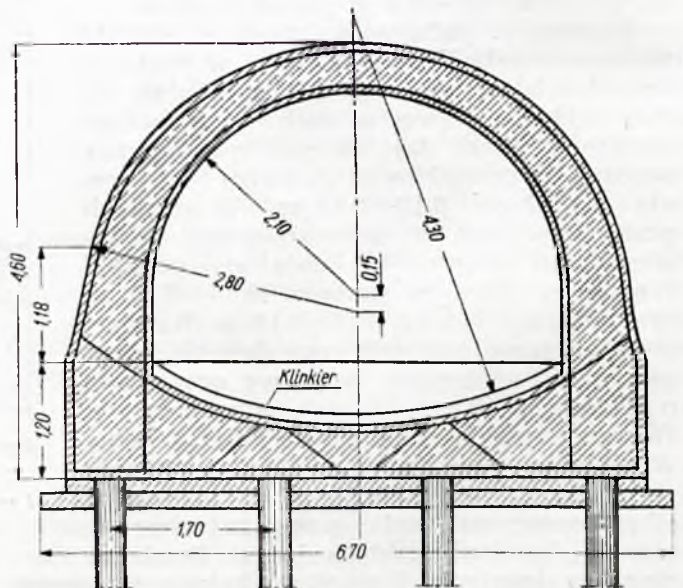


Rys. 212. Kanał na palach drewnianych przykrytych podłoga

1 — cegła silnie wypalona, 2 — klinkier, 3 — beton



Rys. 211. Kanał oparty na palach żelbetowych
 1 — poziom wody gruntowej, 2 — grunt bagnisty, 3 — żwir



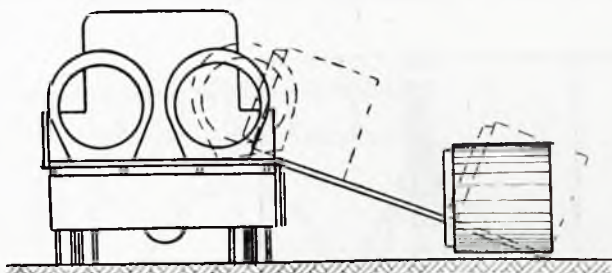
Rys. 213. Kanał na palach drewnianych zabetonowanych w płycie

W przypadku złego stanu dróg rury należy zabezpieczyć kawałkami drewna, odpowiednio umieszczonymi, a cały ładunek zabezpieczyć przed przesuwaniem się. Gdy brak przy wyładowywaniu dźwigów, zsuwa się rury po pochylni tworzonej z mocnej podłogi lub kantówek. Większe rury do-

¹⁾ Sposoby układania rur betonowych, żelbetowych itp. omówiono w pracy W. Bielickiego: Rury betonowe. BA, Warszawa 1954.

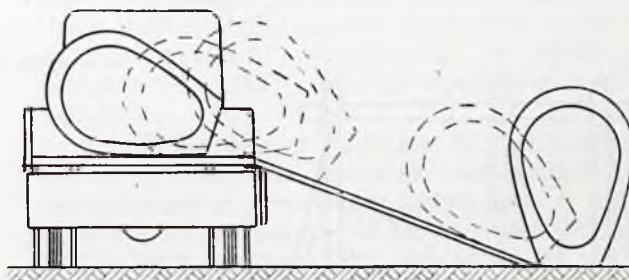
suwa się na wałkach i zsuwa powoli po pochylni w sposób wskazany na rys. 214.

Z miejsca wyładunku podwozi się je do wykopu najlepiej na taczkach. Na niewielkich odległościach dosuwa się je tocząc, przy czym należy



dole robotnicy odciągają rurę w przód. Po ułożeniu rury można hak wyjąć.

W celu przyspieszenia pracy stosuje się ruchome żurawie wózkowe (rys. 220). Musi być wówczas przewidziane z obu stron wykopu wolne

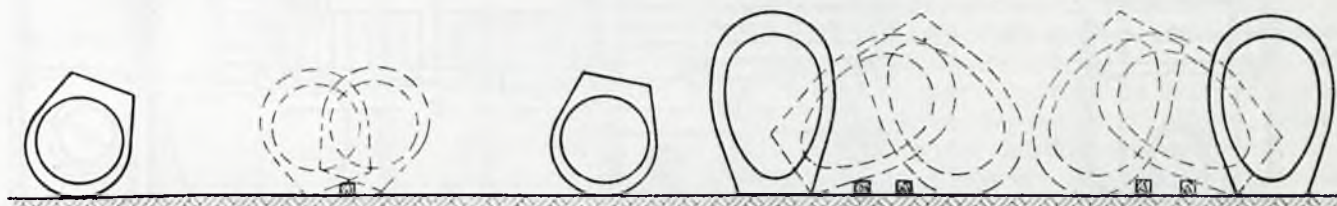


Rys. 214. Dowóz rur na miejsce budowy

uważać, aby rury nie uderzały o ziemię podstawą, jajowe zaś ścianą boczną (rys. 215). Rury o większych średnicach przesuwa się na wałkach.

miejsce na szyny, a odeskowanie wykopu nie może wystawać ponad jego krawędź.

Układanie sieci przewodów jest pracą



Rys. 215. Przetaczanie rur

Rury dowozi się na krótko przed umieszczeniem ich w wykopie. Powinny one być tak rozłożone, aby nie mogły być zasypane ziemią z wykopu i nie obciążały jego ścian.

Przed ułożeniem następnego odcinka rury trzeba wyrównać dno, a pod kielich rury wybrać specjalne gniazdo. Jeżeli wykop został uformowany za głęboko, podsypkę wykonuje się odpowiednim sypkim materiałem. Układane rury 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. 216).

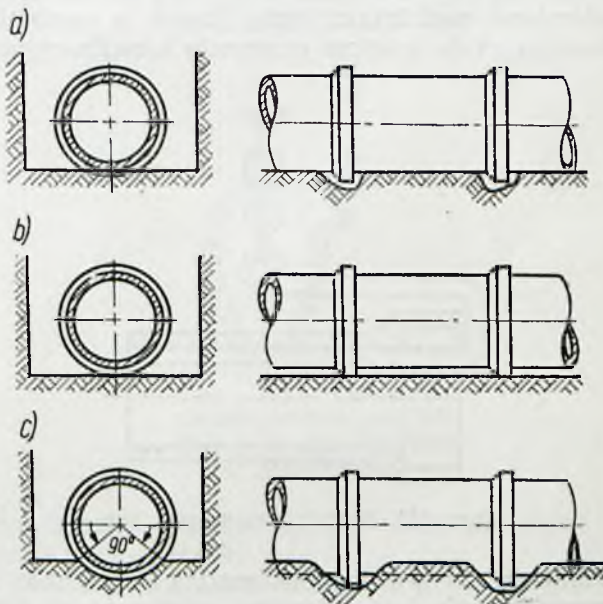
Gdy kanał buduje się z rur kielichowych małej średnicy, można na stojąco uszczelniać po dwa odcinki rury na górze, a następnie opuścić na dno i dostawić do końca ułożonego kanału.

Opuszczanie rur do wykopu odbywa się zależnie od ich ciężaru ręcznie lub mechanicznie.

Opuszczanie na linach jest niewskazane, gdyż zanieczyszczają się powierzchnie styków, a w wykopie trudno je należyście oczyścić.

Większe rury najlepiej opuszczają za pomocą wielokrążków podwieszonych na trójnogu. Pod trójnogiem przesuwa się ponad wykopem bale, na które wtacza się rurę. Po podciągnięciu rury za pomocą wielokrążka wyciąga się bale i rurę opuszcza się na dno wykopu. Linę podwieszającą przy mniejszych średnicach przesuwa się przez wnętrze rury; w przypadku jednak większych przekrojów należy rurę opasywać liną (rys. 217). Najlepiej rury opuszczać na haku (rys. 218, 219). Opuszcza się je w ten sposób, aby dostawiany odcinek zachodził nieco na przewód już ułożony. Na

bardzo odpowiedzialną, gdyż błędy w ułożeniu prowadzą w następstwie do dużych niedogodności i niepotrzebnych wydatków utrzymania sieci, a na-



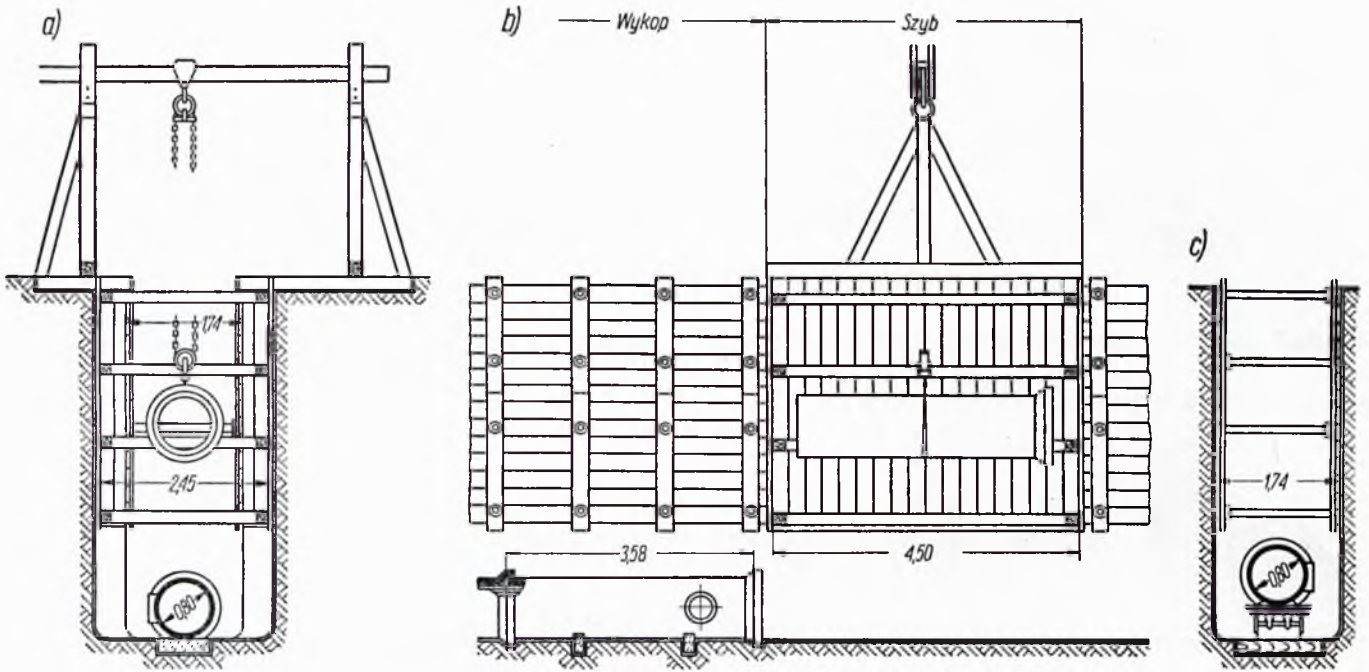
Rys. 216. Ułożenie rur na dnie wykopu: a), b) źle, c) dobrze

wet do konieczności jej przekładania. Zwykłymi błędami przy budowie jest odchylenie osi przewodów od prostej linii oraz nieszczelność styków.

W celu utrzymania należytego i prostoliniowego spadku zakłada się w pewnych odstępach nad wykopem poprzeczne łąty poziome z umieszczoną na nich tabliczką, wskazującą oś kanału oraz zaniwelowaną wysokość, od której odmierzona określona odległość daje niweletę dna. Najlepiej na

jektowanego. Do wyznaczenia osi przewodu stosuje się pion.

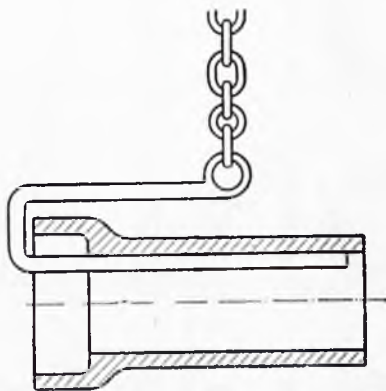
Układanie rur kamionkowych rozpoczyna się od studzienki rewizyjnej wyżej położonej w kierunku niżej położonego odcinka wykopu. Pierwszą rurę kładzie się na dno studzienki kierując kielich



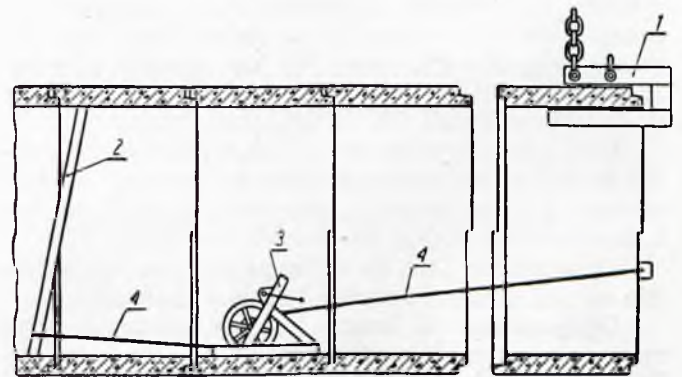
Rys. 217. Opuszczanie większych rur do wykopu: a) przekrój poprzeczny przez szyb, b) przekrój podłużny przez wykop i szyb, c) przekrój poprzeczny przez wykop

tabliczkach tych tak umieścić gwoździe lub śruby, aby 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.

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 sznur ubija się. Do ubijania stosuje się pręt okrągły o średnicy 19 mm, dłu-



Rys. 218. Hak do opuszczania rur

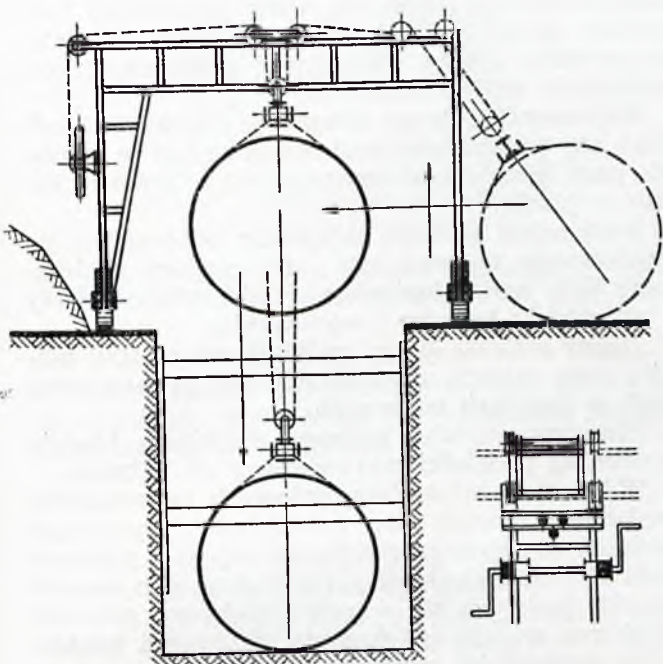


Rys. 219. Opuszczanie rur
1 — hak, 2 — rozpora, 3 — winda, 4 — lina

Układanie rur według poziomnicy ustawianej na przewodzie nie jest wskazane, gdyż grubość ścian przewodów nie zawsze jest jednakowa. W przypadku bardzo małych spadków dzieli się odcinek między studzienkami na długości 8÷10 m, wbijając w tych odległościach kołki z główkami o 3÷4 cm niżej zaprojektowanej niwelety dna. W kołki wkręca się śruby dokręcając je według niwelatora z dokładnością 1 mm do poziomu pro-

gości 0,3 m, zgięty w środku i rozplaszczony na końcu. Po uszczelnieniu sznurem położenie rury sprawdza się krzyżem i odpowiednio je poprawia. Ostatnią czynnością powinno być silne osadzenie w dół, nie zaś podjęcie do góry. Tylko przy tak przeprowadzonym układaniu można być pewnym, że nie wystąpi osiadanie. Przewód po dokładnym ustaleniu położenia rury dobija się ostatecznie sznurem i wykonuje uszczelnienie styku.

Styki zalewa się asfaltem lub cementem. Zaprawę cementową daje się częstokroć bez umieszczenia sznura konopnego na dnie kielicha. Wówczas należy zabezpieczyć styk od wewnątrz przeciwko wyciekaniu zaprawy. Styk od wewnątrz powinien być starannie wygładzony.



Rys. 220. Dźwig do opuszczania rur kanalizacyjnych

Styki uszczelnione cementem mają tę wadę, że są sztywne, co przy osiadaniu rur powoduje pęknięcia wywołujące nieszczelność przewodów. Połączenia bardziej sprężyste uzyskuje się przez stosowanie kosztowniejszych mieszanek bitumicznych, wlewanych na gorąco w temperaturze około 200 °C. Uszczelnianie mieszanek bitumicznymi wykonuje się w sposób podobny do uszczelniania ołowiem.

Odgałęzienia do przyłączy domowych umieszcza się zgodnie ze wskazaniem planu lub według wskazań prowadzącego budowę. Jeżeli nie są one bezpośrednio wykorzystywane, zamyka się je płytką betonową lub drewnianą, uszczelniając ją gliną. W celu łatwiejszego odszukania ich położenia dobrze jest przymocować do płytki zamykającej drut i wyprowadzić na powierzchnię terenu mocując do górnego końca drutu kawałek drewna (rys. 221).

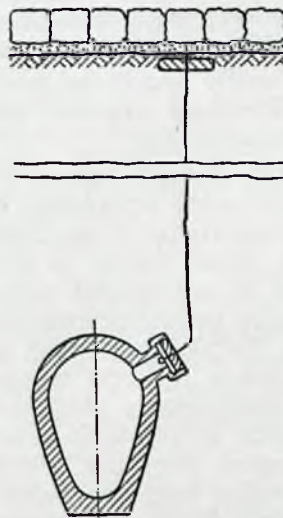
Kanały budowane nie z odcinków rur tylko w całości w wykopie mogą być wykonywane z betonu lub żelbetu oraz z cegły. Jeżeli wykop jest suchy, dno zaś mocne, wyrównuje się je w ten sposób, że stanowi ono zewnętrzny kształt spodu. W materiale miękkim dno musi być wykonane płasko, a nawet w niektórych wypadkach 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 formuje, aby nastąpiło dobre związanie betonu na spoinie.

Odeskowanie wewnętrzne opiera się na krążkach drewnianych lub metalowych rozbieżnych, rozstawionych w pewnych odstępach. Krążki muszą być obliczone na wytrzymałość.

Kanały o przekroju kołowym buduje się przeważnie w dwóch częściach. Po stwardnieniu betonu w dolnej części stawia się na nim oparcie odeskowania; otwór pozostawiony w górnej części odeskowania służy do wprowadzania i ubijania betonu.

Deski lub blachy nadające kształt przekrojowi muszą być sztywne, starannie oczyszczone; w celu zabezpieczenia przeciwko przywieraniu cementu smaruje się je naftą. Wskazane jest nie usuwać podbudowy wewnętrznej, dopóki kanał nie zostanie zasypany na wysokość co najmniej 0,30 m. W przekrojach żelbetowych trzeba zwrócić uwagę na staranne umieszczenie zbrojenia zgodnie z projektem. Należy również zwrócić uwagę na staranne ubicie betonu, aby był jednostajnie gęsty oraz wewnątrz gładki.

Jeżeli dno przewodu wykłada się 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 z mijającymi się spoinami; spoiny, które nie są szersze niż 6 mm zapełnia się zaprawą. W podobny sposób układa się specjalne płytki, łuski, półrury kamionkowe itp. Na spody znajduje często zastosowanie kamionka, wyrabiana w postaci



Rys. 221. Oznaczenie umiejscowienia na kanale ulicznym przyłącza domowego

specjalnego kształtu spodów kamionkowych lub też w postaci łusek.

Budowę kanałów murowanych z cegły wykonuje się w kilku fazach. Pierwszą czynnością przed rozpoczęciem murowania jest wykonanie fundamentu. Fundament kładzie się bezpośrednio na gruncie, gdy prowadzi się budowę w gruntach suchych lub na podłożu z tłucznią w gruntach nawodnionych. Fundament może być wykonany z gotowych elementów: betonowych, kamionkowych, kamiennych lub z betonu układanego w for-

mach w wykopie. Fundament ma za zadanie przekazać i rozłożyć na grunt naciski wywołane ciężarem kanału oraz utworzyć podłoże odpowiednio wyprofilowane pod właściwy spód kanału. Odpowiedni profil poprzeczny fundamentu betonowego wyrabia się za pomocą szablonów. Wysokość założenia wierzchu fundamentu i jego osi ustala się kołkami wbitymi w dno wykopu. Fundament pod obiekty uzbrojenia kanalizacyjnego, jak studnie rewizyjne, komory połączeniowe, rozgałęzieniowe itp. wykonuje się w formie płyty.

Następną czynnością jest murowanie spodu kanału. Spód kanału składa się z kilku najniżej położonych cegieł zamykających sklepienie dolne.

Spód przy kanałach jedno- i dwupięścieniowych jest jednopięścieniowy, przy trzypięścieniowych — składa się z 2 pięścieni murowanych oddzielnie.

Spód kanału musi być ułożony z dużą dokładnością i starannością z uwagi na małe spadki kanałów, dochodzące nieraz do 0,3‰. Murowanie spodu wykonuje się pod sznur wyznaczający oś spodu wg szablonów i „kołków wysokościowych”. Role kołków wysokościowych spełniają cegły ustawiane wg odczytów przeprowadzanych za pomocą niwelatora. Cegły takie ustawia się na fundamentach kanałowym na zaprawie półsuchej. Zaprawa używana do murowania kanałów powinna zawierać mało wody.

Do układania spodu stosuje się cegłę prostą przy większych wymiarach kanałów, klinową — przy małych wymiarach. Zastosowanie cegły klinowej pozwala na lepsze wykonanie krzywizny spodu i spoiny wypadają mniejsze, przez co oszczędza się dużo zaprawy cementowej.

Zamiast z cegły kanalizacyjnej można budować spody z klinkieru, cegiełek pirogranitowych, łusek kamionkowych itp.

Po należytych stężeniu zaprawy w spodzie kanału muruje się dolne sklepienie. Murowanie odbywa się wg szablonów z zaznaczoną podziałką odpowiadającą ilości cegieł w przekroju. Przed przystąpieniem do murowania należy zmienić deskowanie wykopu usuwając stopniowo po jednym balu ze ściany. Po ułożeniu cegieł przestrzeń między murem i ścianą wykopu zapełnia się mieszaniną tłuczni ceglanego z piaskiem dokładnie ją ubijając. Staranne wypełnienie przestrzeni między murem i wykopem decyduje o trwałości kanału. Kanał w przypadku złego zasypania może popękać wzdłuż osi, gdyż grunt nie przejmie obciążenia od kanału. Z tego też powodu należy zwracać uwagę, aby nie poszerzać niepotrzebnie wykopu.

Przy budowie kanałów wielopięścieniowych układa się wg sznura pięścien wewnętrzny, tzw. licowy, pięścienie zewnętrzne układa się mniej starannie.

Jednocześnie z układaniem dolnego sklepienia ustawia się wpusty boczne w celu podłączenia przykanalików. Wpusty boczne leżą na pewnej wysokości nad dnem w zależności od wymiarów przekroju. Powierzchnia wpustu musi licować z powierzchnią wewnętrzną kanału. Wpusty boczne układa się jako gotowe elementy betonowe lub piaskowcowe. Były też używane wpusty boczne kamionkowe.

Przed zasklepieniem kanału od góry powinno się wykonać spoinowanie spodu kanału i dolnego sklepienia.

Do spoinowania (fugowania) używa się zaprawy cementowej (1 : 1). Należyte wypełnienie spoin przy murowaniu kanału oraz dokładne spoinowanie ma bardzo duże znaczenie, gdyż zwiększa nieprzepuszczalność ścian dla wody gruntowej, odporność kanału na niszczące działanie ścieków. Spoinowanie trzeba wykonywać przy obniżonym zwierciadle wód gruntowych.

Murowanie dolnego sklepienia na krzywej odbywa się według szablonu ustawionego w poziomie pach kanału i wyznaczającego krzywiznę kanału w planie.

Wykonanie górnego sklepienia odbywa się po odeskowaniu wykopu tak, aby rozpory umieszczone były nad sklepieniem i nie przeszkadzały w ustawianiu bębnow i murowaniu.

Bębny ustawia się na podkładkach ze stali płaskiej przy małych przekrojach lub na rusztowaniach w kanałach większych.

Pierwszy pięścień górnego sklepienia kładzie się według podziałki wyrysowanej na bębnach.

W kanałach wielopięścieniowych poszczególne pięścienie muruje się niezależnie, oddzielając pięścień od pięścienia warstwą zaprawy grubości około 10 mm. Sklepienie górne w gruntach nawodnionych pokrywa się warstwą zaprawy grubości do 20 mm w celu zwiększenia szczelności kanału.

Po skończeniu murowania wybija się bębny, czyści sklepienie i przeskrobuje spoiny, aby je następnie zespoinać.

Górne sklepienie zasypuje się warstwą ziemi sięgającą 20 cm ponad zworniki i usuwa deskowanie ze ścian wykopu.

W zworniku ustawia się co pewną odległość specjalny wpust górny na przewietrznik lub betonuje się ten wpust w formie założonej w czasie murowania.

Do murowania kanału używa się cegły tylko umytej, namoczonej i przesortowanej. Do murowania spodu i dolnej części kanału należy używać cegły jedynie w najlepszym gatunku; gorszą można układać w pięścieniach zewnętrznych i górnym sklepieniu.

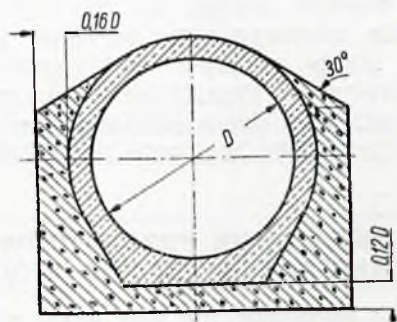
Przy murowaniu obiektów specjalnych na kanałach, jak komór połączeniowych i rozgałęzieniowych, studni rewizyjnych, bocznych wejść, włazów itd., wymaga się dużych umiejętności murarskich i dużej staranności, szczególnie przy układaniu sklepień i ich wzajemnym przenikaniu oraz przy przechodzeniu z jednego przekroju w drugi. Po skończeniu robót zasadniczych przy murowaniu trzeba wykończyć kanał wewnątrz.

Roboty wykończeniowe polegają na obciążeniu wystających cegieł, zaszlifowaniu obciążonych powierzchni chropowatych i ostrych krawędzi czoł sklepienia w celu uzyskania gładkiej powierzchni i jej utrwalenia.

Muszą być również usunięte wszelkie przecieki wody gruntowej do wnętrza kanału przez poprawienie spoinowania, tj. zastosowanie do cementu środków przyspieszających wiązanie zaprawy.

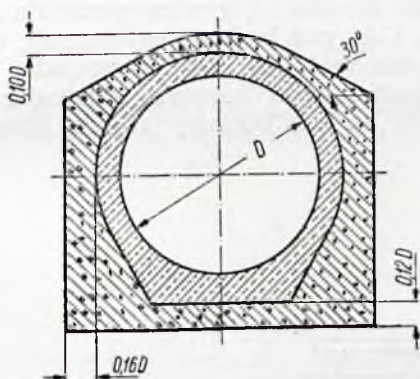
W końcu, przed oddaniem kanału do eksploatacji, należy oczyścić go z gruzu, błota i resztek zaprawy, oraz umyć.

W niektórych miastach buduje się kanały betonowe z segmentów. Przed ustawieniem boków z segmentów wykonuje się dno. Dno można również wykonać z betonu w odcinkach na gó-



Rys. 222. Zabezpieczenie kanału kołowego ϕ ponad 800 mm przez zabetonowanie

rze wykopu i następnie ustawiać je w wykopie. Wszystkie spoiny wewnętrzne powinno się wypełniać zaprawą natychmiast po wykonaniu odcinka, luźną zaś zaprawę usunąć.



Rys. 223. Zabezpieczenie kanału kołowego ϕ ponad 800 mm przez zabetonowanie

W razie układania przewodów na głębokości 2÷4 m przy użyciu odpowiedniego materiału ziemnego na zasypkę można rury kołowe aż do średnicy 800 mm stosować bez specjalnego zabezpieczenia. Natomiast rury o większej średnicy wskazane jest zabetonować aż do wysokości zwornika (rys. 222, 223). Nieodpowiednie na zasypkę są grunty gliniaste, gdyż pod wpływem wody pęcznią i rozplývają się.

3. ROBOTY WYKOŃCZENIOWE

Zasypka wokół ułożonego przewodu musi być wykonana starannie i możliwie szybko w celu stworzenia mocnego oparcia dla przewodu. Drobnoziarnisty materiał ubija się w równomiernych warstwach grubości 0,15÷0,20 m małymi ubijakami 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 również zabezpieczyć świeżo wykonane złącza przed uszkodzeniem. Aż do 0,6 m grubości zasypki materiał ziemny musi być zsyp-

wany bardzo ostrożnie. Dalszą zasypkę można prowadzić 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 ubijać cięższymi ubijakami. W celu zaoszczędzenia ludzkiej pracy należy stosować ubijaki uruchamiane sprężonym powietrzem. Wykonywanie zasypki i ubijanie wykopów na ulicach miast należy prowadzić bardzo starannie, jeżeli potem ulica ma być wybrukowana. Ze względu na osiadanie trwające dłuższy czas daje się bruki tymczasowe na podsypce z tłuczni i żwiru. Po upływie mniej więcej pół roku bruk może być ostatecznie położony.

Zalewanie zasypki wodą w celu dobrego osiadania jest dozwolone jedynie przy stosowaniu materiału luźnego lub żwiru. Jeżeli stosuje się ten sposób osadzania, to pierwsze zalanie może nastąpić dopiero po zasypaniu przewodu na 0,6 m ponad jego wierzch i po dobrym ubiciu tej zasypki, a następnie w czasie wykonywania lub po wykonaniu drugiej warstwy zasypki. Nadmiar wody należy usunąć w celu uniknięcia jakichkolwiek zaburzeń, w gruncie sąsiadującym z wykopem, oraz nadmiernego obciążenia przewodu. W przypadku gdy wykopy są wykonywane na terenach nie zabudowanych zasypki 0,6 m nie ubija się. Do wykopu wrzuca się cały wydobyty materiał ziemny, który osiada w sposób naturalny.

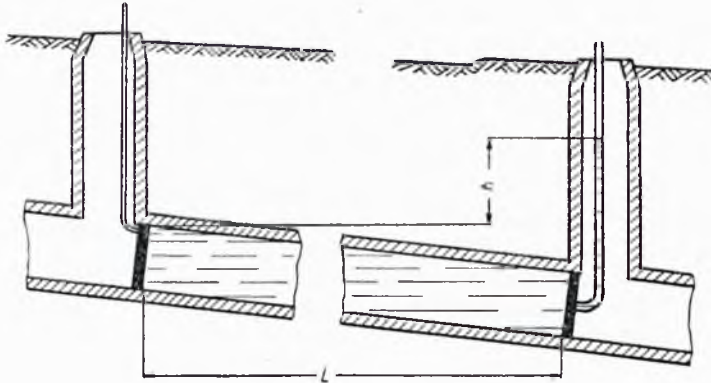
Jednocześnie z zasypywaniem usuwa się deskowanie. Początkowo obluźnia się rozpory, następnie je usuwa. Jest to praca, przy której wymaga się uwagi i doświadczenia, gdyż istnieje niebezpieczeństwo zasypania robotników. Czasami zachodzi potrzeba przebijania rozpór. Jeżeli rozporządza się dźwigami mechanicznymi, to wokół jednego lub kilku bali zarzuca się pętle z liny i wyciąga się je stopniowo do góry. W celu ułatwienia wyciągania zakładać można na drewniane bale kłamry stalowe. Belki stalowe mają otwór u górnego końca, w którym można zamocować hak. Ręczne wyciąganie odbywa się za pomocą kłamry oraz drąga stalowego. Należy starannie zapełniać i ubijać przestrzeń pozostałą po wyciągnięciu odeskowania. W niektórych przypadkach usuwanie odeskowania jest zabronione z uwagi na konieczność zabezpieczenia przed możliwymi usuwiskami.

Rozbieranie obudowy wykopu jest pracą bardziej nawet odpowiedzialną niż jej wykonywanie. Musi się ono odbywać jednocześnie z zasypką. W miejscach zagrożonych lub w gruncie luźnym wyjmuje się po jednej desce. Przy luzowaniu rozpór należy unikać wstrząsów w otaczającym gruncie. W gruncie zwartym rozbiórkę można prowadzić od razu na wysokości 3÷4 desek, należy zawsze jednak uwzględniać możliwość usuwania się gruntu i ewentualnego uszkodzenia przez to sąsiadujących budynków.

Przed wykonaniem zasypki ułożonego odcinka kanału należy zbadać jego szczelność. Próba szczelności odbywa się pomiędzy dwiema studzienkami rewizyjnymi. Przewód zostaje zamknięty płytami żeliwnymi (rys. 224), uszczelnionymi pierścieniami gumowymi oraz wzmocnionymi zastrzałami. Wszystkie połącze-

nia idące na zewnątrz należy również dobrze uszczelnić.

Do zamkniętego odcinka wprowadza się pod niewielkim ciśnieniem powietrze, dwutlenek węgla, dym powstający ze spalania wilgotnych trocin albo papieru. Bardzo prosty sposób polega na poddaniu odcinka kanału niewielkiemu ciśnieniu



Rys. 224. Próba szczelności kanału

wody, nie większemu jednak niż 2 m słupa wody. Wystarczy napełnić studzienkę dolną, pozostawiając górną tak uszczelnioną, aby umożliwione było wychodzenie powietrza w czasie napełniania przewodu wodą. Obserwuje się pierwotny stan wody

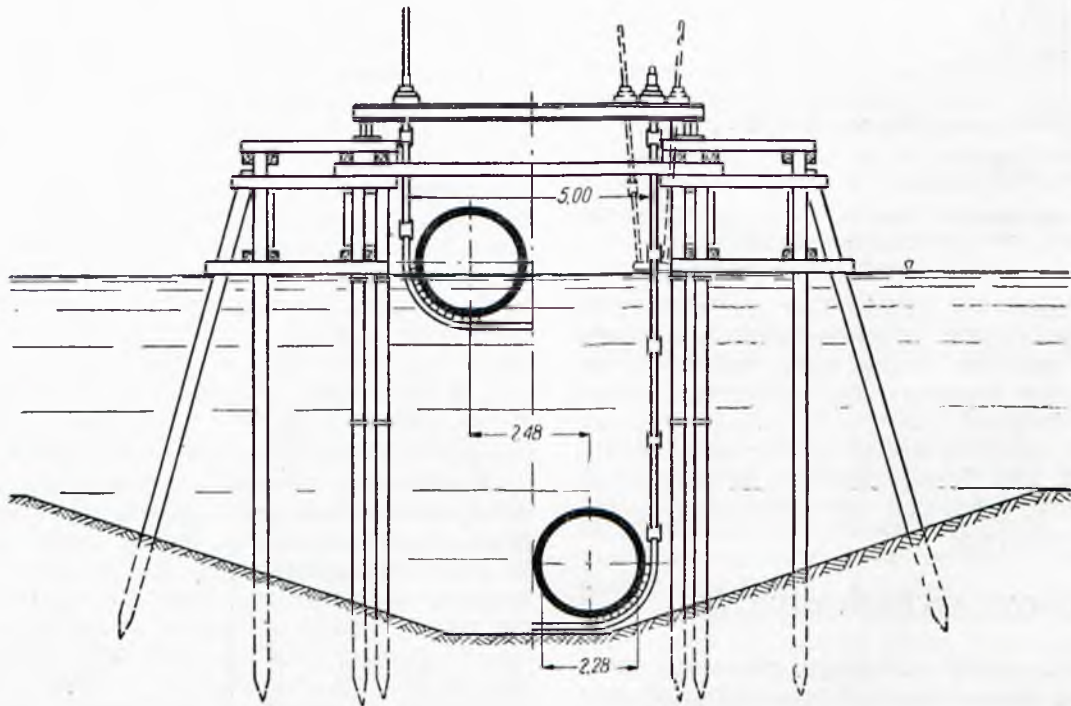
wotnymi. Nie powinno się rozpoczynać obserwacji wcześniej niż po 2 godzinach po napełnieniu kanałów. Styki źle wykonane przepuszczają wodę, toteż powinno się je od razu poprawić.

Należy zwrócić uwagę na to, aby w razie zakorkowania niezasypanego odcinka przewodu podnosząca się w wykopie woda gruntowa nie naruszyła przewodu. Pamiętając o tym należy zabezpieczyć przewód przez zaklinowanie nad nim rozpór, lub też próbę wykonać po dokonaniu zasypki.

4. UKŁADANIE PRZEWODÓW KANALIZACYJNYCH POD WODĄ

Przewody kanalizacyjne pod wodą układa się w przypadku przekroczenia kolektorem rzeki, kanału wodnego, zatoki portowej lub też na końcowym odcinku głównego kolektora przy jego wylocie do odbiornika.

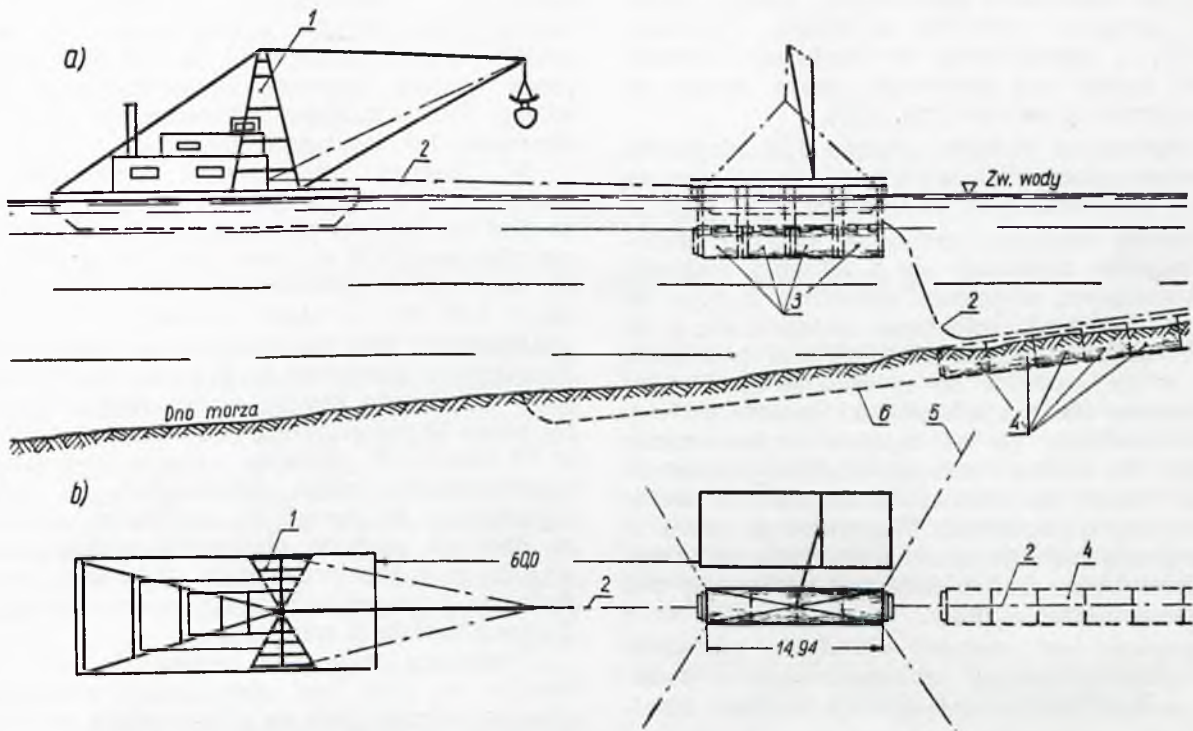
Przy przekraczaniu niewielkich rzek można wykonać budowę pod osłoną grodz ze ścianek szczelnych, przy czym zależnie od miejscowych warunków w celu przepuszczenia płynącej wody wykonuje się budowę w dwóch odcinkach. Część koryta rzeki zamyka się grodzą, pozostała służy do przepływu. Gdy pod budowę zajmuje się całą szerokość łóżyska rzeki, to wodę odprowadza się górą szczelnie wykonanym korytem drewnianym lub wykonanym na czas budowy rowem obiegowym.



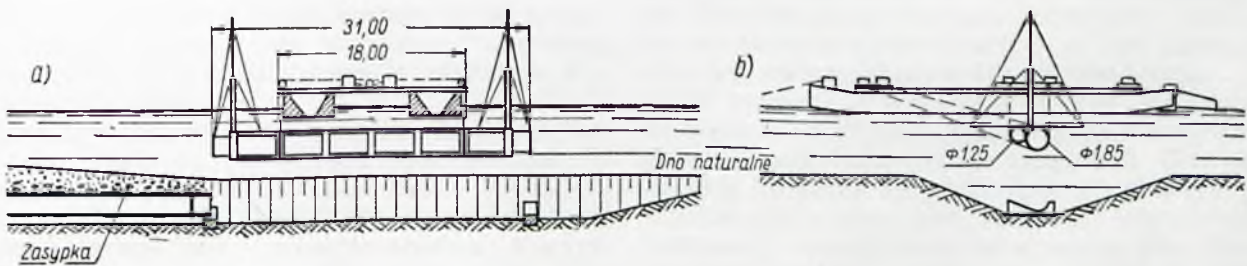
Rys. 225. Budowa wylotu Emscher do Renu

i po pewnym czasie (5÷10 min) spadek zwierciadła wody proporcjonalny jest do długości odcinka poddanego próbie: wyciekanie wzrasta przy powiększeniu ciśnienia. Należy odróżnić wyciek od strat wody spowodowanych nasiąkaniem sznura itp. Przy powtórnych próbach straty ponowne zmniejszają się kilkakrotnie w porównaniu z pier-

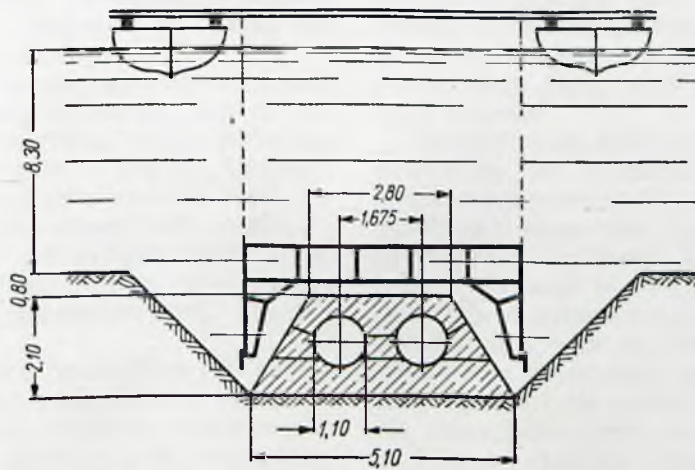
Przy przekraczaniu większych powierzchni wodnych wykonanie napotyka na duże trudności. Do ułożenia przewodów służą wykonywane na czas budowy pomosty drewniane, na których przeprowadza się często nawet i budowę przewodu, przeważnie jednak tylko łączenie oraz uszczelnianie poszczególnych odcinków kanału. Z pomo-



Rys. 226. Budowa końcowego odcinka głównego kolektora: a) widok z boku, b) widok z góry
 1 — pogłębiarka, 2 — lina, 3 — rury, 4 — przewód ułożony, 5 — lina kotwiczna, 6 — pogłębienie pod rurociąg



Rys. 227. Budowa przejścia kanałem Renu: a) przekrój poprzeczny przez rzekę, b) przekrój wzdłuż rzeki



Rys. 228. Budowa kanału przy użyciu kesonu pływającego

stu opuszcza się odpowiednio obciążony przewód pod wodę w wykonany na dnie wykop. Przy mniejszych średnicach przewodów można jednocześnie opuszczać przewód w całości wykonany nad wodą i uszczelniony w miejscach styków. Przewód należy tak podwiesić, ażeby można go równomiernie opuszczać (rys. 225).

Na wodach o słabym prądzie lub stojących opuszczenie przewodów wykonuje się za pomocą dźwigów umieszczonych na łodziach (rys. 226).

Przewody mniejsze budowane są z rur stalowych, większe wykonuje się z żelbetu; niekiedy odcinki końcowe, wylotowe kolektora buduje się z drewna. Przewody żelbetowe zestawia się z odcinków. Układać poszczególne odcinki pod wodą można w ten sposób, że wykonane na brzegu i uszczelnione na końcach odcinki spławia się wodą doprowadzając je na miejsce przeznaczenia (rys. 227). Na końcach nowego odcinka przymocowuje się maszty do wizowania. Zatopienie następuje za pomocą obciążenia. Nurkowie po ostatecznym ustaleniu nowego odcinka wyjmują zamknięcia uszczelniające końce odcinka wykonują pod wodą uszczelnienie styków.

Stosowane jest również układanie odcinków rur za pomocą dźwigu umieszczonego w łodzi. Nurek na dole telefonicznie kieruje ruchami dźwigu. W celu ułatwienia wprowadzenia zapuszczonego odcinka w przewód ułożony już na dnie zaopatruje się koniec odcinka, wprowadzanego do przewodu, w ramową kierownicę, składaną i wyjmowaną przez nurka po ukończeniu budowy.

Styki powinny być tego rodzaju, aby ograniczyły pracę nurka do minimum; muszą one być sprężyste i jednocześnie szczelne. Ostateczne uszczelnienie styków przeprowadza się od wewnątrz. Nurek dostaje się do środka przewodu przez otwory włazowe umieszczone co pewien odstęp. Do uszczelnienia stosuje się ołów (wełnę ołowianą) lub mieszanki asfaltowe.

W pewnej miejscowości wykonano syfon umieszczony na głównym kolektorze pod kanałem za pomocą kesonu pływającego (rys. 228). 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 zostały za pomocą kesonu pływającego. Zmontowany przewód spławiono nad fundament, zawieszono w 12 miejscach (skrajne cztery zawieszenia na rusztowaniach, osiem środkowych na łodziach). Opuszczano go powoli na podstawę umieszczoną na dnie za pomocą obciążenia polegającego na wypełnieniu przewodu wodą. Obudowę betonową wykonano znowu za pomocą kesonu pływającego. Budowa trwała 8 miesięcy.

Przewody podwodne układa się albo bezpośrednio na dnie bez specjalnego ubezpieczenia, albo w wykopie lub na odpowiednio wykonanym fundamencie w postaci narzutu kamiennego, płyty betonowej, bloków betonowych, rusztów na palach drewnianych lub żelbetowych. Przewód może być ochraniały z wierzchu nasypem z kamienia lub obetonowany.

OCZYSZCZANIE ŚCIEKÓW MIEJSKICH

Wprowadzanie bezpośrednio do odbiornika ścieków miejskich powoduje w mniejszym lub większym stopniu niepożądane, częstokroć szkodliwe następstwa, z uwagi na higienę, estetykę oraz ze względów gospodarczych.

Ścieki niosą z sobą różne rodzaje bakterii chorobotwórczych. Najgroźniejsze z nich dla zdrowia ludności są bakterie cholery i duru brzuszego. Jeżeli wodę z rzeki poniżej wylotu kanalizacji miejskiej wykorzystuje się do celów gospodarstwa domowego lub korzysta się z niej do celów kąpielowych, to istnieje stałe niebezpieczeństwo przenoszenia chorób zakaźnych.

Wody odbiornika zanieczyszczone ściekami budzą różnego rodzaju zastrzeżenia. Gnicie i odkładanie się mułu wywołują psucie się powietrza, uniemożliwiające przebywanie na brzegu rzeki, korzystanie z niej do celów wczasowych, kąpielowych, sportowych, a nawet zamieszkiwanie w pobliżu.

Z punktu widzenia gospodarczego ścieki powodują poniżej miejsca ich wypuszczenia szkody w gospodarce rybnej, rolnictwie, w zakładach wodociągowych i przemyśle.

Zanieczyszczenie wód odbiornika ściekami jest przyczyną wędrówki niektórych szlachetniejszych gatunków ryb lub w razie niemożności wywędrowania — ich śnięcia. Osadzający się na dnie muł stanowi zawsze stałe niebezpieczeństwo dla ryb powodując wydzielanie się trujących gazów oraz zakłócenie w bilansie tlenowym. Ryby żyjące w wodach zanieczyszczonych ściekami miejskimi nabierają nieprzyjemnego, błotnistej smaku i częstokroć odrażającego zapachu, co obniża ich wartość jako produktu jadalnego.

Wprowadzenie ścieków miejskich do odbiornika może uniemożliwić wykorzystanie jego do celów gospodarczych w rolnictwie. Wody takie nie nadają się do pojenia bydła i prania bielizny. Ścieki powodują ponadto silne zarastanie 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.

Również wiele zakładów przemysłowych korzystać musi z bardzo czystej wody. Koszt oczyszczania silnie zanieczyszczonej ściekami wody często jest tak poważny, że dla przemysłu się nie opłaca. Pozostaje więc konieczność lokalizowania pewnych zakładów przemysłowych gdzieindziej.

W celu zapobieżenia niepożądanym i szkodliwym objawom zanieczyszczenia rzek opracowuje

się 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 przyśpieszone. Z tego względu przed przystąpieniem do opisanego sposobu sztucznego oczyszczania ścieków, aby zrozumieć ich przebieg, poznać należy zjawisko samooczyszczania się wód zachodzące w naturze.

1. SAMOOCZYSZCZANIE SIĘ ZBIORNIKÓW WÓD POWIERZCHNIOWYCH

Samooczyszczanie się wód odbywa się w dwójaki sposób: 1) przy braku tlenu i współdziałaniu drobnoustrojów beztlenowych (anaerobowych) w formie gnicia, 2) przy współdziałaniu drobnoustrojów tlenowych (aerobowych) w wodzie zawierającej rozpuszczony tlen. W obu przypadkach w wyniku zachodzących przemian następuje oczyszczanie wody z zawartych w niej zanieczyszczeń organicznych przez ich mineralizację.

W technice oczyszczania ścieków oczyszczanie za pomocą gnicia stosuje się w komorach gnilnych, głównie przy małych urządzeniach domowych. Metoda ta bywa też stosowana do ścieków przemysłowych o znacznym stężeniu, gdy zawartość substancji organicznych przekracza 1‰. W wodach powierzchniowych procesy gnilne są niepożądane, ponieważ przebiegają dłużej, powodują zanik normalnego życia roślinnego i zwierzęcego oraz powodują powstawanie przykrych zapachów. Procesy te są dopuszczalne tylko w osadach dennych, w rozmiarach zapewniających obecność rozpuszczonego tlenu w wodzie przepływającej nad tymi osadami.

Oczyszczanie ścieków w środowisku tlenowym stosowane jest w szerokim zakresie w urządzeniach oczyszczających, ponieważ nie wydzielają przykrych zapachów i przebiegają dużo szybciej od procesów gnilnych. Przy samooczyszczaniu się zbiorników wód powierzchniowych podstawowym czynnikiem samooczyszczania są przemiany biochemiczne oparte na działalności drobnoustrojów tlenowych. Przemiany oparte na beztlenowcach są niepożądane i nie należy dopuszczać do powstawania odpowiadających im warunków.

Powierzchniowe wody naturalne zawierają rozpuszczony tlen w ilościach zależnych od temperatury wody, ciśnienia barometrycznego i od przebiegu samooczyszczania (tabl. 9). Przy zanieczyszczeniu wody i przebiegu procesów bioche-

micznych ilość zawartego tlenu będzie niższa od liczb podanych w tabl. 9, a które są wartościami nasycenia. Różnicę między tymi wielkościami nazywamy niedoborem tlenu, i wyrażamy ją w g/m³ lub mg/l.

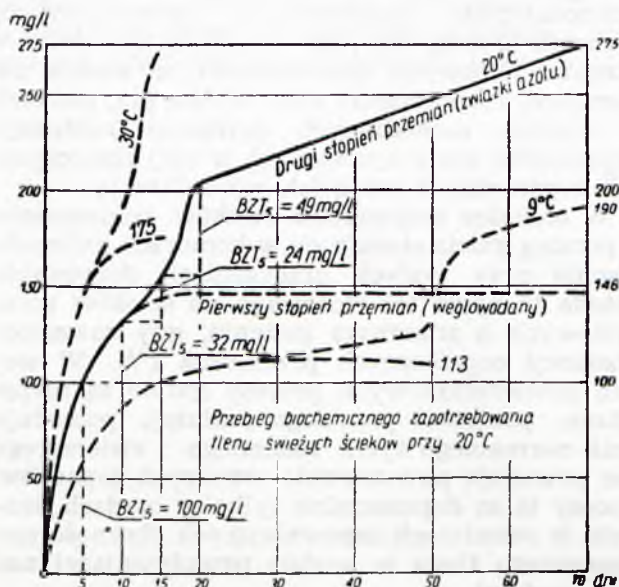
Tablica 9

Ilości tlenu rozpuszczonego w wodzie

	Temperatura °C						
	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°
Woda słodka	mg/l 14,6	12,8	11,3	10,2	9,2	8,4	7,6
Woda morska	mg/l 11,3	10,0	9,0	8,1	7,4	6,7	6,1

Utrzymanie warunków tlenowych w wodzie odbiornika polega na zrównoważeniu zużywanego tlenu na przemiany biochemiczne z dopływem do wody tlenu z powietrza wskutek dyfuzji powierzchniowej. Poza dyfuzją powierzchniową tlen dostaje się do wody dzięki roślinom zielonym, które w zasięgu naturalnych promieni świetlnych w procesie tak zwanej fotosyntezy zużywają węgiel z dwutlenku węgla i wydzielają tlen, pozostający w wodzie w stanie rozpuszczonym. W przypadku tym ilość zawartego tlenu w wodzie może przekroczyć wielkość pełnego jej nasycenia.

Tlen zużywany na procesy biochemiczne nazywamy biochemicznym zapotrzebowaniem tlenu



Rys. 229. Przebieg biochemicznego zapotrzebowania tlenu świeżych ścieków wg Theriaulta

i oznaczamy go w skrócie symbolem BZT. Jest to ilość tlenu wyrażona w mg/l, potrzebna do utlenienia substancji organicznych zawartych w wodzie, za pomocą drobnoustrojów. Zapotrzebowanie tlenu może być też czysto chemiczne (zwane chemicznym lub bezpośrednim) obejmujące tę ilość tlenu, którą chłonie woda pozbawiona drobnoustrojów (wyjałowiona) wskutek przemian czysto chemicznych, np. w przypadku obecności w niej siarkowodoru.

Biochemiczne przemiany w tlenowym środowisku wodnym przebiegają w dwóch stopniach. Pierwszy stopień obejmuje przemiany związków

węgla, drugi — związków azotu. Pierwszy stopień rozpoczyna się w temperaturze 20 °C kończy się po 20 dniach, drugi stopień w temperaturze 20 °C rozpoczyna się dopiero po 10 dniach i trwa bardzo długo.

Przebieg tych przemian (wg Theriaulta dla temperatur 9°, 20° i 30°) przedstawiony jest na rys. 229; przemianom poddano świeże ścieki wraz z zawieszoną zawierającą głównie związki azotowe. Odpowiada to zjawisku samooczyszczania się wód powierzchniowych w przeciwieństwie do biologicznego oczyszczania w urządzeniach sztucznych, gdzie przemianom podlegają ścieki pozbawione osadów. W urządzeniach tych zachodzą więc głównie przemiany pierwszego stopnia. Zostały one w pełni poznane po przeprowadzeniu doświadczeń i ujęte w formuły matematyczne. Stwierdzono, że codziennie ulega przemianom stały uzależniony od temperatury procent zanieczyszczeń zawartych w wodzie. W temperaturze wody 20 °C przemianom dziennym ulega 20,6% zanieczyszczeń wyrażonych w BZT.

W związku ze stałym procentowym zużyciem tlenu na dobę w stosunku do pozostałego biochemicznego zapotrzebowania tlenu istnieje możliwość określenia pełnego zapotrzebowania, znając jego część. Przyjęto więc do analitycznego oznaczenia biochemicznego zapotrzebowania tlenu pięciodniowe jego zapotrzebowanie w temperaturze 20 °C oznaczając je symbolem BZT₅, przy czym w temperaturze tej pełne zapotrzebowanie trwające 20 dni oznaczono BZT₂₀.

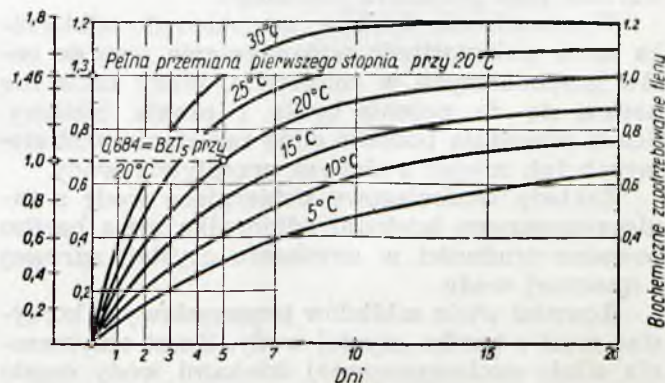
Ilość ścieków (z jednej doby), która podlega przemianom biochemicznym w zależności od temperatury podana jest w tabl. 10.

Tablica 10

Ilość zanieczyszczeń wyrażona w BZT, która podlega przemianom biologicznym w przeciągu 1 doby w zależności od temperatury

	Temperatura °C					
	5°	10°	15°	20°	25°	30°
Ilość podlegająca przemianie w ciągu doby w %	10,9	13,5	16,7	20,6	25,2	30,5

Na rys. 230 przedstawiony jest przebieg przemian pierwszego stopnia biochemicznego zapotrze-



Rys. 230. Przemiana pierwszego stopnia BZT w napowietrznej wodzie przy różnych temperaturach

bowania tlenu w różnych temperaturach przy 20-dniowym okresie obserwacji. Na wykresie dla

rzędnych przyjęto dwie skale: w jednej za jednostkę przyjęto pełne biochemiczne zapotrzebowanie BZT₂₀ dla temperatury 20 °C, w drugiej zaś za jednostkę — pięciodniowe BZT₅ w tej temperaturze. Z wykresu widać, że BZT₅ = 0,684 pełnego zapotrzebowania oraz pełne zapotrzebowanie równa się 1,46 BZT₅ w temperaturze 20 °C.

Oznaczając w analizie wg umowy BZT₅ w temperaturze 20 °C można z wykresu na rys. 230 wyznaczyć BZT dla innych temperatur i dla innych okresów zapotrzebowania. Do tego samego celu służy tabl. 11 odniesiona do BZT₅ w temperaturze 20° (wg Faira).

Tablica 11

Określanie BZT dla różnych temperatur i różnych okresów zapotrzebowania (wg Faira)

Doba	5 °C	10 °C	15 °C	20 °C	25 °C	30 °C
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	1,25	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	1,69	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	—	—
Pełne biochemiczne zapotrzebowanie tlenu pierwszego stopnia	1,02 (=0,7 · ·1,46)	1,17 (=0,8 · ·1,46)	1,32 (=0,9 · ·1,46)	1,46 (=1 · ·1,46)	1,61 (=1,1 · ·1,46)	1,76 (=1,2 · ·1,46)

W czystych wodach rzecznych BZT wynosi 1 ÷ 2 mg/l, a w zanieczyszczonych 5 ÷ 10 mg/l.

Przykład 1. BZT₅ ścieków wynosi 240 mg/l. Pełne biochemiczne zapotrzebowanie tlenu w temperaturze 20 °C wyniesie 1,46 · 240 = 350 mg/l. Zapotrzebowanie w pierwszym dniu wyniesie 0,30 · 240 = 72 mg/l, a dziesięciodniowe 1,32 · 240 = 320 mg/l. Gdyby te same ścieki badano w temperaturze 30°, to pełne zapotrzebowanie wyniosłoby 1,76 · 240 = 420 mg/l, a pięciodniowe 1,47 · 240 = 350 mg/l.

Przykład 2. Dla wody rzecznej brak BZT₅, lecz dane jest jednodniowe BZT równe 2,5 mg/l. Jakie jest BZT₅ i jakie po 48 godzinach?

$BZT_5 = \frac{2,5}{0,3} = 8,3$ mg/l. Dwudniowe BZT wynosi 0,54 pięciodniowego, tj. $0,54 \cdot 8,3 = 4,5$ mg/l.

Przykład 3. W zanieczyszczonej rzece jest 15 mg/l rozpuszczonego tlenu (przesycenie wskutek fotosyntezy). Próba na błękit metylowy wykazała, że woda zagniła po 3 dniach. A więc w biochemicznych przemianach 1 stopnia zużyte zostało 15 mg/l tlenu w ciągu 3 dni, toteż BZT₅ w temperaturze 20 °C wyniesie $\frac{15}{0,73} = 20,6$ mg/l.

Przy określaniu biochemicznego zapotrzebowania tlenu, w ściekach powodujących zanieczysz-

czenie wód powierzchniowych, należy oprzeć się na badaniu analitycznym. Należy przyjąć, że przy pełnym sanitarnym wyposażeniu mieszkań ilość zanieczyszczeń wyrażona w BZT₅ wyniesie 54 g na mieszkańca i dobę. Wielkość ta ulega niewielkim wahaniom, w zależności od ilości zużywanego wody na mieszkańca, przy czym odpowiada średniemu zużyciu 150 l na mieszkańca i dobę.

W związku z rodzajem zanieczyszczeń, zawartych w ściekach miejskich wielkość BZT₅ = 54 g/mieszk. dn można podzielić na zawiesiny osiadające o BZT₅ = 19 g/mieszk. dn. i zawiesiny nie osiadające oraz substancje rozpuszczone o BZT₅ = 35 g/mieszk. dn.

Według źródeł radzieckich ilość zanieczyszczeń na mieszkańca wyrażona w BZT₅ waha się w granicach 30 ÷ 40 g/mieszk. dn w zależności od zużycia wody. Według innych źródeł zużycie tlenu wzrasta przy kanalizacji ogólnospławnej do 74 g/mieszk. dn.

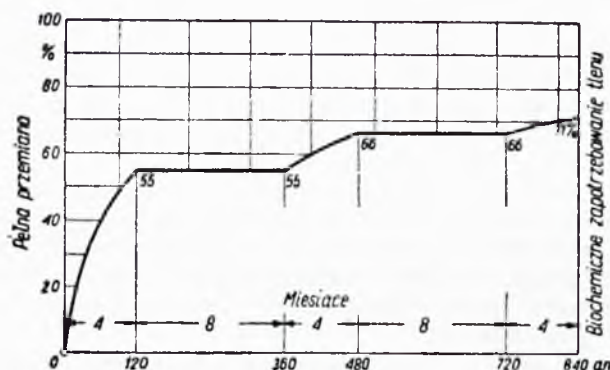
Zjawisko biochemicznego samooczyszczania zbiorników wód powierzchniowych dla przemian pierwszego stopnia 1 przebiega na ogół zgodnie z biochemicznym zapotrzebowaniem tlenu przedstawionym na podanych wykresach. W bardzo płytkich wodach małych strumyków i stawów o głębokości nie przekraczającej 0,5 m przemiany przebiegają znacznie szybciej wskutek zwiększonego działania fotosyntezy i możliwości adsorpcji przez świat roślinno-zwierzęcy, zawieszony w wodzie i rosnący na dnie. W związku z przyspieszoną przemianą biochemiczną procent dobowego zużycia tlenu w temperaturze 20 °C zamiast 20,6 wynosi od 37 do 50% i odpowiednio do tego skrócony jest czas przebiegu przemian biochemicznych. Ponieważ przyspieszenie przemian zależne jest od głębokości wody, czas więc ich przebiegu w płytkich wodach można ustalić przy zastosowaniu następujących współczynników:

głębokość wody ponad 2,0 m	współczynnik	1,0
" " "	1,0 m	0,5
" " "	0,5 m	0,25
" " "	0,25 m	0,125

Czas przemian w warunkach naturalnych, nawet najbardziej korzystnych, jest zawsze znacznie dłuższy od czasu oczyszczania w urządzeniach sztucznych, w których np. przy osadzie czynnym wynosi 4 ÷ 10 godz., a w złożach zraszanych ok. 1 godz.

Substancje organiczne, rozpuszczone i zawieszony w wodzie nasyconej tlenem, podlegają przemianom biochemicznym na drodze tlenowej. Natomiast zawiesina łatwo opadająca osiada na dnie tworząc osad denny, którego tylko wierzchnia warstwa (4 mm — wg Faira) podlega wpływom natlenionej nad nią wody. W głębszych warstwach zamiera życie tlenowców, następuje rozwój beztlenowców i rozpoczynają się procesy gnilne, których produkty gazowe zawierają ok. 14% dwutlenku węgla, 17% metanu i 69% azotu. Fermentacja osadów dennych trwa bardzo długo — przeciągając się na lata, przy czym ustaje w okresach zimowych. Okresy przemian i przerw zależne są od klimatu. Na rys. 231 podano przykładowo przebieg samooczyszczania się osadów dennych przy

uproszczonym założeniu, że w ciągu roku przez cztery miesiące letnie panuje średnia temperatura 20 °C, a przez pozostałe osiem — średnia temperatura jest zbyt niska na przemiany biochemiczne, dając przerwę zimową. W czasie pierwszego lata ulega przemianom 55% substancji organicznych, w drugim roku — 11%, w trzecim — 5%.



Rys. 231. Przemiany BZT₅ świeżego osadu przy 20 °C po 8-miesięcznej przerwie zimowej

W przeciągu trzech okresów letnich osiąga się 71% przemian w osadzie dennym, wyrażonym początkowym biochemicznym zapotrzebowaniem tlenu.

Dalsze przemiany trwają już coraz dłużej, nawet kilka lat.

Ważną rzeczą jest poznanie wpływu przemian zachodzących w osadzie dennym na stan wody w zbiorniku wody powierzchniowej.

W przypadku gdy osad przylega do dna, oddziaływanie jest nieznaczne i polega na zużyciu rozpuszczonego w wodzie tlenu na przemiany biochemiczne górnej warstwy osadów oraz na przedostawanie się wody z niższych warstw osadów produktów gnicia, jak siarkowodoru, metanu itp., które mogą się wydzielać w niewielkich ilościach. Przykładowo można podać wg Faira zużycie tlenu przez osad dennym w oparciu o ilość substancji organicznych wyrażonych w kg/m², przy różnych wysokościach warstwy osadu (tabl. 12).

Tablica 12

Zużycie tlenu przez osad dennym w oparciu o ilość substancji organicznych (wyrażonych w kg/m²) przy różnych wysokościach warstwy osadu (wg Faira)

Ilość substancji organicznych w osadzie dennym kg/m ²	3,8	1,4	0,5	0,2
Grubość warstwy osadu świeżego o zawartości wody 90% i substancjach organicznych 30% mm	127	47	17	7
Dzienne zapotrzebowanie tlenu w pierwszym dniu g/m ² · dobę	4,7	3,1	1,7	1,1
w 10 ¹ dniu g/m ² · dobę	2,2	1,2	0,7	0,4
w 200 dniu " "	1,2	0,6	0,3	0,2
w 400 dniu " "	0,4	0,2	0,1	0,07

Jak widać z tabl. 12, 20-krotny wzrost obciążenia powoduje tylko 5-krotny wzrost zapotrzebowania tlenu, ponieważ organiczne substancje osadu oddziałują tym słabiej na płynącą lub stojącą nad

Wartość aeracji wyrażona w % niedoboru tlenu w stosunku do ilości przepływającej wody o t 20 °C (wg Faira)

Rodzaj wód	Dobowy pobór tlenu w temperaturze 20 °C w %		Stosunek rubryk 3:2
	przy zjawisku zmniejszenia się niedoboru	przy utrzymywaniu się stałego niedoboru	
1. Małe stawy	10,9 ÷ 20,6	11,5 ÷ 23,0	1,08
2. Jeziora duże	20,6 ÷ 29,2	28,0 ÷ 34,5	1,15
3. Rzeki o powolnym prądzie	29,2 ÷ 36,9	34,5 ÷ 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	1,55
6. Szypoty	ponad 68,4	ponad 115	ponad 1,55

nim wodę, im w głębszej zalegają warstwie. W przypadku zalegania na dnie osadu preferowanego zapotrzebowanie tlenu jest dużo niższe.

Stanem najniebezpieczniejszym dla zawartości tlenu w wodzie jest przypadek wprawienia w ruch osadów dennych. Zachodzi wtedy zjawisko chemicznego zapotrzebowania tlenu, które wg Faira może wynosić 28% w BZT₅ osadów dennych. Ponadto drobne cząstki osadu uniesione przez wodę powiększą jej BZT. Gdy spływ osadów dennych spowodowany jest wodami powodziowymi, nie należy obawiać się szkodliwych skutków i nadmiernego zapotrzebowania tlenu, gdyż olbrzymia ilość wód powodziowych rozcieńcza zawiesiny. Wody powodziowe wpływają więc dodatnio na wodę w rzece, gdyż przez spłukanie osadów dennych, usuwają dodatkowe zapotrzebowanie tlenu wywołane przez osady.

Niebezpieczne dla wody powierzchniowej jest wprawienie w ruch osadów w okresie letnim, gdy woda osiąga po raz pierwszy temperaturę 20 °C. Następuje wtedy bardzo silne wydzielanie gazu, co powoduje odrywanie od dna silnie gniących osadów nagromadzonych w ciągu zimy. Ponieważ w tym czasie zazwyczaj stan wód jest bardzo niski, przeto duże zapotrzebowanie tlenu przez osad może wywołać nadmierny spadek zawartości tlenu w wodzie i spowodować szkodliwe następstwa (np. śnięcie ryb).

W powierzchniowych wodach pływających jest tlen potrzebny w stanie rozpuszczonym, przy czym część jego dopływająca z wodą uzupełniona jest z góry przez dopływ tlenu z atmosfery przez powierzchnię wody, tj. wskutek aeracji oraz przez zielone rośliny wodne (wskutek działania światła słonecznego). Ilość tlenu dostarczana przez rośliny zielone nie jest brana pod uwagę przy obliczaniu bilansu tlenowego, gdyż przy braku światła działanie jest odwrotne. Rośliny mogą spowodować rozpuszczenie w wodzie ilości tlenu dochodzące do czterokrotnej ilości nasycającej wodę w danej temperaturze. Ilość tlenu pobierana z atmosfery dochodzi tylko do pełnego nasycenia wody i zależna jest od temperatury wody. Szybkość pobierania

zależna jest od niedoboru tlenu do pełnego nasycenia wody, tj. od różnicy między ilością tlenu nasycającego wodę w danej temperaturze a rzeczywistą ilością rozpuszczonego tlenu. Dyfuzja tlenu przez powierzchnię zależna też jest od charakteru zbiornika wody, w szczególności od warunków przepływu, działania wiatrów i powstawania fal.

Zgodnie z badaniami Faira można przyjąć wartość aeracji wyrażoną w % niedoboru tlenu w stosunku do ilości przepływającej wody o temperaturze 20 °C (tabl. 13).

Przykład. Rzeka o przepływie 30 m³/sek ma rozpuszczonego tlenu 3,2 g/m³ przy temperaturze 20 °C. Ile pobiera ona tlenu z atmosfery, jeżeli niedobór tlenu nie ulega zmianie?

Zawartość tlenu przy nasyceniu wynosi 9,2 g/m³. Niedobór tlenu wynosi 9,2 — 3,2 = 6 g/m³. Dla rzek z grupy 4 procent aeracji w stosunku do niedoboru w rubryce 3 wynosi od 46,0 do 69,0, średnio więc 57,5, a ilość pochłanianego tlenu 0,575 · 6 = 3,45 g/m³ na dobę. Ilość tlenu pobieranego przez rzekę w ciągu doby wyniesie

$$\frac{30 \cdot 3,45 \cdot 24 \cdot 60 \cdot 60}{1000} = 8550 \text{ kg}$$

Ilość pobieranego przez wodę powierzchniową tlenu z atmosfery można odnieść do powierzchni wody (tabl. 14).

Tablica 14

Ilość tlenu pobieranego z atmosfery przez wodę powierzchniową

Rodzaj wód		Stopień nasycenia %					
		100	80	60	40	20	0
1. Stawy małe	g m ³ dn	0	0,3	0,6	0,9	1,2	1,5
2. Jeziora duże	„ „	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

2. OKREŚLENIE STOPNIA OCZYSZCZENIA ŚCIEKÓW ODPROWADZANYCH DO ODBIORNIKÓW

Ścieki odprowadzane do odbiorników nie mogą powodować jego nadmiernego zanieczyszczenia ani szkodliwie wpływać na ich stan. Chcąc uniknąć zanieczyszczenia ściekami wód powierzchniowych władze państwowe określają sposób ich odprowadzenia i wydają odpowiednie przepisy.

Warunki odprowadzania ścieków podane są w rozporządzeniu Ministra Gospodarki Komunalnej z dnia 2 września 1950 r. (Dz. U. R. P. z dnia 19 września 1950 r. Nr 41 poz. 371) w sprawie określenia warunków, jakim powinny odpowiadać ścieki wpuszczone do zbiorników wód powierzchniowych i do ziemi.

W rozporządzeniu tym wody powierzchniowe podzielone są na cztery kategorie zależnie od za-

dań gospodarczych, jakim mają służyć ich wody, mianowicie:

I kategoria — zbiorniki wodne — wykorzystywane do celów centralnego zaopatrzenia w wodę do picia, w granicach ustalonych przez właściwe władze lub sąsiadujące z państwowymi rezerwatami rybnymi.

II kategoria — zbiorniki wodne wykorzystywane do niezorganizowanego zaopatrzenia w wodę do picia dla zakładów przemysłu spożywczego, a również odcinki masowego tarła ryb.

III kategoria — zbiorniki lub rzeki w obrębie osiedli — nie wykorzystywane do opatrzywania w wodę do picia lub dla przemysłu spożywczego, lecz służące do masowych kąpielii, ozdabiające przyległe tereny, jak również wykorzystywane do zorganizowanego gospodarstwa rybnego, lub znajdujące się na drodze wędrówki ryb do tarlisk.

IV kategoria — wszystkie inne odcinki zbiorników wód powierzchniowych.

Warunki, jakim powinny odpowiadać ścieki spuszczone do odbiorników są następujące:

1. Ilość zawiesin po zmieszaniu ścieków z wodą odbiornika, w postaci suchej pozostałości (wysuszonej w temp. +105 °C) przeliczona na 1 l wody: dla zbiornika I kategorii nie powinna przekraczać 0,25 mg/l, II kategorii — 0,75 mg/l i III kategorii 1,5 mg/l.

2. Po zmieszaniu się ścieków z wodą odbiornika BZT₅ nie powinno się zwiększać na odcinkach być mniejsza niż 4 mg/l, licząc według średnio-dobowej ilości tlenu w lecie, a w zbiornikach mających znaczenie dla rybołówstwa — według dobowego minimum w tym okresie.

3. Po zmieszaniu się ścieków z wodą odbiornika BZT₅ nie powinno się zwiększać na odcinkach zbiorników I kategorii — powyżej 2 mg/l, a na odcinkach zbiorników II kategorii — powyżej 4 mg/l.

Warunek zawarty w punkcie pierwszym ogranicza ilość zawiesin odprowadzonych ze ściekami do odbiorników I, II i III kategorii. Dla kategorii IV nie ma ograniczeń co do ilości odprowadzanych zawiesin. Do kategorii I i II odbiorników odnosi się warunek trzeci, który określa maksymalne zanieczyszczenia substancjami organicznymi odbiorników tych kategorii, wyrażone w biochemicznym zapotrzebowaniu tlenu. Drugi warunek dotyczy wszystkich kategorii, przy czym istotnym ograniczeniem jest on dla III i IV kategorii, gdy dla I i II jest warunek trzeci.

Z pozostałych warunków określających jakość ścieków odprowadzanych do odbiorników i wpływających na sposób i stopień oczyszczenia ścieków podkreślić należy wymaganie, aby ścieki nie zmieniały czynnej reakcji wody (pH) w zbiorniku wodnym poniżej 6,5 i powyżej 8,5.

W każdym przypadku odprowadzania ścieków do odbiornika należy przeprowadzić badanie ścieków i wód odbiornika oraz obliczenia, które wykażą, że wpływ ścieków na odbiornik nie przekracza norm podanych w rozporządzeniu.

a. Obliczanie stopnia oczyszczenia ścieków na podstawie dopuszczalnej ilości zawiesin

Z warunku ograniczającego zwiększenie ilości zawiesin w odbiornikach I, II i III kategorii określa się dopuszczalną ilość zawiesin odprowadzanych ze ściekami. Oznaczając dopuszczalną ilość zawiesin odprowadzonych ze ściekami przez Z g/m³, ilość ścieków — q m³/sek, przepływ w rzece Q m³/sek, przez a g/m³ — dopuszczalne zwiększenie ilości zawiesin zgodnie z rozporządzeniem oraz przez b g/m³ ilość zawiesin w wodzie odbiornika przed wpuszczeniem ścieków, można napisać równanie

$$Zq = aQ + (a + b)q$$

Rozwiązując to równanie względem Z znajduje się dopuszczalną ilość zawiesin w ściekach odprowadzanych od odbiornika

$$Z = a \frac{Q}{q} + a + b = a \left(\frac{Q}{q} + 1 \right) + b$$

Znając ilość zawiesiny w ściekach surowych Z_s g/m³ można określić w ‰ konieczny stopień oczyszczenia ścieków p :

$$p = \frac{(Z_s - Z)100}{Z_s} \%$$

Przykład. Do rzeki o przepływie $Q = 42$ m³/sek i wartości zawiesiny $b = 20$ g/m³ odprowadzane są ścieki w ilości $q = 2$ m³/sek i zawartości zawiesiny w stanie surowym $Z_s = 300$ g/m³. W jakim stopniu należy czyścić ścieki, jeżeli odbiornik należy do III kategorii?

Dla odbiorników III kategorii dopuszczalne zwiększenie wynosi $a = 1,5$ g/m³. Podstawiając dane do wzoru Z , otrzymuje się dopuszczalną ilość zawiesin odprowadzanych w ściekach:

$$Z = 1,5 \left(\frac{42}{2} + 1 \right) + 20 = 53 \text{ g/m}^3$$

następnie otrzymuje się konieczny stopień oczyszczenia

$$p = \frac{300 - 53}{300} 100 = \frac{247}{300} = 82,4\%$$

b. Obliczanie stopnia oczyszczenia ścieków na podstawie ilości biochemicznego zapotrzebowania tlenu

Warunkiem, który ogranicza odprowadzanie wraz ze ściekami zbyt dużych ilości substancji organicznych, jest konieczność utrzymania w odbiorniku życia opartego na działalności drobnoustrojów tlenowych. Konieczna więc jest zawartość pewnego minimum rozpuszczonego tlenu w wodzie, potrzebnego do życia tlenowców, która jest określona przez nasze przepisy na — 4 g O₂ na m³ wody. W szczególności należy zwracać uwagę na zachowanie tego warunku w okresie najintensywniej zachodzących przemian biochemicznych, przy najniższych stanach wody w odbiorniku. Przeliczenia potrzebne do sprawdzenia zachowania tego warunku sprowadzają się do obliczenia bilansu tlenowego przy założeniu, że ilość

tlenu rozpuszczonego w wodzie nie zmaleje poniżej 4 g/m³ przy najniższym jej stanie i najwyższej notowanej temperaturze.

Istnieją różne sposoby obliczania bilansu tlenowego, z których podane tu stosuje się najczęściej.

Autorzy radzieccy podają przybliżony sposób sprawdzania bilansu tlenowego uwzględniając tlen rozpuszczony w dopływającej wodzie odbiornika bez brania pod uwagę reaeracji. Przy tym założeniu jeżeli w ciągu 2 dni ilość rozpuszczonego w wodzie tlenu nie zmaleje poniżej 4 g/m³, to nie należy spodziewać się dalszego zmniejszenia tej ilości. Sposób ten daje wartości przybliżone, ale zbyt duże.

Przyjmując oznaczenia: przepływ w rzece — Q m³/sek, dopływ ścieków q m³/sek, ilość tlenu rozpuszczonego w dopływającej wodzie rzecznej — O_{rz} g/m³, BZT₅ wody dopływającej z góry rzeki — L_{5rz} , BZT₅ ścieków $L_{5śc}$, oraz 0,55 współczynnik określający biochemiczne zapotrzebowanie tlenu w ciągu dwóch dni z przeliczenia z BZT₅, otrzymujemy następujące równanie na bilans tlenowy

$$QO_{rz} - (L_{5rz}Q + L_{5śc}q)0,55 = (Q + q)4$$

Z równania tego można określić dopuszczalną ilość odprowadzanych do odbiornika zanieczyszczeń wyrażonych BZT₅ ścieków $L_{5śc}$

$$L_{5śc} = \frac{Q}{0,55q} (O_{rz} - 4 - 0,55L_{5rz}) - \frac{4}{0,55}$$

albo minimalny dopuszczalny stopień rozcieńczenia ścieków wodami odbiornika

$$\frac{Q}{q} = \frac{0,55L_{5śc} + 4}{O_{rz} - 0,55L_{5rz} - 4}$$

Inny sposób przybliżonego obliczenia bilansu tlenowego polega na uwzględnieniu reaeracji wody z atmosfery przy założeniu 60‰ nasycenia wody tlenem, lecz bez uwzględnienia tlenu dopływającego z wodą, z góry rzeki. Równanie dla bilansu tlenowego na jedną dobę przy poprzednich oznaczeniach oraz współczynniku 0,3 przejścia z BZT₅ na jednodobową i dobową ilość tlenu z reaeracji R , przyjmie następującą postać

$$(L_{5śc}q + L_{5rz}Q)0,3 = R$$

R oblicza się z poprzednich tablic; mianowicie $R = 86400 \cdot p\% \cdot D \cdot Q$, gdzie $p\%$ odczytujemy z tablicy, D g/m³ — deficyt tlenu rozpuszczonego w wodzie, Q m³/sek — przepływ wody w rzece; lub $R = 86400 \cdot v \cdot b \cdot r$, gdzie v m/sek — prędkość wody w odbiorniku, b m — szerokość odbiornika, r g/m² · n — wielkość reaeracji.

Z równania tego otrzymuje się maksymalną ilość ścieków, którą można odprowadzić do odbiornika

$$Q = \frac{R - 0,3L_{5rz}Q}{L_{5śc} \cdot 0,3}$$

lub maksymalną ilość zanieczyszczeń organicznych wyrażonych w BZT₅ zawartych w odprowadzanych ściekach

$$L_{5śc} = \frac{R - 0,3L_{5rz}Q}{0,3q}$$

Przy trzecim sposobie obliczenia uwzględnia się tlen doprowadzany z wodami odbiornika oraz z reakeracji powierzchniowej; jest więc sposób ten połączeniem dwu poprzednich sposobów i przez to dokładniejszy. Do przeprowadzenia obliczeń wymaga się jednak danych opartych na długotrwałych badaniach odbiornika, trudnych często do przeprowadzenia. Otrzymane matematyczne równanie wyrażające zależność pomiędzy procesami biochemicznymi, zachodzącymi w czasie samoczyszczania i reakeracją powierzchniową, trudne jest do rozwiązania i polega na przeprowadzeniu obliczeń wg metody kolejnych przybliżeń. Do rozwiązania zadania, zgodnie z miejscowymi warunkami naturalnymi, należy za pomocą badań ustalić następujące dane:

- a) przepływ wody w rzece przy najniższych stanach — Q m³/dn,
- b) średni dobowy odpływ ścieków — q m³/dn,
- c) średnią prędkość przepływu wody w rzece v m³/dn,
- d) temperaturę wody rzecznej w okresie obliczeniowym — T ,
- e) ilość rozpuszczonego tlenu w wodzie rzecznej w miejscu przewidywanego odprowadzenia ścieków — O_{rz} g/m³,
- f) BZT wody rzecznej powyżej miejsca odprowadzenia ścieków — L_{rz} i odprowadzanych ścieków — $L_{śc}$,

g) współczynnik szybkości biochemicznego zapotrzebowania tlenu — k_1 ,

h) współczynnik szybkości dyfuzji powierzchniowej tlenu (reaeracji) — k_2 .

W przypadku gdy nie można przeprowadzić bezpośrednich badań w odbiorniku, uzyskuje się potrzebne dane z innych odbiorników o podobnym charakterze lub otrzymuje z tablic czy obliczeń opartych.

Zgodnie ze Streeterem i radzieckimi badaczami najwłaściwszą formą matematycznego przedstawienia procesów biochemicznych jest odniesienie ich do deficytu rozpuszczonego tlenu w miarę upływu czasu. Otrzymuje się wzór

$$D_t = \frac{k_1 L_a}{k_2 - k_1} (10^{-k_1 t} - 10^{-k_2 t}) + D_a \cdot 10^{-k_2 t}$$

Równanie to nosi nazwę krzywej maksymalnego deficytu rozpuszczonego tlenu w odbiorniku. Przyjęte w nim oznaczenia: D_t mg/l lub g/m³ — oznaczają deficyt tlenu po upływie czasu t ; D_a mg/l lub g/m³ — początkowy deficyt tlenu; L_a mg/l lub g/m³ — początkowe biochemiczne zapotrzebowanie tlenu wody odbiornika; pozostałe oznaczenia — jak we wzorach poprzednich.

Czas przejścia wody odbiornika od miejsca wpuszczenia ścieków do osiągnięcia maksymalnego deficytu tlenu otrzymuje się z następującego wzoru

$$t_{kr} = \frac{\lg \left[\frac{k_2}{k_1} \left(1 - \frac{D_a (k_2 - k_1)}{k_1 L_a} \right) \right]}{k_2 - k_1}$$

Współczynnik k_1 określa się bezpośrednio z odbiornika na podstawie badań lub mając doświadczalnie określone k_1 dla temperatury 20 °C, dla innej temperatury w granicach od 10 °C do 30 °C otrzymuje się z równania $k_{1(T)} = k_{1(20)} \cdot 1,047^{(T-20)}$

Znając początkowe zapotrzebowanie tlenu — L_a i zapotrzebowanie L_b po czasie t , można obliczyć k_1 ze wzoru

$$k_1 = \frac{1}{t} \lg \frac{L_b}{L_a}$$

Ponieważ k_1 zależy głównie od temperatury wody, można przyjąć, że dla temperatury 20 °C $k_1 = 0,1$, wartości k_1 dla innych temperatur podane są w tabl. 15.

Tablica 15

Zależność współczynnika k_1 od temperatury wody

Temperatura °C	0	5	10	15	20	25	30
k_1	0,04	0,05	0,063	0,079	0,100	0,126	0,158

Wielkość k_2 , zależna od wielu czynników naturalnych, nie może być określona laboratoryjnie, lecz tylko za pomocą bezpośredniego badania odbiornika i określenia zawartości tlenu w wodzie w dwóch punktach odbiornika oraz za pomocą określenia średniego deficytu tlenu na odcinku między tymi punktami, a następnie przez przybliżone obliczanie k_2 ze wzoru

$$k_2 = \frac{X_t + (O_2 - O_1)}{2,3 D_{\delta r} \cdot t}$$

We wzorze tym $X_t = O_1 - O_2 + 2,3 k_2 D_{\delta r} t$, gdzie:

O_1 i O_2 — zawartości tlenu w dwóch punktach odbiornika (mg/l);

$D_{\delta r}$ — deficyt średni na badanym odcinku odbiornika; pozostałe oznaczenia jak poprzednio.

Dokładniejszą wartość otrzymuje się przez rozwiązanie równania maksymalnego deficytu względem k_2 . W tym celu na właściwym odcinku rzeki oznacza się D_t , $k_1 L_a$, D_a i następnie rozwiązuje równanie znajdując k_2 . Przy obliczeniach orientacyjnych można przyjąć przybliżone wartości na k_2 , mianowicie: dla rzek szybko płynących ($v > 0,5$ m/sek) — 0,4; dla rzek z prędkością przepływu mniejszą od 0,5 m/sek — 0,2; dla wód o bardzo małym przepływie — 0,05.

Obliczenie dopuszczalnej wielkości BZT₅ dla mieszaniny wody i ścieków, tj. L_a przeprowadza się wg metody kolejnych przybliżeń przez przyjęcie przypuszczalnej wartości L_a . Następnie do wzoru na krzywą maksymalnego deficytu podstawia się czas t i określa L_a , przy założeniu utrzymania minimum zawartości tlenu w wodzie. Gdy otrzymana wartość znacznie różniącą się od początkowo założonej, podstawia się ją ponownie do wzoru na t . Następnie otrzymamy czas t podstawia do wzoru na krzywą maksymalnego deficytu i otrzymuje ponownie wartość L_a . Postępuje się w ten sposób tak długo, aż otrzyma się dwie kolejne wartości L_a bardzo do siebie zbliżone.

Mając obliczone biochemiczne zapotrzebowanie tlenu dla mieszaniny wody i ścieków L_a , można następnie określić dopuszczalną ilość zanieczyszczeń organicznych wyrażonych w BZT₅. W tym celu ustala się równanie

$$q \cdot L_{\delta \delta c}^{dop} = \alpha \cdot Q (L_a - L_{rz})$$

W równaniu tym przyjęto następujące oznaczenia:

- $L_{5\dot{5}\dot{c}}^{dop}$ — dopuszczalne BZT₅ ścieków odprowadzanych do odbiornika, mg/l lub g/m³;
 L_{rz} — BZT₂₀ wody odbiornika przed zmieszanieniem ze ściekami;
 α — współczynnik dla przeliczenia BZT₂₀ (pełnego zapotrzebowania) na BZT₅.

Rozwiązując to równanie względem $L_{5\dot{5}\dot{c}}^{dop}$ otrzymuje się

$$L_{5\dot{5}\dot{c}}^{dop} = \alpha \frac{Q}{q} (L_a - L_{rz})$$

Mając BZT₅ ścieków surowych $L_{5\dot{5}\dot{c}}$ można obliczyć konieczny procent oczyszczenia ścieków przed wpuszczeniem ich do odbiornika wg wzoru

$$p = \frac{L_{5\dot{5}\dot{c}} - L_{5\dot{5}\dot{c}}^{dop}}{L_{5\dot{5}\dot{c}}} 100\%$$

Równania powyższe charakteryzujące przebieg biochemicznych przemian w odbiorniku umożliwiają — poza określeniem potrzebnego stopnia oczyszczenia ścieków — również i oznaczenie następujących wielkości:

a) deficytu tlenowego w dowolnym miejscu rzeki poniżej wylotu ścieków,

b) czasu przepływu mieszaniny wody i ścieków do miejsca maksymalnego deficytu tlenu.

Przykład obliczenia stopnia oczyszczenia ścieków.

Charakterystyka odbiornika: minimalny przepływ wody 10 m³/sek; temperatura wody w lecie 20 °C; zawartość tlenu w wodzie powyżej miejsca odprowadzenia ścieków 6 mg/l; BZT₅ wody rzecznej w tym punkcie 5 mg/l; współczynnik $k_1 = 0,1$; współczynnik $k_2 = 0,2$; odbiornik poniżej spuszczenia ścieków jest kategorii III, a więc ilość tlenu rozpuszczonego w wodzie odbiornika nie może spaść poniżej 4 mg/l; współczynnik wykorzystania wody odbiornika do rozcieńczenia ścieków 0,5.

Do tego odbiornika odprowadza się ścieki z miasta mającego 250 000 mieszkańców; zużycie wody wynosi 100 l/miesz.

Przy rozwiązywaniu zadania metodą przybliżeń, posługujemy się dwoma równaniami

$$D_t = \frac{k_1 L_a}{k_2 - k_1} (10^{-k_1 t} - 10^{-k_2 t}) + D_0 \cdot 10^{-k_2 t} \quad \text{a)}$$

$$t = \frac{\lg \left\{ \frac{k_2}{k_1} \left[1 - \frac{D_0 (k_2 - k_1)}{k_1 L_a} \right] \right\}}{k_2 - k_1} \quad \text{b)}$$

Opierając się na informacjach i danych o odbiorniku i mieście można określić następujące wielkości:

deficyt początkowy $D_0 = 9,17 - 6 = 3,17$ mg/l (9,17 mg/l — ilość tlenu nasycającego wodę przy temperaturze 20 °C); deficyt maksymalny $9,17 - 4 = 5,17$ mg/l; ilość ścieków 25 000 m³/dn.

Zakładając orientacyjnie $L_a = 15$ mg/l i podstawiając wartości do równania b) otrzymuje się

$$t = \frac{\lg \left\{ \frac{0,2}{0,1} \left[1 - \frac{3,17 (0,2 - 0,1)}{0,1 \cdot 0,15} \right] \right\}}{0,2 - 0,1} = \frac{\lg [2 (1 - 0,211)]}{0,1} = 1,98 \text{ doby}$$

Podstawiając otrzymane wartości na t i wartości już określone do równania a) otrzymuje się

$$5,17 = \frac{0,1 L_a}{0,2 - 0,1} (10^{-0,1 \cdot 1,98} - 10^{-0,2 \cdot 1,98}) + 3,17 \cdot 10^{-0,2 \cdot 1,98}$$

$$5,17 = L_a \cdot 0,231 + 1,27; \quad L_a = 16,9 \text{ mg/l}$$

Podstawiając otrzymaną wartość $L_a = 16,9$ do równania b) otrzymuje się $t = 2,11$ doby. Podstawiając następnie tę wartość t do równania a) otrzymuje się $L_a = 16,8$ mg/l. Wartość ta nie odbiega od ostatnio założonej 16,9, może więc być przyjęta za dopuszczalne początkowe BZT₅ mieszaniny wody odbiornika i ścieków.

Ponieważ woda powyżej miejsca odprowadzania ścieków ma BZT₅ = 5 mg/l, to zwiększenie może wynieść $16,8 - 5 = 11,8$ mg/l. Biorąc pod uwagę, że tylko 50% wody odbiornika (współczynnik wykorzystania wody odbiornika $\alpha = 0,5$) przyjmuje się do rozcieńczenia ścieków, otrzyma się ogólną ilość zanieczyszczeń, które można odprowadzić do odbiornika

$$11,8 (10 \cdot 0,5 \cdot 86\,400 + 25\,000) = 5\,392\,600 \text{ g BZT}_5 \approx 5\,400\,000 \text{ g}$$

Przyjmując, że BZT₅ na jednego mieszkańca wynosi 50 g/dn, otrzymuje się ilość zanieczyszczeń zawartych w ściekach

$$50 \cdot 250\,000 = 12\,500\,000 \text{ g BZT}_5$$

konieczny więc procent oczyszczenia ścieków

$$p = \frac{12\,500\,000 - 5\,400\,000}{12\,500\,000} \cdot 100 = 56,8\%$$

Do oznaczenia stopnia oczyszczenia ścieków w podany sposób potrzeba żmudnych przeliczeń. Aby ich uniknąć, można oprzeć obliczenie na wykresie M. A. Ruffela, który sporządził go, opierając się na równaniu maksymalnego deficytu. Na rys. 232 przedstawiony jest wykres do obliczania dopuszczalnego BZT ścieków wypuszczanych do odbiornika o współczynniku reakeracji $k_2 = 0,2$.

Dla przykładu przeprowadzimy obliczenie poprzedniego zadania posługując się wykresem M. A. Ruffela. Przyjmujemy, że stopień rozcieńczenia ścieków wodą odbiornika wynosi

$$n = \frac{\alpha (Q + q)}{q} = \frac{0,5 (10 \cdot 86\,400 + 25\,000)}{25\,000} = 18$$

Przy tym rozcieńczeniu w temperaturze $t = 20$ °C (przy BZT₅ wody odbiornika powyżej miejsca wypuszczania ścieków wynoszącym 5 mg/l), otrzymuje się z wykresu dopuszczalne BZT₅ ścieków odprowadzanych do odbiornika

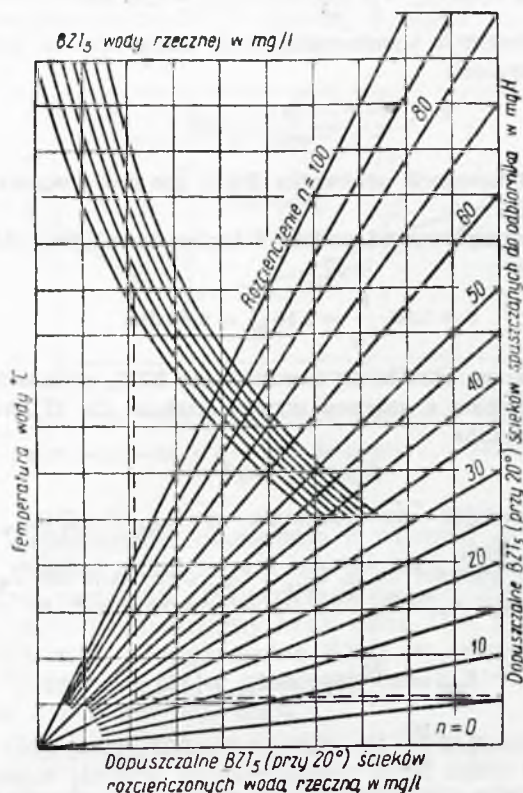
$$L_{\dot{5}\dot{c}} = 215 \text{ g/m}^3$$

Jeżeli początkowe BZT₅ ścieków wynosi 500 g/l, to konieczny stopień oczyszczania ścieków wyniesie

$$p = \frac{500 - 215}{500} \cdot 100 = 57\%$$

Wykres M. A. Ruffela można stosować również i do innych wartości współczynnika reakeracji k_2 , przyjmując liniową zależność pomiędzy dopuszczalnym BZT i stałą reakeracji. Przy obliczeniach można się również posługiwać mnożnikami podanymi przez B. O. Botuka (tabl. 16).

Przykład. Jeżeli z wykresu (dla $t = 20^\circ\text{C}$ i $k_2 = 0,2$) otrzyma się dopuszczalne BZT₅ ścieków = 200 g/m³, to przy $k_2 = 0,6$ i $t = 25^\circ\text{C}$ należy otrzymaną wartość po-



Rys. 232. Wykres do obliczania dopuszczalnego BZT₅ wypuszczanych ścieków przy współczynniku napowietrzania $k_2 = 0,2$

mnożyć przez 1,56 (z tablicy 16) i wówczas BZT₅ wyniesie $200 \cdot 1,56 = 312 \text{ g/m}^3$.

Tablica 16

Mnożniki wg B. O. Botuka dla różnych wartości k_2 i t

t \ k_2	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
30	0,31	0,46	0,61	0,76	0,91	1,06	1,21	1,36
25	0,45	0,67	0,89	1,11	1,33	1,56	1,77	1,99
20	0,67	1,00	1,33	1,66	1,99	2,32	2,65	2,98
15	1,01	1,48	1,95	2,42	2,89	3,36	3,83	4,30
10	1,49	2,22	2,95	3,68	4,41	5,14	5,87	6,60

c. Obliczanie oczyszczania ścieków wg dopuszczalnej wartości BZT₅ wody odbiornika

Zgodnie z rozporządzeniem Ministra Gospodarki Komunalnej z dnia 2 września 1950 r. ograniczenie maksymalnej wartości BZT₅ stosuje się dla odbiorników kategorii I i II, w których odpowiednio dopuszcza się maksymalne zanieczyszczenie w ilości 2 i 4 mg/l BZT₅.

Ażeby w danym miejscu czystość odbiornika utrzymała się w granicach czystości odbiorników I lub II kategorii, należy w miejscu odprowadzania ścieków określić dla mieszaniny wody odbiornika ze ściekami maksymalną dopuszczalną ilość zanieczyszczeń wyrażonych w BZT₅. Ilość ta wskutek samooczyszczania się wód na odcinku od-

dzielającym miejsce spustu ścieków od miejsca, w którym odbiornik jest kategorii I, zmaleje do 2 mg/l BZT₅, a kategorii II — do 4 mg/l BZT₅. W obliczeniach, jakie przeprowadza się w tym celu, należy przyjmować całkowity przepływ wody w odbiorniku od punktu pełnego jej wymieszania ze ściekami, co następuje po pewnym czasie — zależnym od stopnia rozcieńczenia ścieków wodą odbiornika i od wielkości przepływu w odbiorniku. W tabl. 17 podano czas pełnego wymieszania się

Tablica 17

Czas wymieszania się wody odbiornika ze ściekami w zależności od stosunku przepływu wody w rzece do ilości odpowiednich ścieków

Stosunek przepływu wody w rzece do ilości odprowadzanych ścieków	Czas potrzebny do pełnego wymieszania się wody odbiornika ze ściekami, przy skoncentrowanym ich wypuszczeniu z brzegu i ich przepływach w odbiorniku Q m ³ /sek			
	do 5 godz	od 5-50 godz	od 50 do 500 godz	ponad 500 godz
1:1 — 5:1	0,6	0,8	1,0	1,5
5:1 — 25:1	4,5	5,5	6,7	8,0
25:1 — 125:1	12,0	13,5	17,0	22,0
125:1 — 600:1	28,0	33,0	39,0	55,0
powyżej 600:1	56,0	66,0	77,0	112,0

ścieków z wodą odbiorników zależnie od różnych warunków przepływu i rozcieńczenia. Dla miejsc z czasem przepływu krótszym, niż potrzeba na pełne wymieszanie, należy przyjmować współczynniki zmniejszające ilość wody odbiornika poddanej samooczyszczaniu.

Wartości podane w tej tablicy są orientacyjne i przy dokładnych obliczeniach należałoby je sprawdzić przez badanie odbiornika. Dane w tablicy należy zmniejszyć półtorakrotnie, jeżeli ścieki odprowadzane są do nurtu i trzykrotnie — przy rozdzielonym odprowadzeniu ścieków — przynajmniej na 4 odpływy i do połowy poprzecznego przekroju rzeki.

Czas przepływu ścieków od miejsca ich wpustu do punktu, dla którego przeprowadza się obliczenia, wynosi

$$t = \frac{l \cdot 1000}{v_{rz} \cdot 86400} = 1,16 \frac{l}{v_{rz}} \text{ dn}$$

gdzie: l w km, a v_{rz} w cm/sek.

BZT₅ mieszaniny wody i ścieków w miejscu odprowadzenia ścieków określa się ze wzoru

$$L_{5m} = \frac{L_t}{10^{-k_2 t}}$$

gdzie:

L_{5m} — BZT₅ mieszaniny wody i ścieków, mg/l,
 L_t — BZT₅ mieszaniny wody i ścieków w miejscu obliczeniowym, tj. dla I kategorii — 2 mg/l; dla II — 4 mg/l.

Otrzymuje się więc wzór dla I kategorii

$$L_{5m} = \frac{2}{10^{-k_2 t}}$$

a dla II kategorii

$$L_{5m} = \frac{4}{10^{-k_2 t}}$$

Do wyznaczenia dopuszczalnego BZT₅ ścieków spuszczanych do odbiornika, można napisać równanie

$$Q L_{5rz} + q L_{5śc} = (Q + q) L_{5m}$$

toteż

$$L_{5śc} = \frac{Q}{q} (L_{5m} - L_{5rz}) + L_{5m}$$

gdzie:

$L_{5śc}$ — BZT₅ ścieków odprowadzanych do odbiornika,

Q — przepływ wody w odbiorniku,

q — ilość odpływających ścieków,

L_{5rz} — BZT₅ odbiornika.

Podstawiając do tego równania wartości na L_{5m} otrzymuje się dla odbiornika I kategorii

$$L_{5śc} = \frac{Q}{q} \left(\frac{2}{10^{-k,t}} - L_{5rz} \right) + \frac{2}{10^{-k,t}}$$

dla II kategorii

$$L_{5śc} = \frac{Q}{q} \left(\frac{4}{10^{-k,t}} - L_{5rz} \right) + \frac{4}{10^{-k,t}}$$

Korzystając z wykresu M. A. Ruffela (rys. 232) można wykonać obliczenie znacznie szybciej i łatwiej.

Przykład obliczenia stopnia oczyszczenia ścieków dla odbiornika II kategorii przy wykorzystaniu wykresu M. A. Ruffela. Obliczyć dopuszczalne BZT₅ ścieków odprowadzanych w ilości $q = 500$ l/sek do rzeki o przepływie $Q = 20$ m³/sek i prędkości przepływu $v_{rz} = 0,20$ m/sek; temperatura wody w lecie 20 °C, BZT₅ wody rzecznej bezpośrednio powyżej wpuszczenia ścieków 2 mg/l.

W odległości $l = 8$ km od miejsca wpuszczenia ścieków rzeka ma mieć charakter odbiornika II kategorii.

Stopień rozcieńczenia ścieków można określić ze wzoru

$$\frac{Q + q}{q} = \frac{20,5}{0,5} \approx 40$$

Z tabl. 17 otrzymuje się pełne wymieszanie ścieków z wodą rzeki, która nastąpi po 13,5 godzinach, wówczas odległość

$$L = 3,6 v_{rz} \cdot t = 3,6 \cdot 0,2 \cdot 13,5 = 9,75 \text{ km}$$

Współczynnik wymieszania wody odbiornika ze ściekami α wyniesie

$$\alpha = \frac{l}{L} = \frac{8}{9,75} = 0,82$$

Dla II kategorii odbiornika BZT₅ nie może przekroczyć 4 mg/l.

Czas przepływu od wylotu ścieków do miejsca obliczeniowego

$$t = 1,16 \frac{l}{v_{rz}} = 1,16 \frac{8}{20} = 0,46 \text{ dn}$$

Z wykresu określa się dopuszczalne BZT₅ mieszaniny wody i ścieków w miejscu wylotu ścieków dla II kategorii odbiornika

$$L_{5m} = 4,5 \text{ mg/l}$$

Podstawiając do równania $q \cdot L_{5śc} = \alpha Q (L_{5m} + L_{5rz}) + q L_{5m}$ otrzymane wartości na α , L_{5rz} i L_{5m} otrzymuje się $L_{5śc}$,

tj. dopuszczalne BZT₅ ścieków odprowadzanych do odbiornika

$$L_{5śc} = \alpha \frac{Q}{q} (L_{5m} - L_{5rz}) + L_{5m} = 0,82 \frac{20}{0,5} (4,5 - 2,0) + 4,5 = 76,5 \text{ g/m}^3$$

Następnie, jak w poprzednich przykładach, określa się stopień oczyszczenia ścieków, a wreszcie dobiera urządzenia, które zapewnią potrzebny stopień oczyszczenia.

Określenie dopuszczalnego obciążenia oraz braku tlenu można też wykonać wg uproszczonego sposobu Faira. Sposób ten oparty jest na wzorze Streetera. Określamy ilość tlenu pobieranego przez wodę. Niezbędne dane zawiera tabl. 18.

Tablica 18

Określenie dopuszczalnego obciążenia odbiornika i przebieg braku tlenu (wg Faira)

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 w temperaturze			Czas przepływu do najniższego punktu braku tlenu (czas krytyczny)		
	15 °C	20 °C	25 °C	15 °C	20 °C	25 °C	15 °C	20 °C	25 °C
1 Małe stawy	$F = 0,6$	0,5	0,4	$F = 2,1$	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

$L = D \cdot F$

L = dopuszczalne zapotrzebowanie tlenu (BZT₅ przy 20 °C) tuż poniżej wylotu kanalizacji,

D = dopuszczalny brak tlenu w wodzie,

F = współczynnik obciążenia w zestawieniu pomiędzy wypadkami granicznymi a) i b).

Jakie jest dopuszczalne BZT₅ (w temperaturze 20 °C) — tuż poniżej wylotu kanalizacji rzeki — o szybkim prądzie, jeśli zawartość tlenu na odcinku samooczyszczenia rzeki nie powinna spaść w temperaturze 25 °C poniżej 5 mg/l?



Rys. 233. Trzy punkty linii nasycenia tlenem
1 — punkt wyjściowy, 2 — punkt najniższy, 3 — punkt zwrotny,
4 — pełne nasycenie

Współczynnik obciążenia F zawarty jest (tabl. 18) między granicznymi wartościami 2,1 oraz 3,3. Pełne nasycenie w temperaturze 25 °C wynosi 8,3 mg/l. Dopuszczalny brak tlenu $D = 8,3 - 5 = 3,3$ mg/l. Dopuszczalne BZT₅ w temperaturze 20 °C zawiera się w granicach $2,1 \cdot 3,3 = 6,9$ mg/l oraz $3,3 \cdot 3,3 = 10,9$ mg/l.

Gdy przy wylocie kanalizacji istnieje pełne nasycenie tlenem, to największy brak tlenu wystąpi w odległości od wylotu odpowiadającej czasowi przepływu trwającemu 1,8 doby.

Określenie przebiegu linii braku tlenu przeprowadza Fair na podstawie trzech punktów: punktu wyjściowego, największego obniżenia się i punktu zwrotnego (rys. 233, 234, 235).

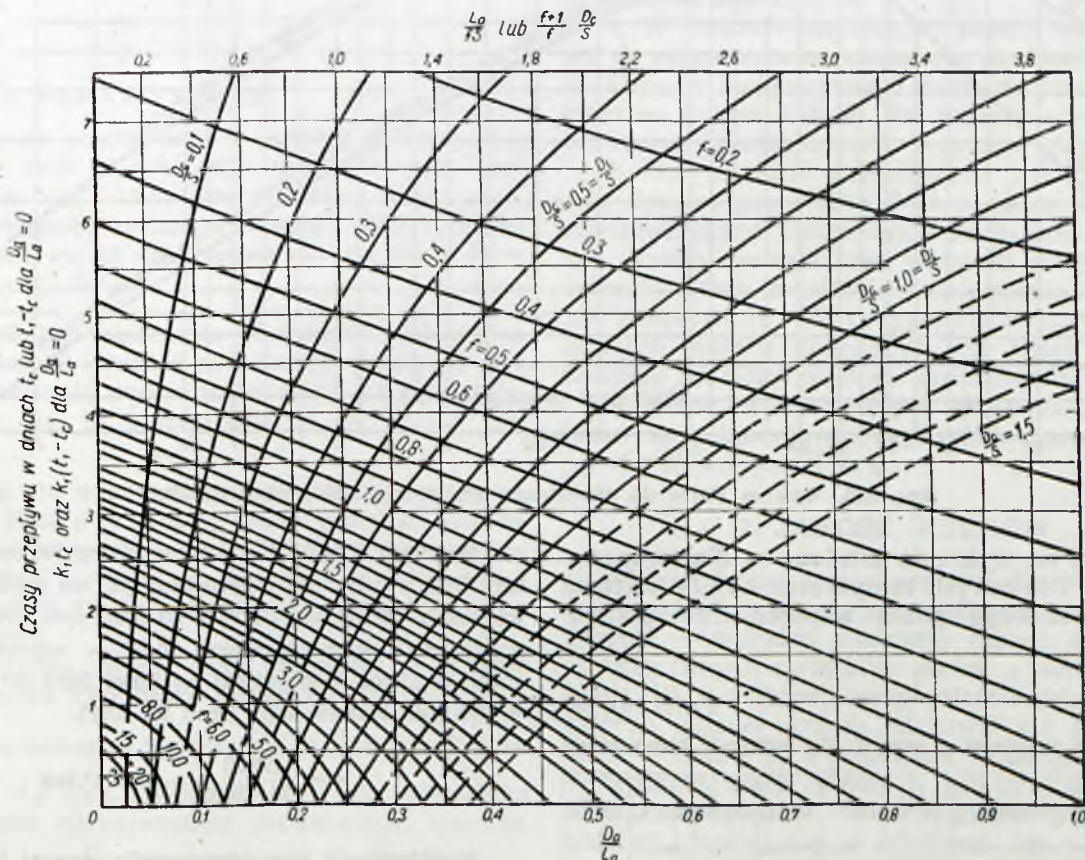
Punktem wyjściowym jest brak tlenu w wodzie odbiornika na wysokości wylotu kanalizacji. Wartość D_0 jest różnicą pomiędzy pełnym nasyceniem S dla danej temperatury oraz rzeczywistą zawartością tlenu w wodzie odbiornika. W celu określenia najniższego punktu oraz punktu zwrotnego posłużyc się należy wykresem (rys. 234) podanym przez Faira, z którego odczytuje się braki tlenu D_c oraz D_i i odpowiadający im czas przepływu t oraz t_i . Oznaczają tutaj:

- L — biochemiczne zapotrzebowanie tlenu (BZT₂₀) w odbiorniku poniżej wylotu,
- f — współczynnik samooczyszczania; jest to stosunek dobowego natleniania się do dobowego zapotrzebowania tlenu. Wartości jego stosowane do przyjętego rodzaju wód podane są w tabl. 19.

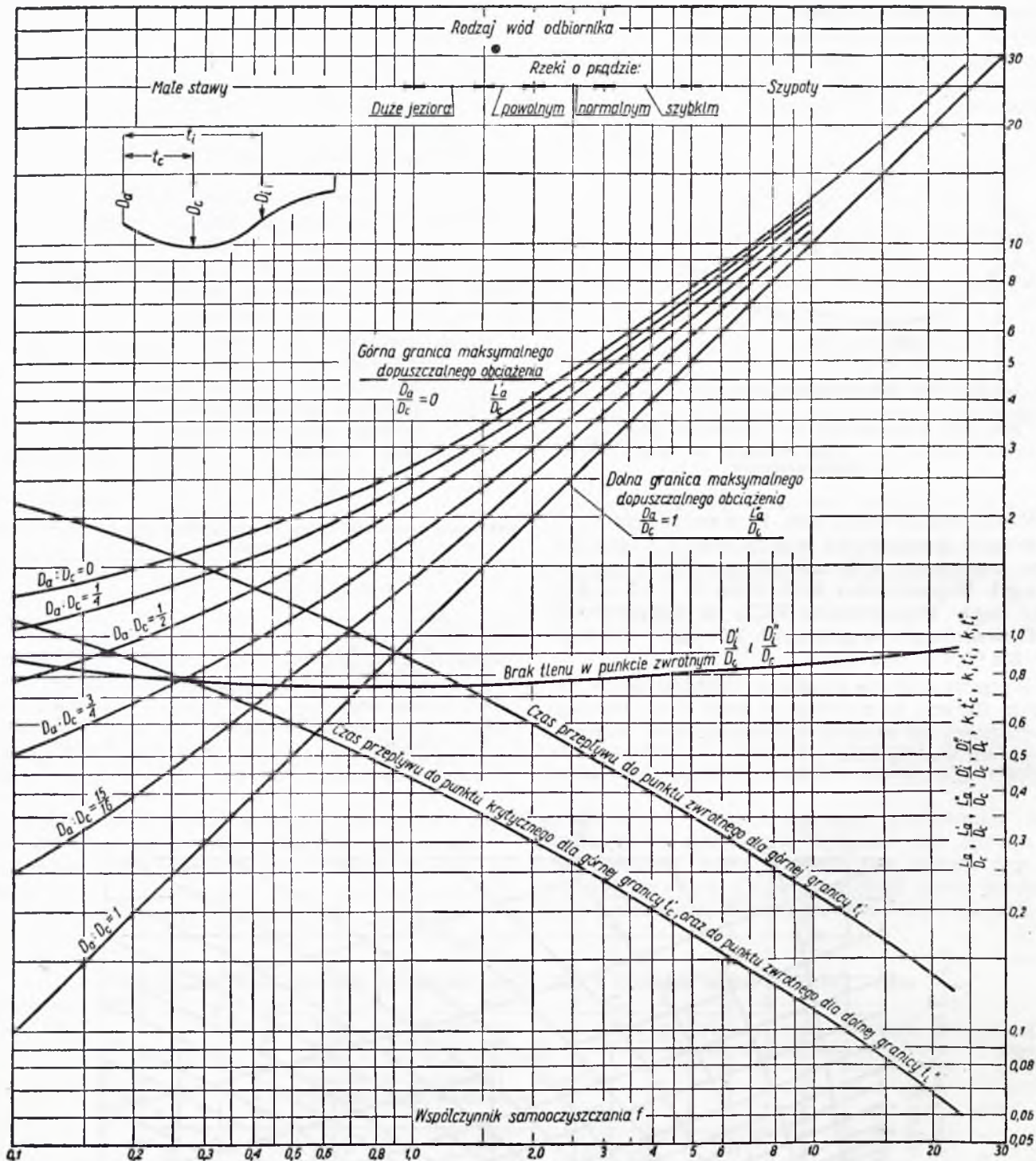
Tablica 19

Zależność współczynnika samooczyszczania (f) od rodzaju wód

Rodzaj wód		f
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



Rys. 234. Wykres Faira do określania przebiegu linii braku tlenu



Rys. 235. Wykres Faira do określania obciążenia odbiornika tlenem

Wartości na wykresie ustalone są dla temperatury 20 °C. Dla innych temperatur należy wartość t oraz f pomnożyć przez współczynniki podane w tabl. 20.

Tablica 20

Mnożniki dla wartości t oraz f dla różnych temperatur

Przy temperaturze	5 °C	10 °C	15 °C	20 °C	25 °C	30 °C
Współczynnik dla t	0,5	0,63	0,80	1,00	1,26	1,99
„ „ f	1,58	1,35	1,16	1,0	0,86	0,74

Przykład. Określić należy charakterystyczne wartości linii braku tlenu dla przypadku, gdy do rzeki o przepływie wody 1,0 m³/sek, BZT₅ = 9,1 mg/l oraz zawartości tlenu 5,1 mg/l w temperaturze 20 °C — wprowadzane zostają w ciągu doby ścieki w ilości 2592 m³ o BZT₅ = 230 mg/l i zawartości tlenu 3,1 mg/l.

$$q = \frac{2592}{24 \cdot 3600} = 0,03 \text{ m}^3/\text{sek}$$

Współczynnik samooczyszczania wynosi 1,5—2 (tabl. 19), przyjęto jego wartość średnią 1,7.

Nasycenie pełne S odpowiada wartości 9,1 mg/l (tabl.

14). Brak tlenu w odbiorniku wynosi $9,1 - 5,1 = 4 \text{ mg/l}$, w ściekach $9,1 - 3,1 = 6 \text{ mg/l}$, brak średni

$$D_a = \frac{1 \cdot 4 + 0,03 \cdot 6}{1,03} = 4,1 \text{ mg/l}$$

BZT₅ w odbiorniku poniżej wylotu kanalizacji wynosi

$$\text{BZT}_5 = \frac{1 \cdot 9,1 + 0,03 \cdot 230}{1,03} = 15,5 \text{ mg/l}$$

Całkowite BZT₂₀ przy 20 °C $L_a = 1,46 \cdot 15,5 = 22,6 \text{ mg/l}$. Wartości dla odczytywania wykresu wynoszą:

$$f = 1,7 \quad \frac{D_a}{L_a} = \frac{4,1}{22,6} = 0,18$$

$$S = 9,1 \text{ mg/l} \quad \frac{f+1}{f} = \frac{1,7+1}{1,7} = 1,59$$

$$D_a = 4,1 \text{ mg/l} \quad \frac{L_a}{f \cdot S} = \frac{22,6}{1,7 \cdot 9,1} = 1,46$$

$$L_a = 22,6 \text{ mg/l}$$

Na podstawie tych wartości odczytujemy z wykresu Faira (rys. 234):

$$\text{dla } \frac{D_a}{L_a} = 0,18 \text{ oraz } f = 1,7 \quad t_2 = 2,4 \text{ doby}$$

$$\text{dla } t_2 = 2,4 \text{ doby i } \frac{L_a}{f \cdot S} = 1,46 \quad \frac{D_c}{S} = 0,83$$

wobec czego $D_c = 0,83 \cdot S = 0,83 \cdot 9,1 = 7,6 \text{ mg/l}$

$$\text{dla } \frac{D_a}{L_a} = 0 \text{ oraz } f = 1,7 \quad t_3 - t_2 = 3,3 \text{ doby}$$

a więc $t_3 = 3,3 + 2,4 = 5,7 \text{ doby}$

$$\text{dla } t_3 - t_2 = 3,3 \text{ oraz } \frac{f+1}{f} = 1,59 \cdot 0,83 = 1,32;$$

$$\frac{D_c}{S} = 0,64$$

a więc $D_c = 0,64 \cdot 9,1 = 5,8 \text{ mg/l}$

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, punkt zaś zwrotny o $D_i = 5,8 \text{ mg/l}$ po 5,7 dobach.

Dokładniejsze obliczenie obciążenia odbiornika można wykonać również za pomocą sposobu Faira przy zastosowaniu wykresu podanego na (rys. 235). Oznaczenia są te same jak na wykresie poprzednim.

Przykład. Ile wynosi dopuszczalne biologiczne zapotrzebowanie tlenu przy 20 °C w rzece o powolnym prądzie wody, tj. współczynniku samooczyszczania $f = 1,7$, gdy zawartość tlenu nie może spaść poniżej 5 mg/l? Pełne nasycenie wynosi 9,1 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 $L_a = 3,7 \cdot 4,1 = 15,2 \text{ mg/l}$. Dolna granica — gdy początkowy brak D_a spadł do największej dopuszczalnej wartości $D_a = D_c = 4,1 \text{ mg/l}$, $\frac{D_a}{D_c} = 1$, z wykresu zaś $\frac{L_a}{D_c} = 1,7$, więc $L_a = 1,7 \cdot 4,1 = 7,0 \text{ mg/l}$.

Dla wypadku pośredniego gdy np. $D_a = 2 \text{ mg/l}$

$$\frac{D_a}{D_c} = \frac{2,0}{4,1} = 0,49 \quad \frac{L_a}{D_c} = 3 \text{ więc } L_a = 3 \cdot 4,1 = 12,3 \text{ mg/l}$$

Brak tlenu D_i w punkcie zwrotnym wynosi zgodnie z wykresem dla wszystkich trzech przypadków $\frac{D_i}{D_c} = 0,75$, więc $D_i = 0,75 \cdot 4,1 = 3,1 \text{ mg/l}$. Czasy przepływu odczytuje się z wykresu poprzedniego (rys. 234).

$$\frac{D_a}{L_a} = \frac{0}{15,2} = 0 \quad \frac{4,1}{7,0} = 0,59 \quad \frac{2,0}{12,3} = 0,16$$

$$t_2 = 3,3 \quad 0 \quad 2,6$$

$$t_3 - t_2 = 3,3 \quad 3,3 \quad 2,7$$

$$t_4 = 6,6 \quad 3,3 \quad 5,3$$

Z przytoczonych wykresów wynikają następujące wnioski dotyczące przebiegu linii braku tlenu:

1. Dopuszczalne obciążenie BZT równa się w rzekach ubogich w tlen 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 BZT₂₀ wynosić 8—10 mg/l, czemu odpowiada BZT₅ 5,5 do 6,9 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 , tj. im lepsze przewietrzanie, tym czas krótszy.

5. Oczyszczanie mechaniczne jest dostateczne, gdy dobowo przeciętna ilość ścieków zostaje rozrzedzona przez niskie wody rzeki ponad 20-krotnie. Należy uwzględnić warunki miejscowe: zawartość tlenu, możliwości natleniania wody oraz jej temperaturę. W przypadku ścieków przemysłowych należy przeliczyć ich ilości na równoznaczne im ilości ścieków gospodarczych.

Przebieg linii tlenowej w przypadku wielu wylotów kanalizacyjnych, wykreślić można posługując się wykresami Faira.

3. JAKOŚĆ ŚCIEKÓW

Świeże ścieki z gospodarstw domowych mają mdły zapach i barwę szarozółtą, natomiast ścieki gnijące — wyraźny cuchnący zapach siarkowodoru oraz innych związków siarki, a barwę ciemnoszarą. W normalnej temperaturze ścieków kanalowych objawy gnicia odczuwa się po 2 godzinach — lekko, po 6 godzinach — bardzo wyraźnie. W temperaturach niższych lub przy dużym rozcieńczeniu ścieków objawy gnicia pojawiają się później i mniej się je odczuwa. Im większe jest stężenie ścieków, tym silniej występują objawy gnicia i zamacenia, 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.

Zanieczyszczenia zawarte w wodzie rozpatrywać należy z uwagi na wpływ, jaki wywierają na odbiornik z punktu widzenia ich fizycznych właściwości 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, toczonych po dnie lub rozpuszczonych. Rozróżnia się zanieczyszczenia, które mogą 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 zamętnienie i zabarwienie wody.

Zanieczyszczenia chemiczne dzieli się na mineralne oraz organiczne. Domieszki mineralne są to ciała pozostające po wyzarczeniu; występują one głównie w postaci soli węglanowych, siarczanów, chlorków itp. W wodzie nie ulegają zmianom. Powodować mogą jednak przy znacznym ich dopływie, głównie z zakładów przemysłowych, zmianę wody uniemożliwiającą bezpośrednio korzystanie z niej przez ludność zamieszkałą poniżej miejsca spuszczenia ścieków. Domieszki organiczne o bardzo złożonym składzie chemicznym są nietrwałe i w wodzie szybko ulegają rozkładowi, z wyjątkiem wysokomolekularnych węglowodanów (np. oleje parafinowe i mineralne oraz związki smołowe). Ciała organiczne zawarte w ściekach dzielimy na: zawierające azot i nie zawierające go. Głównymi związkami zawierającymi azot są mocz, proteina, białka i aminokwasy, nie zawierającymi zaś azoty — tłuszcze, mydło i węglowodany, do których należy celuloza. Resztkami łatwo gnijącymi w ściekach są odpadki żywności ludzkiej i zwierzęcej, kał, mocz, szczątki zwierząt, mięso, jaja, 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, ich zarodniki i drobnoustroje żyjące w środowisku wodnym. Szkodliwe dla zdrowia ludzi są liczne rodzaje bakterii, głównie z rodzaju pasożytniczych zwanych bakteriami chorobotwórczymi, mogące wywoływać częstokroć powstawanie epidemii. Z przenoszonych przez wodę najgroźniejsze są bakterie cholery, duru brzuszego i biegunki. Bakterie oraz drobnoustroje żyjące w środowisku wodnym, jak już podano, są bardzo pożyteczne, gdyż niektóre z nich biorą udział w procesie samoczyszczenia wód.

Przeciętny skład zanieczyszczeń ścieków miejskich (bez zanieczyszczeń przemysłowych) podany jest w tabl. 21.

Tablica 21

Przeciętny skład zanieczyszczeń ścieków miejskich (bez zanieczyszczeń przepływowych)

Zanieczyszczenia	Mineralne g/m ³	Organiczne g/m ³	Razem g/m ³	Pięciodniowe biochemiczne zapotrzebowanie tlenu
Ulegające osadzeniu	130	270	400	130
Nie ulegające osadzeniu	70	130	200	80
Rozpuszczone	330	330	660	150
razem	530	730	1260	360 g/m ³

Ilość zanieczyszczeń przypadająca na mieszkańca zależy od stopnia zamożności, przyzwyczajień itp. i jest podane w tabl. 22.

Tablica 22

Ilość zanieczyszczeń przypadająca na 1 mieszkańca

Zanieczyszczenia	Mineralne g/m ³ d	Organiczne g/m ³ d	Razem g/m ³ d	Pięciodniowe biochemiczne zapotrzebowanie tlenu
Zawiesiny ulegające osadzeniu	20	40	60	19
Zawiesiny nie ulegające osadzeniu	10	20	30	12
Rozpuszczone zanieczyszczenia	50	50	100	23
razem	80	110	190	54 g/m ³ dn

Główną część ścieków domowych tworzą odchody ludzkie, których ilość zależy zarówno od warunków miejscowych, jak i klimatycznych oraz socjalnych.

Skład oraz ilość zanieczyszczeń zależy w dużym stopniu od dopływu wód przemysłowych. Te ostatnie w niektórych razach wskutek swego składu oraz ilości mogą całkowicie zmienić właściwości ścieków. Z wielu zakładów przemysłowych ścieki można po wykonaniu pewnych zabezpieczeń oczyszczać wspólnie ze ściekami miejskimi. W niektórych przypadkach wskazane jest jednak niezależne oczyszczanie ze względu na konieczność zastosowania odrębnych sposobów traktowania.

Jeżeli ścieki miejskie mają przyjąć organicznie zanieczyszczone wody przemysłowe, to konieczna jest dla nich porównawcza miara; najlepiej posłużyć się tlenem biochemicznym. Zabrudzenie wód przemysłowych wyraża się równoważnikami liczby ludności. Za jednostkę porównawczą przyjmuje się pięciodniowe zapotrzebowanie tlenu (na jednego mieszkańca) wynoszący 54 g/m dn. Ustalone równoważniki podano w tabl. 23.

Zależność równoważnych ilości ścieków przemysłowych i gospodarczych w odniesieniu do ilości produkcji i liczby mieszkańców

Rodzaj produkcji		Liczba ludności
Mleczarnie bez serowni	na 1000 l mleka	10 ÷ 30
Mleczarnie z serownią	" 1000 l "	50 ÷ 250
Gorzelnie	" 1000 l zboża	1500 ÷ 2000
Browary	" 1000 l piwa	300 ÷ 2000
Krochmalnie	" 1000 l mączki	500
Rzeźnie	" 1 wołu = 2,5 świni	70 ÷ 200
Cukrownie	" 1 tonę buraków	120 ÷ 400
Bielarnie	" 1 tonę towaru	250 ÷ 350
Farbiarnie z barwnikami siarkowymi	" 1 tonę "	2000 ÷ 3500
Papiernie	" 1 tonę papieru	100 ÷ 300
Miażdżarnie drzewa	" 1 tonę miazgi	50 ÷ 80
Wytwórnice celulozy siarczynowej	" 1 tonę celulozy	3000 ÷ 4000
Roszarńie lnu	" 1 tonę słomy lnianej	750 ÷ 1150
Pralnie wełny	" 1 tonę wełny	2000 ÷ 3000
Garbarnie	" 1 tonę skóry	1000 ÷ 4000
Jadłodajnie	" 1 tonę odpadków kuchennych	530
Wytwórnice konserw owocowych i jarzynowych	" 1 tonę surowca	170
Fabryki włókien sztucznych	" 1 tonę włókien sztucznych	500 ÷ 700
Pralnie	" 1 tonę bielizny suchej	700 ÷ 2300

Projektowanie oczyszczalni 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.

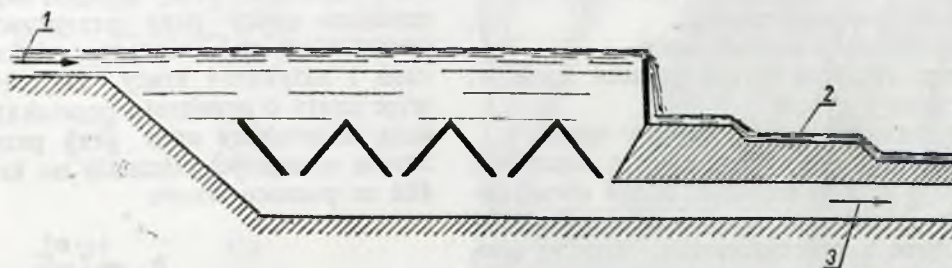
4. SPOSOBY OCZYSZCZANIA ŚCIEKÓW

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 przypadku oznaczenie niezbędnego stopnia oczyszczania ścieków powinno się rozpatrywać niezależnie. Wybór sposobu lub współdziałania sposobów musi podlegać starannym rozważaniom. Czynniki, które poza wymienionymi odgrywają rolę, są: łatwość obsługi, spadek istniejący do rozporządzenia, koszty budowy i ruchu, możliwość przeciążenia oraz łatwość rozbudowy i stopień wykorzystania wartości, znajdujących się w ściekach.

Do oczyszczania ścieków stosuje się trzy zasadnicze sposoby: mechaniczny (fizyczny), chemiczny i biologiczny.

Oczyszczanie mechaniczne ścieków przeprowadza się zazwyczaj przed oczyszczaniem biologicznym. Przez zastosowanie obu metod uzyskuje się pełne oczyszczenie ścieków. Mechaniczne oczyszczanie, jako poprzedzające biologiczne, bywa nazywane wstępnym, a biologiczne wtórnym.

Zanieczyszczenie wód opadowych zależy od rodzaju nawierzchni, po jakiej one spływają, od

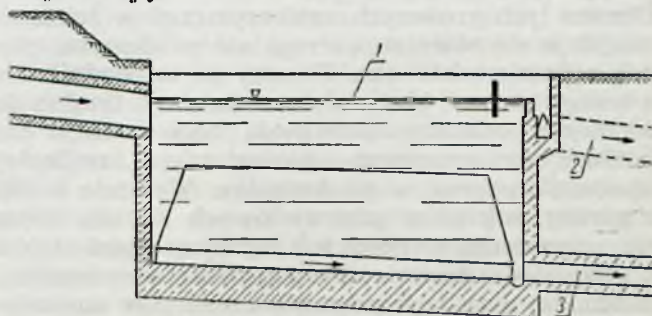


Rys. 236. Osadnik dla wód deszczowych Mannesa
1 — dopływ, 2 — do odbiornika, 3 — do oczyszczalni

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 wzmószonym ruchu pojazdów mechanicznych. Początkowe ilości wód deszczowych są nieraz bardzo silnie zanieczyszczone. W ogólnospławnym układzie sieci kanalizacyjnej fale najbrudniejszej wody dopływają do oczyszczalni. Przy projektowaniu oczyszczalni ten dopływ wód deszczowych należy uwzględnić. W przypadku sieci rozdzielczej wszystkie wody deszczowe odpływają do odbiornika, w pewnych więc okolicznościach trzeba włączyć w sieć tych wód specjalnego rodzaju osadniki, chwytające pierwsze fale deszczu (schematyczne przedstawienie na rys. 236, 237, 238).

W przypadku gdy ścieki zawierają bakterie chorobotwórcze, w celu ich zniszczenia stosuje się dezynfekcję ścieków.

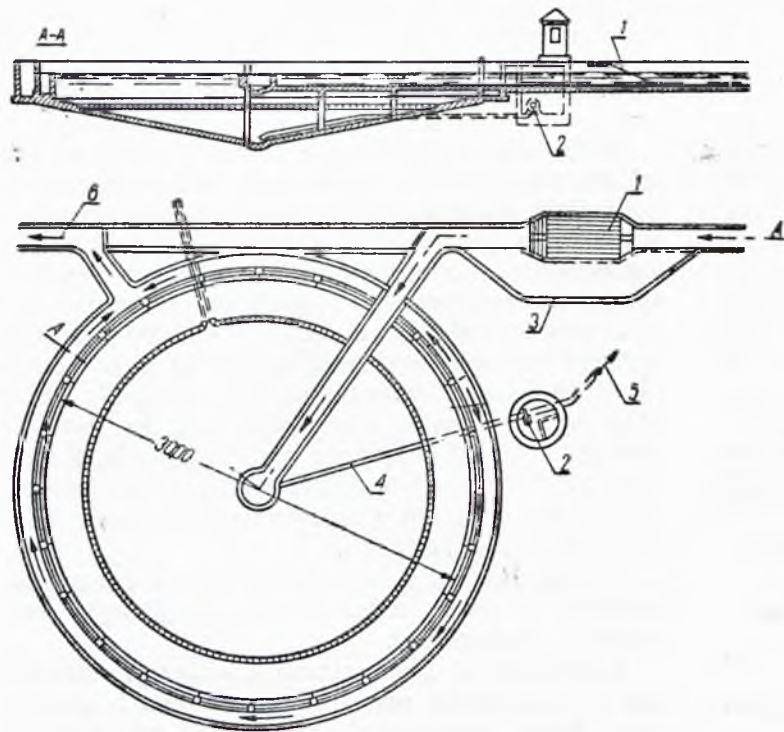


Rys. 237. Osadnik dla wód deszczowych na oczyszczalni Oelbet
1 — poziom wody podczas deszczu, 2 — do odbiornika, 3 — do oczyszczalni

Do oczyszczenia ścieków stosuje się następujące urządzenia:

- a) przy mechanicznym oczyszczaniu — kraty, sita, piaskowniki, odtłuszczacze i osadniki;
- b) przy chemicznym oczyszczaniu — środki chemiczne, które przez wytrącenie lub skoagulowanie

Najprostszym i jednocześnie najtańszym urządzeniem do usuwania grubszych, pływających i unoszonych zanieczyszczeń są kraty stałe. Stosuje się kraty rzadkie, średnie i gęste. Składają się one z prętów stalowych: kwadratowych, okrągłych lub płaskich (1×4 cm przekroju), umieszczonych równolegle pionowo lub w nachyleniu do poziomu pod $\sphericalangle 60-70^\circ$ — co ułatwia oczyszczenie ręczne krat. Kraty rzadkie mają prześwit 40—100 mm, średnie 12—40 mm, kraty gęste 5—12 mm. Stosuje się wszystkie głównie do ochrony pomp i bardziej czułych na większe zanieczyszczenia mechanizmów.



Rys. 238. Kotłowy osadnik dla wód deszczowych na oczyszczalni
1 — kraty, 2 — pompa, 3 — przelew, 4 — osad, 5 — osad do komór galinnych,
6 — odpływ

wanie zanieczyszczeń umożliwiają usunięcie ich za pomocą urządzeń mechanicznych;

- c) przy biologicznym oczyszczaniu.

1) naturalne: rolnicze wykorzystanie ścieków, zraszanie pól, stawy rybne,

- 2) sztuczne: zraszanie złóż, czynny osad.

Oczyszczanie wstępne ma na celu usunięcie ze ścieków wszystkich domieszek, które utrudniają traktowanie ścieków w oczyszczalni. Będą to wszystkie grubsze zanieczyszczenia, trudno ulegające lub nie podlegające procesowi rozkładu, jak kawałki drewna, korki, gałgany, garnki, puszki od konserw itp. Usuwanie tego rodzaju domieszek odbywa się za pomocą krat lub sit. Sita stosowane są czasem jako jedyny sposób oczyszczenia (w przypadku bardzo silnego rozrzedzenia, przed wylotem do dużych wód oraz do morza). Oprócz tych grubszych zanieczyszczeń w ściekach znajduje się również, szczególnie po deszczu, piasek z powierzchni ulic. Tworzy on w osadnikach, z uwagi na swój duży ciężar właściwy, trudne do usunięcia odkłady. Domieszki tego rodzaju nie podlegające procesom biologicznym najlepiej uprzednio usunąć w piaskowniku. Wreszcie ścieki z garaży, zakładów przemysłowych i z ulic niosą do oczyszczalni większe lub mniejsze ilości olejów i tłuszczów, utrudniających procesy oczyszczania, natomiast mających pewną wartość jako surowiec techniczny; powinno się je wydobyć i usunąć ze ścieków przed oczyszczalnią. Odbywa się to w odtłuszczaczach.

W celu zapobieżenia znacznej stracie wysokości ciśnienia przekrój przepływowy na kratkach powinien być tak duży, aby prędkości przepływu nie przekraczały 0,6 (maksymalnie 0,9) m/sek. Należy więc rozszerzyć przekrój przewodu.

Aby uniknąć powstawania ruchu burzliwego kąt rozszerzania kanału dopływowego powinien wynosić $\alpha = 20^\circ$. Przy oznaczeniach szerokości kanału dopływowego B i szerokości kraty B_{kr} długość części rozszerzającej się wyniesie

$$l_1 = \frac{B_{kr} - B}{2 \operatorname{tg} \alpha} = \frac{B_{kr} - B}{0,73}$$

Długość części zwężającej się $l_2 = \frac{l_1}{2}$.

Na rys. 239 przedstawiono schematycznie kratę stałą oczyszczaną ręcznie, a na rys. 240 — kształty krat, które mają kierunek przepływu ścieków. Kraty z kwadratowych i okrągłych prętów są najprostsze i najtańsze. Pręty okrągłe dają wprawdzie najmniejsze opory przy przepływie ścieków, lecz umożliwiają zaklinowanie większych zanieczyszczeń i zatykanie kraty. Najczęściej stosuje się więc kraty o przekroju prostokątnym, pomimo, że dają największy opór przy przepływie ścieków. Stratę wysokości ciśnienia na kracie można określić za pomocą wzoru

$$h_{kr} = \zeta \frac{v_{kr}^2}{2g}$$

gdzie:

- v_{kr} — prędkość na kracie,
- ζ — współczynnik oporu zależny od kształtu prętów.

Dla prętów kwadratowych $\zeta = \left(\frac{B+S}{ES} - 1 \right)^2$

gdzie $E = 0,64$, jeżeli boki prętu ustawione są równolegle do kierunku przepływu ścieków, S — grubość prętu. Dla prętów okrągłych i prostokątnych $\zeta = \beta \left(\frac{B}{S} \right)^{4/3}$, gdzie $\beta = 1,79$ dla prętów okrągłych $\beta = 2,42$ dla prętów prostokątnych.

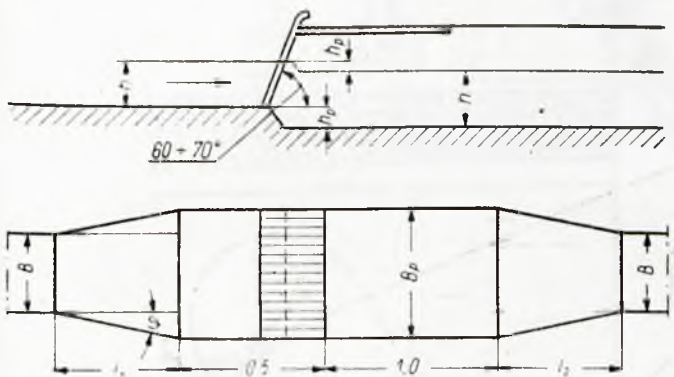
Ilość prześwitów w kracie otrzymuje się z wzoru

$$q = v_{kr} = \frac{bnh_1}{\sqrt{\sin \alpha}} v_{kr} \quad \text{zatem } n = \frac{q \sqrt{\sin \alpha}}{bh_1 v_{kr}}$$

gdzie:

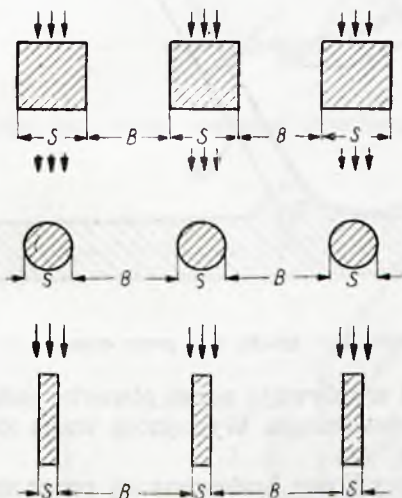
- q — maksymalny przepływ ścieków, m^3/sek ,
- v_{kr} — prędkość przepływu na kratce, m/sek ,
- n — ilość prześwitów,
- α — kąt nachylenia kraty,
- b — szerokość prześwitu, m ,
- h_1 — głębokość ścieków na kratce.

Z przeliczeń geometrycznych zamiast $\sqrt{\sin \alpha}$ powinno być $\sin \alpha$, badania wykazały jednak, że otrzymuje się bliższe rzeczywistości wartości przy stosowaniu $\sqrt{\sin \alpha}$. Przy ilości prętów $(n - 1)$ szerokość kraty wyniesie $B_{kr} = S(n - 1) + bn$.



Rys. 239. Schemat kraty zwykłej: a) przekrój, b) plan

Ilość zatrzymanych na kratkach zanieczyszczeń, tzw. skratek, zależy od rodzaju ścieków i szerokości prześwitu krat. W ściekach miejskich ilość ta



Rys. 240. Przekroje poprzeczne prętów kraty

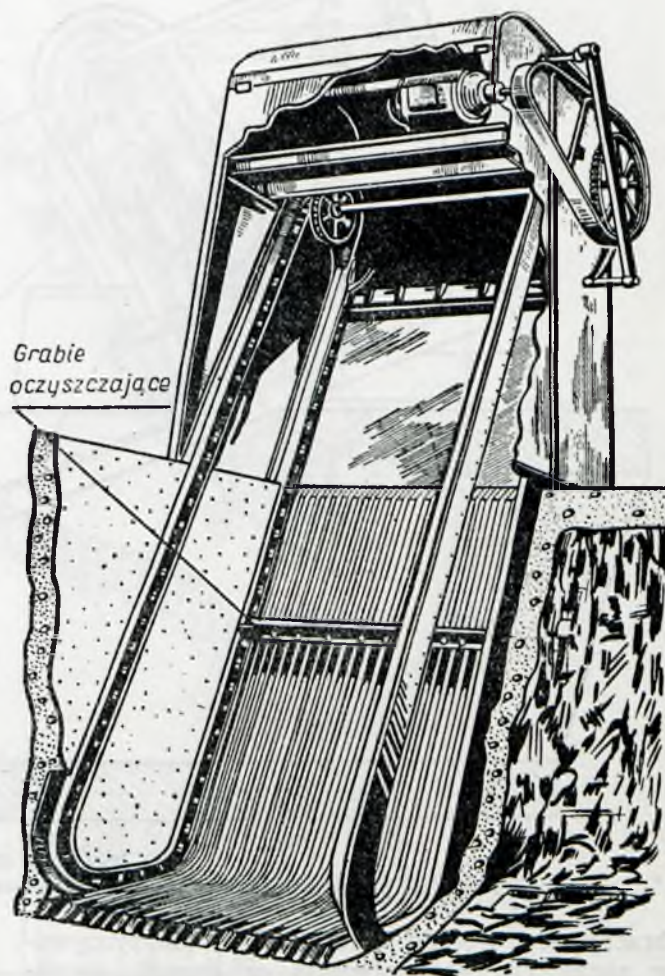
waha się w granicach od 2—6 l/mieszk. rok, a w zależności od prześwitu krat przyjmowana jest jak następuje:

prześwit 15 mm	—	8	l/mieszk. rok
„ 20 mm	—	7	„ „
„ 25 mm	—	6	„ „
„ 30 mm	—	4	„ „
„ 40 mm	—	2,7	„ „
„ 50 mm	—	2	„ „

Wilgotność skratek wynosi 85%, ciężar — 750 kg/cm^3 .

Kraty podnoszone różnią się tym, że ustawia się je parami — jedna z nich (opuszczona) przesiewa ścieki, drugą (podniesioną) oczyszcza się. Podnoszenie odbywa się za pomocą mechanizmu, a oczyszczanie — ręcznie.

Kraty ruchome oczyszcza się 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 zeszkrobuje się je mechanicznie do podniesionego koryta (rys. 241, 242, 243) lub splukuje strumieniem wody.



Rys. 241. Kraty Jeffreya oczyszczane mechanicznie

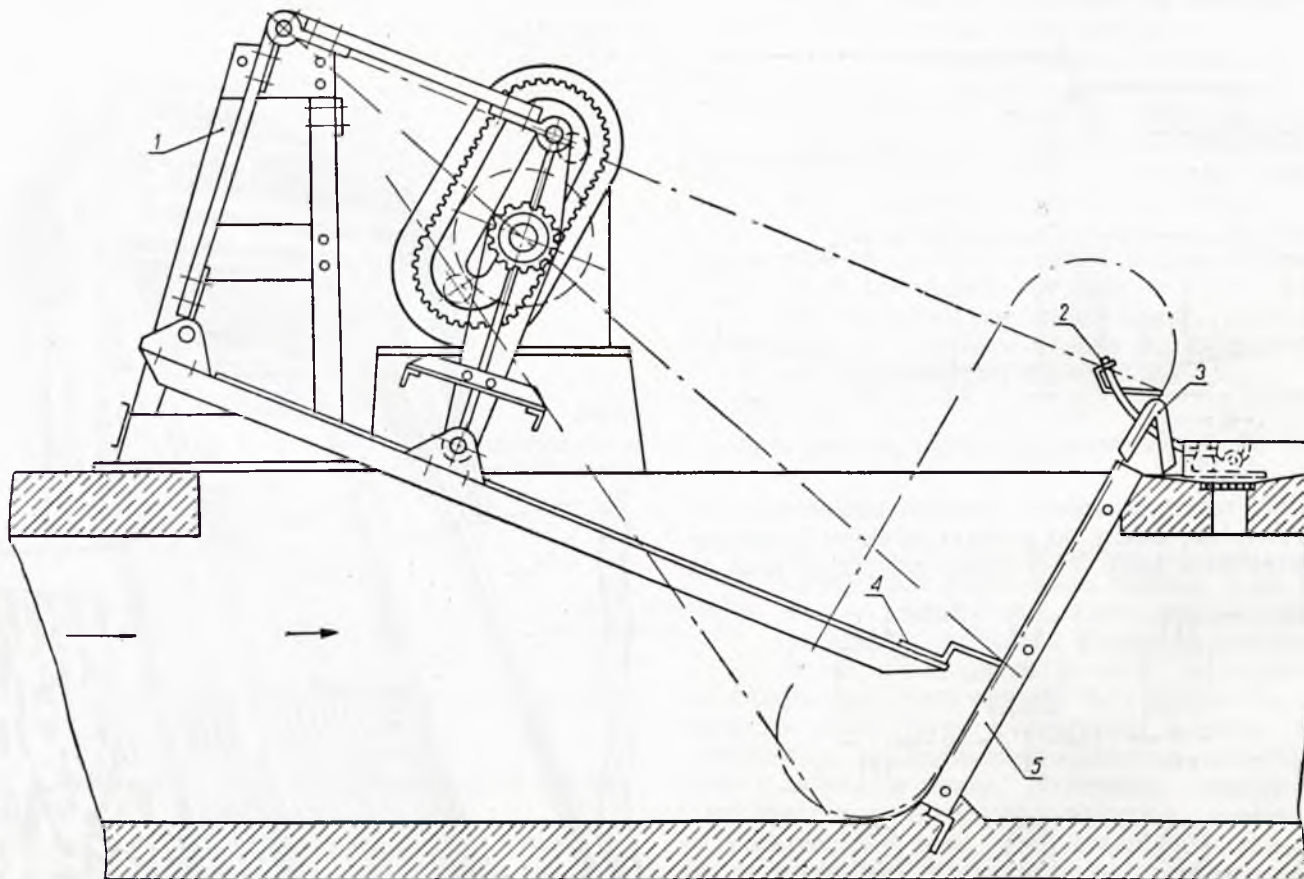
Sita stosuje się w następujących przypadkach: 1) gdy przy dużym rozcieńczeniu ścieków wodami odbiornika wystarcza, głównie ze względów estetycznych, usunięcie ze ścieków zanieczyszczeń grubszych oraz niewielkiej części drobniejszych zawieszin, 2) zamiast osadników (co nie jest właściwe), jako wstępne oczyszczanie ścieków przed stopniem wtórnym, biologicznym, 3) w celu zmniejszenia obciążenia istniejącej już jednostki oczyszczającej, 4) jako wstępne oczyszczenie niektórych ścieków przemysłowych przed wprowadzeniem ich 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.

Z sit tarczowych najpowszechniej jest stosowane sito Riensch-Wurla (rys. 244). Składa się ono z kołowej tarczy z nasadzonym na nią ściętym stożkiem. Tarcze i stożek wykonane są z brązowych blach z otworami o wym. $\frac{1}{16}$ — $\frac{1}{32}$ " rozszerzającymi się lekko u wylotu. Tarcza ustawiona jest pod kątem $22,5^\circ$ tak, że co najmniej połowa jej pokryta jest ściekami i znajduje się w ciągłym ruchu obrotowym. Ścieki stale napływają na oczyszczaną szczotkami powierzchnię. Szczotki

ruchu obrotowym. Wskutek tego część wody porwanej bębniem działa jako prąd płuczący. Z tych rodzajów sit najbardziej są rozpowszechnione sita Dorra (rys. 245). Szerokość szczelin $\frac{1}{16}$ — $\frac{3}{32}$ ", średnica oraz szerokość bębna 1,2—5,0 m, ilość obrotów $18 \div 7$ na minutę (prędkość obrotowa 1,5 m/sek). Zanieczyszczenia splukiwane wodą do osadnika usuwa się za pomocą czerpaków na taśmie bez końca. Pierścienie bębna szczelnie przylegają do obudowy, ścieki dopływają do zanurzonego — do około połowy — bębna od strony walcowej, a po przejściu do wewnątrz zmieniają kierunku



Rys. 242. Kraty Dorra

1 — rama podtrzymująca, 2 — zeszkrobacz grabli, 3 — stały fartuch, 4 — grable, 5 — pręty stałe

obracają się wokoło swojej osi i zatrzymywane zanieczyszczenia zbierają w koryta, zaopatrzone w przenośniki taśmowe lub ślimakowe. Tarcze wykonywane są do średnic 6—8 m. Strata spadku przy przepływie wynosi $0,15 \div 0,30$ m. Co pewien czas należy przemywać tarcze naftą lub parą w celu usunięcia tłuszczu, należy je również oczyszczać z zanieczyszczeń przedostających się przez otwory, jak włosy, włókna, resztki wełny. Moc silników poruszających sita Rienscha 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 zanieczyszczenia zostają przetarte na sitach i tylko mały ich procent rzeczywiście się usuwa.

Sita bębnowe oczyszczą się szczotkami lub częścią prądem wody. Sita te z przepływem od zewnątrz znajdują się w czasie pracy w szybkim

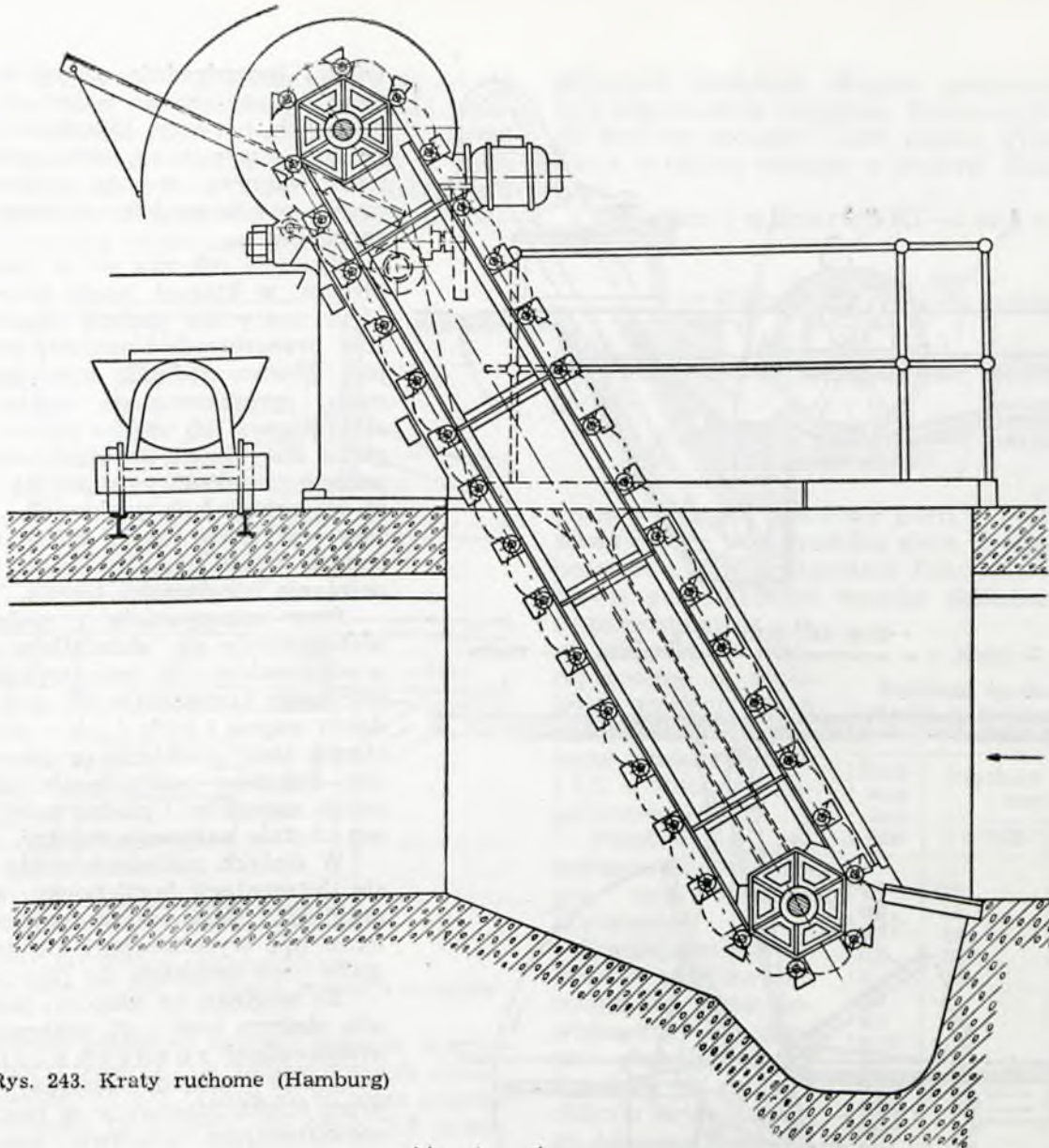
nek o 90° i wypływają przez otwartą podstawę do kanału odpływowego. Wydajność waha się od 600 do 16000 m³/dn.

Sita skrzydłowe budowane są przez umocowanie na szkieletowym bębnie skrzydeł (rys. 246). Szkielet wykonany jest ze stali, na skrzydłach rozpięta jest siatka z drutu galwanizowanego o oczkach $\frac{1}{8}$ ". Brzeg skrzydła pokryty jest kauczukiem w celu uzyskania szczelności z dnem kanału. Bęben obraca się na osi poziomej w kierunku przeciwnym do przepływu ścieków.

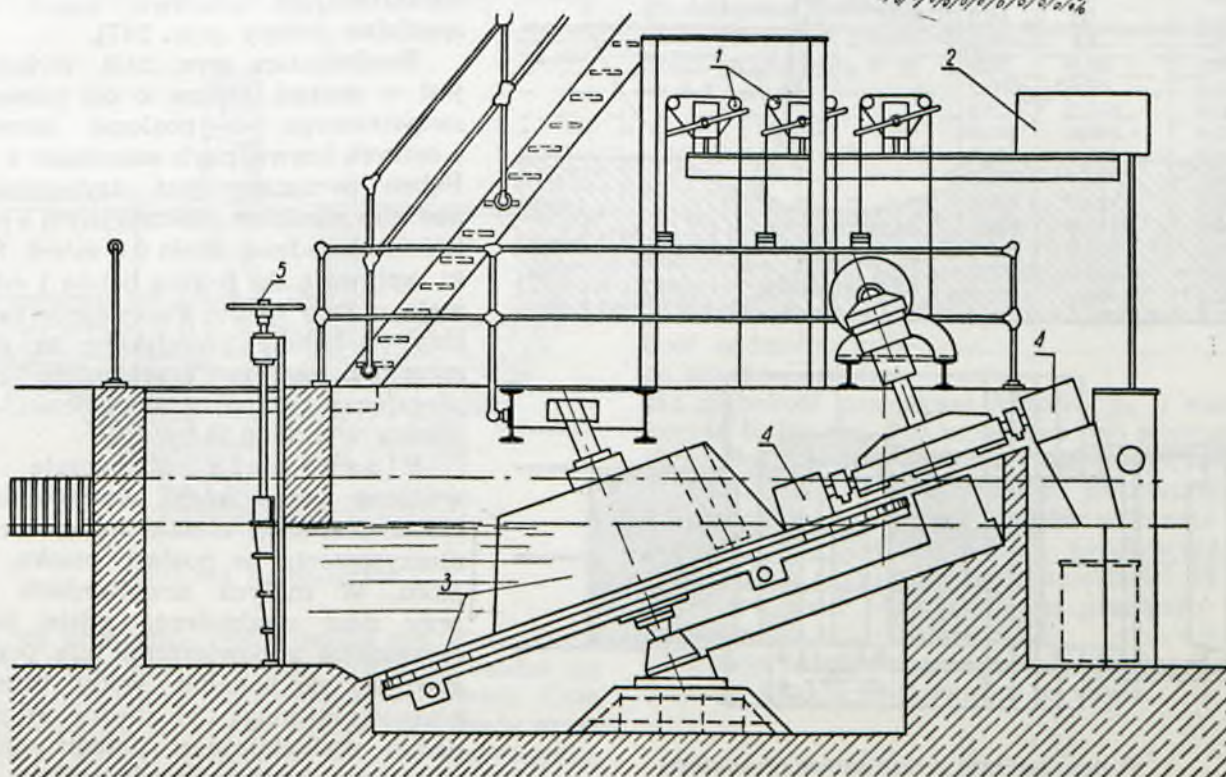
Sita zależnie od wykonania zatrzymują od 15÷35% zawieszin.

Zanieczyszczenia zatrzymane na kratkach gęstych lub sitach zawierają 70÷90% wody i dużą ilość związków organicznych łatwo podlegających gniciu. Osady zakopuje się, pali, kompostuje lub zużywa do celów rolniczych.

Zakopywanie stosuje się w mniejszych oczyszczalniach. Osady wrzuca się do wykopanych ro-

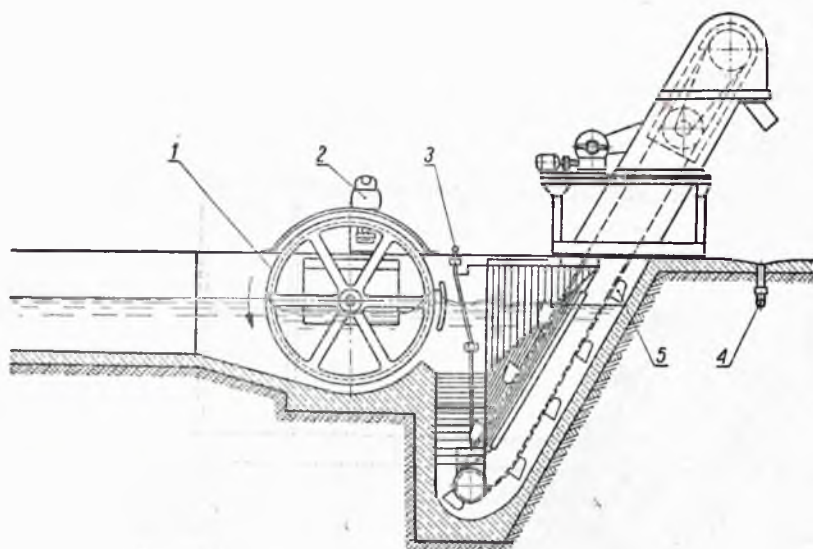


Rys. 243. Kraty ruchome (Hamburg)



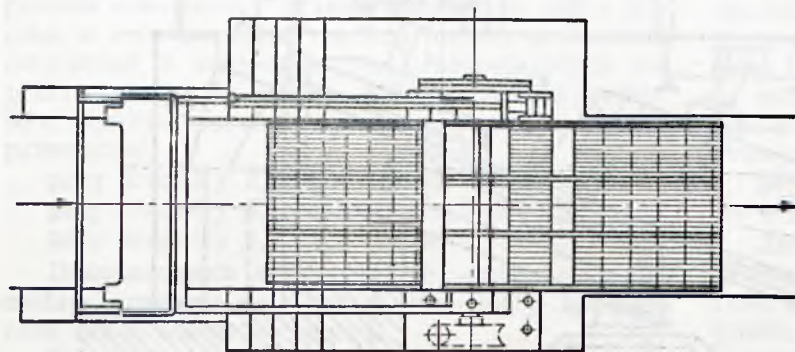
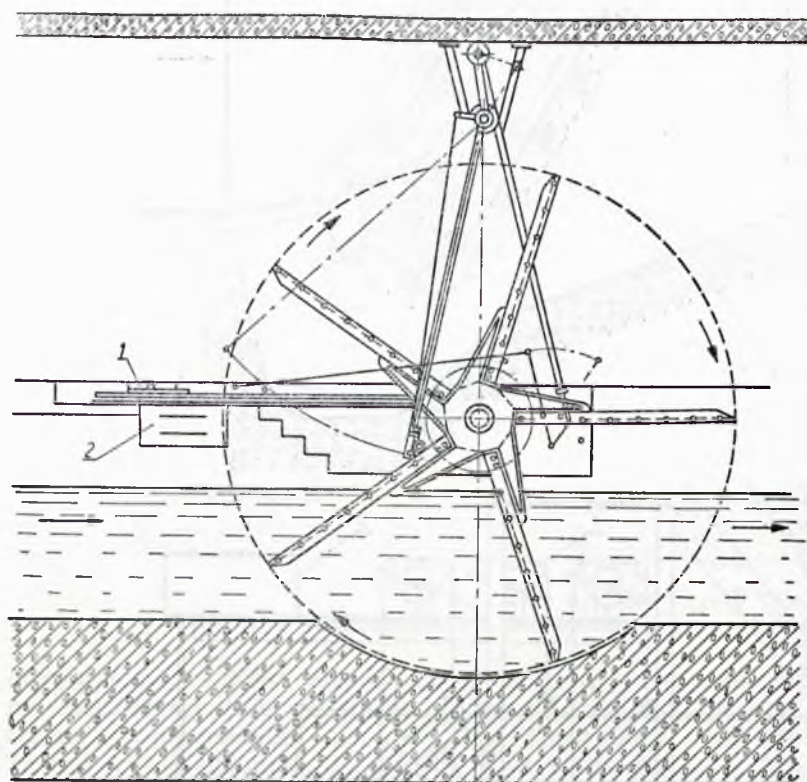
Rys. 244. Sito Riensch — Wurla

1 — włączniki elektryczne pływakowe, 2 — wodowskaz z sygnalizacją pomiarów max i min, 3 — sito, 4 — szozotki, 5 — zasława



Rys. 245. Sito Dorra

1 — sito, 2 — silnik, 3 — smarowanie, 4 — odwodnienie, 5 — wiadra



Rys. 246. Sito skrzydełkowe (Frankfurt)

1 — skrobaczka, 2 — przenośnik taśmowy

wów i bezpośrednio zasypuje ziemią. Osad pozostający na podestach odwadniających, usuwany kilkakrotnie w ciągu dnia, obsypuje się lekko sproszkowanym wapnem w celu zabezpieczenia przed powstawaniem nieprzyjemnych zapachów.

Spalanie odbywa się w specjalnych piecach, w których osady przed spaleniem suszy się gazami spalinowymi. Aby przeprowadzić spalanie niezbędny jest pewien dodatek materiałów palnych: sproszkowanego węgla, koksu, olejów, gazu lub innego paliwa. Z uwagi na duży koszt urządzeń oraz ruchu palenie osadów stosuje się zwykle w oczyszczalniach większych. Pozostający (w ilości około 3,5% objętości śmieci) żużel używany bywa 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 ziemią lub piaskiem (z piaskownika) aby zapobiec rozchodzeniu się przykrych zapachów i pladze much. Nawóz ten chętnie nabywają rolnicy.

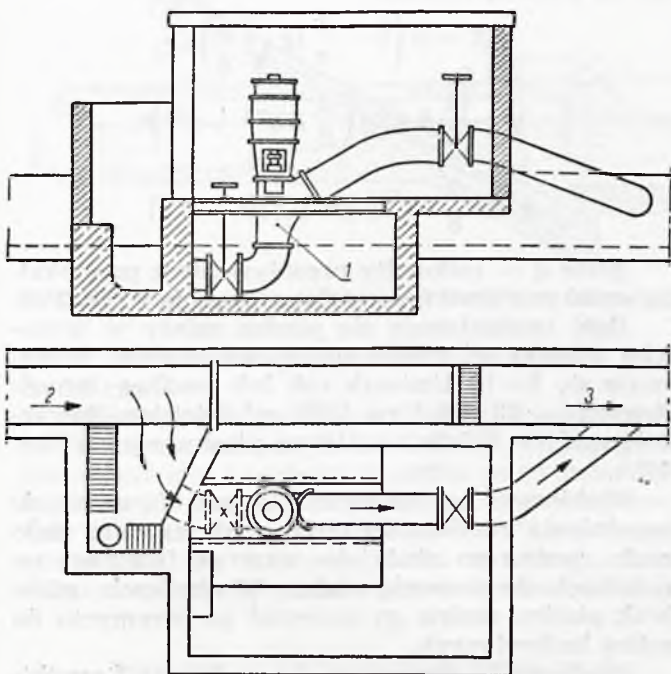
W dużych zakładach osady poddaje się fermentacji beztlenowej, w dołach gnilnych, przy czym wykorzystany może być wytwarzający się gaz. Przeżniły osad sprzedaje się jako nawóz.

Ze względu na kłopoty, jakie sprawia obsługa krat i sit, zastępuje się je urządzeniami rozdrabniającymi i wszystkie zanieczyszczenia niesione przez ścieki. Stosowane są mechanizmy rozdrabniające udarowo, tnące, oraz specjalne pompy (rys. 247).

Rozdrabniacz (rys. 248) wykonany jest w postaci bębna o osi pionowej, zaopatrzonego w poziome szczeliny o ostrych krawędziach szerokości 7 mm. Bęben poruszany jest umieszczonym nad nim silnikiem elektrycznym z prędkością obwodową około 0,8 m/sek. Ścieki wpływają do środka bębna i odpływają u jego spodu. Pozostające zawiesiny na bębnie przeciskane są przez szczeliny ostrym grzebieniem noża, ulegając przy tym rozdrobnieniu. Moc silnika wynosi 0,75 ÷ 5 kW.

Piaskownik zatrzymuje prowadzone przez ścieki, szczególnie w czasie deszczów, cięższe mineralne zanieczyszczenia w postaci piasku, popiołu. W małych urządzeniach oraz przy sieci rozdzielczej, gdzie zanieczyszczenia z powierzchni nie przedostają się do kanałów wody brudnej, piaskowniki mogą być zbędne. W przypadku rozległej sieci układu ogólnospławnego budowa piaskowników jest

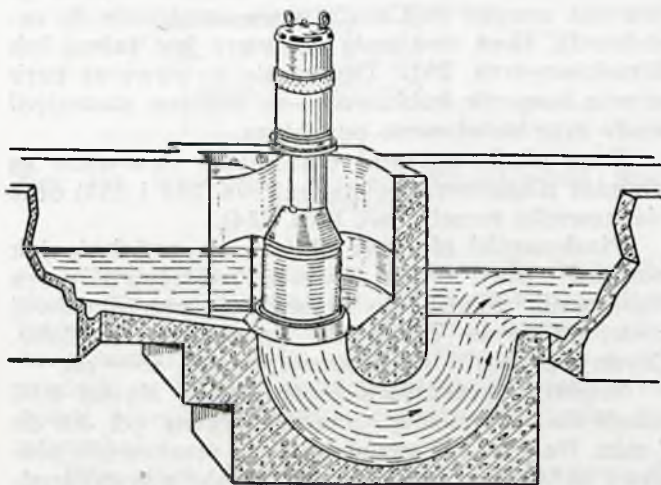
pożądana, częstokroć zaś konieczna z uwagi na to, że duże ilości piasku mogą uszkadzać pompy oraz powodować zbytnie nagromadzenie się go w osadnikach, wreszcie zatykać przewody w oczyszczalni. Gromadzący się piasek w osadnikach tworzy twardą, trudną do usunięcia masę, zmniejszającą użyteczną pojemność urządzeń.



Rys. 247. Pompa rozdrabniająca

1 — korpus rozdrabniający, 2 — dopływ ścieków, 3 — odpływ

Piaskownik powinien usuwać jedynie wymienione zanieczyszczenia bez zatrzymywania niesionych organicznych ciał. Osiąga się to przez zmniejszenie prędkości przepływu do około 0,3 m/sek.



Rys. 248. Rozdrabniacz

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 min — długość piaskownika wynosić powinna 18 m. W przypadku mniejszych,

płytszych urządzeń, długość piaskownika może być odpowiednio mniejsza. Dostosować ją należy do krzywej opadania ziarn piasku. Prędkość opadania v można obliczać z wzorów Hazena i Stokesa.

Dla ziarn o wymiarach 0,1—1 mm według Hazena

$$v = 418 (\gamma - \gamma') d \left(\frac{t + 10}{60} \right) \text{ mm/sek}$$

dla ziarn o wymiarach $< 0,1$ mm według Stokesa

$$v = 418 (\gamma - \gamma') d^2 \left(\frac{t + 10}{60} \right) \text{ mm/sek}$$

gdzie γ — ciężar właściwy ziarn, γ' — ciężar właściwy cieczy, d — średnica ziarn w mm, t — temperatura cieczy w stopniach Fahrenheita. Na podstawie przytoczonych wzorów obliczono wartości i przedstawiono je w tabl. 24, w której podane są szybkości opadania ziarn zawieszonych o ciężarze właściwym 2,65 i 1,2, w cieczy o temperaturze 10 °C.

Piaskowniki zasadniczo im są dłuższe, tym działają skuteczniej.

Zmniejszenie prędkości w piaskowniku osiąga się przez powiększenie przekroju przepływowego. Przekrój A (w m^2) oblicza się ze znanego dopływu Q m^3 /sek oraz przyjętej prędkości przepływu $v = 0,3$ m/sek

$$A = \frac{Q}{0,3} \text{ m}^2$$

Po otrzymaniu przekroju poprzecznego piaskownika A m^2 można określić ilość oddzielnych jego koryt n_1 przyjmując

głębokość przepływu ścieków h_1 i szerokość koryta b . Na rys. 249 przedstawiono schemat piaskownika poziomego o 3 korytach przepływowych.

Głębokość h_1 piaskownika uzależniona jest od głębokości przepływu ścieków w kanale dopływowym, nie powinna jednak przekraczać 1 m. Szerokość b przyjmuje się w zależności od całkowitej wielkości piaskownika w granicach od 0,6 do 2,0 m.

Powierzchnia czynna przekroju poprzecznego jednego kanału piaskownika wyniesie:

$$a = h_1 b = \frac{Q}{vn} = \frac{Q}{0,3n} \text{ m}^2$$

Tablica 24

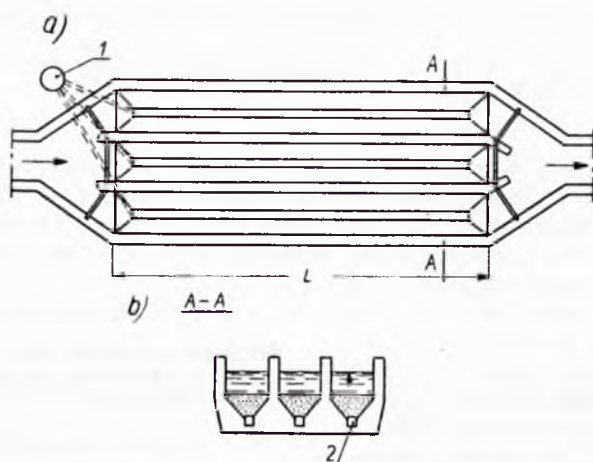
Prędkość opadania ziarn piasku w zależności od ich średnicy

Średnica ziarn 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

W piaskowniku należy przewidzieć przestrzeń na gromadzący się piasek. Objętość tej przestrzeni otrzymuje się ze wzoru

$$W = \frac{NpT}{1000} \text{ m}^3$$

gdzie N — ilość ludności, p — ilość piasku na mieszkańca i dobę, T — czas napełniania piaskownika w dniach — zazwyczaj 1 do 2 dni w celu

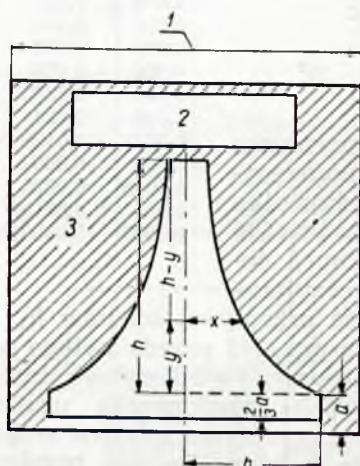


Rys. 249. Piaskownik poziomy zwykły: a) plan, b) przekrój
1 — studnia drenażowa, 2 — drenaż

uniknięcia zgnicia części organicznych. Mając objętość części zajmowanej przez piasek można określić jej wysokość ze wzoru

$$h_2 = \frac{W}{Lbn}$$

a następnie całkowitą głębokość piaskownika $H = h_1 + h_2 + h_3$, gdzie h_3 jest odległością między zwierciadłem ścieków a górną krawędzią piaskownika, przyjmowaną w granicach 0,10 do 0,30 m.



Rys. 250. Kształt przelewu regulującego prędkość przepływu wody w piaskowniku
1 — szerokość kanału, 2 — otwór dla nadmiaru wody, 3 — ściana przelewu

Przy zmiennym przepływie ścieków przez piaskownik minimalna prędkość przepływu nie powinna spaść poniżej 0,1 m/sek. W celu utrzymania możliwie stałej prędkości przepływu przez

piaskownik przy różnych stanach ścieków, dobre wyniki daje między innymi tzw. przelew Sutro (rys. 250) zainstalowany na odpływie z piaskownika. Kształt przelewu otrzymuje się z obliczeń przy założeniu, że przy różnych stanach na przelewie utrzymuje się stała prędkość przepływu w piaskowniku równa 0,3 m/sek. Przelew oblicza się za pomocą równań:

$$X = b \left(1 - \frac{2}{\pi} \operatorname{tg}^{-1} \sqrt{\frac{y}{a}} \right);$$

$$q = \frac{2}{3} b \sqrt{2g} \left(\frac{3}{2} h a^{1/2} + a^{3/2} \right);$$

$$q_1 = \frac{2}{3} b \sqrt{2g} [(h+a)^{3/2} - h^{3/2}]$$

gdzie q — całkowity przepływ przez prostokątną część przelewu (pozostałe oznaczenia z rys. 250).

Ilość osadzających się piasku zależy w wysokim stopniu od miejscowych warunków, przyjmuje się 5÷12 l/mieszk. rok lub według innych danych — 15÷34 l na 1000 m³ ścieków. Zawartość wody w świeżo usuniętym piasku wynosi 30÷40%.

Wybierany z piaskownika piasek używa się do zapełniania nierówności terenu; gdy zawiera mało mułu, można go użyć jako warstwy filtrującej na poletkach do suszenia mułu. W okolicach, gdzie brak piasku, można go stosować po przemyciu do celów budowlanych.

Piaskowniki umieszcza się za kratami rzadkimi, lecz przed sitami. Na wlocie i wylocie do nich należy przewidzieć zamknięcia.

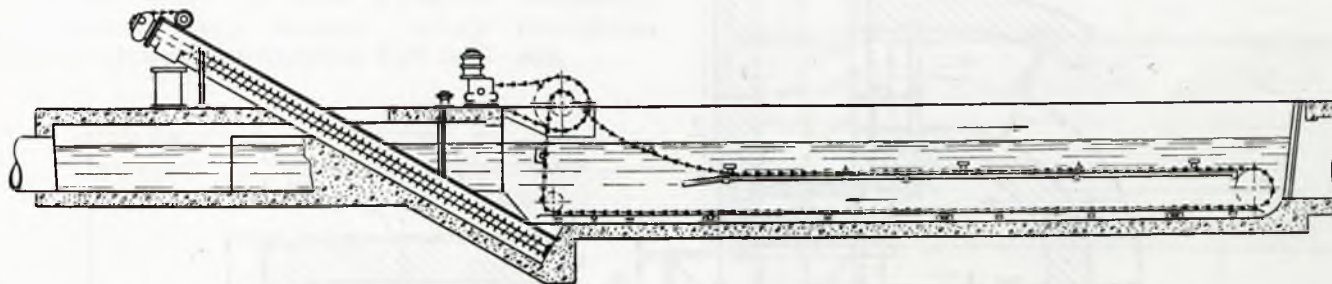
Dno formuje się w ten sposób, aby można było wypłukać piasek lub osuszyć go i w stanie suchym wyrzucić. W celu osuszenia piasku dno zaopatrzone być musi w drenaż. Piasek w mniejszych oczyszczalniach wzdobywa się ręcznie łopatami. W większych oczyszczalniach wzdobywa się go mechanicznie czerpakami na taśmie. Można go również usuwać pod wodą przez zgrabianie do zagłębienia, skąd następnie usuwany jest taśmą lub ślimakiem (rys. 251). Usuwa się go również przy użyciu koparek kubłowych, za pomocą strumieni wody oraz sprężonego powietrza.

Poza piaskownikami poziomymi stosowane są również piaskowniki pionowe (rys. 252 i 253) oraz piaskowniki szczelinowe (rys. 254).

Piaskowniki pionowe oblicza się podobnie jak poziome, przy czym długość przepływu przez piaskownik równa się wysokości przepływowej części od spodu przegrody do poziomu ścieków. Czynny przekrój poprzeczny wynosi $w = ab$.

Prędkość przepływu może wahać się od 0,05 m/sek do 0,02 m/sek, czas przepływu od 0,5 do 2 min. Na rys. 253 przedstawiono piaskownik pionowy składający się z trzech komór z współśrodkowo umieszczonymi walcami o różnej wysokości górnych krawędzi, które służą jako przelewy przy różnych stanach i przepływach ścieków. Przy najmniejszym przepływie działa tylko przelew zewnętrzny, przy wyższym stanie ścieki przelewają się przez krawędź następnego walca. Otrzymuje się w ten sposób prawie stałą prędkość przepływu przez piaskownik, niezależnie od ilości przepływających ścieków.

Na rys. 254 przedstawiono piaskownik szczelinowy, w którym piasek i inne cięższe zawiesiny opadają w kierunku dna i są po nim następnie wleczone. Przy otworach w dnie, jak na rys. 255, zawiesziny te przedostają się do komory pod dnem, z której następnie się je wydobywa. W dnie kanału daje się dwie lub trzy szczeliny

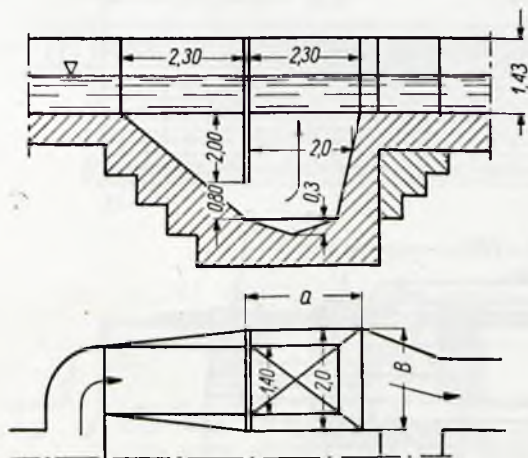


Rys. 251. Piaskownik poziomy z mechanizmem czerpakowym i ślimakowym do usuwania piasku (przekrój podłużny)

na długości $\frac{1}{4}$ obwodu kanału o szerokości od 7 do 10 cm.

Tłuszcz znajdujący się w ściekach ma skłonność do tworzenia kożucha w osadnikach, zatyka gęste kraty oraz sita i wpływa ujemnie na procesy biologiczne. Ze względu na to, że ma on pewną wartość jako surowiec techniczny, niektóre z miast, szczególnie te, których ścieki zawierają dużo tłuszczów, stosują przed wprowadzeniem ścieków

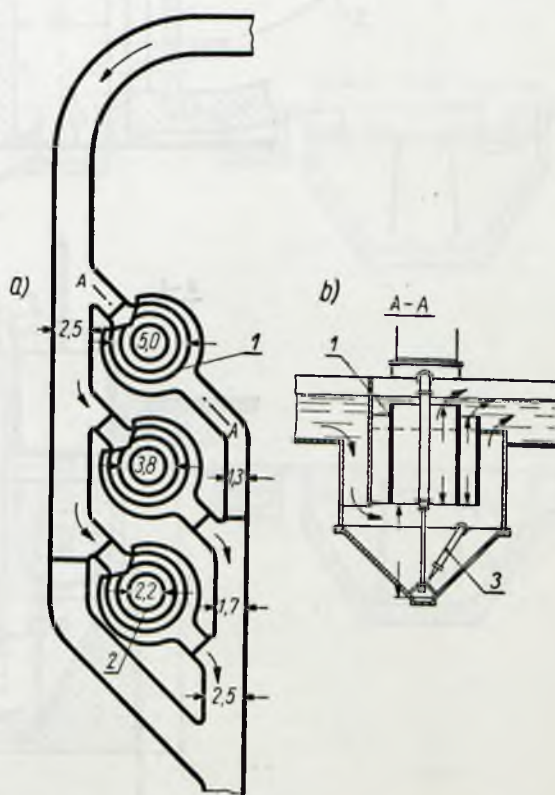
stosuje się obecnie odtłuszczacze nawietrzane. Napowietrzanie przez dno powoduje koagulację tłuszczów i olejów oraz ich wypływanie na powierzchnię. Sprężone powietrze wprowadza się przez porowate płytki lub dziurkowane rury, umieszczone w dnie komory przepływowej.



Rys. 252. Piaskownik pionowy Nikołajewskiej Stacji Oczyszczania

do oczyszczalni usunięcie tłuszczu. Do tego celu służą odtłuszczacze. W normalnych ściekach miejskich ilość tłuszczu wynosi 5÷10 g/mieszk.dn. Jako odtłuszczacz działa każdy osadnik, w którym występuje zmniejszenie prędkości przepływu wody oraz uspokojenie powierzchni.

Pływające tłuszcze i oleje wydobywa się w oczyszczalniach z osadników przez umieszczenie zanurzonych pływających desek lub belek, zatrzymujących tłuszcz zbierający się na powierzchni. Dawniejsze konstrukcje odtłuszczaczy oparte były na zjawisku gromadzenia się tłuszczów i olejów na powierzchni przy zmniejszonej prędkości przepływu ścieków. Ścieki prowadzone były do komór o zwiększonym przekroju przepływowym. Wydzielający się tłuszcz zatrzymywany był przez

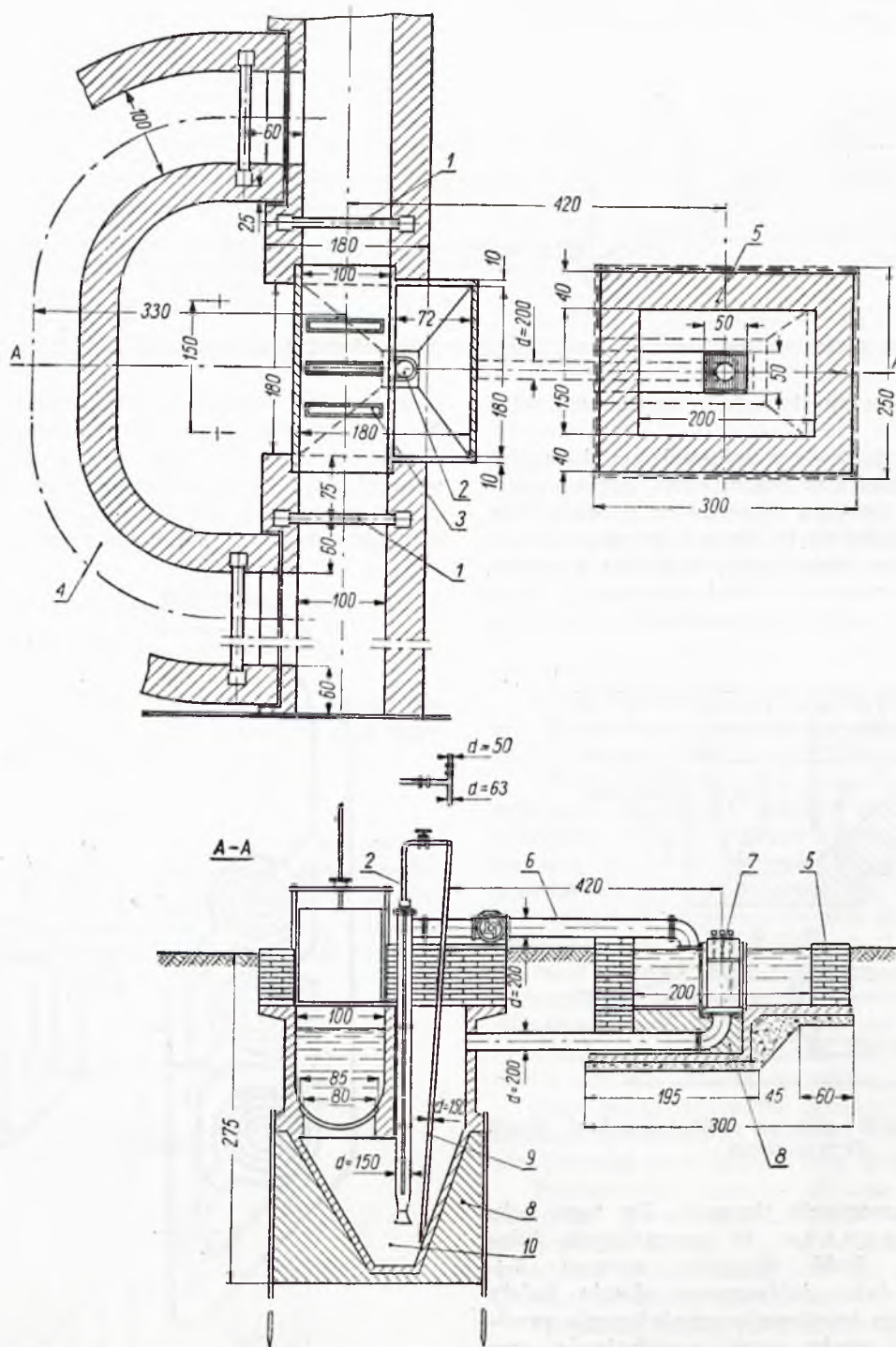


Rys. 253. Piaskownik pionowy o stałej prędkości przepływu wody: a) plan, b) przekrój
1 — zewnętrzne przegrody, 2 — wewnętrzne przegrody, 3 — woda pod ciśnieniem

Należy dążyć do otrzymania śrubowego ruchu wody (rys. 256), gdyż uzyskuje się w ten sposób poprzeczny prąd powierzchniowy w kierunku jednej ze ścian. Umieszczona pośrodku pływająca podłużnie 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 odtłuszczacza wynosi około 1,0 m; czas zatrzymania 3 minuty, stosunek zużywanego powietrza do ścieków wynosi 1 : 5—1 : 10.

części środkowej z umieszczonymi w dnie płytkami porowatymi, przez które wprowadza się sprężone powietrze. Tłuszcz emulgowany oraz tłuszcz napowietrzony opadający na dno wypływa na powierzchnię w postaci piany. Górna część ścianek



Rys. 254. Piaskownik szczelinowy Kozuchowskiej stacji napowietrzania: a) plan, b) przekrój

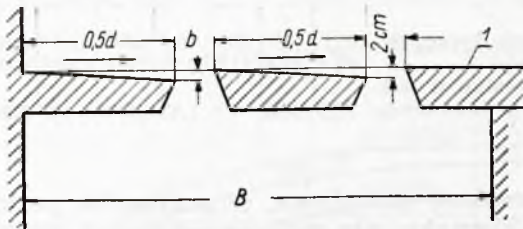
1 — zasuwa, 2 — mamut, 3 — szczeliny do łapania piasku, 4 — kanał obiegowy, 5 — skrzynia do piasku, 6 — rura do usuwania piasku, 7 — przelew dla wody odstanej, 8 — beton chudy, 9 — rura do piasku, 10 — zagłębienia do gromadzenia piasku

Nieco odmienną konstrukcję przedstawiono na rys. 257. Ścieki dochodzą przewodem *a* do pomieszczenia *b*, w którym woda uspokaja się i gdzie wydzielają się tłuszcze. Przekrój komory jest trapezowy, a sama komora podzielona jest na trzy części ściankami podłużnymi nie dochodzącymi do dna. Ścieki przedostają się pod ściankami do

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; stąd wyczerpuje się ją lub spuszcza do specjalnego zbiornika, gdzie następuje odwodnienie.

Odtłuszczacz Zunkera (rys. 258) ma kształt wy-

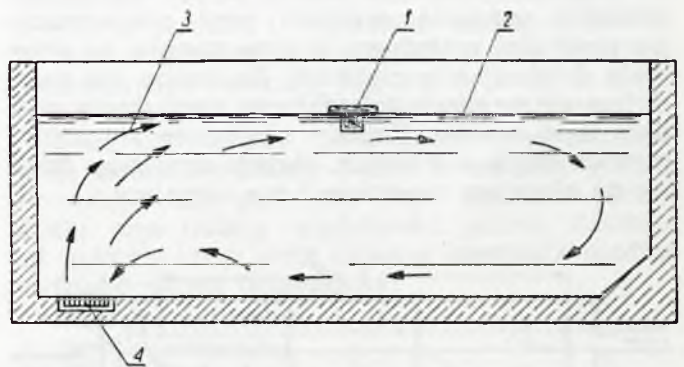
dłużony o rozszerzającej się stopniowo części przepływowej. Powierzchnia podzielona jest głównymi i pośrednimi ściankami działowymi na komory zbiorcze. Ścianki pośrednie przeszkadzają niepożądanym prądom wody. Aby osiągnąć w temperaturze $14,5^{\circ}$ co najmniej odłuszczenie 95% wymagana jest powierzchnia rzutu poziomego $0,20 \text{ m}^2/1 \cdot \text{sek}$ wody. W razie wyższych temperatur przeprowadzanych ścieków, należy powiększyć powierzchnię do wymiarów $0,25 \text{ m}^2/1 \cdot \text{sek}$.



Rys. 255. Schemat budowy szczelin w piaskowniku
1 — koryto kanału

Przy dużej zawartości tłuszczu zwierzęcego lub roślinnego przerobić go można na mydło. Gdy tłuszcz jest przeważnie pochodzenia mineralnego, można go, po odpowiednim oczyszczeniu używać powtórnie. Tłuszcze wydobywane z odłuszczacza

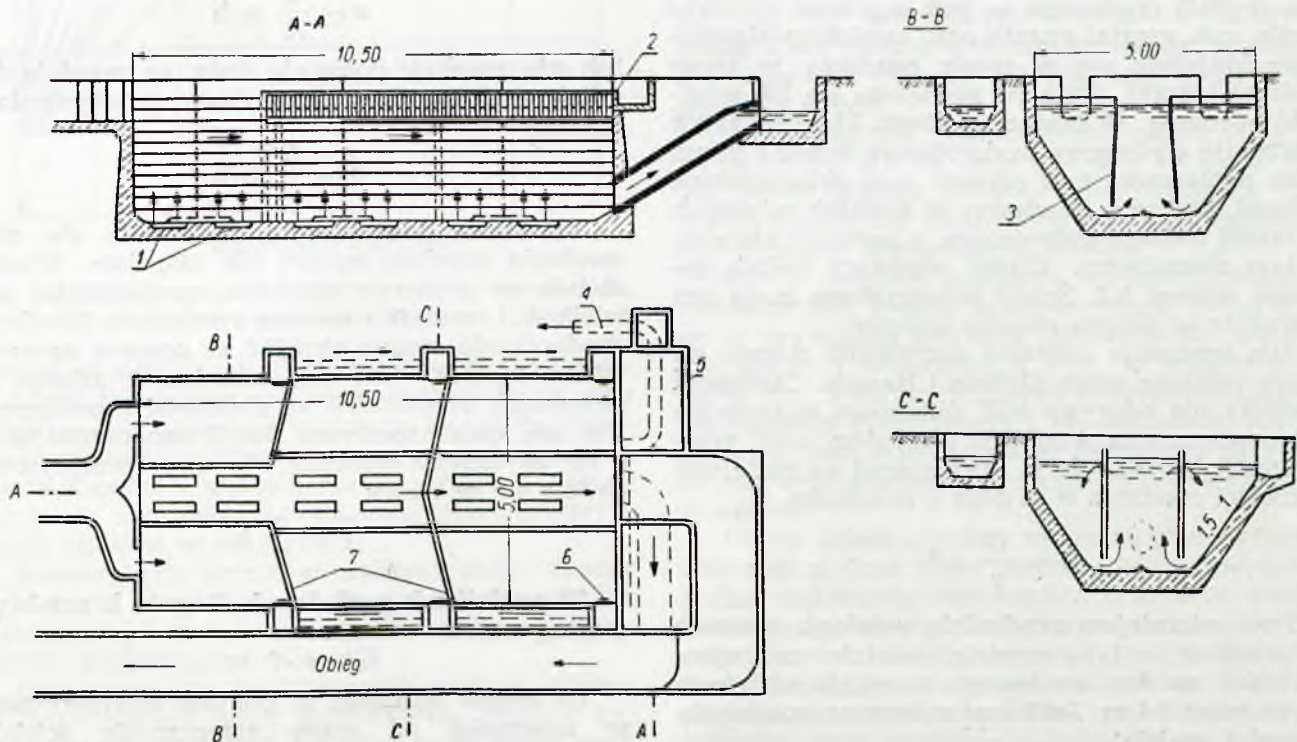
z kanalizacji miejskiej tłuszcze i oleje w stanie silniejszego zabrudzenia najlepiej spala się wraz z pozostałością z sit lub zakopuje do ziemi.



Rys. 256. Przekrój poprzeczny przez tłuszczownik
1 — belka pływająca, 2 — tłuszcz, 3 — powietrze, 4 — płytki porowate

Zanieczyszczone tłuszcze roślinne można wprowadzać do komór gnilnych w celu przegnicia. Z 1 kg tłuszczu otrzymuje się około 1 m^3 gazu.

Opisane urządzenia mają tę wielką zaletę, że przez napowietrzenie ścieki się odświeżają, wy-



Rys. 257. Tłuszczownik napowietrzany na oczyszczalni (Menden)

1 — napowietrzanie, 2 — przelew, 3 — ścianki stałe, 4 — spust, 5 — studnia zbiorowa, 6 — zasuwę, 7 — ścianki drewniane

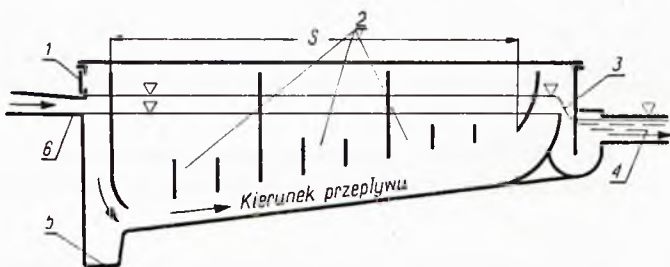
można wykorzystać tylko wówczas, gdy nie są zbyt zanieczyszczone, tj. gdy odpływy prowadzące tłuszcze nie są zmieszane ze ściekami miejskimi. Jeśli wstawią się odłuszczacze z myślą wykorzystania wydobytego tłuszczu, należy je umieszczać na odpływie w miejscu jego powstawania, przed wlotem ścieków zatłuszczonych do kanałów miejskich, a więc np. na odpływie ścieków z rzeźni, restauracji, dużych jadalni. Wydobywane

dalony zostaje siarkowodor i inne szkodliwe gazy, przyspiesza się proces kłaczkowania. Wszystko to ułatwia dalsze traktowanie ścieków w oczyszczalni.

Najpowszechniej do oczyszczenia mechanicznego ścieków stosuje się osadniki. Poprzedzają one zawsze, jako wstępne urządzenie, biologiczną część oczyszczalni oraz stosowane są również do wtórnego wytrącenia osadów — po utlenieniu

ścieków — w oczyszczalni biologicznej. Tam, gdzie w odborniku jest to możliwe, można zadowolić się tylko oczyszczaniem mechanicznym za pomocą osadników.

Klarowanie ścieków opiera się na fizykalnym działaniu opadania zawieszin przy zmniejszeniu się prędkości przepływu w tym stopniu, że przeważa działanie siły ciężkości. Zawiesziny nie znajdujące się w stanie koloidalnego zawieszenia opadają dość szybko. Koloidy utrzymują się niepomniernie długo w ściekach, dlatego zawiesziny dzieli się na ulegające osadzeniu i nie ulegające.



Rys. 258. Odfluszczacz Zunkera

1 — odpowietrzanie, 2 — zbiornik tłuszczu, 3 — przelew, 4 — odpływ, 5 — osadnik, 6 — odpływ

Rozróżniamy: zawiesziny ziarniste, spadające na dno ze stałą prędkością — jest to piasek, ziarenka węgla, ruń, cząstki gruntu oraz zawiesziny kłaczkowate, zbijające się w czasie opadania w coraz większe kłaczkę, 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 raczej rodzaju pośredniego, o bardziej kłaczkowatym charakterze. Ciężar właściwy takich zawieszin wynosi 1,2. Ścieki przemysłowe mogą ten charakter w silnym stopniu zmienić.

Dla osadzania zawieszin ziarnistych stosuje się wzory ustalone przez Stokesa i Hazena. Głębokość osadnika nie odgrywa roli, natomiast miarodajna jest powierzchnia $A \text{ m}^2$ pod względem ilości przepływu Q . Określa się ją przy znanej najmniejszej prędkości opadania $v \text{ m/godz}$ 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 (godzin)

$$v = \frac{0,4}{t} \text{ m/h}$$

Dopuszczalne obciążenie osadnika wyraża się przez ilość ścieków, przypadającą na jednostkę powierzchni, tj. $= \frac{Q}{A} \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ h}$; odpowiada ono najmniejszej prędkości opadania.

Osadniki z ruchem wstępującym oblicza się również na zawiesziny ziarniste według powierzchni, przy czym prędkość ruchu wstępującego nie może być większa niż najmniejsza prędkość opa-

dania. Ponieważ głębokość nie odgrywa roli, najodpowiedniejsze są zbiorniki płaskie. Fair podał następujące prędkości opadania zawieszin ziarnistych w temperaturze ścieków 10°C (tabl. 25).

Tablica 25

Prędkość opadania zawieszin ziarnistych (temperatura ścieków 10°C)

Średnica 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	0,13	0,026 m/h
Węgiel	65,8	32,8	11,2	3,28	0,658	0,033	0,007 „
Zawiesziny w ściekach domowych	52,6	26,3	7,9	1,31	0,328	0,013	0,003 „

Prędkość przepływu, w przypadku poziomego jego kierunku, nie może przekroczyć granicznej prędkości, przy której rozpoczyna się toczenie osadzanych ziarn; prędkość ta wynosi około $50 \text{ mm/sek} = 180 \text{ m/h}$. W osadnikach prędkość przepływu jest znacznie niższa. W bardzo płytkich zbiornikach, np. poletkach ociekowych, gdzie głębokość wynosi tylko 0.4 m, prędkość może przekroczyć dopuszczalną granicę. Należy więc sprawdzić jej wielkość za pomocą wzoru

$$v = \frac{Q}{A} \text{ m/h}$$

lub gdy przekrój pozostaje stały, na zasadzie długości osadnika $L \text{ m}$ oraz czasu przebywania t (godzin)

$$v = \frac{L}{t} \text{ m/h}$$

Zawiesziny kłaczkowate zachowują się przy opadaniu zupełnie inaczej niż ziarniste. Kłaczkę zbijają się w czasie opadania powiększając swą wielkość i opadają z rosnącą prędkością. Prędkości opadania nie można określić za pomocą naczynia szklanego, gdyż jest ona zmienna i zależna od głębokości. Miarodajne są głębokość i powierzchnia, tzn. czas przepływu. Jeżeli oznaczymy przez $v \text{ m}^3$ pojemność osadnika, to czas przepływu t oblicza się ze wzoru

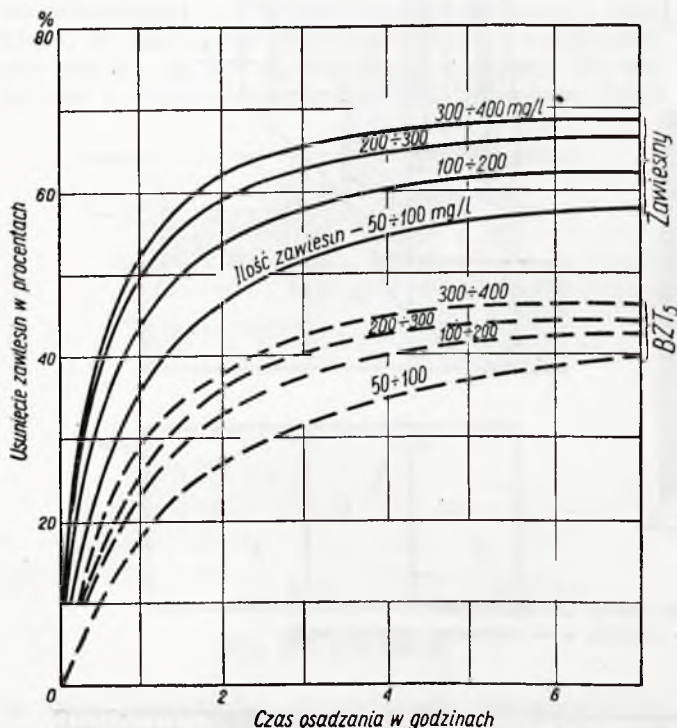
$$t = \frac{v}{Q} \text{ h}$$

W osadnikach podłużnych długość L ustala się według wzoru

$$L = v \cdot t \text{ m}$$

Co można osiągnąć za pomocą sklarowania w zależności od czasu zatrzymania ścieków w osadniku, wskazuje krzywa na rys. 259, ustalone na podstawie badań doświadczalnych. Widać z nich, że po czasie zatrzymania dłuższym niż 2 godziny uzyskuje się niewielki dodatkowy stopień oczyszczenia. Z tych względów czas zatrzymania świeżych ścieków w osadnikach przewymuje się w granicach 45 min ÷ 2 godz. 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 gnić i cuchnąć.

Przyjmuje się powszechnie czas zatrzymania 1,5 godz. średniego przepływu z okresu 12 godzin dnia (8 rano do 8 wieczorem) lub 2 godz. całodobowego średniego przepływu. Odpływ deszczowy z sieci układu ogólnospławnego zatrzymany zostaje odpowiednio do przyjętego rozcieńczenia krócej, tj. 20—30 min. W pewnych określonych przypadkach konieczne jest przedłużenie czasu zatrzymania. Zdarza się to wówczas, gdy ścieki przemysłowe wpływają hamująco na proces zagniwania osadu i wobec tego osady należy dłużej przetrzy-



Rys. 259. Procent usunięcia zawieszin i BZT₅ w zależności od czasu osadzania

mywać w osadnikach. Odpowiednio do tego przewidziane być muszą większe przestrzenie na jego odkłady. 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.

Stosownie do wyników praktyki dobry skutek wytracenia zawieszin osiąga się w zbiornikach o głębokości 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 przypadkach 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. Dobrą w praktyce okazała się konstrukcja przelewów przedstawiona na rys. 260. Dopływające ścieki tracą swą energię wznosząc się i wpły-

wają równomiernie na całej szerokości z małą prędkością. Zanurzone deski nie są potrzebne. W odpływie umieszcza się również przelewy na całej szerokości. Zanurzone pod powierzchnią na głębokości 0,10—0,20 m deski przed wylotem zatrzymują tłuszcz i pływające zanieczyszczenia. W bardzo szerokich przelewach w celu możliwie jednostajnego rozdziału ścieków daje się w koronie w odstępach 20—30 m wycięcia trójkątne.

Osad zagniwający trzeba możliwie szybko usuwać, zanim wzruszony będzie przez gazy gnilne. Powodują one powrotne jego unoszenie przez ścieki oraz nadają właściwości gnilne. Zależnie od upływu czasu oraz sposobu usuwania osadów podzielić można osadniki na:

- osadniki naturalne,
- poletka zalewane,
- doły gnilne,
- osadniki wstępne,
- osadniki pionowe,
- osadniki piętrowe wtórne.

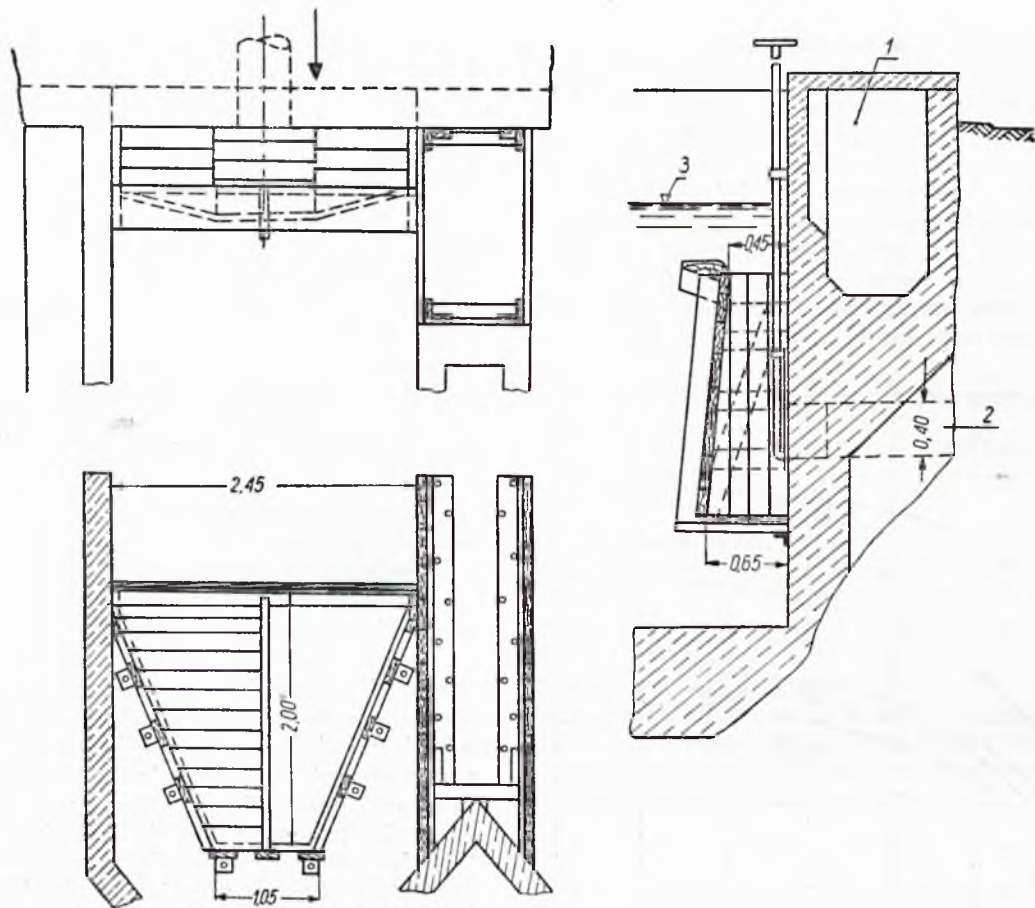
Dalszy podział dotyczy kierunku przepływu: osadniki z przepływem poziomym lub pionowym. Rozróżnia się również osadniki o ciągłym przepływie i napełniane. Osadniki napełniane pracują z przerwami. Po napełnieniu zbiornika osadowego ściekami pozostają one w nim aż do chwili sklarowania, po czym zostają ostrożnie wypuszczone, tak by nie powstawało wzruszanie odkładów osadu. Osad zostaje wybrany do dalszej przeróbki lub usunięcia. Obecnie osadniki tego rodzaju wychodzą z użycia.

Do osadników naturalnych należą stawy załadowywane oraz stawy rybne. Stawy rybne działają głównie jako naturalne urządzenia biologiczne i omówione będą przy sposobach biologicznego oczyszczania ścieków.

Bardzo prostym sposobem uwolnienia wody od zawieszin jest sposób załadowywania. Stosuje się go w przypadku zawieszin mineralnych lub przy ich znacznej przewodzie, a więc do ścieków z kopalni, hut, niektórych fabryk chemicznych. Osady pochodzenia mineralnego i po opadnięciu nie zagniwają; jeśli tylko prędkość przepływu utrzymana jest w odpowiednich granicach, nie są unoszone powtórnie.

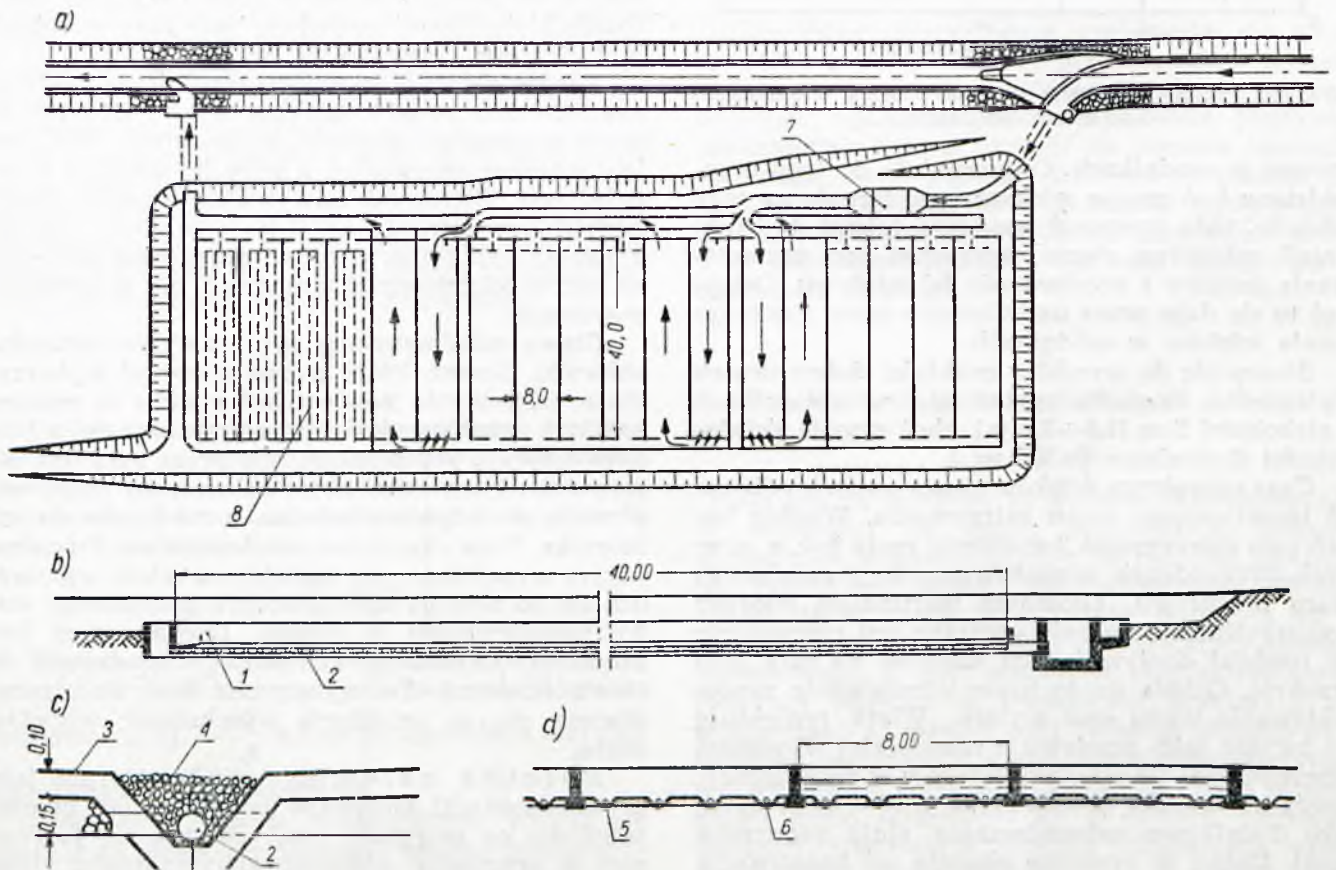
Stawy załadowywane są to zwykle naturalne zbiorniki ziemne, które można stworzyć wykorzystując zagłębienia powierzchni gruntu za pomocą krótkich ogrobowań. Ścieki wprowadza się w jednym końcu i przepływają one przez całą długość stawu osadzając zawiesziny; sklarowane ścieki odpływają do odprowadzalnika, a następnie do odbiornika. Staw stopniowo załadowuje się. Po całkowitym wypełnieniu się zagłębienia ścieki wprowadza się do nowego uprzednio przygotowanego stawu zaopatrzonego w drenaż. Drenaż musi być zamknięty aż do czasu całkowitego napełnienia się stawu ściekami. Po wyłączeniu dopływu drenaż otwiera się, co umożliwi wyschnięcie odkładów mułu.

Poletka zalewane wykonuje się jako płytkie osadniki budowane podobnie jak poletka ociekowe na przegniły osad. Stosuje się je również w przypadku niezagniwającego osadu, głównie do ścieków z zawieszinami ziarnistymi (przeważnie do ścieków z płuczek węgla).



Rys. 260. Ukształtowanie wlotu do osadnika

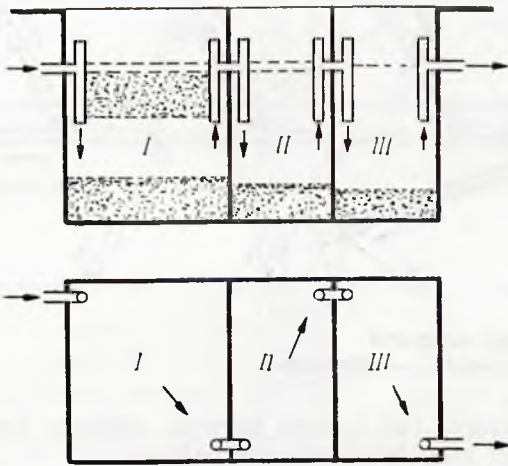
1 — pierwotny kanał doprowadzający, 2 — dopływ, 3 — normalny poziom wody



Rys. 261. Poletka zalewane: a) plan, b) przekrój podłużny, c) korytka ociekowe, d) przekrój poprzeczny

1 — deski zanurzone, 2 — dren o ϕ 10 cm, 3 — beton, 4 — żużel, 5 — korytka ociekowe, 6 — dno z betonu, 7 — kratka, 8 — drenaż

Buduje się je jako zbiorniki (rys. 261) 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 takie umieszcza się w ilości co najmniej 6 — jeden obok drugiego; pracują one po dwa. Gdy przez jedną parę przeprowadza się ścieki, pozostałe są wyłącznie z przepływu. Zebrany na nich poprzednio osad po ocieknięciu i osuszeniu, zostaje wybrany i usunięty. W czasie przepływu drenaż jest zamknięty, otwiera się go po wyłączeniu przepływu. Na dopływie i odpływie umieszcza się zanurzone deski



Rys. 262. Dół gnilny

w celu chwytania 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 temperatury. Do zamykania wylotów drenowych stosuje się prostego rodzaju zasuwę. W najprostszym przypadku zwykle kołki drewniane.

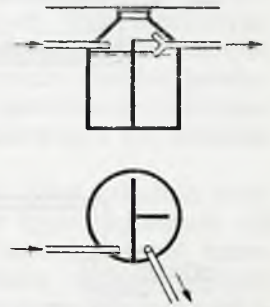
Przy ściekach domowych z przewagą zawieszin organicznych głębokość zapełniania nie może wynosić więcej niż 0,2—0,3 m, przy czym warstwa osadu może osiągać najwyżej połowę tej grubości. Większa głębokość ścieków zmniejsza pochłanianie powietrza i powoduje stan gnilny ścieków. Odwrotnie dzieje się w przypadku zawieszin o charakterze tylko mineralnym — głębokość może być w bardzo dużym stopniu powiększona.

Urządzenia te są prostsze i tanie. W przypadku ścieków domowych wykonywa się je jako urządzenie pomocnicze lub przejściowe. Po rozbudowie oczyszczalni można je użyć jako poletka do osuszania osadu przegniłego. Należy liczyć się wtedy z plagą much i nieprzyjemnymi zapachami. Okresy deszczowe wpływają ujemnie na procesy strącania i suszenia.

Doły gnilne służą podwójnemu celowi: wytrąceniu zawieszin — co odbywa się w górnej ich części, oraz przegniciu — zachodzącemu w dolnej ich części. Są to więc małe oczyszczalnie z prostymi urządzeniami, nie wymagające specjal-

nej obsługi. Skutek oczyszczania nie jest pełny. Buduje się je w osiedlach nieskanalizowanych do obsługi poszczególnych domów lub grup domów, szkół itp., natomiast w oczyszczalniach miejskich nie są stosowane.

Doły 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 — w zależności od liczby mieszkańców korzystających z dołu gnilnego od 1 doby do 3. Na rys. 262, 263 pokazano schematycznie urządzenie dołów gnilnych trzykomorowych, prostokątnego oraz kołowego.



Rys. 263. Dół gnilny

W pierwszym — ścieki przeprowadza się z jednej komory do drugiej rurami zanurzonymi pod zwierciadłem wody na głębokości 30 cm i umieszczonymi po przekątnych. W drugim — przepływają one przez wąskie szczeliny sięgające do samego dna między ścianą zewnętrzną, a ścianami działowymi.

Przy czasie zatrzymania 1÷3 dni ścieki opuszczające dół gnilny mają ciemną barwę i przykry zgniły zapach. Nie można ich odprowadzać do otwartych odbiorników. W celu pełnego przegnicia ścieki musiałyby być przetrzymywane przez 20÷30 dni. Wprowadza się je w grunt za pomocą drenażu (rys. 264). Zwierciadło wody gruntowej nie może jednak leżeć płycej niż 2,5 m, wówczas drenaż można ułożyć na głębokości 0,6÷1,0 m. Zwykła głębokość drenów wynosi 1÷1,5 m.

Wielkość drenażu zależna jest od rodzaju gruntu. Przy średnio przepuszczalnym gruncie przyjmuje się długość drenażu 15 m na mieszkańca, lub 50 m² terenu na mieszkańca, tj. 200 mieszkańców na ha.

Najodpowiedniejsze do zraszania podziemnego są ziemie lekkie, przewiewne. Dreny zakłada się wówczas w odstępach od 1,5 do 3,0 m. W gruncie zwięzłym dreny o średnicy 8—10 cm otacza się warstwą żwiru lub tłuczni. W celu osiągnięcia dobrego przewietrzania nawadnianego gruntu pożądane jest zraszanie przerywane, co da 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.

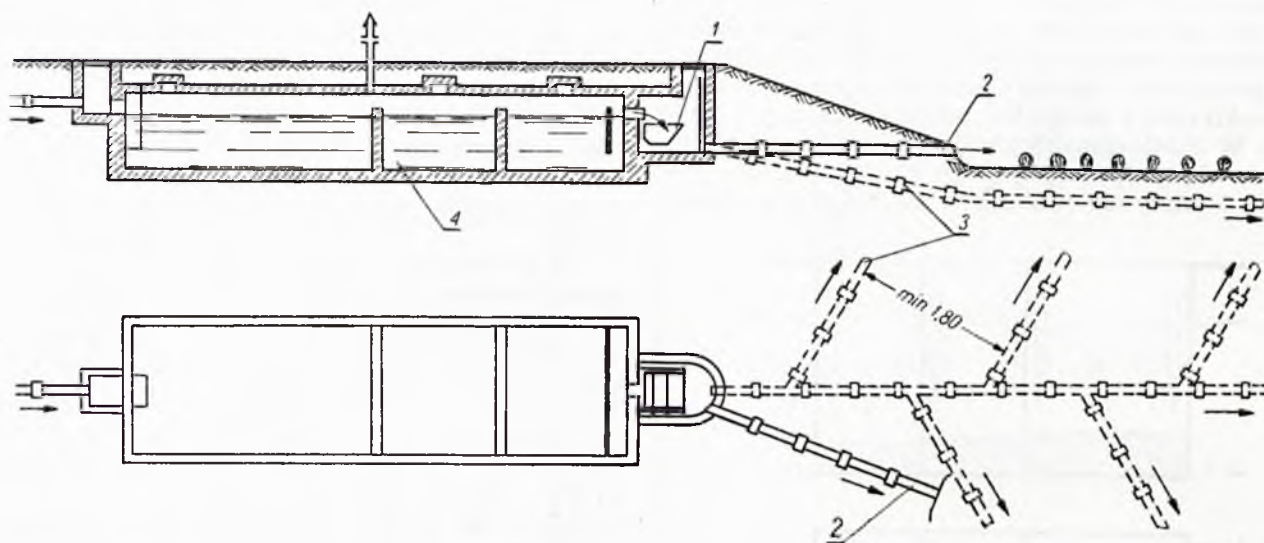
Oblicza się, że drenaż pracować może bez oczyszczania około 10 lat. Po upływie tego czasu należy go wyjąć, oczyścić i ułożyć w pewnym odstępie od poprzedniej linii przebiegu.

Komory z wierzchu muszą być przykryte w celu zabezpieczenia przeciwko zapachom oraz plądze much. Doły gnilne usuwają 50—60% zawieszin. Raz lub dwa razy do roku, najlepiej na wiosnę i w jesieni, usuwa się pływający kożuch, opróżnia

osadniki ze ścieków i wydobywa osady. Nie powinny one zapełniać komory więcej niż na $\frac{1}{3}$ część wysokości. Wybierany osad można użytkować do nawożenia gruntu.

W stropie pokrywającym komory umieścić należy otwory żłazowe, zamknięte szczelnie pokrywami. Odwadnia się komory zwykle za pomocą

Robotnicy za pomocą zgrzebla kierowali muł do otworów odpływu osadu, otwieranych na czas czyszczenia. W urządzeniach nowszych usuwanie osadu odbywa się bez przerwy w pracy osadnika: pod wodą grawitacyjnie za pomocą przewodów wskutek istnienia różnicy poziomów ścieków w osadniku oraz wylotu przewodu odprowadzają-



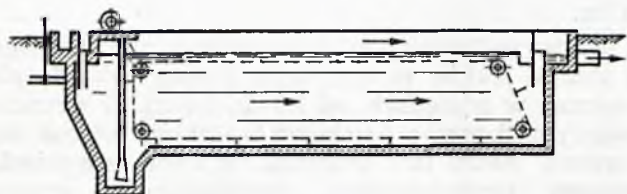
Rys. 264. Dół gnilny i drenaż na odpływie
1 — naczynie wywrotne, 2 — dopływ, 3 — drenaż, 4 — dół gnilny

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 przezeń trujące gazy oraz ze względu na możliwość powstawania wybuchowych mieszanek przy mieszanii się tych gazów z powietrzem. Przy oczyszczaniu dołów z osadu należy niewielką jego ilość pozostawić w celu zaszczerpienia świeżego osadu bakteriami gnilnymi.

cego osady, lub też za pomocą różnego rodzaju zgrzebel albo urządzeń czerpalnych.

Osadniki podłużne wykonuje się o przekroju prostokątnym z dnem płaskim przy stosunku szerokości do długości 1 : 3—1 : 10 lub z dnem uformowanym w postaci szeregu lejowatych zagłębień.

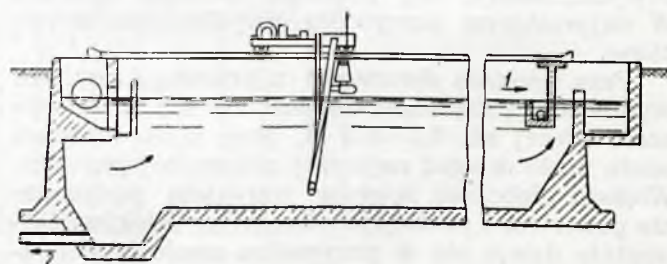
Dno ma spadek przeciwny niż dopływ do zagłębienia gromadzącego osady (rys. 265). Osad zbierający się na dnie spycha się do zagłębienia i stąd wyczerpuje pompami.



Rys. 265. Osadnik podłużny Link Belta

W zależności od kierunku przepływu ścieków rozróżniamy osadniki z przepływem poziomym lub pionowym. 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 przypadku mechanicznego usuwania osadów urządzenia czyszczące wpływające będą na kształt, który może być kwadratowy, kołowy lub podłużny.

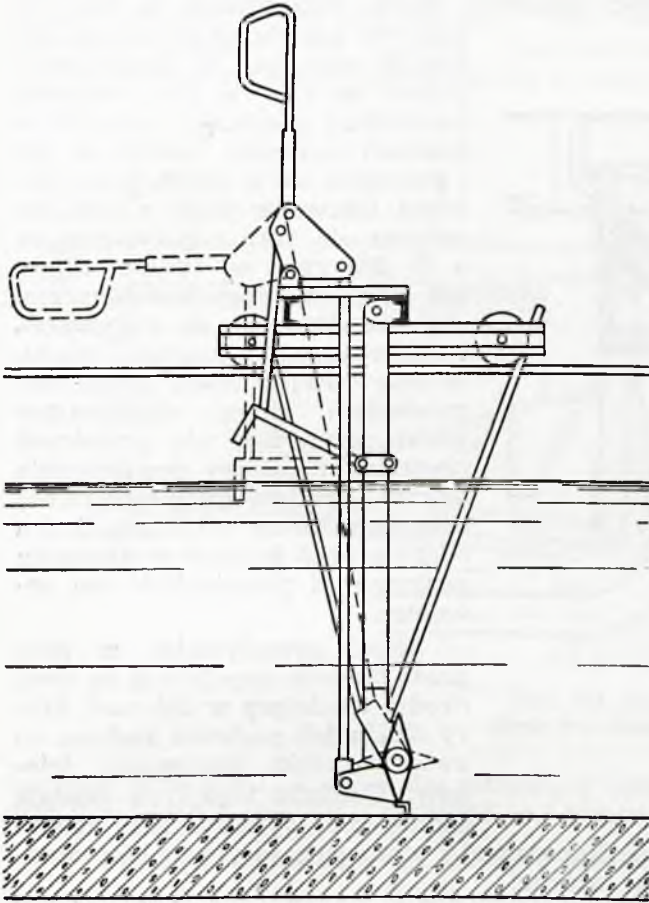
W urządzeniach starszych do usunięcia osadu wyłączało się osadniki z przepływu i odwadniało.



Rys. 266. Osadnik podłużny ze zgrzebłem Hardinga
1 — kożuch, 2 — odprowadzenie osadu

Zgrzebła mechaniczne można wykonywać w postaci poruszającego się łańcucha bez końca (rys. 265) umieszczone na bębnach. Jeden z bębnow poruszany jest silnikiem elektrycznym. Tak pomyślane jest oczyszczanie w konstrukcji Link-Belta. Do łańcucha przymocowane są poprzeczki drewniane, które zgrzeblują 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 i stąd się go wy-

czepuje do dalszej przeróbki lub usunięcia. Przy równoległym umieszczeniu kilku jednostek można w ściankach działowych na szerokości zagłębienia



Rys. 267. Zgrzebló Hardinga

pozostawić otwory i doprowadzić osady do jednej pompy umieszczonej w najniższym miejscu zagłębienia. W celu pewniejszego działania daje się w zagłębieniu spychacz poprzeczny.

Zgrzebló tarczowe Hardinga umieszczone jest na wózku jeżdżącym po szynach wzdłuż osadnika. Przy ruchu powrotnym tarcza podnoszona do poziomu powierzchni ścieków spycha kożuch do korytka przed wylotem. W wykonaniu przedstawionym na rys. 266, 267 ze zgrzeblą tarczowym osad odprowadzany jest grawitacyjnie rurociągiem.

Konstrukcję ze zgrzeblą tarczowym i odprowadzeniem osadu pompą przedstawiono na rys. 268.

Prędkość poruszania się taśm i tarcz wynosi 10÷60 mm/sek. Stosuje się tym mniejsze prędkości, im lżejszy jest osad.

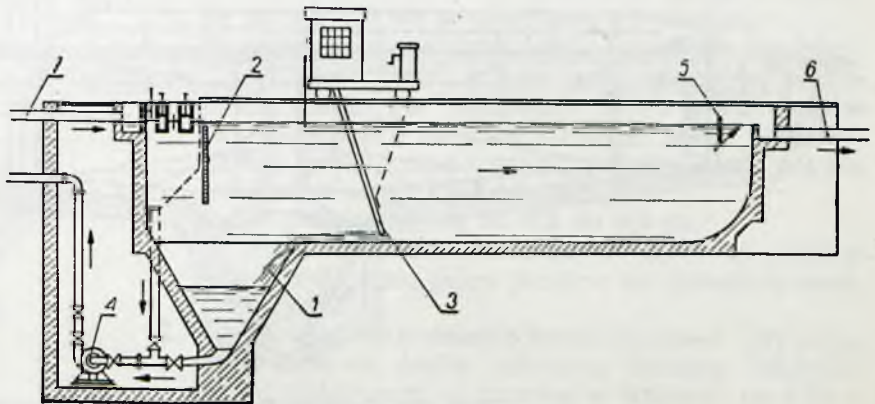
Zamiast zgrzebeł stosować można pompę jeżdżącą na wózku i wyczerpującą osad z dna. Wówczas dno formuje się w kształcie korytka. Przewód

ssawny pompy umieszczony jest w linii największego zagłębienia. W przypadku mułu łatwo zbijającego się zaopatruje się koniec rury ssawnej w kosz. W szczególnych przypadkach kosze zaopatrzone są w urządzenia do rozluźnienia leżącego na dnie mułu, aby łatwiej dało się go zasysać.

Przewód tłoczny od pompy doprowadza muł do kanału biegnącego wzdłuż całego osadnika, stąd odchodzi on do dalszej przeróbki.

W osadnikach z dnem lejowym (rys. 269) gromadzą się osady w zagłębieniach dna i odprowadza się je za pomocą układu rur grawitacyjnie lub też wyciąga pompami. Osadniki takie można wykonywać 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.

Stosuje się również często jako osadnik konstrukcję Dorra. Osadnik tego typu wykonuje się o kształcie kwadratowym z zaokrąglonymi narożnikami (rys. 270). W początkowo wykonywanych osadnikach o kołowym przekroju powstawał niekorzystny ruch wirowy. Ścieki albo dopływają przez przelew z jednego boku i odpływają z przeciwnego, lub wchodzą przez otwory w wieży środkowej — odpływają zaś przez przelew wzdłuż całego obwodu (rys. 271). Dno ma lekkie nachylenie do środka do niewielkiego zagłębienia, skąd odchodzi przewód do odprowadzania mułu. Grabie składają 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 za pomocą silnika napędzającego wózek jeżdżący po szynie, biegnącej wokoło osadnika. Wózek powoduje jednocześnie ruch mostka, który jest oparty jednym końcem na nim, drugim na środkowej wieżyczce. Osad spychany jest do środkowej. Dodatkowe zgrzebła z ruchem wahadłowym oczyszczają naroża.



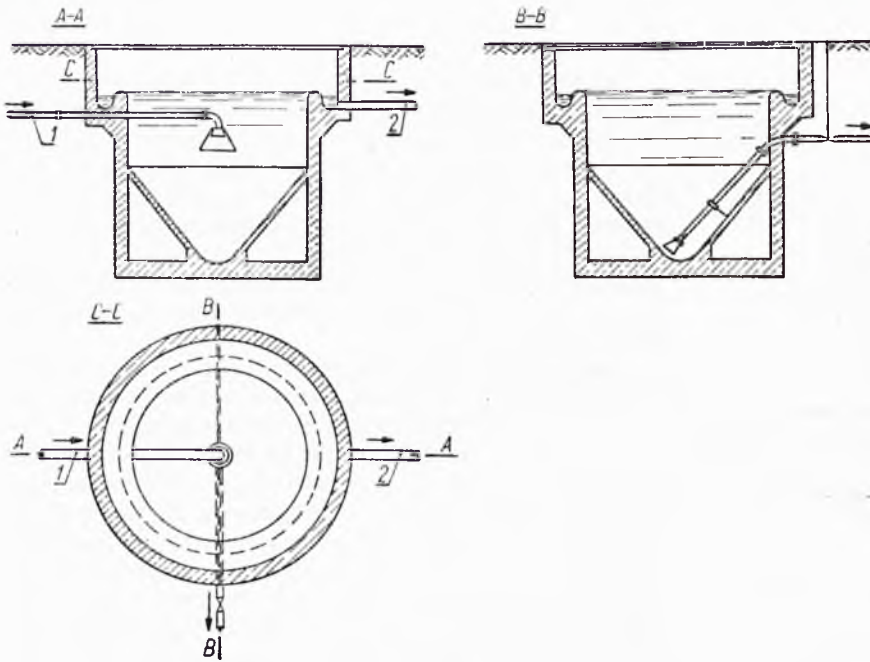
Rys. 268. Osadnik podłużny ze zgrzeblą i odprowadzeniem osadu pompą
1 — płynny osad, 2 — kraty, 3 — zgrzebló tarczowe, 4 — pompa, 5 — ścianka, 6 — odpływ, 7 — dopływ

Czas jednego obrotu, stosownie do wielkości urządzenia oraz właściwości ścieków, waha się od 5—30 minut. Zapotrzebowanie mocy w osadnikach średniej wielkości wynosi 2,2 kW. Również i w tych osadnikach można stosować urządzenie do zgarniania kożucha. Średnice osadników docho-

dążą do znacznych wielkości, przeciętnie do 30 m, choć istnieją wybudowane o średnicach powyżej 60 m, a nawet dochodzących do 95 m.

Zaletą osadników Dorra jest natychmiastowe usuwanie osadzonego mułu i niedopuszczenie do

wielobocznym. Na rys. 272 przedstawiony jest schematycznie osadnik pionowy. Ścieki dopływają do rury centralnej umieszczonej pionowo w osi osadnika, przepływają rurą w dół; wpływają do części osadowej, którą przepływają w górę do odpływu znajdującego się na obwodzie osadnika. W czasie przepływu ścieków w górę wskutek niewielkiej prędkości zawarte w ściekach zawiesiny opadają w dół i gromadzą się w części dolnej lejowej. Usuwanie osadu z osadnika odbywa się rurą odprowadzającą o ϕ 200 mm w sposób ciągły lub okresowo, dostatecznie często, aby nie dopuścić do zagniwania i powrotnego unoszenia osadu. W celu ochrony osadu przed rozmywaniem przez dopływające ścieki przewiduje się przestrzeń neutralną pomiędzy powierzchnią osadu i spodem rury centralnej oraz daje tarczę ochronną, która odchyła prąd ścieków w kierunku poziomym i promieniście na zewnątrz.



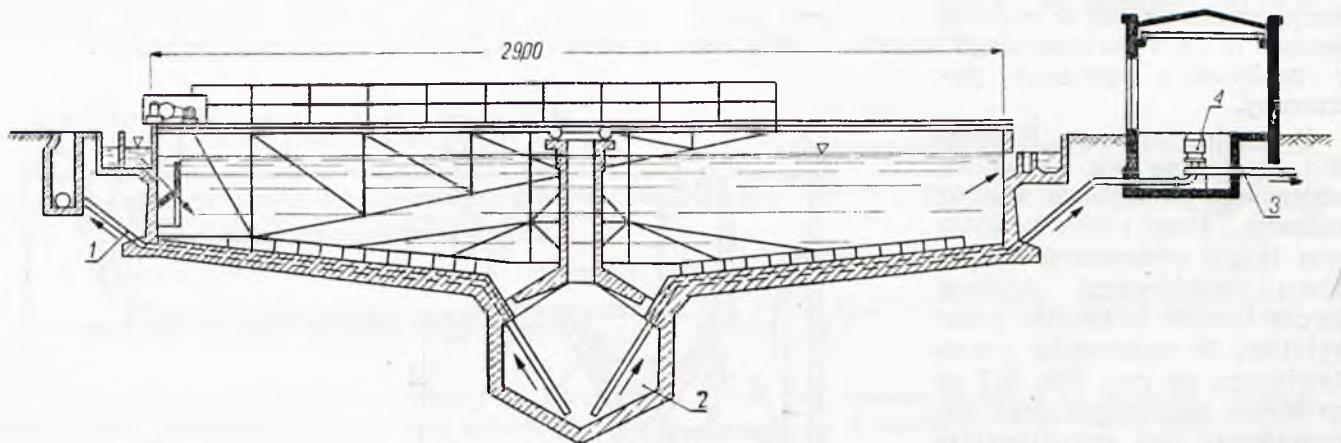
Rys. 269. Projekt osadnika dla oczyszczalni ścieków
1 — dopływ, 2 — odpływ

zmniejszenia się części przepływowej oraz zagniewania ścieków.

Z uwagi na konieczność ciągłego odprowadzania osadu pompuje się muł o różnej zawartości wody. Aby przy trwałym ruchu pompy uniknąć silnych wahań zawartości wody w mule, umiesz-

cznie kłaczkowej i stosowane są często jako osadniki wtórne.

Zawiesiny opadają na dno osadnika, jeżeli prędkość ich opadania u jest większa od prędkości przepływu ścieków v . Prędkość przepływu ścieków limituje wydajność osadnika i zależna jest od ro-



Rys. 270. Osadnik Dorra z komorą zbiorczą na osad
1 — przewód zaporowy, 2 — komora zbiorcza, 3 — do komór gnilnych, 4 — pompa wirnikowa

czono w środku osadnika Dorra, zamiast koryta zbiorczego większych wymiarów, komorę (rys. 271). W komorze tej zbiera się muł i gęstnieje. Nie ma potrzeby ciągłego wyciągania mułu o zmiennym stężeniu, okresowo wyciąga się bardziej jednostajną masę.

Osadniki pionowe buduje się w kształcie studni o przekroju kołowym, kwadratowym lub

dżaju zawiesiny w ściekach oraz od koniecznego stopnia oczyszczenia. W ściekach miejskich przyjmuje się prędkość v od 0,5 do 1,0 mm/sek, a czas przepływu od 1 do 2 godz. Przyjmuje się, że czas przepływu uzasadniony dostatecznym efektem oczyszczenia w powiązaniu z kosztem osadnika wynosi 1,5 godz. W przypadku, gdy nie konieczne jest duże oczyszczenie np. przed polami zraszany-

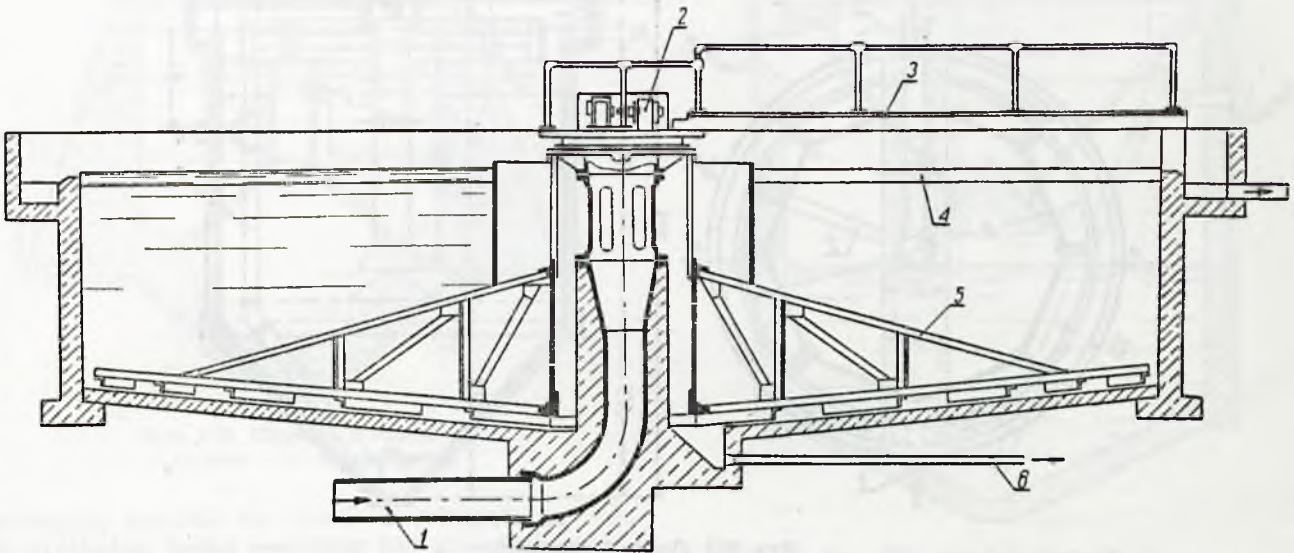
mi, to czas przepływu można zredukować do 15 minut.

Wielkość osadników oblicza się zakładając prędkość v , przy której będą opadały zawiesiny dające pożądany efekt oczyszczania, oraz czas przepływu ścieków przez osadnik. Powierzchnię przekroju rury centralnej wyznacza się z maksy-

Powierzchnia ogólna osadników

$$F = \frac{v}{h_1} m^2$$

Aby otrzymać całkowitą powierzchnię osadników należy do tej powierzchni dodać powierzchnię rur centralnych.



Rys. 271. Osadnik Dorr-Siteed

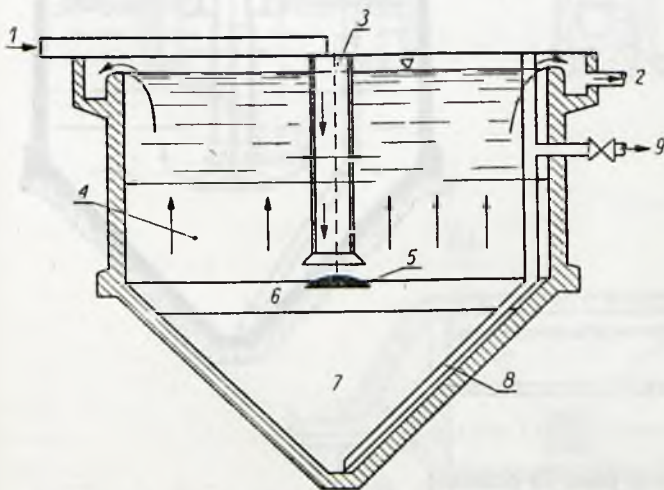
1 — dopływ, 2 — silnik, 3 — kładka, 4 — przelew, 5 — grable, 6 — odpływ

malnego przepływu ścieków na sekundę q l/sek oraz prędkości przepływu w rurze v_1 mm/sek

$f = \frac{q}{v_1} m^2$. Gdy osadnik nie ma tarczy ochronnej

pod rurą centralną $v_1 \leq 30$ mm/sek, gdy jest tarcza $v_1 \leq 100$ mm/sek.

Wysokość części osadowej $h_1 = v \cdot t$.



Rys. 272. Schemat pionowego osadnika

1 — dopływ, 2 — odpływ, 3 — rura środkowa, 4 — część osadowa, 5 — tarcza, 6 — warstwa obojętna, 7 — osad, 8 — rura osadowa, 9 — odprowadzanie osadu

Objętość ogólna części osadowej osadników (przy kilku osadnikach)

$V = \frac{kQt}{24} m^3$ gdzie Q — średni dobowy odpływ

ścieków, k — współczynnik nierównomierności.

Przy określaniu ilości osadników należy kierować się zasadą, aby średnica osadnika nie była większa od $3 h_1$. Całkowita wysokość osadnika wynosi $H = h_1 + h_2 + h_3 + h_0$

gdzie h_1 — wysokość części osadowej,

h_2 — „ „ neutralnej,

h_3 — „ „ gromadzącej osad,

h_0 — „ „ krawędzi górnej osadnika nad poziomem ścieków;

h_2 przyjmuje się w granicach 0,5—0,6 m;

h_3 zależne jest od ilości osadu i średnicy osadnika.

Objętość części gromadzącej osady w osadnikach wstępnych otrzymuje się z ilości osadów przypadających na mieszkańca i dobę w granicach 0,7÷0,8 l oraz z maksymalnego czasu pobytu osadów w osadniku 2÷3 dni;

h_3 — przyjmuje się od 0,3 do 0,4 m.

Przy średnicach osadników do 7 m odpływ ścieków daje się przez przelew na obwodzie osadnika rys. 273.

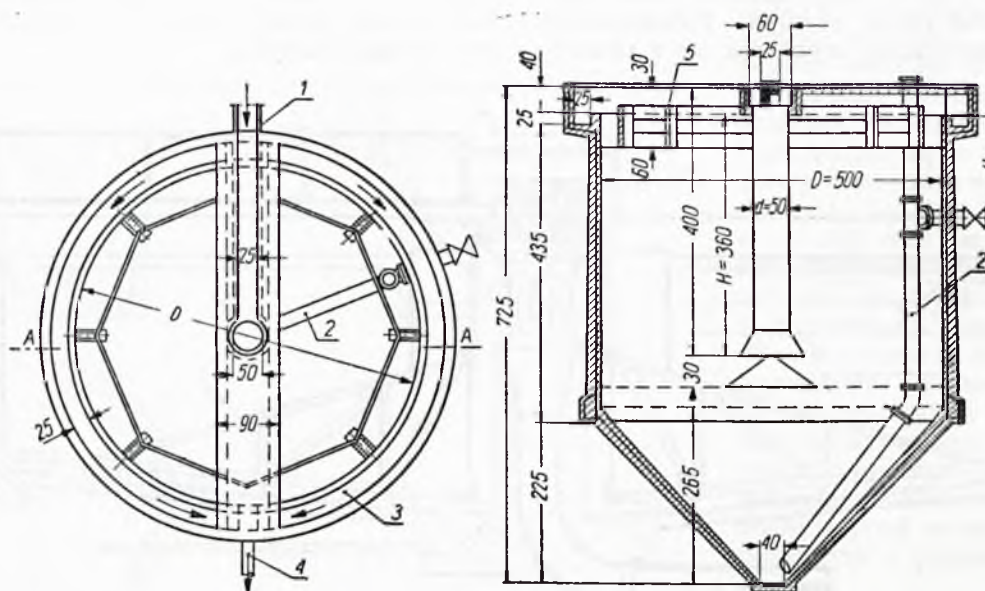
W celu zatrzymania zanieczyszczeń pływających daje się deskę ochronną dookoła osadnika przed przelewem, zanurzoną w ściekach na 0,25—0,30 m i wystającą na 0,2÷0,3 m.

W osadnikach o średnicy 7 m i większej w celu lepszego przepływu ścieków wykonuje się ich odpływ za pomocą zatopionych kanalików z otworami w bocznych ścianach, promieniście rozłożonych pod powierzchnią ścieków. Na rys. 274 przedstawiono tego rodzaju osadnik z korytkami odpływowymi, doprowadzającymi ścieki do zbiorczego koryta pierścieniowego przy rurze centralnej.

W osadnikach piętrowych połączone są procesy klarowania ścieków oraz przegniwania wytwor-

zonego osadu. Osadniki piętrowe różnią się tym od osadników gnilnych, że część osadowa i gnilna są od siebie oddzielone. Nie ma więc bezpośredniego stykania się przepływających ścieków z gni-

oddzielona jest od umieszczonej pod nią komory gnilnej nachylonymi płytami wykonanymi z żelbetu. Wytrącające się zawiesiny opadają na silnie nachylone powierzchnie i spływają przez otwarte

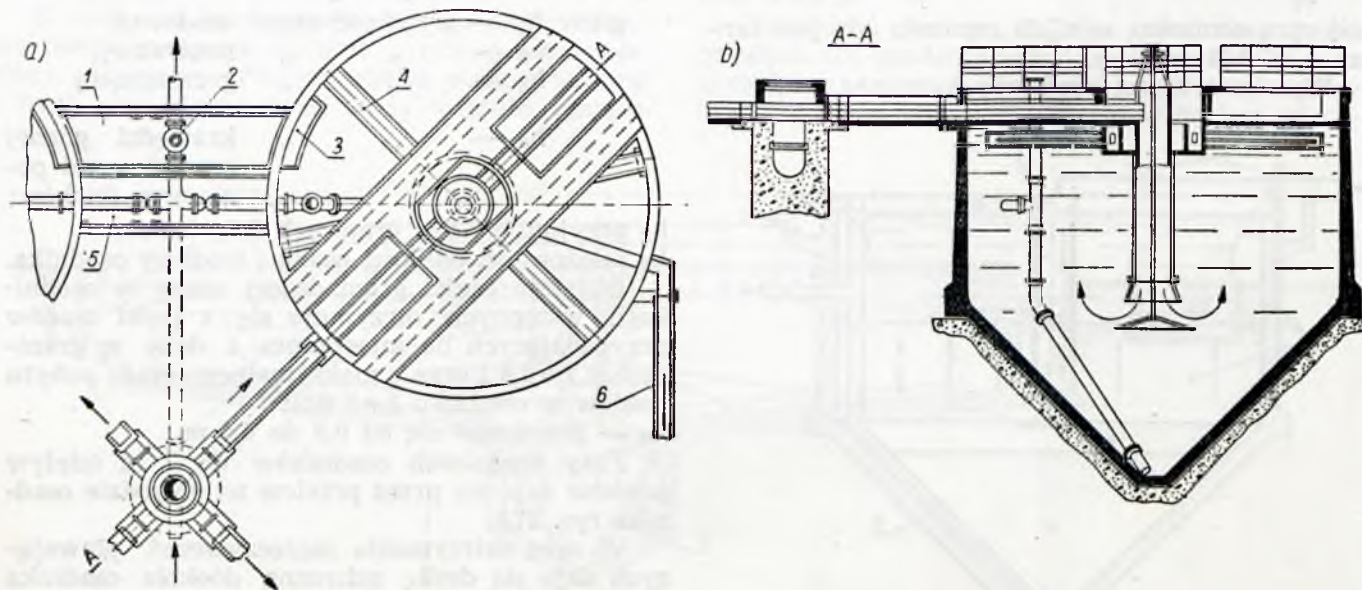


Rys. 273. Osadnik pionowy

1 — koryto doprowadzające, 2 — rura osadowa, 3 — koryto zbiorcze, 4 — rurociąg doprowadzający, 5 — deski zatopione

jącym osadem, co sprzyja wytrącaniu się osadów. Prototypem był osadnik Travisa (rys. 275); konstrukcję tę ulepszył Imhoff stosowując ją po raz pierwszy dla spółki emscherskiej, stąd nazwa

szczeliny u spodu płyt do poniżej leżącego pomieszczenia gnilnego beztlenowego. Tutaj przechodzą one przez proces gnicia lub anaerobowego rozkładu. Gdy zostanie on zakończony, przegniły osad



Rys. 274. Osadnik pionowy: a) plan, b) przekrój

1 — odtłuszczacz, 2 — zasuwa denna, 3 — koryto tłuszczowe, 4 — koryto drewniane, 5 — komora osadowa, 6 — koryto odprowadzające

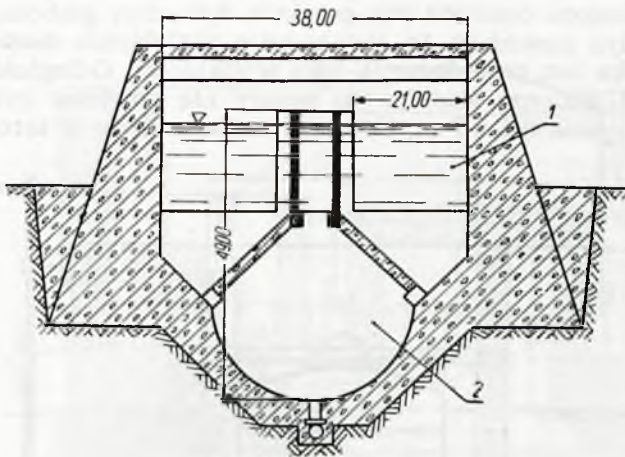
osadniki Imhoffa lub studnie emscherskie. Osadniki Imhoffa są bardzo rozpowszechnione, choć obecnie nieco straciły na popularności wobec coraz częstszego stosowania wydzielonych komór gnilnych w większych oczyszczalniach.

Działanie osadnika Imhoffa jest następujące. Ścieki dopływają do części górnej przepływowej, zwanej też komorą osadów (rys. 276, 277), która

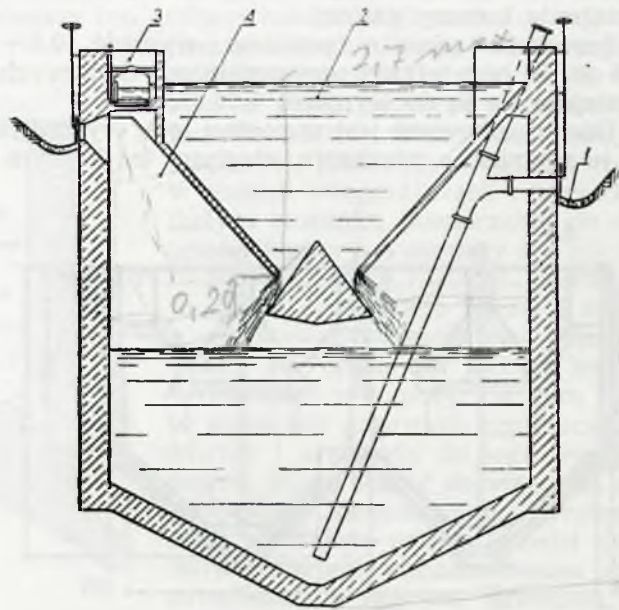
usuwa się z komory grawitacyjnie lub za pomocą pomp. Muł pozostaje w komorze gnilnej 3÷5 miesięcy. Wydzielający się w czasie gnicia gaz wznosi się wzdłuż spodu płyt rozdzielczych do otworów, którymi albo uchodzi w powietrze lub chwytany jest za pomocą umieszczonych nad otworami dzwonów w celu dalszego wykorzystania. Te części górne osadnika nazywa się komorami gazo-

wymi. Wytwarzający się w komorze gnilnej kożuch zbiera się w górnych bocznych częściach komór. W celu zabezpieczenia przeciwko przedostawaniu wznoszących się gazów oraz zawieszin z komory gnilnej do komory przepływającej, szczeliny

Pożądanym jest nachylenie do poziomu pod kątem 60° , tj. 1:2. Stosowano jednak z dobrym skutkiem nachylenie 1:1,25 (0,8:1). Powierzchnie ześlizgowe powinny być bardzo gładkie.



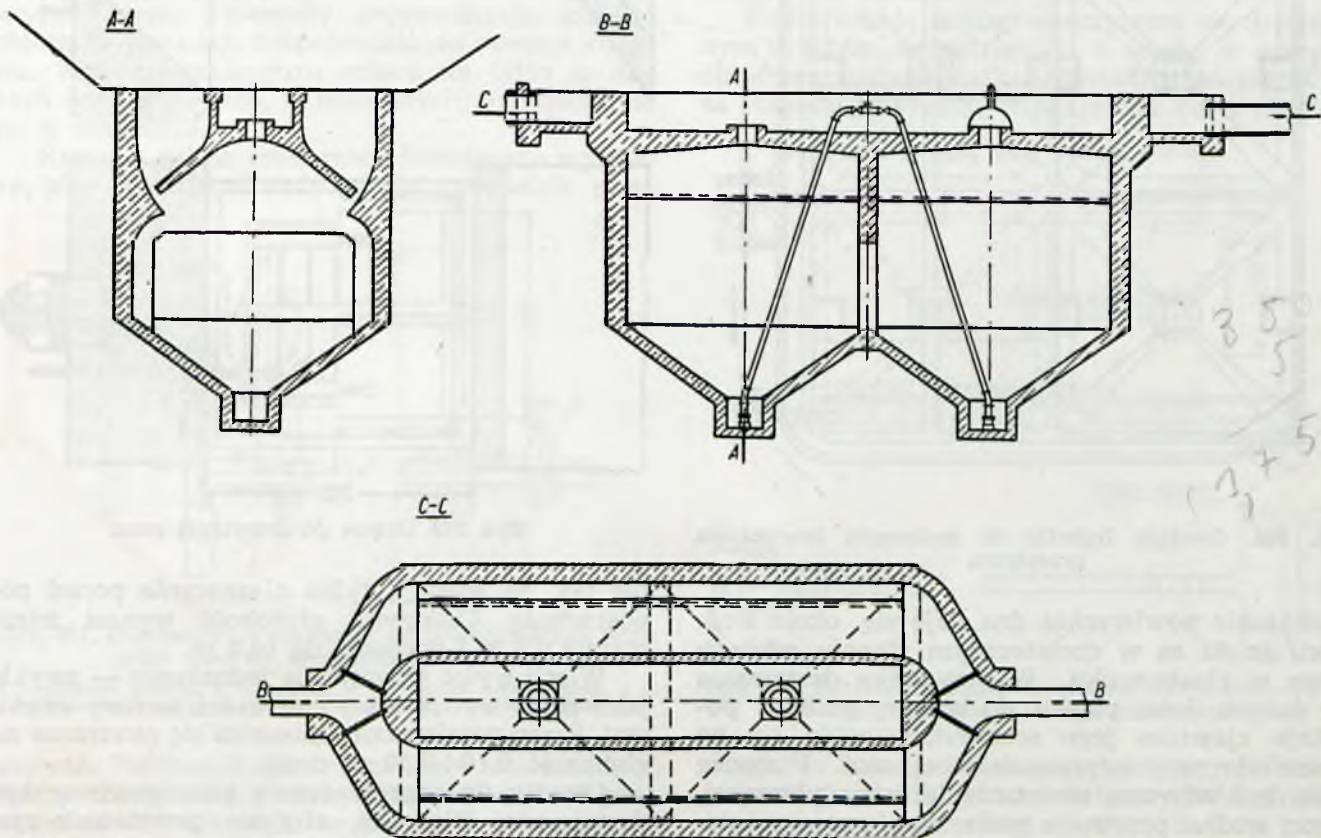
Rys. 275. Osadnik Trávisa
1 — osadnik, 2 — komora gnilna



Rys. 276. Osadnik Imhoffa

1 — spust osadu, 2 — osadnik, 3 — dzwon do chwytania gazu, 4 — komora gnilna

przebiegają ukośnie do pionu i osłonięte są od dołu trójkątną belką podłużną lub przedłużeniem jednej z płyt rozdzielczych. Wskutek takiego ukształtowania otworów łączących wznoszące się



Rys. 277. Projekt osadnika Imhoffa

gazy i zawiesziny odchylane są w stronę spodu stropu rozdzielczego. Przesłona powinna sięgać co najmniej 0,20 m za szczelinę.

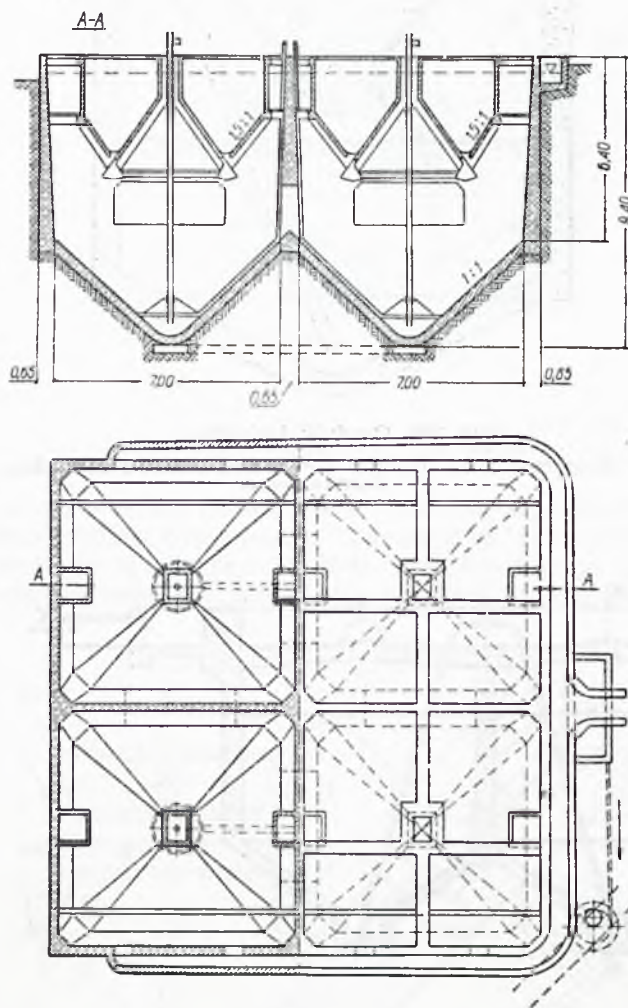
Nachylenie płaszczyzn ześlizgowych powinno być tak duże, aby osady nie zatrzymywały się.

Przy kształcie prostokątnym osadnika umieszcza się w celu podtrzymywania płyt rozdzielczych oraz hamowania mogących powstawać w komorze gnilnej prądów pomiędzy lejami dna ścianki działowej poprzeczne z otworem u spodu. W długich

osadnikach daje się je w odstępach około 4,5 m. Często tak rozplanowuje się przewody doprowadzające i odprowadzające ścieki, aby można było zmieniać co kilka tygodni kierunek przepływu (rys. 278). Daje się wówczas osiągnąć równomierne obciążenie komory gnilnej.

Szerokość szczelin powinna wynosić 0,2÷0,25 m. W niewielkich oczyszczalniach domowych zmniejsza się ją do wymiaru 0,15 m.

Dno uformowane jest w postaci leja; wykonuje się je również o przekroju ciągłym trójkątnym.



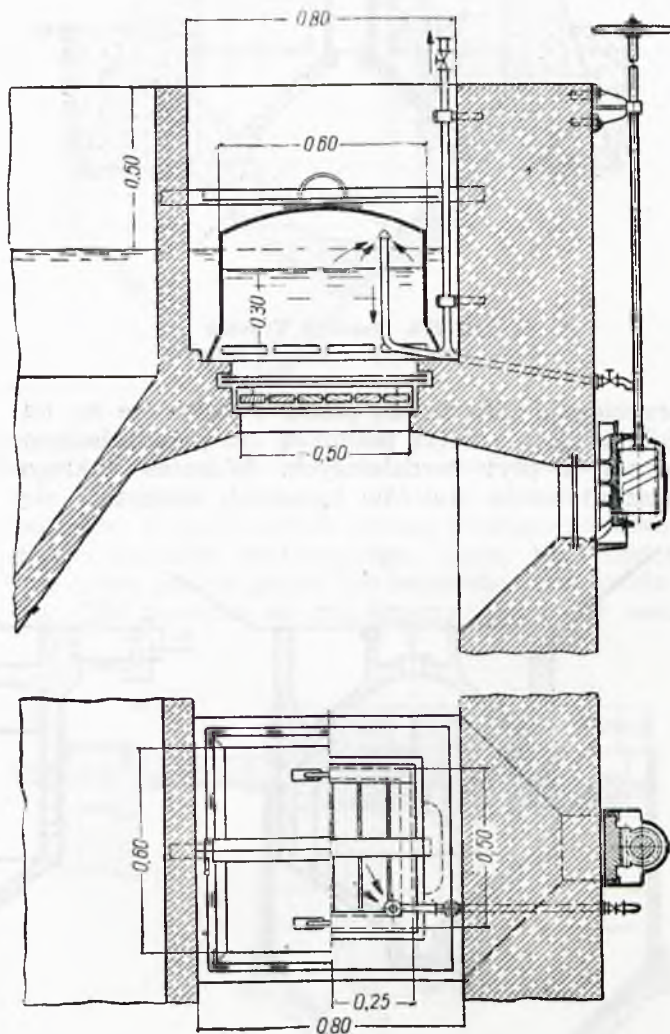
Rys. 278. Osadnik Imhoffa ze zmiennym kierunkiem przepływu

Nachylenie powierzchni dna daje się około 1 : 2, jeżeli ścieki są w dostatecznym stopniu odpiaszczone w piaskowniku. W przypadku dostawiania się dużych ilości piasku do komory gnilnej, powstaje zjawisko jego scementowywania się na wlocie do rury odprowadzającej muł. Pomocne może być wówczas umieszczenie rury płuczącej, idącej wzdłuż przewodu mułu. Wypływający z rury strumień wody wzrusza piasek i zabezpiecza przed scementowaniem.

Każdy lej w komorze gnilnej należy zaopatrzyć w przewód o średnicy 200 mm do odprowadzania przegniłego osadu. Na przewodzie musi być umieszczona zasawa. Stosowane są rury żeliwne, chronione przed rdzewieniem na wysokości zwierciadła wody płaszczem z betonu. Strata wysokości

w rurach prowadzących muł wynosi 1 : 8, w przewodach otwartych 1 : 40. W przypadku bardzo gęstego mułu wynosi ona znacznie więcej. Należy liczyć, że dostatecznie płynny muł wypływać będzie przy różnicy ciśnienia wynoszącej 1,2—1,5 m.

Czas zatrzymania przyjmuje się 1,5—2 godz. Komora osadowa nie powinna być zbyt głęboka, gdyż powoduje to zwiększenie zagłębienia osadnika bez powiększenia jego wydajności. Odległość od poziomu ścieków do szpary nie powinna być większa niż 2,7 m. Osadniki umieszcza się w tere-



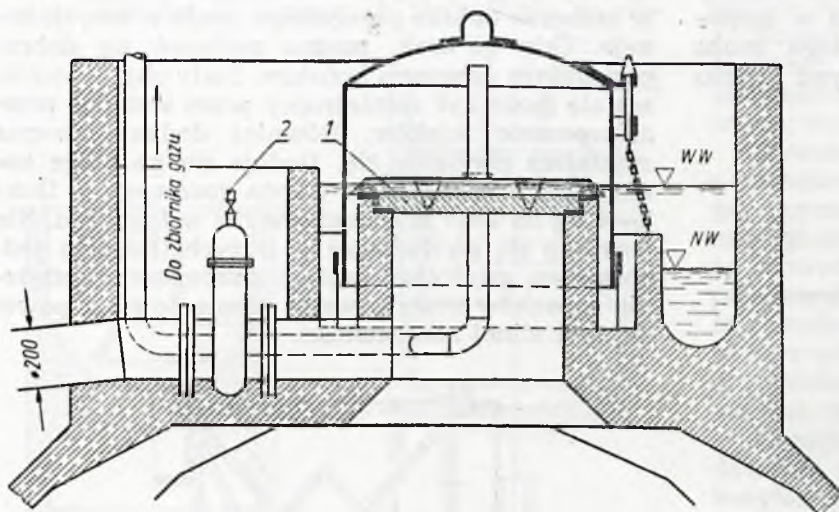
Rys. 279. Dzwon do chwytania gazu

nie tak, że wystają tylko nieznacznie ponad powierzchnię. Całkowita głębokość wynosi minimalnie 4,5 m i dochodzi do 10,0 m.

Wlot i wylot formuje się jednakowo — zwykle jako przelewy na całej szerokości komory osadowej. Przed przelewami umieszcza się zanurzone na głębokość 0,10÷0,30 m deski.

Otwory do odprowadzenia gazu powinny być dostatecznej wielkości, aby nie powstawało zjawisko podnoszenia się kożucha, co sprzyja pienieniu się powierzchni w komorze gnilnej. Przekrój otworów powinien wynosić 15—25% całej powierzchni osadnika. W dużych oczyszczalniach zaopatruje się komory gnilne w dzwony stalowe do chwytania gazu (rys. 279, 280). Zanurzone są one w ściekach na głębokość 0,30 m. Różnica ciśnienia 200 mm wystarcza do wtłaczania gazu

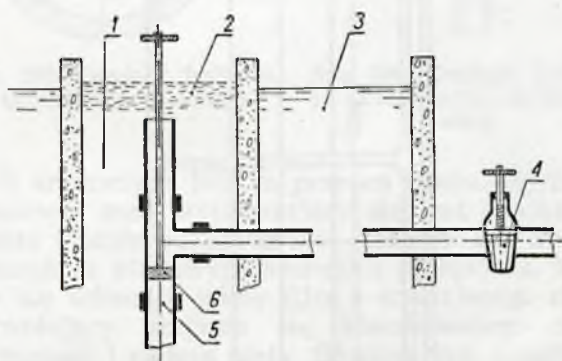
do przewodów. U spodu dzwonów daje się ochronę — w postaci płyty betonowej z otworami lub rusztu drewnianego — przeciwko dostawaniu się do nich kożucha. Stosuje się również rozbijanie kożucha za pomocą uruchamianych ręcznie przyrządów skrzydełkowych lub śrubowych. Gaz od-



Rys. 280. Dzwon do chwytania gazu
1 — płytka betonowa, 2 — zawór

prowadza się z najwyższego punktu dzwonu lub ujmuje za pomocą przewodu umieszczonego wewnątrz niego. Przewody doprowadzają gaz do zbiornika gazu lub bezpośrednio do miejsca zużycia. Wykorzystanie gazu opłaca się tylko w dużych oczyszczalniach, w mniejszych wypuszcza się go w powietrze.

Komora gnilna musi mieć dostateczne wymiary, aby opadające osady mogły całkowicie prze-



Rys. 281. Dostosowanie przewodu odprowadzającego przegniły osad do wypuszczania kożucha

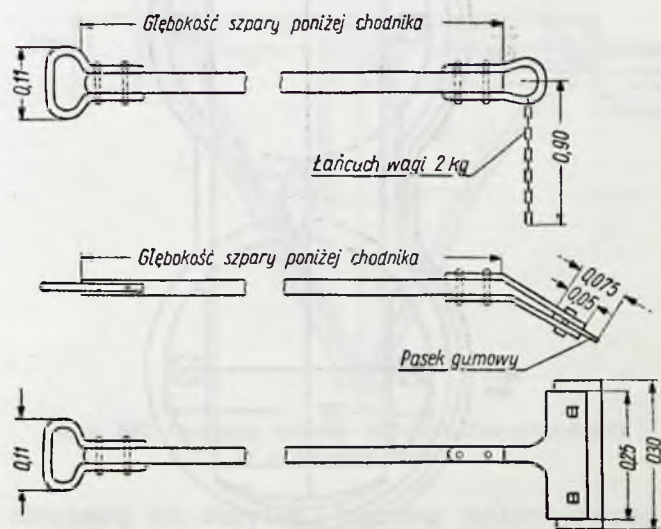
1 — komora gazowa, 2 — kożuch, 3 — komora przepływowa, 4 — zawór, 5 — przewód odprowadzający osad, 6 — tłok

gniwać. Pojemność jej oblicza się w zależności od liczby mieszkańców korzystających z dołu gnilnego; 60—70 l/mieszk. w przypadku kanalizacji o sieciach rozdzielczych, oraz 85 l/mieszk. w sieci ogólnospławnej. Osady nie mogą sięgać bliżej szpar dopływowych niż 0,35 m.

Obsługa osadników Imhoffa jest na ogół prosta. Polega ona na codziennym usuwaniu kożucha, utrzymaniu swobodnych szczelin pomiędzy komorą przepływową i gnilną oraz na wypuszczaniu w odpowiednim czasie przegniłego osadu.

Szczególną uwagę należy zwrócić na pianę, która powstaje przy wznoszeniu osiadłych zawiesin przez wznoszący się gaz. Po ujściu gazu cząstki zawiesin opadają; w niektórych przypadkach pozostają one na powierzchni, zbliżają się i tworzą cieńszy lub grubszy kożuch. Skłonności do wytwarzania kożucha mają ścieki czysto domowe oraz ścieki z niektórych zakładów przemysłowych wprowadzających dużo tłuszczów, włosów i ścinków. Kożuch powstaje również w niskich temperaturach i przy zbyt dużym stosunku powierzchni do objętości komory. Tworzący się kożuch trzeba codziennie rozbijać. Powoduje to ujście spod niego gazów i opadnięcie kawałków rozbitego kożucha. Tłusty nie opadający kożuch należy wypuszczać z komory. W tym celu w komorach gazowych umieszcza się otwory i przewody do jego wypuszczenia. Mogą służyć do tego celu odpowiednio dostosowane przewody odprowadzające przegniły osad (rys. 281). Rozbijanie kożucha można przeprowadzać z dobrym skutkiem za pomocą strumienia wody wyrzucanego z węża. W małych oczyszczalniach wyczerpuje się rozbite kawałki kożucha czerpakami siatkowymi.

Powierznię żelazgów oczyszcza się drewnianym drągiem, zaopatrzonemu u spodu w zgrzebło obite kauczukiem. Zatkane szczeliny oczyszcza się za pomocą przyrządu składającego się z długiego



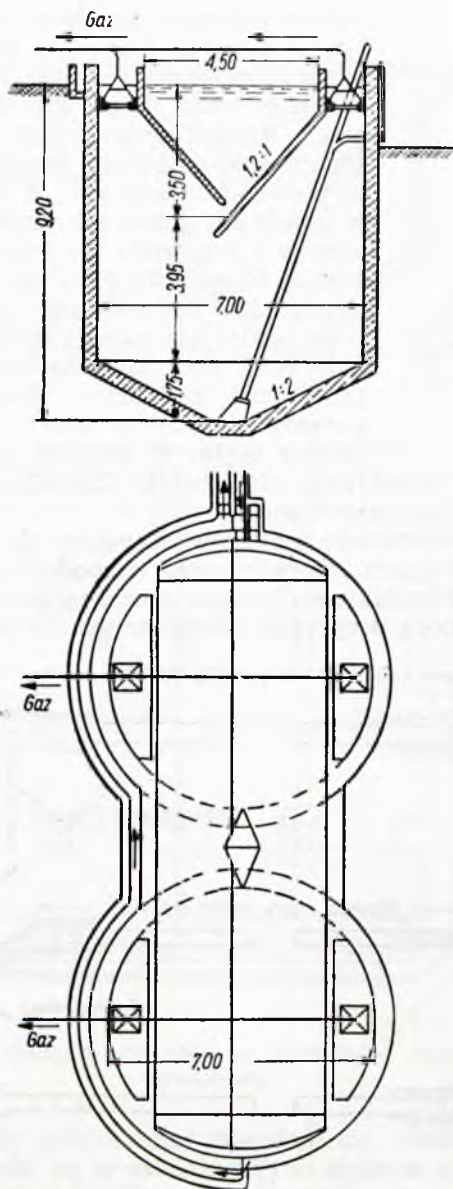
Rys. 282. Zgrzebło i drąg z łańcuchem do oczyszczania powierzchni żelazgów i szpary komory osadowej

drąga, do którego końca przymocowany jest ciężki łańcuch (rys. 282). Luźno wiszący łańcuch przeciąga się przez szczelinę.

Nie można dopuścić do przepelniania się komory gnilnej osadami. Osady nie mogą, jak wspomniano, przekraczać poziomu 0,35 m poniżej szczelin łączących obie części osadnika. Konieczne jest więc stałe badanie ich poziomu. Odbywa się to najskuteczniej za pomocą małej ręcznej pompki z kauczukowym przewodem ssawnym. Opuszcza się ją powoli. Z chwilą, gdy pompa zacznie wy-

ciągać osad, wychodzić również zaczynają gazy. Długość zanurzenia przewodu ssawnego wskazuje na poziom osadu. Wydobywanie się pęcherzy gazu ze szczelin jest oznaką przepełnienia się komory gnilnej.

Wypuszczanie przegniłego osadu powinno się przeprowadzać dostatecznie często, jednak należy zwrócić uwagę, aby zawsze powstawała w komorze dostateczna ilość starego dojrzałego mułu w celu zaszczepienia bakteriami gnilnymi świeżo napływających mas osadu.

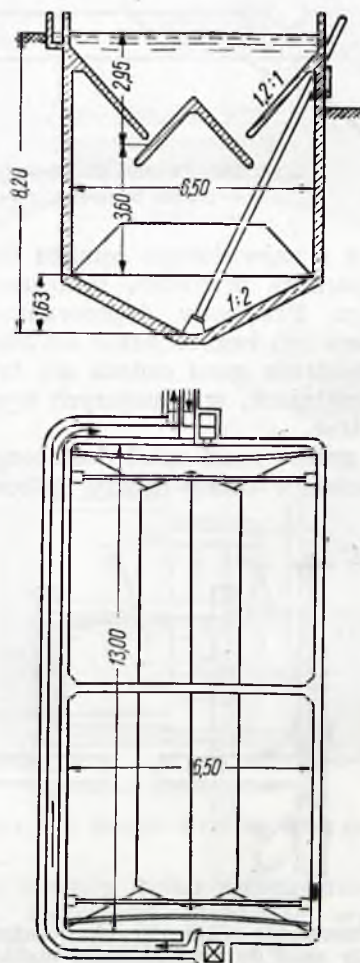


Rys. 283. Kołowy osadnik Imhoffa

Najczęściej kłopot sprawia pienienie się powierzchni w komorach gazowych. Objawia się ono przez wypływanie na powierzchnię czarnych mydlin i piany, którym towarzyszy przykry zapach. Piana może się przelać do komory przepływowej powodując zanieczyszczenie odpływających ścieków. Pienienie powstaje zawsze w czasie dojrzewania osadów w komorze. W czasie późniejszej pracy komory pienienie może powstawać przy dopływie kwaśnych ścieków przemysłowych, przy nadmiarze w ściekach mydlin lub przy nierów-

noważeniu świeżego osadu z dobrze przegniłym. Zwalczanie tego objawu polega na rozcieńczeniu gnijącej wody ściekowej czystą wodą. Pomaga również wypuszczanie osadu powodujące wchodzenie świeżych ścieków z komory przepływowej.

W początkach uruchamiania osadników dobry skutek osiąga się przez zaszczepienie bakteriami w komorze dobrze przegniłego osadu z innych komór. Gdy go brak, można posłużyć się dobrze przegniłym nawozem końskim. Stały objaw pienienia się może być zmniejszony przez wstępne prechlorowanie ścieków. Również dodanie wapna zmniejsza pienie się. Dodaje się go przez komory gazowe w postaci wapna gaszonego w ilości 2—4 kg na 1000 mieszkańców raz w tygodniu. Nie powinno się go dodawać w dużych ilościach jednorazowo, gdyż choć nastąpi zmniejszenie natężenia zapachów może powstać pienie się z powodu zbyt silnej alkalizacji.

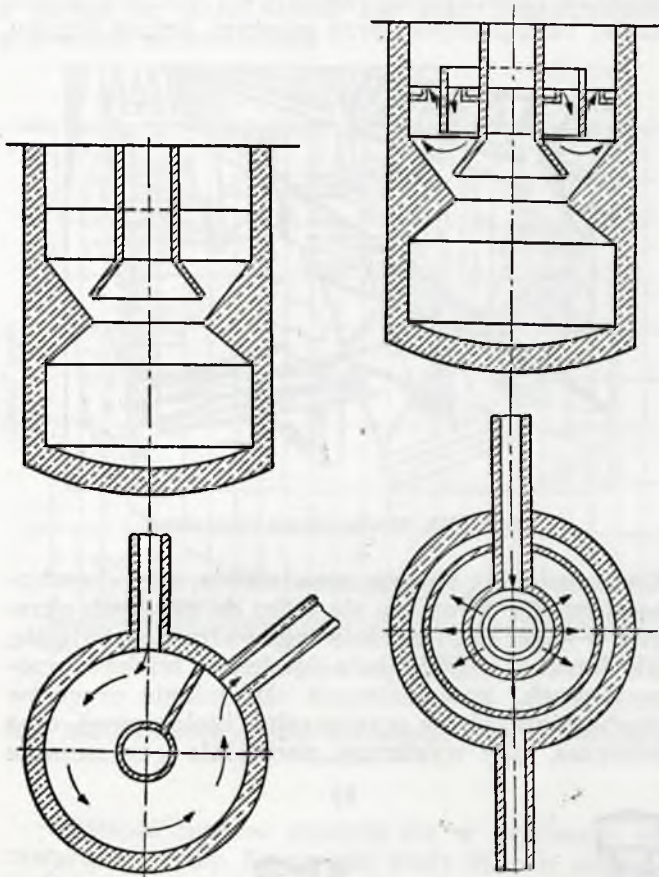


Rys. 284. Prostokątny osadnik Imhoffa

Dawniejsze osadniki Imhoffa budowane były o kształcie kołowym (rys. 283), obecnie wykonuje się je o przekrojach prostokątnych (rys. 284), gdyż zapewnia 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 wzmacnia się silnymi poprzecznymi, których umieszczenie jest, jak wspomniano, wskazane również i z innych wzglę-

dów. W trudnych warunkach posadowienia, np. przy silnym napływie wód gruntowych lub istnieniu kurzawki, daje się pierwszeństwo kształtom kołowym. Osadniki małe buduje się o przekroju kołowym z przepływem kołowym (rys. 285) lub promienistym (rys. 286).

Osadniki wtórne stosuje się do skłarowania ścieków oczyszczonych biologicznie na zło-



Rys. 285. Osadnik Imhoffa z przepływem kołowym

Rys. 286. Osadnik Imhoffa z przepływem promienistym

zach zraszanych lub za pomocą osadu czynnego. Ponieważ osad wytwarzający się jest charakteru czysto kłaczkowego przeto stosuje się zwykle osadniki o pionowym kierunku przepływu. Tworzy się wówczas jakby filtr z opadającego mułu, wywołujący zbijanie się kłaczkowego mułu w większe i cięższe płyty. Powszechnie stosuje się studnie Dortmundzkie o przekroju kołowym z dnem uformowanym w postaci głębokiego lejka (rys. 287). Ścieki doprowadza się do szybu środkowego w jego górnej części; spływają one 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.

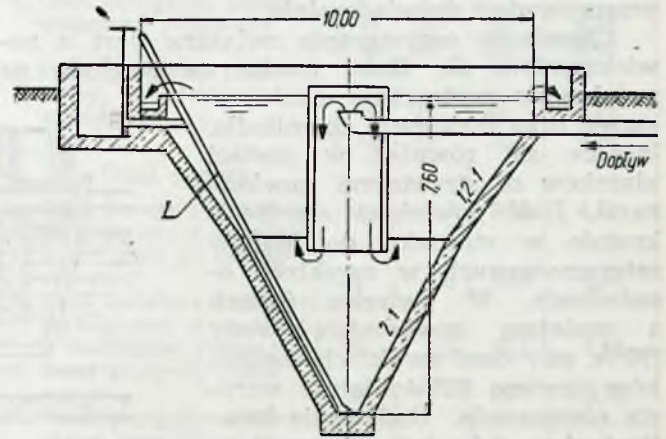
Jako część przeznaczoną na osad uważa się spód do dolnej krawędzi środkowego szybu. Prędkość przepływu nie powinna przekraczać $4 \div 7$ mm/sek, gdyż w przeciwnym razie opadające w dół kłaczkowate porywane są ku górze. Granice te nie są przekraczane, gdy czas zatrzymania wynosi $1,5 \div 2$ godzin. Głównym warunkiem dobrego skutku jest tak częste wypuszczanie osadu by nie

przepełniał leja osadowego. Najlepiej gdy wypuszczanie osadu odbywa się w sposób ciągły. Do tego celu służy rura dochodząca do spodu lejka. Rurę taką powinno się drugim końcem wyprowadzić ponad wierzch osadnika w celu umożliwienia oczyszczania jej z góry. Na wysokości korytka odpływowego na osad umieszczone jest odgałęzienie łączące rurę z korytem i zamykane zasuwą.

Ściany lejka muszą być silnie nachylone — $1 : 2$ w dolnej części i $1,2 : 1$ w górnej, by opadający osad ześlizgiwał się po nich i dochodził bez zatrzymywania się do spodu lejka.

Również kształt kwadratowy można stosować z powodzeniem w osadnikach wtórnych. Podobnie jak poprzednio ścieki doprowadza się do umieszczonego pośrodku szybu. Korytka zbiorcze biegnie po obwodzie. Obliczanie rozmiarów osadników pionowych jak przy osadnikach wstępnych, z tym, że prędkość przepływu przez część osadową, w szczególności przy osadzie czynnym, należy przyjmować mniejszą dochodzącą do $v = 0,35$ mm/sek oraz czas przepływu 1 godz.

Chemiczne oczyszczanie ścieków polega na dodawaniu 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 do wody w wodociągach. Ze względu na znacznie większe ilości zanieczyszczeń w ściekach, dawki związków chemicznych muszą być znacznie większe. W celu

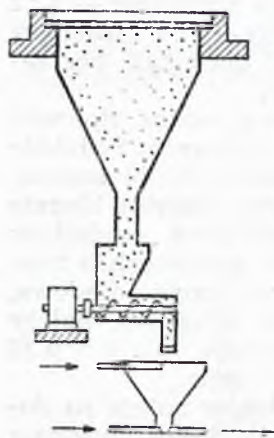


Rys. 287. Osadnik wtórny (studnia Dortmundzka)
1 — przewód osadu

obniżenia ich zużycia i kosztów należy zwrócić uwagę na uzyskanie optymalnych wartości pH. Osiąga się to przez dodawanie wapna.

Dawkowanie trzeba stosować do zmiennego przepływu ścieków. Przyrządy dawkujące dozują albo suche sole (rys. 288), lub regulują — najczęściej za pomocą zweżki Venturiego — dopływ gotowych roztworów lub dopływ rozcieńczającej wody. Po wprowadzeniu środków koagulujących następuje ich szybkie wymieszanie ze ściekami, po czym mieszanina przechodzi do komory wytwarzania kłaczków, przez którą przepływa w ciągu 15 do 30 minut przy ciągłym powolnym mieszananiu mieszadłami ułatwiającymi wytwarzanie się dostatecznie dużych kłaczków do osadzenia się po

wprowadzeniu ścieków do osadników. Na rys. 290 pokazane jest szybkie mieszanie ścieków z koagulantem za pomocą turbinki *a* oraz mieszadło z łopatkami — *b*. Na rys. 289 przedstawiono komorę z mieszadłami do wytwarzania kłaczków. Składowane chemicznie zanieczyszczenia osadzają się szybko, jeśli tylko występuje prawidłowe tworzenie się płatków. Utrudnione jest to bardzo przez



Rys. 288. Przyrząd do dawkowania suchych soli

zmienność przepływu i jakości ścieków. Czas zatrzymania w osadnikach jest równie długi jak bez stosowania chemikalii, 1—2—4 godz. Ze względu na to, że tworzące się osady są wybitnie charakteru kłaczkowatego, najbardziej odpowiednie są osadniki z pionowym przepływem w postaci osadników pionowych lub osadników Dorra. Proces tworzenia się kłaczków może być wzmocniony przez dodawanie miazgi papierowej lub mułu z węgla brunatnego, węgla aktywnego itp. Ułatwia to dalsze wysuszenie osadów i ich usuwanie za pomocą spalania.

Ilość zużywanych chemikalii zależy w wysokim stopniu od rodzaju ścieków oraz wymaganego stopnia oczyszczania odpływających sklarowanych ścieków. Ustalenie prawidłowych dawek należy przeprowadzić doświadczalnie.

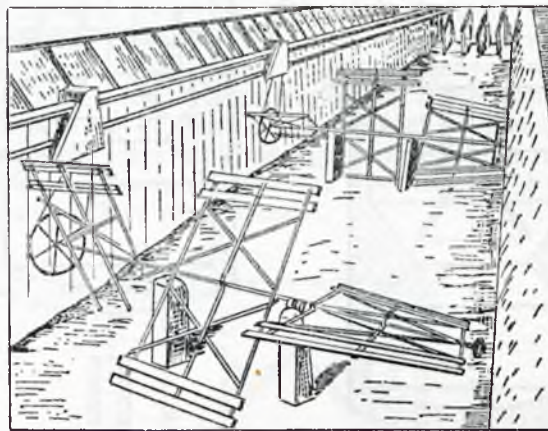
Chemiczne oczyszczanie związane jest z powiększeniem się ilości osadu ze względu na zwiększone wytrącanie zanieczyszczeń oraz dodawane chemikalia, łączące się również w postaci kłaczków ze strącanymi zawiesinami. Ilość powiększa się 2÷3-krotnie w stosunku do osadów zatrzymywanych w zwykłych osadnikach. W związku jednak z mniejszą zawartością wody (90%, gdy osad zwykłych osadników zawiera 95%) objętość wzrasta nieznacznie. Dodawanie katalizatorów, jak już wspomniano lub wapna w celu zobojętnienia ścieków powiększa ilość osadów. Poważnym zagadnieniem staje się więc sposób usunięcia osadów.

Stosuje się zwykle przegniwanie, przy czym komory gnilne należy obliczać na odpowiednio większą pojemność. Doświadczenia 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 ich wysuszenie i spalanie suchej pozostałości.

Wymniki chemicznego oczyszczania są lepsze niż zwykłych osadników, nie dorównują jednak wynikiem **biologicznego oczyszczania**. Ścieki stają się bardziej klarowne. Zanieczyszczenia pozosta-

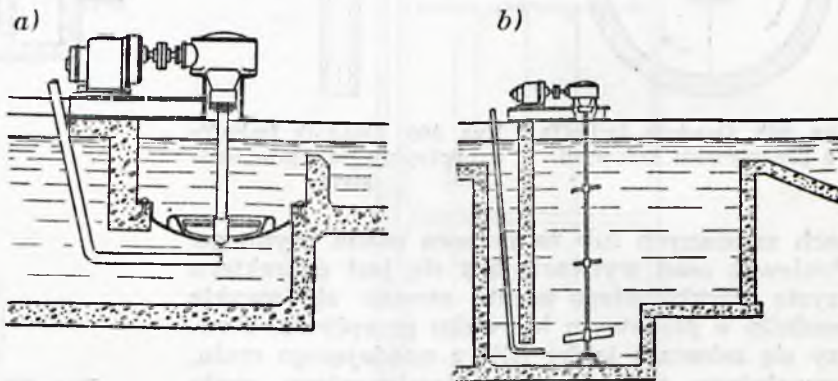
jące składają się z zawiesin bardzo drobnych natury koloidalnej oraz z prawie całej ilości rozpuszczonych domieszek. Przy sprzyjających warunkach i sprawnej obsłudze może nastąpić zmniejszenie o 90% zawiesin oraz 85% wszystkich ciał organicznych. Normalnie liczyć się należy z redukcją 70÷90% zawiesin, 50÷85% BZT oraz 40÷80% ilości bakterii.

Koszty ruchu przy całorocznym stosowaniu środków chemicznych równają się kosztom oczyszczalni biologicznych, przy gorszym jednak skutku.



Rys. 289. Mechaniczne mieszacze

Korzystniej się sprawa przedstawia, gdy chemiczne strącanie ogranicza się tylko do pewnych okresów w roku. Oczyszczanie tego rodzaju stosuje się, gdy ścieki zawierają dużą domieszkę ścieków przemysłowych, powodujących utrudnianie procesów biochemicznych w oczyszczalni biologicznej oraz wówczas, gdy wystarcza normalnie oczyszczanie



Rys. 290. Komory koagulacyjne z mieszadłami:

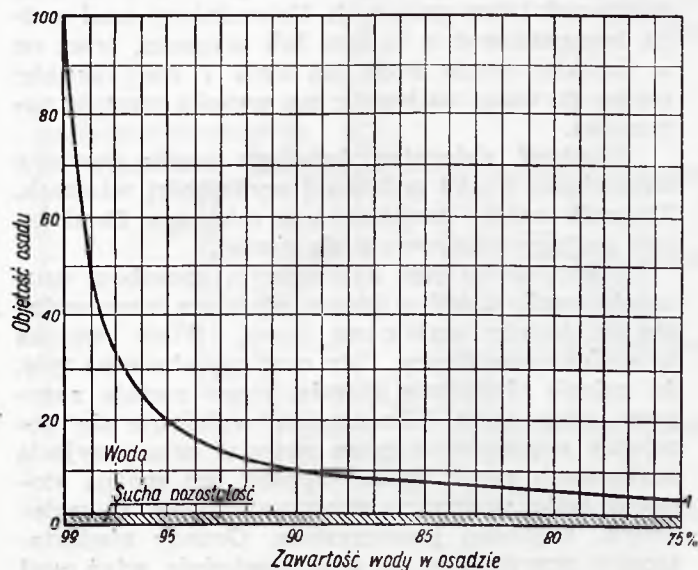
a) — mieszanie za pomocą turbinki, b) — mieszadło z łopatkami

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.

5. PRZERÓBKA, USUWANIE I WYKORZYSTANIE OSADÓW

Zgromadzony w ten czy inny sposób osad trzeba odpowiednio przerobić i usunąć. Przeróbka oraz usunięcie osadu stanowią jedno z ważnych ogniw oczyszczania ścieków. Zatrzymany w osadniku świeży osad pochodzenia miejskiego ma kolor sza-

ry lub żółtawy z łatwo rozpoznawalnymi kawałkami odchodów, papieru, resztek jarzyn, kawałkami drzewa itp. Ma silny zapach odchodów. Z powodu flegmiastych właściwości i dużej zawartości koloidów jest bardzo wodnisty i trudny do odwodnienia. Wody osadowe mają kolor szary i silną woń 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. 291. Zależność między zawartością wody i objętością osadu

Objętość osadów zmienia się w zależności od zawartości wody. Zawartość wody określa się wagowo z ubytku ciężaru 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. 291. Zmniejszenie objętości oblicza się z proporcji stosunku całej objętości do % suchej masy, a więc dla podanych liczb zmniejszenie objętości wynosi $\frac{100}{2,5} : \frac{100}{5} = 2$. Zawartość wody w osadzie z osadników zależy od sposobów otrzymywania osadu.

Osad świeży z osadników zwyczajnych zawiera około 95÷97,5% wody i odwadnia się trudno; osad czynny z basenów napowietrzanych zawiera 98,5÷99,3% wodn. schnie bardzo trudno; ze złożeń zraszanych 92÷95% wody; otrzymany przez chemiczne strącanie zawiera na ogół mniejsze ilości wody, choć nie wszystkie doświadczenia to stwierdzają.

Ilość osadu zależy od rodzaju ścieków, oraz od sposobu oczyszczania, a szczególnie odpływy z przemysłu mogą silnie podwyższać ilość normalną osadów ścieków miejskich. W przeciętnych warunkach ilości te według Imhoffa wynoszą (tabl. 26):

Ilość osadu wg Imhoffa

Sposób oczyszczania ścieków	a Ilość suchej masy g/mieszk. dn	b Ilość suchej masy %	c Zawartość wody %	d Ilość osadu l/mieszk. dn	
				a 100	b 1000
A. Osadniki					
1. Osad świeży, wydobyty z wody z lejów osadowych	54	2,5	97,5	2,16	
2. Osad świeży, pozbawiony nadmiaru wody (zagęszczony) przed wydobyciem z wody	54	5	95	1,08	
3. Osad nieodwodniony, przegniły	34	13	8	0,26	
4. Osad przegniły wysuszony na powietrzu	34	45	55	0,13	
B. Złoża zraszane					
I — słabo obciążone II — silnie obciążone					
5. Osad z osadników wtórnych	I—13 II—20	8 5	92 95	0,16 0,40	
6. Osad świeży zmieszany z osadników wstępnych i wtórnych	I 67 II 74	5,5 5	94,5 95	1,22 1,48	
7. Osad przegniły, nieodwodniony zmieszany	I 43 II 48	10 10	90 90	0,43 0,48	
8. Osad przegniły zmieszany, wysuszony na powietrzu	I 43 II 48	45 45	55 55	0,17 0,19	
C. Osad czynny					
9. Osad świeży z nadmiaru	31	0,7	99,3	4,43	
10. Osad świeży z nadmiaru w 12 godz po zagęszczeniu	31	1,5	98,5	2,07	
11. Osad świeży z nadmiaru wymieszany z osadem z osadników wstępnych	85	4,5	95,5	1,87	
12. Osad przegniły zmieszany	55	7	93	0,79	
13. Osad przegniły zmieszany, wysuszony na powietrzu	55	45	55	0,23	

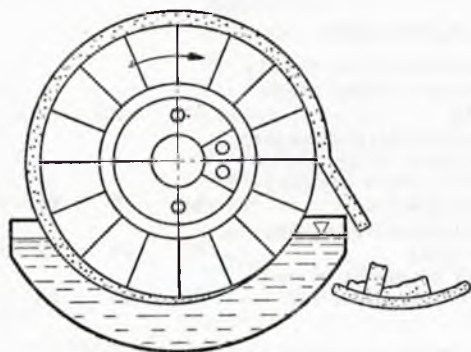
Wartości wyżej podane odnoszą się do sieci ogólnospławnej.

Gromadzący się w osadnikach świeży osad ma wygląd bardzo nieestetyczny i stanowi z powodu dużej zawartości szkodliwych bakterii stałe niebezpieczeństwo dla mieszkańców i obsługi. Z tych względów trzeba go szybko usunąć. 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 rozplantowanie na powierzchni terenu w stanie płynnym lub odwodnionym,

- 4) kompostowanie z dodaniem lub bez dodania torfu albo zmiotek,
- 5) zatopienie w stawach osadowych,
- 6) spalanie,
- 7) przegnicie z wykorzystaniem gazu i nawozu.

Usuwanie osadu przez topnienie w morzu stosowane jest bardzo często. Świeży osad wydobywany z osadników groinadzi się w okrętach-cyster-nach, którymi regularnie wywozi się go na odległość minimalną 100 km od brzegu i topi. Jest to jednak sposób bardzo kosztowny.



Rys. 292. Filtr ssący

Świeży osad może być odwadniany na poletkach zaopatrzonych w warstwę filtracyjną. Są to wspomniane już poletka zalewane. Ze względu na trudne wysychanie świeżego osadu i nieprzyjemne właściwości osuszonego osadu, sposób ten stosuje się bardzo rzadko do świeżego osadu i tylko jako tymczasowe rozwiązanie. Natomiast na poletkach takich dobrze osusza się osady przegniłe.

Filtry ssące stosuje się również do przegniłego osadu w celu podsuszenia go. Działają one następująco. Na wolno obracającym się bębnie (rys. 292) napięta jest warstwa filtrująca, zanurzająca się w płynny osad. Wnętrze bębna podzielone jest na komory skąd wypompowuje się powietrze. Wskutek podciśnienia panującego wewnątrz bębna osad zaczyna przylegać do warstwy filtrującej, przy czym w czasie obrotu zostaje odciągnięta woda z osadu. Wytwarza się ciągła taśma ciastowata, którą odcina się nożem. Ta ciastowata masa zawiera w osadzie czynnym około 80% wody, w miejskim świeżym — 65%, przegniłym — 62%. Wydajność filtrów wynosi 10—30 kg suchej pozostałości na 1 m² powierzchni na godzinę. Nadają się tego rodzaju filtry tylko do przegniłego bezwonnego osadu. Ciastowatą masę trzeba dalej podsuszać. Wyszuszony osad można sprzedawać jako nawóz lub spalić.

Wirówki oddzielają wodę od osadu dzięki sile odśrodkowej. Nowsze konstrukcje wirówek pracują samoczynnie w ten sposób, że obsługa nie ma żadnej styczności z osadem (rys. 293). Do odwadniania osadów buduje się wirówki o średnicach od 800—2100 mm i wydajności 0,56—10,0 m³/h. Przy średnicy 2 m i pojemności 1,3 m³ prędkość obwodowa wynosi 60 m/sek; wydajność wynosi 10 m³/h. Osad nieodwodniony wychodzi ze zbiornika do szczelnie obudowanej wirówki umieszczonej na osi poziomej. Wskutek siły odśrodkowej

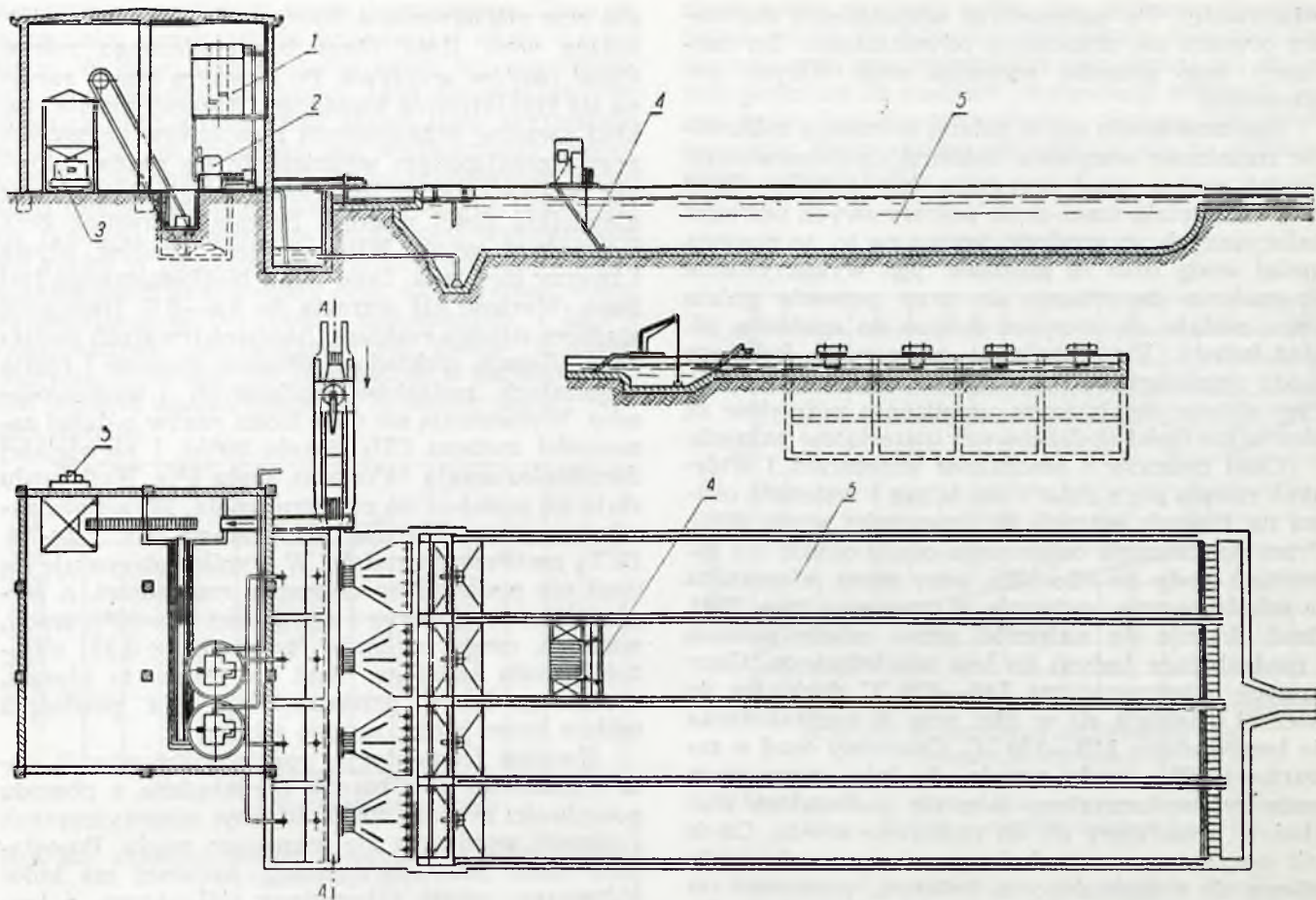
cięższa część osadu odrzucona zostaje do ściany zewnętrznej, woda się oddziela i odpływa. Gdy przyrząd zapełni się wysuszonymi osadami, następuje ich zeszkobanie nożem, otwarcie i wyrzucenie osadów. Okres pracy trwa 7,5 min: 0,5 min napełnianie, 4 min odwirowanie, 2,5 opróżnienie, 0,5 min okres martwy. Po opróżnieniu za pomocą 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/h. Odpływającą wodę trzeba oczyszczać w oczyszczalni, gdyż zawiera jeszcze dość dużo domieszek łatwo gnijących. Odwodniony osad można kompostować z torfem lub wapnem, traci on w krótkim czasie wodę do 50% i nie cuchnie; można go wziąć na łopatę; ma wysoką wartość nawozową.

Wielkość zbiornika świeżego osadu powinna odpowiadać 8—10 godzinnej wydajności wirówek. Zbiornik należy zaopatrzyć w mieszacz. Osad łatwo gnijący odwirowuje się gorzej.

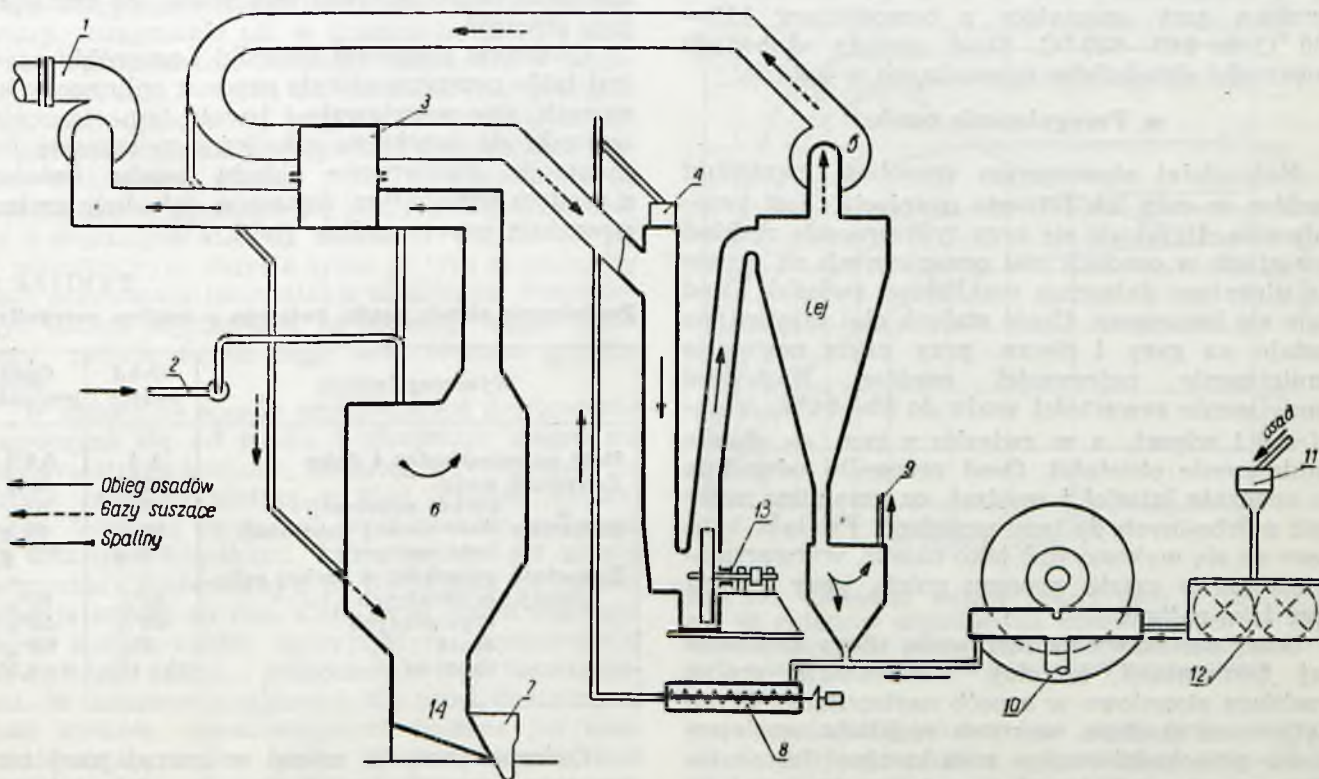
Zakopywanie jest najstarszym sposobem usuwania osadu. Osad w stanie płynnym wprowadza się w świeżo wykopane rowy. Woda wsiąka w spulchnioną ziemię. Gdy osad wyschnie na tyle, że zniesie obciążenie ziemią, rowy zostają zasypane, przy czym jednocześnie wykopuje się pomiędzy poprzednimi nowe rowy w celu przyjęcia następnych partii osadu. Sposób ten można stosować tylko w 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, mającymi silne własności chłonne. Jednocześnie dodaje się wapno lub węglan wapnia. Po krótkim czasie (3—5 miesięcy) osady ulegają rozkładowi i stanowią pierwszorzedny nawóz.

Stawami osadowymi mogą być naturalne zagłębienia terenowe lub zbiorniki ziemne, zaopatrzone w przesiakliwe dno. W stawach tych pozostaje muł nieruszany. Stanowią one jednocześnie jakby wydzielone komory gnilne oraz poletka osuszające. Stawy osadowe od załadowywanych różnia się tym, że nie ma w nich przepływu ścieków. Stawy wypełniane przegniłym osadem są całkowicie bezwonne, odpływające zaś z nich ścieki zupełnie nieszkodliwe. Gdy doprowadza się świeży płynny osad, powstają w okolicy bardzo przykre zapachy oraz plaga 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 przypadku osad nie podlega zmianom i nie traci swych nieprzyjemnych



Rys. 293. Schemat oczyszczalni z suszeniem osadu za pomocą wirówek
 1 — zbiornik osadów, 2 — wirówka, 3 — transport odwirowanego osadu, 4 — zgrzebio, 5 — osadnik



Rys. 294. Schemat urządzenia do spalania osadu

1 — wyciąg, 2 — dodatkowy materiał palny, 3 — podgrzewacz wstępny, 4 — wieża susząca, 5 — urządzenie do przepędzania gazów suszących, 6 — komora spalania, 7 — rynna spłukująca, 8 — mieszacz ślimakowy, 9 — do miejsca składu, 10 — filtr ssący, 11 — dodatek chemiczny, 12 — mieszacz, 13 — rozdrabniacz, 14 — popielnik

właściwości. Po całkowitym wypełnieniu się stawu otwiera się urządzenie odwadniające. Do realizacji tego sposobu potrzeba dość dużych powierzchni.

Spalanie osadu ma tę zaletę, że zostają całkowicie zniszczone wszystkie bakterie chorobotwórcze. Spalać można osad przegniły lub świeży. Osad przy przegniciu traci około połowy swych wartości kalorycznych, ze względu jednak na to, że zawiera mniej wody oraz że możliwe jest wykorzystanie do spalania tworzącego się przy procesie gnicia gazu, nadaje się również dobrze do spalania jak osad świeży. Przy spalaniu osuszonego świeżego osadu zmniejsza się koszt budowy komór gnilnych. Przy dobrze działającym urządzeniu potrzebne są niewielkie ilości dodatkowych materiałów palnych.

Osad pobrany z osadników wstępnych i wtórnych miesza się z chlorkiem żelaza i wstępnie osusza na filtrach ssących do zawartości wody 80%. Przez domieszczenie osuszonego osadu obniża się zawartość wody do 40—50%, przy czym mieszanina ta schnie jeszcze następnie w osuszaczu (rys. 294). Osad dostaje się najprzód przez wieżę suszącą i rozdrabniacz (młyn) do leja powietrznego. Gazy suszące o temperaturze 540—620 °C dochodzą do wieży i oziębiają się w niej oraz w rozdrabniaczu do temperatury 110—120 °C. Osuszony osad o zawartości 10% wody wpada do leja, przy czym może być wykorzystany jako nie podlegający rozkładowi i nadający się do przewozu nawóz. Część tak osuszonego rozdrobnionego na proszek osadu miesza się z dochodzącym świeżym podsuszonym osadem podczas gdy reszta spala się w piecu. Jako dodatkowy materiał palny stosuje się pył węglowy. Wstępny podgrzewacz ochładzający spalinę z temperatury 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.

a. Przegnianie osadu

Najczęściej stosowanym sposobem przeróbki osadów, w celu ich łatwego usunięcia, jest przegnianie. Uzyskuje się przy tym procesie rozkład zawartych w osadach ciał organicznych na proste 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, a w związku z tym — dalsze zmniejszenie objętości. Osad przegniły odwadnia się znacznie łatwiej i prędzej, co zmniejsza wielkość niezbędnych do tego urządzeń. Produkt końcowy da się wykorzystywać jako nawóz, wytwarzające się zaś w czasie procesu gnicia gazy można użyć jako paliwo.

Osad pozostawiony pod wodą ulega beztlenowej fermentacji (gniciu). Fermentacja gnilna przebiega stopniowo w sposób następujący. W początkowym stadium wskutek 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 bardziej. Przy jednoczesnym rozkładzie zawierających siarkę ciał białkowych wytwarzają się duże ilości dwutlenku wę-

gla 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 przykłej woni. Większa część osadów pływa i tworzy się piana. Ilość tlenu biochemicznego jest duża. Wartość pH wzrasta do 6,6—6,8. Następuje stadium silnego rozkładu bardziej trwałych związków. Ulegają rozkładowi głównie tłuszcze i reszta pozostałych związków białkowych i węglowodanów. Wytwarzają się duże ilości gazów o dużej zawartości metanu CH₄ (około 80%) i niewielkiej dwutlenku węgla 15% oraz azotu 5%. Woń osadu staje się podobna do zapachu smoły. Pływające zawiesiny giną. Wartość pH wzrasta do 7,2÷7,6. BZT₅ gwałtownie maleje. W wyniku otrzymuje się osad nie podlegający dalszemu rozkładowi, o wyglądzie czarnej cieczy i zawartości 80—90% wody, wskutek czego zajmuje tylko 0,20÷0,25 objętości osadu świeżego. Jest on mimo to płynny, można go łatwo przepompować. Na powietrzu oddaje łatwo wodę, szybko schnie.

Kwaśna fermentacja, rozkładająca powoli ciała organiczne, jest bardzo niepożądana z powodu powolności procesu rozkładu, zbyt nieprzyjemnych i silnych woni oraz źle schnącego osadu. Pozostający osad przy fermentacji kwaśnej ma kolor żółtoszary, często zabarwiony zielonkawo, a lepkość podobną jak świeży. Tylko przy fermentacji alkalicznej — metanowej następuje pożądaný rozkład wiążących wodę koloidów, konieczny dlatego, aby osad łatwo oddawał swą wodę, co zmniejsza jego objętość.

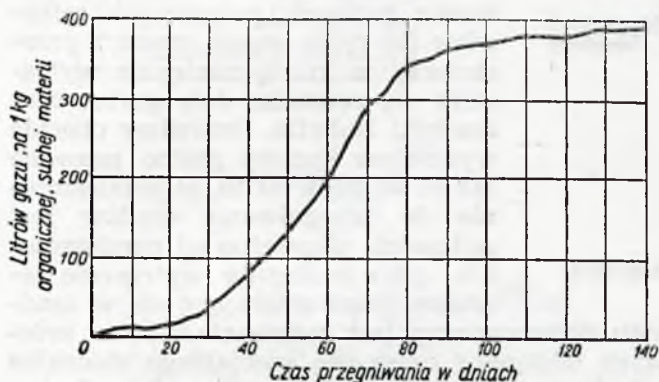
Głównym zadaniem techniki i przeróbki osadu jest także przeprowadzenie procesu gnilnego w komorach, aby powstawały i trwały tam optymalne warunki do przebiegu alkaliczno-metanowej fermentacji. Porównanie składu osadu świeżego z osadem przegniłym wskazuje, jak duże zmiany powoduje proces gnilny (tabl. 27).

Tablica 27
Porównanie składu osadu świeżego z osadem przegniłym

Wyszczególnienie	Osad świeży	Osad przegniły
Ilość na mieszkańca i dobę	1 l	0,2 l
Zawartość wody	95%	80%
„ suchej substancji	5%	20%
Całkowita ilość suchej substancji	50 g	40 g
„ ilość wody	950 g	160 g
Zawartość związków w suchej substancji:		
mineralnych	35%	45%
organicznych	65%	55%
azotu	3%	1,5%
tłuszczu	10÷15%	3÷4,5%

Opisane procesy, nawet w sprzyjającej temperaturze trwają do zakończenia wiele miesięcy przy bardzo dużej pojemności komór gnilnych. W każdej komorze, do której doprowadzony zostanie świeży osad, musi odbyć się stadium kwaśnej

fermentacji czyli tzw. okres dojrzewania. Trwa on w średniej temperaturze ścieków 15° około 5 miesięcy. W innej temperaturze okres ten odpowiednio się przedłuża lub skraca. Jako miara intensywności się procesu gnicia może służyć ilość wytwarzanego gazu. Im silniejsze jest wytwarzanie gazów, tym krócej trwa proces gnicia. Gazowanie świeżego osadu przebiega według krzywej pokazanej na rys. 295. Przedstawia on krzywą wytwarzania się gazów w temperaturze 25 °C 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 do 70 dni wzrasta bardzo silnie, po 70 dniach znowu bardzo słabnie.



Rys. 295. Zależność między czasem gnicia osadu i ilością wytwarzanego gazu

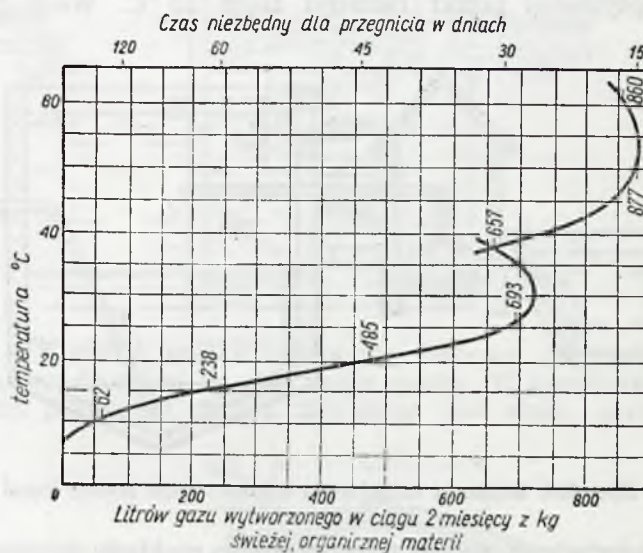
Odpowiednio zaprojektowane komory gnilne wraz z prawidłową ich obsługą umożliwiają przyspieszenie czasu przegniwania. Osiągnąć to można przez utrzymanie najbardziej sprzyjającej temperatury, utrzymanie pH w granicach 7,2—7,4 oraz przez wprowadzenie świeżego osadu nie w większej ilości niż 2—3,5% do osadu dobrze przegniłego, znajdującego się w pomieszczeniu gnilnym.

Sztucznie można przyspieszyć dojrzewanie osadów w komorze gnilnej przez wprowadzenie do niej na dno w początku jej pracy przegniłego osadu z dojrzałych starych komór i obciążenie jej w początkowym okresie tylko w tym stopniu, by stale przeważała fermentacja alkaliczna. Przyspieszyć można dojrzewanie za pomocą węgla czynnego, nadają się do tego celu również gnijące liście.

W naturalny sposób przebiegające dojrzewanie rozpoczyna się od spodu i obejmuje stopniowo całą przestrzeń komory. Wskutek 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 w stałym ruchu sprzyjającym wymieszaniu się świeżego osadu, i jednocześnie jego zaszczepianiu. W komorze znajdującej się musi dostateczna ilość ścieków, umożliwiających opisane już mieszanie się naturalne osadu. W przeciwnym razie trzeba je przyspieszyć przez sztuczne mieszanie starego osadu ze świeżym.

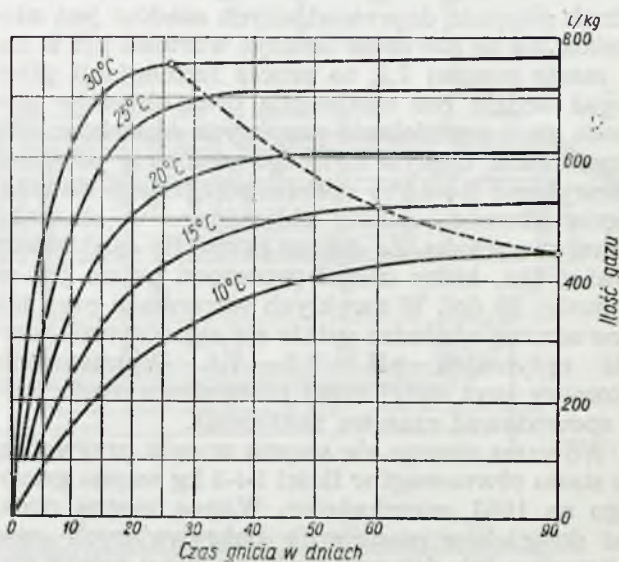
W przeciwieństwie do fermentacji kwaśnej, która rozpoczyna się natychmiast i obejmuje całą

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, jeżeli tylko istnieje prawidłowa obsługa urządzeń, oraz gdy temperatura nie obniży się na dłuższy okres poniżej 5 °C.



Rys. 296. Zależność między czasem gnicia osadu, temperaturą i ilością — wytwarzanego gazu

Optymalna temperatura dla procesu fermentacji alkalicznej wynosi 28 °C. Poniżej tej temperatury (rys. 296) przedłuża się proces i ustaje w temperaturze 10 °C. A od 28° do 37 °C nastę-



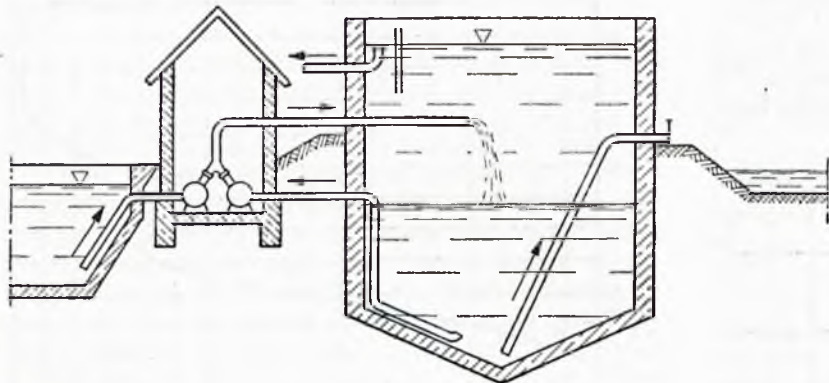
Rys. 297. Zależność między ilością gazu wytworzonego z 1 kg związków organicznych wprowadzonych ze świeżymi ściekami do komory gnilnej z dojrzałymi ściekami, oraz czasem gnicia przy różnej temperaturze

puje zwolnienie procesu, po czym przyspieszenie aż do drugiego punktu optymalnego przy 55 °C. Wpływ temperatury na fermentację gnilną pokazują krzywe na rys. 297, które podają jaką ilość gazu wytwarza się z 1 kg ciał organicznych wprowadzonych do komory gnilnej. Rozkład ciał orga-

nicznych przebiega mniej więcej równolegle do ilości wytwarzanych gazów.

W wielu oczyszczalniach wprowadzono ogrzewanie osadów do temperatury możliwie zbliżonej do warunków optymalnych dla rozkładu mezophilnego. Powyżej 37 °C zanikają bakterie mezophilowe i po pewnym czasie dojrzewania zastąpione zostają przez bakterie termophilne, których optymalny punkt rozwoju sięga 55 °C. Według

do naturalnego procesu mieszania w niektórych oczyszczalniach wprowadzono sztuczne mieszanie zawartości komory za pomocą odpowiednich urządzeń. Dodatni wpływ mieszania na przyspieszenie procesu fermentacji nie jest jeszcze wyjaśniony. W osadnikach piętrowych mieszanie takie jest niepotrzebne, natomiast w wydzielonych komorach gnilnych, do których wprowadza się jednorazowo w krótkim czasie duże ilości świeżego osadu, mieszanie wpływa dodatnio na czas przebiegu fermentacji gnilnej (rys. 298).



Rys. 298. Schemat urządzenia mieszającego świeży osad z przegniłym

doświadczeń proces termophilnego rozkładu dobrze zaszczepionego osadu trwa 12—14 dni. W praktyce nie jest on dotychczas stosowany.

Ustalona wartość pH w trzecim okresie procesu fermentacji musi być stale utrzymana, aby nie nastąpiło zahamowanie procesu. 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 nie może obniżyć wartości pH w całej masie poniżej 7,2, to proces fermentacji przebiegać będzie bez opóźnienia oraz objawów pienienia się i wydzielania przykrych zapachów. Jak wspomniano, dopływ świeżego osadu nie powinien przewyższać 2÷3,5% dobrze przegniłego dawniej nagromadzonego osadu, obliczanego w stosunku suchej zawartości. Za dobrze przegniły osad należy uważać ten, który ulegał procesowi gnicia już co najmniej 30 dni. W zwykłych warunkach przy tak prowadzonej obsłudze ustala się samoczynnie wartość optymalną $pH = 7,2 - 7,4$. Wypuszczenie z komory zbyt dużej ilości przegniłego osadu, może spowodować czasowe zakłócenia.

Wówczas stosuje się wapno w celu przywrócenia stanu równowagi w ilości 1÷2 kg wapna gaszonego na 1000 mieszkańców. Wapno można dodawać do ścieków osadowych pokrywających osad w komorze lub doprowadzać w postaci mleka wapiennego do świeżego osadu w czasie, gdy doprowadza się go do komory gnilnej.

Osad zawarty w komorze gnilnej nie wykazuje nigdy jednakowej wartości pH. Najbardziej alkaliczny jest osad gromadzący się na dnie komór. W miarę przechodzenia ku warstwom wyższym, zmienia się charakter osadu od zasadowego w dolnych warstwach do kwaśnego w górnych. Jak już wspomniano, w warunkach korzystnych następuje naturalne samoczynne mieszanie się zgromadzonych w komorze osadów. W celu upodobnienia

b. Wydzielone komory gnilne .

Poprzednio opisano dwa rodzaje komór gnilnych, połączonych całkowicie lub tylko wąską szparą z przestrzenią, w której następuje wytrącenie się zawiesin: doły gnilne oraz osadniki Imhoffa. Omówimy obecnie wydzielone komory gnilne nazwane tak ze względu na to, że pomieszczenie do przegniwania osadów jest całkowicie niezależne od pomieszczenia, gdzie następuje wytrącenie zawiesin. Osad zbierający się w osadniku

doprowadzany jest codziennie albo w krótszych odstępach czasu do specjalnego zbiornika w celu 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 na ten cel miejscu. Całkowite oddzielenie komory gnilnej daje pełną swobodę w wyborze sposobu klarowania. Wydzielone komory gnilne można łatwiej podgrzewać. Aby je zabezpieczyć szczególnie w czasie zimy przed stratami ciepła, zaopatruje się je w dobrą izolację powietrzną oraz obsypuje ziemią. Ponadto istnieje zawsze możliwość łatwego powiększenia pojemności urządzeń. Nie może powstawać ujemny wpływ zjawisk zachodzących w komorze na proces wytrącania się zawiesin w osadniku. Usuwanie kożucha można przeprowadzać różnymi środkami ze względu na łatwiejszy dostęp. Obserwacja przebiegu procesów zachodzących w komorze jest w ten sposób ułatwiona i w prostszy sposób może wpływać na ustalenie się odpowiedniej wartości pH.

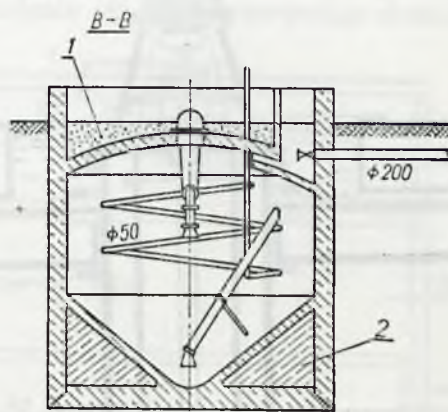
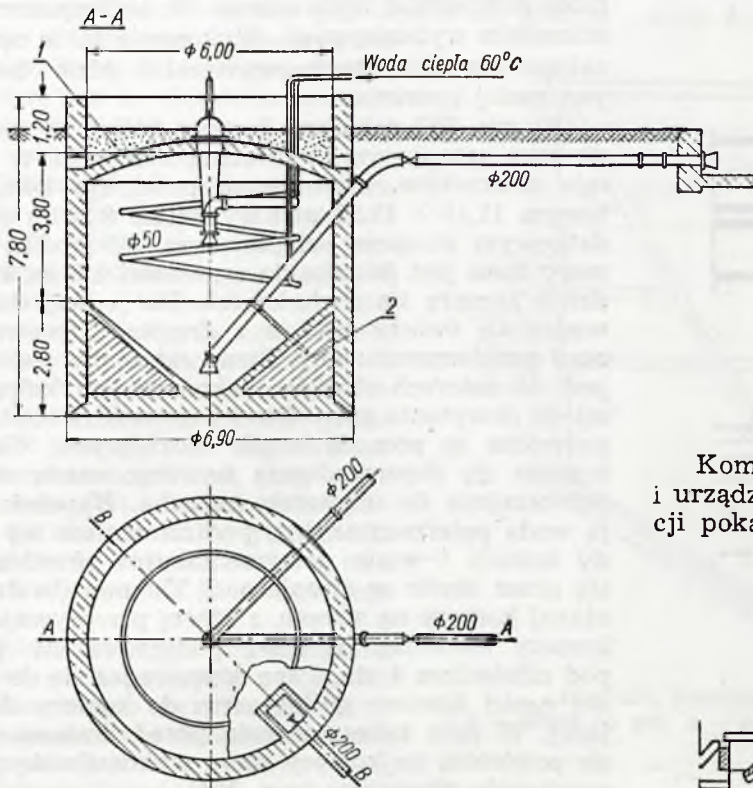
Do wad należy zaliczyć: potrzebę przeprowadzania osadu z osadnika do komory gnilnej oraz uzależnienie się od pracy koniecznych urządzeń mechanicznych; konieczność starannejszej obsługi; mniej równomierny dopływ świeżego osadu, przez co jest gorszy przebieg procesu zaszczepienia i wobec tego potrzebę w niektórych razach urządzeń do sztucznego mieszania świeżego i dawniejszego osadu; większe koszty ruchu.

Do wad urządzeń piętrowych należy zaliczyć możliwość oziębienia komory gnilnej przez zimną wodę gruntową.

Obecnie urządzenia piętrowe znajdują zastosowanie w oczyszczalniach mniejszych; w 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 nie-

Konstrukcję wykorzystującą ciepło zawarte w ściekach do celów izolacyjnych pokazano na rys. 302. Osad doprowadza się do komory gnilnej pompami mamutowymi.



Komory gnilne różnią się budową pokrycia i urządzeniami do chwytania gazów. W konstrukcji pokazanej na rys. 299 strop jest stały, przy

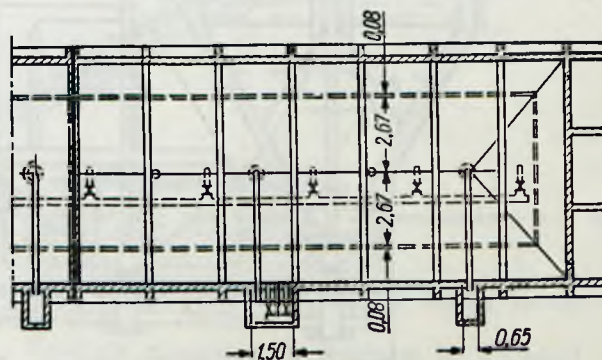
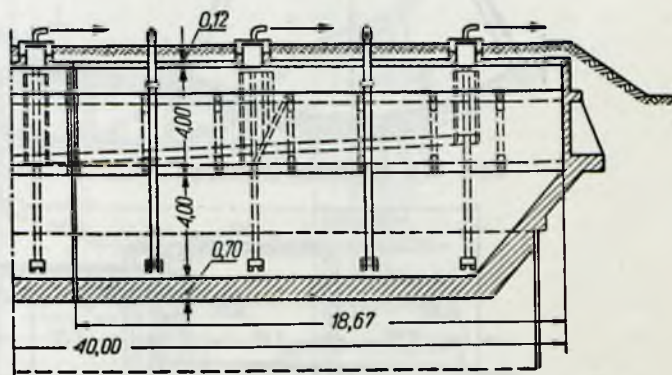
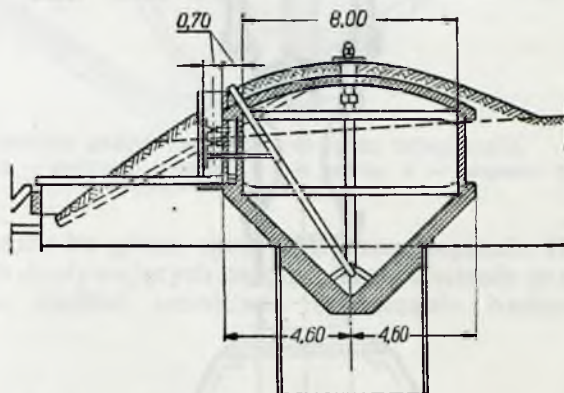
Rys. 299. Projekt wydzielonej komory gnilnej

1 — żużel, 2 — beton żużlowy

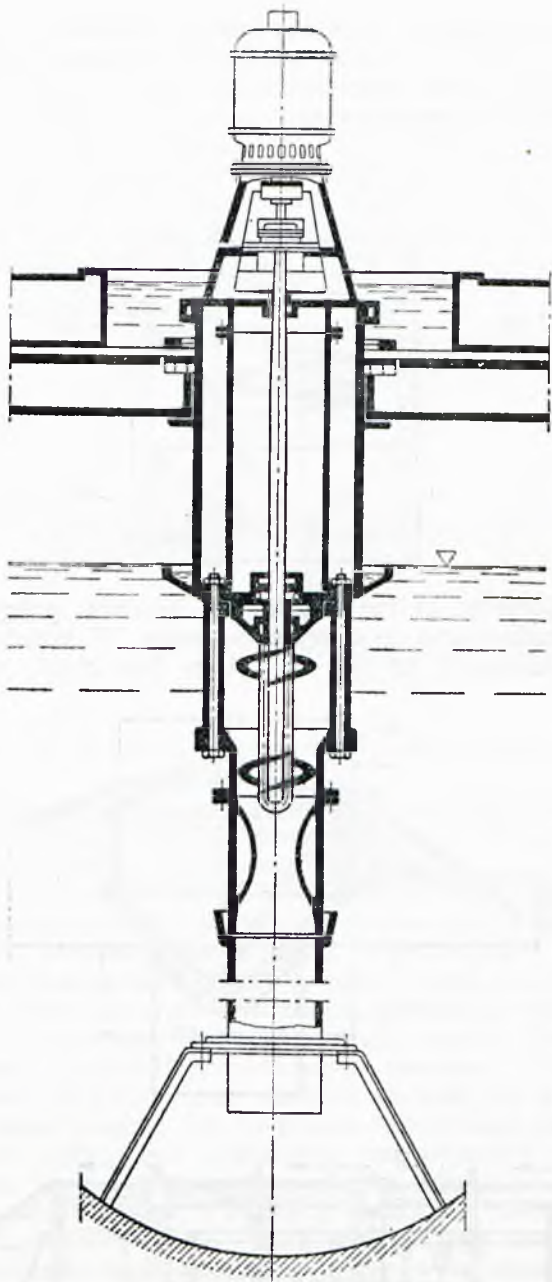
przyjemnych zapachów oraz plaga much. Zbiornikom tym nadaje się możliwie dużą głębokość 3÷5 m, z tak wysoko leżącym poziomem ścieków, aby można było grawitacyjnie odprowadzać przegniły osad na poletka do osuszania. Osadu świeżego nie powinno się wprowadzać bezpośrednio, lecz po wymieszaniu ze starym w stosunku mniej więcej 2 : 1. W celu równomiernego obciążenia całej przestrzeni rozmieszcza się otwory wlotowe w różnych miejscach obwodu i używa na zmianę. W okresach dłuższych, kilkuletnich, zbiorniki całkowicie się opróżnia, w celu usunięcia gromadzącego się na dnie piasku oraz zbitego osadu, zmniejszających użyteczną pojemność.

Wydzielone komory gnilne zwykle są kryte w celu zabezpieczenia przed wpływami temperatury zewnętrznej, aby uniemożliwić rozchodzenie się przykrych woni oraz umożliwić chwytanie gazów. Jako materiał na budowę stosuje się beton lub żelbet. Najpowszechniej stosowany jest obecnie kołowy kształt przekroju poziomego (rys. 299). Średnice 9÷26 m, głębokość 4÷9 m. Dno formuje się w kształcie leja. Nachylenie powierzchni leja nie powinno być duże. W przypadku przedostawania się niewielkich ilości piasku wystarcza nachylenie 1 : 2. Gdy piasek zatrzymuje się w piaskowniku, wystarczający jest stosunek 1 : 7.

Komorę o kształcie podłużnym przedstawiono na rys. 300. Zaopatrzona jest ona w mieszacz śrubowy (rys. 301).



Rys. 300. Wydzielona komora gnilna

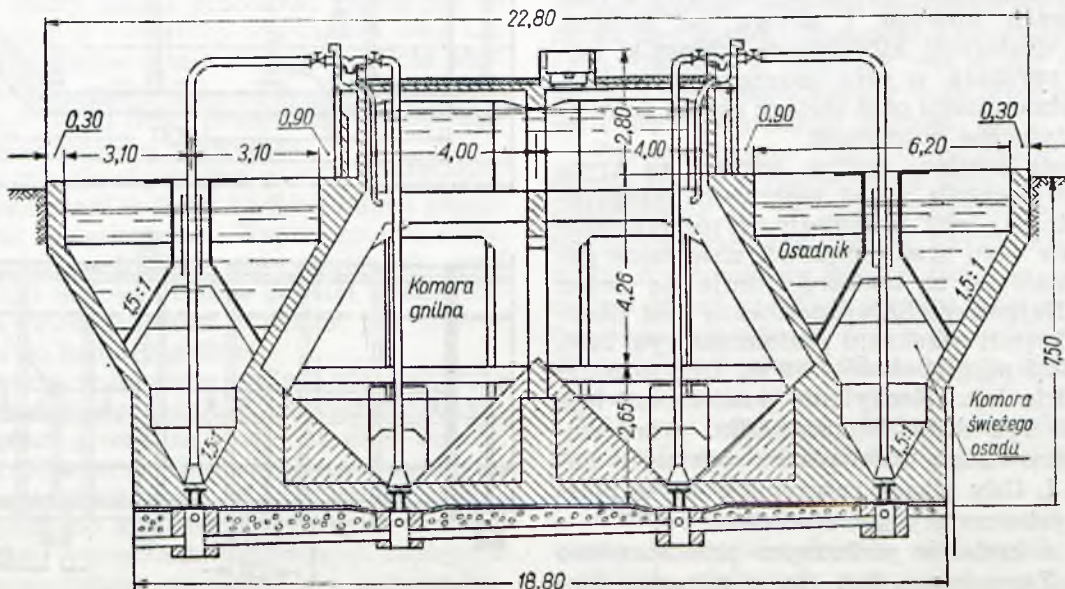


Rys. 301. Mieszacz śrubowy

czym może być zatopiony w wodzie lub nie. Zatopienie stropu ma tę zaletę, że wahania poziomu osadu odzwierciedlają się nad stropem oraz zapobiega przedostawaniu się do komory powietrza, które może powodować wytwarzanie się niebezpiecznych mieszanin wybuchowych. Wykonanie takie należy zalecać dla mniejszych oczyszczalni, gdzie obsługa jest mniej sprawna.

Na rys. 303 pokazano komorę gnilną ze stałym stropem zatopionym, wykonaną z żelbetu, w formie zbiorników o poziomym przekroju kwadratowym $11,15 \times 11,15$ m i wysokości 8,35 m z dodatkowym stropem ocieplającym. W środku komory dana jest ścianka do wysokości 2,6 m, która dzieli komorę na dwie części. Do jednej doprowadza się świeży osad, a z drugiej odprowadza osad przefermentowany. Strop zatopiony podobny jest do czterech stożków zakończonych kołpakami do chwytania gazu. Osad doprowadza się i odprowadza za pomocą komór dozujących. Górna komora do doprowadzenia świeżego osadu służy jednocześnie do usuwania kożucha. Napełnia się ją wodą pofermentacyjną; pod ciśnieniem tej wody kożuch i woda pofermentacyjna przedostają się przez otwór w stropie o ϕ 350 mm do drewnianej komory na stropie, z której przepływają do komory zbiorczej. Komorę podgrzewa się parą pod ciśnieniem 4 atn. Parę doprowadza się do dolnej części komory gnilnej oraz do komory dozującej. W celu zabezpieczenia przed dostawianiem się powietrza do komory strop wykonuje się jako przykrycie pływające (rys. 304).

Przykrycie składa się zazwyczaj z kilku promieniście położonych dźwigarów kratowych ze stropem gazoszczelnym — z izolacją cieplną w dolnej części. Przykrycie zakończone jest na obwodzie pierścieniem metalowym w formie walca, wystającym pod stropem na odległość 0,5 do 0,6 m. Przez stałe zanurzenie pierścienia w cieczy uzyskuje się szczelność komory. W celu umożliwienia ruchów przykrycia w czasie doprowadzenia i odprowadzania osadów daje się u góry i u dołu pierścienia rolki, które toczą się po zewnętrznej ścianie obudowy betonowej. Położenie dolne ograniczone jest występem w obudowie, górne —



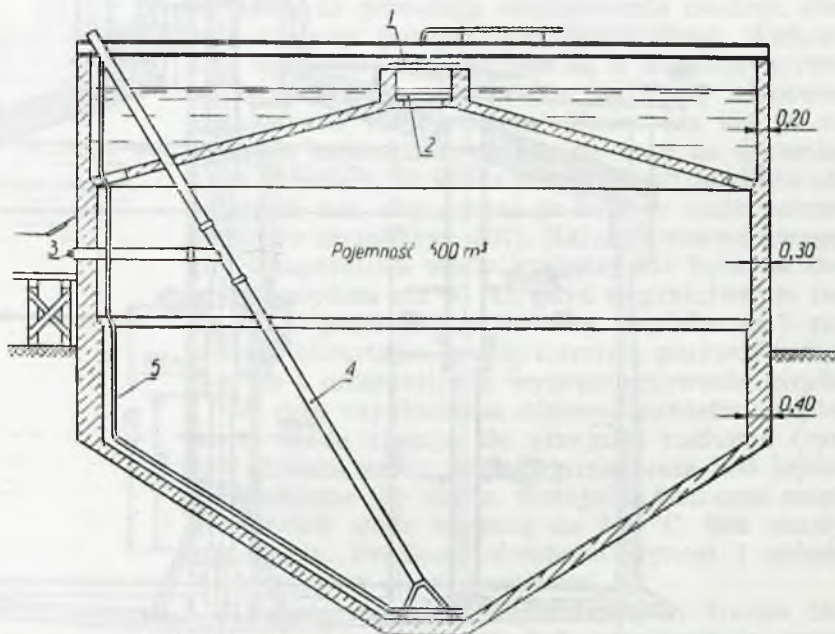
Rys. 302. Osadnik i wydzielone komory gnilne konstrukcji Prüssa

najwyższym poziomem cieczy w komorze ustalonym przez przelew. Strop stały z pobieraniem gazów u jego szczytu wykonywać można tylko, gdy istnieje połączenie jego spodu ze zbiornikiem gazu pod ciśnieniem. W okresie gdy obniża się poziom wody w komorze, przy wypuszczeniu ścieków osadowych lub osadów, gaz ze zbiornika wchodzi z powrotem pod strop i wypełnia całą wolną przestrzeń.

Przewody do odprowadzania osadu mają wlot umieszczony u spodu leja, przy kształtach niekołowych, komory zaś najlepiej umieszczać bezpośrednio pod dzwonem gazowym, gdyż ruch gazu powoduje nagromadzenie się w tych miejscach większych ilości osadów. Trzeba również przewidzieć przewody do odprowadzania nadmiaru ścieków, przy czym wskazane jest umieszczenie wlotów do nich w kilku poziomach. Pożądane są również rurki w celu obserwacji osadu i pobierania jego próbek.

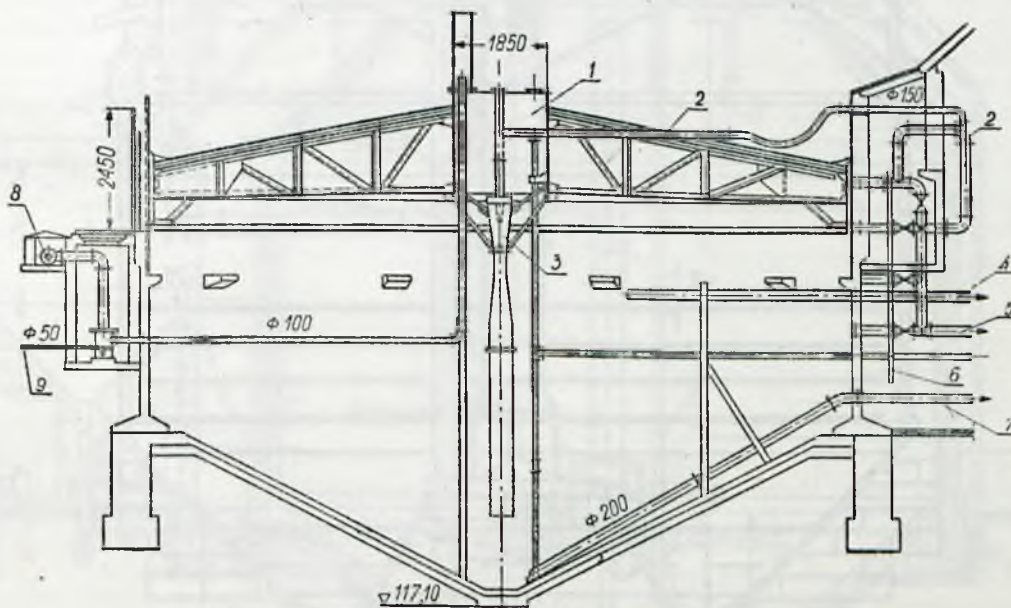
Konieczne jest umieszczenie w komorach gnilnych urządzenia uruchamianego na przeciąg krótkiego czasu raz dziennie w celu niszczenia kożucha. Odbywać się to może najlepiej przez rozbijanie go strumieniem pompowanych osadów ściekowych, gdyż w ten sposób zaszczepia się bakterie gnilne w dopływa-

Komory gnilne zaopatruje się często w urządzenie ogrzewcze, co umożliwia zmniejszenie ich pojemności (rys. 306). W głębokich ogrzewanych komorach mieszanie osadów staje się zbędne, gdyż silne wydzielanie się gazów wywołuje dostatecz-



Rys. 303. Komora gnilna ze stałym stropem zatopionym
1 — dzwon na gaz, 2 — pokrywa z drewna, 3 — zawór, 4 — przewód osadu, 5 — przewód płuczący

ny ruch ku górze, sprzyjający zaszczepianiu świeżych dopływających osadów. Pozostawienie w spokoju osadów umożliwia spuszczenie nadmiaru



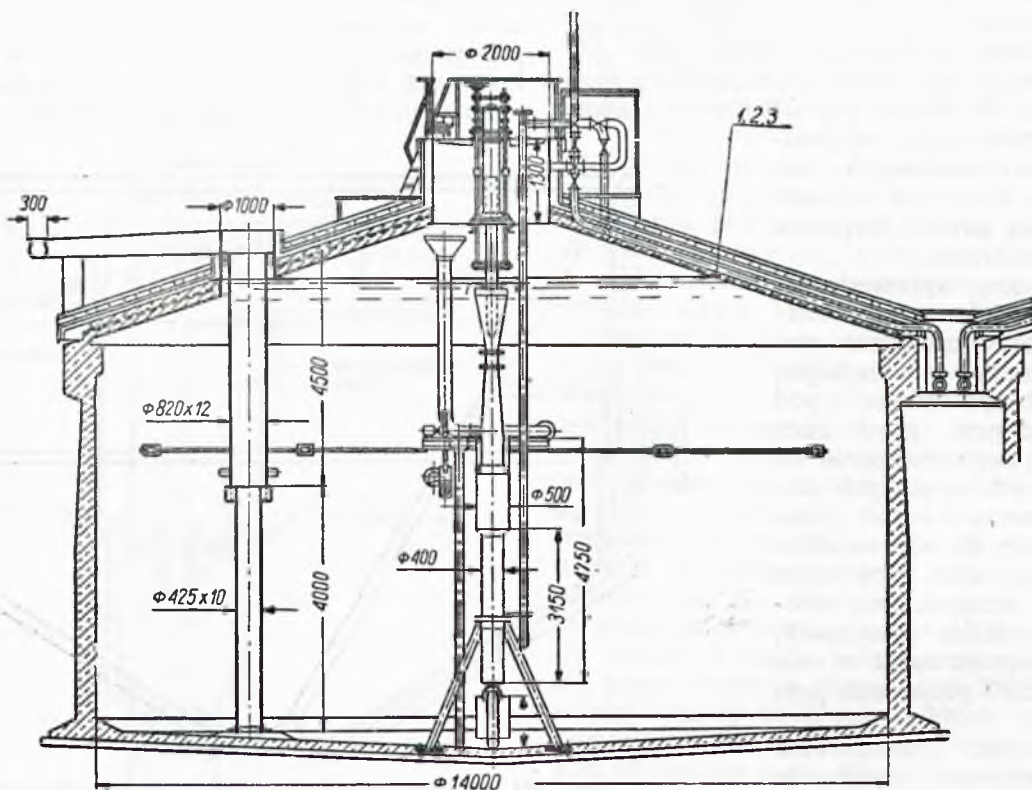
Rys. 304. Wydzielona komora gnilna z przykryciem pływającym

1 — dzwon gazowy, 2 — dopływ od pompy, 3 — hydroelewator do mieszania osadu, 4 — dopływ osadu, 5 — woda osadowa, 6 — pobieranie próbek, 7 — spust osadu, 8 — główny przewód gazu, 9 — spust kondensatu

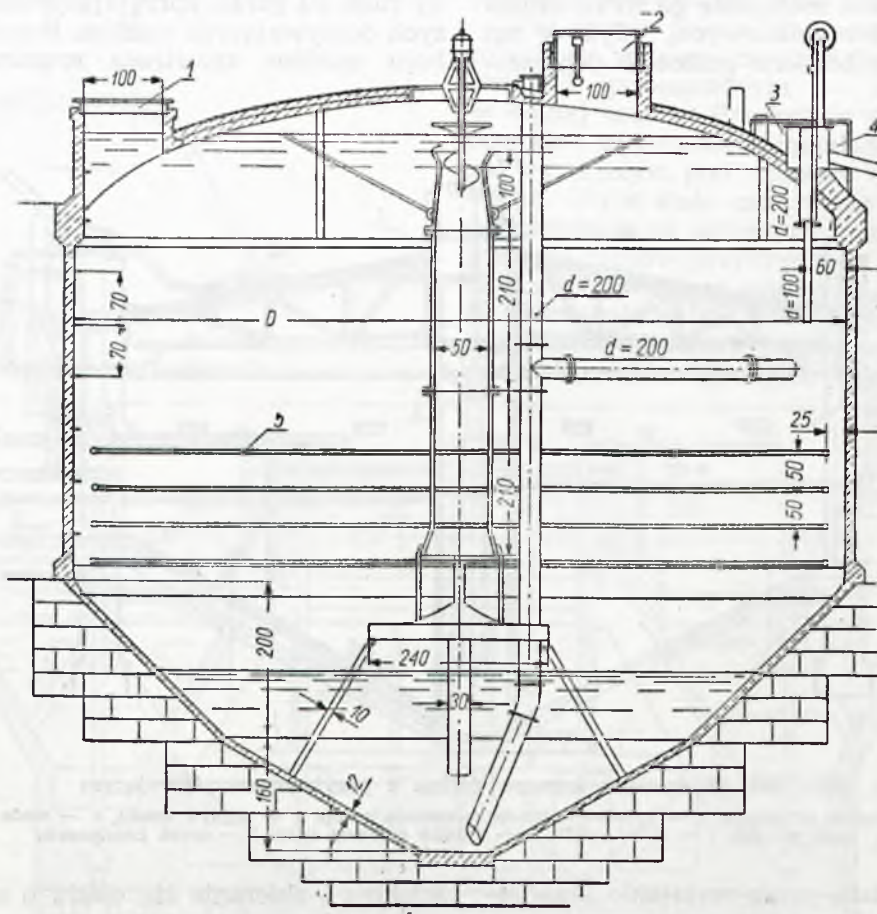
jącym świeżym osadzie, przez rozbijanie urządzeniami mechanicznymi oraz przez przepompowywanie osadu znajdującego się w komorze tak, aby wypływ powodował mechaniczne niszczenie kożucha (rys. 305).

ścieków i zbieranie się osadu o małej zawartości wody u dna.

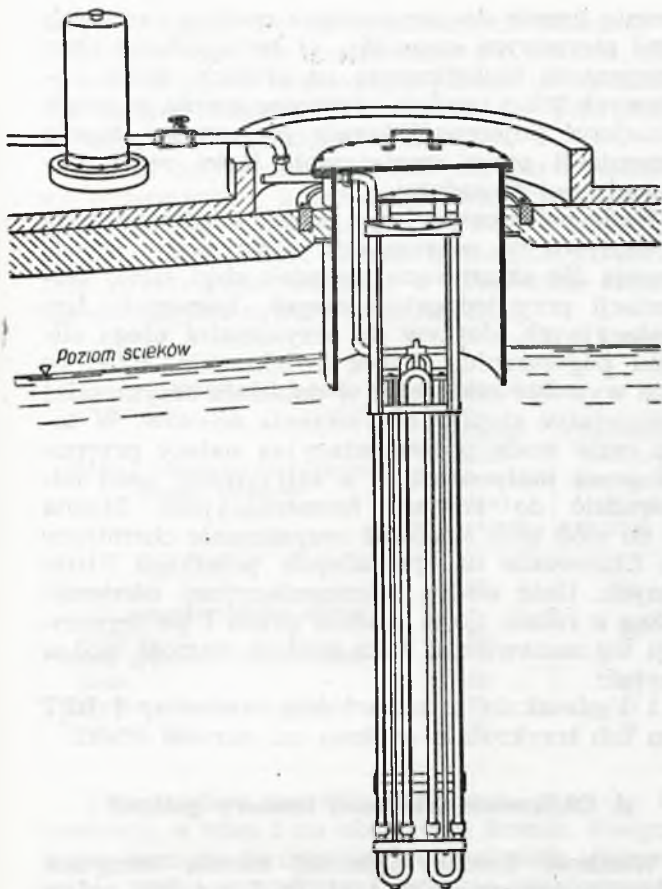
Średnia temperatura ścieków w miastach nie posiadających przemysłu wynosi 12 °C; ścieki przemysłowe mogą ją podnieść bardzo znacznie.



Rys. 305. Wydzielona komora gnilna z hydroelewateorem do mieszania osadu
 1 — siatka, 2 — wata żułłowa, 3 — piasek



Rys. 306. Wydzielona komora gnilna z mieszaniem oraz z podgrzewaniem osadu
 za pomocą węzownicy
 1 — hermetyczna pokrywa włazu, 2 — dzwon gazowy, 3 — kosz z desek, 4 — opiłki,
 5 — węzownica podgrzewająca osad

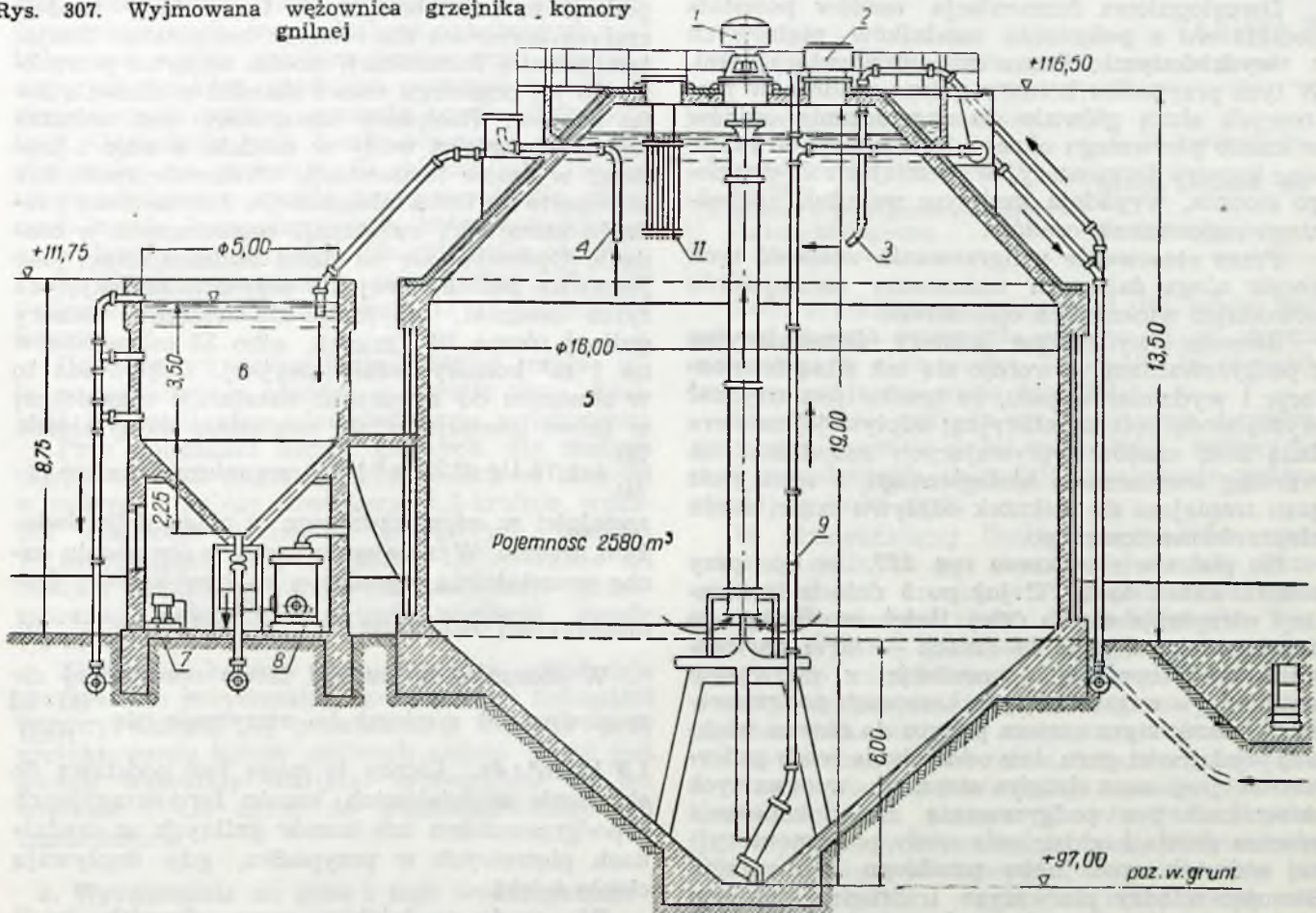


Rys. 307. Wyjmowana węzownica grzejnika komory gnilnej

Przyjęły się i rozwinęły dwa sposoby podgrzewania: przez doprowadzenie ogrzanej wody do osadu w pobliżu dna komory lub też przez gorącą wodę krążącą w przewodach, umieszczonych wewnątrz komory. Pierwszy sposób choć bardzo prosty ma tę wadę, że powoduje rozcieńczenie osadów, stosuje się więc powszechnie sposób drugi. Wężownice ogrzewcze umieszczane są w komorze w różny sposób. Na wężownice najlepiej stosować ocynkowane rury stalowe. Umieszcza się je na ścianach wewnętrznych lub na dnie na drewnianych klockach. W wielu przypadkach zawieszają się grzejniki tak, aby można je było w razie potrzeby łatwo wyjąć (rys. 307). Należy zwracać uwagę, aby temperatura wody krążącej nie była na dopływie wyższa niż 60°C , gdyż w przeciwnym razie osad, przylegający do rury, zapieka się i powoduje obrastanie grubą warstwą przewodu, izoluje go i uniemożliwia wypromieniowanie ciepła.

W celu zapobieżenia niebezpieczeństwu zapiekania osadu stosuje się grzejniki ruchome (rys. 308). Dalszą zaletą takiego urządzenia jest lepsze rozchodzenie się ciepła. Grzejniki ruchome mogą przewodzić wodę ogrzaną do 100°C bez obawy zapiekania. Prędkość obrotowa wynosi 1 m/sek . Ruch odbywa się z przerwami.

Długość węzownic ogrzewających trzeba tak obliczać, aby dostateczna była powierzchnia grzewcza. Przyjmuje się dla rur grzewczych umieszczanych na ścianach na 1 m^2 powierzchni 1°C



Rys. 308. Komora gnilna z ruchomym urządzeniem ogrzewczym

1 — mieszacz śrubowy, 2 — dzwon na gaz, 3 — wlot osadów, 4 — przewód, 5 — komora gnilna, 6 — zbiornik na ścieki z komory gnilnej, 7 — sprężarka, 8 — kocioł urządzenia ogrzewczego, 9 — przewód do osadów

różnicy temperatury, wypromieniowanie 150 kcal/h. Gdy więc należy doprowadzić np. 100 000 kcal/h woda zaś, dopływająca o temperaturze 60 °C ochłodzić się ma do 40 °C, tj. średnia jej temperatura wynosi 50 °C i gdy osady mają być ogrzane do 28 °C, niezbędną jest powierzchnia

$$\frac{100\,000}{150(50-28)} = \frac{100\,000}{150 \cdot 22} = 30 \text{ m}^2$$

Promieniowanie rur umieszczanych na dnie komory, leżących w osadzie, jest znacznie słabsze, bo tylko 50 kcal/h. Natomiast gdy rury są otoczone ze wszystkich stron wodą, promieniowanie wzrasta do 300 kcal/h. Ostatnia wartość odnosi się również do przewodów poruszających się w osadzie.

Komory gnilne, zaopatrzone w urządzenia podgrzewające, muszą mieć bardzo dobrą izolację cieplną, gdyż w przeciwnym razie zbyt dużo z doprowadzonego ciepła zostaje stracone. Prócz betonu żuźlowego, płyt korkowych, warstw smołowca itp. warstw izolacyjnych stosuje się podobne ściany z ochronną warstwą powietrza oraz obsypy ziemne.

Ilość kalorii potrzebnych do utrzymania wewnątrz komór odpowiedniej temperatury określa się na podstawie obliczenia bilansu cieplnego.

c. Dwustopniowe przegniwanie

Dwustopniowa fermentacja osadów powstała początkowo z połączenia osadników piętrowych z wydzielonymi komorami fermentacyjnymi. W tym przypadku komory gnilne osadników piętrowych służą głównie do zagęszczania osadów w czasie pierwszego okresu fermentacji. Wydzielone komory fermentacyjne spełniają rolę drugiego stopnia, wypadają mniejsze wskutek uprzedniego zagęszczenia osadów.

Przez stosowanie podgrzewania wielkość tych komór ulega dalszemu znacznemu zmniejszeniu powodując większą ich opłacalność.

Stosując wydzielone komory fermentacyjne z podgrzewaniem wywołuje się tak silną fermentację i wydzielanie gazu, że trudno jest uzyskać czystą wodę pofermentacyjną; odpływ jej zawiera dużą ilość osadów wpływających szkodliwie na przebieg oczyszczania biologicznego, a wydajność gazu zmniejsza się wskutek odpływu części osadu nieprzefermentowanego.

Na podstawie wykresu rys. 267, że np. przy podgrzewaniu do 30 °C już po 5 dniach fermentacji otrzymuje się $\frac{2}{3}$ całej ilości możliwego do uzyskania gazu, a po 14 dniach — 90%, zastosowano dwustopniową fermentację, z pierwszym stopniem — w zamkniętych komorach podgrzewanych i skróconym czasem pobytu do okresu większej wydajności gazu, bez oddzielania wody pofermentacyjnej, oraz drugim stopniem w otwartych zbiornikach bez podgrzewania dla dokończenia procesu gnicia i oddzielenia wody pofermentacyjnej wskutek spokojnego przebiegu fermentacji. Stosując między pierwszym i drugim stopniem płukanie osadów, uzyskuje się oddzielenie części wody pofermentacyjnej, a więc zagęszczenie osadu i zmniejszenie komór drugiego stopnia. Zasto-

sowanie komór do zagęszczania osadów surowych przed pierwszym stopniem, w szczególności przy oczyszczaniu biologicznym na złożach silnie obciążonych lub z osadem czynnym, można znacznie zmniejszyć pojemność komór pierwszego stopnia fermentacji przez zmniejszenie ilości wody doprowadzanej z osadami.

Wodę pofermentacyjną z zasady odprowadza się do dopływu do oczyszczalni. Gdy wody te odpływają źle sklarowane wskutek zbyt silnej fermentacji przy jednostopniowych komorach fermentacyjnych, dopływ do oczyszczalni ulega silnemu pogorszeniu, wobec zwiększenia BZT, co może wywołać zakłócenie w działaniu oczyszczalni i zmniejszyć stopień oczyszczenia ścieków. W takim razie wodę pofermentacyjną należy przepuścić przez mały osadnik, a zatrzymany osad odprowadzić do komory fermentacyjnej. Można też do wód tych stosować oczyszczanie chemiczne lub filtrowanie na specjalnych poletkach filtracyjnych. Ilość wody pofermentacyjnej otrzymać można z różnic ilości osadów przed i po fermentacji wg zestawienia. Jako średnią wartość można przyjąć:

1 l/mieszk.dn z zawartością zawiesiny i BZT dwu lub trzykrotnie większą niż surowe ścieki.

d. Obliczenie wielkości komory gnilnej

Wielkość komory gnilnej można otrzymać z danych zawartych w tabl. 26 i rys. 297, gdzie podane są potrzebne czasy fermentacji w dojrzałych komorach dla różnych temperatur. Znając temperaturę fermentacji można odczytać potrzebny do jej przebiegu czas i określić wielkość z ilości osadów. Rachunek utrudniony jest wskutek zmian zawartości wody w osadzie, a więc i jego ilości w czasie fermentacji. Obliczenie może być też oparte na ilości mieszkańców lub na ilości i rodzaju zawartości substancji organicznych w osadach. Opierając się na ilości mieszkańców, jako jednostce podstawowej dla oczyszczalni mających tylko osadniki, przyjmuje się wielkość komory gnilnej równą 30 l/mieszk. albo 33 mieszkańców na 1 m³ komory fermentacyjnej. Odpowiada to w stosunku do zawartości substancji organicznej w łatwo osadzającej się zawieszynie 40 g/mieszk. $\frac{30}{40} = 0,75$ l/g (0,75 m³ 1 kg) organicznej suchej pozostałości w odprowadzonym w ciągu doby świeżym osadzie. Wyrażając to samo w obciążeniu suchą pozostałością organiczną na 1 m³ komory fermentacyjnej otrzymuje się $\frac{40 \cdot 33}{1000} = 1,33$ kg/m³ · dn.

W stosunku do całości łatwo osadzającej się zawiesiny 60 g/mieszk.dn otrzymuje się $\frac{60 \cdot 33}{1000}$ 1,9 kg/m³ · dn. Liczby te mogą być podstawą do obliczenia wydzielonych komór fermentacyjnych z podgrzewaniem lub komór gnilnych w osadnikach piętrowych w przypadku, gdy dopływają ciepłe ścieki.

Dla osadu ze ścieków przemysłowych, jeżeli określona jest zawarta w nim ilość substancji organicznej, obliczenie wielkości komory fermentacyjnej

tacyjnej opiera się na tych samych liczbach, tj. 1,33 kg/m³ · dn. Nie mając danych o osadzie, można oprzeć się na równoważnej ilości mieszkańców dla danych ścieków przemysłowych, przyjmując obciążenie 33 mieszk./m³ komory.

Jeżeli oczyszczalnia składa się, poza osadnikami wstępnymi, z urządzeń do oczyszczania biologicznego lub chemicznego, to ilość osadów tak wzrasta, że wielkość komór fermentacyjnych należy przyjmować większą, a mianowicie stosownie do danych zawartych w tabl. 28.

Tablica 28

Wielkości komór fermentacyjnych

Rodzaj urządzeń do oczyszczania ścieków	Wielkość komory fermentacyjnej w l/mieszk.	Obciążenie komory fermentacyjnej w mieszk./m ³
Osadniki	30	33
Złoża zraszane słabo obciążone	40	25
Złoża zraszane silnie obciążone	50	20
Oczyszczanie chemiczne	60	17
Osad czynny	90	11

Temperatura ma duży wpływ na przebieg fermentacji, a więc i na obciążenie komór. Podgrzewane komory fermentacyjne wskutek utrzymywania stałej temperatury pracują najrównomierniej. Nie można tego powiedzieć o komorach fermentacyjnych w osadnikach piętrowych, na które ma wpływ zmienna temperatura przepływających ścieków, spadająca znacznie w okresie zimy i zmniejszająca znacznie prędkość fermentacji. Obciążenie tych komór nie może więc być utrzymane na poziomie 33 mieszk./m³. Jeszcze niższe obciążenie można przyjmować dla ziemnych komór fermentacyjnych, które narażone są na wpływy atmosferyczne. Do obliczenia objętości tych komór przyjmuje się liczby: 90—100 l/mieszk., a obciążenie wynosi 11÷8 mieszk./m³ komory.

Gdy komory gnilne mają spełniać jeszcze rolę magazynowania osadów w okresie zimy, wielkość ich musi ulec odpowiedniemu zwiększeniu.

Przy obliczaniu komór gnilnych dla małych osiedli do 5000 mieszk. liczby podane w tabl. 28 w rubryce 2 należy powiększyć 1,5-krotnie, wskutek rzadszego usuwania przegniłych osadów. W przypadkach gdy do komór odprowadza się osady z osadników burzowych kanalizacji ogólnospławnej, należy powiększyć wielkość komór 1,2-krotnie.

Zbyt małe komory fermentacyjne utrudniają eksploatację oczyszczalni, zwiększenie natomiast komory ułatwia jej prowadzenie tak, że przy projektowaniu komór gnilnych należy wziąć pod uwagę wszystkie warunki wpływające na ich wielkość i nie dążyć do nieuzasadnionego ich zmniejszenia.

e. 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 w nim też niewiel-

kie ilości wodoru oraz siarkowodoru; średnie wartości podano w tabl. 29.

Gaz gnilny zawiera pewne ilości wody, która wydziela się w przewodach szczególnie w zimie. Należy ją usuwać z najniższych punktów przewodów.

Wartość kaloryczna gazu zależy od zawartości w nim metanu i waha się w granicach 6000÷8500 kcal/m³. Imhoff podaje 6000÷7000 kcal/m³ z dwupiętrowych urządzeń, 5500 kcal/m³ z wydzielonych komór gnilnych.

Tablica 29

Skład gazu w komorach gnilnych

Metan	65—95%
Dwutlenek węgla	5—35%
Azot	0—6%
Wodór	0—8%
Siarkowodór	0—0,25%

Ilość gazu zależy od rodzaju i ilości zanieczyszczeń organicznych zawartych w ściekach oraz od temperatury w komorze gnilnej. Z 1 kg rozłożonych w normalnych warunkach zanieczyszczeń organicznych uzyskuje się 500 l, a w temperaturze 30° ÷ 750 l.

Ilości gazu uzyskiwane w oczyszczalniach ścieków obliczone są w litrach na mieszkańca i dobę. Przy przyjęciu podanego przeciętnego składu ścieków miejskich na mieszkańca przypada 40 g/dn organicznych zanieczyszczeń osadzających się. Ilość więc gazu na jednego mieszkańca wyniesie orientacyjnie $\frac{500 \cdot 40}{1000} = 20$ l/mieszk.dn.

Tablica 30

Ilość gazu uzyskiwane z różnego rodzaju komór

Z komór gnilnych osadników piętrowych	8÷12 l/mieszk. dn
Z komór wydzielonych ogrzewanych	20÷25 l/mieszk. dn
Z komór z przyłączoną oczyszczalnią biologiczną	30 l/mieszk. dn

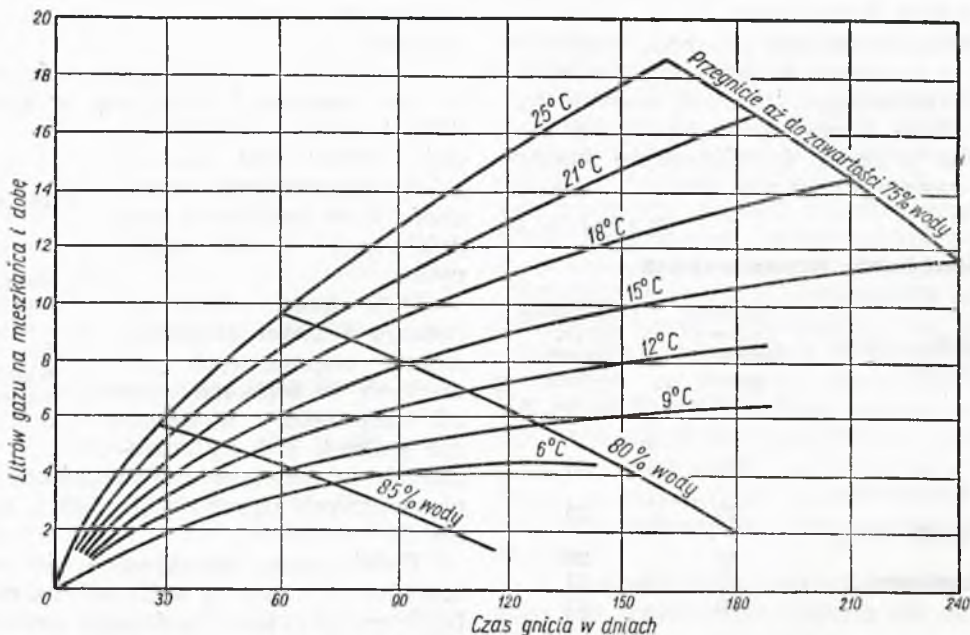
Ilość uzyskiwanego gazu (tabl. 30) zależy jednak od stopnia przegnicia osadów, tj. od stopnia zawartości w nich wody. Zależność tę obrazują krzywe uwidocznione na rys. 309.

Przyłączenie zakładu przemysłowego doprowadzającego ścieki o dużej zawartości zanieczyszczeń organicznych, powoduje zwiększenie wytwarzania się ilości gazu.

W przeważającej liczbie przypadków ujęty z komór gnilnych gaz stosuje się do ich ogrzewania, w celu zmniejszenia pojemności. Można go jednak również użyć do podniesienia wartości kalorycznej gazu, świetlnego w sieci miejskiej jako niezależne źródło gazu miejskiego, wreszcie do poruszania silników gazowych. Przed użyciem wskazane jest oczyszczenie gazu. Jeżeli ma się go stosować do celów domowych lub przemysłowych, oczyszczenie polega na usunięciu siarkowodoru przez przeprowadzenie gazu poprzez filtr wypełniony odpowiednio masą wodorotlenku żelaza, wiążącą siarkowodór. Również duża zawartość dwutlenku węgla jest szkodliwa w niektórych zastosowaniach gazu. Usuwa się go przez wymywanie wodą pod ciśnieniem, a następnie za pomocą mleka wapiennego. Powstający czysty

metan ma dużą wartość kaloryczną (8500 kcal/m³). Można go pod dużym ciśnieniem (350 atn) wtłoczyć do butli i używać do poruszania silników

stać około 60% jego wartości kalorycznej. Schemat urządzenia ogrzewczego pokazano na (rys. 311).



Rys. 309. Ilość gazu na mieszkańca i dobę w zależności od czasu gnicia osadu

gazowych (rys. 310). Uzyskuje się przeciętnie 2,2 kWh z 1 m³.

W przypadku używania gazu do podgrzewania komór gnilnych należy liczyć, że można wykorzy-

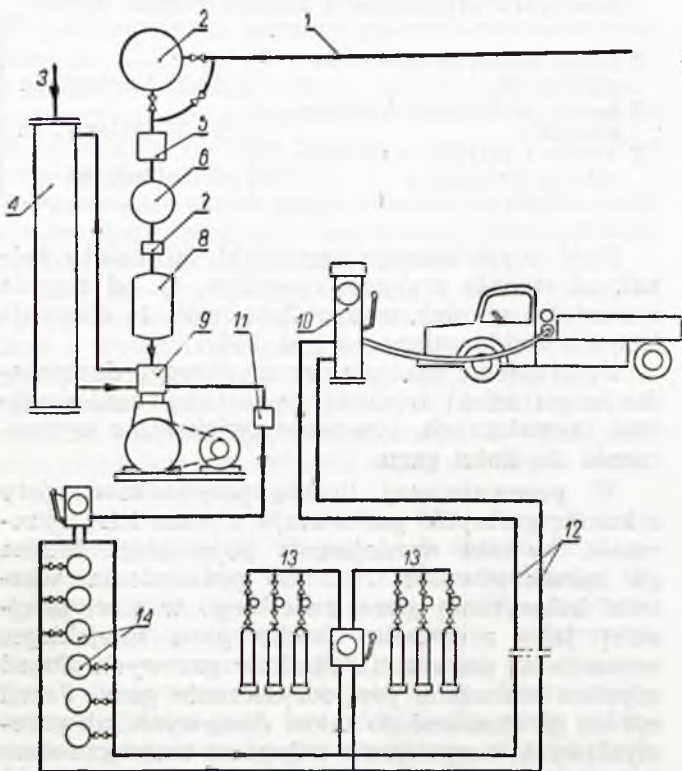
Przeznaczony do użycia gaz zbiera się w zbiorniki o maksymalnej pojemności wynoszącej około 40% dziennej produkcji. Palenie w pobliżu komór gnilnych powinno być zabronione. W czasie opróżniania i napraw komór gnilnych należy przedsięwziąć środki ostrożności przeciwko zatruciom oraz wybuchom. Mieszanki wybuchowe wytwarzają się przez zmieszanie 5÷15 części powietrza z 1 częścią gazu. Wystarczy pałący się papieros lub iskra, spowodowana uderzeniem stalowego narzędzia, aby wywołać wybuch. Z tego względu powinno stosować się narzędzia brązowe lub mosiężne.

6. SUSZENIE I WYKORZYSTANIE PRZEGNIĘŁEGO OSADU

Wychodzący z komór gnilnych osad zawiera około 80% wody. Z konsystencji podobny jest do ciasta wydzielającego zapach smolisto-gumowy. Osad taki wydziela daleko łatwiej wodę niż świeży.

Podobnie jak osad świeży, osad przegniły można usunąć lub wykorzystać. Sposoby te już opisano. Przeróbce i przewozem przegniłego osadu nie towarzyszą przykre objawy, powstające przy osadzie świeżym.

Najczęściej stosowanym sposobem jest osuszenie na poletkach. Osad wypuszcza się na umieszczone obok siebie w dużej ilości poletka i zapełnia je warstwą grubości 0,20÷0,25 m. Przy podłożu silnie przepuszczalnym, piaszczystym urządzenie takich poletek ogranicza się tylko do przewodu doprowadzającego osad oraz do wlotów rozdzielających osad na poszczególne powierzchnie (rys. 312). Na podłożu mało przepuszczalnym dno przygotowuje się w odpowiedni sposób, aby umożli-

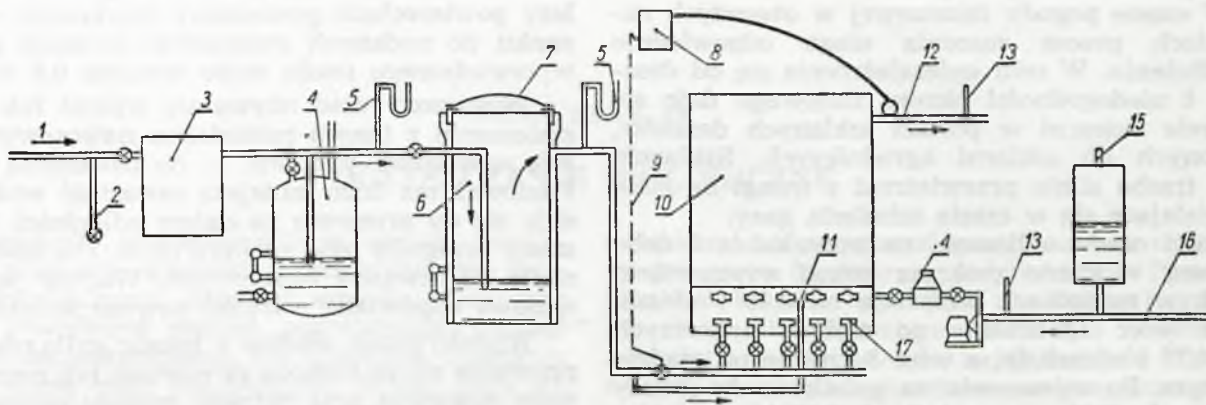


Rys. 310. Schemat urządzenia do oczyszczania gazu przeznaczonego dla gazogeneratorów

1 — przewód gazu z oczyszczalni, 2 — usunięcie siarkowodoru, 3 — woda płuczająca, 4 — wyplukiwanie CO₂, 5 — filtr gazu, 6 — gazomierz, 7 — kłapa zwrotna, 8 — zbiornik wyrównujący ciśnienie, 9 — sprężacz, 10 — stacja gazu, 11 — osuszacz gazu, 12 — przewody przepływowe, 13 — napełnianie butli, 14 — zbiorniki gazu

wieć odpływ ociekającej wody. W głębokich rowkach umieszcza się dreny o średnicy 0,10÷0,15 m i obsypuje je grubym żwirem. Dno daje się w lekkim spadzie. Całą powierzchnię dna pokrywa się 0,25 m warstwą żwiru o stopniowo

godziny. Wówczas otwiera się drenaż i stojąca pod osadem woda może odpłynąć. Im większa jest zawartość gazów w osadzie, tym szybciej następuje schnięcie. Osad schnąc zbija się i pęka twardniejąc. Można go wziąć na łopate, gdy za-

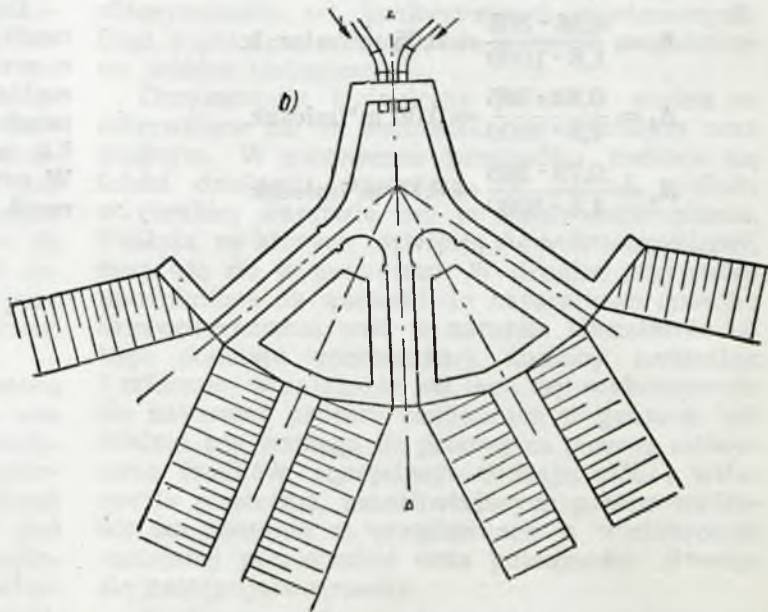
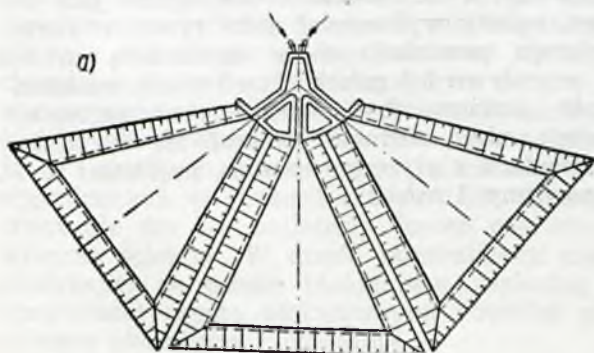


Rys. 311. Schemat urządzenia ogrzewczego opalanego gazem gnilnym

1 — z dzwonu gazowego w komorze gnilnej, 2 — garnek kondensacyjny, 3 — gazomierz płomieniowy, 4 — regulator ciśnienia, 5 — manometr, 6 — zamknięcie wodne, 7 — przepona papierowa, 8 — automat termostatyczny, 9 — szybko działające zamknięcie gazu, 10 — ogrzewacz, 11 — wieczny płomień, 12 — gorąca woda do grzejnika w komorze gnilnej, 13 — termometr, 14 — pompa 1 l/sek. 15 — rozszerzalnik i kłapa bezpieczeństwa, 16 — woda chłodzona z grzejnika w komorze gnilnej, 17 — painiki

zmniejszającej się ku górze grubości ziarna. Żwir pokrywa się warstwą piasku 5÷10 cm grubości. Piasek ten zwykle zbiera się częściowo z wyschniętym osadem, trzeba więc go co pewien czas uzupełniać warstwą piasku. Ścianki działowe

wartość wody zmniejszy się do 68%. Grubość początkowa maleje około 2,5-krotnie. Wskutek spękań dostaje się do środka powietrze przyspieszające schnięcie. Z rodzaju szpar osadzić można o stopniu przegnica. Dobrze przegnity osad wy-



Rys. 312. Poletka do osuszania osadu: a) widok sytuacyjny, b) szczegół wlotu

między 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 wprowadza się w rogu ścianki poprzecznej. Podczas wpuszczania osadu drenaż zamknięty jest aż do chwili, gdy zawarty w nim gaz nie zostanie oddzielony od wody; trwa to 24

kazuje bardzo liczne i wąskie pęknięcia. Osad niezupełnie przegnity ma nieprzyjemną woń. Oznaką złego przegnica jest pojawienie się dużej ilości żółtej muchy (*Eristalis tenax*), która się nie pojawia nigdy na dobrze przegnitym 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 przeprowadza się przy użyciu koparek 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 trzeba silnie przewietrzać z uwagi na stale wydzielające się w czasie schnięcia gazy.

Ilości osadu obliczone na mieszkańca i dobę wynoszą w stanie mokrym przed wysuszeniem 0,26 l, w osadnikach wzrastają na 0,43 l/mieszk. dn, a więc 1,5-krotnie po złożach zraszanych i na 0,79 l/mieszk.dn, a więc 3-krotnie po osadzie czynnym. Po wysuszeniu na poletkach do zawartości wody 55%, po osadnikach 0,13 l/mieszk. dn, albo 48 l/mieszk. rok, po złożach zraszanych 0,17 l/mieszk. dn, a po osadzie czynnym 0,23 l/mieszk. dn.

Powierzchnię niezbędną do osuszenia oblicza się przyjmując 9-krotne w ciągu okresu rocznego zapełnianie poletek. Przy wypełnianiu ich warstwą osadów grubości 0,20 m po osuszeniu całoroczna grubość osadów wyniesie 1,8 m. Obliczyć więc można niezbędną powierzchnię A odpowiednio do podanych ilości osadów:

$$A_1 = \frac{0,26 \cdot 365}{1,8 \cdot 1000} = 0,05 \text{ m}^2/\text{mieszk.}$$

$$A_2 = \frac{0,43 \cdot 365}{1,8 \cdot 1000} = 0,08 \text{ m}^2/\text{mieszk.}$$

$$A_3 = \frac{0,79 \cdot 365}{1,8 \cdot 1000} = 0,15 \text{ m}^2/\text{mieszk.}$$

Suszarnie kryte są około 1,5-krotnie wydajniejsze od otwartych.

Nowy osad można wylewać 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 rozmiarów. Grubość rocznie wprowadzonego osadu może wynosić 0,6 m.

Wysuszony osad używa się wprost lub — po zmieszaniu z innym materiałem nawozowym, jak sole nawozowe, torf, itp. — do nawożenia gleby. Ponieważ ma dużo mniejszą zawartość wody, nadaje się do przewozu na dalsze odległości. Wysuszony przegniły osad zawiera około 2% azotu oraz około 1% kwasów fosforowych. Wartość jego nawozowa odpowiada wartości nawozu końskiego.

Wydobywanie osadów z komór gnilnych przeprowadza się za pomocą sprężonego lub rozrzedzonego powietrza oraz różnego rodzaju pomp przeponowych, tłokowych, powietrznych i wirnikowych. Najpowszechniej stosuje się 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 stosuje się tej samej budowy, co pompy kanałowe o małej ilości i dużym prześwicie.

Przewody w 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, aby osad nie zbierał się na dnie. W przewodach z płynnym osadem prędkości powinny być 1 m/sek.

OCZYSZCZANIE BIOLOGICZNE

W ściekach oczyszczonych w sposób mechaniczny pozostają wszystkie zanieczyszczenia łącznie z koloidalnymi. Stosując sposoby chemiczne można powiększyć stopień oczyszczenia, usunąć również zanieczyszczenia nie ulegające osadzaniu oraz większą część koloidalnych. Ścieki stają się klarowne zawierają jednak jeszcze dużą ilość związków organicznych, a więc podlegających gnicciu, powstają zatem duże wymagania w stosunku do zdolności samooczyszczania odbiornika. Gdy ten stopień oczyszczania nie wystarcza, ze względu na zbyt małe rozcieńczenie wodami ścieków odbiornika i niedostateczną ilość tlenu zawartego w wodzie oraz pochłanianego przez powierzchnię, w celu uzyskania mineralizacji znajdujących się zanieczyszczeń organicznych trzeba ścieki oczyścić w sposób bardziej doskonały. Usunięcie zdolności gnilnej ścieków odbywa się przez mineralizację zawartych w ściekach ciał organicznych głównie mikroorganizmów. Ponieważ nadają one charakter procesom, przebiegającym w tym stopniu oczyszczenia, sposoby te otrzymały nazwę biologicznych. Stworzone sztucznie procesy powstają w sposób naturalny przy mineralizacji ciał organicznych w rzekach lub gruncie. Zasadnicze znaczenie ma jak najlepszy dostęp powietrza do wnętrza ścieków. W czasie mineralizacji ciał organicznych w sposób biologiczny zachodzą poza zjawiskami czysto biologicznymi również pewne procesy chemiczne i fizykalne.

Ciała organiczne adsorbowane są za pomocą wydzielonych przez bakterie lub 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 za pomocą tlenu i pod wpływem fermentów komórkowych zostają utlenione biochemicznie albo przekształcają 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 mineralizowane są głównie przez bakterie. Biorąca udział w procesie oczyszczania mała liczba pierwotniaków głównie ogranicza liczby bakterii do należytego stopnia. Żyjące w rzekach pierwotniaki stanowią wartościowe pożywienie dla ryb. Powstające przy rozkładzie produkty dalej są rozkładane procesami chemicznymi, a jeśli stają się

związkami nierozpuszczalnymi, usuwane są z wody procesem fizykalnym sedymentacji. Powstają błonki i kłaczkki osiadające na ziarnach gruntu lub złożeń, albo pływające swobodnie w wodzie. Adsorbują one ze ścieków najdrobniejsze zawiesiny jak również rozpuszczane zanieczyszczenia.

Ażeby ilości tlenu zawartego w ściekach nie zmniejszały się, trzeba stosować napowietrzanie ich. Napowietrzanie ścieków odbywa się albo przez wdmuchiwanie powietrza do wody lub przez rozdeszczanie ścieków.

Można ścieki poddać oczyszczaniu biologicznemu bez oczyszczania wstępnego, jeśli tylko za pomocą krat i sit usunięte zostaną grube zanieczyszczenia. W przeważającej liczbie przypadków celowe jest i gospodarczo uzasadnione oczyszczenie ścieków w możliwie doskonałym stopniu zanieczyszczenia od zanieczyszczeń zawieszonych. Stąd podział na oczyszczanie wstępne mechaniczne, wtórne biologiczne.

Oczyszczanie biologiczne podzielić można na odbywające się w środowisku powietrznym oraz wodnym. W pierwszym przypadku poddaje się ścieki działaniu powietrza na jakimś podłożu w cienkiej warstwie lub w stanie rozkroplenia. Podłoża, na których rozwijają się mikroorganizmy, znajdują się w powietrzu. W drugim przypadku upodobnione są warunki do naturalnego sposobu samooczyszczania wód w naturze. Niezależnie od tego podziału rozróżniamy sposoby naturalne i sztuczne, w zależności od tego czy wykorzystuje się naturalne procesy zachodzące w gruncie, lub wodzie, czy wzmaga się procesy za pomocą sztucznych środków, specjalnego rodzaju złożeń i wtłaczania powietrza, umożliwiających przeprowadzenie oczyszczania w urządzeniach o wielokrotnie mniejszej powierzchni oraz pojemności. Stosuje się następujące sposoby.

1. Oczyszczanie w środowisku powietrznym.
Sposoby naturalne: nawodnienie terenów rolniczych, pola filtracyjne, filtry gruntowe. Sposoby sztuczne: złoże zalewane, złoże zraszane, złoże zanurzone.

2. Oczyszczanie w środowisku wodnym:

Sposoby naturalne: stawy rybne.

Sposoby sztuczne: osad czynny.

Sprawność oczyszczania biologicznego wykazuje różnica jakości ścieków na dopływie i odpływie. Czynnikiem kwalifikującym jest biologiczne zapotrzebowanie tlenu, jak również zmniejszenie ilości zawieszin oraz bakterii. Imhoff podaje następujące wartości:

Wyszczególnienie	Zmniejszenie w %		
	Biochemiczne zapotrzebowanie tlenu	Zawiesin	Bakterii
Gęste sита	5÷10	5÷20	10÷20
Chlorowanie surowych ścieków	15÷30	—	90÷95
Osadniki	25÷40	40÷70	25÷75
Osadniki i filtry piaskowe	35÷65	50÷80	—
Chemiczne oczyszczanie	50÷85	70÷90	40÷80
Chemiczne oczyszczanie i filtry piaskowe	50÷90	80÷85	—
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	75÷95	85÷95	90÷98
Filtr gruntowy	90÷95	85÷95	95÷98
Chlorowanie oczyszczonych biologicznie 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 stosuje się tam, gdzie istnieją 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 konsumpcyjne. Do sposobów produkcyjnych należą nawadnianie pól oraz zakładanie stawów rybnych. Pozostałe sposoby są konsumpcyjne, wykorzystać można tylko część wartości nawozowych zawartych w ściekach przez użycie do celów rolniczych przegniłego osadu z osadników wtórnych.

1. POLA IRYGACYJNE

Najstarszy sposób oczyszczania i wykorzystywania gospodarczego ścieków polega na nawadnianiu nimi pól uprawnych i łąk. Ścieki przed mechanicznym procesem filtracji zostają uwolnione od wszystkich nierozpuszczonych zanieczyszczeń. Żyjące w ziemi mikroorganizmy rozkładają zatrzymane mechanicznie oraz rozpuszczone zanieczyszczenia organiczne. Do gleby doprowadzone zostają związki korzystne dla roślin. Odpływająca z tych pól woda jest przezroczysta i prawie całkowicie wolna od rozpuszczonych zanieczyszczeń organicznych. Można ją bez większych zastrzeżeń odprowadzić do rzeki lub jeziora.

Nawadniać ściekami można tylko gleby odpowiedniej jakości, lekkie, przewiewne, w okolicach gdzie nie występują nadmierne opady.

Grunty trzeba do tego celu przystosować i zabezpieczyć przed mogącym powstawać zabagnieniem przez założenie drenażu. Obciążenie pól nawadnianych ściekami nie może przekraczać pewnej granicy, gdyż w przeciwnym razie zanieczyszczenia zawarte w ściekach nie będą w gruncie przerobione.

Obciążenie powierzchni wyrażane jest w liczbie mieszkańców na 1 ha. Pod warunkiem całkowitego oczyszczenia powinno następować możliwie daleko idące wykorzystanie wartości nawozowych. Nie można obciążyć pól w ciągu roku wyższą warstwą nawadniającą niż 150—250 mm, którą

należy ustalać jako uzupełnienie niedoboru opadów w danej miejscowości i zapotrzebowania wody przez uprawiane rośliny. Odpowiada to ilości 1500—2500 m³/ha · rok lub 4,1÷6,8 m³/ha · dn. Przy ilości dobowej ścieków 150 l/mieszk., 1 ha można obciążać ściekami od (licząc w okrągłych liczbach) 30÷50 mieszkańców. W przypadku upraw łąkowych można przyjmować obciążenie dwukrotnie większe, tj. 100 mieszk./ha.

Ścieki przed wprowadzeniem na pola trzeba poddać wstępnemu oczyszczaniu w osadnikach o nominalnym czasie zatrzymania 30 min. 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 należy poddać procesowi gnilnemu, wykorzystując gaz do uruchomienia silników napędzających pompy. Przegniłe 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 24 godzin ścieki można było przetłoczyć na pola w ciągu 8-godzinnego dnia pracy. Gdy ścieki ma się gromadzić również w niedzielę, pojemność zbiorników należy zwiększyć do 30-godzinnego dopływu, a w celu zapobieżenia tworzeniu się osadów i zagniwaniu ścieków — założyć mieszadła.

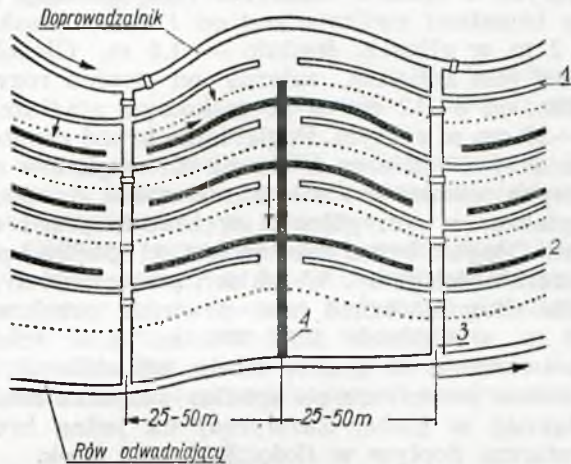
Warunkiem podstawowym dla rolniczego wykorzystania ścieków powinno być stałe ich użytkowanie przez cały rok, a więc i w okresie zimowym. Jest to możliwe przez objęcie nawodnieniem dostatecznie dużych terenów oraz zaprowadzenie najwłaściwszych do nawodnienia ściekami kultur roślinnych o przewadze trawiastych z pewnym procentem drzew.

Pod nawodnienie należy wybierać przede wszystkim miejsca, do których ścieki dopłyną grawitacyjnie, a dopiero następnie do których ścieki zostaną przepompowane. Przy decyzji należy brać pod uwagę koszt urządzenia terenów i metodę nawadniania, gdyż może się zdarzyć, że taniej wypadnie nawodnienie przy pompowaniu ścieków niż przy dopływie grawitacyjnym, a zato dużym koszcie dostosowania terenu pod nawodnienie. Należy też przewidzieć odpowiednią wielkość te-

renów na nawodnienie zimowe, które w zasadzie prowadzi się za pomocą zalewania, a więc na terenach stosunkowo płaskich.

W połączeniu z polami nawadnianymi zakłada się filtry gruntowe o powierzchni 1—2% użytecznej powierzchni pól. Zadaniem filtrów gruntowych jest przyjęcie i oczyszczanie ścieków w tym czasie, gdy nie można ich użyć na polach podlegających uprawie rolnej.

Pola nawodnione muszą być tak usytuowane w stosunku do dopływu ścieków, by ścieki mogły dojść do najwyższych oraz najdalej położonych miejsc. Ze względu na to, że nie można nawad-



Rys. 313. Nawodnienie stokowe naturalne

1 — bruzdy rozlewowe, 2 — bruzdy odwadniające, 3 — rowek rozdzielczy, 4 — rowek odwadniający

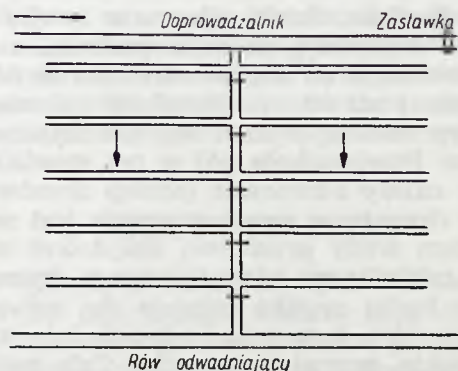
niać pól znajdujących się w najbliższym sąsiedztwie miasta, gdyż są one siedliskiem much i wydzielają przykry zapach. Najtańszego rozwiązania przez doprowadzenie przewodami otwartymi nie można zazwyczaj stosować z powodu braku spadku. Nawadnianie ściekami odbywa się zatem przeważnie za pomocą przewodów tłocznych. Główny przewód tłoczny 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.

Przewody rozdzielcze wykonuje 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. Spadem rowów przy nieumocnionym dnie i skarpach nie powinien być większy niż 5%, prędkość wody nie większa niż 0,4—0,8 m/sek, by nie powstało niszczenie dna i skarp. W razie większego spadku terenu należy go zmniejszać za pomocą stopni z kamieni lub betonu. Na pola wprowadza się ścieki korytami drewnianymi lub betonowymi, zaopatrzonymi w zastawki drewniane. Rowy doprowadzające należy utrzymywać w czystości, aby powodowany przez ścieki silny porost grzybów nie wywołał zbytniego zmniejszenia przekroju.

Tereny nawadniane trzeba odpowiednio przystosować do przyjęcia ścieków. Zależnie głównie

od miejscowego układu powierzchni stosuje się różne rodzaje nawodnień: stokowe, zalewowe, bruzdowe, podziemne oraz za pomocą rozdeszczania.

Nawodnienie stokowe stosuje się wówczas, gdy spadki powierzchni nie są mniejsze niż 3÷2‰. Wprowadzanie ścieków na pole odbywa się w ten sposób, że ścieki dopływające doprowadzalnikiem za pomocą zastawki, skierowuje się do rowków rozdzielczych biegnących wzdłuż największego spadku i stąd też za pomocą zastawki kieruje się je do bruzd rozlewowych długości od 25 do 50 m. Ścieki napełniwszy bruzdy przelewają się przez jej krawędź i spławiając równomierną warstwę wzdłuż stoku, wsiąkają częściowo w grunt. Na powierzchni pozostaje zawiesina oraz adsorbowane przez glebę koloidy i substancje rozpuszczone. Ścieki, które spłynęły ze stoku, zbierane są przez bruzdy odwadniające i odpływają przez rowki zbierające do rowu odwadniającego. Długość stoku zalewanego z jednej bruzdy zależy od ilości skierowanych ścieków, przepuszczalności gleby, spadku terenu oraz ilości zrztu, tj. oczyszczonych odpływających ścieków. Zwykle długość tę przyjmuje się do 25 m. Nawodnienie wykonane w ten sposób przedstawione jest schematycznie na rys. 313. W przypadku gdy ścieki po jednorazowym spływie po stoku nie są dostatecznie oczyszczone, można je ponownie użyć do nawodnienia niżej położonej działki. Na rys. 314 przedstawiono schematycznie prostszy sposób nawodnienia od poprzedniego polegający na tym, że i bruzdy nawadniające są jednocześnie i odwadniającymi. Za pomocą tego systemu po rozprawieniu ścieków przez pierwszą bruzdę i nawodnieniu pierwszego stoku, ścieki można zebrać w drugiej bruz-



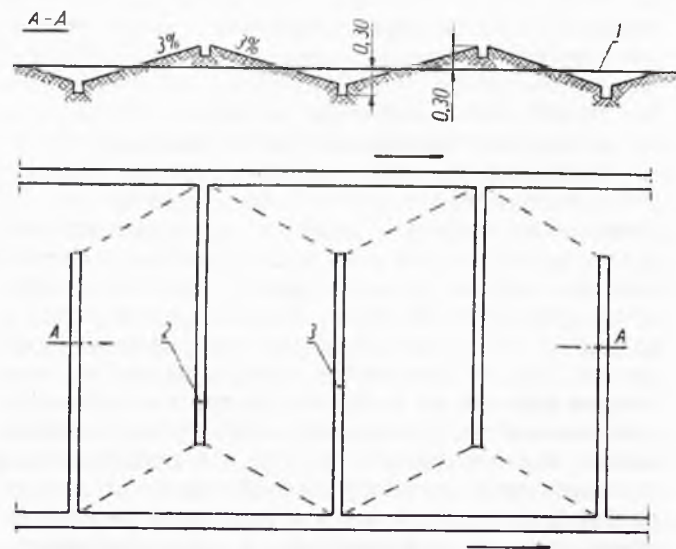
Rys. 314. Nawodnienie stokowe naturalne

dzie i odprowadzić do odbiornika lub przez zamknięcie odpływu z drugiej bruzdy skierować przelewem przez krawędź bruzdy na następny stok.

Przy nawadnianiu stokowym w celu uzyskania odpowiedniego przepływu na stoku praktycznie otrzymano konieczny dopływ w ilości 60 l/sek · ha. Chcąc dostosować powierzchnię do zraszania stokowego należy rowy nawadniające i odwadniające prowadzić zgodnie z ukształtowaniem terenu. W możliwym stopniu trzeba unikać plantowania terenu, ale niewielkie wyrównanie jest zwykle konieczne, gdyż w przeciwnym razie powstają obok siebie suche i mokre miejsca. Do tego rodzaju

nawodnień nadają się również grunty ciężkie. Drenowanie gruntów lekkich jest niepotrzebne.

Gdy brak naturalnych stoków, można je stworzyć sztucznie. Tego rodzaju przystosowanie sztuczne pociąga jednak za sobą bardzo poważne koszty robót ziemnych. Od doprowadzalnika (rys. 315) 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



Rys. 315. Nawodnienie stokowe ze sztucznym przystosowaniem powierzchni

1 — poziom naturalny powierzchni, 2 — rów nawadniający, 3 — rów odwadniający

wygląd daszków. Ścieki zebrane w rowku odwadniającym dopływają do odprowadzalnika biegnącego równoległe do doprowadzalnika w odległości nie większej niż 50 cm. Szerokość pól między rowkami doprowadzającymi i odprowadzającymi daje się 20 m. Powierzchnie pól w ten sposób nawadnianych należy zdrenować (odstęp drenów 15 m). Odpływ drenażu w czasie zraszania jest zamknięty. Poziom wody gruntowej znajdować się musi poniżej zakładanego odwadniającego drenażu.

Przy braku spadku stosuje się nawodnienie zalewowe. Do tego celu odpowiednie są tylko gleby lekkie, przewiewne, suche. Całą powierzchnię przeznaczoną do oczyszczania ścieków dzieli się na pola o wielkości 0,25÷1 ha za pomocą sypanych na wysokość 0,5 m grobli. Ścieki wprowadza się do poszczególnych kwater, zalewa je na głębokość 20—30 cm i pozostawia w lecie przez 3—6 dni, w zimie przez kilka tygodni. Ścieki przesiekają przez grunt i dopływają do drenów ułożonych w odstępach 5÷10 m i na minimalnej głębokości 1,25 m. Średnica drenów nie powinna być mniejsza niż 5 cm. Prowadzone sączkami wody dochodzą do zbieraczy i odpływają do odbiornika. W tych warunkach traci się dużo powierzchni na drogi, groble, rowy, a uprawa jest utrudniona.

W razie niewielkich spadków stosuje się również nawodnienia bruzdowe — głównie do uprawy jarzyn. Równoległe do stoku kopie się rowki o szerokości i głębokości 0,20÷0,25 m i doprowa-

dzda do nich ścieki rowami idącymi wzdłuż stoku. Spiętrzona woda wsiąka w grunt i odpływa drenażem podziemnym.

Zwilżenie gleby przez nawodnienie bruzdowe może nastąpić też w trakcie przepływu ścieków. Bruzdy wykonuje się wzdłuż największego spadku, gdy spad terenu nie przewyższa 2—3‰, w przeciwnym razie — pod kątem do niego.

Sieć nawadniająca składa się z doprowadzalnika głównego doprowadzającego ścieki z miasta, następnie z doprowadzalników bocznych przeprowadzonych z maksymalnym spadkiem bruzd rozdzielczych, o spadku minimalnym i z bruzd zwilżających o spadku maksymalnym. Odstępy między bruzdami zwilżającymi od 1 m w piaskach; do 2 m w glinach; średnio — 1,5 m. Głębokość bruzd jest zmienna, zależna od stopnia rozwoju roślin, od 8÷12 cm w początkowym stadium, do 18÷20 cm w pełnym. Pogłębianie bruzd zapobiega kontaktowi roślin ze ściekami. Ze względów sanitarnych ważne jest nie dopuszczanie do takiego kontaktu, w szczególności w okresie przed zbiorami. Długość bruzd zależna jest od spadku i przepuszczalności gleby. W lekkich piaszczystych glebach długość bruzd nie powinna przekraczać 100 m, w ciężkich 150÷200 m. Ilość ścieków wprowadzoną do bruzdy trzeba tak obliczyć, aby w czasie przepływu po spadku wszystka zdążyła wsiąknąć w glebę. Zazwyczaj na jedną bruzdę wystarcza dopływ w ilości 0,25÷0,5 l/sek.

Podstawowymi warunkami dobrego działania nawodnienia bruzdowego są: równomierność podziału ścieków między zwilżające bruzdy i dostateczny okres czasu do nawodnienia każdej bruzdy. W tym celu konieczne jest dobre i jednakowe połączenie bruzd zwilżających z bruzdą rozdzielczą, którą należy usytuować z możliwie małym spadkiem 10÷2‰ w półwykopie i w półnasypie. Zdolności przepustowe bruzd rozdzielczych podane są w tabl. 31.

Tablica 31

Zdolności przepustowe bruzd rozdzielczych

Spadek	‰	0,5	1	1,5	2	3	4	5	10
Przepływ	l/sek	8	11	14	17	20	23	26	37
Prędkość	m/sek	0,1	0,14	0,17	0,21	0,25	0,28	0,3	0,45

Tablica 32

Czasy jednorazowego nawodnienia w zależności od ilości dopływu do bruzdy oraz dawki polewowe

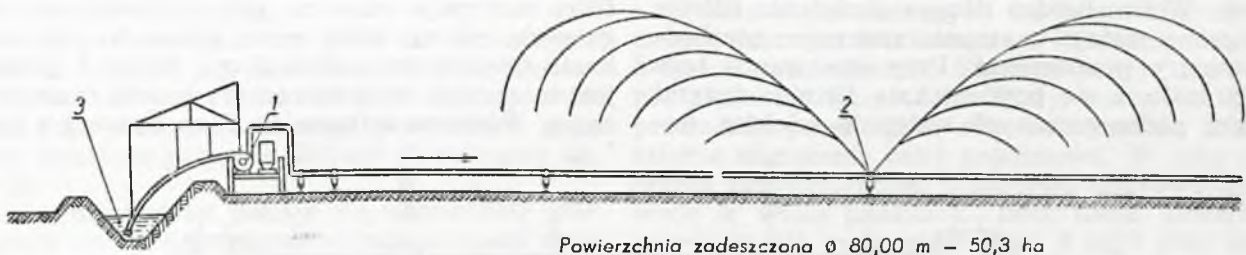
Dopływ do bruzdy l/sek	Dawka polewowa mm				
	200	300	400	500	600
0,25	1 1/2 h	2 1/2 h	3 h	3 1/2 h	4 2/3 h
0,50	3/4 h	1 h	1 1/2 h	1 3/4 h	2 1/3 h

W tablicy 32 podano czasy jednorazowego nawodnienia w zależności od ilości dopływu do bruzdy i dawki dla bruzd długości 100 m przy rozstawie 1 m.

Zraszanie podziemne za pomocą układu drenów stosuje się prawie wyłącznie w małych oczyszczalniach kanalizacji domowych.

Powierzchni, na które wprowadza się ścieki za pomocą deszczowania, nie trzeba przystosowywać. Doprowadzanie ścieków na tereny zraszania przeprowadza się stosując następujące 3 zasadnicze sposoby.

ścieki dochodzą do roślin z góry. Z tych względów nawodnienia takie prowadzić się powinno w ten sposób, by ścieki dochodziły tylko do korzeni roślin, aby pomiędzy ostatnim nawodnieniem i zbiorem był okres 4-tygodniowej przerwy oraz



Rys. 316. Urządzenie do rozdeszczania ścieków

1 — pompa, 2 — przyrząd do rozdeszczania, 3 — rów doprowadzający ścieki

1. Stałą sieć przewodów podziemnych z hydrantami, z których bezpośrednio zrasza się teren. Jest to urządzenie typu stałego.

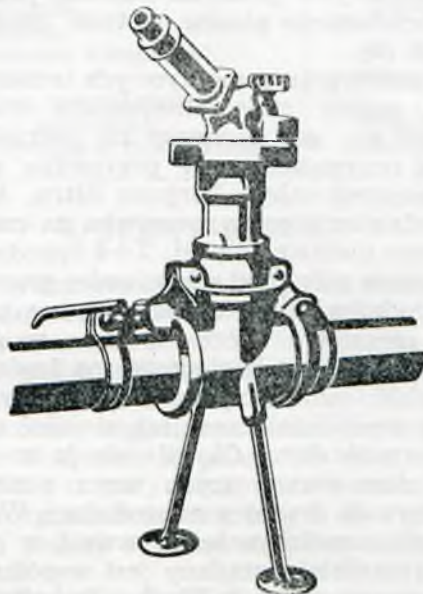
2. Główny przewód doprowadzający ścieki stały z hydrantami, do których podłącza się przenośne przewody nadziemne z dyszami do zraszania. Jest to urządzenie typu mieszane.

3. System bez przewodów podziemnych. Ścieki czerpie się z doprowadzających rowów otwar-

aby na świeżo nawodnione pastwiska nie wypędzono krów.

Dawki ścieków na poszczególne powierzchnie stosuje się według właściwości gruntu oraz rodzaju uprawy. Wynoszą one według Zunkera:

dla łąk	800 mm
„ pastwisk	450 „
„ buraków pastewnych	500 „
„ buraków cukrowych	300 „
„ zbóż	100 „



Rys. 317. Przyrząd rozdeszczający ścieki

tych za pomocą przewoźnych agregatów pompowych tłoczących ścieki do przenośnych przewodów nadziemnych (rys. 316, 317).

Na ruchome przewody układane na powierzchni używa się obecnie glinu z uwagi na lekkość. Poszczególne odcinki rur łączy się przegubowo lub na zacisk w taki sposób (rys. 406), aby łączenie i rozłączanie można było wykonać jednym ruchem ręki. Rozdeszczanie można przeprowadzać tylko w okresie letnim. W czasie miesięcy zimowych stosować należy inny sposób nawodnienia. Do nawodnienia powinno się stosować ścieki podczyszczone biologicznie ze względu na przykry zapach oraz możliwość przenoszenia chorobotwórczych bakterii i zarodników pasożytów, gdyż

Nie można stosować stałego obciążenia terenów uprawnych ściekami, gdyż prowadzi to do przeciążenia gleby. Co pewien czas trzeba robić dłuższej trwające przerwy. Rolę zrasza się co drugi rok, przerwy zaś zależnie od rodzaju gleby dochodzić powinny nawet do 8 lat. W przeciwnym razie odpływy zawierają jeszcze dość dużą ilość niezmineralizowanych zanieczyszczeń, nie następuje w dostatecznym stopniu wykorzystanie wartości nawozowych ścieków, powstaje zachwaszczenie rowów odpływowych i ujemny wpływ na odbiornik.

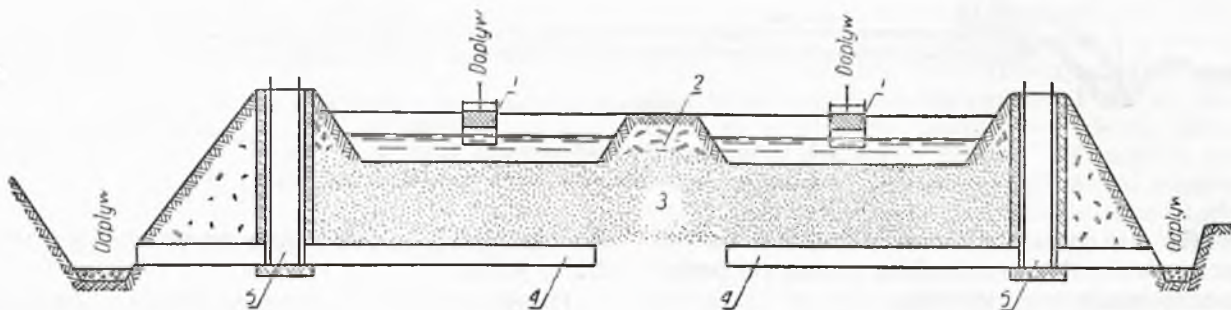
2. POLA FILTRACYJNE

Gdy głównym zadaniem przy nawadnianiu gruntów jest oczyszczanie ścieków oraz odpowiednio przystosowana uprawa gruntów, powierzchnie przeznaczone do tego celu noszą nazwę pól filtracyjnych. Nadają się do tego celu tylko lekkie, przewiewne, silnie przepuszczające gleby. Grunty takie należy drenować sączkami założonymi na głębokości co najmniej 1 m i w odstępach około 10 m. Drenaż ma na celu odprowadzenie oczyszczonych ścieków i utrzymanie odpowiednio głębokiego stanu wody gruntowej. Obciążenie powierzchni tych pól wynosić może w przypadku upraw rolnych 200 mieszk./ha, w przypadku upraw łąkowych 500÷1000 mieszk./ha, z warunkiem jednak, że ścieki oczyszcza się 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 złożeń zraszanych.

3. FILTRY GRUNTOWE

W przypadku całkowitego zaniechania upraw na gruntach zalewanych ściekami powstaje jedynie filtracja gruntowa. Urządzenia do takiego oczyszczania ścieków noszą nazwę filtrów gruntowych. Wobec bardzo silnego obciążenia filtrów ograniczone zostają w stopniu znacznym niezbędne rozmiary powierzchni. Przy stosowaniu tego sposobu zalewa się powierzchnię filtrów dużymi ilościami podczyszczonych wstępnie ścieków, na-

W przypadku stosowania filtru gruntowego, jak w każdym złożu biologicznym, potrzeba pewnego czasu na dojrzewanie. W tym czasie ziarna filtru obrastają flegmistą błoną. Wskutek swych wysokich zdolności adsorpcyjnych działa ona oczyszczająco na przeciekające ścieki. Dojrzenie filtru następuje wówczas, gdy odpływająca z niego woda nie ma właściwości gnilnych. Gdy wsiąkanie ścieków trwa zbyt długo, ponad 4 godziny, jest to oznaką, że powierzchnia została zanieczyszczona. Wówczas wyłącza się daną kwatery z pracy



Rys. 318. Filtr gruntowy

1 — zastawki, 2 — grobla, 3 — filtr, 4 — drenaż, 5 studzienka zamknięta

stępnie pozostawia się przez pewien czas wolne od zalewu w celu przewietrzenia oraz w celu umożliwienia w tym czasie zmineralizowania zatrzymanych przez grunt zanieczyszczeń.

Powierzchnię odpowiednio przygotowuje się dzieląc ją groblami na poszczególne płaskie kwatery zalewowe o wielkości nie większej niż 0,4 ha (rys. 318). W razie braku naturalnych odpowiednich gruntów, można sztucznie stworzyć powierzchnie filtracyjne z warstw piasku, żużla, żwiru, koksu lub podobnego materiału. Grubszy materiał filtracyjny idzie na spód, drobniejszy na górę. Wydobyta ziemia używa się na budowę grobli. Doprowadzanie ścieków odbywa się za pomocą rowów zaopatrzonych w zastawki. Przewody wprowadzające umieszcza się w groblach. Do 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, obiera się głębokość 1,30 m.

Ścieki przed wprowadzeniem na filtr trzeba oczyścić wstępnie w osadnikach i doprowadzić do zbiornika, którego pojemność odpowiada pojemności złoża, by można je było szybko zalać, warstwą 5÷10 cm w ciągu 5÷15 min. Zalewanie przeprowadza się z przerwami, zależnie od właściwości gruntu i ścieków oraz warunków klimatycznych. Przerwy trwają od 1÷4 dni. Gdy ścieki są mało stężone zalewanie można przeprowadzać nawet kilka razy w ciągu doby. Korzystniejsze jest zalewanie częstsze cienkimi warstwami ścieków. Dawkowanie reguluje się za pomocą zasuw umieszczonych na wylocie zbiornika. Częściej stosuje się samoczynne syfonowe urządzenia dawkuje.

aż do zupełnego wyschnięcia zamulonej powierzchni, zdejmując górną warstwę 5÷7 cm oraz lekkimi stalowymi grabiami wzrusza piasek. Płukanie zabrudzonego piasku w tych urządzeniach nie opłaca się.

Przy stosowaniu samoczynnych urządzeń dawkujących należy stale obserwować stan filtru i wyłączyć go, gdy zauważy się potrzebę odpoczynku i oczyszczenia. W przypadku zbyt długiego 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. Średnicę miarodajną ziarn określa się na podstawie krzywej przesiewu. Waha się ona w granicach 0,2÷0,5 mm. Najbardziej skuteczna średnica ziarn to 0,20÷0,35 mm. Podobnie, jak przy filtrach wodociągowych konieczna jest również określona równomierność ziarn. Określa się ją ze stosunku średnicy ziarn stanowiących wraz z mniejszymi 60% ciężaru do średnicy miarodajnej. Współczynnik równomierności może się wahać w granicach 5—10. Najbardziej pożądanym jest współczynnik 1, zaś jego granica górna 3. Według Imhoffa obciążenie powierzchni filtru wynosi (tabl. 33).

Tablica 33

Obciążenie powierzchni filtru wg Imhoffa

Miarodajna średnica ziarn mm	Obciążenie powierzchni m ³ /m ² · h
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 1 ha. Stosowane obciążenie waha się od 2000—5000

mieszk./ha. Jeżeli ścieków nie poddaje się wstępnemu oczyszczeniu, to obciążenie trzeba zmniejszyć o połowę, tj. do 1000÷2500 mieszk./ha. Natomiast jeśli filtry gruntowe stosuje się do oczyszczania biologicznie oczyszczonych ścieków, wówczas można je obciążyć 5-krotnie silniej, tj. 10 000÷25 000 mieszk./ha.

Skutek oczyszczania na filtrach piaskowych jest duży; odpływ jest klarowny, zmineralizowany i wolny od woni. Pracy filtrów rzadko towarzyszą silne wonie, choć mogą powstawać, jeśli zagniłe ścieki stoją przez dłuższy okres czasu na filtrach.

Dla przejrzystości podaje się zestawienie stosowanych obciążeń powierzchni przy różnych sposobach biologii gruntowej tabl. 34.

Tablica 34

Stosowane obciążenia powierzchni

Wyszczególnienie	Dopuszczalne obciążenie powierzchni mieszk./ha przy przyjęciu rozbioru wody 150 l m/dn
Nawadnianie terenów rolniczych	30÷50
Pola filtracyjne:	
uprawy rolne	200
" łąkowe	500÷1500
Filtry gruntowe bez stosowania wstępnego oczyszczania	1000÷2500
z wstępnym oczyszczaniem ścieków w osadnikach	2000÷5000
ścieki oczyszczane biologicznie	10000÷25000

4. STAWY RYBNE

Stawy rybne stosowane były do oczyszczania ścieków miejskich przez Hofera i dlatego noszą również nazwę stawów Hofera. Procesy, zachodzące przy samooczyszczaniu wód zanieczyszczonych ściekami, wykorzystuje się do hodowli ryb. Zanieczyszczenia organiczne dochodzące ze ściekami mineralizowane są przez bakterie i rośliny. Bakterie służą za pożywienie pierwotniakom i innym mikroorganizmom, tworzącym tzw. plankton. Plankton i rośliny zjadane są przez ryby i ptactwo wodne.

Warunkiem nieodzownym jest tu niedopuszczenie w żadnym okresie do zagniwania wód. Doprowadzane ścieki muszą znajdować się w stanie świeżym. Zagniłe ścieki zawierają w sobie siarkowodor, który działa trująco na ryby. Ścieki trzeba poddawać starannemu mechanicznemu oczyszczeniu, w czasie którego powinno się usunąć 70% a nawet 90%, wszystkich zawiesin ulegających osadzeniu. Stawy rybne można stosować do oczyszczania wtórnego odpływów z silnie obciążonych pól filtracyjnych.

Sposób ten można stosować z dobrym skutkiem tylko tam, gdzie wody rozcieńczające ścieki obfitują w tlen. Najodpowiedniejsze do tego celu są wody czystych rzek, potoków lub jezior. Ścieki oraz wody rozcieńczające można wzbogacać w tlen przez wprowadzenie ich do stawów za pomocą stopni lub urządzeń rozpryskujących czy

rozpylających. Stawom nadaje się głębokości niewielkie w celu wykorzystania działania słońca sprzyjającego rozwojowi mikroorganizmów i roślin oraz w celu zahamowania rozwoju bakterii beztlenowych.

Ilość wody rozcieńczającej zależy od składu i stężenia doprowadzonych ścieków. Miarodajny zawsze jest tlen biochemiczny. Przyjmuje się 3÷5-krotne rozcieńczenie. Stawom nadaje się średnią głębokość 0,5÷0,8 m. Wody trzeba tak przeprowadzać przez staw, aby następowało równomierne obciążenie całej pojemności. W celu uzyskania równomiernego przepływu doprowadza się wodę w wielu punktach. Ilość tlenu zawartego w wodzie nie może spaść niżej 3 mg/l przy zarybieniu stawów karpiami i linami, zaś niżej 6÷7 mg/l — pstrągami.

Najkorzystniejsza wartość pH do hodowli ryb znajduje się w granicach 7,2÷8,0. Przy powstającym zakwaszeniu następuje śnięcie, najpierw karpie, potem linów, począwszy od pH = 4,9 — szczupaków, zaś od 4,8 — pstrągów. Dawkami wapna można odpowiednio zalkalizować wodę, jednak nie należy przesadzać, gdyż i po stronie zasadowej granice możliwości życiowych określone są dla karpie i linów przy pH = 10,8, szczupaków 10,2, okoni i pstrągów — 9,2.

Obciążenie powierzchni stawów wynosi 2000 mieszk./ha. Do zarybienia stawów nadają się najlepiej karpie i liny. Tam gdzie jest do rozporządzenia woda górskich potoków do rozcieńczenia ścieków można zarybiać stawy pstrągami tęczyowymi. W przypadku prawidłowego założenia i umiejętniej gospodarce 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 większe falowanie umożliwiające lepszy dostęp powietrza, konieczne są natomiast mocniejsze dobrze utrzymane skarpy przybrzeżne.

Przy prawidłowej gospodarce rybnej stawy powinno się na zimę osuszać, aby następowało dobre wymrozenie leżącego na dnie osadu. Co trzeci rok stawy należy szlamować. Na odpływie dno stawów powinno być obniżone w celu 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 do rozcieńczenia mechanicznie oczyszczonych ścieków. Za pomocą 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 woni 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. W celu umożliwienia dostatecznego stopnia osuszania należy dno stawów zaopatrzyć w sieć rowów odwadniających, doprowadzonych

do rowu głównego, dochodzącego do łowiska. Przez groble przeprowadza się wodę za pomocą przepustów z drzewa lub betonu.

5. ZŁOŻA ZALEWANE

Złoża zalewane stanowią odmianę filtrów gruntowych. Przebieg oczyszczania jest całkowicie podobny. Ścieki dobrze oczyszczone mechanicznie z osadzających się zanieczyszczeń wprowadza się do zbiorników w dolnej części złożem filtracyjnym. Pozostają one w zbiorniku przez pewien czas uzależniony od stopnia dojrzałości złoża i stopnia zanieczyszczenia ścieków, a następnie wypuszcza się je; ścieki odpływają przewodami umieszczonymi na dnie pod złożem. Po dostatecznie długim czasie nawietrzenia zapełnia 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 ziarna złoża budowanego najlepiej z materiału o bardzo porowatej powierzchni (np. z koks, pumeksu, klinkieru, tłuczni klinkierowego) tworzy się stopniowo błona biologiczna, zawierająca w swym wnętrzu mikroorganizmy, które mineralizują adsorbowane zanieczyszczenia. Gdy błona osiągnie dostateczną grubość, złożo staje się dojrzałe do oczyszczania ścieków.

Następujący po okresie spoczynku i pełnym utlenieniu adsorbowanych zanieczyszczeń organicznych okres zalania nie może trwać 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 wymienia się w okresie zalania na związki zanieczyszczające, wpływające ze ściekami. Przy ściekach o stężeniu średnim okres zalania trwa 2 godziny, okres przewietrzania 4÷6 godz. Złożo w ciągu 24 godz. można zalać 3÷4 razy. Obciążenie złoża grubości 1,2 m przyjmuje się 0,4÷0,6 m³/m² · dn.

Porowatość masy filtrującej zależy od stosowanego materiału. Używa się głównie materiałów twardych o możliwie szorstkiej i porowatej powierzchni oraz bardzo wytrzymałych na wpływy atmosferyczne. Kawalki materiału w złożach jednostopniowych mają grubość 5÷30 mm; w dwustopniowych w pierwszym złożu 10÷30 mm, w następnym poniżej 10 mm do 1 mm. Grubość złoża stosuje się 0,75÷1,8 m, średnio 1,2 m.

Po pewnym czasie złożo zanieczyszcza się produktami mineralizacji oraz obumarzonymi resztkami bakterii i innych mikroorganizmów, gdyż tylko część z nich zostaje wypłukana. Z powodu silnego przylegania osadów do ziarna złoża przepłukiwanie nie osiąga skutku. Oczyszczanie przeprowadzać trzeba przez wydobycie ziarna i przemycie ich w dostosowanych do tego celu płuczkach.

Odpływ ze złoża zawiera znaczną ilość zawieszin, które należy wytrącić w osadnikach wtórnych. Ten w znacznej mierze organiczny osad najlepiej przegniwa łącznie z osadem oddzielanym w osadnikach wstępnych.

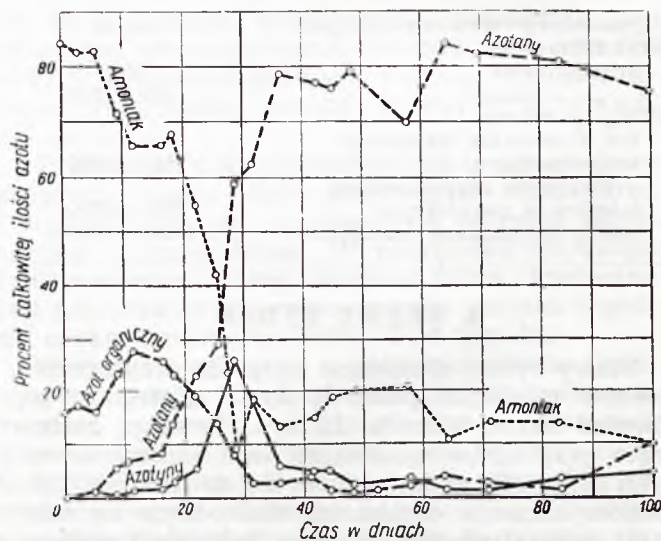
Ponieważ złoża zatapiane mogą pracować z przerwami i trzeba je często czyścić przeto go-

spodarka nimi jest trudna. Obecnie wychodzą całkowicie z użycia.

W wyniku oczyszczenia na jednostopniowym złożu osiąga się zmniejszenie biochemicznego tlenu o 60—75%. Spad wymagany przy jednostopniowym złożu wynosi około 2 m. Zaletą złoż jest to, że nie wywołują powstawania przykrych woni.

6. ZŁOŻA ZRASZANE

Złoża zraszane rozwinęły się ze złoża zalewanych i stosuje się je obecnie bardzo powszechnie. Złożo składa się ze sztucznie ułożonego warstwowo kruszywa w postaci tłuczni, koks, żużla, klinkieru i urządzenia rozpryskującego cienkimi strugami ścieki, oczyszczone wstępnie w oczyszczalni mechanicznej. Dopływ ścieków do złoż słabo obciążonych odbywa się z równomiernymi przerwami. Ostatnie udoskonalenia złoż zraszanych polegają na zraszaniu nieprzerwanym, co, jak dowiodły badania, wpływa dodatnio na rozwój bakterii czynnych w procesie oczyszczania. Obciążenie zależy od dawkowania ściekami oraz od sposobów przewietrzania. Rozróżnia się obecnie złoża słabo obciążone i złoża silnie obciążone.

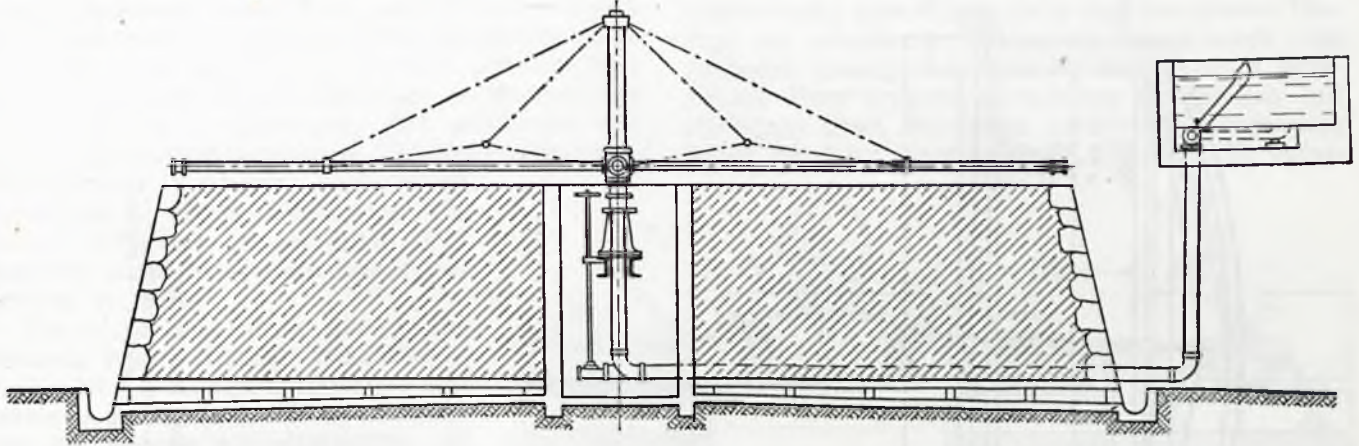


Rys. 319. Przebieg mineralizacji odpływów z filtrów zraszanych

Ścieki rozdziela się równomiernie po całej powierzchni złoża cienkimi strumieniami lub przez rozpryskiwanie. W ten sposób następuje dobre nawietrzanie 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 ziarna tworzy się biologiczna błona. Błona zatrzymuje drobne zawiesziny, zaś zanieczyszczenia koloidalne adsorbuje. Błona działa jak gąbka chłonna 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 złożo jest do pewnych granic wyższe tym do dopływu potrzeba mniejszych ilości tlenu biochemicznego. Złożo przejść musi okres dojrzewania, zanim rozwinię się błona o grubości 1—2 mm. Z ostatnio

przeprowadzonych badań wynika, że potrzeba około 50 dni na rozwinięcie się fauny i flory charakterystycznej dla filtrów zraszanych; 60 dni na ma-

kształcie kołowym (rys. 320, 321, 322), rzadziej natomiast — prostokątnym. Kształt kołowy umożliwia równomierne zraszanie, przewietrzanie.



Rys. 320. Złoże zraszone z samoczynnym pływakowym urządzeniem dawkującym

ksymalną redukcję węglowodanów, 40 dni na całkowite utlenienie związków azotowych (rys. 319).

W błonie biologicznej znajdują się grzyby, pierwotniaki, larwy much, glony i bakterie. Pierwotniaki działają hamująco na zbyt silny rozwój bakterii. Z nieznanых dotychczas powodów, które związane są zapewne ze zmianami wegetacyjnymi, błona biologiczna odnawia się zawsze dwukrotnie w ciągu roku. W jesieni i na wiosnę flegmista powłoka oddziela się w większej części od kruszywa i pojawia w odpływie w stanie zawieszonym. Z okresami tymi związane jest krótkotrwałe pogorszenie się sprawności złoża. W złożach zraszanych w sposób ciągły zjawisko to objawia się znacznie łagodniej i sprawność utrzymuje się stale jednakowa.

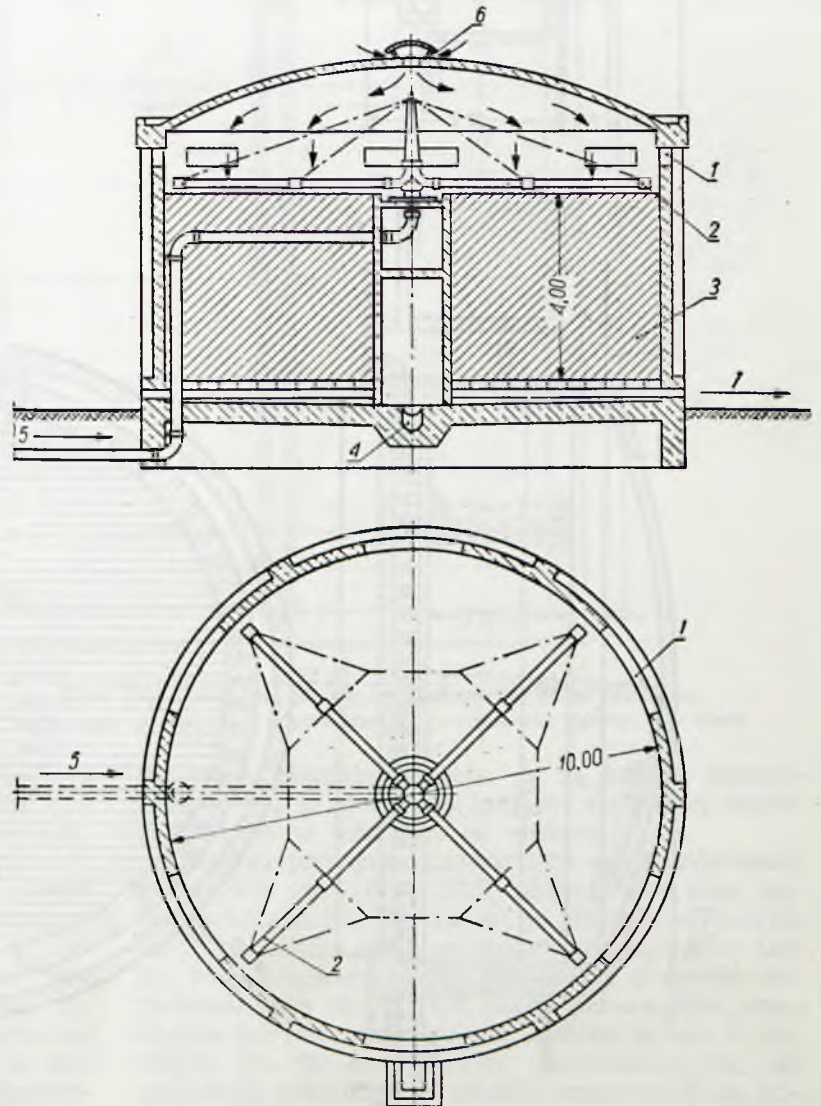
W czasie spływania rozdeszczonych ścieków zmywa się część rozłożonych związków oraz obumarłych organizmów. Pojawiają się one w odpływie w postaci kłaczkowatych zawiesin. Odpowiednio wykonane i obciążane złoże utrzymują stałą czystość i nie zamulają się. Procesy oczyszczania przebiegają nieco odmiennie w złożach słabo i silnie obciążanych.

W złożach mało obciążonych organiczny osad zatrzymuje się na złożu, rozkłada się w nim i powoduje zużycie tlenu. Spłukuje się go dwa razy do roku. Spłukany osad zawiera niewielką ilość wody i łatwo nie zgniwa. Zwany jest osadem humusowym.

W złożach silnie obciążonych wytwarza się tylko cienka błona. Wszystkie zużyte i obumarłe ciała wypłukują się w sposób ciągły w postaci skłaczko- wanej wprost do odpływu. Wypłukany osad zawiera dużo wody i łatwo zgniwa. Ilość jego jest znacznie większa niż ze złoża słabo obciążonego.

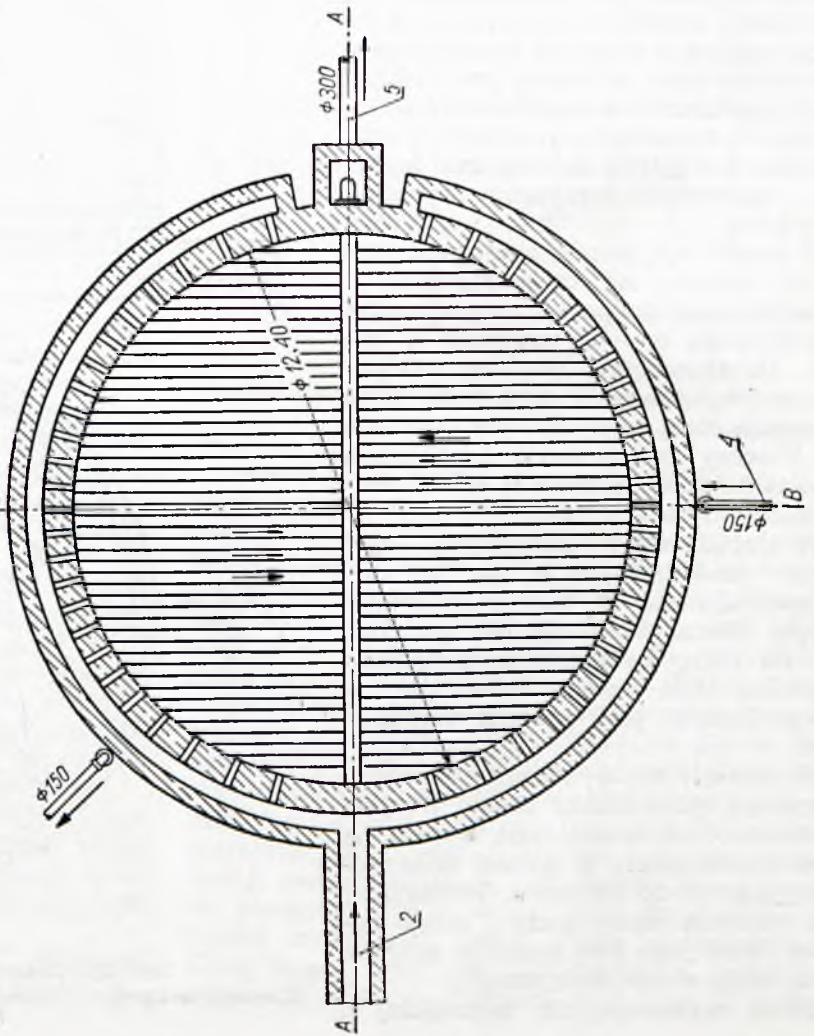
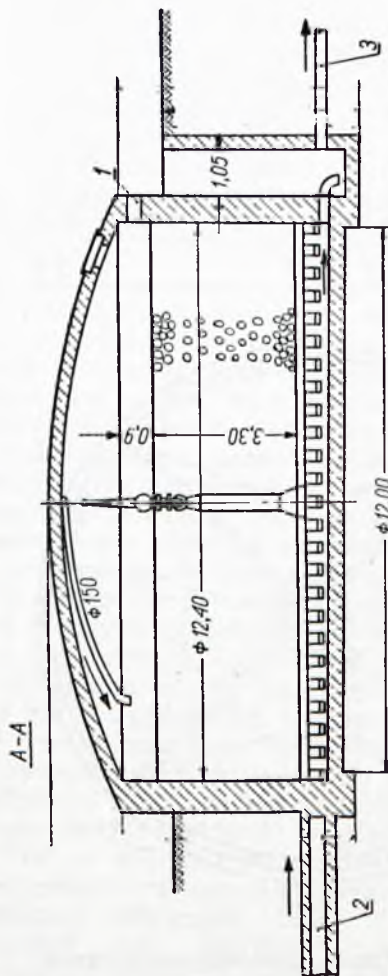
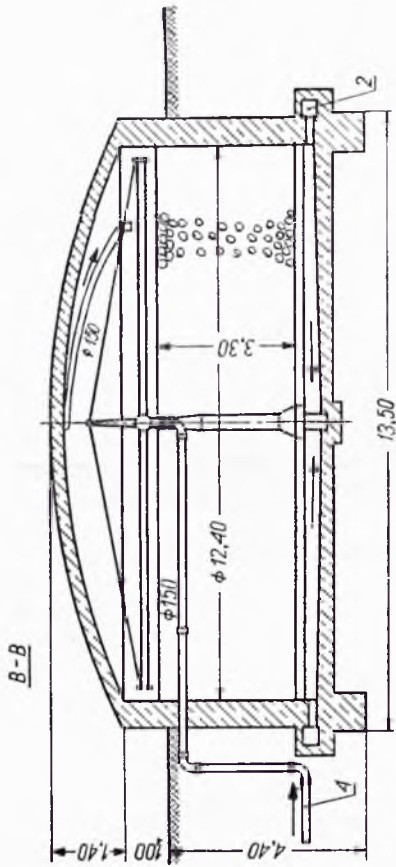
Złoże wykonuje się najczęściej o

Na obudowę takiego złoża zużywa się najmniejszą ilość materiału. Obudowę złoża wykonuje się z betonu. Dno również betonowe otrzymuje nachylenie 1 : 30 ÷ 1 : 50 do środkowego kanału



Rys. 321. Zraszone złoże napowietrzane sztucznie

1 — cegły szklane, 2 — rozlewacz ścieków, 3 — kruszywo, 4 — odpływ, 5 — dopływ, 6 — nawietrznik



Rys. 322. Projekt złoza zraszającego
 1 — otwór do oczyszczania, 2 — dopływ powietrza, 3 —
 dopływ wody czystej, 4 — dopływ wody, 5 — dopływ
 wody czystej

odwadniającego. W dnie wykonuje się przewody odwadniające, dochodzące do głównego kanału zbiorczego. Przykryte one są z wierzchu rusztem z cegły, beleczek betonowych, płyt dziurkowanych itp. Pojemność przewodów odwadniających zbierających wodę spływającą ze złoża, powinna być na tyle duża, by ścieki odpływały swobodnie bez spiętrzania się i zapewniony był swobodny dopływ dużych ilości powietrza. Obudowę złoża można wykonać grubszym kruszywem z tym, że w tak wykonanej ścianie należy wykonać odpowiednią ilość otworów umożliwiających dostęp powietrza do złoża.

Do wykonania złoża stosuje się tłuczeń, koks, tłuczeń klinkierowy, gruby żwir. Najodpowiedniejszy jest materiał, który zarówno wytrzymały jest na wpływy atmosferyczne, jak i na wpływ procesów biologicznych. Najczęściej stosuje się tłuczeń z trwałych kamieni naturalnych.

Większą powierzchnię czynną osiąga się przy ziarnie drobniejszym. Na podstawie dotychczasowych doświadczeń ziarno zbyt drobne okazało się nieodpowiednie ze względu na niebezpieczeństwo zamulenia i gorsze przewietrzanie. Stosuje się więc ziarno o grubości $4 \div 8$ cm, albo $2 \div 5$ cm. W spodzie złoża daje się warstwę wysokości $0,3 \div 0,5$ m o ziarnie grubszym $10 \div 15$ cm. Pozostałą część złoża wypełnia się ziarnem o grubości $4 \div 8$ cm. Dawanie u samego wierzchu warstwy o ziarnie grubszym jest zbyt szkodliwe.

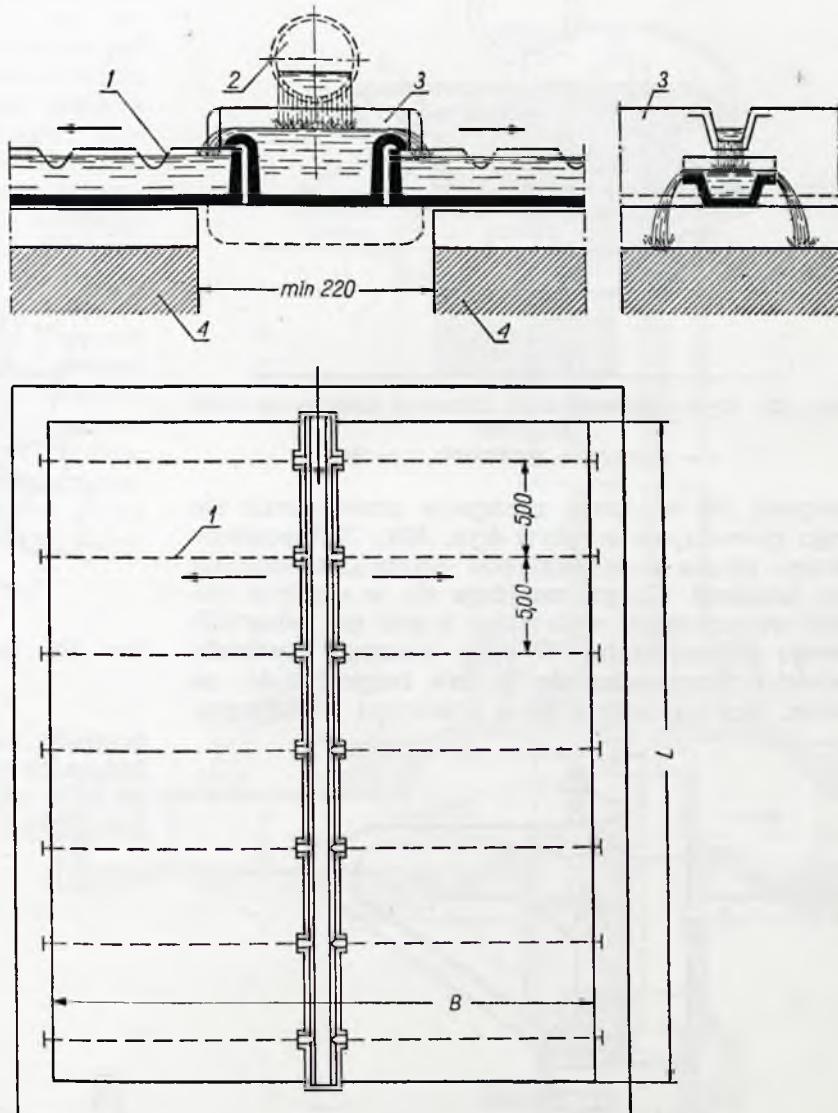
Wysokość złoża ze względu na dostateczne przewietrzanie musi pozostawać w związku z grubością ziarn. Stosowane są wysokości $1,5 \div 3,0$ m. Na zachodzie przy średniej wielkości ziarna 4 cm wysokość złoża wynosi 1,8 m, a przy ziarnie 6 cm stosują najczęściej wysokości $1,8 \div 2,7$ m. Im bardziej ścieki są stężone, tym złoże powinno się stosować wyższe, by dłużej trwało działanie oczyszczające oraz działanie powietrza. W przypadku sztucznego przewietrzania można wykonywać wyższe złoże.

Wskazana jest obudowa złoża ściankami, gdyż daje ona ochronę od zimna i wywołuje ciąg powietrza przez złoże. Zabezpiecza także przeciwko wydostawaniu się ze złoża muchy (Psychoda), która rozwija się tam w wielkich ilościach. Larwy tej muchy odgrywają dużą rolę w procesie oczyszczania.

Wielkość otworów u spodu obudowy w celu dopływu powietrza powinno się tak obliczać, by swobodnie mógł odbywać się ciąg powietrza od dołu złoża ku powierzchni. Oblicza się je w stosunku do powierzchni złoża. Wynosić one powinny od $0,5 \div 1\%$ powierzchni złoża.

Bardzo ważnym czynnikiem dla osiągnięcia dobrego skutku oczyszczania jest równomierny roz-

dział ścieków na złoże. W przypadku 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. Przy wyborze urządzenia miarodajny jest istniejący spad. Ruchome urządzenia rozdzielają ścieki bardziej równomiernie niż stałe. Te ostat-



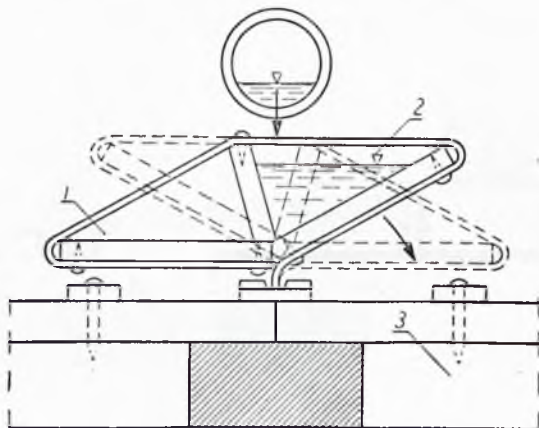
Rys. 323. Rynny do zlewania ścieków na złoże zraszane
1 — rynny boczne, 2 — doprowadzenie, 3 — przewód główny, 4 — złoże

nie mają natomiast zaletę, że są tańsze, łatwiej dostosować je można do kształtu złoża i są często pewniejsze w działaniu od ruchomych.

Bardzo prostym urządzeniem są dziurkowane rynny lub rury (rys. 323) ułożone nad całą powierzchnią złoża. Stosuje się je głównie w małych oczyszczalniach przy prostokątnym kształcie złoża. Nad środkiem złoża przechodzi przewód doprowadzający ścieki. Od niego prostopadle przechodzą korytka rozlewające; ułożone są one w odstępach 50—60 cm. Ścieki doprowadza się do przewodu głównego w sposób przerywany za pomocą urządzenia dawkującego.

W małych oczyszczalniach stosuje się z dobrym skutkiem również wywrotne korytka. Urzą-

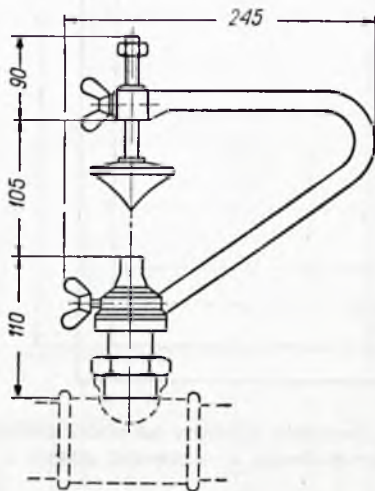
dzenie polega na umieszczaniu w osi złoza — koryta z drewna lub blachy, podzielonego w kierunku podłużnym na dwie połowy. Koryto umieszcza się na przegubie umożliwiającym obrót koryta. Rozlewanie ścieków odbywa się w następujący sposób: nad korytem umieszczony jest przewód doprowadzający wodę. Gdy jedna ze stron koryta



Rys. 324. Wywrotne koryta do zlewania ścieków na złoże zraszane

1 — wylew, 2 — napełnianie, 3 — złoże

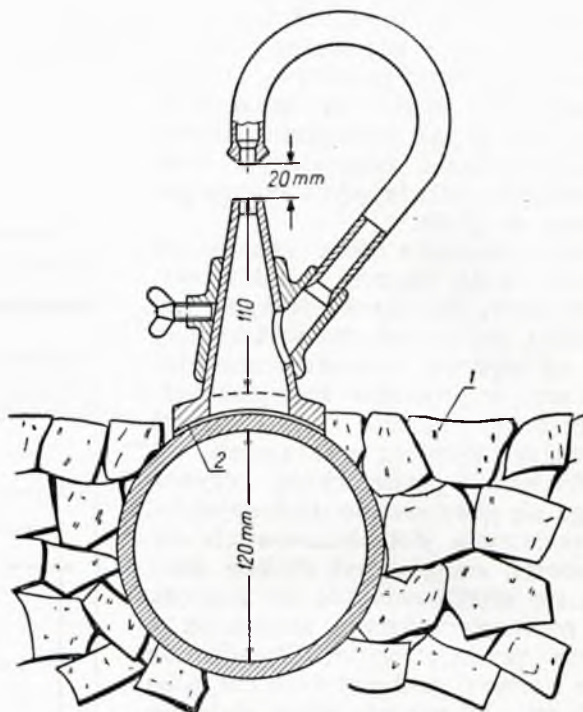
wypełni się ściekami, następuje przechylenie się jego powodujące wypływ (rys. 324). Jednocześnie druga strona podchodzi pod przewód i zapełnia się ściekami. Koryto znajduje się w ciągłym ruchu wahadlowym wylewając ścieki na jedną lub drugą połowę złoza. W celu lepszego rozdziału ścieków wprowadza się je nie bezpośrednio na złoże, lecz na ruszt z łąt o przekroju trójkątnym.



Rys. 325. Dysza rozpryskująca ścieki na złoże zraszane (Geiger)

Za granicą najbardziej rozpowszechnione są stałe dysze rozpryskujące ścieki po całej powierzchni złoza. Stosuje się je do złożeń o przekroju prostokątnym. Ścieki dopływają głównym przewodem, który umieszczony jest na powierzchni złoza. Od niego odchodzą przewody rozdzielcze z umieszczonymi na nich dyszami w odstępach odpowiednich do ich zasięgu. Ścieki wypływają pod ciśnieniem i zostają lepiej rozdeszczone. Następuje przy tym dodatkowe rozstaw dysz wynosi 3—5 m. Dawniejsze konstrukcje rozpryskujące ścieki

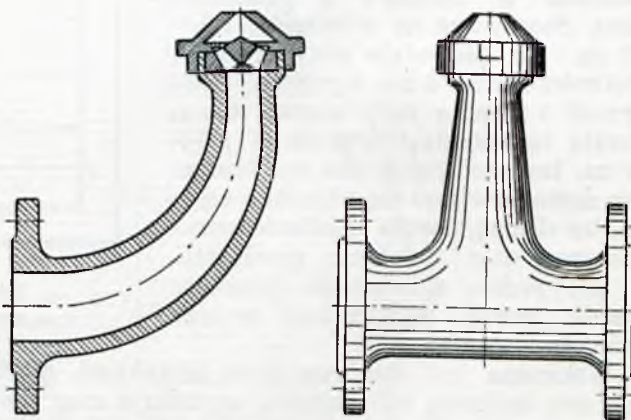
na powierzchnię kołową, zamienia się obecnie dyszami, zraszającymi dowolny kształt powierzchni. Aby uniknąć nierównomiernego zraszania powierzchni pod dyszą, stosuje się zmienne ciśnienie wywołujące rozprysk, dłuższy i krótszy. Ze



Rys. 326. Dysza rozpryskująca ścieki na złoże zraszane

1 — złoże, 2 — uszczelnienie

względu na to, że dysze łatwo ulegają zatkanie trzeba je tak budować, aby bez trudności można je było zdjąć z przewodu i oczyścić (rys. 325, 326, 327).



Rys. 327. Dysza rozpryskująca ścieki na złoże zraszane (Passarant)

Do zraszania złożeń o przekroju kołowym stosuje się rozpryskiwacz obrotowy (rys. 328), zużywający tylko około 0,5 m spad. W punkcie środkowym złoza nad rurą, doprowadzającą ścieki, umocowane są na łożysku łączone 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.

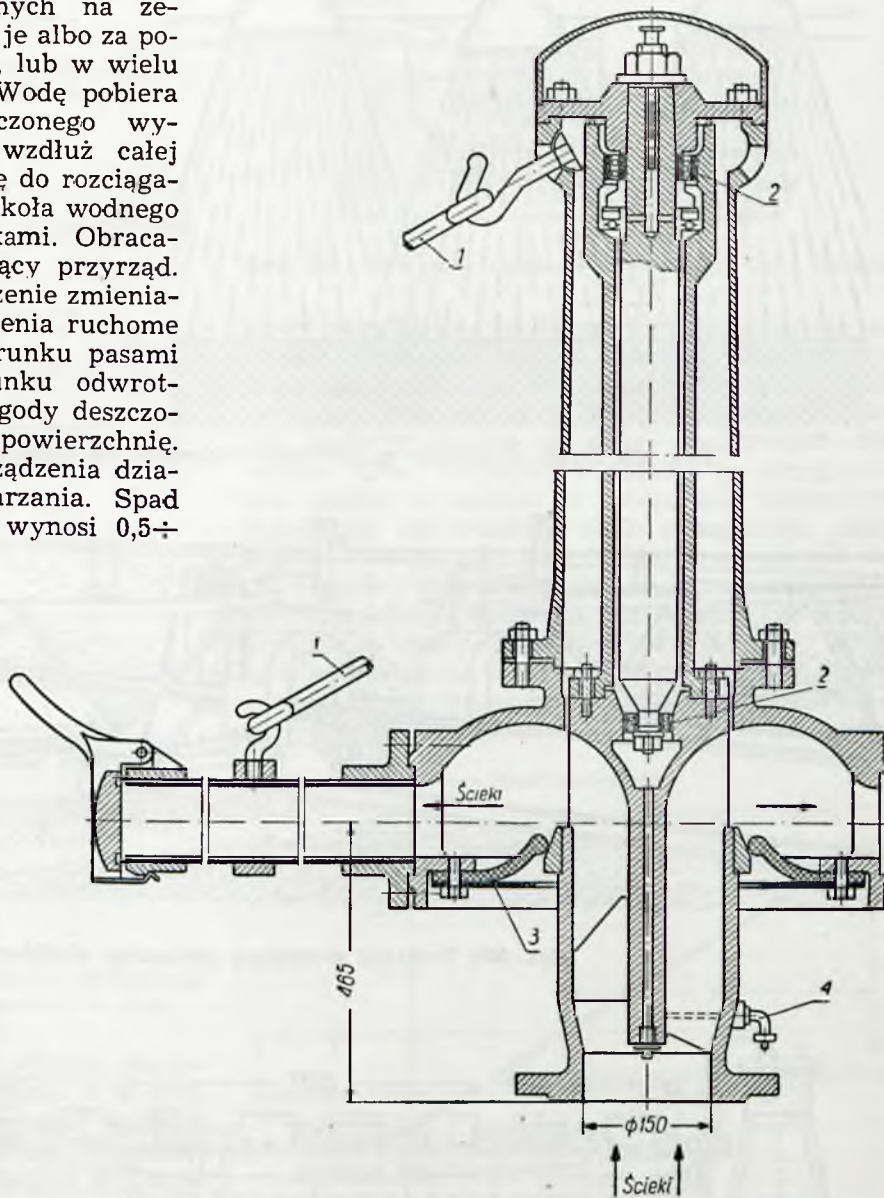
Wyloty otworów zaopatruje się często w dysze rozlewające promieniście ścieki (rys. 329), przez co osiąga się bardziej równomierny ich rozdział na całą powierzchnię. Ramiona przyrządu są nieco krótsze niż złoża, w celu uniknięcia rozprysków na zewnątrz. Umieszczone są na wysokości 0,25—0,30 m ponad powierzchnią złoża. Łożysko kulkowe uszczelnione jest za pomocą rてci.

Na złożach o przekroju prostokątnym stosuje się ruchome urządzenia rozlewające. Jeżdżą one na kółkach po szynach umieszczonych na zewnętrznych ścianach. Uruchamia się je albo za pomocą energii elektrycznej (rys. 330), lub w wielu przypadkach siłą wody (rys. 331). Wodę pobiera się za pomocą lewara z umieszczonego wyżej koryta otwartego, biegnącego wzdłuż całej długości złoża. Ścieki doprowadza się do rozciągającego się, na całej szerokości złoża koła wodnego z odpowiednio nastawionymi łopatkami. Obracające się koło posuwa cały rozlewający przyrząd. Na końcach złoża znajduje się urządzenie zmieniające kierunek ruchu. Zwykle urządzenia ruchome zraszają przy ruchu w jednym kierunku pasami połowę złoża, przy ruchu w kierunku odwrotnym — pasy pozostałe. W czasie pogody deszczowej zrasza się równomiernie całą powierzchnię. W okolicach o zimnym klimacie urządzenia działają mniej pewnie z powodu obmarzania. Spad konieczny do uruchomienia wózka wynosi 0,5÷0,7 m. Sprawność złożeń w ten sposób zraszanych jest znacznie mniejsza, gdyż zbyt długie są okresy przewietrzania.

W przypadku złożeń słabo obciążanych do urządzeń rozlewających doprowadza się ścieki z przerwami. Wózki ruchome i wywrotne rynny powodują przerwę w zraszaniu określonych powierzchni przy jeździe w jedną lub odwrotną stronę albo przy wychylaniu się koryta rozlewającego. W celu uzyskania przerw w zraszaniu przy stosowaniu dysz i koła rozlewającego doprowadza się ścieki z niewielkich zbiorników, gromadzących dopływ do osadników wstępnych do określonego poziomu, po osiągnięciu którego urządzenie oparte na zasadzie lewarowej (rys. 332), pływakowej (rys. 320) lub w postaci wywrotki (rys. 333) doprowadza ścieki na złożo. Gdy ścieki podnosi się na złożo pompami, pompy mogą pracować z przerwami. W okresach przerw gromadzi się ścieki w komorze smoków.

Dawkujące urządzenie pokazane na rys. 332 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 wyciska-

niem kolumny wody z przewodu łączącego dzwon z rurą przelewową, w kierunku do kolanka D. Woda zapełniająca 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 gwałtownie wydostanie się spod dzwonu powietrza oraz napływ na jego miejsce ścieków do rury wypływowej i urucho-



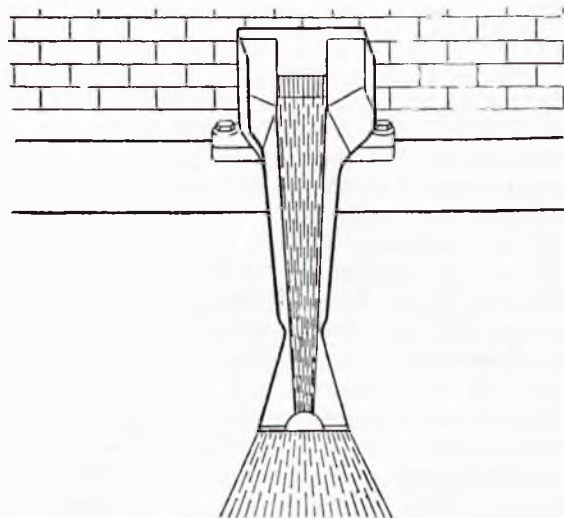
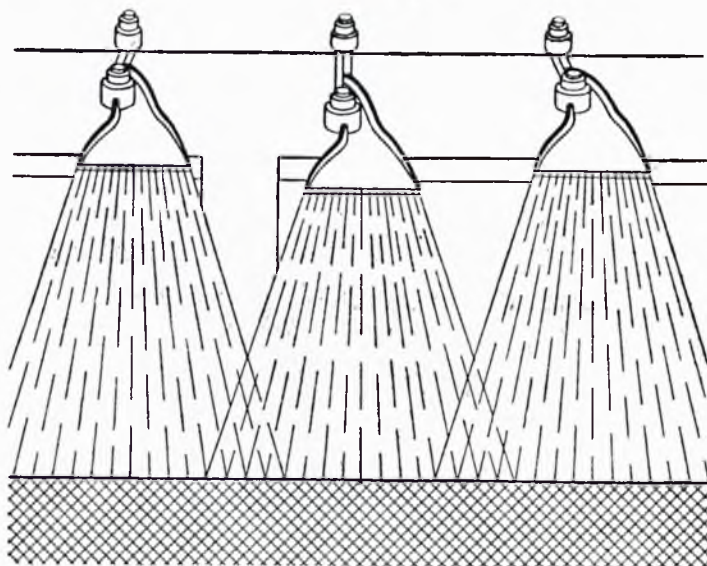
Rys. 328. Obrotowy rozpryskiwacz ścieków na złoża zraszane (Geiger)
1 — pręt usztywniający, 2 — łożysko kulkowe, 3 — uszczelniający pierścień kauczukowy, 4 — spust smaru

mienie 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 zapełniona wodą. Przewód odpływowy ze zbiornika trzeba bezpośrednio pod nim obniżyć poniżej poziomu otworu dysz, gdyż w przeciwnym przypadku ścieki z przewodu będą sączyć się przez dysze w czasie przerw w zraszaniu.

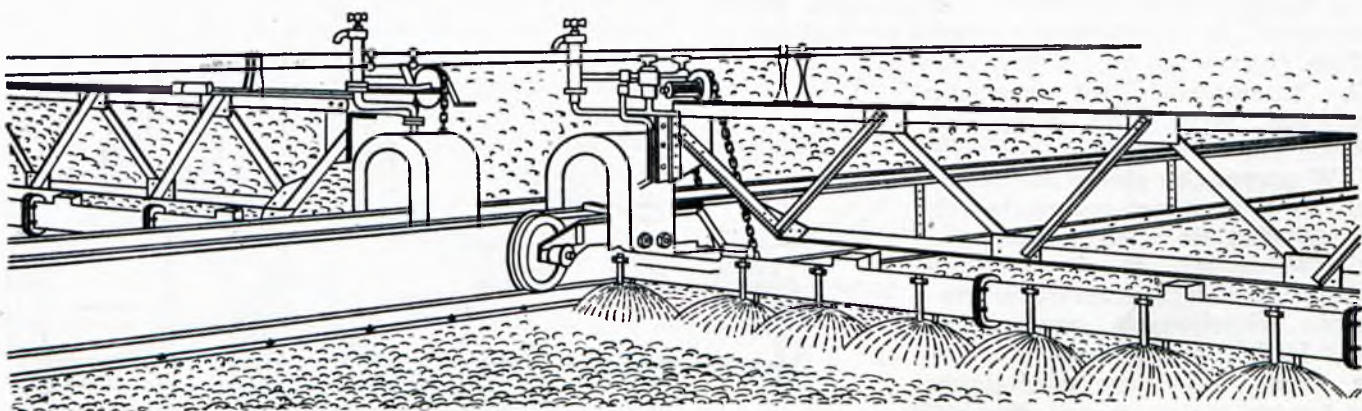
Naturalne przewietrzanie złoza przebiega w kierunku pionowym z dołu do góry lub odwrotnie, zależnie od ciepłoty zewnętrznej. Ponieważ powietrze wewnętrzne w zimie jest cieplejsze od zewnętrznego, przepływ powietrza ma kierunek

powietrza i ścieków powstający ciąg powietrza pokrywa całkowicie zużycie tlenu biochemicznego.

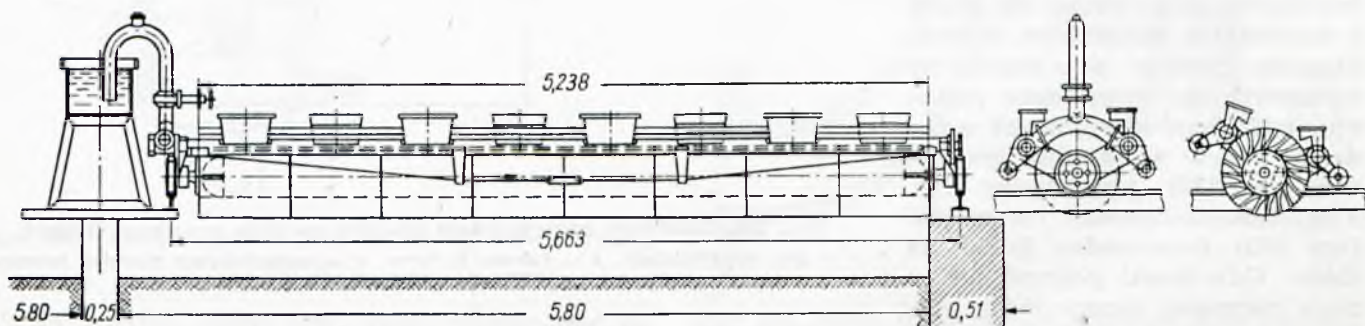
Na ogół w rzadkich przypadkach stosuje się sztuczne nawietrzanie złozy. Złozy takie trzeba obu-



Rys. 329. Dysze nasadzone na obrotowy rozlewacz dla równomiernego rozdziału ścieków



Rys. 330. Przyrząd zraszający poruszany silnikiem elektrycznym



Rys. 331. Przyrząd zraszający poruszany energią ścieków

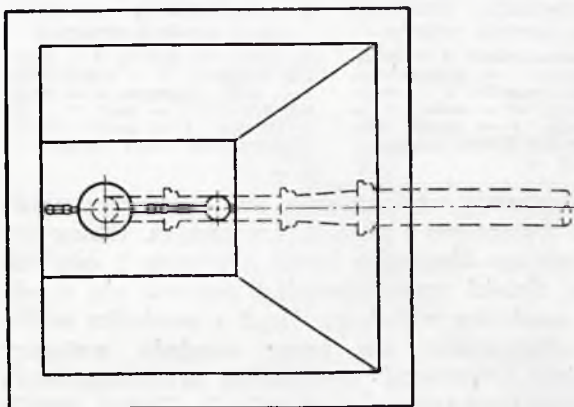
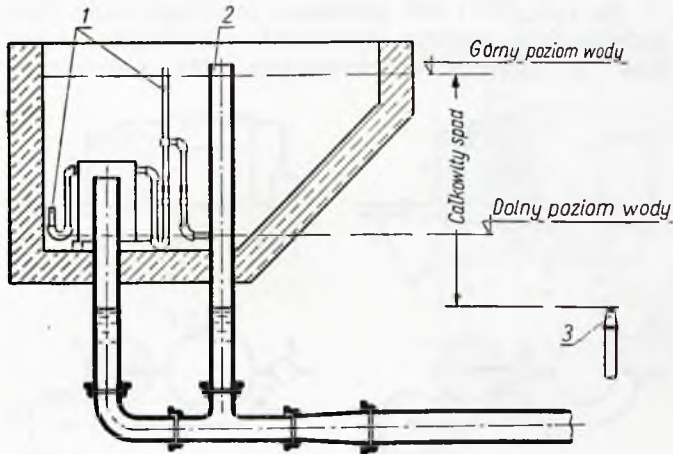
z dołu do góry; w lecie powietrze wewnątrz złoza jest chłodniejsze niż otaczające, ustala się więc kierunek ciągu z góry w dół. W czasie zimniejszych nocy następuje zmiana kierunku. Według przeprowadzonych spostrzeżeń przy różnicy temperatury zewnętrznej i wewnętrznej wynoszącej 2°C przepływ powietrza ustaje (rys. 334). Przy istniejących w praktyce różnicach temperatury

dować i odpływ należy zaopatrzyć w zamknięcie wodne. Powietrze wdmuchuje się z góry. Ilość powietrza powinna wynosić $0,3 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{min}$; odpowiada to prędkości przepływu powietrza 18 m/h .

Obsługa złozy zraszanych polega na utrzymaniu w czystości urządzeń zraszających, otworów, dysz itp.

Zraszaniu za pomocą obracających się ramion nie towarzyszy wytwarzanie się przykrych zapachów z powodu małej wysokości spadku ścieków. Natomiast rozpylanie dyszami często powoduje powstawanie w tym stopniu wspomnianych zapachów, że nie można oczyszczalni umieszczać blisko mieszkań i dróg. Środkiem zapobiegającym jest chlorowanie ścieków przed ich wprowadzeniem do złoża.

Powstanie kałuż na powierzchni złoża może być spowodowane przeciążeniem. Najczęściej jed-



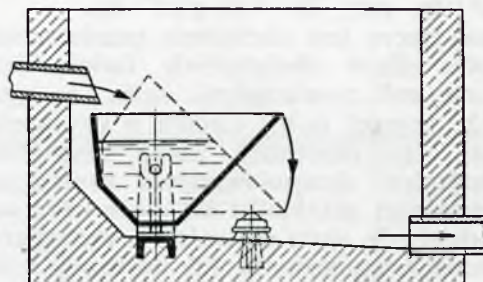
Rys. 332. Zbiornik dawkujący z urządzeniem syfonowym
1 — powietrze, 2 — wlot powietrzny i przelew, 3 — dysza

nak wywoływane jest czasowym silnym rozrostem glonów w górnej warstwie złoża. I w tym przypadku dobrze skutkuje chlorowanie ścieków powodując zabicie glonów i usunięcie nagromadzonych zanieczyszczeń w złożu. Dobrze skutkuje przeciwko tworzeniu się kałuż wzruszenie powierzchni żelaznymi grabiami i pozostawienie złoża na pewien okres w spoczynku.

Wadą otwartych złożeń zraszanych jest silny rozwój much i komarów. Larwy ich żyją w dużej ilości na złożach i biorą udział w rozkładzie zanieczyszczeń ściekowych. Szczególnie przykre są chmary małych muszek (*Psychoda alternata*) przenoszone z wiatrem do sąsiednich okolic. Nie są one gryzące, ale nieprzyjemne. 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 złoże nie może być zalane, stosuje się chlorowanie ścieków dawkami do

200 mg/l. Nie należy jednak zapominać, że larwy psychody odgrywają bardzo wybitną rolę w procesie oczyszczania ścieków.

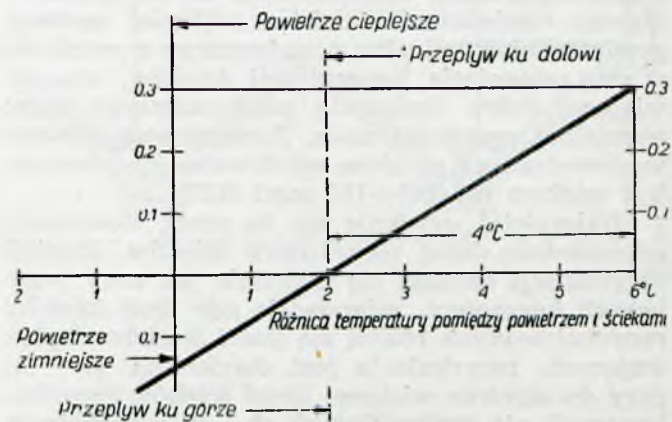
Ścieki odpływające spod złoża trzeba oczyszczać w osadnikach wtórnych w czasie zatrzymania 1—2 godz. Buduje się je podobnie jak osadniki wstępne. Pożądany jest w nich przepływ pio-



Rys. 333. Wywrotka dawkująca ścieki na złoże zraszane

nowy ze względu na łatwiejsze strącanie się zawieszin występujących w postaci kłaczkowatej. Schwytany osad ma charakter podobny do osadu czynnego, jest jednak bardziej rozłożony. Zawartość wody w osadzie ze słabo obciążonych złożeń wynosi 92%. Najlepiej poddawać go przegniwaniu łącznie z osadem z osadników wstępnych. Powiększa się wówczas ilość przegniłego osadu o 50%. Trzeba więc odpowiednio powiększyć komory gnilne oraz powierzchnie do suszenia osadu.

Doświadczalnie zostało stwierdzone, że mikroorganizmy rosną szybciej i rozwijają się lepiej, jeśli są karmione w sposób nieprzerwany. Zastosowano więc nieprzerwane zraszanie złożeń przez silniejsze ich obciążanie ściekami. Bakterie rozwij-



Rys. 334. Przepływ powietrza w złożu zraszonym

jające się w złożu otrzymują stałą pożywkę, zaś samo złoże stale się przepłukuje. Następuje również zmniejszenie się plagi much oraz powstawania przykrych zapachów. Tworzą się jednak większe ilości osadu o większej zawartości wody.

Obciążenie złożeń powinno się uzależnić od stężenia ścieków oraz wysokości złoża. Na słabo obciążonych złożach stosuje się normy 2—3 mieszkańców na 1 m³ złoża. Według Imhoffa przy prawidłowo wykonanych złożach oraz odpowiedniej obsłudze obciążenie można podwyższyć do 5 mieszk./m³. Wysokość złoża 2 m.

Dla złóż silnie obciążonych przyjmuje Imhoff 20 mieszk./m³. Odpowiada to ilości ścieków 3,0 m³/m³ dn. Wysokość złoża 3 m.

Gdy rozbiór wody nie odpowiada tej normie, właściwiej jest obliczać obciążenie na podstawie tlenu biochemicznego, który dla ścieków oczyszczonych w osadnikach wynosi 35 g/mieszk. dn. Przy 5 mieszkańcach na m³ otrzymuje się 175 g/m³ · dn przy 20—700 g/m³ · dn.

Ważną rzeczą jest obciążenie powierzchni złóż zraszanych silnie obciążonych ilością ścieków w m³ na m² powierzchni złoża na godzinę (m³/m² · h, inaczej m/h). Chodzi o uzyskanie dostatecznej siły płuczającej, która usuwałaby ze złoża nadmiar skoagulowanych zanieczyszczeń przeciwdziałając zatykaniu się złoża oraz ograniczałaby działanie złoża głównie do wytrącania zanieczyszczeń organicznych, ich adsorpcji i skłaczowania bez mineralizacji jak w złożach słabo obciążonych. Wskutek tej właściwości złoża te nazywa się złożami spłukiwanymi.

Stwierdzono praktycznie, że w celu wywołania dostatecznej siły płuczającej obciążenie powierzchniowe nie powinno być mniejsze niż 0,8 m/h, minimum 0,5 m/h. Obciążenie to jest dziesięciokrotnie większe niż w złożach słabo obciążonych, gdzie wynosi ono mniej niż 0,1 m/h. Górnej granicy obciążenia powierzchniowego złóż spłukiwanych nie ustalono jeszcze i obecnie dochodzi ona do 1,5 m/h.

Dostateczne obciążenie powierzchniowe rozcieńczonych ścieków można osiągnąć przez dobranie odpowiedniej wysokości złoża. W ściekach stężonych oraz normalnych ściekach miejskich wysokość wypadłaby zbyt duża i konieczną rzeczą staje się stosowanie specjalnych środków: jak recyrkulacji ścieków oczyszczonych na złożu, daleko idącego rozcieńczenia ścieków najlepiej wodami powierzchniowymi albo dostatecznego czyszczenia w celu osiągnięcia koncentracji ścieków, umożliwiającej dobre obciążenie powierzchniowe, przy normalnej wysokości złoża. Koncentracja ścieków wprowadzanych na złoża spłukiwane nie powinna być większa niż 100÷150 mg/l BZT₅.

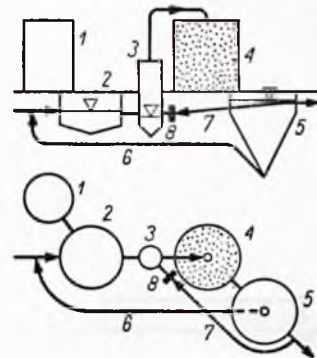
Najczęściej uzyskuje się to przez stosowanie odpowiednio dużej recyrkulacji ścieków. Stopień recyrkulacji oznacza się podobnie jak przy przelewach burzowych, mianowicie gdy ilość ścieków recyrkulowanych równa się ilości ścieków dopływających, recyrkulacja jest dwukrotna (1 + 1); przy dwukrotnie większej ilości ścieków recyrkulowanych niż dopływających (1 + 2) recyrkulacja jest trzykrotna. Oznaczenie to jest słuszne, gdyż określa jednocześnie odpowiednio większe obciążenie powierzchniowe, a więc dwukrotnie, czy trzykrotnie.

Określając objętość złoża z obciążenia objętościowego wyrażonego w BZT₅ (700 g/m³/dn), tak się dobiera obciążenie powierzchniowe, wysokość złoża oraz cyrkulację ścieków, aby koncentracja ścieków wahała się w granicach 100÷150 mg/l BZT₅ oraz by wysokość złoża odpowiadała normalnie przyjmowanej i nie trzeba było sztucznego przewietrzania.

Recyrkulacja ścieków wpływa bardzo korzystnie na ich oczyszczanie, gdyż poza odpowiednim rozcieńczeniem, wzbogaca świeżo dopływające

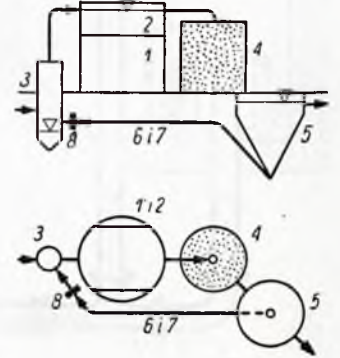
ścieki w tlen, azotany, drobnoustroje i fermenty, odświeża ścieki, zwiększa wartość pH oraz usuwa przykry zapach ścieków. Dodatkowo skutki recyrkulacji można zwiększyć, jeżeli do obiegu recyrkulacyjnego włączy się osadniki wstępne przez odpowiednie ich powiększenie. Uzyskuje się wtedy odświeżenie ścieków surowych przed osadnikami wstępnymi, co wpływa na zwiększenie ich wydajności, a oczyszczanie biologiczne wskutek wprowadzonych drobnoustrojów rozpoczyna się już w osadniku.

Na rys. 335 i 336 pokazano schematycznie dwa podstawowe sposoby stosowania recyrkulacji ścieków w złożach spłukiwanych. Na pierwszym



Rys. 335. Złoże spłukiwane z recyrkulacją (ścieków) przez osadnik wtórny

1 — komora gnilna, 2 — osadnik wstępny, 3 — pompownia, 4 — złoże zraszane, 5 — osadnik wtórny, 6 — osad, 7 — recyrkulacja, 8 — zawór pływakowy lub kłapa zwrotna



Rys. 336. Złoże spłukiwane z recyrkulacją (ścieków) przez osadnik wstępny

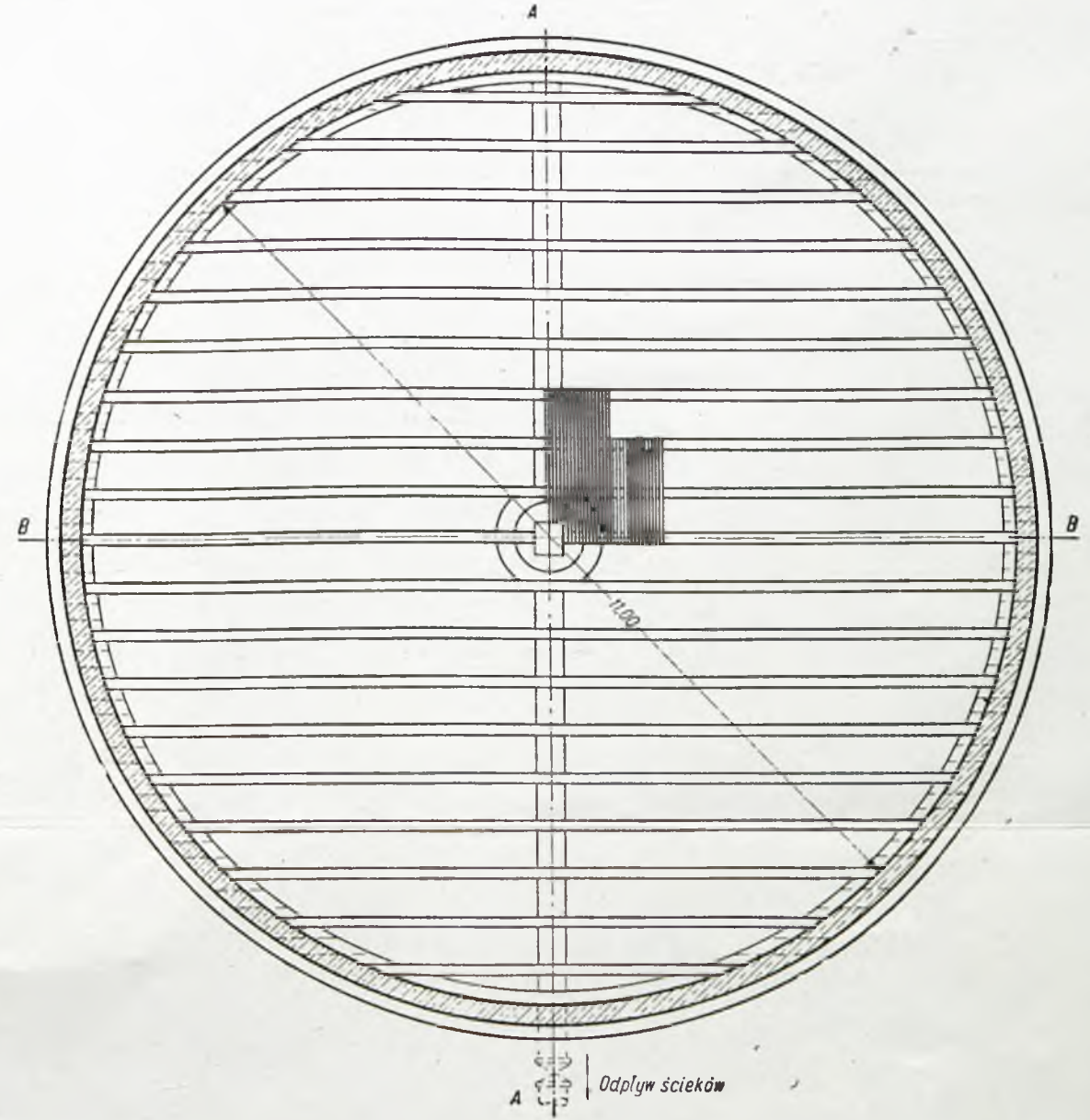
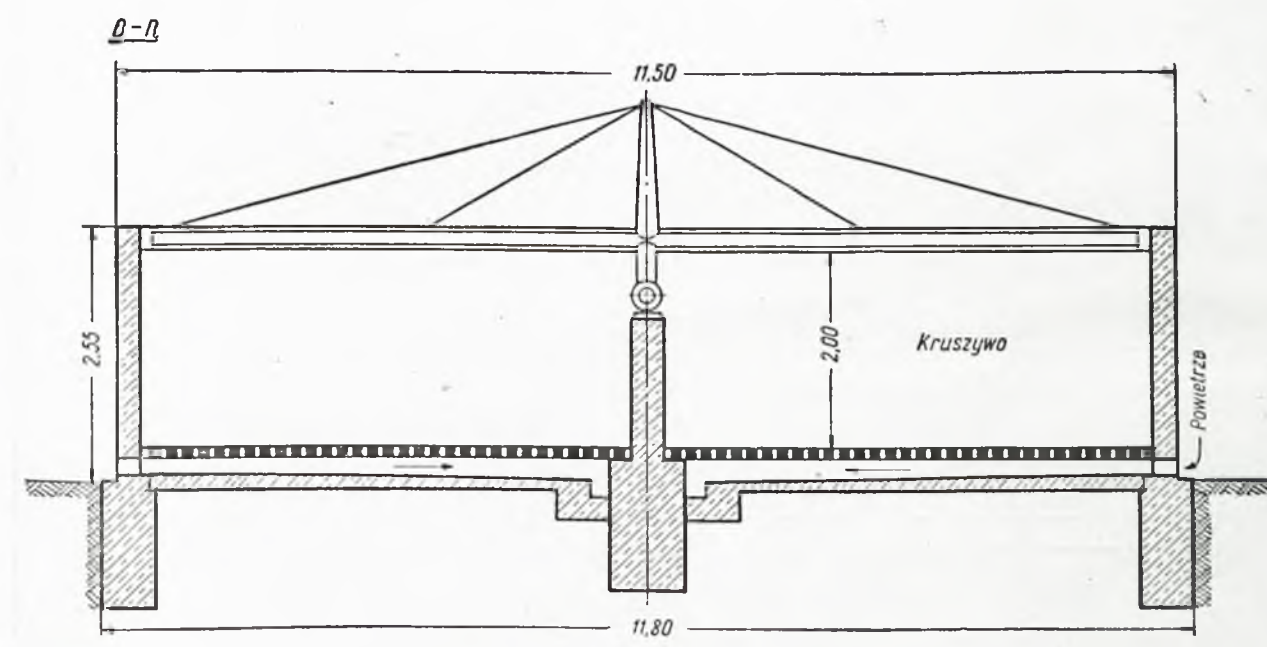
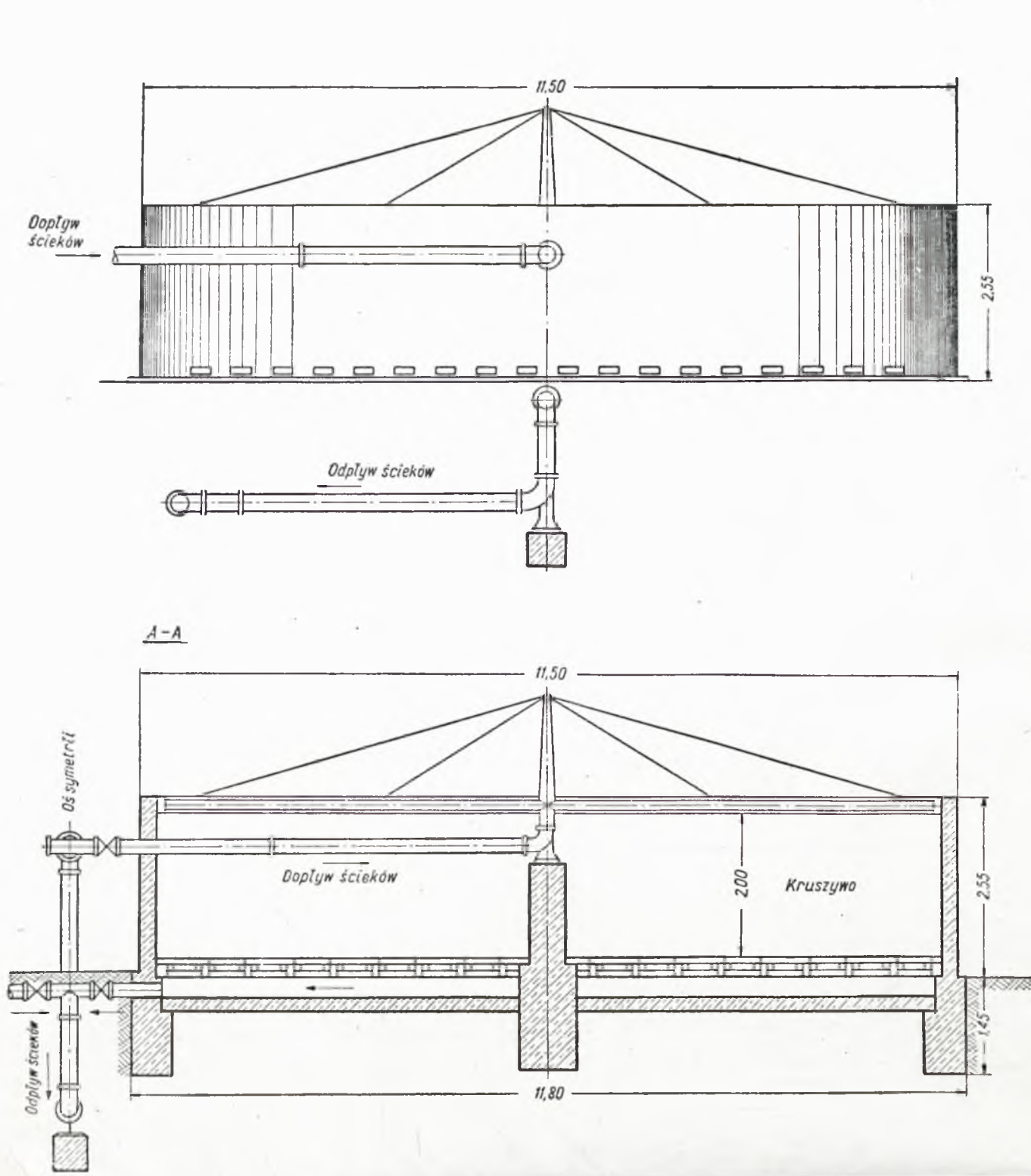
1 — komora gnilna, 2 — osadnik wstępny, 3 — pompownia, 4 — złoże zraszane, 5 — osadnik wtórny, 6 — osad, 7 — recyrkulacja, 8 — zawór pływakowy lub kłapa zwrotna

przepompownia umieszczona jest pomiędzy osadnikiem wstępnym i złożem zraszonym. Obieg recyrkulacyjny obejmuje złożo zraszane i osadnik wtórny. Ścieki recyrkulacyjne pobiera się z odpływu osadnika wtórnego. Osad z osadnika wtórnego odprowadza się przez osadnik wstępny i wspólnie z osadami wstępnymi przepompowuje do komór wydzielonej fermentacji. Drugi sposób polega na zainstalowaniu pompowni przed osadnikiem wstępnym typu piętrowego. Obieg recyrkulacji obejmuje osadnik wstępny i zraszane złożo.

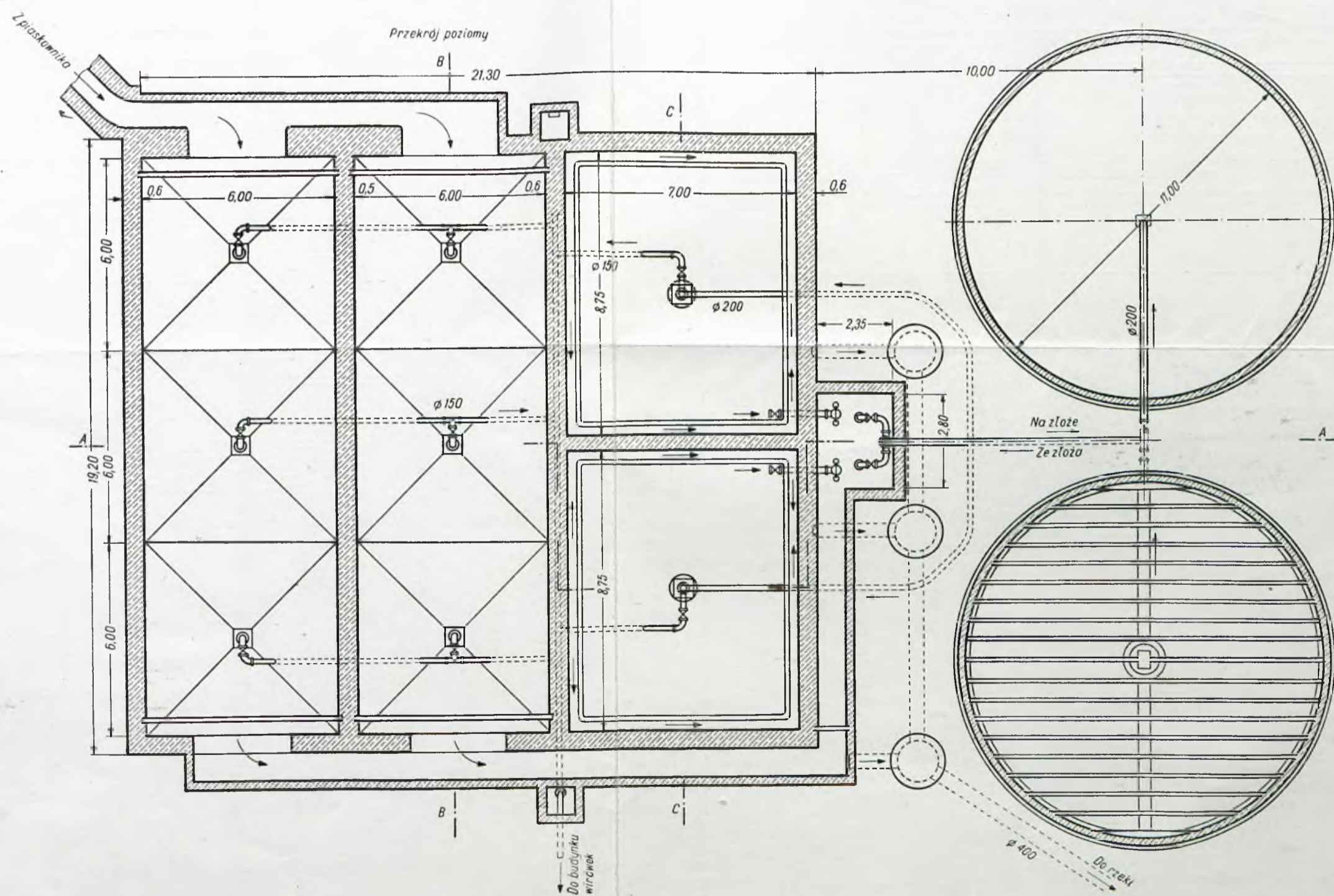
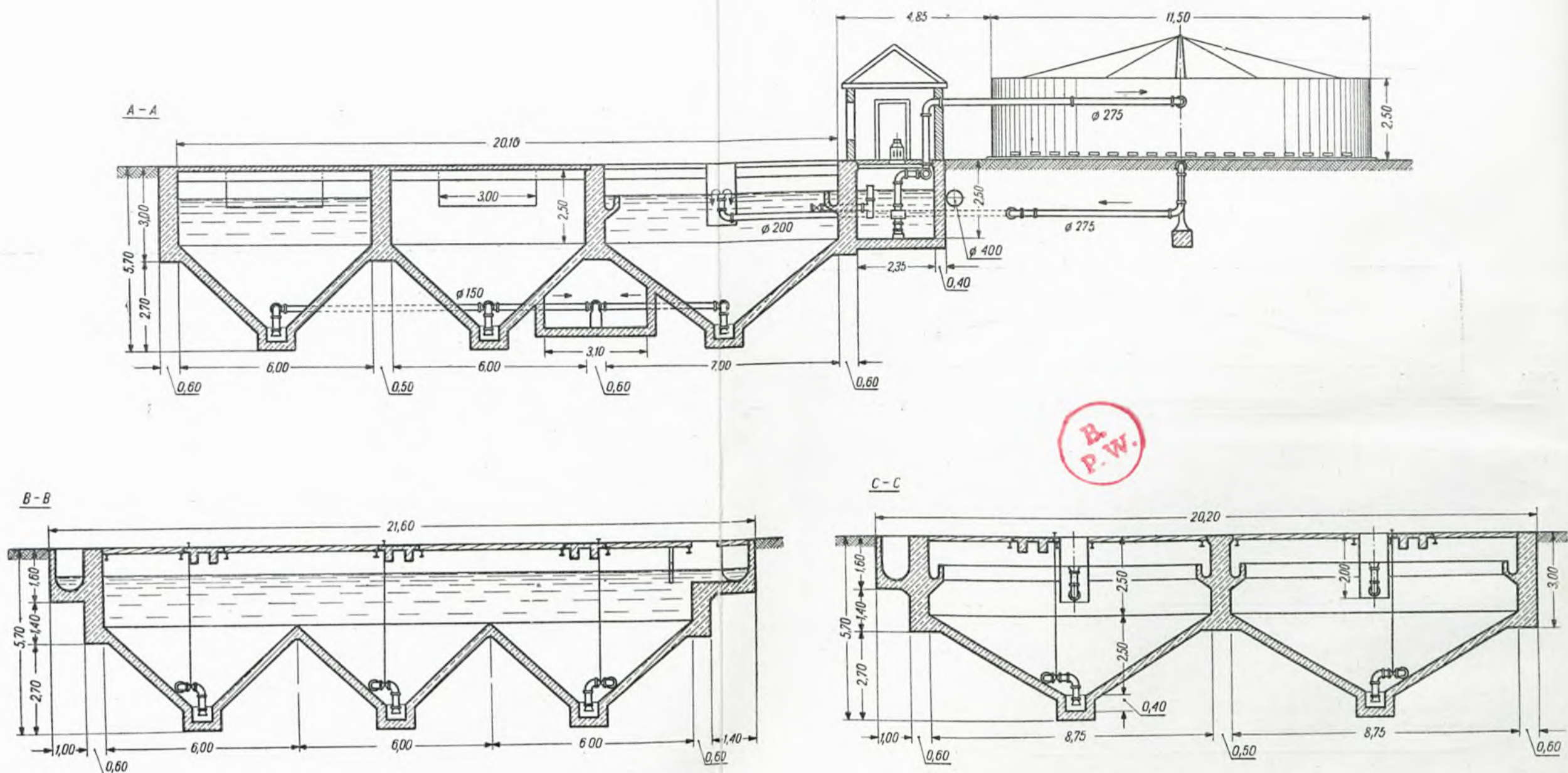
Ścieki recyrkulacyjne pobiera się z dna osadnika wtórnego, a więc odpływają one wraz z osadami wtórnymi. W jednym i drugim przypadku dopływ ścieków recyrkulowanych reguluje się zaworem pływakowym umieszczonym w zbiorniku przepompowni na wylocie recyrkulowanych ścieków.

Złoża silnie obciążane (rys. 337) zajmują mniej miejsca, a łączny koszt ich budowy jest mniejszy niż złóż słabo obciążonych. Natomiast przy stosowaniu recyrkulacji ścieków (rys. 338, 339) z osadnika wtórnego koszty budowy złóż silniej obciążonych są większe, szczególnie jeśli potrzeba dodatkowego sztucznego przewietrzania.

Złoża zraszane są odpowiednie, gdy dąży się do osiągnięcia tylko częściowego oczyszczenia biologicznego. Mają one tę wielką zaletę, że bez szkody mogą znieść silne przeciążenie. Stosuje się je często w połączeniu z innymi sposobami biologicznymi, jako wstępny stopień oczyszczenia



Rys. 338. Projekt złoza zraszanego z recyrkulacją ścieków

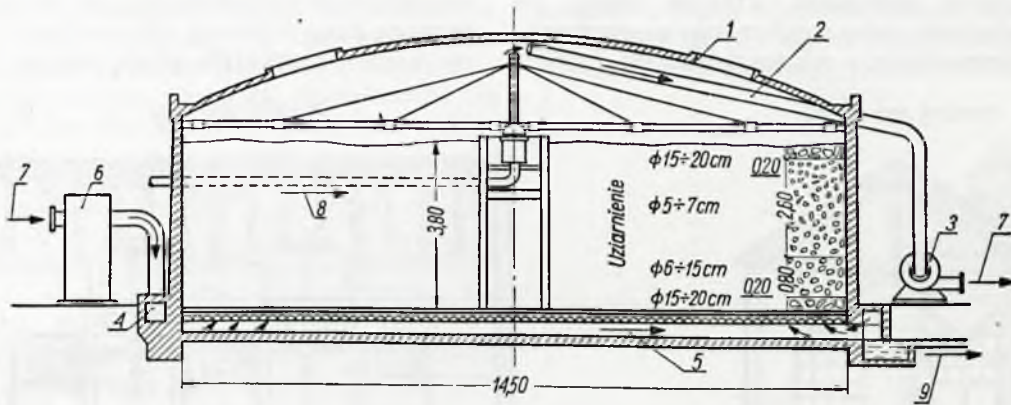


Rys. 339. Projekt oczyszczalni ścieków (osadnik i złoże zraszane)

biologicznego i jako wtórny. Jako wstępny stopień stosuje się je przed nawadnianymi polami, filtrami gruntowymi i stawami rybnymi, gdy istnieje niebezpieczeństwo, że powstające w od-

łączeniu z oczyszczaniem osadem czynnym i to zarówno jako stopień wstępny i jako wtórny.

Dla przykładu omówimy współpracę osadników wstępnych i wtórnych ze złożem zraszanym

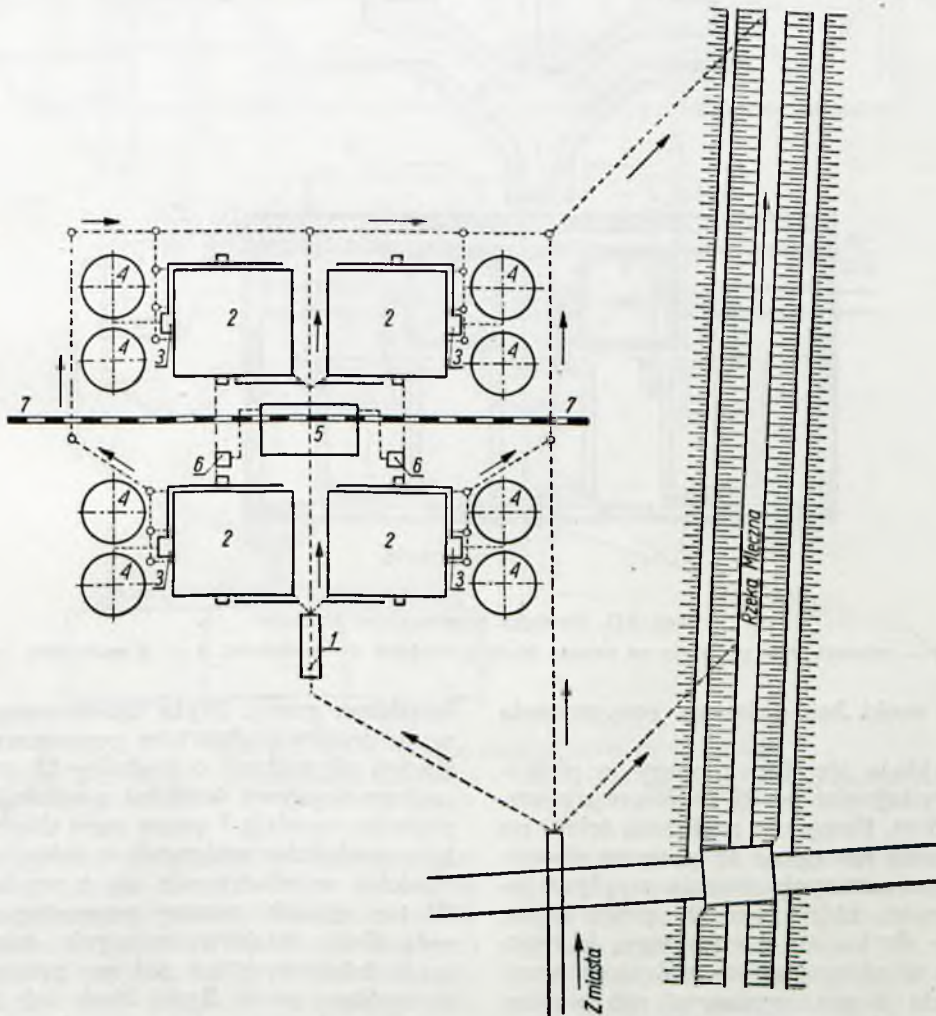


Rys. 337. Złoża zraszane napowietrzane sztucznie

1 — wiał, 2 — przewód ssący powietrze, 3 — wywietrznik, 4 — kanał powietrzny, 5 — kanał odpływowy, 6 — podgrzewacz, 7 — powietrze, 8 — dopływ, 9 — odpływ

plywie zanieczyszczenia spowodują zbyt silne zarastanie rowów odpływowych. Obciążenie pól nawadnianych po takim oczyszczeniu wstępnym może być większe. Złoża stosuje się również w po-

w tego rodzaju urządzeniach do oczyszczania ścieków w jednym z naszych miast (rys. 338, 339, 340, 341) oraz wykonanych w rzeźni gdyńskiej (rys. 342).

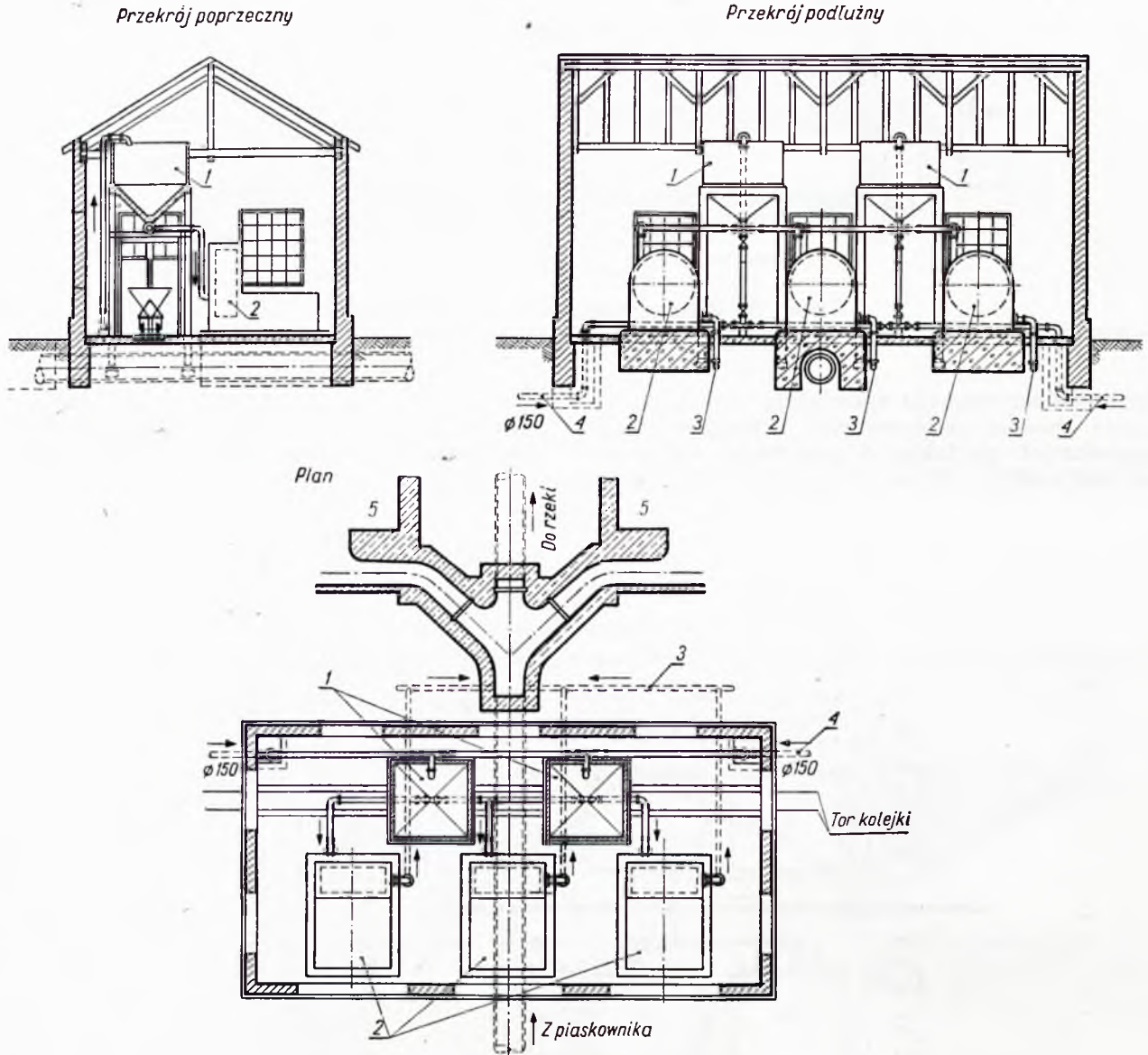


Rys. 340. Schemat urządzeń oczyszczalni ścieków

1 — płaskownik, 2 — osadnik wstępny i wtórny, 3 — pompy przetłaczające ścieki na złoża, 4 — złoża zraszane, 5 — budynek wirówek, 6 — pompy przetłaczające osad do budynku wirówek, 7 — tor kolejki

W oczyszczalni przedstawionej na rys. 338, 339, 340, 341 ścieki, które przeszły przez osadnik wstępny, wprowadza się 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, można bezpośrednio odprowadzać do kanału

i godzinie największego rozbioru wody osiągnie tę wartość, i to jedynie w przypadku, gdyby nie było żadnych strat wody wodociągowej, przeto brakujące ścieki do pełnej wydajności trzeba sprowadzić z osadników wtórnych. W tym celu osadnik wtórny połączony jest ze studnią pomp za pomocą rury żeliwnej 200 mm średnicy, której dolny koniec zamknięto płytą stalową z nalepionym



Rys. 341. Projekt oczyszczalni ścieków

1 — zbiornik osadu, 2 — wirówki, 3 — przewody na płynne ścieki z wirówek do osadników, 4 — z osadników, 5 — osadnik wstępny

wylotowego i do rzeki bez dalszego oczyszczenia biologicznego.

W studni znajdują się dwie pompy o pionowych osiach, o wydajności po 33 l/sek przy wysokości tłoczenia 4,0 m. Pompy te podnoszą ścieki na dwa złoża. Zraszanie następuje za pomocą zraszaczy obrotowych, poruszanych energią wypływających ścieków. Ścieki, które przeszły przez złożo, spływają po dnie do kanału i rurociągu, którym wprowadza się je w osadników 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

krążkiem gumy. Płyta umocowana jest na pionowym drążku podpartym poprzecznymi prętami na dwóch pływakach o średnicy 25 cm. W razie zbyt 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 wydajnością pompy. W ten sposób pompy przepompowują na złoża całą ilość ścieków świeżych oraz odpowiednią część ścieków, które już raz przeszły przez złożo, do ogólnej sumy $2 \cdot 35$ l/sek lub $2 \cdot 118$ m³/h.

W studni są umieszczone dwie pompy — każda z nich przepompowuje połowę ilości ścieków, którą trzeba oczyścić w jednej grupie oczyszczal-

ni. W przypadku zepsucia się jednej pompy i chwilowego jej wyłączenia pracować będzie tylko druga. A gdyby dopływ ścieków był większy niż wynosi wydajność pompy, nadmiar ścieków będzie odpływał specjalnym odgałęzieniem do kanału ścieków oczyszczanych tylko mechanicznie. Wyloty obu pomp połączone są tak ze sobą, iż każda z nich może pracować na dowolne złoże.

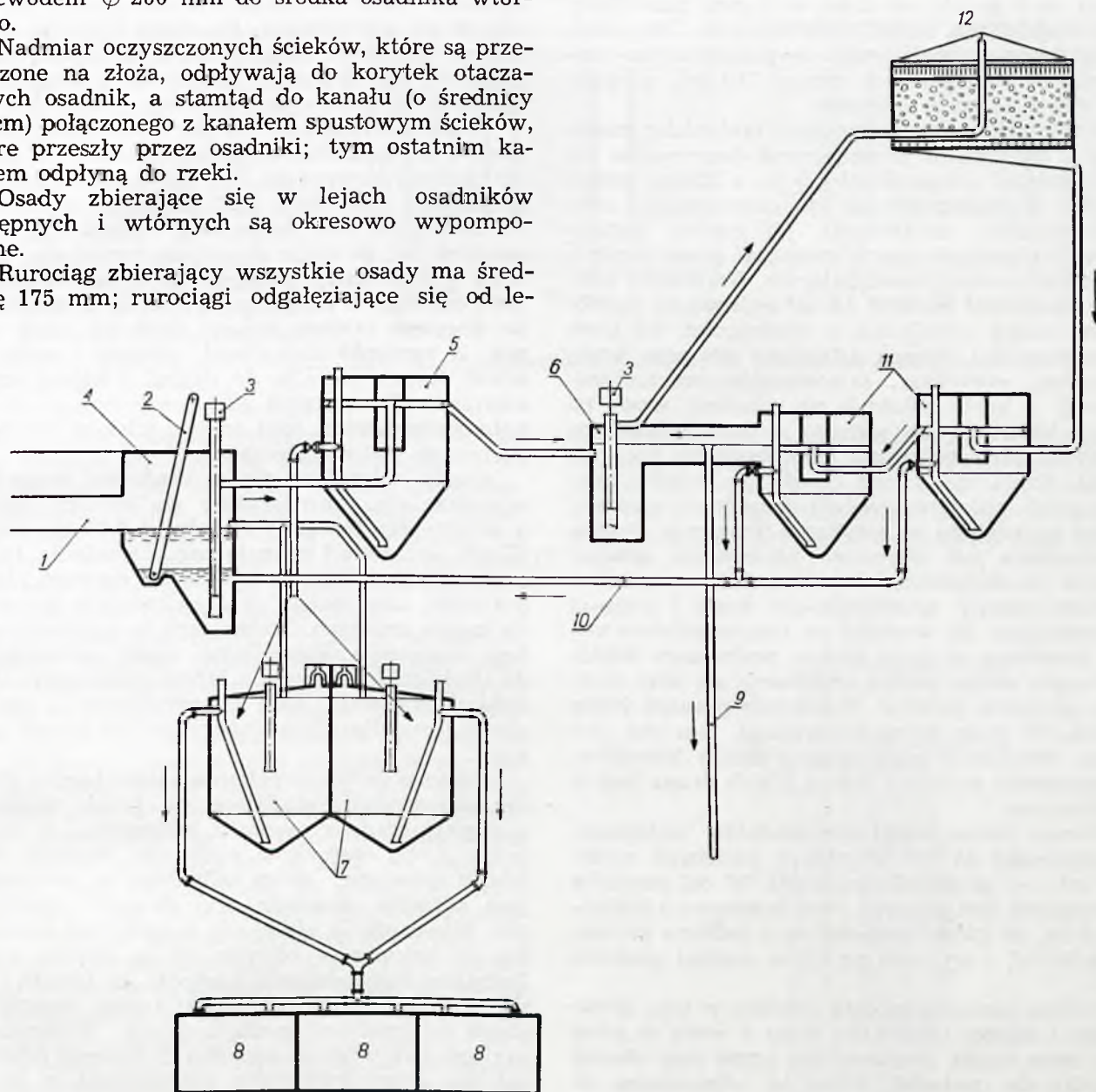
Ścieki wypływające ze złoża odprowadza się przewodem \varnothing 200 mm do środka osadnika wtórnego.

Nadmiar oczyszczonych ścieków, które są przetłoczone na złoże, odpływają do korytek otaczających osadnik, a stamtąd do kanału (o średnicy 40 cm) połączonego z kanałem spustowym ścieków, które przeszły przez osadniki; tym ostatnim kanałem odpłyną do rzeki.

Osady zbierające się w lejach osadników wstępnych i wtórnych są okresowo wypompowane.

Rurociąg zbierający wszystkie osady ma średnicę 175 mm; rurociągi odgałęziające się od le-

Dwie grupy osadników połączone są rurociągiem ssawnym. Koniec rurociągu ssawnego umieszczony jest w studni, w której znajdują się dwie pompy osadowe o wydajności 10 l/sek. Jedna z tych pomp jest pompą zapasową, gdyż pobór osadów z lejów nie może ulegać dłuższej przerwie (ponad 24 godz.) wobec niebezpieczeństwa rozpoczęcia się fermentacji osadów w lejach.



Rys. 342. Schemat oczyszczalni ścieków dla rzeźni

1 — dopływ, 2 — krata, 3 — pompa, 4 — studzienka wstępna, 5 — osadnik wstępny, 6 — studzienka czerpalna, 7 — komory gnilne
8 — poletka ociekowe, 9 — kanał odpływowy, 10 — osad, 11 — osadniki wtórne, 12 — złoże zraszane

jów — 150 mm. Przy wydajności 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 wynosić 0,29 m/sek, zaś przy poborze z jednego tylko leja — 0,57 m/sek. W celu umożliwienia otwierania zasuw, przez osadniki przeprowadzone są chodniki żelbetowe, które jednocześnie usztywniają ściany osadników.

Pompy tłoczą osady do zbiornika o pojemności 10 m³ zaopatrzonego w dno lejowate, stąd będą spływać na wirówkę, gdzie wydzielony z nich zostanie nadmiar wody.

Ścieki odwirowane przejdą razem z surowymi ściekami do dalszych grup osadników oraz do oczyszczalni biologicznej.

Osady odwodnione przewozi się wózkami na plac składowy; poszczególne warstwy osadu prze-

sypuje się ewentualnie torfem i piaskiem wydobywanym z piaskowników. Z placów składowych osady wywozi się furmankami.

Omówimy teraz projekt oczyszczalni ścieków dla rzeźni (rys. 342).

Przewidziany ubój miał wynosić początkowo przy pracy 6-godzinnej, 70 sztuk grubego bydła, 150 drobnego oraz 400 świń. Ruch ten miał być następnie podniesiony o 33% przez przedłużenie uboju do 8 godzin na dobę, w końcu podwojony przy rozbudowie rzeźni dodatkowych. Dla przyjętych norm zużycia wody w początkowym stanie zapotrzebowanie jej wynosi 310 m³, głównie w ciągu 6÷8 godz. dziennie.

Ścieki zebrane ze wszystkich budynków rzeźni wraz z budynkami mieszkalnymi doprowadza się do studzienki o szerokości 1,5 m, z której można je albo przepompowywać do oczyszczalni, albo w przypadku zatrzymania jej ruchu, jeszcze w stanie nieoczyszczonym spuszczać grawitacyjnie otwartym rowem odwadniającym. Normalnie ścieki ze studzienki mającej 4,8 m³ pojemności podnosi się pompą wirnikową o wydajności 12 l/sek do oczyszczalni. Pompa ustawiona jest poza kratą wstęgową, obracalna, samoczynnie oczyszczana. Zmiotki z kraty spłukuje się prądem wody po rynnie blaszanej do jednego z dwu osadników gnilnych, gdzie podlegają beztlennowemu przegniwaniu. Krata ma 8 mm prześwitu między prętami, gdyż mniejszy prześwit okazuje się niepraktyczny ze względu na zatykanie tłuszczem. Pompa uruchamiana jest 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 drugą pompę uruchamia się przy wyższym poziomie ścieków. Normalnie pracuje jedna pompa. W razie niespodziewanego wzrostu dopływu wchodzi w ruch także i druga jednostka. W przypadku naprawy jednej z nich druga będzie stale czynna.

Pompy tłoczą ścieki do osadnika wstępnego o pojemności 36 m³ w górnej pionowej części i 20 m³ — w dolnej stożkowej. W osi osadnika umieszczona jest pionowa rura betonowa o średnicy 0,8 m, do której wchodzi rura żeliwna prowadząca ścieki, z wylotem na 0,8 m poniżej poziomu wody.

Cieźsze zanieczyszczenia osiadają w leju, drobniejsze i tłuszcz unoszą się wraz z wodą w górę, przy czym woda przelewa się przez cały obwód osadnika do rynienki, która ją odprowadza do studni czerpalnej. Stąd podnosi się ją na złoże zraszane. Tłuszcz wypływa na powierzchnię wody i ścina się, stamtąd zbiera się go szuflami i odwozi do kotłów, do przeróbki z tłuszczem otrzymanym z innych działów rzeźni. Rama drewniana zanurzona w wodę przed krawędzią przelewu, zatrzymuje warstwę tłuszczu od spłynięcia ze ściekami do korytka.

W studni założone są dwie pompy, jedna zapasowa, o wydajności po 10 l/sek. Pompa w sposób ciągły podnosi ścieki na złoże zraszane. Ponieważ pompy podnoszące ścieki do osadnika wstępnego pracują okresowo zwłaszcza w nocy, praca zaś pompy podnoszącej ścieki na zraszacz pracuje

stale przeto, w razie braku dopływu świeżych ścieków otwiera się klapę zwrotną na rurze prowadzącej ścieki oczyszczone i pompa czerpie tyle ścieków oczyszczonych, ile brakuje ścieków surowych do wydajności pompy 10 l/sek.

Zraszacz budowy Geigera, może być obrotowy, dwuramienny, uruchamiany ciśnieniem ścieków. Ramiona rurowe mają na końcach zamknięcia, przez które codziennie przesuwają się czyszcząca je szczotka. Złoże ma 8,0 m średnicy, 2,4 m wysokości, 50 m² powierzchni. Otoczone jest ono żelbetowym murkiem, zaopatrzonym w otwory (przy posadzce) do dopływu powietrza i wypełnione tłuczniem granitowym o ziarnie grubości 5 cm.

Ścieki spływające ze złoża wprowadza się rynienką do osadnika mającego rozmiar w planie 3,5 · 3,5 m i pojemności 22,2 m³ ze stożkowym zagłębieniem głębokości 2,42 m. Ścieki wprowadza się osiowo do rury betonowej i kieruje się najpierw w dół, po czym stopniowo wznosi się i przelewa wzdłuż całej krawędzi do rynienki obiegającej osadnik. Z osadnika tego ścieki prowadzi się do drugiego takiego samego osadnika znów osiowo. Z rynienki zbierającej odpływ z osadnika, ścieki dostają się albo do studni, z której pompa czerpie je do zraszacza albo przelewem — do kanału odpływowego, jeśli dopływ ścieków surowych do pompy jest dostateczny.

Osady zbierające się w osadniku wstępnym wpuszcza się grawitacyjnie do komory gnilnej o pojemności 115 m³ i głębokości 5,75 m. Komór takich jest dwie i pracują one równolegle. Osady z osadników wtórnych tworzą się na zbyt niskim poziomie, aby można je grawitacyjnie spuszczać do komór gnilnych. Wobec tego w godzinach małego obciążenia oczyszczalni osady spuszcza się do studzienki wstępnej, z której podnoszone są na osadnik wstępny i tam zatrzymywane, a następnie 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 oraz dzwony zbierające gaz. Mieszanie — ażeby nie dopuścić do utworzenia się kożucha — odbywa się za pomocą pomp. Jednakże doświadczenie dowiodło, że kożuch i tak się tworzy i, że w przyszłości trzeba pompy zastąpić mieszadłami mechanicznymi. Wytworzony gaz ogrzewa wodę w kociołku, z którego przechodzi ona przez węzownię umieszczoną w komorach podgrzewając ścieki.

Codziennie część przegniłego osadu dostaje się na poletka ściekowe, zdrenowane, na których osad ocieka z wody i zabierany jest jako nawóz.

7. ZŁOŻA ZANURZANE PRZEDMUCHIWANE

Złoże przedmuchiwane pracuje pod wodą. Tlen niezbędny do mineralizacji zanieczyszczeń pobiera się z powietrza wdmuchiwanego do wody. Ścieki przepływają w sposób ciągły przez zbiorniki, w których umieszczone są złoże. Spad niezbędny do przeprowadzenia ścieków wznosi kilkanaście centymetrów (10÷20 cm). Złoże buduje się

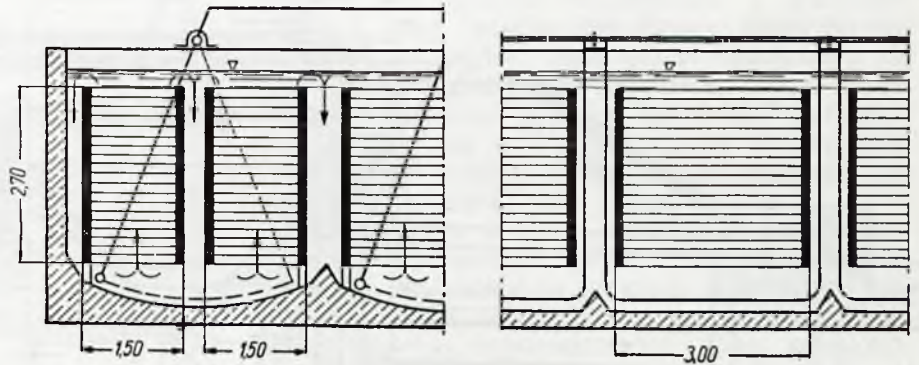
z tłucznia, koksu, łąt drewnianych, ruchomych kawałków korka i drewna, sfalowanej blachy aluminiowej oraz beleczek betonowych. Powierzchnie szorstkie są mniej odpowiednie, gdyż zbyt przywierają do nich tworzące się osady i trudno je usunąć.

Doprowadzenie powietrza odbywa się za pomocą wbudowanych w dno sieci przewodów lub w celu zaoszczędzenia powietrza za pomocą rury wahadłowej (rys. 343). Ruch powietrza ułatwia wypłukiwanie osadów gromadzących się na złożu. Dno powinno być tak wykonane, aby osad nie mógł się na nim zbierać. Osad wzruszany jest stale rurą wahadłową i następnie unoszony on jest przez przepływające ścieki do wylotu. Złóża najlepiej umieszczać w obudowie ze skrzyń drewnianych; powietrze tłoczone powoduje wówczas wzniesienie się powierzchni ścieków na złożach, obniżenie zaś poza nimi. Osiąga się przez to wielokrotne przemieszanie i dobrą styczność ścieków ze złożem. Stosuje się również złóża ruchome z łąt drewnianych (rys. 344). Za pomocą dołączonego ramienia można zmieniać wzajemne nachylenie dwóch części złoża — górnej i dolnej, na odwrotne. W ten sposób osiąga się należyte przewietrzenie obu stron łąt za pomocą rury wahadłowej i spłukanie przylegającego osadu.

Złóża zanurzone można wbudować w każdym osadniku. Wówczas jednak pierwszą część osadnika trzeba pozostawić swobodną, aby umożliwić wytrącenie się grubszych zawiesin. Również końcowa trzecia część osadnika powinna być niezabudowana w celu umożliwienia wytrącania się unoszonego przez ścieki osadu. Rys. 345 obrazuje przykład złoża wbudowanego w osadnik Imhoffa. Złóże umieszczone jest w środkowym osadniku; trzy osadniki połączone są ze sobą — jeden za drugim. Osad tworzący się na złożu wypłukuje prąd wody, jaki powstaje przy ruchu wahadłowym przewodu doprowadzającego powietrze.

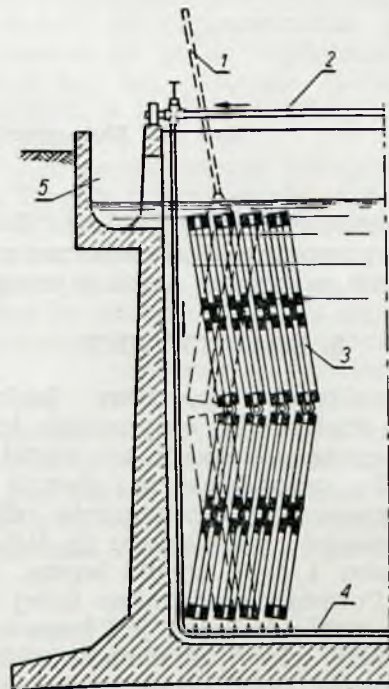
W celu uzyskania pełnego biologicznego oczyszczenia konieczne są stosunkowo długie okresy zatrzymania osadu, co najmniej równe okresom zatrzymania w urządzeniach oczyszczających przy użyciu osadu czynnego. Ze względu na zmniejszenie pojemności zbiorników przez złóże, rozmiary urządzenia należy odpowiednio powiększyć. Zużycie powietrza jest bardzo duże, gdyż powietrze służy nie tylko do doprowadzenia tlenu do mikroorganizmów, lecz również jako środek płuczący. Do złych stron złóż zanurzanych dochodzi jeszcze łatwość zamulenia się. Z tych względów złóża tego rodzaju nie znajdują szerszego zastosowania do 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 usuwany jest stamtąd za pomocą odpowiednich urządzeń. Złóża zanurzone stosowane

mogą być również w przypadku wprowadzania ścieków falami, gdyż są wytrzymałe na przeciążenie. Są także odporne na trujące zanieczyszczenia wód przemysłowych, np. fenolowych, zatrzymując w wielu przypadkach większą część domieszek trujących. Główną jednak zaletą złóż zanurzanych jest łatwość osiągania dowolnego stopnia oczyszczania biologicznego, uzależnionego głównie



Rys. 343. Doprowadzenie powietrza za pomocą rury wahadłowej do złóż zanurzonych

od czasu zatrzymywania osadu. Pełne oczyszczenie biologiczne uzyskuje się przy 6-godzinnym czasie przepływu. Zużycie powietrza wynosi wówczas 4 m^3 na 1 m^3 ścieków. Dalszą zaletą jest możliwość uniknięcia przykrych zapachów i plagii much.



Rys. 344. Ruchome złóże przedmuchiwane z łąt drewnianych

1 — odejmowane ramię, 2 — przewód powietrzny, 3 — ruchome ruszty drewniane, 4 — nawietrzająca rura wahadłowa, 5 — dopyw

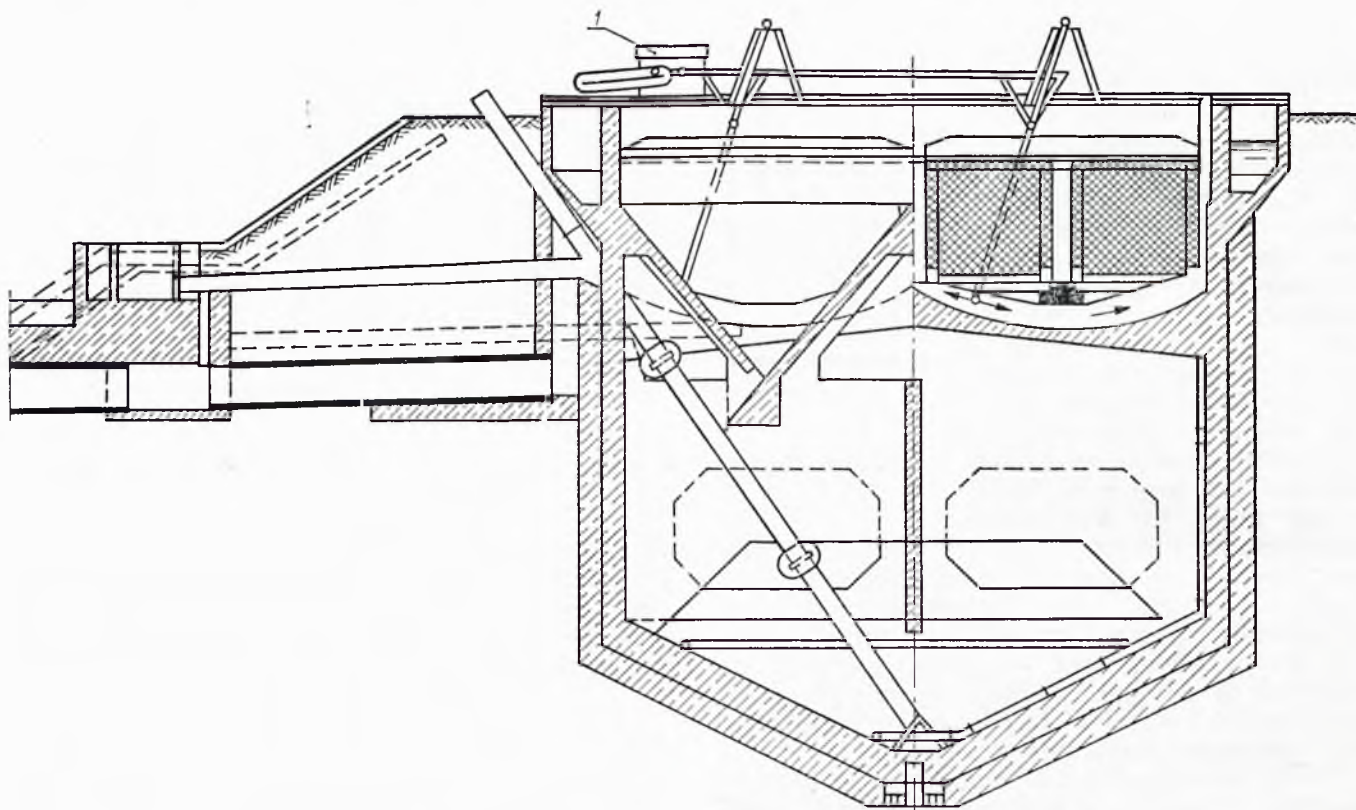
Powstający na złożach osad należy chwycić do osadników wtórnych. Czas zatrzymania może być w nich skrócony nawet do 15 minut.

Osad ten doprowadza się do dopywu za pomocą osadników wstępnych. Ilość jego przy pełnym biologicznym oczyszczeniu ścieków wynosi

1,5 l/mieszk. dn. przy zawartości wody 97,5%. Przy wspólnej fermentacji osadów z osadników wstępnych i wtórnych ilości przegnilo osadu wynoszą 0,61 l/mieszk. dn z zawartością wody 90%.

Złoża zanurzone włącza się do współpracy z innymi urządzeniami oczyszczania biologicznego jako wstępny stopień w celu usunięcia trudnych do

brązowe zawiesiny składające się ze strąconych koloidów, kolonii bakterii i pierwotniaków, które wobec adsorpcyjnych właściwości zatrzymują zanieczyszczenia i zamieniają je — za pomocą znajdujących się na ich powierzchniach mikroorganizmów — w związki mineralne. Ze względu na obecność mikroorganizmów ten pływający osad



Rys. 345. Złoże przedmuchiwane wbudowane w osadnik Imhoffa

1 — silnik

rozkładu zanieczyszczeń. Wtórne biologiczne oczyszczanie przeprowadza się wówczas na złożach zraszanych lub za pomocą osadu czynnego.

8. OSAD CZYNNY

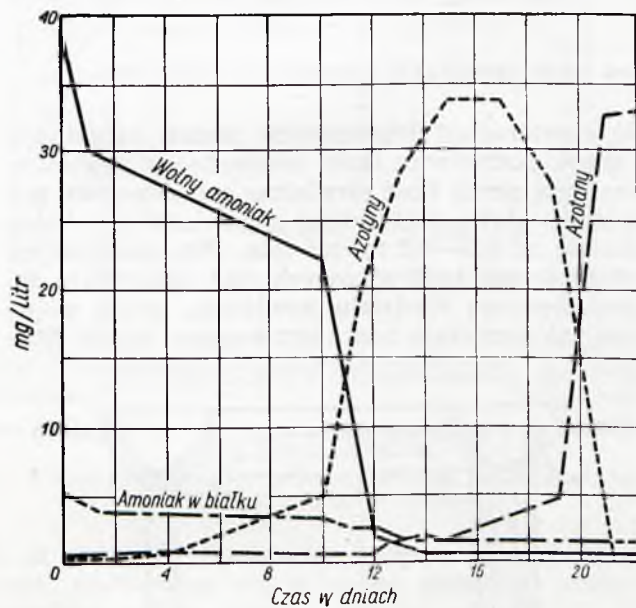
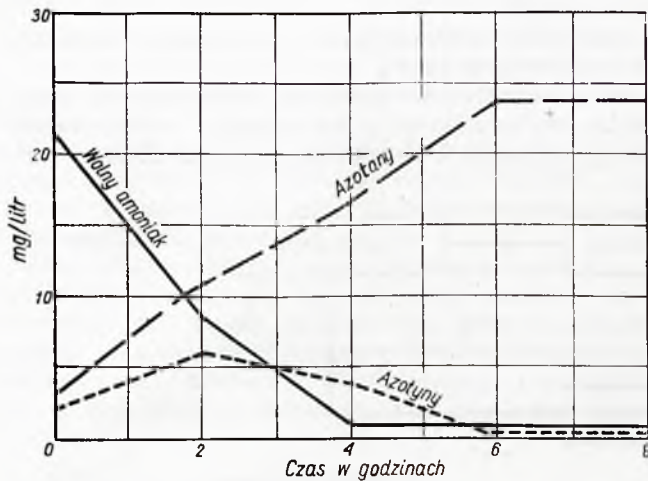
Najdoskonalszym sposobem biologicznego oczyszczania ścieków jest oczyszczanie ich z użyciem osadu czynnego. Sposób ten został wynaleziony w 1913 r. przez Lockerta i obecnie znajduje szerokie zastosowanie. Oczyszczanie odbywa się bez złych zapachów ze względu na tlenowe warunki przerobu i daje wyniki lepsze, niż inne urządzenia. Pozostały osad, mimo dużej zawartości wody, w stanie świeżym jest bezwonny i zawiera dwa razy więcej składników nawozowych niż otrzymywany przy innym sposobie oczyszczania biologicznego. Kosztowniejszy jest jednak sposób ten w eksploatacji ze względu na konieczność dostarczania do urządzeń sprężonego powietrza i usuwania dużej ilości osadu.

Proces z użyciem osadu czynnego jest najbardziej zbliżony do naturalnego biologicznego samoczyszczania się wód. Przez wdmuchiwanie powietrza wytwarza się plankton w stężonej postaci, działający oczyszczająco w wysoce sprzyjających warunkach. Przez stałe nasycanie tlenem będących w ruchu ścieków tworzą się kłaczkowate

nazwany został osadem czynnym. W przeciwieństwie do złoż zraszanych, gdzie błona przylega do kruszywa, tutaj w ściekach poruszają się wolno działające oczyszczająco błony w kształcie kłaczków. Przez sztuczny ruch cieczy osiąga się to, że kłaczkowate masy nie mogą osiadać na dnie; stale mieszane ze świeżymi ściekami, doprowadzane są do nowych związków pożywnych.

W przebiegu oczyszczania zachodzi współdziałanie procesów chemicznych i fizykalnych, przede wszystkim jednak działają procesy biologiczne, czego wynikiem jest skłaczkanie zawiesin i domieszek koloidalnych. Odbywa się to podobnie jak przy chemicznym strącaniu za pomocą soli, żelaza i wapna. Gąbczasta budowa kłaczków tworzy dużą powierzchnię, będącą w stanie adsorbować koloidy, bakterie, rozpuszczone gazy i składniki barwnikowe podobnie jak błona biologiczna, przylegająca do ziaren kruszywa złoż zraszanych. Czynność organizmów, które niszczą koloidy i rozpuszczone domieszki, polega na utlenianiu. Prowadzi ona do nitryfikacji, przy czym tworzą się poważne ilości azotanów i azotynów. W procesie oczyszczania bierze udział wiele rodzajów bakterii. Czynny udział w procesach zachodzących biorą również bakteriofagi. Stałe istnieć musi równowaga pomiędzy bakteriami i pierwotniakami.

Do wytworzenia się osadu czynnego niezbędny jest dłuższy okres czasu; skrócić go można przez dodanie do świeżych ścieków i wymieszanie z nimi osadu już ożywionego.



Rys. 346. Skutek napowietrzania ścieków nie zawierających i zawierających osad czynny

Różnicę pomiędzy napowietrzaniem ścieków nie zawierających osadu czynnego oraz zawierających go obrazują krzywe na rys. 346. Gdy w ście-

kach napowietrzanych nie zawierających osadu czynnego jeszcze w ciągu 15 dni nie następuje całkowita nitryfikacja, to przy jego obecności powstaje ona w ciągu 5 godzin.

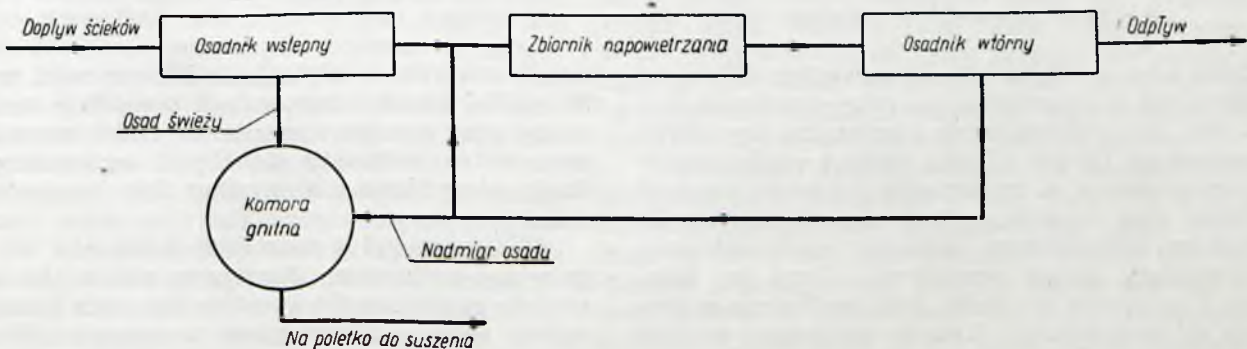
Dobre oczyszczanie wstępne sprzyja wybitnie aktywizacji osadu, a sam sposób staje się bardziej ekonomiczny wobec oszczędności powietrza. Do oczyszczania wstępnego stosuje się osadniki. Konieczne jest należyte oczyszczenie z tłuszczów i olejów, gdyż hamują one dopływ tlenu do powierzchni kłaczek. Jeśli ścieki dopływają do oczyszczalni już w stanie zagniłym, dobrze wpływa napowietrzanie wstępne, usuwające siarkowodor. Poleca się również wstępne chlorowanie. Osad czynny usuwa, tylko zanieczyszczenia nie ulegające osiadaniu oraz rozpuszczeniu.

Oczyszczanie ścieków odbywa się w zbiornikach napowietrzanych, przez które przeprowadza się ścieki zmieszane w pewnym stosunku z osadem czynnym i tam podlegają one w czasie przepływu silnemu napowietrzeniu. Czas zatrzymania w zbiornikach lub napowietrzania zależy od rodzaju ścieków, pożądanego stopnia ich oczyszczenia oraz sposobów napowietrzania. Po napowietrzeniu mieszaninę ścieków i osadu wprowadza się do osadników wtórnych, gdzie następuje wytrącenie osadów. Sklarowane ścieki odprowadza się do odbiornika. Część osadu doprowadza się do wpływających do oczyszczalni biologicznej ścieków, zaś pozostały nadmiar ulega dalszej przeróbce lub zostaje usunięty (rys. 347). W niektórych oczyszczalniach osad powrotny ulega ożywieniu przez dodatkowe napowietrzanie (rys. 348), zanim wprowadzi się go do dopływających ścieków. Stosuje się też skrócone zatrzymywanie ścieków świeżych w osadnikach wstępnych na (45 minut — 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 napowietrzania. Zależnie od sposobu doprowadzenia powietrza do ścieków rozróżnia się:

- napowietrzanie sprężonym powietrzem,
- „ mechaniczne (powierzchniowe),
- „ złożone.

Przy napowietrzaniu sprężonym powietrzem doprowadza się je przez płytki z topionego kwarcu, znane pod nazwą płytek porowatych (filtrów), lub też z topionego glinu; stosuje się również płytki ceramiczne. Powietrze tłoczone dyfundując



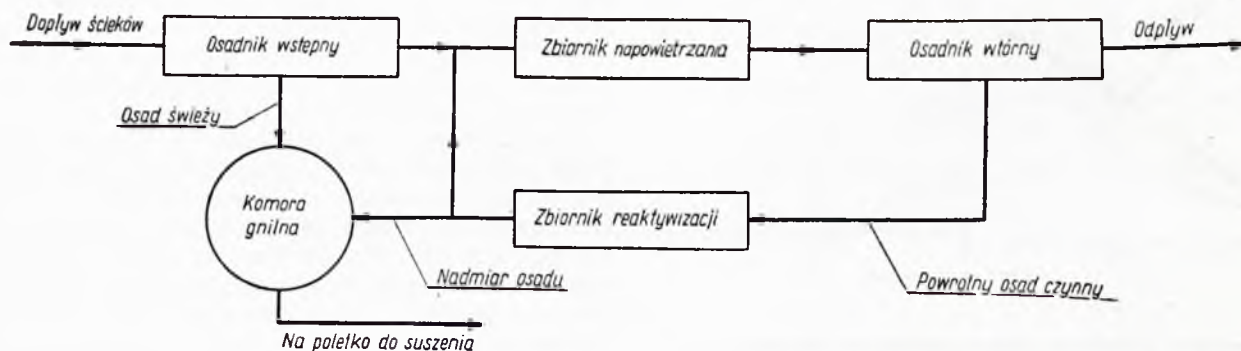
Rys. 347. Schemat urządzeń do oczyszczania ścieków za pomocą osadu czynnego

przez płytki zostaje rozbite na drobne pęcherzyki i rozdziela się równomiernie w przepływających nad płytkami ściekach. Powietrze doprowadzane w ten sposób nie tylko dostarcza odpowiedniej ilości tlenu, potrzebnego dla organizmów, biorących udział w procesie oczyszczania, lecz jednocześnie utrzymuje w zawieszeniu osad, udaremniając jego zbijanie się na dnie i zagniwanie. Przy ruchu wody i cząstek osadu następuje ciągle przemieszanie i wytwarza się ściślejsze zetknięcie pomiędzy osadem czynnym i rozpuszczonym oraz

rowych z umieszczonymi na nich zasuwami regulacyjnymi. Do każdej grupy płytek, składającej się zwykle z trzech lub czterech, dochodzi jeden przewód powietrzny. Płytki wbudowane są bezpośrednio w dno lub umieszczane w skrzynkach filtracyjnych.

Skrzynki wykonuje się z różnego materiału i wbudowuje w dno.

Stosowane płytki powinny odznaczać się trwałością, wytrzymałością na korozję, wytrzymałością na zginanie i nie powinny zapychać się. Wiel-

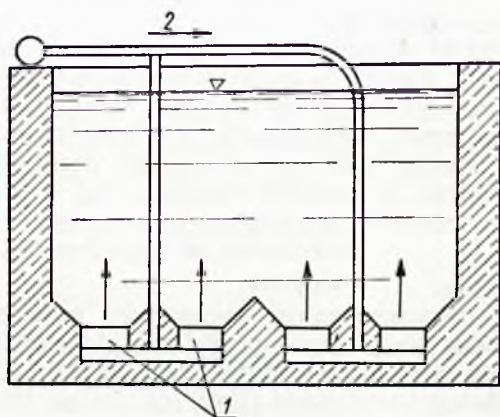


Rys. 348. Schemat urządzeń do oczyszczania ścieków za pomocą osadu czynnego z dodatkowym napowietrzaniem

koloidalnymi zanieczyszczeniami. Wtedy skłaczkowy osad może wykonać należycie swą czynność adsorbcyjną. Do rozwoju organizmów zużyta zostaje tylko część tlenu z doprowadzonego powietrza, zwykle nie więcej niż 5÷10%.

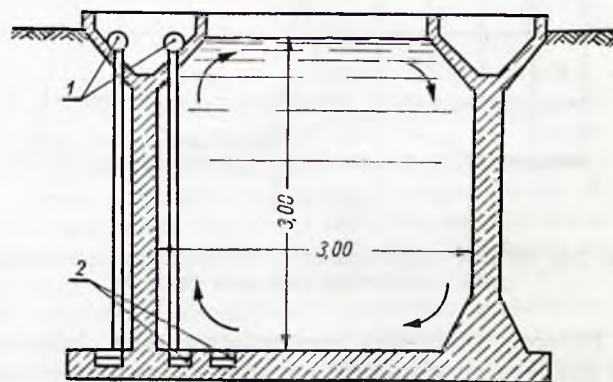
Stosowane płytki mają szerokość 0,30 m, grubość 25÷40 mm i porowatość 33%. Powinny one przepuszczać 300÷1200 l/m² min. Umieszczone są

kość 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 min. Przy mniejszych wydajnościach jednostkowych nie otrzymuje się równomiernego rozdziału powietrza, przy większych zaś wzrastają nadmiernie opory tarcia. Sto-



Rys. 349. Doprowadzenie powietrza na całej szerokości dna

1 — płytki porowate, 2 — powietrze



Rys. 350. Doprowadzenie powietrza z boku (sposób Hurda)

1 — przewody powietrza, 2 — płytki porowate

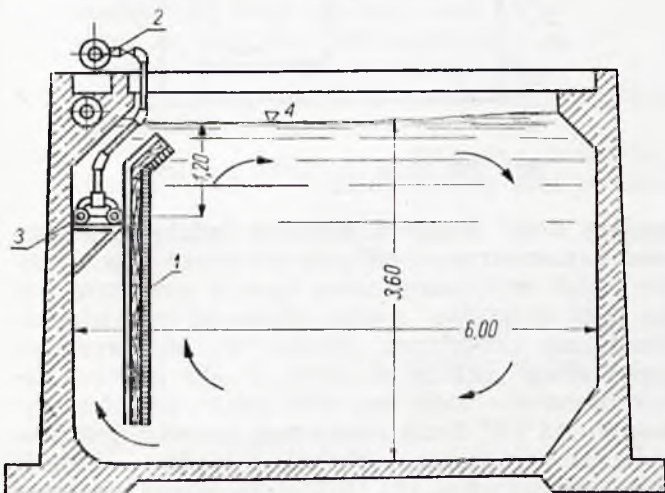
grupami albo w ten sposób, że powietrze filtrujące rozdziela się równomiernie na całej szerokości dna (rys. 349) lub jednostronnie z boku dna (rys. 350). Umieszczenie płytek z boku wraz z odchylającymi płaszczyznami u zwierciadła ścieków i drugiej krawędzi dna wywołuje krążenie, dające łącznie z ruchem postępowym ścieków ruch spiralny, przedłużający drogę przepływu. Przy tej konstrukcji oszczędza się około 25% powietrza w stosunku do poprzedniej. Kanały wykonane w dnie są kryte szczelnie płytkami. Powietrze doprowadza się pod spód płytek za pomocą przewodów ru-

sunek otworów w płytach do ich objętości wynosi 30÷38%; większa porowatość powoduje mniejsze opory przy przejściu powietrza i mniejsze niebezpieczeństwo zatykania się. Płytki tego samego rodzaju klasyfikuje się według ich przepuszczalności.

Wykonanie płyt musi być takie, aby nie ulegały one zatkaniam. Zanieczyszczenie płytek powoduje powiększenie kosztów tłoczenia powietrza, należy więc je utrzymywać w czystości. W razie zanieczyszczenia nie dającego się usunąć trzeba płyty wymienić na nowe. Przy dłuższym użyciu

gromadzą się na stronie wewnętrznej zanieczyszczenia takie jak: kurz, olej, tlenek żelaza, wapno, substancje organiczne itp. Oczyszczanie przeprowadzane za pomocą kwasu solnego i dmuchawki piaskowej nie okazało się skuteczne. Stosuje się palenie resztek za pomocą 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 w celu niedopuszczenia, by osad lub ścieki mogły przeniknąć do porów, 3) utrzymywanie filtrów powietrza w dobrym stanie, 4) stałe oczyszczanie płytek dyfundujących.

Aby osiągnąć dobre wykorzystanie powietrza, należy zwrócić uwagę, by nie było możliwe powstawanie martwych przestrzeni, powodujących obszary pozbawione tlenu, co w rezultacie sprzyja powstawaniu procesów beztlenowych i związanych z tym dużych trudności. Ze względu na to



Rys. 351. Napowietrzanie ścieków za pomocą dyfuzorów cylindrycznych

1 — ścianka zanurzona, 2 — przewód powietrza, 3 — dyfuzory cylindryczne, 4 — poziom ścieków

że na początku zbiorników zużywa się najwięcej tlenu, wprowadza się w części przedniej więcej powietrza niż w tylnej.

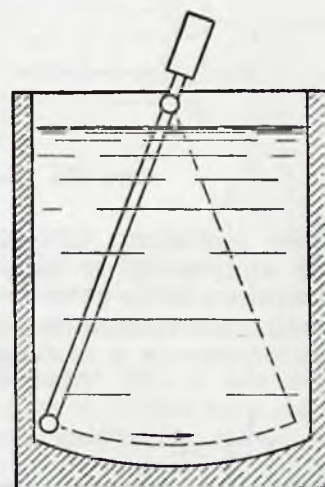
Poza płytkami stosowano również cylindryczne dyfuzory (rys. 351) długości około 0,6 m, o powierzchni dyfuzyjnej 0,30 m²/mb. Są one parami podwieszane w zbiornikach na przewodach doprowadzających powietrze. Napowietrzanie można również przeprowadzić za pomocą wahadłowo poruszającej się rury (rys. 352). Porusza to osiadający osad i wprowadza go w ruch obrotowy. Jednocześnie powietrze uderzając o dno rozbija 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 oraz ilość powietrza zależy od rodzaju ścieków i pożądanego stopnia oczyszczania. W przeciętnych ściekach miejskich czas zatrzymania w celu osiągnięcia pełnego biologicznego oczyszczania wynosi 6 godzin, ścieków rozcieńczonych 4 godziny, stężonych 10 godzin.

Powietrze trzeba doprowadzać do zbiorników pod ciśnieniem dostatecznym do pokonania opo-

rów tarcia w przewodach i dyfuzorach oraz wysokości ciśnienia wody ponad nimi. Ciśnienia stosowane wynoszą 0,35—0,7 kG/cm². Projektując wysokość ciśnienia należy uwzględnić możliwość zatkania się filtrujących płytek, powodującego zwiększenie strat ciśnienia. Ekonomiczne prędkości przepływu powietrza w przewodach wynoszą 10÷15 m/sek. Doprowadzane powietrze musi być wolne od oleju, kurzu itp., gdyż w przeciwnym przypadku zbyt szybko ulegają zatkanie urządzenia dyfundujące powietrze. Czerpnia powietrza powinna być tak umieszczona, aby powietrze dopływało do niej w stanie możliwie czystym. Niezależnie od tego urządzenia powietrze musi przechodzić przez filtry. Większą sprawność dmuchów osiąga się przy ujęciu chłodnego powietrza. Dmuchawy tłokowe z powodu tego, że (nawet przy stosowaniu odpowiednich filtrów) dostarczają powietrze niezaoliwione, okazały się niepraktyczne. Odpowiedniejsze są dmuchawy wirnikowe i o tłokach obrotowych — dostarczające powietrze wolne od oleju i dające się lepiej dostosowywać do zmian ruchu. Zależnie od sposobu napowietrzania zapotrzebowanie mocy wynosi 3÷6 kW na 1000 m³/dn ścieków.



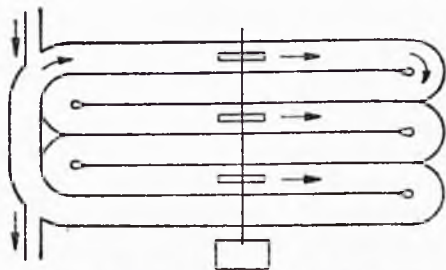
Rys. 352. Napowietrzanie za pomocą rury wahadłowej

Według dawniejszych zaleceń ilość powietrza tłoczonego określano w stosunku do ilości ścieków. Stosunek ten waha się od 4:1 do 12:1, a więc na 1 m³ ścieków dostarczyć należy 4—12 m³ powietrza. Porównanie ilości powietrza i ścieków jest wówczas słuszne, jeśli powietrze ma tylko dostarczać tlen wykorzystywany biologicznie, natomiast niesłuszne, jeśli ma również mechanicznie poruszać ścieki. Z tego powodu o ilości powietrza stanowi sposób napowietrzania i utrzymania w zawieszeniu osadu. Z podanych ilości powietrza tylko nieznaczną część tlenu 5÷9% zużywa się przy procesach biologicznych. Przy ustalaniu ilości powietrza należy kierować się praktyczną wskazówką — utrzymania w ściekach ilości rozpuszczonego tlenu na poziomie 1÷1,5 mg/l. Większa ilość tlenu rozpuszczonego w ściekach wpływa na mały procent pochłaniania tlenu z powietrza. Potrzebną ilość powietrza należy określać z biochemicznego zapotrzebowania tlenu dla ścieków dopływających do komór.

Z powietrza przedmuchiwanego wykorzystuje się tylko 10% zawartego w nim tlenu. W wyjątkowych przypadkach wykorzystanie może wzrosnąć do 30%. Do tego dochodzi jeszcze tlen pobierany z powierzchni. Średnio można przyjąć, że ilość powietrza potrzebnego na 1 kg dopływających ścieków wynosi 34 m³. Przeliczając zapotrzebowanie powietrza na mieszkańca otrzymuje się: ilość mieszkańców na 1 kg BZT₅. 1000 : 35 = 28,6

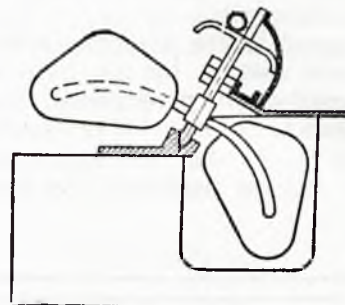
mieszkańców, stąd ilość powietrza $34 : 28,6 = 1,2 \text{ m}^3$ (mieszk. dn).

Napowietrzanie mechaniczne oparte jest na tej zasadzie, że zużywa się tylko niewielką część tlenu zawartego w doprowadzanym pod ciśnie-

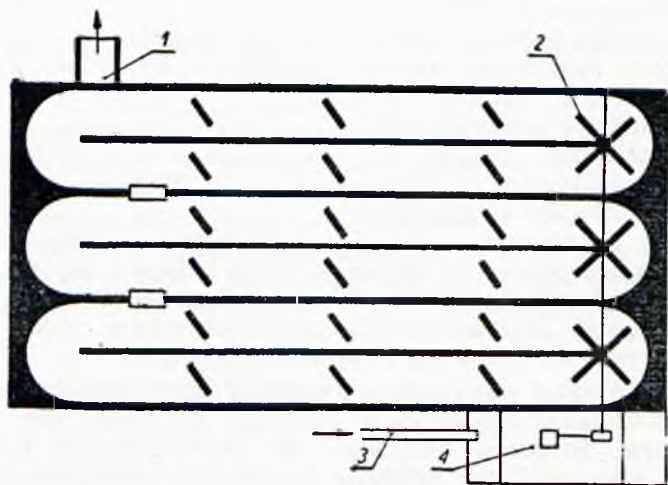


Rys. 353. Kanał Hawortha

niem powietrza. Główna część powietrza służy do utrzymania w zawieszeniu osadu czynnego i wprowadzenia go w styczność z coraz to nowymi zanieczyszczeniami przyplływających ścieków. Rolę utrzymywania w zawieszeniu i mieszania spełnia-



Rys. 355. Koło łopatkowe Hartleya



Rys. 354. Napowietrzanie ścieków sposobem Hartleya
1 — odpływ, 2 — mieszadło, 3 — dopływ, 4 — pomieszczenie silników

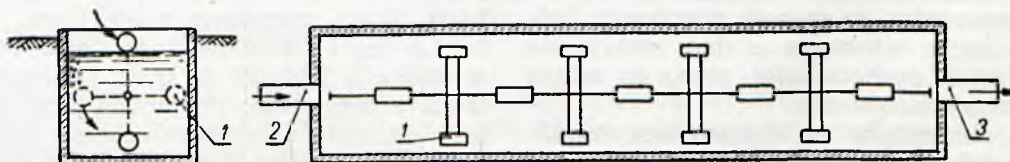
ją mechanizmy. Powietrze doprowadza się do ścieków przez powierzchnię. Rozwinęło się kilka sposobów. We wszystkich chodzi o stworzenie możliwie dużej powierzchni adsorbującej powietrze. Przez stałe rozbijanie warstewki powierzch-

i o głębokości $1 \div 1,50 \text{ m}$, z prędkością $0,5 \text{ m/sek}$. Kanały biegną wijąco zmieniając kierunek przepływu o 180° (rys. 353). Do przepędzania ścieków służą koła łopatkowe o średnicy $3,0 \text{ m}$, które jednocześnie wbijają do wody powietrze. Obracają się one z prędkością 15 obr./min . Pierwszy i ostatni zakręt kanału są połączone tworząc obwód, którym mogą recyrkulować ścieki. Ma to dużą zaletę, gdyż dopływające ścieki rozcieńcza się ściekami już oczyszczonymi z dużą zawartością tlenu. Odpływ ścieków oczyszczonych równy jest

zawsze ilości dopływu ścieków świeżych. Ponieważ napowietrzanie odbywa się przez powierzchnię i ilość wybijanego przez łopatki powietrza jest na ogół niewielka, należy stosować odpowiednio długi czas przepływu. Wynosi on w przypadku przeciętnego składu ścieków $15\text{--}17$ godzin. Zapotrzebowanie mocy na $1000 \text{ m}^3/\text{dn}$ ścieków wynosi $6\text{--}12 \text{ kW}$. Dużą zaletą tego sposobu jest prostota w urządzeniu i obsłudze; wadą — zajęcie dużej powierzchni, (do 10-krotnie więcej niż przez zbiorniki do napowietrzania).

Podobnie do systemu Hawortha wygląda konstrukcja Hartleya (rys. 354). Ścieki prowadzi się wąskimi kanałami idącymi wężowato, przy czym ruch ich wywołuje się ukośnie ustawionymi kołami łopatkowymi (rys. 355), umieszczonymi na zakrętach kanałów. Ukośnie nastawione płaszczyzny łopatek nadają ściekom ruch śrubowy, wskutek czego na powierzchni dostają się nowe cząstki wody. Ustawione ukośnie w kanałach płyty powiększają ruch wirowy.

W celu zwiększenia doprowadzania powietrza do ścieków za pomocą kół przepędzających Kusch



Rys. 356. Napowietrzanie ścieków sposobem Kusch
1 — komory powietrzne, 2 — dopływ ścieków, 3 — odpływ

nłowej osiąga się ciągłą styczność z powietrzem danej ilości ścieków.

Sposób Hawortha, inaczej zwany basenami Sheffieldzkimi, polega na przeprowadzaniu ścieków wąskimi kanałami o szerokości $1\text{--}1,2 \text{ m}$

zaprojektował umieszczenie na zewnętrznych krańcach ramion czerpaków (rys. 356). Górna ich część dziurkowana jest w formie sita. Przy obrocie koła czerpaki wypełnione powietrzem wchodzi pod wodę. W czasie drogi pod wodą powietrze wy-

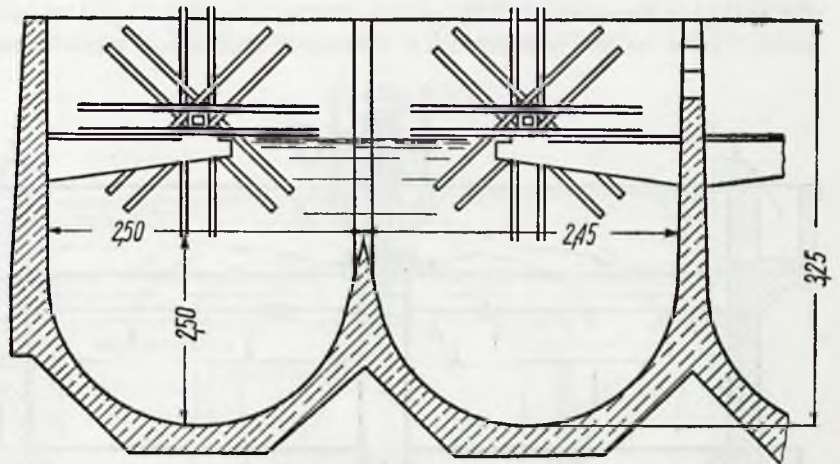
plywa wzburzając przepływ. Ze względu na złe napowietrzanie sposób ten nie przyjął się.

W systemie erfurckim zbiornik napowietrzania ma długość 80 m i szerokość 31 m. Jest on podzielony ścianami działowymi na 6 podwójnych kanałów, których dno składa się z dwóch leżących obok rynien o kształcie półkuli (rys. 357). Szerokość jednego kanału wynosi 5,0 m. Oczyszczone wstępnie ścieki doprowadza się do obu rynien, przez które przepływają węzowato. Pojemność zbiornika wynosi 4350 m³, ażeby mógł zatrzymać dopływ wynoszący 150 l/sek przez przeciąg 6 godzin. Nawietrzenie odbywa się za pomocą 54 kół łopatkowych wstawionych w kanały. Ich oś obrotu leży tuż nad powierzchnią ścieków równoległe do osi kanałów. Wskutek tego ściekom nadaje się ruch spiralny. Koła składają się z 40 łąt drewnianych 2 m długości i 5–6 cm przekroju umocowanych na jednej osi drewnianej. Dopływ i odpływ ścieków następuje przy dnie.

Sposób Link Belta polega na umieszczeniu kół łopatkowych o średnicy 0,65 m nad powierzchnią

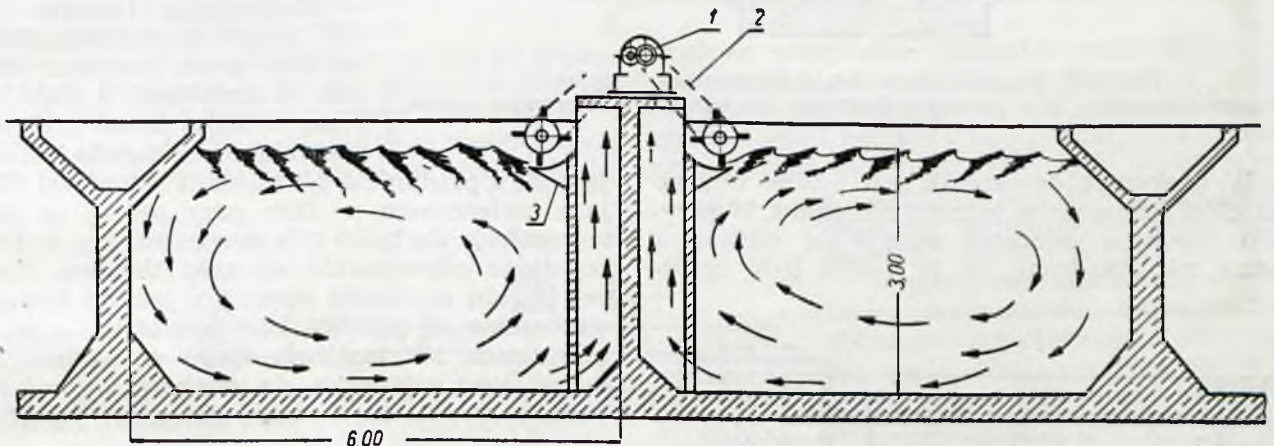
Dużą zaletą jest niewielkie zapotrzebowanie mocy.

Zupełnie odmiennie przeprowadzone jest mieszanie i napowietrzanie ścieków w sposobie Sim-



Rys. 357. Napowietrzanie ścieków sposobem erfurckim

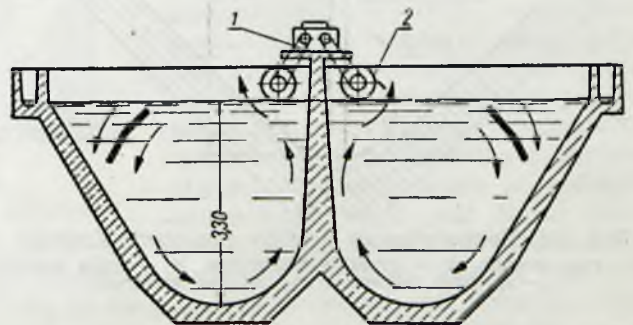
plex. Zbiornik wykonany jest w kształcie leja (rys. 360) z umieszczoną w środku rurą zaopatrzoną w wirnik. Wirnik, znajdujący się w górnym końcu rury tuż pod powierzchnią ścieków, wciąga



Rys. 358. Napowietrzanie ścieków sposobem mechanicznym (Link-Belta)
1 — silnik, 2 — łańcuch napędowy, 3 — korytka

ścieków z boku kanału (rys. 358). Łopatki tak są nachylone, że przy wychodzeniu z wody leżą prawie poziomo. Powoduje to silne rozbijanie powierzchni i ruch wirowy, który wzmożony jest przez odpowiednio umieszczone płaszczyzny odchylające oraz ścianki pionowe z otworami. Zbiorniki wykonywane są o głębokości 2,4–3,6 m i szerokości 3,0–3,6 m. Czas napowietrzania wynosi 6 godzin; zapotrzebowanie mocy 2,3–3,2 kW na 1000 m³/dn ścieków. Odmianą tego sposobu jest urządzenie napowietrzające Kessenera (rys. 359). Przemieszanie i napowietrzenie osiąga się w nim za pomocą szczotek, zanurzających się tylko 0,4 cm w ścieki i obracających się z prędkością 70 obr/min. Odpowiednio ukształtowane dno oraz ścianki kierujące umieszczone pod powierzchnią ścieków sprzyjają ruchowi obrotowemu. Urządzenia te są stosowane w małych oczyszczalniach. Wadą obu ostatnich sposobów jest to, że rozbijane zostają grubsze kłaczkę, co powoduje trudniejsze osiadanie oraz większą zawartość wody w osadzie.

w czasie ruchu zmieszane z osadem ścieki otworami u spodu rury z dna i wyrzuca w powietrze.

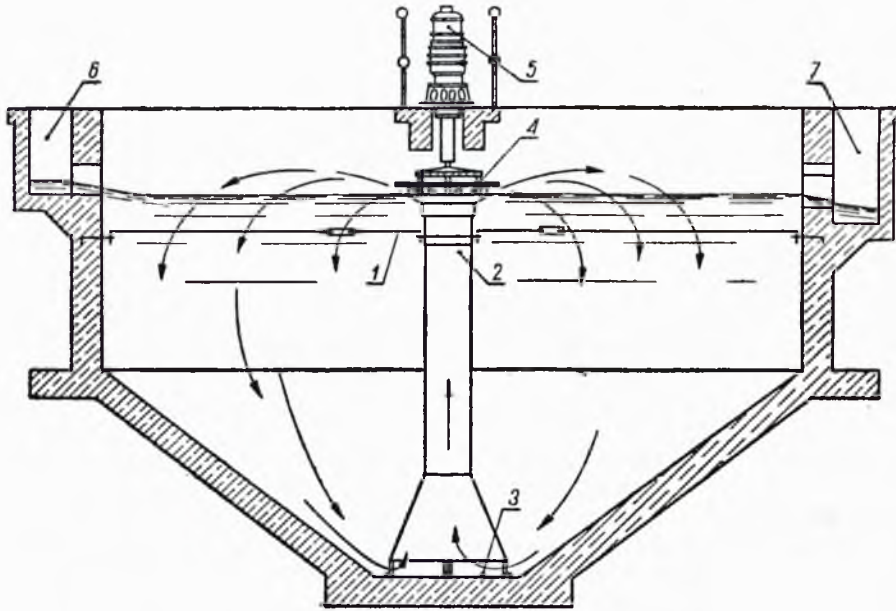


Rys. 359. Napowietrzanie ścieków sposobem Kessenera
1 — napęd, 2 — szczotki walcowe

Obraca się on z prędkością 30–40 obr/min. W ten sposób szybciej opadający osad ciągle wynoszony jest na powierzchnię. Wyrzucone w górę ścieki

spadają rozkropłone na powierzchnię. Rura obraca się wraz z wirnikiem wywołując powolny ruch obrotowy ścieków w zbiorniku. Zawartość zbiornika jest w ten sposób przepompowywana co każde 20 minut. Czas przepływu zależy od stężenia ścieków trwa od 6—15 godzin. Wlot i wylot umieszczone są po przeciwnych stronach zbiorni-

tunkowym lżejszym od ścieków, co powoduje stały ruch ścieków z dołu ku górze. Powstaje pionowy ruch wirowy połączony z napowietrzaniem ścieków. W celu zaoszczędzenia energii wprowadza się powietrze sprężone na głębokość 0,84 m pod powierzchnię ścieków (rys. 361). Długość rury ssawnej wynosi 3,25 m. Do uzyskania tego



Rys. 360. Napowietrzanie ścieków sposobem Simplex

1 — pręty utrzymujące, 2 — przewód z wirnikiem, 3 — ssanie, 4 — wyrzucanie ścieków, 5 — napęd, 6 — wlot, 7 — wylot

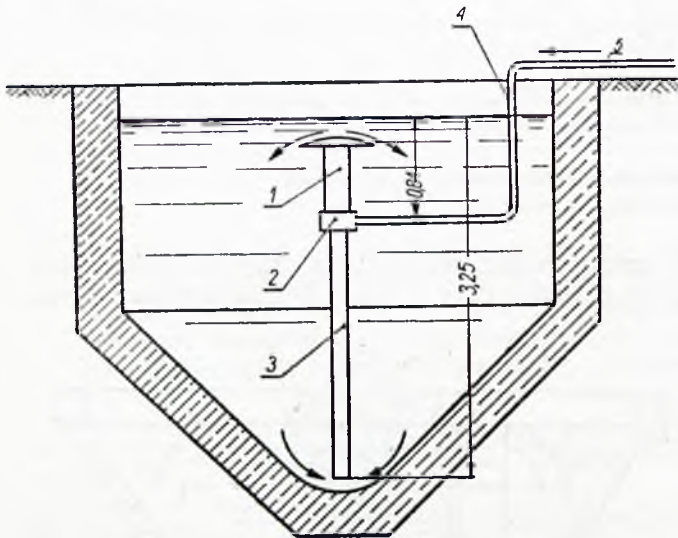
ka. W większych oczyszczalniach można umieszczać kilka jednostek w jednym zbiorniku. W przypadku niewielu jednostek stosuje się oddzielnie studnie tak urządzone, by je można było opróż-

niewielkiego nadciśnienia wystarczy zwykły napowietrznik połączony bezpośrednio z silnikiem. Dalszą zaletą jest brak wszelkich części ruchomych i konieczności opieki nad nimi. W dużych zbiornikach umieszcza się mieszacze powietrzne w sposób podany na rys. 362 przy ścianach podłużnych. Powodują one wraz z odpowiednio umieszczonymi płaszczyznami odchylającymi śrubowy przepływ ścieków.

W celu obniżenia wysokich kosztów eksploatacji stosuje się: nawietrzanie powietrzem tłoczonym i równocześnie mieszanie urządzeniami mechanicznymi.

Konstrukcja Imhoffa (rys. 363) polega na przeprowadzeniu ścieków przez podłużne zbiorniki o szerokości i głębokości 3 m, w których osi pod wodą znajdują się mieszadła porusza-

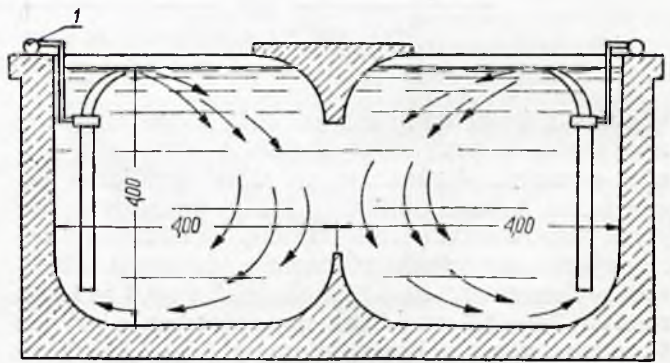
jące się z prędkością 0,7 m/sek. Przez płytki filtrujące umieszczone w dnie przy jednej ze ścian, wdmuchuje się tylko tyle powietrza, aby były zapewnione odpowiednie warunki tlenowe. Kierunek obrotu mieszadeł odwrotny jest do kierunku wznoszenia się pęcherzyków powietrza — w celu utrzymania ich możliwie długo w wodzie. Stosunek ilości powietrza do ścieków wynosi 1:1. Zużycie energii na tłoczenie powietrza i porusza-



Rys. 361. Napowietrzanie ścieków sposobem Kremera

1 — rura tłoczna, 2 — dysza pierścieniowa, 3 — rura ssawna, 4 — sprężone powietrze, 5 — od napowietrznika

niać w razie konieczności czyszczenia. Zapotrzebowanie mocy przy 4-godzinym okresie napowietrzenia wynosi 2,5 kW na 1000 m³/dn ścieków. Mieszacz powietrzny Kremera oparty jest na zasadzie pompy mamut. Przez doprowadzenie sprężonego powietrza do otwartej rury uzyskuje się mieszaninę ścieków z powietrzem o ciężarze ga-



Rys. 362. Napowietrzanie ścieków sposobem Kremera w dużych zbiornikach

1 — od napowietrznika

nie 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 przypadku silnie stężonych ścieków ilość powietrza, którą należy doprowadzić ze względu na zapotrzebowanie tlenu, wy-

starcza do uzyskania ruchu wirowego ścieków i osadów.

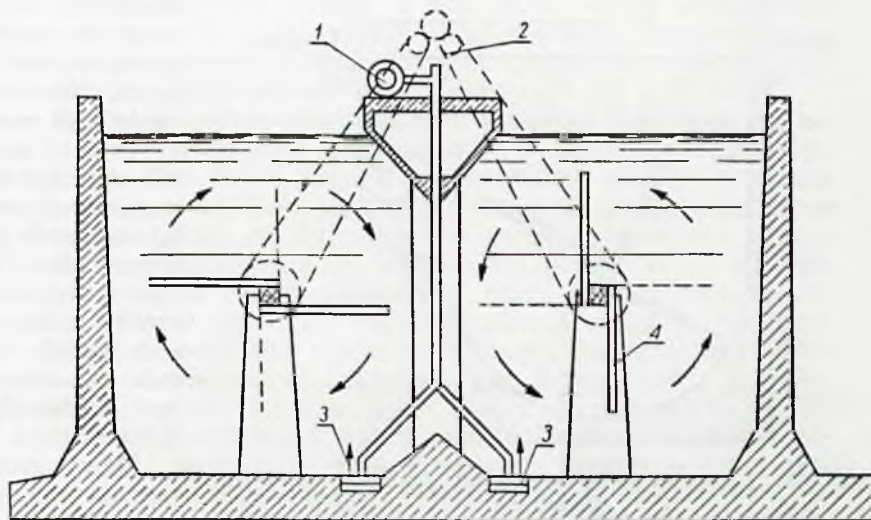
Konstrukcją podobną do Imhoffa jest napowietrzacz Dorra (rys. 364). Powietrze doprowadzone jest do płytek umieszczonych pośrodku dna. Dwa mieszadła o szybkości 3,2 obr/min i kierunku ruchu odwrotnym do wypływu pęcherzyków powietrza wywołują ruch wirowy i utrzymują dłużej w wodzie powietrze. Zapotrzebowanie mocy w czterech tego typu zbiornikach napowietrzających wynosi 2,9÷3,4 kW na 1000 m³/dn. Imhoff podaje dla swojej konstrukcji 1,2 l powietrza na 1 l ścieków oraz zapotrzebowanie mocy wynoszące tylko 1,6 kW na 1000 m³/dn ścieków.

Również Kessener w przypadku stężonych ścieków uzupełnia napowietrzanie za pomocą mieszadła umieszczonego w wodzie (rys. 365). Mieszadło ma głównie nie dopuszczać do osadzania się mułu. Obraca się w kierunku przeciwnym obrotowi walcowej szczotki. Szczotki obracają się z prędkością 60 obr/min; moc silników uruchamiających wynosi 1,5 kW. Szczotki zanurzają się w ścieki na głębokość 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

w tym ostatnim przypadku miesza się z drugą połową nieoczyszczonych ścieków. Według przeprowadzonych badań można w ten sposób obniżyć zapotrzebowanie tlenu biochemicznego o 65%.

W przypadku oczyszczania biochemicznego należy odróżnić dwie główne fazy jego przebiegu. W pierwszej następuje oczyszczenie i pozabawienie



Rys. 363. Napowietrzanie ścieków sposobem Imhoffa

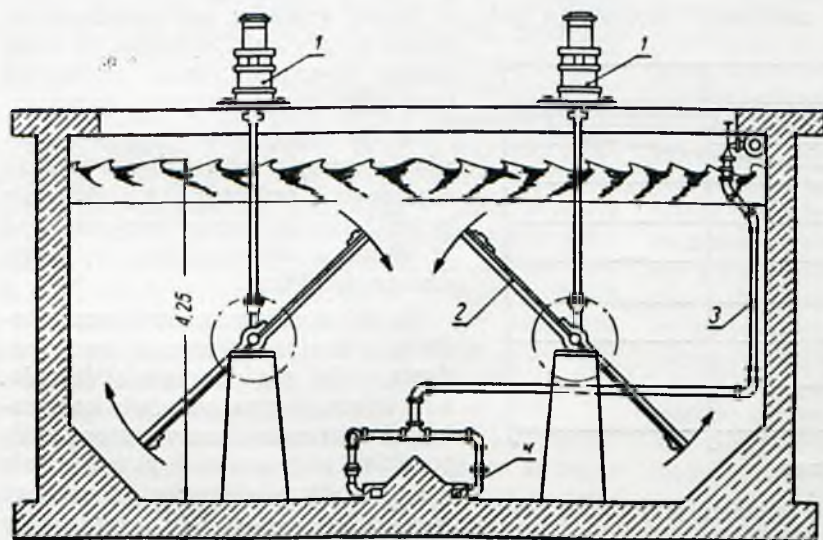
1 — przewód powietrza, 2 — napęd, 3 — płytki porowate, 4 — mieszadło

ścieków właściwości gnilnych przez skłaczkanie organicznych koloidów, zniszczenie i rozłożenie łatwo utleniających się ciał, jak również sfermentowanie i rozkład łatwo poddających się temu organicznych związków. W drugiej powstaje wolno przebiegająca asymilacja rozkładających się nierozpuszczalnych domieszek.

W pierwszej fazie kończy się właściwe oczyszczanie. Następna faza obejmuje nityfikację i reaktywizację osadu. Jeśli przerwie się w tej chwili proces aktywizacji osadu, odpada konieczna do dobrego jego działania nityfikacja i reaktywizacja. Z tych względów sposób osadu czynnego ze skróconym czasem napowietrzania 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 do ponownego ożywienia potrzeba dłuższego czasu. Powstaje stąd niedogodność, że do ponownego ożywienia osadu potrzeba tak dużych ilości powietrza i przestrzeni, że przeważnie koszty budowy i ruchu równają się kosztom pełnego oczyszczania biologicznego.

W innym sposobie oczyszczania częściowego poddaje się pełnemu biologicznemu oczyszczaniu

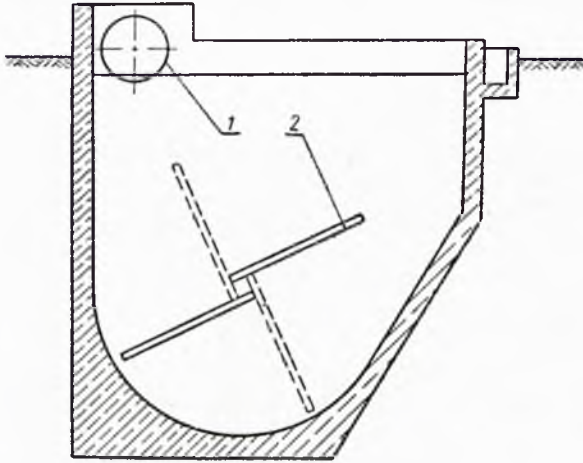


Rys. 364. Napowietrzanie ścieków sposobem Dorra

1 — silnik, 2 — mieszadła, 3 — przewody powietrzne, 4 — płytki porowate

osadu czynnego już po krótkim czasie napowietrzania. Stopień oczyszczenia ścieków przedstawiają krzywe uwidocznione na rys. 366. Były więc próby częściowego oczyszczania osadem czynnym, idące w dwóch kierunkach: uaktywnienia osadu przy skróconym czasie napowietrzania wraz z uaktywnieniem przeciążonego osadu w specjalnych pomieszczeniach i pełne biologiczne oczyszczanie osadem czynnym połowy ścieków. Odpiływ

połowę ścieków. Pozostałą nie oczyszczoną część ścieków miesza się z biologicznie oczyszczonym odpływem. W części ścieków nieoczyszczonych pozostaje większa część rozpuszczonych ciał organicznych oraz łatwo zagniwalne, nie ulegające osadzeniu zawieszono ciała, które przeważnie

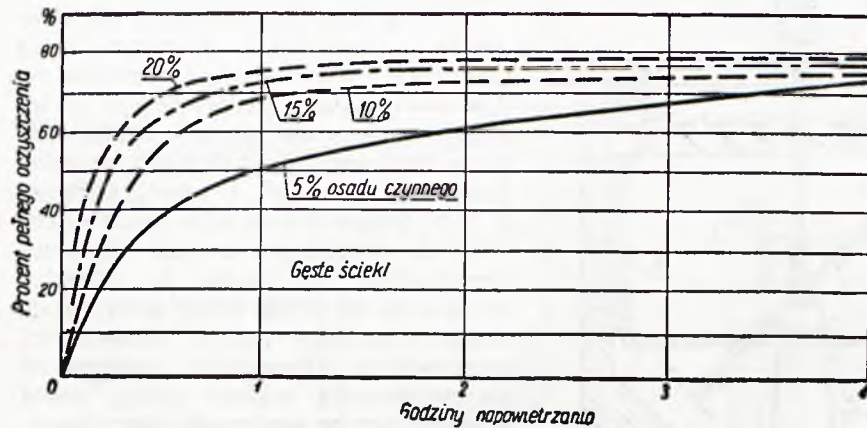


Rys. 365. Napowietrzanie stężonych ścieków sposobem Kessenera
1 — szczotka, 2 — mieszadło

szybko kląskowacieją i wówczas łatwo tworzą osady. Obciążają one bardzo odbiornik.

Z tych względów podane sposoby stosuje się rzadko samodzielnie. Łączy się je z innymi w celu przeprowadzenia oczyszczania stopniowego.

W stężonych ściekach można uzyskać zmniejszenie rozmiarów urządzeń, jeśli zastosuje się dwustopniowe oczyszczanie osadem czynnym. Główna część procesu oczyszczania zachodzi



Rys. 366. Stopień oczyszczenia ścieków osadem czynnym przy różnej ilości jego zawiesin

w pierwszym okresie działania osadu. Jeżeli przezwie się w punkcie załamania krzywej proces oczyszczania i napowietrzy się ścieki w drugim zbiorniku, tworzy się — z pozostających w ściekach resztek zanieczyszczeń — dalszy osad czynny. W każdym stopniu musi być odpowiedni osadnik wtórny, tak że osad powrotny krąży niezależnie od stopnia. Osad czynny w pierwszym stopniu jest przeciążony. Przy czasie napowietrzania $1 \div 1\frac{1}{2}$ h nie może nastąpić regeneracja. Odświeżenie osadu następuje przez doprowadzenie nadmiernego osadu ze stopnia drugiego, w któ-

rym pozostaje dużo niewykorzystanych właściwości biologicznych i adsorpcyjnych. Nadmiar przeciążonego osadu ze stopnia pierwszego usuwa się do komór gnilnych. Do pierwszego stopnia doprowadza się więcej powietrza niż do drugiego.

Stopniowe oczyszczanie przeprowadza się również w ten sposób, że pierwszy jego stopień uzyskuje się za pomocą osadu czynnego, uzupełnionego do pełnego oczyszczania biologicznego — przez odpowiednie włączenie dalsze złóż zraszanych, filtrów szybkobieżnych, chemicznego strącenia, pól nawadnianych.

Badacz R. H. Gould zapoczątkował nowy sposób stosowania osadu czynnego, który umożliwił częściowe i pełne oczyszczanie ścieków, z osadem łatwo osiadającym. Sposób polega na stopniowym wprowadzaniu ścieków do komór napowietrzania oraz wprowadzaniu całości osadu czynnego na początku komory. Na rys. 367 przedstawiono schemat metody Goulda. Ścieki wprowadza się do komór napowietrzania w 4 punktach. Urządzenie to jest bardzo sprawne, gdyż ułatwia dowolny rozdział ścieków między 4 doprowadzenia.

Nowy sposób stosowania osadu czynnego zapewnia następujące korzyści:

1. Unika się nadmiernego przeciążenia osadu na początku komór napowietrzania, gdyż wprowadza się tam tylko czwartą część ścieków. Następna część ścieków wprowadza się po pewnym czasie. Stopniowość wprowadzania ścieków wpływa na utrzymanie osadu czynnego w stanie pełnej czynności na całej długości komory napowietrzania.

2. Wpływa na dłuższe pozostawienie osadu czynnego w komorach napowietrzania wskutek krótszego pobytu części ścieków wprowadzonych bliżej wypływu. Zwiększa to wiek osadu czynnego oraz przedłuża czas jego pracy oczyszczającej.

3. W komorach napowietrzania gromadzi się więcej osadu czynnego wskutek zwiększenia przestrzeni przeznaczonej na osad w wyniku stopniowego wprowadzania ścieków.

4. W godzinach dopływu ścieków o małym stężeniu wprowadzamy je na początek komór, a w miarę wzrastania ich koncentracji wprowadzamy stopniowy rozdział, aby uniknąć przeciążenia osadu i wprowadzenia go w zbyt dużych ilościach do osadników wtórnych.

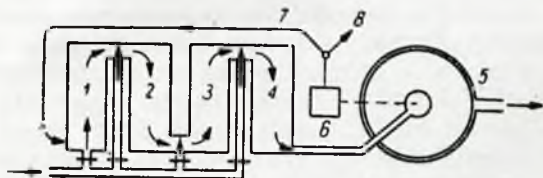
5. W wyniku wszystkich podanych zalet wielkość komór napowietrzania przy stosowaniu metody Goulda może być mniejsza w stosunku do komór uprzednio stosowanych, co jest korzystniejsze ze względów ekonomicznych.

Wydajność osadu czynnego można zwiększyć przez dodanie zawiesin mineralnych, które przez działanie adsorpcyjne zwiększają szybkość powstawania kląskówek osadu czynnego lub obciążają je zwiększając prędkość osiadania. Znaną jest rzeczą, że zawiesina gliniasta splukana do kanalizacji w czasie opadów wpływa dodatnio na

osiadanie osadu czynnego. Najczęściej stosowanym dodatkiem zwiększającym działanie osadu czynnego są związki żelaza, które koagulując zanieczyszczenia przyspieszają powstawanie osadu czynnego.

Ilość użytego żelaza wynosi 5÷10 mg/l. Osad czynny przy dodaniu żelaza działa wydawniej usuwając rozpuszczone zanieczyszczenia organiczne, ma zwiększone własności utleniające i łatwo osiada. Podobne działanie ma stosowanie strużyn żeliwnych, które przechodząc w wodorotlenek żelazowy działają adsorpcyjnie na zanieczyszczenia.

Dobre wyniki uzyskano też przez dodanie do ścieków azbestu w ilości 1 g/m³, przy czym przy 1-godzinnym napowietrzaniu można osiągnąć oczyszczanie nieznacznie odbiegające od pełnego.



Rys. 367. Stopniowe napowietrzanie przy osadzie czynnym bez osadnika wstępnego wg Goulda

1, 2, 3, 4 — cztery komory napowietrzane stopniowo z czterema doprowadzeniami ścieków, 5 — osadnik wtórny, 6 — pompy do osadu, 7 — osad powrotny, 8 — nadmiar osadu

Badania ostatnich lat doprowadziły do zastosowania w oczyszczalni ścieków oczyszczania osadem czynnym, który przez analogię ze złożami zraszany nazwano silnie obciążonym. Sposób ten zapewnia duże korzyści gospodarcze. Nie stosuje się przy tej ostatniej metodzie osadników wstępnych, lecz ścieki wraz z zawieszoną poddaje się napowietrzaniu w komorach osadu czynnego, po czym dopiero podaje klarowaniu w osadnikach wtórnych. Czas przepływu przez komory napowietrzania wynosi 2 godziny, przy zawartości osadów tylko 650 g/m³. Ilość doprowadzonych ze ściekami zanieczyszczeń wyrażona w BZT wynosi 1600 g/m³ · dn, a więc trzykrotnie więcej niż przy zwykłym; zapotrzebowanie powietrza 22 m³ na 1 kg BZT dopływających ścieków, a więc połowę niż w innych urządzeniach. Osiąga się niepełny stopień oczyszczania, gdyż pod względem BZT wynosi ok. 75%, jest to więc bardzo wydajny sposób częściowego oczyszczania ścieków.

Czas przebywania osadu czynnego w komorach wynosi tylko 0,37 doby, a więc 1/10 czasu zatrzymania normalnego osadu. Osad ulega łatwo gnicciu, ma jednak małą zawartość wody. Zawiera on substancji stałej 6,4%, z czego 4,74% organicznej.

Ma on inne własności biologiczne niż normalny osad czynny i pomimo że jest silnie obciążony, łatwo osiada. Praktyka wykazała, że nie ma ciągłego przejścia pomiędzy osadem czynnym słabo obciążonym (normalnym osadem czynnym), przy którym czas pobytu osadu w komorach napowietrzania wynosi od 2,5 do 8 dni, a silnie obciążonym, którego czas pobytu wynosi tylko 1/10 poprzedniego. Przy wieku osadu czynnego 1—2 dni odpływ z oczyszczalni jest mocno zanieczyszczony.

Przy opisach metod stosowania osadu czynnego podano sposób obliczenia wielkości urządzeń,

oparty na czasach przepływu ścieków przez komory napowietrzania, w zależności od ich typu.

Bardziej racjonalne byłoby oparcie obliczeń na ilości zanieczyszczeń wyrażonych w BZT. Przyjmując ten sposób obliczeń, dla nowoczesnych komór napowietrzania słabo obciążonego osadu można średnio przyjąć obciążenie 700 g BZT₅ na 1 m³ komory i dobę, a dla osadu silnie obciążonego 1400 g/m³. Przeliczając wartości te na równoważnik mieszkańców otrzymuje się 700 : 35 = 20 mieszkańców na m³ oraz 1400 : 35 = 40 M/m³.

Przy uruchamianiu urządzeń wytwarza się samoczynnie osad czynny w ciągu 2—4 tygodni, w czasie których doprowadzać należy możliwie dużą ilość powietrza. Po tym czasie urządzenie staje się dojrzałe. W okresie dojrzewania tworzy się zwykle na powierzchni piana. Jeżeli pojawia się ona w późniejszej pracy jest to oznaką, że w zbiorniku napowietrzonym znajduje się zbyt mała ilość osadu powrotnego. Najlepiej dojrzewanie zachodzi wówczas, gdy przeprowadza się małe ilości ścieków przez zbiorniki napowietrzania. Ze wzrastającą ilością osadu czynnego stopniowo powiększa się ilość przepływu. Skrócenie czasu dojrzewania można osiągnąć przez dodanie soli żelaza w postaci roztworów chlorku żelaza (FeCl₃), wytrącającego wodorotlenek żelaza, który przyspiesza wytrącanie koloidów i działa jak roznosićiel 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 wprowadzeniem ich do zbiorników napowietrzania, zależy od stopnia stężenia ścieków. Im ścieki są mniej stężone, w tym większym stopniu można ograniczyć ilość osadu powrotnego. W przypadku rzadkich ścieków 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 osadzenia, tylko w możliwie świeżym stanie doprowadza go z powrotem do zbiorników napowietrzania, zawiera on nadmiar wody. Przepompowywane ilości będą około dwukrotnie większe niż przyjęte normy procentowej zawartości osadu czynnego w zbiornikach napowietrzania. W przypadku gęstych ścieków korzystniej jest podwyższyć ilość silnie rozcieńczonego osadu powrotnego. Wpompowywanie dużych ilości wody do zbiorników napowietrzania wpływa w bardzo nieznacznym stopniu na podniesienie kosztów z uwagi na bardzo niewielkie wysokości podnoszenia. Nie ma potrzeby również powiększania zbiorników napowietrzania, gdyż pompowany powrotny osad składa się w 99% z całkowicie oczyszczonej, nasyconej tlenem wody.

Ilość czynnego osadu w zbiornikach napowietrzania oznacza się w % objętości. W celu określenia tej ilości poddaje się próbkę ścieków osadzeniu w naczyniu szklanym w przeciągu 30 minut. Zawartością osadu nazywamy objętość w %, jaką zajmuje on w naczyniu. W odpływie ze zbiorników napowietrzanych zawartość osadu wynosi — we-

dług Imhoffa — przeciętnie 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 napowietrzanych powinna wynosić $0,2 \div 0,25\%$ suchej substancji; według innych danych wahania są znaczniejsze ($0,1 \div 0,7\%$); w zbiornikach napowietrzanych tłoczonym powietrzem $0,15 \div 0,20\%$, w zbiornikach napowietrzanych mechanicznie $0,1\%$. Obliczenie wagowej zawartości przeprowadzić można przyjmując zawartość 98,5% wody w osadzie albo 1,5% części stałych. Przyjmując za miarodajne wskazania Steela, otrzymujemy $\frac{1,5 \cdot 13,50}{100} = 0,20\%$ ciężaru albo 2000 mg/l

suchej pozostałości.

W celu scharakteryzowania osadu wprowadzono współczynnik gęstości osadu; oznacza on objętość (cm^3), zajmowaną przez 1 g osadu, osadzającego się w ciągu 30 minut, a w razie pobrania próbki ze zbiornika napowietrzania określa się ten współczynnik ze stosunku:

procentowej objętości zawartości osadu ($\text{m}^3/100 \text{ m}^3$) do procentowej ciężarowej zawartości suchej pozostałości ($\text{g}/100 \text{ cm}^3$).

Współczynnik gęstości osadu o zawartości 98,5% wody, w którym 1,5% stanowi sucha substancja wynosi $\frac{100}{1,5} = 67 \text{ cm}^3/\text{g}$. Normalny osad

wykazuje gęstość $55 \div 150 \text{ cm}^3/\text{g}$. Gdy współczynnik wzrasta, jest to wskazówką że powstaje niepożądany objaw pęcznienia osadu. Współczynnik powyżej $200 \text{ cm}^3/\text{g}$ wskazuje na tworzenie się spęczniałego, bardzo trudno osadzającego się osadu. Jest to stan, do którego nie powinno się dopuszczać.

Osad czynny pęcznieje szczególnie w przypadku przeciążenia i niedopowietrzenia oraz przy nagłym dopływie dużych ilości silnie organicznie zanieczyszczonych ścieków, szczególnie ścieków przemysłowych zawierających często trujące sole miedzi, kwasy, fenole, oleje mineralne itp. Zjawisko to występuje częściej w małych zakładach. Objętość osadu nagle zamiennie wzrasta bez zwiększenia się ilości suchej zawartości w osadzie. Jednocześnie zdolność oczyszczania osadu czynnego bardzo znacznie spada. W okresie wiosny i jesieni sprawność oczyszczalni pracujących za pomocą osadu czynnego na pewien czas maleje. 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 wody w takim osadzie może dojść do 99,75%.

Walka z tym jest trudna. Konieczna jest więc stała obserwacja jakości osadu i umiejętna obsłu-

ga oczyszczalni. Jako środki do jego zwalczania 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, należy zmniejszyć obciążenie przez wprowadzenie tylko części ścieków do oczyszczalni biologicznej, a reszty — z 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 są larwy komara — *chironomus*. W niektórych oczyszczalniach, szczególnie w okresach ciepłych roku w miesiącach sierpnia i wrześniu, zachodzi łatwo tworzenie się chironomidów. Komary składają liczne spiralnie ułożone jajeczka, z których mogą się w spokojnych miejscach zbiornika rozwijać larwy. Pojawiają się one wówczas nagle, często w tak dużej ilości, że w przeciągu krótkiego czasu niszczą główną część osadu czynnego. Osadzają się na kłęczkach mułu i używają go jako środka odżywczego. Osad taki, składający się głównie z larw chironomusa, jest do celów oczyszczania bezwartościowy, gdyż nie ma 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 gdzie przegniwają. Polecają również ostatnio dodawanie trującego środka np. proszku przeciw robakom. Proszek taki rozsiewa się w określonych odważonych ilościach na powierzchni wody. Przy użyciu proszku w ilości 2,5 mg/l następuje w ciągu 4—6 godzin tak silne sparaliżowanie larw chironomusa, że stają się one całkowicie niezdolne do życia i obumierają.

Po skończonym przewietrzeniu należy osad czynny możliwie szybko i całkowicie oddzielić od ścieków, aby mógł być zaraz doprowadzony w obiegu zamkniętym do nowonapływających do oczyszczenia ścieków. Ponieważ jest to osad kłęczkowaty, odpowiedniejsze do jego wytrącenia są głębokie osadniki o kierunku ruchu wstępującym. Prędkość ruchu wstępującego powinna wynosić $1,5 \div 3 \text{ m/h}$. Czas przepływu oblicza się na $1,5 \div 2 \text{ godz}$. W przypadku 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 dają się nieco głębsze niż zazwyczaj i o średnicy niezbyt dużej. Liczy się w takich osadnikach na przepływ 2—3 godziny.

Zbierający się osad pobiera się z osadnika za pomocą pomp i doprowadza bezpośrednio do zbiornika napowietrzania lub do specjalnej studni, w której umieszczone są przesuwane przelewy; przelewami odpływa odpowiednio osad do zbiornika napowietrzania oraz do komory gnilnej. Zamiast w przelewy można zaopatrzyć studnię

w przewody zamykane zasuwami. Kanały powrotnego osadu, w których prędkość jest mniejsza niż 0,3 m/sek, zaopatruje się w dnie w płytki dyfundujące powietrze w celu zapobieżenia osadzeniu się mułu. Do przepompowywania osadu stosuje się pompy wirnikowe o małej ilości obrotów. Przy stosowaniu szybkoobrotowych pomp zachodzi niebezpieczeństwo rozbijania osadu, przy czym jego działanie bardzo słabnie. Osad podnosi się na wysokość poziomu ścieków dopływających do zbiorników napowietrzania i doprowadza 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 odpowiednią ilość osadu powrotnego, gdyż skraca on czas składowania oczyszczonych ścieków.

Ponieważ w czasie oczyszczania rozpuszczone w ściekach zanieczyszczenia zostają wytrącone w postaci osadu, ilość jego stale rośnie. Część osadu powstającego w osadnikach trzeba stale usuwać z kołowego obiegu. Ta część osadu nosi miano osadu nadmiernego. Ilość osadu nadmiernego zależy od właściwości ścieków. W przypadku przeciętnego składu ścieków (odpływ 150 l/mieszk. dn) ilość jego wynosi 2,07 l/mieszk. dn, mierzona po półgodzinnym czasie osiadania. Pompowana ilość nadmiernego osadu wynosi $\frac{4,43}{150} = 3\%$ dobowego przepływu ścieków.

W przypadku rozcieńczonych ścieków pompowany nadmierny osad stanowi mniejszy procent przepływu ścieków. Osad ożywiony pozostaje i pracuje w oczyszczalni najdłużej 3—4 dni. Jego ilość można obliczyć z wielkości zbiorników napowietrzania i osadników wtórnych. Gdy np. czas przepływu wynosi 6 godzin w zbiorniku napowietrzania oraz 2 godziny w osadniku wtórnym, a pompowany osad powrotny stanowi 24% przepływu, to ilość osadu czynnego wynosi $\frac{8}{24} \cdot \frac{24}{100} = 8\%$ dziennego przepływu ścieków.

Ponieważ dziennie usuwana ilość osadu nadmiernego stanowi 3% przepływu ścieków, to czas pozostawiania osadu w oczyszczalni wyniesie $\frac{8}{3} = 2,7$ dni.

Osad zawiera w suchej pozostałości 33% mineralnych składników i ma zawartość 5—7% azotu oraz 4% kwasu fosforowego. Duża zawartość bakterii nitryfikacyjnych podwyższa jego wartość nawozową, ze względu jednak na bardzo przykrą woń, którą wydziela, uniemożliwione jest bezpośrednio stosowanie go jako nawozu na polach. W niektórych oczyszczalniach suszy się go na filtrach próżniowych. Osad suszy się na ogrzewanych bębnach. Wysuszony osad stosuje się do nawożenia.

Coraz częściej stosuje się przegniwanie osadu w komorach gnilnych. Nadmiar osadu odprowadza się i miesza się go z wytrącającym się świeżym osadem w osadniku i stąd przechodzi do komory gnilnej. Ilość nadmiernego osadu wynosi 4,43 l/mieszk. dn o zawartości 99,3% wody, zaś

ilość osadu zmieszanego pompowana z osadnika wstępnego — 1,87 l/mieszk.dn 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 wody wzrasta w nim z 87% do 93%, sucha pozostałość z 34 do 55 g/mieszk. dn, zaś ilość przegniłego nieodwodnionego osadu z 0,26 do 0,79 l/mieszk.dn, tj. trzykrotnie. Z tych względów komory gnilne oraz inne poletka dla ociekania osadu trzeba trzykrotnie powiększyć.

Urządzenia mechaniczne (w oczyszczalni pracującej za pomocą osadu czynnego) 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 mieszkańców; w przypadku ścieków mało stężonych — 1,5 kW. Ścisłych danych brak, gdyż w czynnych zakładach istnieją duże różnice.

Napowietrzanie trwać musi nieprzerwanie w dzień i w nocy. W czasie pracy trzeba stale przeprowadzać badania dotyczące:

- 1) ilości ścieków, osadu powrotnego i nadmiaru osadu;
- 2) osiadania osadu w ściekach ze zbiorników napowietrzanych z prób branych na jego wlocie i wylocie;
- 3) określenia ilości zawieszin w ściekach ze zbiorników napowietrzanych, osadzie powrotnym i odpływie;
- 4) zawartości tlenu w zbiornikach napowietrzania;
- 5) tlenu biochemicznego w odpływie;
- 6) wysokości osadu w osadniku wtórnym.

Główną zaletą stosowania osadu czynnego jest wysoki stopień oczyszczania. Oczyszczenie rozciąga się nie tylko na pozostające po oczyszczeniu wstępnym nierozpuszczone koloidy, ale również i na domieszki rozpuszczone. Przede wszystkim usunięte zostają pozostałe po oczyszczeniu wstępnym ulegające osadzeniu, jak również nie ulegające osadzeniu zawiesziny i wywołujące zamęcenie ścieków koloidy w tak dużym stopniu, że oczyszczony odpływ jest całkowicie klarowny i zawiera tylko ślady zawieszin. Są to resztki osadu czynnego, średnio w ilości 5—20 mg/l. Wraz z koloidami zostają w większości przypadków wydalone wszystkie koloidalne barwniki, tak że prawie całkowicie usunięte zostaje wywołane nimi zabarwienie. Odpływy mają tylko lekkie zabarwienie słomkowe. Zawarte w wodzie przykre zapachy częściowo utlenia się, a częściowo adsorbuje i odpływ praktycznie jest bezwonny. Ma on tylko lekko ziemistą woń, jaką wykazuje również 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 utleniałości i biochemicznego tlenu. Spadek wynosi co najmniej 90%. Odpływ jest niezagniwający i wobec silnego napowietrzania wykazuje przeważnie dużą zawartość tlenu; powinna ona

wynosić 5—9 mg/l. Można bez obawy odpływ taki wpuścić nawet do najmniejszego odbiornika.

Zalety: wysoki stopień oczyszczania ścieków;
 niewielka powierzchnia zajmowana przez urządzenia;
 niezbyt wysokie koszty budowy;
 niewielka strata wysokości ciśnienia, wobec której brak potrzeby pompowania ścieków;
 brak zapachów i plagi much;
 duża zawartość azotu w osadzie.

Wady: większa ilość osadu niż otrzymywana przy stosowaniu innych sposobów;
 trudność bezpośredniego traktowania osadu;
 wysokie koszty ruchu;
 duża ilość urządzeń mechanicznych do konserwowania;
 konieczność wprawnej obsługi;
 zaniedbanie daje w wyniku duże straty czasu (10—21 dni) na poprawę i powodujące odpływ o złych właściwościach;
 wrażliwość na wpływy ścieków przemysłowych (głównie domieszek chemicznych bakterioobójczych) które przerywają cykl oczyszczania;
 niezdolność do przeciążeń.

Napowietrzenie lub reaktywizacja osadu powrotnego zanim wprowadzi się go do zbiorników napowietrzania jest niezbędna, gdy niedostateczne jest napowietrzenie mieszaniny ścieków i osadu powrotnego w celu utrzymania właściwej biologicznej aktywności osadu. Zachodzi to w przypadku, gdy stosowany jest do uzyskania sklarowania tylko krótki czas zatrzymania (1—2 godzin). Również jest to konieczne przy pełnym oczyszczaniu, gdy ścieków nie poddaje się osadzaniu wstępnemu lub gdy oczyszczaniu poddaje się bardzo stężone ścieki. Zbiorniki do napowietrzania osadu powrotnego wykonywa się podobnie do zwykłych zbiorników napowietrzania, przy czym czas zatrzymania przyjmuje się 2—6 godzin.

9. CHLOROWANIE ŚCIEKÓW

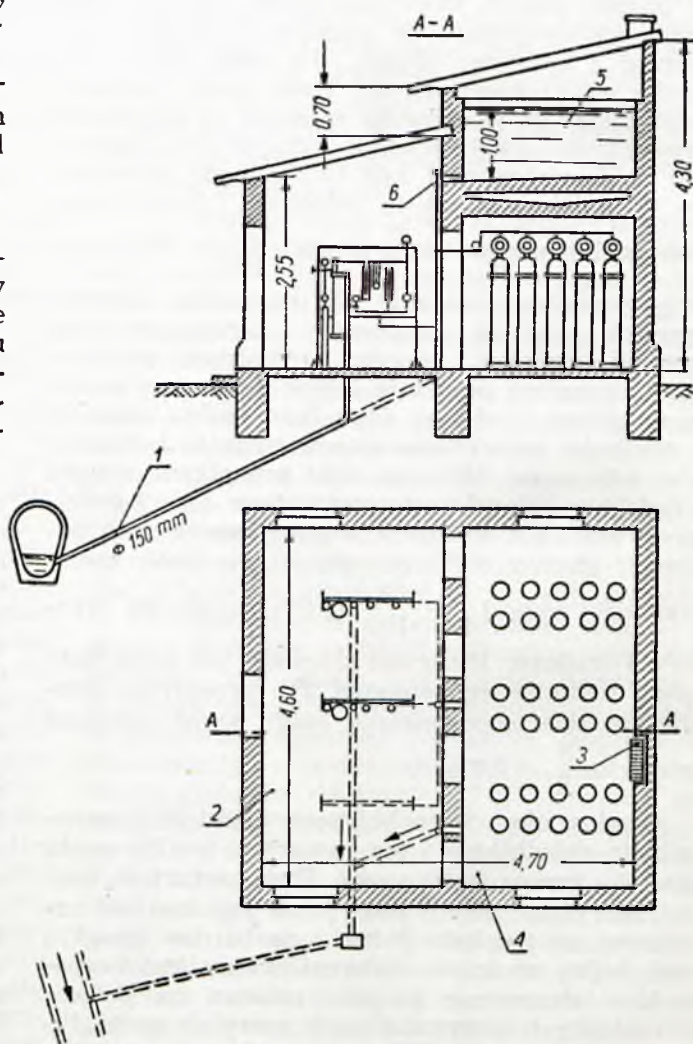
Chlor znajduje duże zastosowanie przy procesach oczyszczania ścieków zarówno surowych jak oczyszczonych. Niszczy on bakterie chorobotwórcze, powiększa zdolności sklarowania, zwalcza wonie ścieków i osadu, niszczy grzyby, osady i larwy much na złożach zraszanych itp.

Działanie chloru i sposób jego stosowania opisano w „Wodociągach”¹⁾. Użycie chloru w technologii ścieków różni się tylko zastosowaniem odpowiednio większych dawek (rys. 368). 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; poleca się następujące wielkości dawek:

Cel chlorowania	Dawki chloru mg/l	Uwagi
Ścieki surowe	25÷30	Przez okres bardzo krótki
Odpływ z osadników	15÷20	
Odpływ ze złoż zraszanych	10÷15	
Odpływ z filtrów piaskowych	6	
Zniszczenie warstwy grzybów na złożach zraszanych	50	
Odbarwienie Osad czynny	4÷6 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 wystarczają-



Rys. 368. Urządzenia do pomieszczenia przyrządów chlorowniczych

1 — przewód kamionkowy z uszczelnieniem asfaltowym, 2 — pomieszczenie dla przyrządów, 3 — piec gazowy, 4 — pomieszczenie dla butli z chlorem, 5 — zbiornik, 6 — spust

cym czasem działania jest około 15 minut. W tym czasie ulega zabiciu co najmniej 99% znajdujących się w ściekach bakterii. Aby być pewnym, że taki jest skutek zastosowania chloru, powinna,

¹⁾ Wóycicki K.: Wodociągi, Wyd. 2. BA, Warszawa 1954.

po minimalnym czasie działania chloru równym 15 minutom, istnieje jeszcze jego nadwyżka w ilości 0,3—0,5 mg/l. Chlor należy więc wprowadzać do ścieków, które zatrzymuje się w specjalnych zbiornikach reakcji o czasie przepływu równym 15÷30 minut.

Należy zwrócić uwagę dawkując chlor, by przy rozcieńczeniu ścieków wodami odbiornika nie pozostawała zbyt duża koncentracja chloru w wodach wymieszanych, gdyż działa on szkodliwie na rybostan. Według przeprowadzonych badań stę-

żenie powyżej 1 mg/l powoduje śnięcie karpia i przeważnej ilości innych ryb, szczupaków i płotek, podczas gdy raki stężenie takie znoszą jeszcze dobrze.

Działanie odwadniające chloru polega na rozkładzie siarkowodoru z wydzieleniem siarki: $H_2S + Cl_2 = 2HCl + S$. Ze względu na to, że siarkowodór działa bardzo szkodliwie na beton powyżej zwierciadła ścieków, rozkład siarkowodoru za pomocą chloru jest skutecznym środkiem chroniącym konstrukcje betonowe przed niszczeniem.

ŚCIEKI PRZEMYSŁOWE

Zakłady przemysłowe, które odprowadzają swoje ścieki do miejskiej sieci kanalizacyjnej zobowiązane są do spuszczenia ich w takim stanie, aby nie niszczyły jej oraz nie zagrażały zdrowiu lub życiu pracujących ludzi na sieci. Poza tym stan ich musi być taki, ażeby po zmieszaniu się ze ściekami miejskimi nie powodowały trudności w oczyszczaniu tych ostatnich.

Ponadto należy przyjąć jako zasadę odzyskiwanie ze ścieków wszystkich wartościowych substancji, jak np.: zawieszinę węglową, masę papierową, włókno sztuczne i naturalne, tłuszcze, oleje mineralne, smoły, benzynę, żelazo i fenol. Z substancji trujących, które mogą szkodliwie wpływać na oczyszczanie ścieków, można wymienić: sole miedzi, chromu, cjaniki i arsen. Należy też zwrócić baczną uwagę na konieczność neutralizacji odprowadzanych ścieków. Częściowe oczyszczanie ścieków w zakładach przemysłowych, należy ograniczyć tylko do przypadków wynikających z podanych zaleceń, gdyż oczyszczanie ścieków przemysłowych przeważnie łatwiejsze jest i tańsze przy ich połączeniu ze ściekami miejskimi.

W przypadku powstawania różnego rodzaju ścieków, z których część może być tylko nieznacznie zanieczyszczona, jak np.: wody chłodnicze, należy je odprowadzić oddzielnie, a oczyszczeniu poddać tylko szkodliwe, z podanego punktu widzenia.

Łączenie różnych rodzajów ścieków może dawać korzystne wyniki wobec wzajemnego ich oddziaływania na siebie powodując neutralizację lub wytrącenie zanieczyszczeń.

Przy wyborze metod oczyszczania ścieków przemysłowych należy najpierw ustalić, czy ścieki zawierają zanieczyszczenia podatne na działanie przemian biologicznych. Do obojętnych biologicznie zanieczyszczeń będą należały sole mineralne, np. potasowe, których nie można odprowadzać do odbiorników wówczas, gdy spowoduje to przekroczenie granicy dopuszczalnego zasolenia wód odbiornika. Soli tych nie można usunąć normalnie stosowanymi metodami oczyszczania. Należy uciec się do założenia dużych zbiorników retencyjnych, które ułatwiają zatrzymanie części ścieków, których odbiornik nie przyjmie i nie przeprowadzi w okresach normalnych stanów wód, a które zostaną spuszczone w okresach stanów wyższych lub powodziowych.

Ścieki kwaśne neutralizuje się zazwyczaj przez dodanie mleka wapiennego lub przepuszczanie przez złoża utworzone z kawałków wapnia. W ce-

lu usunięcia zawieszin mineralnych ze ścieków z kopalń węgla, hut, fabryk chemicznych stosuje się osadniki, a osad usuwa na poletka do suszenia lub tereny zwałek.

Ścieki te oczyszcza się też na tak zwanych stawach załadowania, wykonanych w terenie i działających jako osadniki do czasu zapełnienia ich osadami. Pod dnem stawów daje się drenaż, który uruchamia się po zapełnieniu stawów osadem w celu przeprowadzenia szybkiego odwodnienia.

Stawy załadowania są najtańszymi i najlepszymi urządzeniami do oczyszczania ścieków z zawiesziną mineralną. Można je też stosować jako urządzenia oczyszczające wody obiegowe. Wielkość ich określa się wg czasu napełniania osadem, który może dochodzić do kilku lat.

Do zanieczyszczeń ścieków przemysłowych oczyszczanych biologicznie, należy zaliczyć przede wszystkim fenol. Zawartość fenolu w ilości 1 mg/l podnosi BZT₅ o 1,7 mg/l. Fenol jest bardzo wartościowy i należy go z odpływów przemysłowych odzyskiwać. Istnieje kilka sposobów odzyskiwania fenoli opartych na procesach adsorbcyjnych lub na rozpuszczalnikach. Jednak w urządzeniach tych nie udaje się odzyskiwać fenolu w 100% i część jego przechodzi do ścieków.

W wodach powierzchniowych w razie dostatecznego rozcieńczenia fenol po 3—4 dniach ulega przemianom, w szczególności gdy w wodzie wskutek zanieczyszczenia substancjami organicznymi rozwinęło się silne życie organizmów wodnych. Przemiana fenolu ulega silnemu zahamowaniu przy spadku temperatury poniżej 10 °C, a ustaje całkowicie poniżej 4 °C. Fenol jest bardzo szkodliwy dla ryb, gdyż działa na nie zabójczo przy dawkach 5 mg/l, a przy mniejszych dawkach powoduje przykry zapach mięsa rybiego czyniąc je niejadalnym. Wpływ ten ustaje przy zawartości fenoli poniżej 0,02 mg/l.

W celu usunięcia pozostałego fenolu ze ścieków stosuje się metody biologiczne, jak złoża zraszane silnie obciążone z recyrkulacją, przy czym wg Bacha 1 m³ złoża może usunąć dziennie 0,15 kg fenolu. Na złożach zanurzanych przedmuchiwanych można usunąć 0,5 kg na 1 m³ złoża.

Największe trudności sprawiają fenole zakładom wodociągowym, gdyż nawet najmniejsze ich ilości przy dezynfekcji wody chlorem powodują przykry smak i zapach wody. W szczególności trudnym okresem dla wodociągów jest zima, gdyż ustaje wtedy samooczyszczanie się odbiornika, wydajność urządzeń oczyszczalni biologicznych wskutek mrozów może też zmaleć. Na takie wy-

padki zakłady wodociągowe powinny być przygotowane. Dobre wyniki daje dodawanie węgla aktywnego w proszku do wody dopływającej do urządzeń oczyszczających. Można też stosować przechlorowanie wody i dechlorację lub chlorowanie za pomocą chloraminy, a jeszcze lepiej — dwutlenku chloru.

Stosując metody biologiczne oczyszcza się ścieki z zakładów przemysłowych produkujących środki spożywcze, jak z mleczarni, browarów, gorzeln, drożdżowni, krochmalni, cukrowni i rzeźni. Podobnie biologiczne metody stosuje się przy oczyszczaniu ścieków z zakładów, które pracują na surowcach pochodzenia roślinnego lub zwierzęcego. Zaliczamy do nich zakłady tekstylne i farbiarnie, papiernie, roszarnie, garbarnie i pralnie wełny. Ścieki z tych zakładów pod pewnymi warunkami można odprowadzać do sieci kanalizacyjnej miejskiej i oczyszczać wspólnie z miejskimi lub oczyszczać osobno w sposób stosowany przy ściekach miejskich.

Udaje się też oczyszczać w sposób biologiczny ścieki, które zawierają zbyt mało substancji odżywczych do utrzymania życia drobnoustrojów w urządzeniach biologicznych aerobowych i anerobowych. W przypadkach tych wystarczy dodatek odpowiedniej ilości ścieków miejskich lub substancji odżywczych z fosforem i azotem.

Ścieki i osady z niektórych zakładów produkujących środki spożywcze, jak: gorzelnie, krochmalnie i mleczarnie ulegają łatwo fermentacji kwaśnej, którą można wykorzystać jako wstępne oczyszczenie zakładając odpowiednio duże zbiorniki fermentacyjne. W celu dalszego oczyszczania tych ścieków należy kwaśny odpływ ze zbiorników fermentacyjnych potraktować wapnem lub jeszcze lepiej chlorem, aby przerwać fermentację i umożliwić klarowanie ścieków w osadnikach. Ścieki po sklarowaniu można poddać następnemu oczyszczaniu biologicznemu lub chemicznemu.

W przypadku zbyt stężonych ścieków przemysłowych i związanych z tym trudności oczyszczania można osiągnąć dobre wyniki przez rozcieńczenie ścieków. W podobny sposób jak rozcieńczenie, a nawet z większą wydajnością, działa recyrkulacja ścieków oczyszczonych przy złożach zraszanych, jak również przepompowywanie większych ilości osadów powrotnych przy osadzie czynnym. Recyrkulacja zwalcza też kwaśną fermentację, w szczególności jeżeli do jej obiegu włączy się osadniki wstępne.

Ścieki przemysłowe, które zawierają zanieczyszczenia organiczne będące składnikami nawozowymi roślin, można wykorzystać na terenach rolniczych. Należy przy tym zwracać uwagę na zawartość zanieczyszczeń w ściekach i nie nawadniać pól takimi, które zawierają trucizny szkodliwe dla roślin.

W przypadkach przeprowadzenia fermentacji beztlenowej ścieków pożądanym jest utrzymanie ich w jak największej koncentracji, gdyż urządzenia do oczyszczania wypadają wtedy mniejsze. Zwiększenie koncentracji ścieków uzyskuje się przez wyeliminowanie i osobne odprowadzenie ścieków mniej stężonych albo przez zastosowanie obiegu zamkniętego w gospodarce wodnej zakładu.

Przy obliczaniu wielkości urządzeń potrzebnych do oczyszczania ścieków przemysłowych można posługiwać się równoważnikiem mieszkańców dla urządzeń biologicznych, których obliczenie oparte jest na BZT. W przypadkach gdy ścieki są do dyspozycji, najlepiej jest oprzeć się na wynikach badań i analizach ścieków. Przy obliczaniu urządzeń do oczyszczania mechanicznego można też wyprowadzić równoważniki w mieszkańcach porównując ilość zawieszin w ściekach przemysłowych z ilością w ściekach miejskich i następnie obliczenie urządzeń przeprowadzić opierając się na równoważnej ilości mieszkańców.

ROZDZIAŁ XI

OCZYSZCZALNIE DOMOWE

Oczyszczalnie domowe z uwagi na ich duży koszt, brak obsługi, a przez to małą wydajność są złem koniecznym i należy unikać ich stosowania, a jeżeli to jest możliwe, budować wspólną oczyszczalnię. Wykluczane to jest w domach odosobnionych jedno- lub kilku rodzinnych lub położonych w zbyt dużych odległościach uniemożliwiających połączenie wspólną siecią kanalizacyjną.

Wielkość urządzeń oczyszczalni domowych oblicza się wg ilości mieszkańców, przy czym w specjalnych zakładach przyjmuje się równoważniki jak następuje: w szkołach jeden mieszkaniec odpowiada 10 uczniom, w gospodach — 3 gościom, w gospodach letnich — 15 gościom, a w zakładach pracy — 3 pracownikom.

Odpływów deszczowych nie włącza się do sieci odprowadzającej ścieki do oczyszczalni.

W oczyszczalniach domowych stosuje się następujące urządzenia oczyszczające ścieki.

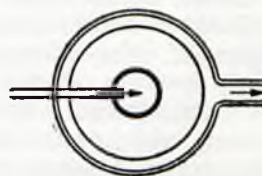
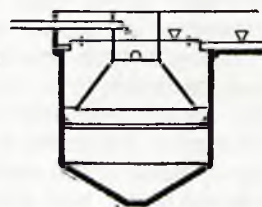
1. Doły gnilne budowane w formie dwóch lub większej ilości komór połączonych ze sobą otworami lub przewodami założonymi poniżej zwierciadła ścieków. Osady zbiera się głównie w pierwszej komorze, w następnych gromadzi się ich dużo mniej, a odpływ jest w znacznej mierze pozbawiony zawieszin. Zatrzymane osady poddaje się przefermentowaniu i usuwa zazwyczaj raz na rok. Wskutek przepływu ścieków przez komory, w których fermentuje osad, ulegają one też fermentacji i wypływają w formie zagniłej, nie nadającej się do odprowadzenia do wód powierzchniowych i otwartych rowów odwadniających. Przyjmuje się trzydniowy przepływ ścieków przez doły gnilne, a przy zużyciu 100 l/mieszk. dn wielkość dołu wypada 300 l/mieszk. Minimalną pojemność dołu przyjmuje się 1,5 m³.

Doły gnilne można wykonać przez zapuszczenie w grunt kręgów betonowych dobrze uszczelnionych, ze szczelnym dnem betonowym i połączeniami wykonanymi z rur betonowych. Można je też wykonać w postaci komór prostokątnych lub kwadratowych, połączonych między sobą otworami w ścianach działowych. Połączenia między poszczególnymi komorami mogą być wykonane w formie pionowych szczelin sięgających do dna dołu. Na rys. 263 pokazano schematycznie trójkomorowy dół gnilny ze szczelinowymi pionowymi połączeniami między komorami.

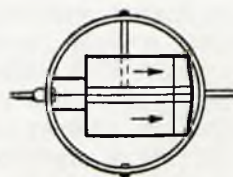
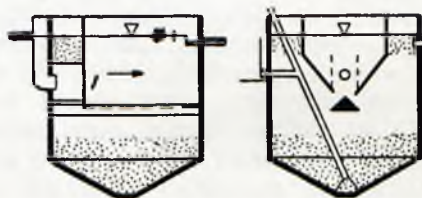
Jeżeli czas przepływu ścieków przez dół gnilny przekracza 10 dni, to można go uważać za urządzenie oczyszczania biologicznego. Pojemność takiego dołu wynosi 1000 l/mieszk. przy minimalnej

pojemności 5 m³. Czas pełnej gnilnej fermentacji biologicznej wynosi ok. 20 dni dla normalnej temperatury ścieków ok. 15 °C. Wzrost temperatury skraca czas fermentacji. Doły gnilne należy dobrze wentylować.

2. Osadniki piętrowe stosuje się małych wymiarów z nachyleniem ścian osadnika 1,4:1 i szczeliną o prześwicie przynajmniej 12 cm. Część



Rys. 369. Osadnik Imhoffa (studnia Emszerska) dla małych urządzeń z wyprowadzeniem zawieszin do komory gnilnej



Rys. 370. Osadnik Imhoffa (studnia Emszerska) dla małych urządzeń z wyprowadzeniem zawieszin do komory gnilnej

osadową przyjmuje się na 50 l/mieszk., a część gnilną na 100 l/mieszk. Do tego dochodzi pojemność na kożuch oraz warstwa bezpieczeństwa poniżej szczelin części osadowej. Objętość całości wypada 200 l/mieszk., a minimalna wielkość osadnika — 1,5 m³. Wskutek nierównomierności do-

plywu ścieków nie należy się liczyć z zachowaniem świeżości przepływu.

Porcjowe dopływanie ścieków powoduje przedostawanie się ich do komory gnilnej i wyciskanie stamtąd fermentujących ścieków, które powodują odpływ zagniłych. Osadniki te w małych domowych urządzeniach nie mają cechy świeżowodności, lecz zachowują się jak doły gnilne; można więc je nimi zastąpić.

W osadnikach piętrowych małych zdarza się często, że część osadowa zostaje zapełniona przez pływające zanieczyszczenia powodując złą pracę urządzenia. W celu zapobieżenia temu buduje się osadniki z doprowadzeniem ścieków do części gnilnej, gdzie pozostają zanieczyszczenia pływające, a ścieki przepływają do części osadowej. Na rys. 369 przedstawiono schematycznie tego rodzaju osadnik. Ścieki przez rurę dopływają do części środkowej, gdzie poza pozostawieniem zanieczyszczeń pływających powodują zatapianie kożucha. Następnie przez okrągłe otwory w kłoszu przepływają do osadnika, z którego po składowaniu odpływają przelewem kołowym na krawędzi osadnika. Na rys. 370 przedstawiono inny rodzaj tego typu osadnika. Ścieki wpływają do małego przedziału w komorze gnilnej w celu oddzielenia części pływających, a następnie przez okrągły otwór przepływają do komory osadowej. Odpowietrza się osadniki bezpośrednio do atmosfery lub za pomocą specjalnego przewodu wentylacyjnego; do tego celu nie wyzyskuje się domowej sieci kanalizacyjnej.

3. Nawodnienie podziemnym drenażem jest najlepszym sposobem oczyszczenia ścieków w małych urządzeniach domowych. Stosować je można tylko w gruntach dobrze przepuszczalnych oraz przy stosunkowo nisko położonym zwierciadle wody gruntowej. Ścieki uprzednio należy pozbawić zawiesin, najlepiej za pomocą dołu gnilnego, a następnie w sposób porcjowy, za pomocą wywrotki lub urządzenia syfonowego skierować do drenażu. Drenaż zakłada się na głębokości 0,5 do 1,2 m, otacza żwirem lub tłuczniem i przysypuje ziemią. Stosuje się dreny gliniane ϕ 10 cm. Na jednego mieszkańca w zależności od gleby przewiduje się 10 do 25 m drenów. Przy większych urządzeniach zakłada się główny ciąg doprowadzający ścieki ze szczelnych rur kamionkowych dając na boki odgałęzienia z rur drenarskich w odstępach od 1,5 do 3 m. Gdy teren ma spadek, zakłada się główny ciąg w kierunku największego spadku, odgałęzienia wychodzą do studzienek, a przewody drenarskie w poziomie. Dla gruntów średnich przyjmuje się drenażu 15 m/mieszk. albo terenu 50 m²/mieszk., tj. 200 mieszkańców na ha.

4. Sztuczne filtry ziemne można wykonywać z piasku o grubości ziarn 0,3 do 0,5 mm i grubości warstwy 0,7 m. Pod warstwą piasku daje się warstwę żwiru grubości 0,15 m, w której umieszcza się drenaż do odprowadzania oczyszczonych ścieków. Taką samą warstwę żwiru daje się nad warstwą piasku z drenażem w celu rozprowadzenia ścieków po filtrze. Przy małych urządzeniach filtr ziemny można założyć w formie rowu o szerokości od 0,9 do 1,2 m.

BIBLIOTEKA
POLITECHNIKI WARSZAWSKIEJ
Warszawa, Pl. Jedności Robotniczej 1