

WYDAWNICTWO MINISTERSTWA ODBUDOWY Nr 21

Dr Inż. KAZIMIERZ WÓYCICKI
PROFESOR POLITECHNIKI WARSZAWSKIEJ

WODOCIĄGI i KANALIZACJE

Tom I
WODOCIĄGI

WARSZAWA

1948

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



H. J. J. J.

WYDAWNICTWO MINISTERSTWA ODBUDOWY Nr 21

Dr Inż. KAZIMIERZ WÓYCICKI
PROFESOR POLITECHNIKI WARSZAWSKIEJ

WODOCIĄGI i KANALIZACJE

Tom I
WODOCIĄGI



Nr. inwentarza III R / 15

WARSZAWA

1948

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

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

Instytut Zoologii w Warszawie
i Oddział Wodny
BIBLIOTEKA

3127

PRZEDMOWA

W maju 1944 roku napisałem dla prof. dra Kazimierza Wóycickiego przedmowę do Jego ostatniego dzieła pt. „Wodociągi i Kanalizacje“, które niebawem miało ukazać się w druku. Wojna się kończyła i należało przygotowywać się do odbudowy zniszczonego kraju przede wszystkim przez wydawanie podręczników technicznych celem wykształcenia ludzi, którzy mieli zająć się odbudową. Fachowców było zawsze mało, tym mniej po ostatniej wojnie, w której nieprzyjaciół systematycznie dążył do wyniszczenia polskiej inteligencji.

Lecz w maju 1944 roku horoskopy były jak najlepsze, wojna kończyła się, klęska Niemców była już niewątpliwa, straty nasze były olbrzymie, ale jeszcze nie do niepowetowania, większość inteligencji uratowana. Wszyscy byliśmy nastawieni na koniec tej strasznej wojny i na początek odbudowy naszego społeczeństwa i Kraju. Niestety radość nasza była przedwczesna. Z wybuchem Powstania Warszawskiego Niemcy wraz z miastem zaczęli niszczyć wszystko co polskie. Ginał kwiat naszej inteligencji, ginęli młodzi, zdolni i rokujący najlepsze nadzieje uczeni, którzy przede wszystkim byli powołani do odbudowy Kraju ze zniszczeń wojennych. Wówczas, dnia 9 września 1944 r. od pocisku artylerii ciężkiej zginął także autor tego dzieła prof. dr K. Wóycicki. Zginął w domu, w którym się urodził, całe życie mieszkał i pracował. Odszedł od nas umiłowany przez studentów wykładowca, ceniony członek Kolegium Profesorskiego Politechniki Warszawskiej, mój serdeczny, oddany wieloletni przyjaciel i współpracownik.

„Wodociągi i Kanalizacje“ oraz atlas do „Wodociągów“ zostały wydane jako skrypt na kilka miesięcy przed Powstaniem Warszawskim. Skrypt ten oraz niektóre materiały i ryciny na dwa dni przed śmiercią swoją zdołał ś. p. prof. Wóycicki zakopać w piwnicy, dzięki czemu ocalały. Zniszczone ryciny uzupełniła oraz przygotowała do druku inż. Maria Daszkiewicz, asystent i długoletni współpracownik katedry.

Podręcznik prof. Wóycickiego „Wodociągi i Kanalizacje“ jest pierwszym podręcznikiem polskim, wyczerpującym całość przedmiotu i zakreślonym na miarę najlepszych podręczników światowych; jest dziełem niezbędnym tak dla uczącej się młodzieży, jak i dla inżynierów pracujących w swoim zawodzie. Wydany jeszcze przed pierwszą wojną światową podręcznik z tego zakresu był już przestarzały, a poza tym wyczerpany i nowe jego wydanie musiałoby ulec dużym zmianom i uzupełnieniom. Poza krótkimi broszurami, wydanymi pod koniec pierwszej wojny światowej jako drobne rozdziały w pracy zbiorowej pod tytułem: „Zagadnienia techniczne odbudowy kraju“ oraz broszurą inż. Dziakiewicza, zresztą wyczerpaną, prawdziwego podręcznika kanalizacji w literaturze polskiej właściwie nie było.

Podręcznik prof. Wóycickiego jest oparty na doświadczeniach zebranych przez Autora w szerszym zakresie w Kraju, w obszerniejszym poza jego granicami i to zwłaszcza w stojących najwyżej pod względem technicznym krajach anglosaskich. Ostatni dział podręcznika „Kanalizacji”, traktujący o oczyszczaniu ścieków, pojawia się w polskiej literaturze technicznej po raz pierwszy.

Obie inwestycje miejskie, jakimi są wodociągi i kanalizacja, są dla miasta równie potrzebne i ważne. Kanalizacja jest nawet o tyle ważniejsza, że jest bardziej kosztowna i budowa jej powinna raczej poprzedzać budowę wodociągu, gdyż dostarczanie miastu wody bez możliwości nieszkodliwego jej odprowadzenia w zwiększonych ilościach ścieków przyczynia się raczej do pogorszenia stosunków zdrowotnych, niż do ich polepszenia.

Oba podręczniki prof. Wóycickiego wypełniają zatem lukę, która dotychczas istniała w naszej literaturze technicznej, pozwalając wykształcić i doksztalczyć dobrych fachowców, jakich w okresie swej odbudowy Państwo niezbędnie potrzebuje. Zasługi prof. Wóycickiego odnoszą się zatem nie tylko do obecnego, żyjącego pokolenia, ale i do pokoleń następných, które przez szeregi lat będą korzystać z Jego pracy.

Dr KAROL POMIANOWSKI
Profesor Politechniki Warszawskiej i Gdańskiej

I. WSTĘP

Woda jest podstawowym elementem w przyrodzie, w razie jej braku uniemożliwione jest życie. Jednym z poważnych zagadnień inżynierskich jest dostarczenie odpowiedniej jakości wody dla spożycia jej do celów gospodarstwa domowego, dla przemysłu, celem umożliwienia higieny życia, podniesienia zdrowotności, a nie należy zapominać, że i w estetyce naszego życia woda odgrywa dużą rolę.

Rozwój techniki wodociągowej datuje się od czasów bardzo dawnych. Pierwsze wiadomości, jakie posiadamy, mówią nam, że w jej początkach jedynymi dostępnymi dla ludzi wodami były wody źródlane i powierzchniowe. Po wynalezieniu metalowych narzędzi i przystosowaniu ich do kopania gruntu względnie jego przewiercania powstaje możliwość ujęcia również wody gruntowej. Studnia Jakuba w Samarii była wykonana w skale do głębokości 32 m przy poziomie zwierciadła wody na głębokości 27 m. Średnica studni wynosiła 30 m. Korzysta się z niej jeszcze dotychczas.

Jednym z najbardziej ciekawych przykładów starożytnych ujęć wody jest studnia Józefa w Kairze głębokości 90 m. W dolnej swej części posiada wymiary w planie $5,5 \times 7,3$ m, w górnej $2,7 \times 4,6$ m. Spiralnie wijące się przejście otacza część górną od spodu do wierzchu i służyło za drogę dla wołów z powierzchni do pomieszczenia otaczającego wierzch części dolnej. Siła pociągowa wołów wykorzystana była do poruszania łańcucha bez końca z kabełkami, podnoszącymi wodę z dna studni do małego zbiornika na wysokości 40 m. Podobne urządzenie było zastosowane do podniesienia wody ze zbiornika na powierzchni na wysokość 50 m.

Opisane niżej ujęcie wód artezyjskich odkryto w oazie Teb. Wykonano przez pokrywającą warstwę wierzchnią do kredy prostokątny wykop jako zbiornik o dużych wymiarach około 30×70 m. W skale wiercono szereg niewielkich otworów studziennych do warstwy wodonośnej. Woda znajdująca się tam pod ciśnieniem wypływała z otworów zapełniając zbiornik. Do regulacji wypływu zastosowano blok skały z przymocowanym pierścieniem żelaznym, umieszczony nad otworem. Celem przerwania dopływu ze studni opuszczało się skałę zamykając otwór.

Pozostałości wielu bardzo starożytnych akweduktów odkryto w Egipcie, Palestynie i Syrii. Te z okolic Jerozolimy i Tyru były prawdopodobnie budowane pod kierunkiem Salomona 1000 lat przed N. Chr. Nabuchodonozor budował również kanały i zbiorniki pod Babilonem 500 lat przed N. Chr.

Gdy ludność Rzymu wzrosła w liczbę, miejscowe źródła wody stały się niedostateczne oraz nieodpowiednie z uwagi na jakość. Pierwszy akwedukt był wybudowany przez Appiusa Claudiusa 331 lat przed N. Chr. Woda była doprowadzona nim do miasta z odległości 18 km. Akwedukt Aqua Martia był wybudowany w sto lat później. Miał długość 61 km i prowadził wodę ze źródeł odległych o 52 km od miasta. W roku 97 po N. Chr. wodociągi Rzymu posiadały 14 akweduktów o łącznej długości 640 km, dostarczających 190 mil. litr/dobę dla 1 miliona mieszkańców.

Rzymianie swe znajomości techniki wodociągowej rozpowszechnili na całym obszarze swego imperium. Liczne ruiny tych urządzeń znajdujemy w Europie, Azji i Afryce. Po upadku Rzymu około 300 lat po N. Chr. i zdobyciach plemion barbarzyńskich urządzenia wodociągowe ulegają niszczeniu. Przez przeszło tysiąc lat panuje zastój. Wybuchają w Europie epidemie zarazy, powodując zastraszającą śmiertelność. Ocenia się, że tak zwana czarna zaraza od chwili

pojawienia się w wieku XIV spowodowała śmierć 40 mil. ludzi. Dopiero od czasów Reformacji po odkryciu niektórych zasad nauk sanitarnych rozpoczyna się renesans techniki wodociągowej.

W ciągu XVI stulecia naszej ery urządzenia wodociągowe stopniowo i wolno rozwijają się w dużych miastach Europy. W Londynie pierwsze pompy zostały zainstalowane w roku 1582, dostarczając mieszkańcom wodę przy pomocy sieci przewodów budowanych z ołowiu i drzewa. Około 1550 roku otrzymuje wodociągi Paryż. Woda doprowadzana jest tam małym akweduktem w ilości 1 litra/mieszk./dobę. Niemieckie wodociągi datują się od roku 1412; pompy po raz pierwszy zastosowano w Hanowerze w roku 1527. Powolny postęp w rozwoju urządzeń wodociągowych w ciągu XVII wieku był przyśpieszony w wieku następnym przez udoskonalenia w wyrobie żeliwnych rur oraz przez zastosowanie pary do celów pompowania wody. Od tego czasu zaczyna się szybszy rozwój zaopatrzenia ludności miast w wodę. Właściwym jednak okresem rozwoju techniki wodociągowej we wszystkich cywilizowanych krajach jest okres lat po roku 1880. Rozwój ten był spowodowany przez odkrycia Pasteura i Kocha, fundatorów nowoczesnej bakteriologii które podkreślały konieczność dostarczenia mieszkańcom osiedli wody bakteriologicznie czystej.

W Stanach Zjednoczonych pierwszy wodociąg zbudowany był w 1652 r. dla Bostonu. W Nowym Yorku i Filadelfii uruchomiono wodociągi w roku 1799. Stopniowo doskonalą się metody uzdatnienia wody; 1866 — filtry powolne, 1896 — filtry pośpieszne, 1908 — sterylizacja wody.

Obecnie technika wodociągowa poszczycić się może takimi arcydziełami sztuki inżynierskiej, jak wodociąg Kalifornijski, składający się z:

ujęcia wód rzeki Colorado ze zbiornika wytworzonego przez zapórę Parker o pojemności 880 mil. m³, przy wysokości zapory betonowej 100 m. magistralnego przewodu prowadzącego wodę o długości 390 km. składającego się z 29 tuneli o średnicy 4,9 m całkowitej długości 150 km, 53 sekcji przewodu żelbetowego o średnicy 4,9 m całkowitej długości 90 km, 98 odcinków kanału otwartego z wybetonowanym dnem i skarpami całkowitej długości 101 km, 146 syfonów całkowitej długości 46 km, trzech zbiorników długości 3 km i łącznej pojemności 140 mil. m³, 5 stacji pomp o całkowitej wysokości podnoszenia 490 m. Wydajność magistrali obliczana jest na 44 m³/sek. Woda dostarczana jest do 13 miast siecią rozdzielczą o długości 277 km. składającą się z 9 tuneli o długości 26 km oraz systemu rur żelbetowych i stalowych o łącznej długości 251 km.

Statystyka za rok 1932 wykazywała w Stanach Zjednoczonych Ameryki Północnej 10 789 miast zaopatrzonych w wodę przy pomocy wodociągów.

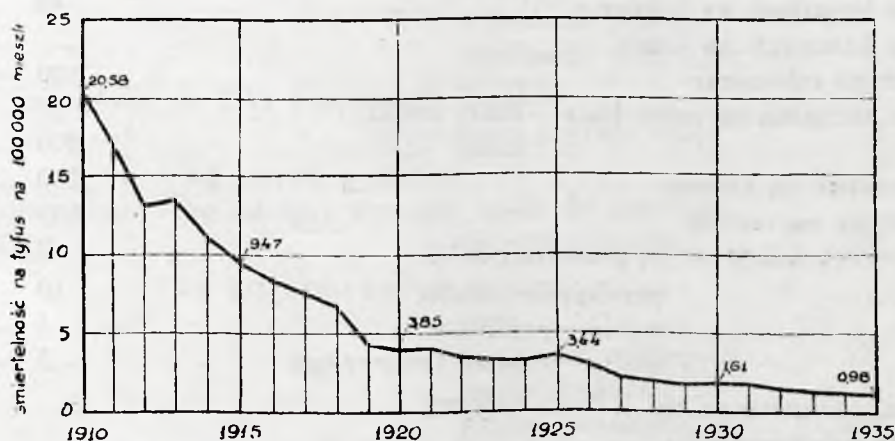
W polskich kronikach historycznych znajdujemy wzmianki o urządzeniach wodociągowych w wieku XIII, dokumenty zaś z w. XIV i XV świadczą o istnieniu wodociągów.

W Warszawie rozpoczęto budowę planowego wodociągu w roku 1851. Projekt nowych wodociągów ukończony został w r. 1878, zaś budowę ich rozpoczęto w r. 1881.

Na terenach Polski, według statystyki z roku 1938, istniało 214 wodociągów czynnych, budowanych bądź też rozbudowywanych. Jesteśmy pod tym względem daleko w tyle poza wszystkimi krajami cywilizowanymi. Z 636 gmin miejskich tylko 33% posiadało urządzenia wodociągowe. Co prawda w tych gminach miejskich mieszkało z ogólnej liczby 9.350.000 mieszkańców miast około 70% ludności jednak zważywszy na niedostateczny rozwój sieci rozbiornych korzystać mogło z wody bezpośrednio około 70%. Oszacować więc można, że około 50% ludności gmin miejskich nie korzystało z urządzeń wodociągowych. Produkcja wody istniejących zakładów wodociągowych wynosiła w cyfrze okrągłej 120 mil. m³ rocznie.

Gdybyśmy chcieli ocenić cyfrowo poprawę warunków sanitarnych płynącą z urządzeń wodociągowych (i kanalizacyjnych, gdyż te ostatnie związane są ściśle z poprzednimi), miarodajny tu jest spadek śmiertelności po wybudowaniu i stopniowej rozbudowie urządzeń wodociągowych, spowodowanej tyfusem brzuszny (rys. 1). Statystyka miasta St. Louis wykazuje od roku 1867 do 1930 spadek śmiertelności spowodowanej tyfusem brzuszny z 77 na 100.000 mieszkańców do 2,4, tj. 32-krotne zmniejszenie; statystyka Warszawy wykazuje od roku 1880 do 1935 spadek śmiertelności na tyfus brzuszny ze 100 zachorowań na 100.000 mieszkańców na 10, tj. zmniejszenie 10-krotne.

Poprawa warunków zdrowotnych wyrażona wyżej przytoczonymi współczynnikami nie jest jedyną korzyścią, dającą się ująć widocznie. Nie można pomijać zysków, dyskontowanych przez wszystkich użytkowników wody, wynikających z ułatwienia i oszczędności w gospodarstwach domowych. Wodociąg i kanalizacja zmniejsza w dużym stopniu sumę pracy, jaką codziennie w gospodarstwie domowym wykonać należy. Można by oszczędność tę wyrazić cyfrowo jako energię w kgmetrach/dobę zaoszczędzoną przy noszeniu wody i jako energię cieplną ze względu na konieczność przygotowywania wody nieodpowiedniej do picia.



Rys. 1. Spadek śmiertelności na tyfus w 78 dużych miastach Stanów Zjednoczonych Ameryki Północnej.

Higiena życia codziennego i estetyka bez urządzeń wodociągowo - kanalizacyjnych nie da się pomyśleć.

Istnienie i praca przemysłu czy też szeregu rzemiosł jest uwarunkowana nie tylko surowcami do wydobycia lub przeróbki, lecz również obfitym zaopatrzeniem w wodę. Urządzenia wodociągowe należą więc do urządzeń nieodzownych dla powstania i pracy przemysłu.

Wobec przewidywanego wzrostu urbanizacji życia, postępu w uprzemysłowieniu kraju, jedną z pierwszych trosk naszych powinno być polepszenie, względnie stworzenie zgodnie z nowoczesnymi zasadami zdrowotności, warunków życia przez zaopatrzenie naszych osiedli w wodę dla mieszkańców i przemysłu oraz umożliwienie zgodnie z wymaganiami sanitarnymi odprowadzenia wód zużytych oraz ich oczyszczenia.

Program generalny pełnych inwestycji wodociągowych, przyjmując, że mamy do odrobienia zaniedbania z okresów dawniejszych, przewiduje koszt realizacji w wysokości 600 mil. zł. w zlocie (przed 1939 r.).

II. ILOŚĆ WODY

II. 1. NORMY SPOŻYCIA WODY.

Zagadnieniem poważnym, a często i decydującym o sposobie ujęcia wody jest zagadnienie ilości wody, która musi być dostarczona. Częstość wypadka rezygnować z pewnych źródeł wody dobrej i czystej, z powodu zbyt małej ilości wydatku wody, nie odpowiadającej potrzebom danego wodociągu, a ujmować gorsze.

Normy spożycia wody wyglądają następująco:

1. Na cele gospodarstwa domowego:

| | | |
|---|-----------|-------|
| do picia, gotowania, mycia na głowę i dobę | 20 — 30 | litr. |
| do prania | 10 — 15 | „ |
| na splukanie klozetu | 5 — 10 | „ |
| na jedną kąpiel w wannie | 300 — 500 | „ |
| na nasiadówkę | 30 — 50 | „ |
| na jeden prysznic | 40 — 80 | „ |
| na polewanie ogrodu w suchy dzień na 1 m ² | 1,0 — 1,5 | „ |

| | | | |
|--|--------|------|----------------|
| pojenie i mycie konia lub dużej sztuki bydła na dobę | | 50 | litr. |
| pojenie sztuki mniejszej bydła (cielę, koza, owca, świnia) | | 15 | „ |
| na jednorazowe wymycie wozu | 200 — | 300 | „ |
| 2. Dla celów publicznych: | | | |
| ubikacje publiczne stale splukiwane na m rury spl. i godz. | | 200 | „ |
| ubikacje publ. okresowo spluk. na miejsce spl. i godz. | | 30 | „ |
| w szkołach na jednego ucznia i dzień z prysznicem | | 10 | „ |
| w koszarach na żołnierza | 40 — | 60 | „ |
| w koszarach na konia | | 60 | „ |
| obozy robotnicze | 100 — | 150 | „ |
| w rzeźniach na jedno bicie: dużej sztuki | | 400 | „ |
| małej „ | 200 — | 300 | „ |
| szpitale na chorego | 250 — | 500 | „ |
| hotele na turystę | 100 — | 150 | „ |
| dworce kolejowe: na pasażera i dobę | 0,5 — | 1,0 | „ |
| napelnienie tendra | 10 — | 32 | m ³ |
| mycie parowozu | 4 — | 6 | „ |
| mycie wagonu towarowego | 2 — | 2,5 | „ |
| hale targowe na m ² i dzień targowy | | 5 | litr. |
| do polewania ulic: | | | |
| jednorazowo na m ² powierzchni asfaltowych | | 1 | „ |
| „ z kostki | | 1 | „ |
| „ szosowych (szutrowych) | | 1,5 | „ |
| chodników | | 1 | „ |
| zieleńców | | 1,5 | „ |
| fontanny na sek. | od 1 — | 350 | „ |
| zakłady kąpielowe: | | | |
| kąpiel w wannie z wymyciem na godz. | 500 — | 600 | „ |
| prysznic z wymyciem na godz. | 80 — | 100 | „ |
| prysznic jako umycie przed pływalnią | 600 — | 700 | „ |
| dzienne odświeżenie wody w pływalni krytej | | | |
| na m ³ zbiornika | 100 — | 200 | „ |
| kąpiel parowa (łaźnia) | | 700 | „ |
| dla gospodarstw ogrodniczych: | | | |
| inspekty i szklarnie 1,5 mm/dobę = 1,5 litr/m ² /dobę | | | |
| uprawy grządkowe 1,0 mm/dobę = 1,0 litr/m ² /dobę | | | |
| 3. Dla celów przemysłowych: | | | |
| pralnie na kg bielizny | 40 — | 50 | litr. |
| browary na 1 litr piwa | 3 — | 5 | „ |
| mleczarnie na 1 litr mleka | 3 — | 6 | „ |
| garbarnie na dużą skórę | | 1000 | „ |
| garbarnie na małą skórę | | 500 | „ |
| gazownie na 1 m ³ gazu | 5 — | 8 | „ |
| gazownie na tonę przerobionego węgla kamiennego | 100 — | 350 | „ |
| gazownie na tonę przerobionego węgla brunatnego | 500 — | 600 | „ |
| woda do chłodzenia motorów spalinowych: | | | |
| motorów gazowych na konia mech. | | | |
| i godz. | 40 — | 60 | „ |
| Diesli | 20 — | 30 | „ |
| maszyn par. i turbin na 1 kg pary: | | | |
| kondensacja natryskowa | | 40 | „ |
| powierzchniowa | | 60 | „ |

| | | | |
|--|---------------------|--------|----------|
| spżycie pary albo wody na efektywnego konia mech.: | | | |
| maszyn wydechowych 5 — 6 atm. | | 25 — | 40 litr. |
| jednocylindr. ze skraplaczem 6 atm. | | 17 — | 20 „ |
| sprężonych dwustopniowych 6—8 atm | | 10 — | 14 „ |
| sprężonych trzystopniowych 10 atm. | | 8 — | 9 „ |
| przemysł tekstylny na 1 kg: | jedwabiu | 150 — | 250 „ |
| | słomy lnianej | | 50 „ |
| | welny | | 1000 „ |
| | wybielenia przędzy | | 4000 „ |
| | sztucznego jedwabiu | | 8000 „ |
| cukrownie: na 1 kg przerobienia buraków | | 16 — | 20 „ |
| z powrotnym użyciem wody | | 4 — | 8 „ |
| 1 kg umycia buraków | | 8 — | 12 „ |
| papiernie: 1 kg celulozy wymaga wody do gotowania | | | 10 „ |
| do wylugowania | | 300 — | 400 „ |
| 1 kg przeróbki papieru wymaga: | | | |
| | papa | | 200 „ |
| | papier do opakowań | 350 — | 400 „ |
| | papier drukarski | | 500 „ |
| | papier gatunkowy | 900 — | 1100 „ |
| urzędy probiercze: wycechowanie naczyń 100 litr. | | 1100 — | 1200 „ |
| wymurowanie 1000 cegieł | | | 750 „ |
| przygotowanie 1 m ³ betonu | | 125 — | 150 „ |

Spżycie wody jest w poszczególnych krajach bardzo różne. Odgrywają tu rolę stosunki klimatyczne, dalej przyzwyczajenia ludności, stan kulturalny, stan urządzeń gospodarczych, możliwości i rodzaj odprowadzenia ścieków, potrzeby publicznych urządzeń, jak oczyszczenie i polewanie ulic, parków publicznych itp. W Ameryce przy wybitnie wysokich wymaganiach higienicznych dobowe spżycie wody na głowę mieszkańca wynosi 1000 litrów. W Niemczech jest dużo niższe. W niektórych okręgach przemysłowych dochodzi jednak do cyfry 600 l/gł./dobę. Przy projektach przyjmuje się na wszystkie potrzeby normę na mieszkańca i dobę.

W krajach Europy, według ostatnich statystyk, spżycie wody kształtuje się w sposób następujący:

| | |
|--|-------------------|
| Wielkie miasta ponad 100.000 mieszkańców | 140—250 litr/dobę |
| Średnie miasta ponad 50.000 mieszkańców | 120—200 litr/dobę |
| Małe miasta ponad 10.000 mieszkańców | 100—140 litr/dobę |
| Małe miasta poniżej 10 000 mieszkańców | 80—100 litr/dobę |
| Wsie z przeważającą ludnością chłopską | 40— 60 litr/dobę. |

Na nasze stosunki normy powyższe są bardzo wysokie, dość powiedzieć, że w Warszawie, mieście o ilości mieszkańców powyżej 1.250 000 spżycie dzienne wynosiło 90 l/gł./dobę. Toteż przy opracowywaniu projektów wodociągowych liczy się dla naszych miast prowincjonalnych 60—80 litrów/głowę/dobę.

II. 2. WAHANIA W SPOŻYCTU.

Spżycie wody podlega znacznym wahaniom. Występują one nie tylko w ciągu doby i tygodnia, lecz szczególnie w ciągu różnych okresów roku. Najmniejsze spżycie przypada na miesiące zimowe, największe na miesiące letnie. W tygodniu najmniejsze spżycie okazuje się w dni świąteczne i niedziele. W dniu największego spżycia przyjęto liczyć zwiększenie podanych przeciętnych norm od 1,3 — 1,6-krotnie. Średnio przyjmuje się współczynnik 1,5.

Rozbiór godzinowy dobowy podlega również znacznym wahaniom. Przy rozbiórce równomiernym przypadałoby na godzinę 4,17% rozbioru dobowego. Przeważnie rozbiór od północy do godziny 6 rano jest bardzo niewielki, najwięcej wody rozbiera się od 6 rano do 6 wieczorem. Od godziny 18 do 0 rozbiór spada. W niżej podanej tabeli zestawiono procentowy godzinowy rozbiór w kilku miastach.

Według statystyki 129 miast niemieckich przeciętny współczynnik nierównomierności dobowego spożycia wynosił w roku 1896 — 1,618, zaś w roku 1920 — 1,355. Stosunek zaś pomiędzy rozbiorem największym a najmniejszym zmienił się w tym okresie z 2,709 na 2,081.

Interesuje nas zasadniczo największe godzinowe spożycie, gdyż ono decyduje o obliczeniu zapotrzebowania wody na ujęciu oraz sieci rozdzielczej. Ten największy rozbiór godzinowy waha się w granicach 1,4 — 1,8-krotnego średniego rozbioru godzinowego. Przyjmuje się tu również współczynnik 1,5 (6,25%).

Obserwacje wykazują, że w miastach przemysłowych wahania godzinowego rozbioru są znacznie mniejsze od wahań w miastach, gdzie rozbiór wody idzie głównie na cele gospodarstwa domowego.

PROCENTOWY GODZINOWY ROZBIÓR WODY

| Godz. | Berlin 1909 | Brandenburg 1909 | Dortmund 1909 | Hamburg 1909 | Lwów 1913 | Moskwa 1927 | Wiesbaden 1910 |
|-------|----------------|---------------------|------------------|-----------------|--------------|----------------|-------------------|
| 0— 1 | 1,7% | 1,0 % | 3,40% | 2,18% | 2,26% | 3,04% | 1,5% |
| 1— 2 | 1,6 | 1,0 | 3,39 | 1,96 | 3,01 | 3,04 | 1,2 |
| 2— 3 | 1,6 | 0,75 | 3,11 | 1,82 | 3,91 | 2,83 | 1,5 |
| 3— 4 | 1,6 | 0,75 | 3,36 | 1,86 | 1,95 | 2,83 | 1,7 |
| 4— 5 | 1,7 | 1,75 | 3,05 | 1,90 | 2,90 | 2,83 | 1,8 |
| 5— 6 | 2,6 | 3,50 | 3,35 | 2,46 | 3,07 | 3,20 | 2,0 |
| 6— 7 | 3,9 | 5,25 | 4,08 | 3,42 | 4,27 | 3,55 | 2,3 |
| 7— 8 | 5,1 | 7,00 | 4,16 | 4,95 | 4,39 | 4,78 | 7,4 |
| 8— 9 | 5,5 | 6,00 | 4,38 | 5,78 | 4,78 | 5,15 | 6,1 |
| 9—10 | 6,0 | 7,00 | 4,77 | 6,03 | 5,35 | 5,62 | 6,6 |
| 10—11 | 6,0 | 6,50 | 5,71 | 6,32 | 5,25 | 5,00 | 5,8 |
| 11—12 | 6,1 | 6,00 | 5,14 | 6,41 | 5,19 | 5,00 | 4,9 |
| 12—13 | 5,6 | 5,25 | 4,53 | 5,89 | 5,22 | 5,00 | 5,2 |
| 13—14 | 5,8 | 5,75 | 4,94 | 5,80 | 5,15 | 5,00 | 6,2 |
| 14—15 | 6,2 | 5,75 | 4,96 | 5,91 | 5,18 | 5,00 | 6,2 |
| 15—16 | 6,1 | 5,75 | 5,01 | 5,90 | 5,32 | 4,74 | 5,7 |
| 16—17 | 5,9 | 5,75 | 4,55 | 5,57 | 5,29 | 4,66 | 5,7 |
| 17—18 | 5,6 | 7,00 | 4,95 | 5,06 | 5,09 | 4,66 | 6,3 |
| 18—19 | 5,1 | 6,00 | 4,63 | 4,48 | 3,85 | 4,66 | 5,3 |
| 19—20 | 4,4 | 4,25 | 4,13 | 4,03 | 4,30 | 4,24 | 4,6 |
| 20—21 | 4,1 | 3,00 | 3,53 | 3,49 | 3,72 | 4,24 | 4,1 |
| 21—22 | 3,7 | 2,00 | 3,98 | 3,32 | 3,53 | 3,95 | 3,3 |
| 22—23 | 2,4 | 1,75 | 3,49 | 2,97 | 3,38 | 3,74 | 2,9 |
| 23—24 | 1,7 | 1,25 | 3,40 | 2,49 | 3,64 | 3,24 | 1,7 |

Nie należy również zapominać o wodzie dla obrony przeciwpożarowej. Należy więc przewidzieć rezerwę wody pożarowej oraz uwzględnić odpowiednią wydajność przewodów prowadzących wodę. Wymagania te są dość różne. Dla mniejszych miast przyjmuje się, że przy pewnym minimalnym ciśnieniu (zwykle 5 m ponad poziom ulicy), gwarantującym wypływ wody, przewód powinien być zdolny zaopatrzyć jeden, dwa lub trzy hydranty. Liczy się więc, że przewód powinien przeprowadzić minimalnie poza wodą na rozbiór normalny, dodatkowo w wypadku pożaru 5, 10, 15 litr/sek. wody. Najpowszechniej stosowane u nas pożarowe pompy mają wydatek 600 litr/minutę, tj. 10 litr/sek.

II. 3. OBLICZENIE JEDNOSTKOWEGO ZAPOTRZEBOWANIA WODY W MIEJSCU JEJ UJĘCIA.

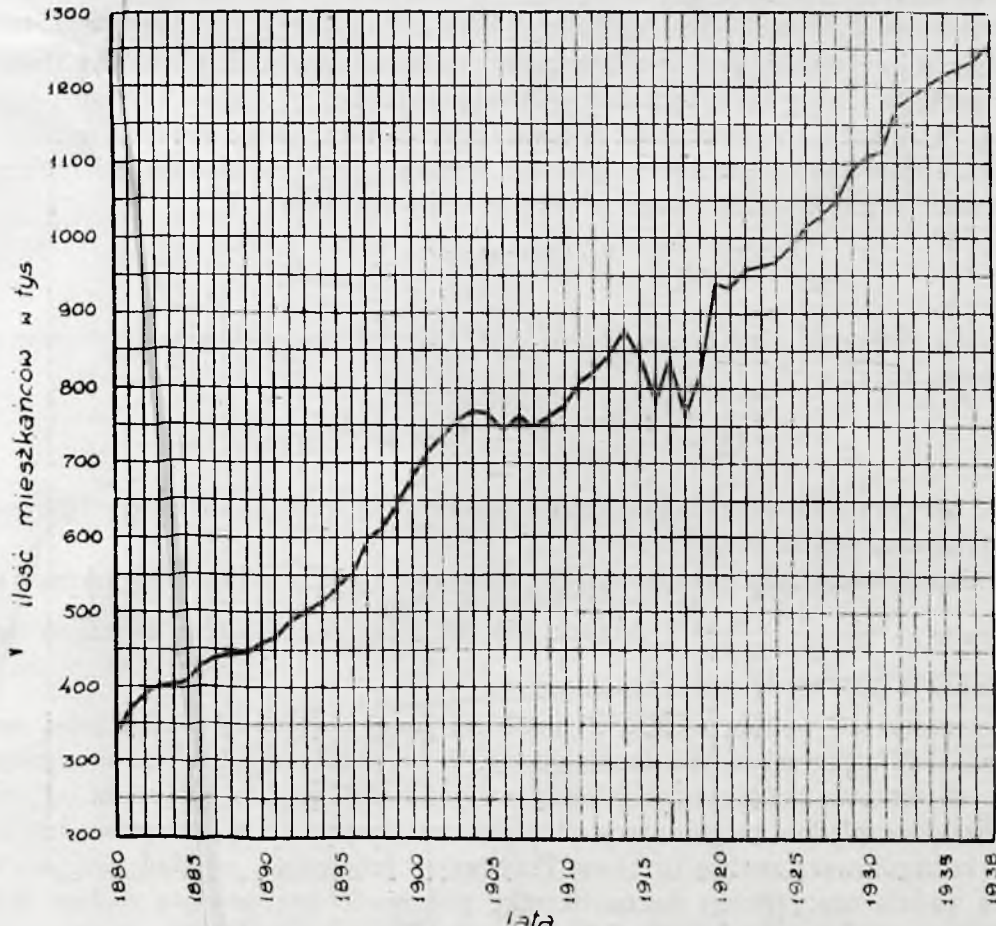
Jednostkowa ilość wody czerpanej ze źródła jej ujęcia zależy przede wszystkim od wyżej wyjaśnionych czynników — ilości mieszkańców, normy spożycia na mieszkańca średnio w roku, wahań w rozbiórze zarówno okresowych, jak i godzinowych — dalej od zaprojektowanego rozwiązania zasadniczego całości układu:

1) Układ z wyrównawczym zbiornikiem,

2) Układ bez zbiornika wyrównawczego, z zautomatyzowaną pracą pomp przy pomocy urządzenia hydroforowego.

Ze względu na to, że miasta wznoszą się przez przyrost naturalny ludności miejskiej oraz przez napływ ludności wiejskiej, konieczna jest znajomość liczby ludności nie tylko w momencie opracowywania projektu zaopatrzenia w wodę danego osiedla, lecz również i po szeregu lat, gdyż już

w najbliższym czasie po uruchomieniu wodociągów mógłby powstać brak wody. Z reguły przyjmuje się uwzględnianie przyrostu ludności spodziewanego w ciągu 30 do 40 lat. Na tak wzmożony rozbiór oblicza się te części składowe urządzeń wodociągowych, które nie mogą być zmienione lub powiększone bez stosunkowo dużego nakładu kosztów. Urządzenia pozwalające na doczasową rozbudowę, jak studnie, urządzenia uzdatniające wodę, pompy, dostosowuje się do spożycia wody w najbliższych 10 do 20 latach.



Rys. 2. Wzrost liczby mieszkańców m. st. Warszawy.

Liczbę ludności po upływie n lat określać się powinno na podstawie statystyki rozwoju ludności (rys. 2). Prawdopodobna liczba mieszkańców M_n da się określić przez przedłużenie krzywej wzrostu ludności, po wykreślonym przedstawieniu danych statystycznych, lub też analitycznie przy zastosowaniu wzoru na procent składany

$$M_n = M \left(1 + \frac{p}{100} \right)^n \quad (1)$$

gdzie M obecna liczba mieszkańców, zaś p roczny przyrost procentowy ludności. Procent przyrostu z danych statystycznych daje się określić z zależności

$$p = \left(\sqrt[u]{\frac{M}{M_u}} - 1 \right) \cdot 100 \quad (2)$$

gdzie M_u poprzednio stwierdzona liczba mieszkańców, u liczba lat objęta statystyką.

Dla wielu osiedli brak danych dla zorientowania się o rozwoju ludności, wówczas przyjęte jest posługiwanie się przeciętnymi danymi z praktyki. I tak przyjmuje się:

| | |
|-----------------------------------|-----------------------|
| dla wsi | $p = 0,3 - 0,5\%$ |
| dla miast małych | $0,5 - 1,0\%$ |
| dla miast średnich | $1,5\%$ |
| dla miast dużych | $2,0 - 3,0\%$ |
| dla miast przem. nowopowstających | 4% (bardzo rzadko) |

Według badań wykonanych dla 129 miast niemieckich okazuje się, że nie tylko rośnie liczba ludności, lecz również zużycie wody na mieszkańca i dobę. Tłumaczy się to postępowaniem w uprzemysłowieniu miast oraz stale rosnącym zapotrzebowaniem wody dla celów zdrowotnych i wygod. Gdy w roku 1896 przeciętne zużycie wody dla miast powyższych wynosiło 84 l/m/dobę, w roku 1920 podniosło się do 128 l/m/dobę. Gdy ludność wzrosła 1,733-krotnie rozbiór wody 2,693-krotnie.

Przy układzie wspomnianym pod 1), uwzględniając korzystne działanie wyrównawcze zbiornika, jednostkowa ilość czerpanej wody jest mniejsza w stosunku do rozwiązania drugiego.

W obliczeniu bierze się pod uwagę warunki najgorsze, a więc dzień maksymalnego rozbioru. Jeśli więc przyjęta norma na mieszkańca wynosi q litr/dobę, to wartość obliczeniową wyrazi się przez $1,5 \cdot q \cdot M_n$, gdzie 1,5 współczynnik nierównomierności dobowego spożycia w ciągu roku. Będzie to ilość litrów/dobę. Godzinowe spożycie wyniesie, przy uwzględnieniu współczynnika nierównomierności rozbioru godzinowego w okresie doby równego 1,5

$$Q_n = \frac{1,5 \cdot 1,5 \cdot q \cdot M_n}{24} \text{ litr/godz.} \quad (3)$$

Jeżeli dla skrócenia oznaczymy iloczyn $q \cdot M_n = W$, to maksymalny rozbiór godzinowy wyrazić można przez

$$Q_g = \frac{2,25}{24} \cdot W = 0,094 W \text{ litr/godz.} \quad (4)$$

Częstokroć przyjmuje się do obliczeń rozbiór maksymalny godzinowy równy 10‰ przeciętnego rozbioru dobowego ($0,094 \cong 0,1$).

Miarodajną wartość dla określenia ilości czerpanej z ujęcia w litrach na sekundę otrzymujemy z wzoru $Q = \frac{1,5 \cdot 1,5 \cdot q \cdot M_n}{24 \cdot 3600}$ litr/sek. (5). W razie dodatkowych wymagań odpowiednio należy zwiększyć ilość wody czerpanej na ujęciu.

Przy rozwiązaniu według układu 2) ilość czerpanej wody odpowiadać musi maksymalnemu godzinowemu zapotrzebowaniu (rozbiorowi). W wypadku układu 1) ze zbiornikiem wyrównawczym jednostkowa ilość czerpanej wody zależeć będzie przede wszystkim od obranej wielkości zbiornika, względnie godzin pracy urządzeń czerpiących wodę. Przeprowadzić więc tu należy nieco szczegółowszą analizę rozbioru. Przyjmując procentowy rozkład godzinowy rozbioru oraz liczbę godzin pracy pomp można określić pojemność wyrównującą rozbiór dobowy. Zadana m ilość godzin pracy pomp daje ich stały wydatek jednostkowy:

$$Q = \frac{1,5 \cdot q \cdot M_n}{m \cdot 3.600} \text{ l/sek.} \quad (5)$$

Częstokroć zakłada się z góry rozdział zapotrzebowania na ujęcie i zbiornik, co pozwala obliczyć wydatek jednostkowy pomp oraz określić czas ich pracy przy pewnej określonej z analizy pojemności zbiornika. Dość często przyjmowanym podziałem jest założenie, że zbiornik pokrywa 1/3 zapotrzebowania, zaś ujęcie 2/3.

Przy takim założeniu otrzymuje się maksymalny wydatek jednostkowy na ujęciu:

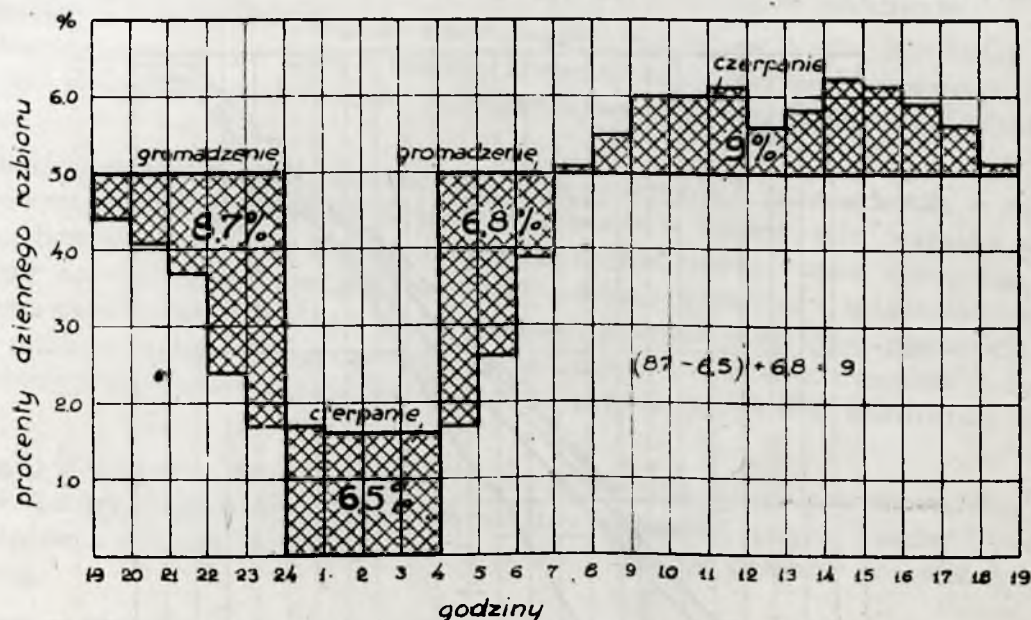
$$Q = \frac{2}{3} \cdot \frac{1,5 \cdot 1,5 \cdot q \cdot M_n}{24 \cdot 3.600} = \frac{1,5 \cdot q \cdot M_n}{24 \cdot 3.600} \text{ litr/sek.} \quad (6)$$

Niewiadomą jest tu m ilość godzin pracy pomp, względnie stopniowość włączania i czas pracy poszczególnych jednostek pomp.

II. 4. OBLICZENIE POJEMNOŚCI ZBIORNIKA WYRÓWNAWCZEGO.

Rozkład procentowy rozbioru wody w ciągu doby należy założyć lub przyjąć rozkład procentowy stwierdzony w wodociągach istniejących miast, wybierając warunki podobne. Obliczenie przeprowadzić można analitycznie lub graficznie. Dla obliczenia analitycznego układamy tabelę, w której wpisujemy w odpowiednich godzinach doby procent rozbioru całodobowego wody. W następnej kolumnie dla przyjętej pracy urządzeń czerpiących wpisujemy procenty do-

starczanej wody. Następne dwie kolumny zawierają różnice ujemne, względnie dodatnie dwóch poprzednich. Sumy różnic dodatnich i ujemnych są sobie równe i w razie ciągłości nadwyżek i braków dają w procentach dobowego rozbioru pojemności zbiornika wy-



Rys. 3. Obliczanie pojemności zbiornika.

równawczego. W razie nieciągłości nadwyżek (rys. 3) obliczenie się nieco komplikuje, wyjaśnienia to niżej podany przykład:

| Godziny | Rozbiór R % | Czerpanie C % | R-C | |
|---------|----------------|------------------|-------------------|-------------------|
| | | | + | - |
| 0 — 1 | 1,7 | — | — | 1,7 |
| 1 — 2 | 1,6 | — | — | 1,6 |
| 2 — 3 | 1,6 | — | — | 1,6 |
| 3 — 4 | 1,6 | — | — | 1,6 |
| 4 — 5 | 1,7 | 5 | 3,3 | — |
| 5 — 6 | 2,6 | 5 | 2,4 | — |
| 6 — 7 | 3,9 | 5 | 1,1 | — |
| 7 — 8 | 5,1 | 5 | — | 0,1 |
| 8 — 9 | 5,5 | 5 | — | 0,5 |
| 9 — 10 | 6,0 | 5 | — | 1,0 |
| 10 — 11 | 6,0 | 5 | — | 1,0 |
| 11 — 12 | 6,1 | 5 | — | 1,1 |
| 12 — 13 | 5,6 | 5 | — | 0,6 |
| 13 — 14 | 5,8 | 5 | — | 0,8 |
| 14 — 15 | 6,2 | 5 | — | 1,2 |
| 15 — 16 | 6,1 | 5 | — | 1,1 |
| 16 — 17 | 5,9 | 5 | — | 0,9 |
| 17 — 18 | 5,6 | 5 | — | 0,6 |
| 18 — 19 | 5,1 | 5 | — | 0,1 |
| 19 — 20 | 4,4 | 5 | 0,6 | — |
| 20 — 21 | 4,1 | 5 | 0,9 | — |
| 21 — 22 | 3,7 | 5 | 1,3 | — |
| 22 — 23 | 2,4 | 5 | 2,6 | — |
| 23 — 24 | 1,7 | 5 | 3,3 | — |
| | 100,0 | 100,0 | 15,5 | 15,5 |
| | | | 8,7 — 6,5 = 2,2%; | 2,2 + 6,8 = 9,0%. |

Najlepiej określić pojemność zbiornika i czas pracy pomp, tj. gospodarę zbiornikiem kstruując krzywą sumowania rozbioru oraz proste sumowania wydatku pomp. Daje to najleporientację, jak rozłożyć pracę kilku jednostek pomp (rys. 4).



dej wody dają się najbardziej odczuwać w wypadku przygotowywania potraw, szczególnie przy gotowaniu strączkowych, które ugotowane nie stają się miękkie z powodu powstawania związków wapnia i magnezu z zawartymi w strączkowych substancjami białkowymi.

W mniejszym stopniu obserwuje się wpływ wody twardej na mięso. Natomiast bardzo ujemnie oddziaływa ona na kawę i herbatę. Rozpuszczalność substancji zawartych w kawie i herbacie jest w wypadku wody twardej zmniejszona, natomiast przechodzą do wody substancje niesmaczne.

Głównym złem wód o dużej twardości jest silne powiększenie zużycia mydła w gospodarstwie domowym, pralniach, fabrykach tekstylnych. Zawarte w wodzie sole wapnia i magnezu tworzą z mydłem wytrącające się z wody związki kwaśnotluszczowe wapnia i magnezu, zanim rozpocznie się tworzyć piana. Tworzące się związki mydlano-wapniowe i magnezowe zatykają podczas mycia pory w skórze, osadzają się we włóknach pewnych materiałów, mianowicie wełny, która daje przez to wyższy procent popiołu i przez to traci swą gibkość i trwałość na rozerwanie oraz nabiera nieprzyjemnego zapachu. Duża ilość popiołu wpływa na właściwości izolacyjne wełny.

Na 1 m³ i 1⁰ używa się bezytyecznie 160 g dobrego mydła. Z tego powodu wszelkie fabryki tekstylne, pralnie, wielkie hotele, szpitale, zakłady kąpielowe, kasyna, koszary i podobnego typu urządzenia z uwagi na oszczędność na mydle i bieliźnie powinny stosować tylko wodę zmiękczoną.

Twardość węglanowa jest spowodowana przez węglany i dwuwęglany wapnia oraz magnezu. Węglany tych dwóch pierwiastków są w bardzo niewielkim stopniu rozpuszczalne w czystej wodzie. Natomiast przy obecności CO₂ rozpuszczają się łatwo tworząc dwuwęglany.

Twardość wywoływana dwuwęglanami wapnia i magnezu jest oznaczana jako przejściowa lub lepiej twardość węglanowa, powodowana zaś siarczanami, chlorkami lub krzemianami wapnia lub magnezu oznaczana jest jako stała lub lepiej mineralna. Rozróżnienie powyższe wprowadzone zostało dlatego, że dwuwęglany przy zagotowaniu wypadają z roztworu, gdy siarczany itd. nie. Węglany, szczególnie węglan magnezu, strącają się tylko częściowo przy zagotowaniu, tak że terminy twardość przemijająca i stała nie są ściśle i wychodzą z użycia. Obecnie wchodzi w użycie termin twardość węglanowa i niewęglanowa. Termin twardość węglanowa jest dość luźny. Pod twardością węglanową wody naturalnej rozumiemy obecność dwuwęglanów wapnia i magnezu — Ca(HCO₃)₂ i Mg(HCO₃)₂. Te to sole rozpadają się przy zagotowaniu wody, przy czym zwolniony zostaje w formie gazu dwutlenek węgla, a utworzone trudno rozpuszczalne węglany CaCO₃ i MgCO₃ — zgodnie z równaniem $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2 = \text{CaCO}_3 + \text{CO}_2 + \text{H}_2\text{O}$. Osad wytworzony przez dwuwęglan wapnia jest węglanem wapnia i w tym sensie chemicy są przyzwyczajeni myśleć i mówić o dwuwęglanach wapnia i magnezu jako o węglanach i twardości węglanowej.

Twardość wody oznaczamy stopniami. Wykazują one stopień zmineralizowania wody. Rozróżnia się niemieckie, francuskie i angielskie stopnie zależnie od tego, czy za podstawę obliczenia służy ilość tlenku wapnia czy też węglanu wapnia. Jednemu stopniowi twardości odpowiada określona ilość węglanu wapnia (CaCO₃), względnie tlenku wapnia (CaO) na jednostkę ciężaru wody. Jeden stopień niemiecki twardości oznacza, że w 100 000 jednostek ciężaru wody mamy 1 jednostkę ciężaru tlenków wapnia i magnezu, tj. w 1 litrze = 1.000.000 mg mamy 10 mg tych składników. Twardość w stopniach niemieckich oznacza się dokładnie według formuły $0,1x + 0,14y$, przy czym x oznacza ilość mg CaO w 1 litrze wody, a y ilość mg MgO.

Jeden francuski stopień twardości oznacza, że na 100.000 jednostek wagowych mamy 1,03 mg węglanu wapnia i magnezu. W Anglii określa się twardość stosunkiem 1:70 000 dla węglanu wapnia, względnie 1:125 000 dla tlenku wapnia.

Stopień niemiecki twardości odpowiada 10 mg/l tlenku wapnia lub 17,9 mg/l węglanu wapnia; 1,4⁰ N = 10 mg/l tlenku magnezu. Jeden stopień angielski odpowiada 1 grainowi ang. węglanu wapnia w 1 galonie lub 10 mg węglanu wapnia w 0,7 l wody. 1⁰ angielski stopień twardości odpowiada 0,8⁰ N. Jeden francuski stopień twardości odpowiada 10 mg/l węglanu wapnia.

Tabela porównawcza stopni twardości.

| | Stopnie | | | |
|---------------------|-------------|------------------------|------------|------------|
| | mg w litrze | angielska skala Clarka | francuskie | niemieckie |
| miligramów w litrze | 1 | 0,07 | 0,10 | 0,056 |
| stopnie angielskie | 14,3 | 1,00 | 1,43 | 0,80 |
| „ francuskie | 10,0 | 0,70 | 1,00 | 0,56 |
| „ niemieckie | 17,9 | 1,25 | 1,79 | 1,00 |

Suma twardości węglanowej i mineralnej daje twardość ogólną. Zależnie od stopnia twardości określa się wodę jako miękką lub twardą. W praktyce przyjęły się ogólne następujące określenia.

| Twardość ogólna w °N | W o d a |
|----------------------|----------------|
| 0—4 | bardzo miękka |
| 4—8 | miękka |
| 8—12 | średnio-twarda |
| 12—18 | dość twarda |
| 18—30 | twarda |
| > 30 | bardzo twarda |

Woda z pozorną większą twardością węglanową niż ogólną zawiera przeważnie dwuwęglany zasad, które często pochodzą od obumierających roślin. W takich wypadkach przeważnie woda wykazuje jednocześnie dużą zawartość organicznych substancji.

Pospolicie występującymi związkami sodu są węglany, dwuwęglany, siarczany i chlorki. Nie powodują one twardości, wprost przeciwnie, węglany i dwuwęglany łączą się z tłuszczem i olejami skóry tworząc mydło, sprawiając wrażenie śliskości miękkiej alkalicznej wody. W boilerach z węglanów i dwuwęglanów wyzwała się CO_2 powodując korozję przewodów. Siarczan sodu może powodować pienienie się wody w boilerach, jeśli znajduje się w większej ilości.

Wszystkie sole, jeśli znajdują się w roztworze w dużych ilościach, będą powodować pewien smak wody. Wielka zawartość chloru i siarki oddziałują często szkodliwie na smak wody do picia, czyniąc ją przez jej słony smak nie apetyczną, nie rzeźwiącą i nie nadającą się do przygotowywania gorących napojów, szczególnie kawy i herbaty. Na przykład NaCl daje wyczuwalny smak, gdy przewyższa 200 mg w litrze. Jeżeli większa zawartość siarki pochodzi od gipsu, to z punktu widzenia higieny nie jest szkodliwa. W poszczególnych wypadkach zawartość kwasu siarkowego jest wynikiem oksydacji substancji białkowej zawierającej siarkę. Taka woda nie nadaje się do użytku. Siarczan magnezu i siarczan sodu (sól Glauberska) w dużych ilościach, 500 mg/l lub więcej mają działanie rozwalniające.

| S ó l | mg/l | Smak łatwy do określenia | Trudny do uchwycenia | Nie do rozpoznania |
|--------------------------|------|--------------------------|----------------------|--------------------|
| Azotany | mg/l | 1200 | 600 | 300 |
| Sól | „ | 600 | 300 | 150 |
| Gips | „ | 205 | 102 | 51 |
| Chlorek magnezu | „ | 100 | 60 | — |
| „ żelazawy | „ | 30 | 15 | 7,5 |
| Siarczan żelaza i miedzi | „ | 7 | 3,5 | 1,75 |
| Kwas siarkowy | „ | 4 | 2 | 1 |
| Chlorek wapnia | „ | 0,5 | 0,2 | — |
| Siarkowódór | „ | 1,15 | 0,57 | 0,28 |
| Chlor | „ | 0,1 | 0,05 | — |

III. 2-b. Żelazo i mangan.

Żelazo w wodzie powoduje jej twardość, lecz największą niedogodnością nawet przy niewielkiej jego ilości, od 0,3 mg/l, jest to, że powoduje zmianę smaku, zardzewienie bielizny oraz inkrustacje w przewodach. Żelazo jest bardzo pospolitym składnikiem w gruncie, a przesiąkająca woda zawierając CO_2 rozpuszcza żelazo w formie dwuwęglanu $\text{Fe}(\text{HCO}_3)_2$. Dwuwęglan ten łatwo się utlenia na wodorotlenek $\text{Fe}(\text{OH})_3$, wytrącany z wody w postaci rdzawego osadu. Żelazu towarzyszy często silny rozwój alg crenothrix, które powodują plamy, zatykanie rur oraz sprawiają inne kłopoty.

Należy zwrócić uwagę, że żelazo w wodzie wodociągowej może być rezultatem korozji przewodów — co zmusza do przedsięwzięcia odpowiednich środków ochronnych.

Wiele wód gruntowych szczególnie z pokładów aluwium i dyluwium zawiera żelazo w roztworze. Rozpuszczone żelazo w wodzie gruntowej i również mineralnej może być najrozmaitszego pochodzenia. Wśród minerałów będących składnikami skał znajduje się szereg krzemianów bogatych w tlenki żelazowe i żelazawe (augit, hornblenda, granit, mika). Dalej znajdują się w licznych skałach szczególnie pochodzenia wulkanicznego w drobnych domieszkach cząstki rud żelaza (siarczki, rudy magnetytowe). Związki żelaza, najczęściej w formie limonitu (rud brunatnych), znajdują się drobno rozdzielone pomiędzy skałami osadowymi wapiennymi i gliniastymi. Większość minerałów zawierających żelazo ulega w wysokim stopniu procesom wietrzenia. Pod wpływem zawartego w wodzie dwutlenku węgla pochodzącego z procesów biologicznych lub pod wpływem dwutlenku siarki, powstającego z oksydacji pirytów, tworzy się dwuwęglan, względnie siarczan żelaza. Również w najmłodszych utworach skorupy ziemskiej i pokładach aluwialnych i dyluwialnych znajdują się powyższe związki żelaza w roztworach. W zwykłych wodach gruntowych żelazo znajduje się rozpuszczone w postaci dwuwęglanu żelaza. W wodach natomiast kopalnianych zawarte jest żelazo w postaci siarczanów żelaza. W wodach pochodzących z błot lub terenów brunatnego węgla występuje żelazo w postaci związków organicznych, humusowych. Zależnie od pokładów, przez które przepływa woda, i jej zdolności chłonnych zawartość żelaza w niej jest bardzo różna.

W stanie świeżym są wody zawierające żelazo zupełnie klarowne. Nie zawierają one zupełnie tlenu, gdyż tylko przy braku tlenu w wodzie sole żelaza są w niej rozpuszczalne. Skoro tylko jednak woda wejdzie w kontakt z powietrzem, powoduje ono powstawanie związków, jak następuje: $2 \text{Fe}(\text{HCO}_3)_2 + \text{O} + \text{H}_2\text{O} = 2 \text{Fe}(\text{OH})_3 + 4 \text{CO}_2$.

Tworzy się nierozpuszczalny brązowy osad wodorotlenku żelaza oraz wolny CO_2 . Woda żelazista po pewnym czasie zetknięcia z powietrzem staje się mleczno-mętna, stopniowo coraz mętniejsza, aż wreszcie wytworzą się brązowe kłaczkę, które w stojącej wodzie opadają na dno tworząc brudny muł. Z powodu tego tworzącego się osadu, woda ma wygląd nieapetyczny. Takie osady powstają już przy zawartości żelaza 0,3 mg/l, zaś woda posiada swoisty smak metaliczny, przechodzący w wypadku większej ilości (1 mg/l) w intensywny nieprzyjemny smak atramentu. Woda żelazista pod względem zdrowym nie jest szkodliwa, jednak budząc obrzydzenie nie nadaje się do użytku. Potrawy przygotowane w takiej wodzie smakują źle i nieprzyjemnie je czuć.

Wody żelaziste, szczególnie w wypadku dużej zawartości żelaza powyżej 1 mg/l, mogą być po wodem dużych kłopotów. Osadzając się w przewodach i zbiornikach żelazo wywołuje zapachania i potrzebę częstego czyszczenia. W wodzie takiej może łatwo nastąpić rozwój pewnych mikroorganizmów, tzw. bakterii gromadzących żelazo; do nich należą *Leptothrix*, *Gallionella*, *Crenothrix*, *Chlamydothrix* i *Spirophyllum*. Najczęściej występuje *Chlamydothrix*. Wszelkie mają kształt wstęgowy i otoczone są mocnym płaszczem. Asymilują one z wody dwuwęglan żelaza, zamieniają go na związki żelazawe, a następnie odkładają jako wodorotlenek żelaza w swym płaszczu. W ten sposób powstają zabarwione brązowo, szlamiste masy, które pod mikroskopem sprawiają wrażenie gmatwaniny wstążek. Osady te są z tego powodu nieprzyjemne, że powodują zmaczenie wody przez porywane obumarłe cząstki oraz że z powodu silnego rozwoju alg narastają stopniowo zmniejszając przekrój rur, tak że w rezultacie te ostatnie mogą przepuszczać tylko niewielkie ilości wody. U źródeł i w ich pobliżu na skutek silnego rozwoju bakterii żelaza odpływy są zabarwione na kolor szlamisto-brązowy. W wodach mineralnych może

żelazo i spowodowane nim występowanie bakterii żelaza wywoływać duże trudności. Wody takie dają się trudno magazynować, muszą być przedtem odżelazone. Płukanie czyszczące daje tylko chwilowe i niewielkie rezultaty. Środkiem radykalnym jest usunięcie żelaza z wody. Giną wówczas bakterie gromadzące żelazo z powodu braku potrzebnego im do życia żelaza. Środki dezynfekcyjne, jak chlor lub jego połączenie z amoniakiem — kwas siarkowy, siarczan miedzi, nie prowadzą do zadowalniających rezultatów, gdyż w większości wypadków po ustaniu wpływu dezynfekcyjnego powstaje jeszcze silniejszy rozwój bakterii. Chlor zabija bakterie w wypadku ilości 1 mg/l po co najmniej 4-o godzinnym czasie działania. Powstaje jednak obawa pojawienia się złego smaku. Końcówki przewodów sieci można zabezpieczać przed zarastaniem przekrojów bakteriami przy pomocy częstego płukania. Małe średnice mogą być oczyszczane sprężonym powietrzem.

Zawartość żelaza może wyłączyć używanie wody dla pewnych celów gospodarczych, jak np. do pralni, farbiarni, bielarni, garbarni, fabryk kleju, mączki i papieru. Już przy niewielkich ilościach żelaza mogą powstać w pralniach duże straty. Jeżeli włoży się do pozornie czystej wody bieliznę i doda mydła oraz sody, to strącenie żelaza następuje bardzo szybko. Osadza się ono łatwo i silnie na nitkach białizny i powoduje stopniowo coraz to silniejsze żółte zabarwienie, które trudno usunąć. W przemyśлах przetworów żywnościowych np. browarach, mleczarniach, żelazo zawarte w wodzie powoduje duże straty na skutek gorszej jakości wytwarzanych produktów.

Mangan występuje w wodzie rzadziej niż żelazo i zwykle w mniejszych ilościach. Może mu towarzyszyć żelazo lub odwrotnie. Mangan występuje w wodzie jako dwuwęglan oraz siarczan lub w związkach organicznych towarzysząc często żelazu. Głównym źródłem pochodzenia manganu są zawierające mangan rudy brunatne, które występują w ziemi w formie gniazd lub warstw i dopóty nie ulegają zmianie dopóki znajdują się pod wodą. Szczególniej często znajdują się takie manganowe związki żelaza w pokładach dyluwialnych i aluwialnych naszych dolin rzecznych. Jeżeli w takiej dolinie ma miejsce czerpanie wody o dużym zasięgu i zostanie przy tym obniżone silnie zwierciadło wód gruntowych, wchodzi rudy w kontakt z powietrzem i są utleniane na kwas siarkowy i siarczan żelazawy, a więc na związki łatwiej rozpuszczalne, przy czym jednocześnie nierozpuszczalne związki manganowe przekształcane zostają na rozpuszczalne siarczany manganu. Jeśli zwierciadło wody gruntowej podniesie się w czasie spoczynku pomp lub gdy przesiąknie z powierzchni woda powierzchniowa, to te utlenione rozpuszczalne związki są wylugowane i może powstać zjawisko, że woda nagle wykaże dużą zawartość żelaza i manganu.

Stałym towarzyszem osadzanych na terenach inundacyjnych związków żelaza jest mangan, którego obecność daje się stwierdzić w mułach i piasku naszych dolin rzecznych.

Główną przyczyną obecności manganu w mułach, a z tego powodu i w wodzie zapór i zbiorników jest rozkład na dnie zbiorników substancji organicznej roślin, jak liści, skorup owoców i nasion roślin. Przy rozkładzie tej materii tworzy się dwutlenek węgla powodujący rozpuszczanie się manganu. Działanie szczególnie jest silne, gdy jednocześnie obecny jest siarkowodor. Od jesieni stopniowo gromadzi się mangan w zbiorniku i tworzy stałe źródło zaopatrywania węgla wody zbiornika. Jest on bardzo powoli utleniany i strącony. Przeważna ilość wód w naturze zawierających mangan ma zbyt niski wskaźnik *pH*, co pozwala na szybką oksydację. Jest to powód, dla którego w zbiornikach wytrącają się tylko małe ilości manganu. Gdy jednak woda wejdzie w styczność z alkaliczną powierzchnią betonu lub w przewodach z bakteriami manganowymi, mangan zostaje strącony. Woda taka wygląda często lekko zabarwiona na czarno. Można zmniejszać to źródło manganu przez wypłukiwanie mułu przez spusty.

Z tych samych powodów jak wyżej znajduje się mangan w wierzchnich warstwach dolin, w których znajdują się resztki roślinne i zwierzęce tworzące czarne warstwy mułu. Jeżeli pod tymi warstwami są piaski i żwiry, w których zmienia się poziom wód gruntowych, to znajdować się w nich będą zawartości manganu, które stale się będą powiększać.

Obecność manganu w wodzie jest podobnie jak i żelaza z punktu widzenia higienicznego nieszkodliwa. Obecność jego powyżej normy 0,1 mg/l jest niepożądana z innych względów. Szkodliwie oddziałuje mangan przy zawartości powyżej normy podanej dla wody używanej

w bielarniach, farbiarniach, pralniach, fabrykach papieru, błon fotograficznych, krochmalniach i podobnego rodzaju wytwórniach. Szkody powodowane obecnością manganu są poważniejsze i przykrzejsze od szkód wyrządzanych przez żelazo. Podobnie jak bakterie żelaza istnieją bakterie manganowe, które przez obrosty, osady, tworzenie gazów powodują silne zatkanie przewodów oraz zmniejszenie właściwości ożywczych wody.

Bakterie manganowe absorbują z wody sole manganu i odkładają utlenione w formie czarnego dwutlenku w swoim płaszczu. Z tego powodu mętnieje woda nie na brązowo, jak przy żelazie, ale na czarno. Mangan wywołuje na bieliźnie żółte plamy lub zażółca ściegi. Sole manganowe wywołują na powierzchni wody, nawet gdy znajdują się w małej ilości, cienki kożuszek, który powoduje niezdatność wody do picia w celach ożywczych, plamy na bieliźnie i papierze, zanieczyszcza zbiorniki w browarniach i oddziaływa źle na fermentację drożdży.

W rurach miedzianych woda, jeśli jest agresywna, tworzy sole miedzi. Duża zawartość miedzi w wodzie powyżej 1—2 mg/l nadaje jej nieprzyjemny gorzki smak.

III. 2-c. Chlorki.

Częstokroć duże znaczenie posiada ilość chlorków w wodzie, przede wszystkim soli kuchennej (NaCl). Sól kuchenna używana do potraw wydalana jest następnie przez organizm powodując większą zawartość chlorków w ściekach niż w wodzie wodociągowej. Wody ujęte z tego samego źródła czy to wód gruntowych czy też powierzchniowych posiadać będą prawie stałą zawartość chlorków. Ponieważ zawsze znajdują się w odchodach ludzkich, ich obecność ponad pewną normę jest wskazówką zakażenia wody ściekami. Jeśli np. któraś ze studzien wykaze wyższą zawartość chlorków, może to świadczyć o zanieczyszczeniu ściekami. Jeśli występuje w wodzie chlor w większej ilości (> 30 mg/l), to nadaje jej zależnie od związku, w jakim występuje, nieprzyjemny, metaliczny, słony lub gorzkawy smak. Duża zawartość chloru w wodzie powoduje niezdatność jej do użycia do kotłów parowych.

III. 3. ROZPUSZCZONE GAZY.

W wodzie mogą się znajdować w większej lub mniejszej ilości rozpuszczalne gazy, znajdujące się w atmosferze, na powierzchni ziemi i w gruncie. Do nich należą azot, metan, siarkowodór, tlen, dwutlenek węgla. Trzy ostatnie z nich są najważniejsze.

Woda rozpuszcza z powietrza stosunkowo w większej proporcji dwutlenek węgla niż tlen oraz tlen w większej proporcji niż azot, mimo tego iż stosunek N:O w powietrzu wynosi 4 : 1.

Rozpuszczalność różnych gazów w czystej wodzie przy różnych temperaturach i normalnym ciśnieniu (760 mm) cm³/litr. podaje poniższa tabela:

| Temperatura °C | Dwutlenek węgla CO ₂ | Tlen O ₂ | Azot N ₂ | Siarkowodór H ₂ S | Wolny azot z powietrzem | Ghlor Cl |
|----------------|---------------------------------|---------------------|---------------------|------------------------------|-------------------------|----------|
| 0 | 1713 | 49,24 | 23,00 | 4621 | 10,26 | — |
| 5 | 1424 | 43,21 | 20,64 | 3935 | 9,02 | — |
| 10 | 1194 | 38,37 | 18,54 | 3362 | 8,02 | 3095 |
| 15 | 1019 | 34,55 | 16,84 | 2913 | 7,21 | 2635 |
| 20 | 878 | 31,44 | 15,54 | 2554 | 6,50 | 2260 |
| 25 | 759 | 28,90 | 14,43 | 2257 | 6,00 | 1985 |
| 30 | 665 | 26,65 | 13,55 | 2014 | — | 1769 |

Zmianę cm³/litr na mg/litr można przeprowadzić następującym wzorem:

$$\frac{V}{2W} = \text{mg/litr} \quad \text{gdyn } V = \text{cm}^3/\text{litr.}$$

Waga 1 litra gazu przy temperaturze 0°C i ciśnieniu 760 mm:

| G a z | Symbol | Ciężar w gramach | Ciężar wł. powietrza |
|-----------------|------------------|------------------|----------------------|
| Dwutlenek węgla | CO ₂ | 1,977 | 1,529 |
| Azot | N ₂ | 1,251 | 0,967 |
| Tlen | O ₂ | 1,429 | 1,105 |
| Siarkowodór | H ₂ S | 1,538 | 1,189 |
| Powietrze | — | 1,293 | 1,000 |
| Wodór | H ₂ | 0,08987 | 0,0695 |

W = ciężarowi litra gazu w gramach.

2 — czynnik atomistyczny dla jednowartościowych gazów (wszystkie gazy przytoczone są dwuwartościowe).

Siarkowodór (H₂S) występujący szczególnie często w żelazistych wodach gruntowych powstaje przez rozkład siarczanów, piryków lub organicznej materii i znajduje się w wodzie przesiąkającej przez złoża lignitu lub innych organicznych pozostałości. Występowanie siarkowodoru może w pewnych warunkach wskazywać na silne zanieczyszczenie, jeśli powstanie jego jest wywołane procesami gnilnymi. W wodach naturalnych trafia się to rzadko. Odwrotnie, w wodach, pochodzących z dużych głębokości i wykazujących dużą zawartość żelaza, występuje siarkowodór dość często. W takich wypadkach występowanie siarkowodoru nie wzbudza pod względem zdrowotnym podejrzeń.

Siarkowodór może powstać w wypadku procesów biochemicznych, może być wytworzony przez mikroorganizmy lub na drodze czysto chemicznej. Przy procesach gnilnych substancji białkowej, wywołanych anaerobowymi bakteriami, powstaje z siarki związanej organicznie głównie siarkowodór. Przy tym powodują bakterie siarkowe (np. *microspira desulfuricans* żyjąca w wodzie słodkiej i *microspira aestuarii* rozwijająca się w mieszaninie wody słodkiej i morskiej) powstawanie siarkowodoru przy redukcji siarczanów, siarczynów i tiosiarczanów.

Jako przykład występujących w naturze o wiele rzadziej procesów chemicznych należy wspomnieć o źródłach siarczanych, w których siarkowodór powstaje z siarczanów przy przechodzeniu wody pod ciśnieniem przez pokłady węgla lub asfaltu. Wspomniane substancje organiczne używają tlenu siarczanów dla swej oksydacji. Szczególnie duże ilości siarkowodoru zawiera muł stawów z obsadą characea. Zawartość siarkowodoru w wodzie jezior i stawów rośnie z głębokością. Graniczna wartość zawartości siarkowodoru w wodzie, powyżej której staje się on zabójczy dla organizmów żyjących, wynosi według Stroede 1 mg/l dla pstrągów i 12 mg/l dla karpia i linów. Nawet bardzo małe ilości wywołują nieprzyjemny zapach zgniłych jaj i zły smak. Jest on bardzo niszczący (korozja) metale. Usuwa się go przez napowietrzenie wody. Jest trujący przy oddychaniu. Wody zawierając ponad 0,005 procent H₂S muszą być jego pozbawione przy pomocy jednogodzinnego napowietrzania. Przy napowietrzaniu gaz ulatnia się w powietrze bez ryzyka i szkody dla człowieka.

Rozpuszczony tlen O₂ znajduje się w wodzie w zmiennych ilościach. Jego zawartość w wodzie powierzchniowej zależy od ilości i charakteru niestalej organicznej materii. Jest on bardzo ważnym czynnikiem samooczyszczania się zanieczyszczonych ścieków—wolny tlen łączy się z rozkładającą się organiczną materią. Ilość tlenu absorbowanego przez wodę jest na ogół niewielka i zależy w dużym stopniu od temperatury; im wyższa temperatura tym niższy punkt nasycenia. Korozja rur jest wywołana przez utlenianie się metali przewodów, wolny tlen w roztworze jest czynnikiem korozji, szczególnie gdy jest obecny CO₂. (Rozpuszczony tlen należy odróżnić od tlenu złączonego chemicznie z wodorem w formie wody H₂O).

Dwutlenek węgla CO₂ jest absorbowany przez wodę z atmosfery, z rozkładającą się na powierzchni ziemi materią organiczną lub pochodzi ze źródeł podziemnych. Łączy się on z wodą tworząc kwas węglowy H₂CO₃, który jest tak łatwo rozkładany, że w związku tym traktuje się składnik CO₂ za wolny.

Dwutlenek węgla, będący rezultatem rozkładu materii organicznej, jest gazem pierwszorzędno znaczenia w wodach gruntowych, które zawierają mało lub nie zawierają wcale tlenu. Wo-

dy meteoryczne (atmosferyczne) zawierają niewielkie ilości CO_2 , natomiast są prawie całkowicie nasycone tlenem.

Gdy wody opadowe przechodzą przez grunt, tlen w nich zawarty jest zużywany do rozkładu materii organicznej, znajdującej się w gruncie i wodzie.

Dwutlenek węgla nadaje wodzie przyjemny smak. Ponieważ jednak w łączności z tlenem nabiera niekorzystnych właściwości gryzących w stosunku do materiału przewodów, więc zbiorników, wodomierzy, wentyli, obecność jego jest bardzo niepożądana. Te zjawiska rdzewienia są często powodem dużych wydatków w zakładach wodociągowych. Z tego powodu wiele dużych miejskich zakładów wodociągowych przeprowadza odkwaszenie wody. Istnieją jednak tu i owdzie mniejsze i niestety większe zakłady wodociągowe, które w mylnym zrozumieniu oszczędności ślą silnie agresywną wodę w sieć przewodów. Następstwem tego są korozje rur, obrosty i pęknięcia. Również ze względów higienicznych zakłady wodociągowe, czerpiące wodę o dużej zawartości agresywnego CO_2 , powinny budować urządzenia odkwaszające. Wody takie rozpuszczają z materiałów przewodów ołów, miedź, cynk jako dwuwęglany, z których to związków szczególnie trującymi właściwościami odznacza się ołów, jak to wykazały zatrucia ołowiem w Lipsku, Teplitz-Schönau, Frankfurcie i Clausthal-Zellerfeld.

Zawarty w wodzie dwutlenek węgla składa się z

związanego dwutlenku węgla

wolnego dwutlenku

całkowicie związany np. CaCO_3 ,
związany w połowie np. połowa
dwutlenku węgla w $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$
nieszkodliwy lub zrównoważony
agresywny.

Według badań Tillmana i jego współpracowników pewnej ilości będących w roztworze dwuwęglanów wapnia towarzyszy określona ilość wolnego dwutlenku węgla dla utrzymania węglanów ziem alkalicznych w roztworze. Ta ilość wolnego CO_2 nie posiada właściwości agresywnych. Nazwano ten dwutlenek węgla towarzyszącym — zrównoważonym. W przeciwieństwie nadmiar CO_2 , przekraczający wartość zrównoważonego dwutlenku węgla, działa na metale korozyjnie i nosi miano agresywnego dwutlenku węgla. Tillman i Heublein opracowali w postaci wykresu krzywą równowagi pomiędzy wolnym i związanym dwutlenkiem węgla w roztworach dwuwęglanu wapnia. Jeśli z wody, zawierającej dwuwęglan wapnia i wolny dwutlenek węgla, usunie się całkowicie wolny CO_2 , to istniejący dwuwęglan wapnia rozłoży się częściowo stopniowo na węglan wapnia i wolny CO_2 : $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2 = \text{CaCO}_3 + \text{CO}_2 + \text{H}_2\text{O}$. Rozkład następuje tak długo, dopóki nie powstanie odpowiednia ilość wolnego CO_2 , od ilości którego zależy niezmienną pozostała zawartość dwuwęglanu wapnia. Dopiero wówczas, gdy dwuwęglan wapnia i towarzyszący mu dwutlenek węgla znajdują się w ściśle określonej równowadze, nie wydziela się z wody węglan wapnia oraz nie posiada ona właściwości agresywnych.

Stosując krzywą równowagi w odniesieniu tylko do dwuwęglanu wapnia natriafia się na trudność oddzielenia dwuwęglanu wapnia od dwuwęglanu magnezu. Dwuwęglanowi magnezu i sodu nie towarzyszy dla utrzymania ich w roztworze CO_2 w żadnej ilości. Równowaga wapnio-dwutlenkowęgłowa jest również silnie zakłócona w razie obecności innych dwuwęglanów soli ziem alkalicznych, jak siarczan wapnia i chlorek magnezu.

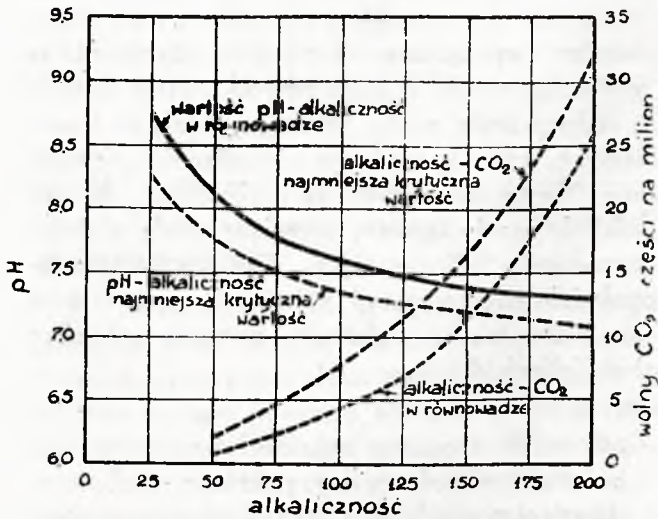
Zawartość agresywnego dwutlenku węgla działa w silnym stopniu korozyjnie na żelazo oraz beton wzgl. wapno. Badania Tillmana doprowadziły do następujących wniosków:

Głównym zadaniem urządzeń odkwaszających jest nie tyle podniesienie wartości pH jak w stopniu większym stworzenie wspomnianego zrównowazenia, które jest głównym warunkiem tworzenia ochronnej powłoki. Z tego powodu byłoby błędem odkwaszanie wody miękkiej metodą dodawania sody lub sody kaustycznej, gdyż z powodu braku węglanu wapnia nie utworzy się wcale ochronna powłoka. Jeżeli są znane wartości pH i twardość węglanowa, to łatwo można odpowiedzieć na pytanie, czy woda powinna być odkwaszana. Musi to nastąpić gdy:

| | | |
|---|----------------|-----------|
| przy wartości węglanowej — 0—5 ^o | wartość pH < | niż 8.0 |
| „ „ „ 3—4 ^o | „ „ | 7.9 |
| „ „ „ 4—5 ^o | „ „ | 7.8 |
| „ „ „ 5—6 ^o | „ „ | 7.7 |
| „ „ „ ponad 7 ^o | „ „ | 7.5 — 7.4 |

Z podanego na rys. 5 wykresu można również szybko odczytać, czy dana woda jest agresywna i wobec tego czy konieczne jest jej odkwaszenie.

Ważną rzeczą przy określaniu agresywności wody jest zawartość w niej rozpuszczonego tlenu. Woda agresywna z dużą zawartością tlenu powoduje tworzenie się buł rdzy, w wypadku średniej zawartości — zmaczenie, a w wypadku małej — rozpuszczanie żelaza, wykazując dopiero później po odstaniu się wody i ulotnieniu się CO_2 strącanie się wodorotlenku żelaza. W granicach wartości $\text{pH} = 7,6 - 8,0$ działanie tlenu a przez to i rozpuszczanie żelaza jest tak nieznaczne, że można na nie w praktyce nie zwracać uwagi. W wypadku malejących wartości pH daje się zaobserwować wpływ tlenu przez korozję ścian przewodów, zmaczenie wody, korozję armatury i wodomierzy oraz przez uszkodzenia bielizny. Tlen w wodzie kwaśnej a szczególnie ubogiej w węglany sprzyja obok rozpuszczalności żelaza również rozpuszczalności ołowiu.



Rys. 5. Krzywa związków pomiędzy CO_2 i alkalicznością oraz alkalicznością i pH .

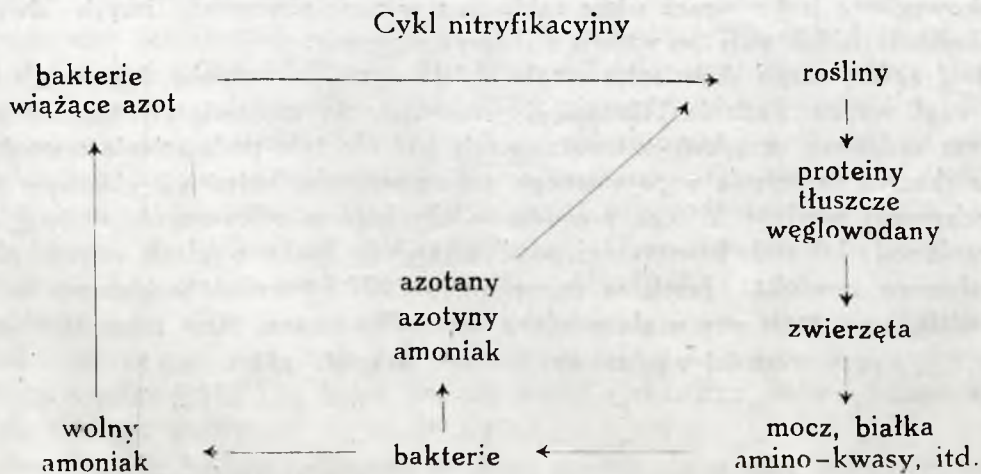
Zawartość dwutlenku węgla odgrywa dużą rolę nie tylko w wypadku czerpania wody do picia i dla celów gospodarczych, lecz również i przede wszystkim w wypadku przygotowania wody do zaopatrywania kotłów. Wielka zawartość agresywnego dwutlenku węgla nie szkodzi tak bezpośrednio w wypadku wody do picia i dla celów gospodarczych, jak żelazo. Obecność dwutlenku węgla w wodzie może spowodować przy wystawieniu jej na słońce silny wzrost alg.

Często nie tylko sam dwutlenek węgla nadaje wodzie właściwości agresywne. Wchodzić tu mogą w rachubę i inne kwasy, jak: kwas krzemowy, humusowy i kwasy tłuszczowe. Te ostatnie mogą się tworzyć szczególnie w wodzie kotłowej przez rozkład zawartych w wodzie smarów. Również charakter agresywny nadają wodzie siarkowodór, siarczany i pewne sole.

III. 4. ZWIĄZKI AZOTOWE.

Częstokroć głębokie wody ze studni zawierają znaczne ilości azotu w formie wolnego amoniaku, szczególnie tam, gdzie w warstwie wodonośnej znajdują się pozostałości kopalniane, zwierzęce i roślinne.

Amoniak (NH_3) powstaje w wodzie z powodu procesów redukcyjnych, które przebiegają częściowo na drodze czysto fizykalno-chemicznej, częściowo pod działaniem mikroorganizmów.



Rys. 6

W wypadku pierwszym obecność w wodzie amoniaku jest z punktu widzenia higienicznego bez znaczenia. I tak często znajduje się on w wodach żelazistych pochodzących z dużej głębokości lub w wodach pochodzących z gruntów humusowych.

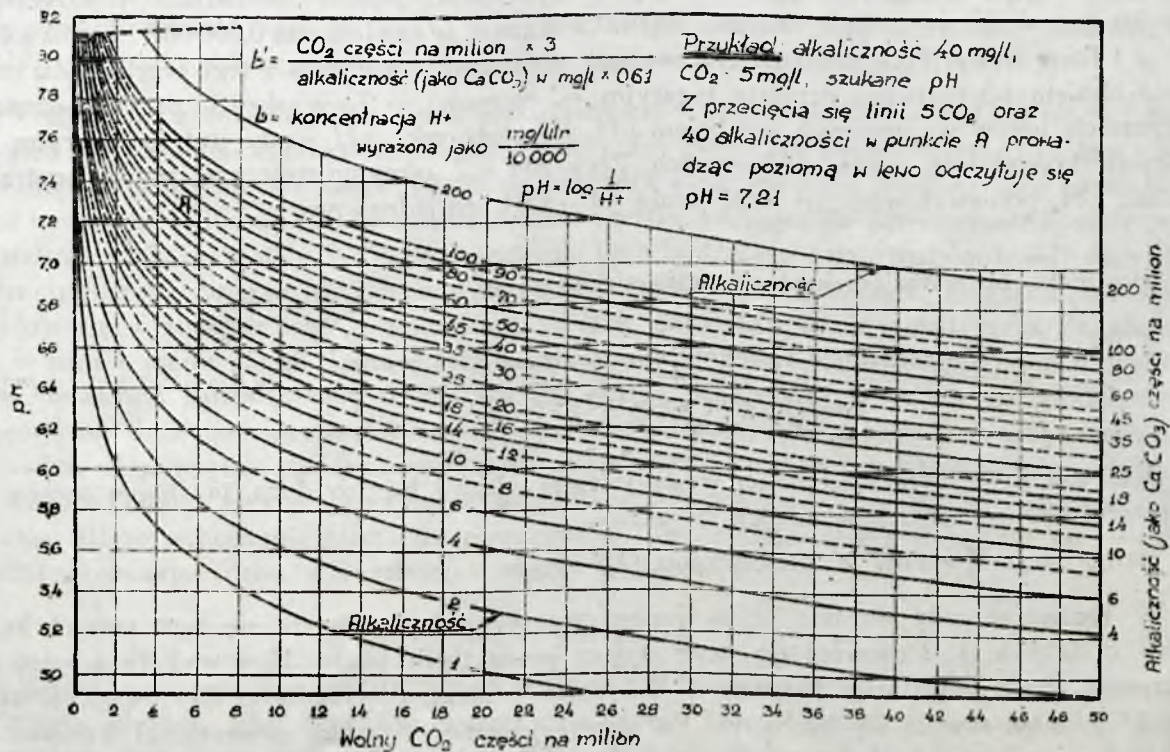
Poza tymi wyjątkami występowanie w większych ilościach amoniaku jest wskazówką, że woda jest zanieczyszczona.

Kwas azotawy (HNO_2) jest wskaźnikiem zanieczyszczenia. W wodach gruntowych silnie żelazistych, w których wyłączona jest możliwość zanieczyszczeń, występowanie HNO_2 nie budzi podejrzeń.

Kwas azotowy (HNO_3) stanowi końcowy produkt oksydacji (mineralizacji) wszystkich zawierających azot materii. Obecność HNO_3 w dużej ilości ($> 30 \text{ mg/l}$) jest oznaką zanieczyszczeń gruntu, z którego pochodzi woda, przez materię organiczną. I od tej reguły są wyjątki. W ilościach pojawiających się w wodzie jest HNO_3 dla zdrowia nieszkodliwy, ale często powoduje zdolność rozpuszczania przez wodę ołowiu.

III. 5. ALKALICZNOŚĆ.

Ponieważ sole alkaliczne są spotykane bardzo często w pokładach gruntu, większość wód jest w mniejszym lub większym stopniu alkaliczna. Najczęstszymi składnikami powodującymi alkaliczność są węglany i dwuwęglany wapnia, sodu i magnezu. Alkaliczność jest miarą zawartości soli, które neutralizują kwasy. W analizach alkaliczność wyrażamy w częściach na milion w odniesieniu do równowartej ilości węglanu wapnia. Dla wodociągowca ta cecha wody jest o tyle ważna, że w razie potrzeby sklarowania wody przy pomocy koagulacji i przygotowania jej do filtracji aby zachodziły odpowiednie redukcje chemiczne, woda musi posiadać dostateczny stopień alkaliczności. Odwrotnie, nadmierna alkaliczność może przeszkodzić reakcjom. Jest również ważną miarą kontroli przy pewnych procesach oczyszczania wody. Gryząca (kaustyczna) alkaliczność, nie spotykana w naturze, może powstać w wodzie przetraktowanej wapnem przypadkowo względnie zgodnie z zamierzeniem.



Rys. 7. Wykres związku pomiędzy alkalicznością i CO₂ dla różnych wartości pH.

Termin alkaliczność w analizie wody jest równoznaczny z członem węglanowym (HCO_3), który w połączeniu z metalem tworzy np. dwuwęglan wapnia $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$. Określa się jej wartość w odniesieniu do czlonu HCO_3 w formie jonowej, lub w zmodyfikowanej formie jonowej w odniesieniu do CaCO_3 . Stanowi ona miarę twardości węglanowej w porównaniu do twardości niewęglanowej. Całkowita twardość, tj. zawartość wapnia i magnezu wyrażona w odniesieniu do CaCO_3 jest większa od całkowitej alkaliczności, względnie od czlonu HCO_3 wyrażonego w odniesieniu do CaCO_3 . W wodzie znajduje się większa ilość wapnia i magnezu od wchodzącej w związek z całą ilością HCO_3 , wobec czego niektóre z metali wywołujących twardość, mianowicie wapień i magnez łączą się z SO_4 lub Cl tworząc siarczany i chlorki. Dlatego istnieje pewna twardość niewęglanowa, a jej wartość wyrażona w odniesieniu do CaCO_3 określana jest jako różnica pomiędzy całkowitą twardością i alkalicznością. (Rys. 7).

Gdy ogólna twardość jest większa niż alkaliczność (węglanowa lub dwuwęglanowa), stopień twardości równoważny alkaliczności jest zwany twardością węglanową, a nadwyżka twardości niewęglanową. Gdy ogólna twardość jest równa lub mniejsza niż suma (węglanowej i dwuwęglanowej) alkaliczności, wówczas nie ma twardości niewęglanowej: ogólna twardość jest całkowicie twardością węglanową.

III. 6. KONCENTRACJA JONÓW WODOROWYCH pH (POTENTIA HYDROGENII).

Alkaliczność względnie kwaśność wody (ścieków, osadów) określamy przy pomocy stopnia koncentracji jonów wodorowych, których symbolem jest znak pH . Próba na pH określa nam moc kwasu lub zasady w wodzie, podczas gdy próba na kwaśność i zasadowość określa ilość obecnego kwasu lub zasady. Jon jest to atom lub grupa atomów, wywołująca pewien potencjał elektryczny. Zjonizowany roztwór daje jony naładowane elektrycznością. Kwaśność jest wywołana przez dodatnie jony wodoru H^+ , zaś alkaliczność przez ujemnie naładowane jony wodorotlenku OH . Woda, zawierająca węglany sodu lub innych materii alkalicznych, będzie posiadała jony OH , gdy woda zawierająca kwasy-jony H^+ . Im silniejsze kwasy tym większa dysocjacja na jony H^+ ; im silniejsza zasada tym większa koncentracja jonów OH — zaś mniejsza jonów H^+ . W roztworach obojętnych jony H^+ i OH — jednoczą się tworząc wodę H_2O . W czystej wodzie następuje w pewnym stopniu dysocjacja, pomiar potencjału elektrycznego wywołanego dodatnio naładowanymi jonami wskazuje, że zawiera ona 0,000 000 1 grama jonów H^+ w 1 litrze wody. To oznaczenie cyfrowe jest niewygodne w użyciu, z tego względu dla oznaczenia obojętności roztworu przyjęto logarytm odwrotności — 7. W skrócie przyjęto oznaczać koncentrację jonów wodorowych symbolem pH . Wartość więc pH wody jest to logarytm odwrotności koncentracji jonów wodorowych. Przy $pH = 7$ otrzymujemy tzw. punkt neutralny na skali pH , ponieważ wówczas ilość jonów H i OH jest jednakowa.

Stosunek obu rodzajów jonów wyraża się przez:

$$\frac{\text{koncentracja H jonów} \times \text{koncentracja OH jonów}}{\text{koncentracja molekularnej H}_2\text{O}} = \text{stałej} \quad (7)$$

Ponieważ ilość nierozszczepionej wody jest stosunkowo bardzo duża, można ją uważać za stałą; wówczas równanie przekształca się na:

$$\text{koncentracja H jonów} \times \text{koncentracja OH jonów} = \text{stałej}$$

W roztworze, gdy wzrasta liczba jonów negatywnych, zmniejsza się tym samym liczba jonów dodatnich i stosownie do tego miara pozostałych jonów H^+ wykaże stopień alkaliczności aż do zawartości 1 grama OH —jonów w litrze, gdy logarytm odwrotności koncentracji H^+ jonów wyrazi się liczbą 14. Po stronie kwaśnej logarytm odwrotności koncentracji H^+ jonów spada aż do 1.

Tablica podana niżej wyjaśnia to najlepiej.

| <i>pH</i> | Gramów jonów wodorowych (H ⁺) na litr roztworu | Gramów jonów wodorotlenku (OH ⁻) na litr roztworu |
|-----------|--|---|
| 0,0 | 1,0 | 0,000 000 000 000 01 |
| 1 | 0,1 | 0,000 000 000 000 1 |
| 2 | 0,01 | 0,000 000 000 001 |
| 3 | 0,001 | 0,000 000 000 01 |
| 4 | 0,000 1 | 0,000 000 000 1 |
| 5 | 0,000 01 | 0,000 000 001 |
| 6 | 0,000 001 | 0,000 000 01 |
| 7 | 0,000 000 1 | 0,000 000 1 |
| 8 | 0,000 000 01 | 0,000 001 |
| 9 | 0,000 000 001 | 0,000 01 |
| 10 | 0,000 000 000 1 | 0,000 1 |
| 11 | 0,000 000 000 01 | 0,001 |
| 12 | 0,000 000 000 001 | 0,01 |
| 13 | 0,000 000 000 000 1 | 0,1 |
| 14 | 0,000 000 000 000 01 | 1,0 |

pH wody określa się przy pomocy potencjometra, który mierzy potencjał elektryczny lub ciśnienie wywołane przez jony H⁺; najłatwiej jednak wykonać próbę wzrokowo-kolorometryczną barwienia papierków nasączonych pewnymi solami.

Jeśli do wody wprowadzony będzie kwas taki, jak np. kwas solny (HCl), istnieje będzie wówczas tendencja do dysocjacji na jony H i jony Cl, co spowoduje zwiększenie koncentracji jonów wodorowych. Dodanie do wody zasady takiej np. jak soda kaustyczna (NaOH), która ulega dysocjacji na jony Na i OH, powiększa koncentrację jonów OH ponad ilość istniejącą pierwotnie. Bez dalszego wchodzenia w przedmiot jonizacji można powiedzieć, że dodanie zasady zwiększa *pH* lub, innymi słowy, zmniejsza koncentrację jonów wodorowych i przez to zmniejsza właściwości korozyjne. Dodanie kwasu daje efekt odwrotny. Im mniejsze *pH* tym woda ma większe właściwości korozyjne i odwrotnie. Chociaż nie wszystkie wody o takim samym oznaczniku *pH* są jednakowo korozyjne.

Rozpuszczony w wodzie dwutlenek węgla jest najpospolitszą przyczyną dużej koncentracji jonów wodorowych. Łączy się on z wodą tworząc kwas węglowy $\text{CO}_2 + \text{H}_2\text{O} = \text{H}_2\text{CO}_3$, który jonizuje tworząc jony H i CO_3 . Wpływ CO_2 jest równoważony przez sole zasadowe, tak że *pH* praktycznie zależy od stosunku między obydwoma zawartościami (rys. 7).

Mechanizm korozji objaśnia teoria elektrolityczna w sposób następujący. Gdy woda i metal znajdują się w kontakcie, powstaje potencjał elektryczny pomiędzy jonami metalu i jonami wody. Powoduje to przechodzenie jonów metalu do roztworu i zastępowanie wodoru jako gazu, który znów tworzy niewidoczną błonkę na powierzchni metalu, starającą się powstrzymać korozję przez oddzielenie wody od metalu. Na ogół ilość żelaza przechodzącego do roztworu jest niewielka, tendencja rozpuszczania się jest zahamowana, gdy nastąpi punkt nasycenia. Rozpuszczone żelazo znajduje się w zupełnie innych warunkach od tych, gdy było w stanie metalicznym. Znajduje się ono w formie jonów żelaza, które usiłują połączyć się z jonami OH w wodzie tworząc wodorotlenek żelazawy. Rozpuszczony w wodzie tlen utlenia wodorotlenek żelaza na wodorotlenek żelazowy, w dużo mniejszym stopniu rozpuszczalny od poprzedniego. Powstaje wobec tego osad jako rdza, dając miejsce do dalszego rozpuszczania żelaza. Rozpuszczony tlen również wiążąc się z wodorem (błoną) przy powierzchni metalu i tworząc wodę powoduje usunięcie chroniącej błony oraz dalsze wchodzenie żelaza do roztworu. W ten sposób teorią tłumaczy się wspólne działanie korozyjne tlenu w roztworze i jonów wodorowych.

III. 7. BAKTERIE.

Najgroźniejszymi chorobami spowodowanymi zakażoną wodą są tyfus brzuszny, paratyfus, dyzenteria, cholera, tężec (rys. 8). Innymi chorobami, które mogą być wywoływane picciem zakażonych wód, mogą być suchoty oraz różne chorobotwórcze robaki i infekcje — mają one znacznie mniejsze znaczenie przy urządzeniach wodociągowych niż wymienione poprzednio.



Rys. 8. Bakterie.

Tyfus, paratyfus, dyzenteria i cholera są przenoszone w wydzielinach kiszek oraz urynie chorych osób i zwierząt. Organizmy niesione przez wodę wywołujące tyfus oraz inne choroby nie znajdują się w warunkach naturalnych, gdy są poza organizmem ludzkim, z tego powodu szybko giną. Czas życia bakterii tyfusowych w wodzie zależy w dużym stopniu od temperatury i jakości wody. Liczba ich zmniejsza się bardziej gwałtownie przy wysokich temperaturach niż przy niskich. W temperaturze poniżej zera niektóre organizmy mogą egzystować miesiące. W silnie zakażonych wodach lub ściekach 99% ginie w ciągu kilku dni. W wodzie czystej,

w której bakterie tyfusowe nie są obiektem ataku wielu drapieżnych mikroorganizmów, życie bakterii tyfusowych jest stosunkowo dłuższe. Przy anaerobicznej przeróbce osadów ściekowych liczba bakterii tyfusu jest redukowana bardzo gwałtownie. W mieszaninie osadu świeżego z osadem aktywnym liczba ich może wzrosnąć w ciągu 4—6 godzin, zależnie od tego czy mieszanina jest napowietrzona czy też nie, potem następuje gwałtowny spadek, szczególnie jeśli napowietrzanie trwa ciągle.

Stwierdzono, że bakterie tyfusu i dyzenterii giną w wodzie czystej po dwóch tygodniach. Z tego powodu wody bieżące mogą przenieść bakterie na znaczne odległości. Niebezpieczne jest więc picie wody, która została zakażona, bez jej zbadania.

Bakteria okrężnicy (*Bacterium coli*).

Ponieważ celem badań jest sprawdzenie, czy zachodzi w ogóle możliwość dostania się bakterii chorobotwórczych do danego pokładu wodonośnego, przeto nie poszukuje się różnych rodzajów bakterii, których nieobecność może być przypadkowa, ale wystarczy sprawdzenie istnienia takich choćby nieszkodliwych, które dają wskazówkę o możliwości dostania się innych bakterii, mających swe siedlisko w ciałach ludzkich lub zwierzęcych. Takim sprawdzianem jest znalezienie *bacterium coli*, towarzyszącej zawsze wydzielinom ludzkim i zwierzęcym.

We wnętrznościach ludzi i zwierząt ciepłokrwistych znajdują się pewne bakterie znane pod nazwą *colon bacilli*, w skróceniu zwane *B. coli*. Ostatnio przyjęli bakteriologowie dla organizmów grupy *colon* pochodzenia wnętrznościowego nazwę *Escherichia coli*. Są one nieszkodliwe dla organizmu i znajdują się w wielkiej ilości w wydzielinach żołądka. Jeśli wydzieliny dostaną się do wody, znajdzie się w nich i *B. coli*. Stwierdzenie obecności *B. c.* przy pomocy laboratoryjnych prób wskazuje na niebezpieczne zakażenie, gdyż wobec tego mogą znajdować się w wodzie również bakterie tyfusowe lub inne chorobotwórcze. Próba na obecność *B. c.* jest bardzo prosta. Polega ona na umieszczeniu części próbki wody w probówce z cukrem gronowym i poddanie przez 48 godzin inkubacji w temperaturze 37,5°C. *Colon bacilli* mają właściwość fermentacji cukru, przy czym tworzy się charakteryzujący fermentację dwutlenek węgla. Bakterie dające pozytywne próby laboratoryjne są często zwane gazującymi. Obecność takich bakterii w wodzie do picia budzi podejrzenie zanieczyszczenia i wskazuje na potrzebę dokładniejszych badań.

Ponieważ *B. c.* żyje dłużej w wodzie niż bakterie chorobotwórcze, negatywna próba na *B. c.* wskazuje, że woda jest jałowa. (Próby na *B. c.* są również stosowane przy badaniu wydajności metod oczyszczania wody, gdyż *colon bacilli* są bardziej odporne od bakterii chorobotwórczych). Prócz stwierdzenia obecności liczy się ogólna ilość bakterii, znajdujących się w wodzie. W zdrowej wodzie do picia ilość bakterii jest zwykle mniejsza od 50 w 1 cm³, a nie powinna przekraczać 100. W celu obliczenia bakterii hoduje się je na odpowiedniej pożywce (żelatyna, agar) w temperaturze 20—22°C; w ciągu 48 godzin z każdej poszczególnej bakterii wyrośnie w tym czasie kolonia widoczna przez lupę. Ilość kolonii łatwo obliczyć przy pomocy szkła z siatką. Dla przeprowadzenia hodowli bierze się zwykle próbki 0,1 itd. cm³ wody (mililitr), wynik zaś podaje się przeliczony na 1 cm³. Jeśli bakterii jest więcej, wówczas rozpuszcza się wodę z próbki wodą sterylizowaną w stosunku 1:10 lub nawet 1:100.

Wskaźnik (indeks) Bacterium coli.

W praktyce często określa się ilości *B. coli* w badanej wodzie. Ponieważ liczba jest określana z pozytywnych wyników otrzymywanych w probówkach fermentacyjnych zaszczepień o różnej wielkości, może być ona określona tylko w przybliżeniu. To przybliżenie względnie prawdopodobna liczba jest nazwana indeksem B. c. na cm^3 (mililitr wzgl. 100 ml). Dla jednej próby z tylko niewielu porcjami indeks jest brany jako odwrotność porcji najmniejszej wskazującej rezultaty pozytywne.

Na przykład

| | | | |
|-----------------------|----------------------|------------------------|-------------------------|
| 10 cm^3 (ml) | 1 cm^3 (ml) | 0,1 cm^3 (ml) | 0,01 cm^3 (ml) |
| + | + | + | — |

W tym wypadku indeksem będzie odwrotność 0,1, tj. 10 na cm^3 . Jeśli stwierdzi się negatywny wynik w porcji większej niż porcja najmniejsza dająca wynik dodatni, uważa się następną idącą za pozytywną jako negatywną. Innymi słowy, gdyby wszystkie tubki z wyżej przytoczonego przykładu dały wyniki pozytywne z wyjątkiem 0,1 cm^3 , indeksem byłaby liczba 10 na cm^3 .

Wielka ilość bakterii znaleziona w wodzie nie wyłącza jeszcze jej użycia, jeżeli nie ma w niej *B. c.*, nasuwa jednak podejrzenia o istnieniu procesów gnilnych w otoczeniu pokładu wodonośnego. Przekonać się o tym można badając, czy w wodzie nie ma śladów amoniaku lub siarkowodoru.

III. 8. FIZYKALNE WŁAŚCIWOŚCI WODY.

III. 8-a *Temperatura.*

Do picia woda jest najodpowiedniejsza i najprzyjemniejsza, gdy jej temperatura znajduje się w granicach 7° — 12°C . Wodę o temperaturze poniżej 5° i powyżej 15° należy uważać za nieodpowiednią. Zbyt zimna woda jest szkodliwa dla zdrowia, wywołując choroby żołądka i kiszek, częstokroć i nerek. Zbyt ciepła woda posiada nieprzyjemny smak i w lecie nie działa orzeźwiająco. Temperatura wody decyduje o jej smaku, co szczególnie daje się wyczuwać w wodach solankowych.

III. 8-b. *Barwa.*

Woda czysta w cienkich warstwach jest bezbarwna, w warstwach grubszych ze względu na silniejsze właściwości absorpcyjne koloru czerwonego niż niebieskiego posiada kolor niebieski. Woda o jakimkolwiek zabarwieniu lub zamącona zawiesinami jest nieapetyczna, szczególnie gdy przyczyna zabarwienia jest nieznaną lub wzbudza podejrzenie, i nie nadaje się do użycia. Początkowo przezroczysta i bezbarwna woda może w następstwie pewnych zmian, np. wytrącenia związków wapna i żelaza zmienić swą czystość i zabarwienie.

Bezbarwne rozpuszczone substancje mogą mieć również wpływ na zabarwienie wody. Zawartość wapna wpływa na zwiększenie absorpcji niebieskiej barwy i wówczas kolor wody staje się bardziej zielony. W podobny sposób działają organiczne substancje, wody o dużej zawartości materii organicznej zmieniają swą barwę od niebieskiej do zielonożółtej, żółtej, żółtobrązowej, brązowej aż prawie do czarnej. Ciemnozielone jeziora występują tylko na czysto wapiennym podłożu, gdy ciemnoniebieskie leżą na niewapiennym podłożu nie posiadając również większych dopływów z terenów o podłożu wapiennym lub bagiennym.

III. 8-c. *Przezroczystość. Mętność.*

Czysta woda w zwykłych warunkach jest przezroczysta. Może być ona zamącona przez drobny piasek, glinę, il, nierozpuszczalne żelazo (wodorotlenek żelaza), węglany, algi, grzyby, bakterie i inne zawieszane materie, utrudniające przenikanie światła. Zamącenie może powstać i przez powietrze. Jeśli do wody będącej pod ciśnieniem wtłacza się powietrze, tak że to ostatnie zmiesza się z wodą w postaci drobniutkich pęcherzyków, woda sprawia wrażenie mlecznej. Za-

leżnie od właściwości wody i temperatury ten ostatni rodzaj zamięcenia znika prędzej lub wolniej, gdy wodę wystawimy na wolne powietrze. Rodzaj zamięcenia zależy od rodzaju podłoża, po którym woda płynie, oraz od prędkości przepływu.

Zamięcenie wody powodowane jest w większości wypadków przez drobne zawiesiny koloidalne lub zawiesiny grubsze, choć również dość często przez organizmy żywe, jak bakterie, algi itp. Przede wszystkim powodem zamięcenia są zawarte w wodzie rzecznej, szczególnie w okresie deszczów i roztopów śniegowych, namuły, piasek, glina, nierozpuszczalne wodorotlenki żelaza, węglany, drobna materia organiczna, włókna obumarłych roślin, liście, mikroorganizmy, nici grzybów, bakterie i algi.

Ze wzrastającą zawartością zawieszonych substancji staje się woda w grubszej warstwie nieprzezroczystą i mętną oraz nabiera zabarwienia zawiesin. Powyższe obserwuje się np. najlepiej w wypadku zawiesin mułu, który niosą potoki i rzeki w okresie wody wielkiej. Często powodują bakterie i algi swoim kolorem zabarwienie wody. Obserwowano czerwony kolor jeziora wywołany bakteriami siarkowymi.

Gdy woda staje się spokojną, cięższe i większe zawiesiny osadzają się prędzej, gdy lżejsze i drobniejsze wolniej. Najdrobniejsze cząstki gliny osadzają się w zupełnie spokojnej wodzie w przeciągu miesięcy. Wody gruntowe są normalnie nie zamięczone, gdyż są jakby przefiltrowane z zawiesin w czasie swego powolnego przepływu w gruncie. Wody jezior są mniej mętne od wód rzek, tych zaś woda jest mniej zamięcona w okresach stanów niskich, bardziej w okresach powodzi.

Określenie stopnia zamięcenia powinno dawać w przybliżeniu podstawę do zorientowania się o zawartości w wodzie wywołujących mętność substancji. Przy obserwacji próby wody w bezbarwnym naczyniu szklanym stopniuje się określenie mętności przy pomocy następujących terminów: przezroczysta, słabo opalizująca, opalizująca, słabo mętna, mętna, silnie zamięcona.

III. 8-d. Zapach i smak.

Dobra woda do picia i większość wód używanych na cele ogólne, szczególnie zaś do wyrobu środków żywnościowych nie może posiadać smaku i zapachu. Smak powinien być świeży i przyjemny. Niewielka ilość soli i dwutlenku węgla nadają wodzie smak orzeźwiający. W przeciwieństwie istnieje cały szereg substancji organicznego i nieorganicznego pochodzenia, których obecność nawet w bardzo niewielkiej ilości jest w stanie nadać wodzie nieprzyjemny zapach i smak; są to: siarkowódór, żelazo, mangan, miedź, phenol, mikroorganizmy (pierwotniaki, algi).

Na smak i zapach wód powierzchniowych i gruntowych magazynowanych przez czas dłuższy w zbiornikach wyrównawczych, szczególnie zaś wody zbiorników retencyjnych, często mogą wpływać ujemnie mikroorganizmy względnie produkty ich wydzielin. Podobnie obserwuje się często niekorzystną zmianę zapachu i smaku wody po jej przejściu przez filtr powolny. Powodowane jest to w większości wypadków przez specjalnego rodzaju organizmy, algi, pojawiające się okresowo. Obserwuje się:

1. nieprzyjemny zapach tranowo-rybny wywołany przez uroglena volvox,
2. zapach szyszki jodłowej — dinobryon sertularia,
3. zapach aromatyczno-rybny — asterionella formosa, cyclotella,
4. zapach ogórków — synura uvella,
5. zapach ziemisty — actinonyceten, siontaria i cyanophyceea, znajdujące się często w przeciążonych filtrach piaskowych,
6. zapach nieprzyjemny, stęchły — ceratium hirundella, w świeżo założonych, źle wykarczowanych zbiornikach jeziorowych,
7. zapach świńskiego chlewa — anabaena
8. zapach trawiasty — niebieskie algi — aphanizomenon i anabaena.

W wodach powierzchniowych, które są zbiornikiem ścieków domowych i przemysłowych, mogą powstać bardzo nieprzyjemne zmiany smaku. Dopływy ściekowe, doprowadzające często znaczne ilości części pożywnych, powodują gwałtowny rozrost alg.

Olej z domowych i przemysłowych ścieków nadaje wodzie pozostający przez długi czas smak oleju maszynowego. Najnieprzyjemniejsze są pod tym względem ścieki z koksowni, gazowni, spalarni węgla brunatnego, fabrykacji węgla drzewnego, destylarni smoły. Wszystkie one zawierają fenole lub związki fenolowe; podobne związki zawierają opady atmosferyczne z sąsiedztwa wyżej wymienionych zakładów przemysłowych, dopływy z dróg smołowcowych i produkty rozkładowe namulów rzecznych. Jeśli dopływy tych związków do odbiornika są niewielkie, to normalnie są one rozłożone przez absorpcję i samooczyszczanie się wody. Inaczej się dzieje w czasie mrozów, gdy samooczyszczanie się wody wobec zahamowania procesów biologicznych jest wstrzymane, oraz w czasie fal powodziowych, kiedy prędkość wody jest tak duża, że braknie czasu na rozkład, a warstwy filtracyjne zostały zniesione. Mimo to nie daje się odczuwać obecności fenolu wobec bardzo silnego rozcieńczenia, gdyż w wodzie z zawartością fenolu w stosunku 1:1 milion nie wyczuwa się żadnego smaku. Inaczej się sprawa przedstawia, gdy woda jest chlorowana, co się zwykle stosuje w wypadku ujęcia wody powierzchniowej ze względów higienicznych. Woda chlorowana jest w stosunku 1:1 milion również bez smaku. Tworzą się jednak w wypadku obecności fenoli chlorofenole, które nawet w bardzo dużym rozcieńczeniu nadają wodzie bardzo zły smak, tzw. smak jodoformu lub aptekarski. Bardziej czułe osoby reagują już na rozcieńczenie 1:500 mil. Z tego powodu buduje się urządzenia usuwające fenol zwykle w samych zakładach przemysłowych. Po stronie alkalicznej smak i zapach jest daleko mniej wyczuwalny niż po stronie kwaśnej, z tego powodu przy zakwaszaniu odwonionych wód alkalicznych może znów wystąpić zapach.

III. 8-e. Sucha pozostałość.

Z higienicznego punktu widzenia sucha pozostałość nie stanowi żadnej pewnej miary; jeśli jednak wody do zaopatrywania kotłów nie mają powodować kłopotów, to sucha pozostałość, która daje wartość wszystkich chemicznych składników nie ulatniających się w temperaturze 100 — 110°C, nie powinna być większa niż 300 mg/l.

III. 9. PRZEPISY O JAKOŚCI WODY WODOCIĄGOWEJ.

Polskie przepisy o jakości wody zawarte w Rozporządzeniu Ministrów Opieki Społecznej i Spraw Wewnętrznych z dnia 27.VIII.1933 r. o wodzie do picia i potrzeb gospodarczych (Dz. U. R. P. Nr. 79, poz. 562) mówią o jakości wody w sposób następujący:

1) Woda nie może:

1. być źródłem zakażenia lub zatrucia,
2. zawierać składników lub domieszek,
 - a) szkodliwych dla zdrowia,
 - b) wskazujących na zanieczyszczenie,
 - c) wywierających ujemny wpływ na smak i wygląd wody.

2) W szczególności woda:

1. powinna być przezroczysta, bezbarwna, bez zapachu,
2. nie może zawierać:
 - a) związków arsenu oraz związków metali ciężkich,
 - b) bakterii chorobotwórczych.

Wskaźnikiem dobroci wody pod względem bakteriologicznym jest nieobecność w niej bakterii okrężnicy (*bacterium coli*) lub co najwyżej obecność tej bakterii w 10 centymetrach sześciennych wody — dla studzien płytkich, w 50 centymetrach sześciennych wody — dla studzien głębokich i wodociągów.

Ogólna liczba bakterii na żelatynie przy temperaturze 20° po 48 godzinach w wodzie ze studzien głębokich i wodociągów nie może przekraczać 100 w jednym centymetrze sześciennym.

3) Ponadto w zasadzie woda:

1. nie powinna zawierać:
 - a) związków żelaza w ilości powyżej 0,5 miligrama na 1 litr wody obliczonej jako Fe (żelazo metaliczne),
 - b) związków manganu w ilości powyżej 0,1 mg/litr wody obliczonej jako Mn (mangan metaliczny),
 - c) chlorków pochodzenia geologicznego w ilości powyżej 250 mg/litr wody obliczonej jako Cl (chlor),
 - d) siarczanów w ilości powyżej 100 mg/litr wody obliczonej jako SO_4 (kwas siarkowy),
 - e) azotanów w ilości powyżej 30 mg/litr wody obliczonej jako NO_3 (kwas azotowy),
2. powinna dawać suchą pozostałość przy temperaturze 110°C nie większą niż 500 mg/litr wody,
3. powinna wykazywać twardość ogólną nie większą niż 36° francuskich (20° niemieckich).

IV. UKŁAD CAŁOŚCI URZĄDZEŃ WODOCIĄGOWYCH

Całość układu urządzeń wodociągowych składać się będzie z następujących części zasadniczych, różniących się swoim wykonaniem i rozbudową w zależności od sposobu ujęcia, ilości i jakości wody oraz warunków topograficznych i sytuacyjnych miejscowości zasilanej w wodę:

1. Ujęcie wody,
2. Oczyszczanie wody — oczyszczanie, dezynfekcja,
3. Przechowywanie wody — zbiorniki wyrównawcze z rezerwą pożarową,
4. Dostarczanie wody do sieci,
5. Sieć rozdzielcza: doprowadzenie, przewody magistralne i boczne rozprowadzające wodę po osiedlu.

W wypadku najprostszym, spotykanym b. rzadko, układ cały zredukować się może przy najkorzystniejszych warunkach do: 1. Ujęcia wody i 5. Sieci przewodów zasilających. Częstszym wypadkiem w terenach górzystych będzie układ, składający się z: 1. Ujęcia wody, 3. Zbiornika wyrównawczego i 5. Sieci rozdzielczej.

Wypadkiem zwykle spotykanym jest układ wymieniony na początku, przy czym zależnie od jakości wody urządzenia uzdatniające wodę będą mniej lub więcej skomplikowane i rozbudowane, wymagając częstokroć bardzo niepożądanego podwójnego pompowania.

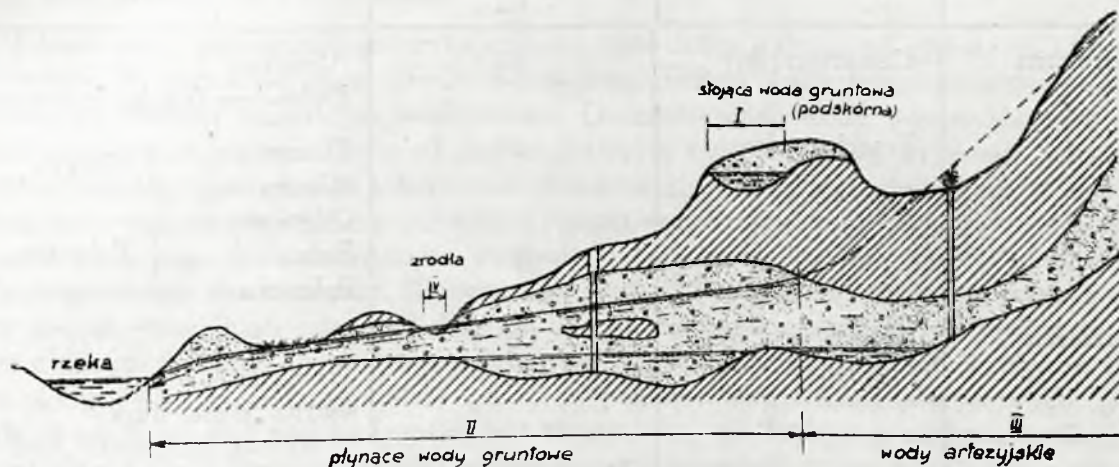
Należy podkreślić, że dążeniem projektującego powinno być rozwiązanie układu całości w sposób celowo jak najprostszy — gdyż dawać on będzie gwarancję sprawnego działania, taniej eksploatacji oraz tańszych kosztów założenia (budowy).

V. ŹRÓDŁA WODY

V. 1. PODZIAŁ ŹRÓDEŁ UJĘCIA WODY.

Zadaniem projektującego urządzenie wodociągowe jest wybór sposobu ujęcia wody dla zaopatrzenia wodociągu. Jest to przy każdym projekcie zagadnienie zasadnicze i bardzo ważne. Sposób ujęcia wody decyduje o jej jakości oraz o koszcie własnym produkcji wody na cele użytkowe. Zadaniem inżyniera będzie dostarczenie dobrej wody w dostatecznej ilości w sposób możliwie najtańszy. Częstokroć mamy do wyboru kilka źródeł ujęcia wody. Powstaje wówczas zagadnienie, które wymaga umiejętnych badań i starannej oceny względnych zalet i wad każdego z możliwych rozwiązań. Decydować będzie o wyborze: ilość, jakość, koszt produkcji wody (tj. koszty inwestycyjne oraz eksploatacji). Właściwym miernikiem, jeżeli traktować zakłady wodociągowe jako przedsiębiorstwa handlowe, powinien być ostatecznie koszt wody, który określane będzie z kosztów budowy, utrzymania i ruchu. Z punktu widzenia gospodarczego należy oddać pierwszeństwo takiemu źródłu ujęcia wody, dla którego otrzymuje się najniższy koszt własny produkcji 1 m³ wody.

Pierwotnym źródłem wszystkich wód znajdujących się na ziemi są opady atmosferyczne i wobec tego wydajność każdego źródła jest zależna od wysokości opadów na powierzchnię zaopatrywania. Ogólnie można rozdzielić źródła zaopatrywania wodociągów na dwa rodzaje:



Rys. 9. Rodzaje wód gruntowych.

A. Wody powierzchniowej. B. Wody wglębnej. (Rys. 9). Rodzaje powyższe mogą być dalej podzielone zgodnie z charakterem wód i sposobem ujęcia następująco:

A. Wody powierzchniowe:

- a. Wody deszczowe spływające po terenie,
- b. „ stojące zbiorników retencyjnych,
- c. „ stojące jezior naturalnych,
- d. „ płynące strumieni i rzek.

B. Wody wglębne:

- a. Wody źródlane,
- b. Płytkie wody gruntowe,
- c. Głębokie wody gruntowe,
- d. Sztuczne wody gruntowe.

Wybór źródła zaopatrzenia w wodę danej miejscowości jest w wielu wypadkach bardzo ograniczony miejscowymi warunkami. Na ogół wodociągi miejskie korzystają zwykle z jednego z podanych wyżej źródeł wody, istnieją jednak wypadki, kiedy wykorzystuje się więcej niż jedno źródło ujęcia. Np. w Benton Harbor (Michigan) czerpana jest i woda gruntowa z głębokich studzien i woda powierzchniowa z rzeki St. Joseph. Woda jest przed wprowadzeniem do sieci rozbiorczej uzdatniana, przy czym wody powierzchniowe są filtrowane i zmiękczone.

Istniejące do rozporządzenia wodociągów źródła ujęcia wody są zwykle uwarunkowane przez topografię otaczającej okolicy, formacje geologiczne, podścielające teren i istniejące stosunki meteorologiczne. Początkowo ujmowano przeważnie do wodociągów wody powierzchniowe — rzeczne. Ostatnio jednak istnieje tendencja odwrotna czerpania wody wglębnej. W Stanach Zjedn. Ameryki Płn. w przybliżeniu około dwa razy więcej gmin posiada wodociągi zaopatrywane wodami wglębnymi. Wybór źródła zaopatrzenia wodociągu, tam gdzie istnieje możliwość wyboru, jest zagadnieniem, które wymaga umiejętności badań i starannej oceny względnych zalet każdego z możliwych źródeł, kosztów inwestycyjnych oraz kosztów eksploatacji. Sprawy te muszą być jasno i zdecydowanie wyjaśnione studiami wstępnymi. Szczególniej określenie miejsca ujęcia wody wglębnej jest zagadnieniem, które wymaga dużego doświadczenia i wprawy w ocenie wskazań powierzchniowych terenu. Fundamentem jest zawsze znajomość geologii okolicy. Pomocnymi są dane dla istniejących już studzien: wydajność, głębokość, przebite formacje. Staranne zbadanie topografii, opadów, odpływów powierzchniowych gromadzących się w ściekach na terenie rozpatrywanym daje wartościowe wskazówki, lecz najmiarodajniejsze dane można otrzymać z istniejących w okolicy studzien lub wykonanych specjalnie wierceń i próbnymi pomiarów.

V. 2. FORMACJE GEOLOGICZNE.

| Era | Period | Czas trwania milionów lat | Seria (piętro) |
|--------------|--|---------------------------------|--|
| Kenozoiczna | Czwartorzędny | 61 | Aluwium Dyluwium (epoka lodowcowa) |
| | Trzeciorzędny | 60 | Pliocen Miocen Oligocen Eocen Paleocen |
| Mezozoiczna | Kredowy Jurajski | 110 | Górna Kreda Dolna Kreda Górna (biała) Jura Środkowa (brązowa) Jura Dolna (czarna) Jura Górny Trias (Kaiper) Środkowy (wapień) Dolny |
| | | | |
| Paleozoiczna | Permski Węglowy Dewoński Sylurski Kambryjski | 330 | |
| Eozoiczna | | 500 | |
| Archaiczna | | 500 | |

V. 3. OCENA ŹRÓDEŁ UJĘCIA WODY POD WZGLĘDEM ILOŚCI I JAKOŚCI.

Decydujące znaczenie przy wyborze źródła ujęcia wody mają ilości wody do rozporządzenia oraz jej jakość. Nieraz rezygnować należy z danego źródła wody ze względu na jej niedostateczną ilość względnie jakość. Pod tym względem wyżej wyliczone rodzaje wód ujmowanych dla wodociągów można scharakteryzować następująco:

A. a. Wody deszczowe spływające po terenie.

Ilości wody na ogół małe, wysoce zmienne zależnie od opadów. Jakość wody w wysokim stopniu zależna od stanu powierzchni spływu. Woda deszczowa zebrana z powierzchni utrzymanej w czystości na ogół bardzo rzadko może być stosowana bezpośrednio do użytku. Jakość takiej wody może być bez zarzutu, jakkolwiek w smaku jest mdła. Na swej drodze chwytą woda deszczowa wszystkie zawarte w powietrzu i na powierzchniach zbiorczych brudy. Znajdują się więc w wodzie deszczowej sadze, kurz, rdza, kwas azotowy, siarkowy, amoniak, fenole, mikroorganizmy, odchody ptasie, zdechłe ptaki i pióra w dużej ilości. Zanieczyszczenia są zmienne zależnie od okolicy i czasu trwania deszczu. Ponieważ z powietrza nieczystości są wymywane, więc ilość ich zmniejsza się w miarę padania deszczu. Jeżeli zawartość materii organicznej i mikroorganizmów jest znaczna, może woda deszczowa stojąc podlegać procesowi gnilnemu. Z uwagi na powyższe zanieczyszczenia stosunkowo wysokie jest zużycie $KMnO_4$, waha się od 30—50 mg/l. Duża strata przy wyżarzaniu również wskazuje na znaczną zawartość zanieczyszczeń organicznych.

Na ogół woda deszczowa nadaje się do picia tylko po oczyszczeniu i przegotowaniu.

A. b. Wody stojące zbiorników retencyjnych i

A. c. Wody stojące jezior naturalnych.

Ilość wody zależna od wielkości zlewni i opadów atmosferycznych, w wypadku dużych zbiorników ilości wody duże i wyrównane.

Jakość wody pod względem fizykalnym na ogół dobra, zależna od głębokości i pojemności zbiorników. W głębokości około 15—30 m pod zwierciadłem wody temperatura prawie stała, odpowiadająca średniej rocznej dla miejscowości. Gromadzenie się wody powierzchniowej w zbiornikach retencyjnych, stawach, jeziorach powoduje zwykle polepszenie się jej jakości. Substancje zawieszone osiadają, intensywność zabarwienia redukuje się. Bakterie — głównie chorobotwórcze — w znacznym stopniu giną. Jednak częstokroć rozrost organizmów mikroskopijnych w tych środowiskach wody sięga takich rozmiarów, że psuje on jakość wody. Przy rozroście alg otrzymuje woda nieprzyjemny smak i zapach. Konieczne się staje niszczenie alg. Samooczyszczanie się wody w dużych zbiornikach zależy od długości okresu jej magazynowania. Odpowiednio umieszczone ujęcie, co najmniej 3 m nad dnem daje wodę czystą — klarowną. Pod względem chemicznym skład wody zbiornikowej zależy od stanu i jakości powierzchni odpływowych. Na ogół woda zbiornikowa jest miękka i o składzie chemicznym nie budzącym zastrzeżeń. Części organiczne ulegają szybkiemu rozkładowi wobec dostępu powietrza i przy współdziałaniu organizmów żyjących (ryb, fauny i flory wodnej). W pewnej głębokości pod powierzchnią wody życie obumiera z powodu braku światła. Największe zanieczyszczenia znajdują się na powierzchni i przy samym dnie, gdzie się gromadzą obumarłe resztki organizmów, jak również przy brzegach wskutek podrywania i falowania.

Najodpowiedniejszymi okolicami dla budowy zbiorników są tereny górzyste, możliwie mało zamieszkałe, w terenach zalesionych. Dno zbiornika przed zalaniem wodą powinno być oczyszczone z krzewów, pni drzewnych, murawy, ziemi humusowej — niekiedy dno zbiornika wykłada się żwirem. W wypadku zbiornika o mniejszej pojemności nie ma dostatecznego zabezpieczenia przeciwko zmianom w zamęceniu i kolorze z powodu prądów wywoływanych cyrkulacją pionową, powstającą przy zmianach gęstości wody oraz przy działaniu wiatru.

Ogólnie można powiedzieć, że wody ujmowane ze zbiorników retencyjnych, stawów lub jezior posiadają prawie jednostajny skład chemiczny i bakteriologiczny, lecz podlegają zmianom pod względem jakości fizykalnej i mikroskopowej. Wody ujmowane w ten sposób powinny być filtrowane względnie chlorowane. W wypadku małych i płytkich zbiorników jakość wody jest zbliżona do wód rzecznych.

A. d. Wody płynące strumieni i rzek.

Ilości wody duże i zmienne. Jakość wody znacznie gorsza od wód poprzednich oraz zmienna, co spowodowane jest zmiennością przepływów — różnicami pomiędzy przepływem minimalnym i maksymalnym. Temperatura wody bardzo zmienna; w zimie zbyt zimna 3—4° C, w lecie zbyt ciepła 18 — 20° C. Wahania te są w pewnym, choć bardzo niewielkim stopniu łagodzone przez ogrzanie się lub oziębienie wody w przewodach sieci leżących w gruncie, gdyż ten podlega nieco mniejszym wahaniom ciepłoty. Wody mają zmienną przejrzystość, klarowność oraz zabarwienie. Zanieczyszczenie organiczne i bakteriologiczne na ogół duże i również zmienne. Twardość na ogół mała, choć zmienna i zależna od różnych dopływów: z gruntu, pól, fabryk, opadów itp. Gdy w rzece płynie fala powodziowa, mamy do czynienia ze wzrostem zamęcenia i bakterii z powodu splukiwania powierzchniowego. Skład chemiczny wód powodziowych jest zwykle zmieniony przez rozcieńczenie wodami spływającymi nie posiadającymi dostatecznego czasu do pochłonięcia związków mineralnych z gruntu. Podczas okresów niskich przepływów, zasilanych głównie odpływem gruntowym, mętność wody jest mała, może wzrosnąć intensywność zabarwienia, jeśli na obszarze zlewni znajdują się błota, natomiast większa jest zawartość zanieczyszczeń rozpuszczonych.

Woda rzeczna nie nadaje się wprost do użytku, musi być oczyszczona, uzdatniona. Uzdatnienie odbywa się w osadnikach na filtrach oraz przy pomocy sterylizacji.

B. a. Wody źródlane.

Wodą źródlaną nazywa się występującą na powierzchni wodę gruntową płynącą dalej jako powierzchniowa. Są to więc przecięcia podziemnych dróg wody. W naszym klimacie źródła występują do wysokości 3000 m nad poziomem morza.

Ilości wody przeważnie niewielkie, jednak przy szeroko wypływających źródłach ilości mogą być bardzo znaczne. Jako przykład może służyć Tysiąc Źródeł w Kanionie rzeki Snake, których wydatek wystarczyłby dla zaopatrzenia wodociągów m. Nowego Yorku. Miarodajna co do wydatku źródeł jest wielkość zlewni. Nieprzyjemną na ogół właściwością wód źródłanych jest ich zmienny wydatek, tym bardziej że obniżeniom wydatku w lecie i na jesieni odpowiada wzrost rozbioru wody przez użytkowników. Pod względem jakości należy rozróżnić źródła o złej i o dobrej jakości, a zależy to od sposobu wystąpienia wody gruntowej na powierzchnię oraz od rodzaju połączenia źródła z obszarami zaopatrywania. Woda źródłana jest przeważnie czysta, może być jednak bardzo twarda i zawierać duże ilości żelaza.

Wody źródlane z punktu widzenia higienicznego zależą od tego, czy powstają one z dobrze przefiltrowanej wody gruntowej, czy też ze strumienia wody podziemnej znajdującego się w połączeniu z wodą powierzchniową. Dla określenia jakości takich wód należy pobierać częste w dłuższym przeciągu czasu próby. Jedna próba jest tu zupełnie niemiarodajna; zanieczyszczenia mogą się w międzyczasie bardzo różnić i co do rzeczywistej wartości i jakości wody źródłanej można na zasadzie jednej próby bardzo się pomylić. Ważne jest przy badaniu źródła obejrzenie okolicy i znajomość jego zlewni. Badania lepiej przeprowadzać w obecności higienisty i geologa. Ogólne badanie musi się rozciągać na wielkość zlewni, ogólne stosunki i związek z powierzchnią. Należy stwierdzić, czy na całej zlewni nie znajdują się źródła zakażeń, czy mogą być one izolowane od źródła czy nie, czy długość lub głębokość infiltracji jest dostateczna dla oczyszczenia. Można przyjąć, że w drobnoziarnistym piasku, aż do gliniastego gruntu, w którym to materiale ruch wody jest bardzo powolny, dla oczyszczenia się wody od materiałów gnilnych, bakterii itd. wystarczy przy pionowej filtracji 20 m, przy poziomej 200 m.

Konieczna jest duża ostrożność przy ocenie wartości źródła, staranne i dłuższe badania. Określa się źródła o stosunku najmniejszego wydatku do największego jak 1:5 jako dobre, przy stosunku tym 1:200 jako złe. Pierwszy rodzaj występuje w dolinach, woda posiada stałą temperaturę i jest klarowna, co świadczy o dużej retencji gruntowej. Drugi rodzaj występuje na skłonach gór, duża zmienność wydatku świadczy o bezpośredniej zależności od opadów i wobec tego o małym zapasie wody w gruncie.

Niektóre z wód źródłanych nadają się do bezpośredniego użytku bez potrzeby ich uzdatniania.

B. b. Płytkie wody gruntowe.

B. c. Głębokie wody gruntowe.

Wodą gruntową zwiemy wody podziemne gromadzące się w gruncie z powodu nieprzepuszczalności warstw gruntu. Zależnie od układu powierzchniowego jak i warstw gruntu oraz ich przepuszczalności, różny jest sposób występowania wody gruntowej, czy to jako podziemnych stojących zbiorników, czy też jako płynących żył wodnych, czy jako wody o zwierciadle swobodnym czy jako artezyjskiej pod ciśnieniem.

Ilość zależy od rodzaju pokładów, z których się je czerpie, i wielkości powierzchni zaopatrywania. W wypadku płytszej wody gruntowej wydajność warstwy wodonośnej może być zmienna bardziej bezpośrednio zależąc od opadów. Im do głębszych przechodzi się warstw, tym wydajności są bardziej stałe z uwagi na korzystny wpływ retencji gruntu.

Wody wgłębne charakteryzują się dużą ilością rozpuszczonych zanieczyszczeń, są natomiast wolne od zanieczyszczeń zawieszonych. Płytkie wody gruntowe budzą poważne zastrzeżenia pod względem bakteriologicznym, natomiast ujęte z większych głębokości są dzięki naturalnej filtracji pozbawione bakterii.

Jakość wody wgłębnej pod względem właściwości fizykalnych i chemicznych zależy od formacji geologicznych, z którymi wchodzi w kontakt. Temperatura wody stała odpowiadająca średniej temperaturze rocznej okolicy. Barwa i smak zależne od składników rozpuszczo-

nych. Wody wglębne z terenów, gdzie podścielające skały są pochodzenia pierwotnego, są na ogół bardziej miękkie niż te wody, które są w kontakcie z wtórnymi formacjami geologicznymi.

Zawartość bakterii przy odpowiednim ujęciu wody ze źródeł, studni oraz galerii infiltracyjnych jest na ogół mała. Im głębsze jest miejsce ujęcia wody tym mniejsza jest zawartość bakterii ze względu na naturalną filtrację wody przedostającej się w głąb gruntu. Jeżeli jednak taki naturalny proces oczyszczania nie zachodzi, jeśli istnieją w gruncie spękania, szczeliny, kanały — szczególnie w wapieniach — zawartość bakterii może być znaczna.

W ogólności wody wglębne są odpowiednie do użycia bez uzdatnienia z punktu widzenia bakteriologicznego, jakkolwiek w wielu wypadkach muszą być uzdatnione z uwagi na składniki chemiczne i właściwości fizyczne (zabarwienie, zapach, smak). Widoczna zmiana w jakości tego rodzaju jest wskaźnikiem jej zakażenia.

Wody wglębne pochodzą z skał luźnych. W młodszych formacjach geologicznych będą dobrymi przewodnikami wody gruboziarniste piaski oraz żwiry z okresów czwarto- i trzeciorzędowego, złymi wodonościami są warstwy składające się z drobnego piasku o średnicy ziarn poniżej 0,2 mm oraz nawiane gliny i namuły. Albo wody pochodzą z podkładów skał litych, przy czym w formacjach młodszych (z okresu trzeciorzędowego) mogą być dobrymi przewodnikami piaskowce i wapienie.

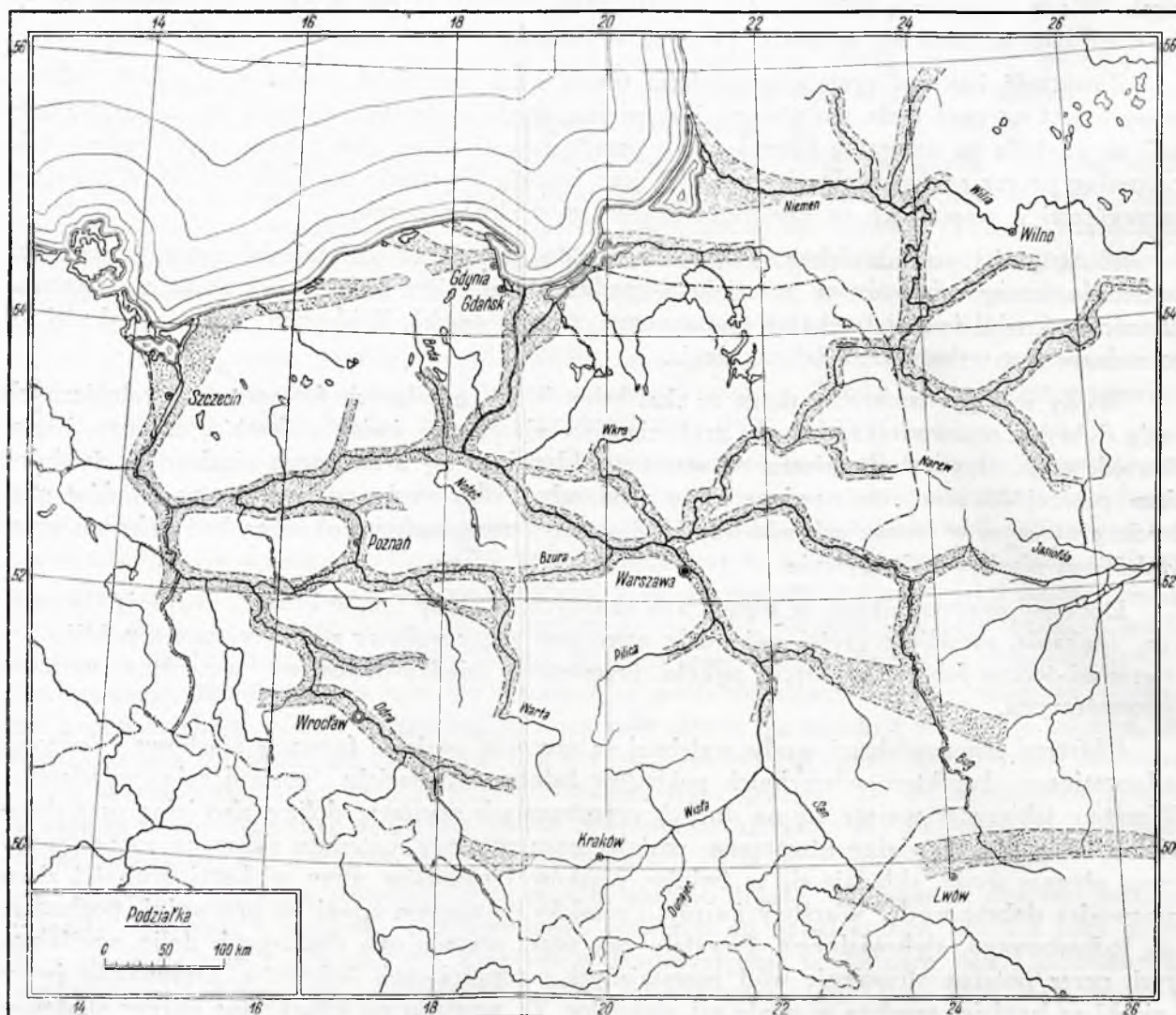
Dobrymi przewodnikami w formacjach starszych są skały lite, w których znajdują się gniazda, spękania, szczeliny, części zwiertzałe utworzone przez wpływy atmosferyczne w pobliżu powierzchni terenu lub też pęknięcia, uskoki, przestrzenie międzywarstwowe wywołane ruchami górotwórczymi.

Obfitymi zbiorowiskami wody wglębnej są szerokie, rozległe formacje piaskowe i żwirowe jednostajnego charakteru wierzchnich pokładów luźnego materiału pochodzenia młodszego. Warstwy takie rozciągające się na dużych przestrzeniach stanowią doliny aluwialne oraz dyluwialne. Pokłady aluwialne utworzone zostały przez warstwy materiału ziemnego naniesionego przez płynące wody składają się z żwirów, piasków i namulów. Przy większej grubości ziarn przewodzą dobrze wodę. Warstwy żwirów i piasków na naszym terenie są przeważnie pochodzenia lodowcowego, dyluwialnego. Powstały one przez wypełnienie obszernych dolin, wyżłobionych przez potężne strumienie wód powstających z topniejących lodowców. Dyluwialne żwiry i piaski są bardziej zasobne w wodę niż aluwialne. Ze względu na kilkakrotne okresy zlodowacenia może istnieć kilka poziomów wodonośnych warstw dyluwialnych. Te tak zwane pradoliny, dochodzące do bardzo znacznych szerokości oraz głębokości i wypełnione żwirami, piaskami oraz namułami, nie są zawsze zgodne z kierunkami teraźniejszych dolin aluwialnych.

Pradoliny dyluwialne w łączności z aluwiami lub też i bez nich mogą być znakomitymi przewodnikami wody gruntowej do zużytkowania dla zaopatrzenia miast w wodę. Prawdopodobny bieg dolin dyluwialnych w Polsce według Pawłowskiego przedstawia rys. 10.

Obok pradolin rzecznych, miejscem występowania wód gruntowych w pokładach epoki czwartorzędowej są moreny polodowcowe zarówno denne jak i czołowe. Materiał moren dennych w pierwotnym swym ułożeniu jest prawie nieprzepuszczalny, gdy jednak pod działaniem wody zostaną wymyte drobne cząstki glin, mogą powstać warstwy dobrze prowadzące wodę. Warstwy te przykryte późniejszymi utworami następnymi faz zlodowacenia, słabiej przepuszczalnymi, mają zwykle wodę artezyjską. Moreny czołowe, złożone ze zbiorowisk kamieni, żwirów, piasków, wzniesione nieraz wysoko ponad sąsiednie niziny, są zasadniczo dobrymi przewodnikami wody. Stosunki wodne są jednak często bardzo powikłane wobec późniejszych zmian, jakim uległy te pozostałości po lodowcu. Stąd obok zbiorników wód stojących, pojawiających się nawet na powierzchni w postaci jezior, spotykamy strumienie wód wglębnych o bardzo różnej rozciągłości i wydajności.

Skały wybuchowe, jak granity, gnejsy są ściśle i mają małą porowatość. Natomiast skały osadowe, jak wapienne i piaskowce są formacjami bardziej wodonośnymi od skał wybuchowych. Woda pojawia się w utworach starszych wyłącznie prawie w postaci wody szczelinowej lub też płynącej w pokładach zwiertzałych. W wapieniach woda pojawia się głównie w bardzo nieregularnie rozrzuconych kanałach, szczelinach i kawernach, utworzonych przez działanie roz-



Rys 10. Pradoliny dyluwialne na terenie ziem polskich.

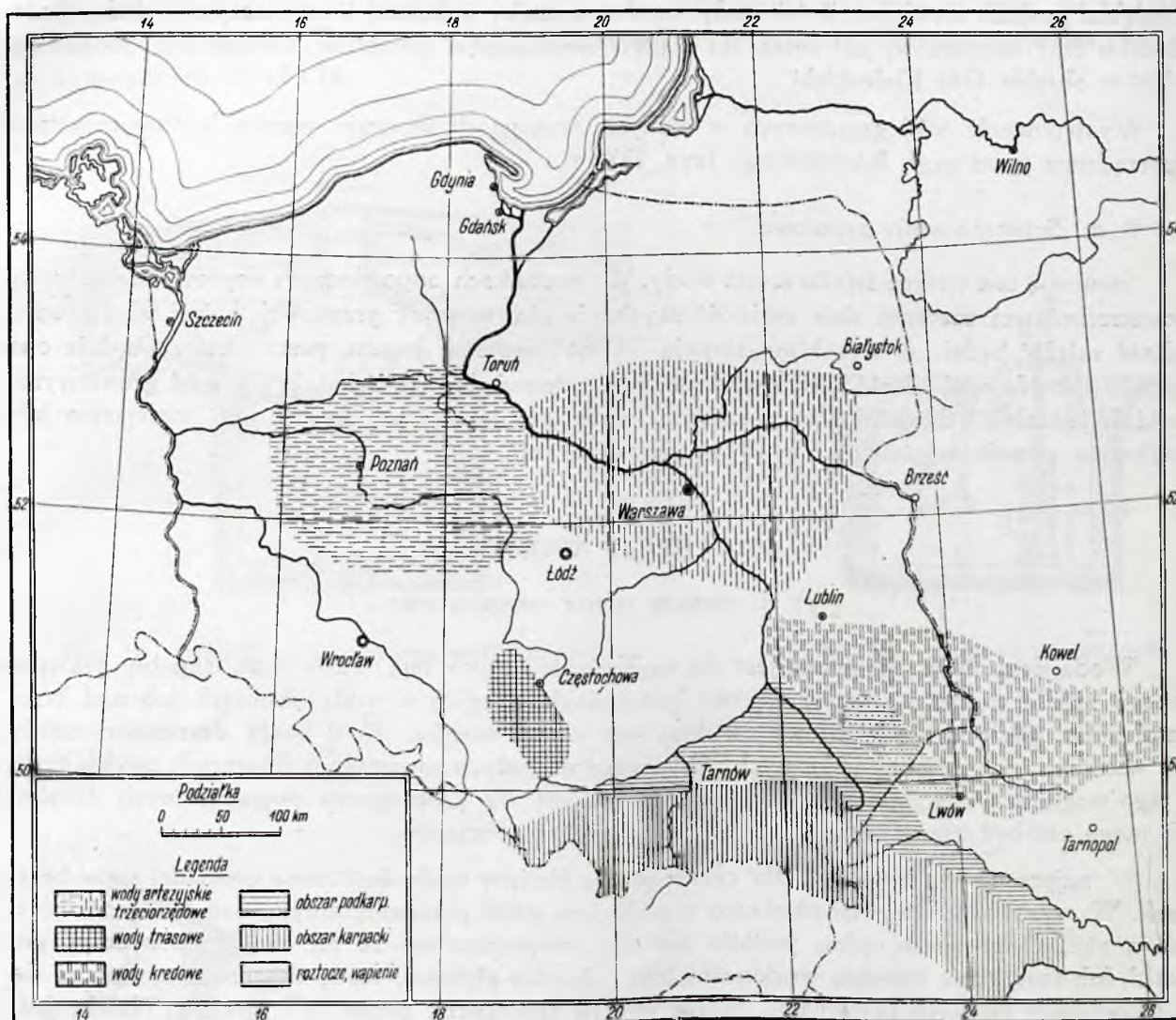
puszczające wzdłuż złącz lub warstw. Określenie odpowiedniego miejsca ujęcia z takich formacji jest trudne, jednak częstokroć można otrzymać obfite wydatki ze studni, które sięgają do kanałów wodnych w masie wapienia.

Najlepszymi wodonościami ze wszystkich skał są piaskowce. Są one zwykle jednostajnego składu i posiadają porowatość wahającą się pomiędzy 10—30%. Wiele miast mniejszych czerpie swą wodę ze studni, które sięgają w podścielające formacje piaskowcowe. Wody otrzymywane z tego źródła są zwykle twarde i często bardzo zmineralizowane.

Miejsce ujęcia wody w głębszej dla wodociągów jest zagadnieniem, które wymaga dużego doświadczenia i wprawy w dobrej ocenie i interpretacji wskazań powierzchniowych. Podstawą jest tu znajomość geologii okolicy. Do pomocy służą dane o wydajności i głębokości formacji przebitych przez istniejące studnie. Staranne zbadanie topografii, geologii, spadów, odpływu powierzchniowego ścieków daje wartościowe wskazówki.

Najmiarodajniejsze wskazówki można otrzymać tylko z istniejących w okolicy studzien lub specjalnie wykonanych wierceń oraz próbnymi pompowaniami wody z wykonanych otworów studziennych.

Wodonośne formacje piaskowe i żwirowe o dostatecznej rozciągłości dla zaopatrzenia wodociągów miejskich są zwykle ulokowane w terenach zalewowych rzek. Formacje takie mogą stanowić wypełnienie pierwotnych depresji gruntu, wówczas powierzchnia zaopatrywania jest ograniczona. Próbnymi pompowaniami określa prawdopodobną wydajność, a wpływ pompowania



Rys. 11. Mapa hydrogeologiczna ziem polskich.

na zwierciadło wody wykaże, czy ma się do czynienia z przepływem wody gruntowej, czy też ze zbiornikiem wody gruntowej zaopatrywanym tylko przez wody dopływające przez pokrywającą powierzchnię gruntu.

Jeżeli chodzi o występowanie wody gruntowej na ziemiach Polski, przytaczam w tym względzie poniżej opinię prof. Pomianowskiego. „Ogromne zasoby wód gruntowych, z reguły jednak trochę żelazistych, znajdują się w żwirach i piaskach dyluwialnych w dolinach obecnych rzek, jak i dawnych polodowcowych. Małe ilości wody, często żelazistej, znajdują się w aluwialach rzek obecnych, przy tym żelazo pochodzi z reguły z ilów dyluwialnych lub trzeciorzędowych. Poza dolinami rzek, na wyżynach, nieznaczne ilości wody dennej są zawarte w soczewkach żwirowych, czy też piaszczystych, powstałych z rozmycia moren. Znaczne ilości wody można otrzymać w niecce Prusko-Mazowieckiej z głębokich otworów sięgających w piaski glaukonitowe oligoceńskie, bądź z płytszych sięgających piasków formacji lignitowej miocenińskiej. Wody tej ostatniej zawierają jednak pewną domieszkę związków humusowych oraz wolnego CO_2 i H_2S i są często żółto zabarwione od lignitu. Duże zasoby wód gruntowych znajdują się na południowym wschodzie w wapieniach litotamniowych. Poważne ilości wody znajdują się w Górnej Kredzie na obszarze Płyty Lubelskiej i Wołynia. W formacji jurajskiej występowanie wody jest zależne od istnienia szczelin. W utworach tej formacji, np. Tatrach, płyną formalne rzeki pewnymi spękaniem, podczas gdy poza nimi Jura nie spękana oraz ilasta jest warstwą na ogół szczelną. Trias z wyłączeniem Kajpru jest silnie spękany i dostarcza ogromnych ilości wody dobrej w Małopolsce i na Śląsku. Z formacji paleozoicznych Karbon występuje w ograniczonej przestrzeni

Zagłębia, posiada niewielkie ilości wody bardzo twardej, żelazistej i zawierającej duże ilości chlorku oraz siarczanów, jest zatem do zasiłku wodociągów niezdatny. Dewon jest wodonośny tylko w obrębie Gór Kieleckich“.

Występowanie wód gruntowych w różnych formacjach ilustruje mapka hydrogeologiczna sporządzona przez prof. Rosłońskiego (rys. 11).

B. d. Sztuczne wody gruntowe.

Stanowią one wtórne źródło ujęcia wody. W warunkach odpowiednich doprowadzenie wody powierzchniowej, rzecznej, daje możliwość uzyskania obfitej wody gruntowej, której właściwości, jakoś zależęć będzie w wysokim stopniu od tych warstw gruntu, przez które będzie ona przepływać. Na ogół jakoś takich wód powinna odpowiadać jakości dobrych wód gruntowych. zależnie jednak od długości filtracji sztuczna woda gruntowa tracić będzie w mniejszym lub większym stopniu właściwości wody powierzchniowej.

VI. UJĘCIE WODY

VI. 1. UJĘCIE WODY DESZCZOWEJ.

Woda deszczowa ujmowana jest dla wodociągów tylko tam, gdzie brak zupełny jakiegoś innego źródła wody, a więc w wysoko położonych, ubogich w wodę okolicach lub nad brzegami mórz, gdzie woda gruntowa zasolona jest wodą morską. Ilość wody deszczowej zależy od wielkości powierzchni zbiorczych. Odpowiednio dużych powierzchni zbiorczych zwykle brak, z tego względu wody deszczowe mogą służyć jedynie dla zaopatrzenia poszczególnych domów, nie mogą zaś być brane pod uwagę dla centralnych wodociągów.

W najprostszym wypadku dla celów prania bielizny wodę deszczową gromadzi się w beczkach. W wysoko położonych okolicach z podłożem silnie przepuszczalnym, nad brzegami mórz lub w strefach gorących, gdzie podłoże jest tak przepuszczalne, że nie mogą się tworzyć potoczki, lub tam, gdzie warstwa wodonośna leży bardzo głęboko, wodę deszczową gromadzi się w zbiornikach zwanych cysternami. Można w nich zgromadzić około 70% opadów. Należy jednak je chronić przed światłem i ciepłem.

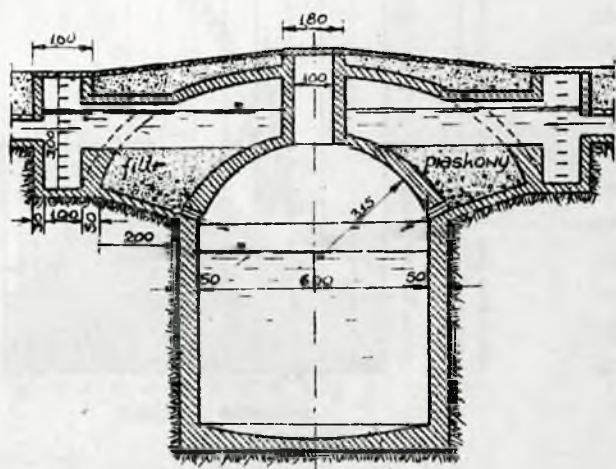
W Niemczech znajduje zastosowanie woda deszczowa w dużym stopniu na wyspie Helgoland. Woda chwytna jest na dachach i wprowadzana do drewnianych zbiorników obitych wewnątrz blachą ołowianą lub cystern, a z nich rozprowadzana po domu ołowianymi rurami. Również chwyta się wodę deszczową na terenach Hercegowiny.

Głównymi częściami składowymi cystern są: powierzchnia zbiorcza urządzenie gromadzące (zbiornik), filtr i urządzenie czerpiące.

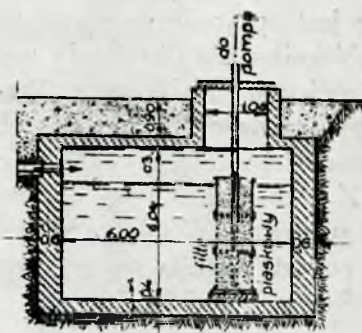
Jako powierzchnie zbiorcze najodpowiedniejsze są płaskie i lekko nachylone powierzchnie, po których woda szybko odpływa i nie ma strat na wsiąkanie oraz parowanie. Z tych względów najodpowiedniejsze są dachy budynków, wybrukowane podwórza i nagie, możliwie mało spękane skały. Poszczególne szczeliny (szpary) w skalistym podłożu można zalać betonem dla zmniejszenia strat wody. Silnie spękaną skałę najlepiej pokryć warstwą betonu, jak to np. zrobiono na 6,5 hektarowej powierzchni skały pod miastem Gibraltarem. Nieodpowiednie są powierzchnie o bujnej roślinności, więc lasy lub łąki, gdyż woda odpływa tu wolno i wielką jej część wsiąka w grunt oraz paruje. Im bardziej czysta jest powierzchnia zbiorcza, tym lepiej nadaje się do chwytności wody. Z tego względu celowa jest ochrona takich powierzchni przed zanieczyszczeniami (ogrodzenie). Kurz jednak i organizmy będą się gromadzić, z tego względu pierwsze fale deszczu spłukują największe ilości brudów, lepiej więc, gdy te pierwsze fale odpływu nie są wprowadzane do cystern.

Przy budowie cysterny nie należy zapominać o zaopatrzeniu jej w urządzenie zabezpieczające od przepełnienia (przelew). Należy również zabezpieczyć dojscie do środka celem ewen-

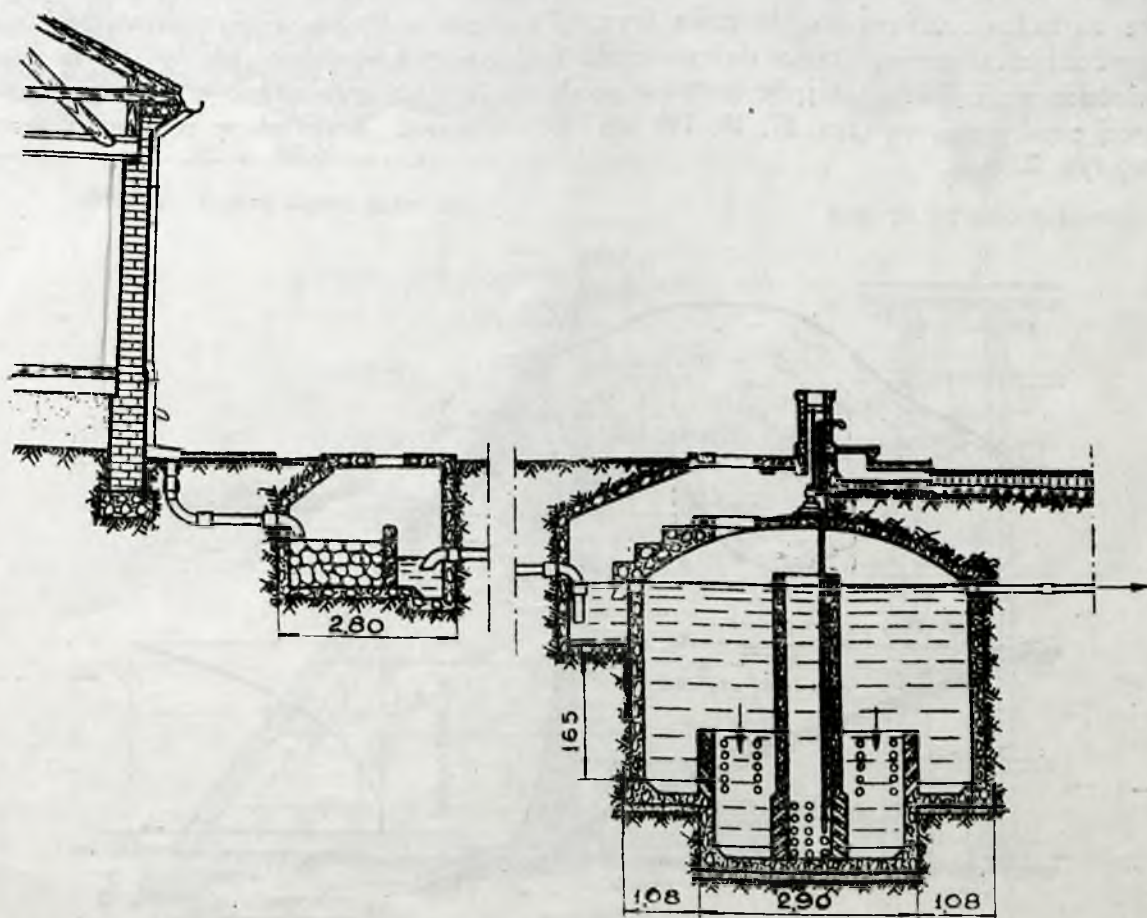
tualnego czyszczenia. Smok czerpalny nie powinien znajdować się na samym dnie, aby nie dostawał się do niego muł, który się zawsze osadza na dnie. Przykłady konstrukcji cystern podane są na rysunkach 12, 13 i 14.



Rys. 12. Cysterna ze zbiornikiem wody czystej.



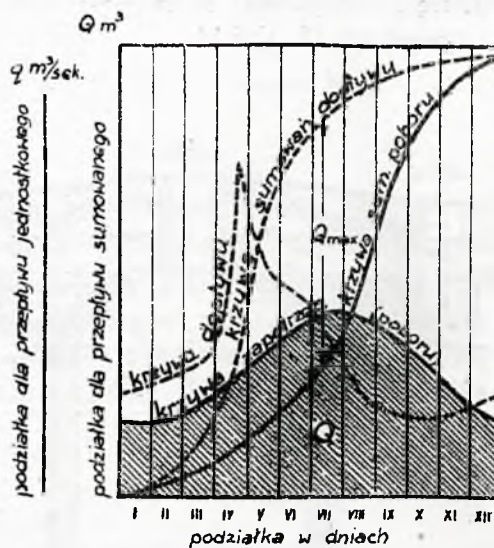
Rys. 13. Cysterna amerykańska.



Rys. 14. Cysterna hercegowińska.

VI. 2. UJĘCIE WODY ZE ZBIORNIKÓW I JEZIOR.

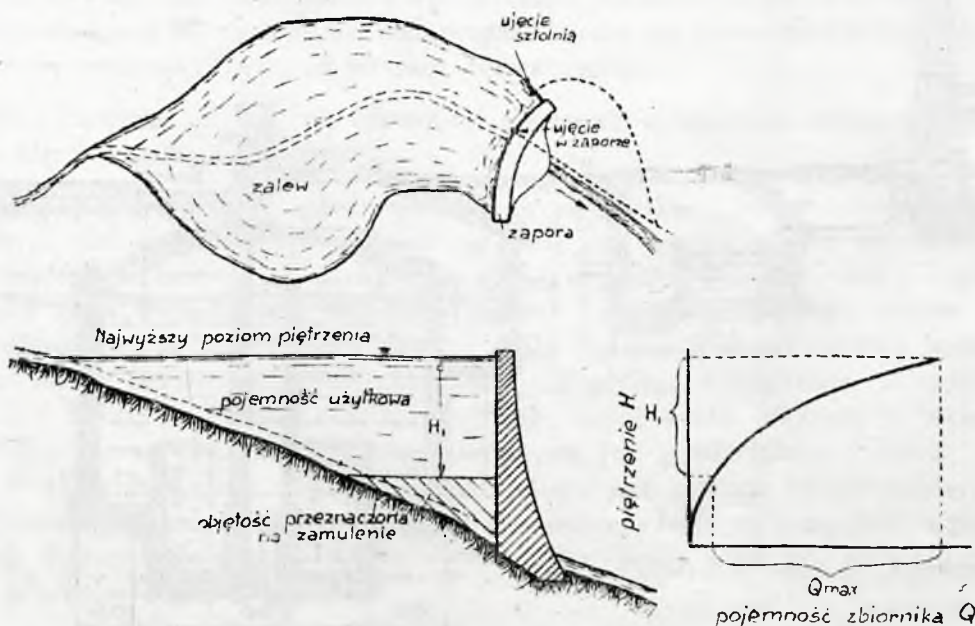
W wypadkach chwytania wody ze sztucznych zbiorników retencyjnych oraz naturalnych jezior stosuje się te same zasady. Sztuczne zbiorniki wodne buduje się w celu magazynowania wody w okresie większych przepływów wody w rzece, aby następnie móc ją czerpać, gdy rozbiór wody przekracza jej małe przepływy. Konieczne jest opracowanie planu gospodarki wodnej na zbiorniku dla określenia wymaganej użytkowej pojemności zbiornika. Przeprowadza się to na podstawie obserwacji przepływów wody oraz znajomości względnie założeń co do poboru wody. Z różnicy rzędnych odpowiadających krzywej sumowania dopływu oraz krzywej sumowania poboru określa się maksymalną pojemność użytkową (rys. 15).



Rys. 15. Obliczenie wydajności zbiornika retencyjnego.

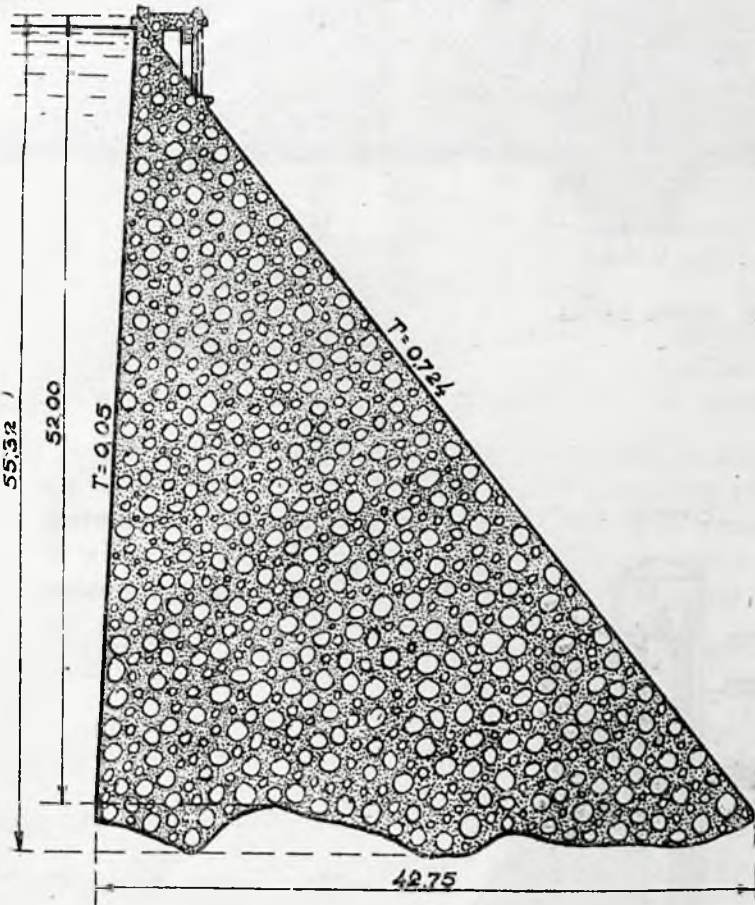
Wiele miast korzysta z wody gromadzonej w zbiornikach retencyjnych, a więc w Stanach Zjednoczonych: Nowy York, Boston, Seattle, San Francisco, miasta kalifornijskie, w Europie: Ateny, Liverpool, Solingen, w Polsce miasto Bielsk.

Ujęcie wody ze zbiorników retencyjnych składać się będzie z budowli piętrzącej, zapory, mającej za zadanie utworzenie zbiornika (rys. 16) oraz właściwego ujęcia czerpiącego wodę. Zapory i zbiorniki stanowią temat dużego działu budownictwa wodnego, tak że w tym miejscu omawiać ich nie będziemy. Ujęcie czerpiące wodę może być umieszczone w korpusie budowli piętrzącej zapory z muru (rys. 17, 18, 19) lub też stanowić konstrukcję niezależną (zapory ziemne, rys. 20).

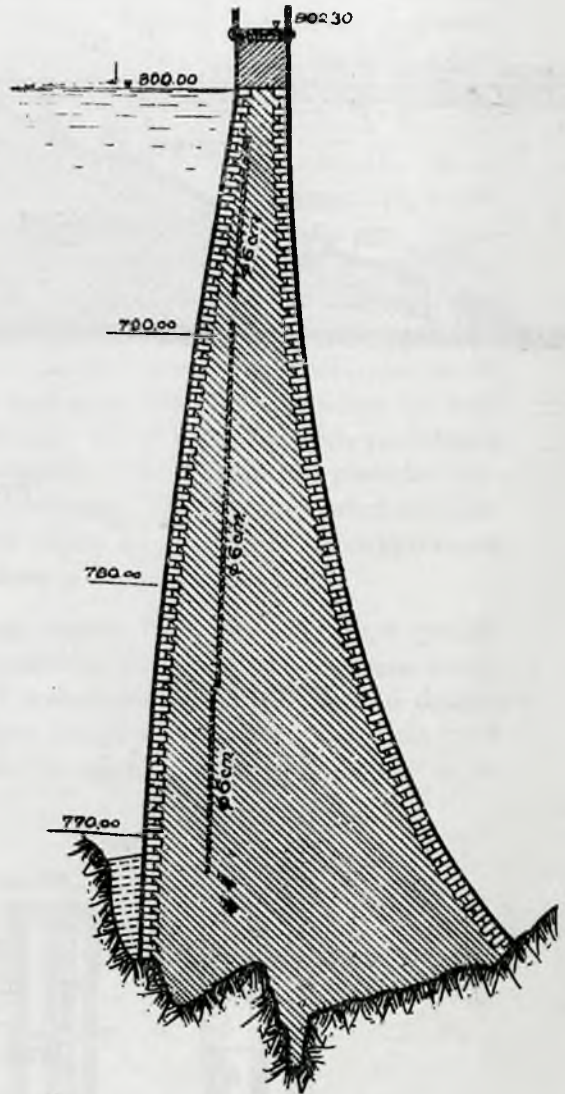


Rys. 16.

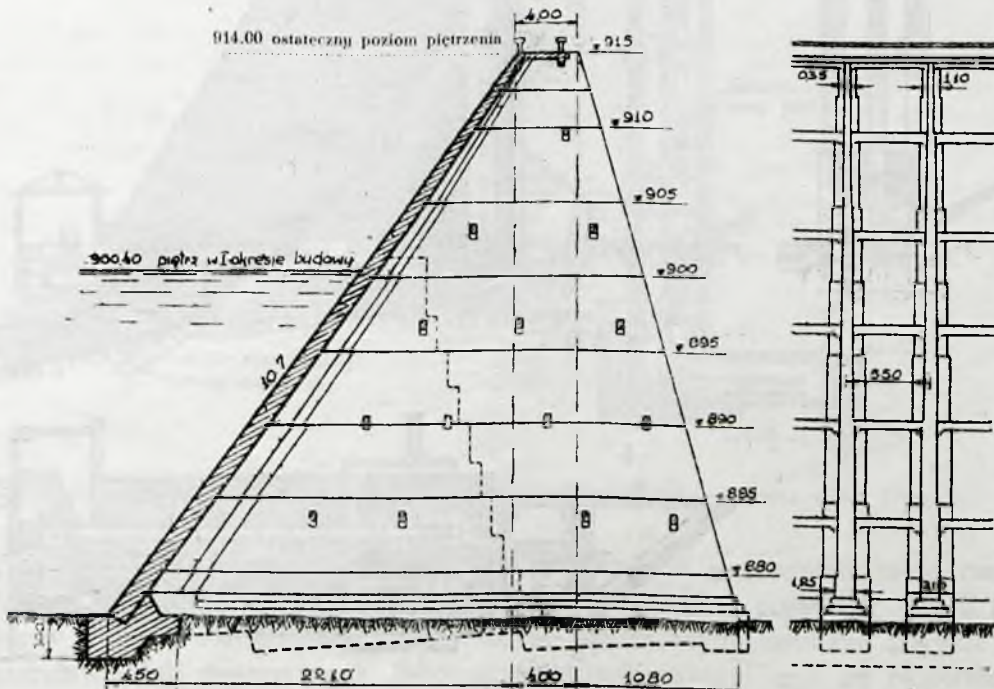
Krzywa pojemności zbiornika.



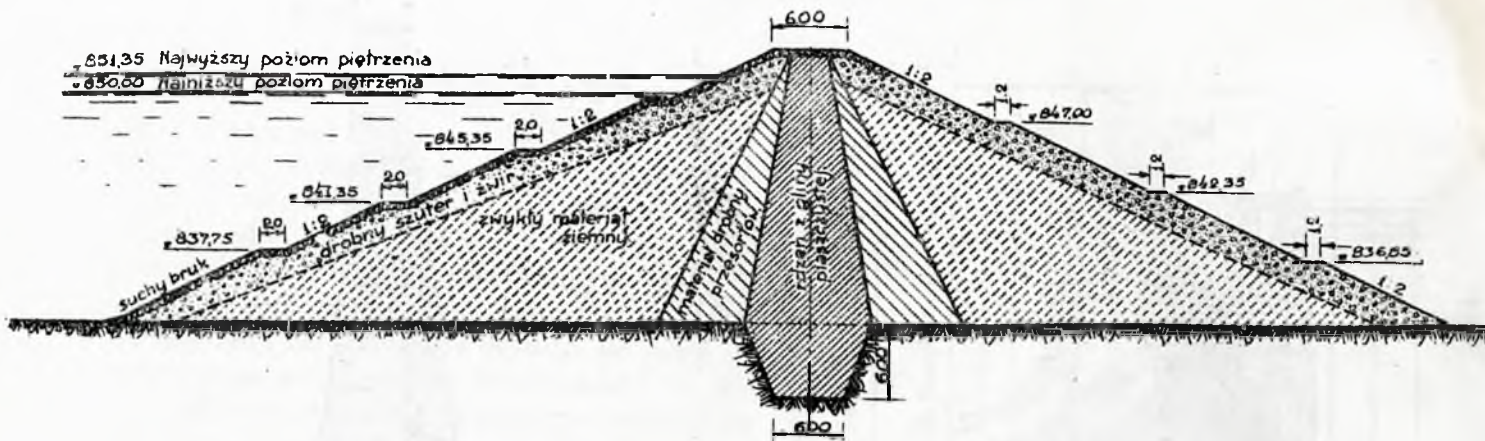
Rys. 17. Zapora ciężka betonowa.



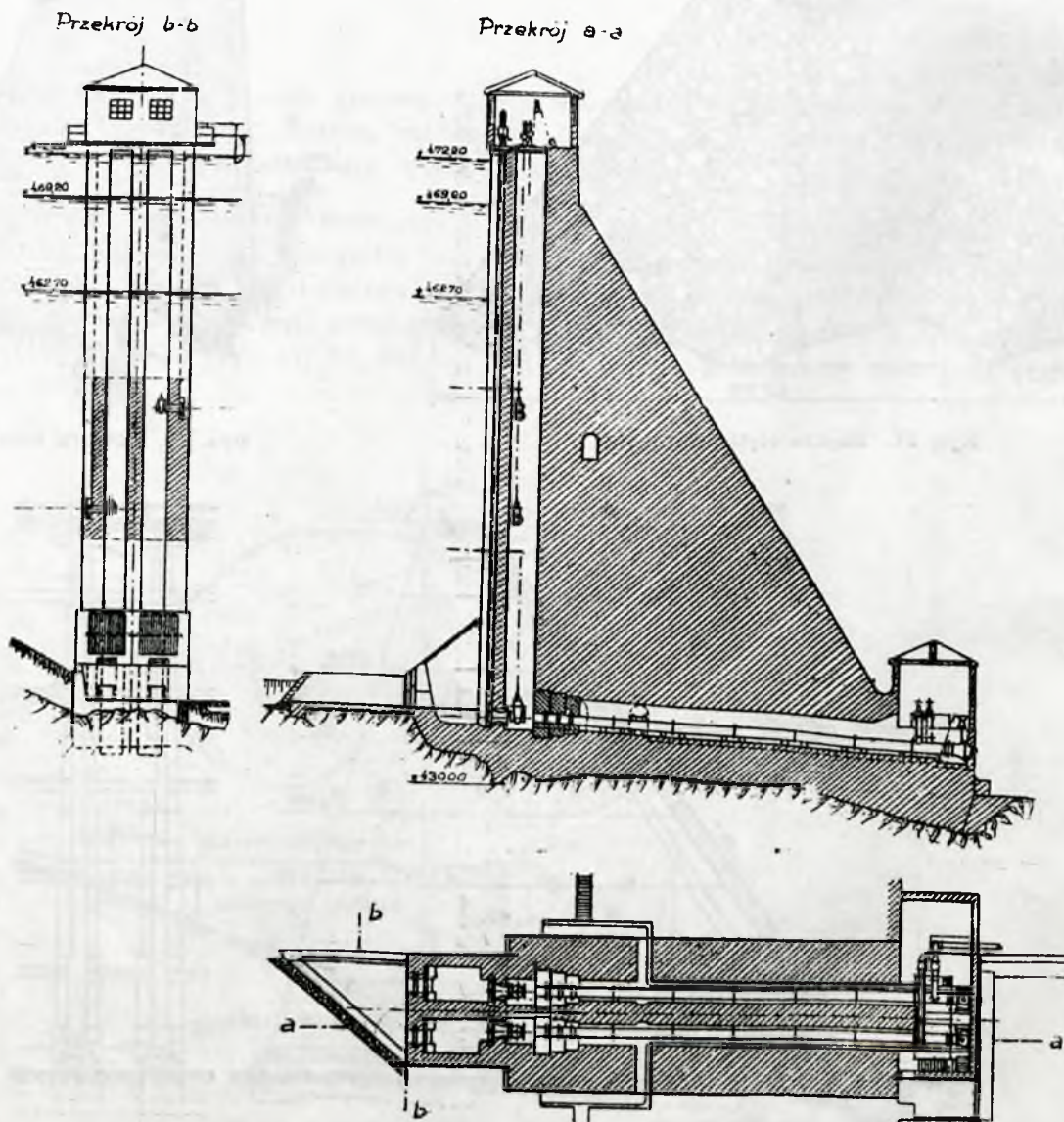
Rys. 18. Zapora łukowa.



Rys. 19. Zapora żelbetowa.

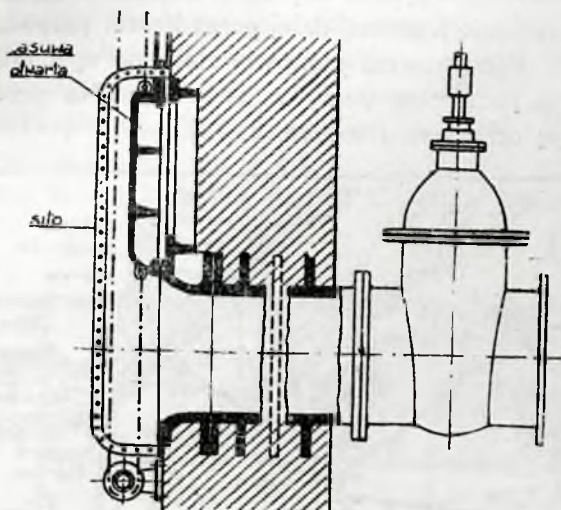


Rys. 20. Zapora ziemna.



Rys. 21. Ujęcie wody umieszczone w korpusie zapory.

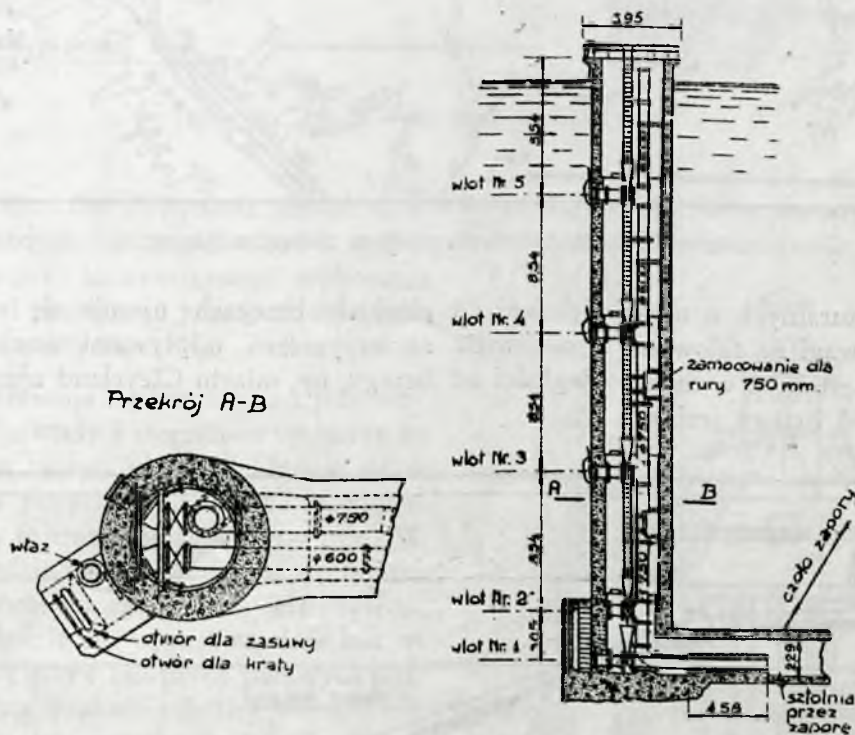
Przy wyborze najodpowiedniejszych miejsc należy brać pod uwagę falowanie, które daje się tym bardziej odczuwać, im większa jest powierzchnia jeziora. Zależnie od kierunku panujących wiatrów, falowanie daje się bardziej odczuwać na jednym brzegu, słabiej na drugim. Z powodu ruchu fal woda na mniejszych jeziorach znajduje się w ruchu do głębokości 5m, na dużych nawet do 15 m, co w miejscach płytszych powoduje zamącenie mułem i piaskiem. Najodpowiedniejsze zagłębienie wlotów do urządzeń czerpiących z uwagi na czystość i temperaturę jest 15 m niżej zwierciadła (lepiej 30 — 40 m) i około 3—6 m nad dnem. Aby pobierana woda miała jak najlepsze właściwości, wloty do rury poborowej daje się w kilku różnych poziomach.



Rys. 22. Przekrój przez wlot do ujęcia.

Poszczególne wloty powinny posiadać niezależne zamknięcia. Mechanizmy uruchamiające zamknięcia winny być możliwie skoncentrowane i umieszczone w budynku zamknięć.

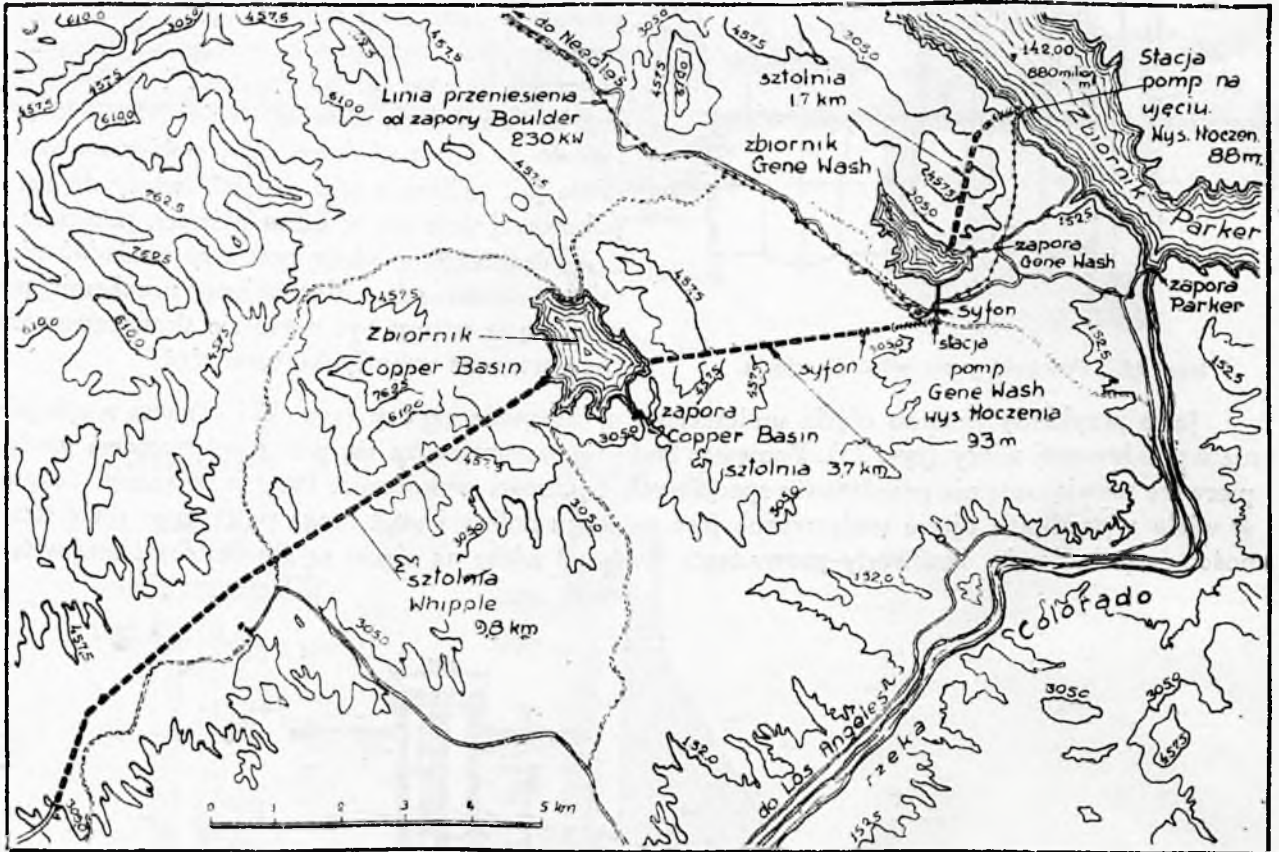
Jako przykłady podano ujęcia umieszczone w korpusie zapory (rys. 21 i 22) oraz w specjalnie wybudowanej wieży (rys. 23). Ponieważ budowę przeprowadza się przed spiętrzeniem wody, pierwsze rozwiązanie nie przedstawia specjalnych trudności wykonania. Przy rozwiązaniu drugim w wielu wypadkach ujęcie umieszczane jest w stoku doliny i stąd mogą powstawać duże trudności przy budowie. Przewody prowadzące wodę od wlotu na ujęciu są albo umieszczane w tu-



Rys. 23. Ujęcie wody przy zaporce z narzutu kamiennego Morena (San Diego).

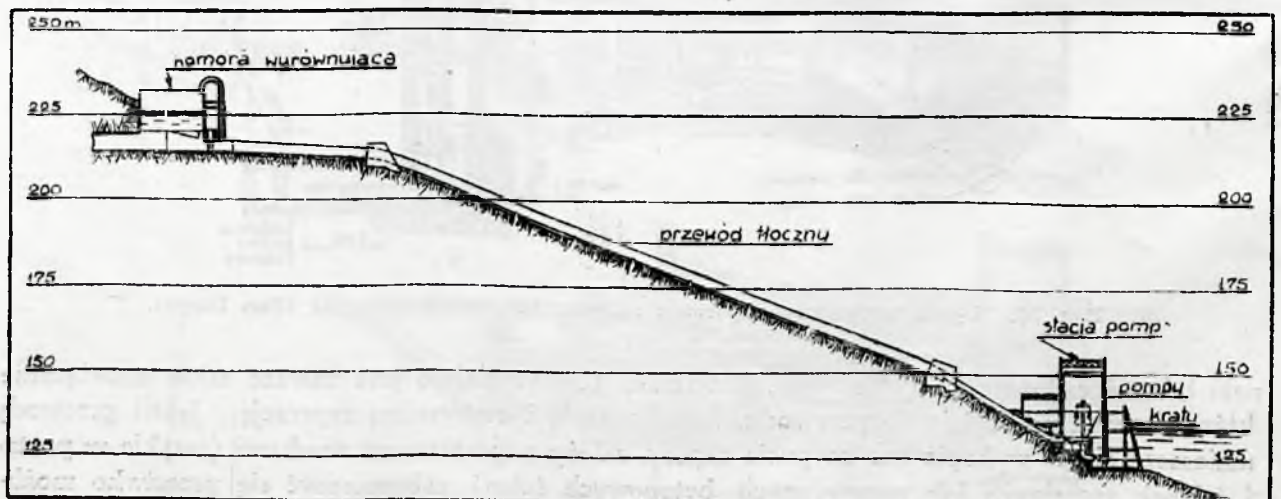
nelu lub też całkowicie zabetonowane w terenie. Korzystniejsze jest zawsze takie rozwiązanie, które pozwala na dojście do przewodu, jego kontrolę i ewentualną reperację. Jeżeli przewody umieszcza się w wykopie lub korpusie zapory, należy poprzecznymi zamkami (zwykle w postaci ścianek szczelnych lub poprzecznych betonowych ścian) zabezpieczyć się przeciwko możliwym przepływom wzdłuż przewodu, a następnie dbać o staranne ubicie materiału zasypki.

W niektórych wypadkach ujęcie ze zbiorników może być wykonane w postaci stacji pomp przysuniętej nad sam brzeg. W ten sposób rozwiązane jest ujęcie wody ze zbiornika „Parker” na rzece Colorado. Woda wchodzi przez wloty ochronione kratami, dalej przez krótki przewód ssący do pompy, która tłoczy ją w przewód żelazny. Pompy o osi pionowej złączone są z motorem elektrycznym, ustawionym ponad najwyższym poziomem wody w zbiorniku. Na przewodzie są dwa zamknięcia pozwalające odciąć pompę od wlotu (rys. 24, 25, 26).



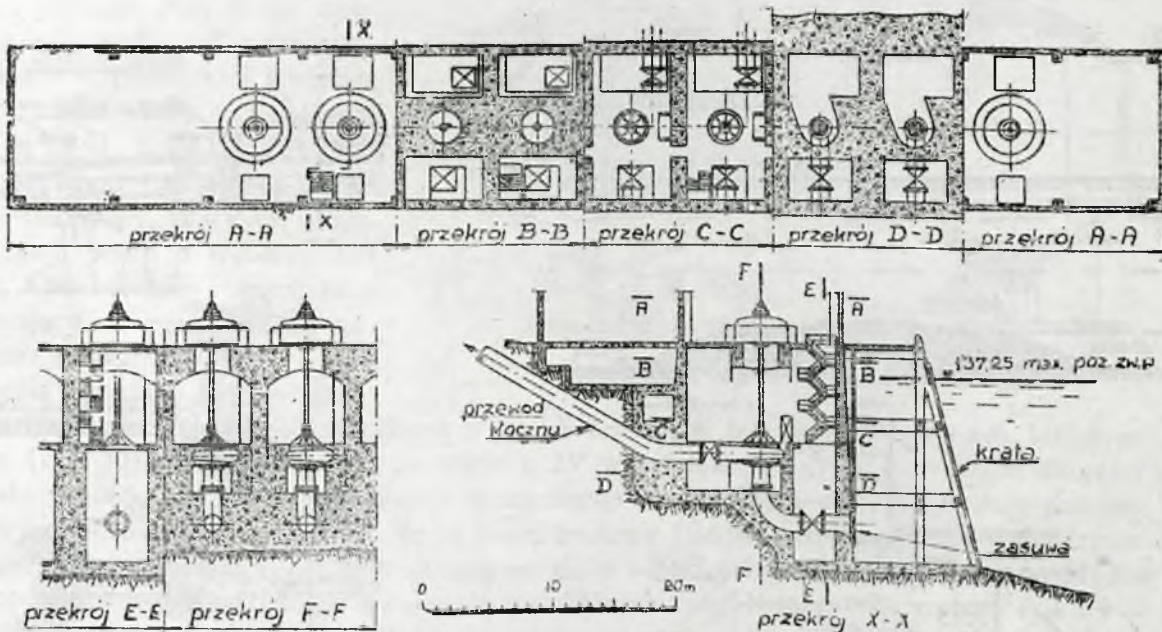
Rys. 24. Sytuacja ujęcia wody ze zbiornika Parker.

Z jezior naturalnych o małej głębokości i płaskich brzegach ujmuje się wody podobnie jak z rzek. Z uwagi na falowanie i możliwość zanieczyszczeń odpływami ściekowymi, ujęcia umieszcza się częstokroć w dużej odległości od brzegu, np. miasto Cleveland ujmuje wodę z odległości 8 km od brzegu jeziora.



Rys. 25. Przekrój podłużny ujęcia wody ze zbiornika Parker.

Konstrukcje ujęcia mogą być typu niezatopionego, zwykle dla większych miast, lub zatopionego dla miast średnich i mniejszych. Zależnie od miejscowych warunków terenowych wodę prowadzi się sztolnią lub rurociągiem. Rurociąg w wypadku mniejszych ujęć jest zawsze rozwiązaniem tańszym, natomiast dla większych ujęć budowa sztolni może się okazać tańsza, zabezpieczając przy tym pewność ruchu. W pewnych wypadkach wskazana jest kombinacja sztolni i rurociągu w ten sposób, że początkowy odcinek na brzegu wykonuje się jako sztolnię, zaś dalszą końcową partię, odległą od brzegu, jako rurociąg.

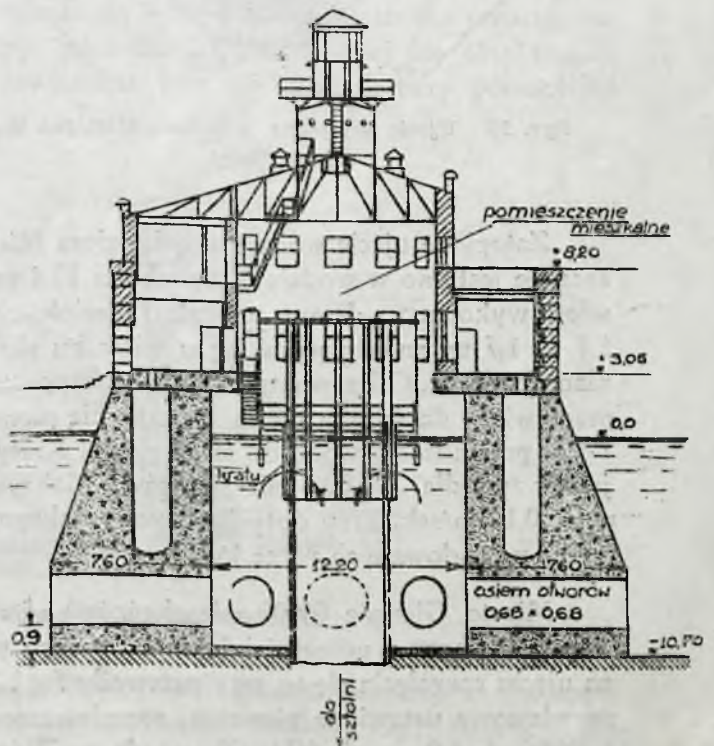


Rys. 26. Ujęcie wody ze zbiornika Parker.

Rodzaje i sposoby wykonania sztolni są różne i zależą od warunków terenowych i wodnych. W gruncie twardym, bez napływu wód, wykonanie nie przedstawia trudności, w wypadkach napływu wód i przy luźnym gruncie wykonanie jest trudniejsze i częstokroć przechodzić trzeba na sposoby pneumatyczne.

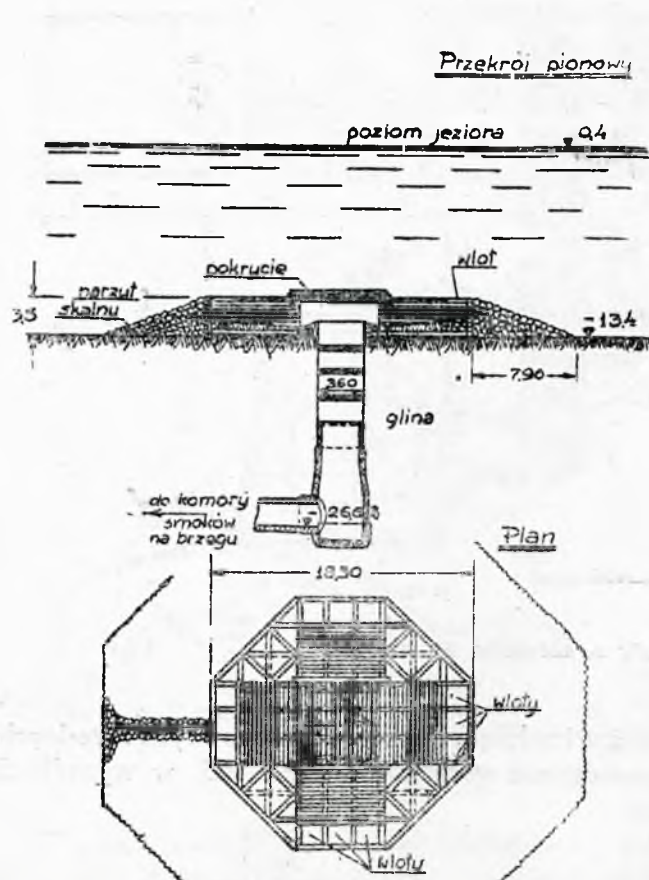
Rurociągi montuje się zwykle nad powierzchnią zwierciadła wody i stopniowo opuszcza na dno. W pobliżu brzegu rurociągi kładzie się w wybagrowanych rowach i przykrywa piaskiem i żwirem celem ochrony przeciw falowaniu. W odległościach, gdzie na dnie nie daje się odczuwać falowania, ochrona rurociągów jest zbyteczna. Rurociąg kładzie się wprost na dnie lub na drewnianych względnie żelaznych palowych jazdach. Tam gdzie braknie ochrony wierzchniej, wzbronione musi być zarzucanie kotwic. Rurociągi wykonuje się jako żeliwne lub stalowe; decyduje tu koszt wykonania i trwałość.

Jako przykład konstrukcji sięgającej ponad powierzchnię wody może służyć ujęcie dla wodociągów miasta Chicago, wykonane w jeziorze Michigan (rys. 27). Jest ono umieszczone w odległości 3 km od brzegu w wodzie o głębokości 10,7 m. Rozwiązanie pomyślane jest w ten spo-

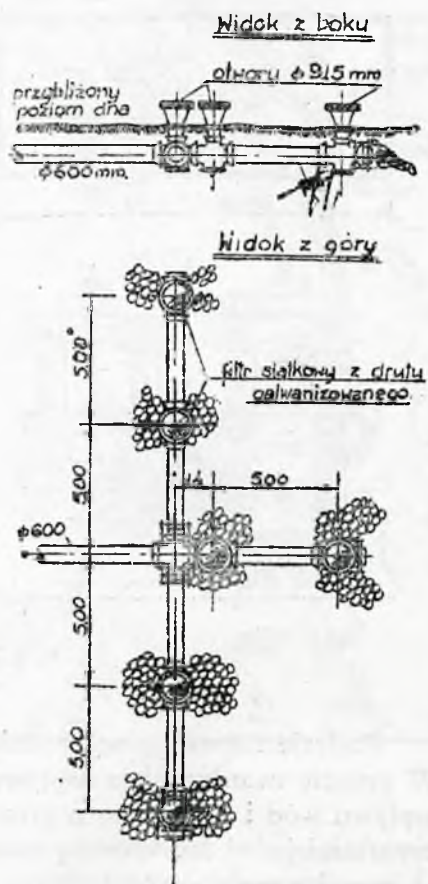


Rys. 27. Ujęcie wody z jeziora Michigan dla miasta Chicago.

sób, że w wieży ujęcia mieszczą się pomieszczenia mieszkalne dla obsługi, nad całością zaś wybudowana jest latarnia, służąca do sygnalizacji dla celów żeglugi. Woda wchodzi do ujęcia przez osiem wlotów o wymiarach $0,68 \times 0,68$ m. Spód wlotów umieszczony jest $0,9$ m ponad dnem. Woda przechodzi przez kraty do szybu pionowego, łączącego się ze sztolnią, idącą pod dnem jeziora i doprowadzającą wodę do komory smoków umieszczonej na brzegu. Dla zwalczania dennego lodu, mogącego wywołać zalepienie przejść dla wody, przewidziane są urządzenia do wytwarzania pary. Parą niszczy się lód. Takich wieżowych ujęć o jednakowej konstrukcji jest pięć.



Rys. 28. Ujęcie zatopione z jeziora Michigan dla miasta Gary.



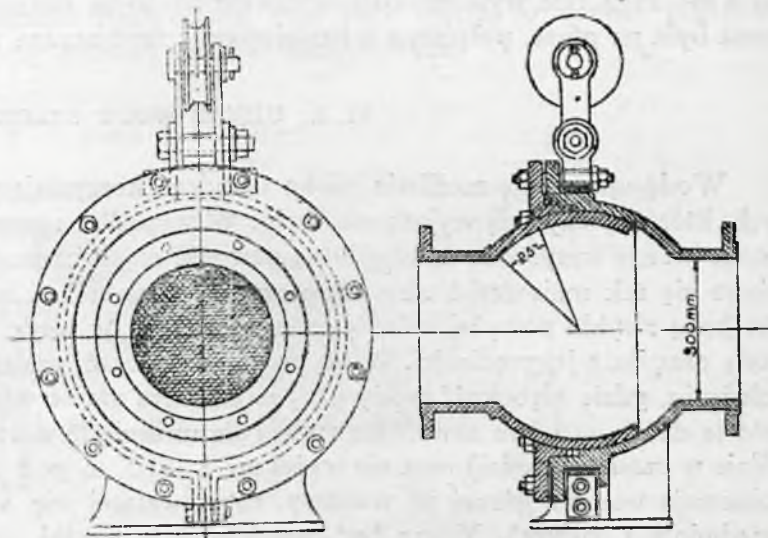
Rys. 29. Ujęcie z jeziora Michigan dla miasta Glencoe.

Zatopione ujęcie wody z tegoż jeziora Michigan wykonano dla miasta Gary (rys 28). Umieszczone jest ono w wodzie o głębokości $13,4$ m i wznosi się $3,5$ m ponad dno jeziora. Obudowę wlotu wykonano z drzewa w postaci ośmiokątnej skrzyni z dwunastoma wlotami o wymiarach $1,5 \times 1,7$ m, znajdującymi się u wierzchu skrzyni. Pozostała część skrzyni przykryta jest drewnianą podłogą. Od zewnątrz skrzynia obsypana jest narzutem kamiennym. Woda przechodzi przez wloty do środka ujęcia, a następnie pionowym szybem średnicy $3,0$ m do sztolni średnicy $1,8$ m prowadzącej wodę do stacji pomp. Kraty umieszczone są przed stacją pomp. Ujęcie projektowano dla 300.000 mieszkańców. Maksymalna prędkość przepływu na wlotach miała wynosić $0,16$ m/sek. Przy dotychczasowej maksymalnej prędkości $0,04$ m/sek nie ma żadnych kłopotów powodowanych przez lód.

Miasto Glencoe (6000 mieszkańców) ujmuje wodę z jeziora Michigan przy pomocy rurociągu żeliwnego z odległości 1 km od brzegu przy głębokości wody $7,3$ m (rys. 29). Rurociąg na ujęciu rozgałęzia się na trzy przewody (w kierunku osi przewodu i prostopadle do niego). Rury wlewowe ustawione pionowo rozmieszczone są na tych rozgałęzieniach w liczbie 6 -ciu w odległościach $5,0$ m od siebie. Przewody mają średnicę 600 mm, a na otworach wejściowych roz-

szerzają się do 900 mm. Wloty przykryte są filtrem siatkowym z drutu galwanizowanego i wznoszą się 1,2 m ponad dno jeziora.

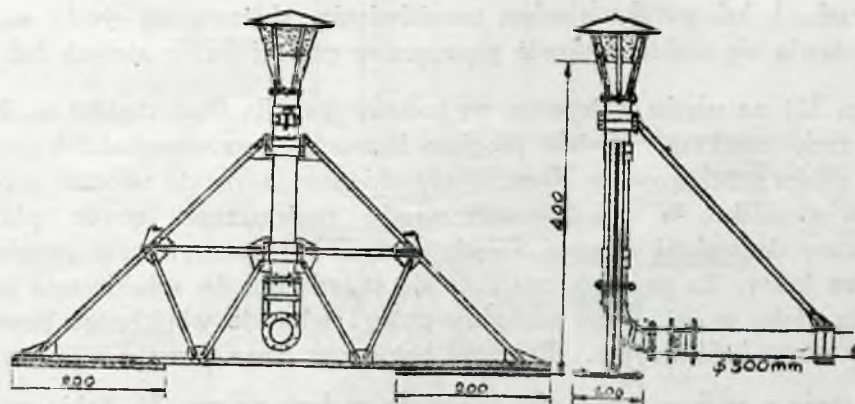
Dla wodociągów miasta Friedrichshafen na ujęcie wody z jeziora Bodeńskiego wybrano miejsce, gdzie nie ma ruchu statków, w odległości 3 km od ujścia domowych i przemysłowych ścieków. Aby woda czerpana była wolna od zanieczyszczeń i o odpowiedniej temperaturze, ujęto wodę z głębokości 34 m pod normalnym poziomem wody i 4 m ponad dnem. Przewód ssący, idący od ujęcia do stacji pomp o średnicy 350 mm, zmontowany został jako pływający na powierzchni i następnie opuszczony na dno. Połączenia rurociągu są typu przegubowego.



Rys. 30. Połączenie kulowe rurociągu.

Każdy przegub składa się z dwóch żeliwnych kołnierzy, złączonych kulistymi szalami (rys. 30). Przegub pozwala na obrót o 25° w każdym kierunku. Przy dużej długości przewodu ssącego kosztowne połączenia przegubowe w ogólnym koszcie odgrywały poważną rolę. Aby w możliwym stopniu ograniczyć koszt budowy i jednocześnie uprościć opuszczanie rurociągu, wybrano konstrukcję, pozwalającą na duże odległości przegubów. Z tych względów wyłączono zastosowanie ciężkich żeliwnych rur, których długość fabryczna wynosi tylko 4 — 5 m, a które nawet po szczęśliwym zapuszczeniu łatwo mogą pęknąć przy niejednostajnym osiadaniu. Zastosowano stalowe rury długości fabrycznej 15 m. Pomiędzy połączeniami przegubowymi wstawiono dwie rury.

Budowa rurociągu postępowała z brzegu w stronę jeziora, przy czym rurociąg montowany był w odcinkach na brzegu. Następnie taki odcinek zawieszano pomiędzy dwiema łodziami w dwóch miejscach na początku i końcu i splawiano w odpowiednie miejsce, gdzie ześrubowywano go z wystającą z wody końcówką. Po zmontowaniu do 9-ciu sztuk zapuszczano rurociąg na dno z takim obliczeniem, by na żadnym połączeniu odchyłka od linii prostej nie przekraczała 20° . Połączenia przegubowe przy zapuszczaniu zawieszane były na windach przy pomocy lin i w sposób powolny opuszczane na dno.



Rys. 31. Ujęcie wody z jeziora Bodeńskiego dla miasta Friedrichshafen.

Na wlocie wykonano smok-sito (rys. 31) z pocynkowanej blachy żelaznej z otworami wielkości 8 mm. Przekrój całkowity otworów wynosi trzykrotny przekrój rury średnicy 300 mm. Przeciwko cięższym opadającym przedmiotom sito od góry chronione jest daszkiem i umie-

szczone na pionowej rurze, łącząc się z przewodem ssącym przy pomocy kolana. Całość końca rurociągu umieszczona jest na trójkątnym stalowym koźle, opartym na dnie drewnianymi balami 4 m². Poza tym wykonano usztywnienie ukosnym strzemieniem. Cała ta końcówka zmontowana była na górze, połączona z rurociągiem i zapuszczona na dno.

VI. 3. UJĘCIE WODY RZECZNEJ.

Wodę ujmuje się możliwie blisko urządzeń korzystających z niej, a w szczególności blisko tych, które jej używają wyjątkowo dużo. W wypadku ujmowania wody z rzeki należy zwrócić uwagę przede wszystkim na absolutną pewność ciągłości pracy urządzenia. Miejsca na ujęcie powinno się tak umieszczać, aby czerpana woda miała możliwie najlepszą jakość. Znajdować się one będą zwykle powyżej osiedla zaopatrywanego w wodę, tam gdzie istnieją duże głębokości wody oraz duże jej prędkości. Wloty należy się starać umieszczać w miarę możliwości w takim położeniu, gdzie głębokość wody przy najniższym stanie wynosi co najmniej 2,5 m, aby można było je dać 1 — 1,5 m nad dnem rzeki (dla uniknięcia dostawania się rumowiska z dna, szczególnie w czasie powodzi) oraz nie wyżej niż 1 — 1,5 m pod zwierciadłem wody (dla uniknięcia pobierania wody z górnej jej warstwy, nagrzewającej się w lecie i niosącej różne pływające przedmioty i rośliny). Muszą być przewidziane środki przeciwdziałające dostawaniu się ryb do przewodów czerpiących, zanieczyszczeń pływających, grubszego rumowiska, jak piasek i żwir. W wielu wypadkach duże kłopoty może spowodować lód denny. Wreszcie rozwiązanie powinno uwzględniać koszt budowy i ruchu.

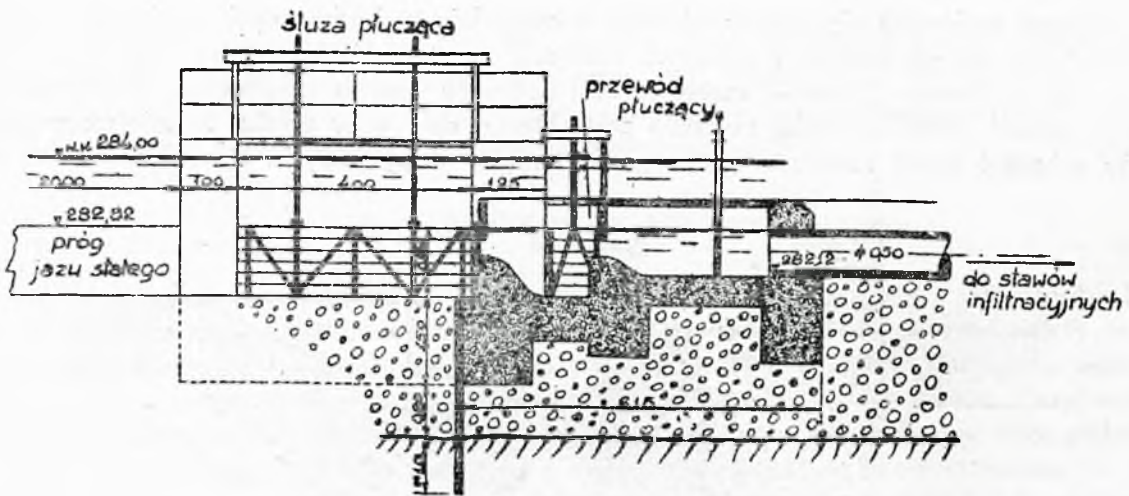
W wypadku rzek mniejszych otwory wlotowe umieszcza się na brzegu, w wypadku rzek dużych — raczej dąży się do nurtu. Przekroje wlotowe muszą być możliwie duże, prędkości wlotowe niewielkie (10—20 cm/sek.). Wlot umieszcza się równolegle do kierunku przepływu lub od strony dolnej wody, nigdy skierowany ku górze. Pożądane jest mieć podwójne przewody. Nie należy zapominać o możliwościach płukania.

Wybór miejsca poboru wody należy starannie rozważyć. Musi ono być ochronione przed zanieczyszczeniami, winno więc leżeć powyżej wylotów kanałów ściekowych. Należy zbadać ujemny wpływ zanieczyszczeń spowodowanych przez ścieki z miejscowości wyżej położonych oraz na którym brzegu zanieczyszczenia dają się bardziej odczuwać. Przy wyborze miejsc ujęcia należy wziąć dalej pod uwagę: najniższy stan wody, zmienność i charakter łóżyska rzeki, prędkość przepływu wody, przydatność terenu do budowy stacji pomp i urządzeń do uzdatniania wody, koszty wykonania przewodów doprowadzających wodę od ujęcia do obiektów oczyszczalni i od niej do miejsc rozbioru. Jeżeli rzekama duży spad, należy rozpatrzyć, czy przesunięcie ujęcia w górę daje korzyści.

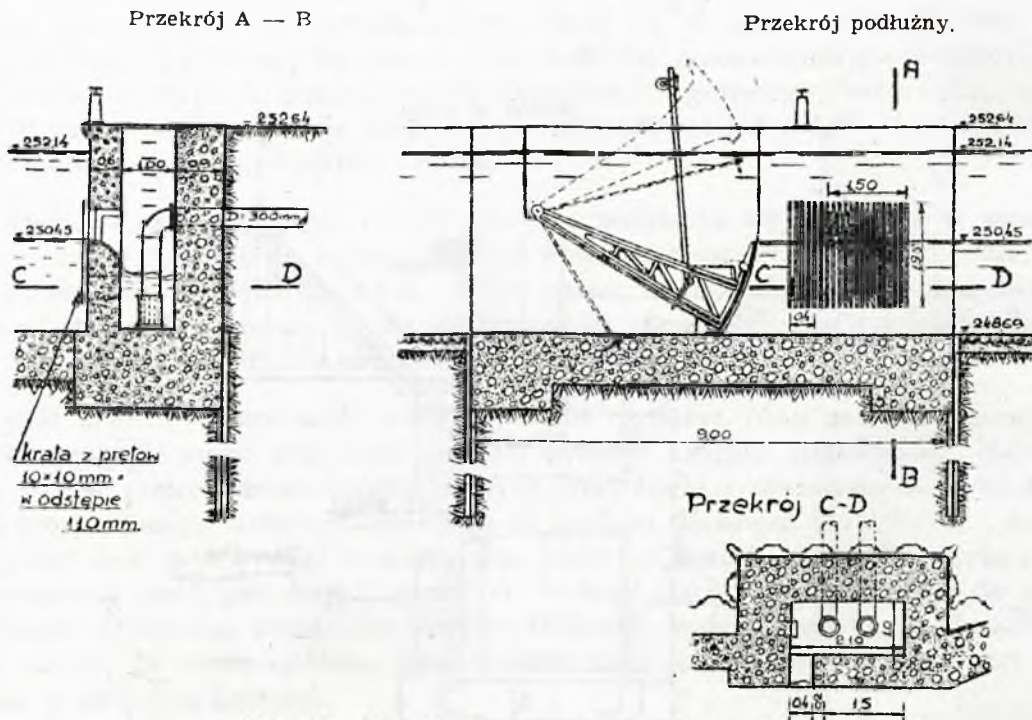
W małych rzekach lub potokach celem umożliwienia skierowania wody na wloty ujęcia, w korycie rzeki stawia się niskie budowle piętrzące w postaci jazów stałych lub ruchomych.

Jaz stały (rys. 32) na ujęciu wstępnym wykonany jest dla wodociągów m. Krosna z rzeki Jasiołki. Koryto rzeki zamknięte zostało progiem betonowym o wysokości korony ponad dno 1,20 m i długości progu przelewowego 20 m. Wodę skierowuje się do wlotów ujęcia umieszczonych w prawym przyczółku. W osi jazu przy wlocie umieszczono otwór płuczący 4,0 m w światło, zamykany drewnianą zasuwą. Ujęcie (rys. 33) rozpoczyna się progiem i otworem ochronionym przez kraty. Za progiem znajduje się urządzenie do splukiwania przedostającego się zeń rumowiska, dalej w osi ujęcia następny próg i wlot do właściwego przewodu, prowadzącego wodę na stawy infiltracyjne. Przewód betonowy dano z rur o średnicy 0,60 m.

Szkic rozwiązania z ruchomą budowlą piętrzącą podano na rys. 34. Szkic przedstawia projekt ujęcia wody z rzeki Czarnej Przemszy dla przędzalni. Piętrzenie i skierowanie wody uzyskuje się przy pomocy jazu segmentowego o wysokości 1,76 m. Segment umieszczony jest między betonowymi przyczółkami i opiera się o betonowe podłoże; światło otworu 10 m. W prawym przyczółku umieszczono studzienkę dla smoków dwóch przewodów ssących o średnicy 300 mm. Całość konstrukcji otoczono żelazną ścianką szczelną.



Rys. 33. Przekrój przez otwór wejściowy i rurę poborową na ujęciu wody z rzeki Jasiołki.



Rys. 34. Projekt ujęcia wody z rzeki Przemszy.

W przeważającej liczbie wypadków woda rzeczna musi być pompowana na oczyszczalnię. Przewód ssący idzie aż do ujęcia, lub w celu uniknięcia długiego przewodu ssącego studnię zbiorczą włącza się między budynek pomp i ujęcie. Do studni zbiorczej woda dopływa grawitacyjnie. W takim wypadku wskazane jest zaopatrzyć w zasuwę kanał doprowadzający zarówno na ujęciu, jak i przy studni zbiorczej.

Kraty rzadkie służące jako ochrona przeciwko płynącym zanieczyszczeniom należy umieścić na ujęciu. Kraty gęste lub sита o prześwicie do 3 mm, służące do powstrzymania ryb, mogą być umieszczone na ujęciu lub bezpośrednio przed studnią. Kraty podwodne lub sита trzeba umieszczać jedno za drugim, aby móc bez przerwy w ruchu jedno z nich wyciągnąć na wierzch i oczyścić. Należy zwrócić uwagę na łatwy dostęp do wszystkich miejsc ujęcia celem umożliwienia czyszczenia i napraw. Łatwy dostęp ma również duże znaczenie z uwagi na usuwanie trudności wywołanych zatykaniem się lodem partii przepływowych.

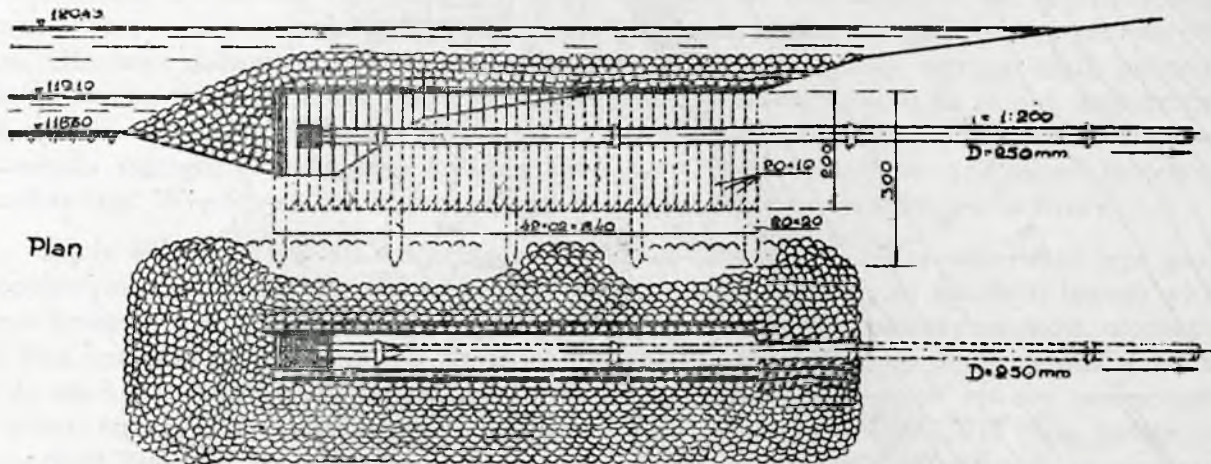
W wielu rzekach posiadających niewielką głębokość a dużą prędkość, przed utworzeniem się pokrywy lodowej obserwuje się powstawanie lodu dennego, którego kryształki tworzą się na twardych przedmiotach występujących z dna, w szczególności zaś na częściach metalowych

ujęcia. Powstawanie lodu dennego tłumaczone jest przechładzaniem się wody nie ochronionej na powierzchni pokrywą lodową.

W celu ochrony przeciwko zatykaniu się ujść lodem dennym, wloty czerpalnych przewodów umieszcza się nie bezpośrednio w rzece, lecz w zatokach odpowiednio wykonanych w brzegu. W zatokach powierzchnia szybko zamarza zabezpieczając przed przechładzaniem się wody. Wejście do zatoki powinno być tak umieszczone, by do zatoki nie mógł wchodzić lód denny z rzeki. Najodpowiedniejszym miejscem dla umieszczenia zatoki jest brzeg wklęsły, przy czym

Przekrój podłużny.

Ujęcie wody z koryta rzeki.

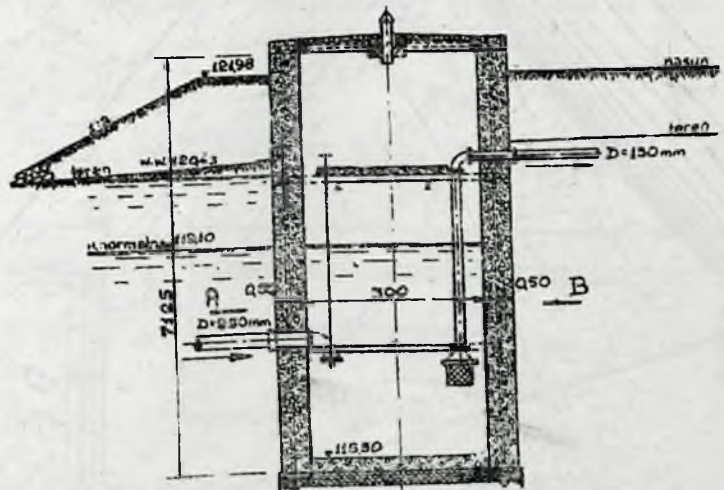


jeżeli chodzi o zabezpieczenie przed dostawaniem się do niej lodu dennego i cięższych zawieszin, niesionych blisko dna rzeki, najodpowiedniejsze jest wejście do zatoki od góry rzeki. Do zatoki wchodzi wówczas górne strugi wody. Gdy chodzi o zabezpieczenie przed zanieczyszczeniami, niesionymi blisko powierzchni, lepiej dawać wejście od strony dolnej; do zatoki wchodzi wówczas dolne strugi wody.

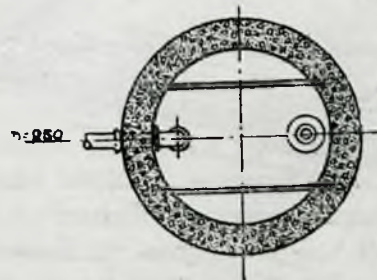
W rzekach o silnie wahających się stanach wody i z płaskimi brzegami ujęcie częstokroć musi być wysunięte daleko poza brzeg i znajdować się pod poziomem najniższych wód. Aby wysokości ssania nie wypadły zbyt duże, pompy muszą być często stawiane znacznie niżej poziomowi wód wielkich, tak że koszty głębokich, szczelnych pomieszczeń dla pomp wypadają bardzo duże. Koniec przewodu czerpiącego w rzece opiera się na drzewie i ochronia się przeciwko uszkodzeniom obsypem z dużych kamieni. Wykonanie takie ma tę niedogodność, że wlot ujęcia jest niedostępny i powstające wówczas zamulenie i osady są trudne do usunięcia. Z tych powodów w wypadku większych ujęć buduje się w rzece wieże

Studnia zbiorcza.

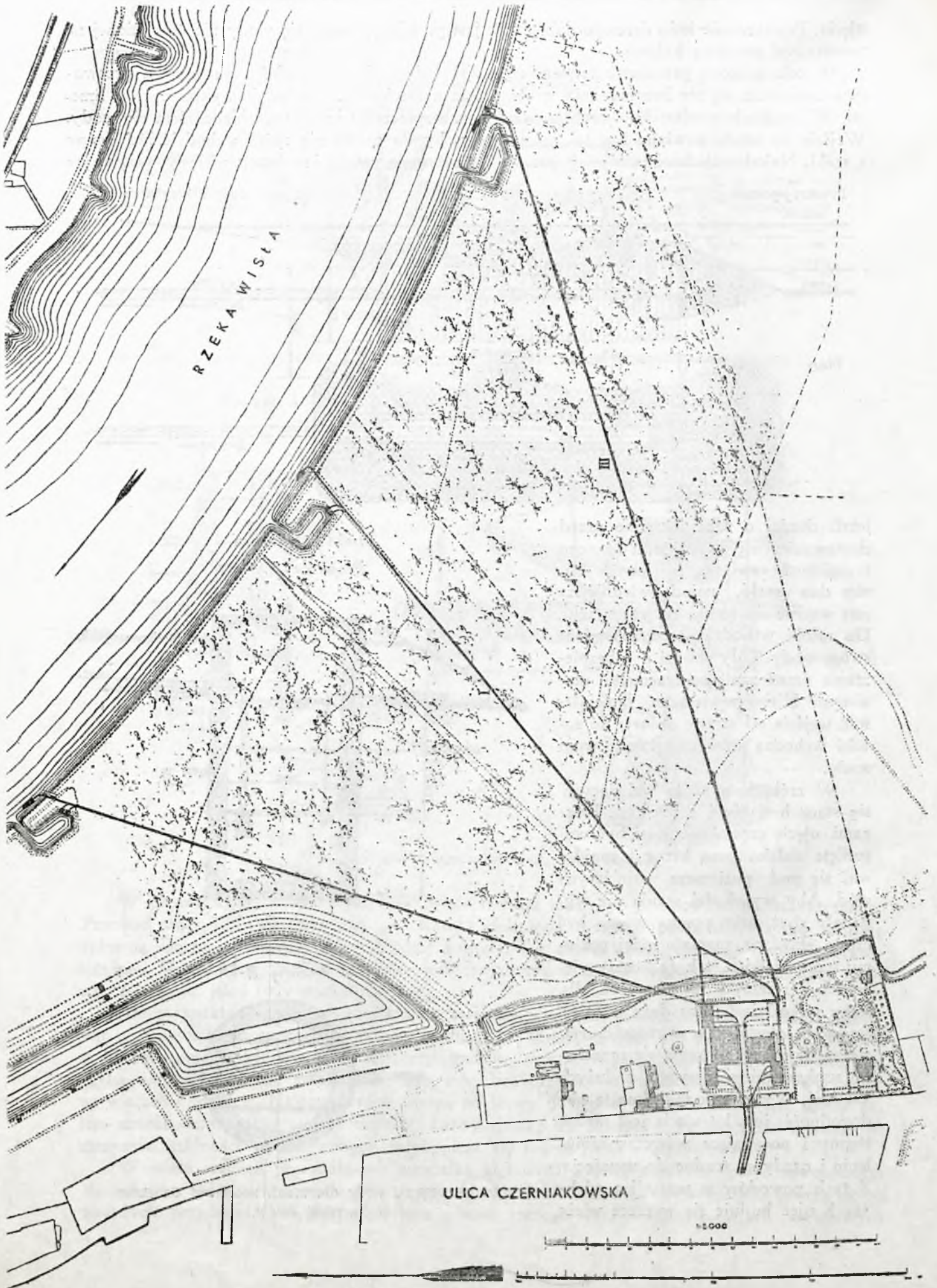
Przekrój pionowy



Przekrój A-B



Rys. 35. Ujęcie wody dla stacji kolejowej Ozorków z rzeki Bzury.



Rys. 36. Ujęcie wody w Warszawie do r. 1928.

ujęć, wyprowadzone ponad najwyższy poziom wód, tak że zawsze umożliwiony jest do nich dostęp.

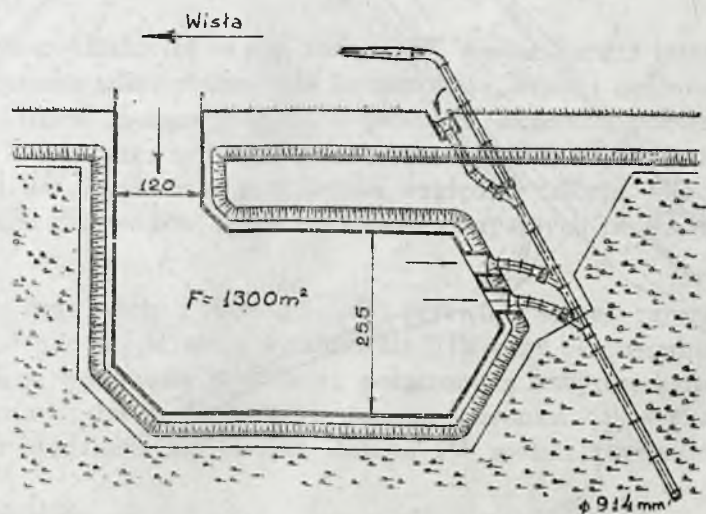
Rozwiązań istnieje wielka liczba. Niektóre z nich opisuję.

Na rys. 35 przedstawiono typowe ujęcie wody z mniejszej rzeki stosowane dla wodociągów P. K. P. Ujmowana jest tu woda z rzeki Bzury. Smok przewodu o średnicy 250 mm umieszczono w poziomie dna rzeki. Początek przewodu wraz ze smokiem obudowany jest ścianką szczelną na długości 8,4 m. Przestrzeń między ściankami szczelnymi zamknięta jest od czoła poprzeczną ścianą z bali, z wierzchu zaś podłogą. Woda wchodzi do utworzonej w ten sposób komory przez otwory w ścianie czołowej i w podłodze. W miejscu smoka dno pogłębiono i pokryto żwirami. Obudowę drewnianą pokryto nasypem kamiennym, wytwarzając ostrogę, idącą prostopadle od brzegu w koryto rzeki. Przewód ze spadkiem 5% prowadzi wodę do studni, umieszczonej na wysokim brzegu w odległości 191 m od wlotu. W studni o średnicy 3 m znajduje się smok przewodu ssącego, posiadającego średnicę 150 mm. Otwór studzienny zamknięto szczelnym przykryciem. Wierzch studni wyprowadzono 2 m ponad poziom wielkiej wody Bzury.

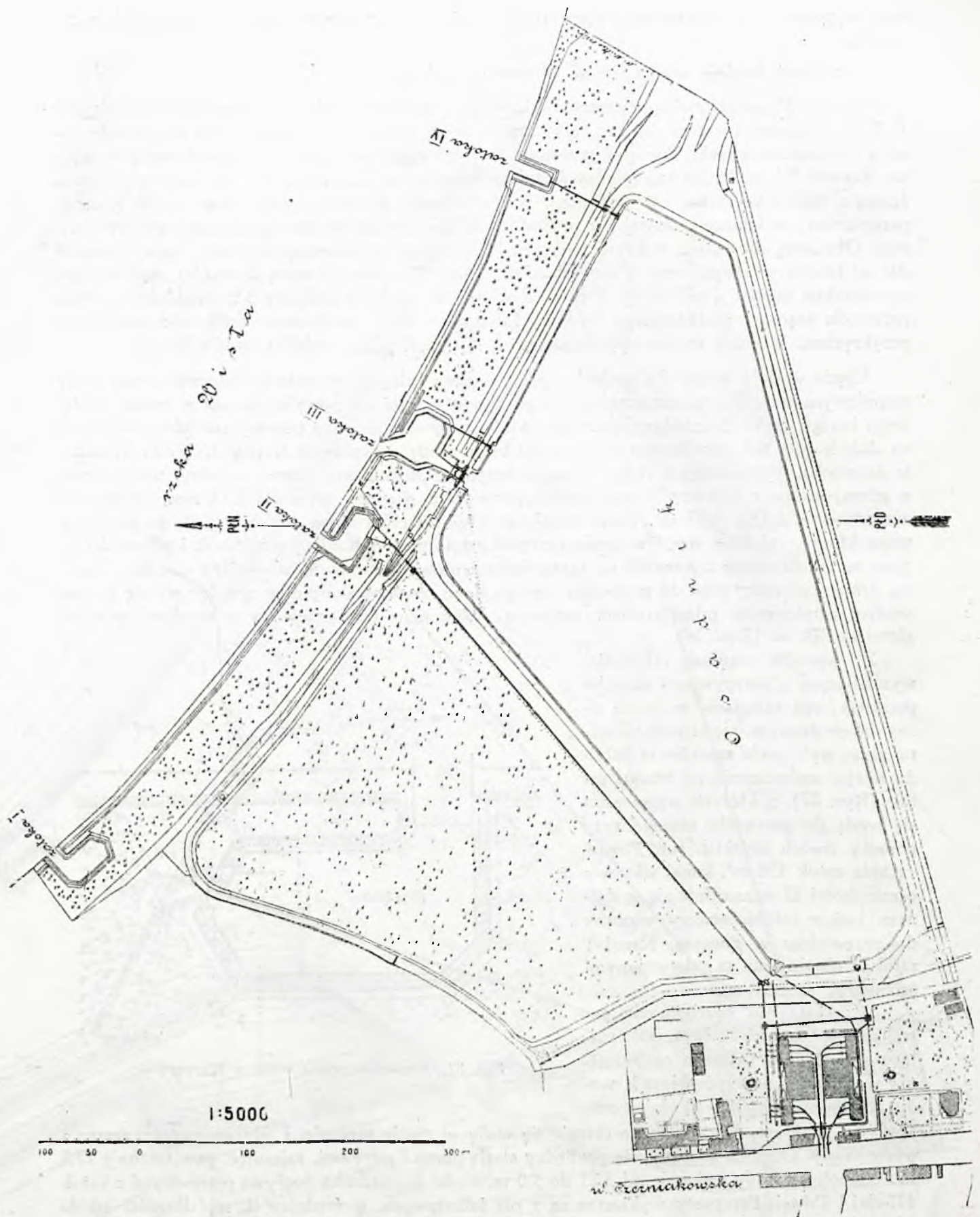
Ujęcie wody z Wisły dla wodociągów Warszawy ulegało w miarę obserwacji jego pracy stopniowym przeróbkom oraz uzupełnieniom. Wodę czerpie się powyżej miasta u lewego wklęsłego brzegu rzeki. Początkowo czerpanie wody odbywało się przy pomocy smoków, ułożonych na dnie koryta tuż przy brzegu w kierunku biegu wody, równoległe do prądu. Woda wchodziła do smoka, wykonanego z rury żelaznej o kształcie stożkowym, przez otwory umieszczone w górnej ścianie o średnicy 15 mm. Średnica przewodu ssącego wynosiła 914 mm, łączna powierzchnia otworów 0,93 m². Smok zamknięty był od czoła klapą otwierającą się na zewnątrz, przez którą wypływała woda w czasie przepłukiwania przewodów ssących. Smok i przewód ułożono na fundamencie z kamieni na zaprawie cementowej, otoczonym drewnianą ścianką, szczelną. Jako rezerwowego wlotu do przewodu ssącego dano otwór w skarpię brzegu, łączący się z przewodem zamkniętym odgałęzieniem rurowym. Wykonano trzy przewody ze smokami w odległościach 400 m. (Rys. 36).

Z powodu ciągłych kłopotów wynikających z zasypywania smoków piaskiem oraz zalepiania w czasie zimny lodem dennym, ujęcie rozbudowano przez wykonanie smoków w pobliżu miejsc umieszczenia na brzegu zatok (Rys. 37), z których wprowadza się wodę do przewodu ssącego przy pomocy dwóch krótkich rur. Powierzchnia zatok 130 m², kanał wlotowy o szerokości 12 m znajduje się w dolnym końcu zatoki, otwory wlotowe do przewodów w górnym. Kanał i zatoka obudowane są drewnianymi ściankami, szczelnymi.

W roku 1928 uruchomiony został na ujęciu osadnik (rys. 38), mający służyć do wstępnego oczyszczenia wody oraz tworzyć zbiornik wody (odpowiadający 8—10 dniowemu spożyciu przez miasto), z którego czerpie się wodę w czasie powodzi i silnego zanieczyszczenia wody Wisły. Osadnik znajduje się pomiędzy stacją pomp i zatokami, zajmując powierzchnię 17,8 ha. Głębokość wody waha się od 3,25 do 5,0 m. Woda do osadnika dopływa przepustami z zatok III-ciej i IV-tej. Przepusty wykonane są z rur żelbetowych o średnicy 1 m, długości około 80 m. Nad przepustami od strony osadnika zbudowane są studnie żelbetowe z zamknięciami przepustu w postaci zasuw. Poza tym osadnik połączony jest z Wisłą wrotami śluzowymi, które służą nie do wpuszczania wody do osadnika, tylko do wprowadzania pływających pogłębiarek.

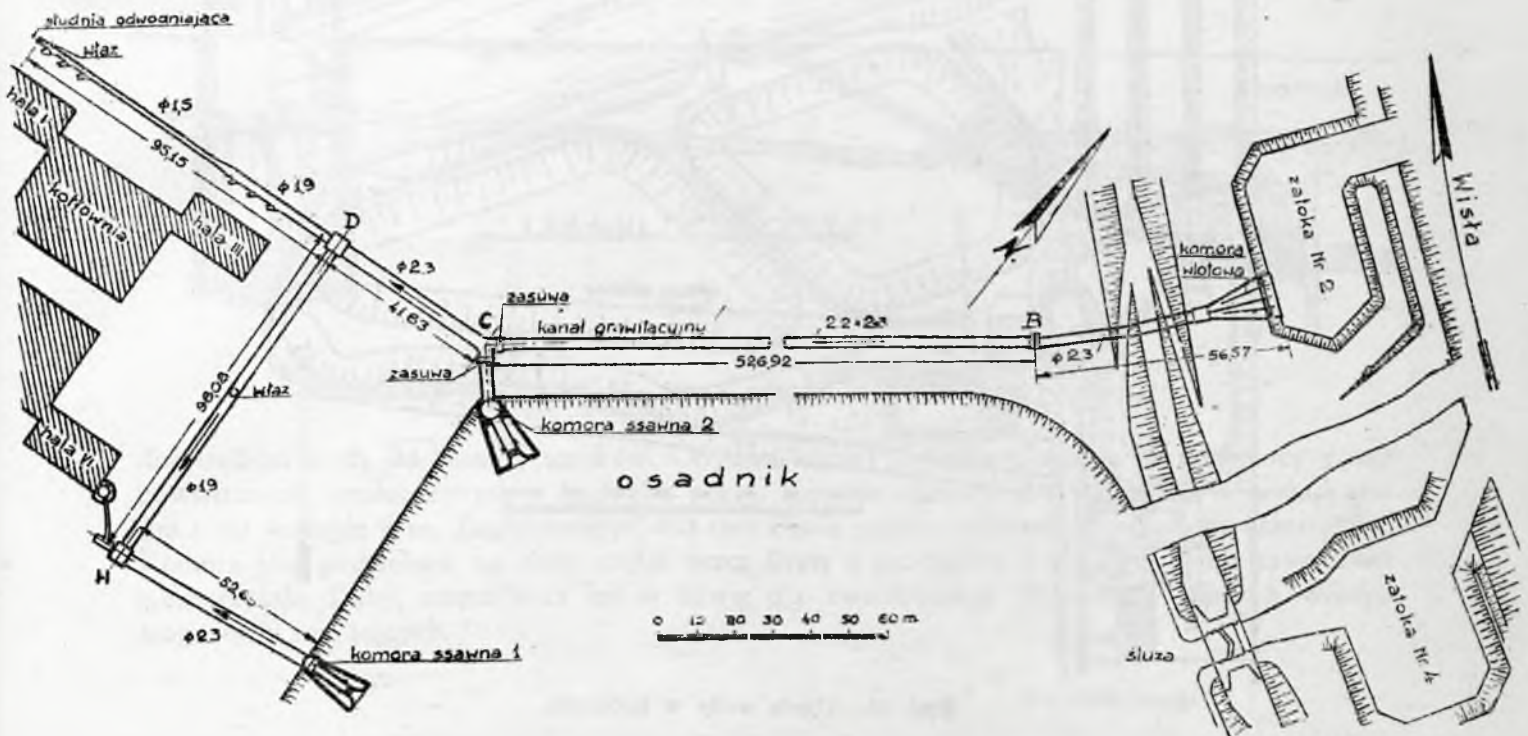


Rys. 37. Pierwotne ujęcie wody w Warszawie.



Rys. 38. Przebudowane po roku 1928 ujęcie wody w Warszawie.

przeznaczonych do oczyszczenia dna z osadów. Ujęcie wtórne umieszczone jest w końcu osadnika przy stacji pomp i wykonane z betonu w postaci komór czerpalnych. Z komór przewody żelbetowe prowadzą wodę do smoków pomp. Wloty do komór ochronione są siatkami i mogą być zamknięte przy pomocy belek zakładanych.

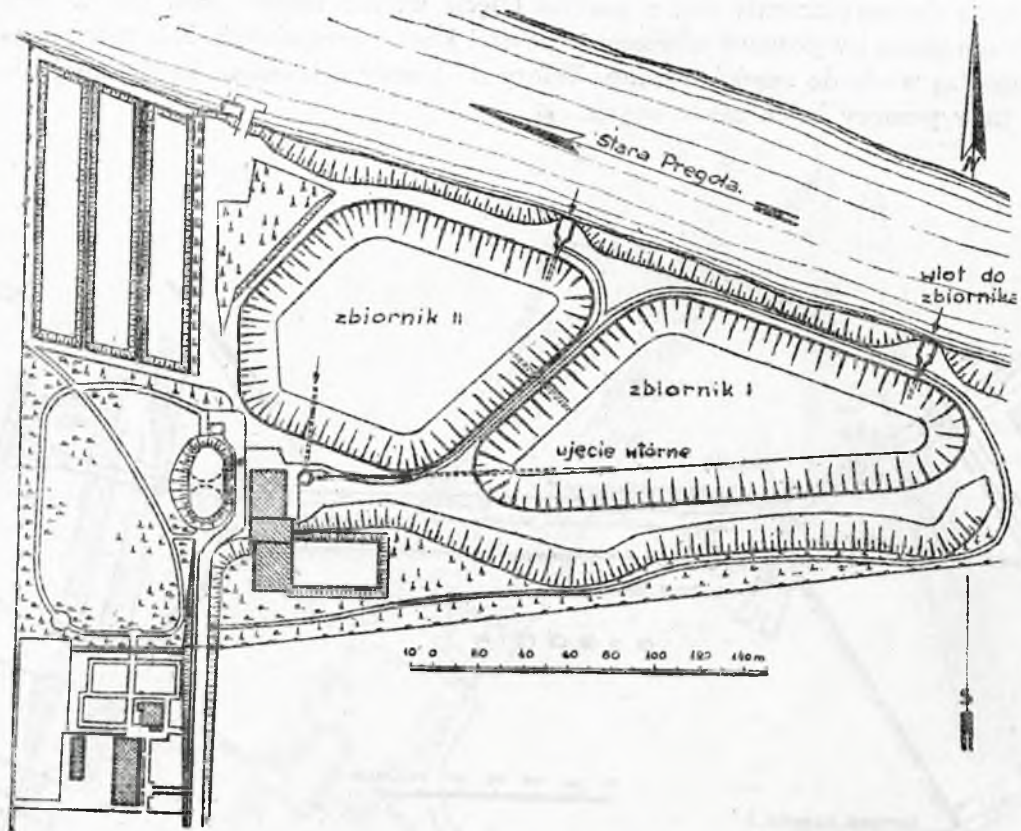


Rys. 39. Połączenie pomp z komorami ssawnymi i kanałem grawitacyjnym na stacji pomp rzecznych w Warszawie.

Osadnik nie spełnił jednak całkowicie pokładanych w nim nadziei. W wodzie bardzo intensywnie rozwija się życie organiczne, zwłaszcza silnie rozmnażają się okrzemki, sinice i zielenice, powodując szybkie zanieczyszczanie się filtrów. Z tego powodu w pewnych okresach pobiera się wodę nie z osadnika a bezpośrednio z Wisły przez zatokę II-gą, komorę wlotową i kanał grawitacyjny (rys. 39). Komora wlotowa i kanał wykonane są z betonu względnie żelbetu. Woda doprowadzona jest do tego samego systemu przewodów, które od komór czerpalnych prowadzą wodę do pomp.

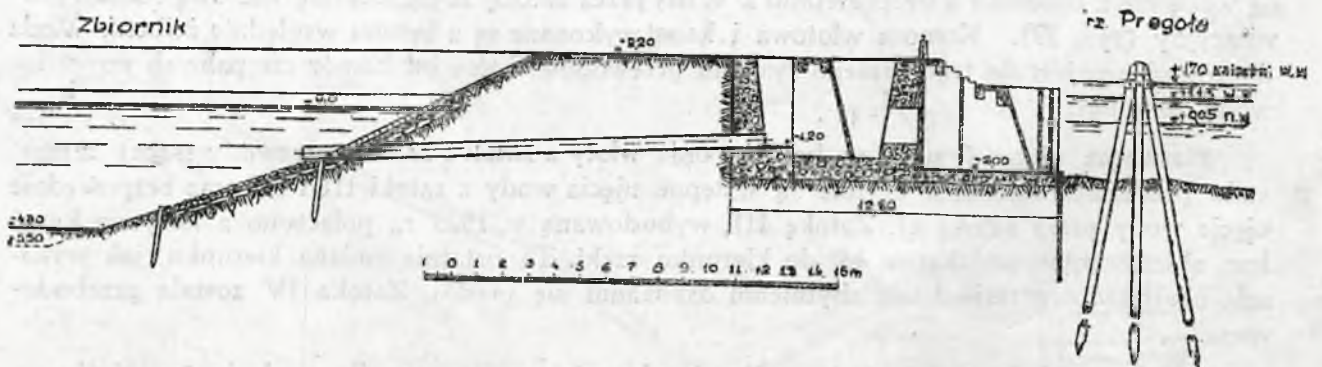
Pierwotne ujęcie (smoki w korycie oraz wloty z zatok i żelazne przewody ssące) zaprzestało pracować, natomiast czynne są wstępne ujęcia wody z zatoki III i IV oraz bezpośrednie ujęcie wody przez zatokę II. Zatokę III, wybudowaną w 1929 r., połączono z korytem kanałem, skierowanym pod kątem 45° do kierunku rzeki. Ta ostatnia zmiana kierunku, jak wykazała obserwacja, przeciwdziałała zbyt niemu osadzaniu się piasku. Zatoka IV została przebudowana.

Podobny układ całości ujęcia wody przedstawia rozwiązanie dla wodociągów Królewca. Konstrukcja poszczególnych części przedstawia pewną odmianę, z tego też względu przytoczam opis urządzenia. Wodę czerpie się z rzeki Pregoly. Ujęcie znajduje się w odległości 2 km powyżej miasta. Ponieważ w okresie silnych zachodnich wiatrów powstają spiętrzenia wód Pregoly, trwające wiele dni, w czasie których silnie zanieczyszczona woda z terenów portowych miasta, a częstokroć nawet słona woda z Zatoki Świeżej zostaje zepchnięta aż do miejsca ujęcia, musiały być tutaj przewidziane specjalne baseny zbiorniki, aby w okresach takich podpiętrzeń nie pobierać wcale wody z Pregoly. Jak widać z planu (rys. 40) na brzegu wykonane są dwa otwarte zbiorniki, które służą jednocześnie jako osadniki, posiadając przy głębokości 4,0 — 5,5 m pojemność 35.000 m³. Gdy obydwa zbiorniki są wypełnione, znajduje się w nich zapas wody na 7—8 dni.



Rys. 40. Ujęcie wody w Królówcu.

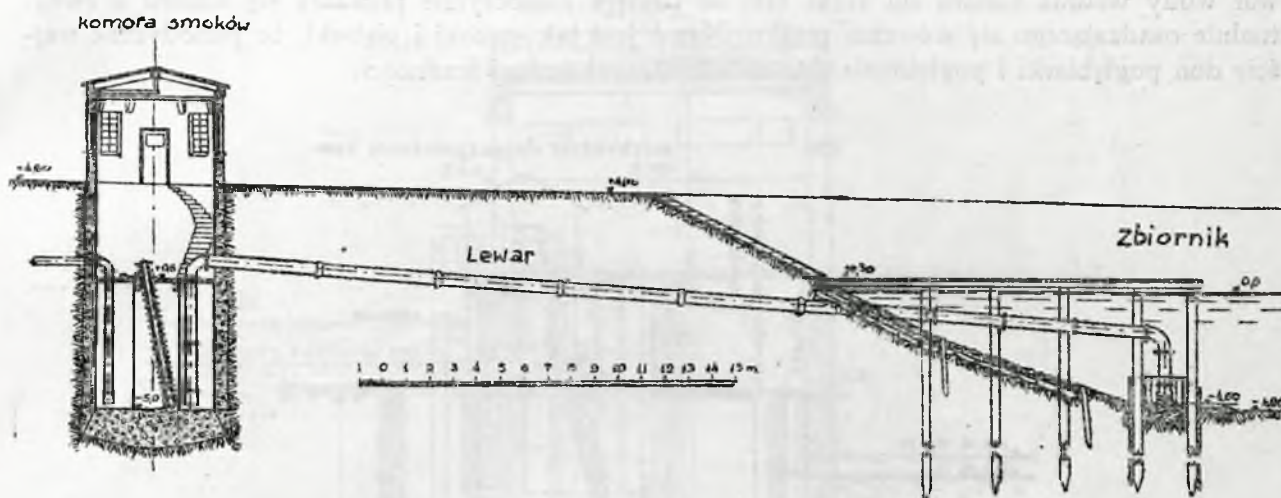
Dwa wloty są wykonane w sposób jednakowy (rys. 41). Komory wybudowano z betonu. Od czoła są one zaopatrzone we wnęki dla belek zakładanych, aby w razie potrzeby reparaacji móc się odciąć od wody. Za wnękami znajduje się krata z prętów o prześwicie 20 mm jako ochrona przed większymi zawiesinami i rybami. Dalej idzie zasuwą dla regulacji ustawianą przy napełnianiu basenów tak, by spód jej był zawsze poniżej zwierciadła wody. Chronić to



Rys. 41. Wlot do zbiornika (Królówiec).

ma przeciwko dostawaniu się do osadników zanieczyszczeń płynących po powierzchni. Próg w dnie chroni przed grubszym piaskiem i żwirem. Dalej umieszczone jest sito o świetle otworów 5 mm. Jako przewody łączące wlotową komorę z basenami służą fabrycznie wykonane drewniane rury o średnicy 600 mm. Rodzaj przewodów został wybrany na bardzo słaby i uginający się grunt.

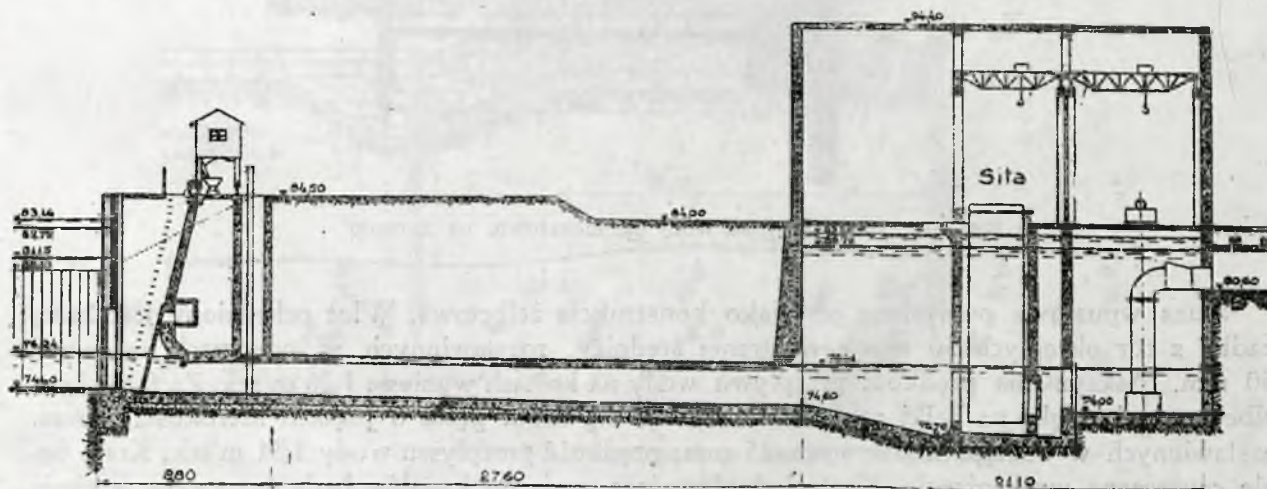
Połączenie z komorą smoków pokazano na rysunku 42. Lewar łączący zbiornik z komorą smoków wykonany jest z rur żeliwnych o średnicy 500 mm. Wlot do lewara w postaci smoka spoczywa na fundamencie betonowym, umieszczonym pomiędzy ściankami szczelnymi. Lewar



Rys. 42. Ujęcie wtórne (Królewiec).

doprowadza wodę do komory smoków. Obydwa lewary są odpowietrzane przy pomocy pomp powietrznych, umieszczonych w budynku pomp. Komora smoków jest wykonana w postaci studni i ma średnicę 5 m. Zagłębienie jej dna umożliwia prawie całkowite opróżnienie zbiorników. Komora jest podzielona na dwie części przez kratę o prześwicie 2 mm, która jest czyszczona mechanicznie. Dalej, zaopatrzona jest w dźwig dla ewentualnego demontażu kraty i wentyli stopowych rur ssących.

Budynek pomp.



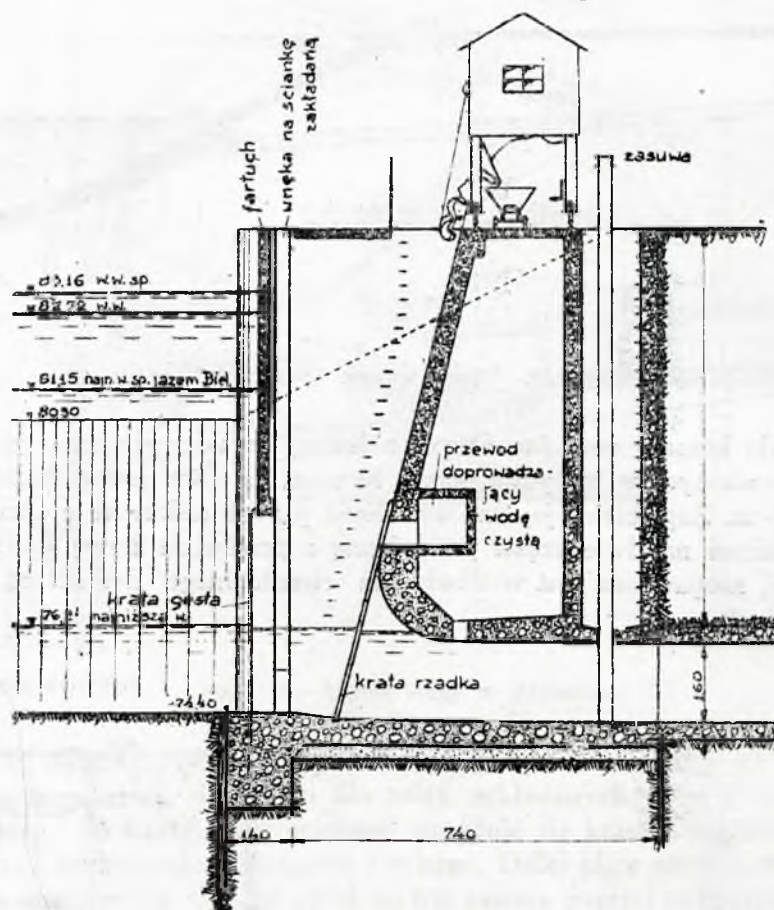
Rys. 43. Ujęcie wody dla elektrowni na Żeraniu.

Odmienne zupełnie rozwiązanie przedstawia projektowane ujęcie wody w Warszawie dla elektrowni na Żeraniu (rys. 43 i 44). Ilość wody do dostarczenia jest bardzo duża, gdyż wynosi $30 \text{ m}^3/\text{sek}$. Ujęcie umieszczono na wklęsłym brzegu rzeki przy wale ochronnym; składa się ono z: 1) kanału otwartego, 2) śluzy wpustowej, 3) żelbetowego kanału krytego, doprowadzającego wodę do budynku pompowni, 4) budynku mieszczącego sita i pompy, 5) kanałów tłocznych prowadzących wodę od pomp. Zaprojektowano kanał otwarty skierowany w górę rzeki tak, że wody Wisły będą musiały się cofnąć do kanału. Kąt zawarty między osią kanału a rzeki wyniesie 60° .

Piaski, które prowadzi Wisła, będą unoszone rzeką w dół koryta, zaś do kanału wejdzie woda już na ogół czysta. W czasie wielkiej wody gdy brzegi otwartego kanału będą leżały pod wodą, prawy brzeg kanału, który będzie wzniesiony ponad krawędź lewego, będzie skierowy-

wał wody wzdłuż kanału do rzeki tak, że nastąpi samoczynne płukanie się kanału z ewentualnie osadzającego się wówczas piasku. Kanał jest tak szeroki i głęboki, że okresowe wejście doń pogłębiarki i pogłębienie dna nie przedstawi żadnej trudności.

mechanizm do oczyszczania krat

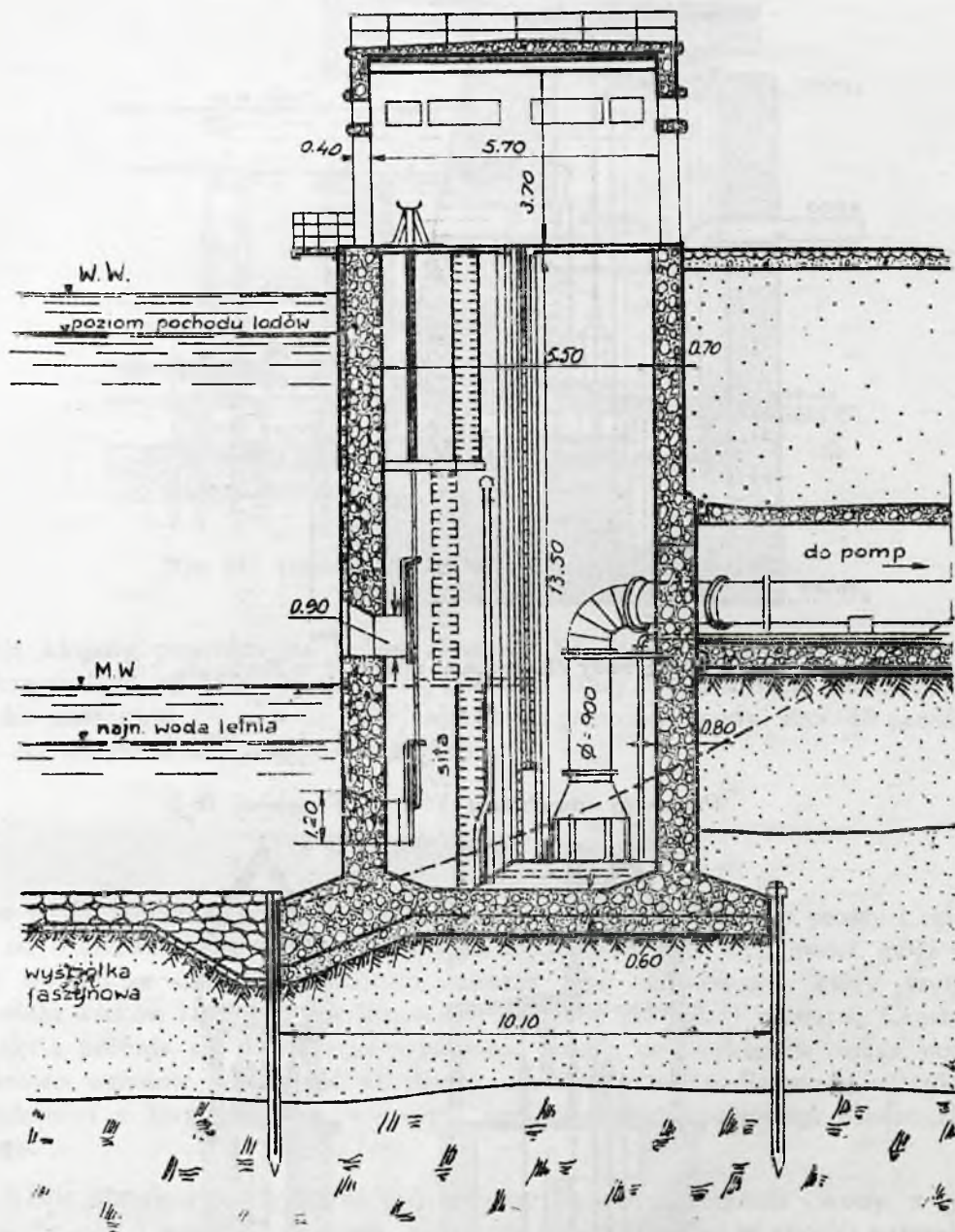


Rys. 44. Wlot na ujęciu wody dla elektrowni na Żeraniu.

Śluza wpustowa pomyślana jest jako konstrukcja żelbetowa. Wlot ochroniony jest kratą rzadką z rur okrągłych 50 mm zewnętrznej średnicy, rozstawionych w odstępach osiowych 250 mm. Maksymalna prędkość przepływu wody na kratkach wyniesie 1,26 m/sek. Za fartuchem żelbetowym i wneką na belki zakładane znajduje się krata gęsta o prętach szerokości 5 mm, rozstawionych w odstępach osiowych 25 mm; prędkość przepływu wody 1,31 m/sek. Krata będzie czyszczona mechanicznie. Krata i dopływająca woda do kanałów będą ogrzewane w zimie wodą powrotną z kondensatorów. W tym celu w pustej przestrzeni między górną powierzchnią płyty betonowej, przykrywającej śluzę, a płytą przykrywającą kanały, prowadzące wodę na pompownię, będzie umieszczony prostokątny kanał żelbetowy z otworami w bocznej ścianie przy dnie na całej długości zajętej przez kraty i do tego kanału w odpowiednich ilościach będzie doprowadzona ciepła woda powrotna. Ilość jej będzie regulowana zasuwką, znajdującą się w przyczółku śluzy. Woda ciepła z góry będzie omywać i nagrzewać kratę topiąc tworzącą się na niej igielki lodowe oraz będzie pounosić temperaturę wody wiślanej dopływającej do kanałów.

Woda poza kratą wejdzie w sześć żelbetowych kanałów krytych, prostokątnych o wymiarach 1,6×2,38 m. Długość kanałów w osi przewidziana na 44,31 m. Kanały kryte doprowadzają wodę do budynku sit i pomp.

W pewnych wypadkach możliwe jest złączenie w wieży wlotowej wlotów, zamknięć, sit i smoków. Rozwiązanie tego typu przedstawiono na rys. 45.

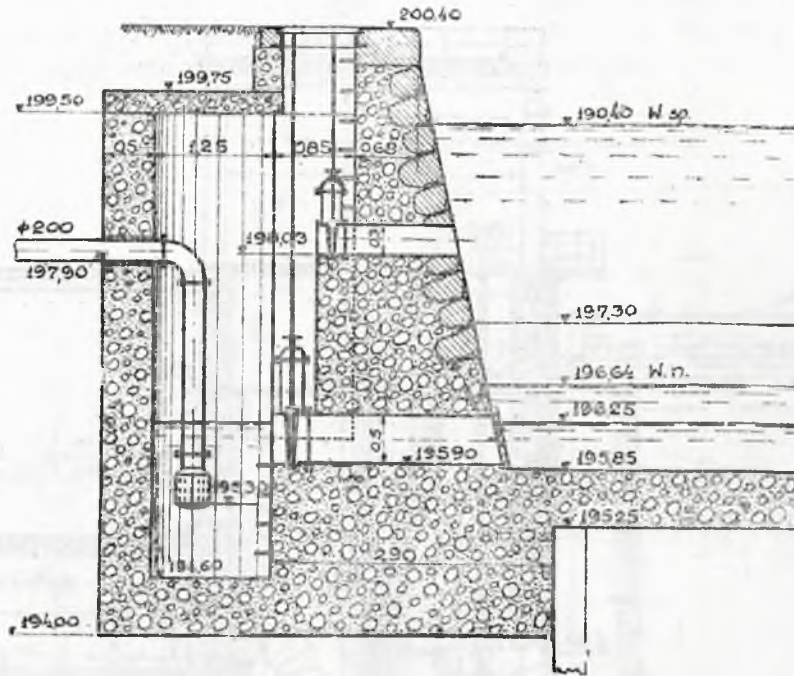


Rys. 45. Wieża wlotowa zaopatrzona w zamknięcia, sita, smoki.

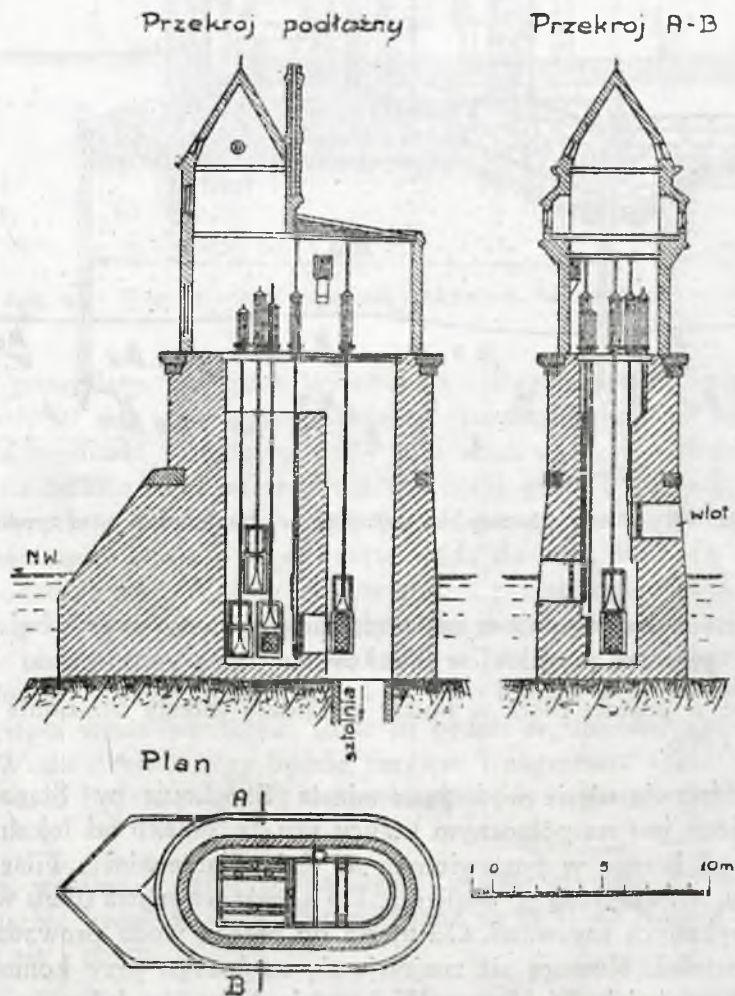
Na rys. 46 pokazano rozwiązanie z umieszczeniem ujęcia w murze bulwarowym, projektowane dla wodociągu gazowni miejskiej w Krakowie.

Ujęcia wykonane w postaci filara w murze posiadają miasta St. Louis z rzeki Missouri i Cincinnati z rzeki Ohio.

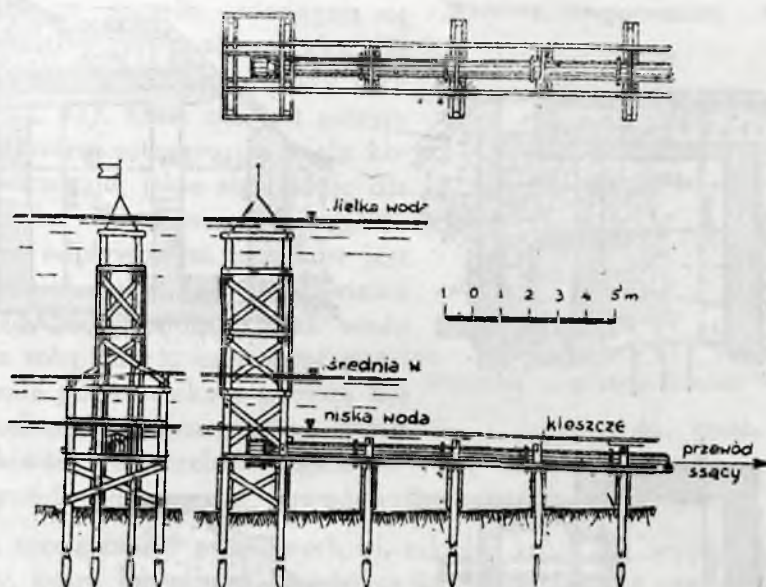
Rysunek 47 przedstawia ujęcie wodociągu miasta St. Louis w Stanach Zjednoczonych A. Półn. Ujęcie założone jest na północnym krańcu miasta, daleko od lokalnych zanieczyszczeń w odległości 450 m od brzegu w postawionym na dnie filarze-wieży. Filar posiada okładzinę zewnętrzną z granitu, wewnętrzną z wapienia. Do komór wewnątrz filaru wprowadza się wodę przez 6 otworów zamykanych zasuwami. Od ujęcia do brzegu woda prowadzona jest pod dnem rzeki przy pomocy sztolni. Komora sita znajduje się na brzegu przy komorze smoków. Założone są dwie kraty o prześwicie 6 i 12 mm. Wykonanie było utrudnione z powodu skalistego podłoża i dużej prędkości wody w rzece, większej niż 3 m/sek.



Rys. 46. Ujęcie wody dla gazowni miejskiej w Krakowie.



Rys. 47. Ujęcie wody dla miasta S. Louis w Stanach Zjednoczonych Ameryki Północnej.



Rys. 48. Ujęcie wody dla miasta Concepcion del Uruguay.

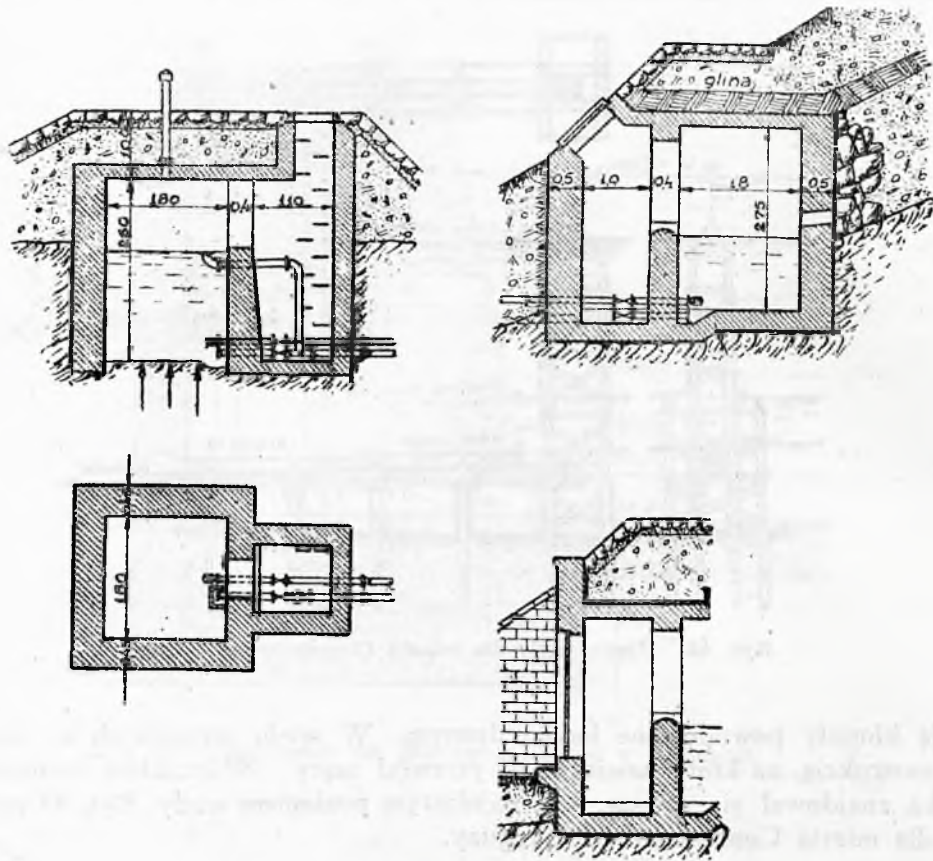
Istnieją kłopoty powodowane lodem dennym. W wielu wypadkach w rzece buduje się ażurową konstrukcję, na której zawieszają się przewody ssące. Warunkiem koniecznym jest, by spód smoka znajdował się zawsze pod najniższym poziomem wody. Rys. 48 przedstawia ujęcie wody dla miasta Concepcion del Uruguay.

VI. 4. UJĘCIE WODY ŹRÓDLANEJ.

Ujęcie wody źródlanej powinno być wykonane możliwie w sposób prosty i celowy. Należy starać się o niezmienną stan pierwotnego źródła oraz jego wydajności, gdyż w przeważnej liczbie wypadków stan, jaki zastajemy, oznacza stan równowagi, który wytworzył się w czasie wielu wieków i którego bez koniecznej potrzeby nie należy naruszać. Często przez budowę ujęcia próbuje się powiększyć wydajność źródła, co zwykle nie osiąga skutku. Gdy nawet czasowo wzrośnie wydajność na skutek obniżenia zwierciadła wody w źródle, to najprawdopodobniej z biegiem czasu wytworzy się nowy stan równowagi bardzo zbliżony do pierwotnego.

Urządzenie ujmujące wodę ma za zadanie umożliwienie czerpania wody z jednoczesną ochroną wody przed zanieczyszczeniem, mogącym powstać czy to w sposób naturalny, czy też przez nieostrożność lub złośliwość ludzką. Ujęcie powinno być łatwo dostępne (wszystkie wybudowane podziemne części w formie galerii, szybów, zbiorników) oraz zaopatrzone w urządzenia zabezpieczające konserwację i pewność ruchu. Należy zwrócić uwagę na dobre przewietrzanie. Przeciwko wpływom temperatury trzeba chronić wszystkie podziemne części ujęcia przez dostatecznie grube przykrycie ziemią. Zwrócić uwagę, by przez wszelkie otwory (wentylacyjne, spustowe) i szpary (pokrywy, drzwi) nie mogły dostawać się do wody insekty, żaby, ryby, itp.

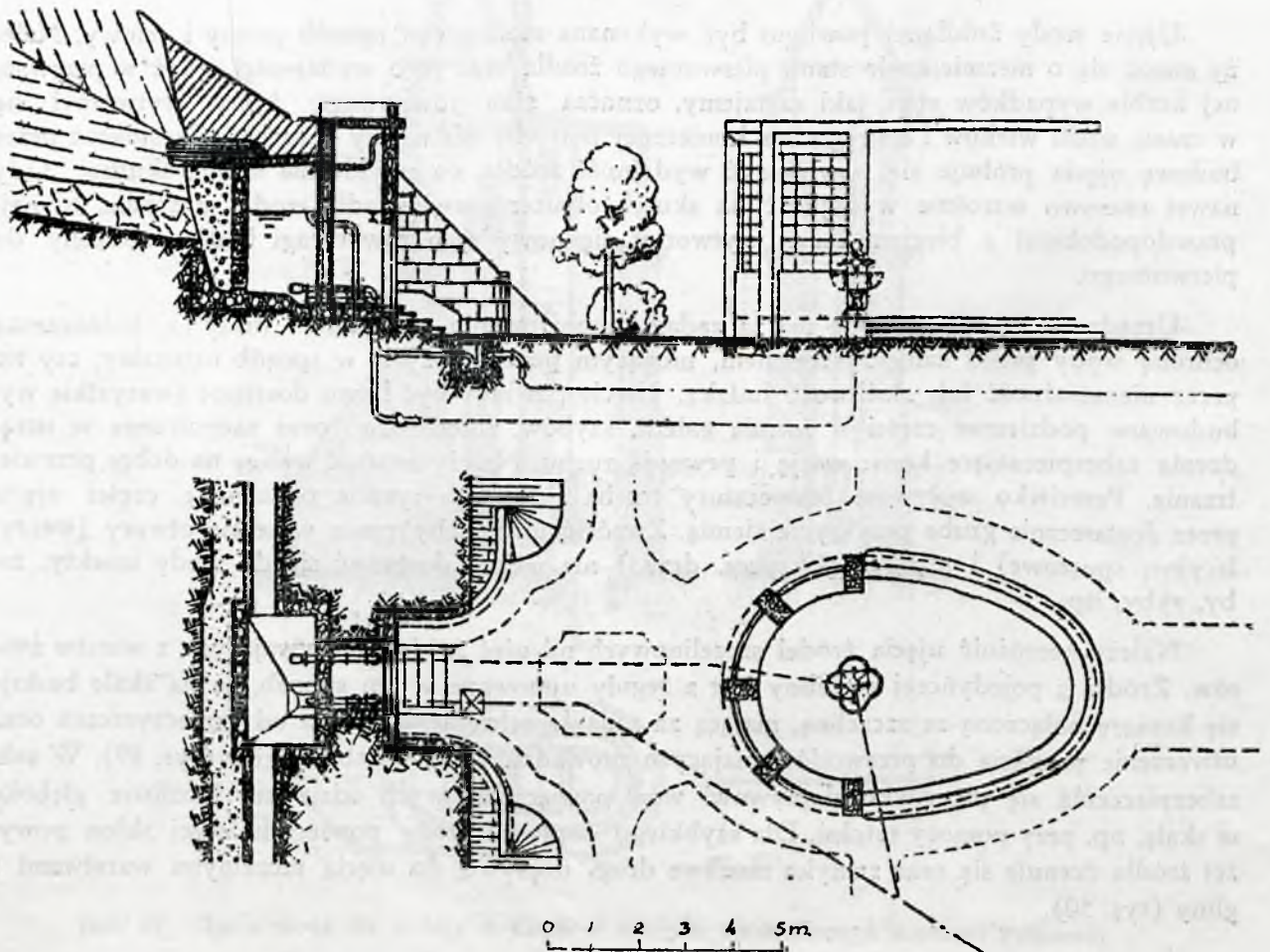
Należy rozróżnić ujęcia źródeł szczelinowych od ujęć źródeł wypływających z warstw zwirow. Źródło z pojedynczej szczeliny jest z reguły ujmowane w ten sposób, że na skalę buduje się komorę połączoną ze szczeliną, mającą za zadanie ochronienie źródła od zanieczyszczeń oraz utworzenie przejścia do przewodów mających prowadzić wodę do zbiorników (rys. 49). W celu zabezpieczenia się przeciwko dopływowi wód powierzchniowych idzie się możliwie głęboko w skalę, np. przy pomocy sztolni. Dla szybkiego dopływu wody powierzchniowej skłon powyżej źródła drenuje się oraz zamykają możliwe drogi dopływu do ujęcia szczelnymi warstwami z gliny (rys. 50).



Rys. 49.

Ujęcie źródła wypływającego.

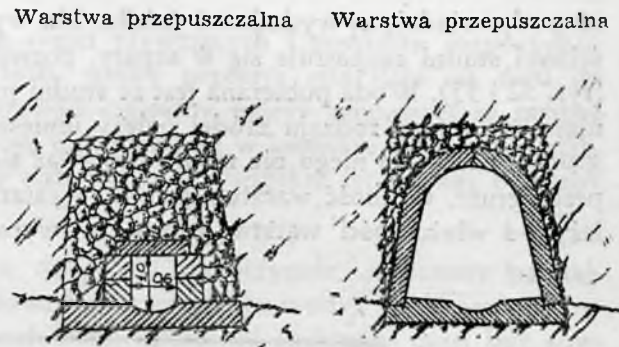
Ujęcia źródeł spływających.



Rys. 50. Ujęcie źródła spływającego.

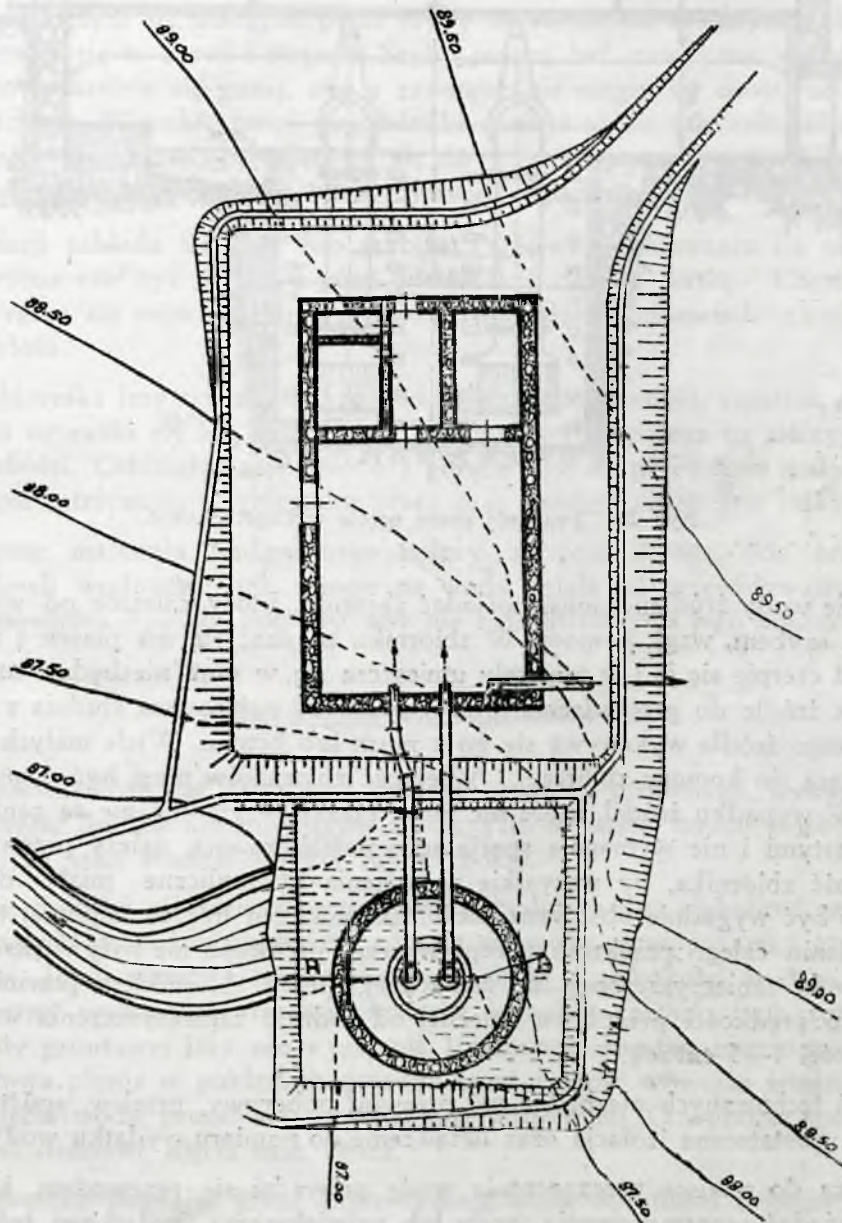
Jeżeli wyjścia ze szczelin rozciągają się wzdłuż idącego mniej więcej poziomo pęknięcia skały, to wówczas celowe jest ujęcie wody przy pomocy galerii (rys. 51), która nie jest niczym innym, jak połączeniem szeregowym wielu komór tego samego rodzaju, jakie się buduje dla pojedynczego źródła. W komorze lub galerii przed przewodem odpływowym pożądanym jest umieszczenie wodomierza w celu umożliwienia stałego badania wydatku źródła. Jeżeli wody źródlane niosą ze sobą piasek, częstokroć pożądanym jest połączenie piaskownika z komorą lub galerią zbiorczą celem chwywania piasku, który może być wypłukiwany ze szczelin. Piasek dostając się do przewodu poborowego, powodowałby niepotrzebne kłopoty.

W wypadku ujęcia źródeł gruntowych, tj. takich, które nie wypływają ze szczelin tylko z warstw rumoszy, żwiru lub piasku, w miejscu ich występowania zapuszcza się studnie o śred-



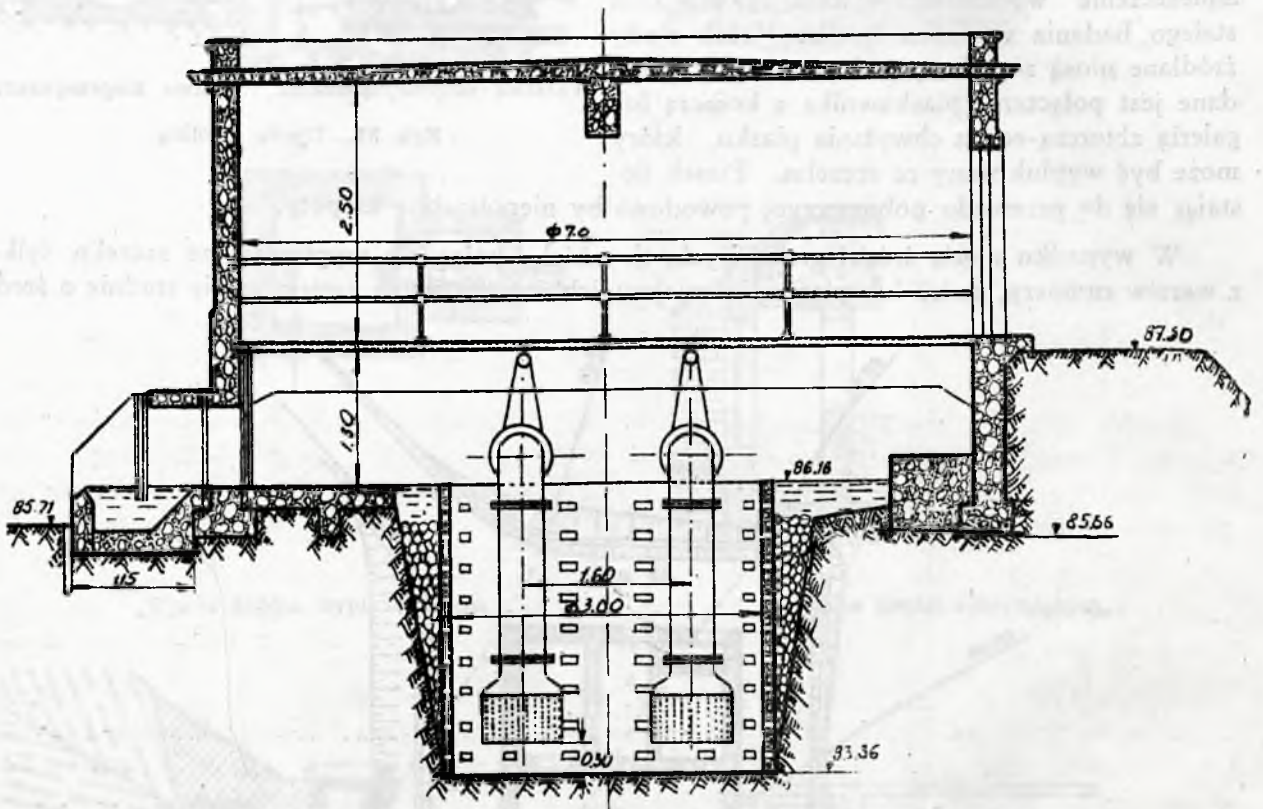
Warstwa przepuszczalna Warstwa przepuszczalna
Warstwa nieprzepuszczalna Warstwa nieprzepuszczalna

Rys. 51. Ujęcie sztolnią.



Rys. 52. Sytuacja ujęcia źródeł Kiedrzyńskich w Częstochowie.

nicy odpowiadającej wydatkowi źródła. Na wysokości zanurzenia studni w warstwę wodonośną ścianki studni zaopatruje się w szpary, pozwalające na swobodne wejście wody do wnętrza (rys. 52 i 53). Woda pobierana jest ze studni przy pomocy lewarów lub przewodów ssących. Przy ujmowaniu tego rodzaju źródeł należy umieścić ujęcie na takiej głębokości pod powierzchnią gruntu, ażeby do niego nie mogła dostawać się woda powierzchniowa nie całkowicie odfiltrowana przez grunt. Grubość warstwy gruntu, wystarczającej dla oczyszczenia przesiąkającej wody, zależy od właściwości warstw gruntu; w wypadku drobnego piasku wynosi około 5 m.



Rys. 53. Przekrój przez ujęcie w Częstochowie.

Każde ujęcie wody źródlanej musi posiadać zbiornik, który zależnie od wielkości i formy zwie się galerią, szybem, wzgl. komorą. W zbiorniku osadzać się ma piasek i zbierać większa ilość wody; stąd czerpie się ją i w tym celu umieszcza się w nim niezbędne urządzenia. Przy mało wydajnym źródle do gromadzenia wody wystarczy najprostsza studnia z kręgów betonowych. Dla obfitego źródła wykonywa się go z muru lub betonu. Wiele małych źródeł łączy się galerią dochodzącą do komory zbiorczej. Wielkość zbiorników musi być dostosowana do wydatku źródła. W wypadku źródeł, które nie niosą piasku względnie nie są zanieczyszczone zawiesinami gliniastymi i nie wymagają specjalnego potraktowania, należy przewidzieć taką głębokość i wielkość zbiornika, by wszystkie urządzenia hydrauliczne miały dostateczną ilość miejsca i mogły być wygodnie obsłużone. Zbiornik powinien być co najmniej tej wielkości, by przy wykorzystaniu całego przekroju przepływowej prędkości nie były większe niż 10 cm/sek. W wypadku wody zanieczyszczonej lub zamąconej, przed zbiornikiem powinien być umieszczony osadnik o prędkości przepływu zależnej od rodzaju zanieczyszczenia wody, nie dochodzącej do wartości 1—5 cm/sek.

Z urządzeń technicznych niezbędne są: przewód poborowy, przelew, spust, otwór wejściowy, wentylacja, dostateczna izolacja oraz urządzenie do pomiaru wydatku wody.

Ze zbiornika do miejsca przeznaczenia wodę prowadzi się przewodem, którego przekrój powinien odpowiadać zapotrzebowaniu wody lub największemu wydatkowi źródła. Wlot przewodu czerpiącego powinien być zaopatrzony w kosz z siatki miedzianej pocynkowanej o otwo-

rach 6—10 mm światła otworów celem zatrzymania części pływających i powinien rozpoczynać się na wysokości 20—80 cm ponad dnem. Całkowity wolny przekrój sita daje się dwu do czterokrotnie większy od przekroju przewodu. Przewód czerpiący należy zaopatrzyć w zasuwę na wlocie zbiornika. Dla ułatwienia obsługi zasuwę umieszcza się w komorze zasuw zbiornika. W wypadku niewielkich źródeł obsługa może się odbywać z powierzchni terenu bez potrzeby wchodzenia do zbiornika.

Dalej, w zbiorniku należy przewidzieć przelew działający samoczynnie, obliczony na największy wydatek źródła. Zadaniem jego jest odprowadzanie nadmiaru wody. Wykonywany bywa on jako ściana przelewowa lub jako rura przelewowa. Przewód spustowy musi być również założony tak głęboko, by możliwe było całkowite opróżnienie zbiornika. Przewód spustowy zaopatrzony jest zwykle w miedziane sito i musi być zamknięty zasuwą. Rury odpływowe z przelewu i spustu łączy się przeważnie w jeden przewód, który na wylocie musi być zaopatrzony w klapę zabezpieczającą przeciwko przedostawaniu się żab.

Zbiornik powinien być zaopatrzony w urządzenie do pomiaru wody. W wypadku mniejszych ilości wody do tego może być użyty wodomierz w przewodzie czerpiącym; dla większych stosuje się pomiary przelewem.

Małe zbiorniki czyni się dostępne przez szyby ze stopniami żelaznymi lub z drabinkami. Większe zaopatruje się w drzwi i stopnie. Szyby muszą być zamykane szczelnymi pokrywami, te zaś często uszczelnia się gumą, aby z zewnątrz nie mogły się dostawać zanieczyszczenia oraz wody deszczowe. Wysokie progi, przedsionki, podest są do zalecenia jako ochrona zbiornika przed zanieczyszczeniami, dostającymi się do wnętrza przez drzwi. Ukształtowanie zewnętrznych powierzchni powinno być takie, by wody opadowe miały ułatwiony odpływ.

Dla wentylacji zakłada się rury lub szybiki. Przeciwko dostawaniu się zanieczyszczeń do wnętrza zaopatrzone one być muszą u góry w daszek i drobną siatkę. Częstokroć przewody wentylacyjne wygina się esowato lub przerywa przesuwając w odpowiednio umieszczonej skrzyni osł wlotu i wylotu.

Jeśli dno zbiornika leży wyżej niż 3 m pod powierzchnią terenu, zbiornik musi być ochroniony przeciwko ogrzaniu się lub oziębieniu. Ochrona zwykła polega na ziemnym nasypie jednometrowej grubości. Oddziaływanie mrozu i gorąca daje się przeważnie mało odczuwać, gdyż woda jest na ogół zatrzymana w zbiorniku przez czas krótki i ciągle jest odnawiana.

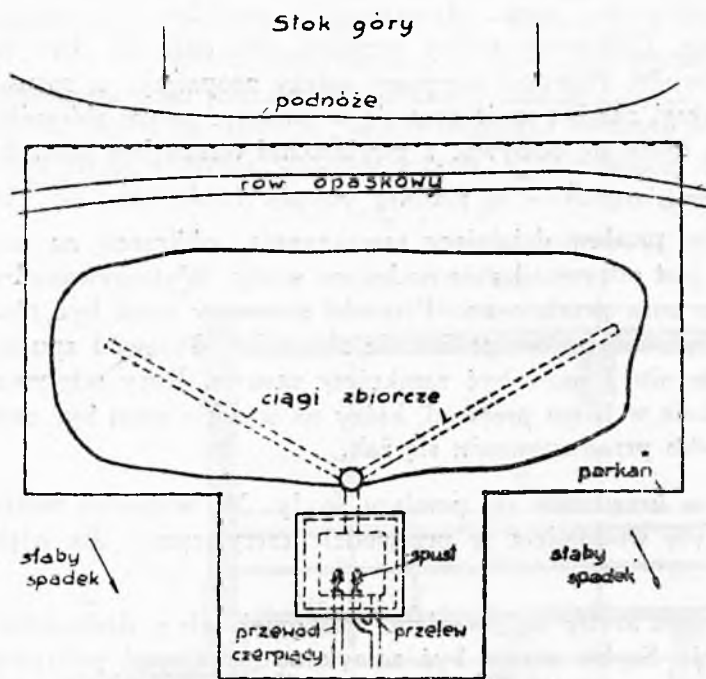
Przy wyborze materiału budowlanego należy zwrócić uwagę (co zresztą tyczy się wszystkich budowli wodnych), jak ujmowana woda działa na przewidywany materiał. Rodzaj materiału powinien być tak dobrany, aby nie była utrudniona jego konserwacja.

VI. 5. UJĘCIE WÓD GRUNTOWYCH.

Woda gruntowa może być ujęta przy pomocy urządzeń poziomych, wykonanych w postaci rowów otwartych, drenów lub rurociągów zbiorczych, wreszcie sztolni zbiorczych lub pionowych, wykonanych jako studnie płytkie lub głębokie.

W wyborze sposobu ujęcia wody gruntowej decydująca jest głębokość zalegania warstwy nieprzepuszczalnej, która powoduje nagromadzenie się wody, oraz poziom i grubość strumienia wody gruntowej. Jeżeli warstwa nieprzepuszczalna leży w głębokości 4—5 m od powierzchni, przy czym warstwy wodonośne stanowią materiał jednolity (piasek, żwir, rumosze), lub jeśli zwierciadło wody gruntowej leży nie wyżej niż 1 m ponad warstwą nieprzepuszczalną, względnie woda gruntowa płynie w pokładach pojedynczymi żyłami, wówczas istnieją warunki kwalifikujące do ujęcia wody gruntowej urządzeniami poziomymi. O wyborze sposobu decydować będzie zawsze skuteczność ujęcia oraz koszt.

Przewody poziome drenując grunt doprowadzają wodę do studni zbiorczej (rys. 54), skąd dalej prowadzić będzie wodę pojedynczy przewód poborowy lub będzie ona czerpana przy pomocy przewodów ssących pomp.

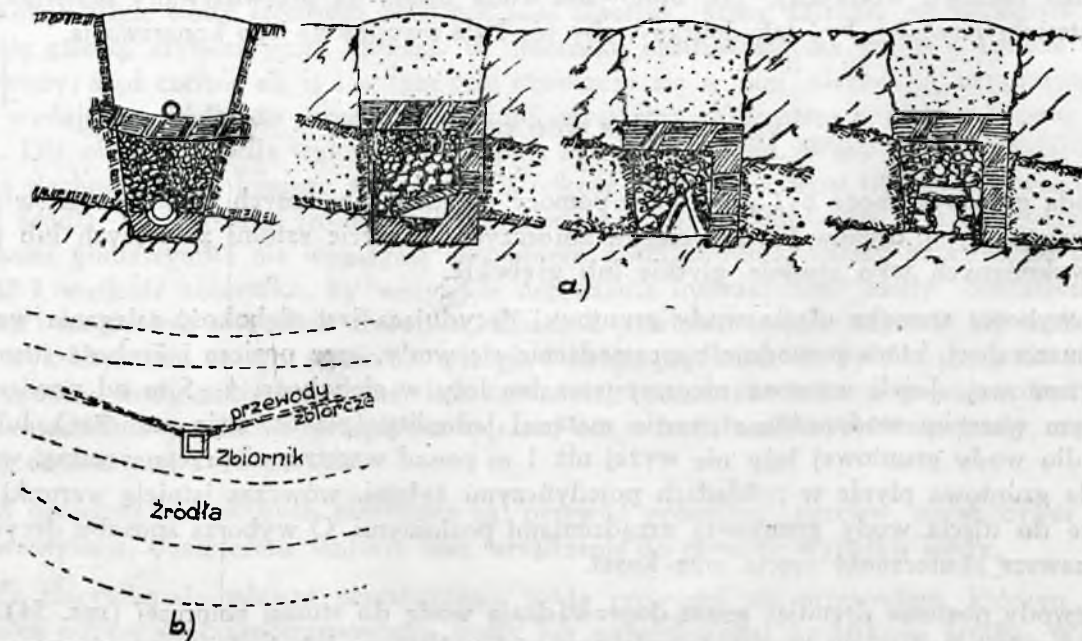


Rys. 54. Ujęcie płytkich wód gruntowych.

powierzchniową. Mogą wchodzić w rachubę najwyżej przy ujmowaniu wód wydmowych. Tereny upraw rolnych nie nadają się dla tego rodzaju ujęć.

W wypadku ujęcia rowami otwartymi, woda podlega zanieczyszczeniu przez kurz i przez muł splukiwany wodami deszczowymi oraz podlega silnym wahaniom temperatury. Z tych względów odpowiednie zawsze będą urządzenia zbiorcze kryte. Jeżeli zwierciadło wody leży bardzo wysoko i może być obniżone tylko w niewielkim stopniu, wskazane jest wykonać pokrycie sztuczne zbieraczy, nawet sięgając ponad powierzchnię terenu.

Kryte poziome ujęcia wód gruntowych są wykonywane w postaci drenów, rur, galerii lub sztolni zbiorczych. Jako przewody zbiorcze stosuje się drewny normalne i dziurkowane, rury żeliwne, kamionkowe, betonowe ze szparami w płaszczu. Średnica rur 0,3 — 0,4 m. Szpary podłużne mają wymiary 10×70 mm; umieszcza się je od strony dopływu.



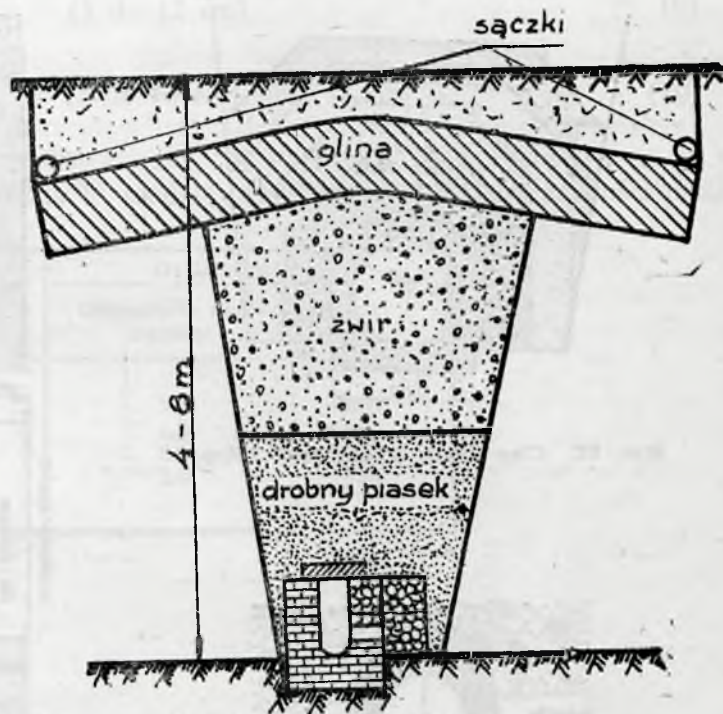
Rys. 55. Przewody zbiorcze: a) przekrój, b) sytuacja.

Jeżeli strumień podziemny płynie w postaci oddzielnych żył, wygodniej zbierać wodę w galerii umieszczonej prostopadle do kierunku przepływu, przecinającą wszystkie żyły. W takim wypadku ujęcie studniami nie gwarantuje uchwycenia całej ilości wody. Im większe jest nachylenie strumienia podziemnego, tym mniej wody można schwycić przy pomocy urządzeń pionowych. Z tego względu u skłonu wzgórz lepiej ujmować wodę urządzeniami poziomymi.

Rowami otwartymi ujmuje się wody gruntowe tylko w specjalnych warunkach, które nie dopuszczają zbytniego obniżenia (depresji) zwierciadła wody i wymagają ujęcia bardzo płytkiego. Dla celów wodociągowych nie powinny one być stosowane, gdyż ujmują również wodę

Ciągi drenujące wykonywa się w postaci rowów z sączkami ułożonymi na jego dnie, lub też rów zapelnia się kamieniami, chrustem, itp. (rys. 55 i 56). Głębokość rowów nie mniejsza niż 2 m (lepiej 4—5 m). W wypadku małych średnic woda dopływa do przewodów zbiorczych przez styki, w wypadku dużych przekrojów wodę wprowadza się przez otwory w płaszczu. O wyborze materiału decyduje w wysokim stopniu jakość wody. Przy wodach bardzo agresywnych stosuje się ostatnio rury z ochronnym płaszczem asfaltowym lub gumowym.

W celu zabezpieczenia się przeciwko przedostawaniu się do przewodów drobniejszych cząstek gruntu, przewody otacza się warstwami materiału filtrującego, żwiru i piasku. Grubość warstw filtrujących wynosi około 0,50 m.



Rys. 56. Przewód zbiorczy.

Pomiędzy poziomymi przewodami zbiorczymi, ujmującymi wody źródlane lub płytkie wody gruntowe nie ma zasadniczych różnic konstrukcyjnych (rys. 57, 58, 59).

Celem umożliwienia przeglądu i oczyszczenia, przewody powinny być ułożone w liniach prostych, zaś w odległościach 50 do 100 m umieszcza się studzienki rewizyjne. Te ostatnie najlepiej o przekroju kołowym przy średnicy spodniej części 1,2 — 1,8 m.

W wypadku większych ilości wody przewody zbiorcze otrzymują duże przekroje i wówczas pożądane jest dawać je o wymiarach przełazowych. Koszt ich nie jest wiele większy niż rur szparowanych. Przewody przełazowe buduje się z cegły lub betonu; w gruncie skalistym przewody te noszą nazwę galerii zbiorczych. Woda dopływa przez szpary w ściankach, odprowadzenie odbywa się pełnym spodem. Obok właściwej rynny pożądane jest umieszczenie chodnika. Najlepsze jest odprowadzanie wody przewodem zamkniętym w przełazowej galerii.

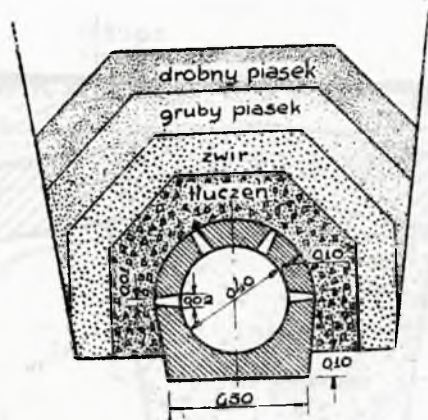
W celu ochrony przed wodami powierzchniowymi wykopy przykrywa się z wierzchu warstwą gliny o grubości ~ 0,5 m.

Urządzenia pionowe dla ujęcia wody gruntowej, które sięgają głębiej niż ~ 5 m, zwą się studniami. Odróżniamy studnie płytsze kopane lub bagrowane i studnie głębokie, wiercone, rzadziej wbijane w grunt.

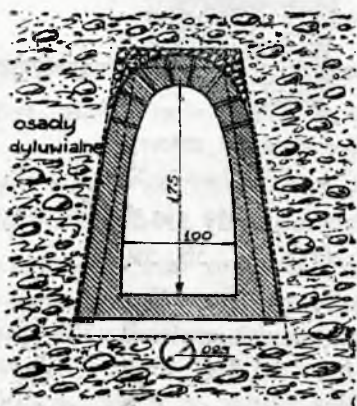
Studnie opuszczane stosowane są przy głębokościach od 5—15 m wówczas, gdy chcemy ująć dużą ilość wody jedną studnią, lub gdy wewnątrz studni należy uczynić dostępnym, względnie gdy z powodu niewielkiego dopływu wody i zdarzających się czasowych dużych różnic traktuje się studnię jako pewnego rodzaju zbiornik wyrównawczy.

Przy większych głębokościach, studni tego rodzaju nie stosuje się z tego względu, że wraz z głębokością trudności wykonania oraz koszty rosną bardzo szybko. Głębokości bardzo rzadko przekraczają 30 m. Średnica studni wynosi 0,6 — 8,0 m lepiej jednak nie dawać średnic poniżej 1,5 m, gdyż wówczas trudno wewnątrz pracować. Te na ogół duże wymiary pozwalają na swobodne umieszczenie w studni jej uzbrojenia, a częstokroć nawet i pomp.

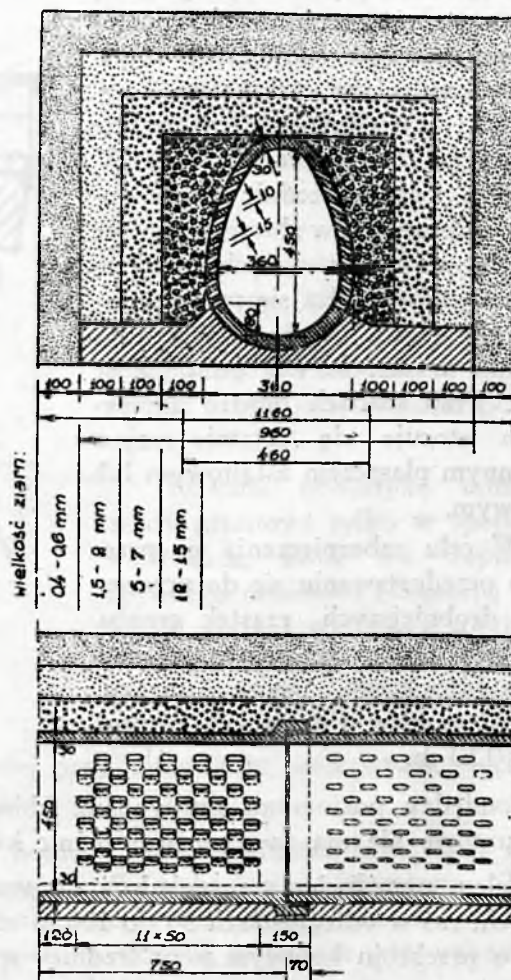
Płaszcz studni może być wykonany z drzewa, cegły, betonu, żelbetu, a nawet żelaza. Najczęściej stosowanym materiałem jest cegła i beton. Stosuje się dobrze wypaloną cegłę lub klinier, dając ją na zaprawie cementowej. Ściany pokrywa się wodoszczelną wyprawą cementową 1,5 mm grubości o stosunku od zewnątrz 1:2 — 1:3, od wewnątrz 1:1. Żelbet pozwala na mniej-



Rys. 57. Ciąg zbiorczy otoczony filtrem.



Rys. 58. Ciąg zbiorczy.



Rys. 59. Ciąg zbiorczy otoczony filtrem.

szą grubość ścian przy większych głębokościach; żelazo lane i kute stosowane jest w wypadku płynnego podłoża. Studnie z żelaza lanego składane są z poszczególnych pierścieni, które znowu przy większych wymiarach mogą się dzielić na części. Łatwo dają się one wykonać przez zestawienie i ześrubowanie części składanych. Wszystkie połączenia znajdują się wewnątrz. Istnieje jednak w tym wypadku niebezpieczeństwo rdzewienia.

Przy obliczaniu grubości ścian, studnię traktuje się jako rurę obciążoną parciem z zewnątrz. Najniekorzystniejszym przyjęciem jest wypadek całkowicie opuszczonej studni przy spompowanej wodzie, obciążonej parciem ziemi i wody. Ze względu na niepewność zasad obliczenia i na możliwości powstania nieprzewidzianych naprężeń lepiej przyjąć prostopadły kierunek parcia ziemi do ścian studni oraz zwierciadło wody na wysokości górnej krawędzi studni. Grubość ścian s w m określa się stosownie do wymiaru średnicy wewnętrznej D_w z wzoru

$$s = \frac{D_w}{2} \left(\sqrt{\frac{k}{k - 1,7 p}} - 1 \right) \quad (8)$$

gdzie p jest to parcie gruntu i wody w t/m^2 , zaś k dopuszczalne naprężenie w płaszczu. Przy czym można przyjąć dla:

klinkieru na zaprawie cementowej 1:3
betonu
żeliwa

$k = 200 - 300 \text{ t/m}^2$
 $k = 250 - 400 \text{ ,,}$
 $k = 3000 - 6000 \text{ ,,}$

Obliczone w ten sposób grubości na ogół wypadają niewielkie, dając zbyt lekkie studnie. Z tego względu stosuje się raczej praktyczne reguły dając grubość ścian s w cm:

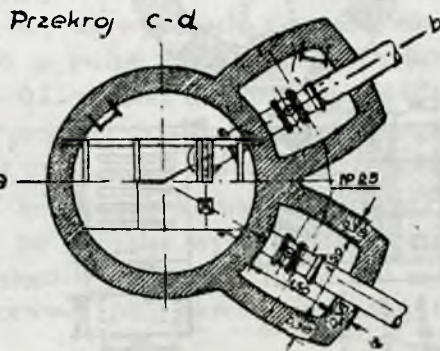
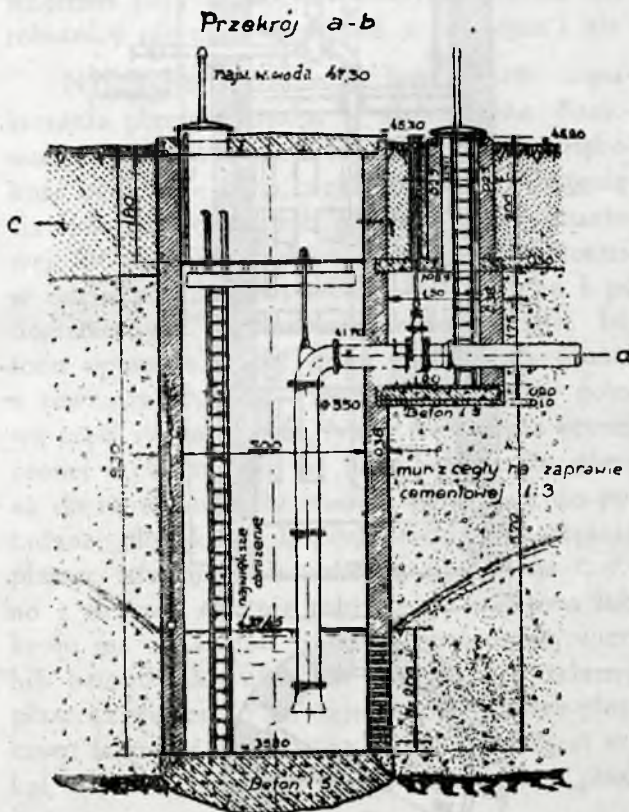
dla betonu $s = \frac{D_w}{10} + (5 \text{ do } 12 \text{ cm}),$ (9)

dla żelbetu $s = \frac{D_w}{10} + (5 \text{ do } 10 \text{ cm}),$ (10)

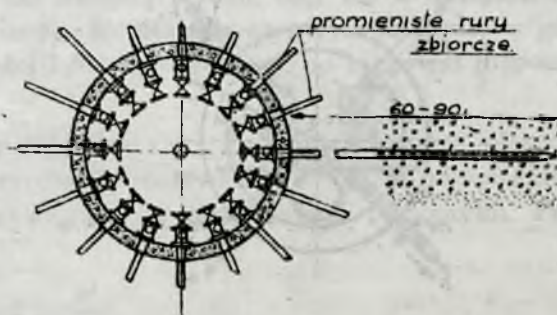
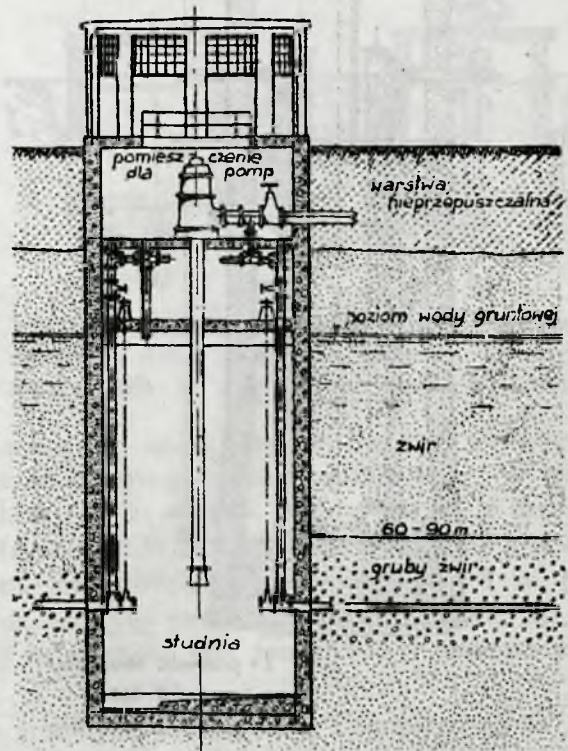
przy czym do wzoru przyjmuje się D_w w cm.

Jeżeli płaszcz wykonywany jest z cegły, to ogólnie przyjęte są następujące grubości płaszcz:

| Średnica studni w m | Grubość płaszcz | |
|------------------------|-----------------------------|--------|
| | Odpowiada ilości kamieni | w m |
| 1 — 1,5 | 1,0 | 0,27 |
| 2 — 3,5 | 1,5 | 0,41 |
| 4 — 5,5 | 2,0 | 0,55 |
| 6 — 7,5 | 2,5 | 0,69 |

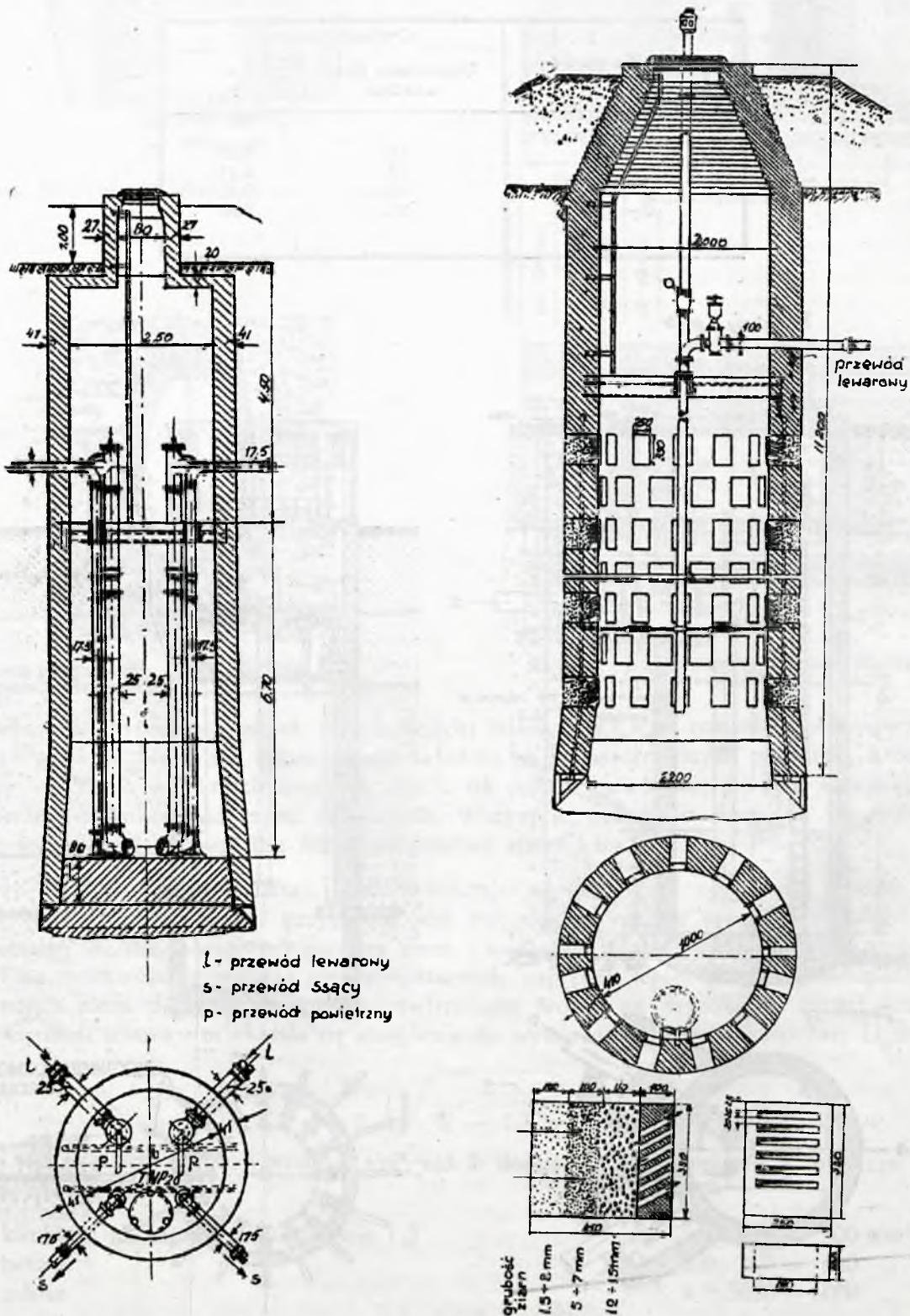


Rys. 60. Studnia szybowa.



Rys. 62. Studnia zbiorcza Ranneya.

Dopływ wody odbywa się albo przez dno, albo przez boczny płaszcz studni. W wypadku silnie przepuszczalnych pokładów stosuje się szczelny płaszcz i otwarte dno; w wypadku mało-przepuszczalnych, dobrze filtrujących warstw, daje się płaszcz przepuszczalny, natomiast dno studni zostaje uszczelnione przy pomocy betonu. Przy dopływie przez dno należy zabezpieczyć się, aby przez czerpanie wody nie mogło nastąpić jej zamącenie i dostawanie się piasku do pomp. Z tego względu smok przewodu ssącego powinien być umieszczony co najmniej na



Rys. 61.

Studnia zbiorcza.

Studnia zbiorcza z kratami na wlotach.

wysokości 1 m ponad dnem. W razie drobnego piasku na dnie daje się warstwę grubości 2—3 m żwiru o średnicy rosnącej ku górze, której zadaniem jest zatrzymywanie piasku. Obniżenie zwierciadła wody w studni nie powinno przekraczać 2,5 — 3,0 m oraz nawet przy maksymalnym obniżeniu głębokość wody w studni nie powinna spadać poniżej 1—2 m. Odnosi się to również do wypadku bocznego dopływu.

Dopływ przez płaszcz boczny odbywa się przez pozostawione w nim otwory lub szpary, otwarte fugi, przez wmurowane sączki, kamienie z otworami lub specjalne wloty z sitami lub kratkami (rys. 60, 61, 62). Całkowity przekrój otworów dopływowych powinien wynosić około $1/8$ — $1/10$ całej powierzchni płaszcza. Wysokość płaszcza przepuszczalnego zależy od grubości warstwy wodonośnej. Nie powinna ona sięgać wyżej ponad obniżone zwierciadło wody, gdyż wchodzące powietrze może spowodować szybkie zarastanie otworów. Wymiary otworów muszą być tak obliczone, aby piasek nie mógł dostawać się do studni.

Stosowane są dwa sposoby budowy studzien kopanych. Pierwszy polega na wykonaniu dostatecznie głębokiego i szerokiego wykopu, którym studnię wymurowuje się, wybetonuje lub zestawia (z kręgów). Sposób ten jest stosowany w gruncie związłym lub w materiale luźnym, lecz dla studni płytkich w warstwach mało wydajnych. W materiale luźnym wykop musi być starannie szalowany i odwodniony. Stosuje się odwodnienie wewnętrzne lub zewnętrzne przy pomocy wierconych studni. Ostatni sposób jest droższy, ale za to lepszy, gdyż robotnicy nie mają utrudnień w wykopie i nie ma groźby zawalenia się wykopu.

Najczęściej stosowany jest sposób zapuszczania płaszcza studni w głąb gruntu. Szalowany wykop wykonuje się zazwyczaj na głębokość około 2 — 3 m, względnie aż do osiągnięcia luźnego gruntu lub poziomu wody gruntowej. Dolną część studni muruje się lub betonuje w odcinkach 2 m wysokości na wierzchu i po dostatecznym stężeniu zaprawy względnie betonu opuszcza w dół przez podbieranie gruntu z zewnątrz (rys. 63). Dzięki swej wadze gotowa część studni osiada. Na w ten sposób opuszczonej części buduje się dalej płaszcz ku górze aż do momentu, gdy studnia opuści się do pożądanego głębokości. Dla ułatwienia opuszczania płaszcza studni umieszcza się zwykle na tzw.

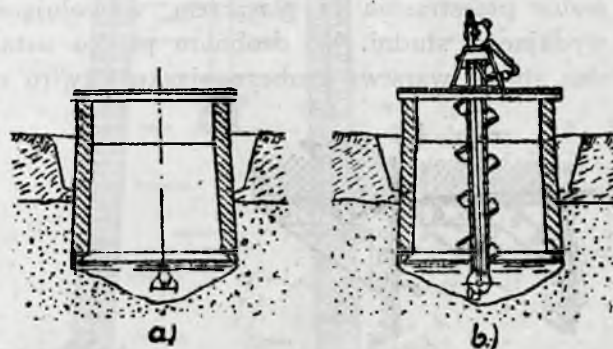
wieńcu — nożu. Dawniej nóż tak wykonywano z drzewa, obecnie robi się go z żeliwa lub z walcowanego żelaza profilowego. W przekroju ma on kształt trójkąta, obróconego wierzchołkiem ku dołowi. Przy wieńcach z drzewa lub betonu jako nóż daje się pierścień żelazny (rys. 64 i 65). Szerokość wieńca, aż do grubości płaszcza studni 0,5 m, daje się o wymiarze płaszcza, przy większych grubościach 0,8 m, przy czym ściany u dołu zwęża się do powyższej szerokości. Aby przy zapuszczaniu płaszcza nie pękał, zaprawa musi być silnie wiążąca. Sam płaszcz należy poza tym zaopatrzyć w pionowe pręty kotwiące.

Kotwy są wykonane z prętów okrągłych o średnicy 20 — 30 mm i zaopatrzone na obu końcach w gwint. Pręty te, których liczba zależy od średnicy studni, daje się w odległościach 0,60 — 0,75 m, lecz nie mniej niż 4; idą one od wieńca, do którego są przyśrubowane, w górę do następnego pierścienia, umieszczonego w odległości 1,5 — 2,0 m wyżej, od niego zaś rozpoczynają się nowe kotwy, idąc znów do następnego.

W ten sposób kotwy stanowią szkielet, idący od wieńca aż do górnego końca płaszcza, wiążąc go na całej wysokości i zabezpieczając przeciwko rozerwaniu w czasie zapuszczania. W odstępach poziomych 1,5 — 2,0 m kotwy przewiązuje się pierścieniami poziomymi. Przekrój kotwy f (cm²) określa się według formuły:

$$f = (7,5 \text{ do } 12,5) \frac{D}{n}$$

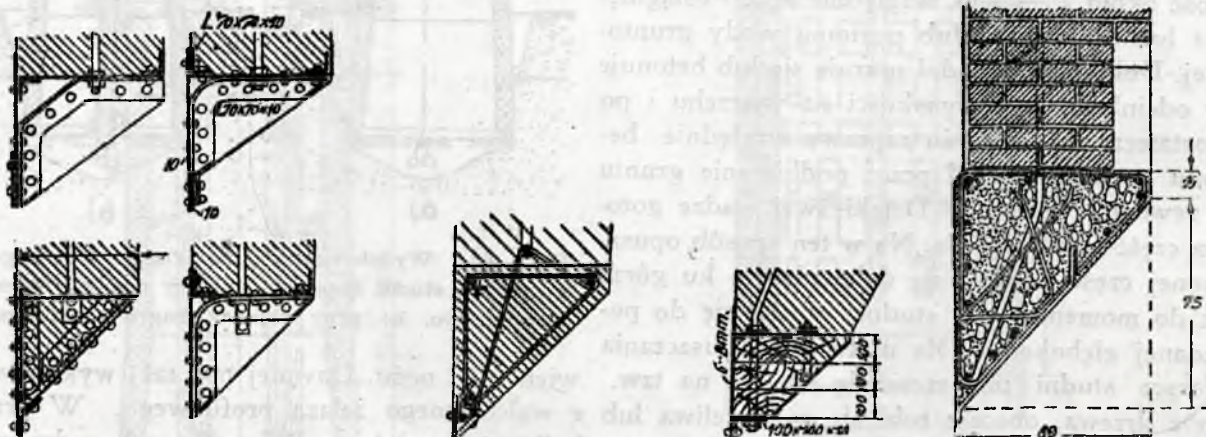
gdzie D jest to średnica wewnętrzna studni w m, n — ilość kotwi.



Rys. 63. Wydobywanie materiału ziemnego z wnętrza studni kopanej: a) przy pomocy bagra szczękowego, b) przy pomocy bagra kubłowego.

Przy większych studniach wieniec — nóż powinien mieć średnicę o jakieś 4 cm większą od płaszczu studni. Prócz tego zewnętrzna powierzchnia płaszczu powinna być nieco zbieżna ku górze co najmniej o $\frac{1}{50}$ wysokości, aby przy zapuszczaniu studni nie mogła zawisnąć. W przeważnej liczbie wypadków ciężar studni nie wystarcza do opuszczenia i płaszcz trzeba od góry obciążać. W tym celu wyprowadza się go około 2 m ponad powierzchnię terenu, na nim daje się podest z dwuteówek pokrytych balami. Podest obciąża się ziemią wydobytą ze studni, starymi szynami, itp. Obciążenie musi być równomiernie rozłożone po całym obwodzie, gdyż płaszcz może się przekrzywić. Przekrzywienie może być wywołane przez napotkane przeszkody w gruncie, wówczas wyrównuje się je, jeśli to możliwe przez powiększenie obciążenia odpowiedniej strony płaszczu. Obciążenie jest również potrzebne, jeśli studnię zapuszcza się w piasek lub kurzawkę. W tym wypadku nóż musi sięgać dość głęboko w grunt celem zapobieżenia usuwania się ziemi do wewnątrz. Z tych też względów nie odpompowuje się wody z wnętrza studni, a materiał wydobywa z zewnątrz przy pomocy szlamówek, bagrów kubelkowych, szczękowych, względnie łopat hiszpańskich.

Studnie zapuszczone bez wyczerpywania wody, po osiągnięciu swej głębokości, muszą być ustalone przy pomocy możliwie silnego spompowania wody, przy czym studnia jeszcze nieco osiada. Można to osiągnąć również przez rozluźnienie gruntu pod wieniec przy pomocy łopat na długich drągach. Jeśli zaniecha się tej czynności, to przy najbliższej sposobności, gdy ze studni zaczerpnie się dużą ilość wody, studnia osiadzie. Mogą jednak przedtem powstać duże wolne przestrzenie za płaszczem, wywołujące zapadanie się gruntu i powodujące pogorszenie wydajności studni. W drobnym piasku ustalenie studzien powinno następować po pokryciu dna studni warstwą grubego piasku i żwiru na głębokość około 1 m.



Rys. 64. Żelazne noże studzienne.

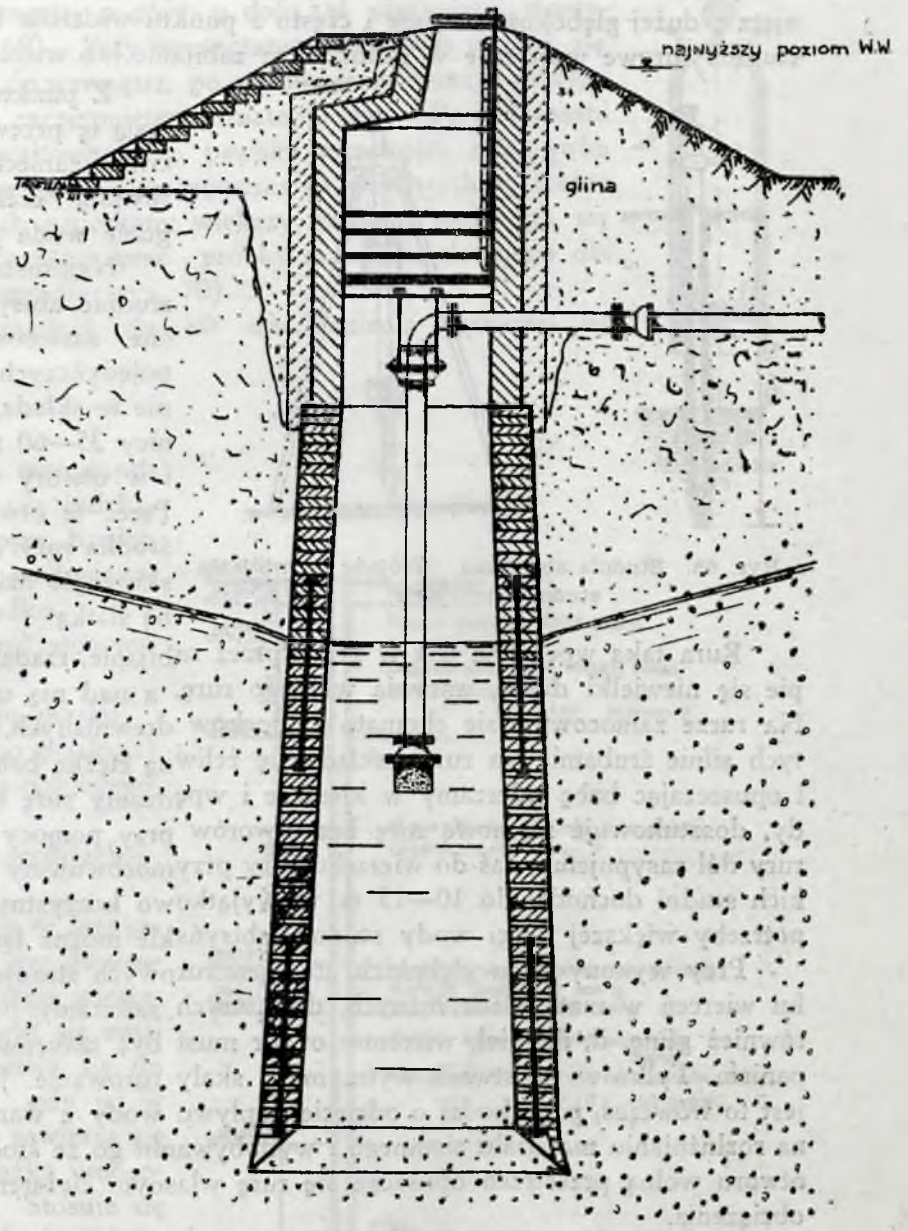
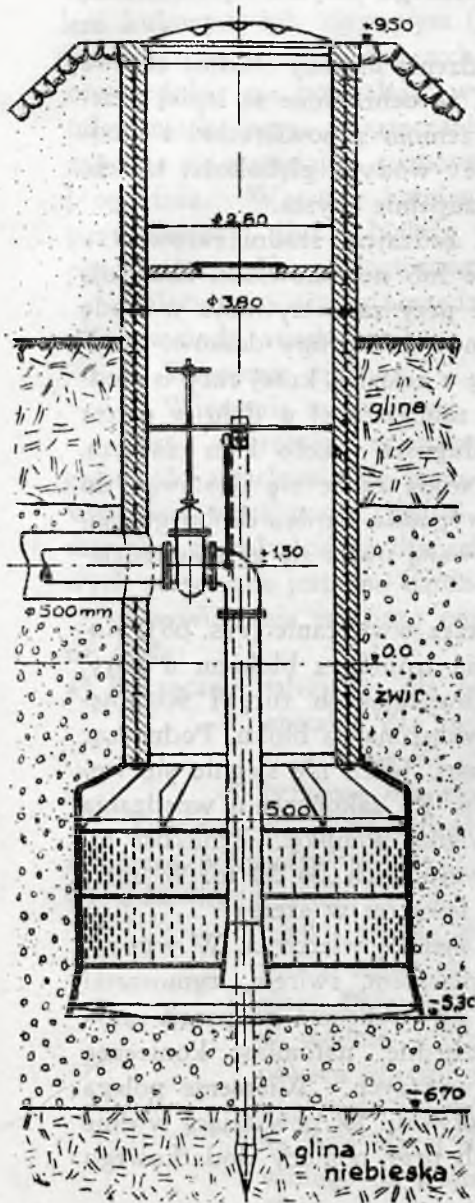
Żelbetowy nóż studzienny.

Drewniany nóż studzienny.

Rys. 65. Nóż studzienny.

Poza objaśnionym sposobem, studnie mogą być zapuszczane metodą pneumatyczną (rys. 66) i metodą zamrażania oraz metodą chemicznego zeskalania gruntu. Z uwagi jednak na bardzo wysokie koszty wykonania studnie wodociągowe tymi sposobami budowane są rzadko.

Studnie kopane muszą otrzymać z wierzchu całkowicie szczelne pokrycie z betonu na teówkach lub z żelbetu, wyprawionego gładką 2 cm wyprawą cementową. Następnie musi być przewidziana wentylacja oraz umożliwiony dostęp do środka. Studnie leżące w dolinach rzecznych powinny być zaopatrzone we właz leżący na wysokości co najmniej 20 cm ponad najwyższym obserwowanym zwierciadłem wody. Wierzch płaszczu należy wyprowadzić przynajmniej 0,7 — 1,0 m ponad teren. Pokrywa musi być z żeliwa z uszczelnieniem na pierścieniu gumowym. Część obudowy wystająca ponad teren powinna być ochroniona przeciwko działaniu zwierciadła wody oraz wód opadowych przez nasyp zeskarpowany, obsiany trawą lub obrulowany. Wskazane jest zupełnie szczelne wykonanie części studni ponad zwierciadłem wody, co osiąga się przez szczelną gładką wyprawę lub przy pomocy płaszczu z gliny 20 cm grubości, sięgającego 2,0 m w głąb (rys. 67). Odległość studni od miejsc, w których mogą powstawać zanieczyszczenia, wynosić powinna co najmniej 10—12 m.



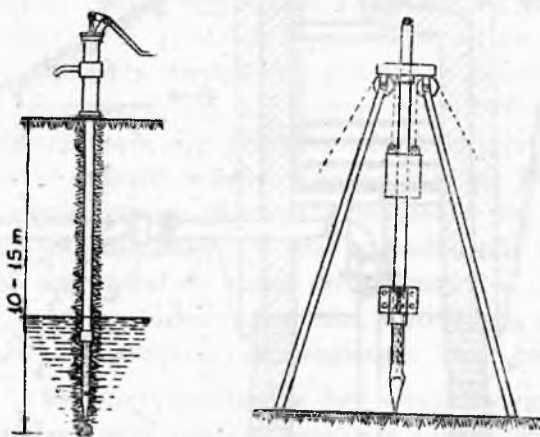
Rys. 66. Studnia na ujęciu wody dla Budapesztu.

Rys. 67. Studnia szybowa z ochronnym płaszczem z gliny.

Studnie większych średnic zaopatruje się wewnątrz ponad najwyższym stanem wody gruntowej w podest. Jeżeli podest ten wykorzystywany bywa do ustawienia na nim pomp i motorów elektrycznych, należy zabezpieczyć się przeciwko dostawaniu się możliwych zanieczyszczeń z podestu do spodniej części studni. Wszystkie przewody wyprowadza się prostopadle do ścian i zawiesza na ścianach, by niepotrzebnie nie obciążały podestu. Wszystkie części z żelaza wewnątrz studni muszą być podwójnie asfaltowane dla zabezpieczenia ich przed rdzą.

Studnia konstrukcji przedstawionej na rys. 62 o średnicy 3,75 m wykonana była w dolinie rzeki Tamizy pod Sunbury Cross w celu dodatkowego zaopatrzenia Londynu w wodę. Zapuszczono ją na głębokość 6,6 m w 6-metrową warstwę aluwionów, składających się ze żwirów i piasków. U spodu studni znajdują się wyloty 16-tu poziomych rur zbiorczych umieszczonych promienisto. Używane są jedynie 4 najdłuższe rury zbiorcze. W okresie suszy, gdy nieobniżone zwierciadło wody wznosi się tylko 1,5 m ponad przewody zbiorcze, doprowadzają one 6.800 m³/dobę. Normalnie przy poziomie wody gruntowej około 3,3 m ponad rury, wydajność ich wynosi przeszło dwa razy więcej.

Jeśli zwierciadło wody leży niżej niż 5 m pod powierzchnią terenu lub woda być musi ujęta z dużej głębokości, tańsze i często z punktu widzenia technicznego jedynie wykonalne są studnie rurowe wpędzane w grunt przez zabijanie lub wiercenie.



Rys. 68. Studnia abisyńska. Trójnóg do wbijania studni artezyjskiej.

Rura taka wpędzana jest w grunt przez zabijanie, rzadziej przez wwiercanie (rys. 68). Kopie się niewielki dołek, wstawia w niego rurę, a nad nią ustawia trójnóg z blokiem u góry. Na rurze zamocowuje się chomąto z klocków drewnianych, obchwytyjących rurę i ściągniętych silnie śrubami. Na rurę nakłada się żeliwną ciężką babę zawieszoną na bloku. Podnosząc i opuszczając babę uderzamy w kleszcze i wpędzamy rurę w grunt. Jeżeli nie sięgnie się wody, dosztukowuje się nową rurę bez otworów przy pomocy mufy. Po zakończeniu wpędzania rury dół zasypujemy, zaś do wierzchu rury przymocowujemy niewielką pompkę. Głębokość takich studni dochodzi do 10—15 m, w wyjątkowo korzystnych warunkach do 20 m. W razie potrzeby większej ilości wody studnie abisyńskie można łączyć lewarem w szereg.

Przy wykonywaniu głębokich studzien rurowych stosuje się metodę wiercenia. W wypadku wierceń w materiałach luźnych, do których zaliczamy poza piaskiem, żwirem, rumoszami również glinę, il, margiel, wiercony otwór musi być zarurowany, aby ochronić go przed zasypaniem. Tylko w warstwach wytrzymałej skały rurowanie jest zbędne, natomiast konieczne jest to wówczas, gdy chodzi o odcięcie dopływu wody z warstw wyższych. Wiercenie polega na rozluźnianiu materiału ziemnego i wydobywaniu go ze środka otworu. W powstającą w dnie otworu wolną przestrzeń opuszcza się rurę własnym ciężarem lub przy pomocy dodatkowego obciążenia.

Jako materiał do zarurowania stosuje się rury stalowe wywalcowywane bez szwu. Do 600 mm średnicy łączy się poszczególne rury przy pomocy gwintu. Przy większych średnicach połączenia są wykonywane przy pomocy nitowania. Głębokie wiercenia nie mogą być wykonywane na całej głębokości jedną średnicą ze względu na opór tarcia dla wprowadzanych w grunt rur. Gdy opór tarcia wzrośnie, tak że dalsze zapuszczanie rury jest uniemożliwione, musi być wewnątrz tej rury wstawiona teleskopowo węższa rura i wiercenie prowadzone dalej.

Zestawienie normalnych rur wiertniczych.

| |
|--------|
| 508 mm |
| 457 mm |
| 406 mm |
| 356 mm |
| 305 mm |
| 267 mm |
| 229 mm |
| 191 mm |
| 165 mm |
| 140 mm |
| 114 mm |
| 89 mm |

W wypadku wierceń głębszych powyżej 30 m lub w wypadku takich wierceń, których głębokości się nie zna, wybór rozmiarów pierwszej rury jest poważnym zagadnieniem. Jako przyjętą podaje się końcową średnicę wiercenia. Zmianę średnicy powinno się przeprowadzać w warstwach gliny, gdyż w warstwie piasku, piasek przedostaje się od wnętrza pierwszego odcinka i tarcie zatrzymuje rurę wewnętrzną.

W warstwach luźnego gruntu wydobywa się materiał ziemny przy pomocy szlamówki. Jest to kawałek rury otwartej u góry, u dołu zaś zamkniętej wentylem kulowym lub klapowym (rys. 69). Przy opuszczaniu szlamówki wentyl się otwiera i materiał ziemny wchodzi do wewnątrz, po podniesieniu wentyl zamyka otwór dolny nie pozwalając wyciec zacerpniętemu materiałowi. Po kilkunastu uderzeniach przy zapuszczaniu gwałtownym z pewnej wysokości szlamówka zapełnia się materiałem ziemnym, wyciąga się ją wówczas na powierzchnię terenu i opróżnia. Warstwy kamienia lub napotkany większy kamień rozkrusza się przy pomocy dłuta. Należy jednocześnie brać próbki materiału ziemnego dla określenia profilu geologicznego wiercenia (rys. 70).

Zależnie od użycia narzędzi i urządzeń do ich uruchomienia rozróżnia się różne metody wiertnicze:

1. Wiercenie ręczne.
2. Wiercenie maszynowe.

Przy wierceniu ręcznym, dla mniejszych głębokości uruchamia się narzędzia siłą ludzką. Wiercenie maszynowe stosuje się przy bardzo dużych głębokościach; dla celów wodociągowych stosowane jest ono bardzo rzadko.

Do wiercenia ręcznego mogą być stosowane dłuta:

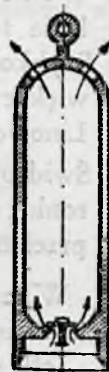
- a) Pokręcane: talerzowe dla luźnego piasku, spiralne dla zwięzłego piasku, ślimakowe dla gruntu ciągliwego, łyżkowe dla gliny.

Zawiesza się je na sztywnych żerdziach i opuszcza pokręcając gwałtownie.

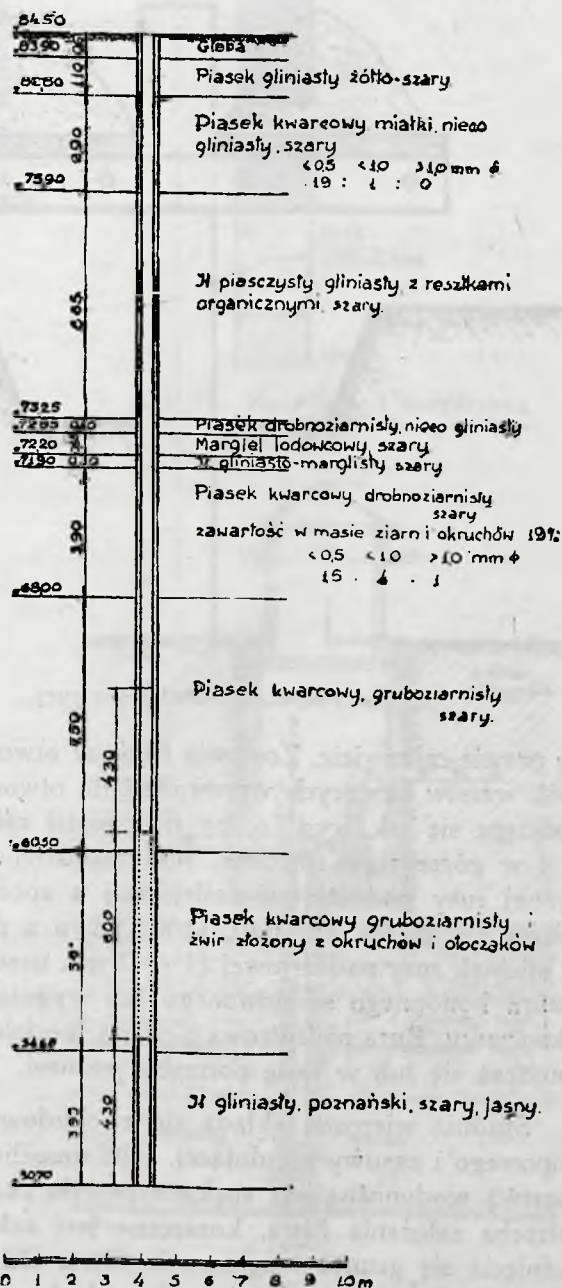
- b) Udarowe: szlamówka do pracy w luźnym piasku, żwirze, glinie oraz do usuwania materiału startego wierceniem. Praca jej odbywać się musi w wodzie, której dolewa się do otworu wiertniczego, gdy jej w nim brak. Szlamówkę zawiesza się na linie idącej do krążka umocowanego na trójnogu. Stosuje się dłuta najrozmaitszych kształtów do wcinania się w skałę. Wydajność dłuta zależy od ciężaru, wysokości spadu i ilości uderzeń. W wypadku wierceń suchych większego wzniosu niż 1 m nie daje się, zaś w wypadku płukanego najwyżej 0,6 m, gdyż prędkość spadania dłuta w wodzie nie przekracza 2 m/sek.

Przy wierceniu maszynowym odróżnia się:

- a) Wiercenie płukane, gdy rozbitą przez dłuto skałę wypłukuje się z otworu strumieniem wody. Dla wypłukania ziarn 8 mm grubości wystarcza prędkość strumienia 0,5 m/sek, ziarn 32 mm — 1 m/sek. Ilość wody i ciśnienie dostosowuje się do narzędzi i średnicy wiercenia. Liczy się 1,5 — 2,0 atmosfer na każde 100 m głębokości.



Rys. 69. Szlamówka.

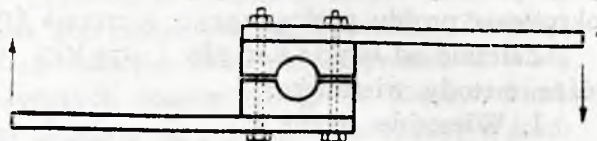


Rys. 70. Przekrój geologiczny studni Nr 1 w Łowiczu.

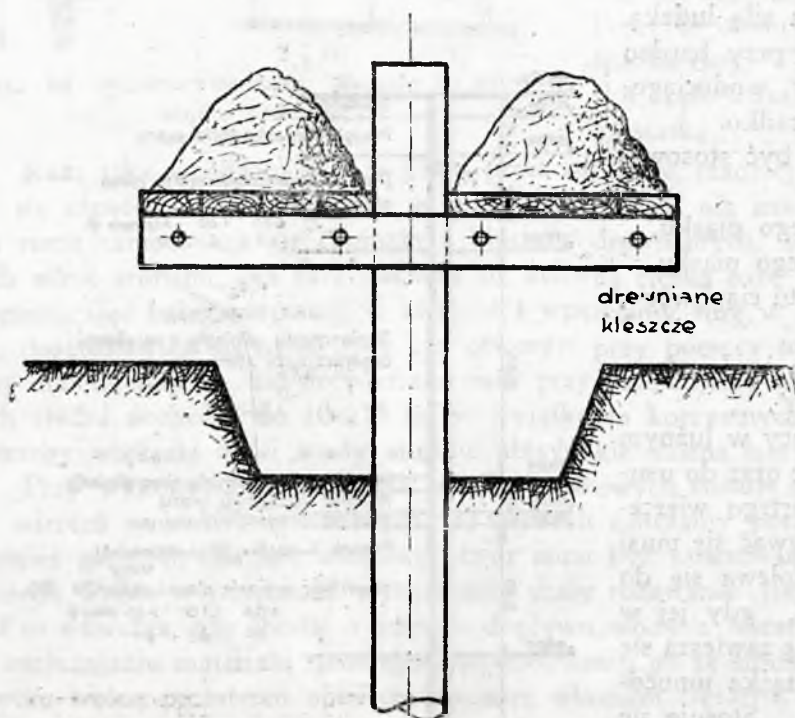
- b) Wolno-udarowe, gdy umieszczone na ciężkim drągu dłuta puszcza się swobodnie dla rozbicia twardych kamieni.
- c) Szybko-udarowe, pracujące do 100 m głębokości z ilością 60—80 uderzeń na minutę; na większych głębokościach — 150 uderzeń/min.
- d) Linowo-udarowe dla dużych głębokości.
- e) Świdrowe, w wypadkach bardzo twardej skały stosuje się świder zaopatrzony u dołu w koronkę diamentową. Wycina on z otworu rdzeń, który może być w odpowiednim miejscu przełamany i wyjęty. W wypadku miękkich skał stosuje się koronki ze stali.

W czasie wiercenia narzędzie i sposób wiercenia zmienia się odpowiednio do potrzeby.

Jeśli rura nie opuszcza się pod własnym ciężarem, trzeba ją w grunt wciskać. Odbywa się to przy pomocy pokręcania rury drągami 5—8 m długimi, przymocowanymi do rury przy



Rys. 71. Klucz do wkręcania rur.



Rys. 72. Obciążenie rury.

pomocy drewnianego chomąta (rys. 71) lub też żelaznym łańcuchem, względnie przez obciążanie drewnianych kleszczy, zamocowanych do rury (rys. 72). Rzadziej wpędzane rury wykonywa się przy pomocy nagwintowanych trzpieni zakotwiczonych; pokręcanie nakrętek umieszczonych na trzpieniach powoduje wciskanie rury wiertniczej w grunt. Jeśli mimo wszystko już dalej nie można wpędzić rury wiertniczej, przechodzi się do średnicy mniejszej.

Po osiągnięciu warstwy wodonośnej do wnętrza rury wiertniczej zapuszcza się filtr. W wypadku zwięzłej skały, gdy nie ma obawy zamknięcia się otworu wywierconego bez obudowy, rurę wiertniczą zwykle wyciąga

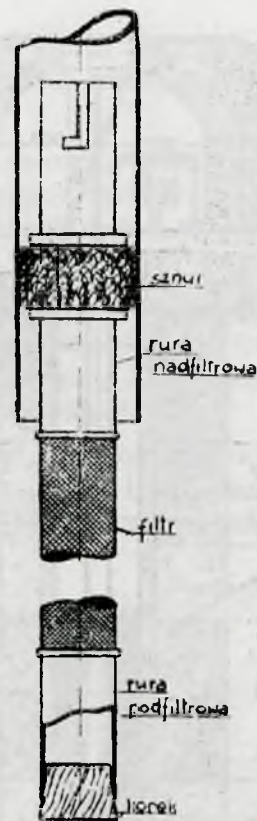
się prawie całkowicie. Zostawia się ją w otworze wówczas, gdy chodzi o odcięcie się od pewnych warstw mogących wprowadzić do otworu niepożądaną wodę. W gruncie luźnym rurę podciąga się tak wysoko, by filtr został całkowicie odsłonięty. Dla uzyskania szczelności u dołu i w górze rury filtrowej, rura zaopatrzona jest u dołu krótkim odcinkiem (1 — 5 m) tak zwanej rury podfiltrowej zaślepionej u spodu korkiem (rys. 73). W rurze podfiltrowej może zbierać się piasek lub muł, który łatwo z niej usunąć szlamówką. U góry filtru daje się krótki odcinek rury nadfiltrowej (1 — 2 m), uszczelnionej do płaszcza rury wiertniczej przy pomocy sznura konopnego smołowanego lub wygotowanego w smalcu; najlepiej dać uszczelnienie z kauczuku. Rura nadfiltrowa posiada specjalne wycięcie, tzw. zamek, przy pomocy niego filtr opuszcza się lub w razie potrzeby podnosi.

Studnia wiercona składa się z obudowy, płaszcza, filtra, pokrywy, rury ssącej, wentyla stopowego i zasuw regulujących. Filtr umożliwia wejście wody gruntowej do studni. Tam, gdzie warstwą wodonośną jest spękana zwięzła skała, często filtr może być zbędny. Gdy zachodzi potrzeba założenia filtra, konieczne jest założenie go na tzw. rurze filtrowej, aby uniknąć zapadnięcia się gruntu i zgniecenia filtra. Od rodzaju filtra zależy wydajność i czas trwania studni. Jeśli ma on spełniać swoje zadanie przez czas możliwie długi, musi być ochroniony przed

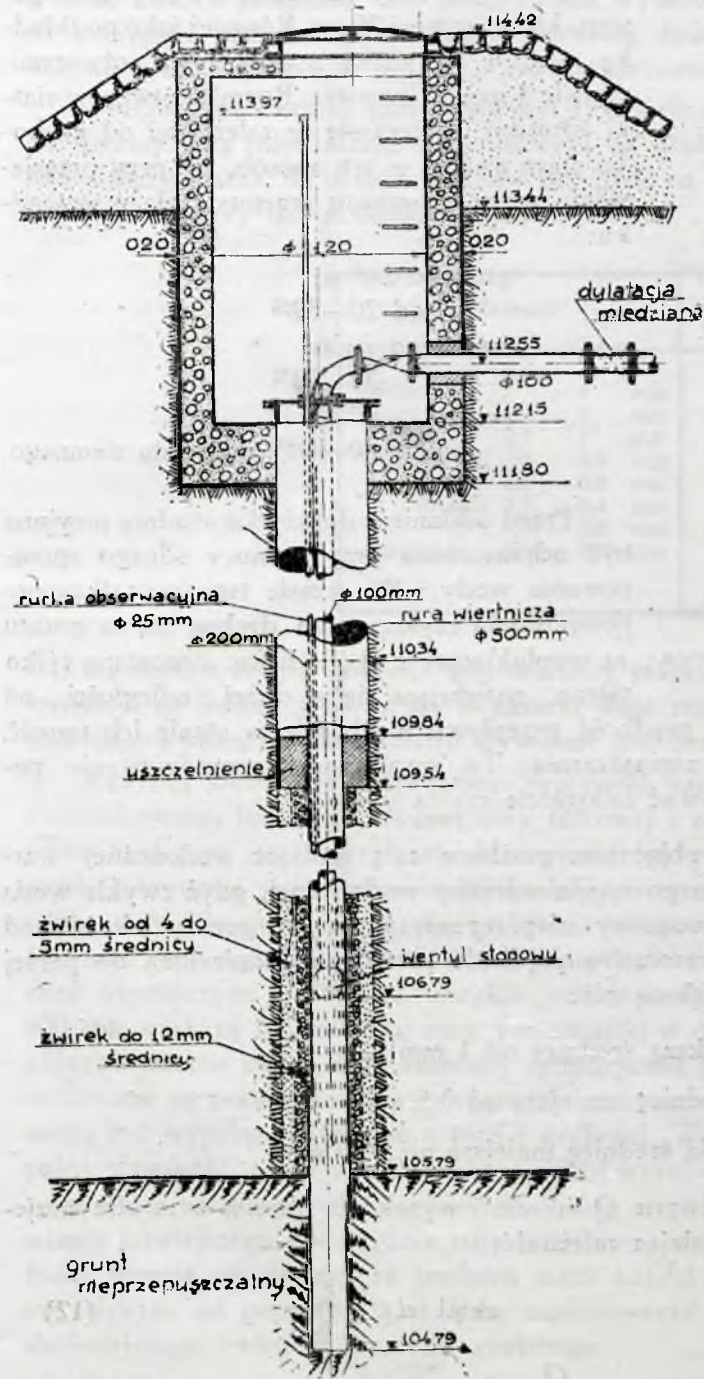
zapiaszczeniem, uderzeniami i ciśnieniem oraz przed wpływami wody, a następnie powinien się dawać łatwo czyścić.

Rysunki 74, 75 i 76 ilustrują kilka przykładów studzien.

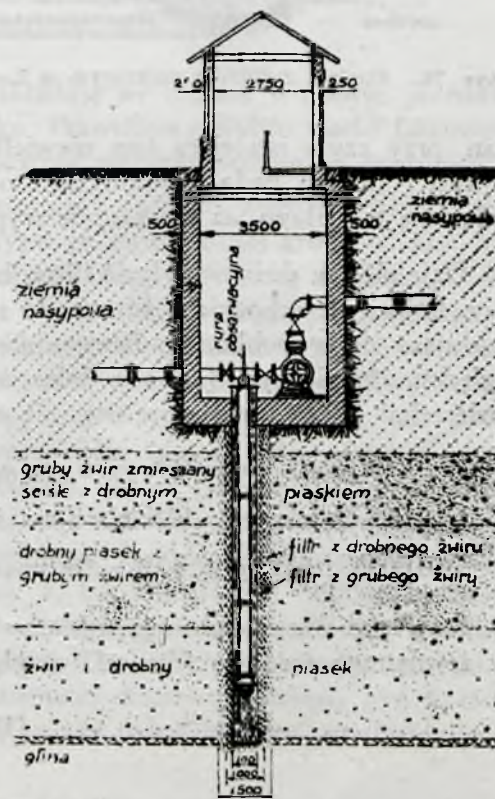
Najlepszą ochroną przeciwko zapiaszczeniu jest dostatecznie duża średnica filtra względnie wiercenia. Całkowita czynna powierzchnia otworów filtra powinna być tak duża, by prędkość przepływu wody nie przekraczała 5—7 cm/sek. Zabezpieczamy się w ten sposób przed zatykaniem filtra piaskiem, unoszonym z wodą, gdy zależnie od średnicy ziarn piasku prędkość przekroczy pewną wartość graniczną.



Rys. 73. Rura pod- i nadfiltrowa.

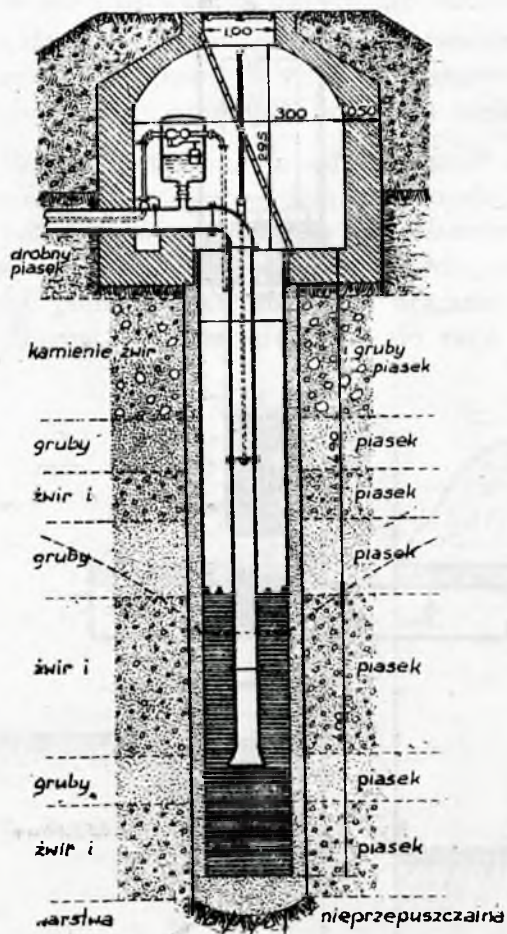


Rys. 74. Obudowa studni w Ciechanowie.



Rys. 75. Studnia wiercona w Bazylei.

Rury filtrowe zwykle wyrabiane są ze stali. W płaszczu wycięte są otwory o średnicy 15—20 mm, rozmieszczone w szachownicy. Rozstęp pomiędzy poziomymi rzędami daje się około 20 mm, zaś między poszczególnymi otworami 20—30 mm (licząc od skraju otworu).



Rys. 76. Studnia z filtrem żwirowym w Lucernie.

ścian, przy czym istniejąca tam niewielka prędkość przepływu nie będzie w stanie ich unosić, zaś filtr i studnia będą zabezpieczone od zapiaszczenia. To gwałtowne spompowywanie powtarza się tak długo, aż nie zacznie wypływać całkowicie czysta woda.

Daje się tak dużą wysokość filtra, by objąć nim możliwie całą grubość wodonośnej warstwy. Lepiej nie schodzić z filtrem do samego spodu warstwy wodonośnej, gdyż zwykle woda znajdująca się w pobliżu podtrzymującej warstwy nieprzepuszczalnej ma gorszą jakość pod względem chemicznym (żelazo). Jako dopuszczalną prędkość przepływu, odniesioną do pełnej powierzchni filtra, przyjmuje się nie większą niż:

- 1) 0,002 m/sek. gdy 60% ziarn ma większą średnicę od 1 mm;
- 2) 0,001 m/sek. gdy 40% ziarn ma średnicę mniejszą od 0,5 mm;
- 3) 0,0005 m/sek. gdy 40% ziarn posiada średnicę mniejszą niż 0,25 mm.

Przy tych warunkach oraz wydatku otworu Q m³/sek. i wysokości filtra h w m otrzymujemy zewnętrzną średnicę filtra d uwzględniając zależność:

$$Q = \pi d \cdot h \cdot v \quad (11) \quad \text{skąd } d = \frac{Q}{\pi h v} \quad (12)$$

$$\text{dla 1) } d = \frac{Q}{0,006 h} \text{ m} \quad (13)$$

Z zewnątrz rurę filtrową otacza się filtrem siatkowym z cienkiego drutu miedzianego. Siatkę nakłada się na podkładzie z ocynkowanego drutu miedzianego w tym celu, aby cała powierzchnia siatki mogła być czynna, a nie tylko powierzchnie sąsiadujące bezpośrednio z otworami w rurze. Podkład polega na owinięciu rury filtrowej zwojami drutu grubości 3 — 6 mm w odległości zwojów 15—25 mm. Drut ten przylutowuje się do rury na końcach i co pewien odstęp, który wynosi 25 cm. Również jako podkładkę stosuje się siatkę z większymi otworami, zwykle 4 mm w kwadrat. Rozmiar otworów siatki filtrowej dobiera się w zależności od grubości ziarn gruntu w ten sposób, by przy przesiewaniu przez nią gruntu przepuszczała w wypadku:

| | |
|----------------------------|--|
| grubego żwiru | |
| od 20—30% | |
| średniego żwiru | |
| 30—40% | |
| piasku | |
| 40—60% materiału ziemnego. | |

Przed oddaniem do użytku studnia powinna być odpiaszczona przy pomocy silnego spompowania wody. W czasie tego początkowego pompowania czyszczącego drobne ziarna gruntu są wypłukiwane z okolic filtru. Pozostaną tylko ziarna znajdujące się w dużej odległości od

$$2) \quad d = \frac{Q}{0,003 h} \text{ m} \quad (14)$$

$$3) \quad d = \frac{Q}{0,0015 h} \text{ m} \quad (15)$$

Aby się zorientować, z którego wzoru skorzystać, należy zrobić przesiew przez sita o wymiarze oczek 1,0 — 0,5 — 0,25 mm.

W wypadku filtru żwirowego otrzymuje się z powyższych równań zamiast średnicy filtru średnicę wiercenia D . Jeżeli z pewnych względów nie można przekroczyć określonej granicznej średnicy wiercenia, można obliczyć z wzorów dopuszczalną maksymalnie do czerpania ilość Q , która nie spowoduje zapiaszczenia filtru.

W wypadkach studni artezyjskich szczególnie ważne jest utrzymywanie ilości wypływu w dość niskich granicach, aby nie wywołać wymycia piasku czy glin, gdyż w przeciwnym razie z biegiem czasu mogą powstać w gruncie duże wolne przestrzenie, które mogą spowodować nie tylko zapadnięcie się samej studni, ale nawet i pobliskich zabudowań.

Obecnie powszechnie stosowany jest filtr siatkowy w postaci tak zwanej siatki łańcuszkowej (tress). Dla rozróżnienia siatki drobnej od grubszej oznacza się ją w handlu numerami. Numer siatki oznacza, ile drutów osnowy przypada na 1". W przybliżeniu odpowiednie będą następujące numery dla materiału o grubości ziarn:

| Material | | Nr siatki |
|----------|---------------------|--|
| Zwir | 2 — 4 mm | 8 |
| " | 1 — 2 mm | 8 |
| Piasek | 0,8 — 1 mm | 8 |
| " | średni 0,6 — 0,8 mm | 10 |
| " | " 0,4 — 0,6 mm | 12 |
| " | drobny 0,2 — 0,4 mm | 14 |
| " | " 0,05 — 0,2 mm | 16 |
| Kurzawka | 0,01 — 0,05 mm | dla filtrów siatkowych materiał zbyt drobny |

Ta ogólna reguła zawodzi, gdy warstwy piasku składają się z ziarn o prawie jednakowej średnicy, co jednak spotyka się w naturze dość rzadko. Prawidłowy wybór siatki filtrowej nie jest sprawą łatwą i zatkanie filtru wywołane jest przeważnie nieodpowiednim jej wyborem.

Rzadziej stosowanym sposobem przeciwko zapiaszczeniu jest filtr żwirowy. Składa się on z dziurkowanej lub oszparowanej rury filtrowej i obsypu ze żwiru różnej grubości. Dla wykonania konieczna jest dostatecznie duża przestrzeń pomiędzy rurą wiertniczą a filtrową. Konstrukcja wymaga stosunkowo dużej średnicy wiercenia i jest z tego powodu bardzo droga. Obsypka rury filtrowej żwirem dla spełnienia swego zadania musi posiadać grubość co najmniej 100 mm. Aby wykonać najmniejszą studnię żwirową z rur 89 mm \varnothing , otwór trzeba wykonać rurami wiertniczymi \varnothing 300 mm. Zwykle jednak średnicę wiercenia należy wybrać od 300 do 600 mm większą od średnicy rury pozostającej w otworze. Dla ścisłego odgraniczenia poszczególnych warstw żwiru służą szablony cylindryczne z blachy, które podobnie do rury filtrowej wstawiane są centrycznie do wewnątrz rury wiertniczej, tak że wolne przestrzenie między nimi mogą być wypełnione żwirem o różnej grubości. Wypełnianie żwirem nie następuje od razu na pełną wysokość, tylko w warstwach 1—2 m wysokości z każdorazowym podciąganiem rury wiertniczej na odpowiednią wysokość. Takie stopniowe wypełnianie jest konieczne dla umożliwienia łatwiejszego podciągania rury wiertniczej względnie blaszanych szablonów. Co do grubości stosuje się zasadę, że średnica ziarn każdej następnej warstwy powinna być 4—5-krotnie większa od poprzedzającej. Przy zastosowaniu tej zasady nie ma obawy przedostawania się drobniejszego żwiru w warstwy grubszego.

Ze względu na trudność wykonania został opracowany szereg patentowanych konstrukcji filtrów żwirowych, które wykonuje się na powierzchni terenu, a następnie opuszcza do

otworu. Konstrukcje polegają na tym, że do rury filtrowej przymocowane są kieszenie, które napelnią się sortowanym żwirem. Rys. 77 przedstawia filtr żwirowy konstrukcji Dadlow-Pollena.

Ze względu na to, że do płaszczki żwirowego najwartościowsze jest ziarno równe i kuliste, zaś wysortowanie takiego żwiru jest dość trudne, niektóre patenty przewidują zamiast filtru ze żwiru naturalnego stosowanie do obsypu sztucznego ziarna w postaci kulek szklanych względnie porcelanowych.

Filtr studzienny jest dostatecznie wytrzymały na uderzenie i ciśnienie, jeśli rura podtrzymująca jest wykonana z żeliwa, stali zlewnej, lub miedzi, względnie brązu, przy czym posiada dostateczną grubość ścianek.

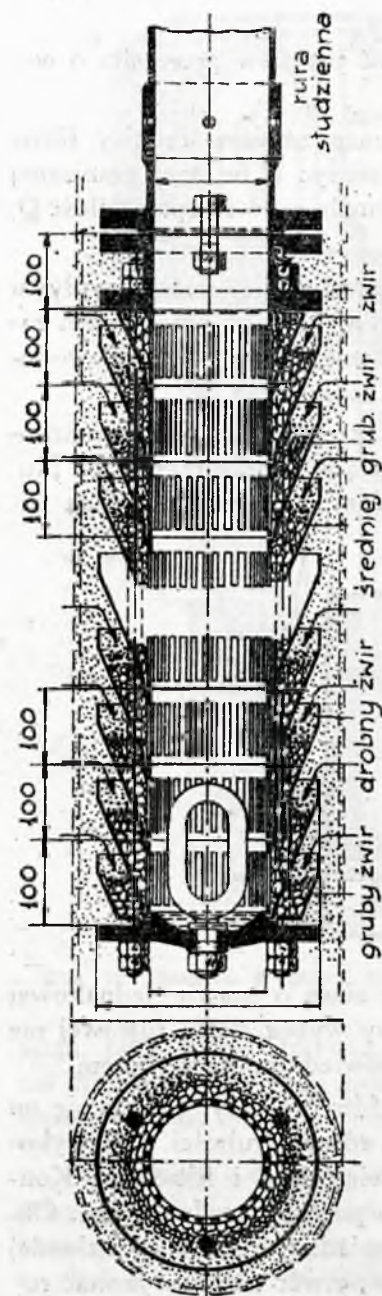
Niszczące działanie wody na filtr objawia się w sposób dwojaki. Wody silnie żelaziste i wapienne wywołują często twarde osady (wapienne, żelaza i manganu), które z czasem całkowicie mogą zatkać otwory w siatce filtru. Często inkrustacje wywoływane są przez siarkowodor, przy czym metale zamieniane są w połączenia siarkowe. Nie ma praktycznie środka, który by przeciwdziałał tym szkodliwym dla studni osadom. Można się tylko tym ochronić, że wykonywa się filtr z materiału, do którego osady nie przylegają zbyt silnie tak, że mogą one być usunięte przy pomocy silnego płukania, lub z materiału odpornego na kwasy tak, że twarde osady można rozpuścić stężonym kwasem i wymyć bez obawy zniszczenia filtru. Takimi materiałami są kamionka i stal nierdzewna.

Specjalną uwagę należy zwrócić na to, by przez budowę filtru z różnych metali nie wywołać zniszczeń powstających z powodu elektrolizy.

Wody zawierające agresywny CO_2 lub wody bardzo miękkie działają niszcząco przez rozpuszczanie większości metali, z których zwykle wykonuje się filtr studzienny. Podczas gdy żelazo kute, zwykła stal, a również i żeliwo bardzo silnie ulegają działaniu takich wód, to miedź, fosforbrąz lub mosiądz pocynkowany są w dostatecznym stopniu odporniejsze, choć nie zawsze całkowicie. Kamionka i stal nierdzewna są natomiast odporne nawet na wpływy bardzo agresywnych wód.

W wypadku niegłębokich studzien stosowniejszy jest filtr kamionkowy, zaś w głębokich studniach — ze stali nierdzewnej.

Studnię łatwo czyścić, gdy jest ona z góry łatwo dostępna, gdy płaszcz i rura filtrowa mają wewnątrz gładką powierzchnię bez wystających kątów i kantów tak, że czyszczenie przeprowadzone może być przy pomocy stempli lub szczotek, gdy filtr oraz płaszcz wykonane są z materiałów odpornych na kwasy, a więc z kamionki i stali nierdzewnej.



Rys. 77.
Filtr kieszeniowy Pollena.

Do obliczenia wydajności pojedynczej studni, zapuszczonej w warstwę wody o wolnym zwierciadle, służy wzór:

$$Q = \pi k \frac{H^2 - h^2}{\ln R - \ln r} \text{ m}^3/\text{sek} \quad (16)$$

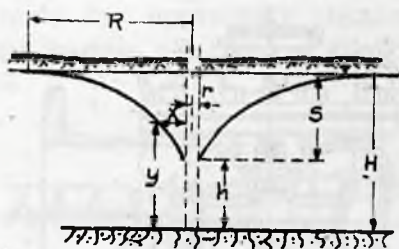
Oznaczają tu zgodnie z rys. 78:

H — wysokość warstwy wodonośnej w metrach,

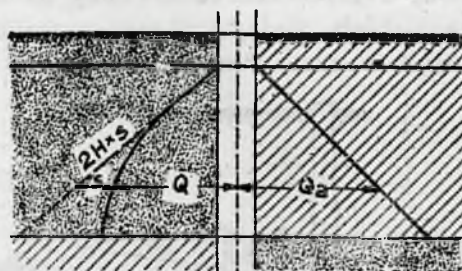
h — wysokość obniżonego zwierciadła wody w studni ponad warstwę nieprzepuszczalną w m,

s — wartość depresji wody w studni w m,

R — zasięg depresji w m,
 r — promień studni w m,
 k — współczynnik wydajności warstwy w m³/sek.



Rys. 78.



Rys. 79.

Blizsze uzasadnienie wzorów patrz: „Hydrologia“, Pomianowski - Rybczyński - Wóycicki, tom II.

Uwzględniając, że wyrażenie $\frac{\pi k}{\ln R - \ln r} = c$ jest wartością stałą, można wydatek określić wzorem

$$Q = c (2H - s) s \tag{17}$$

który wyraża nam, że pomiędzy wydatkiem i obniżeniem zwierciadła wody w studni istnieje zależność paraboliczna (rys. 79).

W wypadku wody artezyskiej (rys. 80) posłużyć się należy wzorem:

$$Q_a = 2 \pi a k \frac{H - h}{\ln R - \ln r} \text{ m}^3/\text{sek} \tag{18}$$

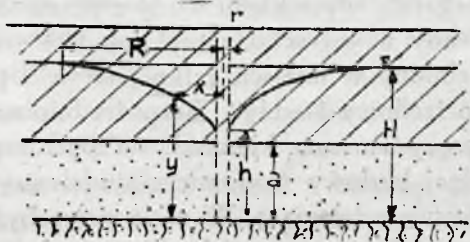
a — grubość warstwy wodonośnej w m.

We wzorze stałą wartość posiada czynnik $c' = \frac{2 \pi a k}{\ln R - \ln r}$. Przekształcony podobnie, jak poprzedni wzór:

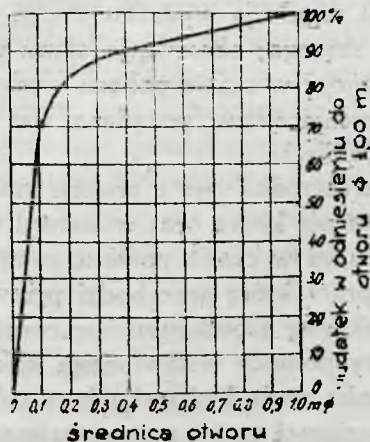
$$Q = c' s \tag{19}$$

mówi, że zależność pomiędzy wydatkiem i obniżeniem wody w studni jest liniowa (rys. 79). Ze wzorów wynika, że wydatek studni wzrasta ze wzrostem obniżenia zwierciadła wody s . Przyrost wydatku w wypadku warstwy z wolnym zwierciadłem wody maleje w miarę wzrostu depresji, nie jest więc celowe dążenie do obniżenia zwierciadła wody powyżej pewnej granicy, gdyż ze względów gospodarczych jest to nieopłacalne. W wypadku warstwy wody artezyskiej przyrost ma wartość stałą, aż do osiągnięcia spodu poziomu nieprzepuszczalnej warstwy przykrywającej.

Wydatek studni rośnie ze wzrostem średnicy studni. Ze względu jednak na to, że wartość jej występuje pod znakiem logarytmu naturalnego w mianowniku ułamka R/r , przy czym R w porównaniu do r jest bardzo duże, zaś powiększanie średnicy wiercenia jest możliwe tyl-

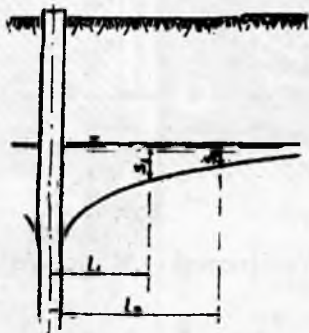


Rys. 80.

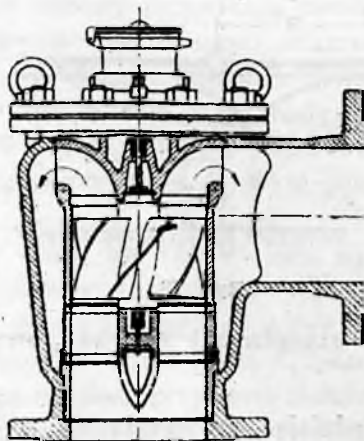


Rys. 81. Zależność pomiędzy średnicą studni i jej wydajnością.

ko w ograniczonym rozmiarze, przy powiększaniu r logarytm stosunku maleje bardzo nieznacznie, wydajność zaś Q rośnie w stopniu niewielkim. Zależność pomiędzy wydajnością i średnicą obrazuje wykres przedstawiony na rys 81. Widać z niego, że z punktu widzenia gospodarczego najkorzystniejsze są średnice pomiędzy 0,1 — 0,4 m.



Rys. 82.



Rys. 83. Wodomierz studzienny.

Dla określenia wydajności otworu metodą spompowania należy, poza zmierzeniem ilości pobieranej wody z otworu Q , zmierzyć obniżenie s_1 i s_2 zwierciadła wody gruntowej w dwóch punktach odległych od osi studni o l_1 oraz l_2 m (rys. 82). Na podstawie wzorów poprzednich otrzymamy wyrażenie na współczynnik wydajności

$$k = \frac{Q (\ln l_2 - \ln l_1)}{\pi (h_2 + h_1) (h_2 - h_1)} \quad (20)$$

dla swobodnego zwierciadła wody oraz

$$k = \frac{Q (\ln l_2 - \ln l_1)}{2 \pi a (s_1 - s_2)} \quad (21)$$

dla wypadku wody artezyjskiej. Powinno się określać k na podstawie obserwacji w możliwie dużej ilości punktów.

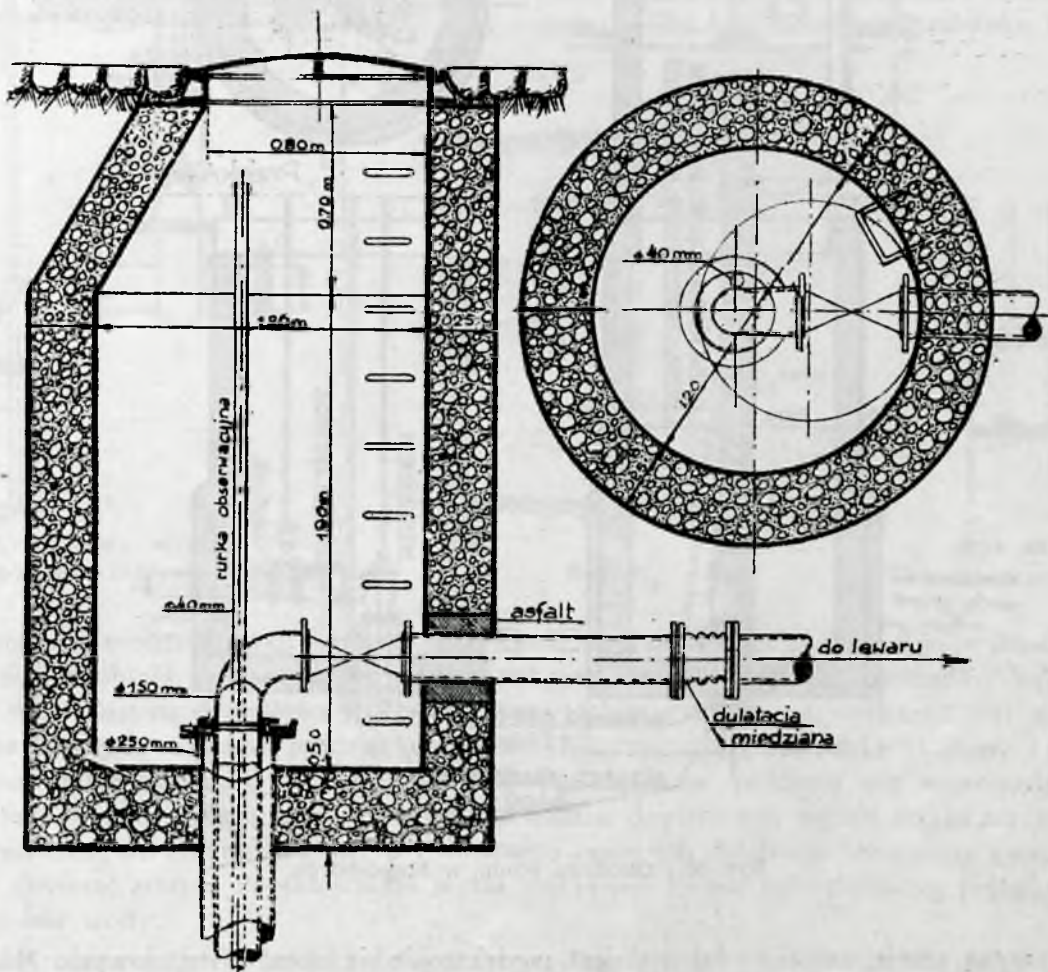
Zasięg depresji R obliczyć można przy znanym k z wzorów podanych wyżej. Wzór empiryczny podał Sichardt

$$R = 3000 s \sqrt{k} \text{ m} \quad (22)$$

Studnie wiercone w budowie różni się będą wykonaniem filtru oraz obudowy wierzchu studni. Zasadami, którymi należy się kierować przy projektowaniu i budowie takich studni są: połączenie wszystkich składowych części w ten sposób, by do otworu studziennego nie mogły dostawać się jakiegokolwiek zanieczyszczenia, oraz takie wykonanie wierzchu studni, aby umożliwiona była regulacja wydatku studni względnie odcięcie poszczególnej studni od głównego przewodu ssącego; obserwacja stanu wody w otworze, gdyż znajomość poziomu zwierciadła wody w studni w czasie poboru wody ma duże znaczenie; demontaż zamknięcia górnego w celu oczyszczenia filtru; pożądana jest możliwość stałego sprawdzania wydajności studni przy pomocy wodomierza.

Woda czerpana jest z otworu studziennego przewodem ssącym, zaopatrzonym u dołu w smok w postaci kosza oraz w wentyl stopowy, zapobiegający wyciekaniu wody z przewodu ssącego do studni w czasie postoju pomp. Otwór studzienny u wierzchu zamykany jest szczelnie pokrywą, przez którą przechodzi przewód ssący uszczelniony w miejscu zetknięcia się z pokrywą. W pokrywę wbudowuje się rurkę obserwacyjną o średnicy 1—1½". Bezpośrednio nad pokrywą, przy pomocy wstawionego kolanka przewód ssący zmienia kierunek na poziomy. Zamiast kolanka może być wstawiony trójnik lub specjalnej budowy wodomierz studzienny (rys. 83). Na poziomej części przewodu ssącego daje się zasuwę odcinającą. W razie potrzeby oczyszczenia lub odpiaszczenia studni odcina się zasuwę studzienny przewód ssący i demontuje głowę studni zdejmując pokrywę.

Przewód ssący powinien sięgać tak głęboko w otwór, by przy najniższym stanie wody smok znajdował się co najmniej 1 m pod wodą. W wypadku głęboko położonego zwierciadła wody gruntowej lub dużej depresji, z uwagi na to, że wysokość ssania nie powinna przekraczać 6,0 m, do otworu opuszcza się pompy o specjalnej budowie. Wraz z pompą do otworu może być opuszczony złączony z nią i obudowany szczelnie silnik elektryczny, lub też pompa zostaje połączona z silnikiem pionowym wałem, ustawionym nad otworem studziennym.



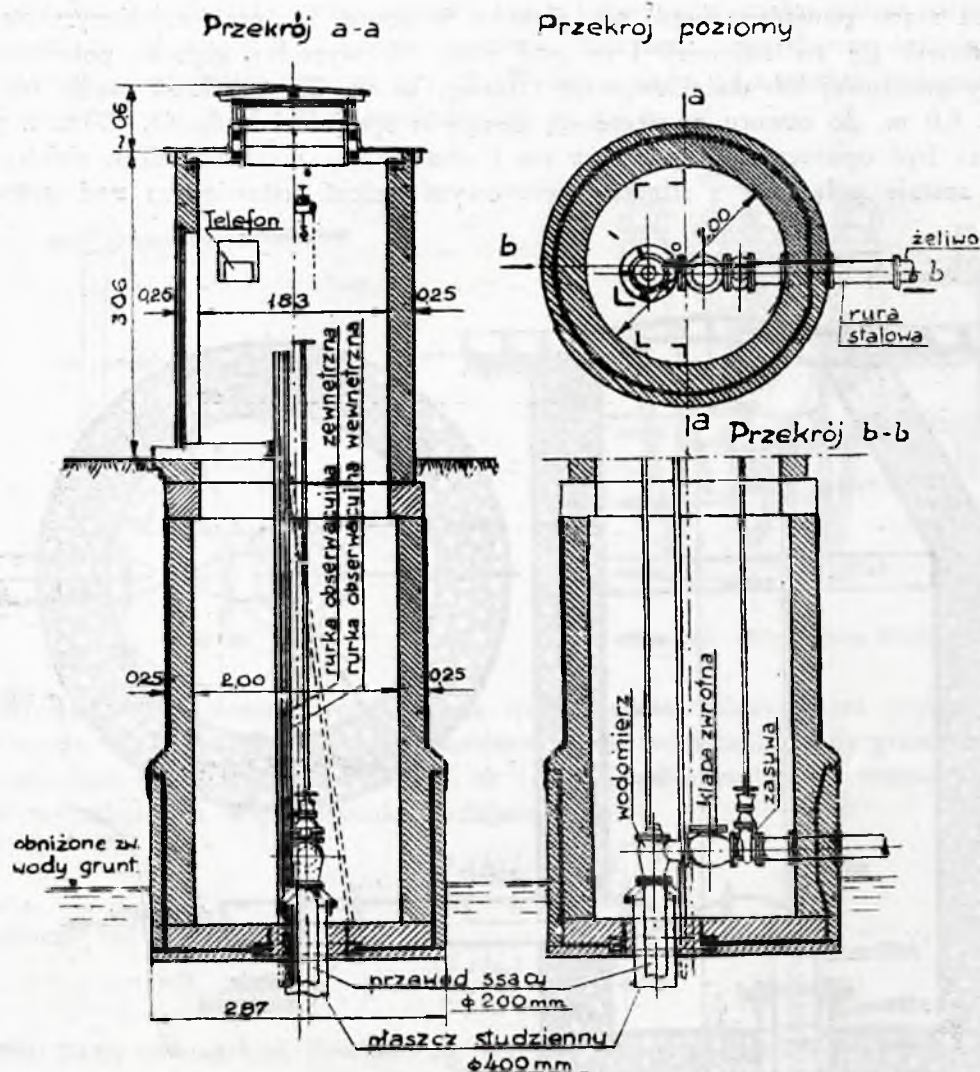
Rys. 84. Obudowa studni Nr 1 w Łowiczu.

Ukształtowanie górnej części studni może być wykonane jako obudowa w postaci szybu, którego wewnątrz jest dostępne przez żeliwną pokrywę i stopnie żlazowe (rys. 84, 85). Wymiary komory muszą być takie, by można w niej było swobodnie stanąć oraz wykonać montaż i demontaż głowy studni. Najczęściej stosowany jest przekrój kołowy o wymiarze średnicy wewnętrznej 1,20 — 1,80 m. Jeżeli komora przeznaczona jest jednocześnie do ustawienia w niej pompy lub silnika, wymiary muszą być odpowiednio powiększone. Jako materiał na budowę stosowana jest cegła lub beton. Dno i ściany muszą być wykonane wodoszczelnie.

Drugi rodzaj ukształtowania polega na udostępnieniu studni przez skrzynkę uliczną (rys. 86). W razie potrzeby oczyszczenia studni usuwa się skrzynkę i odkrywa wierzch studni, robiąc mały wykop.

Studnia wiercona, wykonana z dostatecznie wytrzymałych materiałów, a przy tym łatwo dostępna, będzie spełniała swoje zadanie przez bardzo długi okres.

Jeżeli wydajność studni z biegiem czasu zmniejszy się, należy zbadać, czy zmniejszenie wydatku spowodowane jest przez zmniejszenie się ilości wody gruntowej, czy też przez zatkanie filtru. Zmniejszenie wydajności daje się stwierdzić w ten sposób, że przy czerpaniu takiej samej ilości wody, jak przy uruchomieniu studni obniżenie zwierciadła wody sięga głębiej.



Rys. 85. Obudowa studni w Magdeburgu.

Przyczyną zmniejszenia wydajności jest powiększenie się oporów wejściowych. Miarą tego oporu jest różnica h pomiędzy zwierciadłem wody gruntowej na płaszczu studni i zwierciadłem wody wewnątrz studni (rys. 87). Jeżeli zwierciadło wody w otworze znajduje się niżej, przy czym wartość h nie uległa zmianie, wówczas dowodzi to wyczerpania się wody gruntowej z powodu czerpania więcej wody, niż wynosi dopływ. Jeśli natomiast nastąpiło wyraźne powiększenie się wartości h , oznacza to zatkanie się filtru.

Osad piaskowy na dnie studni można usunąć przy pomocy szlamówki lub wypłukać przy pomocy pompy.

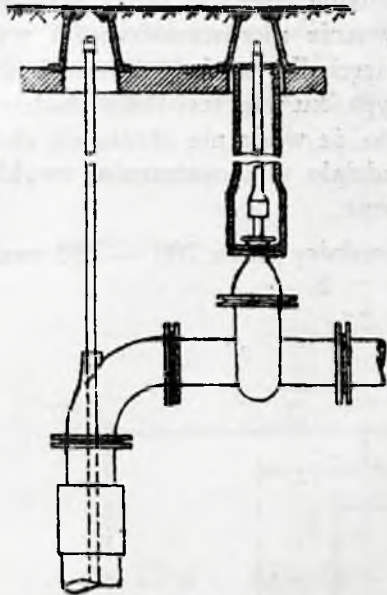
Jeśli nastąpiło zatkanie filtru, to można próbować oczyścić go przez płukanie wodą. Konieczne jest, aby przy płukaniu następowały gwałtowne uderzenia wody. Trzeba więc wpuszczać gwałtownie do wnętrza studni stosunkowo duże ilości wody ze zbiornika.

Uderzenie można osiągnąć również przez wprowadzenie do wnętrza tłoka. Przez podniesienie i opuszczanie tłoka powstaje gwałtowne podniesienie i obniżenie zwierciadła wody, dzięki czemu wywołuje się korzystne uderzenia w studni i jej otoczeniu.

Silne uderzenia można osiągnąć również przez wprowadzenie do wnętrza studni ściśniętej pary lub powietrza. Wydajność czyszczenia lub uderzenia względnie ciśnienia może być powiększona, jeżeli wodę, powietrze lub parę wprowadzi się nie na całą powierzchnię wewnętrzną. Do tego celu stosowane są specjalne rury szprycowe, których działanie powiększa się przez połączenie ich ze szczotkami. Do tego ostatniego celu stosuje się podwójny tłok (rys. 88). Dzia-

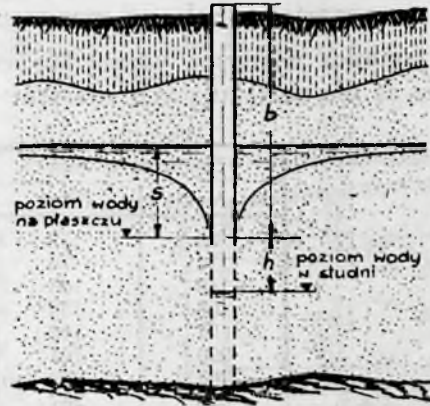
lanie wprowadzonego płynu płuczącego ograniczamy tylko na przestrzeń zamkniętą pomiędzy tłokami, co daje większą skuteczność czyszczenia.

Ponadto stosuje się rozluźnianie inkrustacji przez wywoływanie wybuchów słabych ładunków prochu, umieszczanych stopniowo na różnej wysokości.



Rys. 86. Obudowa wierzchu studni przy pomocy skrzynki ulicznej.

Przy pomocy płukania można usunąć tylko luźne masy. Jeżeli filtr zatkał się twardymi osadami żelaza, wapna lub siarczków żelaza, węglenie miedzi, to należy je przedtem rozpuścić



Rys. 87.



Rys. 88. Tłok do oczyszczania.

przy pomocy rozcieńczonych kwasów i następnie wypluć. Rozcieńczone kwasy działać powinny na filtr około 24 godzin. Ponieważ przy rozpuszczaniu związków dwutlenku węgla przez kwasy wyzwalają się duże ilości CO_2 i H_2S , przy takim czyszczeniu wskazana jest ostrożność, aby nie nastąpiło zatrucie pracujących ludzi. Jeżeli czyszczony filtr jest wykonany z materiału, który nie jest wytrzymały na działanie kwasów, początkowo powinno się wprowadzać kwas o słabym stężeniu i ograniczać czas jego działania; dopiero gdy się nie osiąga rezultatu należy przechodzić do silniejszych stężeń i dłuższego czasu ich działania. Stosowane kwasy nie powinny zawierać arsenu. Po skończeniu mycia roztworem kwasu należy studnię przepłukać przez silny pobór wody.

Filtr można oczyścić najdokładniej przez wyciągnięcie go z otworu studziennego. Zniszczone części siatki filtracyjnej można wówczas wymienić. Chcąc opuścić filtr do otworu, musimy jednak wykonać powtórne przewiercenie gruntu na wysokość od spodu podciągniętego płaszczu do spodu umieszczenia rury podfiltrowej. Po opuszczeniu filtra płaszcz podciągamy na wysokość dawną, zaś odcinek przyłączony do jego wierzchu odejmujemy.

Przy pomocy czyszczenia rzadko kiedy osiąga się trwały skutek. Przeważnie w krótkim przeciągu czasu studnia zatyka się znowu. Z tych względów praktyczniej jest zastąpić źle założone i wykonane studnie nowymi, niż stale je czyścić.

W normalnych warunkach oblicza się czas trwania płaszczu ochronnego na 15 — 20 lat. Wody gryzące mogą ten okres znacznie skrócić. W takich wypadkach wskazane jest stosowanie płaszczów z rur żeliwnych lub kamionkowych.

Wydajność pojedynczej studni leży zawsze w pewnych granicach. Jeżeli chodzi o ujęcie dużych ilości wody, należy zakładać większą liczbę studzien. Do takiego rozwiązania sprawy skłania nas również warunek, że czerpanie wody nie może ulegać przerwie.

Strumienie wody gruntowej ujmuje się przy pomocy szeregu studzien rurowych, rozmieszczonych na całej szerokości strumienia. Studnie powinny być tak założone, by linia łącząca je biegła prostopadle do kierunku przepływu wody. Odstępuje się od tej zasady tylko tam gdzie takie założenie ze względu na sytuację jest niemożliwe, lub w wypadku niewielkich ujęć. Dużą rolę przy ujmowaniu wód gruntowych odgrywa średnica rur. Tę samą ilość wody można uży-

skąć przy pomocy większej ilości studzien o mniejszej średnicy, względnie mniejszej ilości o większej średnicy. Ogólnie stosuje się studnie o większej średnicy przy warstwach gruboziarnistego materiału, w którym straty przy przepływie wody gruntowej są znacznie mniejsze niż w wypadku pokładów żwirowych lub piaszczystych. Na skutek tego powstaje mniejsze obniżenie zwierciadła wody gruntowej. Tam, gdzie warstwy wodonośne zbudowane są z drobnego żwiru lub piasku, bardziej celowe i ekonomiczne jest wykonanie większej ilości studzien o mniejszej średnicy. Osiąga się tu przede wszystkim wyrównanie nierównomierności wydatku warstwy wodonośnej, a następnie mniejsze obniżenie zwierciadła wody gruntowej niż przy większym poborze jednostkowym na większej studni. W wypadku większej ilości studzien mniej pracy wykonać należy przy podnoszeniu wody. Przez to, że woda nie obniża się zbyt głęboko uzyskuje się to, że głębsze warstwy wody nie biorą udziału w zaopatrzeniu; zwykle zaś posiadają one większe zawartości żelaza i manganu niż górne.

Najekonomicznieszka średnica wiercenia odpowiada zwykle średnicy filtru 200 — 250 mm. Filtry rurowe odpowiednie są dla następujących wierceń:

| Średnica w mm | |
|---------------|--------|
| wiercenia | filtru |
| 89 | 59 |
| 114 | 76 |
| 140 | 108 |
| 165 | 133 |
| 191 | 152 |
| 229 | 191 |
| 267 | 229 |
| 305 | 267 |
| 356 | 305 |
| 406 | 350 |
| 457 | 406 |

Jeżeli zapotrzebowanie wody wynosi Q l/sek., zaś jedna studnia dostarcza ilość q l/sek., to liczbę studzien określimy z zależności

$$n = \frac{Q}{q}$$

W zależności tej znana jest wartość Q , podczas gdy q lub n należy obrać. Zgodnie z wyżej powiedzianym przy wyborze muszą być zachowane dwa warunki. Jednym z nich jest, by przy normalnym poborze wody obniżenie zwierciadła wody nie przekraczało określonej wartości, zwykle 2,0 m — maksymalnie 3,0 m, aby nie zachodziła konieczność zbytniego obniżania posadzki w pomieszczeniu dla pomp, których wysokość ssania nie może przekroczyć 6,0 m, względnie, by nie powstawały zbyt duże depresje, częstokroć niepożądane z uwagi na rolnictwo. Drugim warunkiem jest, by prędkość dopływu nie przekraczała dopuszczalnych granic. Te dwa warunki wraz z wynikami próby pompowania są miarodajne nie tylko w wyborze q , a tym samym n , lecz również w określeniu średnicy studni i rozstawu innych studzien.

Studnie ustawione w szereg oddziałują na siebie wzajemnie, powodując dla określonej depresji zmniejszenie wydatku poszczególnej studni, względnie odwrotnie, przy określonym wydatku wywołują zwiększenie depresji. W ogólności można powiedzieć, że q powinno być tym większe, im bardziej przepuszczalne są warstwy wodonośne i im głębsze muszą być studnie. Odległości studzien zależnie od średnicy studzien i wydajności warstwy wodonośnej wahają się od 20 — 200 m.

Należy je rozmieszczać w takiej odległości od siebie, by w możliwie małym stopniu oddziaływały na siebie. Do obliczenia wzajemnego wpływu na siebie n studzien o tej samej średnicy oraz przy czerpaniu tej samej ilości wody q z każdej studni służą wzory:

$$h' - h_0' = \frac{nq}{\pi k} \left(\frac{1}{n} \ln x_1 x_2 \dots x_n - \ln r \right) \quad (23)$$

względnie
$$h - h_0 = \frac{nq}{\pi ak} \left(\frac{1}{n} \ln x_1 x_2 \dots x_n - \ln r \right) \quad (24)$$

W powyższych wzorach oznaczają:

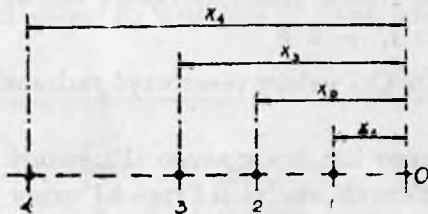
x — odległość w m studni od punktu, w którym obliczyć chcemy wpływ studzien (rys. 89);
 h_0 — oznacza stałą określaną jako wysokość wody w studni zastępczej, wywołującej w punkcie O takie same obniżenie jak grupa studzien przy poborze wody w ilości $Q = nq$ oraz promieniu studni r . Odległość studni zastępczej od punktu O wyrazi się wzorem $\sqrt[n]{x_1 x_2 \dots x_n}$

h — wysokość zwierciadła wody w punkcie O liczona od poziomu podtrzymującej warstwy nieprzepuszczalnej.

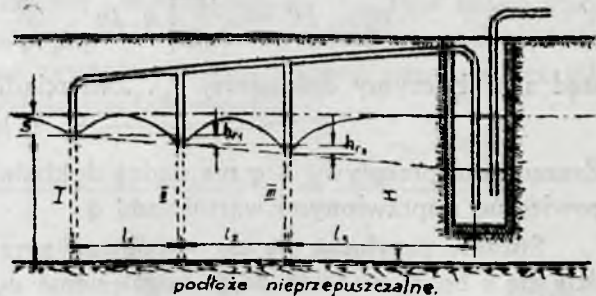
Teoretyczną wysokość wody w studni zastępczej obliczyć można na podstawie wzorów:

$$h_0^2 = H^2 - \frac{nq}{\pi k} (\ln R - \ln r) \quad (25)$$

względnie
$$h_0 = H - \frac{nq}{2\pi ak} (\ln R - \ln r) \quad (26)$$



Rys. 89.



Rys. 90.

W wypadku połączenia studzien lewarem, doprowadzającym wodę do studni zbiorczej, skąd wodę czerpią pompy (rys. 90), obliczanie ma przebieg następujący. Przy pierwszym obliczeniu przyjmuje się, że poszczególne studnie nie oddziałują na siebie. Przy poborze $q_1 < \frac{Q}{n}$ krzywa depresji układa się przy studni pierwszej według równania

$$h_1^2 - H^2 = \frac{q_1}{\pi k} \ln \frac{r_1}{R_1} \quad (27)$$

Depresję w studni obliczy się z $s_1 = H - h_1$. Pobierany wydatek q_1 powinien odpływać przez lewar do studni zbiorczej. Na długości lewara pomiędzy studniami I i II przy przepływie q_1 powstanie strata, którą obliczamy, np. z wzoru

$$h'_s = 0,0016 \frac{Q^2}{D^{16/3}} \cdot l_1 \quad (28)$$

W studni następnej zwierciadło wody musi leżeć niżej od pierwotnego zwierciadła wody o wysokość $s_2 = s_1 + h'_s$. Obniżeniu s_2 w studni II odpowiada wydatek q_2 , zaś przepływowi $(q_1 + q_2)$ w lewarze na odcinku l_2 odpowiada strata h''_s tak, że zwierciadło wody w studni III musi leżeć w poziomie niższym od pierwotnego o wartość $s_3 = s_1 + h'_s + h''_s$, itd.

W ten sposób można określić położenie zwierciadła wody w studni zbiorczej. Pobór wody z poszczególnych studzien stosownie do większego obniżenia będzie coraz większy w kierunku studni zbiorczej. Obliczona z pierwszego rachunku suma wydatków $\sum q$ nie będzie równa poborowi Q ze studni zbiorczej. Rachunek należy powtarzać aż do uzgodnienia.

W celu ułatwienia obliczeń należy korzystać z wykreślonego przedstawienia zależności wydatku q od obniżenia wody w studni $s = H - h$, przyjmując dla uproszczenia przy niższych q tę samą wartość zasięgu depresji R .

W dalszym rachunku musi być uwzględnione wzajemne oddziaływanie studzien. Do obliczenia posłużyć należy się wzorem

$$h^2 = H^2 - \sum \frac{q_n}{\pi k} \ln \frac{R_n}{X_n} \quad (29)$$

Dla studni pierwszej

$$h_1^2 = H^2 - \frac{1}{\pi k} \left[q_1 \ln \frac{R_1}{r_1} + q_2 \ln \frac{R_2}{l_1} + q_3 \ln \frac{R_3}{l_1 + l_2} \right], \quad (30)$$

przy czym z dostateczną dokładnością można przyjąć, że $R_1 = R_2 = R_3$. Obniżenie zwierciadła wody w studni I wyniesie $s_1 = H - h_1$. Tak jak poprzednio $s_2 = s_1 + h'_1$,

$$\text{zaś } h_2 = H - s_2 = H - (s_1 + h'_1).$$

Dla drugiej studni

$$h_2^2 = H^2 - \frac{1}{\pi k} \left[q_1 \ln \frac{R}{l_1} + q_2 \ln \frac{R}{r_2} + q_3 \ln \frac{R}{l_2} \right], \quad (31)$$

skąd można obliczyć dokładniej q_2 . W studni III obniżenie wynosi

$$s_3 = s_2 + h''_2 = s_1 + h'_1 + h''_2$$

zaś wysokość wody ponad warstwę nieprzepuszczalną $h_3 = H - s_3$.

$$h_3^2 = H^2 - \frac{1}{\pi k} \left[q_1 \ln \frac{R}{l_1 + l_2} + q_2 \ln \frac{R}{l_1} + q_3 \ln \frac{R}{r_3} \right], \quad (32)$$

stąd zaś obliczymy dokładniej q_3 . Zwierciadło wody w studni zbiorczej będzie obniżone o

$$S = s_1 + h'_1 + h''_2 + h'''_3 = s_1 + \sum h_s \quad (33)$$

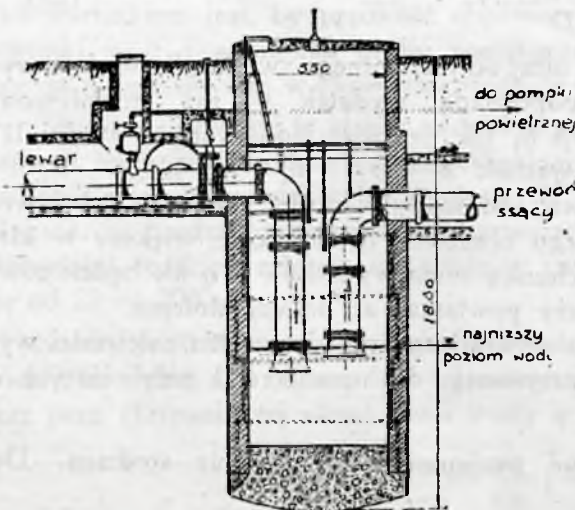
Zsumowane przepływy $\sum q$ nie dadzą dokładnie wydatku Q i należy powtórzyć rachunek z odpowiednio poprawionymi wartościami q .

Studnie przyłącza się do wspólnego przewodu ssącego lub lewarowego. Przewody te kładzie się z boku studzien dając odgałęzienia do poszczególnych studni. Przewód ssący prowadzi wodę bezpośrednio do pomp. Przewód lewarowy doprowadza wodę do studni zbiorczej, skąd czerpie się ją przy pomocy przewodów ssących. Studnia zbiorcza stanowi więc człon pośredni między przewodem lewarowym i ssącym. Stosuje się ją w wypadku długiego ujęcia dzieląc szereg studzien na dwie części. Pozwala to na pracę bez przerwy w wypadku potrzeby naprawy na jednym z ciągów. Zadaniem studni zbiorczej jest również wytworzenie pewnego wyrównania pomiędzy dopływem i poborem. Przy rozruchu maszyn studnia zbiorcza wywiera wpływ wyrównujący na masę wody w ruchu, chroniąc studnie ujęcia przed szkodliwymi uderzeniami. Ze względu na swój duży przekrój wpływa ona odpiaszczająco na wodę, co przeciwdziała zbyt szybkiemu niszczeniu pomp. W wypadku gdy jakość wody wymaga jej uzdatnienia sposobami chemicznymi, może też służyć jako odpowiednie do tego celu pomieszczenie.

W wypadku niewielkiego ujęcia studnia zbiorcza jest zwykle zbędna. Również nie jest ona konieczna przy dużej liczbie studzien, gdy studnia zbiorcza nie ma spełniać zadań omówionych wyżej, zaś wodę czerpie się z warstw

gruboziarnistych pompami wirnikowymi. Mamy przykłady ujęć dużej długości, np. kilku km, pracujących bez studni zbiorczej bez najmniejszych niedogodności. Na ogół uważa się za wskazane założenie studni zbiorczej, szczególnie jeżeli każdą pompę zaopatruje się w niezależny przewód ssący.

Studnia zbiorcza wykonywana jest zwykle jako zapuszczana studnia z muru, ze szczelnymi ścianami i dnem. Konstrukcje i wykonanie prawie niczym nie różnią się od studni ujęciowych zapuszczanych (rys. 61, 91). Bardzo rzadko wykorzystuje się ją jednocześnie jako studnię ujęciową dając przepuszczalne ściany lub otwarte dno, względnie jedno i drugie. W wypadku otwartego dna należy po zapuszczeniu podbić wieniec betonem, aby nie dopuścić do zapadania się gruntu i zanoszenia nim wnętrza studni. Otwarte dno musi być również za-

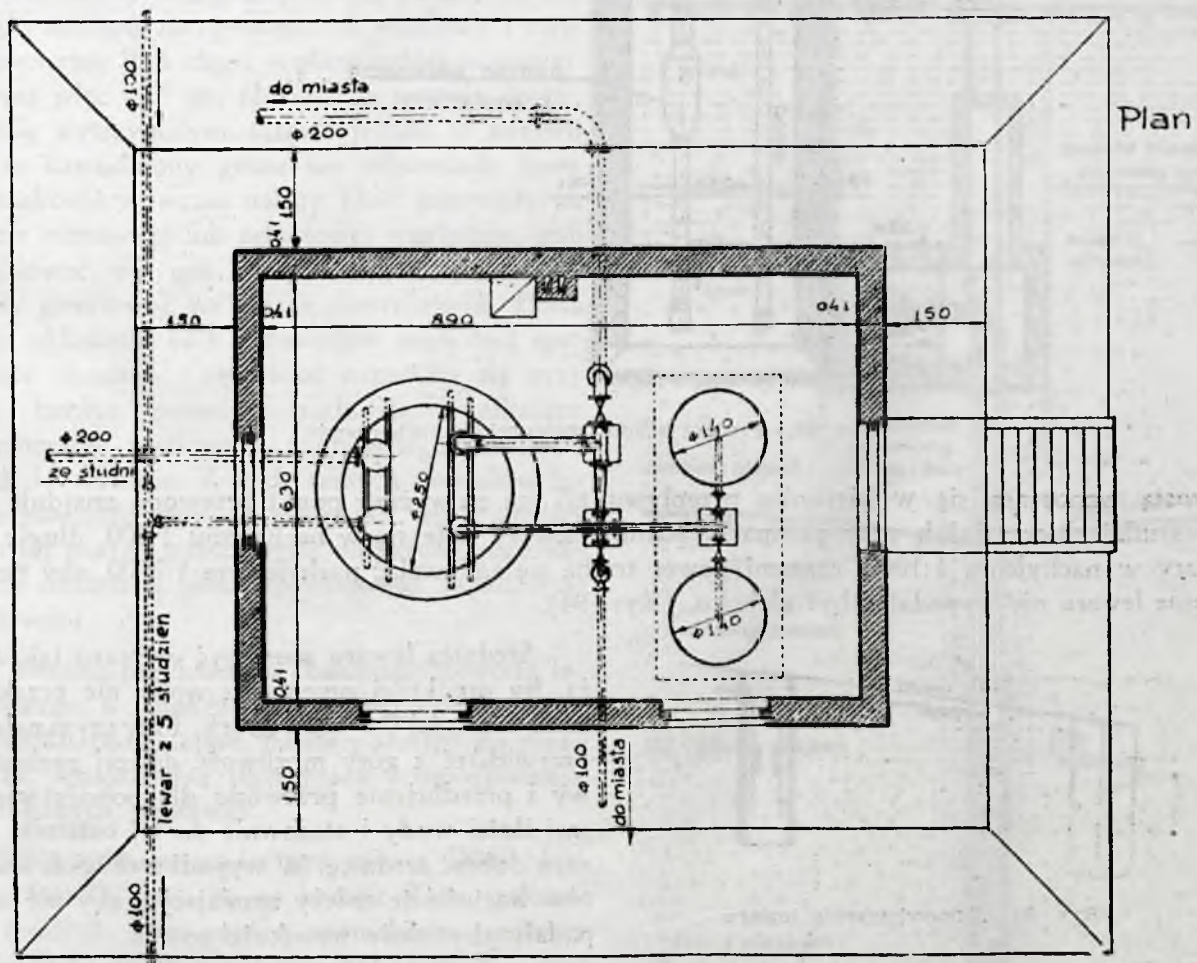


Rys. 91.

Studnia zbiorcza wodociągów Kolońskich.

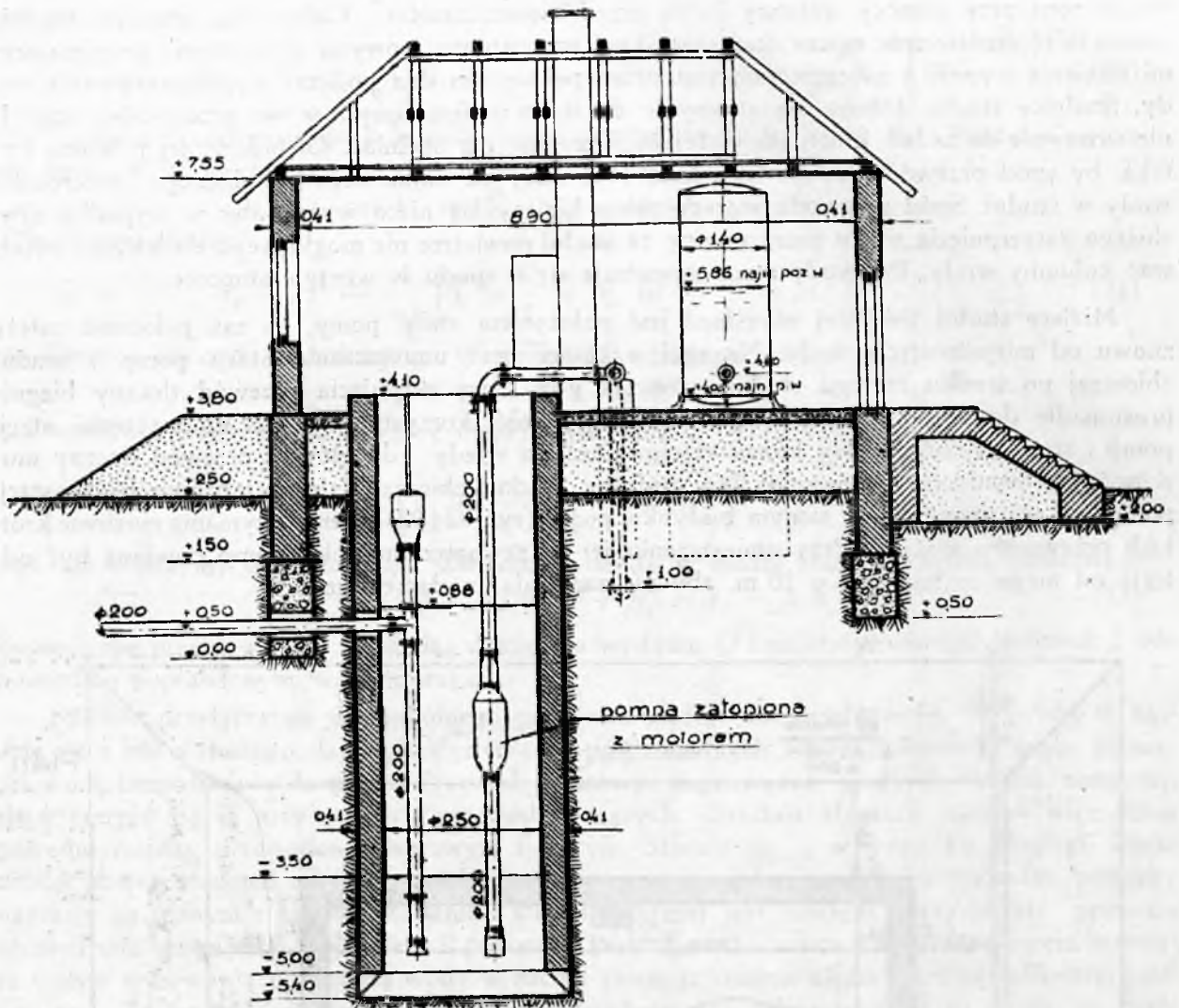
bezpieczone przy pomocy warstwy żwiru przed zapiaszczaniem. Całkowicie szczelne studnie muszą mieć dostatecznie mocne dno, częstokroć wzmocnione teowymi dźwigarami, przyjmującymi ciśnienie wyperu i zabezpieczającymi przed pęknięciem dna podczas wypompowywania wody. Średnicę studni dobiera się stosownie do ilości umieszczonych w niej przewodów, względnie stosownie do zadań, które, jak wyżej wspomniano, ma spełniać. Głębokość jej powinna być taka, by spód przewodu lewarowego leżał 1 m niżej od najniższego obniżonego zwierciadła wody w studni. Spód przewodu ssącego pomp kończy się nieco wyżej, aby w wypadku zbyt dużego zacerpnięcia wody przez pompy ze studni powietrze nie mogło wejść do lewara i przerwać kolumny wody. Przewody ssące zaopatruje się u spodu w wentyle stopowe.

Miejsce studni zbiorczej określone jest położeniem stacji pomp, to zaś położenie zależy znowu od miejsca ujęcia wody. Na ogół wskazane jest umieszczanie stacji pomp i studni zbiorczej po środku szeregu studni wówczas, gdy idący od ujęcia przewód tłoczny biegnie prostopadle do linii studzien. Odwrotnie, częstokroć korzystniejsze jest umieszczenie stacji pomp i studni zbiorczej przy końcu szeregu studzien wtedy, gdy główny przewód tłoczny musi być poprowadzony w kierunku linii studzien. Studnię zbiorczą daje się możliwie blisko stacji pomp lub też umieszcza w samym budynku pomp (rys. 92 i 93) celem otrzymania możliwie krótkich przewodów ssących. Przy umieszczeniu jej na zewnątrz budynku pomp powinna być oddległa od niego co najmniej o 10 m, aby nie zagrażała fundamentom.



Rys. 92. Projekt studni zbiorczej w Sochaczewie.

Rury ssące lewarowe i rury przewodu ssącego w studni zbiorczej zawieszane są na teówkach lub w wypadku uszczelnionego dna stawiane na nim. Wejście do studni powinno być wygodne z uwagi na przeprowadzane reperacje, konserwacje i obsługę zasuw. Przewody lewarowe oraz ssące muszą być zakładane w ten sposób, aby w płaszczyźnie pionowej tworzyły linię



Rys. 93. Projekt studni zbiorczej w Sochaczewie.

prostą wznoszącą się w kierunku przepływu tak, że najwyższy punkt przewodu znajduje się w studni zbiorczej lub przy pompach. Krótkie lewary dają się w nachyleniu 1:100, długie lewary w nachyleniu 1:1000, czasami nawet trzeba się zadowalać nachyleniem 1:2000, aby położenie lewaru nie wypadło zbyt głęboko. (Rys. 94).



Rys. 94. Odpowietrzenie lewaru.

Średnica lewaru musi być wybrana tak duża, by prędkości przepływu wody nie przekraczały wartości 0,6—0,70 m/sek. Przy czym należy przewidzieć z góry możliwość dalszej rozbudowy i przedłużenie przewodu dla poboru większej ilości wody i stosownie do tej ostatniej od razu dobrać średnicę. W wypadku długich lewarów wartości te należy zmniejszyć, aby nie wypadły zbyt duże wysokości ssania.

Największa wysokość ssania lewaru w studni zbiorczej nie powinna przekraczać 7 m (6 m). W najwyższym punkcie lewaru powinno być umieszczone urządzenie do wyciągania powietrza, gdyż we wszystkich wodach gruntowych znajdują się gazy CO_2 , H_2S , które się wyzwalają oraz dlatego, że nie daje się wykonać lewarów idealnie powietrzno-szczelnych. W wypadku lewarów krótkich i prowadzących niewielkie ilości wody przy ich uruchamianiu wystarczy wypełnienie ich wodą pod ciśnieniem. Przeważnie niezbędne są samoczynne odpowietrzenia. W wypadku długich lewarów wskazane jest umieszczenie w najwyższym punkcie lewaru,

a więc w studni zbiorczej tam, gdzie wyciąga się powietrze, bani powietrznej, połączonej z urządzeniem do odpowietrzenia. W ogólności należy powiedzieć, że im dłuższy jest lewar, im większa jest wysokość ssania i im większa jest ilość wody przepływającej, tym bardziej wydajne muszą być urządzenia do ssania powietrza. Prinz podaje, że przy ssaniu 6—7 m i czerpaniu 1000 m³ wody dziennie, ssanie powietrza na sekundę powinno wynosić 0,8 — 1 m³. Cyfra ta wydaje się zbyt wysoka; ze względu jednak na bezpieczeństwo ruchu urządzenia ssące powinny być dostatecznej wydajności. Jako przykład może służyć lewar w mieście Naunhof, gdzie przy wysokości ssania 5 m na m³ wody odpowietrzać trzeba 2,65 litra gazów.

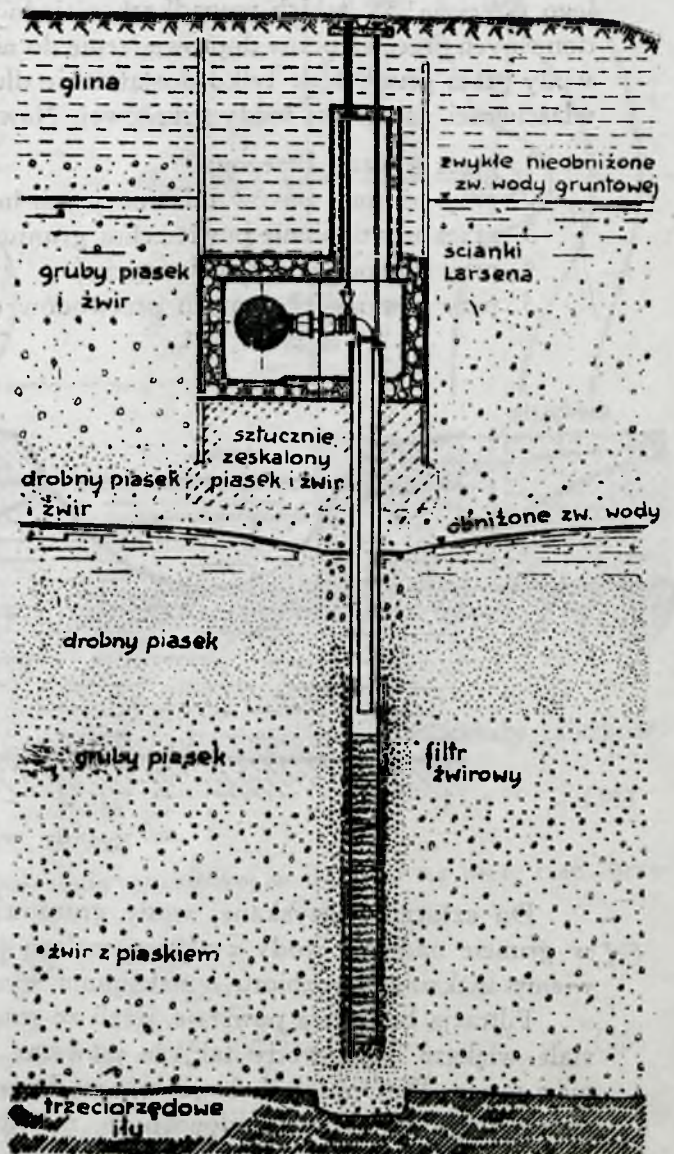
Kłapy zwrotne przeciwdziałające zrywaniu się kolumny wodnej są tylko wówczas niezbędne, gdy ujęcie leży w spadzie i woda w czasie postoju pomp mogłaby płynąć ku studni położonej najniżej.

Lewary wykonywa się zwykle z żeliwnych rur kielichowych, uszczelnianych na połączeniach sznurem konopnym i ołowiem lub gumowymi sznurami pierścieniowymi. Zwrócić należy uwagę na możliwie szczelne wykonanie złącz. Lewar przed zasypaniem wykopu powinien być sprawdzony na szczelność i to nie przy pomocy ciśnienia, lecz próżni; należy uważać go za dostatecznie szczelny, gdy w ciągu 12 godzin, zależnie od długości lewaru, wysokość próżni nie spadnie więcej niż 3—9 mm słupa rtęci.

Przy układaniu przewodów lewarowych i ssących należy zwrócić specjalną uwagę, by nie mogło nastąpić nierównomierne osiadanie i zwichrowacenie linii ciągu w płaszczyźnie pionowej. Muszą więc być one ułożone na gruncie dostatecznie wytrzymałym. Często jednak w miejscu ujęcia nawodniony grunt nie odpowiada temu warunkowi; wówczas należy kłaść przewody na płycie betonowej lub żelbetowej względnie, jeśli znajdować się one będą stale pod poziomem wody gruntowej, na palach drewnianych. Praca przy układaniu tych przewodów musi być specjalnie staranna. Częstokroć napotyka się przy niej bardzo poważne trudności wynikające z potrzeby zwalczania nadmiernego dopływu wód do wykopu. Z tych samych powodów lewar powinien leżeć w odległości co najmniej 5 m od studni, gdyż ziemia poruszona przy samych studniach może spowodować zapadnięcie się lewaru.

Istnieją przykłady wykonania przewodu lewarowego w zamkniętej szczelnej obudowie — chodniku, pozwalającej na stały dostęp do przewodu, sprawdzenia jego pracy i umożliwienia niezbędnych poprawek.

Dla nowego wodociągu miasta Düsseldorf „am Staad”, leżącego na brzegu Renu, założono lewar 3—4 m poniżej normalnego poziomu zwierciadła wody gruntowej, zaś około 8 m pod powierzchnią terenu, aby i przy najniższych poziomach wody w Renie studnie mogły dostarczyć dostatecznej ilości wody (rys. 95). Wiercenie przeprowadzono średnicą 2.000 mm. Filtr wykonany jest z rur miedzianych średnicy 600 mm ze szparami, otoczony płaszczem ze żwiru



Rys. 95. Lewar na ujęciu „am Staad”.

dobranego w trzech grubościach. Oblicza się, że przy najniższym stanie wód Renu wydajność studni nie spadnie poniżej 30 l/sek. Wykonanie lewaru byłoby bardzo trudne i kosztowne, gdyby przez spompowanie wody w czasie budowy chciano utrzymać wykop w stanie suchym.

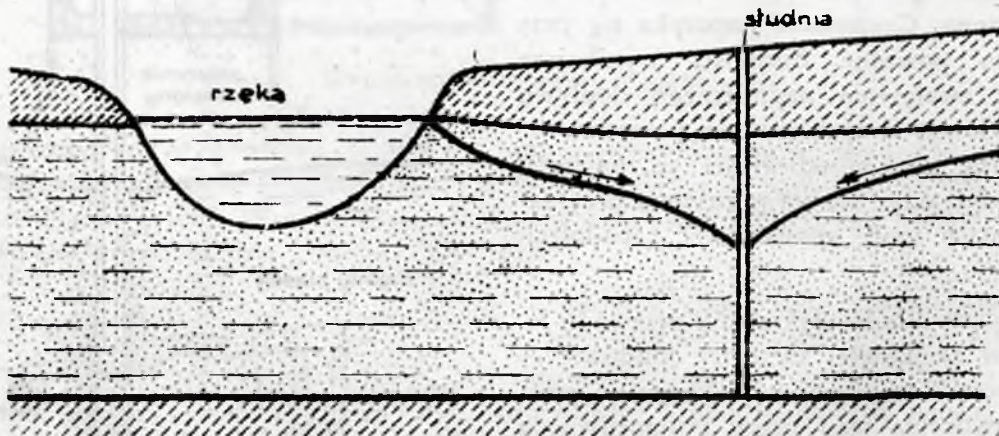
Zastosowano specjalny sposób wykonania. Pionowe ściany wykopu usztywniono przez zabicie ścianek Larsena; z pomiędzy nich wybrano ziemię aż do poziomu zwierciadła wody gruntowej. Dno składające się ze żwirów i piasków, na którym miano osadzić obudowę lewaru, uszczelniono środkami chemicznymi. Przez wstrzykiwanie chemicznego roztworu w masę piasku powyżej lub poniżej zwierciadła wody gruntowej na požądanej i dowolnej grubości przyjmował on charakter masy betonowej. Wiązanie następuje natychmiast także i w wypadku wód agresywnych. Wstrzykiwanie chemikaliów odbywało się przy pomocy rur studni abisyńskich. Po uszczelnieniu dna można było prawie na sucho wykonać żelbetową obudowę lewaru.

Połączenie poszczególnych studni z lewarami powinno być wykonane w ten sposób żeby kąt między ciągiem głównym i odgałęzieniem nie był nigdy $> 45^\circ$. Na każdym przyłączeniu należy w miejscu odpowiednim wbudować zasuwę, aby można było każdą ze studni wyłączyć, względnie uregulować czerpanie. Do lewarów stosować należy zasuwę, które są szczelne na powietrze i uniemożliwiają zbieranie i tworzenie się worka powietrznego.

VI. 6. SZTUCZNA WODA GRUNTOWA.

W wypadku dużego zapotrzebowania zapasy wody gruntowej mogą być niedostateczne dla jego pokrycia. W takich wypadkach niejednokrotnie można powiększyć wydajność warstw wodonośnych przez sztuczne doprowadzenie do nich wody powierzchniowej. W czasie przepływu wody przez grunt, o ile tylko dostatecznie długi jest czas jej przebywania w nim, nabiera ona właściwości naturalnej wody gruntowej. Nawodnienie gruntu może być wykonane:

1. przez filtrację brzegową,
2. przy pomocy rowów infiltracyjnych lub stawów,
3. przez nawodnienie powierzchni gruntu,
4. przy pomocy studni chłonnych,
5. przy pomocy poziomych przewodów chłonnych.



Rys. 96. Filtracja brzegowa.

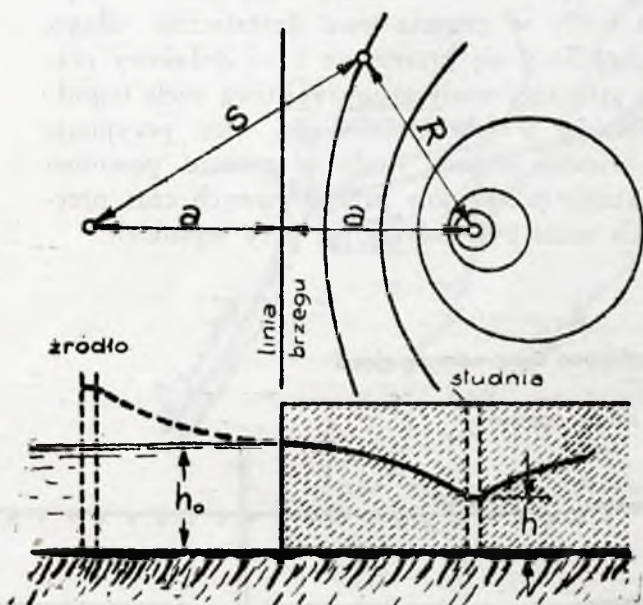
Do sztucznie uzyskanej wody gruntowej zaliczyć również możemy zamagazynowaną w gruncie nadmiar wody z okresu małego jej rozbioru na okres rozbioru zwiększonego. Jak wiemy maksimum rozbioru i maksimum wydatku są zwykle przesunięte w czasie.

Filtracja brzegowa powstaje, jeżeli ze studni założonej w pobliżu rzeki (rys. 96) czerpie się stale większe ilości wody tak, że wówczas dostają się do gruntu i studni wody rzeczne względnie z jezior. Ten sposób wzbogacenia wody gruntowej jest stosowany tam, gdzie dno rzeki lub jeziora sięga do warstw wodonośnych, zaś filtrujące warstwy gruntu są zbudowane z niezbyt drobnoziarnistego materiału. Wydajność ujęcia może być wówczas w dużym stopniu powiększona. Studnie nie mogą być zakładane zbyt blisko rzeki i zwierciadło wody nie może być w nich

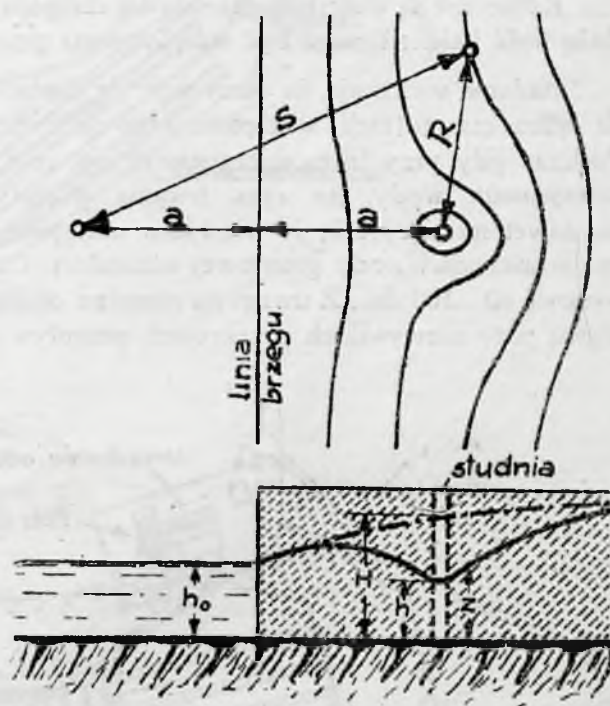
zbyttno obniżane, gdyż prędkość dopływu wody rzecznej w grunt byłaby zbyt duża i muł z dna rzeki wchodziłby dość głęboko w otwory gruntu. Skutkiem takiego nieodpowiedniego założenia lub zbyt dużego obciążenia studzien wzrastać będzie uszczelnienie gruntu w pobliżu rzeki tak, że ostatecznie wydatek studni w znacznym stopniu zmaleje. Odległość studzien od rzeki powinna wynosić co najmniej 50 m, a zwierciadło wody w studniach nie powinno być obniżane więcej niż na 2 m. Jeżeli studnie zostaną założone w większej odległości od brzegu, to depresja może sięgać głębiej i odwrotnie. Jeżeli warstwy gruntu, przez które przechodzi woda z rzeki, posiadają dużą ilość drobnego materiału, co oznacza małą porowatość przestrzenną gruntu, to należy wybierać większą odległość studni od brzegu oraz depresje mniejsze od 2 m, gdyż uszczelnienie gruntu postępuje tym szybciej im mniejsza jest jego przepuszczalność. Bardzo drobny piasek jest z tego powodu niezdatny dla celów naturalnej brzegowej filtracji.

Przy dążeniu do otrzymania dużej ilości wody możliwie krótkim i tanim ujęciem, w wypadkach brzegowej filtracji popełnia się błąd zbyt bliskiego umieszczenia studzien w stosunku do brzegu. Skutkiem takiego błędu jest nie tylko szybkie uszczelnienie się gruntu, lecz często również niezadowolające działanie filtracji dotyczącej właściwości chemicznych, bakteriologicznych i termicznych wody, gdyż szybkość przepływu wody w gruncie jest zbyt duża, a przez to czas jej przebywania w gruncie zbyt krótki. Przy takich błędnych założeniach szczególnie szkodliwie dają się odczuwać wpływy fal powodziowych.

Studnie daje się równoległe do brzegu. Wydajność zależy od wysokości wody w korycie i stopnia zmieszania z wodą gruntową. Wielkość infiltracji zależy od stopnia przepuszczalności dna i wielkości depresji.



Rys. 97.



Rys. 98.

Do obliczenia dopływu wody do studni wywierconej przy brzegu (rys. 97) służy zależność:

$$h^2 = h_0^2 + \frac{Q}{\pi k} \ln \frac{r}{2a} \quad (34)$$

Jeżeli mamy poza tym drugostronnie dopływ wody gruntowej w ilości q na metr bież. brzegu, wówczas

$$h^2 - h_0^2 = \frac{2q}{k} a + \frac{Q}{\pi k} \ln \frac{r}{2a}; \quad (35)$$

$$\text{ponieważ zaś (rys. 98) } H^2 - h_0^2 = \frac{2q}{k} a, \quad (36)$$

$$\text{wobec tego } H^2 - h^2 = \frac{Q}{\pi k} \ln \frac{2a}{r} \quad (37)$$

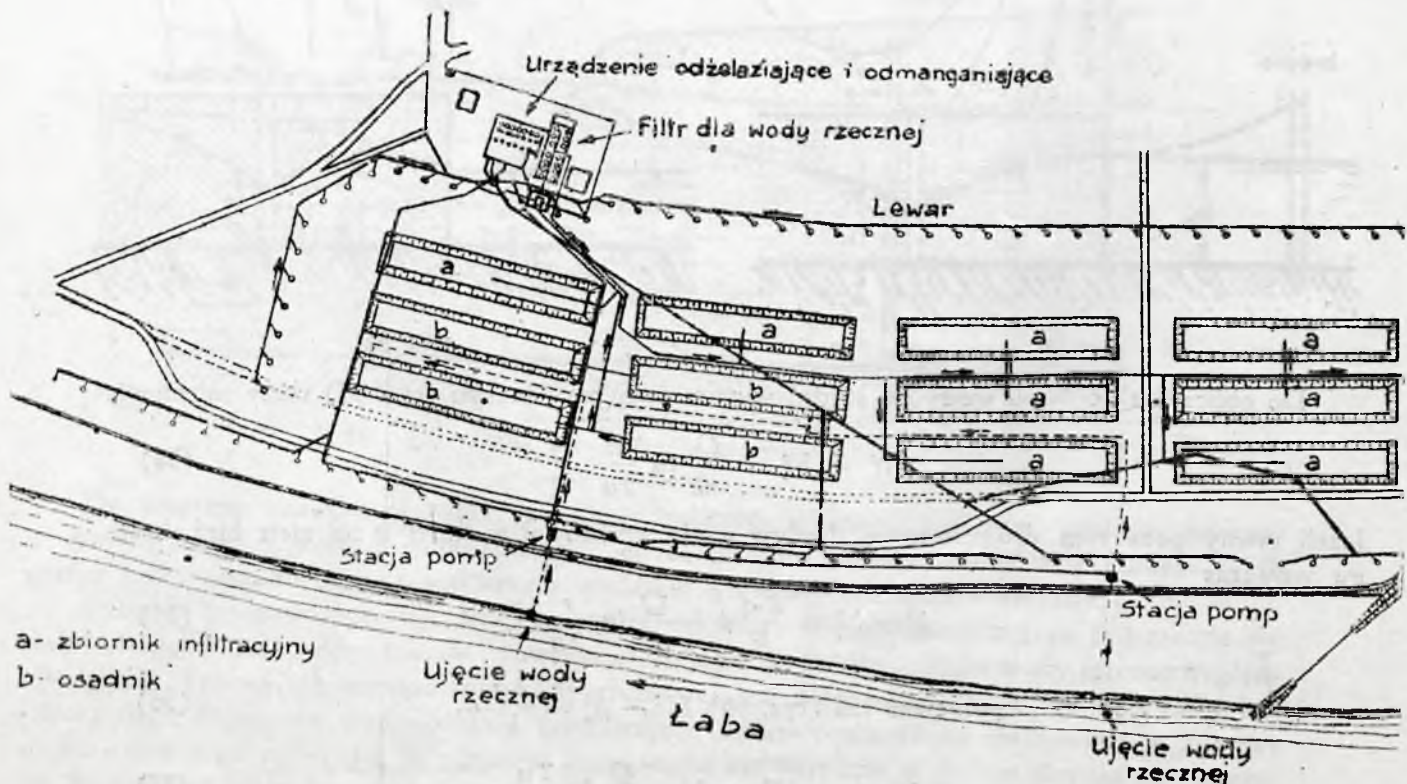
Woda uzyskana z filtracji brzegowej jest tym zdutniejsza im czystsza i lepsza jest woda rzeczna. Urządzenia dla uzyskania filtrowanej brzegowej wody powinny być więc tylko tam wykonywane, gdzie wody rzeczne nie są zbyt silnie zanieczyszczone. Powyżej takich ujęć wody powinno być wzbronione wprowadzanie do rzeki ścieków fabrycznych i miejskich, względnie przed wpuszczeniem powinno być wymagane dokładne ich oczyszczenie. Z przemysłowych ścieków najgorsze są ścieki z fabryk potasu, zasolające wody w takim stopniu, że nie nadają się one do filtracji brzegowej.

Szkodliwe wahania stanów wód, które wprowadzają szkodliwe zaburzenia w równomierności filtracji i pomniejszają ją, mogą być usunięte przez budowę zbiorników retencyjnych. Ze względu jednak na duże koszty wykonania buduje się je tylko tam, gdzie służyć mają jednocześnie i innym celom.

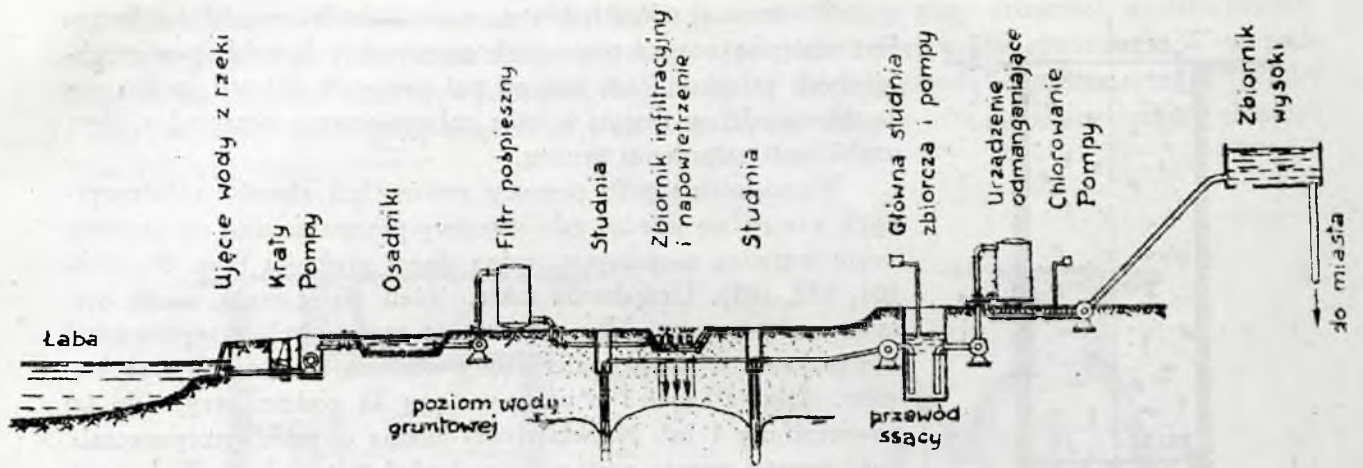
Doliny, w których woda posiada szeroki profil wód wielkich i duże prędkości przy stanach niskich, bardziej nadają się do uzyskania filtrowanej wody brzegowej niż doliny o wąskim profilu wód wielkich i małych prędkościach przepływu wód niskich, gdyż łatwo występujące zamulanie przy niskich stanach dna rzeki powoduje w skutku, że studnie dają wodę niezupełnie zadowalającą pod względem bakteriologicznym. W czasie fali powodziowej łóżysko rzeki zostaje oczyszczone, wydatek studzien rośnie ale zazwyczaj jakość wody pod względem bakteriologicznym jest zła.

Konieczne są stałe badania jakości czerpanej wody. Jeśli wykazuje ona w pewnych okresach dużą ilość bakterii, musi być sterylizowana przy pomocy chloru.

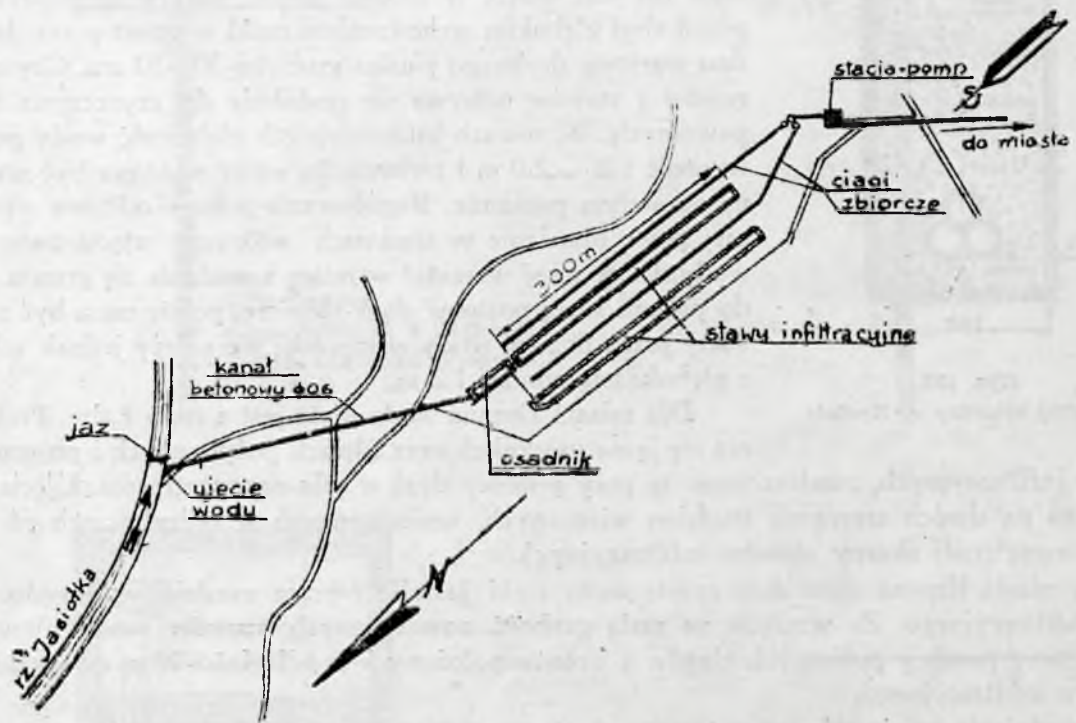
Badania wykazują, że otrzymuje się dostateczne wyjałowienie sztucznej wody gruntowej, jeśli tylko czas filtracji, względnie czas zatrzymania wody w gruncie trwa dostatecznie długo. Podczas gdy przy filtracji brzegowej, np. nad Ruhrą liczy się przeciętnie 1 — 2-dniowy czas zatrzymania wody, to czas trwania przepływu sztucznej wody gruntowej trwa wiele tygodni, nawet miesiące tak, że nie tylko następuje całkowite wyjałowienie wody, lecz przyjmuje ona właściwości wody gruntowej naturalnej. Czas trwania retencji wody w gruncie powinien wynosić 40—100 dni. Z uwagi na niepełne wykorzystanie przekrojów przepływowych czas przepływu przy niewysokich przekrojach przepływowych może być krótszy niż przy wysokich.



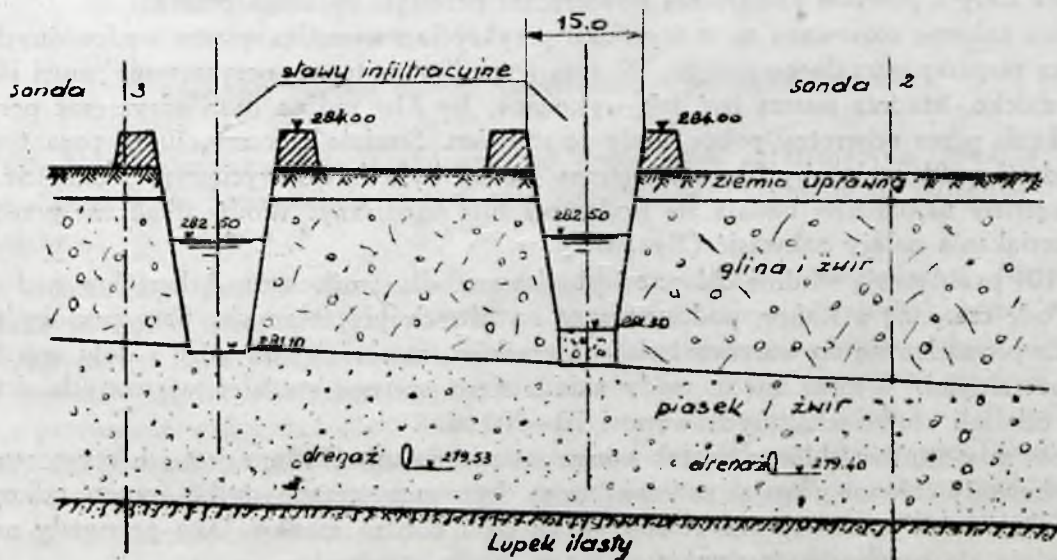
Rys. 99. Ujęcie wody dla Drezna.



Rys. 100. Ujęcie wody dla Drezna.



Rys. 101. Stawy infiltracyjne na ujęciu wody w Krośnice.



Rys. 102. Przekrój poprzeczny przez stawy infiltracyjne w Krośnice.



Rys. 103.
Przekrój zbiorczy w Krośnie.

W wypadkach sztucznego nawadniania gruntu konieczne jest wstępne oczyszczenie wykorzystywanych wód powierzchniowych w osadnikach lub na pośpiesznych filtrach, zanim się je wprowadzi w grunt, w celu zabezpieczenia przeciwko zbyt szybkiemu zamuleniu gruntu.

Nawodnienie przy pomocy rowów lub stawów infiltracyjnych stosuje się wtedy, gdy warstwy przepuszczalne nie są przykryte warstwą nieprzepuszczalną dużej grubości (rys. 99, 100, 101, 102, 103). Urządzenia takie, jeżeli się zamulą, mogą być łatwo oczyszczone. Aby czyszczenie można było przeprowadzić bez przerwy w ruchu, należy mieć większą ilość rowów lub stawów. Dla infiltracji 1 m³ wody w ciągu 24 godzin przyjmuje się powierzchnię 1 m². Najwłaściwiej można określić przepuszczalność warstw gruntu przy pomocy badań w terenie. Jeśli dno rowów nie jest wcięte w drobny piasek, należy zabezpieczyć się przed zbyt głębokim wchodzeniem mułu w grunt przez danie na dno warstwy drobnego piasku grubości 30—50 cm. Czyszczenie rowów i stawów odbywa się podobnie do czyszczenia filtrów powolnych. W rowach infiltracyjnych głębokość wody powinna wynosić 1,2 — 2,0 m i zwierciadło wody powinno być utrzymane na stałym poziomie. Regulowanie poboru odbywa się najlepiej przez obniżenie w studniach wtórnego ujęcia zwierciadła wody, które musi wzrastać w miarę zamulania się gruntu. Jeżeli do poboru służą poziome ciągi zbiorcze, pobór musi być regulowany przez poziom wody w rowach; nie należy jednak schodzić z głębokością poniżej 1,2 m.

Dla miasta Drezna woda ujęta jest z rzeki Łaby. Podczyszcza się ją na osadnikach oraz filtrach pośpiesznych i prowadzi do stawów infiltracyjnych, rozdeszczając ją przy pomocy dysz w celu napowietrzenia. Ujęcie wtórne polega na dwóch szeregach studzien wierconych, umieszczonych w odległościach 64 m od spodu zewnętrznej skarpy stawów infiltracyjnych.

Dla miasta Krosna ujęto dość czyste wody rzeki Jasiołki i przez osadnik wprowadzono do stawu infiltracyjnego. Ze względu na małą grubość nawadnianych szutrów wodę ujmuje się wtórnie przy pomocy poziomych ciągów z drenów położonych w odległości 20 m od spodu skarpy stawu infiltracyjnego.

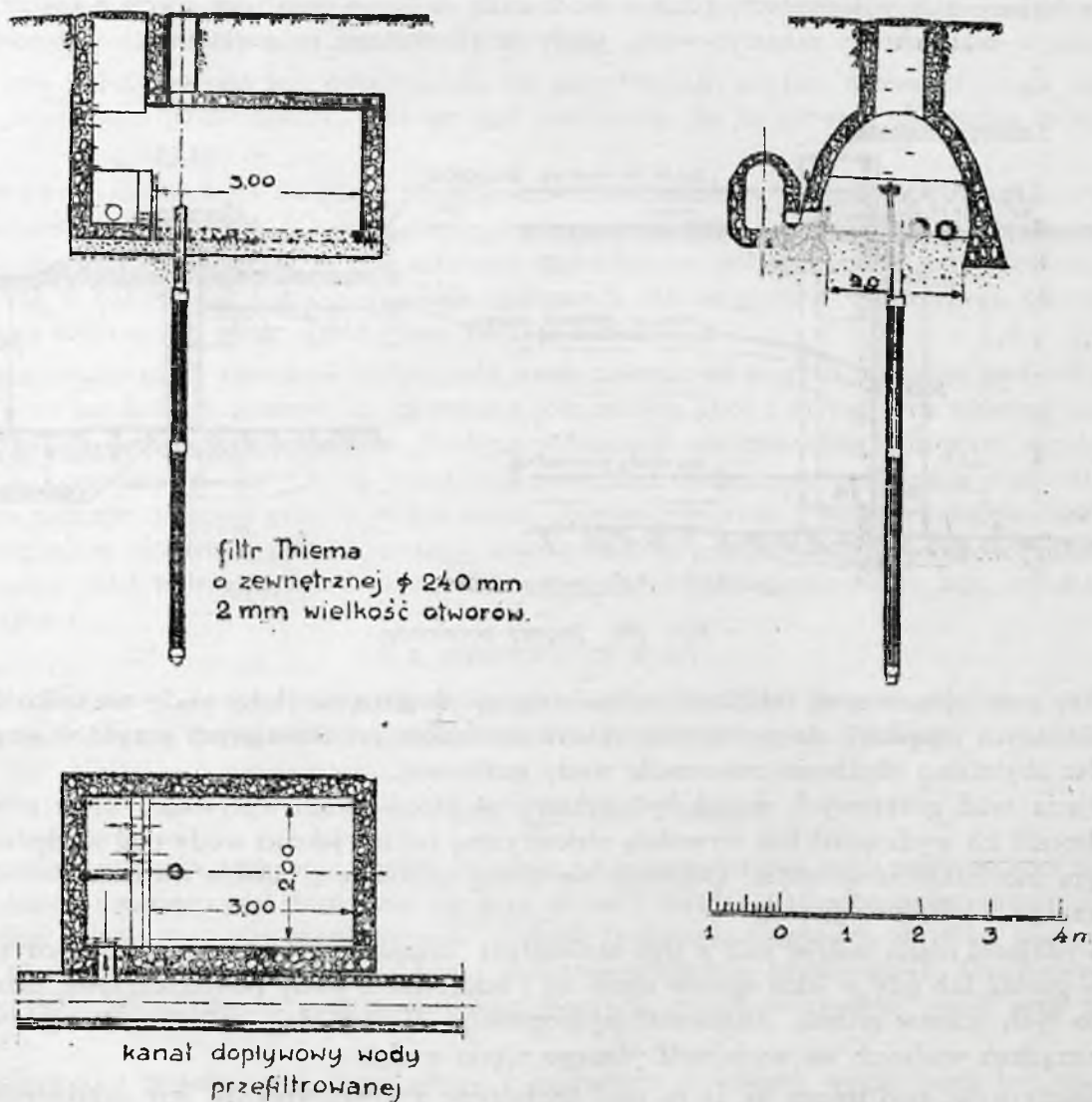
Nawodnienie powierzchni gruntu może być stosowane wówczas, gdy warstwy przepuszczalne sięgają aż do powierzchni terenu. Sposób ten nie jest jednak godny polecenia z tego względu, że w czasie zimy z powodu zamarzania powierzchni przesiąkanie ulega przerwie.

Studnie chłonne stosowane są w wypadku przykrycia z wierzchu warstw wodonośnych grubą warstwą nieprzepuszczalnego gruntu. W tym wypadku wstępne oczyszczenie musi iść stosunkowo daleko. Studnie muszą być tak wykonane, by filtr można było oczyszczać przy pomocy płukania przez odwrotny pobór wody ze studzien. Studnie chłonne muszą poza tym posiadać podwójny filtr tak, aby filtr wewnętrzny można było łatwo wyciągnąć i oczyścić. Na filtr wewnętrzny najbardziej nadaje się podwójny filtr miedziany. Wody alkaliczne przed procesem przesiąkania należy zakwasić (Rys. 104).

Rys. 104 przedstawia studnie chłonne wybudowane dla wodociągu Ackerfahre nad rzeką Ruhą. Wodę czerpaną z Ruhry, podczyszczaną na filtrach pośpiesznych, przy pomocy studni chłonnych wprowadza się do warstwy żwirów i piasków, zamkniętej od góry i dołu warstwami nieprzepuszczalnymi. Wtórne ujęcie wody składa się z szeregu studzien wierconych, których odległość od linii studni chłonnych wynosi 70—100 m.

Podczas gdy studnie chłonne są tak konstruowane, że umożliwiające jest ich czyszczenie, to poziome przewody chłonne ulegając zatkaniu mogą być oczyszczone tylko przez odkopanie. Z tych względów ten ostatni sposób stosuje się na ogół bardzo rzadko. Jako przewody nawadniające buduje się przewody drenarskie.

Konstrukcje wtórnego ujęcia wody, które jest nieodzowne przy sztucznej wodzie gruntowej, są tego samego rodzaju, co stosowane przy ujęciu naturalnej wody gruntowej. W wypadkach dużej grubości warstw wodonośnych buduje się ujęcie pionowe w postaci studni (rys. 99 i 100); w wypadkach małej miąższości warstw przepuszczalnych — poziome ciągi zbiorcze (rys. 101, 102 i 103).

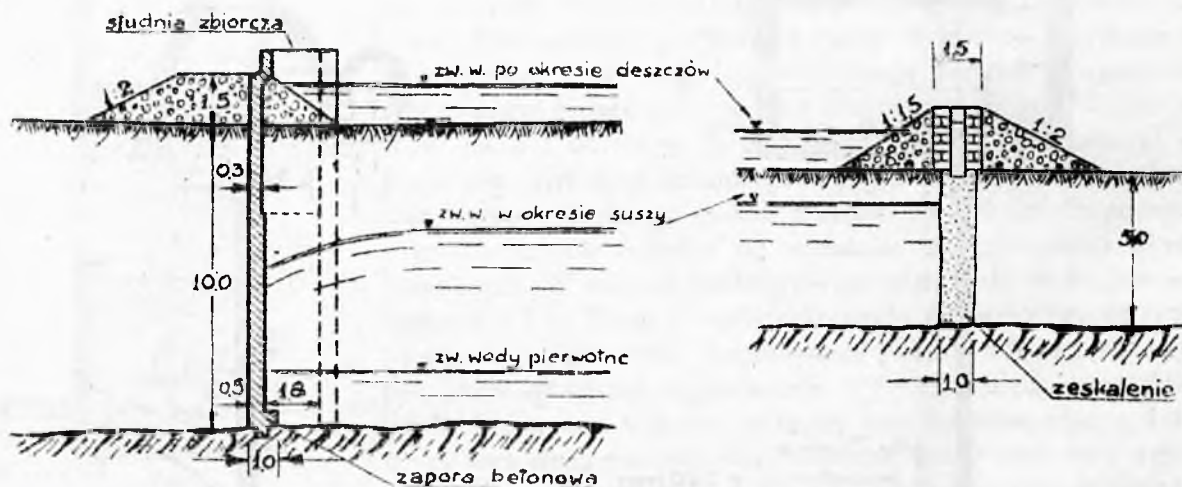


Rys. 104. Studnie chłonne (infiltracyjne) na ujęciu Ackerföhre.

Odległość umieszczenia ujęcia wtórnego od powierzchni infiltrujących powinna zapewniać nabranie przez wodę powierzchniową cech wody gruntowej. Przyjmuje się odległość 100 m jako najwłaściwszą.

Z technicznego punktu widzenia dla osiągnięcia możliwie równomiernej filtracji ważne jest, żeby nie tylko urządzenia chłonne, lecz również i studnie ujęcia wody były tak wysoko położone, aby nawet najwyższe zwierciadła wody nie miały wpływu na studnie ujęcia i by wszelkie wody dosięgały studni idąc przez urządzenia chłonne. Tam gdzie nie jest to możliwe, jak to ma miejsce przeważnie w dolinach rzek, należy przy pomocy sztucznych środków osiągnąć utrzymanie normalnego spadku wód filtrowanych również i w czasie fal powodziowych. Takim sposobem może być otoczenie zbiornika chłonnego lub studni chłonnych wałami ochronnymi przed zalaniem oraz odpompowanie wody z partii chronionej do rzeki w czasie trwania wody wielkiej dla utrzymania niskiego zwierciadła wody w zbiorniku lub studniach.

Ostatni sposób magazynowania wody w gruncie może być stosowany na ogół rzadko. Polega on na zatrzymaniu w gruncie fal zwiększonego przepływu strumieni wody gruntowej przez wybudowanie przegrody podziemnej w poprzek warstwy wodonośnej (rys. 105). Wykonanie takiej przegrody związane jest na ogół z dużymi kosztami. Budowa jej jest uzasadniona wówczas, gdy możliwe jest zatrzymać duże ilości wody przy pomocy niewielkich przegród. Konieczne są tu dokładne dane geologiczne. Z wytworzonego w ten sposób zbiornika podziemnego czerpie się wodę jednym z opisanych wyżej sposobów. W ten sposób woda ujęta jest dla miasta Ankary oraz w koloniach, gdzie wybudowane są liczne tego typu ujęcia z podziemnymi zaporami w celu ochrony magazynowanej wody przed stratami na parowanie.



Rys. 105. Zapory podziemne.

Przy pomocy sztucznej infiltracji można osiągnąć dostateczne ilości wody nie tylko dla nowo zakładanych urządzeń, ale można powiększyć wydajność już istniejących urządzeń, względnie zapobiec zbytniemu obniżeniu zwierciadła wody gruntowej.

Ujęcia wód gruntowych muszą być ochronione przed takimi wpływami, które powodują zmniejszenie ich wydajności lub wywołują niekorzystną zmianę jakości wody pod względem chemicznym lub bakteriologicznym. Odróżnia się tereny ochronne z punktu widzenia ilościowego, chemicznego i bakteriologicznego.

Wydajność ujęcia maleje, jeśli w jego sąsiedztwie czerpać się będzie wodę z tych samych warstw gruntu lub gdy w jakiś sposób ujmie się i odprowadzi wody powierzchniowe, przesiąkające do tych warstw gruntu. Znajomość hydrogeologii okolicy daje orientację o wpływie innych urządzeń wodnych na wydajność danego ujęcia wody.

Należy wziąć pod uwagę to, że na ogół trudniejsze i kosztowniejsze jest ochronienie dużych terenów od zanieczyszczenia niż oczyszczenie i wyjałowienie wody. W gęsto zamieszkałych okolicach wskazane jest odgraniczanie terenów ochronnych, jeśli pożądany cel osiąga się przy niezbyt dużej rozciągłości terenów. Jeśli tak nie jest, to lepiej będzie zdecydować się na odpowiednie oczyszczenie wody.

VII. OCZYSZCZENIE WODY

VII. 1. UWAGI OGÓLNE.

Staraniem naszym powinno być ujęcie wody o takiej jakości, aby potrzeba jej uzdatnienia — oczyszczania była zbędna. Jednak w wysokim stopniu jesteśmy skrepowani miejscowymi stosunkami hydrologicznymi. Jeśli nie znajdujemy wody w pełni czystej, staramy się ją tak ująć, aby w jak największym stopniu ograniczyć urządzenia niezbędne dla jej uzdatnienia. Ze względu na koszty budowy oraz eksploatacji może okazać się racjonalne wzięcie pod uwagę rozwiązań ujmujących wodę ze znacznie większych odległości. Jednakże często nie da się uniknąć potrzeby zastosowania urządzeń oczyszczania wody. Miarodajne co do konieczności oraz sposobu

uzdatnienia wody są przede wszystkim jej jakość, następnie przyzwyczajenia miejscowej ludności oraz wymagania przemysłu. Ogólnie można powiedzieć, że wodę uzdatnia się:

1. gdy ma ona służyć do picia, a nie odpowiada wymaganiom stawianym wodzie tego rodzaju. Wchodzi tu w grę przede wszystkim wymagania zdrowotne;
2. gdy ma służyć do picia, przy czym nie wykazuje odpowiedniej jakości przy użyciu jej dla rzemiosła i przemysłu. Odgrywają tu rolę głównie jej właściwości chemiczne. Istnieje wówczas zagadnienie, czy cała ujmowana woda ma być w jednakowym stopniu oczyszczana, czy rzemiosło i przemysł odpowiednio do swych potrzeb nie musi jej uzdatniać oddzielnie, czy wreszcie specjalnie nie należy oczyszczać wody do picia;
3. gdy wreszcie woda jest odpowiednia do picia i innego użytku, natomiast działa szkodliwie na urządzenia wodociągowe, głównie sieć rozbiorną. Są to głównie chemiczne własności wody.

Stosownie do sposobu działania urządzenia oczyszczające wodę dają się podzielić na metody mechaniczne, chemiczne i bakteriologiczne, przy czym jako wzór służą procesy samooczyszczania się wody w naturze. Są one sztucznie upodobnione oraz sztucznie przyspieszone. Podobnie jak w naturze tak i w urządzeniach sztucznych dla osiągnięcia ostatecznego celu zastosowane są kolejno lub obok siebie różne rodzaje metod.

Opracowano wiele sposobów uzdatnienia wody zależnie od potrzeb. Retencja wody w zbiornikach oraz osadnikach terenowych stosowana jest rzadko, choć z metod tych rozwinął się cały szereg bardziej wydajnych sposobów. Szybsze wytrącenie zawiesin osiąga się przez użycie chemicznych koagulantów. Zwykle za koagulacją następuje filtracja ze sterylizacją jako ostatnim stopniem zabezpieczającym przeciwko bakteriom chorobotwórczym. Napowietrzeniem, chemikaliami względnie użyciem węgla aktywnego usuwa się kolor, smak i zapach wody. Do sposobów oczyszczenia wód należy zaliczyć także usunięcie żelaza, zmiękczenie wody oraz redukcję jej agresywności.

VII. 2. ODBARWIENIE WODY.

Odbarwienie wody przeprowadza się przy pomocy środków chemicznych, strącania lub przy pomocy filtracji przez wysokoaktywne materiały, jak np. węgiel aktywny.

VII. 3. USUWANIE ZAPACHU I SMAKU.

Sposoby usunięcia zapachu i smaku polegają na napowietrzeniu wód zawierających siarkowodór, żelazo i mangan oraz niszczeniu alg przy pomocy miedzi, nadmanganianu potasu i chloru. Istnieje jednak poza tym szereg innych środków zwalczania przykrych objawów smaku i zapachu, szczególnie gdy powodują je ścieki domowe względnie przemysłowe. Dawniejsze metody polegają na utlenieniu tych materii organicznych, przede wszystkim fenoli przy pomocy chloru.

Siarkowodór podobnie jak niepożądany w nadmiarze dwutlenek węgla może być usunięty z wody przy pomocy dobrego przewietrzenia na: deszczowniach, kaskadach, dyszach, ociekaczach, przelewach oraz przez wtłaczanie lub wbijanie do wody powietrza.

Najlepszy skutek osiąga się przy pomocy dysz; w tym wypadku traci się jednak stosunkowo duże ciśnienie. Działanie dysz polega na rozpyleniu wody drobnymi kroplami w powietrzu. Pracują one zwykle pod ciśnieniem 7—14 m słupa wody. Ilość rozpylanej przez dyszę wody zależy od jej budowy oraz ciśnienia. Dysza odpowiednio zbudowana z otworem o średnicy 25 mm i ciśnieniu 7 m rozpyla 4,5 litra/sek. wody na wysokość 2,0 m. Redukcja dwutlenku węgla wynosi 90%.

Działanie kaskad polega na tym że woda przepływa cienką warstwą przez kilka betonowych lub metalowych stopni. Kaskady stosuje się często jako pierwszy stopień uzdatnienia wody jeziorowej i zbiornikowej. W lecie często nie osiąga się usunięcia w dostatecznym stopniu stęchłego smaku wody oraz zapachu powodowanego przez algi.

Ociekacze budowane są jako złoża z koksu, żużla, cegieł lub kamieni o wysokości około 1,8 — 2,0 m. Lepszy skutek osiąga się przez rozdzielenie ociekacza na trzy złoża grubości 0,6 m, umieszczone na brązowej dziurkowanej blasze w odległości 0,45 m od siebie. Wodę do-

prowadza się przewodami dziurkowanymi na powierzchnię złoża, skąd ścieka ona po ziarnach złoża w dół. Ociekacze działają bardziej skutecznie niż kaskady, lecz gorzej niż dysze. Przy obciążeniu $150 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{godzinę}$ usunąć można około 75% dwutlenku węgla.

W celu napowietrzenia wody dla usunięcia siarkowodoru stosowano zbiorniki napowietrzania w formie podobnej, jaką się stosuje przy metodzie osadu czynnego. Dno zbiornika wyłożone jest porowatymi płytami filtrującymi, przez które tłoczone powietrze wchodzi w wodę drobnymi pęcherzykami. Na 1 m^3 wody daje się $\frac{1}{2} \text{ m}^3$ powietrza.

Zaletą takich basenów napowietrzania jest tańsza eksploatacja niż przy innych metodach napowietrzania, gdyż wody się nie podnosi i nie rozpryskuje. Sposób ten pozwala na całkowite usunięcie siarkowodoru i 75% znajdującego się w nadmiarze dwutlenku węgla. W powyższy sposób bardzo często daje się usunąć lekki zapach oleisty. W wielu wypadkach napowietrzenie, usuwające nieprzyjemny zapach wywołany obecnością siarkowodoru, łączy się z napowietrzeniem stosowanym w celu pozbawienia wody żelaza lub manganu. Stosowane w ostatnich czasach metody napowietrzania przy pomocy rozpylania i deszczowni w większości wypadków całkowicie wystarczają. Żelazo zawarte w wodzie zostaje utlenione i strąca się. Jeśli siarkowodor występuje nie jako gaz ale w postaci związanej jako siarczek, to można go usunąć przy pomocy słabego chlorowania.

Algi rozwijają się szczególnie silnie w czystej, przezroczystej wodzie w obecności dwutlenku węgla i w miejscach nasłonecznionych. Występuje wówczas bardzo silnie popsucie się smaku i zapachu wody. Przez sztuczne zmącenie wody i wydalenie CO_2 wzrost ich zostaje powstrzymany. Celem zniszczenia alg stosowano nadmanganian potasu KMnO_4 lub siarczan miedzi Cu_2SO_4 . Niezbędne dla zabicia alg dawki siarczanu miedzi zależą od rodzaju organizmów i wahają się w granicach od 0,07 do 5,00 mg/litr. Siarczan miedzi ma tę ujemną cechę, że już w ilości 2 mg/l nadaje wodzie odrażający smak. W gospodarstwie rybnym w wodach sztucznych jezior zbiornikowych zawartość jego już w niewielkiej ilości okazała się szkodliwa, szczególnie dla ryb bardziej delikatnych. Siarczan miedzi może być stosowany bez zastrzeżeń tam, gdzie jednocześnie do wody dodaje się siarczan glinu, gdyż tworzące się w tym wypadku kłaczki wodorotlenku glinu strącają dodawaną miedź względnie oddziałują w ten sposób, że miedź jest zatrzymywana na filtrach. Dawkowanie siarczanu miedzi w formie krystalicznej przeprowadzano dotychczas w ten sposób, że przeciągano w wodzie przy pomocy łożysk lniane worki z siarczanem miedzi. Ilość określano tak, aby około 1,2 mg/l rozpuszczało się na powierzchni. Łódź przejeżdża zbiornik w liniach odległych od siebie o około 5,0 m. W innych wypadkach rozpryskiwano roztwór siarczanu miedzi na powierzchni. Metoda Goudeya polega na rozpylaniu na powierzchni suchego siarczanu miedzi. Grubość proszku dostosowuje się do głębokości jeziora. W nowszych czasach z wynikiem dodatnim stosowano chlor w dawkach 0,2 — 0,3 mg/l wody.

VII. 3-a. Węgiel aktywny.

Najlepsze wyniki osiąga się stosując węgiel aktywny, który przez swoją wielką siłę adsorbcyjną jest w stanie wycisnąć z wody większość materii, będących źródłem smaku i zapachu. Adsorbuje on materie organiczne, chlor, siarkowodor i żelazo. Może być też użyty do dechloracji oraz usunięcia smaku fenoli. Wielka zdolność adsorbcyjna węgla aktywnego polega na tym, że posiada on olbrzymią wewnętrzną powierzchnię, która dzieli się na nieskończenie wiele ultramikroskopowo drobnych por i włosków.

Znajduje tu zastosowanie tzw. węgiel ziarnisty lub sproszkowany. Węgiel ziarnisty używany do oczyszczania wody posiada ziarno grubości 1,5—3 mm. Ciężar właściwy zależy od metody wyrobu wynosi 350 — 500 kg/m^3 .

Stosując węgiel ziarnisty należy tak dobierać grubość ziarn, wysokość warstwy węgla oraz szybkość przepływu wody, aby z jednej strony dostatecznie długi był okres przepływu i przez to osiągnięty dostateczny efekt oczyszczenia, z drugiej strony, aby strata na opory znajdowała się w granicach dopuszczalnych. Użycie węgla ziarnistego może następować w filtrach otwartych lub zamkniętych. Podczas gdy w filtrach zamkniętych pracujących pod ciśnieniem (rys. 106)

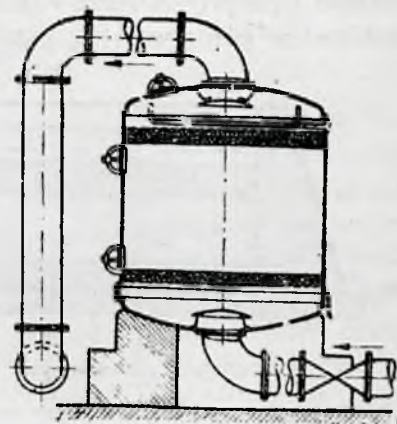
z reguły grubość warstwy węgla wynosi od 1,5 — 3 m, w filtrach otwartych przy stosunkowo znaczniejszej powierzchni grubość warstwy węgla wynosi 0,5 m.

Aby siła adsorbcyjna węgla aktywnego nie była niepotrzebnie osłabiana w miarę jego zanieczyszczenia, należy wodę możliwie tanimi sposobami jak najdalej oczyścić i usunąć z niej wszystkie drobniejsze oraz grubsze zawiesiny. Wyczerpany węgiel można regenerować przez przepłukanie go wodą i poddanie przez 30 minut działaniu pary o temperaturze 160°. Zależnie od właściwości wody regeneracja konieczna jest w odstępach wynoszących 3 miesiące do roku. Po pewnym czasie ładunek węgla należy wymienić.

Ostatnio zaniechano stosowania węgla ziarnistego przechodząc na węgiel sproszkowany. Jest to węgiel drobno sproszkowany, podobny do węgla używanego dotychczas w przemyśle dla odbarwiania płynów, np. w cukrowniach. Okazało się, że najlepsze wyniki osiąga się przy stosowaniu węgla możliwie drobno zmielonego. Z uwagi jednak na przebieg filtracji używanie zbyt drobno zmielonego węgla w wielu wypadkach nie jest wskazane.

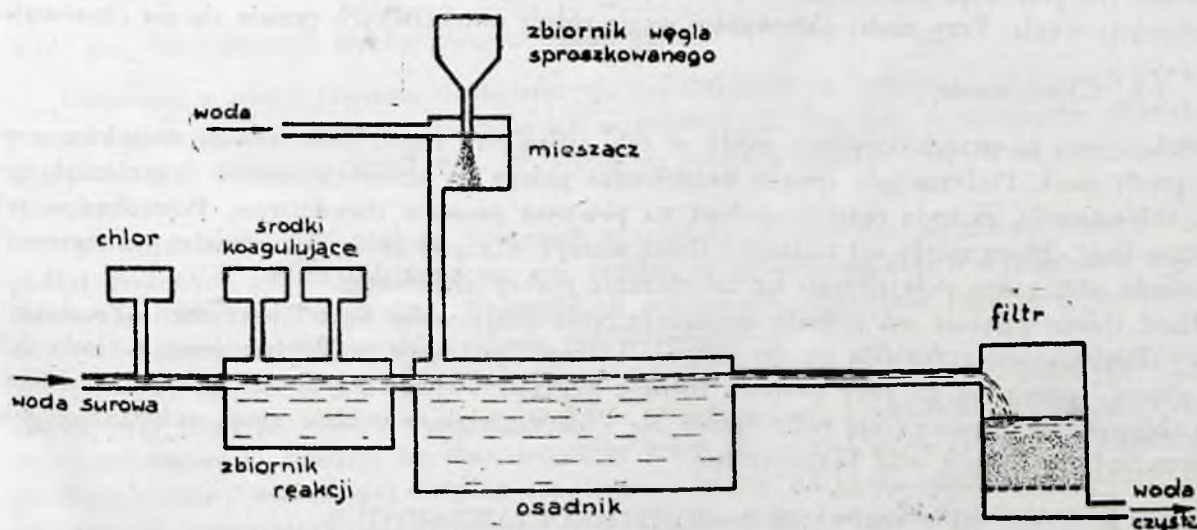
Ilości stosowane zależą od rodzaju wody, tj. rodzaju i mocy materii, którą należy usunąć. Dawki wahają się pomiędzy 0,5—30 gr/m³.

Rozwinęły się dwie metody stosowania sproszkowanego węgla. W jednej metodzie tzw. mieszania w zbiorniku zaopatrzonym w mieszadło do wody dodaje się proszek węglowy. Zetknięcie się węgla z wodą trwa co najmniej 1/2 godziny. Następnie usuwa się węgiel przy pomocy osadnika oraz ostatecznie oczyszcza wodę na filtrze. Sproszkowany węgiel może być stosowany w połączeniu z innymi chemicznymi środkami koagulacyjnymi. Na szkicu podany jest schemat zastosowania węgla aktywnego w połączeniu z chemiczną koagulacją, przy czym węgiel wprowadzany jest za basenem koagulacyjnym (rys. 107). Węgiel, który nie zdążył osiąść w osadniku, zostaje usunięty na filtrze. Przy zastosowaniu filtru pośpiesznego węgiel usuwa się z filtru podczas jego przemywania. W wypadku filtru wolnobieżnego węgiel musi być co pewien czas usuwany przez zdjęcie kilkunastometrowej wierzchniej warstwy.



Rys. 106.

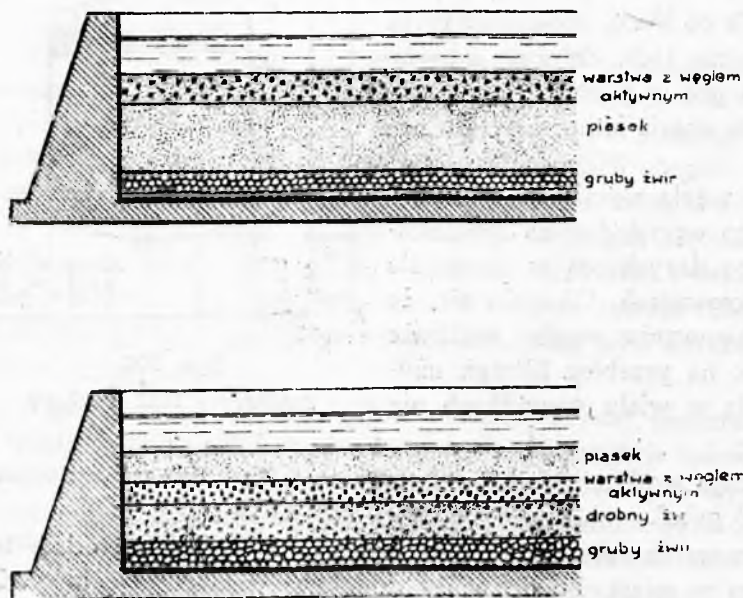
Zamknięty filtr węglowy.



Rys. 107. Schemat oczyszczania przy pomocy sproszkowanego węgla aktywnego.

W wypadkach, w których konieczne jest zastosowanie większych ilości węgla sproszkowanego, np. 20 gr/m³ z powodu stosunkowo dużego zatrzymywania węgla, rośnie bardzo szybko opór filtru, powodując szybkie malenie wydajności. W takich wypadkach stosuje się sposób filtracji warstwowej. Polega on na utworzeniu w filtrze biologicznym warstwy węgla w ilości 6 kg na m³ pod 40 cm warstwą piasku (rys. 108). Grubość takiej warstwy wynosi około 3 cm. Utwo-

rzenie warstwy może być również wykonane w ten sposób, że określoną ilość węgla miesza się z wodą w stosunku 1:10 i wprowadza na filtr piaskowy, po czym miesza się mechanicznie lub przy pomocy sprężonego powietrza z piaskiem przy jednoczesnym odwodnieniu. Skuteczne okazało się wprowadzenie węgla w warstwę wierzchnią 15—20 cm. Można też w mieszać węgiel grabiami w górną warstwę piasku.



Rys. 108. Filtry z węglem aktywnym.

Zwykle przy użyciu powolnych filtrów stosuje się metodę warstwową, zaś w wypadku filtrów szybkobieżnych, metodę mieszania. Ponieważ wody humusowe wymagają długiego czasu zatkania się z węglem, dla tego rodzaju wód odpowiedniejsze są filtry powolne z warstwą węgla niż filtry pośpieszne. W przeciwieństwie do filtrów pośpiesznych, na których szybkości filtrowania wynoszą 3—5 m/godz., na filtrach wolnobieżnych wynoszą one 0,1—0,2 m/godz. Na tego rodzaju filtrach w dostatecznej mierze może nastąpić odbarwienie wody. Węgiel aktywny w filtrze powolnym podlega biologicznemu samoczyszczeniu.

Wyniki zastosowania węgla aktywnego jako środka dla usunięcia zapachu i smaku wody, niezależnie od tego, czy te ostatnie wynikają z działania alg, czy też substancji chemicznych, są bardzo dodatnie.

W filtrach żelaznych zamkniętych pomiędzy cząstkami węgla i metalu występują poważne różnice potencjału, przy czym węgiel zachowuje się jako katoda co powoduje zniszczenie metalu. Konieczne jest więc zastosowanie warstwy ochronnej na ściany. Zniszczenie zależy od siły adsorbcyjnej węgla. Przy małej aktywności węgla różnic potencjalnych prawie się nie obserwuje.

VII. 3-b. Chlorowanie.

Polega ono na przechlorowaniu wody w celu utlenienia fenoli oraz innych związków wywołujących smak. Podczas gdy sposób bezpośredni polega na absorpcji materii organicznej, fenolu, chlороfenolu, metoda ostatnia polega na pewnym procesie chemicznym. Potrzebna w tej metodzie ilość chloru zależy od rodzaju i ilości materii wiążącej chlor, jak również od temperatury wody oraz czasu potrzebnego na zakończenie reakcji chemicznej.

Ilość chloru zależnie od stopnia zanieczyszczenia wody waha się od 1—7 mg/l. Po dostatecznie długim czasie zetknięcia się, po upływie którego pozostaje w wodzie jeszcze około 0,5 mg/l chloru, usuwa się go przy pomocy filtru z węgla aktywnego o grubości ziarn 1,5—2,5 mm. Przez chlorowanie usuwa się nie tylko fenole, ale i inne nadające wodzie smak substancje, jak np. materię humusową z wód błotnistych.

VII. 4. USUWANIE ZANIECZYSZCZEŃ ZAWIESZONYCH.

VII. 4-a. Rodzaj zawiesin.

Większa część wód powierzchniowych, będących źródłem zaopatrzenia urządzeń wodociągowych, jest w mniejszym lub większym stopniu zanieczyszczona grubszymi i drobniejszymi zawiesinami. Pomijając mikroorganizmy, które mogą rozwijać się w wodzie powierzchniowej jak bakterie, grzyby, algi i pierwotniaki, w wodzie w wielkiej ilości znajdują się zawiesiny martwe, przeważnie natury koloidalnej o bardzo różnej

W wodzie powierzchniowej ilość grubszych i drobnych zanieczyszczeń jest przeważnie większa niż w wodzie gruntowej, która podlega naturalnej filtracji. W wodzie rzecznej zawartość zanieczyszczeń jest tym większa, im więcej ich przynoszą dopływy wód opadowych lub dopływy wód ściekowych. W ostatnim wypadku wielką rolę odgrywa prędkość nurtu rzeki. Im jest ona większa, tym mniej zawieszin może osadzać się.

VII. 4-b. Oczyszczanie na kratkach i sitach.

Dla niektórych rodzajów przemysłu wystarcza tylko mechaniczne oczyszczenie wody. W takich wypadkach wystarczy usunąć z niej grubsze zawiesziny i materiał toczony. Najprostszymi urządzeniami są ustawiane na dopływie kraty z płaskiego żelaza o prześwicie uzależnionym od rodzaju usuwanych zawieszin, przeważnie od 50—150 mm. Kraty zatrzymują grube zanieczyszczenia. W okresach, kiedy woda niesie dużo zawieszin, np. na jesieni w czasie opadania liści, kraty łatwo się zatykają i muszą być czyszczone częściej. Czyszczenie ręczne jest trudniejsze i zachodzi poważna obawa, że przy tym systemie zanieczyszczenia mogą być przeciskane przez kraty. Wobec tego kraty rzadkie zaopatruje się w urządzenia do czyszczenia mechanicznego.

Jeśli wymagania stawiane wodzie są większe, to zamiast krat rzadkich stosuje się wówczas kraty gęste o prześwicie 5—25 mm. Przekroje przepływowe są tu bardzo wąskie tak, że zatrzymują większe ilości zanieczyszczeń, z tego jednak względu łatwiej się zapychają. Stałe oczyszczanie wykonywane jest przy pomocy urządzeń mechanicznych. Urządzenie do oczyszczania może być wykonane w postaci umieszczonej na walcu szczotki, która zczesuje zanieczyszczenia na taśmę bez końca, unoszącą zmiotki w górę, gdzie druga szczotka zmiata śmieci do specjalnego koryta odprowadzającego.

Jeżeli chcemy usunąć z wody jeszcze drobniejsze zanieczyszczenia, to zamiast krat stosuje się sита, wykonywane z siatki z brązowego drutu. Sito takie składa się z prostokątnej ramy, na której rozpięty jest drut, przy czym rama zaopatrzona jest w przeguby tworząc taśmę bez końca. Rozmiary oczek sita dostosowuje się do wymaganego stopnia oczyszczenia wody.

Najczęściej stosuje się drut fosforbrązowy o ilości 25—50 oczek na 1 cal długości. W tym wypadku zatrzymywane są wszystkie zawiesziny grubsze od prześwitu oczek. Zawiesziny te po wyjęciu sita z wody zmywane są strugami wody tak, że stale ma się do rozporządzenia czyste sito. Dla zaoszczędzenia sit można przed nimi włączać kraty gęste, oczyszczane mechanicznie szczotkami.

VII. 4-c. Oczyszczanie mechaniczne w osadnikach.

Usuwanie z wody zawieszin drobniejszych, nie dających się zatrzymać na kratkach lub sitach, przeprowadza się przy pomocy strącania ich w osadnikach bez lub z dodaniem chemikaliów względnie przy pomocy filtrowania. W wielu wypadkach stosuje się jednocześnie obydwa sposoby.

Wówczas usuwa się grubsze zawiesziny w osadnikach, zaś drobniejsze na filtrach. W wypadku grubszych i cięższych zawieszin, np. piasku, mogą być one często wytrącone z wody bez stosowania chemicznej koagulacji w zwykłych osadnikach. Opadanie zawiesziny w wodzie zależy od jej ciężaru gatunkowego i od siły powierzchniowej.

Dawniej najpowszechniej stosowanym urządzeniem do usuwania zawieszonych zanieczyszczeń były osadniki. W wodzie stojącej lub przepływającej z niewielką prędkością zawieszony zanieczyszczenia opadają na dno, wówczas wodę już w znacznym stopniu sklarowaną czerpie się z warstwy wierzchniej. Stopień oczyszczenia zależy od czasu zatrzymania wody, wielkości zawieszin, temperatury oraz głębokości komór osadowych. Temperatury wyższe sprzyjają osiadaniu. Sposób ten należy traktować jako oczyszczenie wstępne włączane w celu odciążenia urządzeń doskonalszych.

Osadniki mogą być czynne okresowo i bez przerwy. Pierwszy rodzaj jest napełniany wodą, którą pozostawia się w spoczynku; po pewnym czasie pobiera się już wodę sklarowaną. Są to tak zwane odstojniki. W drugim rodzaju osadników woda stale przepływa z niewielką prędkością, przy której większość zawieszin opada na dno. Przerwa w pracy jest wywoływana je-

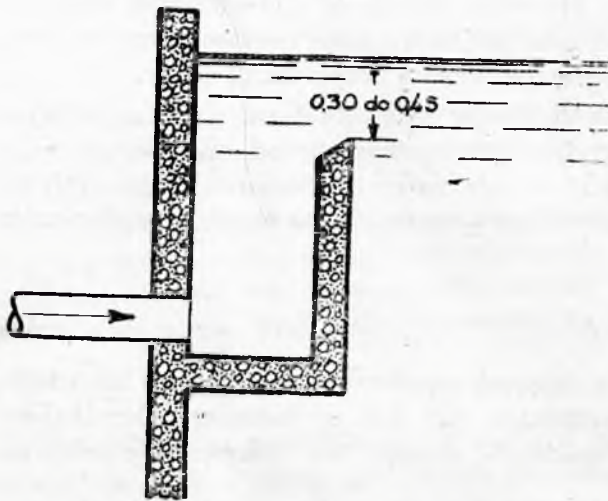
dynie potrzebą oczyszczenia, względnie naprawy. Pierwszy rodzaj osadników stosowany jest obecnie bardzo rzadko.

Jako naturalne osadniki dla zanieczyszczeń niesionych przez rzekę z gór służą często wielkie jeziora. Jeśli rzeka nie przepływa przez naturalne jeziora, to podobny skutek można osiągnąć w jeziorach sztucznych, wytwarzanych przez budowę zapór lub nawet wprost przez budowę osadników.

Skuteczność działania osadników zależy od prawidłowego ich zaprojektowania, które polega na dobraniu długości, szerokości, głębokości oraz odpowiednim ukształtowaniu wlotu i wylotu. Dużą rolę odgrywa głębokość. Zgodnie z teorią, osiadaniu zawieszin sprzyjają płytsze osadniki. Z głębokimi komorami związana jest trudność takiego zaprojektowania wlotu oraz wylotu, by nie powstawały zaburzenia w procesie osiadania. Z tych względów dąży się ostatnio do budowy komór płytszych. Wybudowane osadniki posiadają głębokość od 1,8 m, najczęściej 3 — 4,5 m, choć nawet i powyżej 6,0 m. Przy projektowaniu należy przewidzieć objętość, którą zajmować będą osady, i stąd odpowiednio trzeba powiększyć głębokość.

Komory w planie mają kształt kwadratowy, prostokątny lub kołowy. Najczęściej stosowane są komory prostokątne. Stosunek długości do szerokości wynosi od 2:1 do 5:1. W długich, stosunkowo wąskich komorach mniej dają się odczuwać zaburzenia powstające na wlocie i wylocie oraz spowodowane podmuchami wiatru. Jeżeli potrzebna jest duża powierzchnia, wówczas dzieli się ją podłużnymi ścianami na większą liczbę jednostek.

Wlot powinien posiadać taki kształt, aby prędkość dopływu systematycznie zmniejszała się. Wody dopływające ze względu na ich większy ciężar spowodowany zawieszinami mają tendencję opadania na dno i podnoszenia się przy wylocie. Wywołuje to odwrotny prąd powierzchniowy ku wlotowi stosunkowo czystej wody redukując rzeczywisty okres przepływu wody.



Rys. 109. Wlot na osadnik.

Na rys. 109 pokazany jest kształt wlotu przeciwdziałający temu zjawisku. Woda dopływa do osadnika jednym lub kilkoma przewodami w pewnej głębokości pod zwierciadłem wody. Ścianka poprzeczna z odpowiednio ukształtowanym wierzchem skierowuje przepływ ku górze. Wskazane jest wykonanie takiej ścianki na całej szerokości komory. Przez równomierne wprowadzenie i odprowadzenie wody na całej szerokości osadnika unika się powstawania martwych przestrzeni, w których woda krąży nie biorąc udziału w przepływie. Również wbudowanie na wlocie krat sprzyja bardziej jednostajnemu przepływowi wody przez osadnik. Przez umieszczenie poprzecznych fartuchów przed wylotem zanieczyszczenia pływające zatrzymuje się.

Oczyszczanie osadników odbywa się przez wypompowanie wody drenażem, umieszczonym w dnie. Wymywa się w ten sposób część osadów. Pozostały osad można usunąć najlepiej po usunięciu wody z osadnika silnymi strumieniami wody wyrzucanymi z węża gumowego przymocowanego do kranów wodociągowych, które rozmieszcza się tak, by nie było potrzeby użycia dłuższego węża niż 20 m. Dla ułatwienia odpływu osadów dno osadników posiada spadek co najmniej 2%, lepiej zaś 5%, jeśli to nie powoduje zbyt dużego powiększenia głębokości. Spadek daje się w kierunku wlotu. Czas przepływu (zatrzymania) zależy od stawianych wymagań stopnia oczyszczenia powinien wynosić 4 — 24 godzin. Objętość zbiornika V m³ obliczy się dla przyjętego czasu zatrzymania T godzin oraz ilości przeprowadzanej wody Q m³/godz. z wzoru $V = TQ$ m³. Prędkość przepływu wody powinna wynosić 2 — 10 mm/sek.

W wypadku sprawnego działania osadników można usunąć 60 — 70% zawieszin oraz do 80% bakterii. Główną wadą osadników zwykłych są duże ich wymiary, niezbędne dla spełnienia zadania im postawionego.

Ciężar właściwy bakterii jest nieco większy od wody, w przybliżeniu 1,05. Mają one tendencję przylegania do materii, z którą wchodzi w kontakt, co powoduje osiadanie z cięższymi zawiesinami. Zabójczo oddziałują również promienie słoneczne oraz zmniejszenie się ilości pożywienia w wodzie. Te momenty wpływają na stosunkowo małą ilość bakterii w takiej wodzie.

Usunięcie zawieszonych zanieczyszczeń, szczególnie drobniejszych, można przyspieszyć przy pomocy chemikaliów w połączeniu z sedymentacją. Dodaje się je w tym celu, aby przez rozładowanie koloidów osiągnąć optimum ich koagulacji, względnie wytworzyć w wodzie sztucznie galaretę która wobec swego dodatniego ładunku przyciąga negatywnie naładowane koloidalne ily.

VII. 4-d. Oczyszczanie przy pomocy osadników i środków chemicznych.

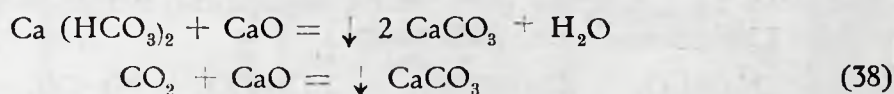
Istnieje bardzo wiele patentowanych środków koagulacyjnych. W większości wypadków obok wapnia stosuje się sole glinu i żelaza, najczęściej w formie soli siarkowych.

Strącanie przy pomocy wapna.

Wapno stosowane w metodach oczyszczania wody ma do spełnienia różne zadania, a mianowicie:

1. Wywołanie koagulacji lub jej powiększenie.
2. Zmiękczenie wody (twardość węglanowa redukuje się przez wytrącenie węglanu wapnia).
3. Odżelazienie wody (utrzymujący żelazo w roztworze dwutlenek węgla wytrącony zostaje również w postaci węglanu wapnia).
4. Wytrącenie dwutlenku węgla.
5. Powstrzymanie rozrostu roślin przez wytrącenie dwutlenku węgla.

Reakcja przebiega następująco:



Wapno można stosować w formie wapna palonego lub gaszonego. W zakładach mniejszych, gdzie używa się nie więcej niż 200 kg wapna na dobę, stosuje się wapno gaszone. Większe zakłady pracują taniej przy użyciu wapna palonego. Aby działanie było skuteczne wapno przy pomocy mieszacza musi być utrzymywane w zawieszeniu co najmniej przez 15 minut. Przy oczyszczeniu wód bagiennych osad humusowych soli wapna tworzy się dopiero przy wyższym stężeniu wapna.

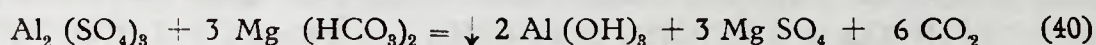
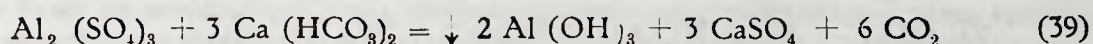
Strącanie wapna (koagulacja) ma różne zalety, a mianowicie:

1. Strącane zostają wszystkie zawiesiny ilowe. Jeżeli następnie usuwa się nadmiar wapna przez wprowadzenie CO₂, to wytrącają się resztki zawiesin ilowych.
2. Wapno działa silnie sterylizująco w przeciwieństwie do zwykłej koagulacji siarczanu glinu który nie posiada właściwości bakteriobójczych.

Strącanie przy pomocy soli glinu.

Dodawanie do wody chemikaliów, przeważnie w formie siarczanów, odbywa się przy pomocy specjalnych urządzeń w ilościach uzależnionych od stopnia zanieczyszczenia wody. Konieczne jest dokładne przemieszanie wody, aby była ona przygotowana do dalszego osadzania się strączeń względnie do filtracji.

Dodawany siarczan glinu lub żelazowy łączy się z zawartymi w wodzie dwuwęglanami wapna i magnezu tworząc gips albo siarczan magnezu i wodorotlenek glinu względnie wodorotlenek żelazowy, który pod wpływem tlenu znajdującego się w roztworze strąca się w postaci kłaczkowatego wodorotlenku żelaza.

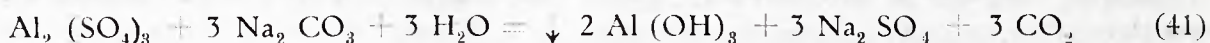


Siarczan glinu wymaga wody alkalicznej. W wypadku niedostatecznej alkaliczności dodaje się do niej wapno (CaO) dla utworzenia Ca(OH)_2 , który reaguje z siarczanem glinu następująco



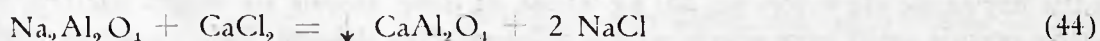
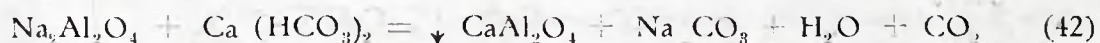
Podczas, gdy sole żelaza strącają się w granicach wartości pH 3—13 to wodorotlenek glinu jest nierozpuszczalny w granicach wartości pH 5—9. W dużych zbiornikach obecnie daje się czas tworzącym się związkom glinu i żelazowemu na przejście w stan galaretowaty i ułatwia się ten proces przez dodanie wapna i sody. Dodatkowo naładowane koloidy przyciągają te sole (ujemnie naładowane koloidalne zanieczyszczenia) i wytrącają je w postaci kłaczków. Powierzchnia tych ostatnich adsorbuje najdrobniejsze zawiesiny, jak cząstki ilu, substancje barwiące, również algi i bakterie, a nawet gazy. Po procesie osadzania przeprowadza się wodę jeszcze przez filtry pośpieszne lub powolne w celu usunięcia reszty drobnych kłaczków.

Tworzenie się dobrze adsorbujących kłaczków wodorotlenku glinu zależy w wysokim stopniu od wartości pH . Zależnie więc od rodzaju wody należy ułatwić koagulację przez dodawanie sody, mleka wapiennego lub lugu sodowego.



Również temperatura silnie oddziałuje na proces koagulacji przy pomocy siarczanu glinu. Proces koagulacji przebiega tym wolniej im zimniejsza jest woda. Różnica jest bardzo wyraźna. I tak np. proces strącania przy temperaturze wody 2°C trwa dwie godziny, przy 16°C i tej samej dawce siarczanu glinu niecałą godzinę.

Zamiast siarczanu glinu obecnie poleca się użycie innych związków glinu, samych lub w połączeniu z siarczanem glinu. Dodatnie wyniki osiągnięto szczególnie przy użyciu glinianu sodu w wypadkach stopniowanego traktowania wody w celu jej odbarwienia. Zamiast stosowanych poprzednio ilości 8,6 g siarczanu glinu według wspomnianej metody na tę samą ilość wody stosowano tylko 2,1 g glinianu sodu.

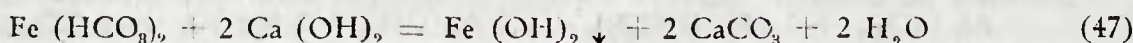
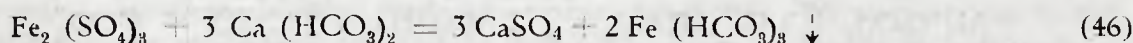
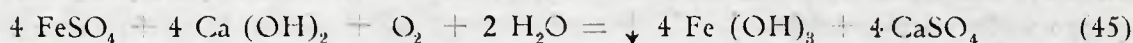


$\text{Na}_2\text{Al}_2\text{O}_4$ reaguje z solami wapnia i magnezu tworząc wytrącające się związki tych metali. Zaletą glinianu sodu jest redukcja twardości w procesie koagulacji twardości zarówno węglanowej, jak i mineralnej. Male jego rozpowszechnienie spowodowane jest dość wysoką ceną.

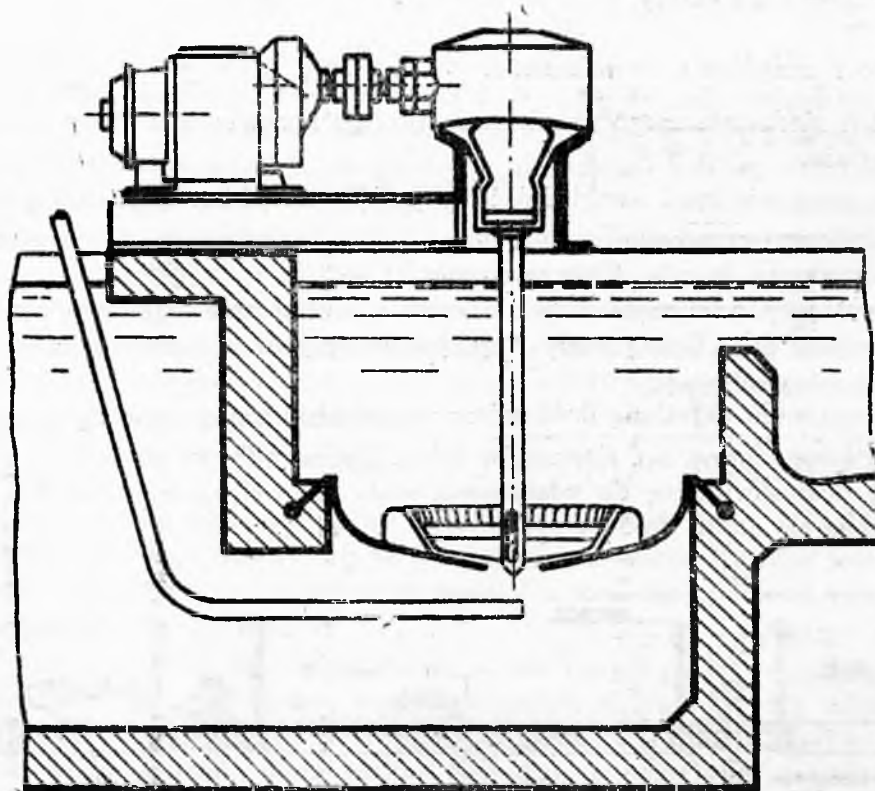
Obecnie polecany jest również tzw. aktywny alun, powstający z przeróbki węgla aktywnego i alunu. Wielką zaletą soli glinu jest to, że nie powodują one żadnego dalszego dodatkowego wytrącania. Jeżeli wodę dla zwalczania alg uprzednio traktuje się solami miedzi, to następnie zostają one wytrącone. Przy dawkowaniu 25 mg/l Cu wytrąca się ona w 50% przy $pH = 5,6$, w 90% przy $pH = 6,0 - 6,2$, zaś przy wartości $pH = 6,3$ — w całości.

Sole żelaza.

Sole żelazowe, ze względu na często obserwowane zjawisko dodatkowego późniejszego strącania się czerwono-brązowych kłaczków wodorotlenku żelaza, przez pewien czas wyszły z użycia w technice uzdatniania wody. Po doświadczeniach i postępkach chemii koloidów nauczono się opanowywać technikę strącania, w wyniku czego sole żelaza stopniowo coraz więcej wchodziły w użycie. Jest to o tyle pożądany objaw, że są one tańsze. Sole żelaza koagulują w szerszych granicach wartości pH niż sole glinu. Czas potrzebny na zakończenie reakcji jest zwykle krótszy niż przy solach glinu. Jako sole żelaza są stosowane: siarczan żelaza $\text{FeSO}_4 \cdot 7 \text{H}_2\text{O}$, siarczek żelaza $\text{Fe}_2 (\text{SO}_4)_3$, chlorosiarczan żelaza FeSO_4Cl , a przede wszystkim chlorek żelaza FeCl_3



Do mieszania służyć może cały szereg patentowanych przyrządów względnie urządzeń (rys. 110, 111).



Rys. 111. Mieszacz turbinowy.

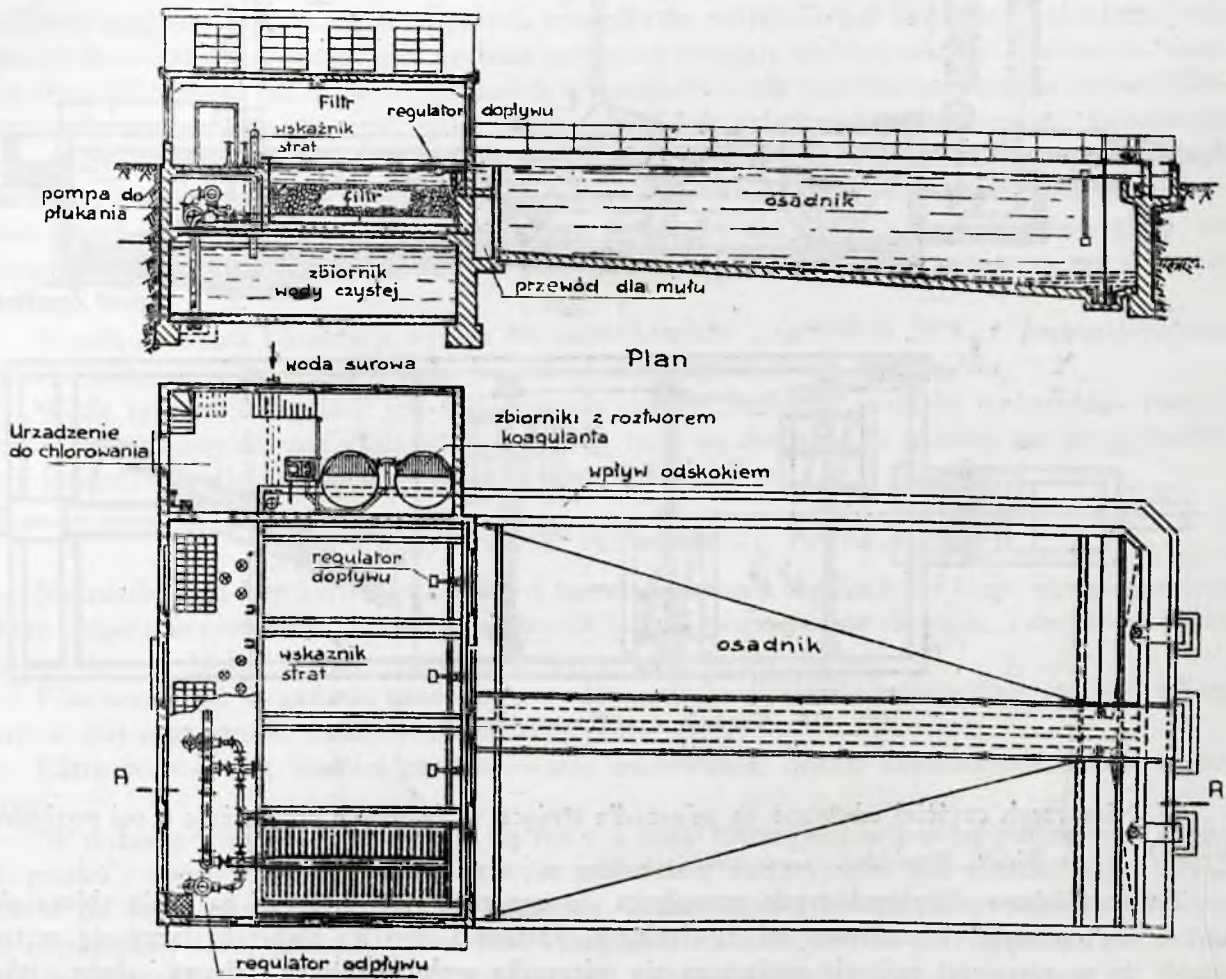
W powszechnym użyciu do mieszania stosowane są urządzenia mechaniczne. Składają się one z komory o przekroju kwadratowym lub kołowym z umieszczonym w niej na pionowym wale kołem łopatkowym. Wał jest poruszany przy pomocy motoru elektrycznego. Szybkość obrotów można regulować stosownie do potrzeb. Jako prędkość przepływu wody w komorze traktujemy prędkość, istniejącą na łopatkce w odległości $\frac{2}{3}$ od osi obrotu. Ilość obrotów wynosi zwykle 2—3 na minutę. Wlot umieszcza się u spodu, wylot u góry tak, że można obserwować tworzenie się kłaczków.

Czas mieszania nie może być zbyt krótki. W wypadku koagulacji siarczanem glinu woda musi być dokładnie przemieszana w ciągu co najmniej pięciu minut, a następnie utrzymywana w powolnym ruchu w ciągu 15—60 minut. Im dokładniejsze jest przemieszanie i im dłuższy czas dojrzewania, tym dokładniejsze jest strącenie. Lepiej przyjmować jako czas mieszania okres 15 minut dlatego, aby mogły utworzyć się większe kłaczkki, łatwiej osadzające się, gdyż w ten sposób wytrącają się wszystkie koloidy.

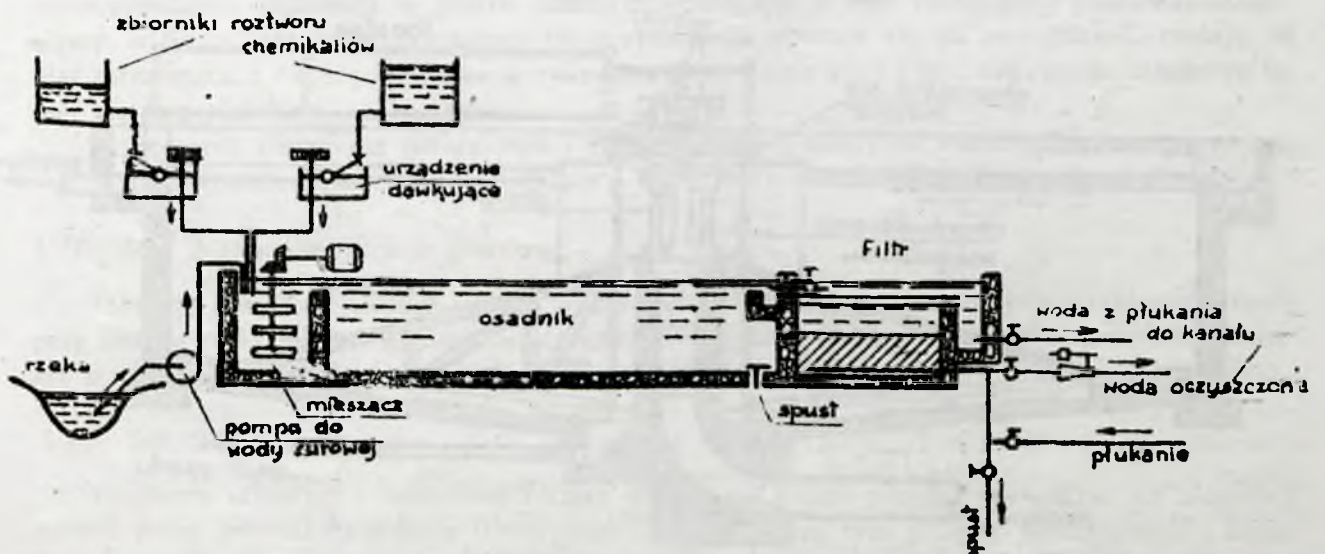
Prędkość przepływu w mieszaczach musi być tak dobrana, by kłaczkki nie mogły rozpaść względnie osadzać się. Stosowane prędkości znajdują się w granicach 0,3 — 0,6 m/sek. Do wymieszania wykorzystywane jest w niektórych zakładach zjawisko odskoku (rys. 112).

Osadnik.

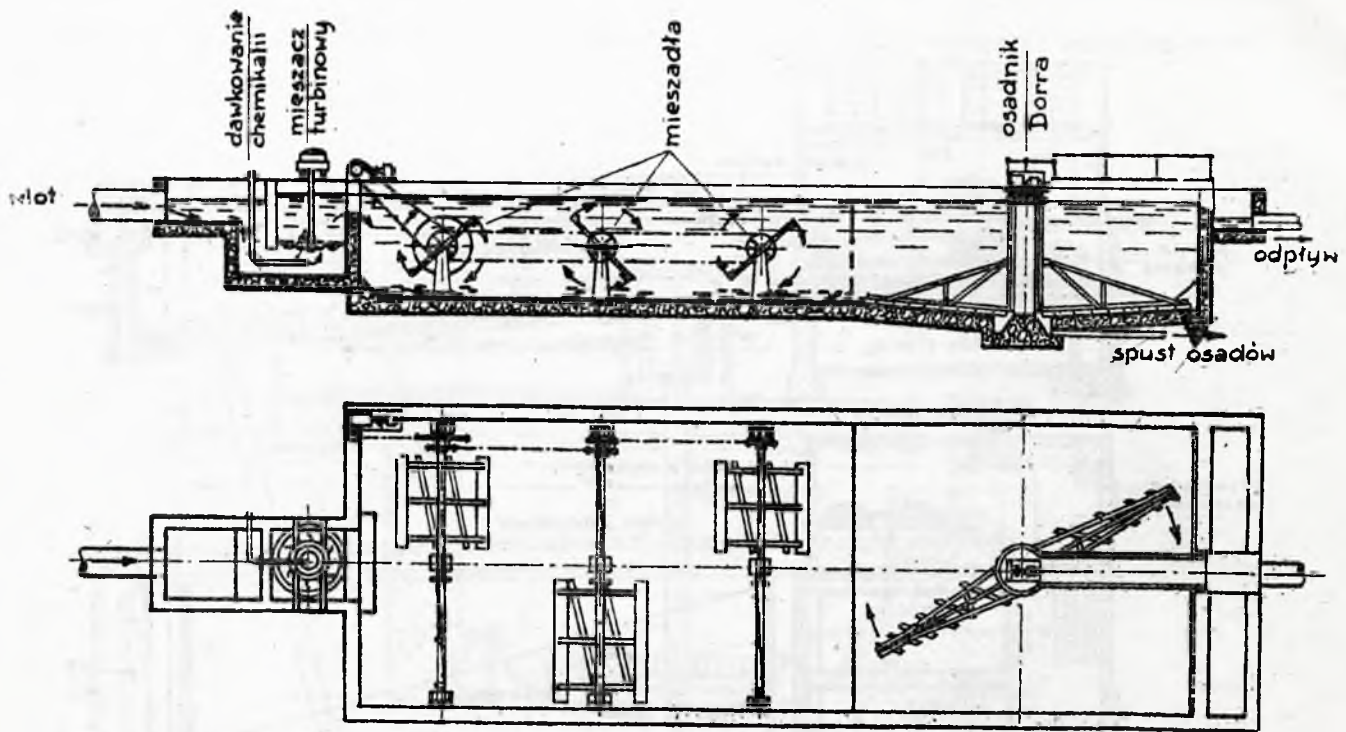
Po gruntownym przemieszaniu wodę wprowadza się do zbiorników reakcji, tzw. dekantatorów (rys. 113, 114), zaopatrzonych w stojące albo leżące mieszadła. Przez powolne mieszanie mają one wywołać szybszą koagulację. Stosowana szybkość obrotów wynosi 1—3 na minutę. Kierunek obrotu winien być taki, aby powodował dłuższe utrzymywanie kłaczków w kontakcie z zawiesinami. Mieszacze takie polepszają jakość wody i pozwalają na oszczędność w stosowaniu chemikaliów.



Rys. 112. Schemat urządzenia oczyszczającego wodę przy pomocy środków koagulujących, mieszania odskokiem, osadnika, filtra pospiesznego.



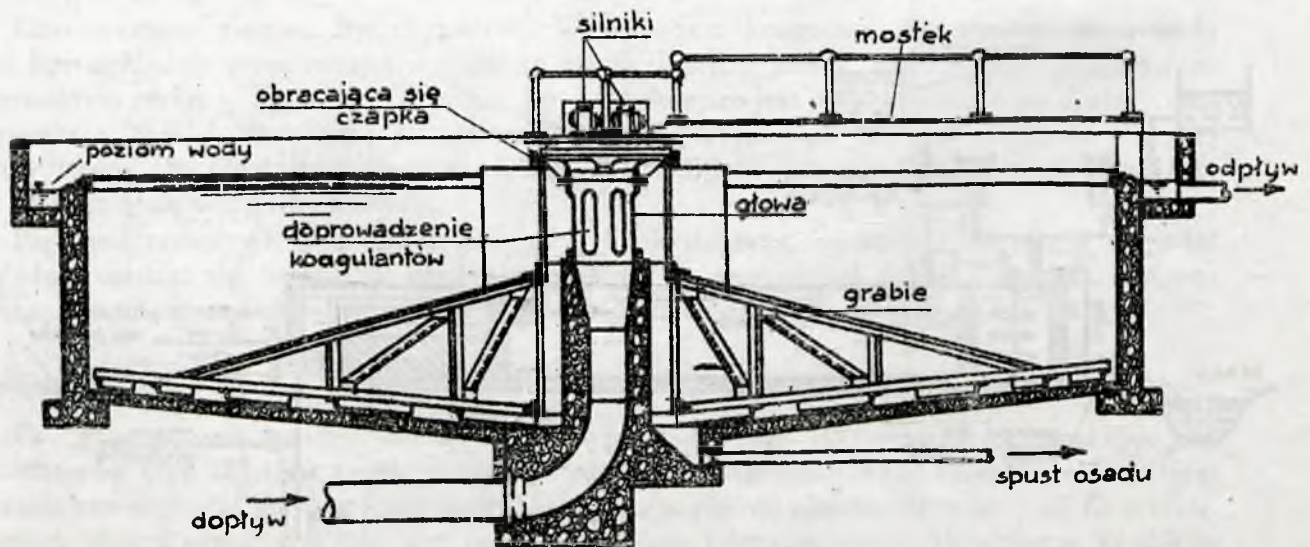
Rys. 113. Schemat koagulacji, osadników i filtrów.



Rys. 114. Osadnik z zastosowaniem koagulacji.

W Niemczech częściej używane są mieszadła stojące, w Ameryce przeważnie o osi poziomej (leżące).

Z zbiorników reakcyjnych woda przepływa do osadników, w których na dnie zbiera się osad z wytrąconymi kłaczkowatymi zawiesinami. Ostatnio obydwie zbiorniki łączy się w ten sposób, że w pierwszej połowie umieszcza się mieszadła wolnoobrotowe, druga służy jako osadnik. Czas zatrzymania wynosi 2—6 godzin; wyjątkowo dłużej przy specjalnych okolicznościach, np. gdy ma się do czynienia z silnie zabarwioną wodą. Prędkość przepływu ogranicza się do 12 mm/sek. Przyjmowane normalne głębokości znajdują się w granicach 3,5—4,5 m. Oczyszczanie odbywa się w odstępach 3 — 6 miesięcy. Niektóre konstrukcje przewidują stałe usuwanie osadu, np. osadnik Dorra (rys. 115).



Rys. 115. Osadnik Dorra.

Dla zaoszczędzenia chemikaliów osadzanie przeprowadza się w dwóch stopniach. Najpierw zawiesiny grubsze wytrąca się w zwykłych osadnikach, następnie zaś zawiesiny koloidalne przy pomocy chemikaliów. Podczas gdy grubsze zawiesiny osiadają szybko, osiadanie drobnych kłaczków trwa dość długo tak, że w wyjątkowych wypadkach wody powierzchniowe dla celów wodociągowych wystarczy oczyszczać tylko mechanicznie lub sklarowywać chemicznie. Pozostające w zawieszeniu kłaczkki zatrzymują się na filtrach szybkobieżnych. Często filtry wymagają krócej lub dłużej trwającego czasu dojrzewania; można go wybitnie skrócić, jeśli przed samymi filtrami przez silniejsze dozowanie na powierzchni filtru wytworzy się błonę z wodorotlenku glinu lub żelaza, po czym dozowanie chemikaliów wstrzymuje się, rozporządzając gotowym już do pracy filtrem.

Skutek działania koagulacji wyraża się zmniejszeniem zawiesin o 90% i proporcjonalnym zmniejszeniem ilości bakterii. Osiąga się też wybitne zmniejszenie zabarwienia.

Wadą systemu koagulacji jest duże zużycie chemikaliów oraz potrzeba podwójnego pompowania. Na przeprowadzenie wody przez osadniki traci się około 0,3 m spadku, zaś przez osadniki z koagulacją, zależnie od sposobu mieszania, 0,8 — 1,8 m.

VII. 5. OCZYSZCZENIE PRZY POMOCY FILTRACJI.

Na osadnikach bez zastosowania lub z zastosowaniem koagulacji nie daje się osiągnąć takiego stopnia oczyszczenia, by woda nadawała się już bezpośrednio do picia i do innych celów gospodarczych. Dalsze jej oczyszczenie przeprowadza się na filtrach.

Filtrowanie ma za zadanie usunięcie z wody najdrobniejszych zawiesin, jak również zawartych w niej organizmów roślinnych i zwierzęcych.

Filtry pomocne są również przy usuwaniu zabarwienia, smaku, zapachu oraz żelaza i manganu.

W technice wodociągowej stosuje się filtry z masy filtracyjnej w postaci porowatych kamieni, piasku i żwiru. Najczęściej stosowanym materiałem filtracyjnym jest piasek, gdyż przedstawia on sobą materiał najlepszy i najtańszy. Zależnie od grubości ziarn materiału filtrującego rozróżniamy filtry grube i drobniejsze. Filtry grubsze służą zwykle jako pierwszy stopień filtracyjny szczególnie w wypadkach, kiedy mają zastąpić osadniki.

Rozróżniamy:

1. Filtrację naturalną gruntową. W wypadku takiej filtracji wodę powierzchniową przeprowadza się przez warstwę piasku i żwiru. Jest to filtracja pozioma. W ten sposób otrzymuje się sztuczną wodę gruntową.

2. Filtrację piaskową sztuczną. Procesy zachodzące przy filtracji gruntowej upodabnia się tutaj w warstwie sztucznie ułożonego piasku. W przeciwieństwie do kierunku filtracji naturalnej kierunek w tym wypadku jest pionowy. Podczas gdy w filtrach naturalnych zanieczyszczenia pozostają w filtrze ziemnym podlegając w nim rozkładowi przez mikroorganizmy, w filtrze sztucznym zawieszony zanieczyszczenia zbierają się na powierzchni, zostają na niej zatrzymane i tworzą ochronne przykrycie, które działa jako filtr i zatrzymuje zawiesiny lepiej niż sam piasek.

Skuteczność filtracyjna naturalnego i sztucznego filtru zależy od właściwości warstwy gruntu i piasku, równomierności, grubości warstwy filtracyjnej, oraz szybkości przepływu wody.

VII. 5-a. Naturalna filtracja gruntowa.

Filtrację gruntową stosuje się we wszystkich zakładach wodociągowych czerpiących wodę przy brzegu rzeki lub też sztuczną wodę gruntową. Sposoby infiltracji zostały omówione obszernie w dziale poprzednim o ujęciach wód.

VII. 5-b. Filtracja sztuczna.

Działanie sztucznej i naturalnej filtracji piaskowej polega przede wszystkim na adsorbpcji materii przez powierzchnię masy filtracyjnej. Zachodzą przy tym procesy biochemiczne i biologiczne powodujące mineralizację substancji organicznej zawartej w wodzie. W filtrze więc przebiegają następujące główne procesy:

1. **Mechaniczne zatrzymanie zawieszin.** Przy tym przesiewie stopniowo zatykają się pory. Na powierzchni filtru tworzy się gęsta, ciągła błona, która zatrzymuje bakterie. Jeśli usunie się tę błonę oraz znajdującą się bezpośrednio pod nią warstwę widocznie na oko zabrudzonego piasku, to bakterie przechodzą przez filtr. Sprawność filtru szczególnie pod względem bakteriologicznym jest tak długo niedostateczna, co obserwujemy zwykle po czyszczeniu filtru, dopóki nie nastąpi uszczelnienie górnej warstwy. Do chwili dojrzania filtru musi upłynąć pewien przeciąg czasu.

Dawniej uważano, że błona tworząca się na powierzchni filtru jest bardzo ważnym czynnikiem przy filtracji. Obecnie jest już wiadome, że stosunkowo czysty piasek, posiadający na swych ziarnach cieniutką błonkę, działa równie skutecznie jak gruba błona na powierzchni. Prawdopodobnie więc usunięcie zanieczyszczeń koloidalnych powodowane jest tym, że cząstki piasku posiadają odwrotny ładunek elektryczny niż jony koloidów. Ziarna piasku przyciągają materię koloidalną aż do chwili zneutralizowania swego ładunku. Po przemyciu złoża nagromadzone zanieczyszczenia zostają wypłukane i przywrócony piaskowi jego elektryczny ładunek.

2. **Błona galaretowata tworząca się na powierzchni filtru z osadzających się zanieczyszczeń organicznych i nieorganicznych** przedstawia sobą kleistą, często gliniastą masę o grubości 2,5 — 5 mm. Rozwijają się w niej bakterie, algi i pierwotniaki, które wywołują procesy biologiczne i biochemiczne niezbędne dla oczyszczenia wody. Na skutek tego rozpadowi ulegają nie tylko substancje adsorbowane, ale również i rozpuszczone. Znajomość zjawisk biologicznych i biochemicznych zachodzących w błonie filtru jest niewielka. Przyjmuje się, że piasek filtru jest środowiskiem, w którym rozwijają się najróżnorodniejsze organizmy, będące niszczycielami bakterii. Bakterie mogą również ginąć z powodu braku pożywienia lub też w wyniku procesów oksydacyjnych. Cały szereg substancji organicznych i nieorganicznych zostaje utleniony. I tak wolny amoniak zostaje zamieniony na azotan, substancje białkowe ulegają rozpadowi pod wpływem wolnego amoniaku, który później zmienia się na azotan. W filtrze piaskowym obserwuje się silne zużycie tlenu. Również zaobserwowane w filtrach powolnych zepsucie smaku i zapachu przypisać należy procesom utleniania. Woda przefiltrowana zawiera mniej tlenu niż woda surowa. Gorszy smak wody z filtrów powolnych, poza wpływem alg, wywołany jest brakiem tlenu, zużywanego przy procesach biologicznych. Zapotrzebowanie tlenu jest największe w górnej warstwie, gdyż tutaj zatrzymane zostają największe ilości materii organicznej i szczególnie intensywnie rozwija się życie biologiczne. Przez pozbawienie wody tlenu atmosferycznego lub przez wprowadzenie do wody trujących substancji, jak np. znanych środków dezynfekcyjnych, siarczanu miedzi lub różnych trucizn organicznych, zabite zostają mikroorganizmy, a przez to zniweczona skuteczność filtru.

Szybkość filtracji określa się grubością warstwy, o jaką obniży się woda stojąca ponad powierzchnią filtru w jednostkę czasu. Szybkość przepływu przez filtr jest więc, np. przy 33% porowatości, trzy razy większa niż szybkość filtracji.

Piasek.

Stosowany piasek powinien być wolny od brudu, składać się przeważnie z kwarcu lub kwarcytów i poza tym nie może zawierać więcej niż 2% wapnia i magnezu, liczonych jako węglany. Największe znaczenie przy filtracji posiada grubość ziarn. Następnie dużą rolę odgrywają porowatość i kapilarność piasku, jak również opory, jakie w ruchu wody sprawia piasek. Grubość ziarn określa się przesiewem. W Niemczech grubość ziarn oznacza się według średnicy; w Ameryce stosownie do dawnych propozycji Hazena z r. 1892 wprowadzono pojęcie miarodajnej średnicy i stopnia równomierności. Pod mianem miarodajnej średnicy rozumie się ten rozmiar grubości sit, na których pozostaje 90% materiału, a 10% przesiewa się. Wychodzi się tu z tego punktu widzenia, że 10% drobnego piasku w masie filtrującej daje ten sam skutek, co 90% grubego piasku. Pod mianem stopnia równomierności rozumie się stosunek średnicy przeciętnej d_{sr} do średnicy miarodajnej d_m ; średnica przeciętna odpowiada rozmiarowi oczek sita, przez które przechodzi 60% piasku, zaś 40% zostaje zatrzymanych (rys. 116).

$$\frac{d_{sr}}{d_m} = \text{stopień równomierności.}$$

Piasek tym lepiej oczyszcza wodę pod względem bakteriologicznym, im jest on drobniejszy. Na filtrze z piasku drobnoziarnistego o wiele szybciej tworzy się powłoka, niż na filtrze z piasku grubszego, w który zanieczyszczenia sięgają głębiej. Dla osiągnięcia więc tego samego skutku warstwa filtrująca z drobnego piasku może być znacznie cieńsza niż filtru z piasku grubego. W wypadku drobnoziarnistego piasku prędkość filtracji zmniejsza się jednak znacznie szybciej. Grubszy piasek też dużo łatwiej daje się czyścić. Do filtracji wód bardziej czystszych lepiej nadaje się piasek drobny (np. dla wody jeziorowej), do filtracji wód mętnych grubszy, ale grubość warstwy filtracyjnej musi być większa.

Równie jak grubość ziarn duże znaczenie ma równomierność piasku. Im bardziej jednostajny jest piasek, tym jednostajniejszy jest filtr. Dobre wyniki osiąga się, gdy miarodajna średnica znajduje się w granicach 0,17 — 0,50 mm, zaś stopień równomierności w granicach 1,4 — 4,7. Ogólnie jako miarodajną średnicę przyjmuje się rozmiar 0,25 — 0,45 mm oraz współczynnik równomierności nie przekraczający 3,0.

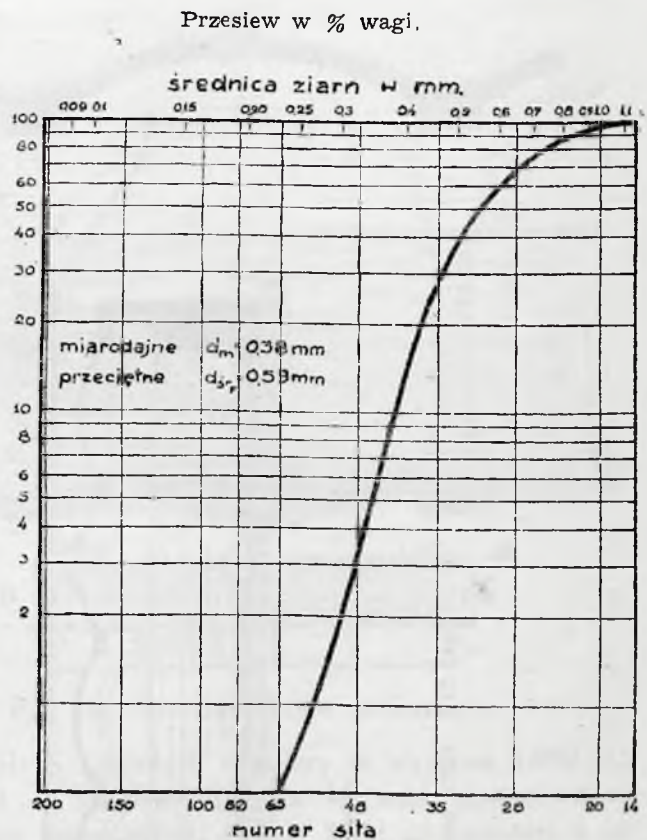
Przy eksploatacji sztucznych filtrów piaskowych należy uwzględnić to, że wobec koniecznego periodycznego płukania piasku, zostają porwane drobniejsze ziarna piasku. Po kilkukrotnym płukaniu należy więc dodawać do filtru pewną ilość piasku drobnoziarnistego.

VII. 5-c. Rodzaje filtrów.

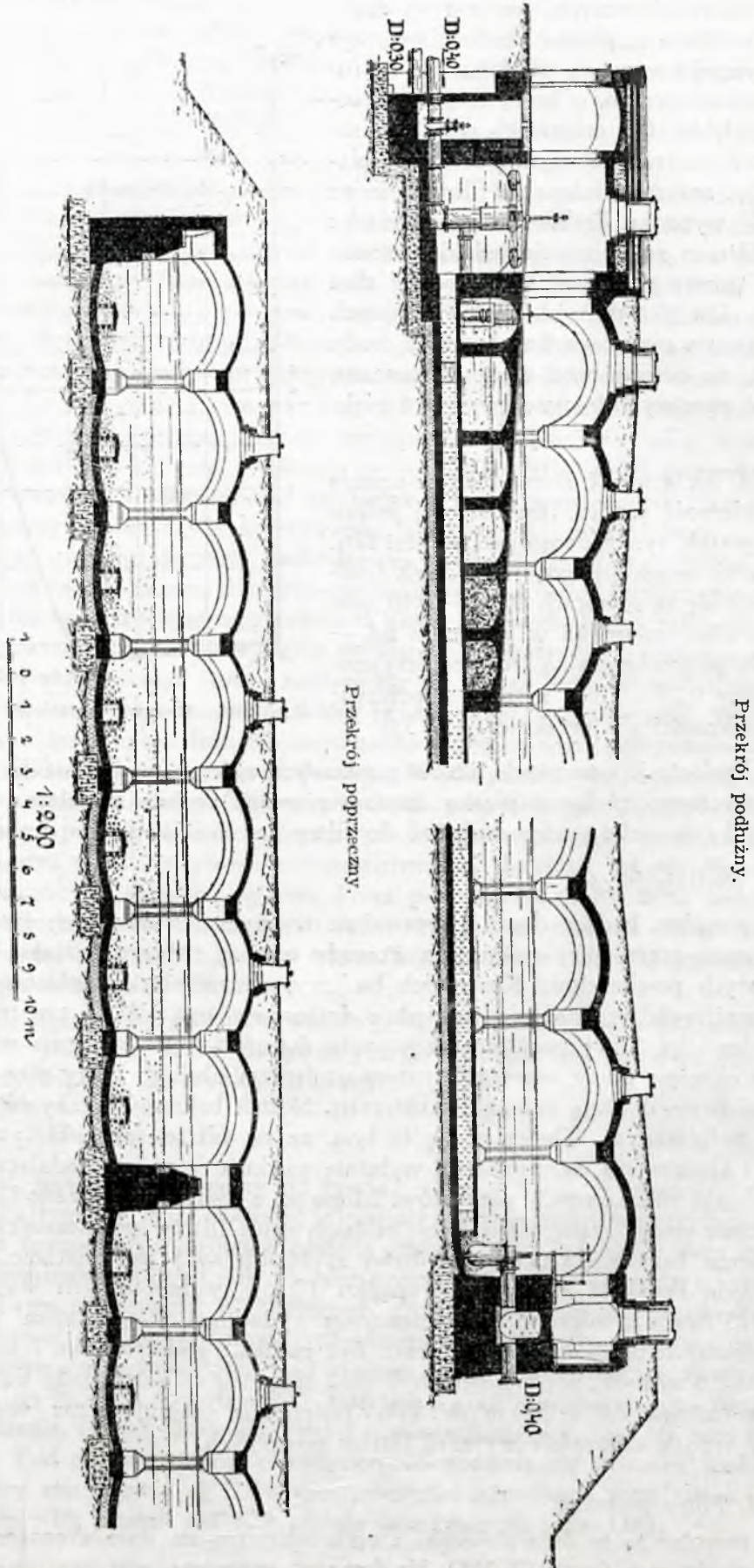
Filtry powolne, będące dawniej przeważnie w użyciu, w nowszych czasach są coraz bardziej wypierane przez filtry pośpieszne. Powody tego są różnego rodzaju. Filtry powolne wymagają dużych powierzchni. Koszty ich budowy, utrzymania i eksploatacji są zwykle bardzo duże, zaś możliwość przeciążenia, względnie dostosowywania się do zapotrzebowania jest stosunkowo niewielka. Filtry pośpieszne z powodu dopuszczalnych znacznie większych prędkości i krótszych okresów pracy wymagają natomiast lepszej obsługi. Filtry powolne pod względem bakteriologicznym działają znacznie skuteczniej. Skutek bakteriologiczny filtrów powolnych jest lepszy niż pośpiesznych. Tłumaczy się to tym, że na filtrze szybkobieżnym biologiczna powłoka ad- i absorbująca, zmniejszająca wybitnie wielkość por i posiadająca silne właściwości biologiczne, jest nieznacznych rozmiarów. Mimo to, z uwagi na poprzedzające filtrację chemiczne traktowanie wody, skuteczniejsze jest oddziaływanie filtrów pośpiesznych na zawarte w wodzie substancje barwiące. Obciążenie filtrów szybkobieżnych jest znacznie większe niż filtrów wolnobieżnych. Prędkość filtracji w wypadku filtrów wolnobieżnych waha się w granicach 0,04 — 0,125 m/godz., odpowiada to dziennemu wydatkowi 1 — 3 m³/m² powierzchni. W filtrach pośpiesznych prędkość filtracji może być znacznie podwyższona, i tak w filtrach otwartych $v = 3 — 6$ m/godz., w zamkniętych 8 — 12 m/godz., co odpowiada dziennemu wydatkowi 70 — 150 m³/m² oraz 200 — 300 m³/m². Filtry pośpieszne znajdują coraz większe zastosowanie, nie zdołały jednak całkowicie wyprzeć filtrów powolnych.

VII. 5-d. Filtry powolne.

Filtry powolne są to duże zbiorniki z unieszczonym na dnie drenażem przykrytym warstwą filtru piaskowego (rys. 117, 118). Na drenażu spoczywa warstwa żwiru jako warstwa ochronna dla piasku. W warstwie tej grubość ziaren zwiększa się od góry ku dołowi. Uziar-



Rys. 116. Krzywa przesiewu piasku filtracyjnego.



Rys. 117. Filtrowy (angielski) wodociągu m. Warszawy.

nienie powinno być tak dobrane, by drobniejsze ziarna z warstw górnych nie mogły dochodzić do warstw dolnych. Średnica ziarn żadnej z kolejnych warstw nie może przekraczać trzykrotnej średnicy ziarn warstwy leżącej bezpośrednio nad nią. Woda dopływa z góry, przechodzi przez piasek i wypływa przez drenaż. Zbiorniki muszą być wykonane całkowicie szczelnie, aby nie było strat spowodowanych przeciekaniem oraz przesiąkaniem wody z jednej komory do drugiej. Spad dna powinien wynosić 2—3%, aby mógł nastąpić całkowity odpływ wody.

Pod nazwą powierzchnia filtru rozumie się górną powierzchnię masy filtrującej. Wielkość poszczególnych powierzchni złóż, względnie komór filtrowych przyjmuje się odpowiednio do warunków miejscowych. W małych zakładach rozmiary te wynoszą 1.000 m², w średnich 1.000 — 2.500 m², w dużych 3.000 — 5.000 m². O ile warunki miejscowe na to pozwalają obiera się kształt prostokątny lub kwadratowy. Należy mieć co najmniej 3 filtry o tej samej powierzchni jako zapas. Do czterech znajdujących się w ruchu filtrów w zasadzie należą 2 filtry zapasowe, zaś do ośmiu i więcej 3 zapasowe. Prędkość filtracyjna jest to wydatek filtru w jednostce czasu dzielony przez powierzchnię. Prędkość filtracyjna jest zawsze mniejsza od rzeczywistej prędkości przepływu wody, gdyż rzeczywisty przekrój przepływowy jest znacznie mniejszy od powierzchni filtru. Pod okresem pracy filtru rozumie się czas trwania jego czynności od uruchomienia do chwili, gdy z uwagi na silne zanieczyszczenie filtr ten musi być wyłączony i oczyszczony. Okres ten zależy od właściwości wody surowej i może trwać od kilku dni do 1 roku.

Powierznię filtrów F m² określa się na podstawie prędkości filtracji v m/godz. oraz czasu pracy T godzin/dobę. Dla obliczonego rozbioru dobowego Q m³/dobę

$$F = \frac{Q}{T \cdot v} \text{ m}^2 \quad (51)$$

Do tak obliczonej powierzchni doliczyć należy powierzchnię złóż nieczynnych z powodu ich czyszczenia

$$n = \frac{F}{f} \left(1 + \frac{t}{T} \right) \quad (52)$$

Wę wzorze tym oznaczają: n — liczbę złóż,

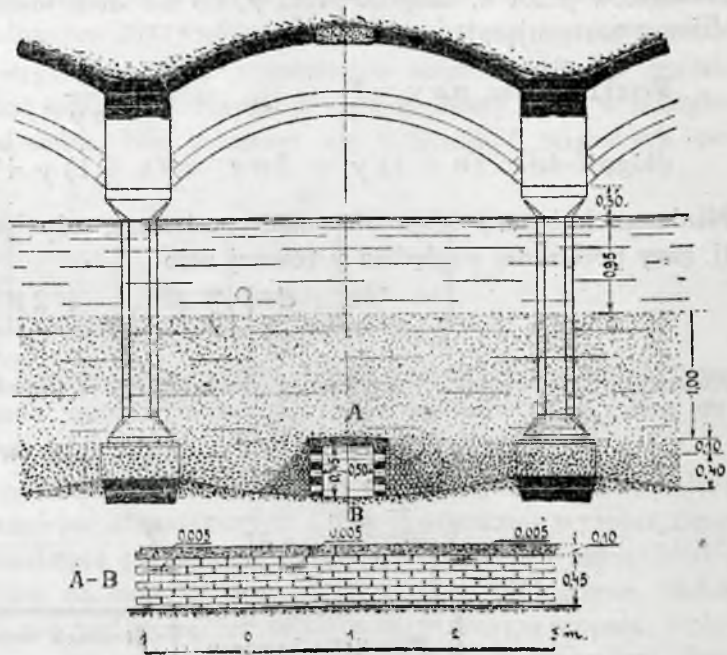
f — powierzchnię pojedynczego złoża,

t — czas trwania oczyszczania w dniach,

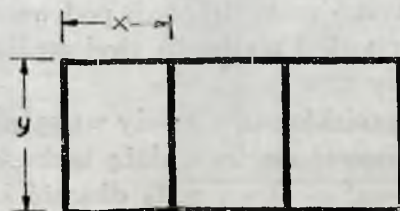
T — okres pracy złoża w dniach.

Należy liczyć, że na oczyszczenie złoża zużywa się przeciętnie jeden dzień roboczy.

W razie umieszczenia filtrów jeden obok drugiego w sąsiadujących z sobą zbiornikach, odgraniczonych ścianami poprzecznymi, stosunek długości oraz szerokości zbiorników należy dobrać w ten sposób, by otrzymać najmniejszą kubaturę ścian. Oznaczając (rys. 119) szerokość



Rys. 118. Przekrój warstw filtracyjnych.



Rys. 119.

zbiorników przez x , długość przez y , do warunku minimum kubatury ścian dla n komór dojdziemy następująco:

$$\text{Przekrój ścian } n \cdot x \cdot y = F \quad x = \frac{F}{n y};$$

$$\text{długość ścian } (n + 1) y + 2 n x = (n + 1) y + \frac{2F}{y}$$

Minimum kubatury ścian otrzymamy wówczas, gdy suma ich długości będzie najmniejsza, tj. przy pochodnej względem y równej zero

$$\frac{d}{dy} \left[(n + 1) y + \frac{2F}{y} \right] = 0. \quad (53)$$

Różniczkując powyższe wyrażenie dochodzimy kolejno do zależności

$$(n + 1) - \frac{2F}{y^2} = 0, \quad (n + 1) y^2 = 2 n x y, \quad (54)$$

$$y = \frac{2 n}{n + 1} \cdot x; \quad \frac{x}{y} = \frac{n + 1}{2 n}; \quad (55)$$

| Przy ilości komór n | Stosunek szerokości do długości $x : y$ |
|-----------------------|---|
| 2 | 3 : 4 |
| 3 | 2 : 3 |
| 4 | 5 : 8 |
| 5 | 3 : 5 |
| 6 | 7 : 12 |

Jako materiał filtracyjny stosuje się piasek o możliwie równomiernym ziarnie, którego średnica miarodajna powinna znajdować się w granicach 0,25 — 0,35 mm, zaś współczynnik nierównomierności nie powinien przekraczać wartości 3,0. Wysokość warstwy filtrującego piasku winna wynosić 60—120 cm. Warstwa grubszego piasku oraz żwiru znajdująca się pod tą warstwą piasku służy jako oparcie i ochrona; wynosi ona z reguły 40—60 cm. Całkowita wysokość filtru wynosi 1,0 — 1,8 m.

Dobór materiału w złożu powinien wyglądać mniej więcej następująco:

| | |
|-------------------------------|-------------------|
| 90 — 120 cm woda surowa | średnica ziarn mm |
| 60 — 100 cm piasek filtrujący | 0,30 — 0,60 mm |
| 5 — 5 cm piasek gruby | 2 — 7 mm |
| 5 — 10 cm żwir | 8 — 15 mm |
| 10 — 15 cm żwir | 15 — 30 mm |
| 10 cm ułożony kamień | 50 — 100 mm |
| nżej ułożony kamień | 100 — 200 mm |

Warstwa kamienia rozpoczyna się grubością około 15 cm i powiększa swą wysokość w kierunku odpływu odpowiednio do spadku dna do około 50 cm.

Ostatnio warstwy podtrzymujące i kanały odpływowe zastępowane są przez kamienne ruszta lub sita (łańcuszkowe) z przestrzenią zbiorczą poniżej. Całe złoże składa się z jednolitego piasku.

Dla równomiernego rozkładu ciśnienia konieczne jest, aby przefiltrowana woda w przewodach czystej wody, leżących pod warstwą najgrubszego żwiru, nie spotykała zbyt dużego oporu w przepływie i nie traciła swej prędkości. Z tych względów należy unikać zbyt wąskich kanałów wody czystej.

Przy projektowaniu należy uwzględnić następujące wskazania:

- 1) Stosować możliwie dużą liczbę kanałów wody czystej o większym przekroju.
- 2) Dawać możliwie małą długość kanałów.
- 3) Należy stopniowo powiększać przekrój kanałów zbiorczych w miarę dochodzenia kanałów bocznych.

Do odwodnienia dna filtru mogą być zastosowane drenaże, dziurkowane rury betonowe lub kamionkowe względnie specjalnie ukształtowane przewody z kamionki, betonu wreszcie cegły.

Prędkość wody w kanałach wody czystej powinna wynosić co najmniej 10—15 cm/sek. Główny kanał zbiorczy najlepiej umieścić pośrodku. Kanały boczne powinny leżeć w odległościach nie większych niż 2,5 — 5,0 m od siebie. Nie powinno się odwadniać większych powierzchni przewodami:

| | | | | | |
|-----------|------|------|------|------|--------------------|
| w świetle | 0,10 | 0,15 | 0,20 | 0,25 | 0,30 m |
| niżej | 30 | 70 | 150 | 250 | 400 m ² |

Powinny one mieć dużą ilość otworów dla dopływu wody. Jeżeli grubość ziarn dolnej warstwy żwiru jest mała, to odległość otworów musi być mniejsza, jeśli średnica ziarn żwiru jest większa, to i odległość otworów może być większa.

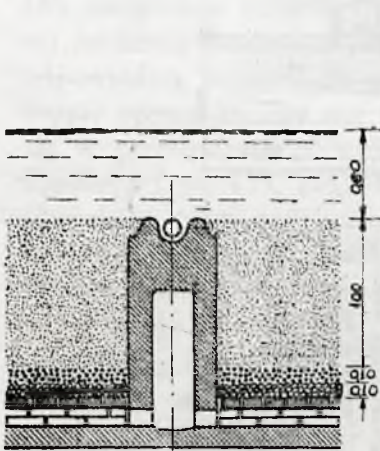
Filtry mogą być wykonywane w postaci złóż otwartych lub zamkniętych. Budowa zależy przede wszystkim od miejscowych warunków klimatycznych. Filtry dostatecznie wysokie, umożliwiające dobre krążenie powietrza, posiadające przykrycie, mają dużo dodatknych stron. Niskie temperatury mogą oddziaływać szkodliwie na materiał ścian oraz procesy biologiczne, zachodzące w filtrze powolnym. Filtry kryte nie podlegają, lub tylko w nieznacznym stopniu, wpływom atmosferycznym; dają więc w zimie większą pewność ruchu. Okres ich pracy jest dłuższy niż filtrów otwartych, gdyż są ochronione przed kurzem i rozwojem alg. W większości wypadków wystarczają zwykle drewniane obudowy ze światłem górnym i urządzeniem wentylującym. W naszym klimacie z uwagi na niskie temperatury powszechnie stosowana jest obudowa. Często zamiast obudowy drewnianej w postaci dachu stosowana jest obudowa w postaci przesklepień, wykonywanych z cegły lub betonu, obsypanych ziemią. Obudowa taka daje lepszą izolację cieplną. Złóża otwarte są jednak znacznie tańsze od krytych. Można osiągnąć pewne oszczędności, jeśli część złóż o powierzchni odpowiadającej zapotrzebowaniu zimowemu wody wykona się z lekkim przykryciem, zaś uzupełnienie przy powiększonym rozbiórze letnim pokrywać będą złóża otwarte.

Obecnie ze względu na wysokie koszty budowy prawie wcale nie stosuje się pokrycia w formie łuków z nasypem ziemnym.

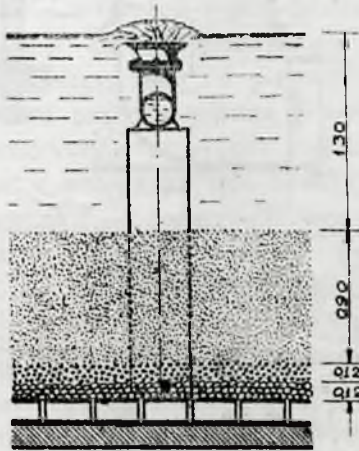
Należy pamiętać o tym, że filtry kryte powinny być zaopatrzone w dobre przewietrzanie oraz oświetlenie.

Przy uruchamianiu filtru należy zwrócić uwagę na rzeczy następujące:

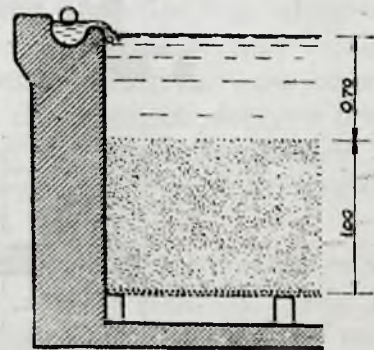
1) Użyty materiał musi być skrupulatnie przemyty. Nie może on zawierać części ilastych, a pod żadnym warunkiem zanieczyszczeń organicznych, aby w filtrze nie mogły zachodzić żadne nieprzyjemne zjawiska rozkładu, które są powodem psucia się smaku.



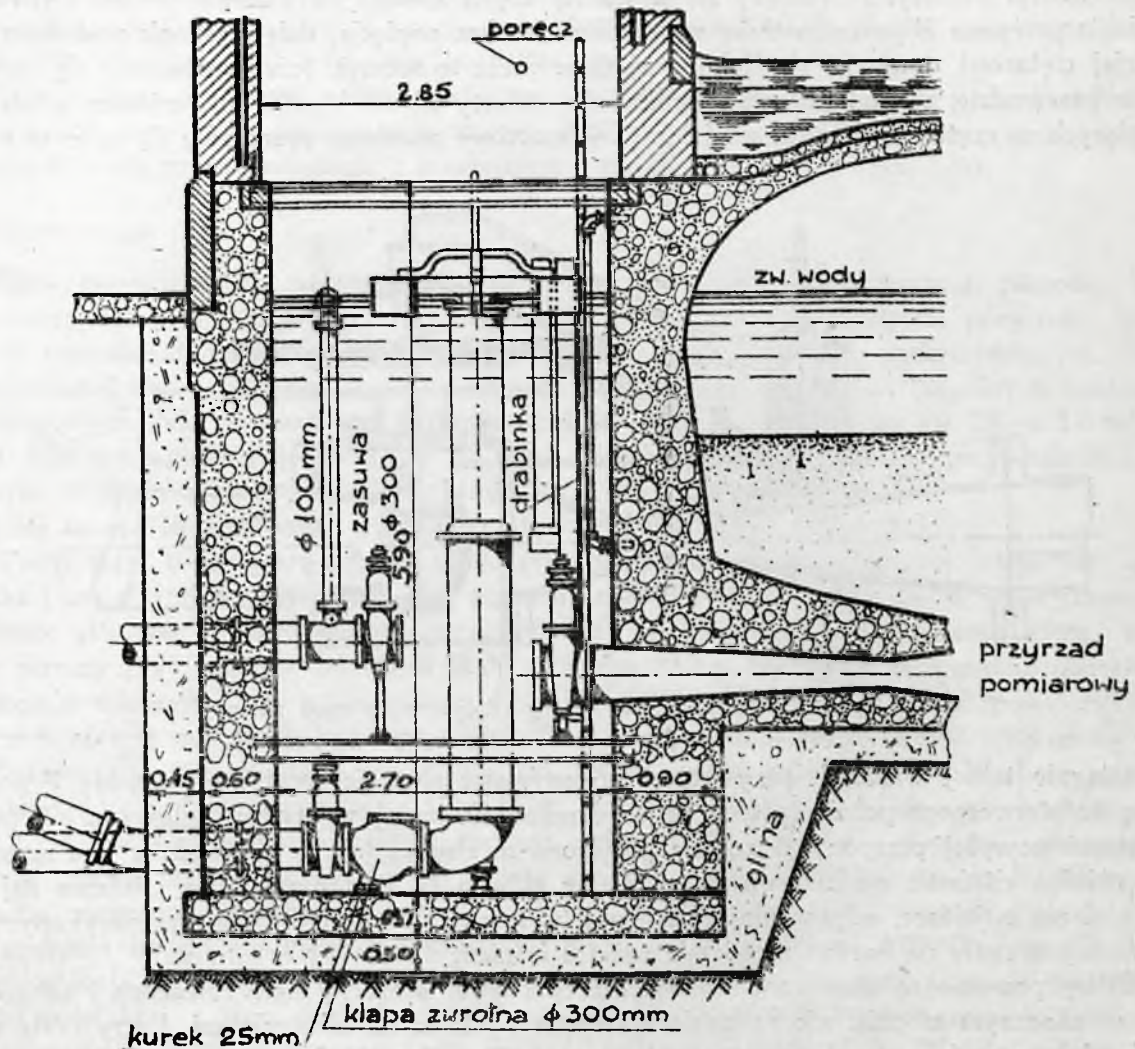
Rys. 120. Wprowadzenie wody surowej na filtr powolny.



Rys. 121. Wprowadzenie wody surowej na filtr powolny.



Rys. 122. Wprowadzenie wody surowej na filtr powolny.

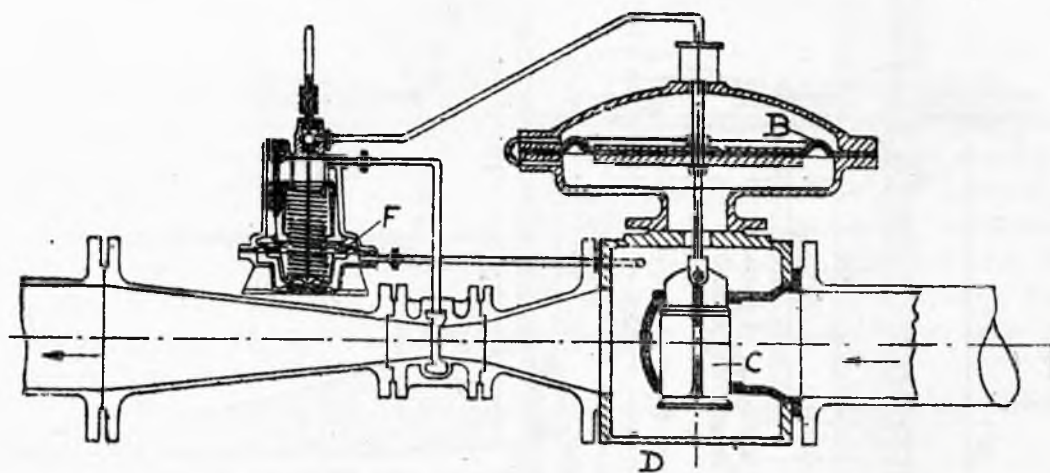


Rys. 124. Samoczynny regulator odpływu z filtru.

Z tych powodów wysokość warstwy wody na filtrze otwartym nie powinna być mniejsza niż 1 m (1,2 — 1,5 m), podczas gdy w filtrach obudowanych może być nieco mniejsza, jednak nie mniej niż 0,60 m. Strata ciśnienia, tj. różnica ciśnienia przed i za filtrem, nazywana jako ciśnienie na filtrze lub ciśnienie robocze, wynosi początkowo tylko niewiele centymetrów i rośnie w czasie pracy filtru na skutek jego szybkiego zatykania się. Nie może ona przekroczyć 1 m. Dla osiągnięcia jednostajnej prędkości filtracji i jednostajnej wydajności przy wzroście ciśnienia na filtrze, konieczna jest regulacja, którą w mniejszych zakładach przeprowadza się przez odpowiednią manipulację zasuwą, umieszczoną na przewodzie odpływowym. Ponieważ nastawianie ręczne zasuwy nie może być przeprowadzane z wymaganą jednostajnością, wbudowuje się w przewody odpływowe samoczynne przyrządy regulujące, jak np. samoczynny regulator Lindleya (rys. 123, 124). Regulator polega na tym, że rura teleskopowa utrzymywana jest przez pływaki w takim położeniu w stosunku do zwierciadła wody, że do jej wnętrza dopływa zawsze ta sama ilość wody. Jeśli ciśnienie na filtrze wzrośnie, to wraz z opadaniem zwierciadła wody rura teleskopowa opada samoczynnie, co nie powoduje zmiany w odpływie wody. Regulatory są często budowane w oparciu o zasadę wodomiaru Venturi.

Działanie takiego urządzenia objaśnia rysunek 125. Przyrząd składa się z wentyla regulującego *D* oraz urządzenia sterującego, uruchamianego przy pomocy zwężki. W czasie, gdy woda w zwężce znajduje się w spoczynku, następuje wyrównanie ciśnienia w cylindrze powyżej i poniżej przepony *F* urządzenia sterującego oraz jednocześnie po obu stronach przepony *B* przyrządu regulującego poprzez odpowiednie przewody łączące. Wobec równowagi ciśnień sprężyna sterująca jest całkowicie wolna. Połączony ze sprężyną pręt opuszcza się, a wraz

z nim wentyl kulowy, znajdujący się w górnej części aparatu sterującego. Wobec wyrównania ciśnienia przepona *B* pozostawałaby w równowadze bez napięcia, dzięki jednak podwieszonemu do niej ciężarowi opuszcza się dalej otwierając przez to wentyl. Jeżeli rozpocznie się ruch wody w przewodzie, wentyl pozostaje całkowicie otwarty aż do chwili, gdy różnica ciśnień powstających w części przyrządu, gdzie jest umieszczony regulator przepływu *D* oraz w zwężce

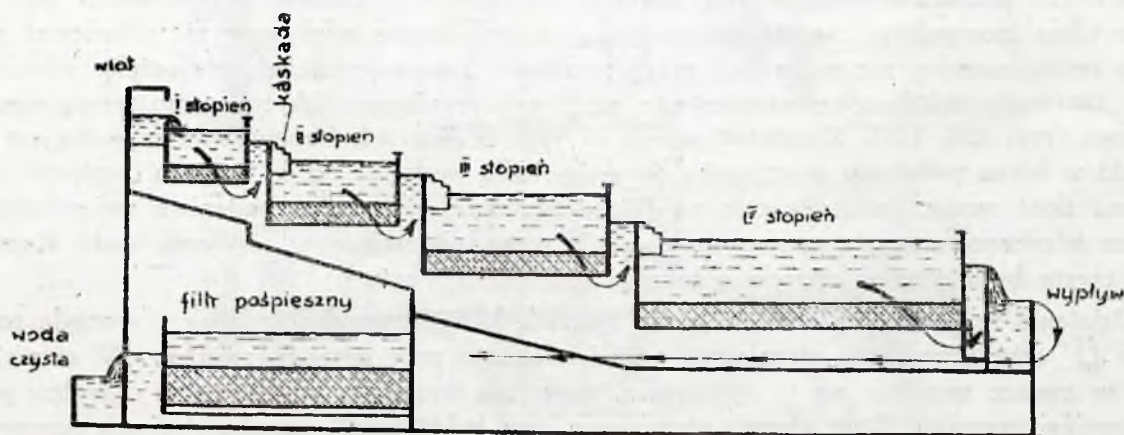


Rys. 125. Przyrząd regulujący odpływ wody spod filtru.

nie osiągnie takiej wartości, przy której pokonywając napięcie sprężyny przepony *F* podniesie ją do pierwotnego położenia wraz ze wspomnianym wyżej wentylem kulowym. Wówczas przestrzeń powyżej przepony *B* zostaje połączona ze zwężką tak, że powstała w tym momencie cała różnica ciśnień oddziałuje na przeponę główną *B*. Pod nią istnieje ciśnienie największe, nad nią najniższe, odpowiadając ciśnieniu w zwężce. Wentyl *C* będzie przymykany. Przyrząd ten jest czuły na bardzo niewielkie różnice ciśnień.

Filtry powolne są stosowane do oczyszczenia wód, które są mało zamącone i zabarwione oraz w znacznym stopniu nie są zanieczyszczone ściekami kanalizacyjnymi. Filtry takie szczególnie dobrze nadają się do oczyszczania przezroczystych wód zbiornikowych, gdzie ma się do czynienia z małą zmiennością zamącenia i koloru.

Jeśli woda surowa jest bardzo zanieczyszczona, to wskazane jest jej wstępne oczyszczenie, gdyż w przeciwnym wypadku okres pracy filtru jest zbyt krótki, a szybkość filtracji zbyt mała. Filtry powolne można też ustawiać w stopniach, przez które woda przepływa kolejno ulegając stopniowo coraz to doskonalszemu oczyszczeniu. W pewnych wypadkach przed filtrami powolnymi włącza się filtry pośpieszne, przez co okres pracy filtru powolnego powiększa się nieraz pięciokrotnie. Z powodu silnego zanieczyszczenia dla filtrów powolnych należy mieć



Rys. 126. Filtr stopniowy Puecha.

większe powierzchnie jednostek rezerwowych. Ze względu na to, że system ten wymaga większego nakładu kosztów budowy i pracy, w każdym wypadku należy zbadać, jaki rodzaj filtrów będzie korzystniejszy pod względem gospodarczym.

Aby uniknąć psucia się smaku wody przefiltrowanej z powodu zużycia tlenu, Puech skonstruował filtr stopniowy, umieszczając na przejściach z jednego stopnia do następnego kaskady, na których woda przez zmieszanie z powietrzem wzbogaca się w tlen (rys. 126).

Oczyszczanie filtru.

Filtry zanieczyszczają się stopniowo od powierzchni. Silne zanieczyszczenie powoduje zbyt dużą stratę ciśnienia. Okres pracy filtru zależy od właściwości wody surowej, pory roku, stosowanych normalnych prędkości filtracji, największego dopuszczalnego nadciśnienia na filtrze i zastosowanej średnicy ziarna. Prędkość filtracji bardzo waha się w poszczególnych zakładach wodociągowych. Nie powinna ona przekraczać 100 — 125 mm na godzinę (tj. 2,4 — 3,0 m³/m²/dobę). Filtr wymaga ciągłej opieki i to nie tylko technicznej przy ruchu, ale i pod względem chemicznym, fizykalnym oraz bakteriologicznym.

Stale muszą być pobierane próbki filtratu celem zbadania jego jakości.

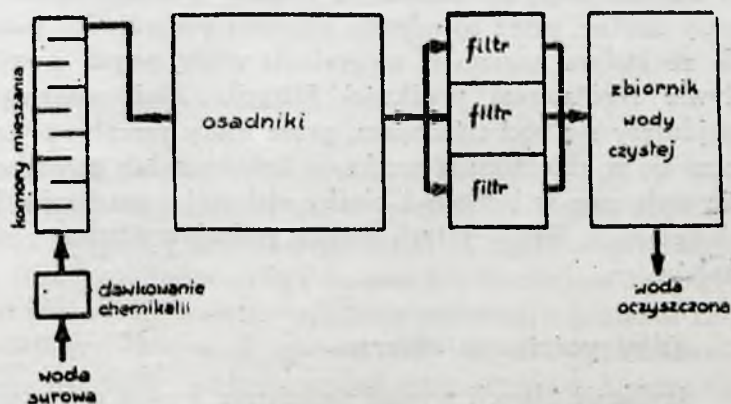
Wobec tego, że w miarę upływu czasu grubość błony powierzchniowej staje się coraz większa i coraz trudniej przepuszczalna, nadmiernie rośnie strata ciśnienia. W celu zmniejszenia straty ciśnienia początkowo nie przeprowadza się właściwego oczyszczenia filtru, tylko błonę niszczy przy pomocy żelaznych grabi o wadze 20 kg. Następnie na 6 godzin pozostawia się złożę w spoczynku, po czym włącza się je do pracy. Tę czynność można powtórzyć dwa do trzech razy w odstępach kilkutygodniowych zanim przystąpi się do oczyszczenia złoża.

Oczyszczanie filtru następuje w ten sposób, że na początku usuwa się wierzchnią warstwę grubości 1—3 cm, średnio liczy się 2,5 cm (1"). Ponieważ poniżej znajdująca się warstwa grubości 2 cm jest jeszcze bardzo zanieczyszczona, zbiera się ją przy pomocy szufli i gromadzi na filtrze w postaci małych kupek. Potem znowu uruchamia się filtr. Następnie po krótkim okresie ruchu zdejmuje się silnie zabrudzoną warstwę 2,5 cm, dalej silnie wzrusza grabiami warstwę grubości 10—15 cm głęboką i kilka dni przewietrza się dobrze filtr. Ten sposób oczyszczania stosuje się dlatego, że na filtrach wypełnionych czystym piaskiem zupełnie brakuje filtrującej powłoki i z tego względu dojrzewają one dłużej niż te, z których usunięto tylko warstwę wierzchnią. Dopiero wówczas, gdy grubość warstwy filtrującej spadnie do połowy pierwotnej grubości, nie mniej jednak niż 30 cm, cały piasek musi być gruntownie przemyty, a warstwa złoża uzupełniona do pełnej grubości. Piasek, aż do warstwy podtrzymującego go żwiru, zostaje całkowicie wybrany i poddany przemyciu. Dla ułatwienia wywiezienia zbieranego piasku i dowozu przemytego, każdą komorę zaopatruje się w pochylnię. Filtr częściowo wypełnia się nowym piaskiem, a na wierzch daje się warstwę starego przemytego piasku, aby szybko utworzyła się adsorbująca warstwa piasku. Po dojrzaniu filtru uruchamia się.

Do mycia zbrudzonego piasku filtracyjnego stosuje się różnego rodzaju maszyny. Przemywanie ręczne stosowane jest tylko w wypadku niewielkich urządzeń. Piasek przemycany jest przez silny strumień wody z węża lub też w rynnach z dziurowanym dnem przez wznoszący się prąd wody.

Płuczki bębnowe składają się z bębnow zaopatrzonych wewnątrz w stojące blachy, mające za zadanie dobre wymieszanie piasku z wodą płuczającą. Ilość obrotów wynosi 8 — 10 na minutę, zużycie wody 8 — 9 m³ na 1 m³ piasku.

Płuczki strumieniowe pracują w ten sposób, że piasek wyrzucany jest w górę przez strumień wody. Wznosząca się mieszanina piasku z wodą dostaje się stopniowo do szeregu idą-



Rys. 127. Schemat oczyszczania wody przy pomocy filtrów pośpiesznych.

cych za sobą komór, w których zjawisko wyrzucenia w górę powtarza się. Piasek spada na dno, zabrudzona woda odpływa przez przelewy. Zużycie wody w takich płuczkach wynosi 15—20 m³ na 1 m³ piasku.

Grubszy piasek może być oczyszczony na płuczkach bębnowych, żwir zaś i kamień tylko na płuczkach ręcznych, gdyż na płuczkach mechanicznych powstaje zbyt duże ścieranie.

Z filtru woda czysta płynie do zbiornika wody czystej, skąd przy pomocy pomp dostarczana jest do sieci (rys. 127).

VII. 5-e. Filtry pośpieszne.

W przeciwieństwie do filtrów powolnych, które należy uważać za filtr powierzchniowy, wymagający dużo miejsca, filtry pośpieszne są filtrami przestrzennymi. Różnią się zasadniczo od filtrów powolnych tym, że nie przykłada się tutaj żadnego znaczenia do tworzenia się i utrzymywania szczelnej filtrującej błony, natomiast dąży się do utworzenia cienkiej błonki na poszczególnych ziarnach, czemu częstokroć dopomaga się przez dodawanie chemicznych środków, przeważnie siarczaniu glinu. Filtry te mają okresy pracy bardzo krótkie w przeciwieństwie do filtrów powolnych, na których w silnym stopniu wykorzystuje się procesy biologiczne. Zanieczyszczają się też one bardzo szybko wskutek silnego obciążenia. Oczyszczenie ich polega na gruntownym przemyciu piasku przy pomocy przefiltrowanej wody. Poszczególne konstrukcje filtrów pośpiesznych odróżniają się głównie odrębnym sposobem przemywania (czyszczenia). W wypadkach skrajnych do płukania zużywa się 1—3% wody przefiltrowanej. Płukanie musi być przeprowadzane co kilka godzin. Dojrzewanie trwa 5—15 minut.

Filtry pośpieszne szczególnie dobrze nadają się w wypadku: wody o silnie zmieniających się właściwościach, przy użyciu chemicznych środków koagulacyjnych, do odżelazienia, odmanganiania, odbarwienia i przy braku miejsca.

Główne ich zalety w stosunku do filtrów powolnych są następujące:

1. Filtry pośpieszne wymagają tylko 1/20—1/30 powierzchni filtrów powolnych.
2. Oczyszczanie następuje w ten sposób, że robotnicy nie mają kontaktu z piaskiem. Na filtrach powolnych robotnik musi chodzić po piasku.

Jeżeli nastąpi obniżenie wydajności filtru, np. przez zatkanie kanałów, to filtry pośpieszne przy pomocy wbudowanych urządzeń płuczących dają się szybko i łatwo oczyścić. Z tego powodu znoszą one o wiele większe obciążenia i wymagają znacznie mniejszej ilości jednostek zapasowych.

W razie potrzeby, np. w wypadku wybuchu epidemii, możliwa jest sterylizacja całego filtru.

Materiał filtrujący jest tu bardziej jednostajny i o ziarnie grubszym niż w filtrach powolnych. Strata ciśnienia, która na filtrach powolnych waha się od 0,3 — 1,0 m, może tu osiągać wartość do 4 m. Strata ciśnienia zależy od warunków miejscowych i pracy.

Ponadto rozróżniamy filtry pośpieszne otwarte i zamknięte. Filtry otwarte są zwane czasami filtrami ssącymi, zamknięte filtrami pod ciśnieniem. Te ostatnie dają się włączać w przewody tłoczne, przez co odpada potrzeba podwójnego pompowania. Filtry otwarte pracują zwykle ze stałym poziomem zwierciadła wody ponad powierzchnię piasku i z wbudowanym na odpływie regulatorem prędkości filtracji. Złoża zamknięte natomiast włączane są w przewód znajdujący się pod ciśnieniem, przez który przepływa stały wydatek. Pierwszy rodzaj złoży umieszcza się w zbiorniku o przekroju kołowym lub prostokątnym; drugi rodzaj umieszcza się prawie wyłącznie w kotłach z blachy stalowej o przekroju kołowym w formie walców stojących lub leżących. Który z tych dwóch rodzajów filtrów zastosować, zależy od miejscowych stosunków.

Filtry pośpieszne otwarte

Szybkość filtracji wynosi przeciętnie 3 — 4 m/godzinę, choć stosowano z dobrym skutkiem i prędkości do 6 m/godz. Okres pracy trwa od 5 — 25 dni. Do płukania wymagana jest około 10-krotnie większa prędkość od prędkości filtracyjnej. Płukanie trwa 5 — 10 minut, zużywa się

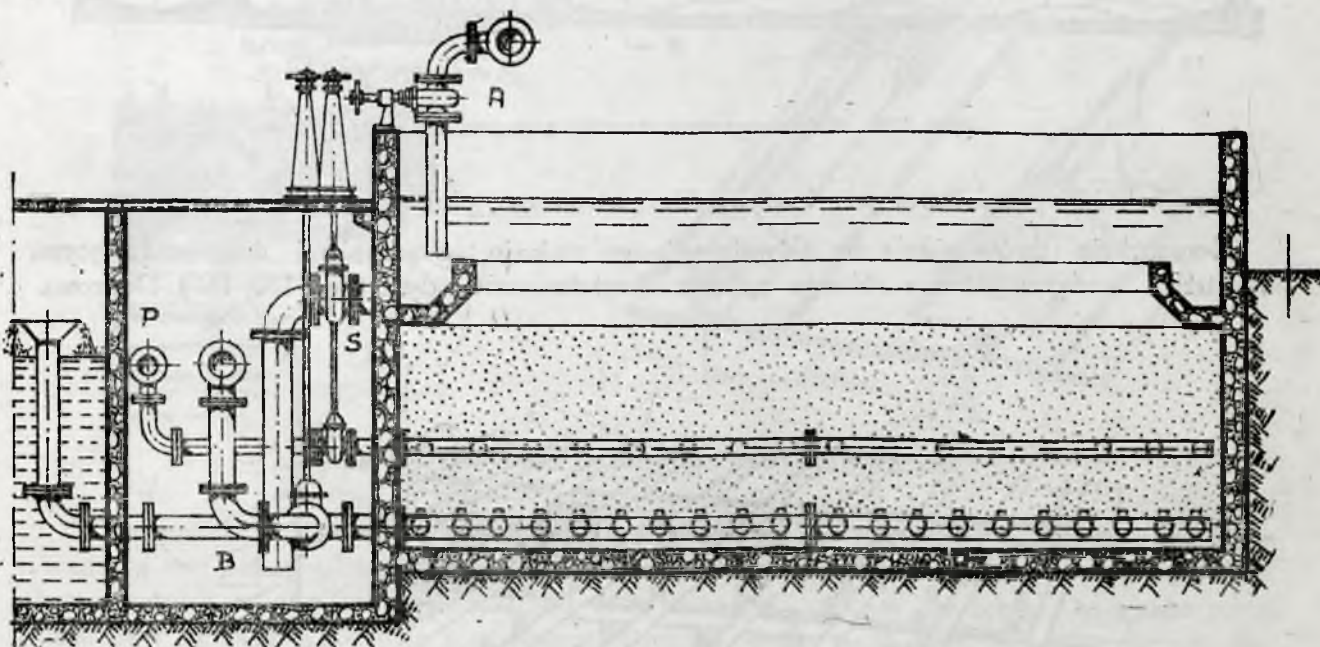
do niego 2 — 10% wody przefiltrowanej. W wypadku płukania odwrotnym prądem z zastosowaniem powietrza dla przemieszania piasku liczy się 5 — 10 litrów/sek. powietrza i m² złoża. Strata ciśnienia na złożu waha się w granicach 0,20 — 0,40 m. Odpływ odbywa się przez dno wykonane w postaci sita, przez założone dziurkowane rury lub przez specjalnie skonstruowane przewody. Podbudowa z grubego materiału nie jest możliwa ze względu na silne jego przemieszenie w czasie płukania odwrotnym prądem.

Istnieje duża liczba najróżniejszych konstrukcji; omówienie wszystkich zajęłoby zbyt wiele miejsca. Poszczególne konstrukcje wyróżniają się różnym sposobem przemieszania oraz wzruszania piasku przy płukaniu. Filtry otwarte na małą wydajność buduje się w postaci otwartych kołowych kotłów, w razie dużych rozmiarów prawie zawsze w postaci zbiorników prostokątnych. Podczas gdy obudowę małych filtrów wykonuje się ze stali, na obudowę większych stosuje się beton.

W konstrukcjach dawniejszych stosowane było wzruszanie piasku w czasie płukania filtru przy pomocy mechanicznie poruszanych mieszadeł.

W filtrach najnowszej konstrukcji przemieszanie piasku przeprowadza się prądem sprężonego powietrza, które jest włączane przez specjalne dysze umieszczone w dnie filtru (grzybki-sitka).

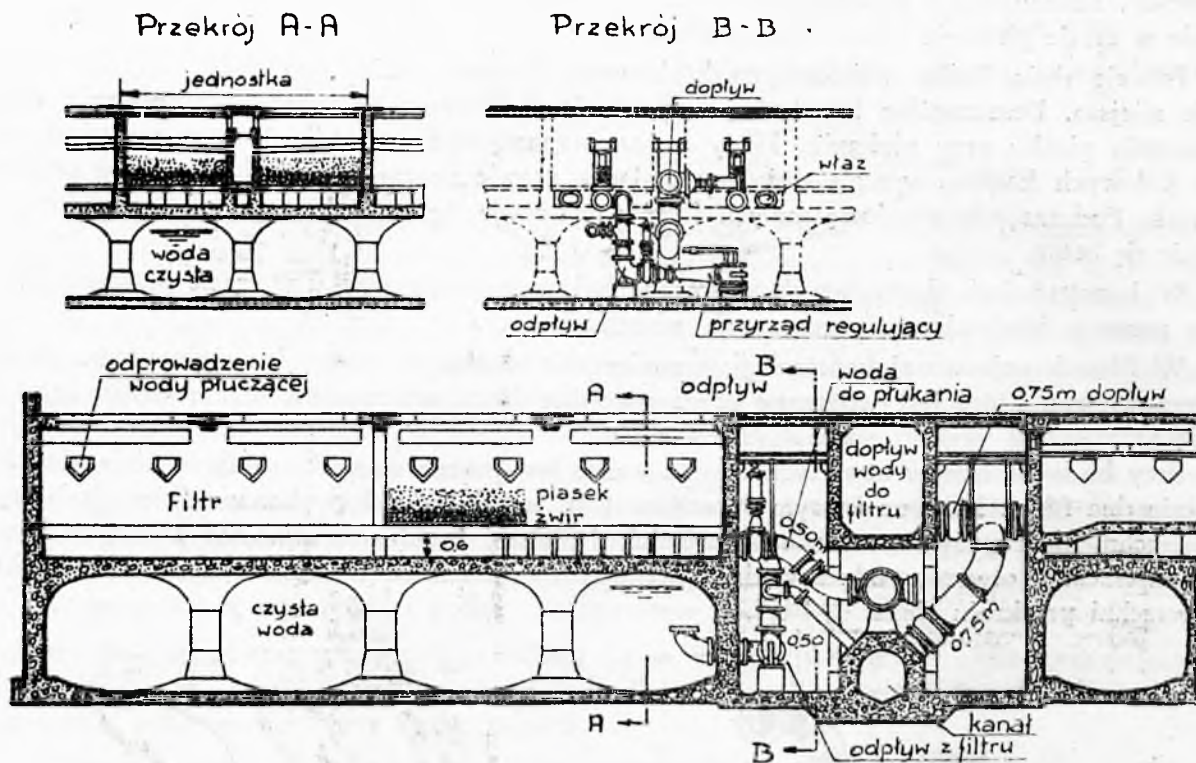
Przy budowie filtrów otwartych bardzo ważne jest przede wszystkim odpowiednie ukształtowanie dna filtru. Dno, na którym spoczywa filtr, musi być tak wykonane, aby obciążenie powierzchni filtru zarówno w czasie filtracji, jak i płukania było jednakowo zabezpieczone. Łączna powierzchnia otworów w przewodach drenujących spód filtru powinna wynosić 0,2 — 0,33% powierzchni przekroju złoża.



Rys. 128. Otwarty filtr pośpieszny konstrukcji Reisersta.

Na rys. 128 przedstawiony jest otwarty filtr pośpieszny konstrukcji Reisersta. Jeśli w wypadku zanieczyszczenia filtru zachodzi potrzeba oczyszczenia go, to przede wszystkim zamyka się dopływ wody surowej *A*. Następnie otwiera się przewód płuczający *B*, który doprowadza wodę równomiernie do dysz pod masę filtrującą. Jednocześnie na czas krótki otwiera się przewód powietrzny *P* tak, żeby wzmoczyć efekt płukania. Powietrze sprężone wchodzi w materiał filtrujący i burzy go na całej wysokości warstwy. Zasuwę *S* otwiera się tak, że wypłukiwany przez wodę osad unoszony zostaje do kanału. Gdy wypływa woda czysta, wówczas kończy się płukanie. Zamyka się zasuwy *P* i *B* oraz *S*, a filtr jest gotowy do pracy. Wydajność otwartego filtru jest stała, gdyż przy wzrastającym jego zanieczyszczeniu poziom wody podnosi się

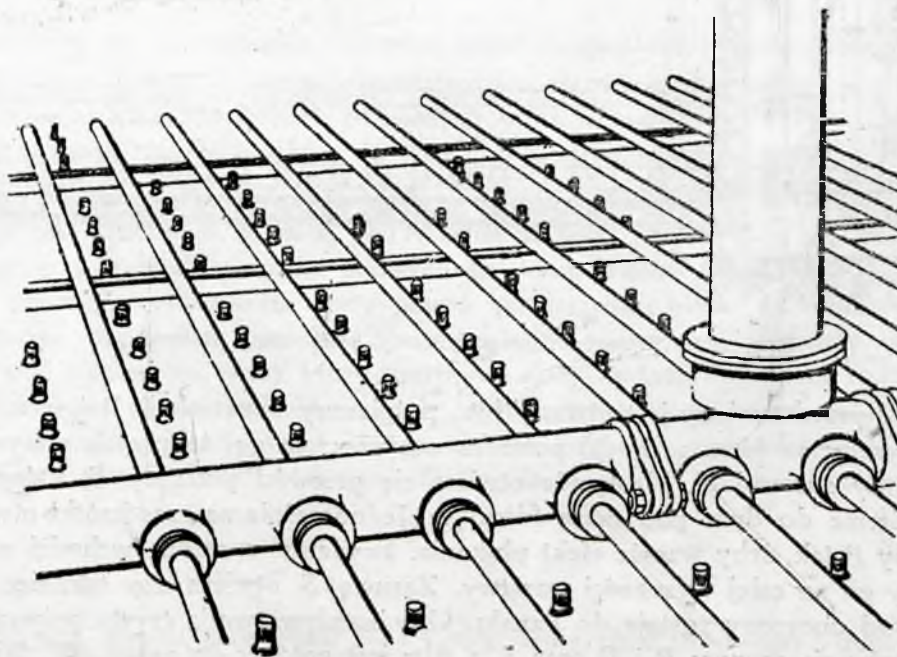
i w ten sposób opór filtru wyrównuje się. W razie przyłączenia wielu filtrów do wspólnego przewodu wody surowej, świeżo przepłukane filtry podlegają większemu obciążeniu tak, że wówczas wskazane jest wbudowanie regulatora prędkości.



Rys. 129. Pośpieszny filtr otwarty z płukaniem wodą.

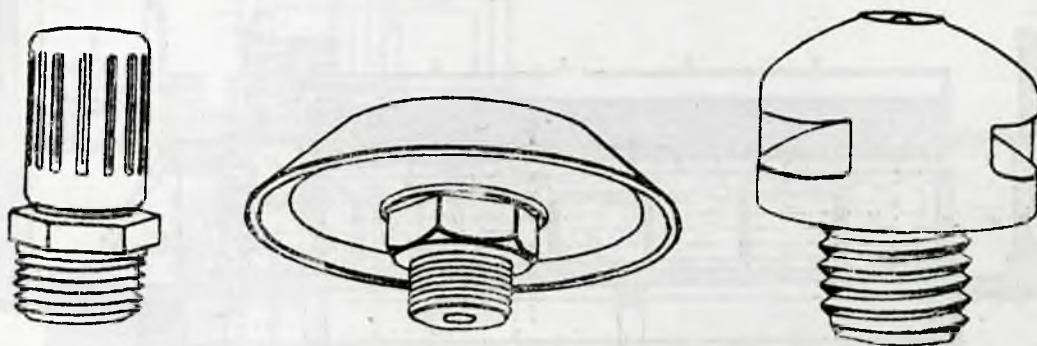
Rysunek 129 przedstawia inną budowę filtru otwartego, płukanego tylko wodą.

Konstrukcje filtrów różnią się głównie różnego rodzaju urządzeniami doprowadzającymi powietrze i wodę, a głównie różnego rodzaju ukształtowaniem dysz (rys. 130, 131). Doprowa-

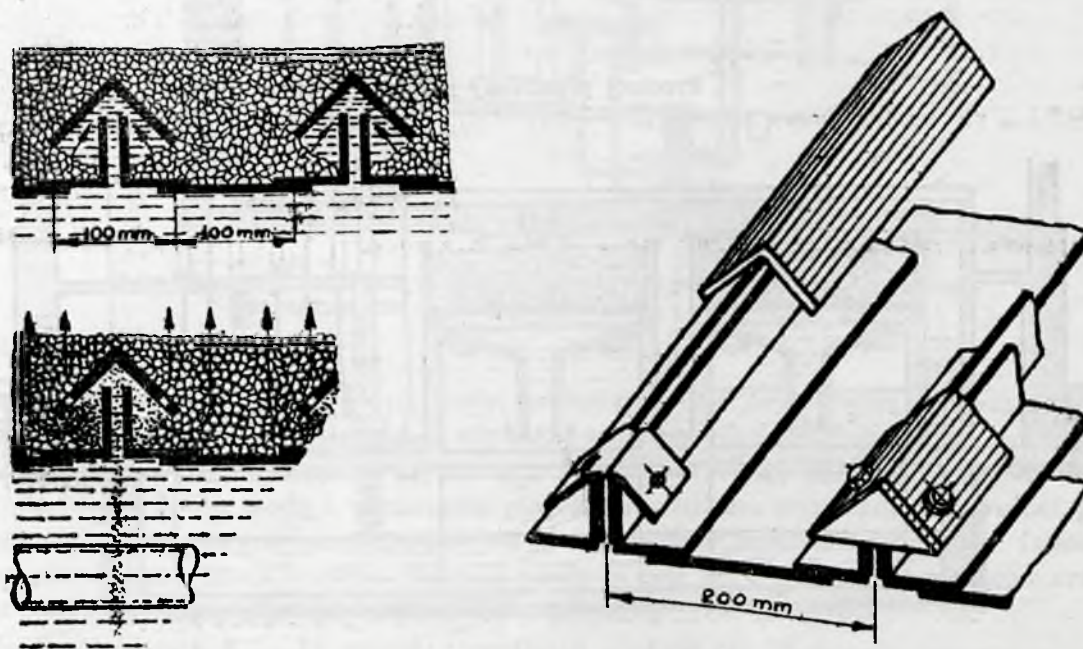


Rys. 130. Układ przewodów doprowadzających powietrze, przewody wody zabetonowane w dnie.

dzane powietrze napływa przewodem głównym do systemu przewodów rozdzielczych, włączonych prostopadle do głównego. Skuteczność działania dyszy zależy od jej konstrukcji i rozmiarów.



Rys. 131. Różne rodzaje dysz umieszczonych na dnie filtru.



Rys. 132. Dno filtru pośpiesznego konstrukcji Kolibay.

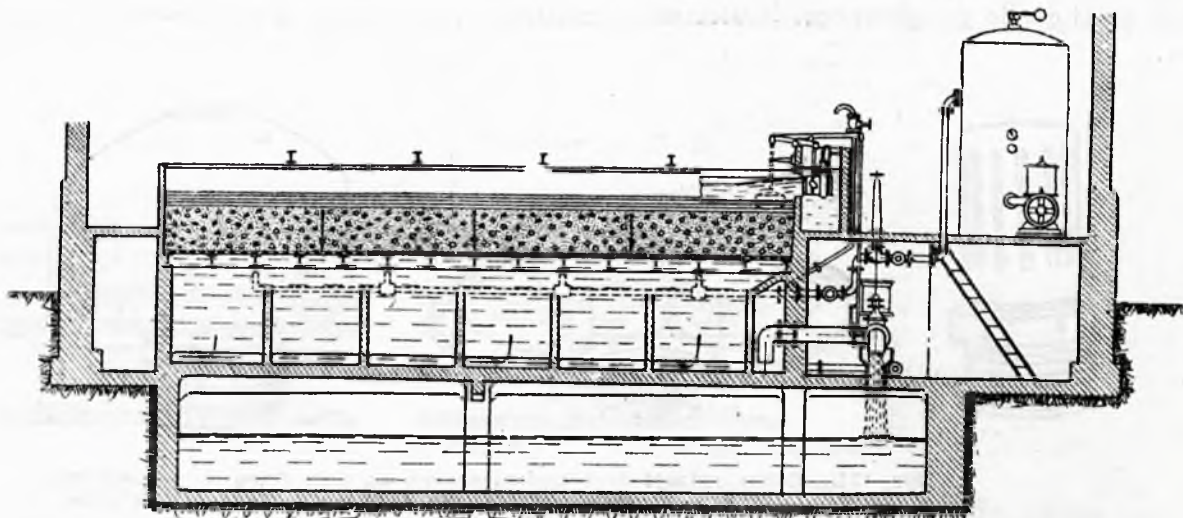
W wypadku bardzo agresywnych wód stosuje się dysze porcelanowe; normalnie wykonywane są one z miedzi lub brązu. W większych zakładach dysze przyśrubowuje się do rur wbetonowanych w dno, w mniejszych do dna, które pod spodem ma żebra. Od spodu żebra te zakrywa się brązową blachą z otworami. Dno od spodu może mieć rury z otworami. Zamiast dysz próbowano również zastosować dno z porowatych płyt, podobnie jak się je stosuje w basenach napowietrzania z osadem czynnym. Szczególny rodzaj dna filtru przedstawiony jest na rys. 132. Ciągła szpara przykryta jest tu kątownikiem tak, że materiał filtracyjny układa się stosownie do kąta zespyu.

Reisert w swoim urządzeniu płuczącym silnym strumieniem wody pomija zupełnie powietrze, natomiast wprowadza większą ilość wody pod ciśnieniem (rys. 133, 134).

Na odpływie z filtru musi być wbudowany samoczynny regulator prędkości filtrowania, który powinien być stały i niezależny od ciśnienia wody na filtrze (rys. 135).

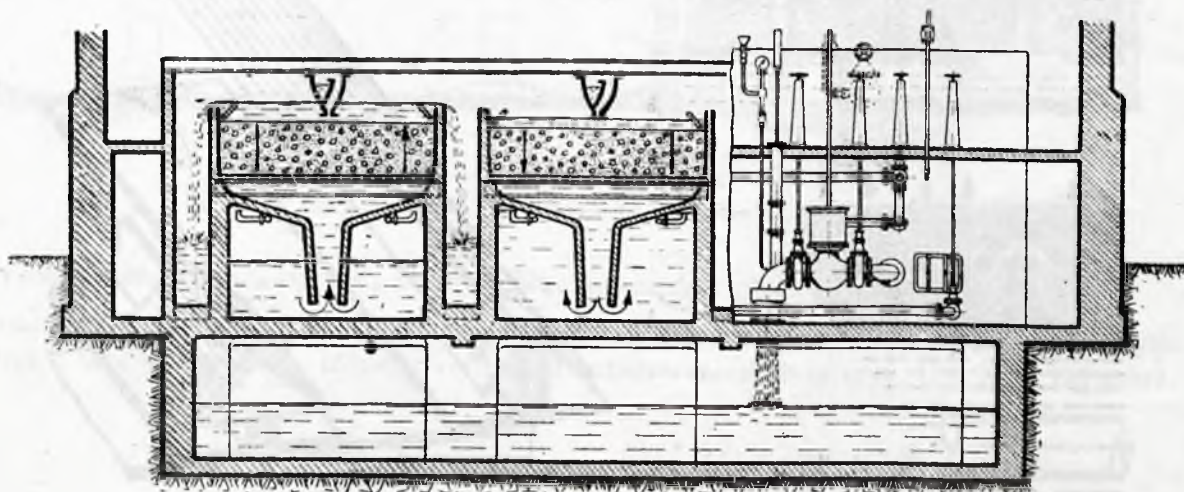
Materiał filtracyjny stanowi piasek o zaokrąglonych krawędziach średnicy 0,35 — 1 mm; w praktyce za najodpowiedniejszą uważana jest grubość 0,45 mm. Spółczynnik równomierności waha się w granicach 1,25 — 1,80, przy czym za najlepszą uważa się wartość 1,35–1,50. Je-

Przekrój podłużny.



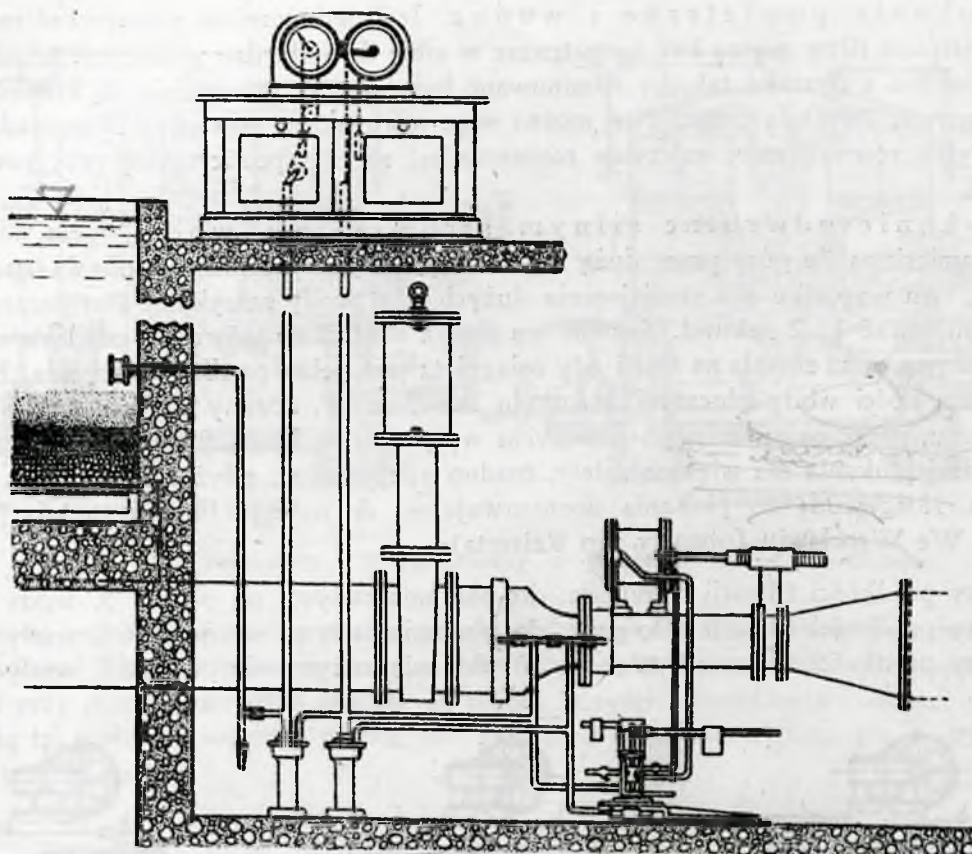
Rys. 133. Filtr otwarty Reisersta.

Przekrój poprzeczny i widok.



Rys. 134. Filtr otwarty Reisersta.

Jeżeli filtr pośpieszny służy tylko do odzeleniania wody, to stosowniejsza jest równomierna średnica ziarn o grubości 1—2 mm. Złoże ma być tak ukształtowane, żeby przechodzenie zawieszin było niemożliwe oraz by zanieczyszczenia dawały się łatwo wypłukiwać. Drobnny piasek lepiej zatrzymuje zanieczyszczenia (kłaczkę), ale gorzej daje się czyścić, gdyż na powierzchni tworzy się szczelna błona. Przy czyszczeniu filtru jest ona powodem tworzenia się gniazd osadu. Z uwagi na przebieg płukania konieczne jest możliwie jednostajne uziarnienie i jakość piasku, gdyż podczas procesu płukania następuje stopniowe sortowanie piasku w ten sposób, że w górnej warstwie zbierają się drobniejsze ziarna. Jeżeli różnice w uziarnieniu są zbyt duże, powstaje niebezpieczeństwo, że wkrótce z powodu zbyt drobnego piasku w warstwie górnej filtr zatka się, natomiast dolne warstwy piasku nie będą w dostatecznym stopniu wykorzystane dla celów filtracji. Na nieco grubszym filtrze piaskowym zatrzymuje się więcej osadu, mimo to filtry takie mają dłuższy okres pracy i dają się łatwiej czyścić. Grubszy piasek o lekkim ziarnie jest odpowiedniejszy od piasku drobnego, gdyż łatwiej się przemywa i wobec tego zużywa dużo mniejszą ilość wody płuczającej. Jako piasek gruby należy uważać piasek o ziarnie ponad 0,45 mm. Wysokość warstwy piasku waha się w granicach 0,6—0,8 m. Głębokość wody nad złożem 0,3—0,7 m.



Rys. 135. Samoczynny przyrząd regulujący wydajność filtra pośpiesznego.

Filtry zamknięte.

Filtry zamknięte są to zamknięte kotły, pozwalające na zastosowanie większego ciśnienia i większej prędkości filtracji. Będąc w użyciu urządzenia różnią się sposobem doprowadzania wody i powietrza do płukania. W niektórych wypadkach oczyszczanie polega tylko na płukaniu wodą lub płukaniu wodą i wzruszaniu piasku mieszadłami; w innych skuteczność płukania wzmagają przy pomocy wtłaczanego powietrza, które silnie wzrusza cały piasek. Istnieją również urządzenia, w których w czasie płukania wodą piasek przy pomocy specjalnego urządzenia zostaje kompletnie przemieszany i przemieszczony.

Prędkość filtracji 8 — 15 m/godz.; prędkości większe niż 20 m/godz. stosowane są wyjątkowo. Okres pracy trwa 80 — 250 godzin. Do płukania niezbędne jest ciśnienie 10 — 15 m. Czas trwania płukania 5 — 10 minut. Zużywa się na to 8 — 15% wody przefiltrowanej. Strata ciśnienia zależy od szybkości filtracji i po oczyszczeniu wynosi około 0,5 m, a w miarę wzrostu zanieczyszczenia filtra może dojść do 3 — 4 m.

Częstokroć filtry zamknięte pracują w dwóch stopniach. W stopniu pierwszym (warstwa kontaktowa) daje się ziarno grubsze (3—4 mm) w warstwie grubości 1—2 m. Stopień drugi (złożenie filtracyjne) składa się z ziarn o średnicy 1—1,5 mm przy wysokości warstwy 0,6—0,8 m.

Filtry pod ciśnieniem wykonywane są prawie zawsze o przekroju kołowym. Rozróżniamy stojące i leżące filtry z pojedynczą i wieloma komorami. Zależnie od sposobu oczyszczania w wypadku filtrów szybkobieżnych zamkniętych, podobnie jak w wypadku otwartych, rozróżniamy następujące konstrukcje:

1. Płukanie odwrotne wodą z jednoczesnym wzruszaniem piasku mieszadłem. Urządzenie takie jest odpowiednie dla niewielkich zakładów. Przy większych rozmiarach łatwo powstają uszkodzenia mieszadeł.

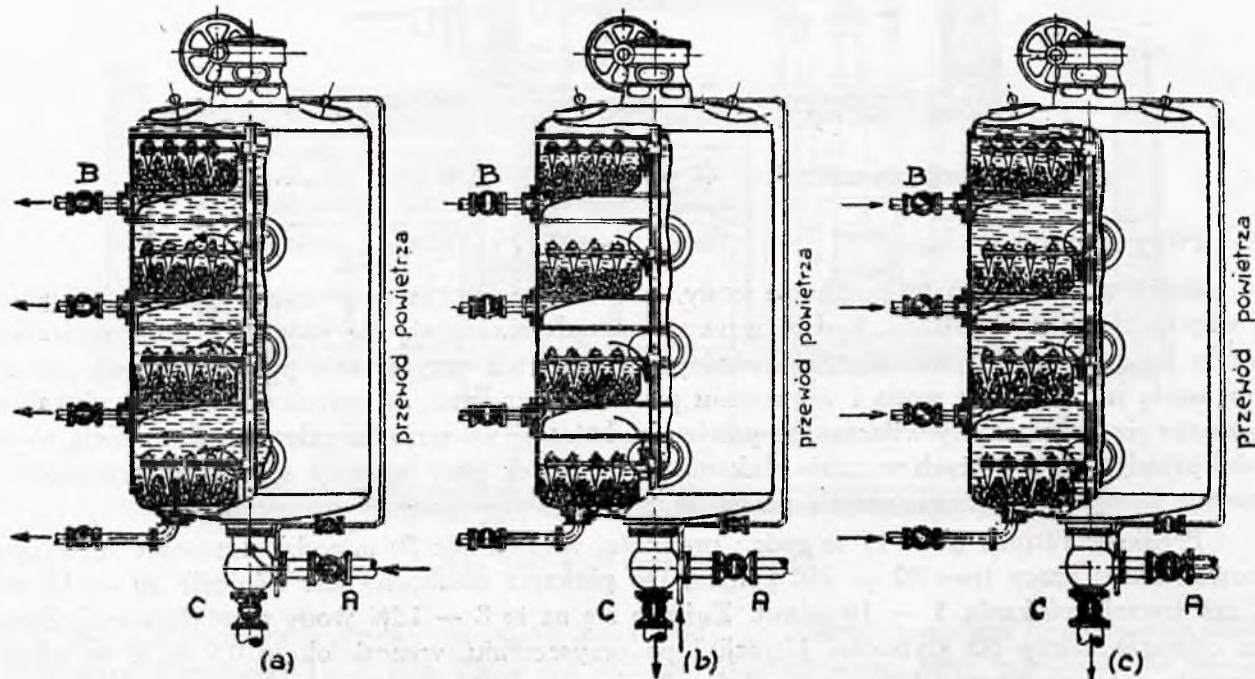
2. Płukanie strumieniste piasku. W tym wypadku osiąga się bardzo dobre przemycie. Zjawisko zbyt silnego ścierania się ziarn z powodu dużych prędkości może być usunięte przez odpowiednią budowę filtra.

3. Płukanie powietrzne i wodne. Jeśli jednocześnie następować ma płukanie wodą i powietrzem filtry muszą być zaopatrzone w silne dno. Bardzo ważne jest tu odpowiednie wyształcenie dna z dyszami tak, by eliminowane było zjawisko tworzenia się kraterów i kanałów powietrznych w masie filtru. Nie można więc wprowadzać powietrza bezpośrednio w filtr piaskowy, tylko równomiernie należy je rozprowadzić na całą powierzchnię przy pomocy warstwy szabru.

4. Płukanie odwrotne silnym strumieniem wody. Cała warstwa piasku zostaje uniesiona do góry przez dużą ilość wody, przy czym piasek odbywa ruch w górę i w dół. W tym wypadku dla zmniejszenia dużych strat wody zamykanie i otwieranie przewodów powinno trwać 1–2 sekund. System ten działa skutecznie wówczas, gdy cała ilość wody płuczającej wprowadzona została na filtr i gdy osiągnięta jest pełna prędkość płukania. Filtry takie zużywają duże ilości wody płuczającej, bo około $1,5\text{--}3\text{ m}^3/\text{m}^2$, drobny materiał piaskowy osadza się na wierzchu, przez co szybciej po przemyciu wytwarza się błona filtrująca.

Jaki rodzaj płukania ma większe zalety, trudno zdecydować, gdyż zależy to od warunków miejscowych. Ilość wody do płukania dostosowuje się do rodzaju filtru i stopnia jego zanieczyszczenia. We Wrocławiu (otwarty typ Reiserata):

przy prędkości filtracji 3 m/godz. do płukania zużywa się od 0,3 % wody
 przy prędkości filtracji 5 m/godz. do płukania zużywa się od 0,46% wody
 przy prędkości filtracji 6 m/godz. do płukania zużywa się od 0,78% wody

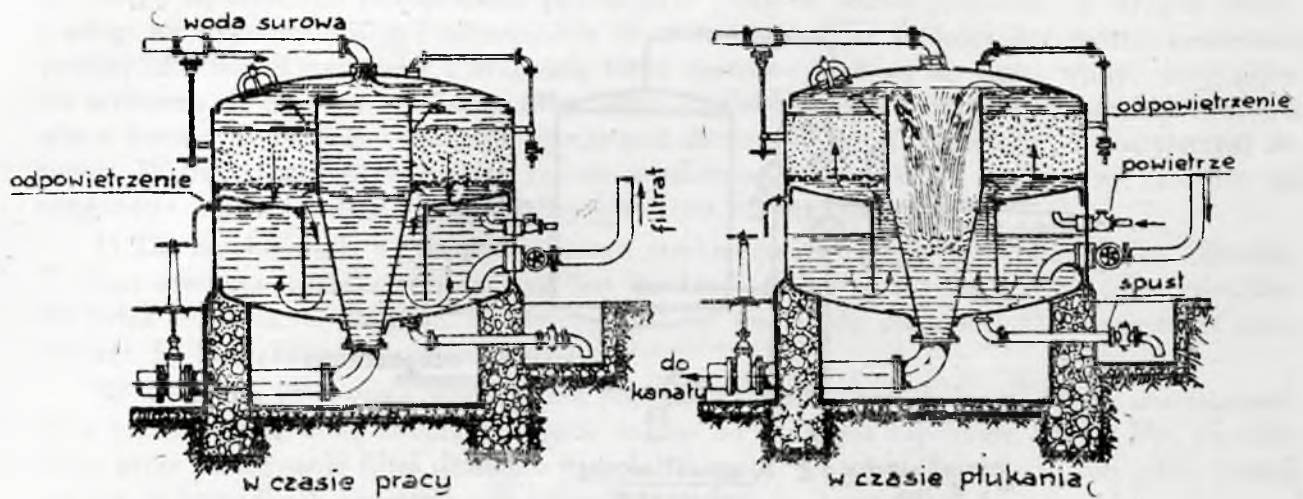


Rys. 136. Wielokrotny filtr Wurle.

W czasie pracy zamknięte zasuwy A i B. Zasuwa C zamknięta. Przed rozpoczęciem płukania zasuwa C otwarta, pozostałe zamknięte. W czasie płukania zasuwa B częściowo otwarta, zasuwa C całkowicie otwarta, zasuwa A zamknięta.

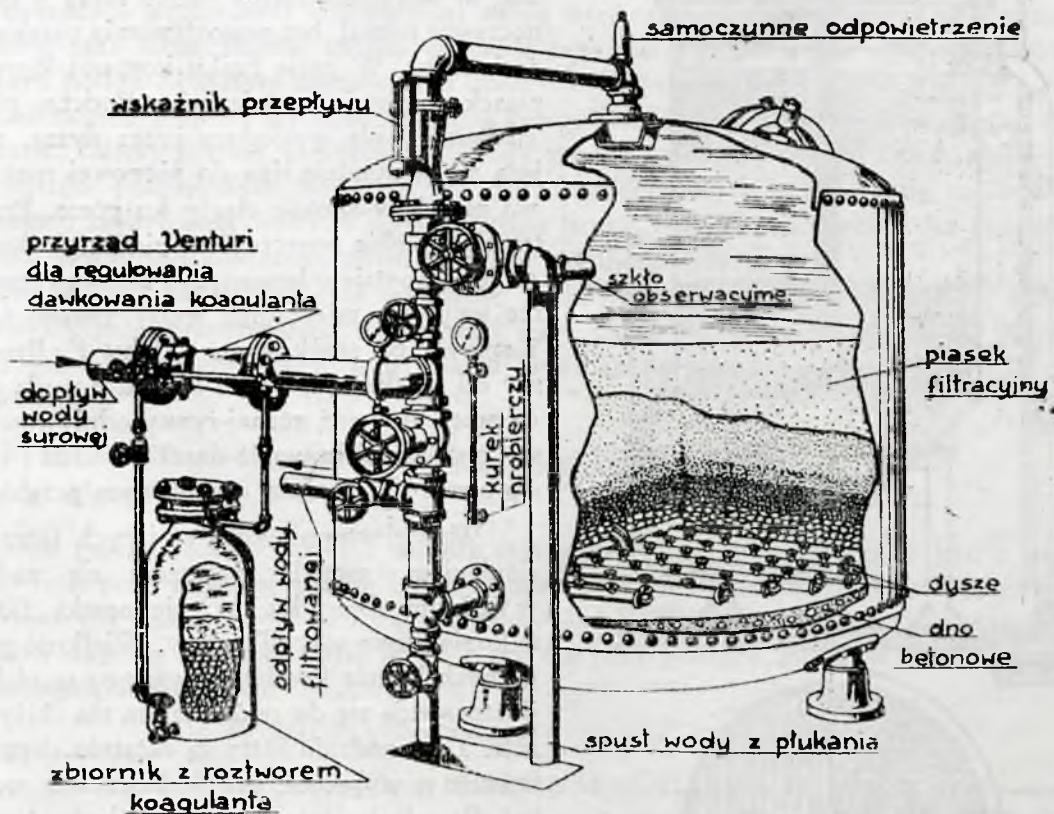
Filtry stojące pod ciśnieniem z mieszadłem budowane są na najrozmaitsze ciśnienie robocze. W małych filtrach mieszadła uruchamiane są przeważnie ręcznie, zaś w wypadku dużej średnicy poruszane są elektrycznością. Wielokomorowy filtr konstrukcji Wurle przedstawia schemat podany na rys. 136. Pracę jego wyjaśniono na szkicu.

Zamiast stosunkowo drogiego mieszadła stosuje się filtry stojące z płukaniem powietrzno-wodnym; tego rodzaju filtr przedstawia rysunek 137. Wobec tego, że przy urządzeniach pracujących z pomocą ściśniętego powietrza istnieje niebezpieczeństwo, że przy błędach w obsłudze po płukaniu może nastąpić nierównomierny rozkład piasku, w nowszych urządzeniach chętniej stosowane jest tylko wzmocnione płukanie wodą (rys. 138, 139).



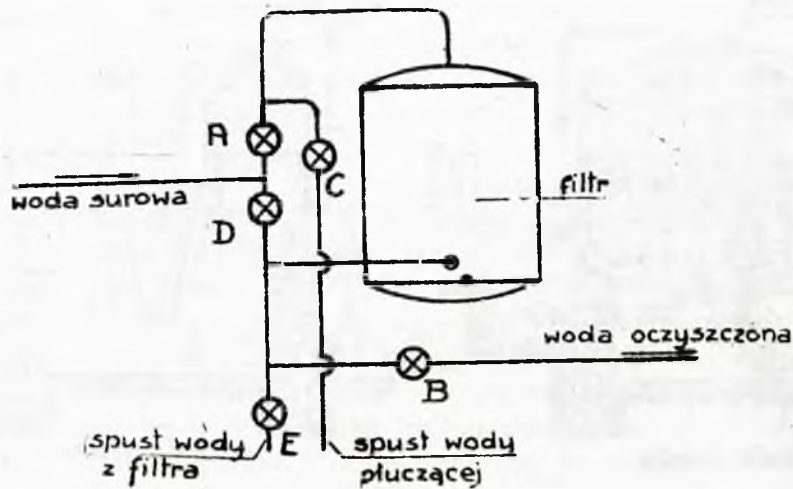
Rys. 137. Zamknięty filtr pośpieszny z płukaniem powietrzno-wodnym.

Ponieważ wysokość warstwy piasku przy wielu procesach filtracji odgrywa dużą rolę, Bollmann zbudował filtr zobrazowany na rys. 140. Wysokość warstwy filtrującej może się zmieniać, gdyż przy pomocy urządzeń płuczących można oczyścić dowolnej wysokości warstwę piasku. Zaletą tej wysokiej warstwy piasku jest, że można stosować większe prędkości filtrowania, jak 10 m/godz. i więcej.



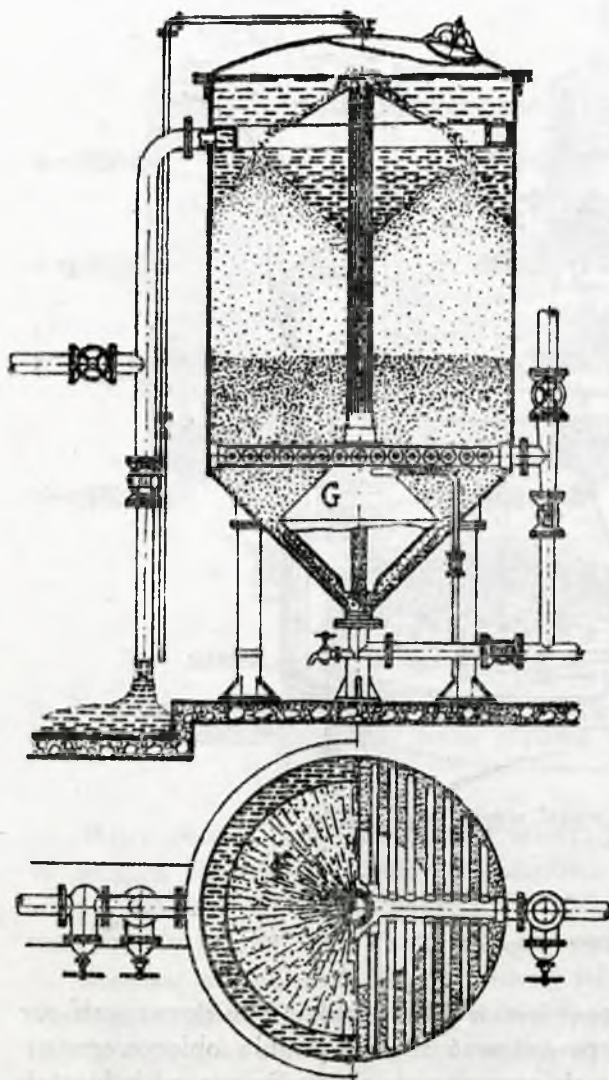
Rys. 138. Zamknięty filtr pośpieszny.

Do odprowadzenia wody filtrowanej umieszczony jest w filtrze układ dziurkowanych rur w formie rusztu. Obrany był on dlatego, aby nie powodować zatrzymywania obiegowego ruchu piasku nadanego mu przez strugę płuczącą. Piasek przesuwany jest pomiędzy rurami jednostajnie w dół. Poniżej rusztu rur znajduje się korpus kierujący w kształcie podwójnego stożka.



Rys. 139. Schemat połączeń filtra pod ciśnieniem.

W czasie pracy zasuwy A i B otwarte, pozostałe zamknięte. W czasie płukania wodą oczyszczoną zasuwy B i C otwarte, pozostałe zamknięte. W czasie płukania wodą surową zasuwy C i D otwarte, pozostałe zamknięte.



Rys. 140. Filtr przyspieszony Bollmanna.

Ten ostatni powoduje, że cała masa piasku jest zmuszona przesuwać się koło wlotu strumieni tak, że wszystkie ziarna piasku biorą w tym jednoczesny udział, bez pozostawienia piasku w kątkach filtra. W razie braku korpusu kierującego piasek pozostaje na ścianach. Podczas płukania strumień wody tryskający przez dyszę, znajdującą się w spodzie dna do pionowej rury, porusza piasek w sposób ciągły ku górze. Przy tym trą się o siebie poszczególne ziarna piasku, przez co brud zostaje oderwany. Z wylotu rury na górze wypływa mieszanina wody, piasku i brudu i splywa po stożkowym daszku F. Brud lżejszy od piasku splywa do kanału z wodą płuczającą przez krawędź górnej rynny odpływowej. Piasek opada pod krawędź daszka, osiada i stopniowo bierze dalej udział w kołowym przebiegu.

W wielostopniowych stojących filtrach pod ciśnieniem zwykle umieszcza się nad sobą w jednym zbiorniku dwie jednostki filtrujące, w koniecznym wypadku trzy. Wielkość poszczególnych komór i rodzaj zawartego w nich filtru dostosowuje się do celów, jakim ma służyć dany filtr. Tego rodzaju filtry są ostatnio chętnie stosowane w wypadku, gdy jednocześnie mają służyć dla odżelazienia i odmanganiania.

Filtry leżące pod ciśnieniem prawie wyłącznie oczyszczane są płukaniem wodnym. Tylko w szczególnych wypadkach stosuje się ściśnione powietrze jako uzupełnienie przemywania. W ogólności nie stosuje się tutaj większych średnic niż 2400 mm. Przez powiększenie średnicy

nie osiąga się istotnego powiększenia powierzchni filtru w jednej jednostce. Z drugiej strony z uwagi na wygodny dostęp i odpowiednie ukształtowanie dna, średnicy nie można zmniejszać poniżej 2200 mm. Trzeba więc z długością filtru dostosowywać się do ilości wody, przy czym nie wykracza się ponad 8 m. Często filtry leżące są dzielone wewnętrznymi ścianami na dwie lub więcej komór. Również i w wypadku filtrów pod ciśnieniem należy pamiętać o dostatecznej rezerwie. W dużych zakładach zamiast ręcznie uruchamianych zamknięć, przeważnie stosuje się zamknięcia poruszane hydraulicznie. Posiadają one następujące zalety:

1) Do uruchomienia nawet największego zamknięcia potrzebny jest tylko jeden człowiek. 2) Czas otwarcia i zamknięcia zasuw jest bardzo krótki, stąd ma się szybko do rozporządzenia pełne ciśnienie do płukania. 3) Oszczędność na wodzie do płukania. 4) Oszczędność czasu obsługi. 5) Powiększenie pewności ruchu.

W wypadku filtrowania wody, która poprzednio traktowana była środkami chemicznymi, przy przemywaniu wodą tworzą się często trudne do usunięcia zapchania. Muszą być one usuwane przez poddawanie filtra działaniu ługu lub kwasu. W wypadku użycia soli glinu stosuje się ług, w wypadkach używania soli żelaza lub wapnia — kwas.

VII. 5-f. Skutek filtracji.

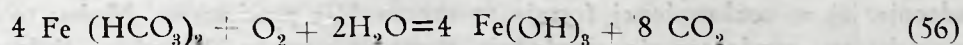
Działanie filtru polega przede wszystkim na zmniejszeniu ilości grubszych i drobniejszych zawiesin. Zmniejszenie utlenialności, zamianę amoniaku i azotu na azotyny i azotany, przypisać należy silnym procesom biologicznym. Przy pomocy ciągłego sprawdzania ilości niepożądanych materii, poza zbadaniem zmiany sprawności przy powiększeniu ciśnienia, można określić również, kiedy filtr musi być przepłukany. Stosuje się tu następujące badania: pomiar zabarwienia i stopnia zmaczenia, utlenialności, zawartości amoniaku i określenie zawartości azotynów i azotanów. Określanie twardości węglanowej i mineralnej może mieć często duże znaczenie, gdyż przez dodanie siarczanów jako koagulantów można zamienić twardość węglanową na mineralną. Główne działanie filtru polega na dużym zmniejszeniu ilości bakterii w wodzie, które w wypadku powolnych filtrów na skutek dłuższej styczności z błoną biologiczną jest większe niż w wypadku filtrów pośpiesznych. Dzięki filtrom powolnym z wody zostaje usuniętych około 99% bakterii, zaś w wypadku filtrów pośpiesznych 80—90%. Na filtrach pośpiesznych uzyskuje się natomiast większe zmniejszenie zabarwienia wody. Ciągła kontrola liczby bakterii, szczególnie na początku i końcu okresu pracy, jest konieczna celem regulacji prędkości filtracji.

Jeżeli badanie bakteriologiczne wykazuje, że konieczne jest zabicie bakterii w filtrze, wówczas najskuteczniej przeprowadza się to przez silne chlorowanie wody płuczącej. Wówczas wodę płuczącą z dodaniem 30—40 g m³ chloru przez krótki czas pozostawia się w stanie spoczynku nad filtrem.

VII. 6. ODZELAZIENIE.

VII. 6-a. Uwagi ogólne.

Woda posiadająca ponad 0,3 mg/litr żelaza, przed jej użyciem musi być z niego oczyszczona. Jeśli poza tym jest zdatna i dobra, może być wówczas użyta bezpośrednio do picia, jak również dla celów domowych i przemysłowych. Wytrącenie żelaza w przeważającej liczbie wypadków daje się przeprowadzić łatwo i szybko przy pomocy środków utleniających. Reakcje przebiegają następująco:



Odżelazianie przeprowadza się w otwartych lub zamkniętych urządzeniach w przeważnej ilości wypadków w ten sposób, że utlenia się związki żelaza przy pomocy tlenu zawartego w powietrzu. Dla utlenienia 1 mg żelaza zużyć trzeba 0,143 mg tlenu. Zwykle do utlenienia małych ilości żelaza potrzebna jest bardzo mała ilość tlenu, częstokroć wystarczy nasycona powietrzem woda do płukania filtrów. Sole żelaza niewidoczne w silnym rozcieńczeniu pozostają początkowo w wodzie jako koloidalny wodorotlenek żelaza. Jeśli w wodzie jest dużo żelaza, woda, choć jest zupełnie przezroczysta, ma zabarwienie żółte. Wodorotlenek żelaza stopniowo

koaguluje i opada ostatecznie w postaci czerwono-brązowych kłaczków. Strącenie może być przyspieszone przez styczość wody, np. z świeżo strąconym wodorotlenkiem żelaza lub innym materiałem kontaktowym o szorstkiej, ostrej powierzchni. Strącanie żelaza przebiega łatwo w wypadku dużej zawartości węglanów wapnia i magnezu nadmiaru tlenu oraz przy alkalicznej reakcji wody ($p_{\text{H}} > 7,07$), natomiast jest hamowane przez reakcję kwaśną ($p_{\text{H}} < 7,07$), dwutlenek węgla, dwuwęglan sodu oraz inne sole (np. chlorki ze ścieków przemysłu potasowego lub siarczan przemysłu węgla kamiennego) oraz z powodu zbyt małej twardości węglanowej, szczególnie przy dużej zawartości wolnego CO_2 . W ostatnim wypadku może powstawać zjawisko powrotnego zażelazienia wody w rurach, co pociąga za sobą niszczenie przewodów żelaznych.

Materie humusowe (organiczne) mogą działać ochronnie na koloidy tak, że przy napowietrzeniu żelazo koaguluje słabo. Większe ilości materii organicznych muszą być wytrącone z wody przy pomocy środków chemicznych, np. siarczanu glinu, względnie zniszczone przy pomocy środków utleniających, jak nadmanganian potasu, chlor, chlorek. Dla osiągnięcia tego celu konieczne jest, aby żelazo i materie organiczne znajdowały się w równowadze.

Urządzenie odżelaziające pracuje sprawnie, gdy odpływ (filtrat) pozostaje zawsze klarowny, bezbarwny oraz bez zapachu i smaku.

VII. 6-b. Urządzenia odżelaziające.

Urządzenia stosowane do odżelaziania odróżniają się: 1. sposobem przewietrzania, 2. sposobem przeprowadzania wodorotlenku żelaza w formę galaretowatą oraz 3. sposobem filtracji. Różni się urządzenie odżelaziające otwarte i zamknięte zależnie od tego, czy utlenienie następuje na otwartym powietrzu, czy też w zbiornikach (kotłach) pod ciśnieniem. Wybór systemu zależy od: 1. właściwości wody, tzn. od wartości zawartości żelaza oraz od tego, czy żelazo daje się łatwo czy trudno strącić, i 2. od miejscowych warunków.

Gdy porzednio prawie wyłącznie stosowano urządzenie odżelaziające otwarte, ostatnio coraz częściej stosuje się urządzenia zamknięte, ponieważ zajmują one mniej miejsca, w swej zamkniętej formie pozwalają się łatwiej czyścić i dają pełniejsze gwarancje o stopniu higieny. Dużą zaletą urządzeń otwartych w przeciwieństwie do zamkniętych jest to, że przy zetknięciu się wody z powietrzem jednocześnie zostaje usunięty dwutlenek węgla i siarkowodór, podczas gdy w urządzeniach zamkniętych wobec dużego ciśnienia dwutlenek węgla pozostaje w większym lub mniejszym stopniu w roztworze. W wypadku miękkiej, ubogiej w żelazo wody, często przewagę posiada metoda zamknięta ze względu na mocniejszy kontakt z powietrzem, przy tym daje się tu dowolnie regulować dopływ powietrza przez odpowiednie nastawianie wentyli. W wypadku twardszych wód, w urządzeniach otwartych zbyt daleko może pójść uwolnienie od dwutlenku węgla tak, że strącają się również sole wapnia, co bardzo ujemnie wpływa na powierzchnię materiału kontaktowego. Przy dużej więc zawartości dwutlenku węgla wskazane jest włączenie przed urządzeniem odżelaziającym urządzenia usuwającego dwutlenek węgla, np. deszczowni, lub lepiej dodawanie wody wapiennej. Dzięki temu osiąga się: 1. zmniejszenie zawartości dwutlenku węgla, przez co uniemożliwione jest wtórne zażelazienie wody i 2. podwyższenie zawartości węglanów, wskutek czego osiąga się neutralizację, a przez to lepsze wytrącanie żelaza.

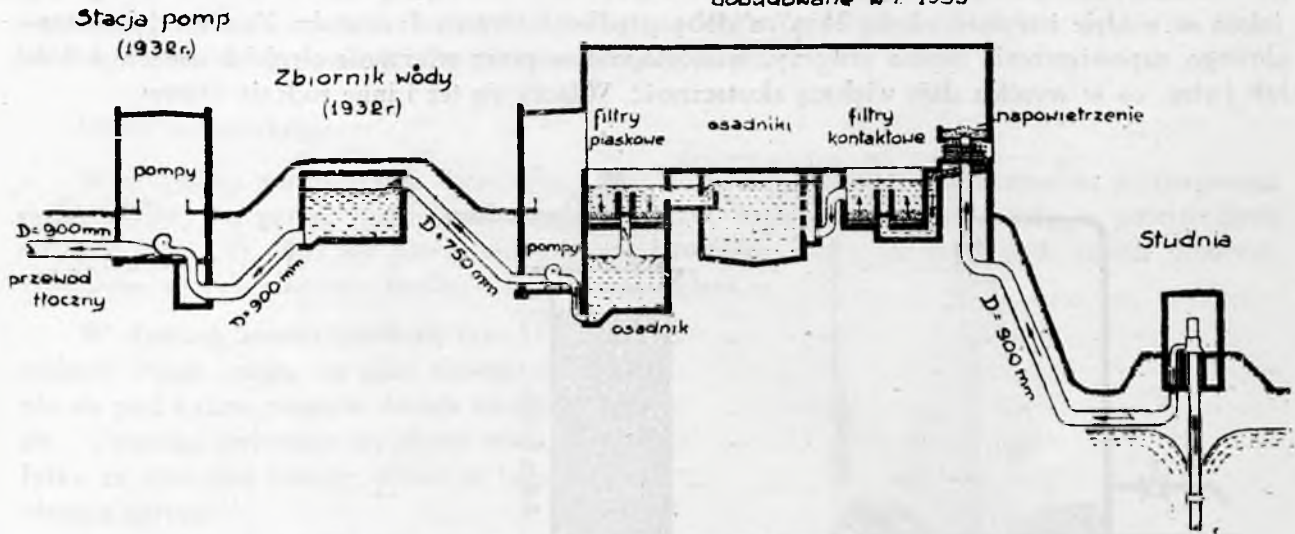
Otwarte urządzenia odżelaziające.

W wypadku urządzeń otwartych wodę zawierającą żelazo wzbogaca się w tlen przez wprowadzenie jej w rozkroplonej formie w styczość z powietrzem. Można to osiągnąć przy pomocy ociekaczy, rozdeszczenia względnie rozpylenia wody. Wytrącanie żelaza w postaci kłaczków oraz osadu powstaje w osadnikach wymienionych niżej. Na przebieganie tego procesu potrzebny jest okres co najmniej jednej godziny. Drobne zawiesiny wodorotlenku zostają zatrzymane na włączanym dalej filtrze pośpiesznym, z którego woda płynie do zbiornika wody czystej (rys. 141, 142).

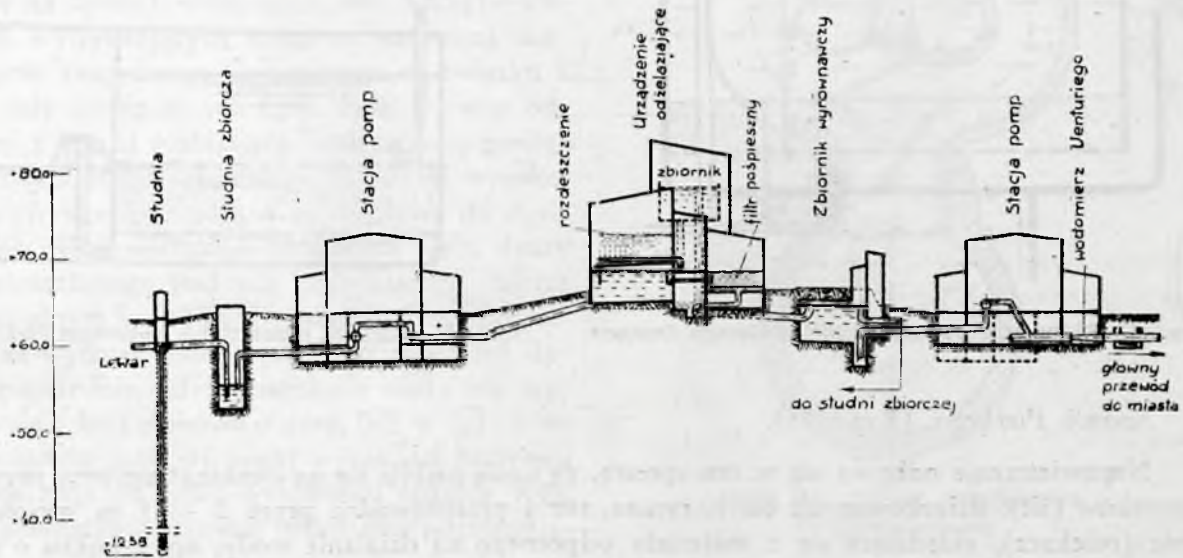
Powietrze można wtlaczać przez dno zbiornika w postaci drobnych pęcherzyków. Za zbiornikiem musi być włączony również zbiornik reakcji oraz filtr.

Niżej omówione są szczegółowiej różne sposoby napowietrzenia i filtracji. Należy zawsze zwracać uwagę na dobre przewietrzanie pomieszczeń.

Urządzenie odzależiające i odmanganiające
dobudowane w r. 1935



Rys. 141. Schematyczny profil przez ujęcie i oczyszczalnię wody w Ashland Lincoln, Neb.



Rys. 142. Schematyczny profil przez ujęcie i oczyszczalnię wody w Magdeburgu.

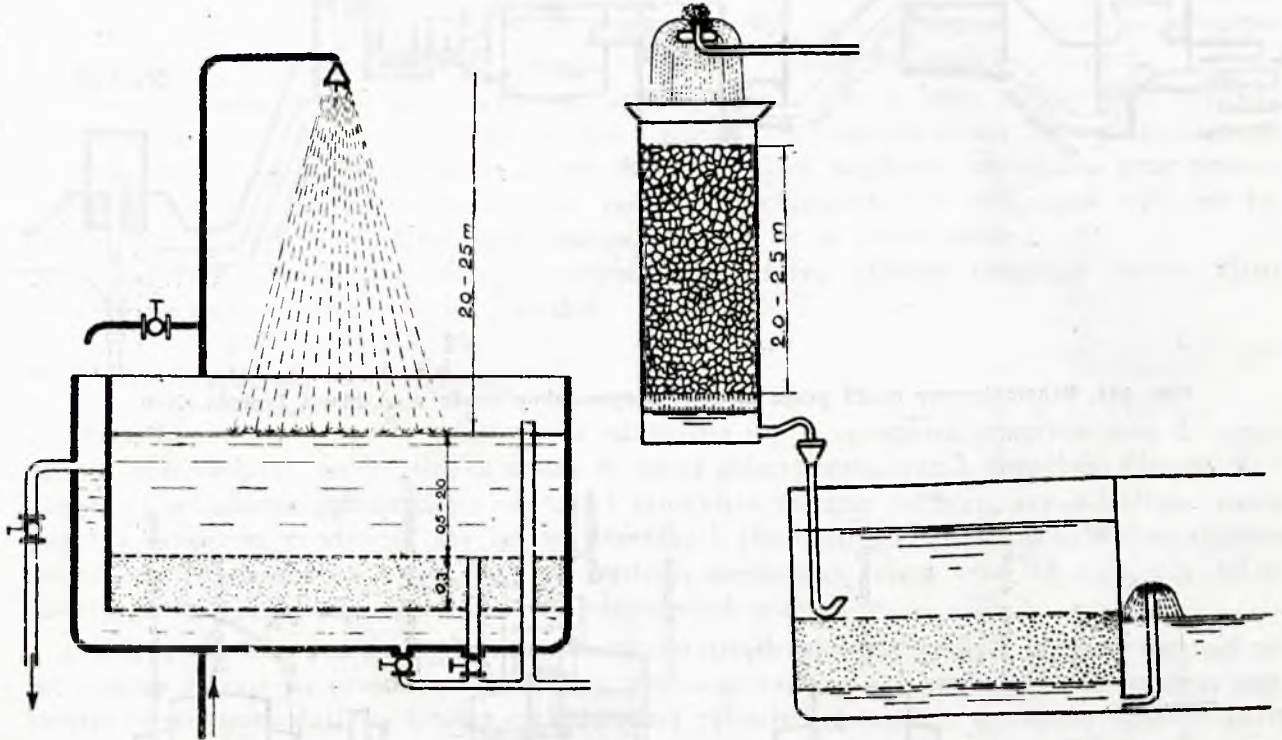
Sposób Oestena. (Rys. 143).

Napowietrzenie polega na tym, że wodę wypuszcza się z natrysków z wysokości 2 — 2,5 m w postaci deszczu spadającego przez dobrze odświeżane powietrze na powierzchnię zwierciadła wody, która wypełnia zbiornik reakcji. Pod dnem zbiornika umieszczony jest filtr.

Głębokość wody w zbiorniku, zależnie od łatwiejszej lub trudniejszej strącalności żelaza, waha się w granicach 0,5 — 2 m. Czas napowietrzenia i zetknięcia się (kontaktu) przy tej metodzie jest stosunkowo krótki. Absorbacja powietrza na różnych wysokościach, jak wykazały pomiary, nie jest jednakowa. I tak zawartość powietrza w 1 litrze wody wynosi:

| | | |
|--------------------------------------|------|--------------------|
| bezpośrednio przy wylocie z natrysku | 2,25 | cm ³ /l |
| po przebyciu wysokości 10 cm | 3,10 | " |
| " " " 25 " | 3,50 | " |
| " " " 50 " | 4,01 | " |
| " " " 100 " | 6,08 | " |
| " " " 200 " | 7,38 | " |
| pełne nasycenie | 7,69 | " |

Filtracja przez 30-centymetrowy filtr żwirowy może nastąpić dopiero po 1 godzinie po napowietrzeniu. Filtry zaopatrzone są w przelew i spust osadu. Wydajność zależy od zawartości żelaza w wodzie i wynosi około $24 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{dobę}$, prędkość filtracji $1 \text{ m}/\text{godz}$. Zamiast jednostopniowego napowietrzenia można stworzyć wielostopniowe przez włączanie cienkich warstw koksu lub żwiru, co w wyniku daje większą skuteczność. Włącza się też i inne rodzaje filtrów.



Rys. 143. Schemat urządzenia odżelaziającego Oestena.

Rys. 144. Schemat odżelaziania sposobem Piefkego.

Sposób Piefkego. (Rys. 144).

Napowietrzenie odbywa się w ten sposób, że wodę rozbija się na cienkie strugi przy pomocy natrysków (sit), dziurkowanych blach, rynien, rur i przeprowadza przez 2 — 5 m wysokości złoże (ociekacz), składające się z materiału odpornego na działanie wody, np. z koksu o grubości pięści, cegieł, klinkieru, cegieł szklanych, lub ze specjalnych konstrukcji betonowych, rzadziej łat drewnianych ustawionych na kant. Złoże ociekające buduje się w ten sposób, by pomiędzy częściami materiału wypełniającego znajdowały się wolne przestrzenie (szpary) o wymiarze 3 — 6 cm tak, aby mogło nimi przechodzić powietrze. W czasie ociekania strugi wody absorbują tlen z powietrza.

Na powierzchni materiałów ociekaczy tworzy się powłoka strąconego wodorotlenku żelaza, który oddziaływając kontaktująco wpływa na przechodzenie soli związków żelaza w stan galaretowaty.

Ze złoża woda płynie do osadnika, a stąd przez zwykły filtr piaskowy do zbiornika wody czystej. Objętość osadnika musi być tak duża, aby woda przebywała w nim co najmniej godzinę. Sprawność takich złożeń wynosi około $3 — 4 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{godz}$ przekroju poziomego złożeń.

Oczyszczenie ociekacza przeprowadza się w przybliżeniu raz na tydzień przez przemywanie go wodą w ilości kilkakrotnie większej od roboczej; zużycie wody do płukania wynosi około 1% wody odżelazianej. Oczyszczenie mechaniczne z częściową odnową złożeń w wypadku złożeń z koksu odbywa się raz na trzy lata, w wypadku złożeń z drzewa lub klinkieru co 3 do 8 lat.

Sposób Oestena nadaje się głównie do wód o małej zawartości żelaza (do 2 mg/l), podczas gdy sposób Piefkego odpowiedni jest i przy wyższej zawartości.

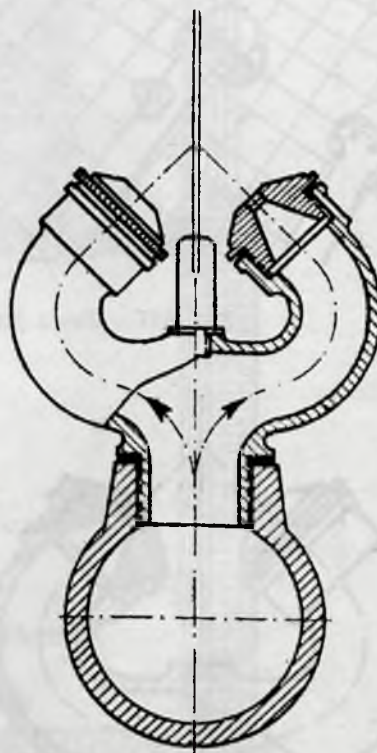
Opisany wyżej sposób uległ wielokrotnej zmianie. I tak istnieją kombinacje z systemem Oestena, w których woda w wielu stopniach przechodzi w postaci deszczu przez złożę koksu, a następnie po jego opuszczeniu i przejściu znowu dłuższej drogi w powietrzu, opada na złożę lub bezpośrednio na powierzchnię zbiornika reakcyjnego.

Dysze rozpryskujące.

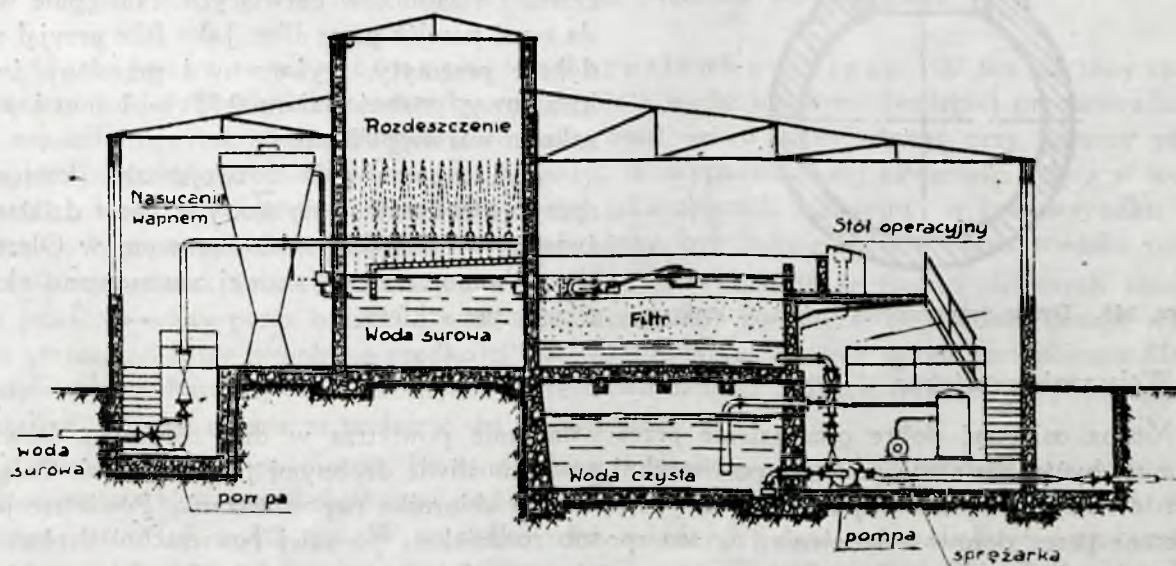
W wypadku zastosowania dysz osiąga się rozpylenie wody z jednoczesnym wyrzuceniem mgły wodnej ku górze. Rozpylenie osiąga się przez rozbicie strumieni wody o powierzchnie sztywne (rys. 145, 146) lub przez zderzenie się strumieni wody ze sobą pod kątem prostym. Uderzenie sprzyja strąceniu trudno wytrącalnego żelaza.

W dyszach amsterdamskich (rys. 147, 148) rozbicie strugi osiąga się jako skutek spotkania się pod kątem prostym dwóch strumieni wody. Ostatnio wykonuje się dysze nie z metalu tylko ze sztucznej żywicy, które są tańsze i nie ulegają zgrzaniu.

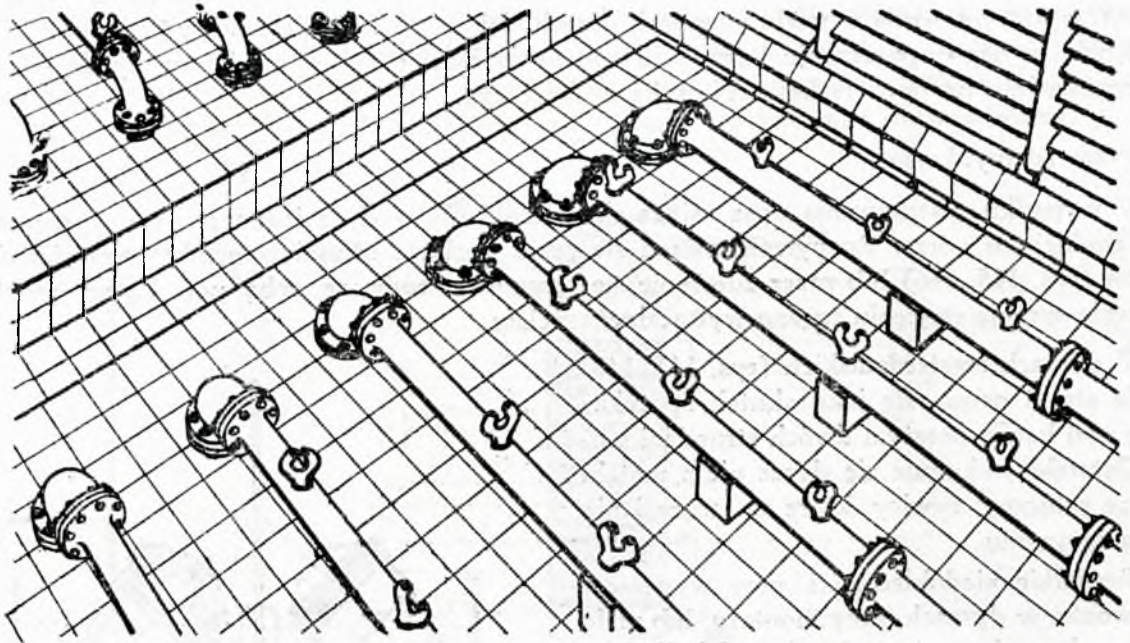
Niewielkie niedokładności przy wywiercaniu otworów w dyszach, przy montażu, lub małe skazy na dyszach wystarczają, aby odchylić kierunek wytryskających strug, co zmniejsza skuteczność rozpylania. Opracowano w związku z tym cały szereg innych form dysz. Są więc odmiany z blachą rozbijającą, umieszczoną pomiędzy dyszami, lub dla osiągnięcia dużej wysokości wytrysku, ze szparą w osi dopływu do dysz. Istnieją też konstrukcje składające się z dyszy i umieszczonego pod nią rozbijającego talerza o specjalnym kształcie. Te ostatnie dysze pozwalają na wytrysk mniejszych ilości wody niż dysze poprzednie, gdyż strumienie wody nie wypływają z dysz pionowo w górę, lecz w dół i z tego względu przy tej samej wysokości budynku rozporządza się tylko wysokością spadku. Rys. 149 przedstawia schemat urządzenia odżelaziają-



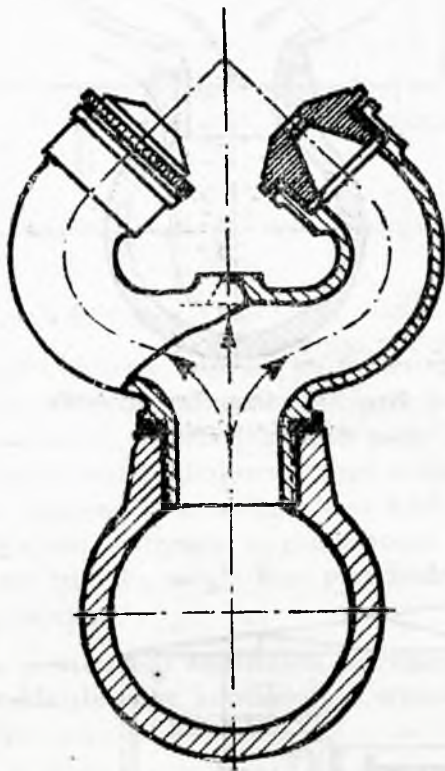
Rys. 145. Dysza rozpryskowa dwustrumieniowa.



Rys. 146. Otwarte urządzenie odżelaziające.



Rys. 147. Układ przewodów i dysz w dnie odżelaziacza.



Rys. 148. Dysza rozpryskowa trzystrumieniowa.

cego, w którym odżelaziana woda wypływająca przez wspomniane dysze, przechodzi przez stopy drzewa lub złoża kamienne (ociekiacze). Żelazo utleniane powietrzem i wytrącone działaniem kontaktowym złoża zatrzymywane jest na filtrze otwartym lub pośpiesznym zamkniętym.

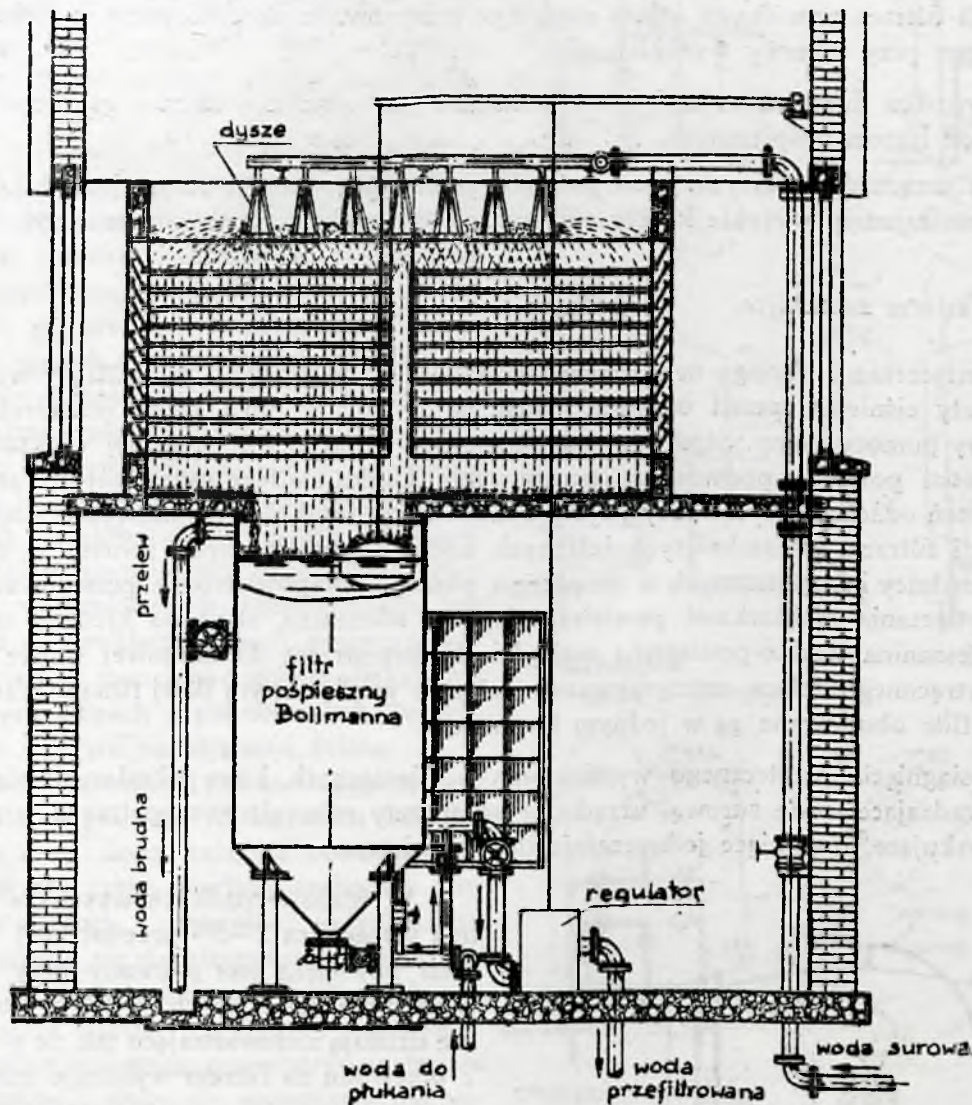
Woda wypływająca z tryskaczy wznosi się na wysokość 2,60 m i spada początkowo na leżącą poniżej rozpryskową podłogę. Tak rozbita i przewietrzona woda splywa dalej po lekko nachylonej podłodze do zbiorników reakcyjnych i osadników. Posiadają one wymiary pozwalające na zatrzymanie się w nich wody w ciągu 2 godzin tak, że może nastąpić dokładne strącenie żelaza i składników barwiących. Następnie woda musi przejść przez filtr. Jako filtr przyjęła się dobrze przemyty, wyżarzony i przesiany żwir kwarcowy, grubości ziarn 0,75 — 1 mm i wysokości warstwy 70 cm.

Dla zahamowania rozwoju alg, któremu sprzyja wzbogacenie się wody w tlen i działanie światła, w zakładzie wodociągowym w Olsztynie w komorze rozpryskowej zastosowano okna z zielonym szkłem.

Wtlaczanie powietrza.

Można osiągnąć dobre odżelazienie przez wtlaczanie powietrza w dno zbiornika. Powietrze musi być rozdzielone po całej powierzchni wody możliwie drobnymi pęcherzykami. Osiąga się ten cel najlepiej przez odpowiednio zbudowane dno zbiornika napowietrzania. Powietrze jest wtlaczane przez porowate kamienie i w ten sposób rozdzielone po całej powierzchni drobnymi pęcherzykami. Ponieważ dla całkowitego strącenia potrzebny jest czas od 1—2 godzin, za zbiornikiem napowietrzania włącza się zbiornik reakcyjny, zaopatrywany ostatnio w mieszała, aby

utrzymać wodę w zbiorniku w jednostajnym ruchu. Przy tym spokojnym, równomiernym ruchu wodorotlenek żelaza strąca się jako drobne kłaczkę, następnie zbija się w większe płaty, co pozwala na oddziaływanie kontaktowe.



Rys. 149. Schemat otwartego urządzenia odżelaziającego.

Usunięcie wytrąconego wodorotlenku żelaza. W ten lub inny sposób strącony wodorotlenek żelaza musi być następnie z wody usunięty. Najlepiej przeprowadzić to w osadnikach z tak uformowanym dnem, aby osad łatwo było usunąć przy pomocy płukania bez potrzeby opróżniania zbiornika z wody. W wypadku małej zawartości żelaza w wodzie warstwę wody nad filtrem można wykorzystać jako zbiornik reakcyjny; w tym wypadku warstwa wody musi mieć taką grubość, aby zapewniony był jednogodzinny okres trwania reakcji.

Wodorotlenek żelaza pozostający w zawieszeniu w wodzie w postaci drobnych zawiesin, po przejściu wody przez osadniki, musi być zatrzymany na filtrze. Poprzednio prawie wyłącznie stosowano filtry powolne o prędkości 0,5 — 1,0 m/godz., obecnie są one zastępowane filtrami pośpieszными, bardziej ekonomicznymi, które łatwo dają się oczyścić odwrotnym prądem wody. Prędkość filtrów można tu podnieść do 10 m/godz.

Ponieważ filtry pośpieszne przez działanie kontaktowe sprzyjają odżelazieniu, w pewnych okolicznościach można skrócić czas reakcji. Najodpowiedniejszą grubością ziarn filtrującego jest \varnothing 0,5 — 1,5 mm. W wypadku wód, z których żelazo strąca się łatwo i grubymi płatami, grubość ziarn nie powinna być większa niż 2 mm. W poszczególnych wypadkach najlepiej określić ją doświadczalnie. Działanie materiału filtrującego oznacza się przez zatrzymywany

w masie filtrującej wodorotlenek żelaza. Nieskoagulowane żelazo zmienione zostaje w stan galaretowaty. Materiał kontaktowy musi posiadać szorstką, ostrokańczastą powierzchnię. Przy wyborze rodzaju filtru należy wziąć pod uwagę okoliczność, czy żelazo ma być zatrzymane przez przesianie na powierzchni, czy też przez działanie kontaktowe. W pierwszym wypadku przesiewania na filtrach powolnych żelazo musi być przeprowadzone całkowicie w formę utlenioną, co się osiąga przy pomocy wysokich złóż.

W wypadku dużej zawartości żelaza wskazane jest włączanie złoża z gruboziarnistego materiału przed filtrem pospiesznym.

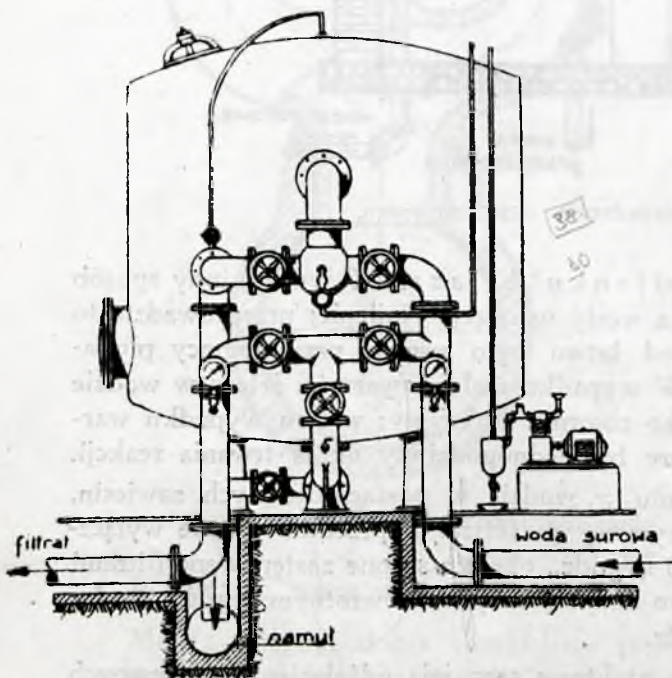
Wadą urządzeń otwartych, poza potrzebą podwójnego pompowania, jest duża powierzchnia jaką one zajmują, wysokie koszty eksploatacji oraz niebezpieczeństwo zanieczyszczenia wody.

Odżelaziacze zamknięte.

Przy włączeniu otwartego urządzenia odżelazającego w przewód prowadzący wodę z ujęcia, wobec straty ciśnienia, przed wprowadzeniem wody do sieci musi być jej powtórnie nadane ciśnienie przy pomocy pomp. Stąd przy odżelaziaczach otwartych w znacznej większości wypadków zachodzi potrzeba podwójnego pompowania. Unika się tego przez zastosowanie zamkniętych urządzeń odżelazających. Przy użyciu odżelaziaczy zamkniętych następuje napowietrzenie, koagulacja i filtracja w zamkniętych żelaznych kotłach, wypełnionych żwirem o odpowiednio dobranej średnicy i zaopatrzonych w urządzenia płuczące. Napowietrzenie przeprowadza się przy pomocy wtłaczania sprężarkami powietrza do tzw. mieszacza, skąd po krótkim czasie stykania się mieszanina wodno-powietrzna wchodzi do przestrzeni kontaktowej, gdzie tworzą się kłaczkę wytrąconego żelaza, zatrzymywane następnie w włączonym dalej filtrze. Przestrzeń kontaktowa i filtr obudowane są w jednym korpusie.

Dla osiągnięcia ostatecznego wymieszania w mieszaczach, które wbudowuje się w przewody doprowadzające wodę surową, urządzone są aparaty mieszające, zaopatrzone w dysze i blachy rozpryskujące, regulujące jednocześnie ilość powietrza.

W wielu wypadkach wystarcza ilość powietrza wynosząca 2—5% przetłaczanej wody. Nadmiar powietrza jest usuwany przy pomocy samoczynnie działających wentyli, które na ogół nie działają zadowalniająco tak, że woda pobrana z przewodu za filtrem wykazuje mleczne zabarwienie, ginące po pewnym czasie pozostawiania wody bez ciśnienia w otwartym naczyniu. Jednocześnie z nadmiarem powietrza usuwa się część wypłukanego dwutlenku węgla. Po stosunkowo krótkim czasie trwania zetknięcia się wody z powietrzem mieszanina wodno-powietrzna wchodzi na filtr, który służy jednocześnie jako materiał kontaktowy. Złoże składa się z równomiernego piasku kwarcowego o średnicy ziarn 1 mm lub z drobnego żwirku kwarcowego grubości 2 — 3 mm. Działanie złoża jest tym skuteczniejsze, im drobniejsze jest ziarno. Z uwagi jednak na zamulenie oraz potrzebę płukania złoża nie jest wskazane stosowanie ziarna drobniejszego niż 1 mm. W wypadku dużej zawartości żelaza pożądane jest odciążenie filtru przez umieszczenie ponad filtrem specjalnego złoża kontaktowego z grubszego żwirku, szlaku oraz koksłu porcelanowego o grubości złoża 5—10 mm. Złoże kontaktowe podobnie jak złoże filtrujące co pewien czas musi być oczyszczone przez przepłukanie.



Rys. 150. Zamknięty odżelaziacz.

z grubszego żwirku, szlaku oraz koksłu porcelanowego o grubości złoża 5—10 mm. Złoże kontaktowe podobnie jak złoże filtrujące co pewien czas musi być oczyszczone przez przepłukanie.

Rys. 150 i 151 pokazują schemat zamkniętego urządzenia odżelaziającego z napowietrzeniem sprężonym powietrzem. Przy przejściu przestrzeni kontaktowej, podobnie jak na otwartych ociekaczach żelazo strąca się w formie kłaczków i zostaje zatrzymane na filtrze z piasku kwarcowego średnicy 0,8 — 1 mm lub żwiru grubości 2—3 mm.

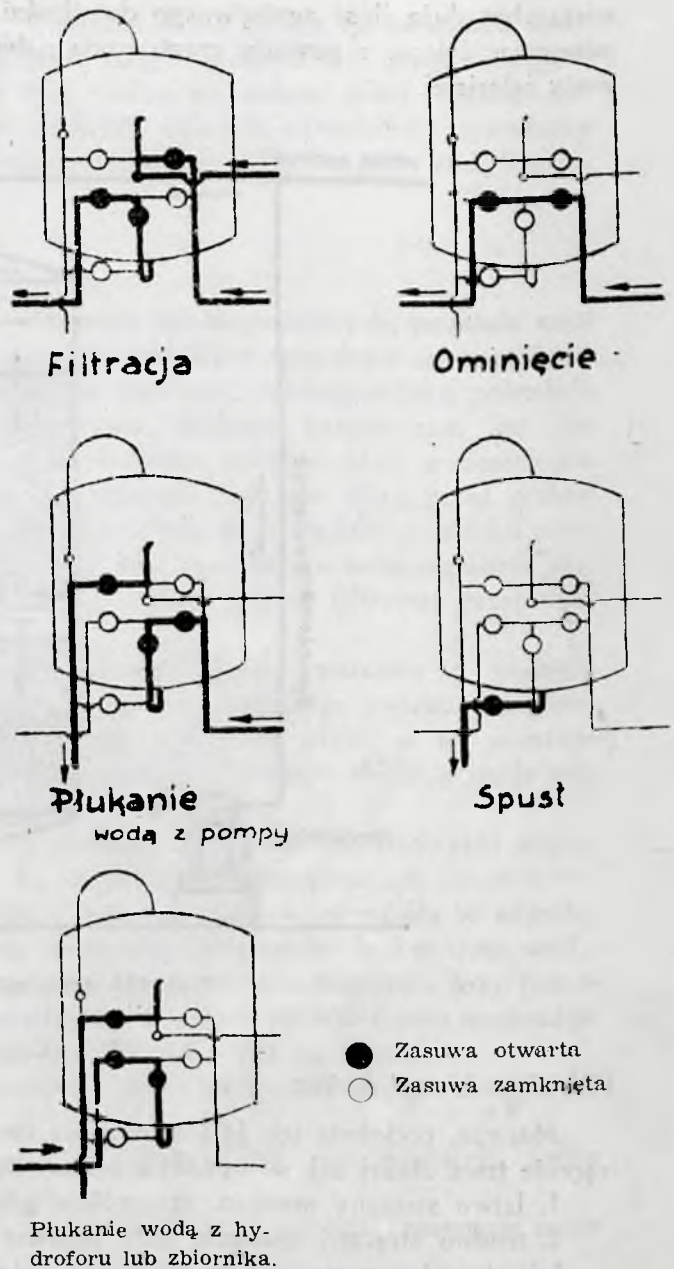
Prędkość filtracji, zależnie od rodzaju filtru i zawartości żelaza oraz rodzaju kłaczków, wynosi 10—15 m/godz. (240 — 360 m³/m²/dobę). Strącające się kłaczkami wodorotlenku żelaza dość szybko zanieczyszczają filtr tak, że od czasu do czasu trzeba go przepłukać. Filtry takie urządzone są w sposób podobny do uprzednio opisanych filtrów pośpiesznych. Okres nieprzerwanej pracy filtru i zapotrzebowanie wody do płukania zależy od zawartości żelaza. W wypadku odpowiednich filtrów ilość wody do płukania nie powinna przekraczać 1% wody tłoczonej. Przy tym należy uwzględnić, że wysokość warstwy żwiru w zamkniętych odżelaziaczach jest większa niż w zwykłych filtrach pośpiesznych. Prędkości również muszą być obrane większe niż w normalnych filtrach szybkobieżnych, w celu korzystnego wpływu na strącanie żelaza.

Przy małej zawartości żelaza stosuje się odżelaziacz jednostopniowy. W wypadku wód zawierających duże ilości żelaza z powodu zbyt krótkiego okresu czasu mogłaby zachodzić obawa niedostatecznej skuteczności odżelaziacza. Wówczas stosuje się dwustopniowy odżelaziacz (rys. 152). W takim odżelaziaczu filtr podzielony jest na dwie warstwy, z których jedna składa się z gruboziarnistego, porowatego materiału nieorganicznego i służy do wstępnego utlenienia oraz jako katalizator, podczas gdy następna warstwa działa jako filtr pośpieszny.

W wypadku wody miękkiej o dużej zawartości dwutlenku węgla a często i żelaza, lub w wypadkach, gdy żelazo związane jest z kwasem siarkowym, należy wspomóc hydrolizę soli żelaza przez uprzednie dodanie wapna względnie innych chemikaliów. W urządzeniach odżelaziających w Duisburgu jako masą kontaktową posługują się dolomitem, tzw. magnomasą, która wiąże wolny kwas, a przez to ułatwia wytrącenie żelaza. W innych wypadkach zastosowano filtr marmurowy, w którym jednocześnie przeprowadza się przewietrzenie.

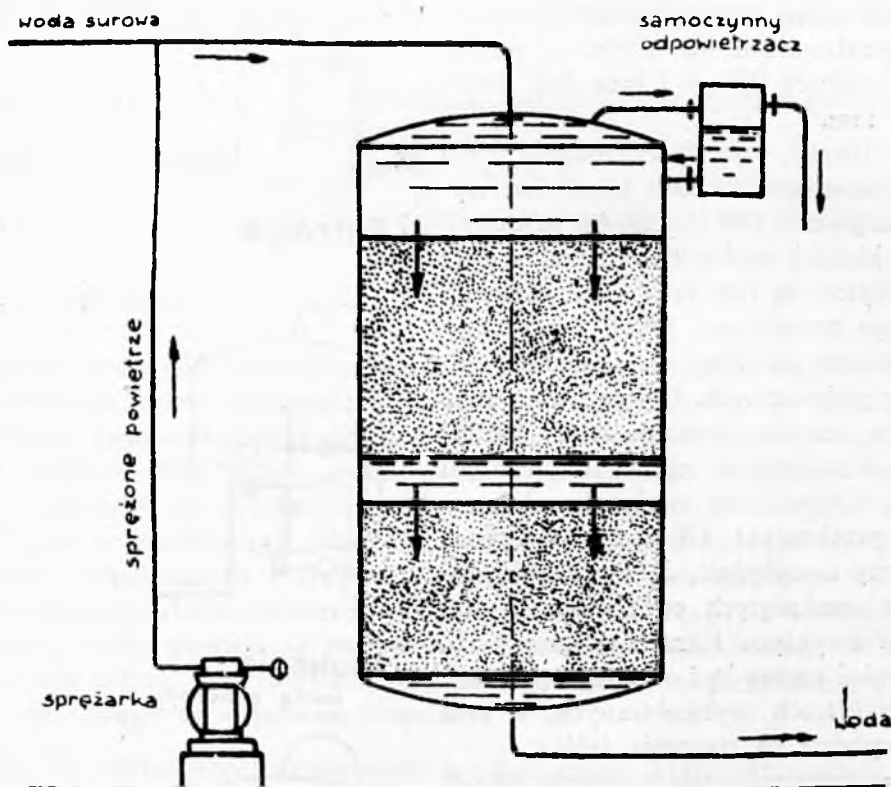
Zaletami zamkniętych urządzeń odżelaziających są, jak już wyżej wspomniano, małe zapotrzebowanie miejsca, małe koszty ruchu, prosta obsługa, ochrona przed zanieczyszczeniami z zewnątrz i możliwość wbudowania w każdy przewód pod ciśnieniem. Wadami są niejednostajna oraz często niecałkowita skuteczność (w niedostatecznym stopniu usuwa się CO₂ i za mało wchodzi powietrza w wodę), jak i niedostępność pewnych części urządzeń. Woda żelazista musi być oczyszczona do zawartości żelaza poniżej 1 mg/l. W każdym wypadku woda odżelaziona powinna być taka, aby przy kilkudniowym spokojnym staniu na powietrzu nie mętniała lub nie dostawała mgielki.

Przy zamkniętych odżelaziaczach obserwuje się często tzw. powrotne zażelazianie wody szczególnie wówczas, gdy przez nieodpowiednią obsługę woda napowietrzona i odżelaziona za-



Rys. 151. Schemat pracy odżelaziacza.

wiera zbyt dużą ilość agresywnego dwutlenku węgla. Działa on nagryzająco na przewody rozpuszczając żelazo, z powodu czego woda nabiera z powrotem wszelkich nieprzyjemnych cech wody żelazistej.



Rys. 152. Odżelaziacz dwustopniowy.

VII. 7. ODMANGANIANIE.

VII. 7-a. Uwagi ogólne.

Mangan, podobnie jak żelazo, daje się usunąć przy pomocy napowietrzania i filtracji. Wytrącenie trwa dłużej niż w wypadku żelaza. Również i tutaj odróżniamy:

1. łatwo strącany mangan, szczególnie gdy występuje jako dwuwęglan — $Mn(HCO_3)_2$,
 2. trudno strącany mangan, gdy pojawia się jako siarczan w wodzie miękkiej — $MnSO_4$.
- Jak strącać mangan, należy próbować doświadczalnie. Odmanganienie może nastąpić:

- a) sposobem chemiczno-mechanicznym,
- b) „ biologicznym,
- c) przez połączenie obydwu wyżej wymienionych sposobów.

VII. 7-b. Sposób chemiczno-mechaniczny.

Napowietrzenie.

Analogicznie do odżelaziania, jako pierwszą metodę zastosowano napowietrzenie. Zasadnicza różnica w zachowaniu się soli żelaza i manganu przy napowietrzeniu polega na tym, że sole żelaza ulegają utlenieniu w roztworze neutralnym lub nawet lekko kwaśnym. Sole manganu, w wypadku reakcji lekko kwaśnej lub neutralnej, z jaką mamy zwykle do czynienia w wodzie do picia, są w ogóle nieutleniające. Można dowolnie długo napowietrzać wodę do picia o reakcji kwaśnej i zawierającą mangan; strącenie manganu nie występuje wcale. Stwierdzono następnie, że włączony dalej filtr odżelaziający dopiero wówczas odmangania, gdy dojrzeje, tj. gdy w dostatecznym stopniu utworzy się ruda brunatna — brunatniak (MnO_2), będąca wynikiem utlenienia soli manganu. Dojrzewanie filtru manganowego następuje bardzo powoli (trwa tygodnie i miesiące). Dopiero gdy filtr zacznie czernieć, następuje trwałe i równomierne odmanganienie.

Odmanganienie przebiega w dwóch okresach. Pierwszy okres polega na związaniu dwuwartościowego manganu, rozpuszczonego w wodzie przez rudę brunatną filtru; drugi na utlenieniu związanego dwuwartościowego manganu. Przy tym tworzą się dalsze ilości brunatniaka. Nadmiar jego musi być wypłukiwany tak, aby bez żadnych dalszych uzupełnień zapewniony był przebieg ciągłego odmanganiania. Związanie dwuwartościowego manganu przez rudę brunatną polega na procesie adsorpcji.

Filtracja przez materiał zawierający brunatniak.

Gdy zorientowano się co do roli brunatniaka w filtrach odmanganiających, powstała myśl stworzenia sztucznie wytwarzającej się powłoki na powierzchni filtru żwirowego, celem szybszego uzyskania dojrzewania filtru. Świeżo strącony dwutlenek manganu, działający jako pośrednik w przenoszeniu tlenu powietrznego, ma tym intensywniejsze działanie katalityczne, im jest świeższy. Odmanganienie może być przyspieszone przez dokładne rozmieszczenie wodorotlenku w piasku. Aby szybko osiągnąć strącenie, poleca się przyspieszać dojrzewanie filtru przez poddanie go działaniu roztworu nadmanganianu potasu. Po utworzeniu się koloidalnego tlenku manganu można zmniejszyć dawki nadmanganianu potasu. W miejsce drogiego nadmanganianu stosuje się wpłukiwanie w filtr sproszkowanego brunatniaka. Można jednak filtrować przez warstwę mineralnego brunatniaka.

W urządzeniach odmanganiających w Lipsku zastosowano piasek kwarcowy o grubości 1 mm w warstwie wysokości 1 m. Na niej znajduje się warstwa dojrzałego żwiru manganowego grubości 0,5 m. Na skrócenie czasu dojrzewania filtru wpływało użycie w tej warstwie 20% dojrzałego manganu. Odkwaszenie można przeprowadzić przy pomocy dodania wody wapiennej.

Pfeiffer prowadził odkwaszenie aż do punktu neutralizacji, względnie do nadwyżki wapna 2,5 mg/l. Z tego względu praktyczne okazuje się urządzenie odmanganiające zainstalowane za urządzeniem odkwaszającym. Prędkość filtracji, która początkowo wynosiła 10 m/godz., mogła być później podniesiona do 22 m/godz., przy czym opór filtru wzrósł do 5 m słupa wody.

W opisanych powyżej sposobach wytrącenie manganu polega na jego utlenieniu przy pomocy powietrza w roztworze alkalicznym, przy czym strącalne wapno w sposób czysto mechaniczny może wytrącać duży procent manganu. Pozostałość chwyтана jest na filtrach.

Odmanganienie aż do wartości 0,05 mg/l jest możliwe, jeśli zachowane będą następujące wskazania:

1. Aby możliwie skrócić czas dojrzewania, powinno się dodać 20% już dojrzałego żwiru z innego filtru.
2. Prędkość filtracji powinna być początkowo mała, bo około 5 m/godz., następnie może być podniesiona do 20 m/godz.
3. Woda musi być odkwaszona, a w zasadzie winna być neutralna. Podczas płukania nie powinny być usuwane całkowicie czynne osady manganu.

VII. 7-c. Chemiczne środki strącające.

Mangan trudno strącony, szczególnie ten, który broniony jest przez ochronne koloidy, może być skoagulowany przy pomocy siarczanu alunu. I tu również, jak w metodzie odżelaziania, konieczne są zbiorniki reakcji. Również nie do uniknięcia jest alkalizacja wody przez dodanie wapna. Silny wpływ na wytrącenie manganu przy pomocy środków chemicznych w postaci wody wapiennej itd. mają materię organiczną.

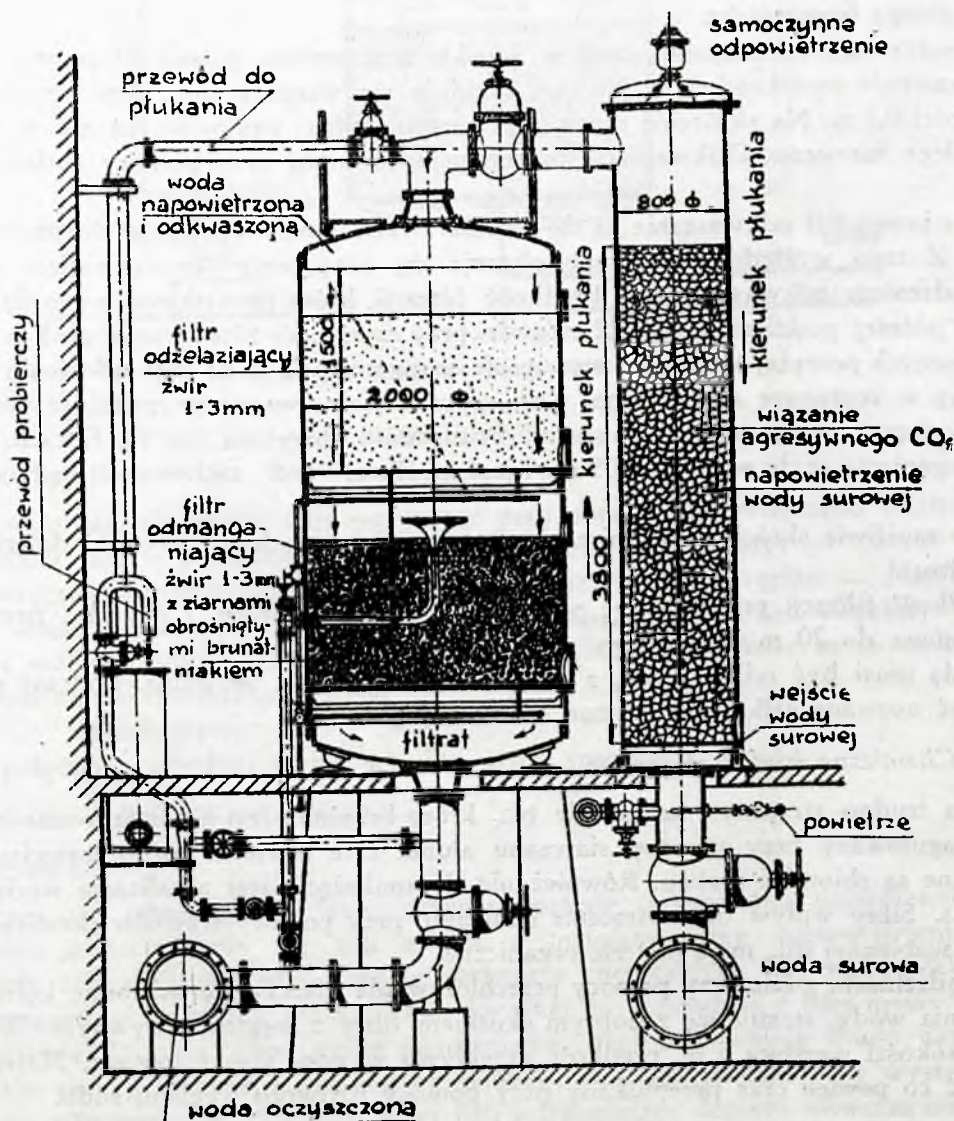
W urządzeniach, gdzie przy pomocy przechlorowania niszczy się ochronne koloidy, w celu odchlorowania wody, stosuje się z dobrym skutkiem filtry z węglem aktywnym. W takich filtrach, o wysokości warstwy 3 m, prędkość przepływu wynosi 38—44 m/godz. Materiał filtrujący musi być co pewien czas przepłukany przy pomocy roztworu węglanu sodu.

VII. 7-d. Sposób biologiczny.

W metodzie tej wykorzystuje się czynność bakterii manganowych. Jako bakterie pobierające mangan wchodzi w rachubę: *Clonothrix fusa*, *Crenothrix manganifera* i *polyspora*, *Leptothrix ochracea*, *Antophysa vegetans* i *Siderocapsa*. Działalność bakterii polega na tym, że

mogą one wymieniać swoją zawartość żelaza na mangan, przy czym żelazo zostaje zatrzymane na filtrze przez adsorbcję. Według innego poglądu zdolność biologicznego odmanganiania przy pomocy bakterii objaśnia się następująco: Bakterie czerpią potrzebny im do rozwoju tlenek węgla z dwuwęglanów żelaza i manganu, a przy tym rozkładzie osadzają żelazo i mangan w swoim wnętrzu. Gdy komórki silnie nasycą się brunatnikiem, obumierają. Po obumarciu odłożony w nich dwuwodorotlenek manganu może powodować dalsze odmanganianie. Metoda zastosowana po raz pierwszy w zakładach wodociągowych w Dreźnie polega na przeprowadzeniu wody pod ciśnieniem przez warstwę żwiru z zaszczepionymi bakteriami manganowymi, umieszczoną w dwóch komorach pionowo nad sobą. Warstwa wysokości 0,4 m składa się ze żwiru o grubości ziarn 3 mm. Podczas gdy przy sposobie mechanicznym względnie chemicznym odmanganianie głównie następuje na górnej powierzchni, w metodzie biologicznej następuje ono w całym korpusie filtru.

Biologiczne odmanganianie następuje również prawie całkowicie przy stosunkowo małej zawartości powietrza (do 2 mg/l) i silnej zawartości dwutlenku węgla (do 25 mg/l agresywnego CO_2), przy czym pozostałość manganu wynosi zaledwie 0,05 mg/l. Każdy m^2 powierzchni żwiru o grubości 1,4 m jest w stanie odmanganic około 600 m^3 wody w ciągu 24 godz.



Rys. 153. Urządzenie do odkwaszania, odżelaziania i odmanganiania.

Ze względu na to, że mangan często występuje obok żelaza, proces odżelaziania i odmanganiania wody łączy się w jednym urządzeniu (Rys. 153).

VII. 8. ODKWASZENIE I ODGAZOWANIE.

VII. 8-a. Uwagi ogólne.

Z gazów zawartych w wodzie, których obecność może się odbijać niekorzystnie na jej jakości, najważniejsze są: tlen pochłaniany z powietrza atmosferycznego i przenikający w grunt oraz dwutlenek węgla pochodzący z procesów rozkładowych w gruncie. Poza tymi dwoma gazami jako przykry objaw występuje siarkowodór, który jednak łatwo usunąć przy pomocy ociekaczy. W zupełnie szczególnych wypadkach może występować kwas siarkawy lub siarkowy tworzący się z piryków. Należy odróżniać gaz rozpuszczony w wodzie i gaz zawarty w niej w postaci pęcherzyków. Ilość rozpuszczonych gazów zależy od współczynników absorpcji, od temperatury wody i ciśnienia wywieranego przez gaz na wodę.

Przed wykonaniem urządzenia odkwaszającego należy dokładnie zbadać właściwości wody. Odgrywa tu rolę twardość ogólna, a poza zawartością dwutlenku węgla, zawartość żelaza i manganu, wreszcie miejscowe stosunki. Często stosuje się kombinowane metody odkwaszania. Zależnie od tego, czy przez zastosowane urządzenia usuwa się składniki kwaśne, jak dwutlenek węgla, kwas siarkowy, czy też i inne gazy, jak tlen, siarkowodór, rozróżniamy urządzenia odkwaszające i urządzenia odgazowujące.

W większości wypadków trudno przeprowadzić podział, które składniki mają być usunięte.

Metody odkwaszenia można podzielić na sposób mechaniczny i chemiczny.

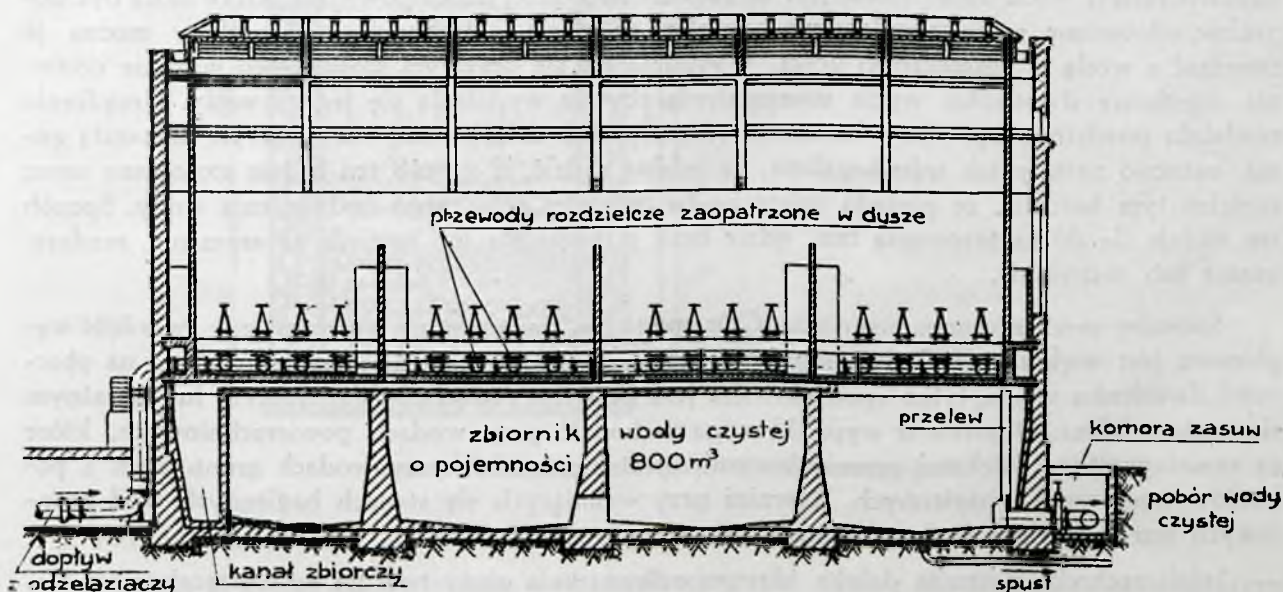
Sposób mechaniczny polega na metodzie ociekania, względnie przewietrzania.

Ze sposobów chemicznych częściej stosowane są: a) filtr marmurowy, b) metoda magnetyzowa, c) metoda magno, d) metoda magnezowa, e) zastosowanie wapna gaszonego i f) wodorotlenku wapnia.

VII. 8-b. Odkwaszenie mechaniczne przy pomocy przewietrzania.

Metody mechaniczne polegają na fizykalnym zjawisku wyplukiwania wolnego dwutlenku węgla przez powietrze. Przy pomocy silnego dopływu świeżego powietrza, teoretycznie daje się wyplukać cały dwutlenek węgla. Praktyka jednak wskazuje, że takiego wyniku nie da się osiągnąć tylko przy pomocy samego urządzenia napowietrzającego. W celu napowietrzenia wody stosuje się te same sposoby, jak przy jej odżelazianiu.

Przekrój podłużny



Rys. 154. Urządzenie do usunięcia dwutlenku węgla z wody wodociągowej m. Olsztyna.

Zasada polega na rozdzielaniu wody w powietrzu na drobne krople. Powoduje to uchylenie dwutlenku węgla w powietrzu. Sposób ten wymaga dużych powierzchni i dużych wysokości. Początkowo budowano duże korpusy z kawałków koksu, koźłów z cegły, stosów drzewa, szlaki kotłowej lub innych materiałów i przepuszczano przez nie wodę. Najprostszym sposobem jest wypuszczanie wody w postaci deszczu przez sita, natryski lub dziurkowaną blachę. Przy rozdeszczaniu mniej ważna jest wysokość spadania, która powinna wynosić co najmniej 2—3 m, jak grubość kropli. Im na drobniejsze krople woda jest rozbita tym lepsze jest działanie. Daje to pomyślniejsze rezultaty niż samo zraszanie. W najlepszym wypadku na 1 m² powierzchni można rozdeszczyc 6—10 litrów/sek. wody. Obecnie stosuje się dysze rozpryskowe o konstrukcji opisanej wyżej w ustępie o odżelazianiu (rys. 154).

Pamiętać należy o dobrym przewietrzaniu pomieszczeń, aby cięższy od powietrza dwutlenek węgla nie mógł gromadzić się przy ziemi.

Sposób ociekania może być zastosowany w wypadku wód, które zawierają na 1 litr około 5—7 mg zrównoważonego CO₂. Ma to miejsce przy wodach o ilości 60—70 mg/litr związanego CO₂. Gdy wody są miękkie, samo ociekanie nie wystarcza, aby wodę uczynić nieagresywną. W takich wypadkach dla usunięcia agresywności najlepiej jest włączyć, jeszcze filtr marmurowy, magnezowy lub manganowy, który oczywiście może być znacznie mniejszy niż gdyby sam tylko musiał służyć do odkwaszenia. Sposób ociekania jest ponadto godny polecenia w wypadkach wód stosunkowo twardych z obecnością agresywnego CO₂. Wówczas wskazane jest prowadzenie ociekania niezbyt daleko, aby zawartość zrównoważonego CO₂ zbyt nie spadła, gdyż wówczas mogą zostać wytrącone także poważne ilości węglanu wapnia. Wytrącenia dają o sobie znać przez zmęcenie wody. Dzięki nim powstają białe warstwy w zbiornikach wyrównawczych, białe osady w rurach, itp. Ociekanie należy przeprowadzać w ten sposób, aby zawartość zrównoważonego CO₂ była utrzymana. Wody, które zawierają duże ilości wolnego CO₂ i przy tym są niskie, można również traktować przy pomocy metody ociekania, aby wydalić większą część dwutlenku węgla. Dopiero wówczas wtórnie należy zastosować jakiś inny sposób.

Ociekanie wody przeprowadza się w sposób prosty, gdy istnieje do rozporządzenia dostateczny spadek. W przeciwnym wypadku powstaje ta niedogodność, że wodę trzeba pompować.

Zamknięte napowietrzenie przez wtłaczanie powietrza dla wypłukania dwutlenku węgla jest dotychczas rzadko stosowane, gdyż przy tym systemie woda wzbogaca się silnie w tlen, ponadto potrzebne są stosunkowo duże ilości powietrza i wreszcie sposób ten jest bardzo drogi. W systemie tym zachodzi przebieg odwrotny, jak przy ociekaniu. Podczas gdy przy otwartym napowietrzeniu woda rozdzielona jest w stosunkowo dużej masie powietrza, które może być dowolnie odnowione, to przez wtłaczanie powietrza w postaci drobnych pęcherzyków można je zmieszać z wodą w ograniczonej ilości. Wytwarzające się przy tym stosunkowo wysokie ciśnienie cząstkowe dwutlenku węgla uniemożliwia zbyt wydalenie się jego z wody. Urządzenia rozdzielu powietrza, np. filtry kamienne (filtrosy) lub dziurkowane rury pokryte porowatą gumą ostatnio zostały tak udoskonalone, że można sądzić, iż sposób ten będzie stosowany coraz częściej, tym bardziej, że posiada zaletę braku potrzeby sztucznego podniesienia wody. Sposób ten nadaje się do zastosowania tam, gdzie brak jest spadku lub miejsca na zraszanie, rozdeszczanie lub rozpylanie.

Sposoby mechanicznego usunięcia CO₂ mogą być zastosowane wówczas, gdy twardość węglanowa jest większa niż 5°. Nie skutkują natomiast, jeśli kwasność wody nie polega na obecności dwutlenku węgla, tylko spowodowana jest wolnym kwasem nieminerale lub kwaśnym siarczanem żelaza. Obydwa te wypadki mogą zachodzić przy wodach powierzchniowych, które są zanieczyszczone ściekami przemysłowymi, ostatni zaś także przy wodach gruntowych z pokładów węglowych i bagiennych. Również przy wahających się stanach bagiennych wód gruntowych siarczan żelaza może przechodzić do stanu roztworu.

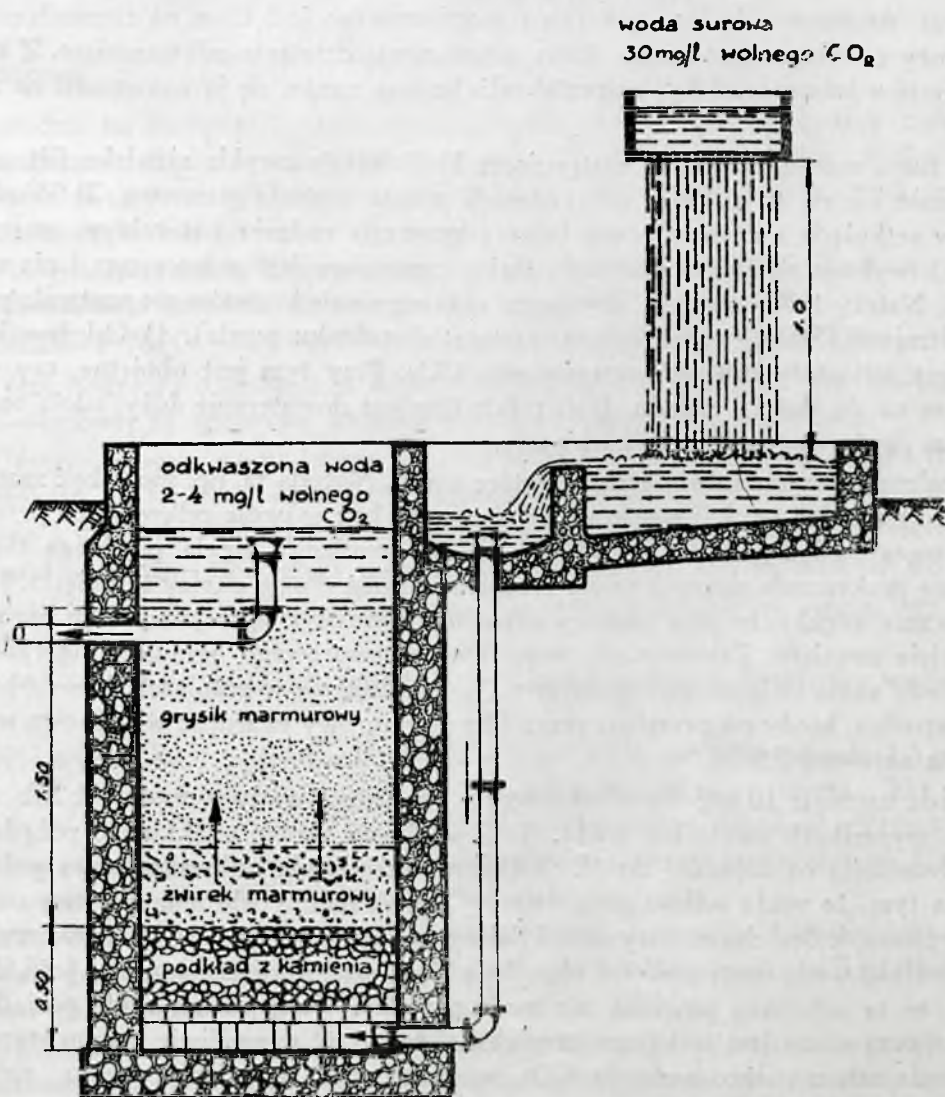
Jeżeli zachodzi potrzeba daleko idącego odkwaszenia wody twardej, to wytrącający się wapień musi być zatrzymany przez długotrwałą filtrację. W tym wypadku proces odkwaszenia staje się po prostu procesem zmiekczenia wody.

VII. 8-c. Odkwaszanie chemiczne.

Jeżeli woda jednocześnie powinna być odżelaziona i odmanganiona, wówczas urządzenie odkwaszające należy dopasować do odżelaziającego. Zasadniczo każde odżelazienie wymaga odkwaszenia, aby nie dopuścić do powtórnego zażelazienia.

Przy pomocy przewietrzania rzadko kiedy wolny CO_2 udaje się całkowicie usunąć; reszta w ilości 6 — 8 mg/l pozostaje, w wypadku twardej wody nie oddziałując na nią szkodliwie, w wypadku zaś wody miękkiej musi być związana.

W metodach chemicznych celem związania CO_2 wodę przeprowadza się albo przez filtr wypełniony marmurem, magnezytem, masą magno lub opiłkami magnezu, albo dodaje się ług sodowy, sodę lub wodę wapienną. Podczas gdy przez napowietrzanie powiększa się zawartość tlenu, przez zastosowanie metod chemicznych powiększa się nieco twardość. Stosuje się je więc przede wszystkim tam, gdzie nie wywołują szkodliwego wpływu, jak np. przy wodzie do picia. Jeżeli chodzi o wodę dla celów gospodarczych, np. do pralni i fabryk tekstylnych, a w szczególności do kotłów parowych, to wzrost twardości może odgrywać bardzo poważną rolę.



Rys. 155. Schemat urządzenia odkwaszającego.

Filtr marmurowy.

Metoda ta polega na filtrowaniu wody surowej przez filtr z tłucznią marmurowego (rys. 155). Przy filtracji przez marmur wiązana jest ta część CO_2 , która jest agresywna względem wapnia, przez tworzenie się dwuwęglanu wapnia: $\text{CaCO}_3 + \text{CO}_2 + \text{H}_2\text{O} = \text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$. Wo-

da pobiera dwuwęglan wapnia i w ten sposób staje się twardsza. Z tego względu sposób ten jest odpowiedni tylko dla wód miękkich o twardości najwyższej 7 — 8°.

Wysokość złoża powinna być tak dobrana, aby odpowiednio do zawartości agresywnego CO₂ i pożądanego stopnia odkwaszenia woda pozostawała w styczności ze złożem około 40 — 60 minut.

Ważną rzeczą jest grubość ziarn marmuru i sposób przeprowadzania wody przez filtr. W urządzeniach dużych najlepiej filtrować od dołu do góry. Pod wpływem dwutlenku węgla marmur stopniowo rozpuszcza się. Kawałki marmuru, mające początkową grubość 5 mm, z czasem stają się coraz mniejsze aż wreszcie porywane są prądem wody ku górze. Aby zabezpieczyć się przed dostawaniem się ich do przewodów trzeba włączyć mały filtr piaskowy. Jeśli filtruje się od góry do dołu, to prąd wody unosi coraz to drobniejsze ziarna marmuru do wnętrza filtru, co wywołuje jego zatkanie się i rysy, w wyniku czego odkwaszenie staje się niedostateczne. Przy filtracji z góry w dół należy zawsze przewidzieć odwrotne płukanie, aby ochronić przed wyżej wspomnianą niedogodnością.

Strata ciśnienia na filtrze marmurowym jest niewielka, wynosi bowiem około 0,2 m.

Ponieważ działanie odżelaziające filtru marmurowego jest silne, na ziarnach marmuru tworzą się obrosty z wytrącanego żelaza, które zahamowują działanie odkwaszające. Z tego względu woda zawierająca żelazo musi być najprzód odżelaziona, zanim się ją wprowadzi na złożo marmurowe.

Zalety filtru marmurowego są następujące: 1) Powstaje zwykle zjawisko filtracji przez materiał podobnie jak się to odbywa w warstwach gruntu z wodą gruntową. 2) Wody nie wprowadza się w zetknięcie z czymś obcym, tylko z pewnego rodzaju naturalnym materiałem ziemnym. 3) Jeśli wykona się filtr dostatecznie duży, praca jego jest samoczynna i nie wymaga żadnej obsługi. Należy tylko uważać, aby przez utworzenie się kraterów nie nastąpiło przerwanie się warstwy filtrującej. (Stale sprawdzanie zawartości dwutlenku węgla). 4) Odpływająca woda uwolniona jest automatycznie od agresywnego CO₂. Przy tym jest obojętne, czy woda podlega wahaniom co do ilości i składu. Jeśli tylko filtr jest dostatecznie duży, zdoła on podoląć wahaniom ilości agresywnego CO₂ i ilości wody.

Tym zaletom przeciwstawiają się niektóre wady. Metoda ta, np. może być zastosowana tylko do bardzo miękkich wód. Twarde wody nie mogą być w ogóle odkwaszane przy pomocy filtru marmurowego, gdyż powyżej 7—7,5°N wiązanie dwutlenku węgla przebiega tak powoli, że otrzymuje się praktycznie niemożliwe do przeprowadzenia długie okresy zetknięcia. Jeśli woda nie jest dostatecznie miękka, to przy pomocy filtru marmurowego agresywny CO₂ nie może być nigdy całkowicie usunięty. Zastosowanie więc filtru marmurowego ogranicza się tylko do wody miękkiej, kiedy suma związanego i wolnego CO₂ znajduje się w granicach 20 — 60 mg/l, innymi słowy w wypadku, kiedy po przejściu przez filtr marmurowy twardość węglanowa wynosi co najmniej 2,5°, a najwyższej 7,5° N.

Na każde usunięte 10 mg dwutlenku węgla twardość wody wzrasta o 1,27°. Może to być w pewnych wypadkach zaletą lub wadą. Jeśli wody są bardzo miękkie, to pożądanym jest podwyższenie twardości co najmniej do 3°. Działanie urządzenia odkwaszającego polega prawdopodobnie na tym, że woda odkwaszona tworzy, np. na żelazie ochronną warstwę z wodorotlenku wapnia lub żelaza, która chroni rury przed dalszym nagryzaniem. Aby utworzyła się taka ochronna powłoka, woda musi zawierać określoną ilość wodorotlenku wapnia. Jeśli ilość jego jest zbyt mała, to ta ochronna powłoka nie może powstać. Jeśli jednak woda posiada już pewną twardość, to oczywiście jest wskazane powiększać twardość w możliwie małym stopniu.

Jeśli woda zawiera dużo wolnego CO₂, wówczas część dwutlenku węgla należy usunąć przy pomocy napowietrzenia, resztę zaś związać przy pomocy wapna lub marmuru, aby nie podwyższać zbytnio twardości.

Filtr magnezytowy.

Z uwagi na własności filtru marmurowego, zastosowano do odkwaszania wyżarzony magnezyt.

W metodzie tej stosuje się magnezyt palony, który posiada jeszcze około 20 — 30% dwutlenku węgla i jest wyżarzony w temperaturze nie wyżej niż 800 — 1000°. Jeżeli filtruje się

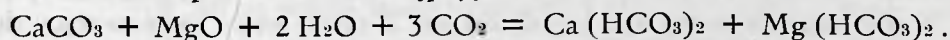
wodę przez wyżarzony magnezyt, to woda staje się najprzód alkaliczna. Alkaliczność zmniejsza się stopniowo w ten sposób, że pozostaje taka ilość wolnego równoważącego CO₂, przy której występuje równowaga pomiędzy ilością wolnego i związanego dwutlenku węgla. Dopóki woda jest alkaliczna, dopóty wytrąca się z wody wodorotlenek wapnia. Pokrywa on coraz bardziej filtr tak, że powierzchnia neutralizująca magnezytu staje się ciągle mniejsza. Gdy rozdział węglanów wapnia przekroczy pewną miarę, występuje znowu agresywny CO₂. Przez to zostaje powiększona powierzchnia filtru magnezytowego, w związku z tym znika agresywny CO₂. W ten sposób zakwaszenie waha się między ekstremami, co praktycznie daje stan równowagi. Metoda ta w praktyce polega na zwykłej filtracji, jak i w wypadku filtru marmurowego, stosować można jednak znacznie większą prędkość. Tym się jednak różni od metody poprzedniej, że można ją stosować do każdej wody, twardość wody nie stanowi tu żadnej przeszkody. Podwyższenie twardości odkwaszonej wody jest dwukrotnie mniejsze niż w wypadku filtru marmurowego.

Należy zwrócić uwagę, że do roztworu przechodzi tu dwuwęglan magnezu, co przy wodach dla niektórych celów gospodarczych jest objawem niepożądanym.

Filtr magno.

W metodzie tej zastąpiono poprzednie materiały dolomitem (podwójny związek węglanu wapnia i magnezu). Podczas ostrożnego prażenia przy temperaturze około 450° C węglan magnezu przekształca się w tlenek magnezu. Wyrabiany materiał filtracyjny, pod nazwą magno składa się ze związku CaCO₃MgO.

Masa magno łączy zalety filtrów marmurowego i magnetyzowego. Reakcję zachodzącą w procesie odkwaszenia przedstawia następujące równanie:



Przy przechodzeniu dwuwęglanu wapnia do roztworu i ustalaniu się równowagi wapniowo-dwutlenko-węglowej są spełnione warunki tworzenia się powłoki ochronnej.

Masę magno stosuje się podobnie, jak marmur i magnezyt do wypełniania filtru. Grubość ziarn wynosi 0,5 — 3,0 mm. Zależnie od charakteru wody ilości masy magno, potrzebne do oczyszczenia 1 m³ wody, wahają się. Przybliżone wartości graniczne są następujące:

Dla wód miękkich i ubogich w dwutlenek oraz żelazo — 200 kg na 1 m³ wody na godzinę.

Dla wód miękkich do średniotwardych, bogatych w dwutlenek węgla, lecz ubogich w żelazo — 225 kg.

Dla wód miękkich do średniotwardych o dużej zawartości dwutlenku węgla i żelaza — 250 kg.

Zużycie wynosi na 1 g dwutlenku węgla i 1 m³ wody do odkwaszenia 1,3 g masy magno. Aby więc np. odkwasić całkowicie wodę o zawartości dwutlenku węgla 20 mg/l, potrzeba 20 × 1,3 = 26 g/m³. Przy użyciu masy magno wzrasta nieco twardość. Przy zupełnie świeżej masie magno początkowo wzrasta twardość magnezowa; wzrost twardości na 1 mg/l związanego dwutlenku węgla wynosi 0,1^o twardości węglanowej.

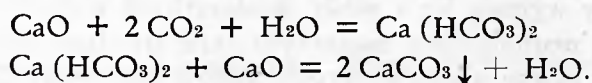
Prędkość filtracji stosuje się do właściwości wody surowej i w korzystnych wypadkach może dochodzić do 20 m/godz. Przy tej prędkości opór filtru o wysokości 3 m i uziarnieniu 1 — 2 mm wynosi 0,67 m słupa wody.

Przy filtrowaniu przez masę magno osiąga się nie tylko odkwaszenie wody, ale i jej odżelazienie, odmanganienie, odbarwienie, sterylizację i pozbawienie wody nadmiaru tlenu. Filtracja ma za główne zadanie usunięcie jednej lub kilku z wyżej wspomnianych zawartości. Dla wód o twardości węglanowej ponad 12°N metoda ta jest niezbyt odpowiednia. Koszty eksploatacyjne są znacznie wyższe niż przy filtrach marmurowych.

Zastosowanie wodorotlenku wapnia.

Metoda ta jest najstarsza z używanych dla wiązania dwutlenku węgla. Używana jest od lat w tej lub innej formie i polega na przeprowadzeniu dwutlenku węgla przy pomocy wodorotlenku wapnia w węglan wapnia lub też dwuwęglan wapnia.

Gdy w filtrze marmurowym zachodzi proces według równania $\text{CaCO}_3 + \text{CO}_2 + \text{H}_2\text{O} = \text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$, w metodzie ostatniej procesy przebiegają zależnie od tego, czy się dodaje jedną czy dwie części tlenku wapnia według równań:



Pierwszy stopień, w którym ginie wolny dwutlenek węgla, stanowi odkwaszenie, drugi alkalizację i zmiękczenie. Można przez odpowiednią dawkę wapnia osiągnąć dowolny stopień odkwaszenia i alkalizacji, w przeciwieństwie do metody filtru marmurowego, w której w najlepszym razie osiągnąć można równowagę dwutlenko-węglano-wapniową. Zaletą tej metody polega na tym, że można zupełnie usunąć agresywny dwutlenek węgla, a nawet jeśli się uzna za stosowne, i równoważącą część dwutlenku węgla, pozostawiając przy tym w wodzie pewną nadwyżkę wapnia. Następstwem tego jest, że można przyspieszyć usunięcie wapnia, a przez to utworzenie ochronnej powłoki. Jeśli się usunie nie tylko agresywny dwutlenek węgla, ale i część równoważącego lub całą jego ilość, ochronna powłoka musi powstać szybciej i w większym stopniu. Jeśli jeszcze przy tym uczyni się wodę alkaliczną, to cały dwutlenek wapnia będzie przekształcony w dwutlenek węglowo-wapnia; przy tym występowanie węglanu wapnia musi odbywać się jeszcze szybciej.

Wypadanie węglanu wapnia przebiega tym powolniej (z powodu skłonności dwuwęglanu wapnia do przesycań), im mniejsza jest zawartość dwuwęglanu wapnia. Jeśli więc alkalizuje się wodę bardzo miękką, zawierającą małe ilości dwuwęglanu wapnia, to wydzielają się również małe ilości wapnia w postaci powłoki ochronnej. W tym znajduje się bodaj najważniejsza zaleta metody zastosowania wapnia. Przy twardszych wodach wadą jest to, co jest zaletą przy wodach miękkich. Wody takie nie mogą być zalkalizowane. Z takiej wody równoważący dwutlenek węgla może być w pewnych warunkach tylko częściowo usunięty, gdyż inaczej wapno zostaje wytrącone w takich ilościach, że mogą powstać wielkie trudności w pracy. Dalszą zaletą metody jest możliwość rozpuszczenia tworzącej się w rurach zbyt grubej powłoki przez odpowiednie zastosowanie dozowania, przy pomocy wody zawierającej większą ilość CO_2 .

Przez dodanie wapna można osiągnąć roztwór przesycony, co stwarza główny warunek tworzenia się warstwy ochronnej, polegający na powolnym krystalizowaniu się węglanu wapnia. Przy wodach ubogich w wapień można iść tak daleko z dodawaniem wapna, aż dwuwęglan całkowicie lub częściowo przekształci się w węglan. Metoda wapniowania doprowadza do stworzenia ochronnej, przeciwrdzewiennej powłoki we wszystkich wypadkach, gdy suma pierwotnych i na nowo utworzonych węglanów wapnia przy pełnym odkwaszaniu powoduje przekroczenie granicy rozpuszczalności węglanu wapnia, tj. 13 mg/l. Metodę wapniowania można z korzyścią zastosować, gdy po odkwaszeniu osiąga się twardość wapnio-węglanową 2°N. W wodach o małej twardości węglanowej i zawartości dwutlenku węgla nie należy oczekiwać tworzenia się ochronnej powłoki. Z powodu zdolności tworzenia się powłoki ochronnej w praktyce urządzenia wapniujące nazywa się również urządzeniami ochrony rur.

Wadą tej metody jest to, że należy dozować dawki wapna. Każde, również najlepsze dozowanie może zawieść. Dozowanie nastawione jednorazowo zawiedzie, jeśli skład wody się zmienia. Stały więc musi być dozór nad dawkowaniem. Jest to możliwe w dużych zakładach wodociągowych, które posiadają chemika lub co najmniej wyuczonego laboranta oraz laboratorium (na ogół proste). Gdzie brak tego, konieczne jest zastąpienie tych badań badaniami wartości *pH* przez odpowiednio nauczonego robotnika.

Podwyższenie twardości wynosi w stosunku do metody marmurowego filtru (1,27°N na 10 mg/l) tylko 0,64°N na 10 mg/l dwutlenku węgla.

Dodawanie wodorotlenku wapnia można przeprowadzać przez dodawanie albo nasyconej wody wapiennej albo sproszkowanego wodorotlenku wapnia. Stosowany wapniak musi być całkowicie wolny od arsenu. Metoda przygotowawcza polega na zastosowaniu opalanych gazem pieców wapiennych i mechanicznych urządzeń gaszących oraz przesiewających, które są w ten sposób urządzone, że stale otrzymuje się równomierny proszek.

VII. 8-d. Tworzenie ochronnej powłoki w przewodach.

Głównym zadaniem urządzeń odkwaszających dla ochrony przed nagryzaniem jest stworzenie ochronnej powłoki dla zapobieżenia w ten sposób ponownemu zażelazianiu się wody w przewodach. Metody chemiczne muszą być prowadzone w ten sposób, by taka powłoka uformowała się i pozostała w rurach. Przy prawidłowym dozowaniu i należytej kontroli daje się to łatwo osiągnąć w wypadkach różnych metod wapnowania. Trudniejsze jest to dość często przy wodach miękkich.

VII. 9. ZMIĘKCZENIE WODY.

VII. 9-a. Uwagi ogólne.

Duże trudności, jakie powoduje twarda woda w gospodarstwie domowym i publicznym, wysuwają zagadnienie, czy nie będzie korzystniej ze względów gospodarczych całą wodę zakładu wodociągowego poddawać procesowi zmiękczenia, niż pozostawiać w tym względzie wolną rękę każdemu z poszczególnych użytkowników. Gdy w Europie urządzenia zmiękczenia wody w zakładach wodociągowych są na ogół rzadko stosowane, odmiennie jest w Ameryce.

Pomiędzy użyciem mydła a twardością wody istnieje następująca zależność:

| Twardość wody: | 2,5° | 3,8° | 16,5° | 30,8° |
|----------------------------------|------|------|-------|-------|
| Stosunek twardości: | 1,0 | 1,56 | 6,6 | 12,3 |
| Stosunek zużycia mydła: | 1,0 | 1,2 | 1,4 | 1,6 |
| Roczne zużycie mydła kg/mieszk.: | 13,3 | 14,6 | 18,1 | 20,8 |

Ze względów gospodarczych wszystkie zakłady czerpiące wodę o twardości większej niż 6° powinny posiadać urządzenie do zmiękczenia wody. Woda czysta powinna mieć twardość 2,5°. Urządzenie zmiękczące jest wówczas gospodarczo uzasadnione, gdy osiągnięte roczne oszczędności wynoszą co najmniej 10% kosztów inwestycyjnych.

Przez budowę urządzeń zmiękczących wodę przedłuża się trwałość białizny o 25 — 100%. W wielu miejscowościach odpada również potrzeba używania zbiorników wody deszczowej, beczek, cystern, etc. Do zmiękczenia wody w gospodarstwie domowym używany jest szereg preparatów; zawierają one głównie sodę z dodatkiem lub bez dodatku innych materiałów, jak sodofosfat, szkło wodne, boraks, persil, itd.

VII. 9b. Metody centralnego zmiękczenia wody.

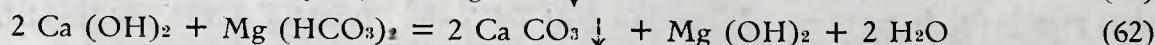
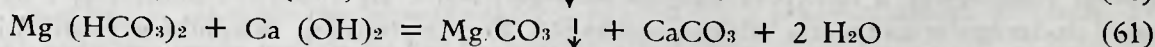
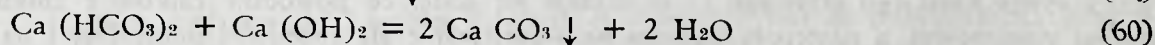
Dotychczas najczęściej stosowanymi metodami są:

a) zmiękczenie przy pomocy wapna, b) wapna i sody, c) permutytu i d) nadmiaru wapna.

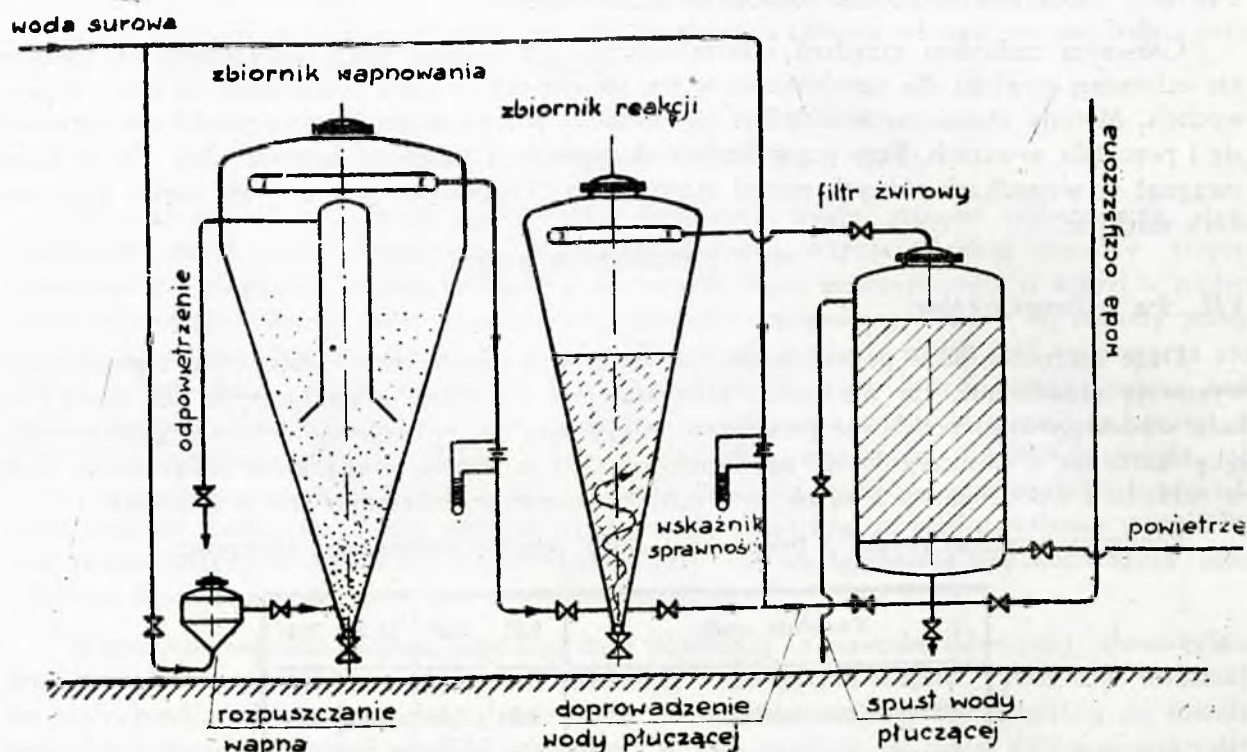
Zmiękczenie przy pomocy wapna.

Najdawniej stosowanym sposobem w centralnych urządzeniach zmiękczących jest metoda wapniowania, znana pod nazwą metody Clarka. Przez dodanie wapna usuwa się głównie twardość węglanową. Jest ona odpowiednia, gdy woda posiada dużą twardość węglanową (rys. 156).

Wolny agresywny dwutlenek węgla wiązany jest stopniowo przez dodawanie mleka wapiennego, następnie zaś zrównoważony, wreszcie półwiązany według równań:



Gdy używane ilości wapna są małe (200 kg/dzień), dodaje się go do wody w postaci mleka wapiennego (1 kg wapna gaszonego z 3 — 5 litrami wody). Przy użyciu większych ilości (> 200 kg) stosuje się wodę wapienną (1250 mg Ca(OH)₂ w litrze wody).



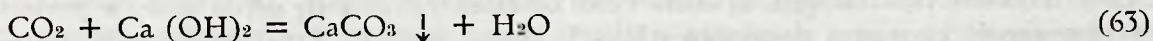
Rys. 156. Schemat urządzenia zmiękczającego wodę przy pomocy wapna.

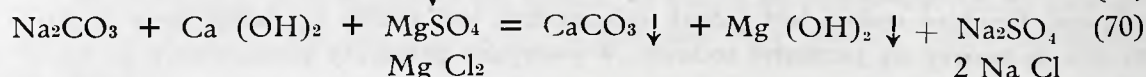
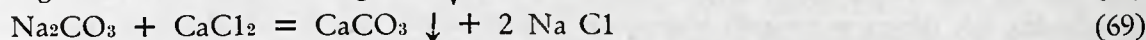
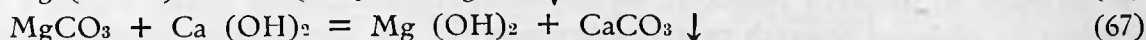
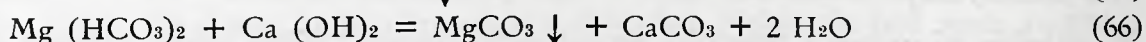
Wytwarzający się osad chwytny jest częściowo w osadnikach, częściowo na włączonych za nimi filtrach. Czas sklarowania wynosi 2 — 5 godzin.

Szybkość reakcji wodorotlenku wapnia daje się wybitnie powiększyć przy pomocy powiększenia stężenia mieszaniny i przez dodanie odpowiednich katalizatorów. Przez dodanie piasku kwarcowego uzyskiwano przyspieszenie reakcji prawie trzykrotne, po czym zmiękczenie tym dalej idące, im większa była twardość węglanowa. Jeśli przez odpowiedni dobór czasu reakcji daje się skrócić z 2 — 3 godzin na 7 — 10 minut, to przy wyższych temperaturach skrócenie czasu reakcji jest znacznie silniejsze. Liczne też urządzenia zmiękczające znajdujące się obecnie w użyciu dzielą się na przestrzeń kontaktową, miejsce osadzania się i filtr. Jeśli woda zmiękczana przy pomocy wapna, po osadniku a przed filtrem, doprowadzona będzie do stanu koncentracji jonów wodorowych 8,4 — 8,6, to nie powstają wówczas żadne inkrustacje na filtrze piaskowym. Najmniejszą rozpuszczalność ma węglan wapnia przy wartości $pH = 9,2 - 9,5$; kierownicy zakładów wodociągowych polecają utrzymanie tej wartości. Wymaga to dostatecznie dużych osadników, gdyż inaczej przy takiej wartości pH filtr piaskowy zbyt szybko zostaje zniszczony przez inkrustację.

Zmiękczenie przez stosowanie wapna i sody

Według tej metody pracuje obecnie większość zmiękczających urządzeń USA. Teoretycznie twardość wody może być zredukowana do 1,4°N, lecz w praktyce osiąga się wartość 2,8 — 3,4°N. Przez dodanie wody wapiennej wiąże się najprzód wolny, agresywny i równoważący dwutlenek węgla. Woda wapienna nasycy również dwuwęglany i powoduje strącenie dwuwęglanu, w formie węglanu wapnia oraz dwuwęglanu magnezu częściowo jako wodorotlenku magnezu. Po upływie krótkiego przeciągu czasu dodaje się sodę, co powoduje całkowite zniknięcie twardości węglanowej, a następnie wpływa na zmniejszanie się twardości mineralnej i na wytrącanie dodanego w nadmiarze mleka wapiennego. Przy wytrącaniu składników twardości mineralnej przechodzą do roztworu odpowiednia ilość soli sodu. Przebieg reakcji uwidaczniają następujące równania:





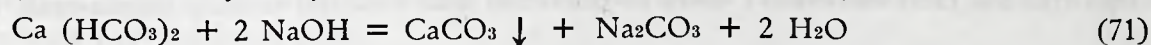
Osad zbiera się w osadnikach, po których musi być włączony filtr. Szybkość reakcji może być bardzo przyspieszona przez ogrzanie wody. Z tego względu sposób ten nadaje się w mniejszym stopniu do wód do picia.

Czas reakcji wynosi:

| W temperaturze | Godzin |
|----------------|--------|
| W zimie | 6-8 |
| 50° | 4 |
| 70° | 3 |
| 90° | 2 |

Sodę stosuje się w roztworze 5 — 10%, Zmiękczenie powinno być doprowadzone aż do wartości 2 — 3°N. Szczególnie przy większych wartościach twardości mineralnej, np. wywołanej przez obecność gipsu, trzeba zwrócić uwagę, że przy większej zawartości siarczanu sodu i azotanu sodu mogą wystąpić niepożądane zjawiska uboczne (osad, gorzki smak, itp.).

Zamiast wapna i sody lub zamiast magnezji i sody można również stosować ług sodowy. W ten sposób usuwa się nie tylko twardość węglanową, ale i mineralną:



Reakcja zmiękczenia wody w metodzie dodawania wapna i sody przebiega szybko, natomiast powoli przebiega koagulacja składników twardości. Dodanie koagulantów takich, jak siarczany glinu lub siarczan sodowy w dużym stopniu przyspiesza reakcję zmiękczenia, szczególnie strącenia wodorotlenku magnezu. Również katalitycznie działa styczność z wytrąconymi składnikami twardości, co się osiąga przez wprowadzenie powrotne osadu lub jego zmieszanie.

Jeśli woda jest mętna, to pierwszeństwo należy oddać metodzie wapno-sodowania, gdyż dzięki działaniu wapna zabija się jednocześnie bakterie.

Przy zmiękczeniu wody do picia metodami wapnowania, wapno-sodowania lub ługowania wytrącony osad może być w różny sposób usunięty lub wykorzystany. Może być on:

1. Wypuszczony do rzeki; przez to w wypadku, jeśli rzeka musi przyjąć ścieki zawierające kwasy, zwiększa się jej zdolność do neutralizacji ich. Wypuszczanie do odbiornika stosować należy wyjątkowo. W żadnym razie nie powinno ono występować falami, gdyż łatwo się wówczas tworzą odmiany osadu powodując duże trudności, szczególnie w okresie lat suchych. Lepiej jest zbierać osad w osadnikach o dnie lejowatym i wypuszczać go przy zawartości 85% wody na pelletku, suszni osadu.

2. Osad może być dalej zbierany, a następnie odprowadzany do rzeki w czasie wielkiej wody. W takim wypadku unika się niebezpieczeństwa tworzenia się niepożądanych objawów.

3. Użyty do wypełnienia zapadlin i dołów.

4. Wprowadzany do kanalizacji miejskiej. Ponieważ jest to dobry środek neutralizujący i koagulujący, nie może powodować szkód w osadnikach i pomieszczeniach gnilnych. Ten sposób usuwania osadu wydaje się być najprostszy i najtańszy.

5. Wyszuszony i wykorzystany do wapnowania gruntu dla celów rolniczych.

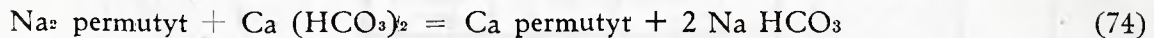
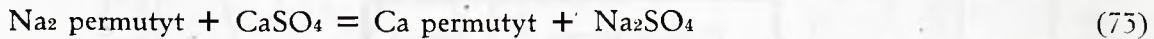
6. Wreszcie osad ten może być wysuszony i znowu wypalony na wapno. Jest to jednak możliwe tylko w bardzo dużych zakładach i przy wodzie ubogiej w twardość węglanową.

Filtr permutytowy.

W metodzie tej usunięcie twardości, wywoływanej rozpuszczalnymi solami wapnia i magnezu, polega na zdolności pewnych związków krzemowych, tzw. permutytów, wymiany rozpuszczonych soli na sole sodu, mniej nieprzyjemne z punktu widzenia technicznego. Permutyty same przechodzą tak długo w związki wapniowe i magnezowe, dopóki ich działanie nie zostanie wyczerpane. Przebieg reakcji jest jednak odwracalny; jeśli podda się zużytej masę działaniu roztworu soli, to tworzy się permutyt sodowy. Wyczerpane preparaty permutytowe po takiej regeneracji mogą być użyte znowu.

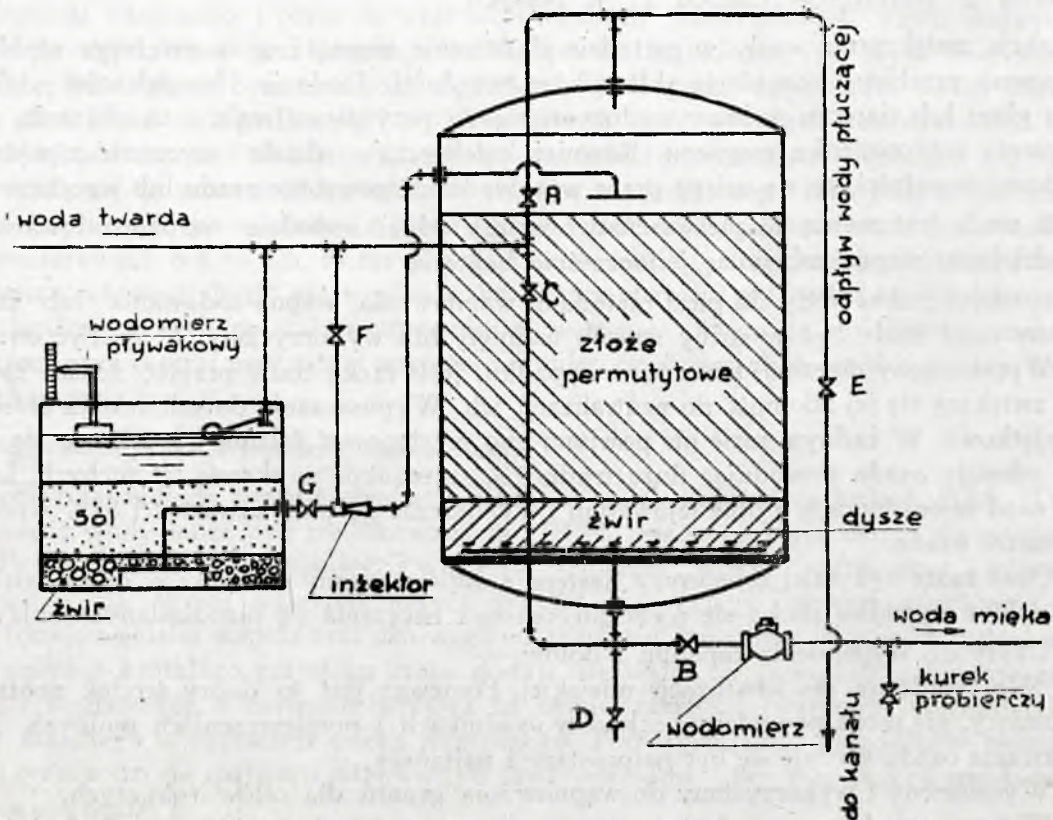
W powszechnym użyciu jest naturalny zielony (glaukonitowy) piasek o uziarnieniu 0,5 — 2 mm oraz permutyt wytwarzany sposobem syntetycznym z krzemianu sodu i glinu.

Permutyty posiadają różny skład chemiczny, lecz zwykle chodzi tu o krzemiany sodu i glinu o formule $\text{Na}_2\text{O} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{SiO}_2$. Reakcja ma przebieg następujący:



W metodzie więc zeolitowej (permutytowej) usuwa się składniki powodujące twardość, bez dodawania chemikaliów i bez powstawania osadów. Przebieg zmiękczenia polega na wymianie przez permutyty zawartości sodu na zawarte w wodzie czynniki jej twardości, wapien i magnez. Permutyty pobierają z wody bez reszty jony wapnia i magnezu tworząc permutyty wapnia i magnezu. Przechodzi przy tym do roztworu pewna ilość soli kuchennej (NaCl). Z uwagi na nazwę stosowanych preparatów — permutytów, przebieg zmiękczenia nazywa się permutyzacją. Metodzie tej należy oddać pierwszeństwo, gdy twardość wody jest głównie mineralna, a woda jest przezroczysta.

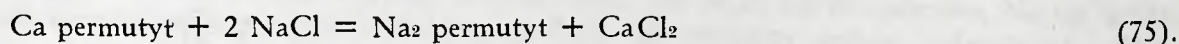
Skuteczność permutytów jest mniejsza, jeśli woda zawiera duże ilości soli sodu i ma nadmiernie dużą twardość magnezową. W przeciwieństwie do różnych metod wapnowania brak tu gromadzącego się osadu, tak że obsługa jest bardzo prosta. Nawet i przy przewyżce kosztów tego sposobu (soli kuchennej i wody do płukania) nad kosztami metody wapnowania i so-



Rys. 157. Schemat urządzenia zmiękczającego wodę permutytową.

dowania, w małych zakładach metodzie tej należy oddać pierwszeństwo ze względu na prostotę obsługi. Nie stosuje się tego kryterium w zakładach większych. Jeśli woda surowa zawiera tyle żelaza, że napowietrzenie i filtracja przez piasek nie wystarczają dla odżelazienia, to nie może być ona zmiękczona przy pomocy zeolitów. W takim wypadku lepiej zastosować metodę wapno-sodową lub nadmiaru wapna, gdyż jednocześnie przy zmiękczeniu strącają się mangan i żelazo. Można jednak sobie pomóc w ten sposób, że usuwa się przede wszystkim główną część składnika powodującego twardość oraz żelazo, a następnie przy pomocy filtru permutytowego resztkę twardości.

Jeżeli działanie permutytu ulegnie wyczerpaniu, to można go regenerować przez mycie w ciepłym (35°) roztworze soli kuchennej. Podczas takiego mycia wymieniony zostaje pobrany poprzednio z wody wapień; jon wapniowy przechodzi do roztworu.



Życie permutytu nie jest nieograniczone; traci on rocznie 2—3% swych zdolności. Na każde 100 g usuniętego z wody CaO używa się 500 — 600 g soli kuchennej. Ostatnio budowane są urządzenia zeolitowe, które po dwugodzinnej pracy samoczynnie regenerują się. Jeśli proces regeneracji jest częsty, to mogą być na stosunkowo małych filtrach zmiękczone duże ilości wody, gdyż ta sama ilość permutytu zawsze wiązuje te same ilości wapnia i magnezu.

Obsługa urządzenia odbywa się w sposób następujący (rys. 157):

Podczas procesu zmiękczenia woda płynie przez filtr permutytowy z góry na dół. Otwarte są zasuwki *A* i *B*, pozostałe zamknięte. Gdy permutyt zostanie wyczerpany, należy go regenerować. Zamknięte zostają zasuwki *A* i *B*, otwiera się zasuwę *E* oraz stopniowo, wolno zasuwę *C*. Stosowane są w tym miejscu zasuwki specjalnej budowy w celu zabezpieczenia się od gwałtownego wpłynięcia wody mogącego wywołać dyslokację złoża. Przy otwartych zasuwkach *C* oraz *E* woda surowa płynie przez złożę z dołu do góry wychodząc przez otwór spustowy do kanału. Płukanie odwrotne trwa 5 — 10 minut lub też aż do chwili całkowitego wypłukania zanieczyszczeń, co stwierdza się przez obserwację klarowności wody. Do płukania zużywa się 4 litry wody/minutę i m² przekroju złoża.

Po wypłukaniu do filtru wprowadza się roztwór soli, zamykając zasuwki *C* oraz *E*, zaś otwierając *G*, *F* i *D*. Na skutek działania inżektora zostaje wprowadzony nasycony roztwór soli, u góry złoża, wyciskając przez zasuwę *D* równą sobie objętość wody ze złoża. Po wprowadzeniu pożądanej ilości roztworu w złożę zamyka się zasuwki *F* oraz *G*, otwiera zaś *A*. Woda surowa wypłukuje roztwór soli ze złoża przez zasuwę *D* do kanału. W czasie styczności złoża z roztworem następuje wymiana wapnia i magnezu na sól.

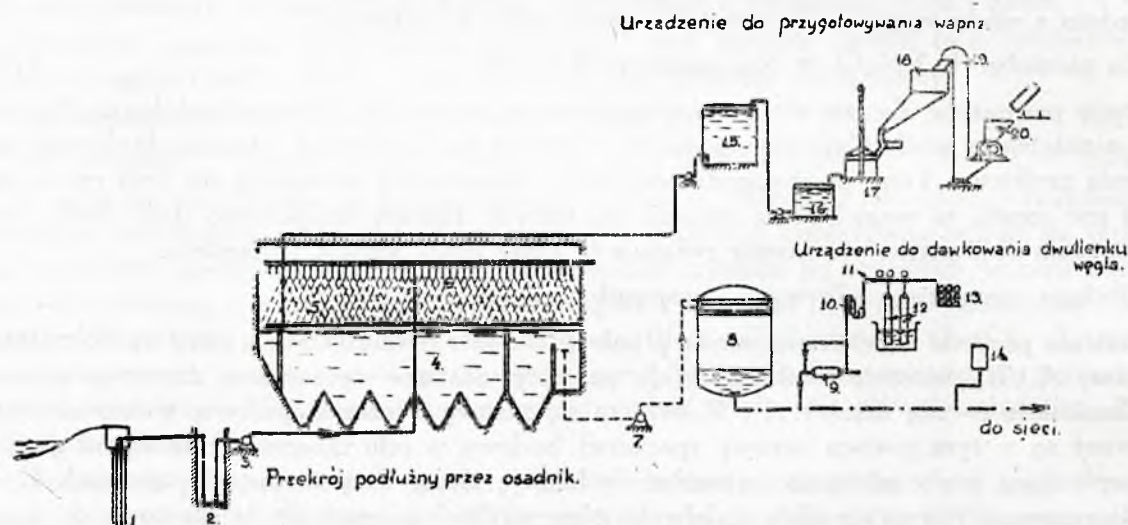
Zasuwki *A* i *D* pozostają otwarte aż do chwili całkowitego wypłukania roztworu. Ilość wody do wypłukania roztworu soli wynosi około 1,2 objętości zajmowanej przez złożę. Po wypłukaniu soli zamyka się zasuwę *D* i otwiera *B*. Złożę jest gotowe do normalnej pracy. Czas niezbędny do regeneracji, jeżeli jest pod dostatkiem wody do płukania, wynosi około ½ godziny.

Można liczyć, że do regeneracji i przepłukania zużywa się 5 — 25% wody zmiękczonej. Zużycie jest tym większe, im większa jest twardość wody. Sztuczne zeolity wymagają mniejszej ilości wody niż naturalny zielony piasek. Wysokie filtry wymagają mniejszych ilości wody od niskich. Zielony, glaukonitowy piasek stosuje się przy wodzie żelazistej, podczas gdy w wypadku małej zawartości żelaza daje się pierwszeństwo permutytom syntetycznym.

Ponieważ wody „miejskie“ należy zmiękczać do wartości 2 — 3°N, permutyty zaś zmiękczały do 0°, opracowane są różne schematy urządzeń. I tak np. część wody tłocznej można zmiękczać do 0°, a następnie mieszać z odpowiednią ilością wody surowej. Wodę, która zawiera wolny dwutlenek węgla, lecz nie zawiera zupełnie żelaza i tlenu, należy po odżelazieniu stale napowietrzać, ażeby doprowadzić do równowagi pozostały dwutlenek węgla z dwuwęglanem wapnia. Jeżeli się tego nie osiągnie, to występują objawy powtórnego zażelazienia. Można jednak pozostały agresywny dwutlenek węgla uczynić nieszkodliwym przez dodatkowe wapnowanie lub dodanie ługu sodowego. Osiągnane przy zastosowaniu wapna tworzenie się ochronnej powłoki w przewodach może być osiągnięte także przy zastosowaniu metody permutytowej przez dodanie sody i szkła wodnego.

Sposób przewapnowywania.

Sposób przewapnowywania jest odpowiedni dla wód o dużej twardości magnezowej. Polega on na następującym procesie. Dodaje się do wody w nadmiarze mleko wapienne (20 — 25 mg/l nadmiaru wapna) tak, że po skończonym procesie zmiękczenia należy wodę zakwasić, aby nie posiadała przykrych objawów alkaliczności. Woda staje się miękka, wytrącone zostają zanieczyszczenia zabarwiające rozpuszczone oraz zawieszone. Sposobem tym osiąga się polepszenie warunków procesów odżelazienia i odmanganienia jak również zmniejszenie ilości bakterii. Zaletą metody jest skrócenie czasu osadzania oraz duże szybkości filtracji.



- | | | |
|--------------------------|------------------------------|----------------------------------|
| 1. Studnia. | 8. Filtr pośpieszny. | 15. Zbiornik mleka wapiennego. |
| 2. Studnia zbiorcza. | 9. Zbiornik wyrównawczy. | 16. Zbiornik mleka wapiennego. |
| 3. Pompa. | 10. Przyrząd pomiarowy. | 17. Urządzenie do gaszenia wapna |
| 4. Osadnik. | 11. Wentyl redukcyjny. | 18. Bunker. |
| 5. Dawkowanie chemikali. | 12. Flasze do gazowania. | 19. Elewator. |
| 6. Rozdeszczenie. | 13. Baterie dwutlenku węgla. | 20. Kruszarka. |
| 7. Główna pompa. | 14. Dodatek chloru. | |

Rys. 158 Schemat urządzenia do przewapnowywania.

W Dreźnie urządzenia tego typu pracują następująco: Woda pochodząca z filtracji brzegowej (rys. 158) tłoczona jest na rozdeszczacz w celu zmniejszenia zawartości CO_2 oraz napowietrzenia. Spada ona dalej na podłogę odpływową i odpływa przez przelew do leżących pod rozdeszczającą podłogą osadników, gdzie jest zatrzymana przez przeciąg jednej godziny. Na odpływie z podłogi do osadnika przy pomocy dysz dodaje się do wody nadmiar mleka wapiennego. Z osadnika woda podnoszona jest na filtr szybkobieżny. Do filtratu dodaje się dwutlenek węgla a następnie chlor.

Przemieszanie wody z mlekiem wapiennym musi być w innych wypadkach wzmożone przy pomocy urządzeń mieszających, jak mieszadła, śruby, itd. Ponieważ wapno wobec dużych ilości dodawanych wytrąca się, dodawanie jego musi następować w postaci mleka wapiennego. Ponieważ każdy inny sposób pomiaru ze względu na zapychanie zawodzi, dodawanie mleka wapiennego odbywa się przy pomocy pomp tłokowych, których liczba obrotów może być zmieniona przy pomocy silników repulsyjnych. Ponieważ dodanie nadmiaru mleka wapiennego wywołuje za dużą wartość pH oraz nieprzyjemny smak, nadwyżka ta po wytrąceniu się żelaza, manganu i magnezu musi być następnie usunięta przy pomocy karbonizacji. Dodawanie dwutlenku węgla może odbywać się z butli lub z jakiegoś innego źródła dwutlenku węgla.

Aby działanie metody wzmocnić, szczególnie jeśli usunąć należy psucie się smaku i zapachu, można dodawać węgiel aktywny (w ilości 1 — 2 g/m³ sproszkowanego węgla) lub alun, chlorek żelaza, wreszcie glinian.

VII. 10. DEZYNFEKCJA WODY.

VII. 10-a. Uwagi ogólne.

W wodzie poddawanej różnym procesom oczyszczania, w zależności od stosowanych metod jej uzdatnienia, pozostaje mniejsza lub większa ilość bakterii. W źle oczyszczonej lub wcale nieoczyszczonej wodzie, jak np. w wodzie ze studni, mogą być roznoszone zarazki różnych chorób. W szczególności są to jajeczka chorobotwórczych robaków i bakterie umieszczające się w jelitach ludzkich i zwierzęcych i dostające się do wody wraz z ich wydzielinami. Co do wód powierzchniowych, będących odbiornikami ścieków domowych lub ścieków z rzeźni, rakarni itp., to istnieje poważna obawa, że są one zakażone pasożytami zwierzęcymi, mikroorganizmami i bakteriami chorobotwórczymi. Bakterie chorobotwórcze cholery, tyfusu, paratyfusu, wąglika itp. mogą żyć w wodzie przez pewien czas i wobec tego mogą być przez nią przenoszone. Na ich liczbę, zdolność rozmnażania się i żywotność mają większy lub mniejszy wpływ, zależnie od rodzaju bakterii, właściwości wody, tj. zawartość odpowiedniego pokarmu, zdolność samooczyszczania się, zawartość tlenu, temperatura wody oraz działanie światła i powietrza. W gorących okresach roku epidemie przenoszone przez wodę do picia są częściej obserwowane.

Przy filtrowaniu wody duża ilość bakterii zostaje zatrzymana. Zmniejszenie liczby bakterii w wodzie na filtrach powolnych jest większe niż na filtrach pośpiesznych. W filtrach powolnych woda znajduje się przez czas dłuższy i styka się intensywniej z biologiczną błoną powierzchni piasku, która może wyrzucić swoje adsorbcyjne właściwości na wodę. Wreszcie umożliwione zostaje silniejsze działanie żyjących w niej pierwotniaków. Przez zmniejszenie prędkości przepływu zyskuje się możliwość powiększenia skuteczności filtra z punktu widzenia zmniejszenia liczby bakterii.

Wszystkie wody stosowane do celów odżywczych, co do których istnieje podejrzenie możliwości przenoszenia bakterii chorobotwórczych, powinny być poddawane procesowi sterylizacji. Wody takie przed ich oddaniem do użytku powinny być pozbawione bakterii, a zredukowana liczba bakterii powinna wynosić mniej niż 10 w 1 cm³, a przynajmniej poniżej 100 bakterii w 1 cm³. W każdym zakładzie wodociągowym konieczne jest stałe sprawdzanie liczby bakterii. Wprawdzie wzrost bakterii chorobotwórczych nie necessarily musi być związany ze wzrostem ogólnej liczby bakterii w wodzie, to jednak wzrost liczby bakterii wskazuje na to, że powstał silniejszy wpływ szkodliwych materii i że większą uwagę należy zwrócić na sterylizację.

Oczyszczenie wody pod względem bakteriologicznym może być przeprowadzone w różny sposób. Stosowane sposoby sterylizacji zależą od miejscowych okoliczności.

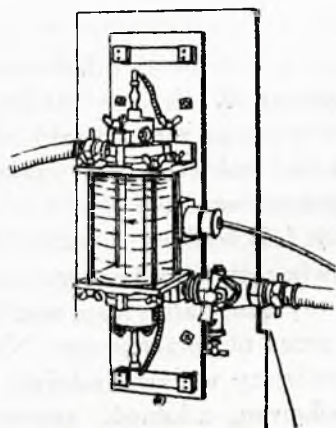
VII. 10-b. Gotowanie.

Jeśli wodę grzeje się w ciągu krótkiego czasu (około 10 minut) do temperatury 75°, to przeważna liczba bakterii zostaje zabita. Przez gotowanie pozbawia się wodę gazów nadających jej przyjemny zapach, przede wszystkim dwutlenku węgla i związków ziem alkalicznych, a więc soli wapniowych i magnezowych. Smak wody staje się przez to jałowy i mdły. Przegotowana woda jest wolna od bakterii, ale nie jest dla nich zabójcza, tak że łatwo ponownie zakaża się bakteriami. W wodociągach centralnych sposób ten nie wchodzi w rachubę z uwagi na łatwość ponownego zakażenia oraz wysokie koszty budowy i eksploatacji.

VII. 10-c. Promienie ultrafioletowe.

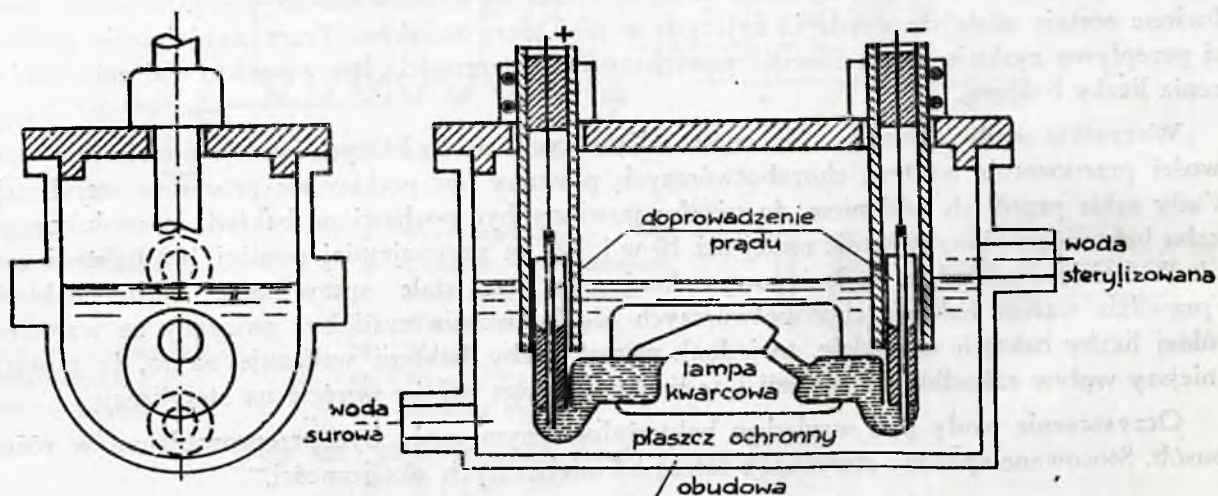
Promienie słoneczne zabijają bakterie. Zdolność bakteriobójcza słońca polega głównie na zawartych w jego świetle promieniach ultrafioletowych. Już w r. 1877 Anglicy Downes i Blunt próbowali uśmiercać bakterie przy pomocy promieni ultrafioletowych. Promienie zabijające bakterie posiadają długość 200 — 300 m μ . Promienie o tej długości mogą jeszcze przenikać przez kwarc bez najmniejszych strat. Ich siła bakteriobójcza polega na niszczeniu protoplazmy. Zniszczenie następuje w ułamek sekundy. Wadą jest tutaj, że promienie ultrafioletowe są absorbowane silnie przez koloidy oraz substancje zamącające i barwiące.

Promienie ultrafioletowe wytwarza się w próżniowych lampach kwarcowych, wypełnionych parą rtęci. Konstrukcji tych lamp istnieje spora liczba. Przeprowadzając prądy o wysokim



Rys. 159. Lampa kwarcowa.

wszystkich kierunkach; jednocześnie przy zanurzeniu lampa jest chłodzona (rys. 159, 160). Woda przepływa cienką warstwą wokół lampy, znajdując się 5 — 10 sekund pod działaniem promieni.



Rys. 160. Urządzenie do sterylizacji wody przy pomocy promieni ultrafioletowych.

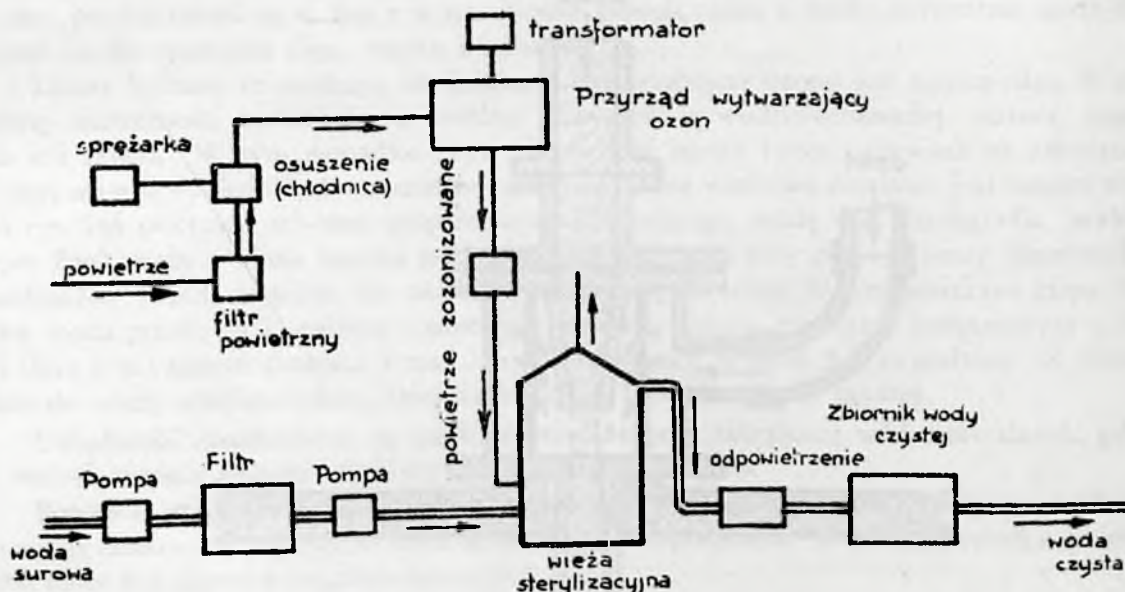
Lampy zanurzone posiadają następujące zalety: dobre wykorzystanie promieni, natychmiastowe uzyskanie stanu ustalonego oraz dłuższa trwałość lampy dzięki chłodzeniu. Natomiast zaletą nie zanurzonych jest, że mają większą zdolność wytwarzania promieni ultrafioletowych z powodu wzrostu temperatury i odpada potrzeba czyszczenia lampy z kamienia kotłowego.

Dłuższe badania nie stwierdziły najmniejszego szkodliwego wpływu na ludzi i zwierzęta wody poddawanej działaniu promieni ultrafioletowych. Niezmienione pod żadnym względem pozostają zapach, smak, temperatura i własności chemiczne wody.

VII. 10-d. Ozonizacja.

Działanie bakteriobójcze trójatomowego tlenu (ozonu) polega na jego znanej właściwości rozpadania się w obecności substancji utleniających, co wywołuje niezwykle silną oksydację. Działanie dezynfekcyjne jest bardzo dobre. Wobec innych środków dezynfekcyjnych, jak nadmanganian potasu, podchloryny, chlor gazowy i brom płynny, posiada ozon tę zaletę, że w wypadku jego zastosowania w roztworze nie pozostają takie sole lub materię, które mogą wywołać nieprzyjemny smak i zapach. Wytwarzanie ozonu odbywa się w specjalnych przyrządach, których konstrukcji istnieje cały szereg.

Wytwarzanie ozonu odbywa się przez przeprowadzenie prądu powietrza pomiędzy dwiema wyładowującymi się elektrodami.



Rys. 161. Schemat ozonizacji.

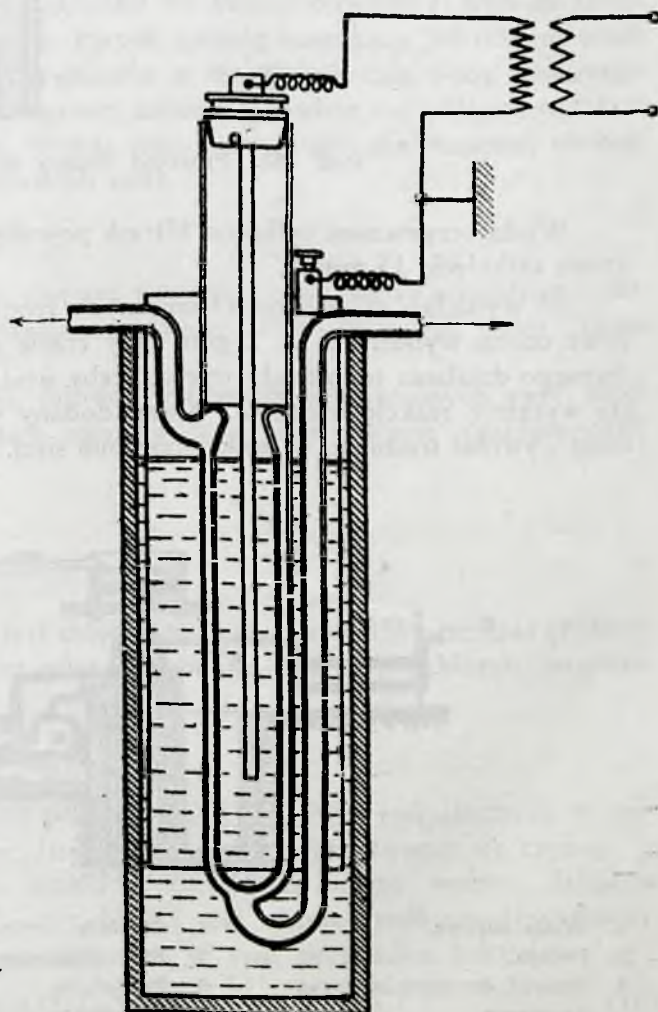
Urządzenie ozonizacyjne składa się z suszarki powietrza (rys. 161), ozonizatora, generatora wysokiej zmienności, transformatora, sprężarki lub mieszadła i rozdzielacza ozonu w wieży sterylizacyjnej.

Urządzenie osuszające powietrze jest niezbędne dla uzyskania stałej pewności działania ozonizatora i jego możliwie najwyższej sprawności. Suszenie odbywa się przy pomocy chłodni, w której powietrze jest wymrażane.

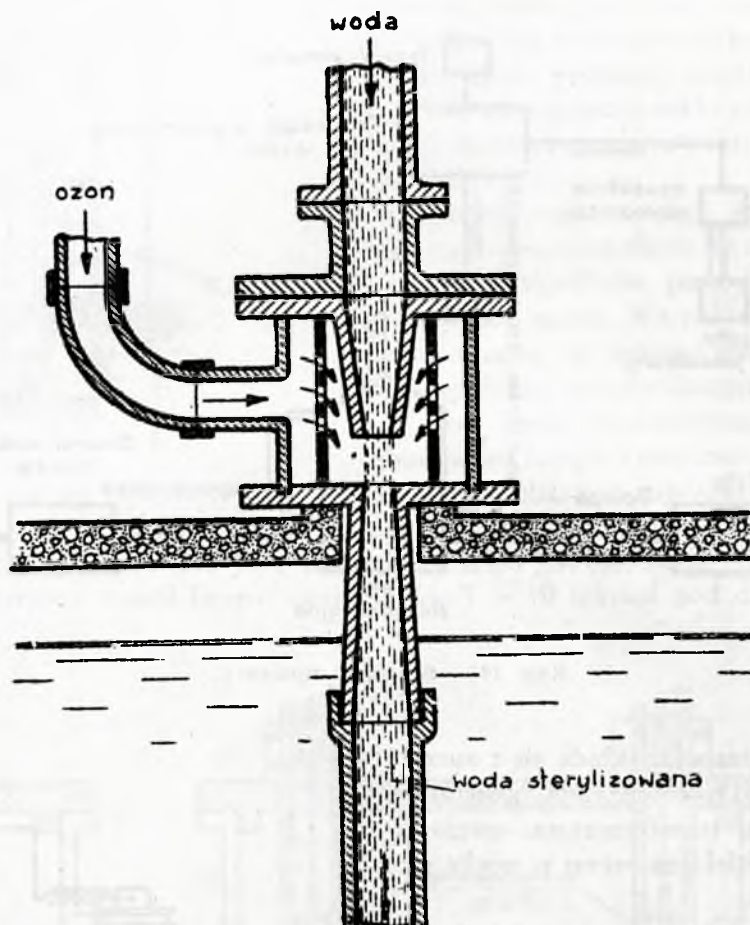
Wytwarzanie ozonu przeprowadza się przy pomocy wyladowywania prądu wysokiego napięcia pomiędzy dwiema płytami metalowymi, oddzielonymi od siebie szkłem. Rury ozonizacyjne składają się z dwóch stopionych cylindrycznych rur szklanych, posiadających pomiędzy swymi ścianami koncentryczną przestrzeń powietrzną, — przestrzeń wyladowań. Rury ozonizacyjne stoją w zbiorniku chłodzącej wody. Rys. 162 przedstawia schemat urządzenia rur ozonizacyjnych i zbiornika z wodą chłodzącą.

Mieszanie z ozonem może następować w wieżach sterylizacyjnych lub dokonywać się przy pomocy innych urządzeń, jak np. dysz. Tego rodzaju proste urządzenie pokazane jest na rys. 163.

Do sterylizacji ozonem na 1 m^3 wody używa się około $0,5 \text{ m}^3$ powietrza z zawartością ozonu 3 g/m^3 . Zużycie energii elektrycznej łącznie z oświetleniem urządzeń wynosi 120 Wat/m^3 wody. Napięcie robocze, zależnie od ilości przewodów zastosowanego prądu zmiennego, wynosi $6000 - 8000 \text{ Volt}$.



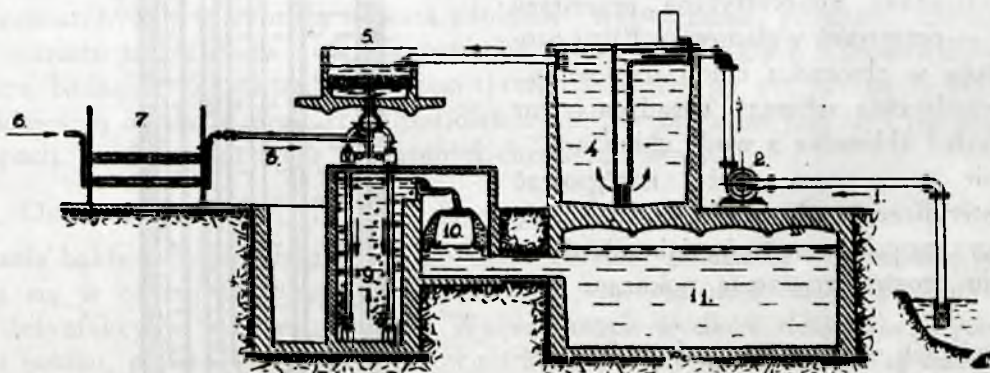
Rys. 162. Chłodzenie przewodów ozonu,



Rys. 163. Przyrząd służący do wymieszania ozonu z wodą.

Woda oczyszczona tylko na filtrach powolnych zużywa do sterylizacji 4—5 g ozonu/m³ przy czasie zetknięcia 15 minut.

W wypadku stosowania chemicznych środków koagulacyjnych i filtrów pośpiesznych zużycie ozonu wynosi 1,5 — 2 g/m³ przy czasie zetknięcia 10 minut. Celem zapewnienia skutecznego działania tej metody trzeba, ażeby woda opuszczająca wieżę reakcyjną wykazywała jeszcze wyraźnie reakcję ozonową. Ozon dodany w nadmiarze do wody musi być usunięty, gdyż może wywołać trudności w funkcjonowaniu sieci. Można go usunąć przy pomocy ociekaczy lub



- | | | |
|--------------------------------------|----------------------|----------------------------|
| 1. Woda surowa. | 4. Osadnik. | 8. Ozon. |
| 2. Pompa. | 5. Filtr pośpieszny. | 9. Wieża sterylizacyjna. |
| 3. Aparat dozujący siarczan amonowy. | 6. Powietrze. | 10. Odpowietrzenie. |
| | 7. Ozonizator. | 11. Zbiornik wody czystej. |

Rys. 164. Schemat sterylizacji przy pomocy ozonu.

kaskad. Nadmiar ozonu nie wpływa na smak i zapach wody, gdyż po krótkim czasie ozon może sam przekształcać się w tlen i w ten sposób powoli znika z wody, odwrotnie może on przyczynić się do usunięcia złego smaku i odbarwienia.

Liczne badania stwierdzają, że działanie bakteriobójcze ozonu jest bardzo silne. Warunkiem dobrej skuteczności ozonizacji jest niezbyt duża ilość w wodzie obumarłej materii organicznej lub soli żelaza. W tym wypadku zbyt duża ilość ozonu bywa zużywana na utlenienie organicznej materii względnie utworzenie ferrojonów, tak że właściwe działanie jest bardzo niepewne. Na rys. 164 pokazano schemat urządzenia oczyszczającego wodę dla Leningradu, wykonanego przez Penkowaja. Woda surowa pobierana jest z Newy i przy pomocy pomp doprowadzana do osadników. Przed wejściem do osadnika dodaje się do wody 30 g/m³ siarczanu glinu. W osadniku woda przebywa 2 godziny i następnie jest oczyszczana na filtrze pośpiesznym o wysokości złoża 1 m i ziarnie grubości 2 mm. Szybkość filtracji wynosi 4,5 m/godzinę. Z filtru woda idzie do wieży sterylizacyjnej, dalej kaskadą do zbiornika wody czystej.

Urządzenia ozonizacyjne są często stosowane przy fabrykacji wód mineralnych, gdyż ozon w małym stopniu zmienia właściwy skład wody mineralnej.

Ponieważ ozon poza działaniem bakteriobójczym posiada działanie bielące, urządzenia ozonizacyjne stosuje się chętnie do wód w bielarniach i pralniach. W takim wypadku pompa ssąca ozon może być złączona bezpośrednio z pralnią.

Ozonizacja wody na większą skalę została zastosowana po raz pierwszy w r. 1911 w zakładach wodociągowych Leningradu, które czerpią wodę z Newy, oczyszczaną wstępnie siarczanem aluminium (30 g/m³) oraz na filtrach pośpiesznych. W krótkim czasie potem takie urządzenia wybudowały miasta Paderborn, Chemnitz, Wiesbaden, Paryż, Nizza i Florencja. Większość jednak z nich zarzuciła sposób ozonizacji ze względu na duże koszty eksploatacji, przechodząc na tańszą metodę chlorowania wody. Natomiast we Francji odwrotnie: wzrosło zastosowanie metody ozonizacji. I tak wyjąłwia się w Paryżu metodą ozonizacji 300 000 m³ wody dziennie, w Nancy 100.000 m³, a miasto Tuluza wyjąłwia w ten sposób całą wodę sztucznego zbiornika. Wobec dużego zużycia energii elektrycznej metoda ta nadaje się najlepiej w takich krajach, gdzie jest tania energia elektryczna. Wobec tego, że wymaga ona starannej obsługi, nie przyjęła się w szerokim zakresie mimo wszystkich zalet.

VII. 10-e. Różne środki utleniające.

Podobnie jak ozon mogą być zastosowane również wszystkie inne środki utleniające o dużej sile dezynfekcyjnej. Do nich należą: nadmanganian potasu, woda utleniona, chlor, brom, jod, jak również podchloryny.

Z uwagi na koszt zastosowanie w szerszym zakresie wszystkich wymienionych wyżej środków jest niemożliwe; natomiast w ostatnich latach coraz większe zastosowanie znajduje chlor i jego połączenia.

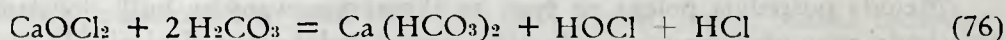
VII. 10-f. Chlorowanie.

Podchloryny.

Po raz pierwszy zastosowano chlor w postaci chlorku wapnia w roku 1893 podczas epidemii cholery w Hamburgu. Później był on używany jako podchloryn sodu, podchloryn magnezu, wreszcie w postaci chloru gazowego.

Chlorek wapnia.

Chlorek wapnia znajduje się w handlu pod postacią CaOCl₂. Przy rozpuszczaniu w wodzie, dzięki hydrolizie i znajdującemu się w wodzie dwutlenkowi węgla, tworzy się czynny, tj. oddający tlen kwas chlorawy. Przebieg jego rozkładu odbywa się bardzo wolno; działanie więc chlorku wapnia jest powolne. Kwas chlorawy HOCl jest silnym środkiem dezynfekcyjnym, który oddaje swój tlen łatwo utleniałym materiom, w tym przypadku bakteriom.



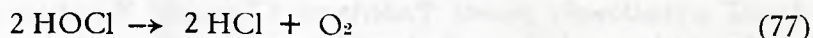
Tlen in statu nascendi działa podobnie jak tlen powstający z rozpadu ozonu. Stosowana we Francji podczas ostatniej wojny metoda dezynfekcji, znana pod nazwą „Verdunisation”, polega na zastosowaniu chlorku wapnia lub też na zastosowaniu otrzymanej z niego przez wymianę z siarczanem sodu wody Javelle'a „eau de Javelle”; lug Javelle'a jest roztworem podchlorynu sodu.

Metoda stosowania chlorku wapnia posiada szereg wad. Jest on trudno rozpuszczalny i z tego względu trudny do dozowania, a ponadto posiada małą zawartość czynnego chloru (25 — 35%). Podczas magazynowania łatwo chłonie wodę, staje się wilgotny i traci szybko skuteczność. Nie może więc być magazynowany w większych ilościach. Dalszą wadą jest tworzenie się osadu, który może powstawać podczas rozpuszczania chlorku wapnia i dodawania do wody. W wypadku większej zawartości zawiesin powstaje obawa, że bakterie znajdujące się w zawiesinach są w niedostatecznym stopniu poddane działaniu środka dezynfekcyjnego.

Chlor gazowy.

Metodą najtańszą, najprostszą i prawie powszechnie stosowaną przy sterylizacji wody do picia jest metoda chlorowania gazem.

Chlor może działać przez bezpośrednie wiązanie wodoru z wody i tworzenie aktywnego tlenu. Przy mniej stałych materiałach, które są wystawione na działanie chloru, przeważa bezpośrednio odciąganie wodoru (dehydracja).



Miejsce wprowadzenia chloru winno być umieszczane tak w stosunku do pierwszego punktu poboru, by zapewniony był dostateczny czas jego działania. Liczyć należy co najmniej na czas reakcji 10 minut, ale wskazane są okresy dłuższe.

Ilości chloru stosowane dla wyjałowienia wody są bardzo niewielkie i dostosowuje się je do składu chemicznego wody i zawartości bakterii. Każda woda ma określoną zdolność wiązania chloru, przez co rozumie się ilość chloru, która zostaje przez daną ilość wody zużyta w jednostce czasu. W zwykłych wodach ilość chloru potrzebna do jej dezynfekcji wynosi 0,1 — 0,3 mg/l. Jeśli jednak woda posiada większą zdolność wiązania chloru, jak to ma miejsce u wód o dużej zawartości organicznej substancji lub o dużej twardości wapniowej i magnezowej, lub o dużej zawartości bakterii, to naturalnie potrzebne są większe ilości chloru. Praktyka wykazała, że dla uzyskania niewątpliwego skutku należy tyle dawać chloru, aby woda płynąca do sieci zawierała jeszcze pewną ilość wolnego chloru. Ta nadwyżka chloru powinna wynosić w wodzie do picia około 0,05 — 0,1 mg/l, w wodzie kąpielowej 0,1 — 0,3 mg/l i w ściekach 0,2 — 0,5 mg/l.

Zastosowanie metody chlorowania.

Chlor znajduje się w handlu w stanie płynnym lub gazowym w butlach stalowych, włączony do nich pod ciśnieniem 4 — 9 atm. Do mieszania z wodą wypływającego ze stalowych butli chloru służą przyrządy o różnej konstrukcji. Przyjęły się ogólnie dwie metody:

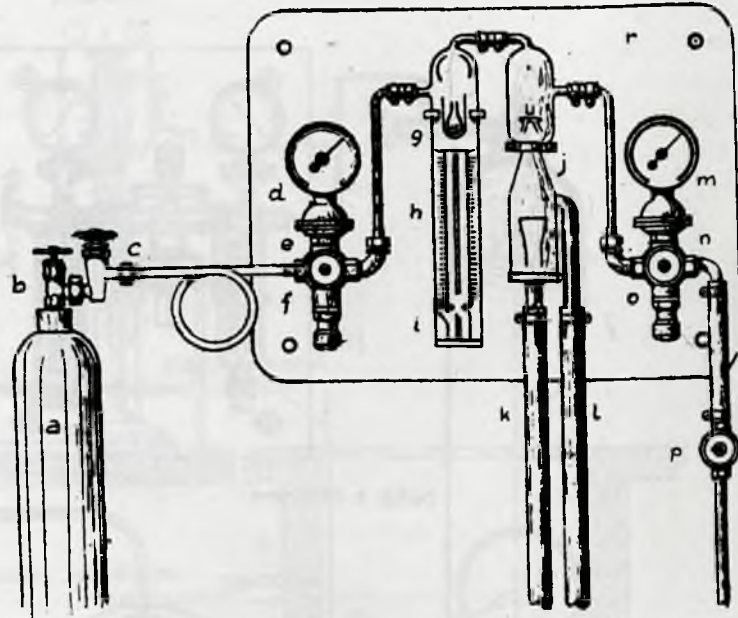
1. *Metoda pośrednia.* Wytwarza się najprzód skoncentrowaną wodę chlorową o zawartości 1 — 5 g chloru w litrze, która następnie dodawana jest do wody przy pomocy przewodu ssącego lub inżektora.

2. *Metoda bezpośrednia.* Dawkowany chlor jest rozpylony albo bezpośrednio do wody podlegającej sterylizacji, albo przy pomocy wody pod ciśnieniem. Odbywa się to bądź w studni zbiornej bądź w rurociągu ssącym.

Przyrząd do chlorowania.

Metoda pośrednia polega na tym, że skomprimowany w butli do stanu płynnego chlor przechodzi przy otwieraniu wentyla przez wentyl redukujący ciśnienie do wartości niższej i stałej. Specjalnej konstrukcji przyrząd pomiarowy przepuszcza odpowiednio dobraną ilość chloru.

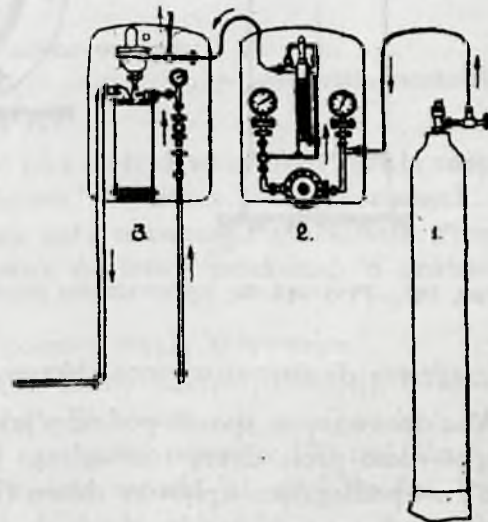
- a. Butla z chlorem ciekłym.
- b. Zawór główny.
- c. Zawór wtórny do chloru.
- d. Manometr do chloru w butli.
- e. Zawór mikrometryczny redukcyjno-nastawczy do chloru.
- f. Filtr do chloru gazowego.
- g. Pulsator.
- h. Skala w gramach chloru na godzinę.
- i. Chloromierz manometryczny.
- j. Przyrząd do wytwarzania wodnego koncentratu chlorowego.
- k. Odpyływ koncentratu chlorowego do odkazania.
- l. Przelew bezpieczeństwa.
- m. Manometr do wody.
- n. Zawór nastawczy do wody.
- o. Filtr.
- p. Zawór odcinający do wody wodociągowej.
- r. Płyta marmurowa.



Rys. 165. Chlorownica.

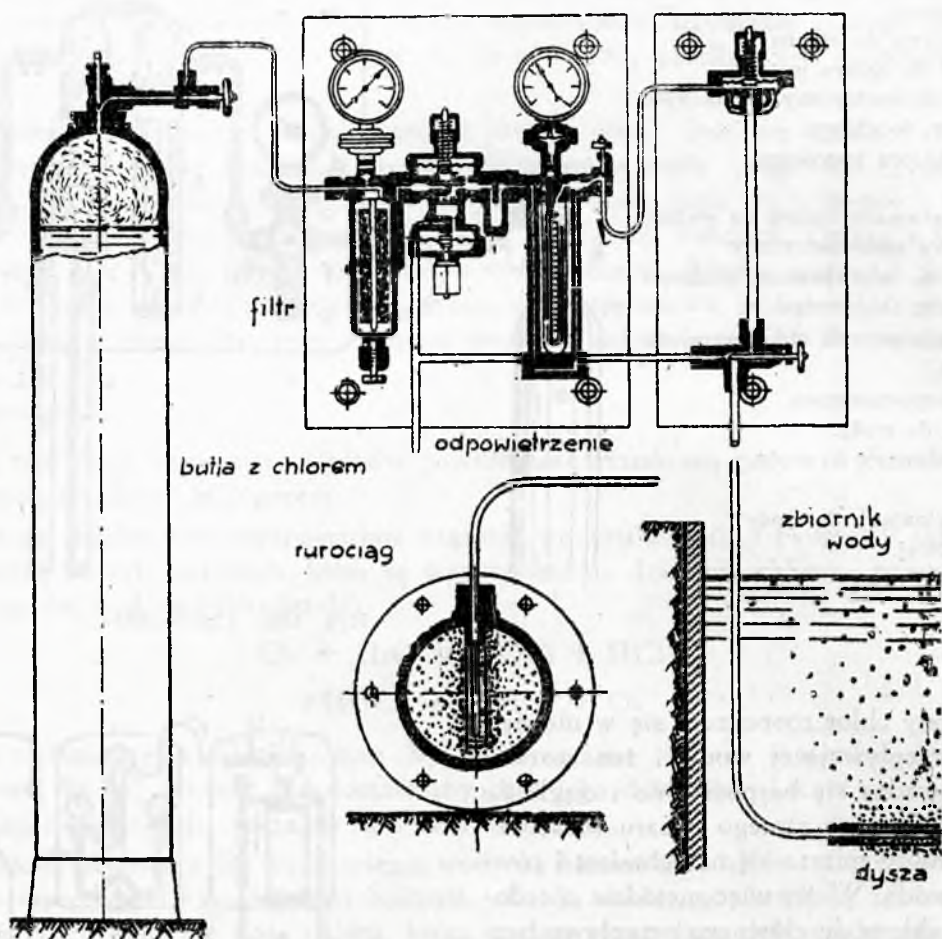
Tak odmierzony chlor rozpuszcza się w niewielkiej ilości przepływającej wody i ten roztwór chloru doprowadza się bezpośrednio i ciągle do wody. Z powodu tego samego ciężaru właściwego roztwór chloru miesza się natychmiast i równomiernie z wodą. W tej więc metodzie nie doprowadza się chloru do głównego przepływu bezpośrednio pod postacią gazu, tylko w stanie rozpuszczonym w małej ilości wody; w ten sposób osiąga się szybki i jednorodny (równomierny) rozdział chloru. Na rys. 165, 166, 167 przedstawiono aparaturę chlorowania. W przyrządzie tym dodawanie chloru odbywa się w specjalnym naczyniu-mieszaczu. Dozowanie potrzebnej ilości chloru odbywa się przy pomocy chloromierza, wykonanego jako przyrząd oparty na różnicy ciśnień, lub obrotomierza z srebrnymi częściami. W miesiącach zimowych aparatura znajdować się musi w pomieszczeniu ocieplonym, aby zapewnione było doprowadzenie nastawionej ilości chloru i zabezpieczenie odtworzenia się kryształów chlorohydratu. Temperatura nie powinna być niższa niż 15 — 20°C. W przyrządach, które nie są stale czynne, muszą być w zimie opróżnione szklane mieszacze, gdyż pękają one łatwo na mrozie. Na dopływie chloru z butli wstawia się manometr, który pozwala określić zasób chloru w butli, a przez połączenie z odpowiednią aparaturą elektryczną pozwala sygnalizować obsłudze, kiedy w butli kończy się zapas gazu.

Dla zapewnienia ciągłości chlorowania powinny być zawsze instalowane dwa aparaty (jeden jako stała rezerwa). Na składzie niezbędny jest zawsze zapas chloru na 2 tygodnie. Należy zwracać uwagę na szczelność połączeń. Miejsca nieszczelne można wykryć przesuwając wzdłuż przewodów otwartą butelkę z amoniakiem. Jeżeli pojawi się biały dymek, jest to oznaką zachodzenia reakcji pomiędzy chlorem i amoniakiem. W razie większych nieszczelności należy stosować maski.



- 1. Butla z chlorem.
- 2. Urządzenia filtrujące i pomiarowe.
- 3. Urządzenia wytwarzania wody chlorowej.

Rys. 166. Przyrząd Ornsteina do chlorowania.



Rys. 167. Przyrząd do wprowadzania chloru do przewodów prowadzących wodę bez ciśnienia.

Urządzenie do bezpośredniego chlorowania

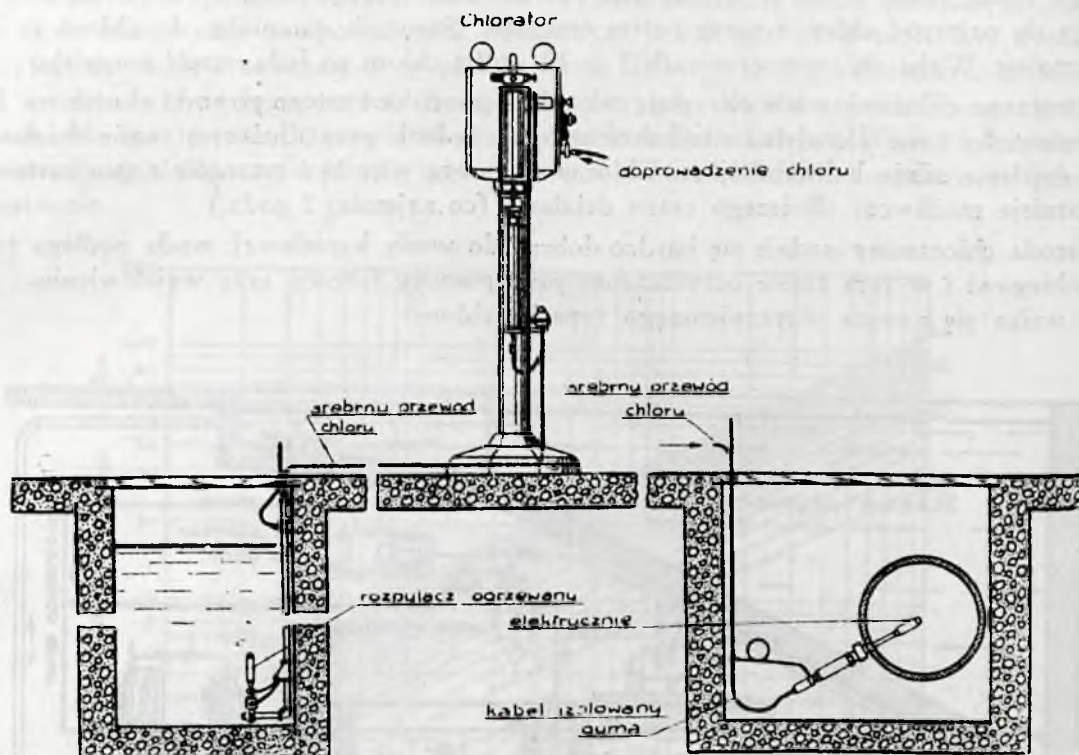
Chlor dozowany w sposób podobny jak w urządzeniu poprzednim doprowadza się do wody bezpośrednio przez dyszę rozdzielczą. Jako dysze rozdzielcze zastosowane są „świece kamienne”, nie podlegające wpływom chloru (Rys. 168).

Przyrządy chlorujące, które dłuższy czas nie są czynne, np. jednostki zapasowe lub chlortory do czasowego użycia, bardzo łatwo stają się nieszczelne i wykazują niszczenie poszczególnych części szczególnie wówczas, gdy wilgoć z mieszacza przenika do przyrządu. Aby przeciwdziałać temu należy usunąć wszelkie cząstki chloru przez przedmuchiwanie przyrządu azotem gazowym. Pobierany jest on z małej 5-litrowej butli przez wentyl redukcyjny. Butlę włącza się w miejsce butli chloru lub łączy się na stałe z przyrządem przy pomocy dwubiegowego wentyla.

Chlorowanie wstępne, przechlorowywanie, zalety i wady chlorowania.

Dla zaoszczędzenia ilości chloru i przeszkodzenia rozwojowi szkodliwych organizmów w filtrach i osadnikach zaleca się podział dawki chloru. Przy chlorowaniu wstępnym daje się większą część dawki chloru do wody surowej, a mianowicie w ilościach mniejszych od pełnej zdolności związania chloru. Pozostałą część, która w pewnych wypadkach może być bardzo niewielka, dodaje się do wody po jej pełnym oczyszczeniu, przed wprowadzeniem wody do sieci.

Przechlorowywanie jest znane już od dawna. Polega ono na tym, że do wody dodaje się tyle chloru, że wszystkie bakterie zostają zabite w krótkim czasie. Po pewnym określonym czasie działania usuwa się nadmiar chloru przy pomocy tiosiarczanu sodu i kwasu siarkowego. Metoda



Rys. 168. Wprowadzenie chloru do wody:

w przewodzie otwartym,

w przewodzie zamkniętym.

ostatnia miała tę wadę, że nie wiadomo było nigdy, jaka część dawki chloru została zużyta, wobec tego ile należało dodać środków odchlorowujących. W Stanach Zjednoczonych unieszkodliwiano nadmiar chloru przy pomocy tiosiarczuanu sodu, nazwanego antichlorem. Przy pomocy prób na chlor przed i po dodaniu antichloru można się łatwo przekonać o dostateczności dawki i jej skuteczności.

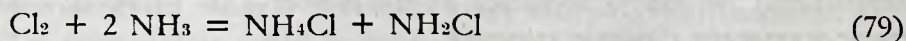
Prostsze jest usuwanie nadmiaru chloru przy pomocy węgla aktywnego.

Przez chlorowanie osiąga się bardzo silny spadek liczby bakterii, ilość ich bowiem pozostaje mniejsza niż 10, a najwyżej 100 bakterii w cm^3 . Bacterium coli powinno być całkowicie zniszczone, tak że przy próbie wynik powinien być negatywny nawet w 100 cm^3 . Przy prawidłowym dozowaniu usuwa się również gazy, które powodują zapach, jak siarkowodór, itp.

Wadą dezynfekcji chlorem jest, że przy dużych dawkach chloru i pewnych wodach powierzchniowych, np. zanieczyszczanych ściekami zawierającymi fenole, występuje zły smak, w tym wypadku nieprzyjemny smak jodoformowy, który szczególnie silnie pojawia się przy ogrzewaniu wody i w ciepłych potrawach, np. w herbacie, kawie, jak również w zupach i wodzie kąpielowej.

VII. 10-g. Chloramina.

Zepsucie się zapachu i smaku występujące łatwo przy niezbyt ostrożnym i zbyt silnym chlorowaniu wody do picia i do celów gospodarczych może być usunięte przy pomocy amoniaku lub soli amonowych. Przez takie jednoczesne dodanie chloru i amoniaku tworzą się chloraminy. W żadnym jednak wypadku nie mogą być przed tym mieszane chlor i amoniak. Na rodzaj utworzonych aminów ma decydujący wpływ wartość pH .

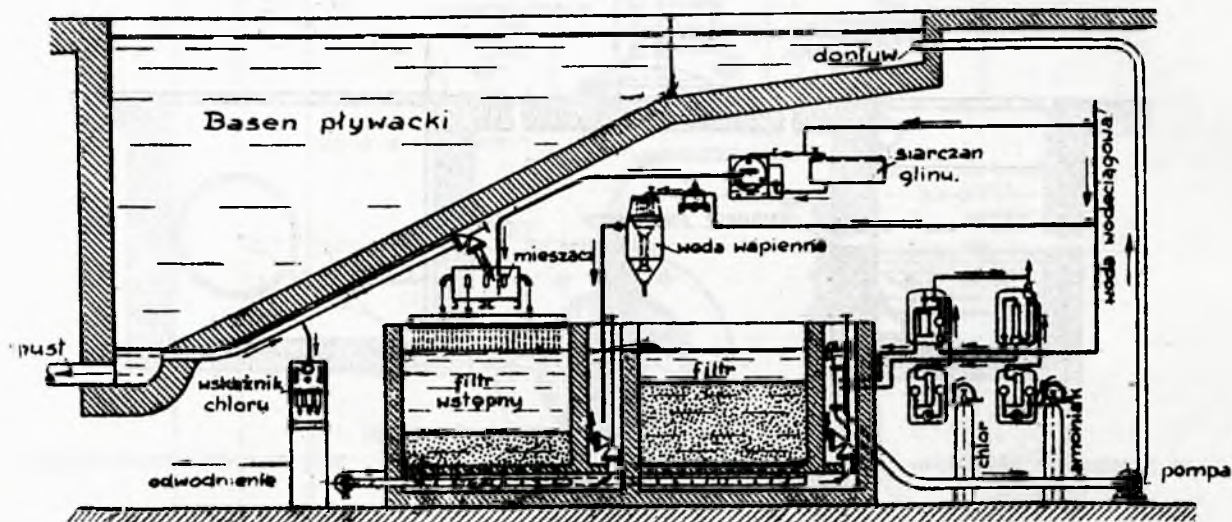


Amoniak może być dodawany w roztworze wodnym, jako gaz lub w postaci soli amonowych (siarczany amonu). Zwykle daje się najprzód amoniak, a następnie, gdy się on dobrze

zmiesza z wodą, chlor. Tylko w wypadkach, w których rozporządza się krótkim czasem zetknięcia, daje się najprzód chlor, a zaraz potem amoniak. Stosunek amoniaku do chloru podawany jest rozmaicie. Waha się on w granicach 2 — 10 części chloru na jedną część amoniaku.

Utworzone chloraminy nie oksydują tak silnie jak chlor i z tego powodu skutek nie jest tak natychmiastowy i nie tak wielka siła bakteriobójcza. Jednak przy dłuższym czasie działania mają one działanie silnie bakteriobójcze. Chloraminy mogą więc być szczególnie tam zastosowane, gdzie istnieje możliwość dłuższego czasu działania (co najmniej 2 godz.).

Metoda chloraminy nadaje się bardzo dobrze do wody kąpielowej, woda podlega tu kołowemu obiegowi i w tym czasie oczyszczeniu przy pomocy filtracji oraz wyjałowieniu. Jednocześnie unika się zawsze nieprzyjemnego zapachu chloru.



Rys. 169. Schemat oczyszczania wody basenu pływakiego.

Podany na rys. 169 schemat pokazuje urządzenie chloraminowania wody kąpielowej, polegające na chemicznej koagulacji przy pomocy siarczanu glinu (urządzenie dozujące), filtru wstępnego, wapnowania (przygotowywacz wody wapiennej), filtru głównego, urządzenia doprowadzającego chlor i amoniak, urządzenia do przetłaczania wody i aparatu do kontroli chloru.

Również do zwalczania alg skutecznie stosuje się metodę chloraminowania wody. W wypadku używania nadmiaru chloru, celem usunięcia tego nadmiaru, stosuje się również amoniak.

Poza metodą tworzenia w powyższy sposób chloraminy stosowana jest również organiczna chloramina, znajdująca się w handlu pod różnymi nazwami. Zawiera ona około 25% aktywnego chloru. Do wód do picia stosuje się przy dezynfekcji 5 mg/l, do wód powierzchniowych 20 mg/l przy czasie działania 30 minut. Działanie może być zwiększone przez dodanie kwasu octowego, winnego lub cytrynowego w ilości około 0,2 cm³/l. Koncentracja soli do 500 mg/l nie ma wpływu. Przy zawartości 2000 mg/l soli kuchennej działanie silnie słabnie.

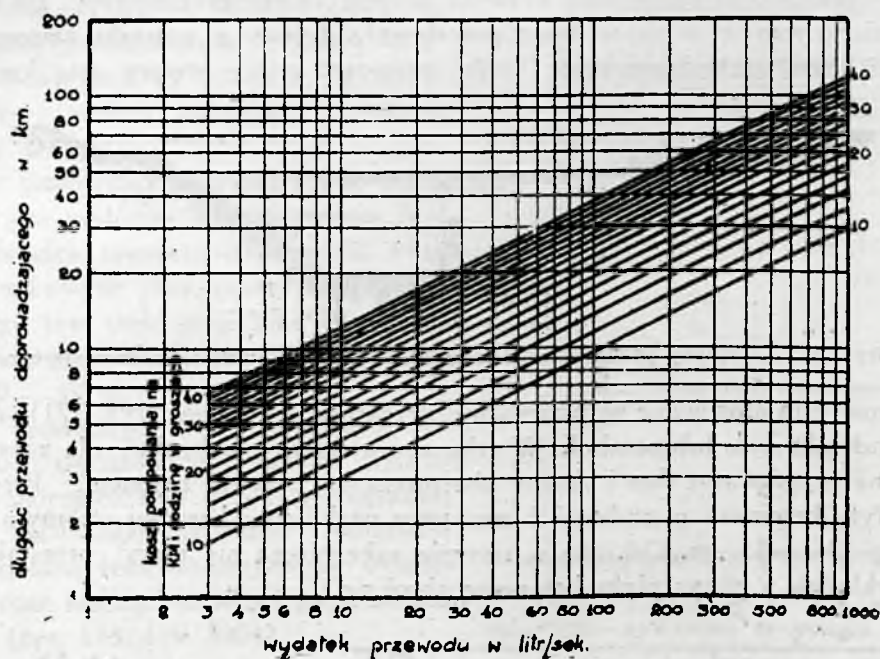
VIII. DOSTARCZANIE WODY DO SIECI.

VIII. 1. UWAGI OGÓLNE.

Ujęta woda musi być doprowadzona do urządzeń oczyszczających, magazynujących oraz do sieci rozdzielczej. Zależnie od układu wysokościowego terenu i w związku z tym zależnie od wzajemnego usytuowania całości urządzeń wodociągowych, może być ona prowadzona przewodami oraz osiągnięte może być żądane ciśnienie wody w sieci rozdzielczej, dzięki jej spadkowi naturalnemu. W innym wypadku należy ją tłoczyć do przewodów przy pomocy pomp, wytwarzając wymagane ciśnienie sztucznie.

Przewody doprowadzające wodę z ujęcia do sieci rozdzielczej, stanowią w niektórych wypadkach bardzo poważną część całości urządzeń wodociągowych. Jako przykład może służyć wspomniany wyżej wodociąg kalifornijski.

W niektórych wypadkach istnieje możliwość wyboru pomiędzy bliżej położonym ujęciem, z którego wodę należy stale pompować oraz oddalonym, z którego woda może być dostarczana grawitacyjnie do sieci. Przeważnie w wypadku ujęcia bliskiego koszty założenia są mniejsze tak, że część kosztów własnych na oprocentowanie i amortyzację kapitału zakładowego jest mała. Natomiast stale koszty ruchu stanowią znaczną część kosztów własnych. Dla oddalonych, wysoko położonych ujęć, odwrotnie, koszty założenia są wysokie, natomiast koszty ruchu prawie nie mają znaczenia.



Rys. 170. Wykres dla określenia największej długości przewodów doprowadzających.

Muszą być wykonane w każdym wypadku obliczenia porównawcze, gdyż podstawy dla nich zmieniają się odpowiednio do miejscowych warunków, do kosztów przewodów i do kosztów podnoszenia wody. Eigenbrodt na podstawie wielu obliczeń dla różnych rozwiązań ułożył nomogram (rys. 170) dający orientację, jak wpływają w tym względzie na siebie zasadnicze czynniki.

Za podstawę przyjęte zostały: średnia prędkość wody w przewodach 1,0 m/sek. oraz tak wysokie położenie odległego ujęcia, dostarczającego wodę grawitacyjnie, że istnieje dostateczny spadek, aby przy prędkości 1,0 m/sek. linia ciśnień nie spadła poniżej żądanej wartości. Dla różnych ilości wody, w litrach na sekundę, czerpanych z ujęcia oraz kosztów podnoszenia 10 — 40 groszy za koniogodzinę (wg. cen z r. 1939), można odczytać odległość ujęcia, przy którym z punktu widzenia gospodarczego jest ono równorzędne ujęciu bliskiemu, z którego wodę należy pompować. Wynik otrzymywać będziemy inny, gdy prędkość wody w przewodzie nie osiąga 1,0 m/sek., tj. gdy ujęcie nie znajduje się na dostatecznej wysokości. Cenę sprzedażną wody oblicza się na zasadach handlowych; jednak poza jej ceną, przy wyborze rozwiązania należy brać pod uwagę pewność ruchu. Względy powyższe przemawiają bardzo za rozwiązaniem, w którym woda dopływa do sieci grawitacyjnie. Tylko wówczas, gdy rozwiązanie ze stacją pomp daje wyraźnie tańszą wodę, należy oddać mu pierwszeństwo.

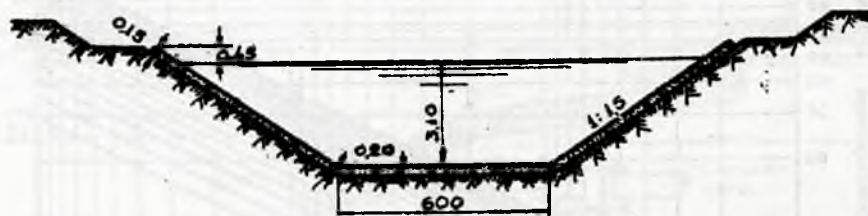
VIII. 2. DOPROWADZENIE SPOSOBEM GRAWITACYJNYM.

Doprowadzenie wody naturalnym spadkiem może być wykonane przy pomocy przewodów otwartych ze swobodnym zwierciadłem lub przewodami pod ciśnieniem, przy czym w wypadku prowadzenia wody z dużej odległości odcinki przewodu mogą zmieniać swój charakter. Będzie to miało miejsce tam, gdzie prowadzenie wody ze swobodnym zwierciadłem wody przedłużałoby niepomiarowo trasę, lub też tam, gdzie chodzi o uniknięcie konieczności budowy sztolni lub akweduktu. Przewody wykonywane są zasadniczo jako przekroje zamknięte, gdyż wody płynące w przekrojach otwartych narażone są na zanieczyszczenie.

Przewody otwarte mogą być wyjątkowo zastosowane tam, gdzie przewiduje się naturalne lub sztuczne oczyszczenie wód doprowadzonych przy pomocy kanału.

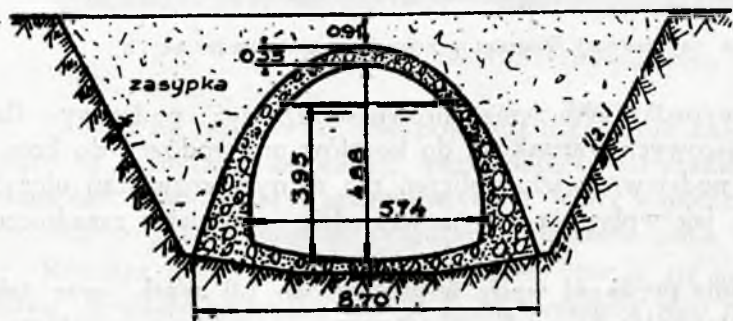
Doprowadzenie sposobem grawitacyjnym jest możliwe, gdy ujęcie wody znajduje się dostatecznie wysoko ponad miejscem jej rozbioru; zdarza się to częstokroć w wypadkach ujęcia wody źródlanej

Przewody otwarte mają tę zaletę, że jednostkowe koszty budowy są stosunkowo niskie. Wadą ich jest okoliczność, że muszą biec zgodnie z układem warstwic terenu. Powstają straty z powodu przesiąkania oraz parowania. Ponadto istnieje niebezpieczeństwo zakażenia wody. W klimacie umiarkowanym w zimie mogą powstawać kłopoty z powodu zamarzania. Mogą być one również łatwo uszkodzone przez bydło, zwierzęta ryjące otwory oraz korzenie.

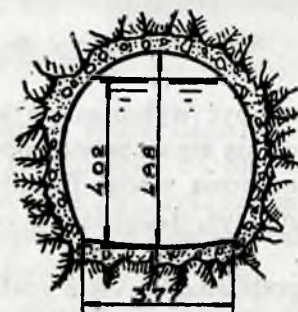


Rys. 171. Typowy przekrój przewodu otwartego wodociągu kalifornijskiego.

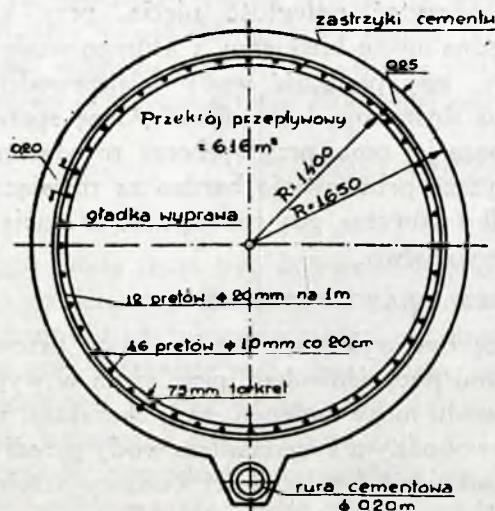
Przy systemie tym stosowane są przeważnie przekroje trapezowe (rys. 171), często ze spodem w postaci odcinka koła lub paraboli. W celu zmniejszenia przekroju i dla zabezpieczenia się przed stratami na przesiąkanie dno i skarpy ubezpiecza się zwykle betonem. Przy nachyleniu 1:1,5 daje się płyty betonowe o grubości 5 cm; przy nachyleniu bardziej stromym grubość płyt zwiększa się do 10 — 15 cm. Odcinki w nasypie zabezpiecza się przed przesiąkaniem przez zastosowanie wkładek z gliny; płyty betonowe zbroi się.



Rys. 172. Typowy przekrój przewodu zamkniętego wodociągu kalifornijskiego.



Rys. 173. Typowy przekrój tunelowy wodociągu kalifornijskiego.



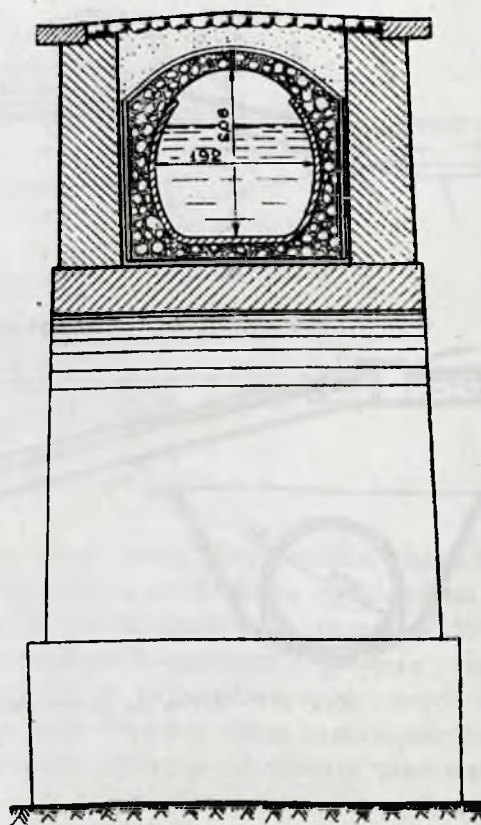
Rys. 174. Żelbetowa obudowa sztolni.

Przewody zamknięte, w wypadku większych przekrojów budowane są w całości na miejscu, przy czym stosownie do potrzeby wykonuje się je w wykopie, nasypie, sztolni lub jako akwedukty. Do budowy przewodów prowadzących wodę bez ciśnienia stosuje się beton; kształt przekroju podkowiasty (rys. 172), zadowalający ze względów hydraulicznych oraz korzystny ze względów statycznych. Odcinki pod ciśnieniem, zależnie od wielkości przekroju, buduje się z betonu zbrojonego lub żelbetu, przeważnie o przekroju kołowym, z kołowych rur żelaznych lub drewnianych. Sztelnie otrzymują obudowę betonową (rys. 173); na partiach słabszej skały lub luźnego materiału kołowa obudowa przekroju otrzymuje uzbrojenie (rys. 174).

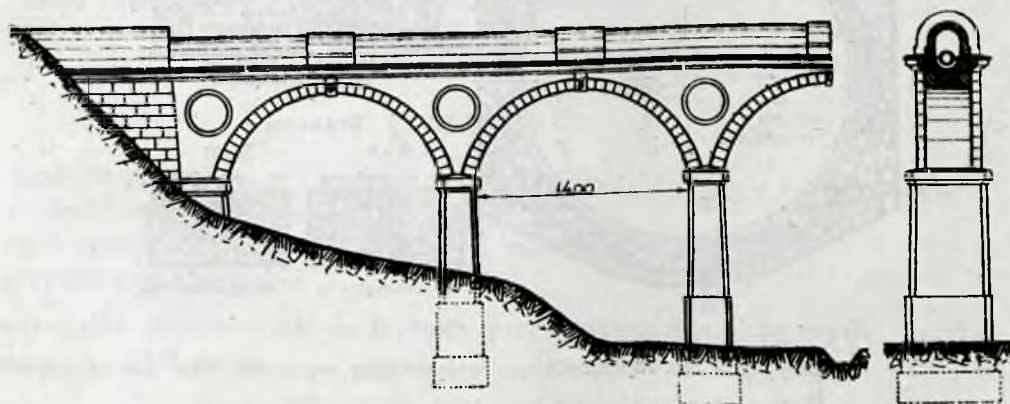
Akwedukty budowane są dla skrócenia trasy przewodów przy napotkaniu kotliny lub doliny potoku. Przewody prowadzące wodę bez ciśnienia umieszcza się na mostkach, którymi przekracza się depresje terenu (rys. 175, 176). Ten sam cel osiągnąć można przez wykonanie odcinka przewodu pod ciśnieniem w postaci odwróconego syfonu (rys. 177). Szczególnie są one odpowiednie przy przekraczaniu głęboko wciętych dolin. Koszty budowy syfonów są niższe niż akweduktów; syfony natomiast powodują większą stratę ciśnienia.

Trasowanie przewodów prowadzących wodę bez ciśnienia jest podobne do trasowania linii kolejowych. Spadek niwelety odpowiadać musi stratom jednostkowym przy przepływie wody. Stосуje się przy tym dość ostre łuki. Promienie krzywizny nawet dla dużych przewodów zmniejszane są do 30 — 60 m.

Przewody prowadzące wodę po terenie bez przykrycia dzieli się na odcinki szwami dylatacyjnymi, dla zabezpieczenia przed pęknięciami, powstającymi na skutek skurczów materiału, wywołanych zmianą temperatury. Szwy dylatacyjne zaopatrzone muszą być w specjalny rodzaj uszczelnienia (rys. 178, 179, 180).



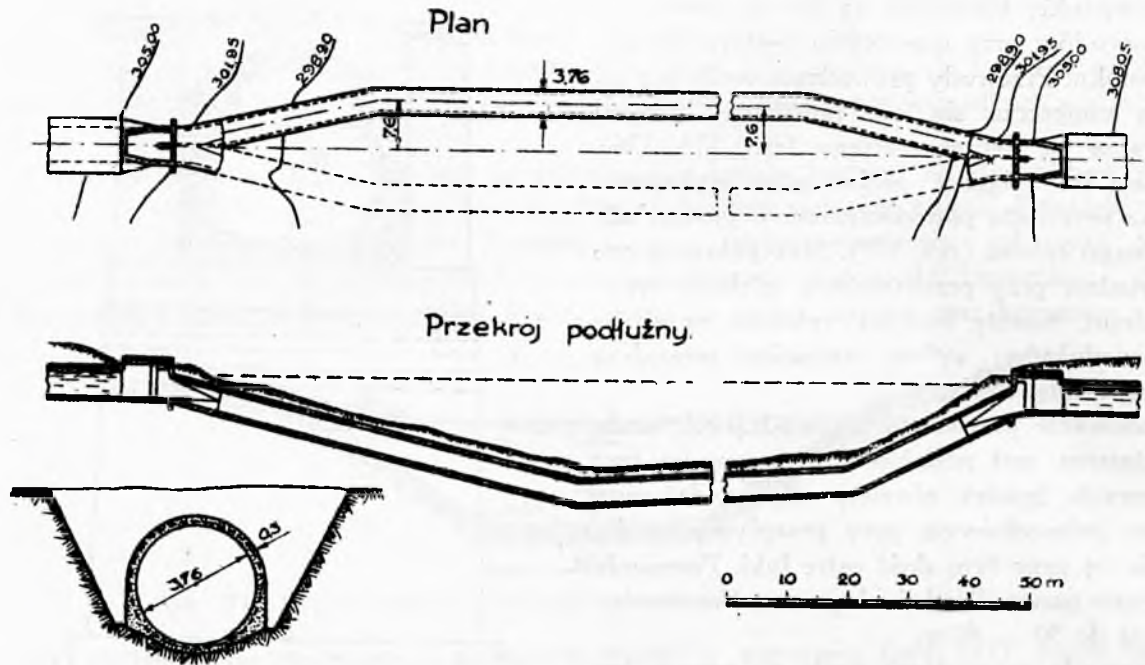
Rys. 175. Akwedukt wodociągu Wiedeńskiego.



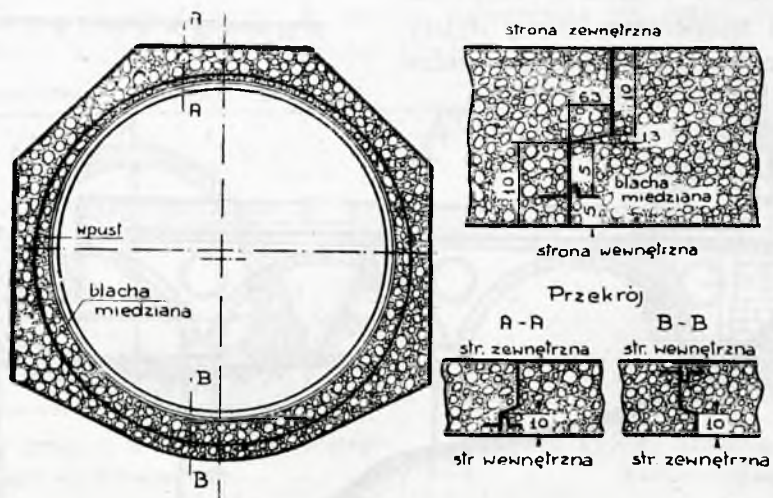
Rys. 176. Akwedukt wodociągu Monachijskiego.

Na odcinkach przewody zamknięte prowadzące wodę bez ciśnienia powinny być zabezpieczane przed przepełnieniem przez umieszczenie w odpowiednich miejscach przelewów odciążających. Zwykle lokuje się je na początku przewodu oraz przy skrzyżowaniu głęboko wciętych dolin. Należy też przewidzieć możliwość dostawania się do ich wnętrza. W celu dokonania przeglądu, oczyszczenia i wietrzenia przewodu w odległości 100 do 150 m umieszcza się szyby pionowe.

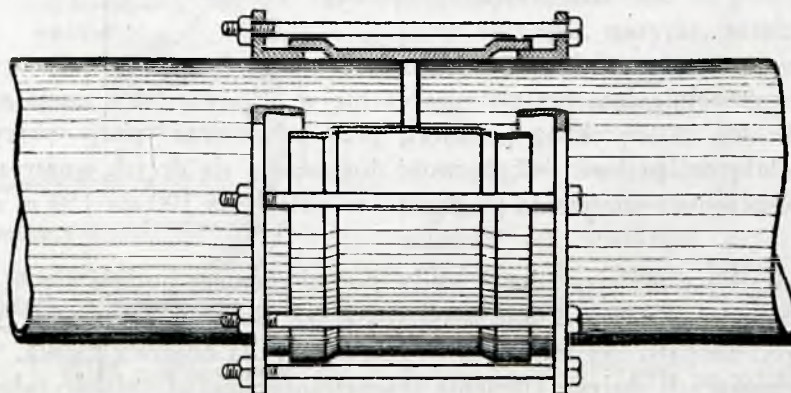
Przewody prowadzące mniejsze ilości wody pod ciśnieniem buduje się z rur żeliwnych lub stalowych. Wykonane są one w wykopie zasypanym po ułożeniu przewodu. W górnych punktach załomu przewód zaopatrzony musi być w urządzenia dla odpowietrzania. W wypadku przewodów nie wytrzymałych dużego ciśnienia zewnętrznego urządzenia do odpowietrzania służyć muszą jednocześnie do wprowadzenia do przewodu powietrza z zewnątrz, na wypadek gwałtownego opróżnienia się przewodu. To przeciwdziała zgnieceniu przewodu. Profil linii przewodu



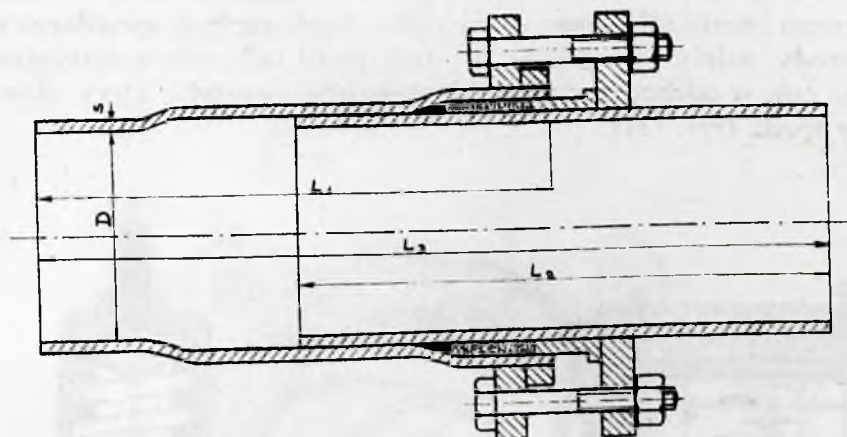
Rys. 177. Syfon na przewodzie dosyłowym wodociągu kalifornijskiego.



Rys. 178. Szew dylatacyjny z niewspółśrodkowo wykonanym wpustem oraz blachą miedzianą.



Rys. 179. Złącze dylatacyjne na rurociągu stalowym.



Rys. 180. Złącze dylatacyjne na rurach stalowych.

musi w ogólności odpowiadać układowi powierzchniowemu terenu. Zbyt wielkie ciśnienia mogą być zredukowane przez włączenie do przewodu zbiornika ze swobodnym zwierciadłem wody lub przy pomocy specjalnej konstrukcji wentyli. Przy obliczaniu grubości ścian przewodów pod ciśnieniem należy uwzględnić możliwość powstawania większych naprężeń z powodu zjawiska uderzenia wody, powstającego przy zamykaniu przewodu. W przewodach stosowanych dla celów wodociągowych można obliczać wzrost ciśnienia spowodowany przez zamknięcie przewodu w czasie krótszym niż czas przebiegnięcia fali wzrostu ciśnienia od miejsca zamknięcia do wlotu i z powrotem, z wzoru

$$h = \frac{v \cdot c}{g} m, \quad (81)$$

gdzie v jest redukcją prędkości w przewodzie w m/sek., zaś c prędkością przenoszenia się fali uderzenia, którą oblicza się na podstawie wzoru Alliekiego

$$c = \frac{9907}{\sqrt{48,3 + k \frac{D}{s}}} \text{ m/sek.} \quad (82)$$

D — średnica przewodu,
 s — grubość ścian przewodu,
 k — współczynnik elastyczności zależny od materiału,
 g — przyspieszenie ziemskie.

Dla materiałów stosowanych do budowy przewodów wodociągowych przyjąć można w przybliżeniu $c \cong 1000$ m/sek.

Przy powyższym uproszczeniu wzór (81) redukuje się do kształtu

$$h = 102 v m \quad (83)$$

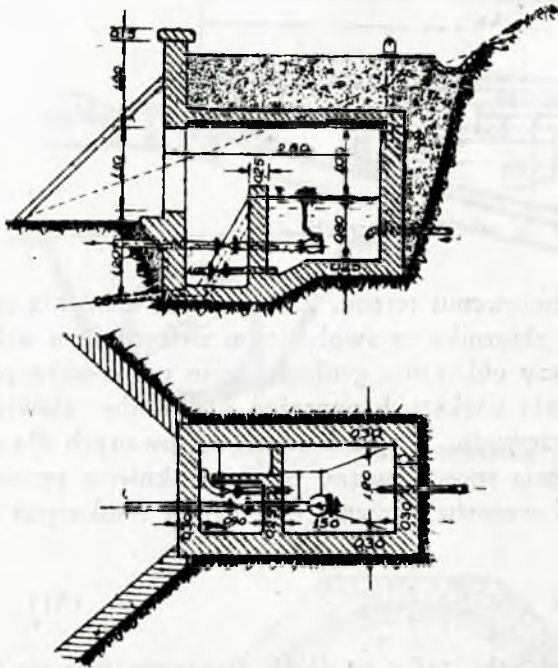
Dla uniknięcia zbyt dużych uderzeń ustawia się na przewodzie komory wyrównujące lub otwarte u góry stojące rury (kolumny wodne).

W długich przewodach prowadzących wodę bez ciśnienia wielkości przekrojów będą zmienne w związku ze zmianami spadku terenu, do których usiłujemy możliwie się dostosować.

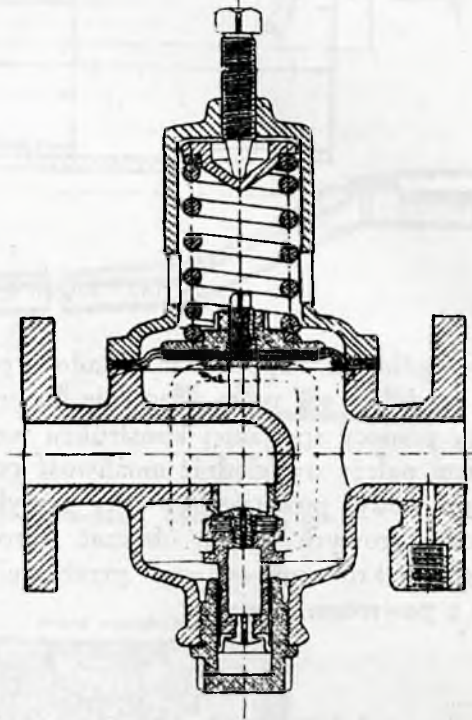
Przewód doprowadzający musi być dostosowany wymiarami do sposobu ujęcia wody. Jeżeli woda ujęta jest tak wysoko, że w nisko położonych partiach sieci rozbiorczej ciśnienie przekracza najwyższą dopuszczalną granicę (przeważnie 100 m), to konieczna jest redukcja ciśnienia przez wbudowane wentyle redukcyjne.

Komora redukcyjna wygląda podobnie jak obudowa źródła spływającego; woda dopływa do zbiornika, w którym zostaje zniszczona jej energia kinetyczna i z którego pobierana jest dalej, podobnie jak woda źródłana. Niezbędnym uzbrojeniem jest przelew i spust. Celem zabezpieczenia się przed wytwarzaniem się w przewodzie dopływowym swobodnego zwierciadła wody,

można na jego końcu wbudować wentyl regulujący. Linia ciśnienia dla przewodu poniżej rozpoczyna się od poziomu zwierciadła wody w zbiorniku. Jeżeli jest brak specjalnego urządzenia niszczącego energię wody, należy zabezpieczyć zbiornik przed całkowitym opróżnianiem się. Wbudowuje się w tym celu w odchodzący przewód pływający wentyl, który dławi odpływ, gdy zwierciadło wody spada (rys. 181).



Rys. 181. Komora dla obniżania ciśnienia.



Rys. 182. Wentyl regulujący ciśnienie w przewodzie.

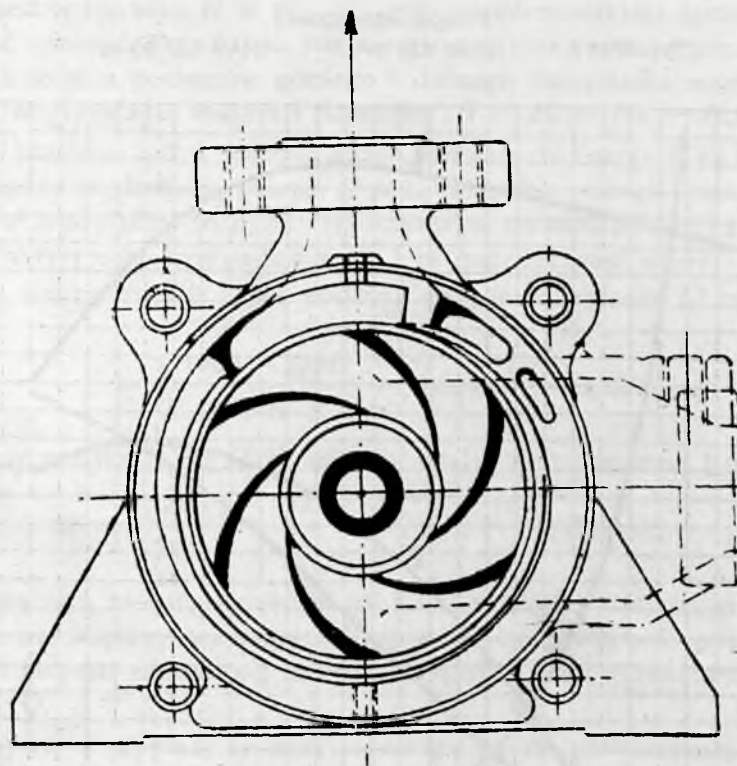
Wentyl redukcyjny pokazany jest na rysunku 182; składa się on z wentyla, który przy pomocy strzemięcia połączony jest z przeponą, znajdującą się pod działaniem ciśnienia wody po stronie niskiego ciśnienia, oraz sprężyny, której napięcie może być uregulowane. Jeżeli ciśnienie po stronie niższej spada poniżej przewidywanego, do którego doregulowana została sprężyna, zostaje ona zwolniona i wentyl otwiera się. Wentyl redukcyjny utrzymuje ciśnienie po stronie niskiego ciśnienia, zarówno w czasie spoczynku wody, jak również w wypadku zmiennego rozbioru wody i niezależnie od wysokości ciśnienia po stronie wysokiego ciśnienia tak długo, póki jest ono większe. Takie wentyle redukcyjne umieszcza się w obudowie zaopatrzonej we właz tak, aby mogły być zawsze dostępne. Po stronie wysokiego ciśnienia wbudowuje się zasuwę odcinającą, aby w razie potrzeby można było szybko usunąć uszkodzenia.

VIII. 3. SZTUCZNE PODNOSZENIE WODY.

Sztuczne podnoszenie wody będzie z reguły konieczne w razie ujęcia wody gruntowej, rzecznej i z nisko położonych źródeł. Wysokość tłoczenia zależy od wysokości terenu najniekorzystniej położonej dzielnicy obszaru rozbiorczego, od długości i średnicy przewodu, położenia i rodzaju zbiornika.

Podnoszenie wody wykonuje się, wyjąwszy całkiem podrzędne zaopatrywania poszczególnych domów, wyłącznie przy pomocy maszyn, które są umieszczane w tak zwanej stacji pomp.

Jako maszyny podnoszące wodę w zakładach wodociągowych mają zastosowanie różnego rodzaju pompy, które, zależnie od wielkości i ważności urządzenia, są uruchamiane ręcznie, silnikami elektrycznymi lub przy pomocy innego napędu mechanicznego. W szczególnych wypadkach tłoczenie odbywa się przy pomocy znajdującej się w nadmiarze wody, taranami wodnymi lub turbinami wodnymi.



Rys. 183. Pompa wirnikowa.

Pompy wirnikowe.

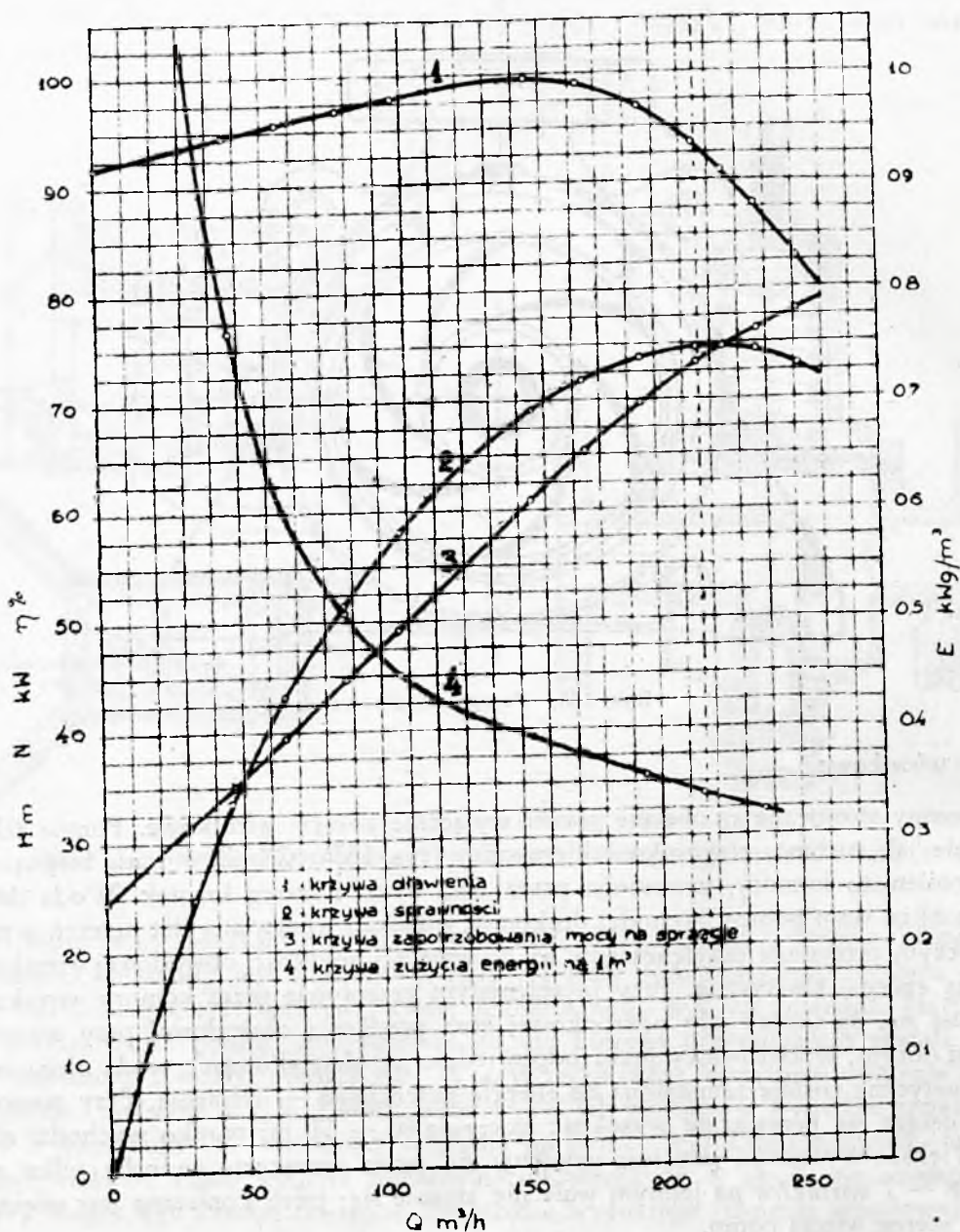
Jako pompy stosowane są obecnie prawie wyłącznie pompy wirnikowe. Pompa taka składa się, podobnie jak turbina, z wirnika i kierownicy (rys. 183). Wirnik posiada biegnące w przybliżeniu promienisto komory, utworzone przez dwa dyski i szereg łopatek. Woda dopływa do wirnika w pobliżu wału pompy, wchodzi do komór wirnika i wprawiana jest przezeń w ruch obrotowy, przy czym otrzymuje przyspieszenie aż do wartości prędkości obwodowej wirnika, powiększając swoją energię kinetyczną. Przy promienistym przepływie przez komory wirnika ciśnienie wody podnosi się, na skutek siły odśrodkowej oraz prędkości obwodowej przy wzroście odległości od osi obrotu; w kierownicy przez odpowiednie jej ukształtowanie woda ulega opóźnieniu i energia kinetyczna zostaje zamieniona na energię potencjalną — ciśnienia. Przy pomocy jednego wirnika osiąga się przeważnie wysokość tłoczenia 60 — 70 m; rzadko wychodzi się poza te wartości. Większe wysokości ciśnienia uzyskuje się przez sprzężenie ze sobą kilku wirników. Więcej niż 6 — 7 wirników na jednym wale nie stosuje się; jeżeli konieczna jest większa liczba, łączy się w szereg więcej pomp.

Ze względu na dużą ilość obrotów wirnika pompy napędzane są silnikami elektrycznymi lub turbinami parowymi. Przeniesienie siły przy pomocy pasa skórzanego stosuje się wówczas, gdy bezpośrednie sprzęgnięcie pompy z silnikiem jest niemożliwe i gdy napęd uzyskiwany jest przy pomocy maszyny wolnobieżnej.

O wyborze wielkości pompy decydują wysokość tłoczenia, maksymalny wydatek oraz ilość obrotów mechanizmu napędowego. W zakładach wodociągowych wysokość tłoczenia waha się w dość dużym stopniu; z tego względu konieczna jest znajomość zachowania się pomp wirnikowych przy zmiennej wysokości tłoczenia, lecz stałej liczbie obrotów.

Każda pompa wirnikowa posiada swój punkt optymalny pracy, tj. przy określonym obciążeniu najwyższy współczynnik sprawności. Tylko wówczas, gdy przy rozbiórce równającymi się wydatkowi pompy ciśnienie uzyskiwane na pompie odpowiada rzeczywiście wymaganemu w sieci rozdzielczej, pompa wirnikowa pracuje z niezbędnym minimalnym nakładem pracy. Zależności pomiędzy czynnikami charakteryzującymi pompę ujmowane wykresalnie noszą nazwę wykresów charakterystycznych i są podstawą przy wyborze pompy.

Pompa odśrodkowa.
 Typ W16T $Q = 216 \text{ m}^3/\text{h}$ $H = 90 \text{ m}$



Rys. 184 Krzywe charakterystyczne pompy wirnikowej wodociągów w Gdyni.

Cztery krzywe (rys. 184) charakteryzują pompę.

Krzywa dławienia daje zależność pomiędzy wydatkiem pompy Q l/min. oraz wysokością tłoczenia H m. Gdy rośnie wysokość tłoczenia przy niezmiennej ilości obrotów, spada wydatek pompy i jednocześnie obciążenie mechanizmu napędowego N — KM, podczas gdy w wypadku obniżenia wysokości tłoczenia rosną wydatek i obciążenie mechanizmu napędowego. Wspomnianą wyżej zależność między wydatkiem Q i mocą N przedstawia krzywa zapotrzebowania mocy na sprzęgle. Trzecią krzywą charakterystyczną jest krzywa obrazująca zależność pomiędzy wydatkiem Q oraz współczynnikiem sprawności pompy η . Pompy wirnikowe są bardzo czułe na zmianę wysokości tłoczenia. Z tego względu pompy te dobiera się do najwyższego ciśnienia. Wydatek oraz zapotrzebowanie mocy rosną, gdy wysokość tłoczenia się zmniejsza; przy wyborze więc mechanizmu napędowego bierze się pod uwagę ciśnienie najmniejsze.

Moc motoru oblicza się ze wzoru

$$N = \frac{Q H}{75 \eta} \text{ KM} \quad (84)$$

gdzie Q wyrażone jest w litr/sek., H w m, η_r jest współczynnikiem sprawności pompy i silnika. Jako wysokość ciśnienia decydująca jest nie geometryczna różnica poziomów, lecz tzw. manometryczna, a więc różnica poziomów górnego i dolnego zwierciadła wody plus strata ciśnienia na opory ruchu w przewodzie ssącym i tłocznym ($H = H_s + H_T + H_o$).

Dla określenia kosztów ruchu pompy ważne jest zużycie energii E na m^3 przetłoczonej wody. Zależność pomiędzy wydatkiem pompy Q oraz zużyciem energii przez silnik elektryczny na przetłoczenie $1 m^3$ wody przy znanym współczynniku sprawności silnika oraz cenie za kWh pozwala obliczyć koszty prądu, przypadające na $1 m^3$ przetłoczonej wody.

Zużycie energii elektrycznej w ciągu godziny przy przedłaczaniu $Q m^3/sek$ na wysokość H m wynosi

$$E = \frac{1000 \times QH}{75 \times 1,36 \times \eta_r} = 9,804 \frac{QH}{\eta_r} \text{ kWh} \quad (85)$$

W ciągu godziny przetłoczy się $Q \times 3600 m^3$ wody, wobec tego na $1 m^3$ zużywa się energii

$$E = \frac{9,804}{3600} \cdot \frac{H}{\eta_r} = 0,00272 \frac{H}{\eta_r} \text{ kWh}/m^3. \quad (86)$$

Z wzoru (86) wynika, że zużycie energii na $1 m^3$ jest tym mniejsze, im mniejsze jest uzyskane ciśnienie oraz im większy współczynnik sprawności. Zależność powyższa ujęta krzywą 4 obrazuje, w jakim stopniu zmienia się zużycie energii na $1 m^3$ przetłaczanej wody przy zmianie wydatku pompy Q .

Z kształtu krzywej 4 wynika, że zużycie energii na m^3 przetłaczanej wody jest wówczas najmniejsze, gdy przy pomocy pompy wirnikowej uzyskane będzie ciśnienie najmniejsze, jakie jest niezbędne dla pracy wodociągu.

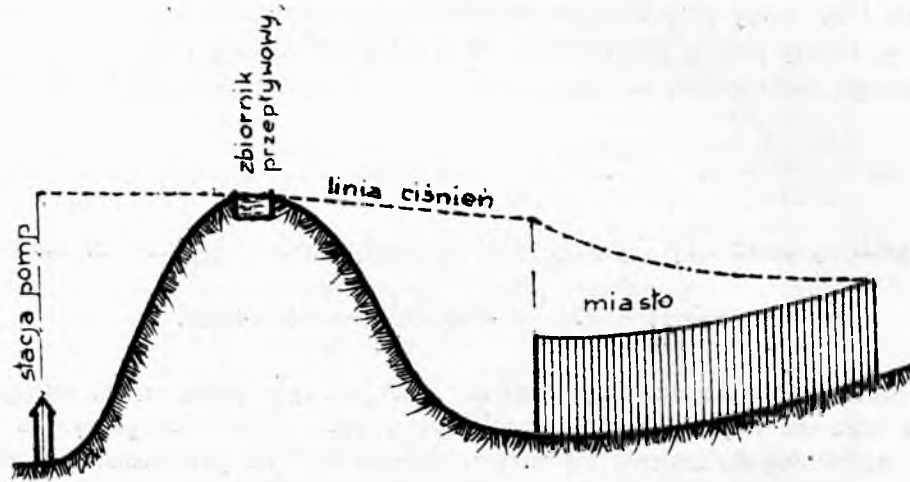
Wobec zmiennych ilości rozbioru wody w sieci rozdzielczej w wypadku układu bezpośredniego połączenia z nią pomp, wydatek ich powinien być zmienny. Straty w przewodzie prowadzącym wodę z pomp do sieci rosną proporcjonalnie do kwadratu przepływu. Zależność pomiędzy przepływem wody (wydatkiem pomp) i wysokością strat H_o w przewodzie, przedstawiona wykreślić, nosi nazwę charakterystyki przewodu i jest ona, podobnie jak krzywe opisane powyżej, niezbędna i decydująca przy wyborze pomp, zgodnie z układem całości urządzenia wodociągowego. Odczytać z niej można, jakie ciśnienie musi być uzyskane na pompie H_m , przy zadanej wysokości geometrycznego podnoszenia (ciśnienia statycznego, tj. wysokości ssania H_s plus tłoczenia H_T i ciśnienia wypływowego H_w) w punkcie rozbioru dla przetłoczenia zmiennych przepływów Q . Przy założeniu, że ciśnienie na wypływie pozostaje niezmiennie, niezbędne jest wytwarzanie na pompie ciśnienia, odpowiadającego największemu rozbiorowi. Ciśnienie na pompie podczas mniejszego rozbioru powinno być o tyle mniejsze, o ile mniejsze są straty w przewodzie. Krzywa najmniejszego wymaganego ciśnienia H_m , otrzymana z sumowania wartości $H_m = H_s + H_T + H_w + H_o$ wskazuje, jakie ciśnienie wytworzone być musi na pompie przy zmiennym rozbiorze celem utrzymania stałego ciśnienia na wypływie. Ciśnienie na pompie nie może spaść poniżej wartości krzywej, gdyż powstałoby zbyt niskie ciśnienie na wypływie. Natomiast ciśnienie wytwarzane na pompie powyżej krzywej, ze względu na bezużyteczne powiększenie kosztów ruchu, jest niepożądane.

W nowoczesnym zakładzie pompowym pompy wirnikowe powinny pracować również przy najczęściej trafiających się mniejszych rozbiorach z najlepszą sprawnością oraz powinny przy tym wytwarzać najmniejsze ciśnienie, odpowiadające krzywej H_m najmniejszego wymaganego ciśnienia. W wypadku rozbioru szczytowego mogą być dopuszczone większe straty przy przepływie, tj. obrane mniejsze i tańsze przekroje przewodów. Przeciętne koszty energii będą wówczas najmniejsze, układ zaś będzie pracował najbardziej ekonomicznie.

Przy doborze pompy zwrócić należy uwagę, by linia najmniejszego wymaganego ciśnienia nie leżała zbyt wysoko w stosunku do krzywej dławienia. W przeciwnym wypadku otrzymuje się punkt przecięcia obu charakterystycznych krzywych, zbliżony bardzo do osi rzędnych, co oznacza, że praca pompy może odbywać się w bardzo wąskich granicach.

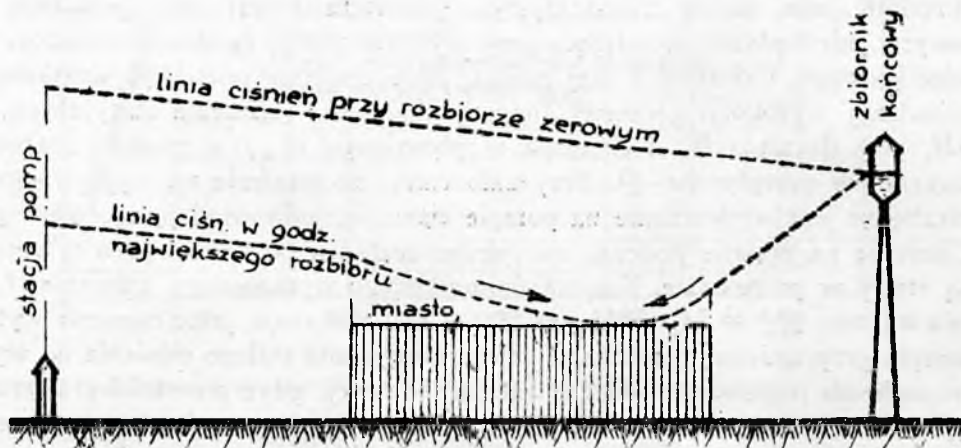
Pompy mogą być włączone w układ ze zbiornikiem wodociągowym lub też bez zbiornika, przy czym w ostatnim wypadku włączone zostaje urządzenie hydroforowe, mające na celu auto-

matyzację pracy pomp. Zadanie zbiornika wodociągowego omówione wyżej w rozdziale II. Pompy w czasie swej pracy dostarczają stałej ilości wody. Zależnie od położenia zbiornika w stosunku do stacji pomp oraz sieci rozdzielczej cała woda przepływa przez zbiornik lub też tylko część. W układzie pierwszym rys. 185 pompy tłoczą stałą ilość wody przy stałym ciśnieniu. Niewielkie wahania ciśnienia, zwykle nie większe niż 5,0 m, spowodowane są stanem wody



Rys. 185. Układ linii ciśnień w godzinie największego rozbioru w sieci ze zbiornikiem przepływającym.

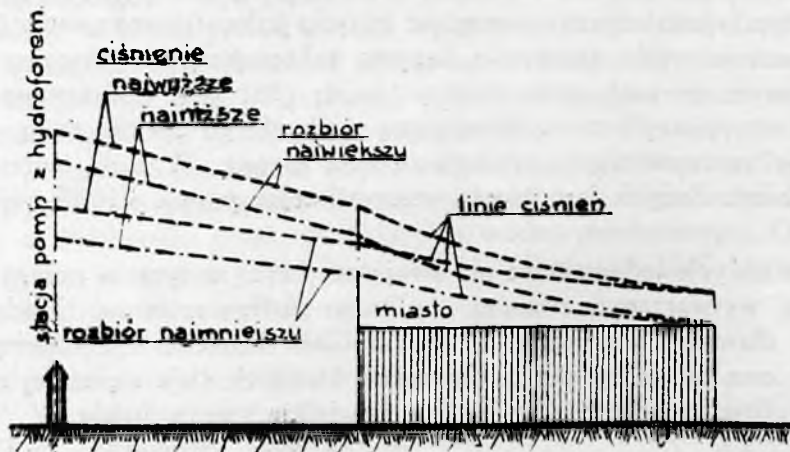
w zbiorniku i mogą być pominięte. W wypadku układu drugiego (rys. 186) pompy tłoczą zmienną w pewnych wąskich granicach ilość wody przy zmiennym ciśnieniu. Najniższe ciśnienie wytwarzane na pompach odpowiada szczytowemu rozbirowi w sieci, najwyższe — rozbirowi najmniejszemu (zerowemu), gdy prawie cała ilość wody tłoczona jest do zbiornika. W jednym i drugim wypadku pompy pracują bez przerwy przez pewien okres doby.



Rys. 186. Układ linii ciśnień w sieci ze zbiornikiem końcowym.

Przy układzie trzecim (rys. 187) zmiennie są zasadniczo ciśnienia oraz okresy pracy pomp. Praca pomp jest przerywana i normowana wielkością rozbioru wody względnie pozostającą z nią w związku zmianą ciśnienia. Podobnie jak w układzie drugim wydatek pomp zmienia się w pewnych wąskich granicach stosownie do zmian ciśnienia. Pompy uruchamiane są samoczynnie, gdy z powodu rozbioru wody ciśnienie spadnie do najniższej dopuszczalnej wartości przy zamknięciu przez wyłączniki ciśnienia obwodu elektrycznego, w który włączone jest źródło prądu oraz silniki sprzęgnięte z pompami. Woda tłoczona pompami płynie do sieci rozdzielczej, nadmiar wydatku nad rozbiorem gromadzi się w niewielkim zbiorniku wodno-powietrznym, w którym przez dopływ wody powietrze ulega sprężeniu, powodując podniesienie się ciśnienia. Gdy osiągnie ono przyjętą graniczną najwyższą wartość, wyłącznik przerywa dopływ prądu do sil-

ników i pompy stają. Praca pomp odbywa się skokami, przy czym poszczególne okresy pracy zależą, dla obranej pojemności zbiornika wodno-powietrznego, od chwilowej wartości rozbioru.

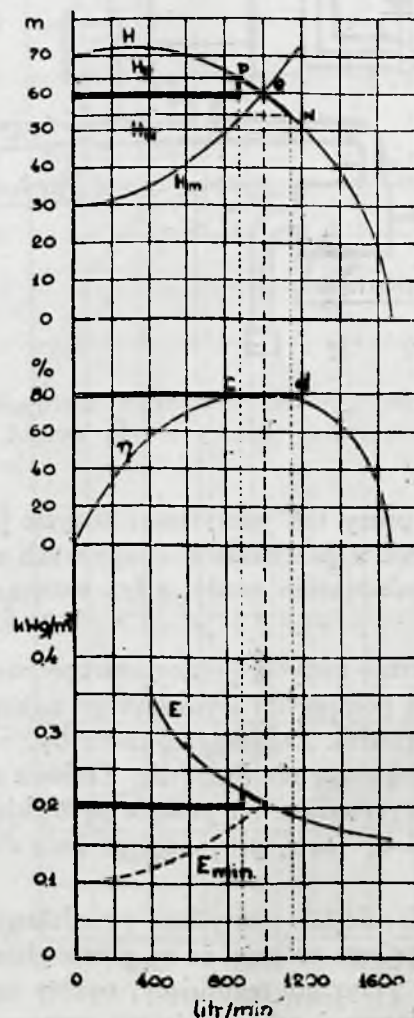


Rys. 187. Układ linii ciśnień w sieci bez zbiornika wyrównawczego.

W wypadku układu pierwszego i drugiego wydatek pomp odpowiadać musi średniemu rozbiorowi wody z uwzględnieniem ilości godzin ich pracy. W wypadku trzecim pompy muszą pokrywać rozbiór szczytowy. Przy układzie pierwszym i drugim instalacje mechaniczne są mniejsze i tańsze. Koszt całości urządzenia jest jednak znacznie większy niż przy układzie trzecim, gdyż koszty budowy zbiornika wodociągowego wielokrotnie przewyższają powiększenie wydatków na zwiększoną instalację mechaniczną układu trzeciego.

Wobec opisanej wyżej możliwości dostosowania pracy pomp do zmiennego rozbioru wody głównym zadaniem zbiornika wodociągowego staje się zapewnienie pewnej rezerwy na wypadek przerwy w dostawie wody na skutek uszkodzenia przewodu dosyłowego. Przerwy w dostawie prądu elektrycznego zdarzają się przy rozbudowie sieci przesyłowych na ogół rzadko i trwają bardzo krótko, tak że obecnie ten czynnik coraz mniej brany jest pod uwagę. Podkreślić należy, że zbiornik powoduje stałsze i bardziej równomiernie rozłożone ciśnienie w sieci rozdzielczej. Natomiast układy bez zbiornika posiadają tę wielką zaletę, że uzyskiwane na pompach ciśnienia mogą być ściśle dopasowane do zadanych warunków, a w związku z tym uzyskiwane są najmniejsze koszty energii. Urządzenie regulujące pracę pomp musi być jednak odpowiedniej konstrukcji.

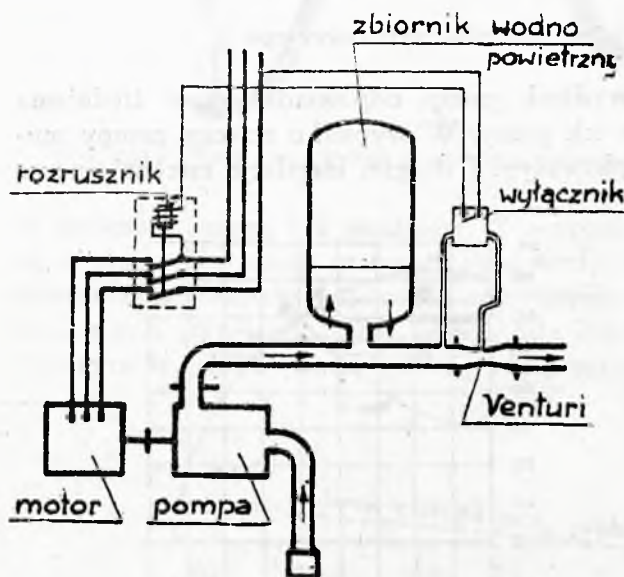
Wyobraźmy sobie układ drugi dla pracy pomp ze współpracą zbiornika (układ pierwszy jest uproszczonym układem drugim). Pompa musi być tak dobrana, by przy maksymalnym ciśnieniu, jak również przy szczytowym rozbiorze pracować mogła z dobrym współczynnikiem sprawności (rys. 188). Miarodajny jest punkt w przecięciu krzywej dławienia H z krzywą naj-



Rys. 188. Zużycie energii na m^3 przetłaczanej wody przy zwykłym urządzeniu sterującym silnikiem.

mniejszego wymaganego ciśnienia na pompie H_m (szczytowy rozbiór) oraz punkt p (najwyższe ciśnienie przy rozbiórze zerowym). Zmienne w niewielkich granicach zużycie energii na m^3 przetłoczonej wody przedstawia odcinek $a b$ na krzywej energii E . Średnio zużycie energii wynosi $0,205 \text{ kWh/m}^3$. Jeśli obliczymy wartość zużycia jednostkowego energii elektrycznej, niezbędnej do przetłoczenia wody zgodnie z krzywą najmniejszego wymaganego ciśnienia H_m w związku ze zmiennym jej rozbiorem, stosując wzór (86) oraz podstawiając zamiast wartości H wartości H_m , otrzymamy krzywą teoretyczną minimalnego zużycia energii E_{min} . Leży ona poniżej obliczonego rzeczywistego średniego zużycia energii. Wartość teoretyczna średnia odpowiada $0,11 \text{ kWh/m}^3$. Zużycie jest więc w rzeczywistości prawie o 100% większe niż teoretycznie niezbędne.

To nadmierne zużycie jednostkowe ma swoją przyczynę w tym, że pompa pracuje przy zbyt wysokim ciśnieniu, wytwarzanym również i w czasie małego rozbioru. Uwidaczniają to różnice rzędnych krzywej ciśnienia oraz krzywej H_m . Zmiana ciśnienia roboczego nie jest możliwa, gdyż odpowiadać ono musi wysokości zbiornika. Stosunek staje się mniej niekorzystny, jeżeli opory w przewodzie szczytowym są bardzo niewielkie.



Rys. 189. Schemat urządzenia sterującego silnikiem przy pomocy zwężki Venturi.

Przy pracy tak pomyślanej zużycie jednostkowe energii jest tylko wówczas niewielkie, gdy opory ruchu w przewodach dosyłowych nie są wiele większe niż około 5% geometrycznej wysokości podnoszenia wody, gdyż wówczas wytwarza się tylko w niewielkim stopniu nadmiar ciśnienia.

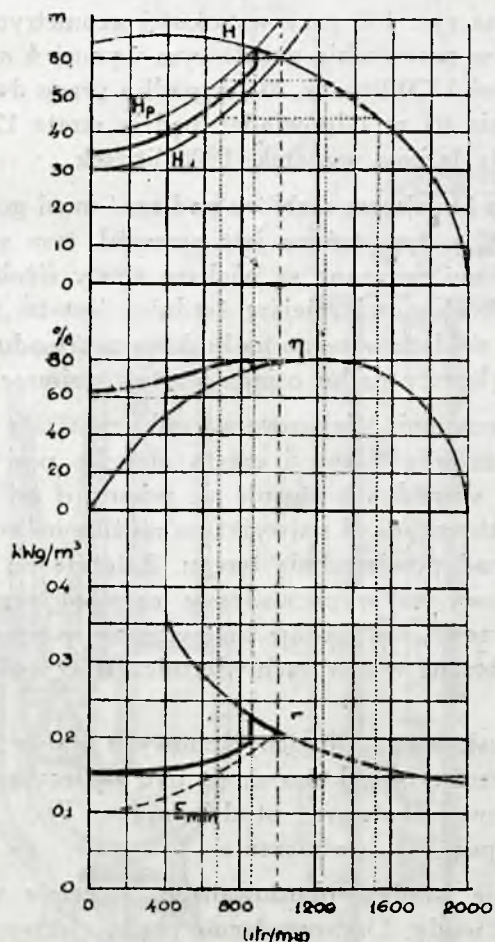
Obniżenie zużycia jednostkowego energii jest możliwe przy dostosowaniu ciśnienia wytwarzanego na pompie do wymaganego najmniejszego ciśnienia, co osiągnąć się daje jedynie w układzie trzecim. Zagadnienie może być rozwiązane wówczas, gdy ciśnienie uruchamiające i zatrzymujące pompę nie jest stałe. Zmienia się zaś w ten sposób, że przy niewielkim rozbiórze ciśnienia wytwarzane na pompie są niskie, przy dużym rozbiórze — wysokie. Idealnym rozwiązaniem byłoby takie, przy którym linia ciśnień uruchamiających byłaby w pełni zgodna z linią H_m .

Urządzenie tak pomyślane przedstawione jest na schemacie rys. 189. Różnica z układem poprzednim polega na tym, że na przewodzie dosyłowym za zbiornikiem wodno-powietrznym włączony jest przyrząd regulujący, oparty na zasadzie zwężki Venturiego, sterujący przyrządem uruchamiającym i zatrzymującym pompy. W zwężce Venturiego powstają różnice ciśnień, które w takim samym stopniu są zależne od wielkości rozbioru, jak opory ruchu w przewodach dosyłowych. Pracę tego układu wyjaśnia rysunek 190. Ciśnienie uruchamiające odpowiada linii

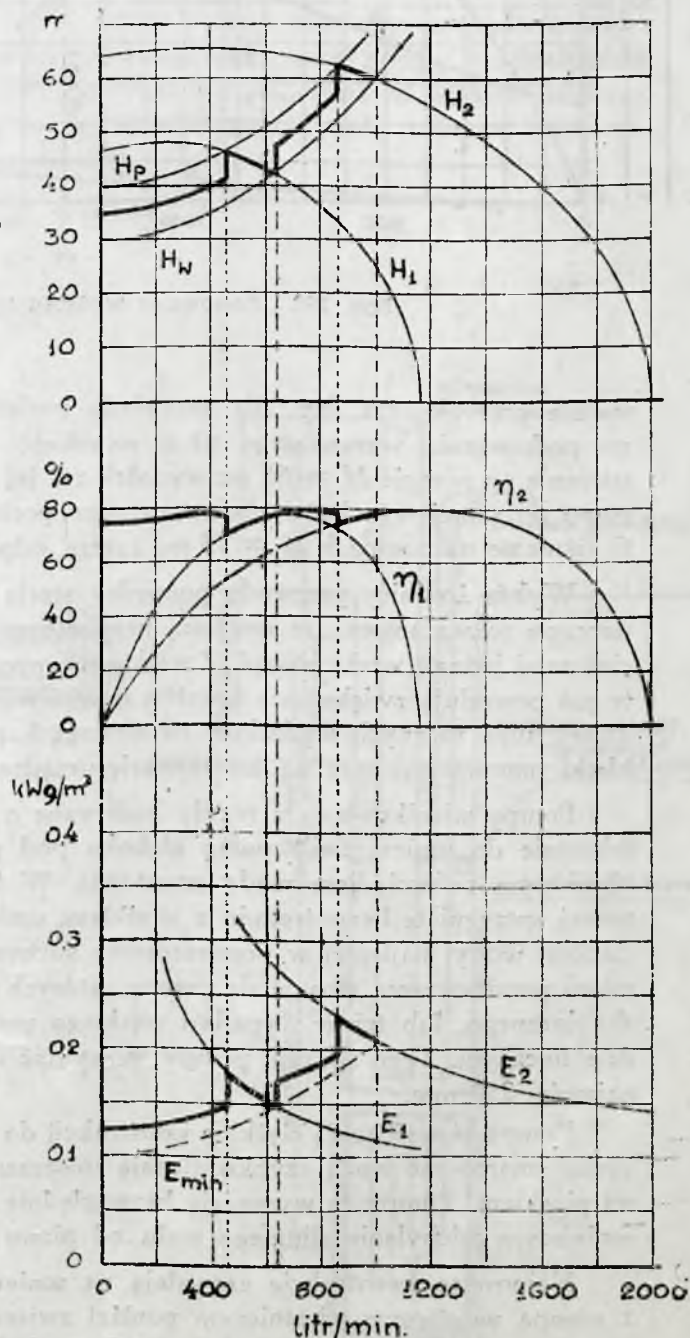
Podobnie układa się stosunek zużycia jednostkowego energii w wypadku układu trzeciego przy zwykłym urządzeniu samoczynnego uruchamiania i wyłączania pompy. Różnica w pracy pomp tego układu polega na tym, że ich praca rozbita jest na krótkie okresy ruchu i postoju. Przy rozbiórze maksymalnym, odpowiadającym punktowi w na krzywej ciśnienia, cały wydatek pomp płynie do sieci rozdzielczej. W punkcie w następuje uruchomienie pompy. Z chwilą, gdy wydatek pompy przewyższa rozbiór, część wody wpływa do zbiornika wodno-powietrznego, przy czym wzrasta ciśnienie aż do wartości odpowiadającej punktowi p na krzywej ciśnienia. W tym punkcie następuje zatrzymanie pompy. Pompa pracuje pod zmiennym ciśnieniem. Waha się ono wokół pewnego średniego, leżącego na wysokości punktu e , od maksimum p do minimum w . Różnica w pracy z układem poprzednim jest ta, że granice mogą być obrane szerszej i można je zmieniać.

H_m , ciśnienie zatrzymujące linii H_p i jest zawsze wyższe o stałą wartość np. 10 m. Dla przykładu przytoczonego, podczas rozbioru większego niż 860 litr/min, nie może być osiągnięta wartość ciśnienia wyłączającego; pompa pracuje bez przerwy. Gdy rozbiór spadnie, ciśnienie się podnosi aż do chwili, w której pompa zostaje wyłączona. Przy dalszym spadku rozbioru, pokrywany jest on początkowo ze zbiornika wodno-powietrznego aż do chwili, gdy ciśnienie zmniejszy się do wartości ciśnienia włączającego odpowiadającego najmniejszemu wymaganemu ciśnieniu. Przyrządy regulujące są tak zbudowane, że ciśnienie włączające jest dokładnie zgodne z najmniejszym wymaganym ciśnieniem, odpowiadającym chwilowemu rozbiorowi, ciśnienie zaś wyłączające pompę zawsze jest większe o stałą różnicę. Pompa włączona dostarcza 1520 litr/min przy ciśnieniu 44 m. Nadwyżka płynie do zbiornika wodno-powietrznego. Gdy ciśnienie wzrośnie do wartości 54 m, pompa staje. W granicach 1520 litr/min i 1240 litr/min średnia wartość współczynnika sprawności wynosi 78%, przy czym zużycie energii wynosi 0,172 kWh/m³. Przy rozbiorze 300 litr/min zużycie energii wynosi 0,155 kWh/m³. W układzie poprzednim wynosiło 0,205 kWh/m³. Osiągnięty zysk wynosi 24,5%. Dalsze dostosowanie linii zużycia rzeczywistego energii do linii teoretycznej minimalnego zużycia energii osiągnąć można przez odpowiedni dobór większej ilości pomp o równej lub zmiennej wielkości.

W celu określenia wydatku kilku pomp przy ich równoległej pracy do jednego przewodu

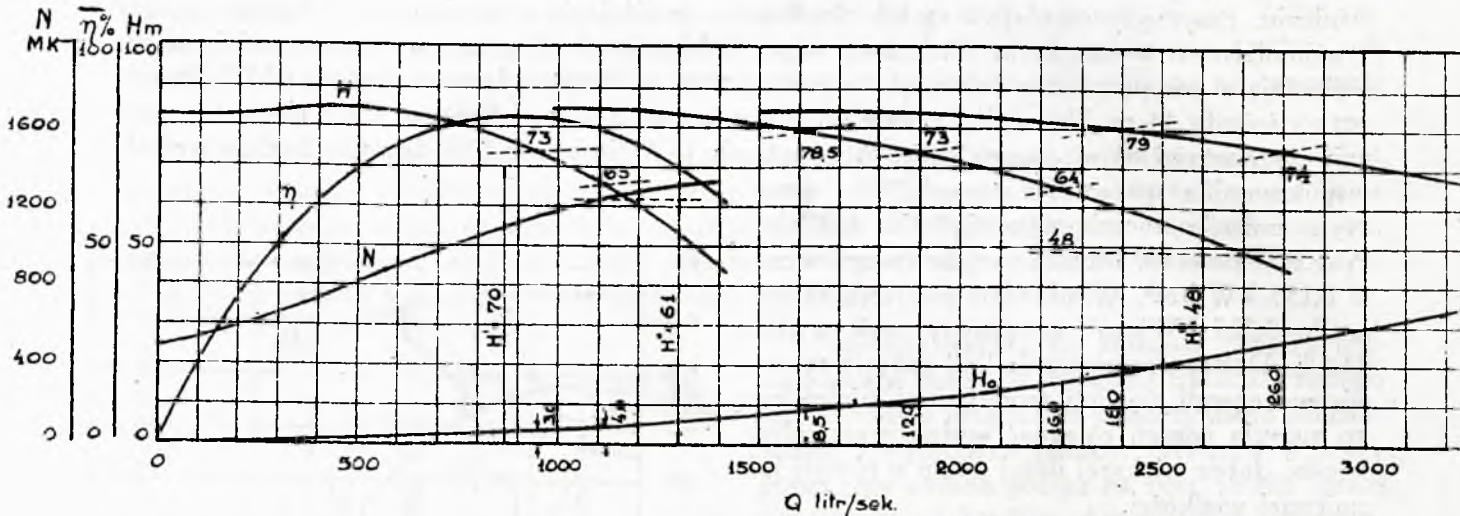


Rys. 190. Schemat objaśniający pracę pomp z regulacją ciśnień przy pomocy zwężki Venturi.



Rys. 191. Schemat pracy dwóch pomp z regulacją ciśnień przy pomocy zwężki Venturi.

tlócznego, należy wykresić sumaryczną krzywą dławienia przez zsumowanie wydatków odpowiadających tym samym wysokościm tłóczenia i w sposób podobny krzywe inne (rys. 191, 192). Pracować mogą równolegle również pompy o różnych charakterystykach. Zwrócić należy uwagę, że przy pracy równoległej wydatek pomp spada tak, że ich łączny wydatek jest nieco mniejszy niż zsumowany wydatek pojedynczych pomp, a to z powodu wzrostu oporów w prze-



Rys. 192. Sumowanie wydatku trzech pomp pracujących równolegle.

wodzie przesyłowym. Np. dla przykładu podanego na rys. 192 przy wysokości geometrycznego podnoszenia wynoszącego 61 m wysokość strat w przewodzie dosyłowym wynosi 4 m, tj. ciśnienie na pompie $H = 65$ m; wydatek zaś jej wynosi 1120 liter/sek. W wypadku pracy dwóch pomp tej samej wysokości geometrycznego podnoszenia 61 m odpowiadać będzie strata 12 m, tj. ciśnienie na pompach $H = 73$ m, czemu odpowiada łączny wydatek 1900 liter/sek.

Wybór średnicy przewodu pomiędzy stacją pomp i miejscem rozbioru podlegać musi gospodarczym rozważaniom. Im mniejszą przyjmie średnicę, tym tańszy jest przewód, tym szybciej musi jednak woda płynąć. Z większymi prędkościami związane są większe straty ciśnienia, te zaś powodują zwiększenie kosztów pompowania. Najekonomiczniejszą średnicą jest ta, przy której suma rocznych wydatków na obsługę kapitału wydatkowanego na budowę przewodu, zakładu pompowego oraz na konserwację urządzenia i koszty ruchu osiąga wartość najmniejszą.

Pompy wirnikowe są z reguły budowane o osi poziomej. Miejscowe warunki zmuszają wielokrotnie do umieszczania pomp głęboko pod powierzchnią terenu i często głęboko pod nieobniżonym zwierciadłem wody gruntowej. W takich wypadkach stosuje się pompy o osi pionowej sprzęgnięte bezpośrednio z silnikiem, umieszczanym ponad najwyższym możliwym zwierciadłem wody, najlepiej w pomieszczeniu suchym ponad powierzchnią terenu. Zależnie od rozmiaru pomieszczenia stosuje się pompy, których pionowy wał wyprowadzony jest obok przewodu tłócznego, lub też w wypadku wąskiego pomieszczenia wał zostaje umieszczony w przewodzie tłócznym. Tego rodzaju pompy mogą być umieszczane w otworach wiertniczych o średnicy najmniej 250 mm.

Pompy te wymagają ciężkich konstrukcji do ułożyskowania długich pionowych wałów. Łożyska smarowane wodą szybko ulegają zniszczeniu przez wodę, która może być zanieczyszczona piaskiem. Pompy te wymagają bezwzględnie pionowego otworu studziennego. Przy najmniejszym odchyleniu długiego wału od pionu następuje jego wyboczenie.

Najnowsze konstrukcje zezwalają na umieszczenie silnika obudowanego szczelnie wraz z pompą w otworze wiertniczym poniżej zwierciadła wody. Doprowadzenie prądu elektrycznego odbywa się przy pomocy wodoszczelnego kabla. Konstrukcja ta wyłącza długi wał wraz z kosztownym łożyskiem i oporami tarcia, które on powoduje. Zaletami są prostota układu oraz niskie koszty instalacji i ruchu.

Pompy wirnikowe nadają się do pracy automatycznej kierowanej z daleka, dając ekonomię przy eksploatacji.

Pompy wirnikowe nie mogą wody zassać z pustego przewodu ssącego, muszą więc być albo tak umieszczone, by woda do nich dopływała, lub musi być rura ssąca przed rozpoczęciem pracy napelniana przez lej wodą. Zalanie pompy i przewodu ssącego może być wykonane przez wysysanie powietrza przy pomocy pompki powietrznej. Bez szczególnie ważnych powodów wysokość ssania (licząc manometrycznie) nie powinna przekraczać 6 m.

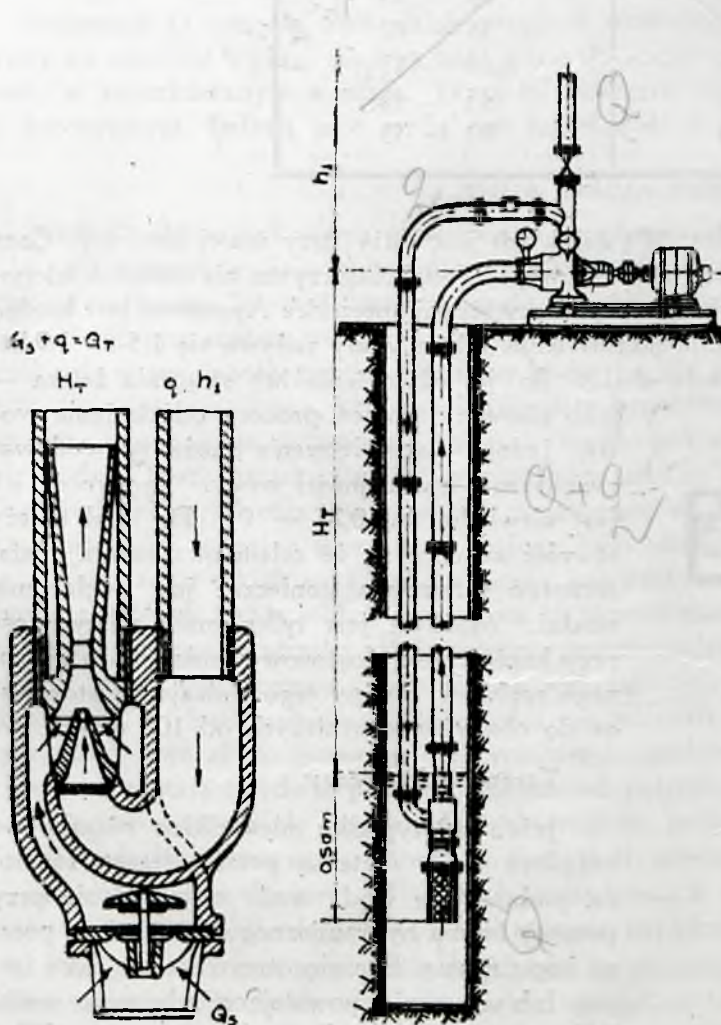
Z reguły pompy są tak ustawiane, że oś pompy leży co najmniej 0,5 m ponad najwyższym zwierciadłem wody gruntowej. Jeżeli wahania poziomów wody gruntowej są duże, to gdy nie przekraczają one zbyt 7 m, posadzkę dla pomp można obniżyć, zabezpieczając zagłębienie ścianami. Jeżeli to nie wystarcza, stawia się pompę wyżej ponad najniższym zwierciadłem wody gruntowej i włącza do przewodu ssącego tzw. urządzenie do głębokiego ssania.

Urządzenie to składa się z eżektora (rys. 193), który zostaje włączony u spodu przewodu ssącego zanurzonego w wodzie. Wodę roboczą otrzymuje on z samej pompy z odgałęzienia przewodu tłocznego wchodzącego do eżektora. Pompa musi być obliczona na wydatek większy w ten sposób, aby czerpała ilość wody równą sumie rozbioru oraz wody roboczej eżektora. Stosownie do oznaczenia na szkicu zachodzi zależność

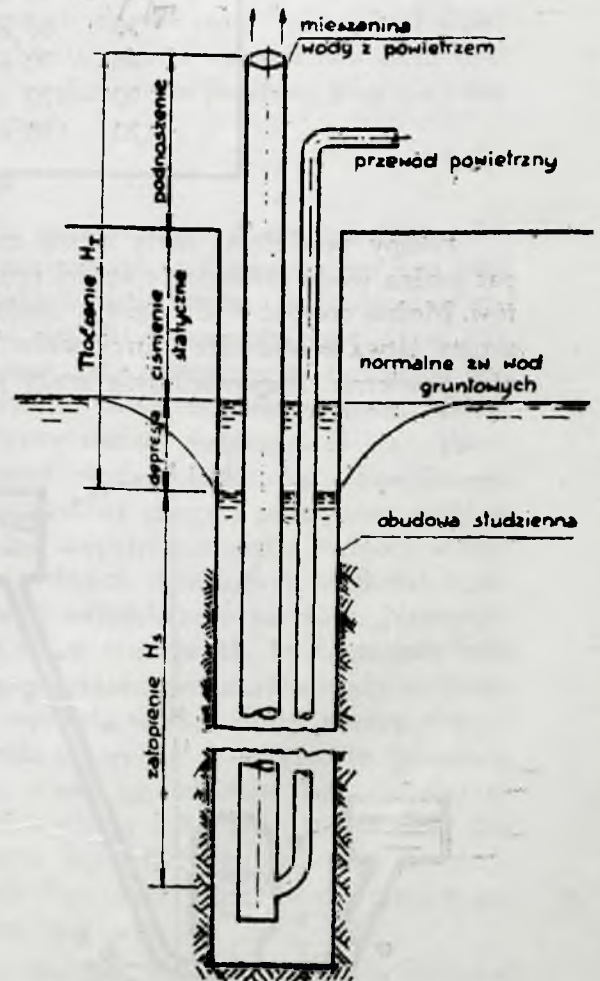
$$\eta_1 \cdot q \cdot h_1 = (Q_s + q) H_T \quad (87)$$

względnie

$$q = \frac{Q_s \cdot H_T}{\eta_1 h_1 - H_T} \quad (88)$$



Rys. 193. Urządzenie do głębokiego ssania.



Rys. 194. Pompa powietrzna.

gdzie η współczynnik doświadczalny, określony przez Ibena na 0,08 — 0,23. Pompa musi być obliczona na wydatek $Q_s + q$. Urządzenie takie jest do polecenia, gdy niski współczynnik sprawności eżektora (0,15 — 0,30) nie stanowi przeszkody.

Pompy powietrzne.

Sprężone powietrze jest w niektórych wypadkach stosowane do podnoszenia wody ze studzien wierconych. Pompa taka nie posiada żadnych ruchomych części. Powietrze idące od sprężarki jest wdmuchiwane u spodu rury, ciągnącej wodę przez odcinek stopowy do przewodu tłoczącego, przewodem o małej średnicy przekroju. Mieszanka powietrza i wody jest lżejsza niż kolumna wody na zewnątrz, co powoduje jej podnoszenie się w rurze. Pionową odległość od obniżonego zwierciadła w studni (rys. 194) do poziomu tłoczenia nazywamy wysokością tłoczenia H_T , odległość zaś punktu wejścia przewodu powietrznego do poziomu obniżonego zwierciadła wody zatopieniem H_s . Stosunek $H_T : (H_s + H_T)$ obliczony w procentach nazwany jest procentem zanurzenia. Gdy znane są wysokość tłoczenia oraz procent zanurzenia, można wyliczyć konieczną głębokość zanurzenia. Zgodnie z praktyką procent zatopienia powinien się zmieniać wraz z wysokością podnoszenia. Mniejsze wysokości wymagają większego procentu. Zostały ustalone następujące wartości:

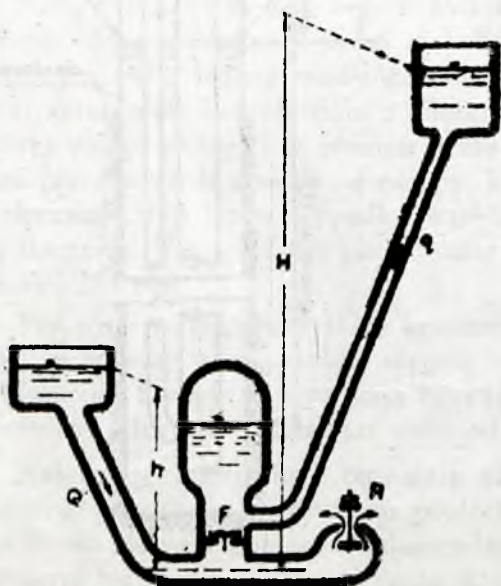
| Podnoszenie H_T | Procent zanurzenia |
|-------------------|--------------------|
| do 15 m | 70 — 66 |
| 15 — 30 m | 66 — 55 |
| 30 — 60 m | 55 — 50 |
| 60 — 90 m | 50 — 43 |
| 90 — 120 m | 43 — 40 |
| 120 — 150 m | 40 — 33 |

Pompy powietrzne mają szereg zalet. Wydatek ich jest duży przy małej średnicy. Czerpać można wodę zarówno ze studni prostej czy krzywej. Woda piaszczysta nie sprawia kłopotów. Można czerpać wodę z grupy studzien przy pomocy jednej sprężarki. Aparatura jest bardzo prosta, łatwa w obsłudze i utrzymaniu. Dla podniesienia 1 litra wody zużywa się 1,5 — 1,9 litrów powietrza. Napowietrzenie wody może służyć do jej odwonienia lub strącenia żelaza —

jako pierwszy stopień procesu odżelazienia wody. Jednak napowietrzenie może spowodować zwiększenie korozyjności wody. Sprawność ich jest niewielka, bo 0,25 — 0,3. Do wad należy również zaliczyć to, że celem otrzymania dostatecznego zanurzenia konieczne jest pogłębienie studni. Możliwa jest tylko mała elastyczność przy konieczności dostosowywania się do zmiennego rozbioru. Pompy tego rodzaju są stosowane do otworów wiertniczych od 100 mm.

Taran hydrauliczny.

Jeżeli w wypadku niewielkich rozmiarów urządzeń wody ujęte są poniżej terenu rozbioru, podnoszenie wody może odbywać się przy pomocy taranu hydraulicznego. Stanowi on pompę impulsywną. Energię otrzymuje się jako impuls lub uderzenie, powstające, gdy masa wody będąca w ruchu zostaje nagle zatrzymana. Woda dopływa do niego (rys. 195) z przewodu do-



Rys. 195. Taran hydrauliczny.

przewodzącego przez wentyl F . Przewód doprowadzający przechodzi dalej poza taran kończąc się wentylem A . Skoro tylko ciśnienie dynamiczne wody jest wystarczające, wentyl ten zamyka gwałtownie odpływ; wskutek bezwładności słupa wody będącego w ruchu w przewodzie powstaje uderzenie znane pod nazwą taranu, powodujące wzrost ciśnienia. Pod jego wpływem otwiera się wentyl F i część dopływającej wody wchodzi do zbiornika powietrznego. Wejście wody do zbiornika powietrznego powoduje obniżkę ciśnienia w punkcie A tak dalece, że wentyl wylotowy swym ciężarem opada i wypływ odbywa się aż do chwili, kiedy z powodu wzrostu prędkości wentyl zostanie podniesiony, zamykając wypływ. Do obliczenia służy zależność

$$qH = \eta_1 \cdot Qh; \quad (89)$$

η_1 — współczynnik sprawności taranu, który wynosi stosownie do wyników badań Wodicka

$$\eta_1 = 1,12 - 0,2 \sqrt{\frac{H}{h}}; \quad (90)$$

dla taranów, będących dłużej w ruchu poleca Wodicka stosować wartość 0,8 η_1 tak, że wydatek taranu wynosi

$$q = \left(0,9 \frac{h}{H} - 0,16 \sqrt{\frac{h}{H}} \right) Q \quad (91)$$

Wysokość ciśnienia uruchamiającego wynosi z reguły $h = 1 - 25$ m, wysokość podnoszenia dochodzi do 200 m, długość przewodu tłoczego do 1000 m. Długość przewodu doprowadzającego powinna być możliwie mała. Średnica przewodu tłoczego dawana jest zwykle o połowę mniejsza od średnicy przewodu doprowadzającego. Tarany muszą być umieszczone w pomieszczeniach zabezpieczonych przed mrozem.

Stosowane są one dla niewielkich urządzeń wodociągowych do tłoczenia niewielkiej ilości wody na znacznie wyższy poziom tam, gdzie do rozporządzenia istnieje stosunkowo duża ilość wody o umiarkowanym spadzie. Taran hydrauliczny jest mechanizmem prostym, trwałym i mało kosztownym. Jedyłą jego wadą jest hałaśliwość w pracy.

VIII. 4. STACJA POMP.

Gdy chodzi o wykonanie niewielkiego urządzenia dla pojedynczego domu lub grupy domów, dla którego wydajność pojedynczej studni jest dostateczna, to wykonywana jest ona jako studnia szybowa. W celu zaoszczędzenia kosztów częstokroć partia studni, znajdująca się ponad najwyższym stanem wody gruntowej, wykorzystywana jest dla ustawienia pomp (rys. 75). Unika się w ten sposób potrzeby budowy budynku dla pomp. Jako pompy mogą być użyte wyłącznie pompy wirnikowe, które są sprzęgnięte bezpośrednio z silnikiem elektrycznym. Obok agregatu pompowego ustawia się zbiornik wodno-powietrzny służący jednocześnie jako zbiornik wodny. Praca urządzenia zostaje zautomatyzowana przy pomocy włącznika ciśnieniowego. Tego rodzaju urządzenia powinny być zaopatrzone w dostateczną rezerwę maszynową, aby w czasie naprawy jednej z pomp umożliwione było niezbędne zaopatrzenie miejsc rozbioru w wodę. W wypadku takich urządzeń wskazane jest ustawienie dwóch jednakowej wielkości agregatów, z których każdy obliczony jest na $\frac{2}{3}$ przewidzianego największego rozbioru. Nastawienie samoczynnego włącznika ciśnieniowego przeprowadza się w ten sposób, by normalnie była czynna tylko jedna pompa. Gdy jednak wskutek dużego rozbioru zwierciadło wody w zbiorniku spada, w chwili najniższego jego położenia włącznik wprawia w ruch drugą pompę równolegle. Ruch trwa aż do momentu maksymalnego napełnienia zbiornika, w którym to momencie wyłączone zostają obydwie pompy. Zależnie od potrzeby, w celu zapobieżenia zbyt częstemu ruszaniu pomp, ustawia się większą ilość zbiorników, połączonych ze sobą jeden za drugim. Ponieważ pod ciśnieniem woda absorbuje dużą ilość powietrza, musi być ono od czasu do czasu w zbiorniku uzupełnione. W małych urządzeniach do tego celu służą ręczne pompy powietrzne, w wypadku większych — elektrycznie napędzane sprężarki.

Podest dla maszyn musi ściśle dochodzić do płaszcza studzien, aby nie mogły się dostawać żadne zanieczyszczenia do wody w studni; szczególnie wycieki oliwy muszą być starannie chwytane i odprowadzane specjalnym przewodem. Należy zabezpieczyć się przed dostawaniem się wody gruntowej do pomieszczenia pomp. Przy zastosowaniu pomp o osi poziomej montowane

są one łącznie z silnikiem elektrycznym na wspólnym fundamencie betonowym, który wykonany zostaje na podłodze w takich rozmiarach, aby nie mogły powstawać wibracje.

Maszyny urządzeń większych nie mogą być umieszczone ze względu na swe rozmiary w wąskim szybie; wymagają one stałej obsługi. Na ich pomieszczenie musi być wykonany specjalny budynek pomp. Z reguły położenie stacji pomp jest uwarunkowane przez miejscowe stosunki. Tam, gdzie istnieje możliwość wyboru miejsca umieszczenia stacji pomp, staraniem projektującego powinno być, poza zapewnieniem całkowitego zabezpieczenia przed wielką wodą, umieszczenie jej możliwie blisko środka ciężkości ujęcia wody i w ten sposób uzyskanie możliwie krótkich przewodów ssących.

Usytuowanie stacji pomp ma wpływ na rozkład ciśnienia w sieci rozdzielczej. Równomierny rozkład ciśnienia wymaga centralnego umieszczenia stacji pomp. Wieże ciśnień oddziałują również w tym kierunku. W wypadku więc niewielkich miast umieszczenie stacji pomp po jednej stronie strefy największego rozbioru, zaś wieży ciśnień w drugiej wpływa na dobry rozkład ciśnienia. W wypadku dużych miast powinno się dążyć do umieszczenia stacji pomp, o ile warunki miejscowe na to zezwolą, możliwie centralnie z podstacjami w tych punktach, które okażą się niezbędne na podstawie praktyki.

Specjalną uwagę należy zwrócić, by w zakładach, w których siłę napędową otrzymuje się za pomocą maszyn cieplnych, dowóz paliwa mógł odbywać się wygodnie i po dobrej drodze. W wypadku dużych urządzeń zakłada się własną bocznicę kolejową. Jeżeli stacja pomp znajduje się poza osiedlem, należy pomyśleć o mieszkaniach dla obsługi. Przy projektowaniu należy zwrócić uwagę, aby wszystkie pomieszczenia były w stosunku do siebie tak ulokowane, by ani obsługa ani materiały (pędne, itp.) nie odbywały niepotrzebnej drogi i wydajność pracy obsługi mogła być w pełni wykorzystana. Pomieszczenia powinny być suche, ogrzewane, dobrze wietrzone, należyście oświetlone i tak zaprojektowane, by mogły być bez trudu utrzymywane w czystości. Wymaga to dużej ilości okien, jasnych ścian, do pewnej wysokości wyłożonych kafelkami oraz podłogi z płytek. Architektura zewnętrzna powinna harmonizować z otoczeniem.

Ściany pomieszczenia pomp, które z reguły sięga poniżej zwierciadła wody gruntowej, muszą być wykonane szczelnie. Powierzchnie wewnętrzne ścian i dna powinny być całkowicie gładkie i łatwo dające się zmywać tak, by nigdzie nie mógł zatrzymać się kurz. Dno wykonuje się z betonu z gładką wyprawą, np. terazzo lub okładziną w postaci płytek, kafli, lub asfaltu. Ściany w mniejszych urządzeniach maluje się farbą olejną, w większych urządzeniach lepiej na wysokość 1 — 2 m wyłożyć ściany płytkami (kaflami). Znajdujące się pod powierzchnią dna kanały kablowe lub kanały rurowe są pokrywane z wierzchu blachą prążkowaną. Drzwi muszą być tej szerokości, by mogły być przez nie przeprowadzone największe części maszyn. Aby przy pierwotnej instalacji i robotach montażowych można było podnosić poszczególne części maszyn, należy w małych urządzeniach przewidzieć założenie nad maszynami belki do podwieszenia na niej bloków, w urządzeniach zaś dużego rozmiaru musi być bezwzględnie zainstalowany dźwig ruchomy.

Rozplanowanie instalacji mechanicznych powinno być starannie opracowane. W większości stacji z pompami o osi poziomej ustawia się je w jednym rzędzie, równoległe obok siebie. W celu zmniejszenia długości przewodów ssących pompy umieszcza się od strony ujęcia wody. Takie ułożenie wygodne jest ze względu na rozplanowanie przewodów, przy czym umożliwia zmniejszenie szerokości pomieszczenia, a tym samym ułatwia oświetlenie.

Powierzchnia pomieszczenia na pompy określona jest rozmiarami maszyn oraz wolnym przejściem pomiędzy poszczególnymi jednostkami. Należy przewidzieć również miejsce na rozruszniki i instalację elektryczną.

Pomieszczenie na pompy powinno być dostatecznie obszerne, by nie była utrudniona swoboda ruchów pomiędzy maszynami, a obsługiwane maszyny odbywało się bez niebezpieczeństwa dla dyżurnych oraz aby w razie potrzeby demontażu największe części maszyn mogły być złożone na posadzce bez przeszkadzania. Pomiędzy płytami fundamentowymi dla pomp i silników ustawionych równoległe należy pozostawić przejścia nie węższe niż 1 m, umieszczając płytę fundamentową w odstępnie od ścian nie mniejszym niż 1,25 m. W razie dużych jednostek odstęp między fundamentami dochodzi do 2 — 2,5 m.

Odległość czolowych stron fundamentów od ścian, od strony pomp, powinna być nie mniejsza niż 1,25 m dla pomp o średnicy przewodu ssącego do 200 mm, zaś 1,50 m przy średnicach większych. W zależności od układu przewodów i kształtek podane wyżej odległości mogą być powiększone. Od strony motoru odległość od ściany powinna być dostateczna do wyjęcia motoru:

| Przy mocy silnika kW | Odległość silnika od ściany m |
|-------------------------|----------------------------------|
| 20 | 1,2 |
| 40 | 1,5 |
| 75 | 1,6 |
| 100 | 1,9 |
| 200 | 2,2 |
| 300 | 2,4 |
| 400 | 2,6 |

W razie umieszczenia stacji pomp pod ziemią zmniejsza się pomieszczenie do możliwych granic. Należy przewidzieć możliwość późniejszego powiększenia instalacji albo przez pozostawienie wolnego miejsca w pomieszczeniu na pompy dla jednostek przewidzianych na okres późniejszy lub przez umożliwienie dobudowy niezbędnej przestrzeni.

Wszystkie czynne przy ruchu przyrządy pomiarowe, jak manometry, wakuometry, liczniki obrotów, wodowskazy ze studni zbiorczej i ze zbiornika, przyrządy tablicy rozdzielczej przy

napędzie elektrycznym, wreszcie główny wodomierz, powinny być umieszczane przejrzysto z umożliwieniem odczytywania bez niepotrzebnego chodzenia.

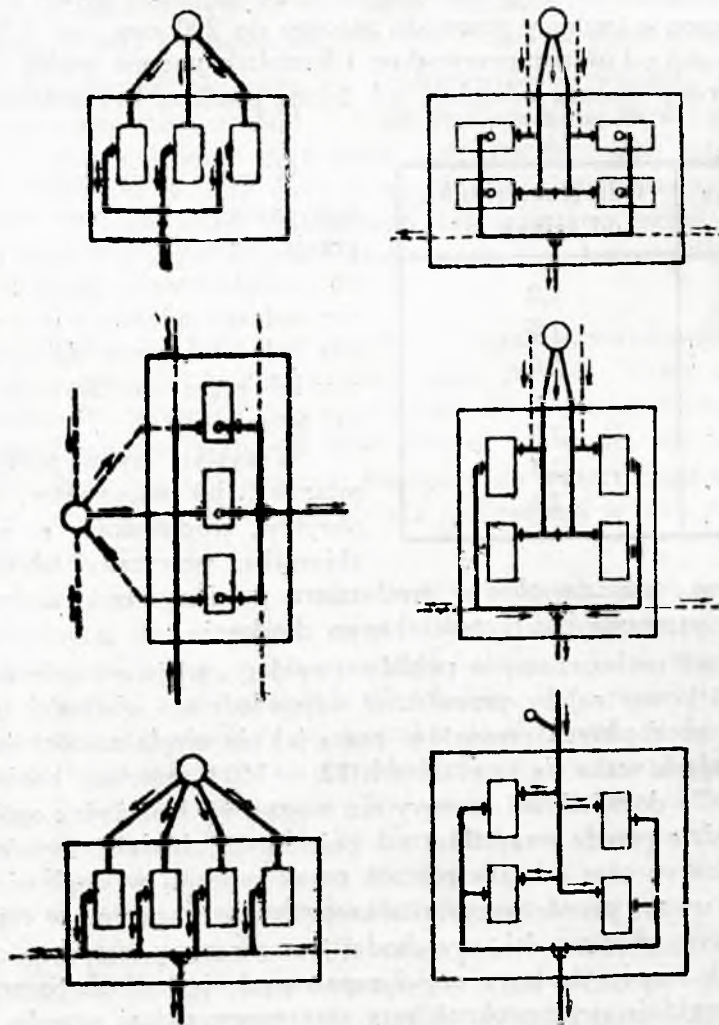
Aparat telefoniczny umieszczamy w pobliżu zwykłego miejsca przebywania dyżurnego.

Na każdej stacji pomp należy przewidzieć odpowiedniej wielkości rezerwę pomp i maszyn, aby w okresie niezbędnych remontów praca jej nie uległa zakłóceniu. Wielkość rezerwy w wykonanych zakładach waha się w granicach 12 — 100% instalacji koniecznej dla prowadzenia normalnej pracy. Co do wielkości rezerwy nie mogą być dane żadne ogólnie obowiązujące zasady: zależy ona będzie przede wszystkim od pojemności zbiornika wyrównawczego, dalej od pewności działania maszyn oraz od zabezpieczeń przed przerwą w dopływie prądu elektrycznego. Należy brać pod uwagę przede wszystkim zaopatrzenie magazynu w części zapasowe, odległość dostawców maszyn, okoliczności, czy chodzi o maszyny seryjne czy też konstrukcje specjalne, dla których termin dostawy części zapasowych jest długi. Szczególnie w razie napędu elektrycznego przewiduje się częstokroć inny rezerwowy rodzaj napędu. Aby w takich wypadkach nie było konieczne dawanie 100% rezerwy dla pomp, celowe jest rezerwę tak obmyśleć, by w wypadkach przerwy w dostawie prądu wytworzyć go we własnym zakładzie przy pomocy maszyn ciepłych. W ten sposób te same maszyny napędowe mogą służyć w wypadkach zaburzeń na sieci przesyłowej, w pewnych zaś wypadkach urządzenie takie może stanowić rezerwę dla innych zakładów.

Pewność ruchu zostaje powiększona, gdy instaluje się większą ilość mniejszych jednostek; w celu zaoszczędzenia na częściach rezerwowych należy starać się ustawiać jednostki tej samej wielkości. Instalowanie maszyn następuje stopniowo w ten sposób, że największy wydatek pomp musi być dostosowany do rozbioru rosnącego z biegiem czasu. Przy obiorze wielkości jednostek miarodajna jest, poza całkowitym rozbiorem również długość dnia roboczego. Jako najdłuższy dzień roboczy można brać pod uwagę 22 godziny. Pozostałe 2 godziny są potrzebne na konserwację, przegląd maszyn, itd. Zakłady o początkowym krótkim czasie ruchu mogą dostosować się do rosnącego rozbioru przez przedłużanie czasu pracy, odsuwając w ten sposób potrzebę powiększania instalacji; przedłużony czas pracy działa również na zbiornik w ten sposób, że może on służyć do wyrównywania przy zwiększonym dobowym rozbiore.

Wybór napędu pompowego najodpowiedniejszego dla zakładu opiera się przede wszystkim na rozważaniach gospodarczych; z reguły okaże się, że napęd elektryczny, dostarczany z większej centrali okręgowej lub sieci przesyłowej krajowej, jest najkorzystniejszy. Również wówczas, gdy napęd elektryczny jest droższy niż inny, wybór pada na niego ze względu na czystość pracy i stałą gotowość.

Jeżeli doprowadzany jest prąd elektryczny o wysokim napięciu, co będzie miało zawsze miejsce, gdy stacja pomp położona jest w większej odległości od osiedla, konieczne jest ustawienie specjalnej podstacji transformatorowej. Umieszcza się ją na stacji pomp lub też w specjalnym zamkniętym pomieszczeniu.



Rys 196. Przykłady układu pomp i przewodów na stacjach pomp.

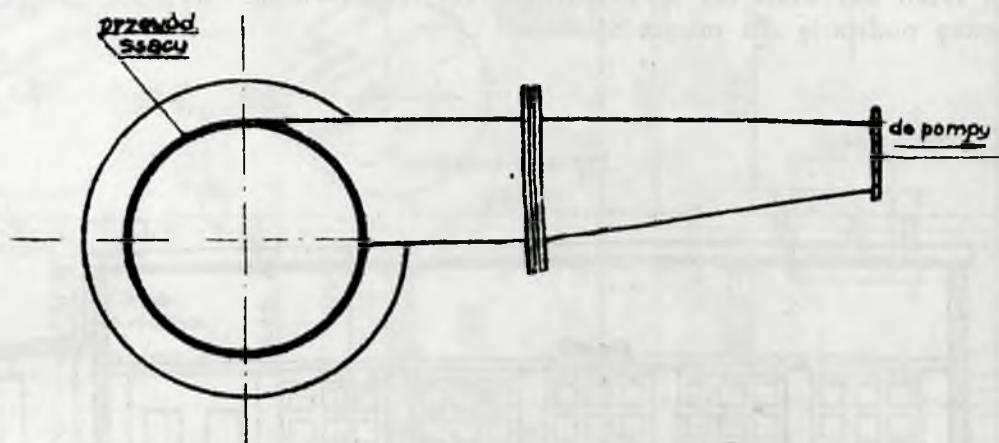
Na schematach (rys. 196) pokazano możliwości rozplanowania przy nieparzystej oraz parzystej liczbie jednostek. Nie jest właściwe stosowanie linii przewodów do ustawiania pomp, lecz odwrotnie, takie powinno być ustawienie pomp, by przewody dochodziły liniami prostymi. W ten sposób miejsce pompy zostaje określone rozkładem przewodów.

W pomieszczeniu na pompy ustawia się pompy i silniki. Generatory na gaz ssany lub kotłownię umieszcza się w bezpośrednim sąsiedztwie pomieszczenia na pompy, jednak w pomieszczeniu oddzielnym. Tylko w bardzo małych zakładach, gdzie jeden dyżurny obsługuje maszyny i kocioł, może okazać się konieczne pomieszczenie wspólne.

Poszczególne pompy najlepiej połączyć oddzielnymi przewodami ssącymi ze studnią zbiorczą; gdzie nie jest to możliwe z uwagi na brak miejsca, dołącza się maszyny grupami do przewodu ssącego. Doprowadzający przewód ssący ma większą średnicę niż średnica otworu ssącego pompy i dlatego przy wykonywaniu połączenia należy wstawić redukcję. Celem zabezpieczenia przed tworzeniem się worków powietrza stosować należy na odgałęzieniu nienormalne trójniki oraz niesymetryczne zwężki (rys. 197). W studni zbiorczej na przewodzie ssącym umieszczony jest wentyl stopowy, gdyż pompy wirnikowe nie zasysają samoczynnie i z tego powodu przy pierwszym uruchamianiu przewód ssący musi być zalany wodą. Jeżeli os pompy leży poniżej najwyższego możliwego stanu studni zbiorczej (po dłuższej przerwie w ruchu), to w przewodzie ssącym przed pompą musi być wbudowana zasuwa, aby woda w czasie napraw nie wpływała przez rurę ssącą do pomieszczenia dla pomp. Jeżeli do przewodu ssącego dołącza się więcej pomp, każda z nich powinna być odcinana zasuwą. Zasuwy na przewodzie ssącym powinny być specjalnej powietrzno-szczelnej konstrukcji. Powietrze zbierające się w górnej części

zasuw powoduje trudności przy uruchamianiu i pracy pomp. Wskazane jest przeto ustawianie zasuw w położeniu poziomym, a nie, jak zwykle pionowym.

Wszystkie przewody tłoczne łączy się w wspólny przewód główny, prowadzący wodę do sieci rozdzielczej.



Rys. 197. Połączenie przewodu ssącego z pompą.

Przewody w obrębie stacji pomp buduje się z rur kołnierzowych. Celem umożliwienia swobodnej obsługi umieszcza się je poniżej poziomu posadzki; przy mniejszych wymiarach średnic — w kanałach przykrytych blachą rowkowaną. Szerokość kanałów powinna umożliwiać dokręcanie i rozkręcanie śrub łączących kołnierze. Przewody o większych średnicach umieszcza się w korytarzach, pod posadzką pomieszczenia na pompy. Niektóre rozwiązania przewidują umieszczanie przewodów przy ścianach.

Dojścia od pomp do głównego przewodu tłoczego daje się wówczas na tej wysokości, by istniało swobodne przejście pod nimi. Zasadą, której należy przestrzegać przy rozplanowaniu, jest by przewody zarówno ssące, jak i tłoczne szły liniami jak najprostszymi, gdyż wszelkie zmiany kierunku, załomy, powodują niepotrzebne dodatkowe straty ciśnienia przy przepływie wody. Ciężar przewodów nie powinien przenosić się na pompy. Przewody powinny być podtrzymywane specjalnymi podporami, wspornikami, itp. Przed każdą pompą umieszcza się zasuwę regulującą i klapę zwrotną, a za dołączeniem ostatniej pompy — wodomierz.

Na przewodzie wyjściowym powinien być wbudowany wodomierz Venturiego dla określenia łącznego wydatku stacji pomp, przy czym pożądanym jest przyrząd samopiszący. Dokładność jego wskazań będzie zapewniona, jeśli umieszczony on będzie na prostym odcinku przewodu; przed wodomierzem konieczny jest odcinek prosty o długości równej co najmniej 6-krotnej mniejszej średnicy przewodu pomiarowego. W pomieszczeniach na pompy ustawia się również urządzenie dla odpowietrzenia lewara.

W sąsiedztwie pomieszczenia na pompy winien być urządzony warsztat, w którym mogą być przeprowadzane prostsze naprawy; części zapasowe, smary i środki do czyszczenia powinny być przechowywane pod zamknięciem w maszynowni.

Pomieszczenia na ustawienie kotłów lub urządzenia na gaz ssany powinny być ułożone możliwie blisko pomieszczenia na pompy w celu skrócenia wszystkich przewodów.

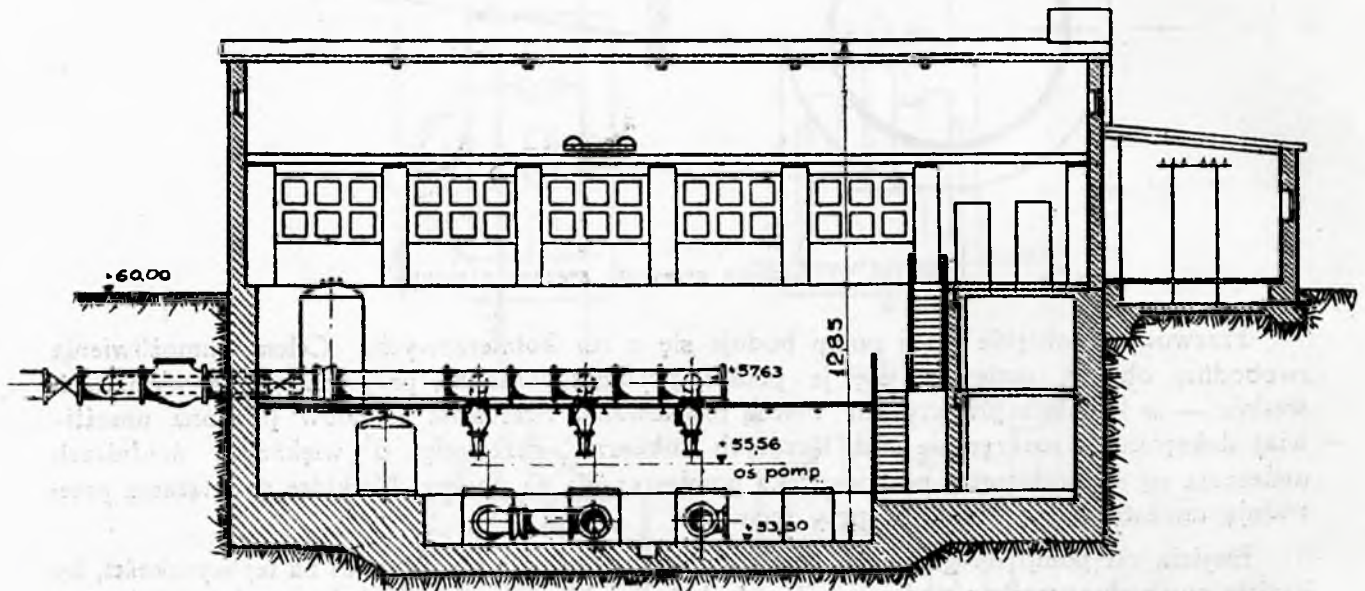
Lokale dla obsługi powinny być proste, ale możliwie wygodne. Pamiętać należy o ogrzewaniu, wentylacji oraz umywalni i ubikacji. Ścieki powinny być odprowadzane w ten sposób, by nie mogło nastąpić zanieczyszczenie gruntu. Połączenie stacji pomp z mieszkaniami dla personelu, z wyjątkiem bardzo małych urządzeń, nie jest wskazane. Mieszkania powinny znajdować się w osobnych domach w pobliżu stacji pomp.

Na rys. 198, 199, 201 pokazano rozplanowanie kilku stacji pomp.

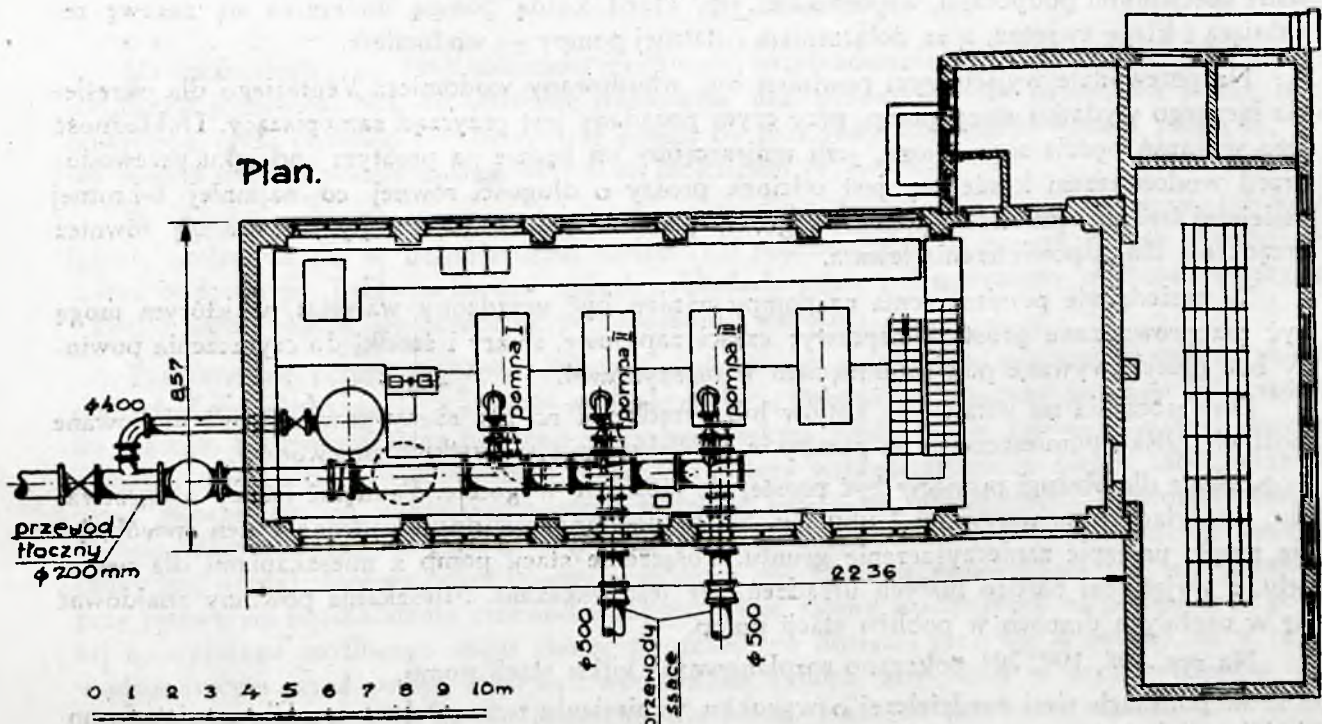
W punktach sieci rozdzielczej o wysokim wzniesieniu terenu lub tam, gdzie magistrale posiadają niedostateczny przekrój, mogą powstawać niepożądane niskie ciśnienia. Sytuację można poprawić przez wybudowanie pomocniczej stacji pomp. Stacje takie są niezbędne przy strefo-

wym zaopatrywaniu osiedla, gdy rozłożone jest ono na terenie o dużych różnicach poziomu, wodę zaś czerpie się nisko. W stacjach takich pompy czerpią wodę z największego przewodu i tłoczą ją do przewodu, który zaopatruje sieć rozbiorną strefy górnej. Z przewodem tym może być połączony zbiornik wodociągowy. Praca pomp jest zwykle zautomatyzowana; wymagają one obsługi tylko okresowo dla sprawdzenia pracy i naoliwienia. Rysunek 200 przedstawia zaprojektowaną podstację dla miasta Słonimia.

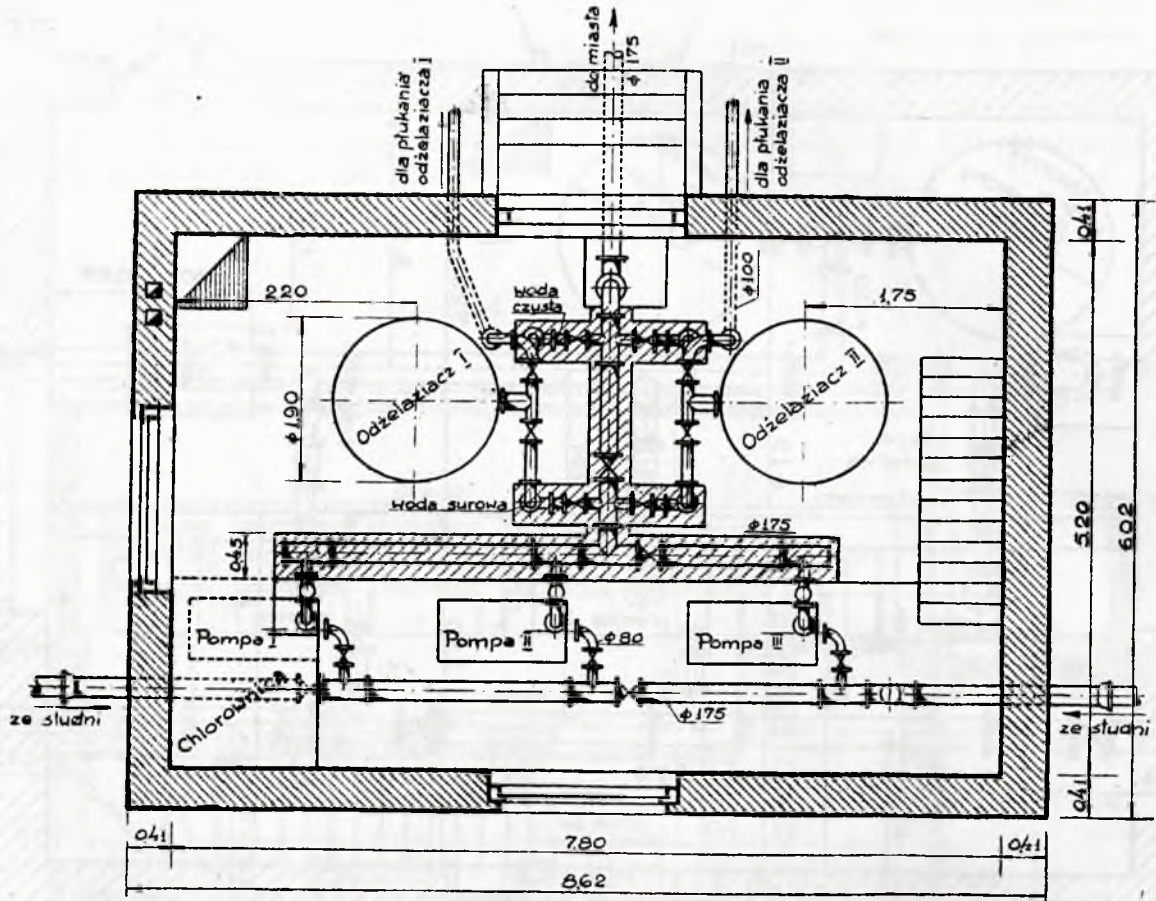
Przekrój podłużny.



Plan.



Rys. 198. Stacja pomp w Magdeburgu.



Rys. 201. Projektowana stacja pomp w Ciechanowie.

IX. GROMADZENIE WODY

IX. 1. ZBIORNIKI WODOCIĄGOWE.

Zadania, które mają spełnić zbiorniki wodociągowe, są dość różnorodne. Jednym z głównych jest zadanie wyrównania wahań w rozbiórze w stosunku do ujętej wody, w rzadszych wypadkach — wahań dopływu w stosunku do rozbioru. Zadanie pierwsze spełniają zbiorniki umieszczone w sieci rozdzielczej, zadanie drugie — zbiorniki budowane na ujęciu wody lub w celu jej ujęcia. Te ostatnie stanowiąc będą duże zbiorniki wodociągowe retencyjne, powstające przez zamknięcie dolin rzecznych, gromadzące wodę z okresów zwiększonego przepływu na czas posuchy, lub też niewielkie zbiorniki w postaci studzien zbiorczych, gromadzące równomiernie stale dopływającą wodę w celu umożliwienia zaczerpnięcia jej przez krótki przeciąg czasu w ilości znacznie przewyższającej dopływ.

Pod nazwą zbiorników wodociągowych rozumiemy zbiorniki przeznaczone na gromadzenie wody, połączone bezpośrednio z siecią rozdzielczą. Takie gromadzenie wody musi się odbywać w razie potrzeby na określonej wysokości i stąd jest czasami nazywane wzniesionym magazynowaniem sieciowym.

Ze względu na nierównomierny rozbiór wody przez jej użytkowników, powstają różnice pomiędzy dopływem wody do sieci rozdzielczej z ujęcia i jej zużyciem. W celu uzgodnienia rozchodu z przychodem można dostosowywać dopływ wody do sieci odpowiednio do rozbioru przez zastosowanie urządzenia hydroforowego i zautomatyzowaną pracę pomp. Przy takim układzie warunkiem jest, by dopływ wody na ujęciu pokrywał rozbiór szczytowy. Można też dostosowywać rozbiór do równomiernego dopływu wody z ujęcia przez włączenie urządzenia w postaci zbiornika sieciowego, którego praca przebiega podobnie, jak zbiornika retencyjnego. Okresy pracy, gromadzenie i opróżnianie się, wobec względnie niewielkich pojemności, ograniczone są

zwykle do przeciągu jednej doby. W godzinach nadmiaru wody z ujęcia nad rozbiorem nadwyżka gromadzona jest w zbiorniku tworząc zapas, z którego czerpie się wodę, gdy rozbiór przewyższa dopływ wody z ujęcia. Wyrównanie przeprowadzone być powinno w ten sposób, aby w jak największym stopniu były od siebie uniezależnione różne składowe, a zasadnicze części urządzenia wodociągowego. Niezależność jest pożądana z punktu widzenia pewności ruchu oraz ekonomii. W niektórych wypadkach niezależność jest konieczna z uwagi na właściwość wody.

Gromadzenie wody przeprowadza się następnie w celu posiadania jej rezerwy na wypadek znacznie zwiększonego zużycia w czasie pożaru oraz w celu posiadania zapasu na czas przerw w dostawie wody z ujęcia, spowodowanych przerwą w pracy pomp, uszkodzeniem przewodu dosyłowego, itp. Przerwa w pracy pomp może być przypadkowa lub zgodna z programem ich pracy i pomyślana w celu niezbędnej kontroli maszyn, ich naprawy i konserwacji. Częstokroć korzystne jest unieruchomienie pomp w pewnych okresach dnia lub nocy, gdyż zróżniczkowana taryfa za prąd elektryczny pozwala na jego zakup po cenach najniższych.

Gdy przewód doprowadzający wodę od ujęcia do miejsca rozbioru jest dłuższy, zbiornik wyrównawczy lub przejściowy stanowi środek pozwalający na zmniejszenie wymiarów jego średnicy. W podobny sposób umożliwiające jest zmniejszenie mocy pomp oraz rozmiarów filtrów, czy też innych urządzeń do oczyszczania wody, co jest pożądane z uwagi na ekonomię.

Z punktu widzenia uzdatnienia wody zbiorniki mają znaczenie o tyle, że w nich może się odbywać jeden z procesów oczyszczania wody: przy pomocy osadzania, wytrącania chemicznego lub filtracji. Jeżeli rzeki prowadzą czasowo silnie zanieczyszczone wody, to przez ten czas woda może być czerpana tylko ze zbiornika.

Małe zbiorniki służą często jako człon pośredni przy przejściu z zamkniętych przewodów w otwarte lub odwrotnie, dalej stosuje się je również w celu zmniejszenia ciśnienia w przewodach zamkniętych. Wzniesione ponad teren zaopatrywania zbiorniki, przy końcu długiej sieci rozbiorczej oraz u granic stref zaopatrzenia, stanowią samoczynne regulatory, ujednostajniające ciśnienie w sieci przewodów w zmiennych warunkach rozbioru.

Gromadzenie wody powiększa sprawność i elastyczność sieci rozdzielczej. Włączenie zbiornika do sieci rozdzielczej daje częstokroć korzyści gospodarcze w kosztach założenia oraz ruchu.

Potrzeby gromadzenia wody w wypadku grawitacyjnego doprowadzania wody są nieco inne niż w wypadku tłoczenia jej pompami. Na ogół przy doprowadzaniu wody od ujęcia do miejsca rozbioru potrzebne są stosunkowo długie przewody zasilające. Rozmiar tych przewodów zasilających jest uzależniony od największego przepływu i wymaganego rozporządzalnego ciśnienia. Bez zbiornika wydajność stacji pomp, stacji filtrów i przewodów zasilających musi być równa maksymalnemu rozbiorowi (wraz z wodą pożarową). W razie bezpośredniego tłoczenia wody do sieci rozbiorczej, zmiana w rozbiorze powoduje częste zmiany w pracy i wydajności pomp. Ten sposób pracy powoduje obniżenie sprawności pomp oraz zwiększa koszty prądu. Zbiornik wyłącza potrzebę pracy pomp przy zmiennym wydatku i umożliwia jej ujednostajnienie. Stopień usprawnienia zależy od rozporządzalnej pojemności zbiornika.

Ciśnienie uzależnione jest od wysokości położenia źródła wody lub wysokości tłoczenia na pompach, natomiast maksymalny przepływ przez główny przewód zasilający uzależniony jest od objętości zaprojektowanego zbiornika. Przy odpowiednio obranej pojemności zbiornika zostaje zmniejszony dopływ wody z ujęcia, co przy zadanej stracie ciśnienia pozwala zastosować mniejszą średnicę przewodu magistralnego. Zmniejszony koszt budowy przewodu doprowadzającego pokryje koszt budowy zbiornika, który poza tym daje zabezpieczenie dopływu wody do sieci w razie uszkodzenia przewodu idącego od ujęcia.

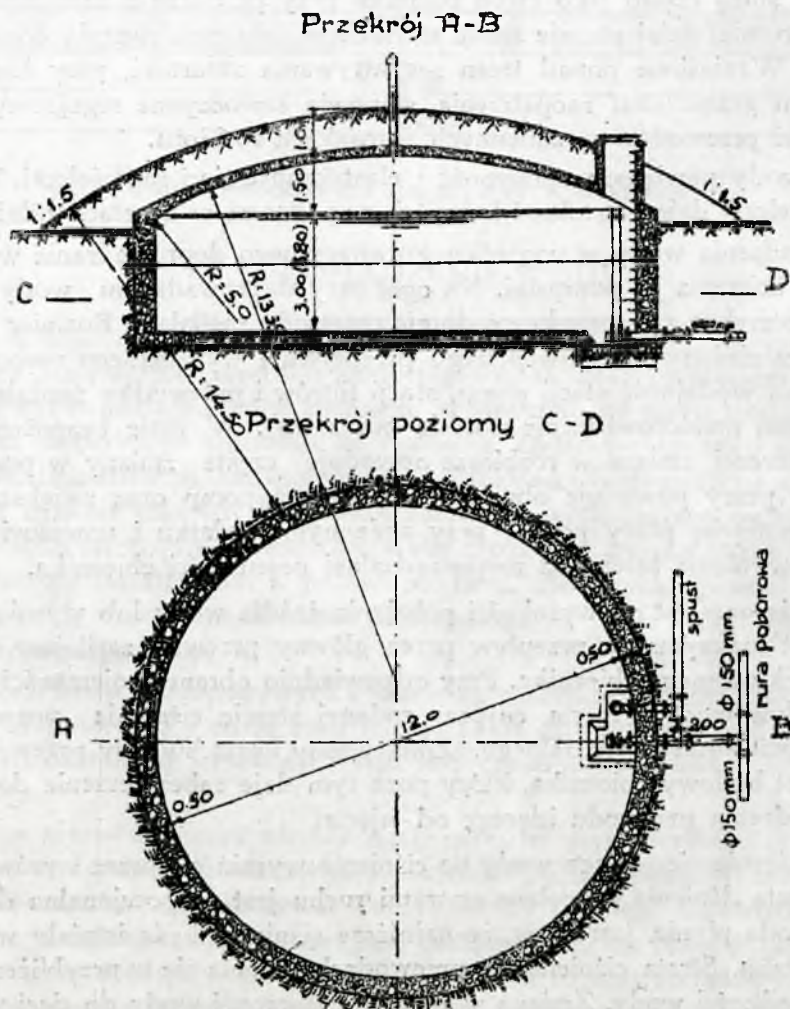
Wpływ gromadzenia sieciowego wody na ciśnienie wyraża się przez wyrównanie tego ostatniego. Ponieważ strata ciśnienia wywołana oporami ruchu jest proporcjonalna do długości przewodów, którymi woda płynie, jasne jest, że najniższe ciśnienia będą istniały w dzielnicach odległych od stacji pomp. Strata ciśnienia w przewodach zmienia się w przybliżeniu proporcjonalnie do kwadratu prędkości wody. Zmiana w wydatku tłoczonej wody do sieci wpływa na zmianę ciśnienia. Zbiornik sieciowy umieszczony na odpowiedniej wysokości wpływa na zmniejszenie zmian ciśnienia, tworząc drugie źródło zaopatrzenia, z którego dopływa woda wówczas,

gdy ciśnienie w obsługiwanych dzielnicach spadnie poniżej wysokości, odpowiadającej poziomowi zwierciadła wody zmagazynowanej.

Pojemność.

Pojemność zbiornika sieciowego uzależniona jest od kilku czynników. W celu jej określenia konieczna jest przede wszystkim znajomość przebiegu rozbioru w dniu największego spożycia. Zwykle przyjmuje się do tego pewne założenia, zgodne z zebranymi dla czynnych zakładów wodociągowych danymi statystycznymi. Dane dla kilku miast przytoczono w rozdziale II. Dalej należy być zorientowanym co do sposobu dopływu wody z ujęcia, czy będzie się on odbywał stale i równomiernie w ciągu całej doby, jak to jest regułą w razie grawitacyjnego dopływu ze źródeł, czy też tylko przez pewną ilość godzin w ciągu doby, jak to ma zwykle miejsce w razie sztucznego podnoszenia wody, przy czym ważny jest rozdział tej pracy w ciągu dnia.

Rozkład rozbioru zależy w wysokim stopniu od wielkości i charakteru osiedla, zajęć mieszkańców, ich stopnia kultury i przyzwyczajeń; im miejscowość jest mniejsza, im nosi bardziej rezydencyjny charakter, bez przemysłu, tym bardziej nierównomiernie waha się rozbiór godzinowy i tym stosunkowo większy powinien być zbiornik wyrównawczy. Jeżeli zbiornik ma spełniać zadanie wyrównania dopływu i odpływu w ten sposób, by nie być nigdy próżnym, to jego pojemność musi równać się co najmniej sumie godzinowych dodatnich i ujemnych odchylek od wartości średniej. Stosownie do danych z praktyki wartość ta zależy od warunków miejscowych waha się w granicach 20 — 60% sumy maksymalnego spożycia dobowego.



Rys. 202. Zbiornik na wodę pożarową.

Określenie pojemności zbiornika może być przeprowadzone analitycznie lub wykreslnie. Sposób obliczania pojemności zbiornika objaśniono w rozdziale II. Określona w ten sposób pojemność zbiornika stanowi minimum, które wystarcza do wyrównania pomiędzy dopływem a rozbiorem w przeciągu przyjętego do rozważań okresu czasu. Zbiornik ma jednak również zadanie utrzymania stałej rezerwy na cele przeciwpożarowe. Do określonej więc uprzednio objętości dodać należy rezerwę pożarową, przewidzianą z dostatecznym zapasem; rezerwa ta zależy od szczególnych życzeń straży pożarnej, wartości chronionych obiektów oraz zdolności finansowych gminy. Z reguły w miejscowościach małych wymaga się, aby w zbiorniku znajdował się zawsze 3-godzinny zapas pożarowy dla zaopatrzenia jednego lub dwóch hydrantów po 5 litr/sek. Rezerwa pożarowa w małym mieście wynosić więc powinna około 30 m³. W dużych miastach wymagania są znacznie większe. W niektórych wypadkach na wypadek pożaru przewiduje się czerpanie wody ze specjalnych zbiorników pożarowych, założonych pod ziemią (rys. 202), które zapełnia się wodą wodociągową lub z innych źródeł. Założenie takich zbiorników nie zmniejsza ogólnej pojemności budowanych zbiorników, natomiast daje zmniejszony koszt rurociągów, gdyż nie muszą być one obliczone na największy przepływ pożarowy i wykonanie tego rodzaju zbiorników pożarowych kosztuje mniej niż budowa zbiorników wody do picia, nie stawia się bowiem do wody pożarowej szeregu wymagań obowiązujących w wypadku wody używanej do celów gospodarczych.

Ogólnie dla zbiorników gruntowych zaopatrywanych grawitacyjnie przyjmuje się objętość równą sumie maksymalnego spożycia dobowego. Jeżeli doprowadzenie odbywa się przy pomocy pomp i długiego przewodu tłoczego, na którym mogą się przytrafić dłużej trwające naprawy, to zaleca się, o ile miejsce na to pozwala, wykonanie zbiornika o pojemności takiej, z której można by zaopatrzyć mieszkańców w okresie całego czasu potrzebnego na usunięcie uszkodzenia silnika, pompy lub przewodu tłoczego. Czas ten zależy od natury uszkodzenia i środków, którymi się rozporządza celem jego usunięcia. Większość uszkodzeń może być usunięta w ciągu około 12 godzin. Zwykle przyjmuje się w podobnych wypadkach pojemność w granicach 1,5 — 3-krotnej sumy maksymalnego spożycia dobowego.

W wypadku zakładów wodociągowych średnich lub dużych, dla ilości mieszkańców większej niż 5000, zbiornik gruntowy powinien zawierać co najmniej połowę maksymalnego spożycia dobowego. Tylko w wypadku zbiorników na wieży w zakładach średniej i dużej wielkości pojemność, z uwagi na koszt, ogranicza się do wielkości koniecznej, tj. do sumy odchyłek dodatnich i ujemnych plus zapas żelazny, który zużywany jest na zwalczanie szkód pożarowych.

Najodpowiedniejsza pojemność zbiornika sieciowego w poszczególnym wypadku może być określona: z porównania kosztów gromadzenia ze zmniejszonym kosztem pompowania przy zadanej pojemności zbiornika, ze zmniejszenia kosztów urządzeń bezpieczeństwa pożarowego, które muszą być przewidziane, oraz z korzyści z bardziej równomiernego ciśnienia, które uzyskuje się w sieci. Pierwszy czynnik może być określony zupełnie ściśle przy danych warunkach, pozostałe mają duże znaczenie, lecz cyfrowa ocena ich wartości jest sprawą trudną.

Zbyt duża pojemność zbiornika nie jest pożądana ze względu na stagnację wody. W latach ostatnich względ na higienę wysuwa dążenie do pracy przy możliwie najmniejszej pojemności zbiornika. Im dłużej będzie przebywać woda w zbiorniku, tym więcej w niej będzie rozwijać się bakterii, co jest objawem niepożądanym mimo tego, że mogą być one nieszkodliwe.

Położenie.

Najkorzystniejszym miejscem pod zbiornik wodociągowy jest, uwzględniając gęstość zabudowy, środek ciężkości obsługiwanego obszaru. Przy takim położeniu otrzymuje się najmniejsze przekroje przewodów, w tym wypadku i koszt sieci przewodów wypada najmniejszy. Również ciśnienia na obszarze zaopatrywania są najbardziej jednostajne. Z reguły topografia miasta, jego rozplanowanie, dostępność terenów, jak również kierunek zaopatrzenia nie zezwalają na uwzględnienie w pełni tego warunku, ponieważ zwierciadło wody w zbiorniku musi leżeć o pewną ilość metrów wyżej niż obszar zaopatrywania. W większości wypadków o położeniu zbiornika decydują miejscowe warunki terenowe, bardzo dużą bowiem uwagę należy zwracać na wysokość kosztów budowy. W celu ich zmniejszenia zbiorniki umieszcza się na naturalnych wzniesieniach terenu. Koszty budowy zbiornika są tym mniejsze im mniej wysokość terenu budowy odbiega

od potrzebnej wysokości zbiornika. W górzystym przeto terenie wysokość położenia terenu budowy odgrywa decydującą rolę. Obok tego odgrywają również pewną rolę koszty związane z wykupem gruntu. Tylko w zupełnie płaskich okolicach, gdzie zbiornik wykształcony jest w formie wieży, można dostosować się możliwie do uwagi, wypowiedzianej na początku ustępu. W każdym razie należy starać się przysuwać zbiornik możliwie blisko środka ciężkości obszaru zaopatrywania. Naturalne wzniesienia, nadające się do umieszczenia zbiorników, położone są bardzo rozmaicie w stosunku do zabudowy osiedli i przy wyborze miejsca należy zdecydować, które z wzniesień jest najodpowiedniejsze.

Zależnie od wzajemnego położenia ujęcia, zbiornika i sieci rozdzielczej rozróżniamy kilka rodzajów zbiorników, a mianowicie: przepływowy, znajdujący się między ujęciem i obszarem zaopatrywania, przez który przechodzi cała woda, zanim się ją doprowadzi do sieci rozdzielczej; zbiornik końcowy, znajdujący się poza terenem zaopatrywania, do którego dopływa tylko ta część wody, która przy swym przepływie nie została zużyta w sieci, oraz pomocniczy zbiornik końcowy, który będąc w podobny sposób przyłączony do sieci jak zbiornik końcowy, służy jako pomoc dla zbiornika przepływowego.

W ostatnich dwu wypadkach kierunek przepływu wody w części sieci zmienia się kilkakrotnie w ciągu doby, zależnie od tego, czy zbiornik się napełnia, czy też opróżnia. Zbiornik końcowy daje nieco większą pewność ruchu niż przepływowy, gdyż woda w okresach zwiększonego rozbioru dopływa z dwóch przeciwległych stron. Układ ten nie może być na ogół zastosowany w razie grawitacyjnego doprowadzania wody.

Gdy zbiornik przepływowy nie znajduje się w środku ciężkości, to układ ciśnień w części osiedla oddalonej od zbiornika nie jest korzystny. Poza tym istnieje możliwość całkowitego odcięcia dopływu wody w razie uszkodzenia rurociągu za zbiornikiem. Przez wybudowanie zbiornika końcowego uzyskuje się bardziej jednostajny rozkład ciśnień, gdyż w okresie największego rozbioru część zapotrzebowania pokrywana jest bezpośrednio, pozostała część — ze zbiornika. Jeżeli współdziałają zbiorniki przepływowy i pomocniczy końcowy, to ciśnienia w stosunku do układu ze zbiornikiem końcowym zmieniają się stosunkowo niewiele, jednak zwiększa się pewność ruchu, gdyż również i w razie unieruchomienia przewodu doprowadzającego zapewniony jest dopływ z obu zbiorników.

Zbiornik przepływowy przed obszarem zaopatrywania działa jednocześnie zmniejszając ciśnienie w tym znaczeniu, że ciśnienie wody zależy od poziomu zwierciadła wody w zbiorniku. Natomiast w wypadku zbiornika końcowego najwyższe ciśnienie statyczne w sieci rozbiorczej jest zależne od zwierciadła wody na ujęciu.

Odnawianie się wody w zbiorniku końcowym jest gorsze.

Warunki miejscowe, jakość wody, pewność ruchu, a głównie koszty decydują przeto w poszczególnych wypadkach o tym, czy należy oddać pierwszeństwo zbiornikowi końcowemu czy też przepływowemu, lub też czy nie zastosować jeszcze innego rozwiązania.

Jeżeli obszary zaopatrywania są duże, to korzystne jest zastosowanie wielu zbiorników, w których zwierciadło wody znajduje się na tej samej lub na różnych wysokościach. Pojemność zbiornika nie zależy od tego, czy zbiornik umieszczony jest w jednym lub kilku punktach obszaru rozbiorczego. Większa liczba zbiorników zwiększa pewność ruchu, polepsza rozkład ciśnień oraz z reguły umożliwia uzyskanie oszczędności na kosztach sieci. Z drugiej strony koszt budowy jednego zbiornika jest niższy od kosztu kilku o łącznej tej samej pojemności.

Poziom.

Poziom wody w zbiorniku musi być uzgodniony z poziomem wody na ujęciu w razie jej grawitacyjnego doprowadzenia lub z wysokością jej tłoczenia na pompach w razie sztucznego podnoszenia wody. Poziomy te muszą leżeć tak wysoko nad terenem, by przy uwzględnieniu strat przy przepływie wody zapewnione było wszędzie dostateczne ciśnienie, umożliwiające swobodny wypływ wody na wysokości, odpowiadającej projektowanej wysokości zabudowy.

Nie należy podwyższać ciśnienia w przewodach z uwagi na pojedyncze domy, wyrastające ponad normalnie przyjętą wysokość zabudowy, gdyż obciążałoby to niepotrzebnymi stałymi większymi kosztami ruchu całość urządzenia. Racjonalniejsze wówczas będzie zaopatrzenie takie-

go domu lub grupy domów w dodatkowe urządzenia podnoszące ciśnienie. Linia ciśnienia nie powinna leżeć wyżej niż około 60 m ponad najniższymi miejscami ulic, aby nie wywołać zbyt dużych ciśnień w sieci rozbiorczej i domowej. Przy większych ciśnieniach zbyt silnie zużywają się urządzenia rozbiorcze. Jeżeli teren zaopatrywania wykazuje różnice wysokościowe większe niż 60 m, wskazane jest podzielić go na kilka oddzielnych stref.

Przy ustalaniu wysokości, na jakiej zbiornik powinien być wybudowany, należy rozróżnić układ zbiornika przepływowego, zbiornika końcowego lub pomocniczego końcowego. Zbiorniki przepływowe są wykonywane w układach, gdzie woda dopływa grawitacyjnie wysoko, gdyż w ten sposób istnieje do rozporządzenia większa strata ciśnienia na pokonanie oporów w przewodach, które mogą być wykonane o przekrojach mniejszych.

Górną granicę położenia zbiornika, jak wspomniano wyżej, stanowi dopuszczalne ciśnienie dla zastosowanych rur i materiałów instalacyjnych. Rury żeliwne oraz innego rodzaju rury instalacji domowych nie powinny być narażone na wyższe ciśnienie niż 10 atmosfer. W godzinach nocnych, w czasie których rozbiór jest bardzo niewielki, linie ciśnień przebiegają prawie poziomo, tak że w całej sieci ciśnienie odpowiada położeniu zwierciadła wody w zbiorniku. Zbiornik przepływowy może być więc położony co najwyżej 100 m ponad najniższymi punktami dzielnic połączonych z nim bezpośrednio. Dla dzielnic miasta położonych niżej powinno być przewidziane zmniejszenie ciśnienia przy pomocy jednego ze sposobów opisanych w rozdziale VIII.

Jeżeli mamy do czynienia ze sztucznym podnoszeniem wody, wysokość położenia zbiornika przepływowego należy ustalić na podstawie rozważań gospodarczych które polegać będą na zbadaniu, czy korzystniejsze jest umieszczenie zbiornika na większej wysokości z przewodami magistral o mniejszej średnicy, czy też wykonanie przewodów o większych przekrojach przy zbiorniku umieszczonym niżej odpowiednio do mniejszych strat. Przy różnej wysokości zbiornika określa się średnice przewodów głównych oraz oblicza się odpowiednio do wysokości zbiornika roczne koszty ruchu, wreszcie oprocentowanie i amortyzację kapitału wyłożonego na budowę przewodów. Najodpowiedniejszą wysokością jest ta, przy której suma obu wydatków osiąga minimum. W wypadku układu wysokościowego terenu wymagającego budowy wieży zbiornikowej koszty budowy zależą w znacznym stopniu od wysokości wieży. Należy wówczas doliczyć oprocentowanie i amortyzację od sumy wydanej na budowę zbiornika; podobnie należy postępować, jeżeli buduje się zbiornik terenowy, którego koszty budowy zależą od wysokości jego umieszczenia.

Określenie wysokości położenia zbiornika końcowego przeprowadza się dla szczytowego rozbioru wody w sieci rozdzielczej. Część miasta zaopatrywana jest wówczas w wodę z ujęcia, część ze zbiornika. W czasie zerowego rozbioru cały wydatek źródła, względnie cała ilość wody tłoczona pompami dopływa do zbiornika. Wypadek ten rozstrzyga przy określeniu maksymalnej wysokości tłoczenia na pompach. Gdy cała sieć rozdzielcza zaopatrywana jest z ujęcia lub zbiornika przepływowego, gdy rozbiór w sieci staje się równy dopływowi, linia ciśnień od krańca masta do zbiornika końcowego przebiegać powinna poziomo, co oznacza, że zbiornik końcowy wcale nie dostarcza wody do sieci.

Układ linii ciśnienia wzdłuż przewodu łączącego ujęcie i zbiornik, lub też zbiornik przepływowy i końcowy, pokazano na rys. 185, 186.

Podział zbiorników.

Zbiorniki wodociągowe podzielić można, zależnie od umieszczenia dna zbiornika w stosunku do terenu, na zbiorniki terenowe i zbiorniki wieżowe. Zbiorniki pierwszego rodzaju znajdują się całkowicie lub częściowo w wykopie, dno ich i ściany spoczywają bezpośrednio na gruncie. Chronione są one przed wpływami temperatury, budowa jest prostsza i tańsza oraz zawsze istnieje możliwość powiększenia ich bez szczególnych trudności.

Zbiorniki wieżowe umieszczane są nad terenem, na specjalnej podbudowie w postaci konstrukcji nośnej na wysokości większej lub mniejszej, zależnie od miejscowych potrzeb. Coś pośredniego pomiędzy zbiornikiem terenowym i zbiornikiem wieżowym stanowią zastosowane w niektórych miejscowościach kolumny wodne. W nich, podobnie jak w zbiornikach wieżowych, zwierciadło wody przy swoim najwyższym położeniu leży na dużej wysokości nad terenem, ścia-

ny zaś sięgają aż do terenu; tego rodzaju stojące rury są jednocześnie zbiornikami terenowymi o małym przekroju poprzecznym, a dużej głębokości.

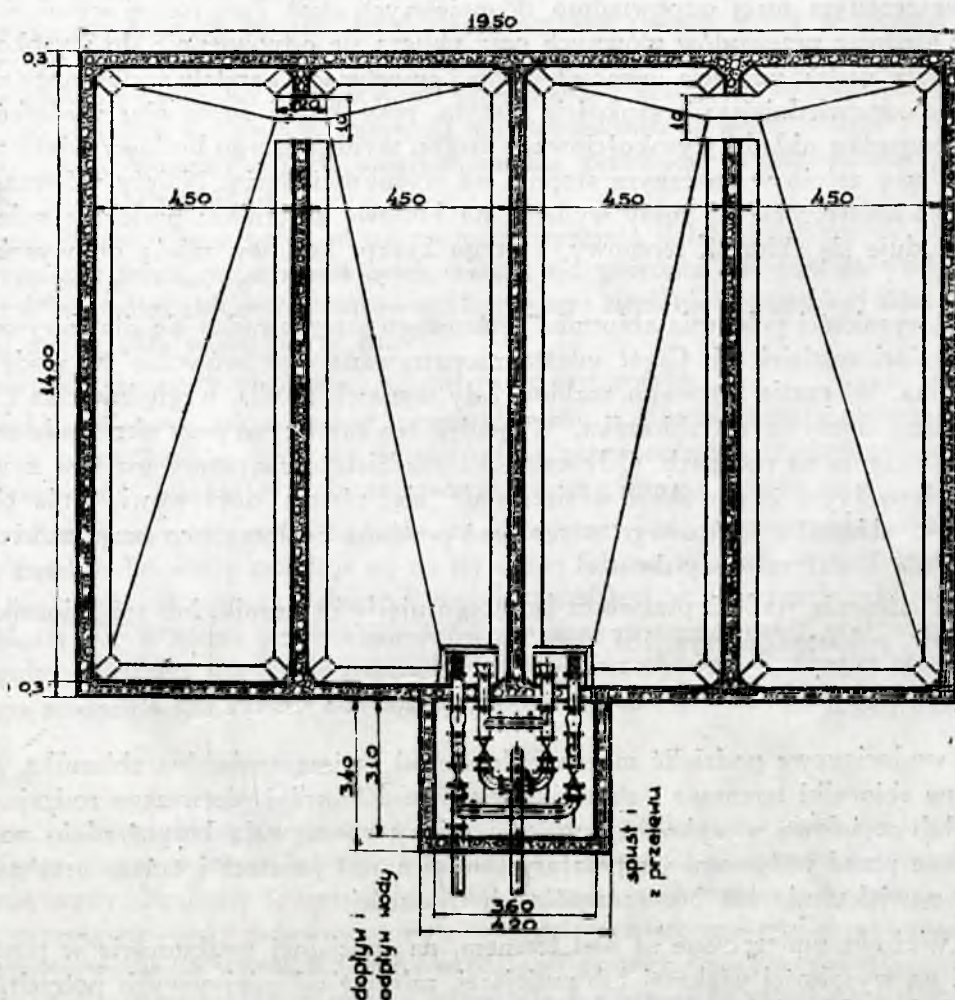
IX. 2. ZBIORNIKI TERENOWE.

Zbiorniki terenowe stosuje się zawsze tam, gdzie układ wysokościowy terenu pozwala na umieszczenie ich na blisko leżącym naturalnym wzniesieniu. Stosowane są bardzo różne kształty przekrojów poprzecznych. Najczęstsze i najwłaściwsze są kształt kołowy oraz prostokątny. Inne kształty mają uzasadnienie tylko w dostosowaniu konstrukcji zbiornika do rozporządzonego miejsca.

Dla zbiorników jednokomorowych, na ogół rzadko stosowanych, przy pojemności poniżej 25 m^3 , najodpowiedniejszy jest kształt kwadratowy. Przeważnie zbiorniki wykonywane są jako dwukomorowe, przy czym, jeżeli nie wchodzi w grę specjalne względy, najodpowiedniejszy będzie kształt kołowy.

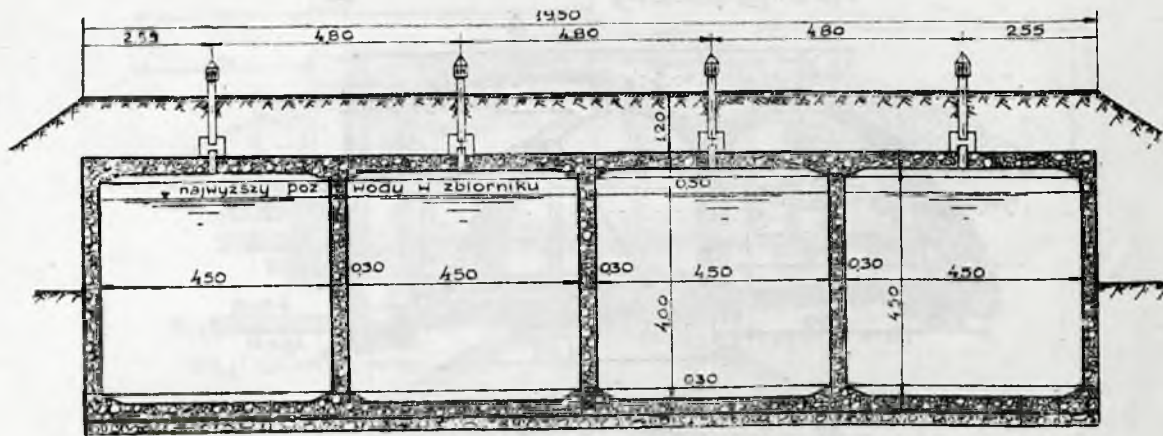
Ściany takiego zbiornika narażone są tylko na siły podłużne, podczas gdy przy wszystkich innych kształtach podlegają one, poza działaniem sił podłużnych, działaniu momentów i z tego powodu powstaje możliwość tworzenia się pęknięć i w większym stopniu nieuszczelności. Przy zastosowaniu żelbetu koszt budowy zbiorników kołowych jest znacznie mniejszy niż prostokątnych. Do pojemności 600 m^3 ekonomiczniejsze są zbiorniki o kształcie kołowym.

Dla zbiornika dwukomorowego o kształcie prostokątnym najkorzystniejszym przekrojem, tj. takim, dla którego w tych samych warunkach uzyskuje się najmniejsze koszty, jest przekrój o stosunku szerokości jednej komory równym $0,75$ długości. Większej ilości komór niż dwie

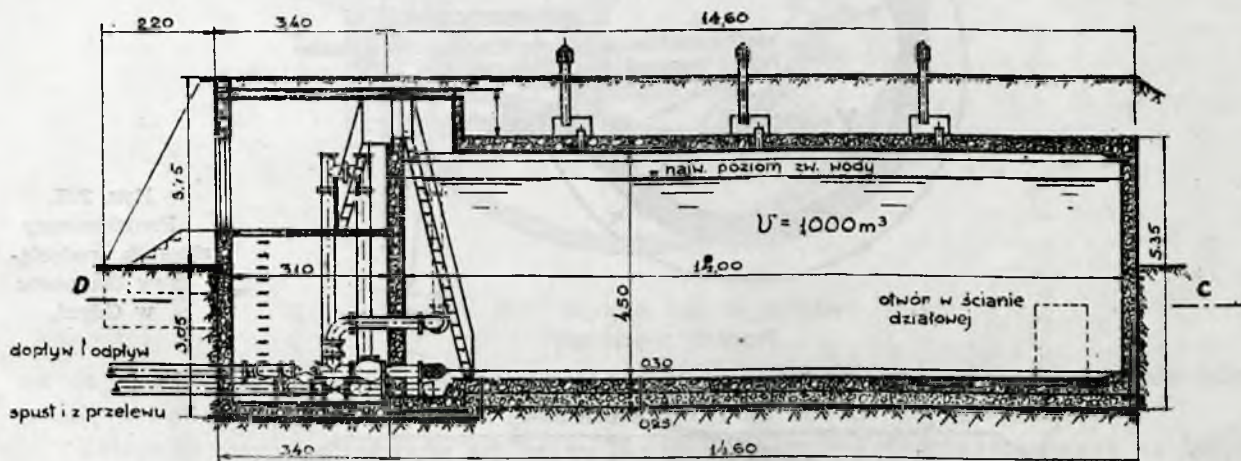


Rys. 203. Projektowany zbiornik żelbetowy dla Krośna.

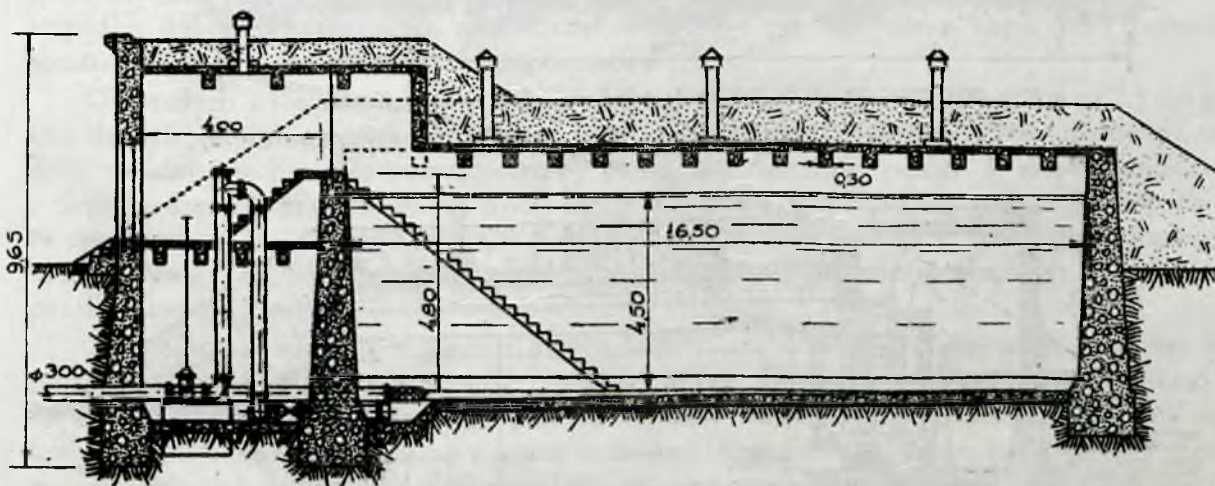
Przekrój poziomy po D — C (rys. 205).



Rys. 204. Projektowany zbiornik wodociągowy dla Krosna.
Przekrój poprzeczny.

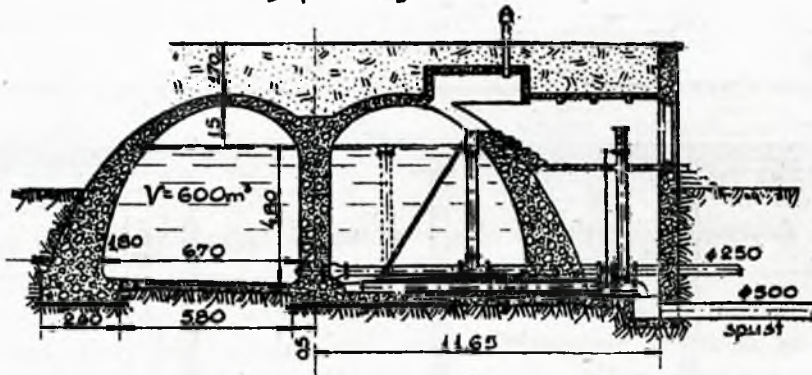


Rys. 205. Projektowany zbiornik żelbetowy dla Krosna.
Przekrój podłużny.

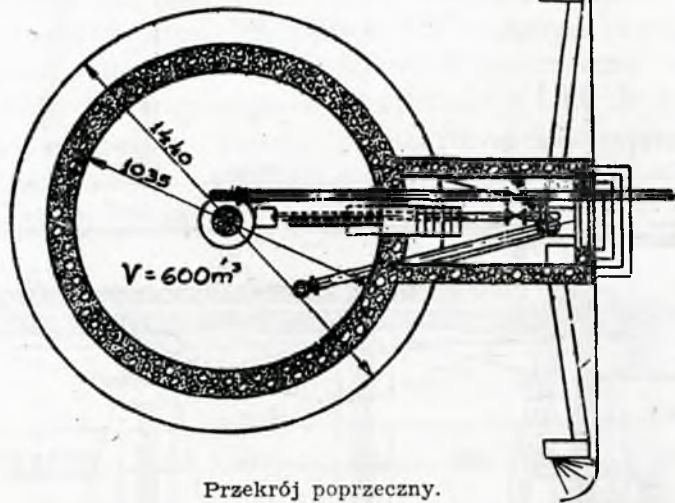


Rys. 206. Projekt zbiornika wodociągowego 1000 m³ dla m. Gdyni.

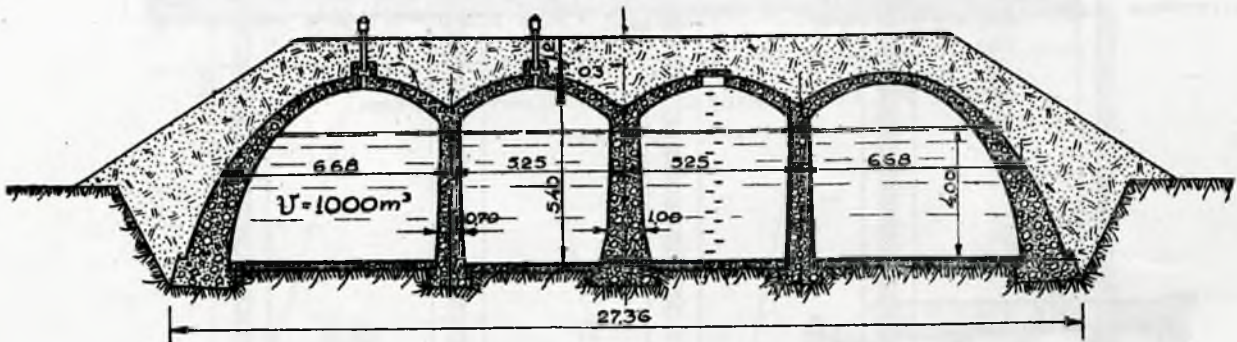
Przekrój pionowy



Przekrój poziomy

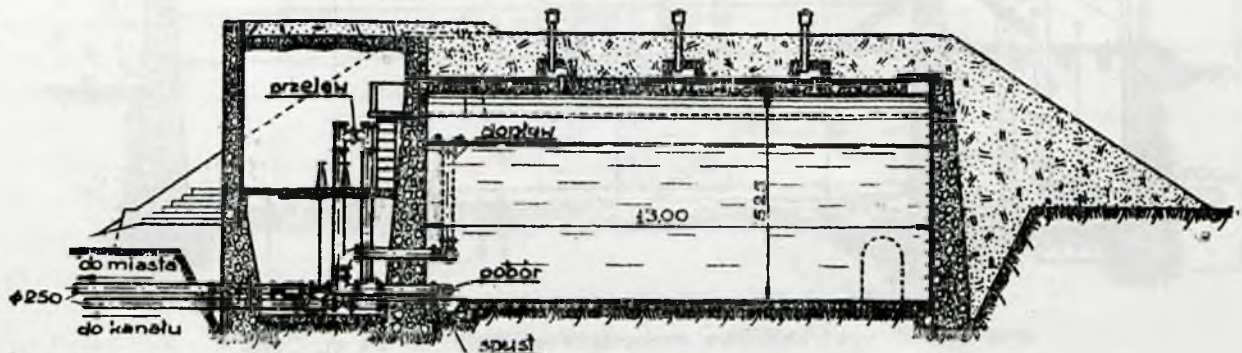


Przekrój poprzeczny.



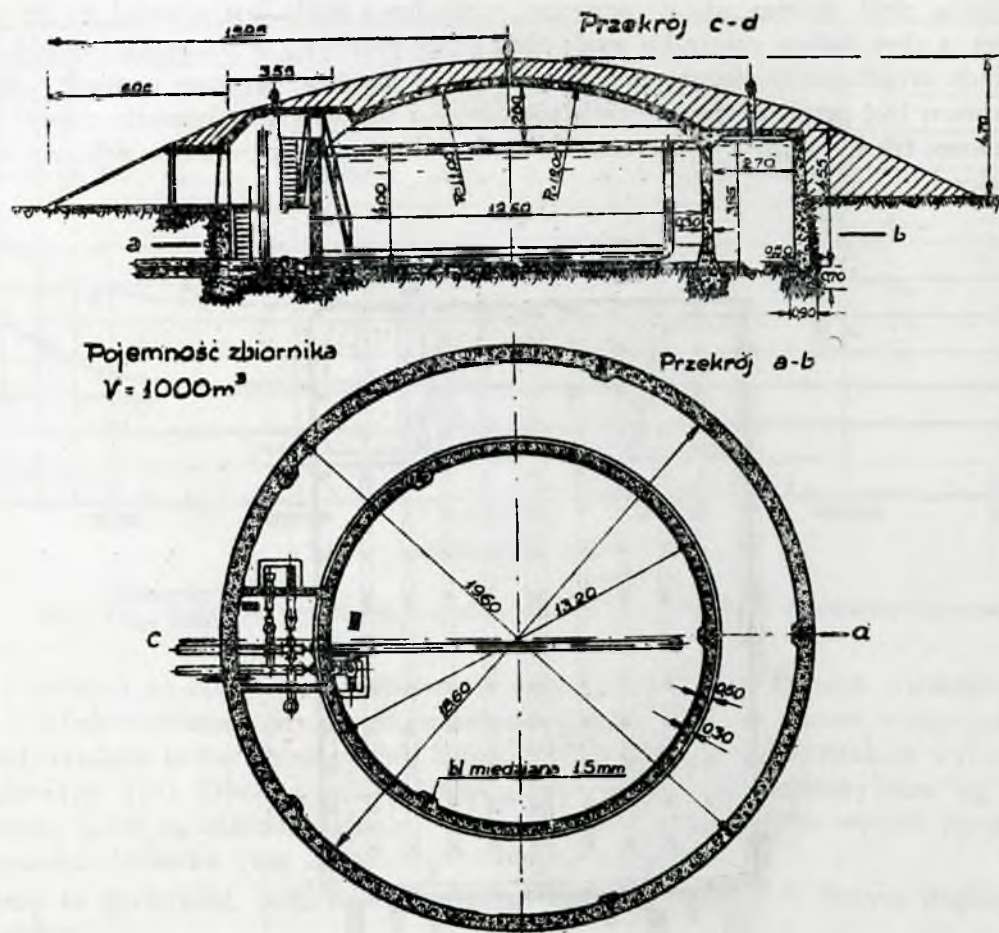
Rys. 208. Projekt zbiornika wodociągowego dla miasta Krosna.

Przekrój podłużny.



Rys. 209. Projekt zbiornika wodociągowego dla miasta Krosna.

Rys. 207.
Projektowany
zbiornik wodocią-
gowy dla portu
w Gdyni.



Rys. 210. Zbiornik kołowy w Gdyni.

nie daje się z uwagi na koszty oraz ze względu na konieczność bardziej złożonego układu uzbrojenia przewodami. O ukształtowaniu zbiorników decydują zawsze warunki miejscowe.

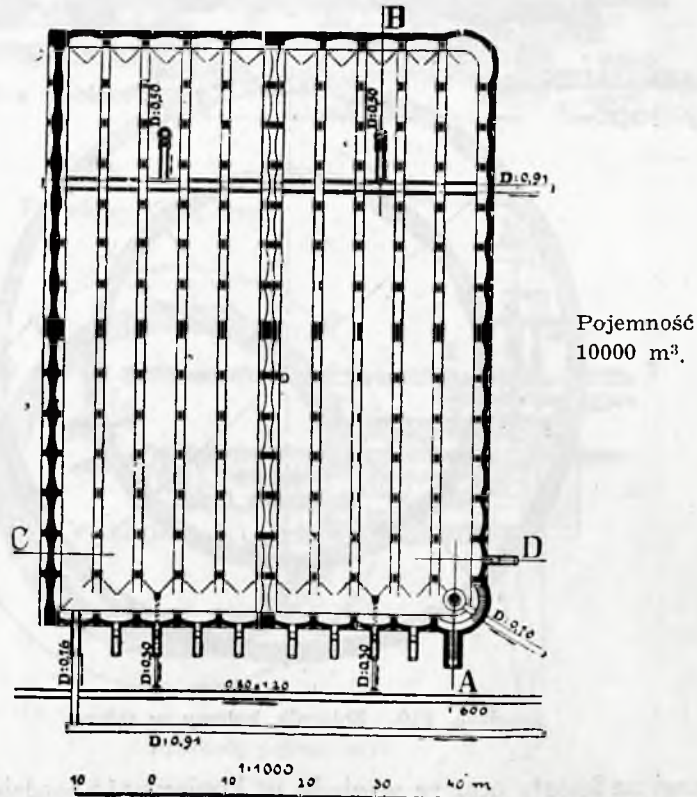
Zbiorniki mogą być otwarte lub kryte. Na ogół zbiorniki otwarte stosowane są bardzo rzadko, raczej tylko dla wody surowej, nieoczyszczonej. Przykrycie służy jako ochrona przed możliwym zakażeniem zamagazynowanej wody i przed rozwojem alg. Pokrycie wykonywane jest, zależnie od konstrukcji zbiornika, w postaci płyt płaskich (rys. 203, 204, 205), płyt żebranych (rys. 206) lub sklepień (rys. 207, 208, 209) oraz dla kołowych zbiorników również w postaci kopuł (rys. 210). Dla małych zbiorników kopuły rzadko znajdują zastosowanie, gdyż bardzo kosztowne jest wykonanie szalowań. Nie opłaca się tutaj angażowanie potrzebnych w tym wypadku dobrze wyszkolonych robotników, bezbłędne zaś wykonanie kopuł przy pomocy robotników niewyszkolonych jest niepodobieństwem.

Dla małych i średniej wielkości zbiorników głębokość wody obiera się równą 2,5 do 4,0 m. Dla dużych zbiorników głębokość wody waha się w granicach 3 do 5 m. Ze względów na szczelność, nie daje się bez szczególnej potrzeby głębokości znacznie ponad 5 m. W urządzeniach z doprowadzeniem grawitacyjnym wody częstokroć mały istniejący do rozporządzenia całkowity spadek zmusza do dalszego zmniejszenia głębokości w zbiorniku, gdyż nawet przy prawie próżnym zbiorniku wymagane ciśnienie we wszystkich punktach sieci rozbiorczej nie może spaść poniżej pewnego poziomu w chwili największego rozbioru.

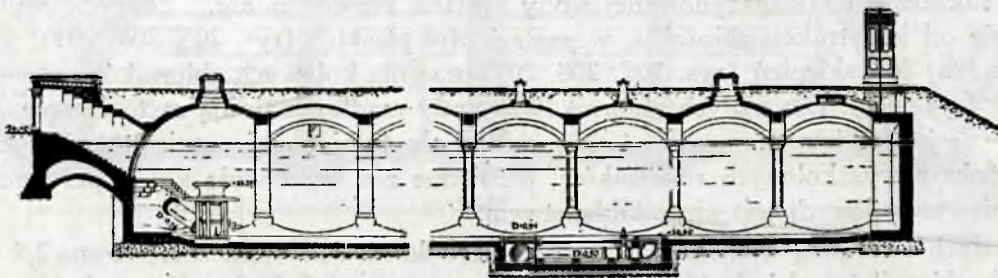
Zbiorniki powinny się składać z dwóch komór, ażeby w czasie czyszczenia czy też konieczności wyłączenia z powodu przeprowadzanych robót, zawsze co najmniej jedna komora była czynna dla utrzymania ciągłej współpracy zbiornika. Przy kształtach prostokątnych budowę wykonać można stopniowo w miarę wzrostu rozbioru. W razie takiej rozbudowy należy w projekcie przewidzieć kolejność robót, szczególnie zaś wykonanie i rozmiar komory zasuw. Przy pierwszej rozbudowie z reguły nie uwzględnia się okresu dłuższego niż 10 do 15 lat, gdyż poza nie-

ekonomicznością zbyt daleko idącej pierwszej rozbudowy wadą jest również to, że przy małym rozbiorze, a zbyt dużym zbiorniku woda zbyt długo przebywa w zbiorniku i traci na jakości.

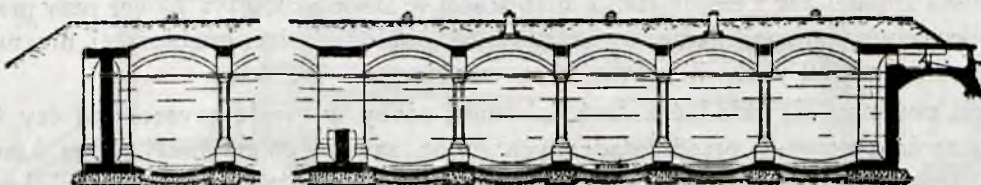
W małych urządzeniach można się zadowolić jedną komorą, wówczas pomiędzy dopływem i odpływem musi być przewidziany przewód obiegowy i ustawiona w komorze zasuw rura stojąca z przelewem, tak by w razie wyłączenia zbiornika nie została przerwana dostawa wody do sieci rozdzielczej.



Plan zbiornika wody czystej.

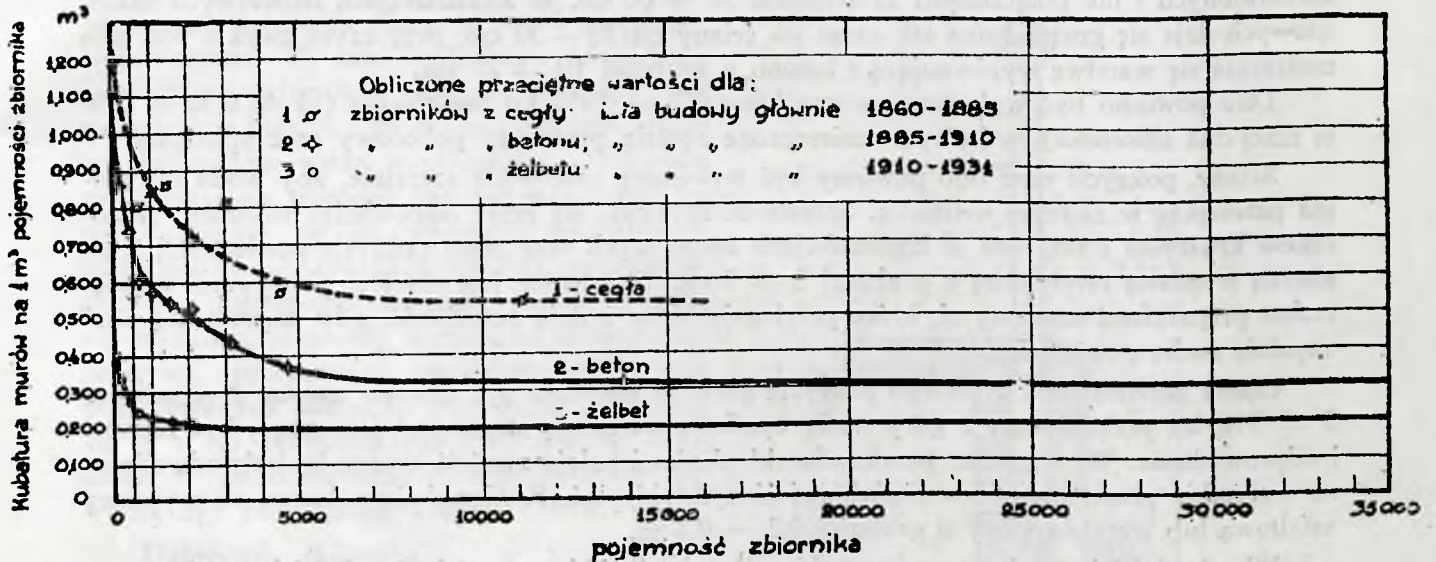


Przekrój po AB.



Przekrój po CD.

Rys. 211. Zbiornik wody czystej wodociągów warszawskich.



Rys. 212. Zależność pomiędzy kubaturą murów i pojemnością zbiorników terenowych.

Jako materiał na budowę zbiorników może być zastosowany kamień naturalny, sztuczny w postaci sklinkierowanej cegły, beton, wreszcie żelbet. Obecnie prawie wyłącznie stosowany jest żelbet, rzadziej beton zbrojony lub beton. Tylko dawniejsze konstrukcje wykonywane były z cegły (rys. 211). Obecnie tylko w specjalnych warunkach wykonywane są konstrukcje niezłobetonowe, gdyż są nieekonomiczne. Kubatura murów stanowi tu wysoki procent użytecznej pojemności zbiornika. (rys. 212).

Należy tu podkreślić, że kształt zbiornika i jego ścian zależy w dużym stopniu od użytego materiału.

Ściany komór zbiornika wykonywane są zwykle jako pionowe, pokrycia zaś najczęściej w postaci płyt, które nie wywierają żadnego parcia poziomego na ściany, a więc przeważnie w postaci płyt gładkich lub też żebrowanych z podciągami lub bez, tylko dla zbiorników kołowych większych rozmiarów zastosowano kopuły, od których siły poziome przejmowane są przy pomocy pierścieni ustawionych na górnej krawędzi ścian. Przy kryciu sklepieniem ściany podpierające łuk przystosowuje się kształtem do niego.

Żelbet znalazł bardzo duże zastosowanie przy budowie zbiorników. Najlepiej nadaje się on przy budowie dużych zbiorników. W razie małych zbiorników należy zawsze zbadać, która z konstrukcji, masywna bez wkładek żelaznych, czy też konstrukcja żelbetowa jest bardziej odpowiednia. Zbiorniki żelbetowe nie zawsze są tańsze niż z masywnego muru bez wkładek żelbetowych. W wielu wypadkach posiadają one wielkie zalety, tak np. przy słabym gruncie, niejednostajnej postaci placu budowy, w wypadku drogiego żwiru, piasku i materiałów oraz złych dróg dojazdowych, co zdarza się często przy budowie zbiorników. Zaletą zbiornika żelbetowego jest dalej jego szczelność. Grubość ścian zbiorników żelbetowych wynosi od 15 — 30 cm.

Jeżeli we wnętrzu zbiornika znajdują się słupy, to pod nimi dla rozdzielenia ciśnienia konieczne są specjalne fundamenty.

Ściany zbiornika muszą zawierać tyle żelaza, aby naprężenia w żelazie nie przekraczały 1000 — 1200 kg/cm². Ażeby ochronić ściany zbiornika przed tworzeniem się rys, naprężenia rozciągające w przekrojach złącz, przy uwzględnieniu współpracy betonu, nie mogą przekraczać naprężeń 12 do 15 kg/cm².

Dno zbiornika daje się albo jako jednolitą konstrukcję ze ścianami, lub też oddziela szwem odpowiednio uszczelnionym, najlepiej kitem asfaltowym. Konstrukcja dna zależna będzie od wytrzymałości gruntu oraz obmyślonego schematu statycznego. Gdy woda posiada własności agresywne, należy zabezpieczyć materiał dna i ścian przed korozją lub zastosować materiał odporny. Cegła musi być mocno wypalona ze stykami zalany cementem, przy czym styki powierzchni stykającej się z wodą agresywną muszą być zalane asfaltem. Grubość płyt betonowych

niezbrojonych i nie połączonych ze ścianami 50 — 60 cm. W konstrukcjach żelbetowych monolitowych daje się grubość dna tak samo jak ściany od 45 — 30 cm, przy czym zwykle pod nim umieszcza się warstwę wyrównującą z betonu o grubości 10 — 25 cm.

Dno powinno być wykonane ze spadkiem 0,2 — 0,4‰ ku zagłębieniu (około 0,30 — 0,50 m niżej dna zbiornika), w którym umieszczone zostają przewody poborowy oraz spustowy.

Ściany, pokrycie oraz dno powinny być wykonane całkowicie szczelnie, aby woda nie mogła przesiąkać w żadnym kierunku. Szczelność uzyskuje się przez odpowiedni stosunek składników kruszywa i cementu w konstrukcjach betonowych oraz przez pokrycie powierzchni ścian gładką wyprawą cementową o grubości 2 — 3 cm. Stosowane jest również pokrywanie powierzchni preparatami smołowymi, które przylegają ściśle i dają szczelność, gdy smaruje się nimi zupełnie suche powierzchnie.

Górna powierzchnia płaskiego pokrycia górnego powinna być dawana zawsze ze spadkiem 2 — 3‰, by przesiąkające z góry wody opadowe nie mogły stagnować, lecz mogły być zebrane i odprowadzone. W wypadku przykrycia sklepieniami należy zwrócić uwagę, by były odwodnione wszystkie punkty leżące w liniach najniższych sklepień. Powierzchnię pokrywa się wyprawą asfaltową lub warstwą gliny o grubości 0,2 — 0,3 m.

W celu dobrej wymiany wody w zbiorniku dzieli się komory ściankami działowymi i wprowadza wodę w jednym końcu komory, pobiera zaś w drugim. Unika się w ten sposób powstawania miejsc martwych. Otwór wylotowy przewodu doprowadzającego umieszczany jest w poziomie górnego zwierciadła wody w zbiorniku lub w połowie wysokości.

Izolacja cieplna zbiornika ziemnego.

Zbiorniki gruntowe, podobnie jak wszystkie inne prowadzące wodę części urządzenia wodociągowego, muszą być starannie zabezpieczone przed wahaniami temperatury, a w szczególności przed mrozem; w tym celu są one częściowo zapuszczane w ziemię, natomiast część wystająca z ziemi pokrywana jest nasypem ziemnym. Wysokość zagłębienia wybiera się w ten sposób, aby nastąpiło wyrównanie mas. Wysokość nasypu zależy od warunków klimatycznych i wynosi z reguły od 1,0 do 1,5 m. Zbiorniki końcowe, w których woda stagnuje dość długo, wymagają lepszej ochrony przed oziębianiem wody w zimie i ogrzaniem w lecie, niż zbiorniki przepływowe, w których woda stale się odnawia.

W wypadku pokrywania sklepieniem łukowym lub płytą należy podczas wykonywania nasypu zwracać szczególną uwagę na to, aby w czasie tej roboty nie powstawały obciążenia innego rodzaju, niż te, które przyjęto za podstawę do obliczeń statycznych. Ponieważ obliczenie zawsze przeprowadzane jest dla gotowego nasypu, sklepienie musi być z obu stron w jednakowym stopniu pokryte, płyty zaś muszą być tak pokryte, aby wszystkie pola wieloprzęstowej belki były obciążone jednostajnie.

Odwodnienie.

Wody deszczowe są chwywane otwartymi rowami; gdy do wykopu przesiąka mimo to woda, konieczne jest jego zdrenowanie z wylotem do przewodu spustowego. Wody gruntowe i powierzchniowe powinny być starannie odprowadzane. Jeżeli w wykopie znajduje się woda gruntowa, należy sprawdzić jej działanie na wapno i beton. Jeżeli woda gruntowa posiada właściwości agresywne tylko w niewielkim stopniu lub ma się do czynienia z mniej lub więcej stagnującą wodą, wystarcza przeważnie gładka wyprawa cementowa i podwójna warstwa preolitu lub inertolu, ażeby ochronić powierzchnie zewnętrzne od niszczenia.

W wypadku wody gruntowej o silnych właściwościach agresywnych lub przy dużej jej prędkości przepływu (wody źródlane), a na ogół małej agresywności, nie można budować zbiornika bez przeprowadzenia odwodnienia w dostatecznym stopniu, lub też bez dostatecznie pewnego zabezpieczenia się przed dopływem wody gruntowej do powierzchni betonu, a to przez odpowiedniej grubości warstwę gliny lub warstw izolacyjnych z asfaltu.

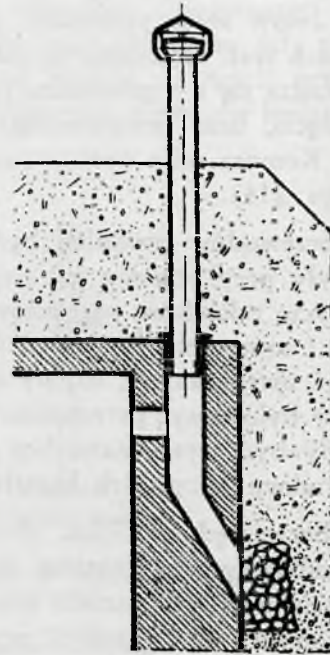
Przewietrzanie.

Ze względu na ciągłą zmianę poziomów wody w zbiorniku, dla umożliwienia wymiany wody z powietrzem w przestrzeniach opróżnianych lub zapełnianych wodą, w pokryciu gór-

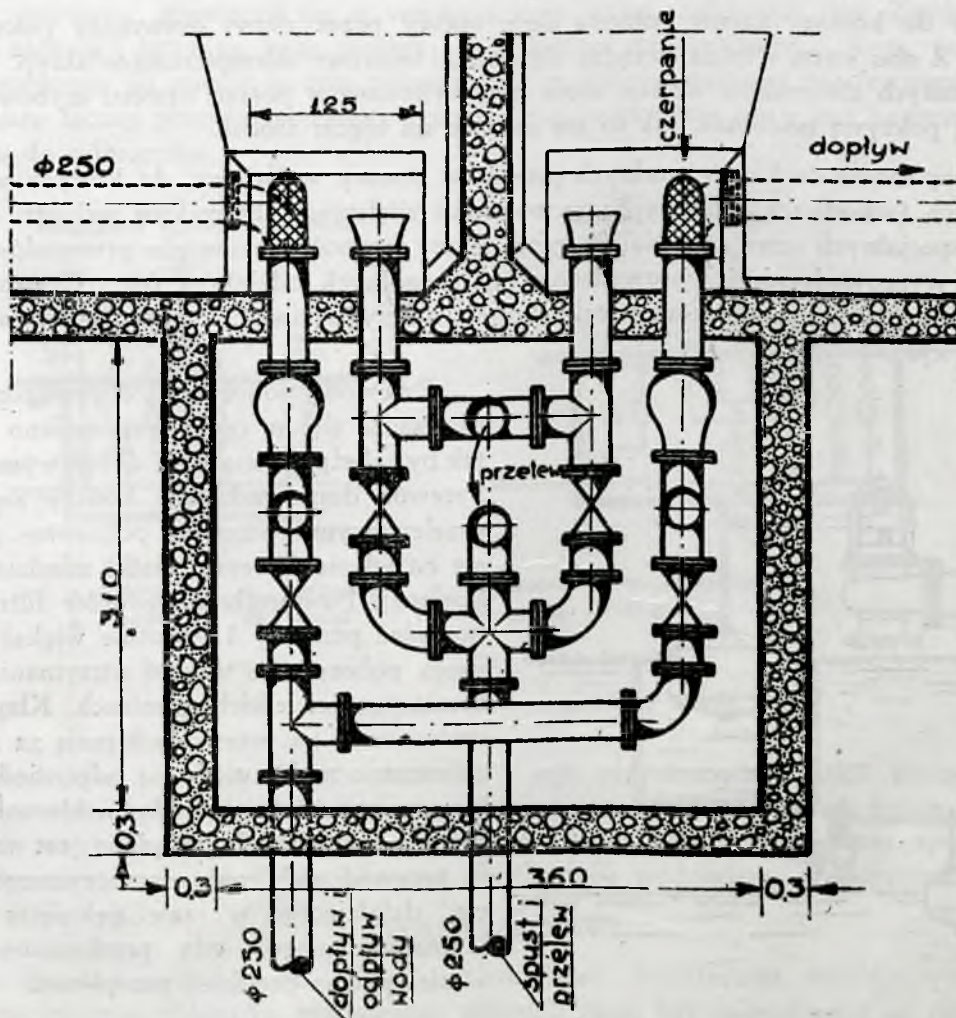
nym umieszcza się przewody wentylacyjne. Zabezpieczać one mają również przed zaręchnięciem wnętrza. W celu dokładnego odnawiania powietrza powierzchnie kryjące powinny być umieszczane możliwie blisko najwyższego poziomu zwierciadła wody w zbiorniku. Przewody przewietrzające powinny być tak wykonane, by nie dostawały się do wnętrza jakiegokolwiek zanieczyszczenia (rys. 213). Otwory na zewnątrz zbiornika zabezpiecza się gęstą siatką i kryje się daszkiem, przewody wygina się esowato lub przerywa, przesuwając względem siebie osie poszczególnych odcinków przewodu. Wykonuje się je z rur żeliwnych lub jako kominy betonowe. W podobnie urządzone powietrzenie powinna być zaopatrzona komora zasuw.

Uzbrojenie zbiornika.

Zbiornik musi być zaopatrzony w szereg przewodów umożliwiających jego ciągłą pracę. Powinno być również umożliwione całkowite opróżnienie poszczególnych komór zbiornika i ich



Rys. 213. Przewód przewietrzający.



Rys. 214. Komora zasuw.

oczyszczenie. Przewidzieć także należy urządzenie zabezpieczające przed przepełnieniem się. Do powyższych celów służą przewody: doprowadzający wodę, poborowy, spustowy oraz przelew. Na przewodach tych umieszcza się odpowiednio do potrzeb zasuw oraz klapy zwrotne. Przewody wprowadza się i wyprowadza przez wspólną komorę, w której umieszczone zostają wszystkie zamknięcia, oraz przeprowadza się odpowiednie połączenie poszczególnych przewodów kształtkami. Komora taka nosi nazwę komory zasuw; umieszcza się ją zwykle w osi symetrii zbiornika (rys. 214).

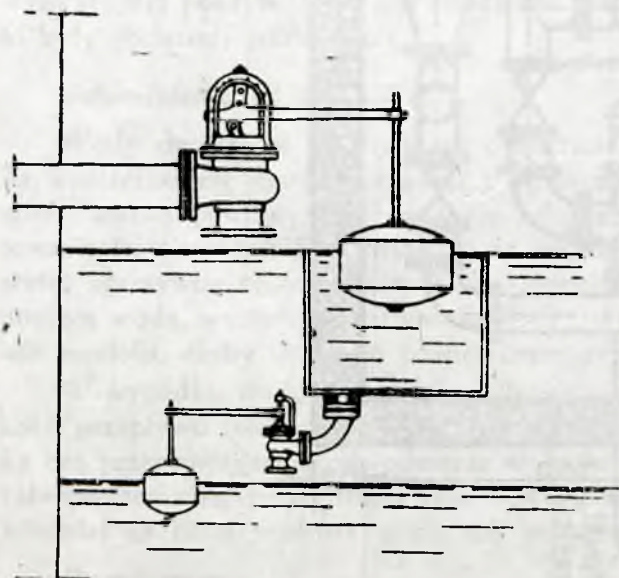
Układ przewodów powinien być przejrzysty i prosty, tak by wszelkie możliwe połączenia wykonane były przy pomocy jak najmniejszej ilości zasuw, kształtek i tam, gdzie to jest możliwe, bez użycia odcinków przejściowych. Łączenie rur w komorze zasuw wykonywa się zawsze na kołnierze i uszczelnia się gumą. Odległość przewodów między sobą i od posadzki oraz ścian należy ustalać uwzględniając roboty montażowe i demontażowe rur i zasuw, przy czym należy starać się, aby było dosyć przestrzeni dla dociągnięcia śrub w kołnierzach oraz by poszczególne zasuwki mogły być wymieniane bez rozbiórki innych przewodów. Należy też zwrócić uwagę na normalne wymiary wszystkich kształtek i armatury.

Należy bezwzględnie unikać zbyt dużych wymiarów komory zasuw, gdyż pociąga to za sobą niepotrzebną zwyczaję kosztów. Na wygodę pracy montera w pracy przy zasuwach nie należy kłaść nacisku, gdyż potrzeba takiej pracy zachodzi rzadko; dla łatwiejszego uruchamiania zasuw wrzeczona ich są częstokroć przedłużane drążkami do wysokości podestu służbowego.

Przekrój poprzeczny komory dostosowuje się do rozplanowanego układu przewodów i ich połączeń. Komora może być wsunięta w ścianę czołową zbiornika lub też może do niej przytykać.

Wejście do komory zasuw odbywa się z reguły przez drzwi, drewniane pokryte blachą lub żelazne. Z obu stron wejścia urządza się ścianki oporowe zabezpieczające nasyp. W wypadku bardzo małych zbiorników wejście może być wykonane w postaci otworu szybowego pokrytego żelazną pokrywą podobnie, jak to ma miejsce na ujęciu źródeł.

Z komory zasuw do komór wodnych prowadzą otwory wejściowe, do których wchodzi się po drabinkach (schodkach) żelaznych; w wypadku większych zbiorników wchodzi się do nich również po specjalnych schodach. Należy przewidzieć możliwość demontażu przewodów wewnątrz komór oraz wyprowadzenie i wprowadzenie poszczególnych odcinków rur. Częstokroć celem przeprowadzenia tych czynności w stropie komór należy ustawiać otwory odkrywane na czas takiej naprawy.

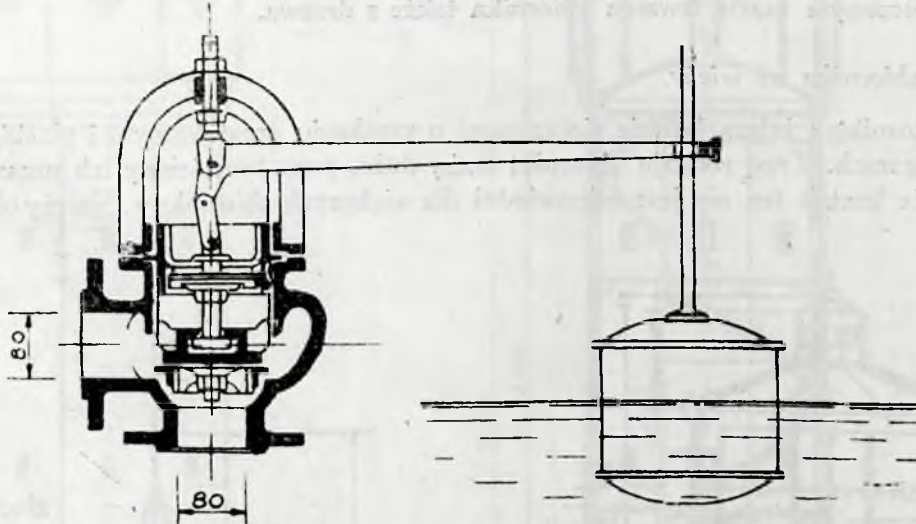


Rys. 215. Zamknięcie pływakowe dopływu wody do zbiornika.

Przewody poborowy i doprowadzający wodę umieszcza się, o czym wspomniano już wyżej, tak by zabezpieczona była dobra wymiana wody. Przewód doprowadzający kończy się odcinkiem przelewowym, przewód poborowy zabezpiecza się na wlocie filtrem z siatki miedzianej pocynkowanej. Powierzchnia otworów filtra powinna posiadać przekrój 1,5-krotnie większy od przekroju poborowego w celu utrzymania strat ciśnienia w niewielkich granicach. Klapy zwrotne umieszczone na przewodach mają za zadanie dopuszczenie ruchu wody na odpowiednim odcinku przewodu tylko w jednym kierunku. W niektórych wypadkach pożądane jest wbudowanie w przewód poborowy samoczynnego zamknięcia, działającego w razie pęknięcia rurociągu i uruchamianego, gdy przekroczona zostanie w nim pewna prędkość przepływu.

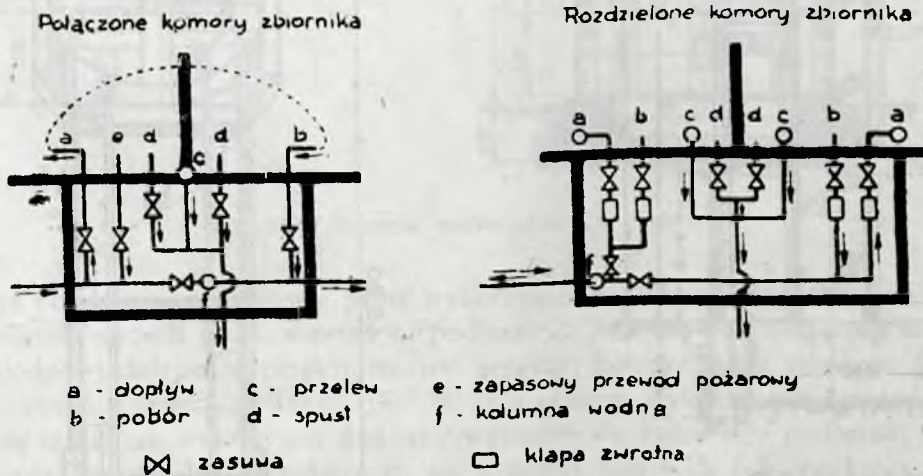
Jeżeli zbiornik pomyślany jest jako zbiornik końcowy pomocniczy, przewody dopływowe

do komór powinny być zaopatrzone w zamknięcia, tak uruchamiane przy pomocy pływaków (rys. 215, 216), żeby następowało zamknięcie dopływu w wypadku zapełnionego zbiornika, dalsza zaś nadwyżka wody szła do zbiornika przepływowego, oraz otwierane, gdy zwierciadło wody opadnie. Jeśli takie zamknięcia nie zostaną wbudowane, będzie się tracić przy pełnym zbiorniku końcowym wodę przez przelewy, zbiornik zaś przepływowy nigdy nie będzie w stanie zapełnić się całkowicie.



Rys. 216. Urządzenia pływakowe na dopływie do zbiornika.

Przewód spustowy umieszcza się w wspomnianym wyżej zagłębieniu dna. Zamknięty jest on normalnie zasuwą i łączy się poza zasuwą z przewodem przelewowym. Rura przelewowa otrzymuje poszerzenie na wlocie w celu zmniejszenia wysokości warstwy przelewającej się. Poza komorą zasuw łączny przewód spustowy i przelewowy wykonuje się z rur betonowych doprowadzanych do odbiornika.



Rys. 217. Układy przewodów w komorze zasuw.

Zależnie od ilości i kształtu komór zbiornika i jego przystosowania jako przepływowego lub końcowego różni się układ przewodów oraz zamknięć w komorze zasuw (rys. 217).

Stan wody w zbiorniku powinien być sygnalizowany na stacji pomp przez specjalnie do tego celu założone urządzenie. Wskazane jest wbudowanie wodomierza w komorze zasuw.

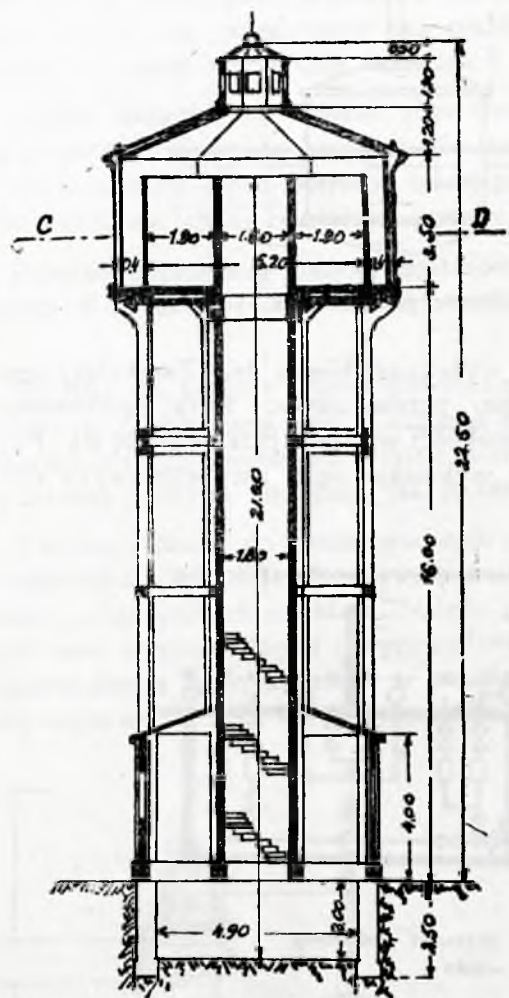
IX. 3. ZBIORNIKI WIEŻOWE.

Jeżeli na obszarze zaopatrywania lub w pobliżu brak dostatecznie wysoko wzniesionego terenu na umieszczenie zbiornika terenowego, zbiornik musi być umieszczony na podbudowie. Ponieważ w przeważnej ilości wypadków całość urządzenia otrzymuje z zewnątrz wygląd wie-

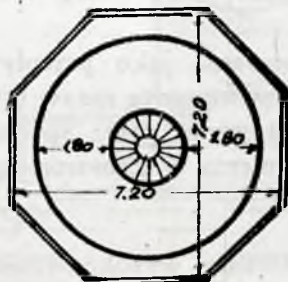
ży, częstokroć tego rodzaju urządzenie zwie się zbiornikiem wieżowym (wieżą ciśień). Duże koszty podbudowy zbiornika wieżowego zmuszają do możliwie oszczędnego jego wymiarowania. Dla pojemności mniejszej niż 100 m^3 zbiorniki wieżowe nie są stosowane, gdyż nieproporcjonalnie obciążony jest 1 m^3 magazynowanej wody kosztem ścian i ciężkiej podbudowy. Jako materiał budowlany na zbiorniki stosowane są: żelazo, żelbet, a dla zbiorników czasowych, np. na placu budowy, również drzewo. Konstrukcja nośna wykonywana jest z cegły, betonu, żelbetu, a przy ograniczonym czasie trwania zbiornika także z drzewa.

Kształt zbiornika na wieży.

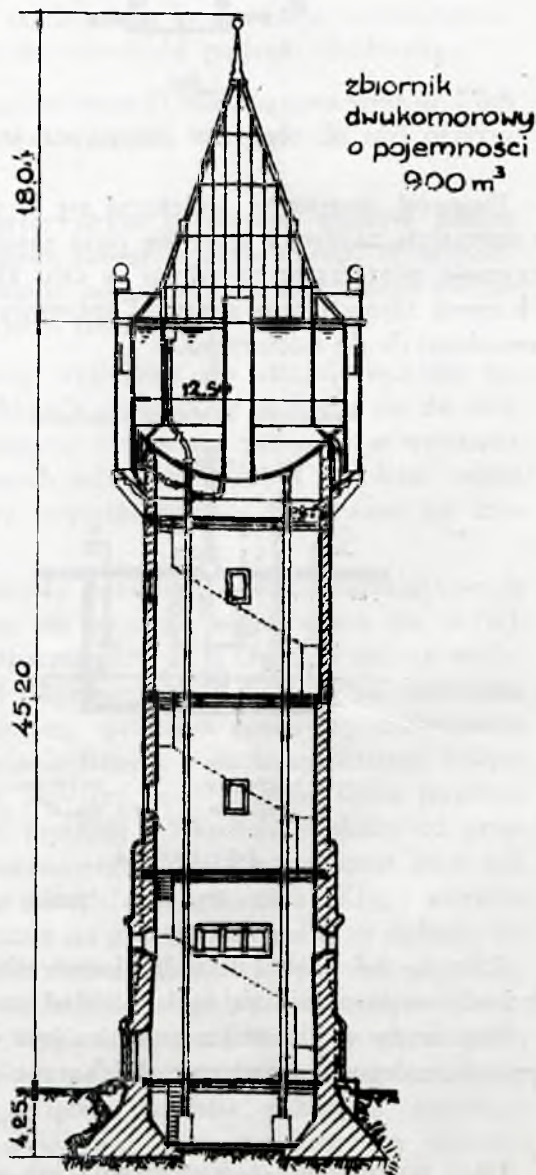
Małe zbiorniki z żelaza buduje się czasami o przekroju prostokątnym i płaskim dnie opartym na dźwigarach. Tego rodzaju zbiorniki ważą dużo, poza tym ściany ich muszą być usztywnione, tak że kształt ten nie jest odpowiedni dla większych zbiorników. Należy obierać kształt



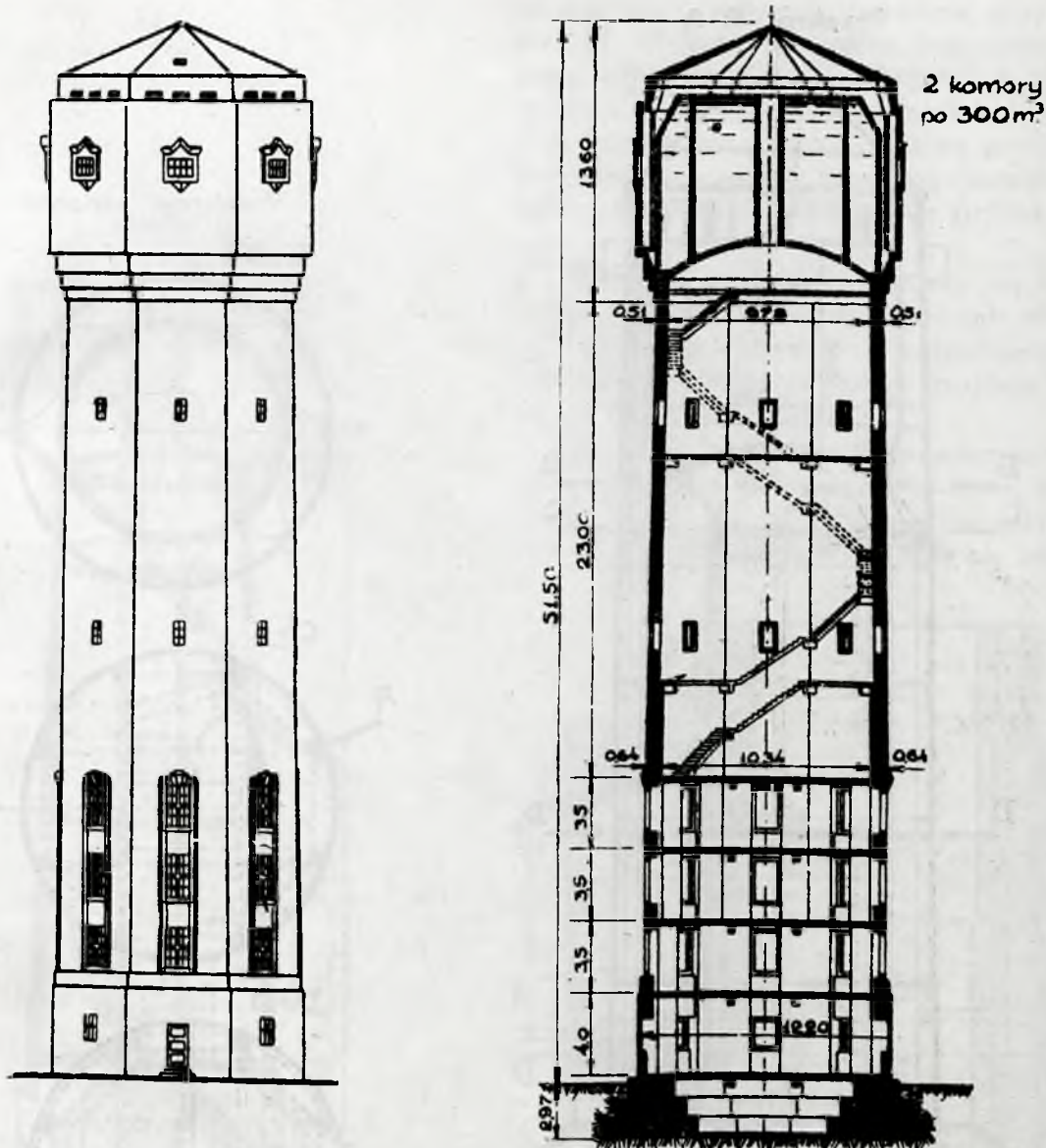
Przekrój C-D



Rys. 218. Wieża wodna w Kulparkowie.



Rys. 219. Wieża wodna w Straubing.

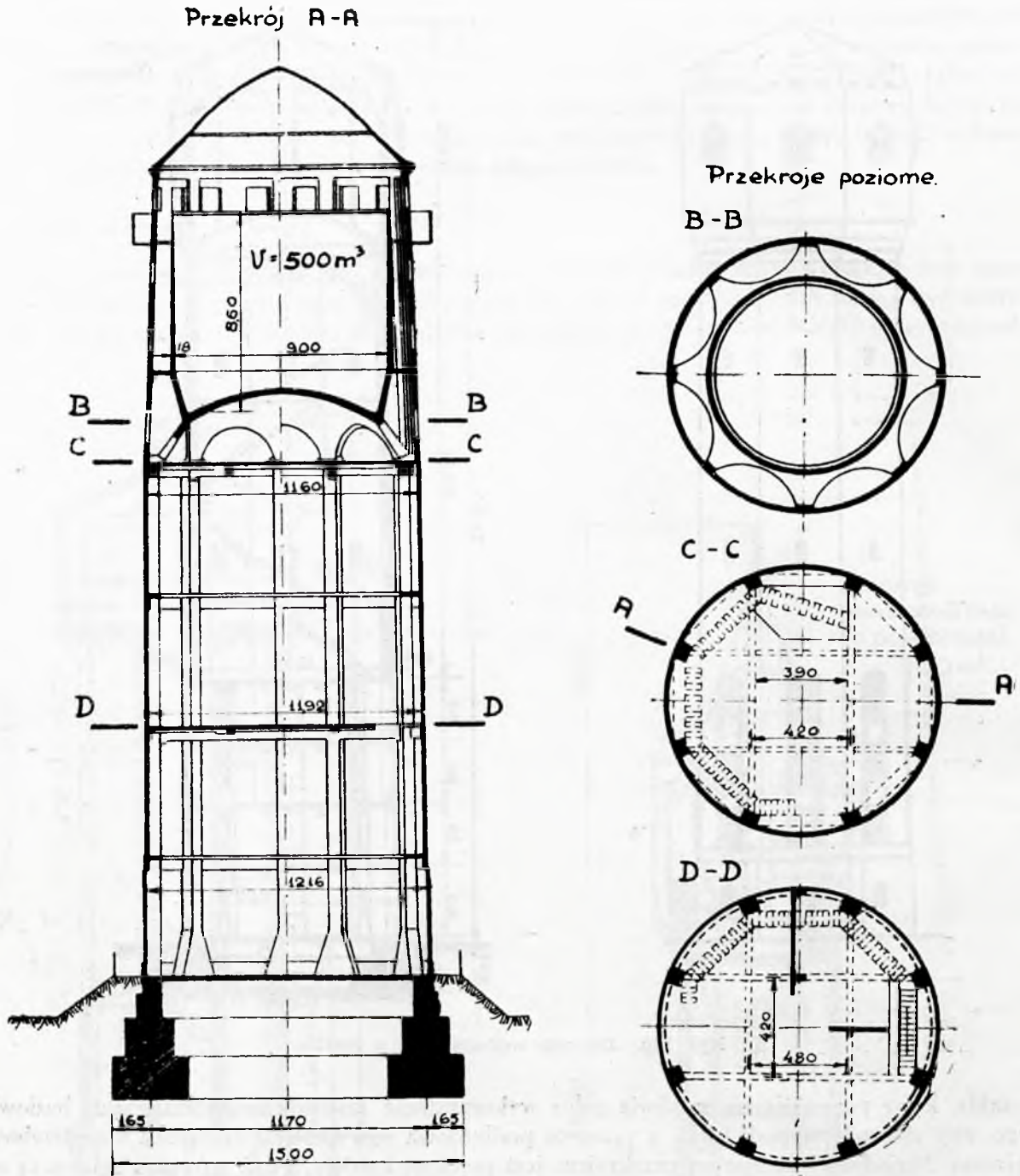


Rys. 220. Zbiornik wodociągowy w Sedd'n.

ty takie, które pozwalają na możliwie pełne wykorzystanie zastosowanego materiału budowlanego, aby zbiornik wypadł lekki, a przez to podbudowa jego nie była obciążona niepotrzebnym ciężarem. Najodpowiedniejszym przekrojem jest przekrój kołowy, gdyż wówczas ściany są obciążone tylko siłami podłużnymi (rys. 218). W celu pełnego wykorzystania materiału budowlanego należy się starać tak wykonywać dno, aby występowały tylko siły podłużne; temu warunkowi odpowiada kształt dna, składającego się z części kulistych lub stożkowych (rys. 219, 220, 221).

Najkorzystniejszym więc kształtem zbiorników żelaznych jest cylinder o przekroju kołowym. Stosowane dzisiaj żelazne zbiorniki składają się przeto prawie wszystkie z kołowego cylindra i różnią się tylko kształtem dna, jak również sposobem podparcia, które przeprowadza się albo na krawędzi albo wewnątrz dna. Głębokość zbiorników cylindrycznych obiera się zwykle równą połowie średnicy.

Zbiorników żelaznych z dnem płaskim dzisiaj się nie stosuje. Najstarszym typem jest dno kuliste. Ma ono tę wadę, że pierścień oporowy, znajdujący się na połączeniu płaszcza cylindrycznego z dnem kulistym, musi przejść duże i zmienne, zależnie od napełnienia zbiornika, naprężenia. Wskutek tego powstają obciążenia ścian podbudowy, czego nie daje się usunąć przez specjalne, silnie wykształcone pierścienie podporowe.

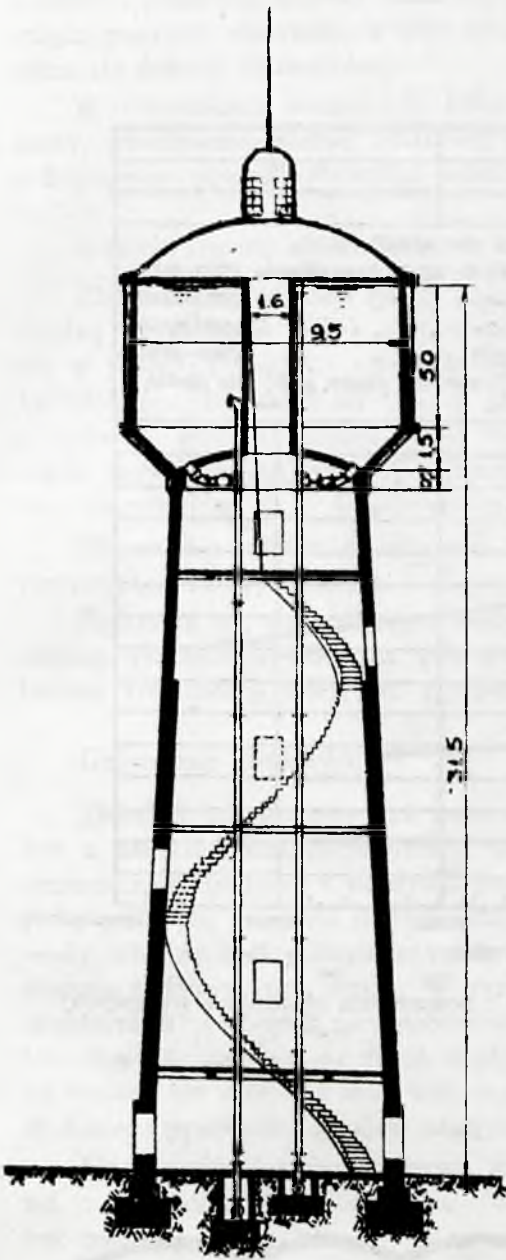


Rys. 221. Zbiornik wodociągowy w Hockenheim.

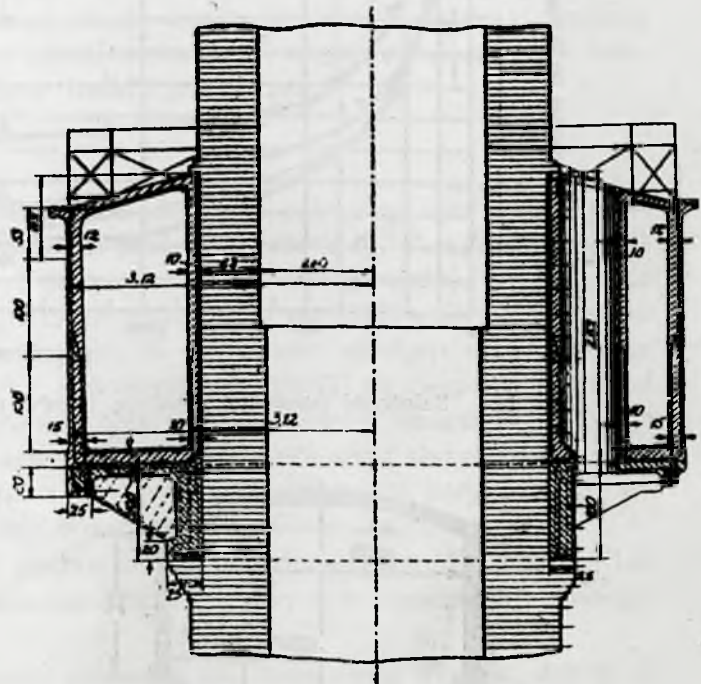
Aby doprowadzić do minimum siłę działającą na pierścien podporowy, Intze zaprojektował dna składające się z dwóch przecinających się powierzchni, podpartych w linii przecięcia się (rys. 222). Przy takim kształcie dna opory ciśnienia wywierane na pierścien znoszą się w mniejszym lub większym stopniu.

Aby umożliwić dojście do wnętrza zbiornika, ustawia się na zewnątrz drabinki lub też, jak to stosowane jest w zbiornikach Intzego, daje się w środku szyb, w którym pomieszcza się drabinki. Rura szybowa obciążona jest ciśnieniem wody z zewnątrz i należy ją usztywnić kratownicami, aby uchronić przed zgnieciem.

Zaletą wyróżniającą konstrukcję Intzego jest to, że konstrukcja nośna nie musi być wymiarowana w odniesieniu do największych szerokości zbiornika, lecz w odniesieniu do wymiaru pierścienia podporowego. Wady zaś tej konstrukcji są następujące: 1) wykonanie dna jest droż-



Rys. 222. Projekt zbiornika w Sochaczewie.



Rys. 223. Pierścieniowy żelbetowy zbiornik wodociągowy w kominie fabrycznym.

sze oraz należy staranniej uszczelniać nity, 2) pojemność użyteczna zbiornika jest zmniejszona przez dno podporowe, 3) naprężenia w pierścieniu oporowym, przy małym napełnieniu, powodują przesuwanie się pierścienia po powierzchni podparcia, 4) trudno rozwiązać zadowalająco całość zewnętrzną pod względem architektonicznym.

Zbiorniki pierścieniowe stosuje się w przemyśle, gdy możliwe jest wykorzystanie wysokiego komin, jako konstrukcji podpierającej (rys. 223). Obok żelbetu częstokroć znajduje tu zastosowanie również żelazo.

Zbiorniki z żelbetu wykonywane są w różnych kształtach. Mogą być wykonane, np. zupełnie płaskie dna z usztywnieniem żebrowym. Konstrukcje żelbetowe wyróżniają się szczelno-

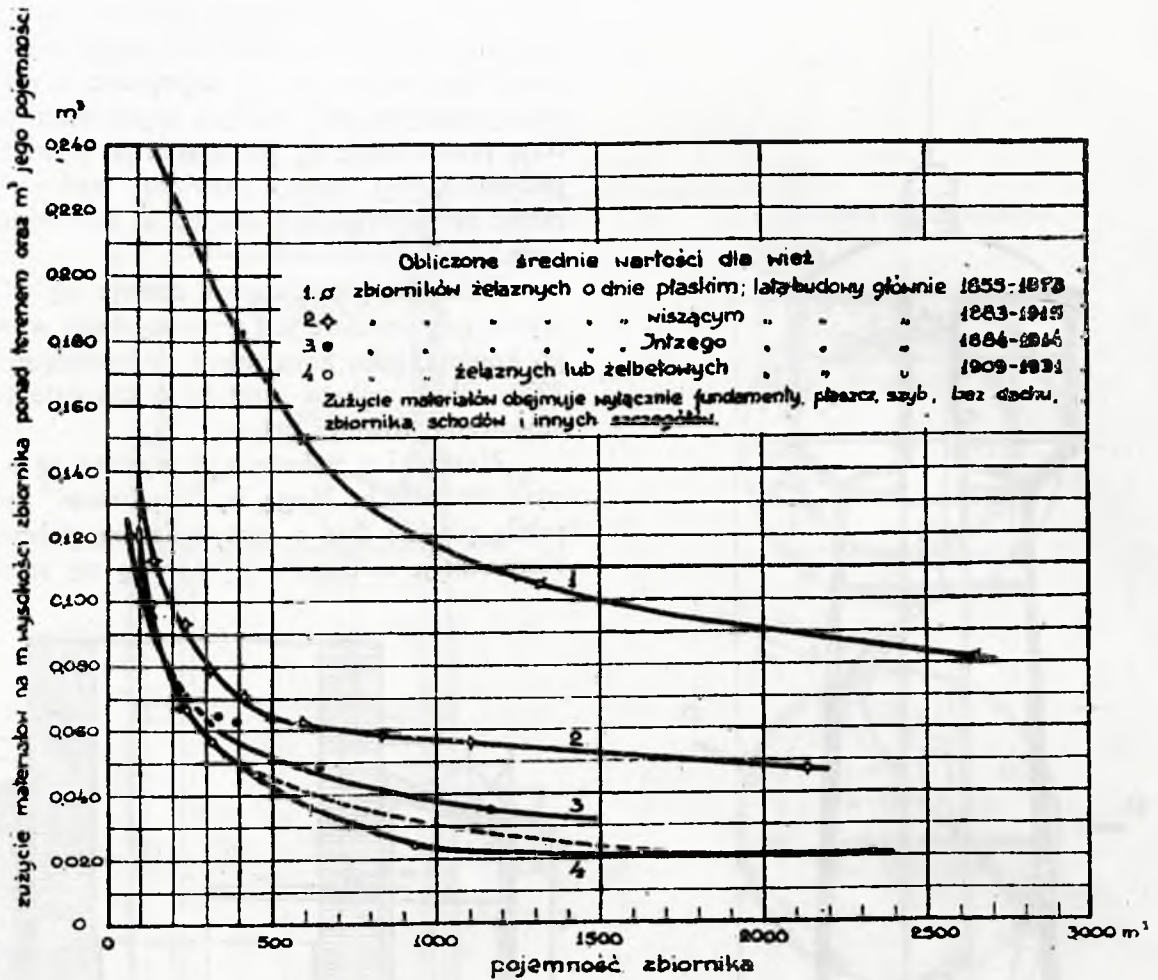
ścią, małymi kosztami konserwacji, szybkim postępem budowy i swobodą w obiorze kształtów. Obecnie zbiorniki wieżowe prawie zawsze budowane są wraz z podbudową z żelbetu. Dalszą zaletą tych konstrukcji jest to, że pozwalają na bardziej architektoniczne zewnętrzne ukształtowanie. Celem uzyskania szczelności wykonanie musi być bardzo staranne (rys. 224).

W zbiornikach Intzego maksymalna głębokość ogranicza się do 7 m, licząc od wierzchu kopuły do najgłębszego miejsca dna. Należy unikać zbyt ostrych kątów przecięć i łączyć wszystkie powierzchnie przy pomocy wstawek, o dużym promieniu krzywizny, gdyż zwykle na połączeniach powstają pęknięcia. Szczelność gwarantuje wewnętrzna wyprawa.

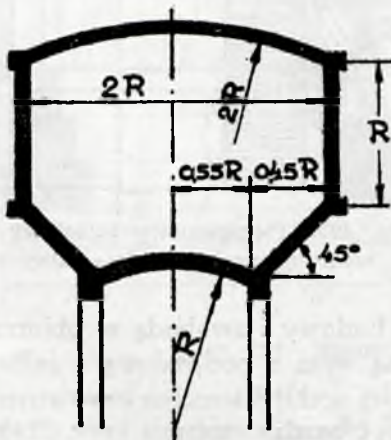
Najodpowiedniejsze wymiary dla zbiornika Intzego podaje załączony szkic (rys. 225). Wymiar R dostosowuje się do objętości V zbiornika według wzoru:

$$R = \sqrt[3]{\frac{V}{3,9}} \quad (92)$$

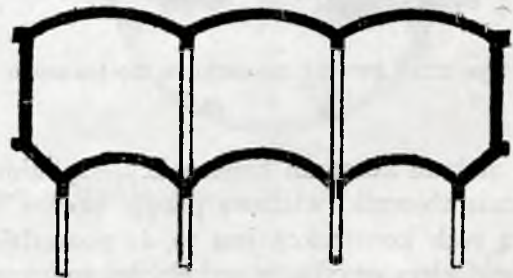
Przy dużej objętości zbiornik może być wykształcony w sposób podany na rys. 226.



Rys. 224. Zależność pomiędzy kubaturą murów podbudowy i pojemnością zbiorników wieżowych.



Rys. 225. Najodpowiedniejsze proporcje dla zbiornika Intzego.



Rys. 226. Zbiornik Intzego o dużej pojemności.

Zbiorniki drewniane kołowe, budowane z klepek, są wykonywane tylko małych rozmiarów. Większe wykonywane są o przekroju kwadratowym lub prostokątnym. Zbiorniki drewniane są stosowane tylko jako czasowe lub na gryzące ciecze dla celów przemysłowych.

Celowe jest podzielenie zbiornika wieżowego i rozbiornego na dwie komory, by w wypadku czyszczenia lub napraw jedna z komór była zawsze czynna. Taki podział na dwie komory, w wypadku zbiorników terenowych, może być wykonany bez zbytecznego podwyższenia

kosztów, ponieważ ścianka działowa może przeważnie być wykorzystana jako ścianka podpierająca pokrycie zbiornika, a więc może być wykorzystana konstrukcyjnie. Odnosi się to zwłaszcza do dużych zbiorników.

W zbiornikach wieżowych, które już same przez się są kosztowniejsze niż zbiorniki terenowe, wbudowanie ściany działowej jest z punktu widzenia konstrukcji często niewygodne, z którego to powodu zbiorniki wieżowe tylko wyjątkowo posiadają komory oddzielne.

Izolacja cieplna zbiorników.

Zbiorniki na wieżach należy możliwie ochraniać przed wahaniami temperatury. Izolację cieplną uzyskujemy przez warstwę powietrza otaczającą zbiornik, tworząc ją przez wykonanie w pewnej odległości od zbiornika płaszcza, zbudowanego możliwie lekko, jednak tak wykształconego, by mógł się pewnie przeciwstawić parciu wiatru. Jeżeli zbiornik jest wykonany z żelbetu, izolacja cieplna może być wykonana w postaci warstwy toffowej, płyt korkowych, heraklitowych, itp. W zbiorniku żelaznym pierścień powietrzny musi być tak szeroki, aby umożliwione było konserwowanie zewnętrznej powierzchni zbiornika.

Zbiorniki wieżowe, ze względu na izolację cieplną, jak również dla ochrony swobodnej powierzchni wody, są kryte dachem, w którym przewidziane być muszą otwory wentylacyjne.

Podobnie jak zbiorniki, przewody prowadzące wodę muszą otrzymać staranną izolację cieplną, szczególnie wówczas, gdy podbudowa jest ażurowa. Jeżeli rury prowadzone są w zamkniętej konstrukcji wieży, to z reguły wystarczy izolacja powietrzna.

Uzbrojenie zbiornika.

Zbiornik zaopatrzony być musi w przewód doprowadzający i poborowy oraz spust i przelew z zamknięciami odpowiednio wbudowanymi w powyższe przewody. Przez odpowiednie umieszczenie dopływu i odpływu powinien być otrzymany dobry obieg wody. W zbiorniku przepływowym przewód doprowadzający zakańcza się wylotem na poziomie najwyższego stanu wody, wlot do rury poborowej umieszcza się przy dnie. W ten sposób uzyskuje się w pewnym stopniu pionowy ruch wody. W razie zbiornika końcowego rozgałęzia się wspólny przewód w zbiorniku na odcinek rury poborowej i dopływowej. Na rurze poborowej umieszcza się klapę zwrotną oraz zasuwę, na rurze dopływowej zasuwę. Rura dopływowa może służyć jako kolumna wodna, ale wówczas musi być ona połączona z przewodem przelewowym przy pomocy zamkniętego przewodu. Przelew następuje wówczas w najniższym punkcie dna.

Uruchomienie zasuw odbywa się albo z umieszczonego pod dnem zbiornika podestu, lub też z mostka nad zbiornikiem. W celu ułatwienia obsługi wszystkie zamknięcia powinny być możliwie skupione.

Ponieważ pod wpływem zmian temperatury przewody zmieniają swoją długość, dno musi być ochronione przed działaniem tych zmian. Pod dnem zbiornika daje się elastyczne wydłużki, które jednocześnie chronią rury przed wyboczeniem.

Połączenie przewodów z dnem wykonywane jest przy pomocy kołnierzy. W żelaznych zbiornikach do dna przymocowane są sztucce, do których przyśrubowuje się przewody. W ścianach żelbetowych połączenie wykonywa się przy pomocy pierścienia i sworzni śrubowych.

Konstrukcja nośna zbiorników.

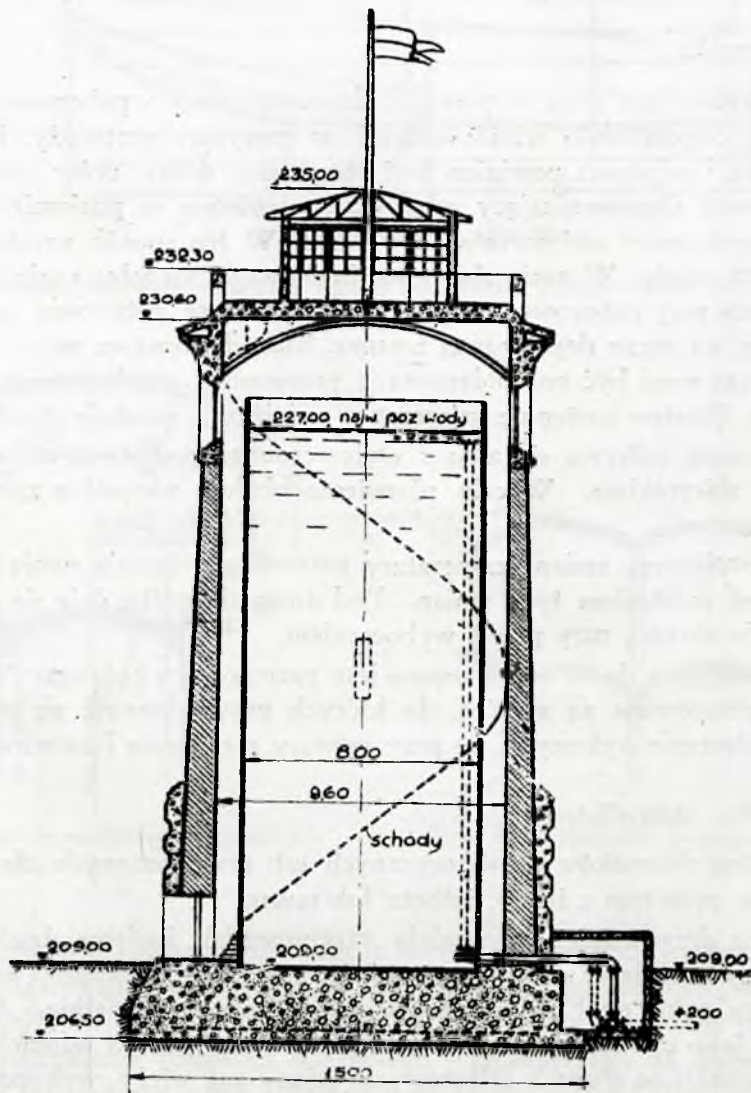
Konstrukcja nośna zbiorników prowizorycznych lub przeznaczonych dla przemysłu wykonywana jest z drzewa, poza tym z żelaza, żelbetu lub muru.

Dla konstrukcji z drzewa lub żelaza należy przeprowadzić badanie działania wiatru przy pustym zbiorniku, gdy obciążenie z góry jest zmniejszone. Jeżeli podbudowa wykonana jest z muru, betonu lub żelbetu, to na ogół wpływ wiatru ma znaczenie niewielkie. Konstrukcja nośna może być wykonana jako cylindryczna zamknięta wieża lub w postaci oddzielnych słupów. Często zbiornik oparty zostaje na słupach żelbetowych, ściany zaś wieży wykonane bywają z ciekłego muru. O wyborze konstrukcji rozstrzyga koszt i miejsce. Należy dbać o dostosowanie architektoniczne zbiornika do otoczenia.

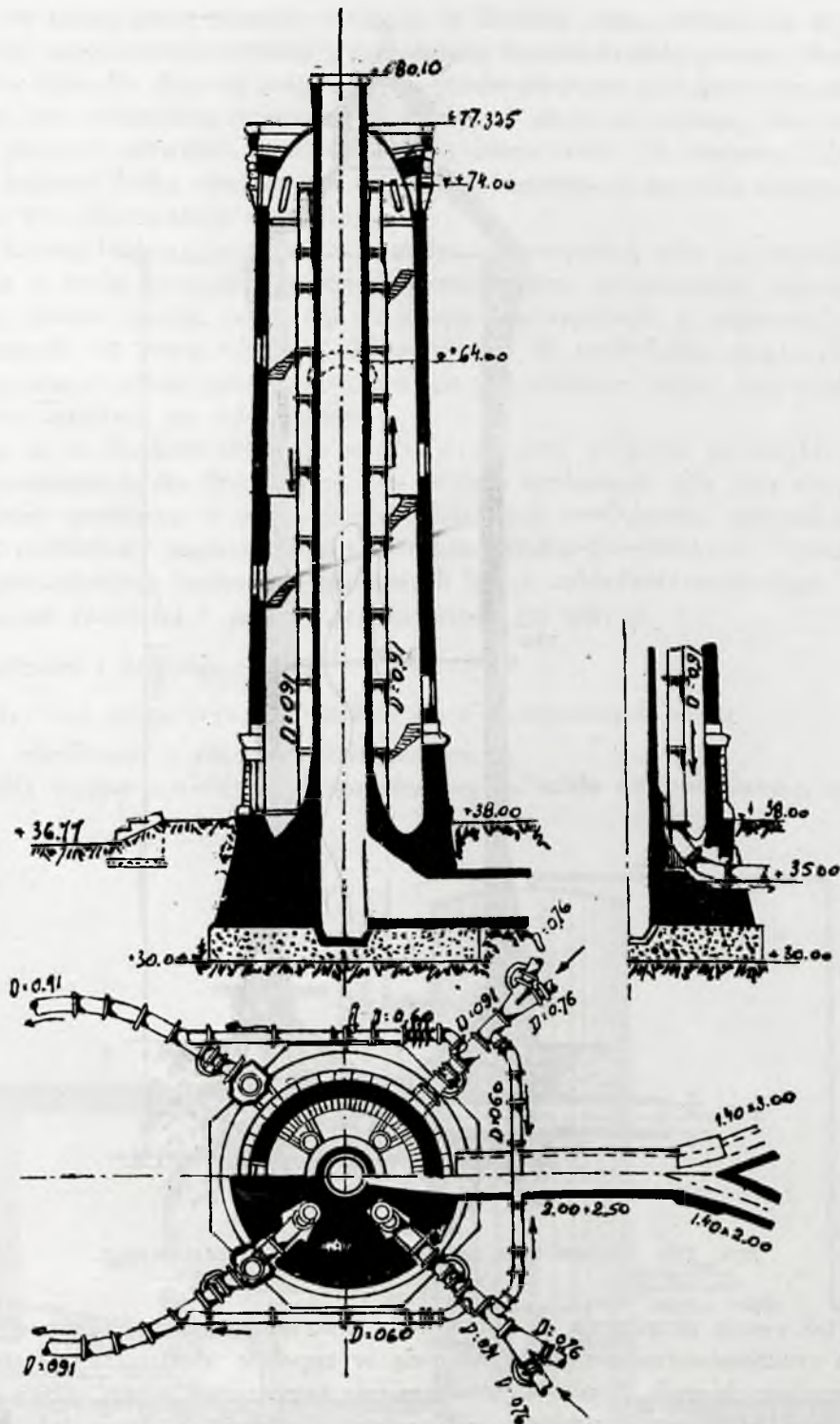
Fundowanie podbudowy musi uwzględniać parcie wiatru i z reguły wykonuje się na pełnej płycie, gdyż bezwzględnie należy dążyć do równomiernego osiadania całej wieży. Grunt pod fundamentem musi być starannie ochroniony przed nasiąkaniem.

IX. 4. RURY STOJĄCE (KOLUMNY WODNE).

W dużych urządzeniach zbiornik wieżowy może być zastąpiony przez rurę stojącą, która w rzeczywistości jest niczym innym, jak małym zbiornikiem, którego objętość ograniczono do wielkości najmniejszej i którego kształt sprowadzony jest do pionowo stojącej rury o dużej średnicy. Całe wnętrze takiego zbiornika przeznaczone jest na pomieszczenie wody, dno jego leży na poziomie przewodu ulicznego. Średnica rury stojącej musi być co najmniej dwa razy większa niż średnica głównej magistrali i wynosić co najmniej 1,0 m. Wysokość kolumny należy tak obrać, aby poziomy wody mogły się zmieniać o 8 — 10 m. W Stanach Zjednoczonych Ameryki Północnej zamiast zbiorników stosowane są częstokroć kolumny. Wykorzystanie ich pojemności jest małe. Kolumna nigdy nie może być opróżniona całkowicie, gdyż ciśnienie w sieci spadłoby zbyt nisko. W Europie stosuje się je rzadko; są one tylko wówczas budowane, jeżeli zachodzi potrzeba ochrony długich przewodów przed uderzeniami wodnymi, mogącymi powstać w czasie pracy pomp. Często jednak w tym celu stosowane są kotły powietrzne. Praca pomp odbywa się w ten sposób, że jedna pompa pracuje bez przerwy, wyjąwszy kilka godzin nocnych, a w czasie dnia, zależnie od rozbioru i stanu wody w rurze, uruchamia



Rys. 227. Wieża ciśnień w Równem.



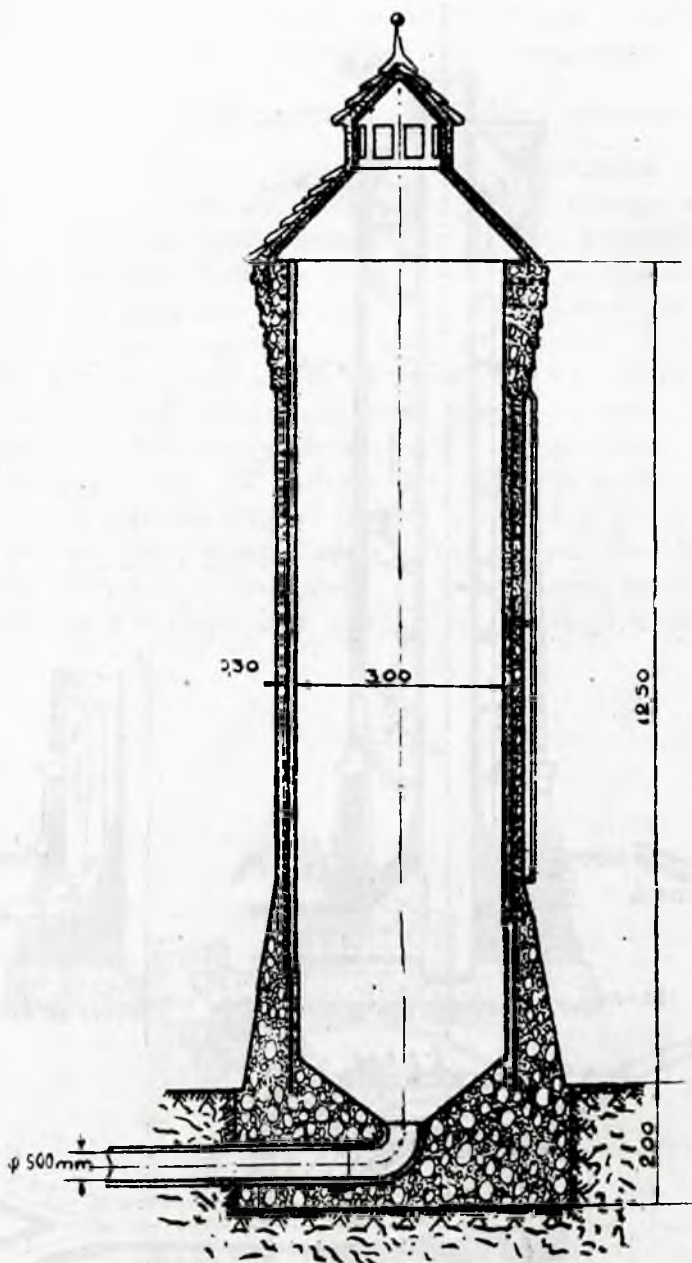
Rys. 228. Wieża ciśnienia w Warszawie.

miane są następane pompy. Im bardziej dopasowane są pompy do zmiennego rozbioru wody, tym mniejsza może być obrona średnica rury stojącej.

Stojące rury, które dawniej wykonywane były z żelaza (rys. 227, 228), obecnie buduje się z żelbetu (rys. 229).

IX. 5. ZASTĄPIENIE ZBIORNIKÓW WIEŻOWYCH. URZĄDZENIA HYDROFOROWE.

Budowa zbiorników wieżowych pociąga za sobą stosunkowo wysokie koszty, szukano więc sposobów zastąpienia zbiorników urządzeniami innego rodzaju. Obecnie coraz większe zastoso-



Rys. 229. Stożąca rura wodociągowa miasta East-Orange.

wanie znajdują tak zwane urządzenia hydroforowe. Zbiorniki wodno-powietrzne w połączeniu z automatycznie uruchamianymi pompami stanowią w zupełnie dostatecznym stopniu pewne urządzenia zastępujące zbiornik. Ponieważ uruchamianie samoczynne pomp odbywa się przy pomocy elektryczności, głównym warunkiem jest pewność i stałość w doprowadzaniu prądu.

W wodociągach dla mniejszych miast, miasteczek i wsi w terenach płaskich coraz bardziej wchodzi w użycie tzw. urządzenia hydroforowe, mające na celu zastąpienie zbiornika wody. Częstokroć, jeśli nawet przy dalszej rozbudowie sieci wodociągowej i zwiększonym zużyciu wody projekt przewiduje budowę zbiornika, koniecznego z uwagi na nierównomierność rozbioru wody w ciągu doby, to ze względu na jego stosunkowo duży koszt, zmniejszający rentowność całego urządzenia i mogący wywołać wobec tego przez dłuższy szereg lat deficytową gospodarkę, budowę zbiornika odkłada się na dalsze lata, zastępując go przez te lata instalacją hydroforową. Urządzenia takie są również pomocne, gdy wobec zbyt dużych różnic terenowych należy miasto dzielić na strefy. Ustawienie w pewnym punkcie sieci miejskiej hydroforu pozwala podnieść ciśnienie w wyłączonej partii miasta. Dalej stosuje się je obecnie prawie powszechnie przy instalacjach wodociągów domowych.

Mają one tę zaletę, prócz taniości instalacji, że działają samoczynnie nie wymagając stałej obsługi, a tylko ograniczonego dozoru i manipulacji bardzo zresztą prostej. Bardziej wydajne oszczędności na obsłudze dają się osiągnąć szczególnie wówczas, gdy przy czerpaniu wód gruntowych celowe jest zdecentralizowanie ujęcia wody, co może się czasami zdarzyć dla osiągnięcia skrócenia długości głównych przewodów oraz zmniejszenia ich średnicy. Zachodzi wówczas potrzeba budowy kilku stacji pomp, których automatyzacja pozwala utrzymać nie większą obsługę, niż w wypadkach stacji centralnej.

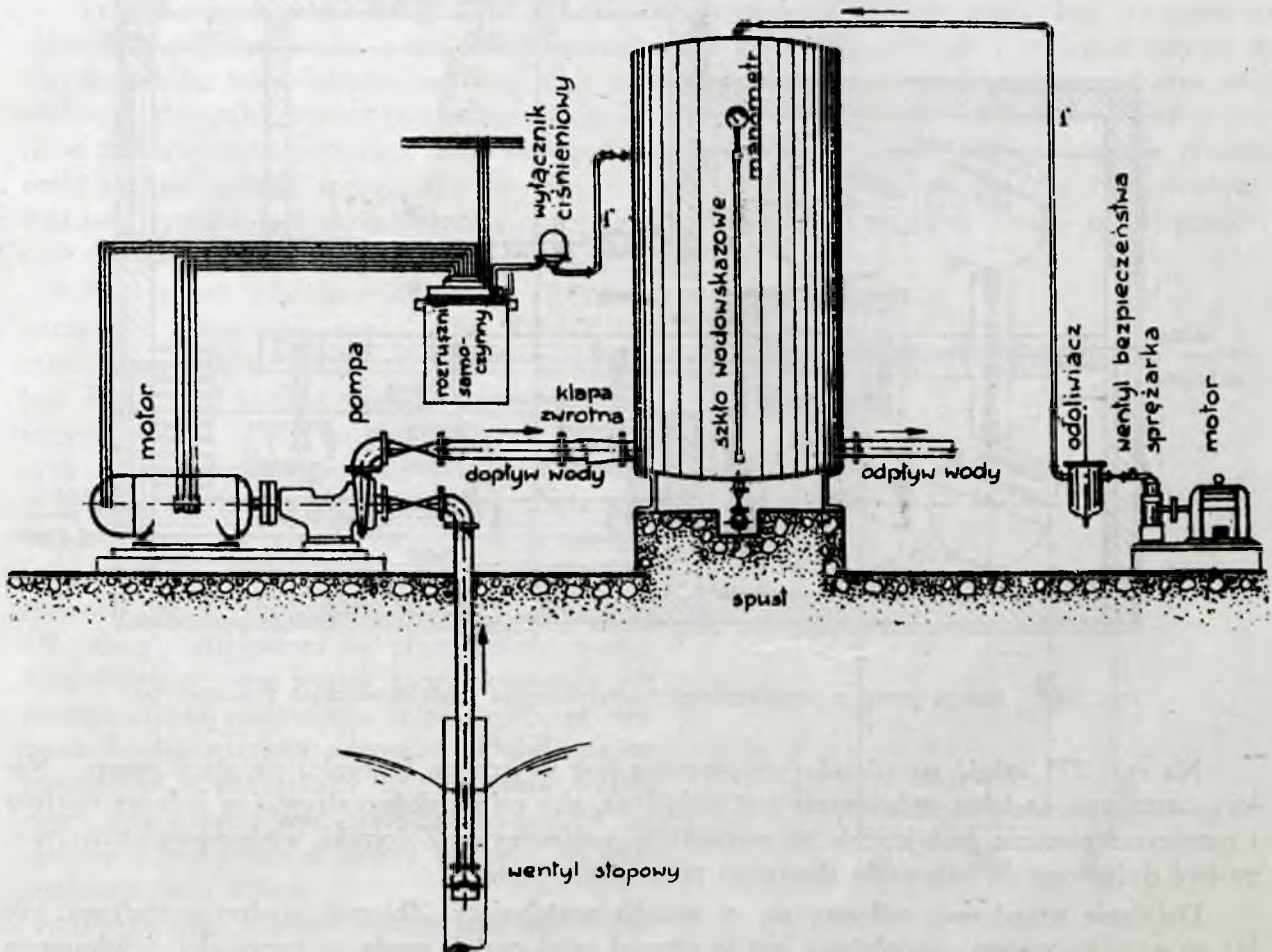
Nieduże koszty budowy, utrzymania i obsługi przemawiają więc za rozwiązaniem projektu zaopatrzenia w wodę, szczególnie mniejszych miast, przy zastosowaniu wspomnianego urządzenia. Należy zwrócić uwagę, że istnieje tu pewne ograniczenie, a mianowicie konieczność użycia jako napędu do pomp silników elektrycznych. W razie braku prądu elektrycznego w okolicy samoczynne działanie pomp i motorów nie jest możliwe, wobec czego odpada ten sposób rozwiązania instalacji na stacji pomp.

Decydując się na budowę zbiornika na wieży musimy wykonać go zwykle w całym jego rozmiarze, przewidzianym dla dłuższego okresu rozwoju wodociągu, gdy przy urządzeniu hydroforowym możemy stopniowo w miarę potrzeby instalację powiększać, przewidując tylko od razu kolejność rozbudowy pomieszczenia zbiorników wodno-powietrznych. Pozwala to na możliwie jak najoszczędniejszą budowę w pierwszych latach zakładania wodociągu, gdy rozbiór wody jest bardzo niewielki i niezbyt wielki wzrost jej zużycia.

Opis urządzenia i działania.

Urządzenie stacji pomp (rys. 230) składa się z następujących części:

1. Pompy wirnikowej z silnikiem elektrycznym.
2. Zbiornika wodno-powietrznego, zaopatrzonego w szkło wodowskazowe, manometr, sztuczny



Rys. 230. Schemat urządzenia hydroforowego.

ciec do połączenia zbiornika z przewodem tłocznym, sztuciec do połączenia zbiornika ze sprężarką powietrza, sztuciec do przyłączenia wyłącznika ciśnieniowego, spust i właz.

3. Sprężarki powietrznej wraz z silnikiem elektrycznym. (Lepiej stosować połączenie bezpośrednie motoru ze sprężarką, gdyż mamy wówczas większą pewność ruchu. Pasy skórzan: w wilgotnym pomieszczeniu stają się bardzo szybko niezdatne do użytku, szczególnie jeśli przy rzadkim ruchu są mało używane). Sprężarka połączona jest ze zbiornikiem wodno-powietrznym przewodem o niewielkiej średnicy 1 — 1,5" celem zaopatrzenia zbiornika w powietrze pod ciśnieniem. Przy sprężarce wentyl zwrotny bezpieczeństwa jest nastawiany na odpowiednie ciśnienie.

4. Odolejacza, włączonego pomiędzy sprężarkę i zbiornik, służącego do oczyszczania powietrza tłoczonego sprężarką do zbiornika z kropel oliwy.

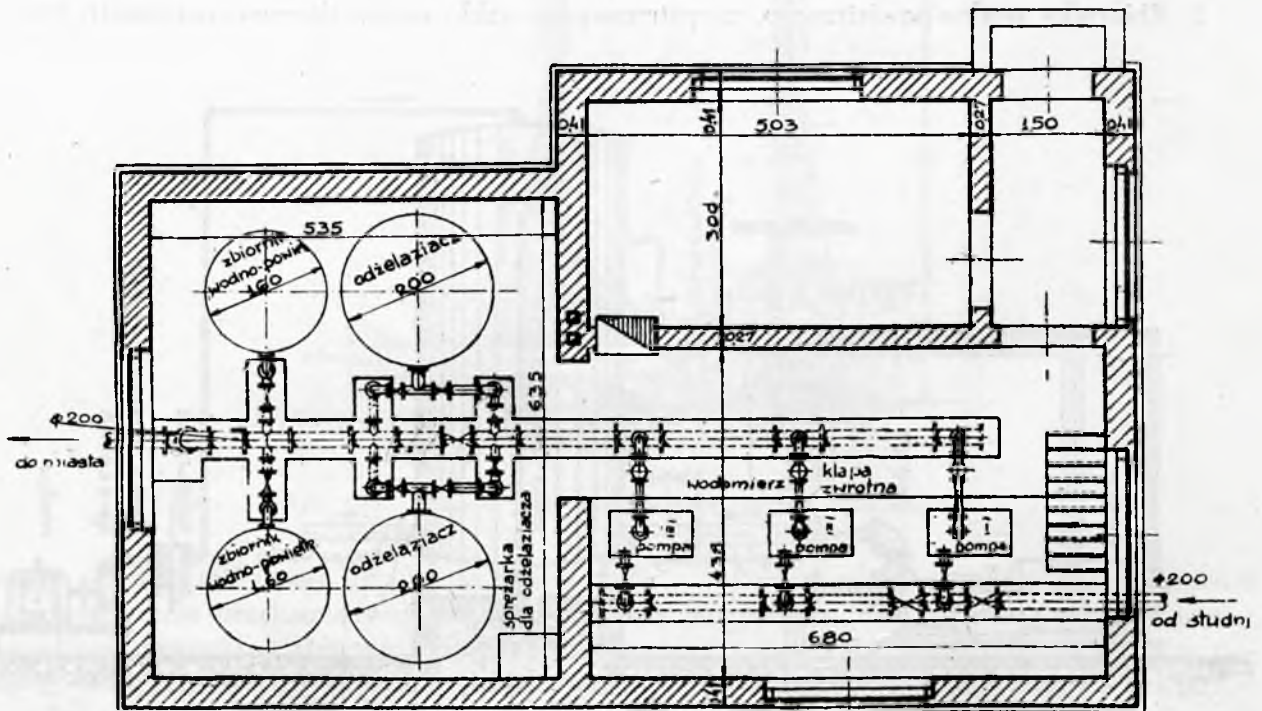
5. Rozrusznika do silnika.

6. Samoczynnego wyłącznika ciśnieniowego lub manometru kontaktowego, włączającego i wyłączającego prąd elektryczny przez rozrusznik do silnika.

7. Szczelnego wentyla stopowego w smoku przewodu ssącego.

8. Kłapy zwrotnej na przewodzie tłocznym, pomiędzy pompą a zbiornikiem wodno-powietrznym.

Wreszcie, jeśli uwzględnimy wyjaśnienia podane wyżej w rozdziale VIII, na przewodzie wyjściowym za zbiornikiem może być włączony przyrząd dyferencyjny Venturi, dla dostosowywania ciśnień włączających i wyłączających do wielkości rozbioru lub oporów w sieci rozdzielczej.



Rys. 231. Stacja pomp z urządzeniami hydroforowymi i odolejaczami zamkniętymi.

Na rys. 231 całość urządzenia umieszczona jest w jednym budynku na stacji pomp. Należy zaznaczyć, że takie rozwiązanie jest pożądane, aby całość skoncentrować w jednym miejscu i pomieszczeniu, nie jest jednak to warunkiem koniecznym. Zbiorniki wodno-powietrzne mogą być dołączone do przewodu tłocznego poza stacją pomp.

Działanie urządzenia odbywa się w sposób następujący. Zbiornik wodno-powietrzny, jak już mówi sama nazwa, wypełniony jest w pewnej swej części wodą, w pozostałej ścięśnionym powietrzem. Przy poborze wody na sieci poziomej wody w zbiorniku stopniowo obniża się, po-

wodując rozszerzanie się objętości powietrza i wywołując wobec tego stopniowy spadek ciśnienia. Automatyczny przyrząd odpowiednio nastawiony, po spadku ciśnienia do pewnej minimalnej granicznej wartości, zamyka obwód prądu elektrycznego i przez włączony rozrusznik uruchamia silnik. Przy ruchu pompy następuje stopniowe napełnianie zbiornika wodą z jednoczesnym sprężaniem powietrza w kotle, aż do granicznego maksymalnego ciśnienia, przy którym automat wyłącza prąd i zatrzymuje silnik z pompą. Przy trwającym rozbiórze wody czynność ta powtarza się stale. Mamy więc ciągle następujące po sobie okresy ruchu i postoju pompy.

Sprężarka powietrzna służy do napełniania ściśnionym powietrzem pewnej części zbiornika przy początkowym uruchamianiu całości oraz do uzupełnienia powietrza w czasie pracy, gdyż jest ono stopniowo absorbowane przez wodę, przez co zmniejsza się jego ilość w zbiorniku. Zjawisko to ma ten skutek, że zmniejsza się pojemność użytkowa zbiornika wodno-powietrznego, gdyż ciśnienie spada szybciej do dolnej granicy, wobec czego zwiększa się ilość ruszań i zatrzymań pompy. Dotłaczanie powietrza odbywa się w ten sposób, że co pewien czas, najlepiej rano, uruchamia się sprężarkę na kilkanaście minut, obserwując na szkle wodomiarowym poziom wody w zbiorniku dla maksymalnej wartości przyjętego ciśnienia. W chwili osiągnięcia w zbiorniku poziomu wody na wysokości górnej granicy części użytkowej zbiornika sprężarkę zatrzymuje się.

Warunkiem nieodzownym ciągłości działania całości jest dobra szczelność wentyla stopowego na przewodzie ssącym. Jeśli ten zawodzi, to w czasie postoju pompy woda ucieka stopniowo z rury ssącej i po uruchomieniu pompa nie jest w stanie podciągnąć wody.

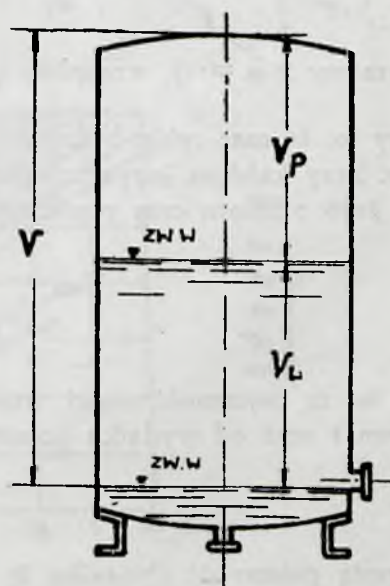
Zasady projektowania.

Projektując urządzenia hydroforowe, musimy odpowiednio dobrać wielkość zbiornika wodno-powietrznego, wielkość pompy oraz granice ciśnień, w jakich będzie ona pracowała. Trzy te czynniki są ze sobą w związku i wspólnie decydują o całości urządzenia.

Trzeba zaznaczyć na wstępie, że zbiornik wodno-powietrzny nie może być uważany za zbiornik z zapasem wody, a ma służyć jedynie do regulowania włączeń i wyłączeń pompy w ten sposób, by mieć dostatecznie długi czas na ochłodzenie się rozrusznika. Przy wyborze więc wielkości zbiornika wodno-powietrznego musi być zwrócona uwaga na to, aby ilość rozruchów w określonym przeciągu czasu nie przekraczała określonej normy. Każde zbytne przeciążenie automatycznego rozrusznika powoduje w pewnym stopniu jego zużycie. Niezawodność działania urządzenia i okres długości pracy zależy od częstości włączeń, ściślej od nieprzekraczalnej normy włączeń.

Zbyt częste włączanie odbija się nieekonomicznie na pracy stacji pomp, gdyż każde włączenie, chociaż bardzo krótkotrwałe (5"), wywołuje około 4—5-krotnie większe od normalnego zużycie energii, idącej na przyspieszenie wirujących mas i przewyciężenie wirów wodnych w pompie. Można uważać, że w tym czasie wydajność pompy jest prawie zerowa, tak że energia zużywa się bezprodukcyjnie. W normalnych warunkach strata energii stanowi zaledwie około 1% energii zużywanej na przetłaczanie wody. Przy nieumiejętnym jednak zaprojektowaniu lub nieumiejętnym nastawieniu całości procent ten może bardzo znacznie wzrosnąć. Odbija się to szczególnie w początkach uruchamiania wodociągu, gdy zużycie wody jest bardzo małe, a instalację z konieczności należy obliczyć na stosunkowo dużą normę.

Projektując musimy mieć przede wszystkim ustalony najkrótszy przeciąg czasu między



Rys. 232.

włączeniami lub dopuszczalną ilość włączeń na godzinę. Przy obecnie stosowanych konstrukcjach fabryki podają jako normę, która nie powinna być przekraczana, 4 — 12 włączeń na godzinę lub najkrótszy czas pomiędzy włączeniami nie mniejszy niż 15 — 5 minut.

Pompy muszą być tak dobrane, aby ich wydatek odpowiadał oczekiwanemu największemu rozbirowi, gdyż przy maksymalnym rozbirowie część użytkowa zbiornika wodno-powietrznego starczy na czas bardzo krótki i zainstalowane pompy o mniejszej wydajności nie będą w stanie pokryć zapotrzebowania, co spowoduje spadek ciśnienia poniżej przyjętego minimum. Może zresztą zająć wypadek, że rozbiór maksymalny trafia na zbiornik próżny.

Instalowanie pomp o wydajności przekraczającej wartość największego rozbioru nie ma celu, gdyż z jednej strony dawałyby one niepotrzebny nadmiar wody, z drugiej strony napełniałyby szybciej część użytkową zbiornika, przez co skracaloby się w sposób niepożądany czas ruchu, a tym samym zwiększałoby się częstość rozruchów.

Oznaczamy (rys. 232):

| | |
|---|---------------------|
| wydatek pomp (równy maksymalnemu rozbirowi) | przez Q litr/sek. |
| pobór wody | „ q litr/sek. |
| czas ruchu pompy | „ t_r sek. |
| czas spoczynku | „ t_s sek. |
| pojemność użytkową zbiornika wodno-powietrznego | „ V_u litr. |
| objętość powietrza przy największym sprężeniu | „ V_p litr. |
| i objętość całkowitą zbiornika | „ $V = V_u + V_p$ |

Czas od wyłączenia do włączenia, czyli cykl pracy będzie wynosił

$$t = t_r + t_s$$

ponieważ zaś stosownie do oznaczeń

$$t_r = \frac{V_u}{Q - q}, \text{ a } t_s = \frac{V_u}{q}$$

więc $t = \frac{V_u}{Q - q} + \frac{V_u}{q} = \frac{Q \cdot V_u}{Qq - q^2}$ (93)

Dla znalezienia minimum wartości t , która nas przy projektowaniu, jak wyżej było wyłożone, interesuje, zróżniczkujemy wyrażenie ostatnie względem q i przyrównamy do zera:

$$\frac{dt}{dq} = \frac{Q \cdot V_u (Q - 2q)}{(Qq - q^2)^2} = 0.$$

Stąd otrzymamy $2q = Q$, względnie $q = \frac{Q}{2}$. (94)

Znaczy to, że czas cyklu będzie najkrótszy wówczas, gdy rozbiór wyniesie połowę wydatku pompy. Przy każdym innym rozbirowie czas cyklu będzie większy od tej granicznej wartości. Dla tego rozbioru czas poszczególnego cyklu pracy pompy będzie równy:

$$t_{min} = \frac{Q \cdot V_u}{Q \cdot \frac{Q}{2} - \frac{Q^2}{4}} = \frac{4 V_u}{Q} \quad (95)$$

Wskazuje to, że pojemność części użytkowej zbiornika wodno-powietrznego uzależniona jest od minimum t oraz od wydatku pompy i wyraża się przez:

$$V_u = \frac{t_{min} \cdot Q}{4} \quad (96)$$

Całkowitą pojemność zbiornika $V = V_u + V_p$ znajdziemy wówczas, jeśli będziemy mieli żądane granice ciśnień, tj. p_{max} i p_{min} , nadciśnienia, przy którym automatyczne urządzenie przerywa dopływ prądu do silnika, oraz nadciśnienia, przy którym zostaje włączony prąd.

Stosownie od oznaczeń będzie:

$$V_p (p_{max} + 1) = V (p_{min} + 1) \tag{97}$$

$$\frac{V}{V_p} = \frac{p_{max} + 1}{p_{min} + 1}$$

$$\frac{V}{V - V_p} = \frac{p_{max} + 1}{p_{max} - p_{min}}$$

$$U = \frac{Q t}{4} \frac{p_{max} + 1}{p_{max} - p_{min}} \text{ m}^3$$

Przykład

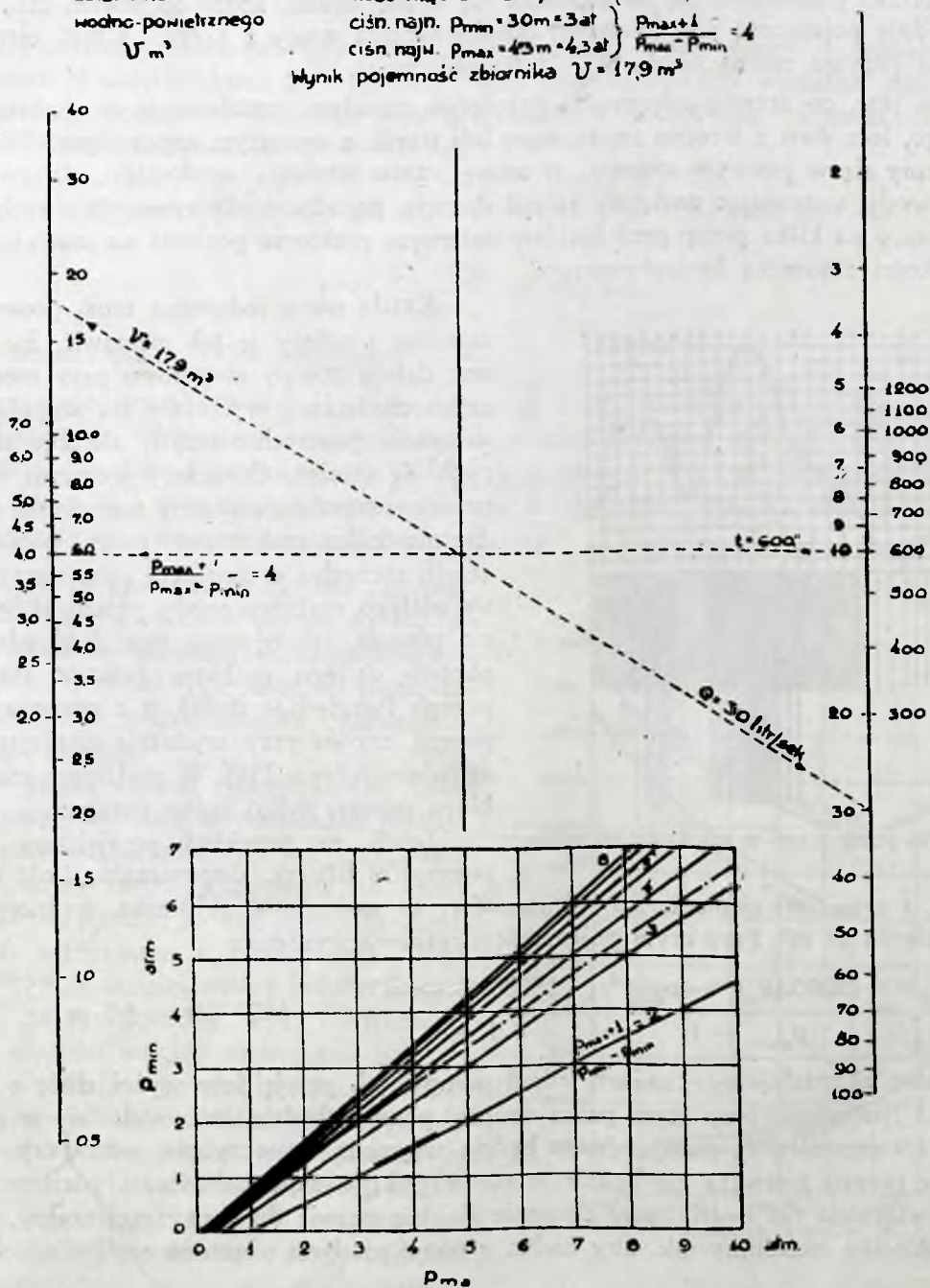
Dane wydatek pompy $Q=30$ litr/sek
 ilość włączeń na 1godz. 6 ($t=600''$)
 ciśn. najn. $p_{min}=30\text{m}=3\text{at}$
 ciśn. najw. $p_{max}=45\text{m}=4,5\text{at}$
 Wynik pojemność zbiornika $U=17,9\text{m}^3$

Wydatek pompy Q litr/sek

Czas od włączenia do włączenia pompy t' (sek)

$$\frac{p_{max} + 1}{p_{max} - p_{min}}$$

Pojemność zbiornika wodno-powietrznego $U \text{ m}^3$



Rys. 233. Wykres dla określenia pojemności zbiornika wodno-powietrznego.

czyli
$$V = V_u \cdot \frac{p_{max} + 1}{p_{max} - p_{min}} \quad (98)$$

a wobec wyrażenia na V_u , wyprowadzonego wyżej

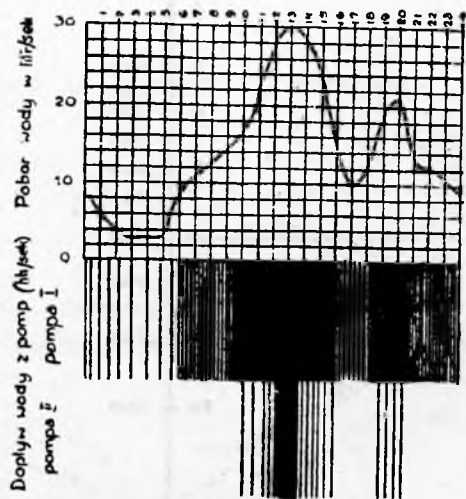
$$V = \frac{t \cdot Q}{4} \cdot \frac{p_{max} + 1}{p_{max} - p_{min}} \quad (99)$$

Pojemność więc zbiornika wodno-powietrznego zależy od długości cyklu pracy, wydatku pompy oraz wartości granicznych ciśnień.

Dla wzoru wyżej podanego obliczyłem załączony nomogram, z którego (rys. 233) można łatwo otrzymać — dla odpowiednio przyjętych wartości t, Q, p_{max}, p_{min} — potrzebną pojemność całkowitą zbiornika wodno-powietrznego.

Zazwyczaj odprowadzenie wody z kotła powinno być umieszczone nieco wyżej dna. Pewną partię zbiornika pozostawia się na zbieranie się w niej osadu, który co pewien czas spłukuje się. Wykres daje pojemność nad miejscem odprowadzenia wody z kotła. Część nieużyteczną (spód) można przyjąć równą około 5% części obliczonej.

Korzystne jest, co zresztą odpowiada przyjętym zasadom, instalowanie nie jednego zespołu pompowego, lecz dwu z trzecim zapasowym lub trzech z czwartym zapasowym. W ten sposób dostosujemy się w pewnym stopniu, w miarę czasu istnienia wodociągu, do zwiększenia się rozbioru wody, ustawiając następny zespół dopiero po odpowiednim wzroście rozbioru wody. Podział pracy na kilka pomp przy nierównomiernym rozbiore pozwala na zmniejszenie potrzebnej wielkości zbiornika hydroforowego.



Rys. 234. Wykres pracy pomp w zależności od rozbioru. Jeżeli na przykład przyjęliśmy wydatek pompy 30 litr/sek, dopuszczalną ilość wyłączeń 6 na godzinę, a graniczne ciśnienia 3,5 i 5 atmosfer, to pojemność zbiornika wodno-powietrznego określi się na 18 m³. Przy czym pojemność użytkowa wyniesie:

$$V_u = \frac{18000 (p_{max} - p_{min})}{p_{max} + 1} = \frac{18000 (5 - 3,5)}{5 + 1} = 4500 \text{ litr} = 4,5 \text{ m}^3$$

Jeżeli natomiast zainstalujemy zamiast jednej pompy, jak przyjęliśmy wyżej, dwie o wydatku równym po 15 litrów/sek, przy czym praca drugiej pompy będzie odbywała się w granicach ciśnień 3,4 i 4,9 atmosfer, tj. pompa druga będzie włączona samoczynnie, gdy przy wzmożonym rozbiore pompa pierwsza nie będzie w stanie pokryć zapotrzebowania i ciśnienie zacznie spadać, wyłączona zaś będzie, gdy ciśnienie dojdzie prawie do najwyższej normy, wówczas pojemność zbiornika określimy tak, aby żadna z pomp nie była włączona częściej niż 6 razy na godzinę.

Pompa pierwsza pracuje przy mniej korzystnym ciśnieniu i dla niej pojemność części powietrznej zbiornika jest mniejsza, przede wszystkim więc ze względu na nią należy określić po-

Każda nowa jednostka musi posiadać swój automat i należy je tak nastawić, by włączały one dalsze pompy stopniowo przy nieco mniejszym ciśnieniu i wyłączały też stopniowo przy osiągnięciu pewnych niższych, ale niewiele różniących się ciśnień. Osiągamy wówczas dwa cele, przede wszystkim unikamy sumowania się jednocześnie kilku maksimów mocy pobieranej w chwili rozruchu, a następnie pozwalamy w okresie małego rozbioru wody pracować tylko jednej pompie, zmniejszając tym ilość włączeń. W okresie dużego rozbioru pracuje stale jedna pompa (względnie dwie), a z przerwami druga pompa, znowu przy wydatnie zmniejszonej ilości włączeń (rys. 234). W godzinach małego rozbioru pracuje tylko jedna pompa.

jemność kotła. Otrzymamy oczywiście pojemność V dwa razy mniejszą od poprzedniej, tj. $9,0 \text{ m}^3$. Pojemność tę należy skorygować, nieco ją powiększając, z uwagi na najniższe dopuszczalne ciśnienie dla pompy drugiej ($3,4 \text{ atm.}$). Dla tego najniższego ciśnienia musimy nadać pojemność kotłu:

$$V' = V \frac{3,5 + 1}{3,4 + 1} = 9 \frac{4,5}{4,4} = 9,2 \text{ m}^3$$

Pojemność użytkowa:

$$V_u' = \frac{9200 \cdot 1,5}{5,9} = 2340 \text{ litr.}$$

Czas cyklu pracy drugiej pompy będzie:

$$t = \frac{4.2340}{15} = 622 \text{ sek.}$$

czyli większy od tego, który przyjęty był za dopuszczalny. Dwie pompy o jednakowym wydatku zmniejszyły objętość kotła do $\sim 51\%$. Dla niejednakowego wydatku pomp, jak łatwo się przekonać, pojemność zbiornika przy utrzymaniu $t = 600 \text{ sek}$ wzrasta. Dla trzech pomp po 10 litr/sek otrzymujemy $V = 6,0 \text{ m}^3$;

$$V' = 6 \frac{3,5 + 1}{3,3 + 1} \cong 6,3 \text{ m}^3; \quad V_u = \frac{6300 \cdot 1,5}{5,8} = 1630 \text{ litr.}$$

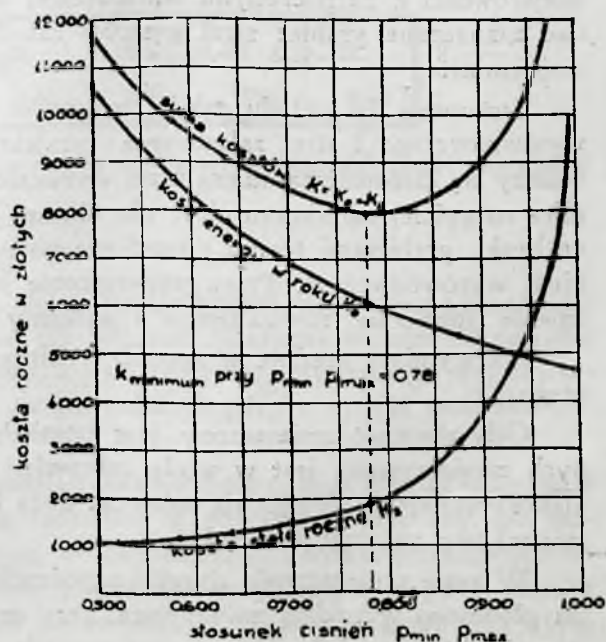
$$t = \frac{4 \cdot 1630}{10} = 652 \text{ sek.}$$

Pojemność zmalała do $\sim 35\%$ pierwotnej.

Z powyższego przykładu widać, jak zwiększenie ilości jednostek pomp, stopniowo włączanych i wyłączanych, wpływa na zmniejszenie pojemności zbiornika wodno-powietrznego. Oczywiście kwestię, jak daleko można iść, ile dobrać jednostek, a przez to odpowiednio zmniejszyć pojemność zbiornika i pomieszczenia, zdecydować musi każdorazowa kalkulacja kosztów, która pozwoli wybrać rozwiązanie najekonomiczniejsze.

Przy wyborze granicznych ciśnień dla pracy urządzenia trzeba zwrócić uwagę na to, że im granice stosunku ciśnienia maksymalnego i minimalnego są większe, tym bardziej pogarsza się średnia wartość współczynnika sprawności, z jaką pompa pracuje.

Wybór granic ciśnień powinien być taki, aby urządzenie pracowało w warunkach najbardziej korzystnych. Zbadana więc być musi suma rocznych kosztów ruchu urządzenia, na którą składać się będą z jednej strony oprocentowanie, amortyzacja, utrzymanie i konserwacja instalacji zbiorników, z drugiej strony koszty energii elektrycznej za przetłoczoną wodę. Minimum sumy tych wartości wskaże rozwiązanie najekonomiczniejsze. Miejsce położenia minimum sumy rocznych wydatków zależeć będzie przede wszystkim od kosztów prądu (im większe, tym korzystniej jest iść w kierunku większej wartości stosunku $p_{min} : p_{max}$) oraz od sumy godzin pracy pompy (przedłużenie czasu pracy również wymaga zwiększenia $p_{min} : p_{max}$), a następnie od okresu trwałości zbiorników, tj. okresu amortyzacji urządzenia.



Rys. 234. Obliczenie najkorzystniejszego stosunku ciśnień p_{min} i p_{max} dla urządzenia hydroforowego.

Dla przykładu na rys. 235 podaję krzywą zsumowanych kosztów rocznych dla różnych stosunków $p_{min} : p_{max}$, przyjmując wydatek $Q = 30$ litr/sek, $p_{min} = 35$ m, 8-o godzinny ruch pompy na dobę, współczynnik sprawności urządzenia 0,65, koszt energii 10 gr/kWh, 15-to letni okres amortyzacyjny, wysokość stopy procentowej 6%, koszty konserwacji 3%. Dla takich przyjęć otrzymuje się minimum kosztów rocznych przy wartości stosunku $p_{min} : p_{max} = 0,78$.

Dla właściwego wyboru powyższego stosunku najlepiej będzie przeprowadzić kalkulację, jak wskazano w ustępie poprzednim.

Należy zwrócić uwagę, że w niektórych wypadkach ze względów taryfowych, gdy w wieczornych godzinach ograniczeni jesteśmy co do wysokości szczytów i przekroczenie ich powoduje przesunięcie opłat za energię elektryczną do taryfy droższej, może opłacać się zainstalowanie dodatkowej pompki o wydajności odpowiednio dobranej do zapotrzebowania w godzinach wieczornych i mocy niewielkiej, aby przy włączaniu pompy nie przekraczać granicznych mocy oznaczonych taryfą. Oczywiście stosuje się to do gmin zaopatrywanych w prąd elektryczny nie z własnej elektrowni, a z centrali okręgowych i tylko dla gmin mniejszych lub średniej wielkości. Koszt instalacji małej pompy jest stosunkowo nieduży, tym bardziej, że odpada dość znaczny koszt zbytecznego tu rozrusznika, gdyż silnik może w tym wypadku być krótkozwarty.

Zbiornik wodociągowy prócz zadania wyrównawczego ma jednocześnie służyć jako rezerwa pożarowa. W instalacji hydroforowej oczywiście jesteśmy zmuszeni zrezygnować z takiej rezerwy pożarowej, możemy ją jednak zastąpić, przewidując na stacji pomp możliwość włączenia motopompy w przewody lewarowy i tłoczny, uruchamianej w koniecznym wypadku, przy czym mamy tu tę korzyść, że w chwili potrzebnej możemy podnieść czasowo ciśnienie w sieci, wyłączając hydrofor i pompując wodę bezpośrednio do sieci.

X. SIEĆ ROZDZIELCZA

X. 1. ZAPROJEKTOWANIE I OBLICZENIE SIECI WODOCIĄGOWYCH PRZEWODÓW TŁOCZNYCH.

Wody oczyszczone muszą być doprowadzone do odbiorców. Odbywa się to przy pomocy sieci przewodów tłocznych. Składać się ona będzie z przewodu magistralnego, sieci przewodów głównych oraz przewodów bocznych, ułożonych we wszystkich ulicach miasta.

Do zaprojektowania sieci przewodów wodociągowych niezbędny jest plan sytuacyjny miejscowości z zaznaczonymi warstwicami w skali 1 : 1000 — 1 : 1500. Plan powinien posiadać zaznaczone granice stref gęstości zaludnienia oraz rozplanowanie terenów przyszłego rozwoju miasta.

Stosownie do układu całości miasta w stosunku do ujęcia wody, stacji pomp, zbiornika wyrównawczego i stref zaludnienia projektujemy linie przebiegu przewodów magistralnych. Należy się kierować zasadami niżej wymienionymi. Przewód magistralny powinien biec przez ulice najgęściej zaludnione, lecz nie ulicami głównymi, na których istnieje duży ruch i kosztowne bruki, grzbietami terenu i możliwie po najkrótszej drodze łączyć stację pomp ze zbiornikiem wyrównawczym. Przez umieszczenie ciągów magistralnych na grzbietach uzyskujemy ciśnienie rozłożone równomiernie i unikamy ciśnień anormalnie wysokich.

Na wymiary średnic w sposób wybitny wpływa miejsce położenia zbiornika wyrównawczego.

Gdy zbiornik umieszczony jest pomiędzy miastem a ujęciem wody, sieć przewodów tłocznych zaopatrywana jest w wodę całkowicie ze zbiornika. Rozkład ciśnienia w mieście jest najniekorzystniejszy. Wypadają wówczas duże koszty przewodu głównego, który musi posiadać stosunkowo znaczny przekrój.

W razie umieszczenia zbiornika pośrodku miasta (w środku ciężkości) wymiary przewodu głównego wypadają najmniejsze, przy czym przewód doprowadzający pracuje jednocześnie jako rozdzielczy. Także koszt sieci wypadają najmniejszy oraz ciśnienia są najbardziej jednostajne.

Układ trzeciego rodzaju stanowi jakby złoty środek pomiędzy obydwoma poprzednimi rozwiązaniami. Przewód doprowadzający wodę do zbiornika jest jednocześnie głównym prze-

wodem rozdzielczym. Ponieważ podczas największego rozbioru miasto zaopatrywane jest w wodę z dwóch stron, wymiary magistrali wypadają znacznie mniejsze, niż przy rozwiązaniu pierwszym. Dalszą zaletą jest to, że można zmniejszyć wymiary głównego ciągu magistralnego przez odpowiedni układ bardzo pożądaných obiegowych ciągów głównych.

W wypadku zbiornika końcowego kierunek przepływu wody zmienia się w pewnej części sieci kilkakrotnie w ciągu doby, zależnie od tego, czy zbiornik opróżnia się, czy też napełnia.

Poza głównym ciągiem magistralnym należy dać magistrale obiegowe tak, by mógł z nich następować najbardziej równomierny rozdział wody na przylegające powierzchnie. Przekroje magistral dobiera się w ten sposób, by prędkości przepływu wody znajdowały się w granicach 0,6 — 0,8 m/sec, gdyż w tych granicach prędkości otrzymujemy najekonomiczniejsze wymiary średnic.

Co do prędkości przepływu wody w przewodach można powiedzieć ogólnie, że w przybliżeniu najodpowiedniejsza jest prędkość około 1 m/sec; prędkości poniżej 0,4 m/sec i powyżej 2 m/sec należy bezwzględnie unikać. W razie małych prędkości nawet na głębokości założenia przewodów, daje się odczuwać wpływ temperatury i może powstać zjawisko zamarzania przewodów. Przy zbyt dużych prędkościach powstaje niebezpieczeństwo uderzeń, powodujące pękanie rur, lub też wyciskanie ołowianych uszczelnień. Najekonomiczniejszą średnicę otrzymuje się przy prędkości

$$v = \frac{(0,5 \text{ do } 0,6)}{\sqrt{\beta}} \text{ m/sec}, \quad (100)$$

gdzie β jest współczynnikiem obciążenia pomp, tj. stosunkiem godzin ruchu pomp do całodobowej liczby godzin (rys. 236).

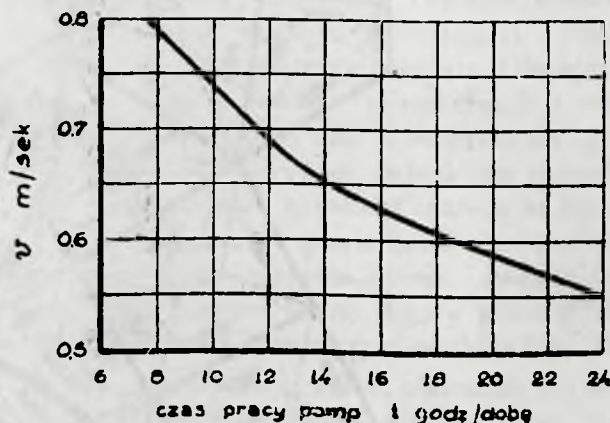
| | | | | | | |
|----------------|------|------|------|------|------|------|
| t godz./dobę | 8 | 10 | 12 | 15 | 20 | 24 |
| v m/sec | 0,79 | 0,74 | 0,69 | 0,64 | 0,58 | 0,55 |

Przy całodobowej pracy pomp, tj. $\beta = 1$ otrzymuje się łatwo prostą zależność pomiędzy średnicą i przepływem

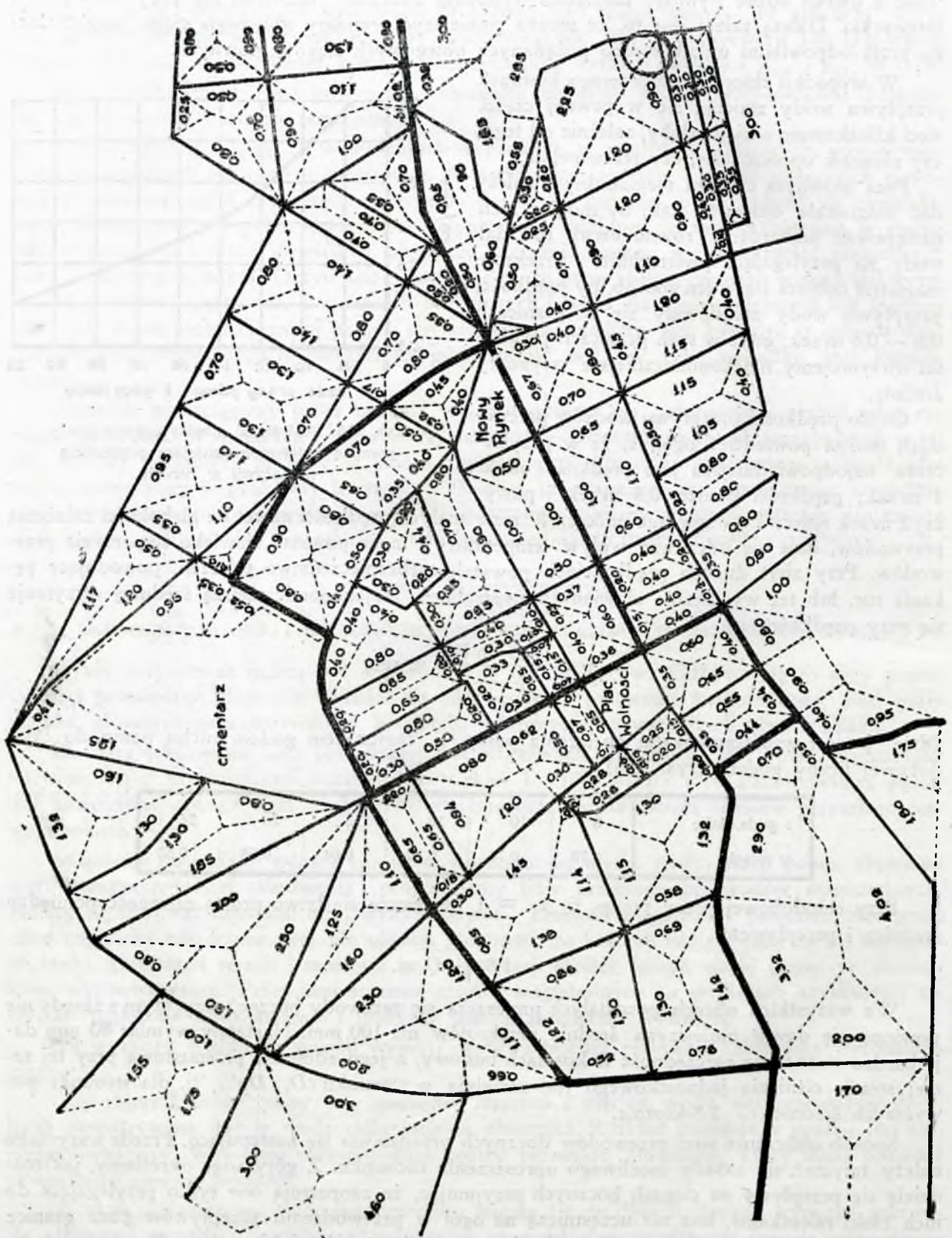
$$D = 1,5 \sqrt{Q} \text{ m.}$$

We wszystkich ulicach pozostałych umieszcza się przewody boczne, przy czym z zasady nie powinno się dawać mniejszych średnic przekrojów niż 100 mm. Następny wymiar 80 mm daje bardzo nieznaczną oszczędność w kosztach budowy, a jego zdolność przepustowa przy tej samej stracie ciśnienia jednostkowego jest mniejsza w stosunku $(D_1 : D_2)^{8/3}$, tj. dla stosunku powyższych średnic $\sim 1,8$ -krotnie.

Sposób obliczania sieci przewodów tłocznych przedstawia się następująco. Przede wszystkim należy trzymać się zasady możliwego uproszczenia rachunku. Z góry więc określamy, jak rozdzielią się przepływy na ciągach bocznych przyjmując, że zaopatrują one tylko przylegające do nich bloki mieszkalne, lecz nie uczestniczą na ogół w przewodzeniu przepływów poza granice przylegających do nich bloków. Sieć więc bocznych przewodów jakby rozrywamy, przy czym punkty podziału wybieramy tak, by woda miała jak najbliższą drogę do przepłynięcia od magistrali. Dalszą więc czynnością po wyznaczeniu linii magistralnych jest wyznaczenie punktów rozdziału, w których wyobrażamy sobie fikcyjnie poprzerywaną sieć, co pozwala nam na określenie kierunków przepływu wody. Podział taki polega oczywiście na pewnym wycuciu i wpra-



Rys. 236. Zależność między czasem pracy pomp i najekonomiczniejszą prędkością przepływu w rurach.



Rys. 237. Podział powierzchni.

wie projektującego. Z reguły przyjmuje się te punkty podziału w środku pomiędzy węzłami. Należy dodać, że pierwsze założenie punktów podziału po przeprowadzeniu obliczenia może się okazać nieopowiednie. Orientując się z wyników obliczenia punkty te odpowiednio przesuwamy.

Dalszą czynnością projektującego jest wykonanie podziału wszystkich bloków mieszkalnych na powierzchnie zaopatrywania z przewodów ułożonych w ulicy przylegającej. Podział powierzchni wykonać można najlepiej na kalce napiętej na plan sytuacyjny miasta. Dla uproszczenia pracy dzielimy dwusiecznymi nie powierzchnie samych bloków mieszkalnych z wyłączeniem ulic, a powierzchnię bloków utworzonych przecięciem się osi ulic. Powiększa się w ten sposób każdą powierzchnię rozbioru wody o pół szerokości ulicy, co jednak nie powoduje błędu, gdyż powiększa się proporcjonalnie wszystkie powierzchnie, natomiast ułatwia to podział i umożliwia skorzystanie z tak zrobionego podziału i obliczonych powierzchni przy projekcie kanalizacji ogólnospławnej. Podział przeprowadza się przez wyprowadzenie dwusiecznych z punktów przecięcia się osi ulic. Otrzymujemy przy podziale przeważnie figury geometryczne w postaci trapezów lub trójkątów, rzadziej inne, bardziej skomplikowane powierzchnie (rys. 237).

Po rozdzieleniu całości miasta na powierzchnie do zaopatrywania z ulic, obliczamy ich wielkości przy pomocy planimetrowania lub na podstawie wzorów na figury geometryczne. Poszczególne wyniki obliczenia wpisujemy na oddzielnej powierzchni. Znając gęstość zaludnienia w danej strefie obliczamy, dla przyjętego rozbioru dobowego na mieszkańca, rozbiór na jednostkę powierzchni (hektar) — współczynnik rozbioru jednostkowego. Wartości rozbioru jednostkowego dla poszczególnych stref powinny być podane na planie podziału powierzchni. Mnożąc współczynniki rozbioru jednostkowego przez poszczególne powierzchnie otrzymujemy liczby rozbioru wody w poszczególnych powierzchniach bloków przyległych do odcinków przewodów zaopatrujących.

Mając wyznaczone punkty podziału możemy obliczyć rozbiór wody na węzłach. W tym celu sumujemy liczby rozbioru wody idąc od punktu rozdziału w kierunku magistrali. Kierunki sumowania oznaczamy na planie strzałkami. Na szkielecie planu sytuacyjnego z wyrysowanymi tylko osiami przewodów wodociągowych, z obliczoną ich długością oraz zaznaczonymi punktami podziału, wpisujemy wartości rozbioru wody w węzłach i na odcinkach prostopadle do osi przewodów z zaznaczeniem kierunku sumowania. Strzałki będą miały kierunki odwrotne do rzeczywistego kierunku przepływu wody w przewodach.

Celem przeprowadzenia wody na dalsze odległości, na całe miasto, ograniczamy układ rurociągów do szkieletu linii magistralnych (rys. 238). W rzeczywistości współpracować będzie cała sieć, co spowoduje korzystniejszy rozkład ciśnienia niż przy założeniu pracy tylko ciągów głównych. Założenie jednak nasze daje nam pewien współczynnik bezpieczeństwa. Gdybyśmy chcieli zrównoważyć cały układ przewodów sieci miejskiej z uwzględnieniem wszystkich ciągów bocznych, należało by wykonać olbrzymią pracę przeliczeniową zupełnie niewspółmierną z otrzymanym wynikiem. Ograniczenie obliczenia do przewodów magistralnych daje w rezultacie wyniki niewiele różniące się od rezultatów obliczenia, uwzględniającego pełną sieć przewodów wodociągowych.

Zsumowanie rozbioru wody, doprowadzone do ciągów magistralnych, pozwala przystąpić do obliczenia straty ciśnienia. Obliczenie przeprowadza się tabelarycznie przy pomocy nomogramów. Liczymy posługując się jednym z wzorów na ruch burzliwy, jednostajny, np. wzorem Manninga

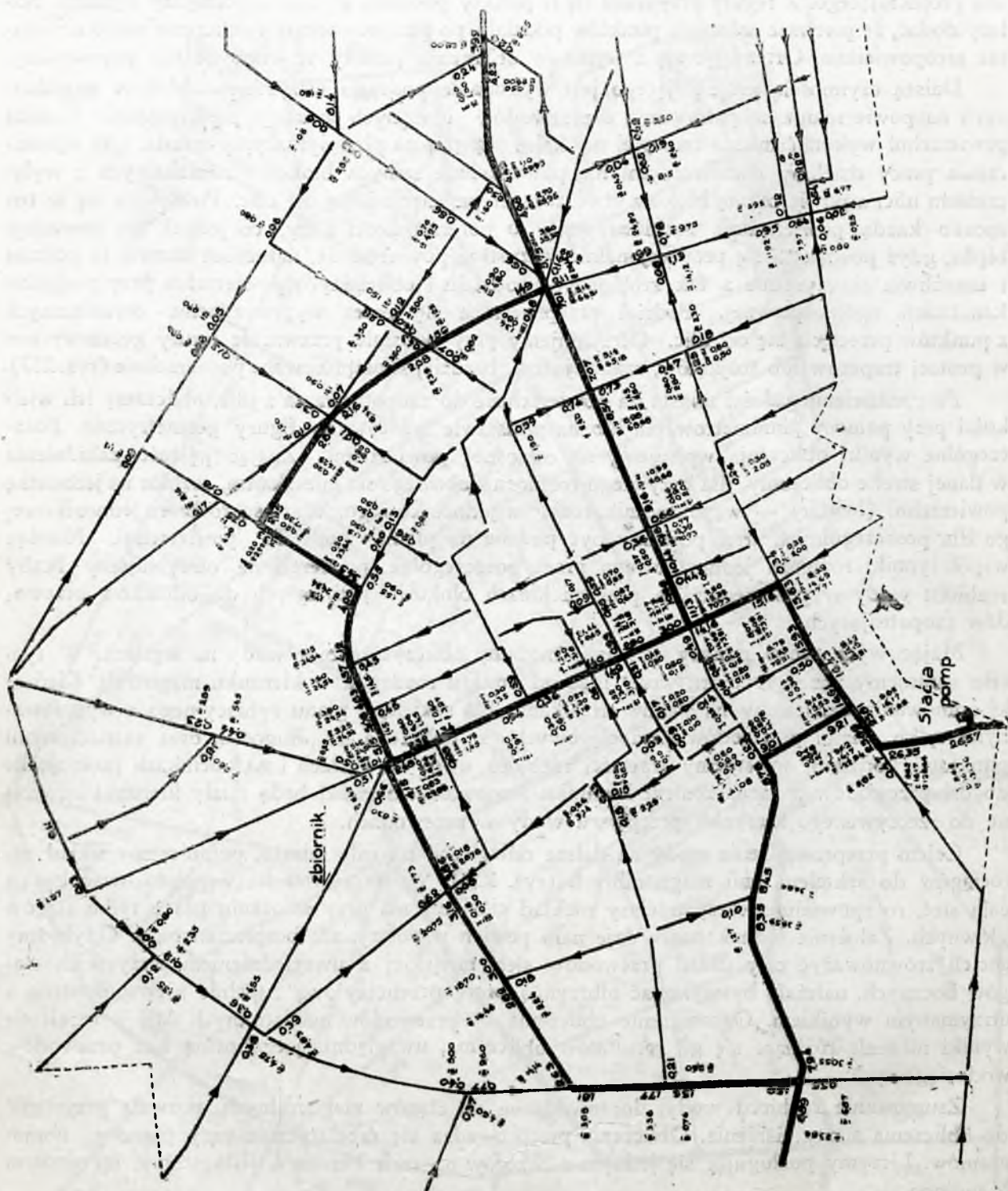
$$v = kR^{2/3} J^{1/2} \text{ m/sek} \quad (101)$$

$$Q = \pi \frac{D^2}{4} v \text{ m}^3/\text{sek. (litr/sek)} \quad (102)$$

Współczynnik szorstkości, uwzględniający kilkunastoletnią pracę rurociągu, wynosi w zaokrągleniu 80.

Jednostkową stratę ciśnienia obliczamy w wypadku stałej objętości przepływu wody na rozpatrywanym odcinku z wzoru

$$i = \lambda \frac{Q^2}{D^{10/3}} \quad (103)$$



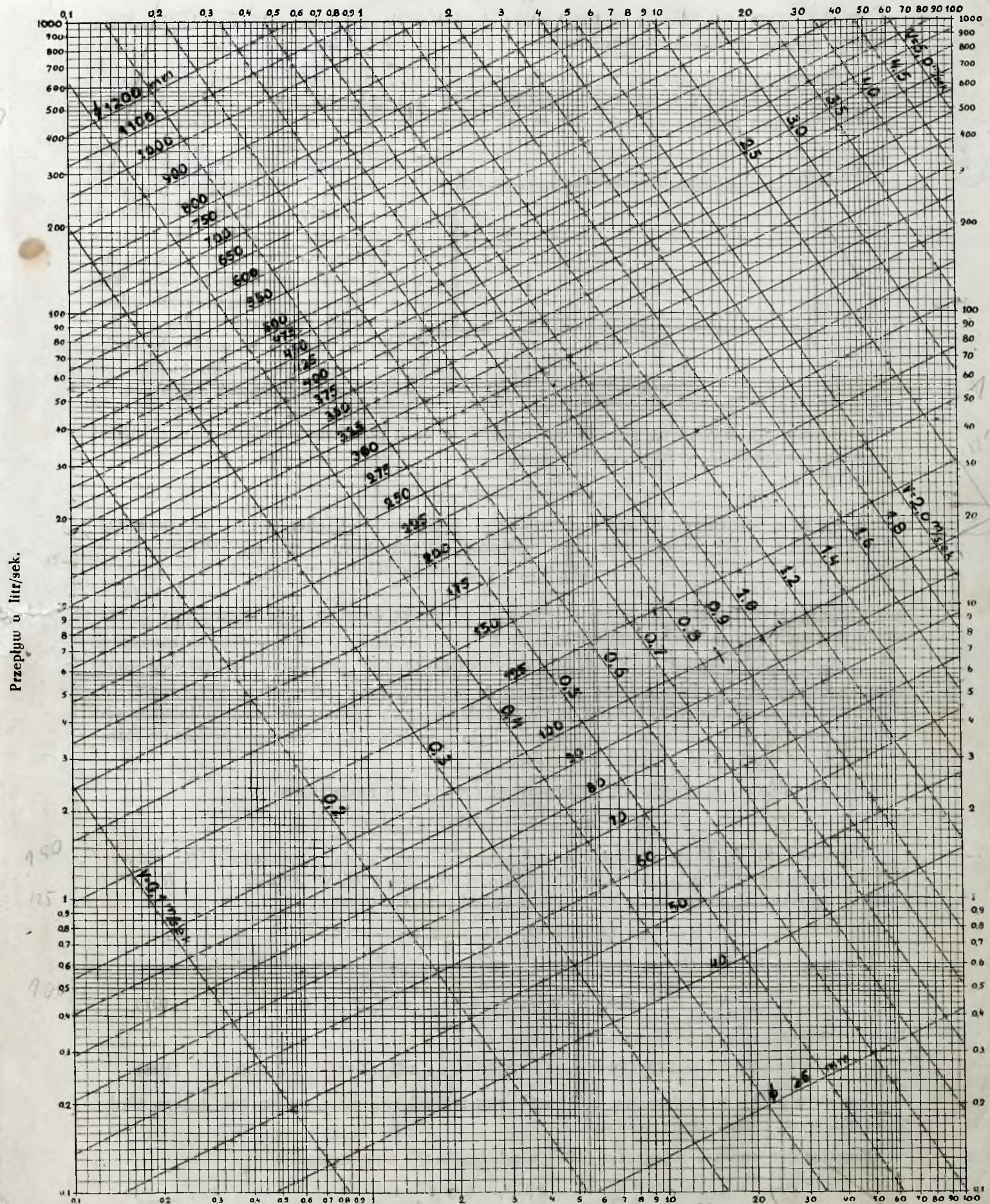
Rys. 238. Rozbiór wody na węzłach.

Gdy przewód wydatkuje po drodze pewną ilość wody, stratę ciśnienia obliczamy z wzoru

$$i = \lambda \frac{1}{D^{10/3}} (Q_k + 0,55 Q_d)^2 \quad (104)$$

gdzie λ jest stałą, w której zawarty jest współczynnik szorstkości oraz inne wartości stałe wzorów (101) i (102), Q_k jest przepływem w końcu odcinka rozpatrywanego, Q_d — przepływem wydatkowanym po drodze. Obliczenie straty jednostkowej w ‰ ułatwione jest przez odpowiednie ułożone nomogramy, przy których użyciu potrzebne są nam wartości Q_0 — przepływu obliczeniowego ($Q_0 = Q_k + 0,55 Q_d$) oraz średnica przewodu. Z nomogramu odczytujemy stratę jednostkową w ‰ oraz prędkości przepływu wody (rys. 239).

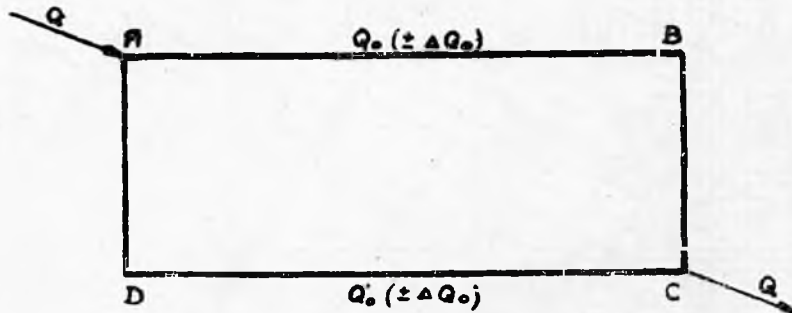
Spadek linii ciśnienia w ‰



Rys. 239. Nomogram do obliczania przepływu w rurach żeliwnych pod ciśnieniem [według wzoru Manninga $v = kR^{2/3} J^{1/2}$ ($k = 80$)].

Bardzo praktyczna jest amerykańska metoda obliczeniowa, zwana od nazwiska inżyniera, który ją opracował, metodą Hardy Crossa.

Podstawowymi założeniami, na których opiera się powyższy sposób obliczenia sieci przewodów, są powszechnie znane warunki przepływu wody: w sieci przewodów w każdym obwodzie zamkniętym suma zmian wysokości ciśnień jest równa zero, ilość zaś wody płynąca do węzła



Rys. 240.

jest równa ilości wody z niego wypływającej. Dwa te warunki wraz z zależnością pomiędzy przepływem i stratą spadku ciśnienia pozwalają na ułożenie szeregu równań, w których niewiadomymi mogą być albo przepływy w poszczególnych odcinkach przewodów, albo wysokości ciśnień w punktach węzłowych. Do wyniku dochodzi się metodą kolejnych przybliżeń.

Stosownie do używanych powszechnie wzorów na ruch burzliwy jednostajny, stratę ciśnienia można przedstawić w formie następującej:

$$h_o = cv^n \quad (105)$$

Oznaczają tu c pewien współczynnik, v prędkość przepływu. Wobec tego, że przepływ $Q = Fv$, można stratę ciśnienia wyrazić w zależności od przepływu w postaci

$$h_o = kQ^n, \quad (106)$$

gdzie k jest proporcjonalne do straty ciśnienia na jednostkę długości, przy czym zależy od średnicy przewodu i szorstkości jego ścian.

Najlepiej sposób obliczenia da się wyjaśnić na przykładzie. Weźmy najprostszy wypadek sieci, pokazany na rys. 240. Jeśli dla wiadomych średnic, przy założonych przepływach Q_0 i Q'_0 , straty na odcinku ABC i ADC są równe lub też suma zmiany wysokości ciśnień w obwodzie $ABCD$ jest równa zero, to założenie było prawdziwe. Jeśli obliczenie wykazuje różnicę, przepływy muszą być odpowiednio zmienione.

Metodę obliczenia ujmuje się matematycznie w sposób następujący:

$$\text{jeśli} \quad h_o - h'_o = 0; \quad Q = Q_0 + Q'_0$$

Oznaczają tu: h_o stratę ciśnienia na odcinku ABC , h'_o stratę na odcinku ADC . Gdy założenie pierwotne jest obciążone pewnym błędem, będziemy mieli w wyniku $h_o - h'_o = 0$ i należy wprowadzić poprawkę $\pm \Delta Q_0$, która zmieni przepływy na:

$$Q_0 + \Delta Q_0 \text{ i } Q'_0 + \Delta Q_0.$$

Wobec tego, że $h_o = kQ^n$, możemy napisać:

$$h_o - h'_o = k(Q_0 + \Delta Q_0)^n - k(Q'_0 + \Delta Q_0)^n = 0 \quad (107)$$

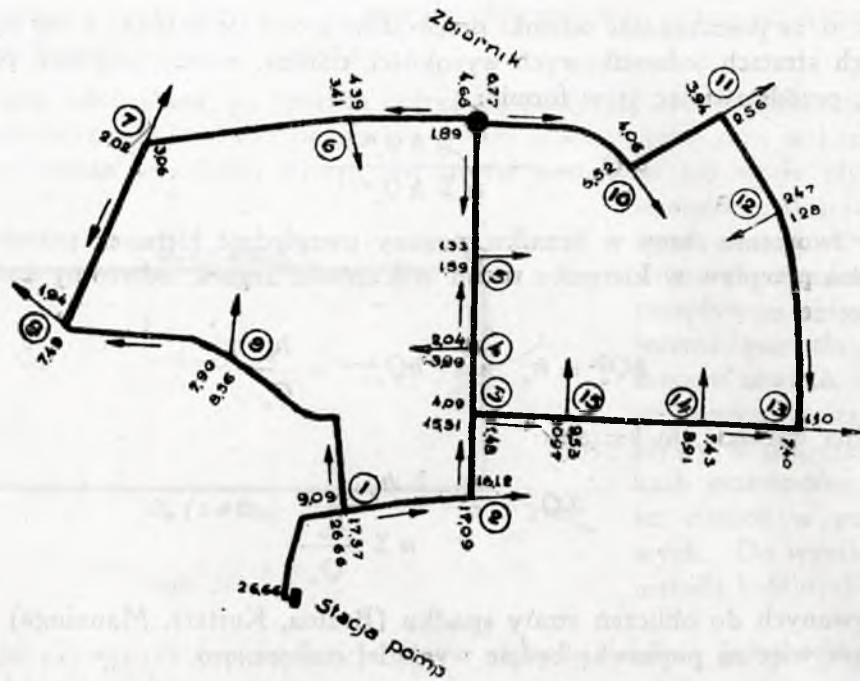
Po rozwinięciu wyrażeń w nawiasach będziemy mieli:

$$k(Q_0^n + n\Delta Q_0 Q_0^{n-1} + \dots) - k(Q'_0^n + n\Delta Q_0 Q'_0^{n-1} + \dots) = 0 \quad (108)$$

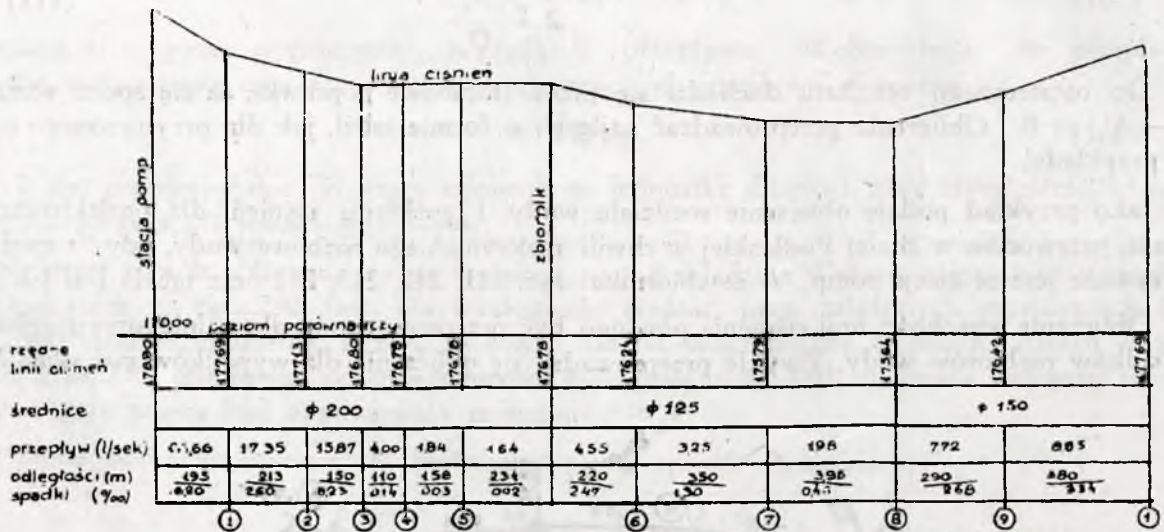
Ponieważ ΔQ_0 w porównaniu z Q_0 i Q'_0 jest stosunkowo małe, można bez dużego błędu pozostałe wyrazy rozwinięcia pominąć.

Rozwiązując ostatnie wyrażenie (108) względem ΔQ_0 otrzymujemy:

$$\Delta Q_0 = - \frac{kQ_0^n - kQ'_0^n}{knQ_0^{n-1} - knQ'_0^{n-1}} \quad (109)$$



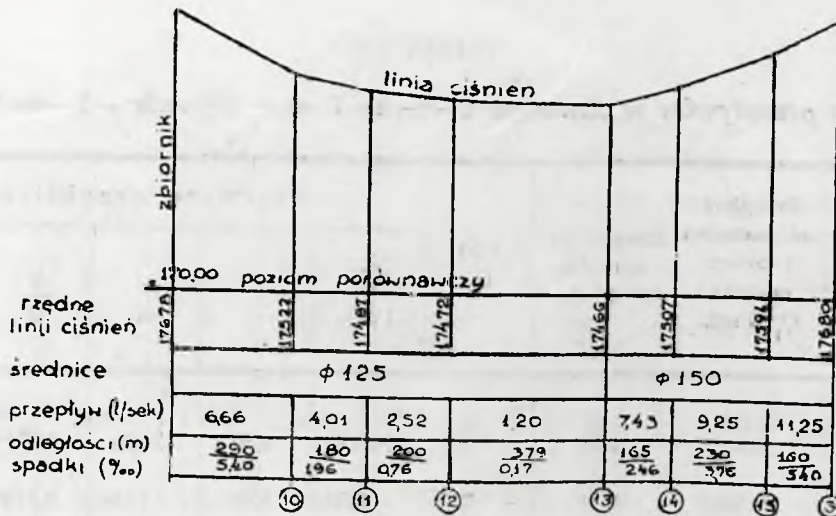
Rys. 212. Obliczone przepływy w magistralach z pokazanymi kierunkami przepływu.



Skrocony profil linii ciśnienia w obwodzie i stacji pomp - węzeł 1 - zbiornik - ciąg obiegowy 6-7-8-9-1

Rys. 213.

rozbiór wody w sieci oraz sprawdza ciśnienie na wypadek pożaru, gdy do najmniejkorzystnej położonego punktu należy doprowadzić do hydrantu z dwu stron wodę w ilości po 2,5 względnie 5 litr/sek. Zwykle przyjmuje się, że w punkcie takim jednocześnie czynne są dwa hydranty pożarowe. Jeżeli zaopatrzenie miasta odbywa się z jednej strony (jednostronnie), to do maksymalnej cyfry rozbiórki należy dodać jeszcze na pożar 10 litr/sek. W wypadku ciągów obiegowych i takich, które mają dopływ z dwóch stron, wystarczy także przy wielu hydrantach na odcinku dodatek 5 litr/sek. W wypadku sieci rozgałęziowej, na której znajduje się wiele hydrantów, powinno się dodawać do miejsca przedostatniego hydrantu 10 litr/sek, na odcinku zaś idącym do ostatniego hydrantu 5 litr/sek. W dużym mieście równoczesny pobór wody z hydrantów do gaszenia ognia nie wpływa niemal zupełnie na rozłożenie ciśnienia w sieci, gdyż i średnice ciągów ulicznych są duże i dopływ wody do hydrantów odbywa się równocześnie z kilku ciągów. W małych miastach, gdzie są stosowane niewielkie średnice, a ciągów jest mało, wyjątkowy wypadek pożaru należy uwzględnić w obliczeniu sieci, gdyż ciśnienie w sieci może na znacznej przestrzeni ulec zbyt wielkiemu obniżeniu.



Rys. 244. Skrócony profil linii ciśnień dla ciągu obiegowego zbiornik — węzły 10, 11, 12, 13, 14, 15, 3.

Jeżeli pompy dostarczają zawsze jednakową ilość wody do sieci, to w wypadku pożaru tę dodatkową ilość wody musi pokryć zbiornik i ilość tę trzeba dodać na ciągu głównym na przestrzeni pomiędzy zbiornikiem i miastem. W takim wypadku inaczej przebiegnie granica obszarów zasilania w wodę ze stacji pomp i zbiornika. Końcowy rezultat naszych obliczeń da nam nowy podział obszaru zasilania i położenie wysokości linii ciśnień pożarowych w najmniejkorzystniejszych punktach sieci. Ciśnienie pożarowe spaść może w dzielnicach zabudowanych domami parterowymi do 5 m, wielopiętrowymi do 5 — 10 m. Wodę z hydrantów czerpią mospompy i wyrzucają z węża pod odpowiednim ciśnieniem.

Dawniej bardzo chętnie pompowano wodę bezpośrednio do zbiornika wyrównawczego, gdyż usiłowano uniknąć nierównomierności, jakie w wołuje wahające się ciśnienie rozbiornicze w ruchu pomp; przy tym przewodach, doprowadzającym wodę do obszaru zasilania i magistral, należało jednak nadawać duże wymiary, aby uzyskać na ciśnieniu.

W okresie rozbiornic minimalnego nocnego (w skrajnym wypadku równy jest on zero) prawie cała ilość pompowanej wody dopływa siecią do zbiornika. Linia ciśnień wznosić się będzie od zbiornika ku stacji pomp, na której uzyskuje się maksymalną wysokość. W tym więc wypadku ciśnienie na pompach względnie wysokość tłoczenia musi być największa. Przy projektowaniu i wyborze pomp należy uwzględnić to zmienne ciśnienie na pompach.

W żadnym punkcie sieci wodociągowej w chwili największego rozbiornic wody nie mogą ciśnienia spaść poniżej określonej granicy. Wysokość tego ciśnienia, zwana wysokością ciśnienia gospodarczego, zależy od wysokości zabudowy. Ogólnie przyjęta jest zasada, że w chwili największego rozbiornic w każdym domu w punkcie umieszczenia najwyższego kranu rozbiornic, powinno panować ciśnienie odpowiadające co najmniej około 5 m słupa wody, inaczej że woda wodociągowa musi wyjść ponad najwyższe piętro i na poddaszu mieć ciśnienie około 2,5 m. Otrzymamy więc odpowiednio do ilości kondygnacji następujące wymagane ciśnienie w sieci ulicznej przed domami:

| B u d y n e k | Wysokość domu do wierzchu dachu w m | Ciśnienie minimalne gospodarcze w m |
|--------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| Parterowy | 7-8 | 8-10 |
| Piętrowy | 11-12 | 12 |
| Dwupiętrowy | 14-15 | 16 |
| Trzypiętrowy | 17-18 | 20 |
| Czteropiętrowy | 20-21 | 24 |
| Pięciopiętrowy | 23-24 | 28 |

TABELA 1-a

Obliczenie przepływów w obwodzie 1—9—8—7—6 — zbiornik —5—4—3—2—1.

| Węzeł | Ø mm | L m | Przepływ na początku i końcu odcinka Q_1 l/sek. | Zużycie na odcinku Q_0 l/sek. | 0,55 Q_0 | Pierwsze przybliżenie | | | | |
|-------|---------|--------|---|---------------------------------------|---------------|-----------------------|-----------|-----------|-----------------|---------------------|
| | | | | | | Q' l/sek. | I' ‰ | h' m | $\frac{h'}{Q'}$ | Δ' l/sek. |
| 1 | 150 | 380 | 11,03 10,50 | 0,53 | 0,29 | +10,79 | 4,85 | +1,84 | 0,171 | -2,21 |
| 9 | 150 | 290 | 9,84 9,43 | 0,41 | 0,23 | + 9,66 | 3,95 | +1,15 | 0,119 | -2,21 |
| 8 | 125 | 335 | 0 0,08 | 0,08 | 0,04 | - 0,04 | 0 | 0 | 0 | -2,21 |
| 7 | 125 | 350 | 1,12 1,47 | 0,35 | 0,19 | - 0,31 | 0,20 | - 0,07 | 0,053 | -2,21 |
| 6 | 125 | 220 | 2,45 2,74 | 0,29 | 0,16 | - 2,61 | 0,82 | -0,18 | 0,069 | -2,21 |
| Zb | 200 | 234 | 4,93 4,37 | 0,56 | 0,31 | + 4,68 | 0,20 | +0,05 | 0,011 | -2,21 -1,19 |
| 5 | 200 | 158 | 1,40 0,95 | 0,45 | 0,25 | + 1,20 | 0,01 | 0 | 0 | -2,21 -1,19 |
| 4 | 200 | 110 | 0,85 1,05 | 0,20 | 0,11 | - 0,96 | 0 | 0 | 0 | -2,21 -1,19 |
| 3 | 200 | 150 | 13,63 14,18 | 0,55 | 0,30 | -13,93 | 1,76 | -0,26 | 0,019 | -2,21 |
| 2 | 200 | 213 | 15,15 15,63 | 0,48 | 0,26 | -15,41 | 2,12 | -0,45 | 0,029 | -2,21 |
| 1 | | | | | | | | | | |

+ 2,08 0,471

$$\Sigma h' = + 3,04 - 0,96 = + 2,08$$

$$\Sigma \frac{h'}{Q'} = 0,471$$

$$\Delta = - \frac{2,08}{2 \times 0,471} = - \frac{2,08}{0,942} = - 2,21$$

TABELA I-a

(ciąg dalszy).

| Węzeł | Drugie przybliżenie | | | | | Trzecie przybliżenie | | | Przepływ na początku i końcu odcinka Q l/sek. |
|-------|---------------------|-------|--------|-------------------|-------------------|----------------------|--------|--------|---|
| | Q'' l/sek. | I'' ‰ | h'' m | $\frac{h''}{Q''}$ | Δ'' l/sek. | Q''' l/sek. | I''' ‰ | h''' m | |
| 1 | + 8,58 | 3,20 | + 1,22 | 0,142 | + 0,27 | + 8,85 | 3,34 | + 1,27 | 9,09 8,56 |
| 9 | + 7,45 | 2,48 | + 0,72 | 0,097 | + 0,27 | + 7,72 | 2,68 | + 0,78 | 7,90 7,49 |
| 8 | - 2,25 | 0,60 | - 0,20 | 0,089 | + 0,27 | - 1,98 | 0,46 | - 0,15 | 1,94 2,02 |
| 7 | - 3,52 | 1,52 | - 0,53 | 0,151 | + 0,27 | - 3,25 | 1,30 | - 0,45 | 3,06 3,41 |
| 6 | - 4,82 | 2,80 | - 0,62 | 0,129 | + 0,27 | - 4,55 | 2,47 | - 0,54 | 4,39 4,68 |
| Zb | + 1,28 | 0,01 | 0 | 0 | + 0,27 + 0,09 | + 1,64 | 0,02 | 0 | 1,89 1,33 |
| 5 | - 2,20 | 0,04 | - 0,01 | 0,005 | + 0,27 + 0,09 | - 1,84 | 0,03 | 0 | 1,59 2,04 |
| 4 | - 4,36 | 0,17 | - 0,02 | 0,005 | + 0,27 + 0,09 | - 4,00 | 0,14 | - 0,02 | 3,89 4,09 |
| 3 | - 16,14 | 2,30 | - 0,35 | 0,022 | + 0,27 | - 15,87 | 2,23 | - 0,33 | 15,57 16,12 |
| 2 | - 17,62 | 2,74 | - 0,58 | 0,033 | + 0,27 | - 17,35 | 2,65 | - 0,56 | 17,09 17,57 |
| 1 | | | | | | | | | |

- 0,37 0,673

0,0

$$\Sigma h'' = + 1,94 - 2,31 = - 0,37 \quad \Sigma h''' = + 2,05 - 2,05 = 0$$

$$\Sigma \frac{h''}{Q''} = 0,673$$

$$\Delta' = - \frac{- 0,37}{2 \times 0,673} = - \frac{- 0,37}{1,346} = + 0,27$$

Handwritten calculations:
 $\frac{1,94}{3,60} = 0,538$
 $\frac{2,31}{3,36} = 0,687$
 $\frac{1,94 - 2,31}{1,346} = 0,27$

Handwritten calculations:
 $\frac{2,05}{2,05} = 1$
 $\frac{2,05 - 2,05}{0} = 0$

Handwritten numbers: 1,94, 2,05

TABELA I-b

Obliczenie rozdziału przepływów w obwodzie —3—4—5—
zbiornik —10—11—12—13—14—15—3.

| Węzeł | Ø mm | L m | Przepływ na początku i końcu odcinka Q_1 l/sek. | Zużycie na odcinku Q_0 l/sek. | 0,55 Q_0 | Pierwsze przybliżenie | | | | |
|-------|---------|--------|---|---------------------------------------|---------------|-----------------------|-----------|-----------|-----------------|--------------------|
| | | | | | | Q' l/sek. | I' ‰ | h' m | $\frac{h'}{Q'}$ | Δ l/sek. |
| 3 | 200 | 110 | 1,05 0,85 | 0,20 | 0,11 | + 0,96 | 0 | 0 | 0 | +1,19 +2,21 |
| 4 | 200 | 158 | 0,95 1,40 | 0,45 | 0,25 | - 1,20 | 0,01 | 0 | 0 | +1,19 +2,21 |
| 5 | 200 | 234 | 4,37 4,93 | 0,56 | 0,31 | - 4,68 | 0,20 | -0,05 | 0,011 | +1,19 +2,21 |
| Zb | 125 | 290 | 5,67 5,42 | 0,25 | 0,14 | + 5,56 | 3,70 | +1,07 | 0,192 | +1,19 |
| 10 | 125 | 180 | 2,96 2,84 | 0,12 | 0,07 | + 2,91 | 1,04 | +0,19 | 0,065 | +1,19 |
| 11 | 125 | 200 | 1,46 1,37 | 0,09 | 0,05 | + 1,42 | 0,24 | +0,05 | 0,035 | +1,19 |
| 12 | 125 | 379 | 0,18 0 | 0,18 | 0,10 | + 0,10 | 0 | 0 | 0 | +1,19 |
| 13 | 150 | 165 | 8,50 8,55 | 0,05 | 0,03 | - 8,53 | 3,15 | -0,52 | 0,061 | +1,19 |
| 14 | 150 | 230 | 10,01 10,63 | 0,62 | 0,34 | -10,35 | 4,45 | -1,02 | 0,099 | +1,19 |
| 15 | 150 | 160 | 12,07 12,58 | 0,51 | 0,28 | -12,35 | 6,40 | -1,02 | 0,083 | +1,19 |
| 3 | | | | | | | | | | |

— 1,30 0,546

$$\Sigma h' = + 1,31 - 2,61 = - 1,30$$

$$\Sigma \frac{h'}{Q'} = 0,546$$

$$\Delta' = - \frac{- 1,30}{2 \times 0,546} = - \frac{- 1,30}{1,092} = + 1,19$$

Handwritten calculations:
 $\frac{1,19}{1,09} = 1,10$
 $\frac{8,5}{1,1} = 7,7$
 7,4

TABELA II

Straty ciśnienia w obwodach i rzędne linii ciśnień na węzłach.

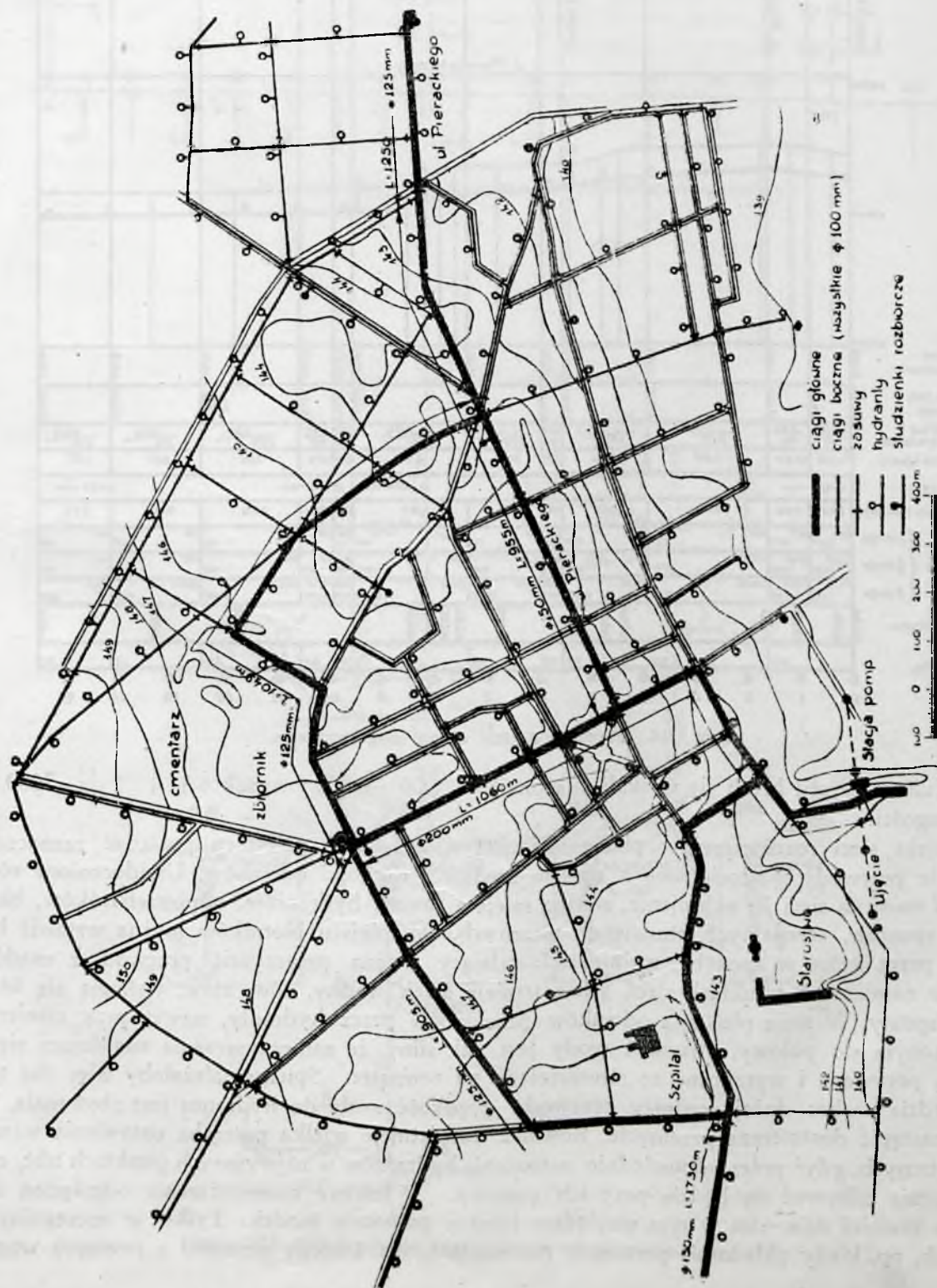
| Węzeł | Ø mm | Odległość między węzłami L m | Przepływ na początku i na końcu odcinka l/sek. | Q oblicze- niowe l/sek. | Spad ciśnienia I ‰ | Spad ciśnienia h m | Rzędne linii ciśnienia m |
|--------|---------|---------------------------------------|--|----------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|--------------------------------|
| St. p. | 200 | 195 | 26,66 26,66 | 26,66 | 6,20 | 1,21 | 178,90 |
| 1 | 200 | 213 | 17,57 17,09 | 17,35 | 2,65 | 0,56 | 177,69 |
| 2 | 200 | 150 | 26,12 15,57 | 15,87 | 2,23 | 0,33 | 177,15 |
| 3 | 200 | 110 | 4,09 3,89 | 4,00 | 0,14 | 0,02 | 176,80 |
| 4 | 200 | 158 | 2,04 1,59 | 1,84 | 0,03 | 0 | 176,78 |
| 5 | 200 | 234 | 1,33 1,89 | 1,64 | 0,02 | 0 | 176,78 |
| Zb | 125 | 220 | 4,68 4,39 | 4,55 | 2,47 | 0,54 | 176,78 |
| 6 | 125 | 350 | 3,41 3,06 | 3,25 | 1,30 | 0,45 | 176,24 |
| 7 | 125 | 335 | 2,02 1,94 | 1,98 | 0,46 | 0,15 | 175,79 |
| 8 | 180 | 290 | 7,49 7,90 | 7,72 | 2,68 | 0,78 | 175,64 |
| 9 | 180 | 380 | 8,36 9,09 | 8,85 | 3,34 | 1,27 | 176,42 |
| 1 | | | | | | | 177,69 |
| Zb | 125 | 290 | 6,77 6,52 | 6,66 | 5,40 | 1,56 | 176,78 |
| 10 | 125 | 180 | 4,06 3,94 | 4,01 | 1,96 | 0,35 | 175,22 |
| 11 | 125 | 200 | 2,56 2,47 | 2,52 | 0,76 | 0,15 | 174,87 |
| 12 | 125 | 379 | 1,28 1,10 | 1,20 | 0,17 | 0,06 | 174,72 |
| 13 | 150 | 165 | 7,40 7,45 | 7,43 | 2,46 | 0,41 | 174,66 |
| 14 | 150 | 230 | 8,91 9,53 | 9,25 | 3,76 | 0,87 | 175,07 |
| 15 | 150 | 160 | 10,97 11,48 | 11,25 | 5,40 | 0,86 | 175,04 |
| 3 | | | | | | | 176,80 |

W bardzo wysokich pojedynczych domach nie należy ciśnienia dostosowywać do nich. W domu takim musi być specjalne urządzenie hydroforowe, podwyższające ciśnienie na wyższe piętra odpowiednio do potrzeb miejscowych.

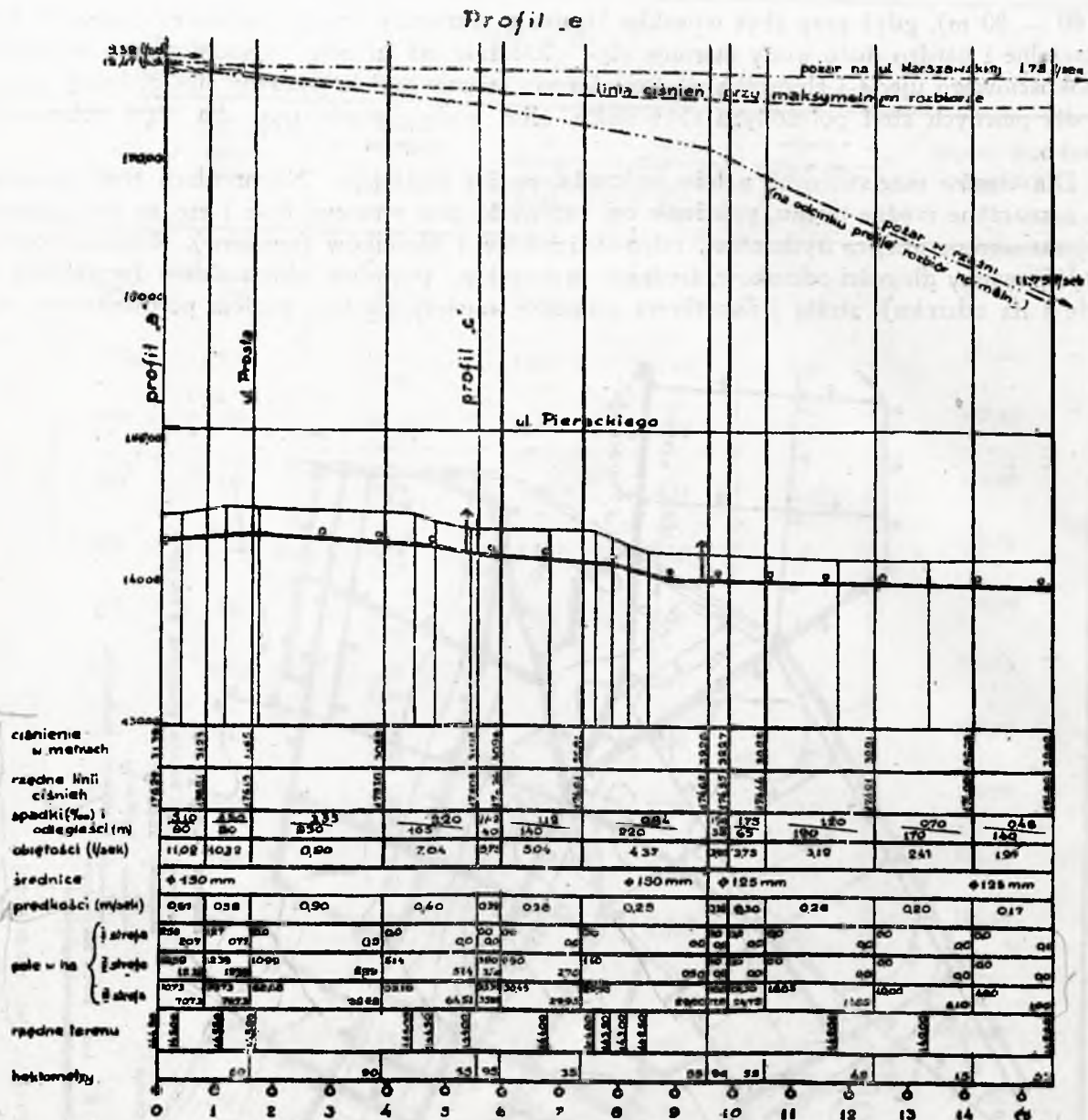
Gdy miejscowość położona jest na terenie o stosunkowo niewielkich różnicach wysokościowych, nie ma potrzeby podziału miasta na strefy wysokościowe. Zachodzi jednak potrzeba podziału miasta na strefy wysokościowe, gdy różnice wysokościowe są duże, a to z uwagi na to, że urządzenia instalacyjne domowe nie mogą być narażone na zbyt wysokie ciśnienie (najwy-

żej 60 — 80 m), gdyż przy zbyt wysokim ciśnieniu wszystkie krany domowe zaczynają być nieszczelne i bardzo dużo wody marnuje się. Zależnie od układu zasadniczego i położenia wysokościowego ujęcia i zbiornika w stosunku do miasta, zajdzie potrzeba albo redukcji ciśnienia dla pewnych stref położonych zbyt nisko, albo podwyższenia jego dla stref położonych wysoko.

Dla ciągów magistralnych należy wykreślić profile podłużne. Na profilach tych powinny być zaznaczone rzędne terenu, położenie osi przewodu pod terenem, linie i rzędne linii ciśnień, dalej zaznaczone miejsca hydrantów, odpowietrzników i błotników (spustów). Wreszcie opisać powinny długości odcinków, średnice przewodów, przepływ obliczeniowy (względnie w węzle i na odcinku), strata jednostkowa ciśnienia, numery węzłów, poziom porównawczy oraz



Rys. 245. Projekt sieci rozdzielczej.



Rys. 246. Profil podłużny ciągu magistralnego.

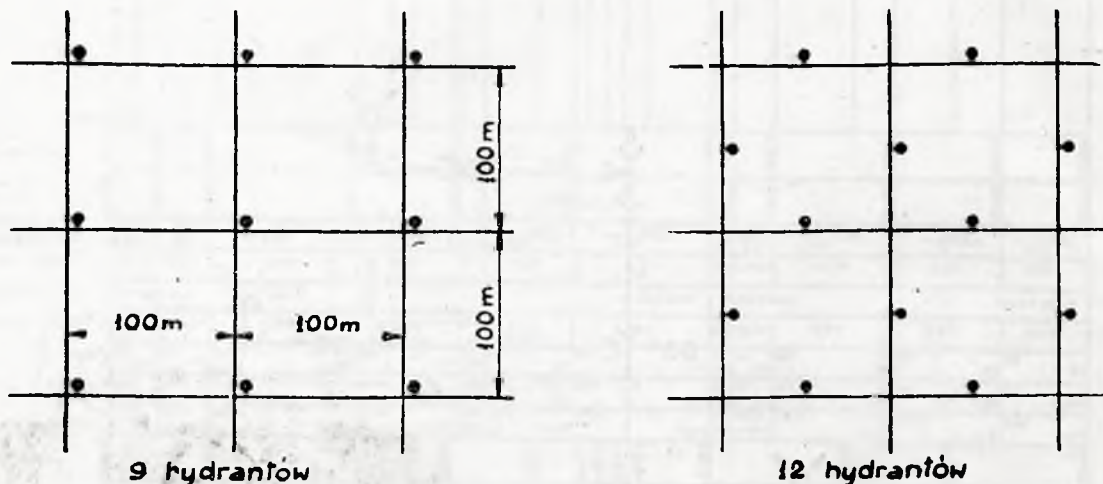
opisane ulice. Profil kreśli się w skali skazonej 1 : 100 — 200 wysokości i 1 : 2000 — 5000 długości.

Projekt sieci rozdzielczej w planie miasta (rys. 245, 246) powinien posiadać zaznaczone wszystkie przewody wodociągowe z opisem średnic i długości odcinków. Uwidocznione również być musi na sieci jej uzbrojenie, a więc miejsca zasuw, hydrantów, odpowietrzników, błotników, spustów, czerpalnych studzienek ulicznych. W miejscu błotników można wstawić hydranty, przez które w sposób zupełnie zadowalający można przeczyścić przewód z osadów. Tylko w najniższych punktach sieci, gdzie istnieje ściek wodny, rów, staw, wstawia się błotniki — spusty. W razie płukania odcinków przewodów przez hydranty, nawet przy ciśnieniu zmniejszonym do połowy, strumień wody jest tak silny, że zanieczyszczenia znajdujące się w rurze są porywane i wyrzucane ze strumieniem na zewnątrz. Spusty należałoby więc dać tam tylko, gdzie wobec dużej średnicy przewodu prędkość wody do hydrantu jest zbyt mała, by mogło nastąpić dostateczne przemycie. Również nie istnieje wielka potrzeba ustawienia wentyli powietrznych, gdyż przez odpowiednie ustawienie hydrantów w najwyższych punktach ulic, odpowietrzenie odbywać się będzie przy ich pomocy. Właściwe rozmieszczenie odgałęzień domowych również daje nam w tym względzie bardzo pomocny środek. Tylko w szczególnych miejscach, np. kiedy układa się przewody po mostach, itp. i kiedy przewód z pewnych wzglę-

dów nie jest umieszczany na zwykle przyjętej głębokości, przez co nie daje się uniknąć górnych punktów załomu, oraz przy braku hydrantów i przyłączeń domowych, nie można uniknąć dawania odpowietrzników. W niektórych wypadkach wskazane jest opracowanie szczegółowego planu rozmieszczenia węzłów sieci rozdzielczej (rys. 247, 248).

Przy rozplanowaniu zasuw przede wszystkim nie należy kierować się zbytnią oszczędnością, należy jednak możliwie najmniejszą liczbą zasuw dokonać możliwie największego rozdziału sieci.

Wszelkie ciągi boczne od magistral powinny być zaopatrzone w zasuwę odcinającą. Od tego rozpoczyna się projektowanie rozmieszczenia zasuw, następnie dopiero dzieli się ciągi boczne dłuższe, przy czym pamiętać należy, że najodpowiedniejszym miejscem na zasuwę są punkty rozgałęzień. Przy rozmieszczaniu zasuw mamy na uwadze, by w razie potrzeby odcięcia pewnych odcinków przewodów od dopływu wody nie wyłączać zbyt dużych partii miasta i nie pozbawiać zbyt dużej liczby ludności możliwości korzystania z wody. W śródmieściu, w strefach gęściej zaludnionych, zasuwę należy roztawić gęściej, w strefach zaludnionych rzadziej, zasuwę dawać również rzadziej. W węzłach magistral trzeba tak zasuwę umieszczać, by w razie potrzeby można było zamknąć dowolną gałąź przewodu, kierując wodę drogą okólną. Na odcinkach długich prostych odległość zasuw, zależnie od wielkości średnicy powinna wynosić od 300 do 500 m, — niższe normy dla średnic większych, wyższe dla mniejszych.



Rys. 249. Przykład najoszczędniejszego rozkładu hydrantów.

Hydranty roztawia się w odległościach 80 — 100 m. W gęściej zaludnionych strefach stosuje się odległości mniejsze. Najlepszym ich usytuowaniem są naroża ulic, gdyż łatwiej je tu znaleźć oraz ma się więcej przestrzeni i możliwość brania wody w czterech kierunkach. Uzyskuje się poza tym najoszczędniejszy rozkład. W wypadku pokazanym na rys. 249 przez rozmieszczenie hydrantów przy narożach uzyskuje się 25% oszczędności więcej, niż w środkach odcinków przewodów. Zaczynamy więc od wyznaczenia miejsc hydrantów w narożach, dalsze punkty umieszczamy w ulicach, utrzymując rozstaw przyjęty za normę. Hydranty powinny być łączone z ciągami ulicznymi odgałęzieniami odcinanymi zasuwą.

Studzienki czerpalne umieszcza się w miastach, gdzie wszystkie domy przyłączone są do rozdzielczej sieci ulicznej, w dość dużych odległościach, zwykle na istniejących placach. W dzielnicach, w których mieszkańcy domów nie mogą czerpać wody bezpośrednio u siebie w mieszkaniu lub na podwórzu, studzienki takie rozmieszcza się gęściej, zwykle z takim obliczeniem, by nie trzeba było po wodę odbywać dłuższej drogi niż 250 m.

X. 2. PRZEWODY WODOCIĄGOWE.

Przewody wodociągowe mają przekrój kołowy. Przewody stosowane są z różnych materiałów: drewniane, betonowe, żelbetonowe, stalowe, żeliwne i azbestocementowe (inaczej zwane eternitowymi). Wybór materiału zależy od jego ceny i zachowania się wobec działania grun-

tu oraz samej wody. Przewody drewniane, betonowe i żelbetonowe stosowane są przy niezbyt wysokich ciśnieniach oraz tylko jako główne przewody doprowadzające. Bardzo często w krajach cieplejszych prowadzone są bez przykrycia po powierzchni terenu. W sieci rozdzielczej miejskiej najczęściej stosuje się rury żeliwne, rzadziej (na razie) stalowe. Ostatnio zaczęto stosować rury eternitowe.

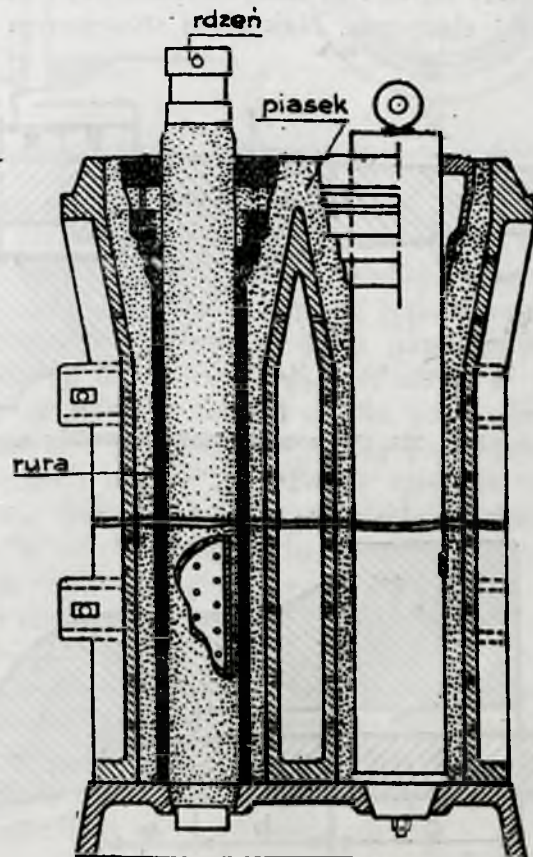
Przewody składają się z odcinków rur prostych o długości zależnej od sposobów fabrykacji, ciężaru i transportu, łączonych ze sobą szczelnie oraz najrozmaitszego rodzaju kształtek, umożliwiających zmiany kierunku, przejścia łukami oraz połączenia z przewodami bocznymi i armaturą sieci.

Rury żeliwne.

Najczęściej używanym materiałem na rury wodociągowe jest żeliwo. Jest ono odporne na korozję i z tego powodu bardzo trwałe. Odkopane w Wersalu po 250-letniej pracy rury żeliwne znajdowały się w zupełnie dobrym stanie. Trudno jest określić średni czas trwania rur żeliwnych, gdyż zależy on od różnych czynników, na których działanie są one wystawione. Średnio można go przyjąć na 100 lat. W niektórych wodach ulegają one korozji, która może zmniejszyć wydajność przewodu aż o 70%. Na ogół rury żeliwne mają tę zaletę, że wskutek utworzenia się powłoki ochronnej są bardzo odporne na wpływy większości składników zawartych w gruncie. Dalszymi zaletami są umiarkowany koszt, łatwo wykonalne połączenia, a dla rozgałęzień — kształtki. Wyrabiane są aż do wymiarów o średnicy 1800 mm (72"), choć rzadko kiedy stosowane są przy średnicach ponad 1200 mm (48"). Wady ich natomiast przedstawiają się następująco: Są ciężkie i trudne do transportu w razie większych rozmiarów. Wydatek ich zmniejsza się z wiekiem, zależnie od jakości prowadzonej wody. Łatwiej i częściej zdarzają się pęknięcia rur. Posiadają stosunkowo małą długość budowlaną 3 — 5 m, co wpływa niekorzystnie na koszt budowy oraz szczelność.

Rury żeliwne poddawane są próbie na ciśnienie do 20 atm; stosuje się je przy ciśnieniach aż do 10 atm. Dla ciśnień mniejszych mogą być stosowane tak zwane cienkościenne rury żeliwne, próbowane na ciśnienie 10 atm. Grubość ścianek tych rur jest zmniejszona przez nieznaczne powiększenie przekroju przepływowego rury.

Dawny sposób wyrobu rur polegał na wlewaniu roztopionego metalu do form. Odlewano rury kołnierzowe i kielichowe w dwudzielnych formach z piasku, ustawianych poziomo — leżąc; jądro składało się z piasku albo z gliny. Jeszcze dzisiaj odlewa się w ten sposób nienormalnie długie rury kołnierzowe i prawie wszystkie kształtki. Rury tak wyrabiane charakteryzują się podłużnym szwem zewnętrznym na powierzchni rury czy też kształtki. Wewnątrz rura jest gładka bez szwu. Pod względem odlewniczo-technicznym sposób ten w wysokim stopniu utrudnia zachowanie równomiernej grubości ścianek, a szew przy najmniejszej nieostrości powoduje odlew porowaty, nieuszczelny, nie wytrzymały wewnętrzne ciśnienia hydraulicznego. Obecnie odlewa się rury żeliwne stojąc. Roztopiony metal wlewa się do form, znajdujących się w skrzynkach w pozycji pionowej. Dawniejszy sposób odlewów pionowych polegał na wlewaniu żeliwa do nieruchomych form uzyskiwanych przez ubijanie piasku wokół rdzenia w



Rys. 250. Forma do odlewania rur sposobem Monocasta.

skrzynkach. Po ubiciu formy zewnętrznej wstawia się do środka formy jądro, którego zewnętrzna powierzchnia pokryta jest gliną oraz piaskiem i doprowadzona na tokarce do kształtu cylindrycznego. Rdzeń posiada otwory, pozwalające na odprowadzenie przez nie gazów i powietrza w czasie lania płynnego metalu. Przestrzeń między jądrem a formą wypełniana była gorącym metalem wlewany łyżką. Po ostygnięciu rurę wyjmuje się z formy, oczyszcza z piasku i kurzu i podgrzewa do temperatury 150° C. Przy tej temperaturze zanurza się rurę w smołę węglową i olej lniany, po czym ustawia się w pozycji nachylonej celem obeschnięcia. Stworzona w ten sposób powłoka ma ochraniać metal przed korozją.

Ostatnio stosuje się wirujące sposoby odlewu rur. Roztopione żelazo wlewa się do wnętrza obracającej się formy. Siła odśrodkowa odrzuca metal na ściankę, która uformowuje się do kształtu rury. Zaletą tego sposobu wyrobu jest, że daje on bardziej drobnoziarnistą i gęstą strukturę przy znacznie jednostajniejszej grubości ścianki.

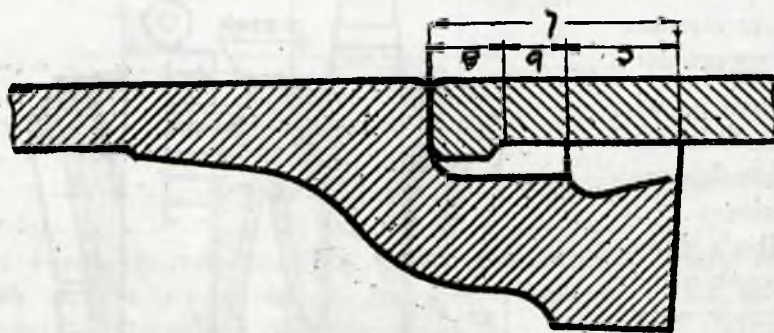
Istnieją dwa sposoby odśrodkowego lania rur: De Lavauda i Monocasta (rys. 250). W sposobie De Lavauda wlewa się żeliwo do stalowych lub żeliwnych form wirujących chłodzonych wodą. W sposobie Monocasta formy żeliwne wyprawiane są piaskiem i chłodzenie jest niepotrzebne. Rury odlewane w formach niewyprawionych, w celu usunięcia naprężeń wewnętrznych, powstających wskutek nierównomiernego stygnięcia żeliwa, należy wyżarzać w osobnym piecu. Sposób De Lavauda nie zezwala na odlewanie rur z obrzeżem na bosym końcu, gdyż rury takiej nie można by wydobyć z wydrążonego walca, jakim jest żeliwna forma. Obrzeże uzyskuje się przez nałożenie na gorąco obręczy z żelaza kutego. Przy tym sposobie cała robota formierska ogranicza się tylko do sporządzenia z piasku zwykłego jądra kielichowego.

Sposób Monocasta umożliwia odlew rur kielichowych z obrzeżem. Odlew rur kołnierzo- wych jest w obu sposobach wirujących niemożliwy. Rury odlewane w formach wyprawionych nie wymagają wyżarzania, ale sporządzenie dla każdego odlewu nowej wyprawy formy zabiera dużo czasu i wymaga osobnego urządzenia formierskiego oraz nadzwyczaj wielkiej uwagi.

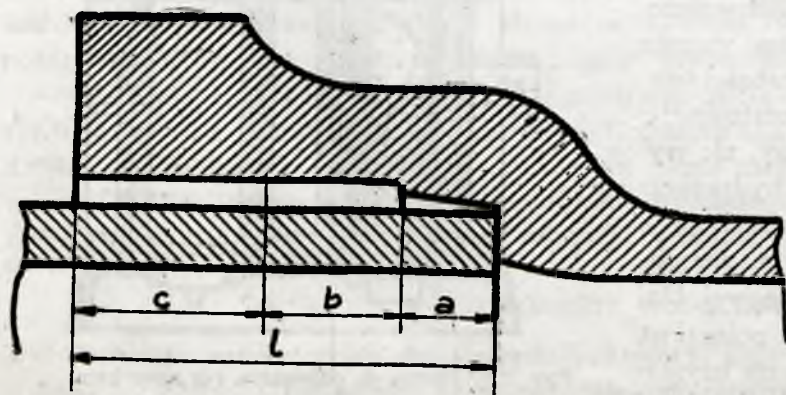
Rury żeliwne są klasyfikowane odpowiednio do złącz. Mogą być one: kielichowe, kołnierzo- we i elastyczne. Najczęściej stosowanym połączeniem jest połączenie kielichowe. Połączenia

kołnierzo- we stosowane są w szczególnych warunkach, przeważnie wewnątrz budynków.

Choć rury żeliwne są w dostatecznym stopniu odporne na korozję, czasami ulegają wpływom otoczenia, które powodują formowanie się narostów lub miejsc wygryzionych. Może to osiągnąć tak poważne rozmiary, że wywołuje nadmierną stratę ciśnienia, powodując konieczność czyszczenia ścian przewodów. Pokrycie smołowe daje poważną ochronę przed tuberkulacją, lecz przy istnieniu małych zadraśnień oraz innych niedokładności, w złych warunkach należy oczekiwać zniszczeń. Stąd w wypadku wód, które są z natury korozyjne, praktyczniej jest mieć ochronę pełniejszą. Osiągnąć to można przez zastosowanie patentowanych powłok bitumicznych lub cementowych. Powłokę cementową uzyskuje się przez na-



Rys. 251. Wykonanie kielicha według norm polskich.

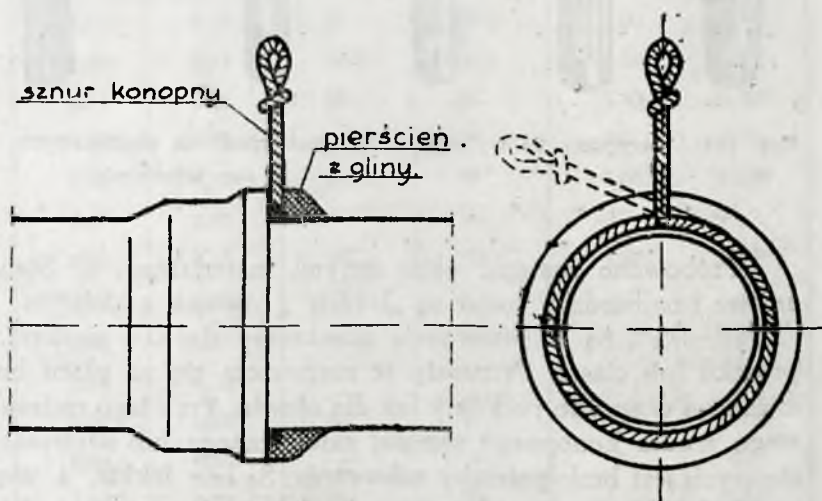


Rys. 252. Wykonanie kielicha według norm niemieckich.

tryskiwanie wewnętrznej, czystej powierzchni rury zaprawą 1 : 3 z cementu portlandzkiego, przy jednoczesnym obracaniu rury. Siła odśrodkowa nadaje powłoce gładkość i jednostajną grubość. Średnia normalna grubość powłoki wynosi 1/16" dla rur o średnicy 150 mm i mniejszych, 1/8" dla rur o średnicy od 200 — 400 mm i 3/16" dla rur większych. Zewnętrzną powierzchnię rur pokrywa się zwykle powłoką smołową. Rury z powłoką cementową zachowują swe dobre właściwości hydrauliczne w warunkach, w których zwykle rury żeliwne wykazywałyby duże straty z powodu oporu tarcia. Ich wydatek odpowiada stale wydatkowi nowych, czystych rur. Przecinanie rur lub wywiercanie w nich otworów nie uszkadza powłoki. Rury stalowe i z żelaza kutego są również ochraniające powłoką cementową.

Połączenie rur żeliwnych — styki.

Najpowszechniej stosowane są połączenia kielichowe (rys. 251, 252) z uszczelnieniem ołowianym. Pierwszą czynnością przy wykonywaniu takiego złącza jest owinięcie bosego końca rury smołowanym sznurem konopnym, zanim zostanie on wsunięty w kielich poprzednio ułożonej rury i rura ułożona na swoim miejscu. Po wsunięciu bosego końca sznur jest wyrównywany i starannie dobijany przy pomocy płaskiego żelaza. Sznura daje się tyle, by po ubiciu pozostała się wokół przestrzeń o głębokości 2". Ostatnia warstwa sznura, stykająca się z ołowiem, musi być wykonana ze sznura czystego, nie osmołowanego. Następnie przed rękawem zakłada się sznur drugi, grubość w ten sposób, aby zatkał zupełnie otwór rękawa (rys. 253). Ten drugi sznur

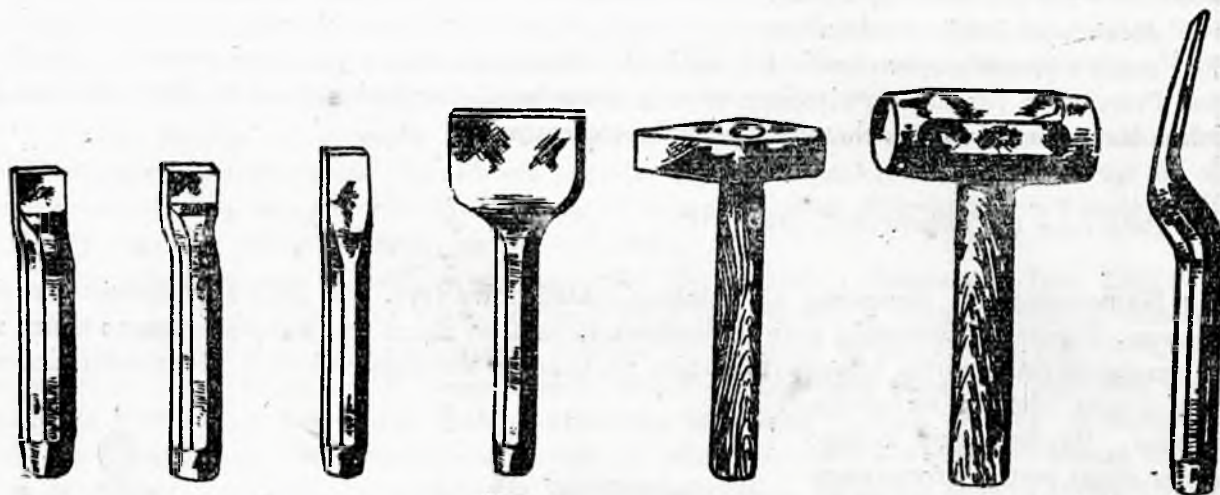


Rys. 253. Przygotowane złącza kielichowego do zalania ołowiem.

otacza się pierścieniem z wilgotnej plastycznej gliny i sznur ostrożnie wyciąga. Po wyjęciu sznura powstaje otwór (gniazdo) łączący z wolną przestrzenią kielicha. Obecnie stosuje się coraz częściej specjalne formy żelazne (chomąta), zakładane ściśle na rurę do kielicha. Ołów roztopia się w kociołkach i wlewa przez gniazdo w kielichy rur o małej średnicy łyżką z ząbkami, w kielichy zaś rur o dużej średnicy bezpośrednio z kociołka. Nagrzanie ołowiu jest dostateczne, gdy górna część naczynia stanie się różowa. Należy od razu wlewać całą ilość ołowiu niezbędnego do wypełnienia kielicha. Niedopuszczalne są jakiegokolwiek dolewki ołowiu, gdyż ołów dolewany później nie stopi się w stopniu dostatecznym z partią ołowiu, wlaną poprzednio, co wpływa na jakość złącza. Ołów wlany stygnie prędko i kurczy się. Formę zdejmuje się po stwardnieniu ołowiu. Z powodu kurczenia się ołowiu powstaje między pierścieniem ołowianym i ścianą kielicha wolna przestrzeń; z tego powodu w celu dokładnego uszczelnienia połączenia konieczne jest dobicie zastygłego ołowiu. Zabijanie odbywa się stalowymi dobijakami, przy czym początkowo stosuje się ich mniejsze numery, oraz młotkiem (rys. 254). Używa się młotków o wadze 1 do 2 kg. Zakuwanie ręczne przy dużych średnicach wymaga znacznego nakładu pracy i idzie bardzo wolno. Korzystne okazuje się stosowanie w takim razie młotków pneumatycznych, pracujących ściśniętym powietrzem. Zakuwanie w ogóle wymaga wprawy. Nieumiejętne zakuwanie da połączenie nieuszczelnione, z drugiej strony zbyt silne kucie może spowodować pęknięcie kielicha. Zakuwa się równomiernie po obwodzie aż do chwili, gdy dobijak zaczyna odskakiwać od ołowiu. Nadmiar ołowiu (nadlany pierścień) odrąbuje się.

Jeżeli w wykopie znajduje się woda, której nie daje się usunąć, zamiast ołowiu lanego używa się wełny ołowianej. W takim wypadku daje się więcej sznura tak, by wolna przestrzeń nie była głębsza niż 1 1/4". Tego rodzaju uszczelnienia są kosztowniejsze od normalnych oło-

wianych z uwagi na wyższy koszt materiału (ołów taki daje się zakuwać tylko wtedy, jeśli jest chemicznie czysty) i większego zużycia robocizny przy zabijaniu. Węglę zakuwa się małymi ilościami.



Rys. 254. Narzędzia do wykonywania uszczelnień rur kielichowych, obrabiania ołowiu i przecinania rur żeliwnych.

Próbowano zastąpić ołów innymi materiałami. W Stanach Zjednoczonych Am. Półn. najstarsze i najbardziej znane są „leadite”; również z dobrym skutkiem stosuje się „metalina” i „hydrolika”. Są to przeważnie mieszaniny siarki z piaskiem. Wyrabia się je w postaci czarnego proszku lub ciasta. Preparaty te rozpuszcza się na placu budowy i wlewa do otworu przygotowanego w sposób podobny jak dla ołowiu. Przy tego rodzaju szczeliwie polecają stosowanie czystego sznura konopnego zamiast smołowanego lub naolejanego. Zaletą tych materiałów uszczelniających jest brak potrzeby zakuwania. Są one lekkie, a więc łatwe w transporcie. Poza tym uzyskuje się mocne połączenie nie dające się wycisnąć. Lżejsza waga i brak potrzeby zakuwania sprawia, że są one tańsze. Szczeliwa te nieco puszczają wodę lub nieco pocą się na początku, lecz w krótkim czasie uszczelniają się całkowicie. Ponieważ połączenia są sztywne, nie można ich stosować w wypadku łączenia nowych odcinków ze starymi, gdyż osiadanie nowych linii spowoduje pęknięcie rur. Na połączeniu takim należy stosować uszczelnienia ołowiane. Poza tym wadą takich złącz jest to, że trudno je wyrąbywać w razie potrzeby rozebrania przewodu przy remoncie, przekładaniu sieci, itp.

W wielu miastach Stanów Zjednoczonych Am. Półn. stosowane jest uszczelnianie złącz rur kielichowych cementem. Od r. 1917 w San Francisco stosuje się złącza cementowe w sieci o ciśnieniu średnim $3,5 \text{ kg/cm}^2$, a maksymalnym $10,5 \text{ kg/cm}^2$. Stwierdzono, że wytrzymują one osiadanie, wibracje i uderzenia równie dobrze, jak złącza ołowiane. Przy wykonywaniu złączy cementowych robotnik jest zaopatrzony w wiadro wody, worek wypełniony częściowo cementem i żelazo do dobijania sznura ($\frac{2}{3}$ smołowanego, $\frac{1}{3}$ czystego). Zabicie powinno być szczególnie staranne. Cement przygotowuje się na blasze w ilości dostatecznej na jedno złącze i spryskuje wodą tak, by był dostatecznie plastyczny, lecz o tyle suchy, by kruszył się spadając z wysokości 30 cm. Robotnik w rękawiczkach bawełnianych wkłada ręką cement w złącze i zakuwa żelazem. Powtarza swą czynność tak długo, aż całe złącze wokół zostanie wypełnione do połowy cementem. Wówczas zakuwa się cement możliwie jak najsilniej. Następnie pozostałą przestrzeń wypełnia się cementem i zakuwa. Styk po wykończeniu powinien być całkowicie gładki; dobijak przy uderzeniu powinien odskakiwać nie pozostawiając śladu. Ilość potrzebnego cementu wynosi $0,18 \text{ kg}$ na każdy cm średnicy rury (1 funt na cal średnicy). Robotnik może wykonać w dzień 16 złącz przewodu 8" — 200 mm. Po 24 godzinach można przewód napęlić wodą i chociaż złącze cementowe przez pewien czas poci się, wkrótce następuje uszczelnienie całkowite.

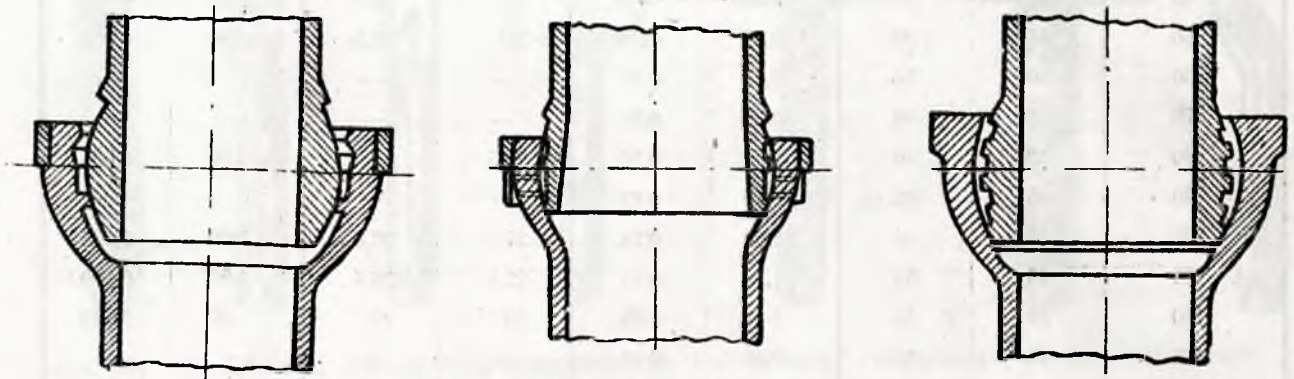
Zużycie szczeniwa (ołowiu i konopi) do uszczelnienia normalnych połączeń kielichowych
($p = 10 \text{ atm}$, 1 dm^3 ołowiu waży $11,4 \text{ kg}$, 1 dm^3 konopi — $1,70 \text{ kg}$).

| Średnica rury D mm | Szerokość pierścienia mm | | Waga szczeniwa na 1 kielich | | Szerokość pierścienia mm | | Waga szczeniwa na 1 kielich | |
|----------------------------|--------------------------------------|---------------|--------------------------------|--------------|--------------------------------------|---------------|--------------------------------|--------------|
| | ołowiu c | konopi b | ołowiu kg | konopi kg | ołowiu c | konopi b | ołowiu kg | konopi kg |
| | Normy niemieckie (kielich gładki) | | | | Normy polskie (kielich wydrążony) | | | |
| 40 | 35 | 27 | 0,51 | 0,05 | 26 | 23,5 | 0,50 | 0,050 |
| 50 | 35 | 30 | 0,69 | 0,07 | 26 | 23,5 | 0,60 | 0,063 |
| 60 | 40 | 32 | 0,73 | 0,07 | — | — | — | — |
| 70 | 40 | 28 | 0,94 | 0,09 | — | — | — | — |
| 80 | 40 | 30 | 1,05 | 0,10 | 26,5 | 23 | 0,90 | 0,094 |
| 90 | 40 | 32 | 1,15 | 0,12 | — | — | — | — |
| 100 | 40 | 34 | 1,35 | 0,14 | 27 | 26,5 | 1,00 | 0,104 |
| 125 | 45 | 32 | 1,70 | 0,17 | 27,5 | 26,5 | 1,20 | 0,130 |
| 150 | 45 | 34 | 2,14 | 0,21 | 28 | 27 | 1,40 | 0,166 |
| 175 | 45 | 36 | 2,46 | 0,25 | — | — | — | — |
| 200 | 45 | 38 | 2,97 | 0,30 | 29 | 28 | 1,90 | 0,220 |
| 225 | 50 | 33 | 3,67 | 0,37 | — | — | — | — |
| 250 | 50 | 34 | 4,30 | 0,43 | 30 | 28 | 2,60 | 0,300 |
| 275 | 50 | 34 | 4,69 | 0,47 | — | — | — | — |
| 300 | 50 | 35 | 5,09 | 0,51 | 31 | 28,5 | 3,30 | 0,368 |
| 325 | 50 | 35 | 5,16 | 0,52 | — | — | — | — |
| 350 | 50 | 36 | 5,53 | 0,55 | 32 | 28,5 | 3,90 | 0,423 |
| 375 | 50 | 36 | 6,64 | 0,66 | — | — | — | — |
| 400 | 50 | 38 | 7,46 | 0,75 | 33 | 30 | 5,10 | 0,540 |
| 425 | 50 | 38 | 7,89 | 0,79 | — | — | — | — |
| 450 | 50 | 39 | 8,33 | 0,83 | — | — | — | — |
| 475 | 50 | 39 | 8,77 | 0,88 | — | — | — | — |
| 500 | 55 | 36 | 10,13 | 1,01 | 35 | 30 | 7,70 | 0,720 |
| 550 | 55 | 37 | 11,70 | 1,17 | — | — | — | — |
| 600 | 55 | 39 | 13,33 | 1,33 | 37 | 31,5 | 8,30 | 0,950 |
| 650 | 55 | 40 | 14,40 | 1,44 | — | — | — | — |
| 700 | 55 | 41 | 15,50 | 1,55 | 39 | 32 | 11,30 | 1,110 |
| 750 | 60 | 37 | 17,40 | 1,74 | — | — | — | — |
| 800 | 60 | 38 | 20,20 | 2,02 | 41 | 33,5 | 14,80 | 1,450 |
| 900 | 60 | 41 | 24,70 | 2,47 | 43 | 34 | 18,90 | 2,000 |
| 1000 | 65 | 39 | 29,20 | 2,92 | 45 | 35 | 27,80 | 2,640 |
| 1100 | 65 | 41 | 34,00 | 3,40 | — | — | — | — |
| 1200 | 65 | 43 | 39,00 | 3,90 | 49 | 37 | 34,00 | 3,030 |

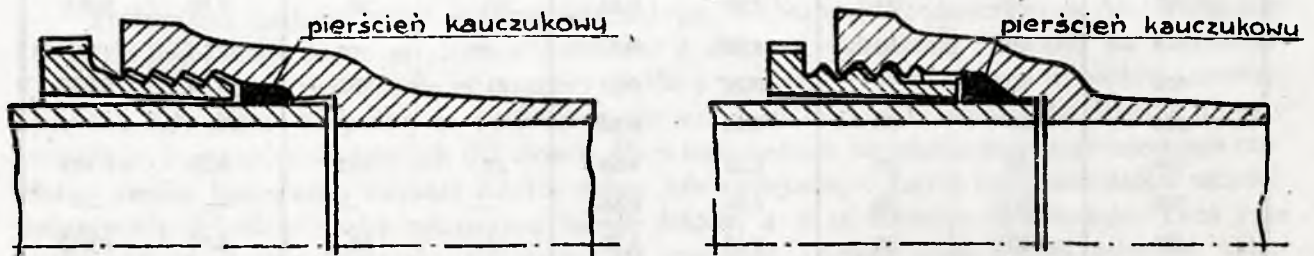
Celem otrzymania większej elastyczności przewodu należy co kilka złącz cementowych dawać jedno ołowiane, szczególnie w wypadku przewodów o dużej średnicy oraz przy układaniu przewodów w słabym gruncie. W gruntach, zawierających szkodliwe dla cementu składniki, nie należy wypełniać kielicha całkowicie cementem. Pozostawia się pierścień głęboki na 1 cm celem wypełnienia go po próbie szczelności asfaltem lub gudronem.

W Niemczech, ze względu na ograniczenia w dowozie ołowiu, stosuje się obecnie coraz powszechniej ześrubowywane połączenia kielichowe z uszczelką w postaci pierścienia gumowego. Do uszczelnienia połączeń zakuwanych stosuje się wełnę aluminiową oraz specjalne materiały uszczelniające, jak synteryt, wyrabiany przez nasycanie gąbczastego żelaza bitumina i mundit, składający się z mineralnej wełny szlakowej z domieszką dodatkowych preparatów.

Złącza elastyczne są stosowane wówczas, gdy sztywność zwykłego złącza nie jest pożądana. Rurociągi, kładzione w łożysku rzek, gdzie nastąpi osiadanie po ułożeniu przewodu, są częstokroć łączone przy pomocy złączy elastycznych. Takie złącza pozwalają również na zmontowanie przewodu na tratwach lub pontonach i jego opuszczenie, przy czym pływające ruszto-



Rys. 255. Złącza elastyczne.



Nakrętka pierścieniowa Union.

Nakrętka pierścieniowa Halberg.

Rys. 256. Złącza elastyczne.

wanie montażowe przesuwają się stopniowo w przód pod dodawany nowy odcinek rury, podczas gdy już zmontowany odcinek przewodu opuszcza się z tylnej strony pomostu na dno rzeki. Na rysunku 255, 256, 257 pokazano stosowane typy złączy elastycznych. Koniec bosy jest tak ulany, że dochodzi szczelnie do zębra kielichowego. Ołów jest zakuwany w przestrzeni wolnej od zębra do wierzchu kielicha.

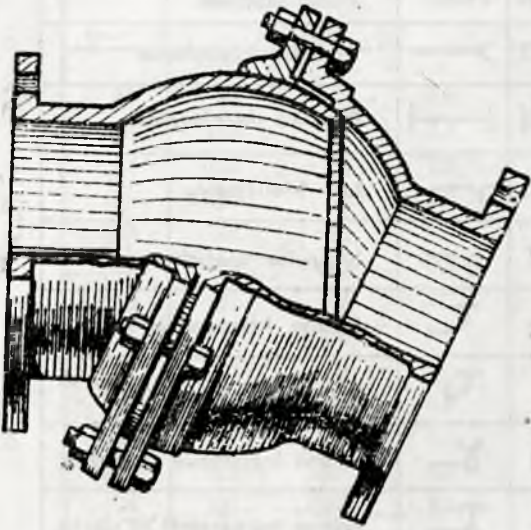
Mogą być również wykonywane złącza rur żeliwnych przy pomocy spawania brązem.

Złącza dylatacyjne lub elastyczne daje się w odstępach 6 — 8 długości pojedynczych rur lub 24 — 30 m tam, gdzie rurociągi są umieszczone pod torami kolejowymi lub na mostach, gdzie zbyt silna wibracja może spowodować nieszczelność, oraz w razie możliwości powstania uszkodzeń wywołanych zbyt dużym nasłonecznieniem.

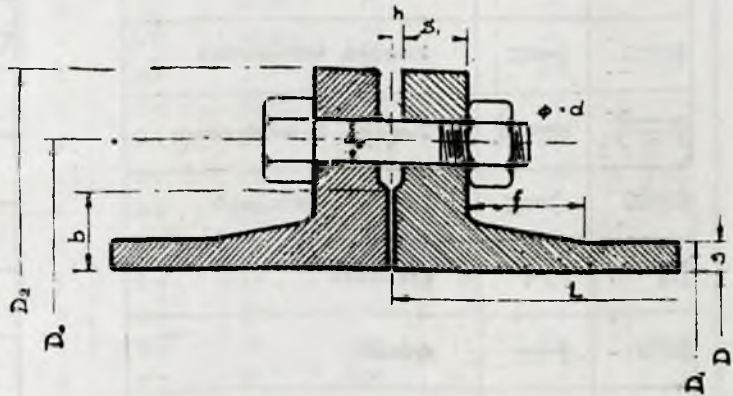
Przy rurach kołnierzowych (rys. 258) kołnierze łączy się śrubami, uszczelnienie zaś uzyskuje przy pomocy pakunku: gumowego z wkładką płócienną w środku, bądź azbestu owiniętego siatką drucianą, bądź tektury wygotowanej w oleju lnianym lub pokoście, bądź wreszcie ołowiu plastycznego lub prążkowanej blachy miedzianej. Ilość śrub zależy od średnicy przewodów. Normy polskie przewidują ilość śrub, jak podaje poniższe zestawienie.

| Ø w mm | 40 | 50 | 80 | 100 | 125 | 150 | 200 | 250 | 300 | 350 | 400 | 500 | 600 | 700 | 800 | 900 | 1000 | 1200 |
|------------|----|----|----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|------|
| Ilość śrub | 4 | 4 | 4 | 8 | 8 | 8 | 8 | 12 | 12 | 16 | 16 | 20 | 20 | 24 | 24 | 28 | 28 | 32 |

Uszczelnienia układu się na tak zwanych przylgach kołnierzy albo na samych kołnierzach. Kołnierze toczone są tylko na powierzchni przyłgi, reszta kołnierza pozostaje surowa. Złącza takie stosowane są w galeriach dla rurociągów lub budynkach tam, gdzie wymagana jest sztywność i moc złącza. W ziemi śruby rdzewieją, poza tym rozciągają się i nie można ich



Rys. 257. Elastyczne złącze kulowe.



Rys. 258. Złącze kołnierzowe.





















































dosięgnąć. Rury kołnierzowe powinny być tak układane, aby na linii pionowej, przechodzącej przez środek kołnierza, nie wypadły otwory do śrub, a to dlatego, że otwory na śruby w kołnierzach kształtek i armatury wiercone są zgodnie z tą zasadą celem ułatwienia montażu w pewnych wypadkach.

Dla zmian kierunku, przejść łukami i dokonania różnych połączeń stosowane są tzw. kształtki. Kształtki są znormalizowane. Przy projektowaniu węzłów należy stosować się do wyrabianych rozmiarów kształtek, gdyż każdy anormalny wymiar wymaga osobnego zamówienia, co pociąga za sobą stratę czasu i powiększa koszt jednostkowy. Wymiary rur oraz kształtek i ich wagę można znaleźć w katalogach wydawanych przez odlewnie rur. Znakowanie rur i kształtek według norm polskich podano na rys. 259.

Rury stalowe lub z żelaza kutego.

Stal i żelazo kute są często używane na przewody wodociągowe, głównie na przewody prowadzone na powierzchni terenu, na syfony, lewary, gdzie istnieją duże ciśnienia i duże wymiary średnic. Stal znajduje tu znacznie większe zastosowanie niż żelazo kute. Mówiąc praktycznie, wydaje się, że brak jest szczególnych zalet, które by mogły skłaniać do stosowania tego rodzaju przewodów jako podziemnych przewodów wodociągowych. W związku z trudnością wykonywania połączeń, rzadko używa się tych przewodów jako przewodów rozdzielczych. Rury stalowe są walcowane w długościach do 14 m i wypróbowywane na ciśnienie 50 atm. Stal jest mocniejsza niż żeliwo, dzięki czemu duże stalowe rury na duże ciśnienia są znacznie lżejsze niż żeliwne. Łatwiejsze są one także przy wykonywaniu konstrukcji oraz łatwiejsze do transportu niż żeliwne. Są one elastyczne, co wyklucza prawie całkowicie pęknięcia, i wobec tego w wysokim stopniu nadają się w gruntach kamienistych i ruchomych. Wobec większych ich długości budowlanych otrzymuje się mniej złącz i miejsc, gdzie mogą powstać nieszczelności. Wybitnie mniejszy ciężar rur potania przewóz i robociznę na budowie tak, że w ogólności koszt budowy rurociągów stalowych jest mniejszy niż żeliwnych. Istnieje natomiast wiele ujemnych czynników. Przewody takie nie wytrzymują zewnętrznych obciążeń. Częściowe opróżnienie się rury z wywołanym wewnętrznym podciśnieniem może spowodować całkowite lub częściowe zgniecenie przewodu. Przewody nitowane wykazują większą stratę ciśnienia z

powodu niekorzystnego działania złącza i nitów, zmniejszających średnicę netto. Cieńsze ścianki i łatwiejsze podleganie korozji są powodem większych kosztów utrzymania i mniejszej trwałości. Czas trwania rur stalowych wynosi 25 — 50 lat.

| Rysunek | Znak | Nazwa | Rysunek | Znak | Nazwa |
|---|---|----------------------|---|--|------------------------------|
|  |  | Krzyżak kołnierzowy |  |  | Prostka kielichowa |
|  |  | Zwężka bosa |  |  | Prostka kołnierzowa |
|  |  | Zwężka kołnierzowa |  |  | Łuk kielichowy |
|  |  | Zwężka 2-kołnierzowa |  |  | Krzywka kielichowa |
|  |  | Zwężka kielichowa |  |  | Kołano kołnierzowe |
|  |  | Kieliszek |  |  | Kołano 2-kołnierzowe |
|  |  | Króciec |  |  | Kołano kielichowe ze stopką |
|  |  | Króciec |  |  | Kołano kołnierzowe ze stopką |
|  |  | Króciec |  |  | Trojnik kielichowy |
|  |  | Króciec |  |  | Trojnik kołnierzowy |
|  |  | Korek |  |  | Krzyżak kielichowy |
|  |  | Pokrywa |  |  | Krzyżak 2-kołnierzowy |
|  |  | Nasuwka |  |  | Trojnik 3-kołnierzowy |

Rys. 259. Znakowanie rur i kształtek według norm polskich.

Niekorzystnymi warunkami miejscowymi są wysoce korozyjna woda i korozyjny grunt. Wykonanie zabezpieczenia rur stalowych w tym wypadku jest ważniejsze niż żeliwnych. W celu ochrony przed działaniami wody lub zawartych w niej składników, zanurza się rurę w gorącej mieszaninie smoly węglowej i oleju lnianego. Zewnętrzną powierzchnię chroni się poza tym przez nawinięcie na rurę juty nasiąkniętej asfaltem. Zadrapania i inne wadliwości powłoki wynikłe podczas transportu i układania muszą być zreperowane zanim przewód odda się do użytku. Stosowane są i inne materiały dla stworzenia powłoki. Wszystkie powłoki po pewnym czasie tracą swą elastyczność i swe właściwości adhezyjne. To też konieczne staje się odnowienie powłoki po szeregu lat pracy przewodu. Lepszą ochronę przed korozją gruntową uzyskuje się przez zastosowanie nie zwykłej powłoki, a powłoki utworzonej przez spiralne nawijanie wokół rury paska juty nasiąkniętej asfaltem. Dla ochrony rur o małej średnicy stosowana jest również papa umocowana drutem.

Rury stalowe mogą być również chronione wewnątrz i zewnątrz wyprawą z cementu portlandzkiego. Nie tylko osiąga się w ten sposób ochronę, ale i korzystniejszy współczynnik szorstkości. Normalnie na wyprawę zewnętrznej powierzchni daje się stosunek 1 : 2 przy grubości wyprawy od $\frac{1}{4}$ do $2\frac{3}{4}$ cala.

Walcownie rur kutych wykonują także odpowiednie kształtki analogicznie do kształtek lanych. Stosuje się połączenia kielichowe, kołnierzowe oraz szereg innego rodzaju. Przy układaniu przewodów pod wodą na przejściach rzek, a także na ciągach prowadzących wodę grawitacyjnie

Uszczelnienie rur kołnierzowych i śruby.

| D mm | Płyta gumowa | | | | Ilość i wymiary śrub | | | | | | |
|---------|--------------|-------|---------------|------------|----------------------|----------|-------|------|---------------|----------|------|
| | Średnica mm | | grubość mm | waga kg | Normy niemieckie | | | | Normy polskie | | |
| | zewn. | wewn. | | | ilość | d'' ang. | d mm | l mm | Ilość | d'' ang. | d mm |
| 40 | 97 | 43 | 2,5 | 0,03 | 4 | 1/2 | 12,7 | 70 | 4 | 5/8 | 15,9 |
| 50 | 109 | 53 | 2,5 | 0,03 | 4 | 5/8 | 15,87 | 75 | 4 | 5/8 | 15,9 |
| 60 | 119 | 63 | 2,5 | 0,04 | 4 | 5/8 | 15,87 | 75 | — | — | — |
| 70 | 129 | 74 | 2,5 | 0,04 | 4 | 5/8 | 15,87 | 75 | — | — | — |
| 80 | 144 | 85 | 2,5 | 0,05 | 4 | 5/8 | 15,87 | 75 | 4 | 5/8 | 15,9 |
| 90 | 154 | 95 | 2,5 | 0,05 | 4 | 5/8 | 15,87 | 75 | — | — | — |
| 100 | 161 | 105 | 3 | 0,07 | 4 | 3/4 | 19 | 85 | 8 | 5/8 | 15,9 |
| 125 | 191 | 130 | 3 | 0,08 | 4 | 3/4 | 19 | 85 | 8 | 5/8 | 15,9 |
| 150 | 221 | 155 | 3 | 0,10 | 6 | 3/4 | 19 | 85 | 8 | 3/4 | 19 |
| 175 | 251 | 180 | 3,5 | 0,14 | 6 | 3/4 | 19 | 85 | — | — | — |
| 200 | 281 | 205 | 3,5 | 0,16 | 6 | 3/4 | 19 | 85 | 8 | 3/4 | 19 |
| 225 | 301 | 230 | 3,5 | 0,17 | 6 | 3/4 | 19 | 85 | — | — | — |
| 250 | 331 | 255 | 3,5 | 0,19 | 8 | 3/4 | 19 | 100 | 12 | 3/4 | 19 |
| 275 | 356 | 280 | 3,5 | 0,21 | 8 | 3/4 | 19 | 100 | — | — | — |
| 300 | 381 | 305 | 3,5 | 0,23 | 8 | 3/4 | 19 | 100 | 12 | 3/4 | 19 |
| 325 | 412 | 330 | 4 | 0,32 | 10 | 7/8 | 22 | 105 | — | — | — |
| 350 | 442 | 355 | 4 | 0,34 | 10 | 7/8 | 22 | 105 | 16 | 3/4 | 19 |
| 375 | 472 | 380 | 4 | 0,37 | 10 | 7/8 | 22 | 105 | — | — | — |
| 400 | 497 | 405 | 4 | 0,39 | 10 | 7/8 | 22 | 105 | 16 | 7/8 | 22,2 |
| 425 | 522 | 430 | 4 | 0,41 | 12 | 7/8 | 22 | 105 | — | — | — |
| 450 | 547 | 455 | 4 | 0,43 | 12 | 7/8 | 22 | 105 | — | — | — |
| 475 | 577 | 480 | 4 | 0,52 | 12 | 7/8 | 22 | 105 | — | — | — |
| 500 | 602 | 505 | 4 | 0,55 | 12 | 1 | 25,4 | 105 | 20 | 7/8 | 22,2 |
| 550 | 649 | 555 | 4 | 0,61 | 14 | 1 | 25,4 | 120 | — | — | — |
| 600 | 699 | 605 | 4 | 0,65 | 16 | 1 | 25,4 | 120 | 20 | 1 | 25,4 |
| 650 | 749 | 655 | 4 | 0,70 | 18 | 1 | 25,4 | 120 | — | — | — |
| 700 | 804 | 705 | 4 | 0,75 | 18 | 1 | 25,4 | 120 | 24 | 1 | 25,4 |
| 750 | 854 | 755 | 4 | 0,83 | 20 | — | — | — | — | — | — |
| 800 | — | — | — | — | — | — | — | — | 24 | 1 1/8 | 28,6 |

Waga 1 śruby przy długości l mm.

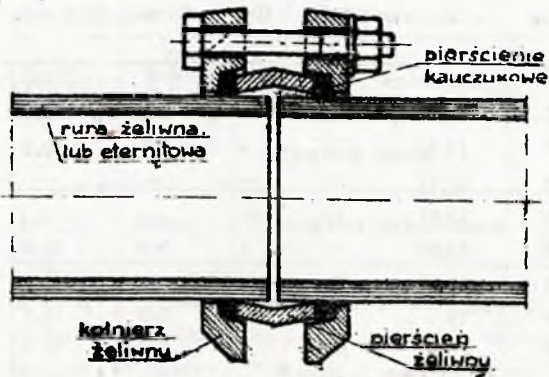
| Średnica w calach angielskich | 1/2 | 5/8 | 3/4 | 3/4 | 7/8 | 1 | 1 1/8 | 1 1/4 | 1 3/8 | 1 1/2 |
|-------------------------------|------|------|------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|
| Waga 1 śruby w kg | 0,15 | 0,25 | 0,45 | 0,51 | 0,73 | 1,06 | 1,28 | 1,65 | 2,10 | 2,62 |
| Normalna długość l mm | 70 | 75 | 85 | 100 | 105 | 120 | 125 | 130 | 133 | 140 |

od ujęcia stosuje się styk z ruchomymi kołnierzami. Na końce rur, odpowiednio zakończone pierścieniem, założone są przesuwne kołnierze. Pierścień jest zwykle spojony z rurą. Między pierścieniem daje się uszczelnienie gumowe i ściąga kołnierze śrubami.

Do rur z gładkimi końcami może być zastosowany styk Gibaulta (rys. 260). Składa się on ze stalowego lub żeliwnego mankieta takiej samej grubości ścianek jak rury. Mankiet zakrywa złącze. Na obu końcach przewodów umieszczane są pierścienie gumowe o przekroju prostokątnym, ściśle obejmujące rurę. Przyciska się je do pierścienia stalowego przy pomocy

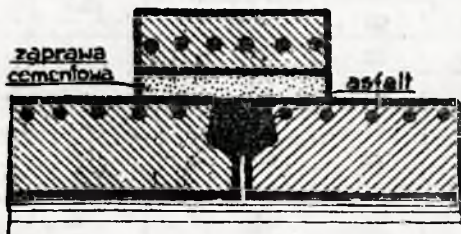
dwóch kołnierzy ściągniętych śrubami i mających odpowiednie wycięcie, ujmujące pierścienie kauczukowe i stalowe. Styk ten jest w dostatecznym stopniu szczelny i elastyczny i może być zastosowany do przewodów z różnego materiału o gładkich końcach. Jedyłą jego wadą jest obecność rdzewiejących żelaznych śrub.

Przy dużych średnicach stosuje się często styki spawane.



Rys. 260. Złącze Gébault.

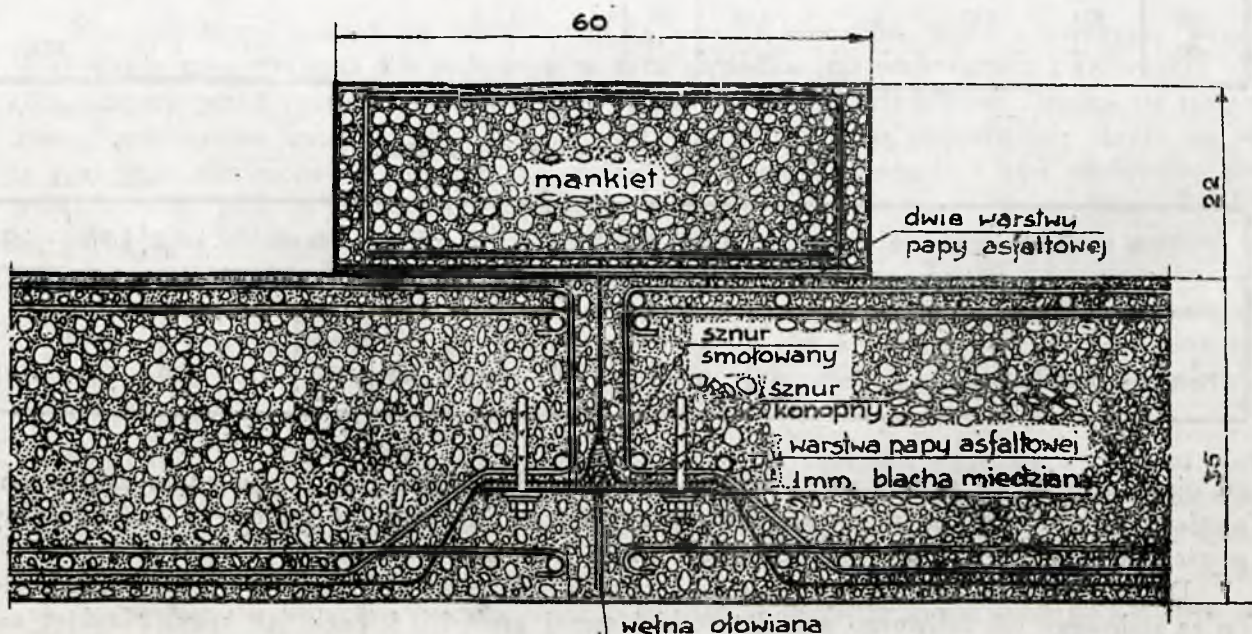
bości (15 — 20 cm), lub też wykonuje się je w betonie stalową gilzą. Dla rur żelbetowych (rys. 262). Zalety tych rur są następujące: ściany nie



Rys. 261. Połączenie odcinków rur żelbetowych.

Rury betonowe i żelbetowe.

Na przewody wodne poddane niewielkiemu ciśnieniu, gdzie przesączanie się na zewnątrz lub do wewnątrz nie ma znaczenia, stosuje się rury betonowe o połączeniach kielichowych, podobnych do kielichów rur żelaznych. Przy średnicy większej niż 600 mm rury wzmacnia się żelazem. Rur betonowych nie stosuje się przy wyższych ciśnieniach niż 5 atm. Daje się je dla szczelności i mocy jako rury grubościenne (25 — 30 cm), a w razie zbrojenia o średniej grubości, jak rury zbrojone żelazem wraz z zatopioną stalową gilzą. Dla rur żelbetowych stosowane są różnego rodzaju złącza (rys. 261, 262). Zalety tych rur są następujące: ściany nie ulegają tuberkulacji, wobec czego wydatek ich pozostaje stale duży; przy dobrze wykonanych złączach dają powierzchnię gładszą niż nowe rury stalowe; połączenia można dawać kielichowe lub na wpust, przy czym złącza uszczelnia się ołowiem lub środkami zastępczymi; dalszymi zaletami są szybkość budowy i brak potrzeby dużych ilości żelaza. Poza tym są tańsze od żelaznych, nie rdzewieją, mogą być budowane na miejscu, co zmniejsza koszt transportu. Wydatek przekroju zwiększa się z czasem. Trwałość — prawdopodobnie nieograniczona.



Rys. 262. Połączenie odcinków rur żelbetowych.

Specjalny rodzaj wyrobu otrzymuje się przez natryskiwanie betonu (raczej zaprawy cementowej, zwykle w stosunku 1 : 3). Natryskiwanie przeprowadza się przy pomocy maszyn torkretniczych, pracujących sprężonym powietrzem, lub przy pomocy instalacji elektrycznych, nie wymagających stosowania zbiorników powietrznych. Zaprawę natryskuje się na obracający się około osi podłużnej walcowy płaszcz wewnętrzny z cienkiej rury stalowej, najczęściej spawanej. W odległości około 12 mm od powierzchni rury okłada się ją siatką z prętów żelaznych o oczkach do 5×10 cm i natryskuje dalej zaprawą do grubości około 2 cm. Rur takich używa się do budowy rurociągów dosyłowych dużej średnicy 500 — 750 mm. W celu uodpornienia tych rur smołuje się je od wewnątrz podobnie, jak zwykle rury stalowe lub żeliwne. Rury tego systemu służą znakomicie w wielu instalacjach wodociągowych, zwłaszcza w Stanach Zjednoczonych Ameryki Północnej. Zewnętrzna warstwa betonu spełnia w tym systemie rur rolę statyczną i jednocześnie zabezpiecza materiał płaszcza przed zewnętrzną korozją.

Zamiast zbrojenia prętami żelaznymi można rurę zbroić litym płaszczem w postaci gilzy ze spawanej lub nitowanej blachy, umieszczonej w $\frac{2}{3}$ grubości ściany rury (bliżej powierzchni zewnętrznej). Płaszcze betonowe zewnętrzny i wewnętrzny zbroi się często dodatkowo, zwłaszcza płaszcz zewnętrzny, siatką żelazną w celu uniknięcia odprysków. Rury wyrabiane w ten sposób są idealnie szczelne i wytrzymałe, używa się ich do budowy rurociągów wysokiego ciśnienia. Konstrukcja złącz rur opłaszczonych jest prosta. Wystające na końcach rury niezabetonowane krawędzie walca blaszanego są wykształcone w kielich albo koniec bosy, zwykle pokarbowane, by materiały uszczelniające nie wykruszały się zbyt łatwo. Pozostałe po połączeniu walców blaszanych przerwy wewnątrz i zewnątrz rury zabetonowuje się mieszaniną z doborowych materiałów.

Rury żelbetowe wykonywa się w wypadku przekrojów mniejszych fabrycznie sposobem wibracyjnym lub odśrodkowo, w wypadku przekrojów większych betonowanie odbywa się na miejscu budowy przewodu. Długość odcinków rur fabrycznych wynosi 2 — 2,5 — 4 m.

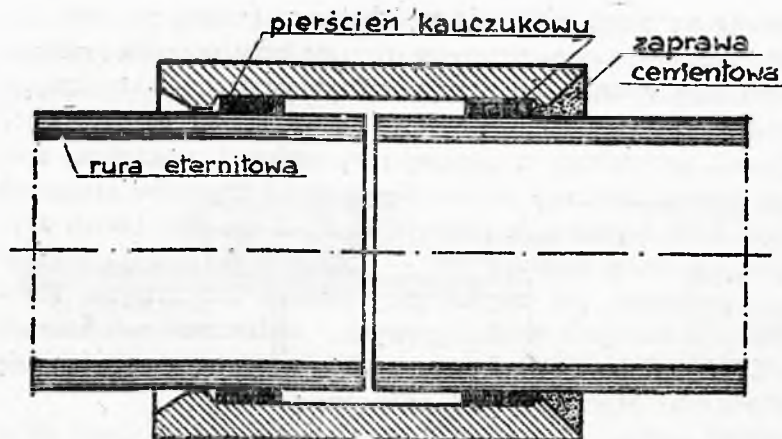
Wady takich rur są następujące. Nie są one odporne na kwasy i wolny dwutlenek węgla; cięższe łatwo pękają, stąd niebezpieczne w gruntach ruchomych i przy transporcie. Dalej są nieuszczelnne choć nieznacznie: preparaty uszczelniające osłabiają wytrzymałość betonu. Odpowiednie są one tylko do ciśnień nie przekraczających kilku atmosfer. Zastosowanie gilzy tak podraża koszt rury, że nie są one tańsze od żelaznych. Słabym miejscem takich rur jest styk. Połączenie kielichowe okazało się w praktyce nieodpowiednie, na wpust zaś — niedostatecznie szczelne. Niewygodne są też w wypadku prowadzenia odgałęzień, potrzeby wbudowania armatury i fasonów. Z tych względów stosuje się je przeważnie tylko poza obrębem miast.

Rury azbestowo-cementowe (eternitowe).

Rury eternitowe są wyrabiane z mieszaniny cementu portlandzkiego i masy azbestowej. fibry (15% cementu, 85% azbestu w stosunku wagowym wraz z pokaźną ilością wody). Wykonywane są w ten sposób, że na zanurzony w korycie z mieszaniną obracający się stalowy rdzeń nawija się aż do osiągnięcia właściwej grubości masę azbestowo-cementową cienkimi warstwami 0,2 mm grubości. Nakłada się jedną na drugą kilka do kilkunastu warstw, zależnie od grubości ścianki. Potem następuje prasowanie ścianek przy pomocy stalowych wałków do chwili osiągnięcia gęstej jednolitej struktury. Dzięki temu ścianki otrzymują strukturę bardzo ścisłą i zwięzłą o wysokich cechach wytrzymałościowych, dalej wodonieprzepuszczalną i odporną w wielkim stopniu na wpływy chemiczne. Rury po zdjęciu z rdzenia przechowuje się jeszcze przez 14 dni w wodzie w specjalnych basenach.

Rury tego rodzaju stosowane są w Europie z powodzeniem od 20 i więcej lat; najbardziej rozpowszechnione są one we Włoszech. Mają poza tym tę zaletę, że są bardzo odporne na wpływy chemiczne, nie podlegają wpływom g.untu, kwasów i soli, a ponieważ nie są przewodnikami elektryczności, nie podlegają wpływom elektrolizy. Nie powstają u nich objawy tuberkulacji, wobec czego rura pozostaje gładka nawet przy prowadzeniu wód korozyjnych.

Współczynnik szorstkości do wzoru Manninga wynosi 0,010. Ścianki rur zupełnie nie przepuszczają wody.



Rys. 263. Złącze Simplex.

Stosuje się złącza Gibaulta lub Simplex (rys. 263). Ostatnie polega na dwóch pierścieniach kauczukowych umieszczonych na końcach rur. Ściśnięte są one mankiem eternitowym nasuniętym do połowy ich pierwotnej grubości. Takie złącze jest bardzo elastyczne, pozwala na obrót do 12° i szelnie wytrzymuje duże ciśnienie. Połączenie wykonuje się w sposób następujący: na koniec kładzionej rury nakłada się mankiety eternitowy odsuwając go nieco w tył.

Na tenże koniec zakłada się pierścień kauczukowy i przesuwa go na odległość, licząc od końca rury, równą długości mankieta. Na koniec ułożonej poprzednio rury w podobny sposób nakłada się drugi pierścień gumowy. Nową rurę przysuwa się ściśle i równo do starej. Na uprzednio położonej rurze zamocowuje się przyrząd naciągający. Dwoma uchwytnymi zamocowanymi na bocznych sworzniach chwytamy się mankieta. Robotnik siedząc na rurze poprzednio ułożonej podciąga równomiernie nagwintowane sworznie, a tym samym naciąga mankieta na styk, przy czym ten wchodząc na pierścienie kauczukowe ścisną je do połowy ich grubości. Ażeby nie przeciągnąć mankieta, należy poprzednio porobić na rurach znaki, przy których powinny znajdować się końce mankieta.

Do połączeń bocznych używa się kształtek azbestowo-cementowych, wyrabianych z oddzielnych arkuszy i następnie prasowanych. Rury wyrabiane są o średnicach od kilku do 100 cm. Długości normalne ze względu na trudności manipulacyjne nie przekraczają 7 m. Grubości ścianek wynoszą od 6 do 50 mm, zależnie od średnicy.

Rury eternitowe znoszą doskonale wewnętrzne ciśnienie, konkurując z powodzeniem z rurami żeliwnymi pod każdym względem; są one stosowane przy ciśnieniach dochodzących do 15 atm.

Ekonomiczność użycia tych rur polega na obniżeniu kosztów układania i łączenia, użycia mniejszych wymiarów do przeprowadzenia tych samych ilości wody w stosunku do przewodów żeliwnych, mniejszych kosztów pompowania z powodu mniejszych oporów tarcia, nie zmniejszaniu się wydatku z wiekiem oraz wyłączeniu przecieków. Poza tym należy zaznaczyć, że są one tańsze i lżejsze od żelaznych.

Rury drewniane.

Drzewo używane było oddawna na przewody wodne. Pierwsze rurociągi w Londynie, Bostonie, i N. Yorku wykonane były z drzewa. Były one wyrabiane z pni wydrążanych w środku. Choć zadowalające z punktu widzenia trwałości, zostały zarzucone z powodu swej małej wydajności. Obecnie tego rodzaju przewody wykonuje się dla użytku zakładów przemysłowych, jak fabryki chemiczne i garbarnie, gdzie muszą być prowadzone płyny wysoce korozyjne.

Nowoczesne przewody drewniane są wykonywane z klepek i są dwu rodzajów. Maszynowo wiązane rury wykonywane są fabrycznie w odcinkach odpowiedniej długości; przewody ciągle wykonywane i wiązane są na miejscu budowy rurociągu. W obu wypadkach klepki wyrabiane są maszynowo; w Ameryce robione są z białej lub czerwonej sosny, pseudotsugi (*Pseudotsuga Taxifolia*- Douglas Fir) lub cyprysu; w Europie (w Niemczech, Austrii, Szwecji, Rosji) — z sosny, modrzewia i świerka. Klepki nie powinny posiadać żywicznych wrostów. Szpary od pęknięć są dopuszczalne nie głębsze niż $1/8$ grubości klepki. Niedopuszczalne są martwe sęki, natomiast dopuszczalne są zdrowe zarośnięte sęki, jeśli ich średnica nie jest większa niż $1/3$, a ich odstęp nie większy niż $1/3$ szerokości klepki. Długość klepek jest zwykle nie

większa niż 4 m, gdyż trudno znaleźć dłuższe drewno bez sęków. Klepki suszone są na powietrzu albo w suszarni parowej, gdyż chodzi o to, by po wypełnieniu przewodu wodą silnie pęczniały w celu uszczelnienia szwów. Ciśnienie wody powoduje nasiąknięcie klepek, co chroni przed gniciem i przeciekaniem.

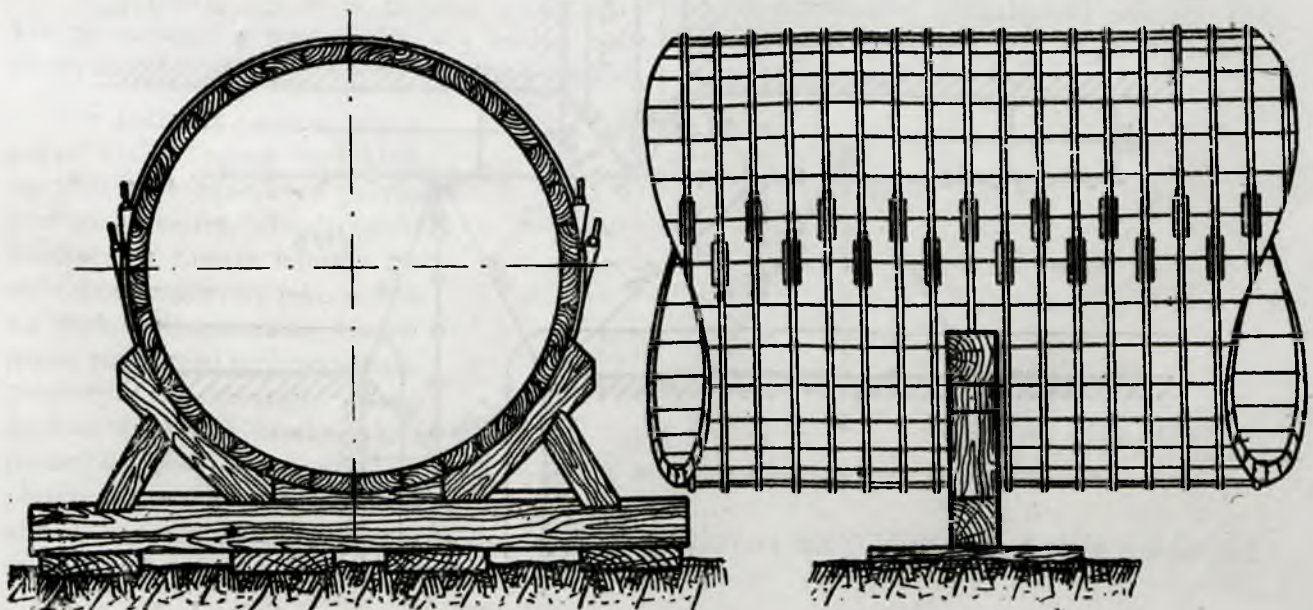
Trwałość rur drewnianych odpowiada trwałości rur stalowych, tj. około 30 — 50 lat. Większą trwałością odznaczają się przewody większe, mniejszą — przewody rozdzielcze. Drewniane przewody posiadają ważną zaletę korzystnego współczynnika oporu, a w związku z tym dużą zdolność przelotową. Według Scobeya wydatek ich jest około 15% większy niż 10-letnich starych rur żeliwnych lub nowych nitowanych stalowych i około 20% większy niż 20-letnich rur żeliwnych lub 10-letnich rur stalowych nitowanych. (Według Scobeya $v = 49,7 \cdot J^{0,556} \cdot D^{0,65}$ sek). Dalej wydatek rur drewnianych nie zmniejsza się z wiekiem.

Innymi zaletami są odporność na mrozy, nie uleganie zniszczeniu przez elektrolizę; wody korozyjne nie powodują tuberkulacji lub zaczerwienienia wody. Rury te łatwe są przy tym do reperacji; mała waga zmniejsza koszty transportu; umożliwiają szybkie układanie i są tanie.

Wadami są: krótsza trwałość od innych typów przewodów, duże straty na przecieki, szczególnie w wypadku zmiennych ciśnień, niezdatność przy dużych ciśnieniach (praktycznie najwyższe dopuszczalne ciśnienie wynosi 3 — 4 atm), niebezpieczeństwo zgniecenia pod ciśnieniem zasypu lub zewnętrznego ciśnienia powietrza, jeśli przewód zostanie opróżniony gwałtownie z wody bez doprowadzenia doń powietrza.

Maszynowo wiązane rury są wykonywane w odcinkach długości 4 — 6 m. Strzemiona z płaskiego żelaza lub drutu mają za zadanie przeniesienie sił ciągnących, powstających pod wpływem ciśnienia wody. Powinny one być bardzo dobrze ochronione asfaltem lub innym pokryciem, gdyż czas trwania rury w dużym stopniu zależy od czasu trwania strzemion (15 — 20 lat). Klepki są wyginane do kształtu przekroju kołowego z wyrobionym gniazdem (szparą) oraz piórem i składane razem. Strzemiona są najprzód pokrywane asfaltem, a następnie okręcane spiralnie wokół rury. Końce podłużne rur są wycinane celem utworzenia złącza wpustowego. Powierzchnię zewnętrzną przewodu pokrywa się asfaltem i osypuje trocinami. W rurach o średnicy 150 — 160 mm grubość klepek wynosi zwykle $2\frac{1}{16}$ ", przy średnicy 30 do 48" — $3\frac{1}{16}$ ". Wyrabiane są również przewody o średnicy 50 — 100 mm o różnej grubości ścianek.

Klepki układa się wciskając wpust w gniazdo. Łuki o dużym promieniu mogą być wykonywane przez odpowiednie odgięcie rury na połączeniu. Na ostre krzywizny, odgałężenia i przy zasuwach stosuje się kształtki żeliwne lub stalowe, względnie specjalne typy o dostatecznej gru-



Rys. 264. Rurociąg drewniany ułożony na kozłach.

bości na wprowadzenie wpustu oraz pewne standardy ze specjalnym drewniano-żelaznym połączeniem.

Ciągłe przewody drewniane są wykonywane w rozmiarach 300 — 4200 mm. Rury takie transportowane są w stanie rozebranym, co ułatwia i potania przewóz w terenie górskim i innych okolicach trudno dostępnych. Klepki są kształtowane podobnie jak rury wiązane maszynowo. Klepki układa się na szablonach i wiąże strzemiionami zamocowanymi w bucie żelaznym. W celu otrzymania łamanych szwów poprzecznych długość klepek jest różna. Prześiąkaniu przy końcach klepek przeciwdziała się przez dawanie w środek stalowych piór. Czasami w miejscu złączy daje się dodatkowe strzemiona.

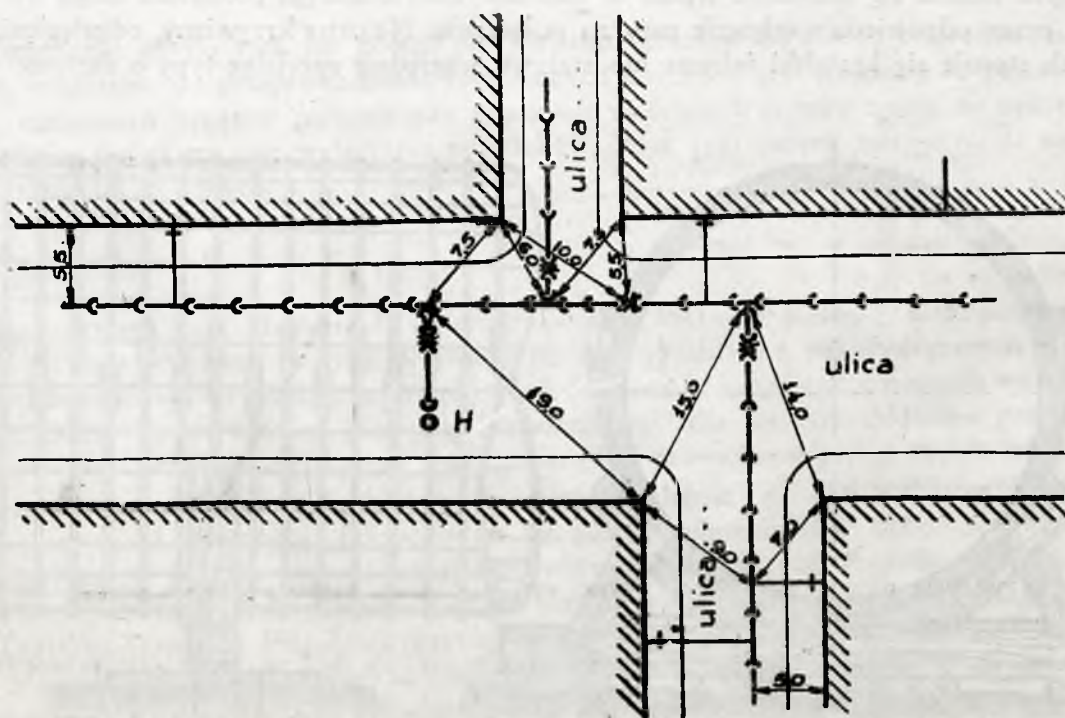
Przewody naziemne, szczególnie dużych rozmiarów układa się na kozłach drewnianych lub betonowych (rys. 264) celem podtrzymania rurociągu i umożliwienia swobodnej cyrkulacji powietrza wokół przewodu, co sprzyja konserwacji drzewa.

Łuki bez trudu można układać aż do wartości promienia równej 60-krotnej średnicy. Nagłe zmiany kierunku dużych przewodów są czasami możliwe przez zastosowanie krótkich odcinków z rur stalowych spawanych lub nitowanych.

Przekrój i odległość strzemiion zależy od ciśnienia wody, pęcznienia drzewa po nasyceniu i możliwości zgniatania drzewa pod strzemieniem.

XI. BUDOWA PRZEWODÓW WODOCIĄGOWYCH

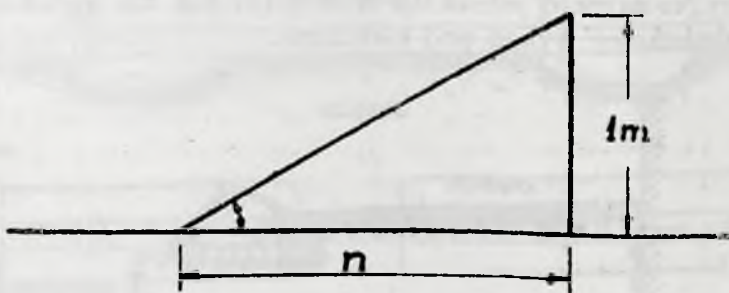
Przewody wodociągowe układa się pod powierzchnią terenu na przyjętej w projekcie głębokości i z odpowiednim spadkiem. Przed przystąpieniem do budowy rurociągu należy mieć przygotowany rysunek roboczy, tj. schemat ze szczegółowym pokazaniem dokładnego umieszczenia i głębokości przewodów, materiału rur, miejsc i schematu połączeń wszystkich fasonów, armatury, itd. Jednocześnie z wykonaniem przewodu powinno się kreślić rysunki wykonawcze (rys. 265). Rysunkowe przedstawienie projektu polega na naniesieniu odcinków przewodów wraz ze wszystkimi zasuwami, hydrantami, studzienkami czerpalnymi, odpowietrznikami i spustami na planie sytuacyjnym w skalach 1 : 2000 lub 1 : 2500 oraz z nasieniem profili przewo-



Rys. 265. Rysunek wykonawczy ułożonego przewodu wodociągowego.

dów. Często także ponadto kreślony jest plan zasuw i hydrantów oraz w czterokrotnej katastralnej podziałce opracowany plan rur, na którym schematycznie zaznacza się wszystkie użyte kształtki, a na jego podstawie zestawia się listę kształtek (rys. 247, 248). Na planie sieci rur ustala się odległości przewodów od bliżej położonego frontu domów, istniejących na terenie budowl, obiektów lub linii i zaznacza zmiany, jakie powstają przy budowie w odniesieniu do projektu, aby w przyszłości w razie potrzeby odkopywania przewodów ułatwione było odnalezienie szukanego miejsca. Na profilach podłużnych zaznacza się długości ukośne ulic tak, że można w ten sposób odczytywać długości przewodów; takie jednak opracowanie nie jest wskazane, gdyż nie ma zgodności z planem sytuacyjnym w wypadku dużego spadku ulic.

Wykopy pod przewody powinny być starannie wytyczone. Wytyczenie linii na terenie odbywa się na podstawie wypalowania współrzędnych głównych punktów, następnie zaś tyczkami. Przewody wodociągowe zasadniczo układa się w odległości 1 m od krawędzi chodnika. Przed ułożeniem rur należy ustalić z zarządem drogowym stronę, po której układać się będzie przewody. Po wytyczeniu linii osi rurociągu co każde 20 do 30 m oznacza się szerokość rowu, a następnie wzdłuż napiętego sznura oznacza się krawędź wykopu. Kąty wytycza się przy pomocy przyprostokątnych trójkąta prostokątnego, którego ostry kąt odpowiada kątowi krzywaka handlowego (rys. 266).



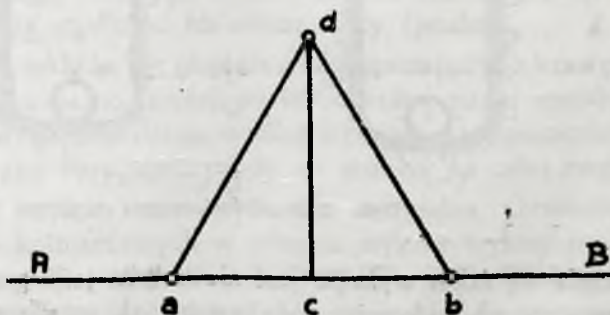
Rys. 266. Wytyczanie kątów.

| Handlowe kąty krzywaków | $11\frac{1}{4}^{\circ}$ | 15° | $22\frac{1}{2}^{\circ}$ | 30° | 45° |
|-------------------------|-------------------------|--------------|-------------------------|--------------|--------------|
| n | 5,02 | 3,73 | 2,41 | 1,73 | 1,00 m |

Do wytyczania kątów prostych posługujemy się sznurem $a-d-b$, który na końcu i w środku posiada pierścienie (rys. 267).

Wytyczanie rowów w miejscu dołączania bocznych przewodów (odgałęzień) powinno być przeprowadzane w ten sposób, aby można było ułożyć przewód z odcinków o długościach handlowych; obcinania rur należy możliwie unikać.

Nie potrzeba zwracać szczególnie wielkiej uwagi na dokładne układanie zgodnie z przyjętym nachyleniem, jednak należy uważać, by zawsze istniało dostateczne przykrycie jako ochrona przed obciążeniami ruchomymi oraz przed wpływami temperatury. Na krótkich odcinkach w wypadku przekraczania przeszkód, przykrycie może być płytsze od przyjętego, jednak na ulicach o dużym ruchu, w wypadku płytszego przykrycia niż 0,75 m, rury należy zaopatrzyć w specjalną ochronę.



Rys. 267. Wytyczanie kątów prostych sznurem.

Przy długich przewodach w klimacie gorącym należy uwzględnić możliwość ogrzewania się wody i odpowiednio głęboko zakładać przewód

Najczęściej rury wodociągowe układa się na średniej głębokości od 1 do 1,8 m. Przewody otrzymują w przybliżeniu nachylenie ulic; krótkie wzniesienia ulic ponad linię średniego spadku są przekraczane przy zwiększonej głębokości wykopu. W naszych warunkach klimatycznych przewody układane są na głębokości 1,50 — 1,80 m, licząc od wierzchu rury. W razie układania przewodów na ulicach nieuregulowanych należy uwzględnić, w razie projektowanego obniżenia poziomu ulicy, jej przyszłą niweletę.

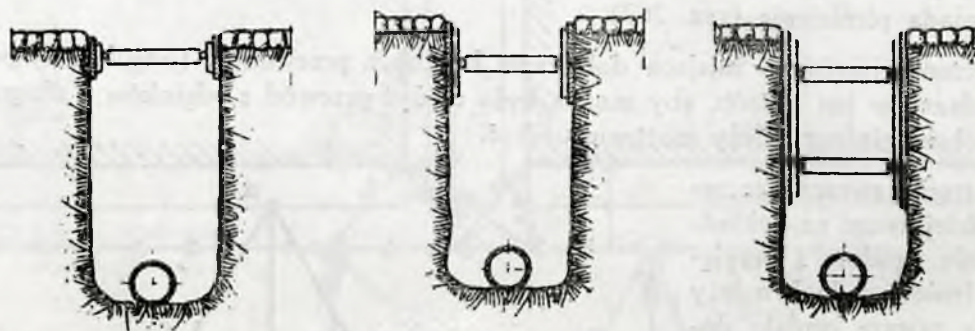
Szerokość wykopu powinna być tak duża, aby ułatwiona była praca przy rurociągu w wykopie i umożliwione podbitecie ziemi podczas zasypki celem otoczenia dolnej ćwierci rury. Ogólnie szerokość w dnie przyjmuje się najmniej o 0,3 m — 0,4 m większą od wewnętrznej średnicy rury, co najmniej jednak 0,6 m, w większych zaś głębokościach 0,8 m. Konieczny jest przy tym dodatkowy wykop pod kielichami.



Rys. 268. Wykop dla ułożenia rur wodociągowych.

Wydobycie materiału ziemnego wykonywane jest ręcznie lub sposobami maszynowymi. Na ogół przy normalnych głębokościach wykopy nie wymagają szalowania ścian. W celu uniknięcia usuwania się ścianki wykopu należy jej nadać odpowiednie do zwięzłości gruntu nachylenie do poziomu.

Wydobywany materiał ziemny z wykopu nie powinien być składany bezpośrednio nad krawędzią wykopu (rys. 268), lecz należy pozostawić ławeczkę o szerokości 0,5 m w tym celu, aby wydobyta ziemia nie spadała z powrotem do wykopu oraz w celu umożliwienia przejścia wzdłuż wykopu. Poza tym ławeczki są potrzebne dla umożliwienia ustawienia trójnogów (wind), kozłów i innych urządzeń, służących do opuszczania rur. Wykopy wodociągowe staramy się wykonać bez szalunków, gdyż utrudniają one układanie rur.



Rys. 269. Odeskowanie wykopu wodociągowego.

Usuwanie się ścian wykopu jest niewielkie, jeśli grunt wyrzucony z wykopu umieszczany jest po obu stronach wykopu, co nie jest jednak możliwe, jeśli rury mają być rolowane do wykopu. Wskazane jest umieszczenie wykopu co najmniej w odległości 1,5 m od poprzednio poruszonego gruntu, który łatwo powoduje usuwiska. Przebijanie się przez nawierzchnię, przez bardzo twardy żwir lub powierzchnie macadamizowane przyspiesza się przez użycie młotów i świrdrów pneumatycznych.

W celu zmniejszenia robót ziemnych, gdy wykop ma pozostać przez dłuższy czas otwarty, szczególnie przy gruntach luźnych i większych głębokościach (ponad 2 m), ściany wykopu należy szalować (rys. 269). Szalowanie w zwykłych gruntach daje się z desek poziomych o gru-

bości 40 — 50 mm. Każde trzy, a w bardziej zwięzłych gruntach cztery deski poziome podpira się pionowymi podkładami, te zaś rozpiera drzewem okrągłym. Dla większego bezpieczeństwa, poza pozostawieniem wzdłuż wykopu ławeczki, deski szalowania wyprowadza się nieco wyżej jego krawędzi.

W gruntach zwięzłych dopuszczalne jest niepełne szalowanie (nieścisle). Ściany wykopu powinny być przy tym pionowe. Ukośne ściany należy uważać za wykonane nieprawidłowo, gdyż pod wpływem parcia gruntu rozpory mogą wyskoczyć do góry. W wypadku tak wbrew prawidłu wykonanych ścian należy zabezpieczyć rozpory od góry. Czasami, w celu zaoszczędzenia robót ziemnych i uzyskania rozparcia wykopu, wydobywa się ziemię nie na całej długości wykopu, lecz z przerwami, pozostawiając między wykopanymi partiami grunt nienaruszony (rys. 270). Przerwy te powinny być tak rozłożone, aby styki rur wypadły w odkrytych częściach wykopu, a to w celu ułatwienia uszczelnień.

Rury należy układać na grunt nieruszony dla uniknięcia ich nierównomiernego osiadania i rozluźniania złącz. W gruncie słabym pod rurociąg należy dać sztuczny, wytrzymały podkład w celu zapobieżenia osiadaniu.

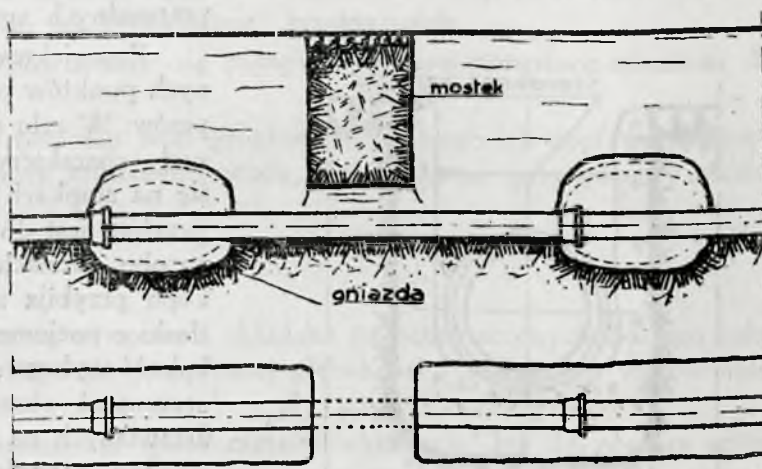
W gruncie np. torfiastym należy dno wybrać głębiej na 0,3 — 0,5 m i wypełnić spód wykopu piaskiem.

Materiał nawierzchni ulicy, dla ułatwienia ponownego jego użycia, układa się oddzielnie od pozostałego materiału ziemnego z wykopu. Wskazane jest materiał ten umieszczać pomiędzy chodnikiem i rowem, materiał zaś ziemny wyrzucać na stronę ulicy (jezdni).

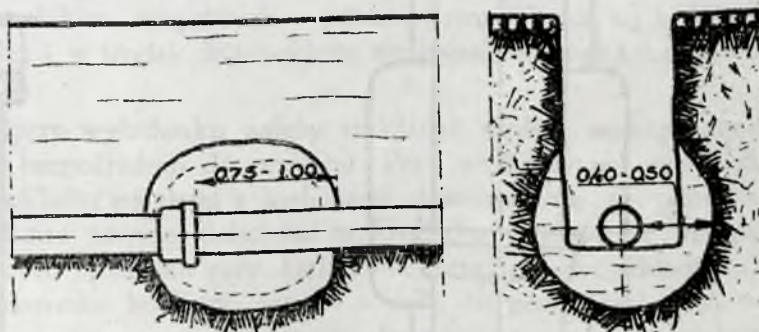
Ażeby utrzymać wolny rynsztok, układa się ukośnie deski opierając je o krawężnik. Z obu stron krawędzi wykopu należy, jak wspomniano wyżej, zostawić wolny pas o szerokości co najmniej 0,3 m do 0,5 m, aby umożliwić przechodzenie wzdłuż wykopu oraz opuszczanie rur. Dno rowu dokładnie się wyrównuje tak, aby rury spoczywały na gruncie na całej swej długości.

Do wykonania uszczelnienia złącz (styków) nie wystarcza normalna szerokość wykopu. Przy układaniu rur kielichowych lub kołnierzych w miejscu styków wykonuje się więc odpowiednie pogłębienie i poszerzenie wykopu, tzw. gniazdo (rys. 271, 272). Robi się je w czasie opuszczania rur. W wypadku większych średnic (ponad 350 mm) gniazda wyprowadza się aż do poziomu nawierzchni. Ponieważ w miejscu wykonywania gniazd następuje wzruszenie gruntu macierzystego, nie należy robić zbyt dużych gniazd, a tylko takiej wielkości, aby umożliwić dostateczny rozmach młotka lub założenie śrub. W gruntach słabych z obfitą wodą gruntową, gdzie nie można wykonać normalnie gniazd, można je zrobić przy pomocy skrzynek, z których wyczerpuje się wodę w miarę jej nagromadzenia się.

Jeśli wykop przechodzi przez skałę lub mur, robi się go głębszy o 0,1 do 0,2 m i na tej głębokości zapełnia ubitą gliną lub piaskiem; w każdym razie bezwzględnie należy unikać opie-

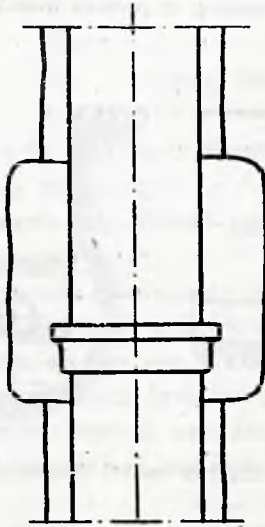


Rys. 270. Wykop z przerwą w postaci mostka.



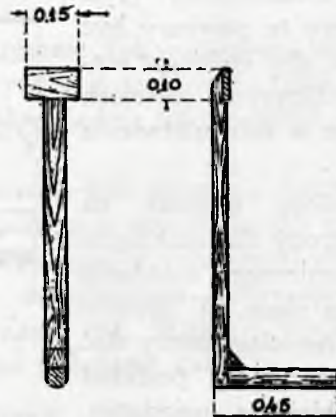
Rys. 271. Gniazda dla rur małej średnicy.

rania rury na odosobnionym kamieniu lub skale. Rozluźnienie skały przeprowadza się przy pomocy materiałów wybuchowych; otwory strzelnicze wierce się ręcznym jedno lub dwurobotniczym świdrem. W wypadku wykopów, które na dłuższych odcinkach biegną w skale, można wiercenie prowadzić przy pomocy młotów, do których doprowadza się sprężone powietrze od przewoźnych sprężarek.



Rys. 272. Gniazda dla rur o większej średnicy.

Zaprojektowana głębokość charakterystycznych punktów przewodu wyznaczana jest od reperów. W celu określenia poziomu dna wykopu nad charakterystycznymi punktami ustawia się na słupkach poziome łąty (celownice). Łata przybita jest do dwóch słupków umieszczonych po obu stronach wykopu. Do łąty nad osią wykopu przybija się półeczkę w postaci kawałka deski o poziomej krawędzi górnej. Należytą głębokość wykopu pomiędzy punktami charakterystycznymi określa się przy pomocy krzyży ustawianych na półeczkach oraz krzyża przesuwanego, zaopatrzonego u spodu w prostopadłe ramię prostopadłe do słupa (rys. 273).



Rys. 273. Krzyż przesuwany do układania rur.

W wypadku wykonywania rurociągu przecinającego istniejący wyżej przewód, należy ten ostatni mocno zamocować i pracę prowadzić ostrożnie, ażeby nie uszkodzić dawniej ułożonego przewodu.

Przy układaniu rurociągu poniżej poziomu wód gruntowych należy podczas pracy w wykopie odprowadzać zeń wodę lub też wyczerpywać ją z gniazd. Jeżeli nie można uniknąć układania rur poniżej zwierciadła wody gruntowej, wówczas wydobywa się ziemię z wykopu aż do poziomu zwierciadła wody; następnie obustronnie zabija się ścianki szczelne i dalszy wykop wykonuje odpompowując wodę. Przy większych głębokościach pod zwierciadłem wody gruntowej, jak to się np. może zdarzyć z przewodem lewarowym łączącym studnie ujęcia, może być wskazane zastosowanie obniżenia zwierciadła wody przy pomocy studzienek.

W razie niewielkiego dopływu wód gruntowych czerpanie wody odbywa się przy pomocy wiader, jeżeli jednak dopływ jest silniejszy, należy uciec się do pomp, przy czym zależnie od mniejszego lub większego dopływu wody stosuje się pompy ręczne lub poruszane silnikami. Najczęściej stosowane są tzw. pompy przeponowe (żaby). Jedną pompą można wyciągnąć 8—36 m³ wody na godzinę przy wysokości ssania 5 m. Pompę taką obsługuje jeden lub dwóch robotników, w zależności od wysokości ssania i jakości pompy. Przy końcu węża ssącego wstawiony jest wentyl kłapowy. Jeżeli wykop jest zanieczyszczony szczapami drzewa, pakułami

i tłuszczem, wentyl umieszcza się w gęstej siatce lub w plecionym koszu. W razie zanieczyszczenia ten typ pompy łatwo oczyścić.

W razie większego dopływu wody stawia się kilka pomp przeponowych lub przechodzi się do bardziej wydajnych pomp tłokowych. Pompy takie pozwalają wyciągnąć 8—66 m³/godz. przy czterech podwójnych ruchach na minutę, wysokości ssania do 8 m i obsłudze 2 — 8 robotników. Pompy tego rodzaju znoszą, jak i poprzednie, brudną wodę.

Przy większym dopływie wody stosuje się pompy wirnikowe poruszane silnikami elektrycznymi lub spalinowymi.

W razie bardzo wysokiego poziomu wód gruntowych i silnego ich dopływu, wykop musi być prowadzony w ochronie ścianek szczelnych, woda zaś obniżona przy pomocy studzienek, z których wodę się pompuje.

Budowa przewodów.

Rury dowożone zdejmowane są z wozów i składane na przeznaczonych do tego celu placach. Po wydobyciu ziemi z wykopu do przepisanej głębokości i starannym wyrównaniu dna zaczyna się układanie rur.

W razie ręcznej pracy przenoszenia, opuszczania i układania rur do pomocy używa się drąga i liny. Drąg stanowi prymitywny mechanizm, przy pomocy którego można przy użyciu mniejszej siły podnosić ciężary. Stosowane liny są konopne, czyste lub smołowane oraz stalowe. Czysty, suchy sznur konopny jest mocniejszy niż smołowany, natomiast wilgotny, czysty sznur staje się słabszy od smołowanego. Mają one grubość 13 — 52 mm średnicy. Liny stalowe wykonywa się z cienkich włókien, skręconych w pasma; pasma skręca się w linę, przy czym w środek pasma, jak również i w środek liny wkłada się pasmo konopne, co powoduje jej elastyczność.

Dowożone do wykopu rury przy wyładunku należy rozkładać wzdłuż wykopu możliwie w bezpośredniej jego bliskości lub bezpośrednio do wykopu. Przy wyładowaniu rur kielichowych specjalnie ciężkich należy je układać na ziemi z kielichami skierowanymi w odpowiednią stronę, a mianowicie rury kielichowe zawsze kielichami w kierunku w przód ze względu na zakuwanie uszczelnień. Na większych spadkach rury kielichowe powinny być układane kielichami do góry. Decyduje to o kierunku budowy: zawsze z dołu do góry. Jeżeli przy wykopywaniu ziemi wszystka ona jest wyrzucana na jedną stronę, to rury powinny być złożone po stronie drugiej. Jeśli zaś trzeba ją wyrzucać na obie strony wykopu, wówczas rury powinny być położone za nasypem. Nie należy ich jednak rozrzucać bezładnie, a złożyć starannie tuż przy nasypie równoległe do wykopu.

Ponieważ w czasie transportu rur i składania przy wykopie mogą one być uszkodzone, obowiązkowo należy je przed opuszczeniem na dno wykopu zbadać przez opukanie młotkiem.

Podnoszenie i opuszczanie w wykop lekkich rur o mniejszych średnicach odbywa się ręcznie (rys. 274,275). Opuszczanie rur średnic większych lub małych przy dużej głębokości wykopu odbywa się przy pomocy lin przez dwóch robotników, przy czym rozporu szalowania zwykle nie przedstawia się; trzeci robotnik znajdując się na dole kieruje rurę to w jedną, to w drugą stronę pomiędzy rozporami, aż dopóki nie dojdzie ona do dna. Rury średnicy do 400 mm są opuszczane przy pomocy dwóch lin grubości 25 mm założonych przy kielichu i końcu bosym. Jeden koniec liny przytrzymywany jest nogami przez robotników, drugi stopniowo się zwalnia. W ten sposób tworzy się przesuwaną się pętlę, na której wisi rura.

Rur o większych rozmiarach i o większym ciężarze nie należy opuszczać do wykopu ręcznie przy pomocy lin, gdyż wymaga to użycia dużej ilości robocizny. Wówczas należy stosować mechanizmy, jak bębny, bloki, wielokrążki, itp. Można w ten sposób opuszczać ciężary wagi do 5 ton. W razie większych ciężarów można zastosować dwa dźwigi. Używa się również ruchomych dźwigów. Przy opuszczaniu rur do wąskiego wykopu bloki zostają podwieszane na trójnogu. Montuje się go z trzech okrągłaków średnicy 15 — 20 cm. W cieńszych ich końcach przewierca się otwór, przez który przechodzi sworzeń średnicy 13 — 25 mm. Nogi trójnogu należy rozstawić i przymocować liną, a nawet lepiej zaopatrzyć w specjalne chomąta z pierścieniami, przez które przekłada się łańcuch, gdyż w przeciwnym razie może nastąpić rozejście się

nóg. W celu opuszczenia rury w wykop jako podkład kładzie się na jego wierzchu poprzeczne deski lub bale i wtacza się na nie rury. Potem nad rurą ustawia się trójnogi z blokami, rurę okręca się liną, do niej zaś zaczeplia hak bloku. Po lekkim podniesieniu rury oswobadza się podłożone bale, wyjmując spod opuszczonego odcinka rur, a następnie opuszcza rury.



Rys. 274. Opuszczanie rur mniejszej średnicy do wykopu.



Rys. 275. Opuszczanie kształtek wodociągowych do wykopu.

W wypadku długich i ciężkich rur dużego rozmiaru, przy których spuszczeniu stosuje się 2 bloki, ustawia się dwa trójnogi względnie kozły. Nogi kozłów należy również dobrze wzmocnić przy pomocy krzyżulców, aby się nie rozchodziły. Przy opuszczaniu w wąski wykop rurę wtacza się na podkładki, po czym ustawia się nad nim kozły z dwoma blokami i postępuje jak poprzednio. W wypadku szerszych wykopów nad nimi ustawia się w poprzek dwa kozły, przez które przetrzuca się wzdłuż wykopu bal, do niego zaś przymocowuje się bloki. Bal powinien być przymocowany silnie do kozłów w położeniu poziomym. Należy zastosować środki ostrożności, zabezpieczające przed przewróceniem się kozłów.

Podczas opuszczania rur do wykopu należy rozpory przestawiać. Praca jest uciążliwa, szczególnie w gruntach sypkich. Rozpory po przestawieniu powinny mieć taki sam wygląd, jak ustawione pierwotnie. Przy nieumiejętnym przestawianiu stan szalowania może okazać się niedopuszczalny.

W wypadku szerokich wykopów rury spuszcza się z jednej strony wykopu. Do tego celu służą rozmaitego rodzaju dźwigi. Najszybciej działającym i najtańszym sposobem opuszczania rur jest opuszczanie przy pomocy ruchomych dźwigów, umieszczanych na traktorach, lub przy pomocy specjalnych przesuwanych kranów. Przy użyciu do opuszczania rur dźwigów ruchomych uzyskuje się również ekonomię siły roboczej potrzebnej do dosunięcia rur do wykopu, gdyż dźwig sam może podnieść rurę z dowolnego położenia i dostarczyć ją do wykopu. W razie braku specjalnych dźwigów jako mechanizm opuszczający rury do wykopu czę-

stokroć wykorzystuje się kopaczki mechaniczne. Należy zwrócić uwagę, że zastosowanie drogich kranów jest wskazane tylko przy możliwości szybkiej pracy, gdy rury mogą być opuszczane na dno wykopu jedna za drugą bez przerwy.

Rury opuszczone w ten lub inny sposób do wykopu powinny być w nim ułożone na swoje miejsce. Rury małych i średnich przekrojów układa się na miejsce bez szczególnej trudności sposobem ręcznym lub przy pomocy drąga. Natomiast rury dużych średnic należy wprowadzać we wcześniej ułożoną rurę i ustawić w należyтым położeniu jeszcze wówczas, gdy jest ona podwieszona przed jej ostatecznym opuszczeniem tak, żeby koniec jej zachodził nieco na ułożoną już rurę. Po ustawieniu rury w ostatecznym położeniu powoli zwalnia się łańcuchy bloków, centruje się kielich przy pomocy pionu i ostatecznie osadza się rurę na dno wykopu. Następnie ruchomym krzyżem wstawionym w koniec rury sprawdza się prawidłowość ułożenia rury. Dopiero wówczas, gdy rura jest ostatecznie ustawiona prawidłowo we wszystkich kierunkach, można rurę oswobodzić z lin i podnieść haki bloków. Opuszczane w wykop rury są mocno dociskane do siebie w tym celu, aby przy zakładaniu sznura w kielich nie mógł on dostać się do wnętrza rury. Następnie rury ustawia się starannie w kierunku poziomym oraz pionowym. Małe zmiany kierunku mogą być uzyskane przez skręcanie prostych rur w kielichach, jednak w kielichu, w najwęższym jego miejscu, zawsze musi pozostawać przestrzeń na pierścień ołowiu o grubości co najmniej 5 mm. Należy zwrócić uwagę, aby rura leżała ściśle na macierzystym gruncie, co zmniejsza niebezpieczeństwo niejednostajnego osiadania, powodującego naprężenia w szwach oraz pęknięcia.

Celem uszczelnienia styków rury zostają ustalone przez obrzucenie ich ziemią w pobliżu kielicha i końca bosego i przez ubicie jej; wykop pod kielich robi się zawsze, zanim rurę się położy. Jeżeli jednak gniazda pod kielichy nie są wykonane, należy je wybrać obecnie, materiał zaś wydobyty wyrzucić na ułożone rury. Po ułożeniu i zamocowaniu rur wykonuje się uszczelnienie styków.

Podczas ustawiania i opuszczania rury często nabiera się do niej ziemi. Przed wprowadzeniem następnego odcinka rury koniec poprzednio ułożonej powinien być dobrze oczyszczony z ziemi i w miarę możliwości dobrze wytarty do sucha galganem.

Przy układaniu częstokroć należy odciąć kawałek rury. Rury żeliwne w większości wypadków przerąbuje się przy pomocy młotka i dłuta. Młotek wykonany jest ze stali narzędziowej. Rączka jego zrobiona jest z twardego drzewa o długości 35 — 45 cm, zależnie od ciężaru młotka. Ciężar rączki 0,5 — 1,0 kg. Dłuta wyrabiane są z najlepszej stali. Koniec roboczy otacza się pod kątem 40 — 70° w zależności od twardości metalu, który ma być rozrąbany. Im metal jest bardziej miękki, tym kąt mniejszy. Przy żeliwie kąt otoczenia wynosi 70°, przy stali — 60°. Dalsza część cięcia za ostrzem ma nachylenie pod kątem 10°.

Przy przerąbывaniu rur żeliwnych należy w miejscu przecięcia najpierw nakreślić kredą linię po całym obwodzie rury. Następnie, trzymając w lewej ręce dłuto prostopadle do rury, należy początkowo lekkimi uderzeniami młotka naciąć rurę naokoło po całym obwodzie robiąc rysę, a następnie energicznymi uderzeniami młotka rąbać rurę obserwując bacznie, ażeby nadrabывanie obejmowało cały obwód rury w celu uniknięcia nieprawidłowego rozłamu. Gdy nacięcie ma głębokość kilku mm, przebija się w jednym miejscu nacięcia ściankę i silnymi uderzeniami wbija się w otwór klin, co powoduje pęknięcie (rozłamanie się) rury po linii nacięcia.

Przy rurach stalowych ściankę przebija się przy pomocy przecinaka i obcina się rurę wokół ostrym dłućem.

Przerąbывanie rur żeliwnych, w szczególności, dużych rozmiarów, trwa długo i wymaga dużej straty robocizny. Z tego powodu należy starać się zamieniać przerąbывanie rur przecinaniem. Przecinananie odbywa się przy pomocy noży. Rury o średnicy 200 mm przecina się nożami łańcuchowymi. Natomiast rury większych rozmiarów przecina się specjalnymi przyrządami umocowanymi wokół rury. Przez przesuwanie noży tam i z powrotem rączką rura zostaje przecięta.

W wypadku bardzo dużej średnicy rur stosuje się piły elektryczne; przecięcie rur żeliwnych i stalowych następuje bardzo szybko, przy czym otrzymane końce są bardzo gładkie. Rury stalowe przecina się często płomieniem acetylenowym.

Na rozgałęzieniach rurociągów, podejściach i wyjściach ich ze stacji pomp, zbiorników i innych obiektów wstawia się części fasonowe (kształtki) i armaturę. Miejsce takie w rurociągu nosi nazwę węzła. Czasami w miejscach bardziej skomplikowanych węzłów wstawia się studzienki.

Przy montowaniu węzła monter powinien mieć jego szkic, na którym według przyjętych oznaczeń pokazuje się porządek połączeń oddzielnych kształtek i armatury węzła. Poza tym monter powinien mieć szkic z rozmiarami studzienki i jej obudowy.

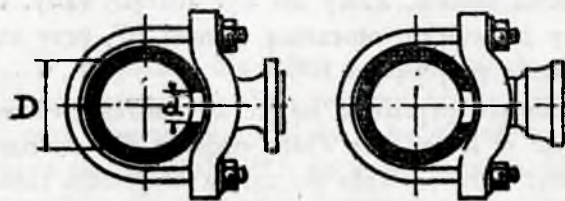
Zasuwy na odgałęzieniach wbudowuje się prostopadle do kierunku przewodów. W niektórych miastach, w celu łatwej ich wymiany po uruchomieniu rurociągu, dołącza się je przy pomocy kołnierzy. Wówczas wszystkie śruby należy dociągnąć mocno przed wykonywaniem uszczelnień na przewodzie, aby przez późniejsze dociąganie nie wyciągnąć bosych końców z kielichów. Kieliszki i króćce najlepiej dokręcić nad wykopem. Pomiędzy kołnierze wkłada się podkładki (uszczelki) pierścieniowe gumowe z wkładkami płótna lub lepiej z wkładkami z drutu mosiężnego. Wewnętrzna średnica uszczelki powinna być o kilka mm większa od średnicy rury, zewnętrzna zaś taka, aby uszczelka opierała się o sworznie śrub. W ten sposób uzyskuje się zawsze prawidłowe położenie uszczelki; przed założeniem uszczelki wkłada się dolne śruby w otwory kołnierzy, następnie od góry zakłada pierścień gumowy, następnie górne śruby i ześrubowuje kołnierze. Wreszcie dla ochrony przed rdzewieniem, śruby asfaltuje się.

Na łukach powstaje obawa, że koniec bosy może być wypchnięty z kielicha; powinny więc tam być zrobione zabezpieczenia przed przesunięciami w poziomie przy pomocy kłoców betonowych lub lepiej przy pomocy dwóch chomąt, przyśrubowanych z obu stron muf oraz wzajemnie ześrubowanych.

Przed przystąpieniem do montażu węzła należy skompletować wszystkie części i ustalić porządek montażu. Części fasonowe należy sprawdzić w sposób taki sam, jak rury, a mianowicie przez opukiwanie młotkiem i staranne obejrzenie. W razie braku w kołnierzach otworów na śruby należy je przewiercić wcześniej.

Armaturę przed spuszczeniem do wykopu lub studni należy rozebrać, oczyścić, nasmarować i złożyć, sprawdzwszy całość i dobroć wszystkich części oraz ruchomych mechanizmów. Wszystkie części uszkodzone należy zamienić przez nowe, przy braku zaś części zapasowych, armaturę z zepsutymi częściami należy zaliczyć do braków.

Jeśli węzeł ma być montowany w studni, do jego montażu można przystąpić dopiero po wykonaniu dna studni.



Rys. 276. Siodełka z opaską do połączeń rurowych.

Transport i opuszczenie części fasonowych i armatury przeprowadza się analogicznie do transportu i opuszczania rur w zależności od wielkości i ciężaru. Części lekkie można opuszczać sposobem ręcznym przy pomocy lin. W wypadku niedużej wielkości studni należy opuszczać do niej części przy pomocy bloku podwieszonoego na poprzeczce przerzuconej przez dwa koźły. W razie posiadania dźwigów lepiej opuszczać ciężkie części przy ich pomocy. Przy

montażu i ustawianiu części fasonowych i armatury w ostatecznym położeniu i przy zakładaniu sworzni wielkim ułatwieniem w pracy jest możliwość posługiwania się blokami.

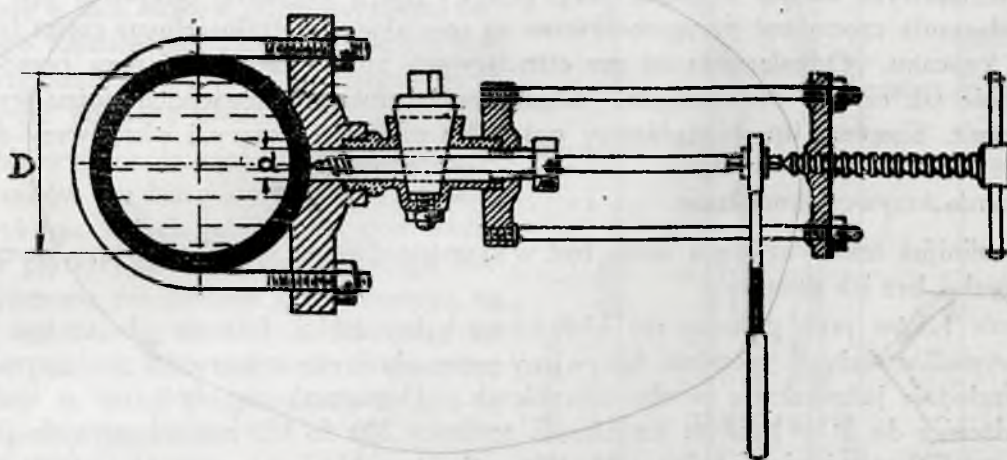
W wypadku montażu węzłów w studniach należy zwrócić uwagę na takie rozmieszczenie części fasonowych i armatury, ażeby otrzymać jak najmniejszy gabaryt węzła w celu zmniejszenia rozmiaru studni. A więc, np. przy ustawianiu w studziencie hydrantu nie należy go ustawiać w osi otworu, a odsunąć tak, ażeby głowa hydrantu znajdowała się przy ścianie, do której się go przymocowuje.

Przyłączenie odgałęzień może być wykonane dwójako: albo przez wprowadzenie w przewód istniejący trójnika, albo przy pomocy nasadki — siodełka z chomąt (rys. 276).

Przy wprowadzaniu trójnika w odcinek sieci znajdujący się pod ciśnieniem, odcinek powinien być wyłączony przy pomocy zasuw. Po przygotowaniu wszystkich narzędzi do prze-

rąbania lub przecięcia rury pod miejscem, gdzie ma być wstawiony trójnik, należy wykopać gniazdo dostatecznej wielkości na umieszczenie w nim smoka pompy celem odprowadzenia wody wypuszczanej z przewodu. W trójnik od strony doprowadzania bosego końca nowego ciągu powinien być wstawiony i uszczelniony króciec, od strony zaś odgałęzienia na małych i średnich przekrojach dla skrócenia czasu wyłączenia magistrali pożądane jest dać od razu zasuwę.

Po przygotowaniu całego materiału i narzędzi do ustawienia trójnika i nasuwki przystępuje się do wykonania roboty. Po wyłączeniu odcinka sieci przy pomocy zasuw należy z początku wypuścić wodę i przystąpić do przerąbania przewodu. Wyrąbać należy odcinek rury o 5 cm dłuższy od długości budowlanej trójnika z króćcem, aby trójnik z wstawionym w niego króćcem można było swobodnie wprowadzić w przewód. Po wyjęciu wyrąbanego kawałka należy wpierw wprowadzić nasuwkę na rurę główną, następnie wprowadzić trójnik w drugi koniec. Nasuwkę nasuwa się na koniec króćca tak, żeby połowa jej długości zaszła na niego, i wówczas przystępuje się do uszczelnienia styków. W wypadku większej średnicy odgałęzienia należy następnie szybko wstawić zasuwę i odcinek znowu oddać do eksploatacji.



Rys. 277. Przyrząd do rozwiercania przewodów.

Odgałęzienia o stosunkowo niewielkich średnicach można wykonać bez przerywania eksploatacji sieci przez założenie siodełek. W tym celu do siodełka dołącza się kran przelotowy, a siodełko umieszcza się na gumowej podkładce i przymocowuje się chomątem do przewodu (rys. 277). Do drugiego końca kranu przymocowuje się przyrząd zaopatrzone w świder o takiej średnicy, by mógł on przejść przez kran. Kran otwiera się, świder dosuwa się do ścanki przewodu i za pomocą dźwigni przewierca się w ścianie rury otwór. Potem świder zostaje wyciągnięty, kran zamknięty, przyrząd zdejmuje się i do kranu mogą być dołączone rury odgałęziowe.

Węzły na rurach drewnianych i eternitowych.

Montaż węzłów na przewodach drewnianych. Połączenie przewodów drewnianych z żeliwnymi i stalowymi wykonuje się przy pomocy specjalnych części fasonowych. Najprostszym sposobem przejścia z drewnianych rur w żeliwne jest zaopatrzenie końca rury drewnianej w żelazną obręcz i wykonanie uszczelnienia zwykłym sposobem przy pomocy sznura konopnego oraz ołowiu lub cementu. Można wykonać zalanie ołowiem też bezpośrednio na drzewie. Ołów stygnie bardzo szybko i drzewo nie zdąży się zwęglić. Ołów można zastąpić zimnym roztworem cementu. W wypadku niewielkich ciśnień koniec drewnianej rury można wprowadzić wprost do kielicha. Drzewo rozpęcznieje i w ten sposób styk będzie dostatecznie szczelny.

Połączenie rur drewnianych z kołnierzowymi można wykonać sposobem następującym: w wewnętrzną stronę końca rury wprowadza się pierścień żelazny, na zewnętrzną zaś stronę drugą obręcz wykonaną z żelaza kątownego. Obydwa pierścienie łączy się sworzniami z krytymi główkami w ścianie rury. Pionowa półka kątownki stanowi kołnierz.

Połączenie rur drewnianych ze stalowymi może być wykonane w różny sposób. Rury gazowe mogą być nagwintowane wprost na drzewo. Rury stalowe mogą być zaopatrzone w specjalny króciec, na którego końcu znajduje się gwint, który się wkręca w rurę drewnianą; drugi koniec jest gładki, jeżeli rury stalowe są spawane, lub też zaopatrzone w kołnierz.

Drugi sposób połączenia polega na przymocowaniu do końca stalowej rury żeliwnego kielicha. Wprowadzony koniec drewniany rury uszczelnia się konopiami, ołowiem, cementem, a czasem klinem drewnianym. Kielich może być wykonany z żelaza kutego z kątowników.

Przy montażu węzłów na drewnianych przewodach można posiłkować się specjalnymi kształtkami żeliwnymi. Odgałęzienia można również wykonywać przy pomocy siodełka i chomąta.

Montaż węzłów na przewodach eternitowych. Połączenie rur eternitowych z żeliwnymi kielichowymi i kształtkami odbywa się zwykłym sposobem przez wprowadzenie gładkiego końca rury eternitowej do kielicha rury żeliwnej lub kształtki i uszczelnienie styku sznurem konopnym i cementem. Połączenia rur eternitowych z gładkimi końcami rur metalowych można wykonać przy pomocy złącza Gibaulta, Simplexa, itp. W celu takiego połączenia częstokroć przygotowywane są specjalnego rodzaju żeliwne części fasonowe z gładkimi końcami. Odgałęzienia od rur eternitowych można montować przy pomocy siodełek, podobnie jak od rur drewnianych. Odgałęzienia rozmiarów niewielkich można wykonać na styku Gibault, Simplex, itp. pogrubiejszy pośrodku pierścień łączący i wkręciwszy doń nipel.

Układanie krzywolinijnej trasy.

Krzywolinijna trasa rurociągu może być wykonana dwoma sposobami: przy pomocy części fasonowych i bez ich pomocy.

Ułożenie łuków przy pomocy rur kielichowych bez części fasonowych można wykonać tylko w wypadku dużych promieni krzywizny przez obrót rur w kierunku poziomym lub pionowym, względnie jednocześnie w obu kierunkach. Dopuszcza się obrót rur o średnicy do 150 mm włącznie do 3° w każdym kielichu, o średnicy 200 do 450 mm włącznie do 2° , rur zaś większych od 500 mm i więcej tylko o 1° . Wszystko to robi się z uwagi na pozostawienie dostatecznego miejsca dla szczeliwa.

Uzyskanie łuku przez obrót rur można osiągnąć tylko przy długich krzywiznach. Tam więc, gdzie należy zmienić kierunek na krótkiej długości, konieczne jest zastosowanie kształtek: kolan, krzywaków lub łuków. Kąty łuków krzywaków podane są w katalogach odlewni rur. Przy projektowaniu trasy należy uwzględniać wymiary fabryczne. Jeżeli należy zmienić kierunek o 20° lub 60° , itp., to zmianę należy przeprowadzić dwoma lub większą ilością krzywaków. W pierwszym wypadku na przykład krzywakami 5° i 15° , w drugim zaś wypadku dwoma krzywakami 30° albo 45° , itd.

Krzywaki powinny być ułożone ściśle według kąta zmiany kierunku rurociągu z dopuszczalną grą w kielichu. Zbyt duży skręt w kielichu uniemożliwia szczelność połączenia. Czasami jest brak odpowiedniego krzywaka i wówczas należy zastosować skręt w kielichach. Potrzebny kąt można uzyskać przez odpowiednie obrabianie końca bosego krzywaka i lekki skręt. Należy jednak zwrócić uwagę na to, aby po obcięciu końcówki krzywaka pozostało dość miejsca między obu kielichami na wykonanie zakuwania.

W wypadku stalowych rur spawanych na dłuższych odcinkach można ułożyć łuk przez nieznaczne wygięcie rur przy ich układaniu. Zmianę kierunku przewodu stalowego można uzyskać także stosując styki z uszczelnieniem gumowym, jak np. styk Gibaulta, Simplexa, itp. W razie konieczności odchylenia rury na krótkim odcinku, należy albo odpowiednio wygiąć rurę, albo zastosować specjalny krzywcy odcinek.

Przy układaniu odcinków rur z ostrymi skrętami istnieje obawa wypierania rur z linii przewodu z powodu dodatkowej siły parcia wody. Wobec tego przy dużych ciśnieniach w rurociągu należy zwrócić uwagę na konieczność zamocowania łuku przy pomocy oparć wykonanych z cegły lub betonu, zakotwień, itp.

W wypadku układania rurociągów na silnych spadach, ciężar górnej partii rurociągu działa na znajdujące się niżej styki, co może spowodować ich uszkodzenie i skrzywienie linii prze-

wodu. Z tego względu konieczne jest umocowanie rur do wbitych pali lub do ceglanych lub betonowych podpór, do których zakotwicza się rury przy pomocy chomąt.

Przy układaniu rurociągu w miejscowościach górzystych bardziej dogodne w montażu okazują się rury kołnierzowe.

Niekiedy rurociągi muszą biec przez rzeki i porty, co wymaga kładzenia rur pod wodą. Stosowane są wówczas rury żeliwne lub stalowe, ostatnio również żelbetowe. Istnieją różne metody kładzenia. Wskazane jest wykonanie wykopu w dnie, na którym ma być ułożona rura. Wykopany kanał w krótkim czasie zostanie zamulony, co daje ochronę dla rury. Dno wykopanego kanału jest nieregularne i konieczne jest umieszczenie w nim bloków celem uzyskania odpowiedniego fundamentu. Zastosowanie rur stalowych względnie połączeń elastycznych może wyeliminować potrzebę bloków.

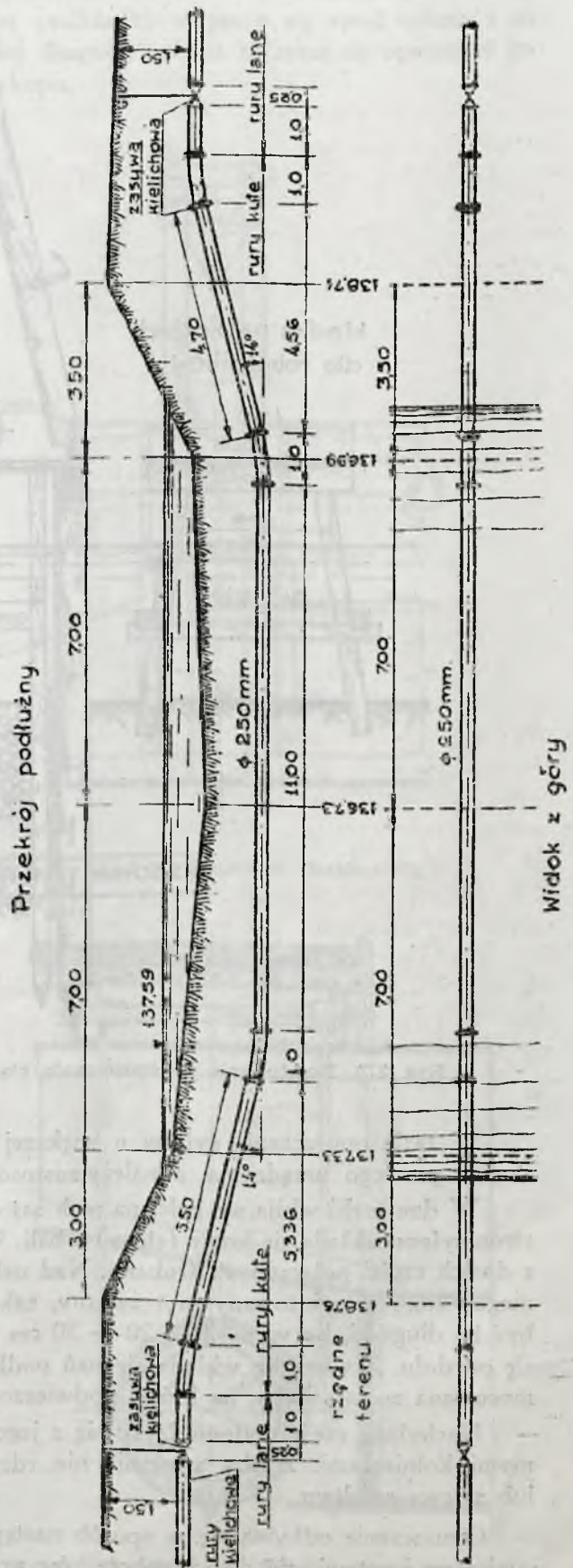
Sposób wykonania może być następujący. Kilka odcinków rur łączy się na łodzi i opuszcza do wykopu. Nurek robi złącza pod wodą. W wodzie płytkiej nad miejscem rurociągu może być wykonane rusztowanie i zmontowana na nim rura opuszczona na miejsce. Rurociąg łączony przy pomocy złączy elastycznych może być zmontowany na łodzi i opuszczony z niej w ten sam sposób jak kabel.

Przy pomocy nurków należy kontrolować i wzmacniać wszystkie złącza po ułożeniu przewodu na miejscu. Złącza wyprawuje się przy pomocy sprężonego powietrza, notując miejsca wydobywania się baniek powietrza.

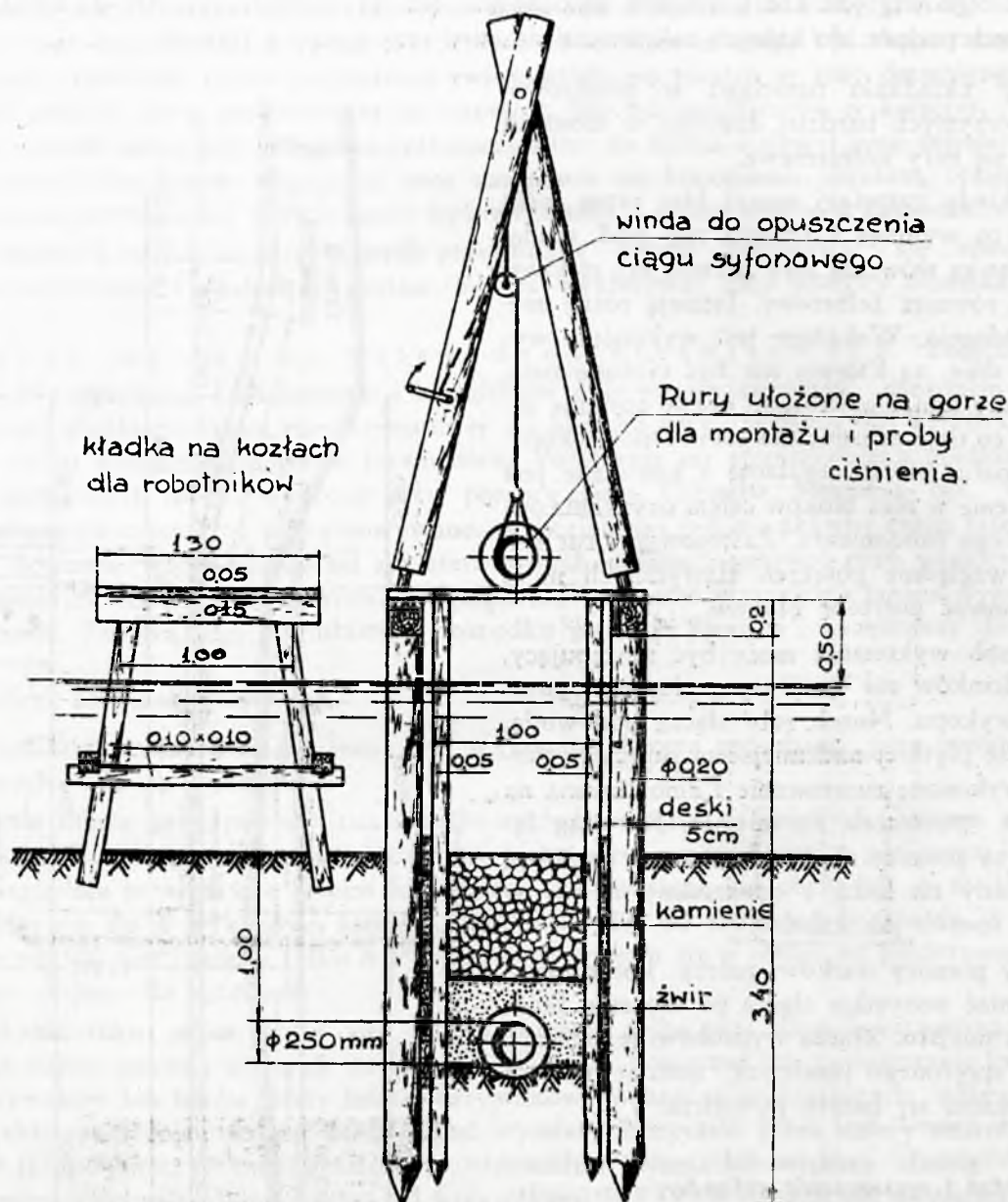
Montaż i opuszczanie syfonów.

W razie przecięcia rzek rurociągami albo buduje się specjalne przejścia w postaci syfonów, albo układa się rury na istniejących lub specjalnie do tego celu wykonanych mostach.

Opuszczenie syfonu z rur o niewielkiej średnicy odbywa się w sposób następujący. Syfon montuje się na podkładkach umieszczonych nad wykopem. Nad syfonem ustawia się kozły, do których umocowuje się bębny. Na bęben nawija się linkę, na której na bloku podwieszają się syfon (rys. 278, 279). Na komendę kierującego opuszczaniem syfonu robotnicy jednocześnie pokręcają bęben podnosząc syfon celem wyjęcia spod niego podkładów. Potem powoli i jednocześnie, pokręcając drążki w stronę odwrotną, ostrożnie opuszczają syfon śledząc, aby syfon przez cały czas opuszczany był równoległe do dna wykopu.



Rys. 278. Przejście przewodem tłocznym pod rzeką



Rys. 279. Rusztowanie do opuszczania ciągu syfonowego pod rzeką Bzurą w Sochaczewie.

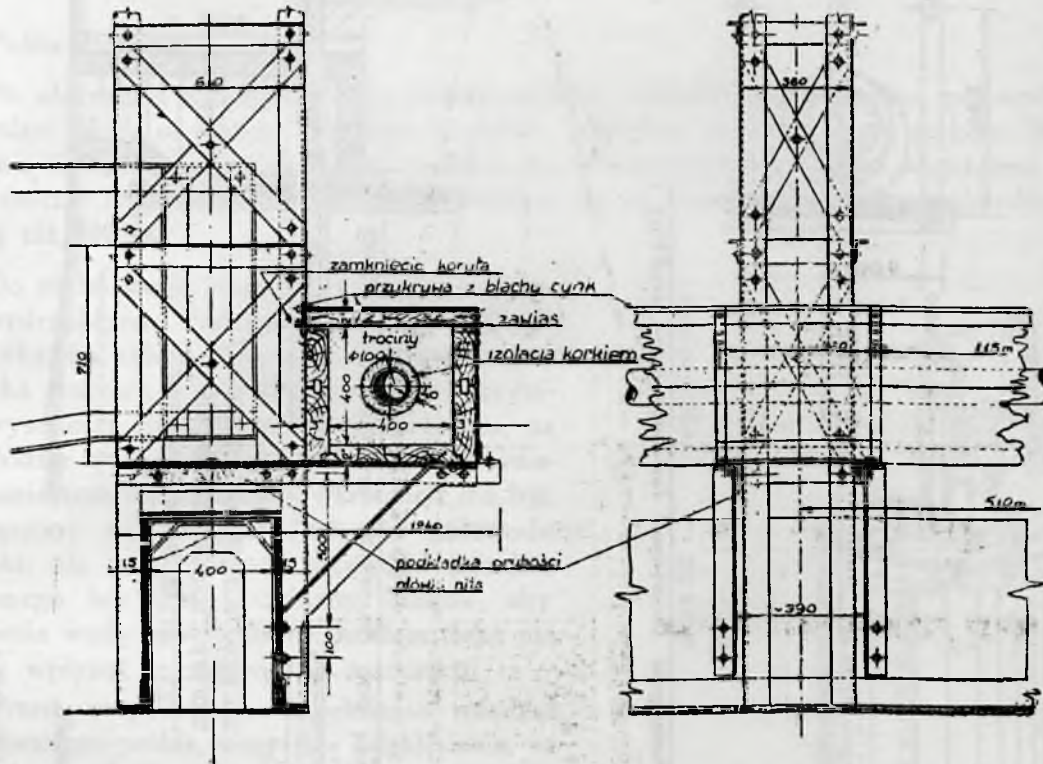
W razie opuszczania syfonu o większej średnicy nie można się ograniczyć do wyżej opisanego prostego urządzenia, a należy zastosować mocniejsze.

W dno rzeki wbija się pale, na nich zaś układa kaptur. Na utworzonej podstawie z obu stron syfonu układa się kozły (stosy) z bali. Na kozłach opiera się poprzeczną belkę, złożoną z dwóch części połączonych śrubami. Nad osią lewaru przewiercony jest otwór i wstawiony do niego długi, nagwintowany pręt żelazny, zakończony u dołu uchem. Nagwintowanie powinno być tej długości, by wynosiło o 20 — 30 cm więcej niż głębokość opuszczania. Pręt wstawia się od dołu. Z wierzchu wkłada się nań podkładkę z blachy żelaznej i nakrętkę. Do ucha zamocowana zostaje linka, na której podwieszony zostaje syfon.

Nachylone części syfonu łączy się z jego częścią brzegową przy pomocy styków z ruchomymi kołnierzami. Ażeby sworznie nie rdzewiały w ziemi, cały styk wokół obetonowuje się lub zalewa asfaltem.

Opuszczenie odbywa się w sposób następujący. Na nakrętki zakłada się klucz z długim ramieniem i ustawia po dwóch robotników przy każdym kluczu. Na komendę wszystkie sworznie okręca się z jednakową szybkością aż do chwili, kiedy lewar podniesie się i naciągnie

liny. Po każdym półobrocie klucz oddawany jest przez jednego robotnika drugiemu stojącemu naprzeciwko. Jeżeli w niektórych miejscach nakrętki okażą się za luźne, to dokręca się je do chwili pełnego równomiernego naciągnięcia wszystkich lin. Pochyle części syfonu podnosi się w sposób podobny przy pomocy bloków. Potem podkładki wyjmuje się spod syfonu i na komendę jednostajnymi obrotami nakrętek na całej długości syfonu zaczyna się opuszczać go na dno rzeki do przygotowanego poprzednio wykopu.

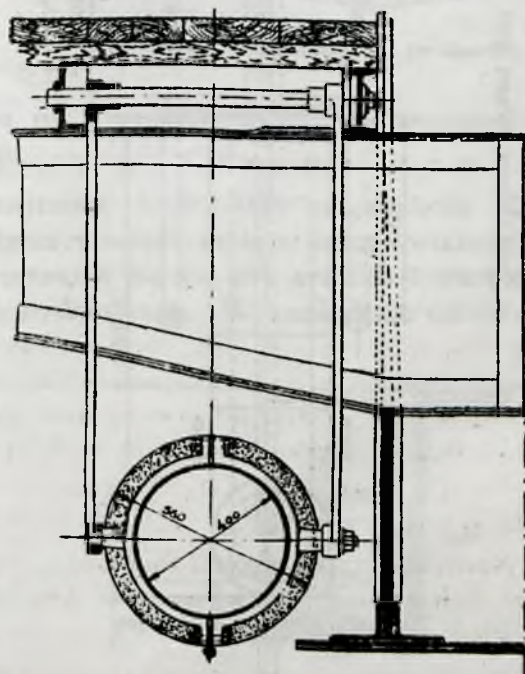


Rys. 280. Przejście przewodu wodociągowego przez most na Bzurze w Sochaczewie.

Syfon można opuszczać przy pomocy bloków, wówczas jednak w celu równoległego opuszczania do syfonu we wszystkich punktach podwieszania przymocowuje się tyczki, które służą do obserwacji równomierności opuszczania.

Przejście rurociągów po mostach.

Wykonanie syfonu pociąga za sobą duży koszt. Tam gdzie istnieją mosty, taniej jest przeprowadzić rurociąg po moście (rys. 280, 281). Zwykle w takich wypadkach rurociągi podwieszają się na specjalnych chomątach, przy czym rurociąg powinien być ocieplony wulkowatą, łupkami korkowymi, solomitem, trocinami, itp. i umieszczony w drewnianej skrzyni lub w obudowie z ocynkowanego żelaza. Niekiedy należy budować specjalne mosty w celu przeprowadzenia rurociągów, gdy w miejscu przecięcia przewodem rzeki nie ma mostu, syfonu zaś z pewnych względów wykonać nie można lub koszt jego wypadłby zbyt wysoki.



Rys. 281. Sposób zawieszenia przewodu wodociągowego pod mostem Kierbedzia.

stalowe, łączone mufami gwintowanymi lub rury spawane, niekiedy żeliwne kielichowe lub kołnierzone. Ponieważ w tunelu nie można kopać gniazd celem umożliwienia zakucia szczeliwa lub założenia śrub, rury układa się na podkładach z cegły lub betonu albo na kroksztynach z takim obliczeniem, ażeby na każdą rurę wypadły co najmniej dwa podparcia. W wypadku rurociągów o średnicy większej niż 250 mm odległość ścian rur do dna i ścian tunelu powinna być tak obliczona, by umożliwione było wykonanie przecięcia rury.

Zamiast w tunelu rurociąg można kłaść w obudowie z rur większej średnicy (rys. 282).

Próba szczelności.

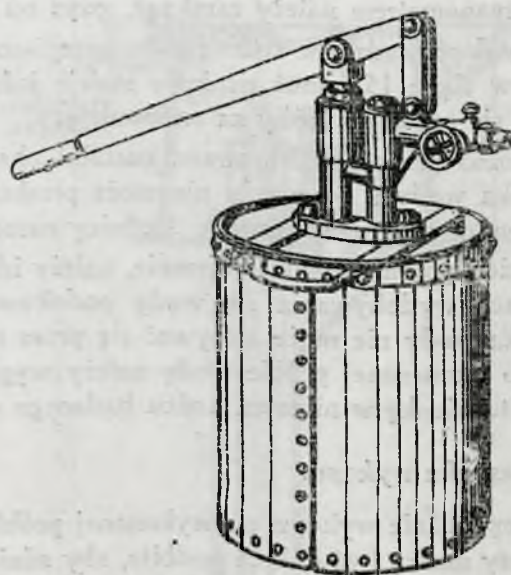
Po ułożeniu i wykonaniu uszczelnienia styków oddzielnych odcinków przewodów należy sprawdzić jakość ułożonego rurociągu, kształtek, armatury oraz szczelność styków. W tym celu napelnia się badany odcinek wodą i poddaje się wewnętrznemu ciśnieniu większemu niż ciśnienie robocze. Długość badanego odcinka obiera się od zasowy do zasowy, w każdym razie nie więcej niż 500 m.

Do podniesienia ciśnienia używana jest prasa hydrauliczna. Składa się ona z żelaznego zbiornika, na którego wierzchu umocowana jest pompka tłokowa (rys. 283). W celu odczytania wysokości ciśnienia wody w rurociągu, na przewodzie wychodzącym od pompki za zaworem umieszcza się manometr. Manometr ma być przyłączony nie bezpośrednio do przewodu pompki, ale przy pomocy przewodu spiralnie skręconego lub lepiej odcinany kranem, aby uderzenia wody spowodowane ruchem tłoka nie mogły wpłynąć szkodliwie na manometr.

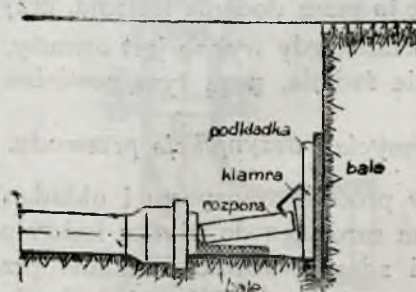
Przed rozpoczęciem napelniania odcinka poddawanego próbie, wszystkie odgałęzienia, na których nie ma zasuw, należy zamknąć prowizorycznie korkami, które muszą być silnie podparte (rys. 284). Również zasowy na końcach odcinków na czas próby ciśnienia muszą być podparte celem zabezpieczenia przed przesunięciem się. W wypadku przewodów kołnierzowych przyśrubowuje się zwykle pokrywy, w wypadku rur kielichowych czasowo wmontowuje się króciec lub kieliszek, lub po prostu korek.

Zbadanie sieci przeprowadza się przed ustawieniem hydrantów, odgałęzienia dla ich przyłączeń czasowo zamyka się. W celu wypełnienia rurociągu wodą w jednym z zamknięć, lepiej w końcu niższym, wywierca się otwór i nagwintowuje się go, aby umożliwić wkręcenie do niego rury gazowej, służącej do połączenia z prasą hydrauliczną. W zamknięciu umieszczonym na drugim końcu badanego odcinka również przewierca się otwór nagwintowany, do którego wkręca się rurkę z manometrem kontrolującym w wypadku długiego odcinka oraz zaworem do wypuszczania powietrza z rurociągu podczas napelniania go wodą.

Napelnianie badanego odcinka rurociągu wodą przeprowadza się zależnie od tego, czy możliwe jest połączenie badanego odcinka z czynnym przewodem, czy też należy wodę wozić. W ostatnim wypadku schemat urządzenia jest bardzo prosty. Na rurze gazowej, idącej



Rys. 283. Tłokowa pompa próbowa.



Rys. 284. Zabezpieczenie zamknięcia końcówki przewodu w czasie próby ciśnienia.

od korka do prasy, ustawia się trójnik = odgałęzieniem skierowanym ku górze i zakończonym lejem. Przed lejem wstawiony jest zawór. Do drugiego końca rury gazowej przyłącza się prasę.

Badanie przeprowadza się w sposób następujący. Otwiera się obydwie zawory i przez lej powoli napełnia się przewód wodą. W miarę napełniania się rurociągu wodą, przez zawór na drugim końcu odcinka wychodzi powietrze. Jeżeli na rurociągu znajdują się hydranty, odgałęzienia z zamknięciami, itp., to wszystkie one powinny być otwarte w celu wypuszczenia powietrza aż do chwili pojawienia się wody. Wówczas należy je zamknąć. Z chwilą pojawienia się wody w zaworze końcowym zamyka się go i zaprzestaje napełniania wodą przez lej. Prasą dotłacza się nieco wody dla zapełnienia przewodu łączącego prasę z rurociągiem i zamyka się również przewód górny.

Następnie dotłoczywszy wodę przy pomocy prasy i podniósłszy ciśnienie do wysokości ciśnienia roboczego pozostawia się badany odcinek pod tym ciśnieniem przez kilka godzin, aby mogły nasiąknąć uszczelki konopne. W tym czasie w przewodzie zbiera się nieco powietrza, które należy wypuścić przez jeden z kranów znajdujących się wyżej. Przy pomocy prasy dotłacza się wodę i podnosi ciśnienie do przepisanej wysokości próbnego: o 5 atmosfer wyżej ciśnienia roboczego, podwójne robocze, itd. W czasie tłoczenia wody do przewodu zawór przed manometrem należy zamknąć, gdyż od wibracji manometr się psuje.

Po doprowadzeniu ciśnienia do przepisanej wysokości obserwuje się strzałkę manometru. Jeżeli w ciągu 15 minut ciśnienie maleje jednostajnie przy obniżce mniejszej niż 1 atm, to uważa się przebieg próby za zadowalający.

Można przez pokalibrowane kociołki obserwować, ile wody do rurociągu się dotłacza. Ucieczka wody z przewodu nie może przekraczać 500 litrów na 1 dcmkm w ciągu 3 minut. Dcmkm otrzymujemy mnożąc średnicę rurociągu w dcm przez jego długość w km.

Jeżeli próba wypadnie ujemnie, należy idąc wzdłuż rurociągu zbadać każdy styk i w miejscach wydobywania się wody podokuwać olów. Trzeba przy tym zwrócić uwagę, że ucieczka wody nie może odbywać się przez nieszczelne zasuwy.

Po ukończonej próbie wodę należy wypuścić z rurociągu. Do tego celu urządza się specjalną studzienkę w niższym końcu badanego odcinka.

Zasyпка wykopu.

Zapełnianie wykopu po wykonanej próbie ciśnienia zaczyna się od gniazd pod kielichami. Rury muszą być dobrze podbite, aby silnie siedziały na gruncie. Aż do wysokości pokrycia 0,10 do 0,20 m należy uważać, aby w materiale ziemnym rzucanym do wykopu nie znajdowały się kamienie, które spadając mogłyby uszkadzać przewód. Dalej można stosować dowolny materiał wrzucany i ubijany w warstwach 0,2 — 0,3 m. Zasypkę wykonywa się ręcznie lub maszynowo. Stosuje się czasami ubijanie ręczne, lecz konsolidacja materiału ziemnego może być łatwiej osiągnięta przy pomocy wody. W niektórych miastach, gdzie wykopy muszą być prędko zabrukowane lub przebrukowane, wykop zapełnia się nie materiałem ziemnym miejscowym, lecz dowiezionym piaskiem. Normalnie pokrycie brukiem wykonywa się w ten sposób, że powierzchnia jego dochodzi na krawędziach wykopu do powierzchni istniejącego bruku, idąc zaś do środka wykopu podnosi się aż do wysokości 0,1 m. Pod wpływem pojazdów ziemia osiada w wykopie i nawierzchnia musi być wielokrotnie poprawiana. Przy ulicach szutrowanych odbywa się to przez dodanie tłuczni, przy nawierzchniach brukowanych przez dosypywanie piasku.

W czasie, gdy wykop jest otwarty, w nocy, należy go zaopatrzyć dla bezpieczeństwa w odpowiednie światła, poza tym powinien on być zopatrzony w przejścia, mostki, itp.

Przemycie i dezynfekcja przewodu.

Przy procesie transportu i układania rur nie można uniknąć ich zanieczyszczenia. Przed oddaniem rurociągu do użytku każdy nowoułożony odcinek przewodu należy oczyścić, przepłukać i zdezynfekować. Płukanie przeprowadza się aż do chwili, kiedy zacznie wypływać zupełnie czysta woda. Mimo jednak płukania nie usunie się całkowicie niebezpiecznych bakterii.

Dezynfekcję przeprowadza się przy pomocy chloru w sposób następujący. Na końcówkach odcinka otwiera się wyloty i pozostawia otwarte aż do chwili, kiedy wypływająca woda

będzie miała wyraźny zapach chloru. Wówczas zamyka się wszystkie wyloty i wodę z chlorem pozostawia się zamkniętą w rurociągu na przeciąg 48 godzin. Następnie płucze się sieć aż do chwili, gdy wypływająca na końcówkach woda pozbawiona będzie zapachu chloru.

Do dezynfekcji w niektórych miastach stosuje się chlorek wapnia $\text{Ca}(\text{ClO})_2$, choć coraz częściej stosuje się bardziej aktywne podchloryny. Przy użyciu chlorku wapnia daje się go w ilości 100 mg/litr wody. Przy użyciu chloru gazowego stosuje się dawki 10 do 20 mg/litr. W razie używania chloru gazowego może być zastosowany przenośny chlorator.

Występowanie bakterii w nowych odcinkach rurociągów jest spowodowane czasami przez zakażony sznur konopny użyty do złączy. W związku z tym należy stosować materiał sterylizowany i chroniony przed zanieczyszczeniem zanim się go użyje.

Uzbrojenie sieci.

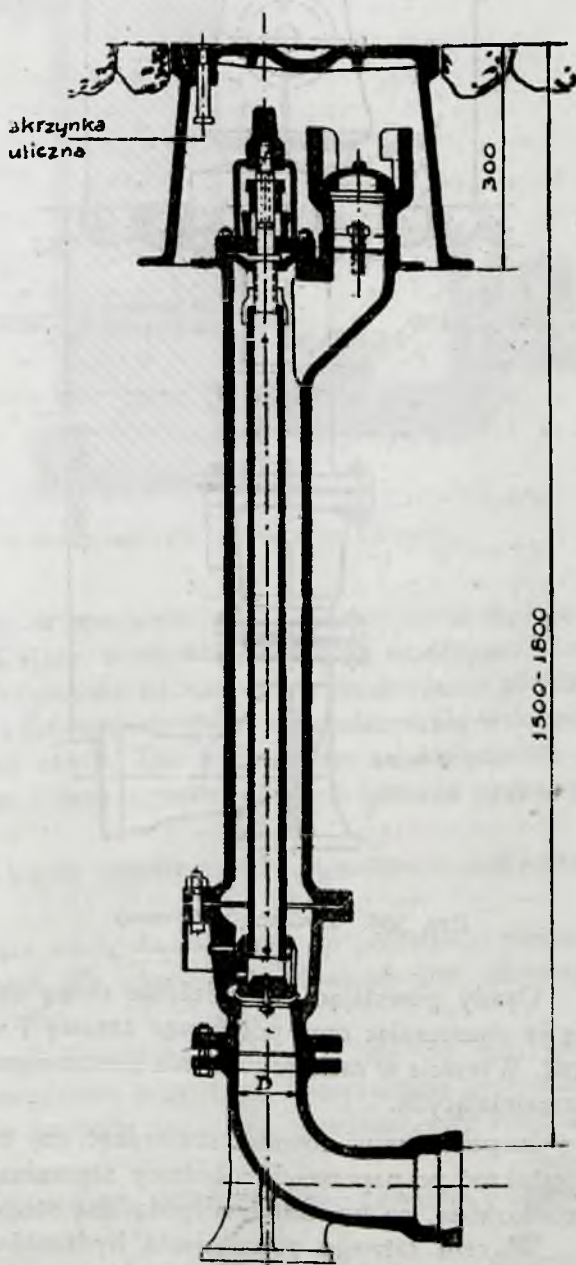
Hydranty służą do czerpania wody do celów przeciwpożarowych oraz do polewania ulic. Jeżeli konieczne są punkty załomu w sieci przewodów, to umieszczenie tam hydrantów jest wskazane, aby umożliwić wychodzenie przez nie powietrza lub osadu. Ogólne rozlokowanie hydrantów będzie zależało od wymagań ochrony pożarowej. Umieszczenie hydrantów na fundamencie betonowym uniemożliwia ich osiadanie. W celu przeszkodzenia w dyslokacji hydrantu należy podeprzeć rurociąg naprzeciwko wlotu do odgałęzienia. Stosowane są głębokie hydranty studzienne (rys. 285) oraz hydranty nadziemne (rys. 286). Do czerpania wody służą studzienki czerpalne (rys. 287).

Umieszczając zasuwę należy je oprzeć o fundament betonowy, aby nie dopuścić do osiadania. Zwykle zasuwę o średnicy powyżej 12 cali (300 mm) obudowywane są studzienkami. Na skrzyżowaniach przewodów magistralnych mogą się znajdować blisko siebie dwie, trzy lub cztery zasuwę; wówczas czasami daje się komorę zasuw.

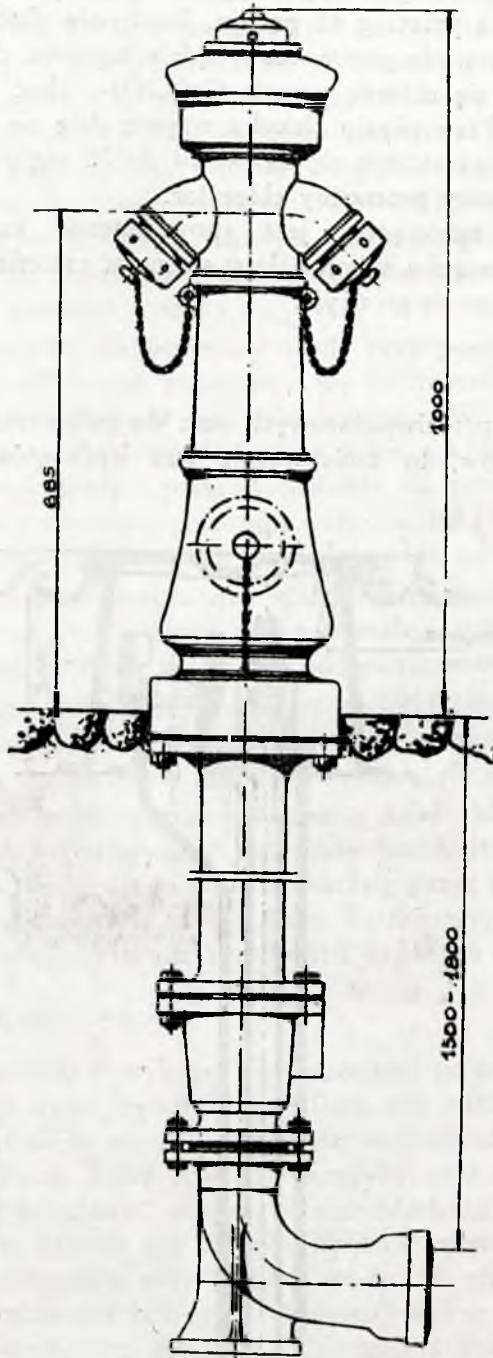
Raz lub dwa razy do roku należy przeprowadzać kontrolę zasuw. Defekty stwierdzone przez inspekcję są trójakiego rodzaju: zasuwę są niedostępne, bądź nie do użycia, lub zamknięte.

Niedostępność wynika z powodu zakrycia skrzynek ziemią lub brukiem, lub z powodu zapelnienia skrzynek ziemią i śmieciami. Ponieważ manipulacje przy zasuwie muszą być wykonane często dość szybko, np. w razie konieczności szybkiego zamknięcia w celu ochrony przed zniszczeniami i stratą wody w wypadku pęknięcia przewodu, konieczne jest stałe usuwanie takich braków.

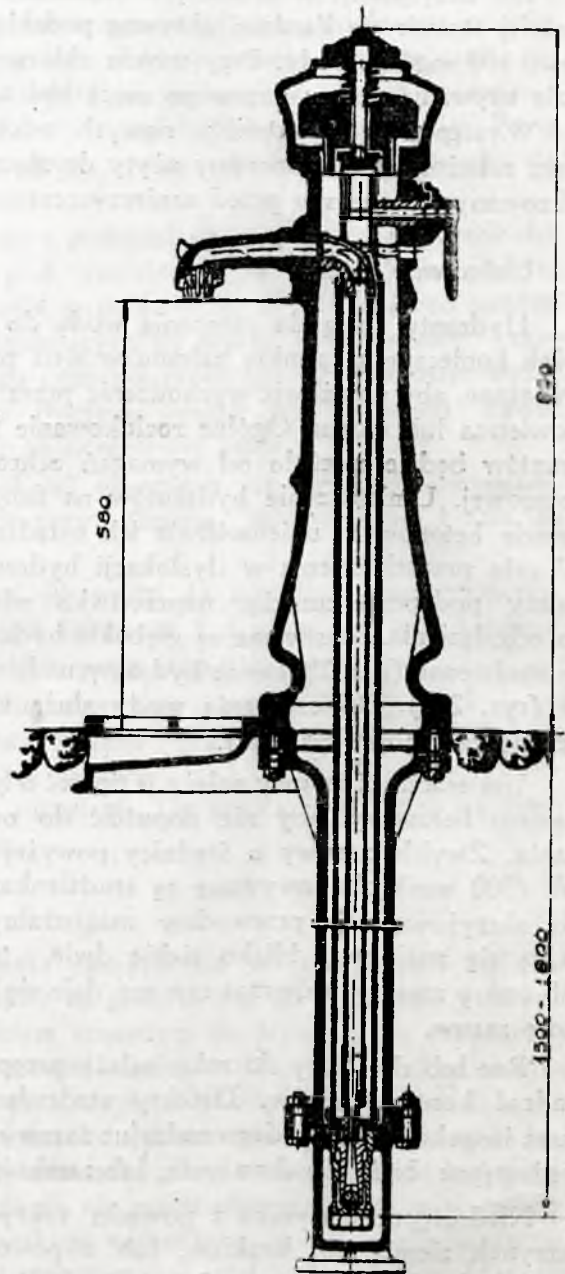
Zasuwa może stać się nie do użytku z powodu korozji, zwłaszcza wówczas, jeżeli nie jest uruchamiana przez szereg lat. Nie może być ona wówczas zamknięta, ponieważ grozi pęknięcie wrzeczona lub innej części przy próbie jej uruchomienia. Zabezpieczenie przed taką ewentualnością polega na oliwieniu zasuw.



Rys. 285. Hydrant podziemny z samoczynnym odwodnieniem.



Rys. 286. Hydrant nadziemny.



Rys. 287. Studzienka czerpalna.

Osady powstające w gnieździe mogą uniemożliwić szczelne zamknięcie zasuw. Usuwa się je opuszczając oraz podnosząc zasuwę i wymywając osad przez powstającą większą prędkość. Wreszcie w razie zauważenia nieszczelności może zaistnieć potrzeba zmiany pakunków uszczelniających.

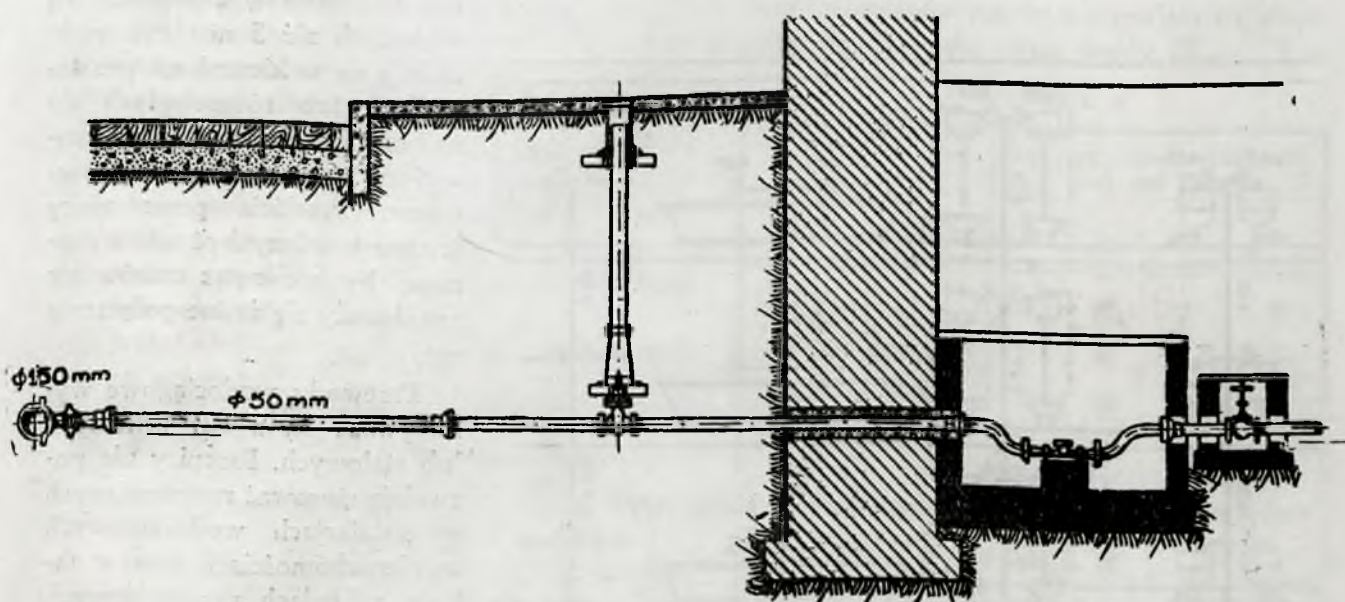
Inspekcja musi również stwierdzać, czy czasem zasuwę nie są zamknięte lub przymknięte. Często po naprawach robotnicy zapominają otworzyć niektóre z zasuw lub otwierają je niecałkowicie, co powoduje niepożądaną stratę ciśnienia.

W celu łatwego odnalezienia hydrantów studziennych oraz zasuw na widocznych miejscach, ścianach domów, parkanach, itp. umieszcza się znaki w postaci tabliczek, na których podane są odległości w dwu kierunkach od znaku, przy czym litera *H* na tabliczce oznacza, że odnoszą się one do pobliskiego hydrantu, zaś litera *Z* do zasuw.

XII. DOMOWE URZĄDZENIA WODOCIĄGOWE

Domowe urządzenia wodociągowe składają się z połączenia nieruchomości z wodociągowym przewodem ulicznym, wodomierza, domowej sieci przewodów rozdzielczych oraz tzw. pionów, na których bezpośrednio umieszczane są krany czerpalne. Przy projektowaniu układu przewodów należy przestrzegać zasady, by układ przewodów był jak najprostszy, przejrzysty, woda najkrótszą drogą dochodziła do odbiorcy.

Połączenie z przewodem ulicznym wykonywane jest przy pomocy siodełka; tylko w wypadku dużego odbiorcy zamiast siodełka wstawia się w przewód uliczny trójnik. Odgałęzienie wykonywane jest pod kątem prostym do przewodu ulicznego. Na przewodzie połączeniowym przed posesją umieszcza się zasuwę w celu umożliwienia odcięcia dopływu wody do nieruchomości. Zasuwa uruchamiana jest z chodnika przy pomocy wrzeciona zakrytego skrzynką.



Rys. 288. Typowe połączenie nieruchomości z wodociągowym przewodem ulicznym.

Bezpośrednio przy granicy ulicy w piwnicy lub w specjalnie wybudowanej studzience zabezpieczającej przed mrozem w przewód doprowadzający wodę wbudowuje się wodomierz. Powinien on być wmontowany poziomo. Miejsce przeznaczone na ustawienie wodomierza powinno być suche, zabezpieczone przed zalaniem wodą i łatwo dostępne w celu odczytania wskazań wodomierza. Za wodomierzem winien być założony zawór. Tak umieszczone zamknięcie umożliwia wyłączenie odcinka przewodu z wodomierzem i jego wyjęcie celem dokonania naprawy lub wymiany (rys. 288).

Za zaworem od strony nieruchomości daje się kurek spustowy, aby umożliwić całkowite opróżnienie sieci przewodów domowych.

Odgałęzienia na zewnątrz domu, doprowadzające wodę do zaworów do polewania, powinny być połączone z siecią wewnętrzną za wodomierzem. Na odgałęzieniu powinien być założony kran spustowy do opróżnienia przewodu na okres zimy.

Wszystkie przewody wewnętrzne muszą iść możliwie prosto, wznosząc się do punktów czerpania celem umożliwienia odwodnienia i odprowadzenia powietrza. Poszczególne przewody rozdzielcze oraz piony powinny być wyłączane przy pomocy zaworów; powinno być również umożliwiające ich niezależne opróżnienie.

Przewody, z których wodę czerpie się tylko okresowo, należy odcinać zaworem i zaopatrzyć w niezależne urządzenie odwadniające.

Przewody rozdzielcze (idące prawie poziomo) powinny być prowadzone, o ile jest to możliwe, po ścianach wewnętrznych. W razie konieczności prowadzenia ich pod podłogą piwnicy

kładzie się je na głębokości 0,3 m, przy czym przepisy nasze nie pozwalają na układanie przewodów pod szczelnym przykryciem. W pomieszczeniach niezabezpieczonych przed mrozem, otwartych przejazdach, rury muszą być ułożone głębiej albo zabezpieczone specjalną izolacją. Wszystkie przewody poza budynkiem powinny być ułożone na głębokości zabezpieczającej od zamarzania, tj. 1,80 m.

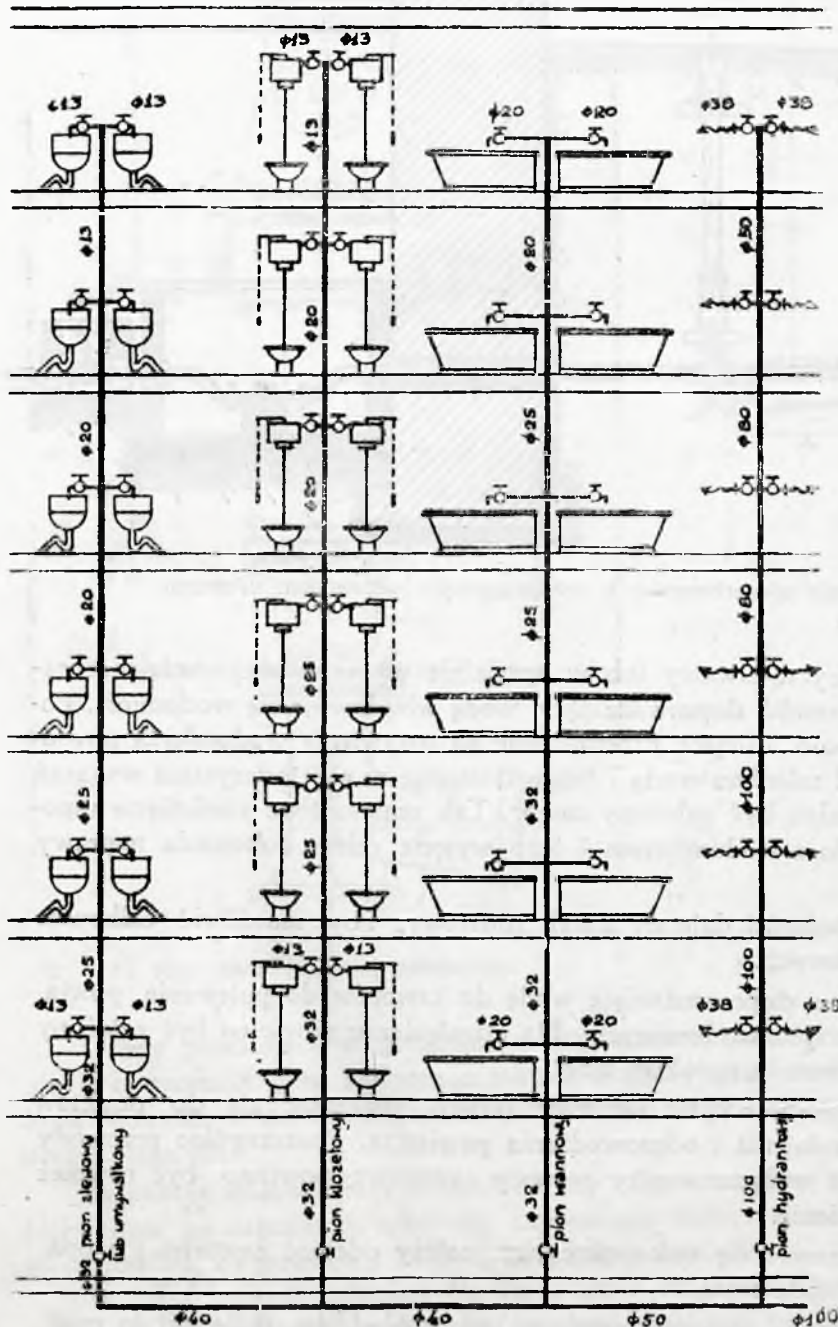
Jeżeli po ścianie przeprowadzone są i innego rodzaju przewody, to przewody wody zimnej należy umieszczać najniżej ze względu na ich pocenie się.

Przeprowadzania rur na strychach należy unikać. W razie konieczności należy je otulać warstwą izolacyjną. Ścienne przewody wewnątrz pomieszczeń prowadzi się po powierzchni ścian lub w brzdach ściennych z pozostawieniem izolacji powietrznej wokół rury. Brzdy zakrywa się po próbie ciśnienia. Przepisy warunków technicznych zabraniają zamurowywania na stałe przewodów wodociągowych w ścianach. Przycumowuje się je do ścian hakami, uchwytami

lub klamrami w odstępach nie większych niż 3 m. Przewody układa się w kierunkach prostopadłych lub równoległych do najbliższych ścian. Punkty najwyższe powinny być odpowiednio zabezpieczone. Przejścia przez mury ścienne powinny być tak wykonane, by wewnątrz murów nie znajdowały się żadne połączenia rur.

Przewody wodociągowe wykonywane są z rur żeliwnych lub stalowych. Przepisy nie pozwalają stosować rur ołowianych w instalacjach wodociągowych w nieruchomościach oraz w takich zakładach przemysłowych i handlowych, które czerpią wodę do picia oraz przygotowywania pokarmów i napojów. Przewody żeliwne łączy się na kielichy, stalowe — na kształtki i łączniki nagwintowane. Połączenie rur stalowych pod kątem powinno być wykonywane przy pomocy kształtek. Krępowanie rur i przepisy zabraniają.

Pod każdym wylotem wodociągowym powinien się znajdować odpowiednio urządzony odpływ, odprowadzający wodę na zewnątrz budynku lub do kanału. Na wlocie do odpływu umieszcza się kratkę i często zaopatrza się w zamknięcie wodne. Kurki i zawory powinny być takiej konstrukcji, aby nie powodowały uderzeń wodnych w przewodach. Powinny więc zamknąć przekrój przewodu stopniowo, nie w sposób nagły.



Rys. 289. Średnice wylotów i pionów wodociągowych.

Przed wannami, zbiornikami klozetowymi i pisuarami ustawia się zawory przelotowe. Przy zbiornikach klozetowych i pisuarowych stosuje się samoczynne zawory pływakowe. Polskie przepisy nie przewidują dotychczas ustawienia przyrządu ciśnieniowego płuczącego zamiast zbiorników klozetowych do spłukiwania misek.

Rura wodociągowa nie może być połączona bezpośrednio ze wszelkiego rodzaju kotłami, zbiornikami oraz z żadnym przybozem kanalizacyjnym lub wanną.

Przekroje przewodów powinny być tak dobrane do miejscowego ciśnienia, wysokości poszczególnych kurków poborowych oraz poboru wody, by wszystkie części domu lub posesji mogły być w dostatecznym stopniu zaopatrzone w wodę.

Średnice przewodów dobrać można według norm ustalonych przez warunki techniczne przepisów miejscowych o zaopatrywaniu ludności w wodę lub też na podstawie obliczenia strat ciśnienia.

Według, np. warunków technicznych m. Warszawy stosować należy następujące wymiary:

1) Średnice wylotów wodociągowych przy przeciętnym ciśnieniu słupa wody 25 — 35 m powinny wynosić (rys. 289):

- a) wylot nad zlewem, umywalką, zmywakiem, przy klozecie, pisuarze, bidecie, natrysku 13 mm,
- b) wylot nad wanną, dużym zlewem lub zmywakiem restauracyjnym 20 mm,
- c) wylot zaworu podwórzowego, ogrodowego lub ulicznego 25 mm,
- d) wylot (kran) przeciwpożarowy wewnętrzny co najmniej 38 mm.

2) Średnice przewodów do przyborów wskazanych wyżej wynoszą w mm min. (tab. A):

TABELA A

| Przewody | Do przewodów wskazanych obok pod literami | | | |
|--------------------------|---|----|----|--------------|
| | a | b | c | d przy 38 mm |
| przy 2 wylotach . . . | 13 | 20 | 32 | 50 |
| przy 3—6 wylotach . . . | 20 | 25 | 38 | 80 |
| przy 7—10 wylotach . . . | 25 | 32 | — | 100 |
| ponad 10 wylotów . . . | 32 | 40 | — | 100 |

3) Przy ciśnieniu w sieci 15 — 25 m słupa wody średnice w mm przewodów powinny wynosić (tab. B):

Przy obliczeniu sieci, gdy na przewodzie znajdują się wyloty do przyborów, wymienionych w pozycjach a, b i c, należy obliczyć średnice dla wylotów z pozycji a, b i c oddzielnie i przyjąć największą z obliczonych średnic.

Przy obliczaniu średnic przewodów przyjmuje się, że w miejscu najwyższego wylotu listnieć musi ciśnienie słupa wody, zapewniające wypływ dostatecznej ilości wody. Jako ciśnienie zapewniające wypływ przyjmuje się normalnie wysokość 5 m. Obliczenie przeprowadza się określając przepływy w poszczególnych odcinkach przewodów oraz czyniąc następujące założenia. Jako jednostkę, tzn. współczynnik obciążenia, przyjmuje się wypływ z kurka średnicy 10 mm wynoszący 0,25 litr/sek. Przy dołączeniu większej liczby, np. n kurków przyjmuje się, że nie będą one nigdy jednocześnie wszystkie czynne. Wobec tego przewód doprowadzający liczy się obciążony nie przepływem $n \times 0,25$ litr/sek, lecz $\sqrt{n} \times 0,25$ litr/sek. Odwrotnie jednak, gdy z kurka ma wypływać więcej niż 0,25 litr/sek, współczynnik obciążenia nie wzrasta proporcjonalnie, ale w kwadracie. Gdy np. pobiera się 0,50 litr/sek, współczynnik obciążenia wzrośnie do $2^2 = 4$. Należy przyjmować następujące współczynniki obciążenia:

Współczynniki obciążenia

| | |
|--|----------------|
| Zbiorniki klozetowe, bidety, pisuary, itp. | $\frac{1}{4}$ |
| Grzejnik wody o wydatku do 10 litr/min., wyloty nad umywalkami | $\frac{1}{2}$ |
| Wyloty średnicy 10 mm | 1 |
| „ „ 13 mm | $2\frac{1}{2}$ |
| „ „ 20 mm | 16 |
| „ „ 25 mm | 36 |

Przewód zasilający 4 zbiorniki splukujące oraz 4 umywalki, obciążony jest współczynnikiem $4 \times \frac{1}{4} + 4 \times \frac{1}{2} = 3$, temu zaś odpowiada przepływ $0,25 \sqrt{3} = 0,43$ litr/sek. Po określeniu współczynników obciążenia względnie przepływów można przystąpić do obliczenia. Przy obliczeniu strat można się posługiwać następującą tabelą (z „Richtlinien für die Berechnung der Kaltwasserleitungen in Hausanlagen“ Gas-u. Wasserfach 1940).

Tabela dla rur stalowych.

Straty ciśnienia w wysokości słupa wody w m na m³ przewodu łącznie ze stratami na zmianach kierunku, zaworach przelotowych z wyłączeniem strat na wodomierz.

| Współcz. obciążenia | litr/sek | Ś r e d n i c a w m m | | | | | | | | |
|------------------------|----------|-----------------------|------|------|------|------|------|------|------|-----|
| | | 15 | 20 | 25 | 32 | 40 | 50 | 70 | 80 | 100 |
| 1/4 | 0,125 | 0,19 | 0,04 | 0,01 | | | | | | |
| 1/2 | 0,177 | 0,39 | 0,08 | 0,02 | 0,01 | | | | | |
| 1 | 0,250 | 0,78 | 0,16 | 0,05 | 0,01 | | | | | |
| 1 1/2 | 0,306 | 1,18 | 0,25 | 0,07 | 0,02 | 0,01 | | | | |
| 2 | 0,354 | 1,57 | 0,33 | 0,10 | 0,03 | 0,01 | | | | |
| 2 1/2 | 0,395 | 1,96 | 0,41 | 0,12 | 0,03 | 0,01 | | | | |
| 3 | 0,433 | 2,35 | 0,49 | 0,15 | 0,04 | 0,01 | | | | |
| 3 1/2 | 0,468 | 2,74 | 0,57 | 0,17 | 0,04 | 0,01 | | | | |
| 4 | 0,500 | 3,13 | 0,66 | 0,20 | 0,05 | 0,02 | | | | |
| 4 1/2 | 0,530 | 3,53 | 0,74 | 0,22 | 0,06 | 0,02 | 0,01 | | | |
| 5 | 0,559 | | 0,82 | 0,24 | 0,06 | 0,02 | 0,01 | | | |
| 5 1/2 | 0,586 | | 0,90 | 0,27 | 0,07 | 0,02 | 0,01 | | | |
| 6 | 0,612 | | 0,98 | 0,29 | 0,08 | 0,02 | 0,01 | | | |
| 6 1/2 | 0,637 | | 1,07 | 0,32 | 0,08 | 0,02 | 0,01 | | | |
| 7 | 0,661 | | 1,15 | 0,34 | 0,09 | 0,03 | 0,01 | | | |
| 7 1/2 | 0,685 | | 1,23 | 0,37 | 0,10 | 0,03 | 0,01 | | | |
| 8 | 0,707 | | 1,31 | 0,39 | 0,10 | 0,03 | 0,01 | | | |
| 8 1/2 | 0,729 | | 1,39 | 0,41 | 0,11 | 0,03 | 0,01 | | | |
| 9 | 0,750 | | 1,48 | 0,44 | 0,11 | 0,03 | 0,01 | | | |
| 9 1/2 | 0,771 | | 1,56 | 0,46 | 0,12 | 0,04 | 0,01 | | | |
| 10 | 0,791 | | 1,64 | 0,49 | 0,13 | 0,04 | 0,01 | | | |
| 11 | 0,829 | | 1,80 | 0,54 | 0,14 | 0,04 | 0,01 | | | |
| 12 | 0,866 | | 1,97 | 0,59 | 0,15 | 0,05 | 0,01 | | | |
| 13 | 0,901 | | 2,13 | 0,63 | 0,17 | 0,05 | 0,01 | | | |
| 14 | 0,935 | | 2,30 | 0,68 | 0,18 | 0,05 | 0,02 | | | |
| 15 | 0,968 | | | 0,73 | 0,19 | 0,06 | 0,02 | | | |
| 16 | 1,000 | | | 0,78 | 0,20 | 0,06 | 0,02 | | | |
| 17 | 1,031 | | | 0,83 | 0,22 | 0,06 | 0,02 | | | |
| 18 | 1,061 | | | 0,88 | 0,23 | 0,07 | 0,02 | | | |
| 19 | 1,090 | | | 0,93 | 0,24 | 0,07 | 0,02 | | | |
| 20 | 1,118 | | | 0,98 | 0,25 | 0,08 | 0,02 | | | |
| 22 | 1,173 | | | 1,07 | 0,28 | 0,08 | 0,02 | | | |
| 24 | 1,225 | | | 1,17 | 0,31 | 0,09 | 0,03 | | | |
| 26 | 1,275 | | | 1,27 | 0,33 | 0,10 | 0,03 | | | |
| 28 | 1,323 | | | 1,37 | 0,36 | 0,11 | 0,03 | 0,01 | | |
| 30 | 1,369 | | | 1,46 | 0,38 | 0,11 | 0,03 | 0,01 | | |
| 32 | 1,414 | | | 1,56 | 0,41 | 0,12 | 0,04 | 0,01 | | |
| 34 | 1,458 | | | 1,66 | 0,43 | 0,13 | 0,04 | 0,01 | | |
| 36 | 1,500 | | | | 0,46 | 0,14 | 0,04 | 0,01 | | |
| 38 | 1,541 | | | | 0,48 | 0,14 | 0,04 | 0,01 | | |
| 40 | 1,581 | | | | 0,51 | 0,15 | 0,05 | 0,01 | | |
| 42 | | | | | 0,54 | 0,16 | 0,05 | 0,01 | | |
| 44 | 1,657 | | | | 0,56 | 0,17 | 0,05 | 0,01 | | |
| 46 | 1,695 | | | | 0,59 | 0,17 | 0,05 | 0,01 | | |
| 48 | | | | | 0,61 | 0,18 | 0,05 | 0,01 | | |
| 50 | 1,737 | | | | 0,64 | 0,19 | 0,06 | 0,01 | | |
| 55 | | | | | 0,70 | 0,21 | 0,06 | 0,01 | | |
| 60 | 1,84 | | | | 0,77 | 0,23 | 0,07 | 0,01 | 0,01 | |
| 65 | | | | | 0,83 | 0,25 | 0,07 | 0,01 | 0,01 | |
| 70 | | | | | 0,89 | 0,27 | 0,08 | 0,01 | 0,01 | |
| 75 | | | | | 0,96 | 0,28 | 0,08 | 0,01 | 0,01 | |
| 80 | | | | | 1,02 | 0,30 | 0,09 | 0,01 | 0,01 | |
| 85 | | | | | 1,08 | 0,32 | 0,10 | 0,02 | 0,01 | |
| 90 | | | | | 1,15 | 0,34 | 0,10 | 0,02 | 0,01 | |
| 95 | | | | | | 0,36 | 0,11 | 0,02 | 0,01 | |
| 100 | | | | | | 0,38 | 0,10 | 0,02 | 0,01 | |
| 110 | | | | | | 0,42 | 0,12 | 0,02 | 0,01 | |
| 120 | | | | | | 0,45 | 0,14 | 0,02 | 0,01 | |
| 130 | | | | | | 0,49 | 0,15 | 0,02 | 0,01 | |
| 140 | | | | | | 0,53 | 0,16 | 0,03 | 0,01 | |
| 150 | | | | | | 0,57 | 0,17 | 0,03 | 0,01 | |
| 160 | | | | | | 0,61 | 0,18 | 0,03 | 0,02 | |
| 170 | | | | | | 0,64 | 0,19 | 0,03 | 0,02 | |

| W spółcz. obciążenia | litr/sek | Średnica w mm | | | | | | | | |
|----------------------|----------|---------------|----|----|----|------|------|------|------|------|
| | | 15 | 20 | 25 | 32 | 40 | 50 | 70 | 80 | 100 |
| 180 | | | | | | 0,68 | 0,20 | 0,03 | 0,02 | |
| 190 | | | | | | 0,72 | 0,21 | 0,03 | 0,02 | |
| 200 | | | | | | 0,76 | 0,23 | 0,04 | 0,02 | 0,01 |
| 225 | | | | | | 0,85 | 0,25 | 0,04 | 0,02 | 0,01 |
| 250 | | | | | | | 0,28 | 0,05 | 0,02 | 0,01 |
| 275 | | | | | | | 0,31 | 0,05 | 0,02 | 0,01 |
| 300 | | | | | | | 0,34 | 0,05 | 0,03 | 0,01 |
| 350 | | | | | | | 0,39 | 0,06 | 0,03 | 0,01 |
| 400 | | | | | | | 0,45 | 0,07 | 0,04 | 0,01 |
| 450 | | | | | | | 0,51 | 0,08 | 0,04 | 0,01 |
| 500 | | | | | | | 0,56 | 0,09 | 0,04 | 0,01 |
| 600 | | | | | | | | 0,11 | 0,05 | 0,02 |
| 700 | | | | | | | | 0,13 | 0,06 | 0,02 |
| 800 | | | | | | | | 0,14 | 0,07 | 0,02 |
| 900 | | | | | | | | 0,16 | 0,08 | 0,02 |
| 1000 | | | | | | | | 0,18 | 0,09 | 0,03 |

Przykład obliczenia przewodów w domu 5-piętrowym (rys. 290).

Ciśnienie w sieci 40 m. Przy wysokości najwyższego kurka czerpального nad osią przewodu 20,0 m, stracie w wodomierzu 5,0 m ciśnienia oraz przy zachowaniu minimalnego ciśnienia wypływowego 5,0 m, strata ciśnienia w przewodzie I nie może przekroczyć 10,0 m, w II — 11,0 m.

Przewód główny i pion I.

| Piętro | W y l o t y | Współcz. obciąż. | Σ współcz. obciąż. | Długość odcinka m | Średnica przewodu mm | Strata jednostkowa | Strata na odcinku m |
|----------------------|--|------------------|--------------------|-------------------|----------------------|--------------------|---------------------|
| 5 | 1 wylot przy klozecie | 1/4 | 1/4 | 1 | 20 | 0,04 | 0,040 |
| | 1 „ nad wanną | 1 | 1 | 1 | 20 | 0,29 | 0,580 |
| | 1 „ „ umywalnią | 1/2 | 1 3/4 | 2 | 20 | 0,29 | 0,580 |
| 4 | 1 wylot przy klozecie | 1/4 | 2 | 1 | 25 | 0,10 | 0,100 |
| | 1 „ nad wanną | 1 | 1 | 1 | 25 | 0,17 | 0,340 |
| | 1 „ „ umywalnią | 1/2 | 3 1/2 | 2 | 25 | 0,17 | 0,340 |
| 3 | 1 wylot przy klozecie | 1/4 | 3 3/4 | 1 | 25 | 0,185 | 0,185 |
| | 1 „ nad wanną | 1 | 1 | 1 | 25 | 0,255 | 0,510 |
| | 1 „ „ umywalnią | 1/2 | 5 1/4 | 2 | 25 | 0,255 | 0,510 |
| 2 | 1 wylot przy klozecie | 1/4 | 5 1/2 | 1 | 25 | 0,27 | 0,270 |
| | 1 „ nad wanną | 1 | 1 | 1 | 25 | 0,34 | 0,680 |
| | 1 „ „ umywalnią | 1/2 | 7 | 2 | 25 | 0,34 | 0,680 |
| 1 | 1 wylot przy klozecie | 1/4 | 7 1/4 | 1 | 25 | 0,355 | 0,355 |
| | 1 „ nad wanną | 1 | 1 | 1 | 25 | 0,425 | 0,850 |
| | 1 „ „ umywalnią | 1/2 | 8 3/4 | 2 | 25 | 0,425 | 0,850 |
| Przy- zie- mie | 1 wylot przy klozecie | 1/4 | 9 | 1 | 25 | 0,440 | 0,440 |
| | 1 „ nad wanną | 1 | 1 | 1 | 25 | 0,515 | 0,515 |
| | 1 „ „ umywalnią | 1/2 | 10 1/2 | 1 | 25 | 0,515 | 0,515 |
| Piwni- ca | Odcinek do połączenia z przewodem II przewód II | | 10 1/2 | 10 | 32 | 0,135 | 1,350 |
| | Odcinek od połączenia z przewodem II do przewodu ulicznego | | 6 | 30 | 40 | 0,06 | 1,800 |

Razem 16 1/2 57

8,015

Σ strat < 10 m.

Przewód główny i pion II.

| Piętro | W y l o t y | Współcz. obc. | Σ współcz. obc. | Długość odcinka m | Średnica przewodu mm | Strata jednostkowa | Strata na odcinku m |
|-----------------|---|--------------------------------|------------------------------|-------------------------|----------------------------|-----------------------|---------------------------|
| 5 | 1 wylot zlewowy 1 „ nad umywalką | $\frac{1}{2}$ $\frac{1}{2}$ | 1 | 3 | 20 | 0,16 | 0,48 |
| 4 | 1 wylot zlewowy 1 „ nad umywalką | $\frac{1}{2}$ $\frac{1}{2}$ | 2 | 3 | 20 | 0,33 | 0,99 |
| 3 | 1 wylot zlewowy 1 „ nad umywalką | $\frac{1}{2}$ $\frac{1}{2}$ | 3 | 3 | 20 | 0,49 | 1,47 |
| 2 | 1 wylot zlewowy 1 „ nad umywalką | $\frac{1}{2}$ $\frac{1}{2}$ | 4 | 3 | 20 | 0,66 | 1,98 |
| 1 | 1 wylot zlewowy 1 „ nad umywalką | $\frac{1}{2}$ $\frac{1}{2}$ | 5 | 3 | 20 | 0,82 | 2,46 |
| Przy- ziemie | 1 wylot zlewowy 1 „ nad umywalką | $\frac{1}{2}$ $\frac{1}{2}$ | 6 | 1 | 25 | 0,29 | 0,29 |
| Piwni- ca | Odcinek do połączenia z przewodem I przewód I | — — | 6 $10\frac{1}{2}$ | 10 — | 32 — | 0,08 — | 0,80 — |
| | Odcinek od połączenia z przewodem I do przewodu ulicznego | — | $16\frac{1}{2}$ | 30 | 40 | 0,06 | 1,80 |

Razem

 $16\frac{1}{2}$ 56

10,27

 Σ strat < 11 m.*Przepisy o sporządzaniu projektów.*

Przepisy o sporządzaniu projektów ogólnych domowych urządzeń wodociągowych zostały ogłoszone w Rozporządzeniu Ministra Robót Publicznych w porozumieniu z Ministrem Spraw Wewnętrznych z dnia 21.VII.1929 r. (Dz. U. R. P. Nr 58 poz. 456). Paragrafy powyższego Rozporządzenia, odnoszące się do urządzeń wodociągowych i kanalizacyjnych mają brzmienie:

§ 6. Projekty ogólnych domowych urządzeń wodociągowych i kanalizacyjnych
powinny obejmować:

1) plan orientacyjny działki, w której znajduje się dana działka, wykazujący położenie działki względem przyległych ulic, w skali nie mniejszej jak 1 : 2500 (1 cm = 25 m);

2) plan sytuacyjny w skali nie mniejszej, jak 1 : 250 (1 cm = 2,5 m), a dla większych działek w skali co najmniej 1 : 500 (1 cm = 5 m), uwidoczniający:

- położenie, wymiary i granice działki względem ulic i sąsiednich działek,
- wszystkie znajdujące się na danej działce budynki, ustępy, doły ustępowe, studnie, pompy, gnojowniki, śmietniki, itp.,
- linię regulacyjną, względnie w braku tejże istniejącą linię ulicy,
- położenie miejsca wprowadzenia wodociągu na działkę,
- położenie wejścia i wyjścia głównych przewodów kanalizacyjnych z działki i położenie złączeń z przewodami ulicznymi,
- położenie kanału ulicznego;

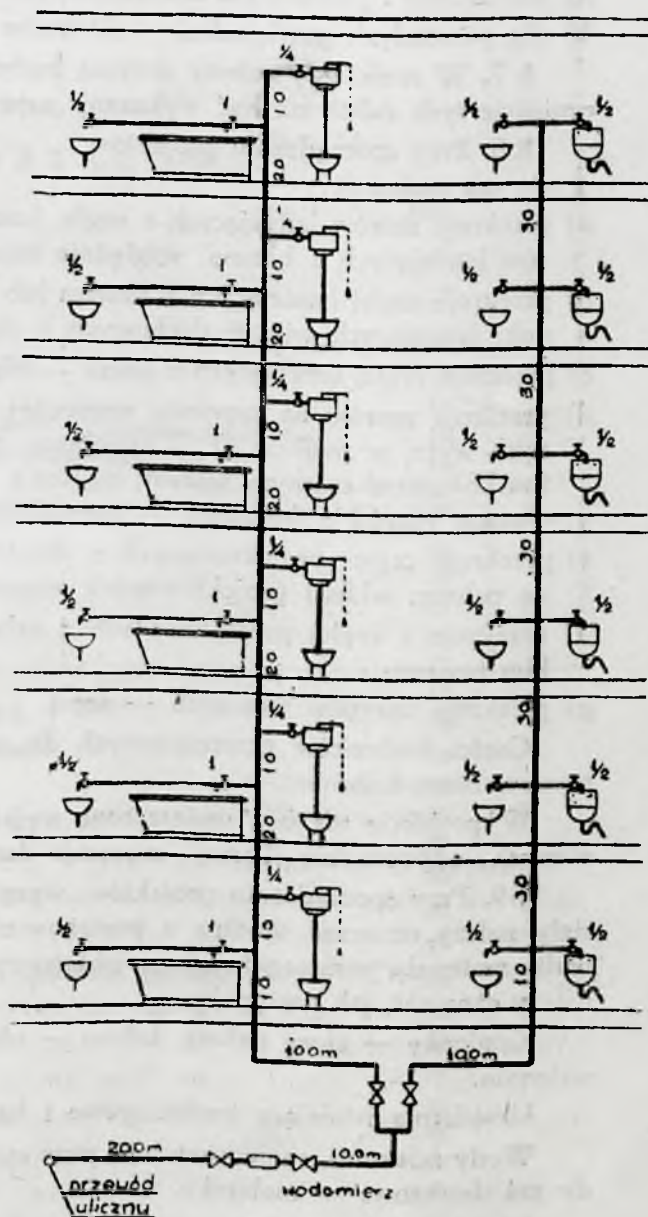
3) plany szczegółowe urządzeń wodociągowych i kanalizacyjnych w skali co najmniej 1 : 100 (1 cm = 1 m), uwidoczniające w rzucie poziomym wszystkie szczegóły rozplanowania instalacji wodociągowej i kanalizacyjnej, mogące mieć znaczenie przy jej wykonywaniu, a mianowicie:

- rzuty poziome suterenu, parteru i w miarę potrzeby innych pięter istniejących na działce budynków,

- b) projektowaną na działce sieć kanalizacyjną ze wszystkimi przewodami odpływowymi, pionami spustowymi od wskazanych na planach waterklozetów, pisuarów, umywalni, zlewów, wanien, itp. urządzeń kanalizacyjnych z rurami spustowymi wód deszczowych oraz wpustami projektowanymi w posadzkach i w podwórzach,
- c) główny przewód wodociągowy z wentylami do zamykania,
- d) przewody i wentyle wodociągowe, zbiorniki wody deszczowej, fontanny, itp. wraz z projektowanymi rurami doprowadzającymi i odprowadzającymi,
- e) poszczególne urządzenia wodociągowe i kanalizacyjne, zarówno domowe, jak i podwórzowe, położenie osadników tłuszczu,
- f) położenie kanału ulicznego i wpustów bocznych kanałowych,
- g) kierunki kanałów otwartych, a także stare istniejące kanały,
- h) wszelkiego rodzaju kształtki (kolana itp.), zamknięcia wodne, otwory rewizyjne, całkowite uzbrojenie sieci wodociągowo-kanalizacyjnej,
- i) wszelkie inne szczegóły, mogące mieć wpływ na projektowaną instalację wodociągową i kanalizacyjną, a przede wszystkim właściwości gleby i stan wody gruntowej,

4) szczegółowe rozwinięcie i profile podłużne sieci wodociągowej i kanalizacyjnej w skali 1:100, uwidoczniające w widokach i przekrojach pionowych:

- a) położenie pionów spustowych i profile podłużne wszystkich projektowanych rur odpływowych, z zaznaczeniem poziomu terenów wzdłuż tych rur, ich spadków i wyliczonej głębokości tych miejsc, w których zajdzie potrzeba ułożenia kształtek,
- b) wysokość kondygnacji i głębokość dna sąsiednich piwnic, głównie zaś dna najniższej położonej sutereny, głębokość założenia fundamentów domu, poziom podwórza i chodnika,
- c) wszelkiego rodzaju kształtki, zamknięcia wodne, otwory rewizyjne, redukcje, itp., położenie i ewentualny poziom urządzeń kanalizacyjnych,
- d) połączenie urządzeń kanalizacyjnych z pionami spustowymi i sposób wyprowadzenia pionów ponad dach, urządzenia rur wentylacyjnych, rur odpływowych,
- e) położenie przewodów wodociągowych,
- f) formę i materiał przewodów wodociągowych i kanalizacyjnych oraz w razie potrzeby detale tychże,
- g) średnice i spadki poszczególnych przewodów, kąty załamań spadków i punktów węzłowych, miejsca połączenia przewodów, przecięcia się przewodów z murami budynku, umieszczenia poszczególnych urządzeń uzbrojenia sieci, odległości odnośnych punktów od początkowego punktu spadku danego przewodu;



Rys. 290. Przykład obliczenia wodociągowych przewodów domowych.

5) przy znacznych posesjach ponad 2000 m² zabudowanej powierzchni obliczenie przewidywanego przepływu wód domowych i opadowych w poszczególnych częściach sieci oraz obliczenia na tej podstawie wymiarów i spadków przewodów podwórzowych, przy czym za podstawę do obliczenia odpływu wód opadowych należy przyjmować opad:

- a) dla dachów i powierzchni zabrukowanych - - 150 litrów,
- b) dla pozostałych powierzchni — 50 litrów wody z 1 ha w ciągu sekundy.

§ 7. W razie, gdy roboty dotyczą budynków położonych na terenie zalewowym rzeki, w projekcie tych robót ma być wykazany najwyższy i najniższy stan wody.

§ 8. Przy sporządzaniu projektów należy stosować oznaczenia materiałów barwami, jak następuje:

- a) przekroje murów istniejących z cegły, kamienia, żuźla, gipsu, itp. — jasnym karminem, murów istniejących z betonu, względnie żelazobetonu — barwą jasno fioletową;
- b) przekroje części istniejących z drzewa lub innych materiałów nieogniotrwałych, jako też widoki istniejących wiązań dachowych z drzewa — sjeną;
- c) przekroje części istniejących z żelaza — błękitem pruskim;
- d) przekroje murów na zaprawie wapiennej, projektowanych z cegły i materiałów wymienionych wyżej w punkcie a) — cynobrem; murów na zaprawie cementowej — jak wyżej, z zakreskowaniem czarnym tuszem; murów z betonu lub żelazobetonu — barwą fioletową ciemną; murów z kamienia — neutraltintą;
- e) przekroje części projektowanych z drzewa lub innych materiałów nieogniotrwałych — sjeną paloną; widoki projektowanych wiązań dachowych z drzewa — gumigutą;
- f) przekroje z części projektowanych z żelaza — błękitem pruskim, zakreskowanym niebieskim tuszem;
- g) przekroje nasypów ziemnych — sepją.

Części budynków przeznaczonych do zburzenia oraz wykopy należy oznaczać czarnym tuszem, rozwodnionym.

W projekcie ma być umieszczone wyjaśnienie, podające za pomocą prostokątów wypełnionych odpowiednią barwą znaczenia danej barwy.

§ 9. Przy sporządzaniu projektów, wymienionych w § 6 niniejszego rozporządzenia, materiały należy oznaczać zgodnie z postanowieniami zawartymi w § 8 tegoż rozporządzenia. Ponadto materiały poszczególnych projektowanych urządzeń wodociągowych i kanalizacyjnych należy oznaczać, jak następuje:

Kamionkę — sjeną paloną, żeliwo — ultramaryną, przewody wodociągowe — kolorem zielonym.

Urządzenia istniejące wodociągowe i kanalizacyjne należy oznaczać kolorem czarnym.

Wody ściekowe, zanieczyszczone przy systemie rozdzielczym, należy znaczyć czerwono, wody zaś deszczowe — niebiesko.

Istniejące lub projektowane ścieki podwórzowe oraz istniejące instalacje kanalizacyjne, które mają być zniszczone, powinny być uwidocznione liniami przerywanymi, przy czym kierunki splywu powinny być oznaczone strzałką.

SPIS ROZDZIAŁÓW

| | Str. |
|--|------|
| PRZEDMOWA | 5 |
| I. WSTĘP | 7 |
| II. ILOŚĆ WODY | 9 |
| 1. Normy spożycia wody | 9 |
| 2. Wahanía w spożyciu | 11 |
| 3. Obliczenie jednostkowego spożycia wody w miejscu jej ujęcia | 12 |
| 4. Obliczenie pojemności zbiornika wyrównawczego | 14 |
| III. JAKOŚĆ WODY | 16 |
| 1. Zanieczyszczenie wód | 16 |
| zanieczyszczenia rozpuszczone | 17 |
| Sole mineralne | 17 |
| Gazy | 17 |
| Zanieczyszczenia zawieszona | 17 |
| Zawiesiny koloidalne | 17 |
| Wpływ poszczególnych zanieczyszczeń | 18 |
| 2. Rozpuszczone zanieczyszczenia mineralne | 18 |
| 2-a. Twardość | 18 |
| 2-b. Żelazo i mangan | 21 |
| 2-c. Chlorki | 23 |
| 3. Rozpuszczone gazy | 23 |
| 4. Związki azotowe | 26 |
| 5. Alkaliczność | 27 |
| 6. Koncentracja jonów wodorowych <i>pH</i> (potentia hydrogenii) | 28 |
| 7. Bakterie | 29 |
| Bakterie okrężnicy (<i>bacterium coli</i>) | 30 |
| Wskaźnik (indeks) <i>bacterium coli</i> | 31 |
| 8. Fizykalne właściwości wody | 31 |
| 8-a. Temperatura | 31 |
| 8-b. Barwa | 31 |
| 8-c. Przezroczystość. Mętność | 31 |
| 8-d. Zapach i smak | 32 |
| 8-e. Sucha pozostałość | 33 |
| 9. Przepisy o jakości wody wodociągowej | 33 |
| IV. UKŁAD CAŁOŚCI URZĄDZEŃ WODOCIĄGOWYCH | 34 |
| V. ŹRÓDŁA WODY | 34 |
| 1. Podział źródeł ujęcia wody | 34 |
| 2. Formacje geologiczne | 36 |
| 3. Ocena źródeł ujęcia wody pod względem ilości i jakości | 36 |
| A-a. Wody deszczowe spływające po terenie | 36 |
| A-b. Wody stojące zbiorników retencyjnych | 37 |
| A-c. Wody stojące jezior naturalnych | 37 |
| A-d. Wody płynące strumieni i rzek | 37 |
| B-a. Wody źródlane | 38 |
| B-b. Płytkie wody gruntowe | 38 |
| B-c. Głębokie wody gruntowe | 38 |
| B-d. Sztuczne wody gruntowe | 42 |

| | Str. |
|--|------|
| VI. UJĘCIE WODY | 42 |
| 1. Ujęcie wody deszczowej | 42 |
| 2. Ujęcie wody ze zbiorników i jezior | 44 |
| 3. Ujęcie wody rzecznej | 52 |
| 4. Ujęcie wody źródlanej | 65 |
| 5. Ujęcie wód gruntowych | 69 |
| 6. Sztuczna woda gruntowa | 96 |
| VII. OCZYSZCZANIE WODY | 102 |
| 1. Uwagi ogólne | 102 |
| 2. Odbarwianie wody | 103 |
| 3. Usuwanie zapachu i smaku | 103 |
| 3-a. Węgiel aktywny | 104 |
| 3-b. Chlorowanie | 106 |
| 4. Usuwanie zanieczyszczeń zawieszonych | 106 |
| 4-a. Rodzaj zawiesin | 106 |
| 4-b. Oczyszczanie na kratach i sítach | 107 |
| 4-c. Oczyszczanie mechaniczne w osadnikach | 107 |
| 4-d. Oczyszczanie przy pomocy osadników i środków chemicznych | 109 |
| Strącanie przy pomocy wapna | 109 |
| Sole żelaza | 110 |
| Strącanie przy pomocy soli glinu | 109 |
| Dawkowanie i urządzenia do mieszania | 111 |
| Osadnik | 112 |
| 5. Oczyszczanie przy pomocy filtracji | 115 |
| 5-a. Naturalna filtracja gruntowa | 115 |
| 5-b. Filtracja sztuczna | 115 |
| Piasek | 116 |
| 5-c. Rodzaje filtrów | 117 |
| 5-d. Filtry powolne | 117 |
| Oczyszczanie filtru | 125 |
| 5-e. Filtry pośpieszne | 126 |
| Filtry pośpieszne otwarte | 126 |
| Filtry pośpieszne zamknięte | 131 |
| 1. Płukanie odwrotne wodą z jednoczesnym wzruszaniem piasku mieszadłem | 131 |
| 2. Płukanie strumieniście piasku | 131 |
| 3. Płukanie powietrzne i wodne | 132 |
| 4. Płukanie odwrotne silnym strumieniem wody | 132 |
| 5-f. Skutek filtracji | 135 |
| 6. Odżelazianie | 135 |
| 6-a. Uwagi ogólne | 135 |
| 6-b. Urządzenia odżelazające | 136 |
| Otwarte urządzenia odżelazające | 136 |
| Sposób Oestena | 137 |
| Sposób Picfkego | 138 |
| Dysze rozpryskujące | 139 |
| Wtlaczanie powietrza | 140 |
| Odżelaziacze zamknięte | 142 |
| 7. Odmanganienie | 144 |
| 7-a. Uwagi ogólne | 144 |
| 7-b. Sposób chemiczno-mechaniczny | 144 |
| Napowietrzanie | 144 |
| Filtracja przez materiał zawierający brunatniak | 145 |
| 7-c. Chemiczne środki strącające | 145 |
| 7-d. Sposób biologiczny | 145 |
| 8. Odkwaszanie i odgazowanie | 147 |
| 8-a. Uwagi ogólne | 147 |
| 8-b. Odkwaszanie mechaniczne przy pomocy przewietrzania | 147 |

| | |
|---|------------|
| 8-c. Odkwaszanie chemiczne | 149 |
| Filtr marmurowy | 149 |
| Filtr magnezytowy | 150 |
| Filtr magno | 151 |
| Zastosowanie wodorotlenku wapnia | 151 |
| 8-d. Tworzenie ochronnej powłoki w rurach | 153 |
| 9. Zmiękczenie wody | 153 |
| 9-a. Uwagi ogólne | 153 |
| 9-b. Metody centralnego zmiękczenia wody | 153 |
| Zmiękczenie przy pomocy wapnia | 153 |
| Zmiękczenie przy pomocy wapnia i sody | 154 |
| Filtr permutytowy | 156 |
| Sposób przewapnowywania | 158 |
| Dezynfekcja wody | 159 |
| 10-a. Uwagi ogólne | 159 |
| 10-b. Gotowanie | 159 |
| 10-c. Promienie ultrafioletowe | 159 |
| 10-d. Ozonizacja | 160 |
| 10-e. Różne środki utleniające | 163 |
| 10-f. Chlorowanie | 163 |
| Podchloryny | 163 |
| Chlorek wapnia | 163 |
| Chlor gazowy | 164 |
| Zastosowanie metody chlorowania | 164 |
| Przyrząd do chlorowania | 164 |
| Urządzenia do bezpośredniego chlorowania | 166 |
| Chlorowanie wstępne, przechlorowywanie, zalety i wady chlorowania | 166 |
| 10-g. Chloramina | 167 |
| VIII. DOSTARCZANIE WODY DO SIECI | 168 |
| 1. Uwagi ogólne | 168 |
| 2. Doprowadzenie sposobem grawitacyjnym | 169 |
| 3. Sztuczne podnoszenie wody | 174 |
| Pompy wirnikowe | 175 |
| Pompy powietrzne | 184 |
| Taran hydrauliczny | 184 |
| 4. Stacja pomp | 185 |
| IX. GROMADZENIE WODY | 192 |
| 1. Zbiorniki wodociągowe | 192 |
| Pojemność | 194 |
| Położenie | 195 |
| Poziom , | 196 |
| Podział zbiorników | 197 |
| 2. Zbiorniki terenowe | 198 |
| Izolacja cieplna zbiornika ziemnego | 204 |
| Odwodnienie | 204 |
| Przewietrzanie | 204 |
| Uzbrojenie zbiornika | 205 |
| 3. Zbiorniki wieżowe | 207 |
| Kształt zbiornika na wieży | 208 |
| Izolacja cieplna zbiorników | 213 |
| Uzbrojenie zbiornika | 213 |
| Konstrukcja nośna zbiorników | 213 |
| 4. Rury stojące (kolumny wodne) | 214 |
| 5. Zastąpienie zbiorników wieżowych (Urządzenia hydroforowe) | 215 |
| Opis urządzenia i działania | 217 |
| Zasady projektowania | 219 |

| | |
|---|-----|
| X. SIEĆ ROZDZIELCZA | 224 |
| 1. Zaprojektowanie i obliczenie sieci wodociągowych przewodów tłocznych | 224 |
| 2. Przewody wodociągowe | 242 |
| Rury żeliwne | 243 |
| Połączenia rur żeliwnych, styki | 245 |
| Rury stalowe lub z żelaza kutego | 249 |
| Rury betonowe i żelbetowe | 252 |
| Rury azbestowo-cementowe (eternitowe) | 253 |
| Rury drewniane | 254 |
| XI. BUDOWA PRZEWODÓW WODOCIĄGOWYCH | 256 |
| Budowa przewodów | 261 |
| Węzły na rurach drewnianych i eternitowych | 265 |
| Montaż węzłów na przewodach drewnianych | 265 |
| Montaż węzłów na przewodach eternitowych | 266 |
| Układanie krzywoliniowej trasy | 266 |
| Montaż i opuszczanie syfonów | 267 |
| Przejście rurociągu po mostach | 269 |
| Przejście pod torami kolejowymi | 270 |
| Próba szczelności | 271 |
| Zasyпка wykopu | 272 |
| Przemycie i dezynfekcja przewodu | 272 |
| Uzbrojenie sieci | 273 |
| XII. DOMOWE URZĄDZENIA WODOCIĄGOWE | 275 |
| Przykład obliczenia przewodów w domu 5-piętrowym | 279 |
| Przepisy o sporządzaniu projektów | 280 |

P I Ś M I E N N I C T W O

1. *Lueger-Weyrauch* — Die Wasserversorgung der Städte, 1914 r. 2 t.
2. *Smreker O.* — Die Wasserversorgung der Städte, 1914 r.
3. *Prinz* — Handbuch der Hydrologie, 1923 r.
4. *Klut* — Trink-und Brauchwasser, 1924 r.
5. *Brinkhaus* — Das Grundwasser, 1926 r.
6. *Brinkhaus* — Das Rohrnetz städtischer Wasserwerke, 1930 r.
7. *Gross* — Handbuch der Wasserversorgung, 1930 r.
8. *Keilhack* — Lehrbuch der Grundwasser-und Quellenkunde, 1935 r.
9. *Pengel-Bieske* — Der praktische Brunnenbauer, 1936 r.
10. *Lehr* — Das Trink-und Gebrauchswasser, 1936 r.
11. *Bieske* — Rohrbrunnen, 1938 r.
12. *Sierp, Splittgerben, Holthöfer* — Technologie des Wassers, 1939 r.
13. *Brix J., Heyd H., Gerlach E.* — Die Wasserversorgung, 1942 r.
14. *Vom Wasser* — Jahrbücher der Fachgruppe für Wasserchemie.
15. *Imbeaux* — Qualités de l'eau et moyens de correction.
16. *Water Works Practice* — The Williams and Wilkins Company.
17. *Water Works Handbook* — Compiled by Alfred Douglas Flinn, Robert Spur Weston and Clinton Lathrop Bogert.
18. *Babbitt and Doland* — Watersupplyengineering, 1936 r.
19. *Sprawocznik* — Wodoprowod i kanalizacja 1933 r.
20. *Falkowskij* — Sanitarno-techničeskoie oborudowanie zdaniij, 1938 r.
21. *Kaszkarow* — Wodosnabżenie, 1938 r.
22. *Abramow i Gieniew* — Wodosnabżenie, 1944 r.
23. *Gieniew* — Wodosnabżenie żeleznodorożnych stancij.
24. *Maliszewskij* — Oczistka pitiewoj wody.

ZW. 2127



505000000023136

WYDAWNICTWA MINISTERSTWA PRACY I OPARCIEM WYDARZANIOM

w sprzedaży

Cena zł

- „PHYSICAL PLANNING AND HOUSING IN POLAND” 290,—
 „PHYSICAL PLANNING AND HOUSING IN POLAND” 550,—
- Nr 1 — Prof. Dr F. Piaścik — „ODBUDOWA i PRZEBUDOWA WSI” 50,—
 Nr 2 — Inż. M. Łukaszewicz — „OGNIOTRWAŁE BUDOWNICTWO NA WSI” 100,—
 Nr 3 — „PROJEKTY ZAGRÓD WIEJSKICH” 300,—
 Nr 4 — Inż. W. Skoraszewski i inż. W. Karnas — „TABLICE TERMICZNE KONSTRUKCJI BUDOWLANYCH” 100,—
 Nr 5 — Inż. K. Rodkiewicz i inż. W. Skoraszewski — „KATALOG SPRZĘTU BUDOWLANEGO” 500,—
 Nr 6 — „SPRAWOZDANIE Z KRAJOWEJ KONFERENCJI ODBUDOWY WSI” 200,—
 Nr 7 — „PLANOWANIE PRZESTRZENNE — REGION LUBELSKI I” 830,—
 Nr 8 — Dr Inż. K. Wejchert — „MIASTECZKA POLSKIE JAKO ZAGADNIENIE URBANISTYCZNE” 1500,—
 Nr 9 — Dr Inż. S. Sienicki — „MATERIAŁY DO PROJEKTOWANIA ZAKŁADÓW PRZEMYSŁOWYCH :
 I. Produktów mlecznych,
 II. Przetworów owocowych i warzywnych,
 III. Przetworów mięsnych i bekonów” 600,—
- Nr 10 — Inż. Z. Warchałowska-Kietlińska — „MIERNICTWO NA USŁUGACH INŻYNIERII” 450,—
 Nr 11 — Prof. Dr T. Tołwiński — „URBANISTYKA”, Tom I 1200,—
 Nr 12 — Inż. J. Kamler — „INSTALACJE CIEPLEJ WODY” 1030,—
 Nr 13 — Prof. Inż. J. Galer — „CEGIELNIE POŁOWE i ROLNICZE” 260,—
 Nr 14 — „ANALIZA ROBÓT BUDOWLANYCH cz. I. — PODSTAWY ANALITYCZNE ROBÓT BUDOWLANYCH (wyczerp.) 2000,—
 Nr 15 — „PLANOWANIE PRZESTRZENNE — PLAN KRAJOWY I” 750,—
 Nr 16 — Inż. K. Dzięwoński — „ZASADY PRZESTRZENNEGO KSZTAŁTOWANIA INWESTYCJI PODSTAWOWYCH” 1000,—
 Nr 17 — Inż. J. Sawaszyński — „PRZECIWPÓŻAROWE ZAOPATRZENIE W ODRĘBY” 1050,—
 Nr 18 — Inż. F. Kopkowicz — „CIESIOŁKA WIEJSKA I MAŁOMIASTECZKOWA” 900,—
 Nr 19 — Prof. Dr T. Tołwiński — „URBANISTYKA”, Tom II 1200,—
 Nr 20 — Inż. J. Mokrzycki — „KATALOG TYPOWYCH PROJEKTÓW USTĘPÓW, DOŁÓW GNILNYCH, GNOJOWNI, ŚMIETNIKÓW, OCZYSZCZALNI” 1000,—
 Nr 21 — Prof. Dr K. Wóycicki — „WODOCIĄGI i KANALIZACJE, Tom I. WODOCIĄGI”

w druku:

- Inż. B. Brukalska — „ZASADY SPOŁECZNE PROJEKTOWANIA OSIEDLI MIESZKANIOWYCH”
 Inż. J. Jankowski — „INSTALACJE W DOMACH PODMIEJSKICH”
 Prof. Dr T. Tołwiński — „URBANISTYKA”, Tom III.
 Prof. Dr K. Wóycicki — „WODOCIĄGI i KANALIZACJE, Tom II. KANALIZACJE”.