

W sprawie obliczania sieci wodociągowych przewodów tłocznych.

Obliczanie sieci przewodów tłocznych wodociągowych przeprowadzane bywa zwykle w ten sposób, że przy zadanych (lub założonych) średnicach rurociągów przyjmuje się rozkład przepływów na poszczególne ciągi i drogą prób dochodzi do uzgodnień wysokości linii ciśnień w punktach węzłowych przez poprawianie odpowiednio i stopniowo przepływów. Obliczenie wymaga wprawy i jest dość żmudne z tego względu, że poprawki przyjmuje się dość dowolnie. Polegają one do pewnego stopnia na wyczuciu liczącego. Chcę tu podać metodę, która oparta na racjonalnych podstawach pozwala stosunkowo dość szybko dojść do rezultatów. Znajomość jej ułatwi inżynierowi rozwiązanie szeregu mniej lub więcej skomplikowanych zadań. Metodę opracował i podał jako propozycję Hardy Cross, pierwszy zastosował ją do obliczeń J. Doland, ostatnio zaś uprościł Gordon M. Fair. We wszystkich nowszych podręcznikach amerykańskich, traktujących o wodociągach, jest ona podawana i nosi nazwę metody Hardy Crossa.

Podstawowymi przyjęciami na których opiera się powyższy sposób obliczania sieci przewodów są powszechnie znane warunki przepływu wody: w sieci przewodów w każdym obwodzie zamkniętym suma zmian wysokości ciśnień jest równa zeru, zaś ilość wody płynąca do węzła 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 lub wysokości ciśnień w punktach węzłowych. Równania rozwiązuje się drogą prób.

Stosownie do używanych powszechnie wzorów na ruch burzliwy jednostajny, stratę ciśnienia można przedstawić w formie następującej: $h_0 = c \cdot v^n$ oznaczają tu c pewien współczynnik, v prędkość przepływu. Wobec tego, że przepływ $Q = F \cdot v$ — można stratę ciśnienia wyrazić w zależności od przepływu w postaci $h_0 = k \cdot Q^n$, 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. 1. Jeśli dla wiadomych średnic przy założonych przepływach Q_0 i Q'_0 straty na odcinku ABC i ADC są równe, względnie suma zmiany wysokości ciśnień w obwodzie ABCDA jest równa zeru, to założenie było prawdziwe. Jeśli obliczenie wykazuje różnicę, przepływy muszą być odpowiednio zmienione.

Metodę obliczenia ujmuje się matematycznie w sposób następujący:

$$\text{jeśli } h_0 - h'_0 = 0 \quad Q = Q_0 + Q'_0$$

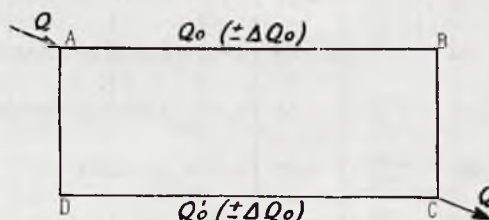
oznaczają tu: h_0 stratę na odcinku ABC, h'_0 stratę na odcinku ADC. Gdy założenie pierwotne jest obciążone pewnym błędem, będziemy mieli w wyni-

ku $h_0 - h'_0 \neq 0$ i należy wprowadzić poprawkę $+\Delta Q_0$, która zmieni przepływy na:

$$Q_0 + \Delta Q_0 \quad \text{i} \quad Q'_0 - \Delta Q_0$$

Wobec tego, że $h_0 = k \cdot Q^n$ możemy napisać:

$$h_0 - h'_0 = k(Q_0 + \Delta Q_0)^n - k'(Q'_0 - \Delta Q_0)^n = 0$$



Rys. 1.

Po rozwinięciu wyrażeń w nawiasach będziemy mieli:

$$k(Q_0^n + n \Delta Q_0 \cdot Q_0^{n-1} \dots) - k'(Q'_0^n + n \Delta Q_0 \cdot Q'_0^{n-1} \dots) = 0 \quad (1)$$

Ponieważ ΔQ_0 w porównaniu z Q_0 i Q'_0 jest stosunkowo małe, można bez dużego błędu pozostałe wyrazy rozwinięcia pominąć.

Rozwiązując ostatnie (1) wyrażenia względem ΔQ_0 , otrzymujemy:

$$\Delta Q_0 = \frac{k \cdot Q_0^n - k' \cdot Q_0'^n}{k n \cdot Q_0^{n-1} - k' n \cdot Q_0'^{n-1}} \quad (2)$$

Z uwagi na to, że poszczególne odcinki przewodów mogą się składać z rur o różnych średnicach, a więc o różnych stratach jednostkowych wysokości ciśnień, należy uogólnić zależność podaną ostatnio (2), przedstawiając ją w formie następującej:

$$\Delta Q_0 = - \frac{\sum k \cdot Q_0^n}{n \sum k \cdot Q_0^{n-1}} \quad (3)$$

Przy czym przy tworzeniu sumy w liczniku musimy uwzględnić kierunek przepływu, przyjmując np. za dodatni przepływ w kierunku ruchu wskazówki zegara, zaś odwrotny jako ujemny.

Wobec tego, że

$$k Q_0^n = h_0,$$

zaś

$$k Q_0^{n-1} = \frac{h_0}{Q_0}$$

wzór (3) można uprościć do kształtu:

$$\Delta Q_0 = - \frac{\sum h_0}{n \sum \frac{h_0}{Q_0}} \quad (4)$$

Przy użyciu do obliczeń straty spadku któregoś ze stosowanych u nas wzorów (Kuttera, Bazina,

TABELA 1a. Obliczenie rozdziału przepływów w obwodzie 1-9-8-7-6-zbiornik-5-4-3-2-1.

Węzeł	Ø mm	L m	Przepływ na po- czątku i końcu odcinka Q ₁ l/sek	Zuży- cie na odcin- ku Q ₀ l/sek	0,55 Q ₀	Pierwsze przybliżenie					Drugie przybliżenie					Trzecie przybliżenie			Przepływ na po- czątku i końcu odcinka Q l/sek
						Q'	I'	h'	h'/Q'	Δ'	Q''	I''	h''	h''/Q''	Δ''	Q'''	I'''	h'''	
1	150	380	11,03 10,50	0,53	0,29	+10,79	4,85	+1,84	0,171	-2,21	+8,58	3,20	+1,22	0,142	+0,27	+8,85	3,34	+1,27	9,09 8,56
9	"	290	9,84 9,43	0,41	0,23	+9,66	3,95	+1,15	0,119	-2,21	+7,45	2,48	+0,72	0,097	+0,27	+7,72	2,68	+0,78	7,90 7,49
8	125	335	0 0,08	0,08	0,04	-0,04	0	0	0	-2,21	-2,25	0,60	-0,20	0,089	+0,27	-1,98	0,46	-0,15	1,94 2,02
7	"	350	1,12 1,47	0,35	0,19	-1,31	0,20	-0,07	0,053	-2,21	-3,52	1,52	-0,53	0,151	+0,27	-3,25	1,30	-0,45	3,06 3,41
6	"	220	2,45 2,74	0,29	0,16	-2,61	0,82	-0,18	0,069	-2,21	-4,82	2,80	-0,62	0,129	+0,27	-4,55	2,47	-0,54	4,39 4,68
Zb	200	234	4,93 4,37	0,56	0,31	+4,68	0,20	+0,05	0,011	-2,21 -1,19	+1,28	0,01	0	0	+0,27 +0,09	+1,64	0,02	0	1,89 1,33
5	"	158	1,40 0,95	0,45	0,25	+1,20	0,01	0	0	-2,21 -1,19	+2,20	0,04	-0,01	0,005	+0,27 +0,09	+1,84	0,03	0	1,59 2,04
4	"	110	0,85 1,05	0,20	0,11	-0,96	0	0	0	-2,21 -1,19	-4,36	0,17	-0,02	0,005	+0,27 +0,09	-4,00	0,14	-0,02	3,89 4,09
3	"	150	13,63 14,18	0,55	0,30	-13,93	1,76	-0,26	0,019	-2,21	-16,14	2,30	-0,35	0,022	+0,27	-15,87	2,23	-0,33	15,57 16,12
2	"	213	15,15 15,63	0,48	0,26	-15,41	2,12	-0,45	0,029	-2,21	-17,62	2,74	-0,58	0,033	+0,27	-17,35	2,65	-0,56	17,09 17,57

$$\sum h' = +2,08 \quad \sum h'' = -0,37 \quad \sum h''' = 0,0$$

$$\sum \frac{h'}{Q'} = 0,471 \quad \sum \frac{h''}{Q''} = 0,673$$

$$\Delta' = \frac{2,08}{2 \times 0,471} = \frac{2,08}{0,942} = -2,21 \quad \Delta'' = \frac{-0,37}{2 \times 0,673} = \frac{-0,37}{1,346} = +0,27$$

TABELA 1b. Obliczenie rozdziału przepływów w obwodzie 3-4-5-zbiornik-10-11-12-13-14-15-3.

Węzeł	Ø mm	L m	Przepływ na po- czątku i końcu odcinka Q ₁ l/sek	Zuży- cie na odcin- ku Q ₀ l/sek	0,55 Q ₀	Pierwsze przybliżenie					Drugie przybliżenie					Trzecie przybliżenie			Przepływ na po- czątku i końcu odcinka Q l/sek
						Q'	I'	h'	h'/Q'	Δ'	Q''	I''	h''	h''/Q''	Δ''	Q'''	I'''	h'''	
3	200	110	1,05 0,85	0,20	0,11	+0,96	0	0	0	+1,19 +2,21	+4,36	0,17	+0,02	0,005	-0,09 -0,27	+4,00	0,14	+0,02	4,09 3,89
4	"	158	0,95 1,40	0,45	0,25	-1,20	0,01	0	0	+1,19 +2,21	+2,20	0,04	+0,01	0,005	-0,09 -0,27	+1,84	0,03	0	2,04 1,59
5	"	234	4,37 4,93	0,56	0,31	-4,68	0,20	-0,05	0,011	+1,19 +2,21	+1,28	0,01	0	0	-0,09	+1,64	0,02	0	1,33 1,89
Zb	125	290	5,67 5,42	0,25	0,14	+5,56	3,70	+1,07	0,192	+1,19	+6,75	5,60	+1,62	0,240	-0,27	+6,66	0,40	+1,56	6,77 6,52
10	"	180	2,96 2,84	0,12	0,07	+2,91	1,04	+0,19	0,065	+1,19	+4,10	2,05	+0,37	0,090	-0,09	+4,01	0,96	+0,35	4,06 3,95
11	"	200	1,46 1,37	0,09	0,05	+1,42	0,24	+0,05	0,035	+1,19	+2,61	0,82	+0,16	0,061	-0,09	+2,52	0,76	+0,15	2,56 2,47
12	"	379	0,18 0	0,18	0,10	+0,10	0	0	0	+1,19	+1,29	0,20	-0,07	0,054	-0,09	+1,20	0,17	+0,06	1,28 1,10
13	150	165	8,50 8,55	0,05	0,03	-8,53	3,15	-0,52	0,061	+1,19	-7,34	2,46	-0,40	0,054	-0,09	-7,43	0,46	-0,41	7,40 7,45
14	"	230	10,01 10,63	0,62	0,34	-10,35	4,45	-1,02	0,099	+1,19	-9,16	3,60	-0,83	0,091	-0,09	-9,25	0,76	-0,87	8,91 9,53
15	"	160	12,07 12,58	0,51	0,28	-12,35	6,40	-1,02	0,083	+1,19	-11,16	5,63	-0,90	0,081	-0,09	-11,25	0,40	-0,86	10,97 11,48

$$\sum h' = -1,30 \quad \sum h'' = +0,12 \quad \sum h''' = 0,0$$

$$\sum \frac{h'}{Q'} = 0,546 \quad \sum \frac{h''}{Q''} = 0,681$$

$$\Delta' = \frac{-1,30}{2 \times 0,546} = \frac{-1,30}{1,092} = +1,19 \quad \Delta'' = \frac{0,12}{2 \times 0,681} = \frac{0,12}{1,362} = -0,09$$

TABELA II. Straty ciśnienia w obwodach i rzędne linii ciśnień na węzłach.

Węzeł	⊙ mm	Odległość między węzłami L m	Przepływ na początku i na końcu odcin- ka l/sek	Q (obliczenio- we) l/sek	Spad ciśnienia I ‰	Spad ciśnienia h m	Rzędne linii ciśnienia m
St. p							178,90
1	200	195	26,66 26,66	26,66	6,20	1,21	177,69
2	"	213	17,57 17,09	17,35	2,65	0,56	177,13
3	"	150	26,12 15,57	15,87	2,23	0,33	176,80
4	"	110	4,09 3,89	4,00	0,14	0,02	176,78
5	"	158	2,04 1,59	1,84	0,03	0	176,78
Zb							176,78
6	125	220	4,68 4,39	4,55	2,47	0,54	176,24
7	"	350	3,41 3,06	3,25	1,30	0,45	175,79
8	"	335	2,02 1,94	1,98	0,46	0,15	175,64
9	150	290	7,49 7,90	7,72	2,68	0,78	176,42
1	"	380	8,56 9,09	8,85	3,34	1,27	177,69
Zb							176,78
10	125	290	6,77 6,52	6,66	5,40	1,56	175,22
11	"	180	4,06 3,94	4,01	1,96	0,35	174,87
12	"	200	2,56 2,47	2,52	0,76	0,15	174,72
13	"	379	1,28 1,10	1,20	0,17	0,06	174,66
14	150	165	7,40 7,45	7,43	2,46	0,41	175,07
15	"	230	8,91 9,53	9,25	3,76	0,87	175,94
3	"	160	10,97 11,48	11,25	5,40	0,86	176,80

Manninga), wykładnik potęgi $n = 2$. Wzór więc na poprawkę będzie wyglądał następująco:

$$\Delta Q_0 = - \frac{\sum h_0}{2 \sum \frac{h_0}{Q_0}} \quad (5)$$

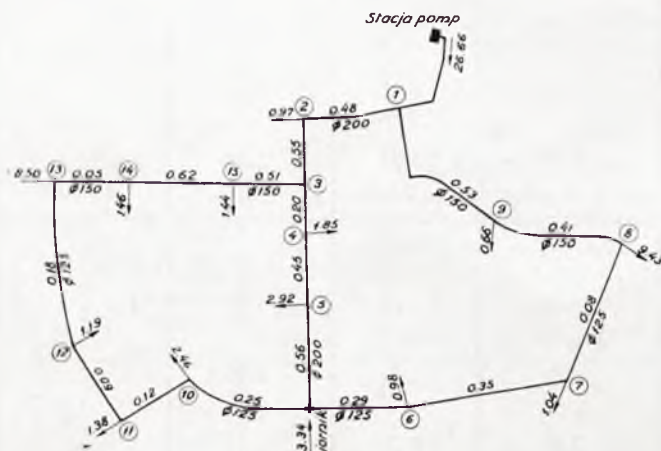
Do ostatecznego rezultatu dochodzi się stopniowo przez sukcesywne poprawki, aż spełni się warunek $h_0 - h'_0 = 0$. Obliczenie przeprowadzać

najlepiej w formie tabeli jak dla przytoczonego poniżej przykładu.

Sposób obliczenia sieci przewodów tłocznych wodociagowych przedstawia się następująco: Przede wszystkim należy trzymać się zasady możliwego uproszczenia rachunku. Z góry więc określamy jak rozdzielać się przepływy na ciągach bocznych, przyjmując, że zaopatrują one tylko przylegające do nich bloki mieszkalne, lecz nie uczestniczą w przewodzeniu przepływów poza granice przy-

legających do nich bloków. Sieć więc bocznych przewodów jakby rozrywamy, przy czym punkty podziału wybieramy tak, by woda miała jaknajbliższą drogę do przepłynięcia od magistrali. Przepływy w ciągach bocznych sumujemy idąc od punktów podziału do ciągu głównego. Dla przewodzenia wody na dalsze odległości, na całe miasto, ograniczamy układ rurociągów do szkieletu linii magistralnych (głównych ciągów). W rzeczywistości pracować będzie cała sieć, co spowoduje korzystniejszy rozkład ciśnień niż w przyjęciu pracy tylko ciągów głównych. Założenie jednak takie daje nam jakby pewien współczynnik bezpieczeństwa. Gdybyśmy chcieli zbalansować cały układ sieci przewodów miejskich, z uwzględnieniem wszystkich ciągów bocznych, należałoby wykonać olbrzymią pracę przeliczeniową zupełnie niewspółmierną z otrzymanym rezultatem. Ograniczenie obliczenia do przewodów magistralnych daje w rezultacie wyniki bardzo niewiele różniące się od rezultatów obliczenia, uwzględniającego pełną sieć przewodów wodociągowych.

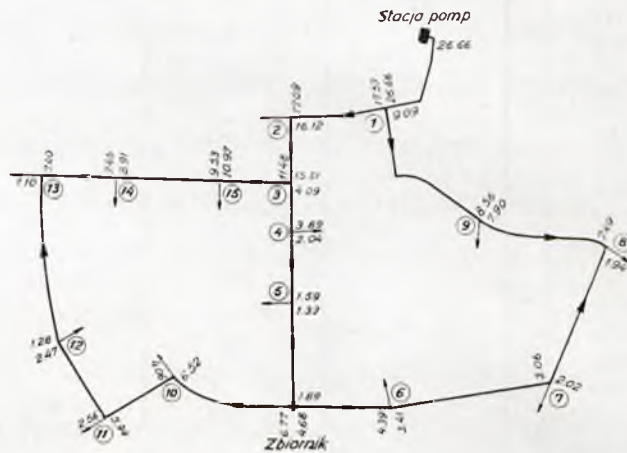
Jako przykład podaję obliczenie rozdziału wody i rozkładu ciśnień dla projektowanego układu przewodów w Białej Podlaskiej, w chwili maksymalnego rozbioru wody, gdy $\frac{2}{3}$ spożycia pokrywane jest ze stacji pomp, $\frac{1}{3}$ ze zbiornika (rys. 2, 3, 4 i 5).



Rys. 2. Rozbiór na odcinkach i w węzłach.

Inżyniera hydrotechnika interesuje bardzo, w jakim stopniu przewody wodociągowe w miarę lat pracy tracą swoją wydajność, względnie w jakim stopniu maleje współczynnik szorstkości k we

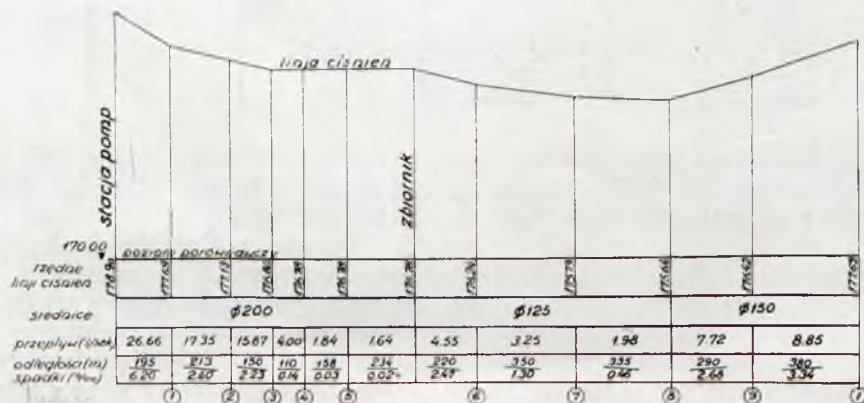
wzorze na przepływ wody. U nas w Polsce badania nad spadkiem wydajności przewodów w miarę czasu ich pracy, o ile wiem, przeprowadzane były w Warszawie, nigdzie jednak nie są one opublikowane. W Stanach Zjednoczonych Am. Północnej dzięki inicjatywie Water Works Association przeprowadzono w latach ostatnich na sieciach wodociągowych (wykonanych z rur żeliwnych smołowanych) kilkudziesięciu miast bardzo dużą ilość



Rys. 3. Obliczone przepływy w magistralach z pokazanymi kierunkami przepływu.

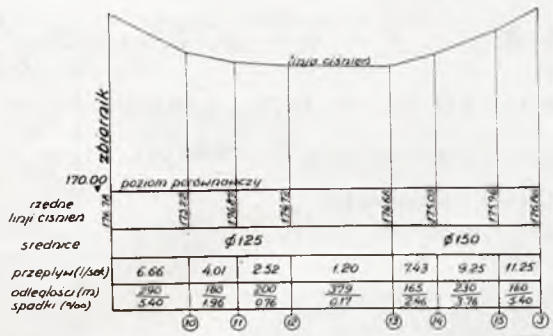
badan. Badania te dotyczyły przewodów, których praca trwa od 1 roku do 107 lat. Wyniki opublikowane są w „Journal of the American Water Works Association” 1936 r. Na podstawie ogłoszonych danych, po przeliczeniu wartości współczynnika szorstkości C wzoru stosowanego w St. Zjednoczonych Williams - Hazena na współczynnik k wzoru Manninga, doszedłem do zależności między ilością lat pracy przewodu i jego wydajnością, wyrażoną współczynnikiem szorstkości, przez naniesienie na wykres szeregu punktów, które odpowiadają stosownie do pomiarów latom pracy badanego przewodu i jego współczynnika szorstkości. Wypośredkowaną krzywą zależności podaję na rys. 6. Zależność ta odpowiadałaby warunkom średnim, nie uwzględniającym specjalnych właściwości miejscowych czynników, da się ona przedstawić w podziałce logarytmicznej linią prostą (rys. 7), co pozwala ustalić następujący wzór:

$$k = 130 - 13 L^{0.43} \quad (6)$$



Rys. 4. Skrócony profil linii ciśnień w obwodzie: stacja pomp — węzeł 1 — zbiornik — ciąg obiegowy 6—7—8—9—1.

gdzie k — współczynnik do wzoru Manninga, zaś L — ilość lat pracy rurociągu żeliwnego.



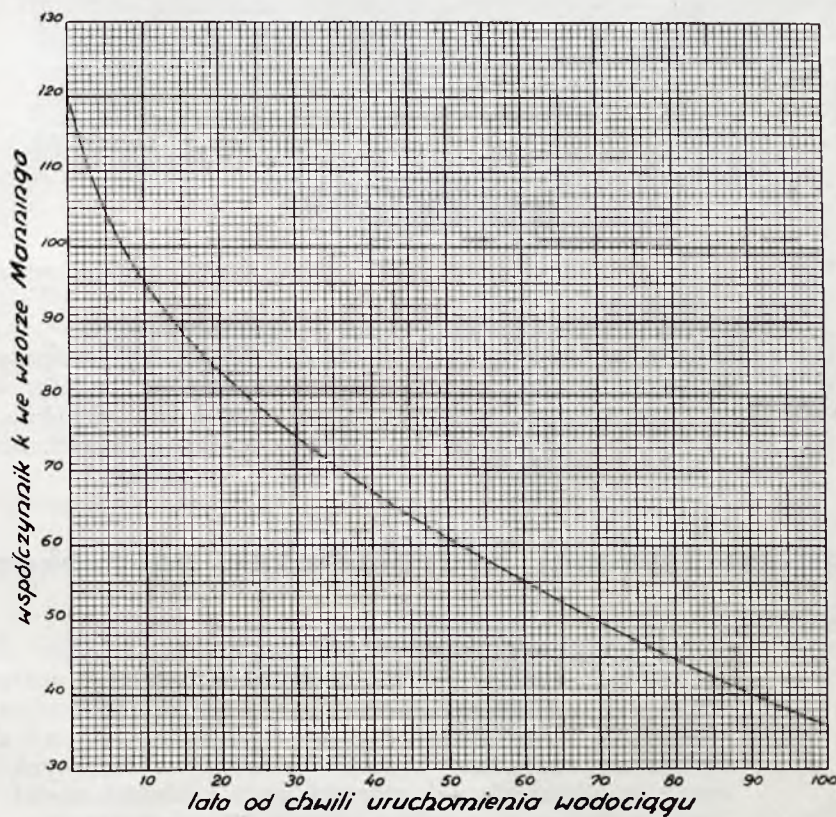
Rys. 5. Skrócony profil linii ciśnień dla ciągu obiegowego: zbiornik — węzły 10—11—12—13—14—15—3.

Przytoczone daty pozwalają jeszcze na wykreślenie drugiej zależności (rys. 8) straty wydatku

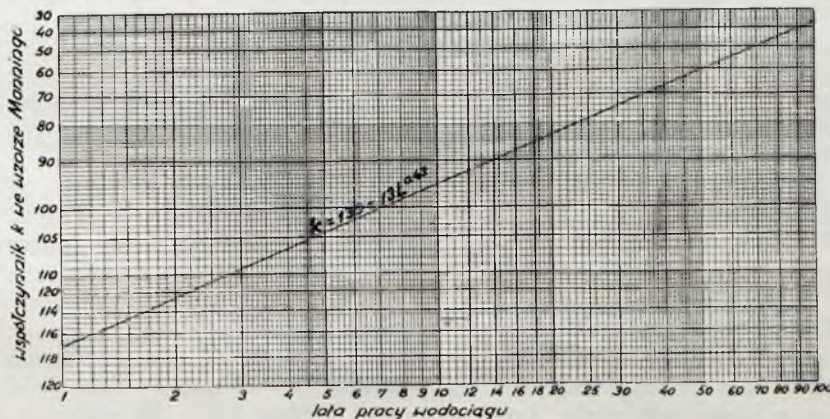
przewodu po 30-letnim okresie pracy w odniesieniu do wskaźnika pH (pondus hydrogenii) koncentracji jonów wodorowych w wodzie, to jest wskaźnika alkaliczności względnie kwasowości wody.

Kwas (lub zasada) rozpuszczony w wodzie ma skłonność do dysocjacji na jony wodorowe i jony składnika. Nie wszystkie kwasy (względnie zasady) jonizują w tym samym stopniu. Taki kwas, który wywołuje silną jonizację nosi nazwę silnego kwasu, względnie odwrotnie. Agresywność kwasu zależy nie tyle od jego koncentracji w wodzie, ile od całkowitej ilości w jednostce objętości zjonizowanego wodoru. To samo odnosi się do zasad i soli. Stopień jonizacji nazwano koncentracją jonów wodorowych wyrażaną symbolem pH , który oznacza logarytm odwrotności wagi jonów wodorowych w gramach na jeden litr.

W roztworze, iloczyn z koncentracji jonów wodorowych H i jonów wodorotlenku OH jest wartością stałą (koncentracja jonów H x koncentracja jonów $OH = constance$). Woda czysta jest neutralną i jej koncentracja jonów wodorowych wyraża się przez $pH = 7$. Wartość pH powyżej 7 wskazuje na nadmiar OH jonów lub na alkalicz-



Rys. 6. Zależność pomiędzy ilością lat pracy przewodu żeliwnego i współczynnikiem k wzoru Manninga.



Rys. 7. Zależność pomiędzy ilością lat pracy przewodu żeliwnego i współczynnikiem k wzoru Manninga

ność wody; poniżej 7, na nadmiar H jonów, względnie kwasowość wody.

Określenie wartości pH wykonuje się przy pomocy potencjometra lub dużo prościej przy pomocy metody kolorometrycznej, barwienia papierków nasyconych pewnymi solami.

Z wykresu (6) odczytujemy, że współczynnik szorstkości wynosi średnio po:

20 latach	83,0
25 „	78,5
30 „	74,0

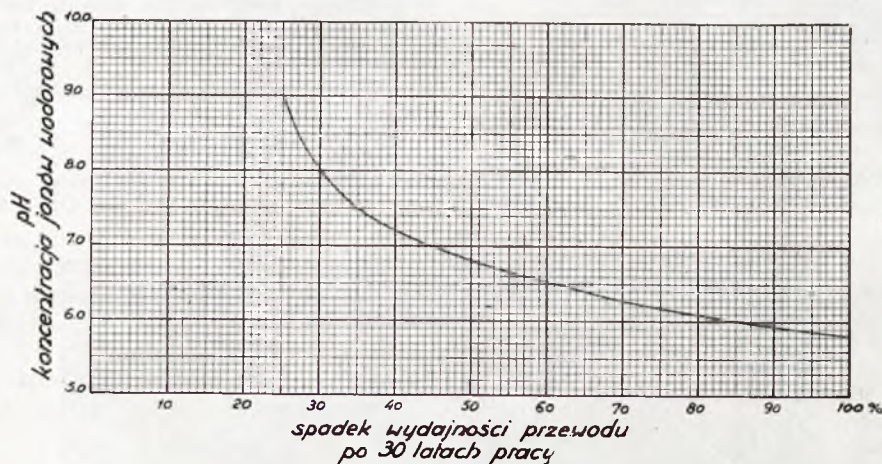
Nomogram w postaci siatki linii prostych w podziałce logarytmicznej obliczono na podstawie równań:

$$v = k \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2}; \quad Q = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot v; \quad ik^2 = 10,29 \frac{Q^2}{D^{10/3}}$$

$$\lg i = 2 \lg Q - \frac{16}{3} \lg D - 2,79376$$

$$\lg i = 2 \lg v - \frac{4}{3} \lg D - 3,00343$$

W których oznaczają:
 v — prędkość wody,



Rys. 8. Spadek wydatku przewodu po 30-letnim okresie pracy w odniesieniu do wskaźnika pH .

Przyjąwszy w zaokrągleniu współczynnik szorstkości $k = 80$ obliczyłem dla rur żeliwnych smolowanych nomogram do wzoru Manninga i podaję go tutaj dla użytku projektujących sieci wodociągowe.

Q — przepływ wody,
 R — promień hydrauliczny,
 D — średnica przewodu,
 i — spadek linii ciśnienia,
 k — współczynnik szorstkości ($= 80$).

Ogólny pogląd na stosunki hydrologiczne na rzekach w Polsce w roku 1938.

W celu udostępnienia jak najszerszym kołom czytelników wglądu w przebieg zjawisk hydrologicznych na rzekach naszego kraju, zjawisk, mających podstawowe znaczenie dla gospodarki wodnej, Redakcja w porozumieniu z Instytutem Hydrograficznym przystępuje do systematycznego ogłaszania na łamach czasopisma wyników bieżących obserwacji stanów wody na główniejszych stacjach sieci wodowskazowej, jak również ogólnych poglądów na przebieg zjawisk hydrologicznych.

Poniżej zamieszczony komunikat Działu Sygnalizacji Instytutu Hydrograficznego podaje ogólny pogląd na przebieg zjawisk hydrologicznych w 1938 roku.

Całoroczny odpływ w roku 1938 w dorzeczu Górnej Wisły, Dniestru i Prutu nie wiele różnił się od przeciętnego odpływu z ostatnich 5 lat. Na pozostałych rzekach w kraju odpływ był wybitnie ubogi, szczególnie w drugiej połowie roku; na Warcie niedobór wystąpił z początkiem lata. Podane niżej zestawienie porównawcze średnich i skrajnych wartości z roku 1938 z wartościami przeciętnymi z okresu 1933 — 1937, oraz wykresy przebiegu stanów wody ilustrują długotrwałość niedoboru odpływu. Dla Warty, gdzie cały okres 1933 — 1937 był okresem o bardzo małym odpływie, podano w uwadze do tabelki różnice w stosunku do warto-

ści z okresu dziesięcioletniego. Na wykresie oznaczono poziomymi liniami przerywanymi średnie stany z okresu 1933 — 1937.

Z początkiem stycznia 1938 r. panowały na ogół stany niskie, a większość rzek była pokryta lodem. Grubość powłoki lodowej wahała się przeciętnie od kilku do dwudziestu kilku centymetrów.

Grubość warstwy śniegu wynosiła w pierwszych dniach stycznia w górach oraz na Wileńszczyźnie około 40 cm, w pozostałej zaś części kraju przeciętnie 20 cm. Poziom wód gruntowych był na ogół bardzo niski. W połowie stycznia pod wpływem ocieplenia się powietrza (15. I. Kraków