

bowania, oddaje zaś nadmiar energii zakładowi pompowemu. Nadmiar ten zostaje obrócony na pompowanie wody na pewną wysokość, z której woda następnie spływa na turbiny. W całym tym obiegu straty energii wynoszą przeciętnie 40%, tak iż z energii włożonej w pompowanie zostaje uzyskanych około 60%. Wykreślamy w górę krzywą sumowania nadmiaru energii (rys. 93) jako sumę pól leżących ponad najniższym punktem wykresu. Podobnie sumujemy w dół pola szczytów, od punktu najwyższego szczytu począwszy. Punkt przecięcia obu krzywych znajdzie się tam, gdzie suma dobowych braków będzie równa sumie dobowych nadmiarów energii. Poziomem, na którym leży punkt przecięcia, będzie określona stała moc, jaka jest potrzebna dla krycia całego wykresu zapotrzebowania energii, włączwszy w to straty na zakładzie pompowym. Odcięta wyrazi nam sumę kWh lub—przy znanym przeciętnym spadzie na zbiorniku—sumę m^3 wody, jaka musi być dla wyrównania zmagazynowana w zbiorniku.

W krzywej sumowania nadmiaru energii musimy uwzględnić straty na całym obiegu w sposób następujący.

Sumy nadmiaru energii wyrażamy w objętościach rzeczywiście dopompowanej wody, przy uwzględnieniu strat w transformatorze, motorze, pompie i rurociągu. Współczynniki sprawności urządzeń w przybliżeniu są następujące: transformator 0,98, motor 0,96, pompa 0,86, rurociąg 0,99. Ogólny współczynnik sprawności wynosi zatem około 0,801. Aby otrzymać ilość wody rzeczywiście podniesionej przy użyciu nadmiaru energii, trzeba zatem nadmiar ten pomnożyć przez współczynnik 0,80. Sumy braku energii szczytowej musimy wyrazić również w ilości wody, uwzględniając współczynniki sprawności urządzeń do produkcji energii. Są one przeciętnie takie: dla rurociągu 0,97, turbiny 0,89, generatora 0,965, transformatora 0,98. Ogólna sprawność wynosi zatem około 0,912 i przez ten współczynnik należy podzielić ilość wody teoretycznie potrzebnej dla uzyskania wymaganej energii, lub pomnożyć przez odwrotność współczynnika, tj. przez 1,22 (gdyż dla pokrycia strat trzeba użyć więcej wody niż wynikałoby to z czysto teoretycznego obliczenia).

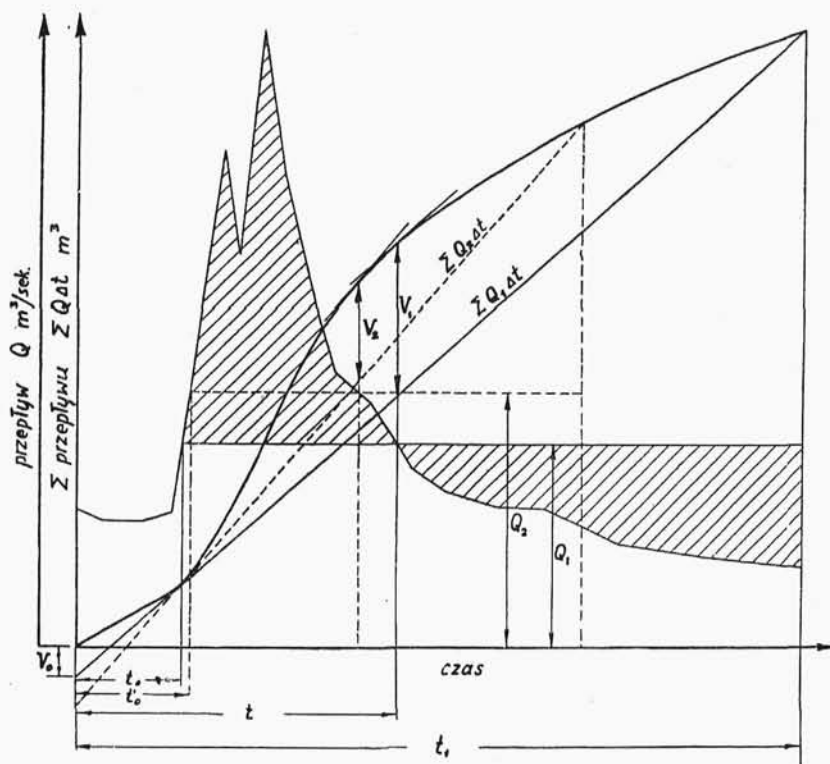
2. Zbiorniki powodziowe.

Do ujęcia fali powodziowej w celu obniżenia wezbrań może służyć każdy zbiornik, przeznaczony zasadniczo do innego celu. W tym wypadku urządzenia do przeprowadzenia przez zbiornik zmniejszonej fali powodziowej są sterowane, a wydatek urządzeń obliczony na przeprowadzenie maximum fali. Drugim typem zbiornika jest zbiornik przeznaczony wyłącznie do ujęcia fali powodziowej, a zatem nie sterowany

lecz działający automatycznie. Gdy w pierwszym typie tylko część pojemności zbiornika jest przeznaczona na ujęcie wody powodziowej i część ta poza okresami powodzi może być przyłączona do części użytkowej, w drugim wypadku cała pojemność zbiornika jest przeznaczona na przyjęcie fali powodziowej bez żadnej części użytkowej (zbiornik po przejściu powodzi jest pusty). Odpowiednio do tych dwóch wypadków obliczenie potrzebnej pojemności przedstawia się w sposób różny.

Typ I.

Niech na rys. 94 krzywa przedstawia falę powodziową, wyrażoną w funkcji przepływu (m^3/sec) i czasu. Koryto naturalne czy też uregulowane niech będzie w stanie odprowadzić ilość $Q_1 m^3/sec$.



Rys. 94.

Określenie pojemności zbiornika potrzebnej do uchwycenia fali powodziowej.

Cała objętość jaka przepłynie rzeką ponad Q_1 musi być ujęta w zbiorniku. Zatem pole pod krzywą fali powodziowej a nad poziomą, poprowadzoną w odległości Q_1 nad osią czasu, przedsta-

wia potrzebną pojemność zbiornika. Wykreślmy krzywą sumowania dopływu wody oraz prostą sumowania odpływu Q_1 . Prosta ta będzie styczna do krzywej sumowania dopływu w punkcie odpowiadającym naturalnemu przepływowi w rzece w ilości Q_1 . Największa pojemność zbiornika okaże się w momencie, gdy po przejściu kulminacji wezbrania ilość przepływu w rzece zmaleje z powrotem do Q_1 . Styczna w tym punkcie do krzywej sumowania dopływu będzie zatem znów równoległa do prostej sumowania Q_1 . Gdyby odpływ Q_1 ze zbiornika trwał dalej, to istniałby przez czas t_1 aż do momentu, gdy sumy dopływu do zbiornika i odpływu ze zbiornika się zrównają, czyli gdy prosta sumowanego odpływu przetnie się z krzywą sumowanego dopływu. Dla założonego innego odpływu w ilości Q_2 wypadną odmienne pojemności zbiornika i czasy opróżnienia.

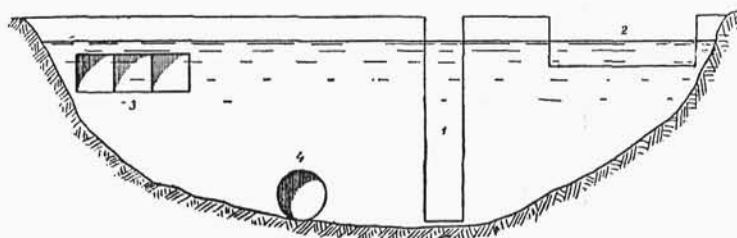
Gdyby rozpocząć opróżnianie zbiornika wypuszczając Q_1 m³/sek zanim jeszcze taka ilość przepływu w rzece się pojawi, objętość wypuszczonej ze zbiornika wody wyrazi się różnicą rzędnych między krzywą sumowania dopływu a prostą sumowania odpływu i w czasie t_0 wyniesie V_0 m³. O ile więc, uprzedzając wezbranie na t_0 godzin przed nadejściem niebezpiecznej części fali wezbrania, zaczniemy opróżniać zbiornik, wypuszczając do rzeki w ciągu tego czasu stale dopuszczalne maximum Q_1 , wypuścimy w sumie V_0 m³ z użytkowej części i o tyle możemy zmniejszyć część powodziową zbiornika.

Typ II.

Jeśli zbiornik służy wyłącznie dla uchwycenia fali powodziowej i zniesienia jej szczytu, tak że jest on w czasie niskich i średnich stanów wody w rzece pusty, muszą być wykonane w zaporze takie urządzenia, któreby pozwalały automatycznie przepuszczać przez zaporę wodę w czasie niższych stanów, a zatrzymywać tylko szkodliwą część fali powodziowej. Urządzeniami tymi mogą być (rys. 95): 1) otwarte aż do korony zapory przepusty (śluzy), 2) na pewnym poziomie założone otwarte przelewy, 3) lewary, wreszcie 4) przepusty o zamkniętym przekroju, założone w dnie doliny.

Otwarte u góry przepusty (śluzy) mają krzywą przepływu objętości paraboliczną o wklęsłości zwróconej ku dołowi (rys. 96). Przepust otwarty daje zatem przy niskich stanach wody w zbiorniku małe wydatki, które następnie gwałtownie rosną przy podnoszeniu się tego poziomu. Przelewy mają tę samą niekorzystną właściwość z tą tylko różnicą, iż parabola ich wydatku zaczyna się na pewnym poziomie, wyższym od poziomu dna. Parabola lewarów ma przebieg korzystniejszy, ale również zaczyna się na pewnym pozio-

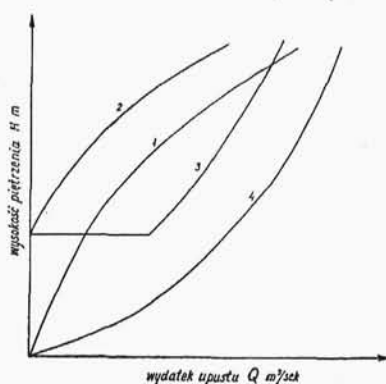
mie ponad dnem, wydatek zaś nie rośnie od zera lecz od pewnej początkowej wartości. Upusty o przekroju zamkniętym mają krzywą konsumpcyjną, w której wydatek początkowo silnie wzrasta, lecz przy wyższych poziomach wody w zbiorniku wzrost wydatku staje się



Rys. 95.

Urządzenia umożliwiające opróżnianie zbiornika.

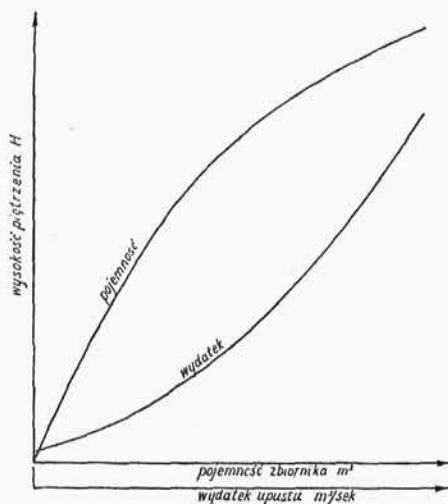
co raz słabszy i dąży do ustalenia się. Z tego przeglądu możliwych do wykonania urządzeń do automatycznego przepuszczania wielkiej wody wynika, iż tylko upusty o zamkniętym przekroju nadają się do samoczynnego powstrzymywania szczytu fali powodziowej. Wykreślnie i cyfrowe obliczenie potrzebnej pojemności zbiornika przedstawia się w tym wypadku jak następuje.



Rys. 96.

Krzywa objętości przepływu przez otwory podane na rys. 95.

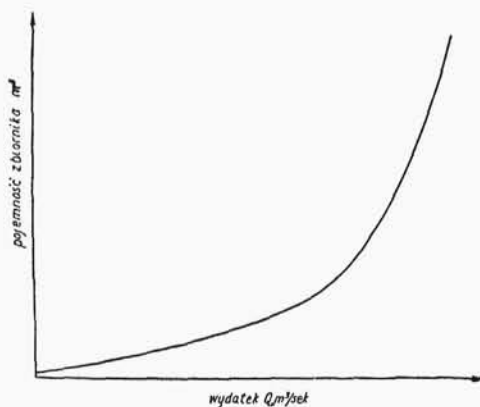
Wykreślmy (rys. 97) dwie krzywe: pojemności zbiornika oraz wydatku upustu w zależności od poziomu piętrzenia dla znanych rozmiarów upustu. Na podstawie znajomości tych dwu krzywych, możemy wykreślić krzywą związku między wydatkiem upustu i pojemnością zbiornika (rys. 98). Oznaczamy ilość wody zamagazyno-



Rys. 97.

Krzywe pojemności zbiornika i wydatku upustu.

wanej w zbiorniku przez V , dopływ w jednostce czasu [przez Q_d , odpływ przez Q_o . Obieramy jakiś okres czasu tak krótki (np. 1, 2, 3 godz.), aby można było założyć, że tak dopływ jak i odpływ w tym okresie jest jednostajny.

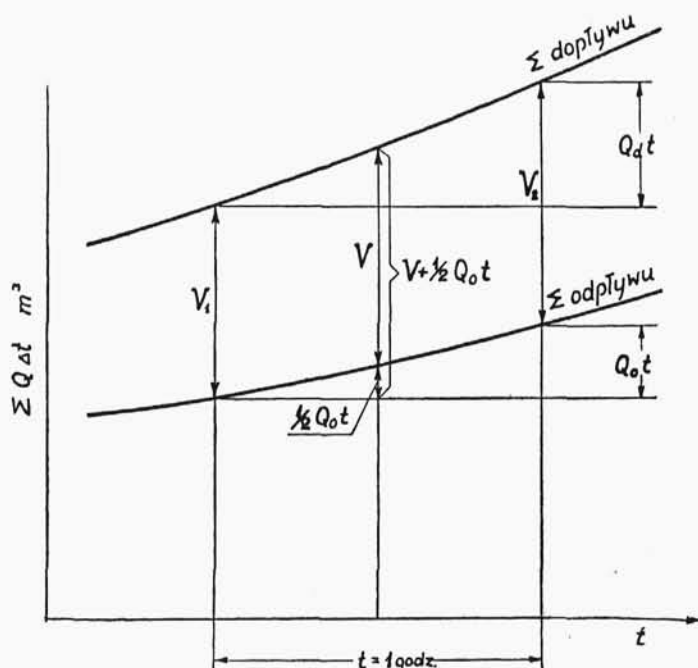


Rys. 98.

Krzywa związku między pojemnością zbiornika i wydatkiem upustu.

Na rys. 99 widzimy, że gdy w okresie czasu t ilość wody zamagazynowanej wzrasta z V_1 na V_2 , i przeciętnie wynosi V , to suma: $V_1 + Q_d t = V_2 + Q_o t$.

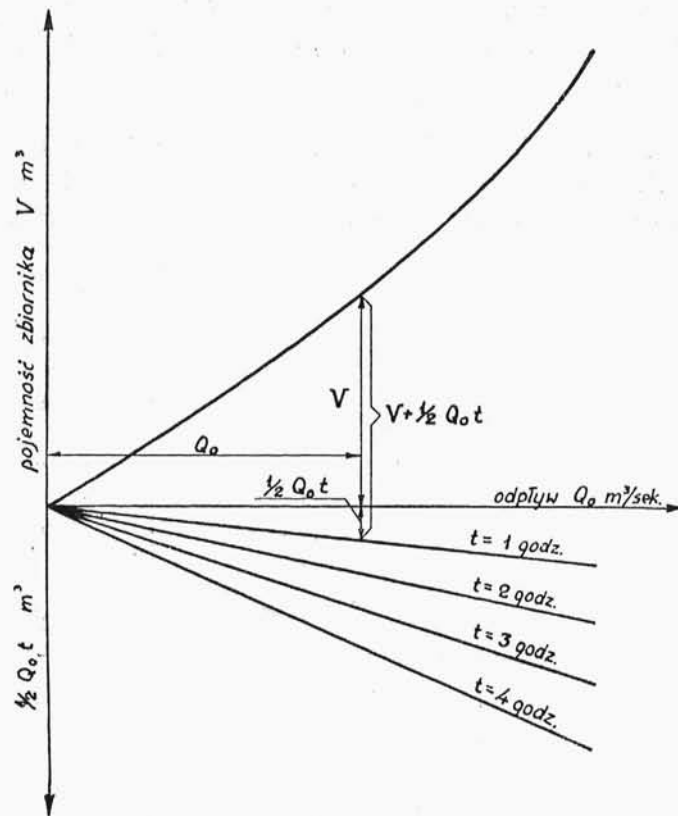
Wykreślmy (rys. 100) powyżej osi odciętych zależność między odpływem a pojemnością zbiornika, poniżej tejże osi — zależność między odpływem a wartością iloczynu $\frac{1}{2} Q_o t$ dla krótkich okresów czasu, np. 1, 2, 3 godz., która to zależność przedstawia się jako wiązka prostych. Od wykresów tych możemy przejść dla każdego z rozpatrywanych czasów do wykresu przedstawionego na rys. 101.



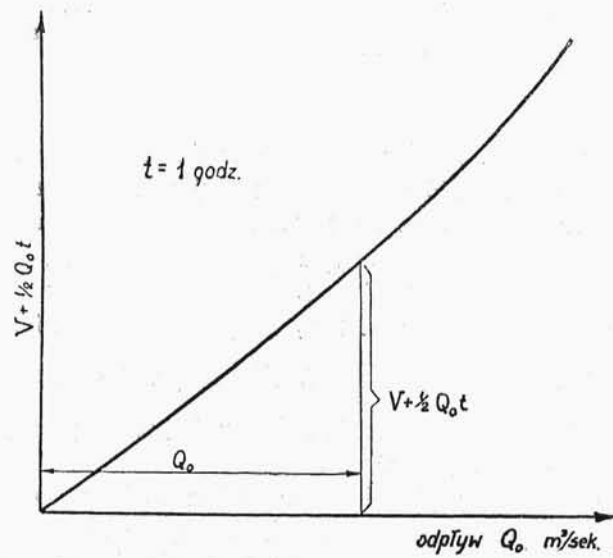
Rys. 99.

Wykreśliwszy na rys. 99 krzywą sumowania znanego nam dopływu i znając początkową ilość zamagazynowanej wody V_1 oraz założywszy pewien okres czasu, np. $t = 1$ godz., znajdziemy z tego wykresu w połowie czasu t sumę: $V + \frac{1}{2} Q_o t$. Szukając tej samej wartości odcinka na wykresie rys. 100, znajdziemy odpowiadające mu wartości odpływu oraz sumy $\frac{1}{2} Q_o t$. W ten sposób wyznaczmy ilość wody V_2 zamagazynowanej w końcu okresu t i możemy przystąpić do obliczenia następnej objętości: V_3 .

Ta sama metoda wykresna czy cyfrowa obliczenia da się zastosować do obliczenia czasu opróżniania się zbiornika przy stałym czy zmiennym równoczesnym dopływie wody do zbiornika i przy



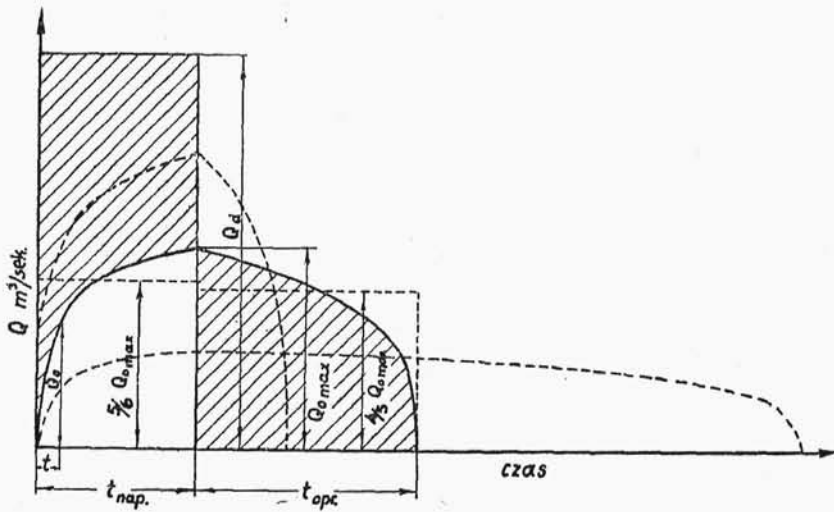
Rys. 100.



Rys. 101.

znanych rozmiarach upustu. Wtedy oczywiście V_2 będzie mniejsze od V_1 , lecz tok obliczenia pozostaje bez zmiany.

Obliczenia powyższe wymagają ustalenia rozmiarów upustu i założenia współczynnika oporów w upuszcie. Obliczenie to zatem musi być wykonane próbami dla stwierdzenia, czy przyjęty przekrój nie przepuści zbyt dużych lub zbyt małych ilości wody powodziowej. Pewne wskazówki, dotyczące się potrzebnej pojemności zbiornika, a tym samym max. poziomu piętrzenia i zarazem rozmiarów upustu, uzyskać można rachunkiem przybliżonym.³⁴⁾



Rys. 102.

Jeśli założymy, że fala powodziowa będzie miała kształt prostokątny, tj. że w czasie t_{nap} i t_{opr} będzie płynęła stała ilość wody (rys. 102), że następnie wzrost pola zalewu w zależności od wysokości piętrzenia h wyrazi się wzorem: $A = c h^{\frac{3}{2}}$ gdzie c jest pewną stałą dającą się w każdym wypadku określić. Z całki wyrazu Adh w granicach od zera do h wynika, iż pojemność można wyrazić wzorem:

$$Q = \frac{2}{5} c h^{\frac{5}{2}} \quad (24).$$

Z warunku ciągłości wynika, iż w nieskończenie małym przedziale czasu dt dopływ wody do zbiornika musi się równać sumie odpływu ze zbiornika w tymże czasie i wzrostu pojemności, a zatem: $Q_d dt = Q_o dt + Adh$. Wstawiając na A wartość poprzednio podaną

³⁴⁾ Sherman M. Woodward, Hydraulics of the Miami Flood Control Project, Dayton, Ohio, 1920.

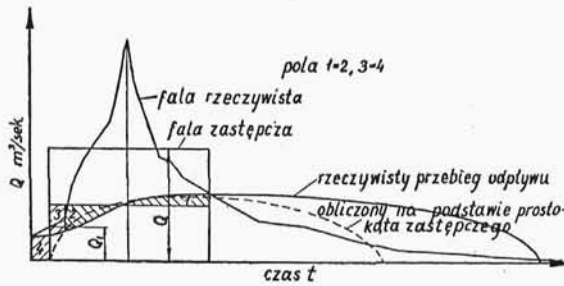
oraz zakładając, że $Q_0 = k h^{\frac{1}{2}}$, po scałkowaniu równania i rozwinięciu całki w szereg otrzymamy dla różnych stosunków maksymalnego odpływu do przeciętnego dopływu ($Q_{0 \text{ max}} : Q_{d \text{ przec}}$) stosunek odpływu przeciętnego do maksymalnego podany w następującej tabeli.

Tabela 8.

$Q_{0 \text{ max}} : Q_{d \text{ przec}}$	$Q_{d \text{ przec}} : Q_{0 \text{ max}}$
0 : 1	$\frac{5}{6} \times 1,000$
1 : 8	$\frac{5}{6} \times 1,003$
1 : 4	$\frac{5}{6} \times 1,007$
3 : 8	$\frac{5}{6} \times 1,012$
1 : 2	$\frac{5}{6} \times 1,018$
5 : 8	$\frac{5}{6} \times 1,027$
3 : 4	$\frac{5}{6} \times 1,037$
1 : 1	$\frac{5}{6} \times 1,200$

Z zestawienia powyższego wynika, że dla dużych retencji, tj. małej cyfry stosunku maximum odpływu do przeciętnego dopływu, przeciętny odpływ jest równy prawie dokładnie $\frac{5}{6}$ max. odpływu. Stosunek ten pogarsza się przy małej retencji i małym wyrównaniu.

Z całkowania sum odpływu w czasie opróżniania się zbiornika obliczyć można, że odpływ przeciętny wynosi $\frac{4}{5}$ odpływu max., a stąd obliczyć można także czas opróżnienia się.



Rys. 103.

Krzywe odpływu obliczone metodą kolejnych sumowań.

Rzeczywiste fale wezbrania mają kształt różny od prostokąta i raczej zbliżają się do trójkąta równoramiennego. Dla takiego kształtu w czasie napełniania się zbiornika przeciętny odpływ będzie stanowił nie $\frac{5}{6}$ lecz $\frac{3}{4}$ max. odpływu.

Rys. 103 przedstawia krzywe odpływu obliczone metodą ko-

lejszych sumowań oraz regułą $\frac{5}{6}$. Prostokąt równoważnościowy przyjęto tak, że początek jego znajduje się w miejscu, gdzie rzeką przepływa dopuszczalna ilość wody Q_1 , dość dowolnie blisko początku fali. Na ogół początek prostokąta powinien być tam, gdzie rzędna rzeczywistego dopływu równa się około $\frac{5}{6}$ odpływu maksymalnego.

Z wykresu widać, że obliczony czas opróżniania się zbiornika jest za krótki przy zastosowaniu metody przybliżonej, a to z powodu nieuwzględnienia tej części fali powodziowej, która się pojawiła przy równoczesnym opróżnianiu się zbiornika.

Przykład.

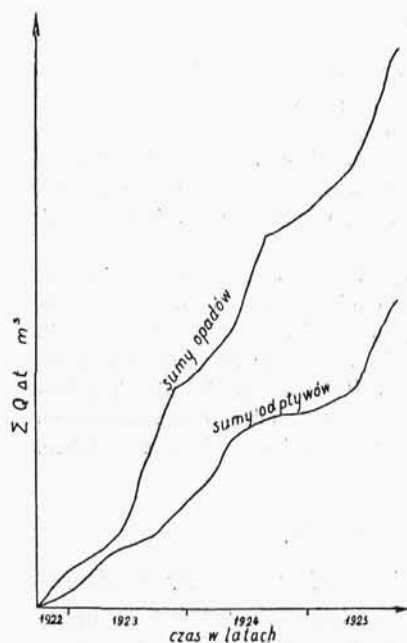
a) Załóżmy, że w ciągu 20 godz. dopływa do zbiornika po 2 milionów m^3 /godz, podczas gdy dopuszczalny dopływ wynosi 600000 m^3 /godz. Zachodzi pytanie jaka jest potrzebna pojemność zbiornika. Przeciętny dopływ będzie $\frac{5}{6} \times 600000 m^3$ /godz, tj. 500000 m^3 /godz, co w ciągu 20 godz. da w sumie 10 mil. m^3 . Ponieważ suma dopływu wynosi 20 godz. \times 2 mil. m^3 /godz = 40 mil. m^3 , a podczas napełniania się zbiornika odpłynęło 10 mil. m^3 , potrzebna pojemność zbiornika wynosi: 40 mil. — 10 mil. = 30 mil. m^3 .

b) Pojemność zbiornika 30 mil. m^3 , dopływ 20 godz. po 2 mil. m^3 /godz. Jaki będzie maksymalny odpływ oraz jaki czas opróżnienia się zbiornika. Sumaryczny odpływ w czasie napełniania się zbiornika będzie: 40 mil. mniej 30 mil. = 10 mil. m^3 , czemu odpowiada przeciętny odpływ w czasie 20 godz. równy 500000 m^3 /godz, a maksymalny $\frac{6}{5}$ tej wartości, tj. 600000 m^3 /godz. W czasie opróżniania się zbiornika po przejściu fali wezbrania odpływ przeciętny będzie $\frac{4}{5}$ odpływu maksymalnego, tj. $\frac{4}{5} \times 600000 m^3$ /godz = 480000 m^3 /godz. Czas opróżniania się będzie zatem: 3000000 : 480000 = 62,5 godziny.

3. Inne zastosowania krzywych sumowania.

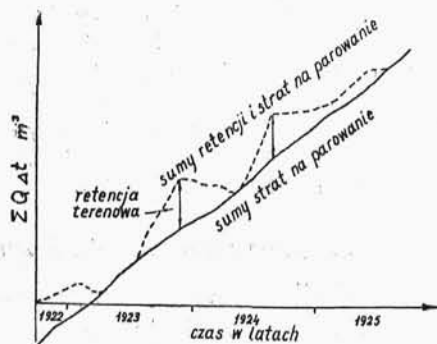
Jeśli narysujemy krzywą sumowania opadów w pewnym dorzeczu i następnie dla tego samego dorzecza krzywą sumowania przepływu wody w rzece (rys. 104), to różnica tych dwóch krzywych da nam krzywą sumowania ilości wody przesiąkającej w dolinę rzeki (o ile woda przesiąkająca mija punkt pomiarowy) oraz krzywą sumowania retencji terenowej dorzecza (tj. koryta rzeki) i znajdujących się w dorzeczu jezior, a w zimie śniegu i lodu (rys. 105). Wykreśliwszy tę krzywą różnicową jako odrębną krzywą sumowania, krzywą sumowania strat na parowanie możemy narysować znając: jakość gleby i jej rodzaj wegetacji, zmiany temperatury, deficyt wilgotności oraz natężenie wiatrów. Sprawdzeniem obliczenia sum parowania jest warunek, że suma parowania w ciągu dłuższego okresu czasu musi się równać różnicy rzędnych dla dwu najniższych punktów na krzywej różnicowej. Gdy pod krzywą różnicową wykreślimy krzywą sumowania strat na parowanie, otrzymamy jako różnicę rzędnych tych obu krzywych retencję terenową i śniegową lub lodową, zaś gdy dwie ostatnie retencje możemy wyeliminować na podstawie pomiarów śniegowych i zlodzenia w dorzeczu,

pozostanie retencja terenowa oraz znikoma retencja w korycie rzeki. Retencję jezior możemy również wyeliminować na podstawie pomierzonych wartości wahań w poziomie wody. Retencja terenowa wykazuje zmiany w zasobie wód gruntowych w dorzeczu, tj. tej części wód gruntowych, która w formie wód źródłanych czy wód spływających z drenów, ze ściółki leśnej itd. zasila rzeki poza okresami deszczowymi. Retencja może być sprawdzona wzorami Mailleta (Hydrologia, część II, str. 167 i nast.).



Rys. 104.

Krzywe sumowania opadów
i odpływów.

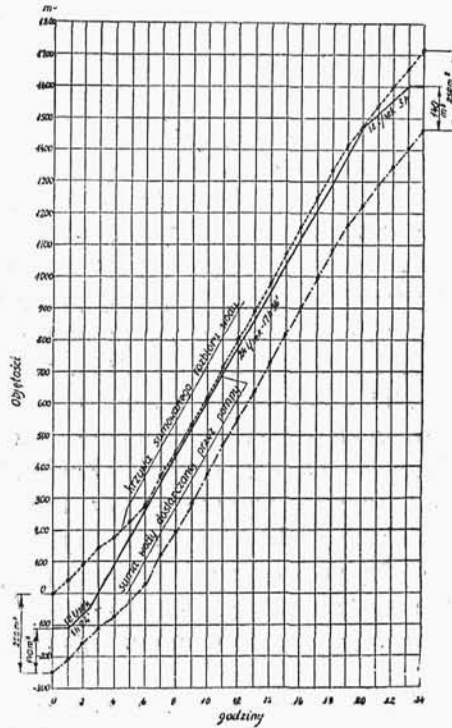


Rys. 105.

Krzywa sumowania retencji i strat na
parowanie.

Krzywe sumowania znajdują też zastosowanie przy obliczeniu niezbędnej pojemności zbiorników wodociągowych. Rys. 106 przedstawia wykres sumowania maksymalnego zapotrzebowania wody przez miasto Ciechanów (ogólne zapotrzebowanie wynosi 1716 m^3 na dobę). Dla pokrycia tego zapotrzebowania będą uruchamiane dwie pompy (o wydatku po 12 litrów/sek.) przez 17 godz. 36 minut oraz jedna pompa o tym samym wydatku przez 4 godziny 24 minut. W końcu przez 2 godziny zakład pomp będzie nieczynny. Przy tak założonym ruchu pomp niezbędna pojemność zbiornika wynosi

165 m³. Dodając około 50% zapasu na wypadek pożaru oraz ze względu na bezpieczeństwo ruchu pomp, otrzymujemy pojemność zbiornika okrągło 250 m³. Przy innym podziale na jednostki pomp oraz



Rys. 106.

Wykres sum maksymalnego zapotrzebowania wody przez m. Ciechanów.

innym czasie ich pracy wypadnie inna pojemność zbiornika. Tu jednak podział na jednostki był normowany potrzebą krycia zapotrzebowania wody w pierwszych okresach eksploatacji wodociągu.

8. Kataster sił wodnych

Badania gospodarki wodnej ścieków oraz możliwości jej zmian przez zmianę warunków retencyjnych, naturalnych lub sztucznych, mają na celu jak najlepsze przystosowanie ścieków do potrzeb gospodarczych człowieka. Jednym z bardzo ważnych celów jest wykorzystanie energii zawartej w płynącej wodzie. Do tego celu w wielu państwach prowadzone są od dawna studia nad zasobami tej energii. Wyniki tych badań publikowane w postaci zestawień i wykresów noszą powszechnie nazwę katastru sił wodnych.

W Polsce, w b. zaborze austriackim, Wydział Krajowy poruczył zbadanie sił wodnych K. Pomianowskiemu, który opracował dorzecze Dunajca, Popradu, Stryja, Oporu, Soły i Skawy ³⁵⁾. W późniejszych latach utworzono w Centralnym Biurze Hydrograficznym w Wiedniu specjalny departament dla katastru sił wodnych, który do wybuchu wojny wydał dla Galicji arkusze katastralne obejmujące dorzecze Raby, Bystrzycy, części Prutu i rozpoczął badania zlewni Sanu ³⁶⁾.

W b. zaborze pruskim prof. Holz podał najważniejsze dane o siłach wodnych na Pomorzu. ³⁷⁾

Państwowa Służba Hydrograficzna w Polsce wydała szereg prac podstawowych, a w szczególności: Szczegółowy podział dorzecza Sanu ³⁸⁾, Pilicy ³⁹⁾ i Prypeci ⁴⁰⁾; Wyniki prac polowych w dorzeczu Pilicy ⁴¹⁾; Wyniki pomiarów objętości przepływów w dorzeczu Dunajca ⁴²⁾, Sanu ⁴³⁾ i Prypeci ⁴⁴⁾; a jako wynik ostateczny: Kataster sił wodnych Dunajca od Nowego Targu do ujścia ⁴⁵⁾ i Sanu od Tarnawy Wyżnej do Sośnicy pod Jarosławiem. ⁴⁶⁾

Polskie wydawnictwo katastru obejmuje—obok opisu geologicznego i hydrologicznego dorzecza—tabele zawierające charakterystyczne przepływy i energię płynącej wody wyrażonej w KM na poszczególnych odcinkach rzeki, których podział uwarunkowany jest przeważnie ujściami dopływów. Przepływy i energię podano dla stanu najniższego dotąd znanego, przeciętnego i niskiego (12-miesięcznego), 11-miesięcznego, 9-miesięcznego i 6-miesięcznego (dla Sanu także przy

³⁵⁾ K. Pomianowski. Siły wodne w Galicji, Lwów, 4 zeszyty: 1. Dunajec—1905; 2. Stryj — Opór — 1906; 3. Soła — 1907; 4. Skawa — 1908.

³⁶⁾ C. B. H. Kataster sił wodnych.

³⁷⁾ Holz, Wasserkräfte.

³⁸⁾ M. R. P. Państwowa Służba Hydrograficzna w Polsce. Szczegółowy podział dorzecza Sanu. Warszawa, 1931.

³⁹⁾ M. R. P. Państwowa Służba Hydrograficzna w Polsce. Szczegółowy podział dorzecza Pilicy. Warszawa, 1931.

⁴⁰⁾ M. R. P. Państwowa Służba Hydrograficzna w Polsce. Szczegółowy podział dorzecza Prypeci. Warszawa, 1933.

⁴¹⁾ M. K. Państwowa Służba Hydrograficzna w Polsce. Wyniki prac polowych w dorzeczu Pilicy w roku 1929. Warszawa, 1932.

⁴²⁾ M. R. P. Państwowa Służba Hydrograficzna w Polsce. Wyniki pomiarów objętości przepływu w dorzeczu Dunajca. Warszawa, 1927.

⁴³⁾ M. R. P. Państwowa Służba Hydrograficzna w Polsce. Wyniki pomiarów objętości przepływu w dorzeczu Sanu. Warszawa, 1929.

⁴⁴⁾ M. K. Państwowa Służba Hydrograficzna w Polsce. Wyniki pomiarów objętości przepływu w dorzeczu Prypeci. Warszawa, 1934.

⁴⁵⁾ M. R. P. Państwowa Służba Hydrograficzna w Polsce. Kataster sił wodnych Polski. Dunajec. Warszawa, 1929.

⁴⁶⁾ M. R. P. Państwowa Służba Hydrograficzna w Polsce. Kataster sił wodnych Polski. San. Warszawa, 1931.

stanie średnim rocznym). Nadto podaje kataster wszystkie potrzebne wiadomości o istniejących na danym odcinku zakładach wodnych. Z zestawień tych wynika, że na 200-kilometrowym odcinku przedstawia Dunajec przy stanie najniższym moc brutto 34439 KM, zaś przy wodzie 6-miesięcznej 166435 KM, więc 5 razy więcej. Na odcinku Sanu długości 277 km moc brutto przy najniższym stanie wynosi 6334 KM, zaś przy wodzie 6-miesięcznej 55690 KM (tj. 9 razy więcej). Przy stanie średnim rocznym wzrasta moc brutto do 166382 KM.

Moc brutto zawartą we wszystkich rzekach Polski oszacowano na 3.653.000 KM przy wodzie 6-miesięcznej (około 10 KM na 1 km²). Nie wszystkie jednak rzeki dadzą się ekonomicznie wyzyskać. Do najkorzystniejszych należą rzeki o spadzie ponad 0,5% i z zasobem sił 200 KM/km, które dać mogą 1.320.000 KM (ze zbiornikami 1.700.000 KM) przy produkcji rocznej 5.760.000.000 KMgodz. (6.600.000.000 ze zbiornikami).

Jasne jest, że rzeki tego typu wymagają dla racjonalnego wyzyskania energii wyrównania przepływów przy pomocy zbiorników. Na konieczność tego wyrównania zwrócił już uwagę K. Pomianowski, podając generalne projekty zbiorników na Stryju, Oporze, Sole i Skawie. Projekty te były punktem wyjścia dalszych studiów nad budową zbiorników, studiów prowadzonych przed wojną przez Wydział Krajowy.

Opis i tabele katastru polskiego uzupełnione są wykresami obejmującymi szkic sytuacyjny, profil podłużny, wykresy przepływów charakterystycznych i mocy w KM oraz wzrostu powierzchni dorzecza.

Podstawą powyższych obliczeń są — obok pomiarów spadku rzeki — bardzo obszerne badania przepływów. Badania te wydane jako „Wyniki pomiarów objętości przepływów” dają nie tylko zestawienie wszystkich wykonanych na danej rzece pomiarów hydrometrycznych, ale podają też przepływy charakterystyczne. Przy tym dla Sanu przepływy charakterystyczne zostały rozszerzone na stan średni roczny i wodę 4-miesięczną.

Ponieważ badania dotyczą rzek górskich, w których koryto rzeki ulega ciągłym zmianom, przeto pomiary wykonywane w różnych latach musiały być redukowane do pewnego roku podstawowego, co wykonywano przy pomocy porównania zmian średnich rocznych stanów ze zmianami w rocznych opadach. Dla sprowadzonych do jednego roku podstawowego stanów obliczono przeciętne wartości stanów okresowych z szeregu lat, a dla tak otrzymanych wartości przeciętnych podano przepływy z krzywej objętościowej roku podstawowego.

Wyniki pomiarów objętościowych dla Prypeci, nie mające zresztą na celu badań energii wodnej, uwzględniają przepływy pod lodem; badania rzek pomorskich (dotąd nie ogłoszone) biorą pod uwagę zarastanie koryta.

Kataster sił wodnych w innych państwach wydawany jest w sposób więcej lub mniej podobny do polskiego; dla niektórych państw, gdzie siły wodne odgrywają dużą rolę, badania te są już ukończone (Szwajcaria), mimo to pomiary są w dalszym ciągu wykonywane, fluktuacje bowiem, jakim w ogóle podlegają przepływy, są jeszcze zbyt mało znane, ażeby kwestię można uważać za ukończoną. Znany hydrolog francuski Coutagne twierdzi słusznie, że—wobec bardzo trudnych badań dotyczących przesiąkania i uzupełnienia pewnych wyników pomiarów parowania—pomiar przepływów obok pomiarów opadów są jedyną metodą kontrolną poznania bilansu wodnego.

Duży rozwój budownictwa zakładów wodnych wykazał, że kataster sił wodnych traktowany w sposób dotychczasowy daje wprowadzić ogólną orientację o zasobach energii wodnej, ale nie daje podstaw do projektowania. Do wyzyskania sił wodnych nie wystarcza znajomość przepływów i spadków, potrzebne jest poznanie warunków geologicznych i topograficznych, a nadto warunków gospodarczych. To też obecnie zupełnie słusznie ogranicza się Polski Instytut Hydrograficzny do publikowania wiadomości o podstawach hydrologicznych, jak podział dorzecza, spadki, przepływy, na zasadzie których—po uzupełniających badaniach terenowych—można przystąpić do sporządzania projektów generalnych zakładów wodnych, regulacji rzek itp.

Na jednym ze zjazdów hydrologicznych państw bałtyckich podniesiono potrzebę prowadzenia nie katastru sił wodnych ale ogólniej pojętego katastru wód, który zawierałby wszelkie dane dotyczące poszczególnych rzek i jezior, potrzebne tak dla poznania tych wód jak i dla różnych projektów hydrotechnicznych.

Tego rodzaju badania prowadzone są w Rosji od r. 1932; sprawozdanie o nich składał na IV Konferencji państw bałtyckich N. W. Simonow⁴⁷⁾. Rosyjski kataster składa się ze spisu wód, obejmującego rzeki, jeziora, stawy, bagna, lodowce, wody gruntowe i morza, zawierającego dane hydrograficzne, hydrometryczne, hydrobiologiczne itd. a zarazem wiadomości mające znaczenie gospodarcze, jak: zużytkowanie sił wodnych, użycie wód do celów komunikacyjnych, melioracyjnych itp. Dane są opracowane w postaci zestawień

⁴⁷⁾ N. W. Simonow. Der Wasserkataster der U. d. S. S. R. Leningrad. 1933.

i opisów. Drugą część katastru stanowić będzie atlas hydrologiczny wód, który w sposób synoptyczny ma podać dane zawarte w spisie (np. izolinie opadu, odpływu, czasu zlodzenia itp.), ponadto zawierać będzie dane fizjograficzne (budowę geologiczną, roślinność, klimat itd.).

9. Prognoza wezbrań

Na podstawie szczegółowych badań przebiegu dawnych fal powodziowych i retencji, staje się możliwe przepowiadanie stanów wody i przepływów w poszczególnych punktach ścieku na podstawie zjawisk zachodzących w górnym jego biegu. Ma to bardzo wielkie znaczenie gospodarcze wobec olbrzymich szkód, jakie powodzie wyrządzają. Rozszerzenie prognozy na stany średnie i niskie oddaje duże usługi różnym działom gospodarki wodnej, jak żegludze, wyzyskaniu sił wodnych itp.

Warunkiem prognozy jest otrzymywanie na czas wiadomości o przepływach i o zjawiskach meteorologicznych z tych miejsc, które decydują o wysokości wezbrania. Najlepsze wyniki otrzymamy, jeśli cała sieć wodowskazowa w danym dorzeczu posiada własne połączenia telefoniczne lub automatyczną sygnalizację stanów wody. Posługujemy się też publicznymi urządzeniami telegraficznymi i telefonicznymi lub własną siecią aparatów radiowych. Przy przepowiadaniu stanów średnich i niskich wystarcza zazwyczaj korespondencja pocztowa.

Stawianie prognozy następuje według różnych metod, wszystkie jednak opierają się na danych doświadczalnych z dawniejszych powodzi.

Metoda porównawcza polega na wyszukiwaniu w zapiskach statystycznych, w miarę nadchodzących wiadomości z górnego biegu rzeki, zjawisk podobnych do danego wezbrania. Możemy przy tej metodzie korzystać nie tylko ze spostrzeżeń wodowskazowych, ale także z doniesień o opadach, przede wszystkim ze stacji pluwiograficznych, a także z wiadomości o zmianach temperatury, ciśnienia, kierunku wiatrów i stopniu nasycenia gruntu.

Prostsza jest metoda oparta wyłącznie na spostrzeżeniach wodowskazowych. Przy tej metodzie ustala się stacje wodowskazowe, z których dobowe różnice poziomów wody wpływają na poziom wody na stacji, dla której prognozę układamy. Ogólne równanie będzie brzmieć:

$$\Delta H = a \Delta H_1 + b \Delta H_2 + c \Delta H_3 + \dots + K \quad (25)$$