

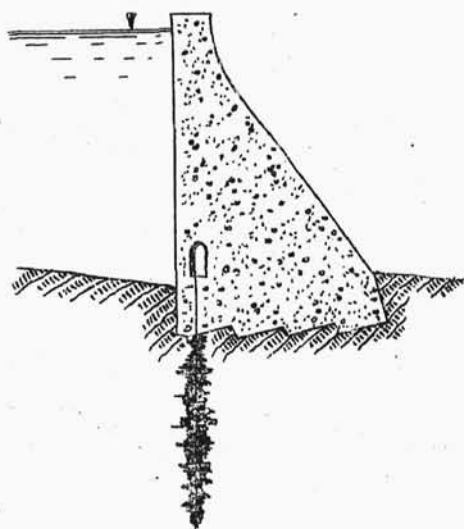
prowadzenia chodnika, a otwór wiertniczy zatykano korkiem drewnianym. W ten sposób można było dokładnie ustalić granicę doliny dyluwjalnej, uwarstwienie pokładów i ich wytrzymałość.

W wąskich i płytkich dolinach małych rzek najwygodniejsze będzie przecięcie otwartym rowem wpoprzek całej doliny. Stosunki geologiczne wtedy najjaśniej się przedstawia.

Przepuszczalność gruntu.

Badania geologiczne muszą również określić, w jakim stopniu skała, na której stawiamy zaporę, jest przepuszczalna. Naogół niema skał zupełnie szczelnych i nieprzepuszczalnych; wszystkie są w pewnym stopniu spękane na powierzchni, narażonej na wpływy atmosferyczne, w głębi posiadają mniej widoczne spękania, które jednak pod ciśnieniem kilku atmosfer mogą prowadzić wodę. Badanie szczelności skały ma na celu określenie, czy zbiornik nie będzie tracił zbyt wiele wody wskutek nieszczelności skały oraz czy istnieje możliwość łatwego uszczelnienia skały.

Skały lite, posiadające drobne spękania, uszczelnia się rzadką zaprawą cementową, wtłaczaną pod dużym ciśnieniem w wywiercone otwory /rys.48./. Jeśli spękania są większe, wtłacza się zamiast za-



rys.48.

prawy cementowej płynny /gorący/ asfalt. Uszczelnia się tylko pas gruntu pod zaporą i na stokach koło przyczółków zapory. Szczegóły w części III niniejszego skryptu.

W gruntach nieska-listych uzyskujemy odpowiednią szczelność przez wybudowanie ścianek szczel-nych lub przez wtłocze-nie do gruntu pewnych płynnych preparatów chemicznych, np. szkła wodnego, a potem chlorku wapnia, które tężejąc zespalają piaszczysty grunt w jedną nieprzepuszczalną bryłę.

Badania przepuszczalności gruntu muszą rozcią-gać się na cały teren zalany wodą gromadzoną w zbior-niku, a pozatem na stoki przy zaporze w tym celu,

aby przewidzieć wielkość przeciekania wody poza przy-
czółkami zapory.

Na omówionym już wyżej /str.64./ zbiorniku
w Camarasa /w Hiszpanji/ przy piętrzeniu 83 m , stra-
ty wody były tak znaczne, że nie można było przewi-
dzianego poziomu piętrzenia utrzymać. Woda uciekała
szczelinami wapieni jurajskich i wypływała poniżej,
częściowo już w dolinie rz.Segre, w źródłach, mają-
cych do 3 m³/sek wydatku. Ogółem strata wynosiła
11,26 m³/sek i na skutek rozmywania szczelin wzrasta-
ła rocznie o 5 % . Uszczelnienie skały wykonano
w linii osi zapory na długości korony 222 m , następ-
nie w lewym stoku, bijąc tunel 390 m długi, w prawym
korzystając z istniejącego tunelu drogowego 224 m
długiego oraz odrębnego tunelu 373 m długiego. W tu-
nelach wiercono otwory 3 do 6 cali średnicy, od 124
do 394 m głębokie, dochodzące do wapieni nieprzepusz-
czalnych, i w otwory te włączano materiały uszczel-
niające. Ogółem wykonano 49 620 mb otworów, wtkoczy-
no pod ciśnieniem 40 734 ton cementu, 19 675 ton
żużlu, 129 546 ton żwiru i piasku, 112 ton trocin
drzewnych i 790 ton asfaltu, uzyskując zmniejszenie
się strat do 2,64 m³/sek. Prace te z powodu złej sy-
tuacji finansowej musiały być przerwane,

Wytrzymałość gruntu.

Od wytrzymałości gruntu zależy obranie typu zapory ciężkiej lub lekkiej. Wytrzymałość ta musi być wystarczająca i wymagania pod tym względem są coraz większe. Projekt największej dotychczas zapory /im. Hoovera, na rz. Colorado/ przewiduje największy nacisk na grunt 27 kg/cm^2 . Taka musi być też wytrzymałość skały. Jest to dotychczas największa cyfra osiągnięta dla wytrzymałości gruntu skalnego pod zaporą.

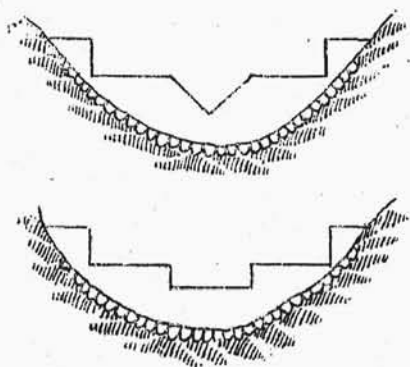
Gdy grunt jest mniej wytrzymały, buduje się zaporę typu lżejszego, albo zmniejsza się wysokość piętrzenia, lecz temsamem ogranicza się pojemność zbiornika.

Szczegółowe badania hydrologiczne.

Ponieważ chodzi o otrzymanie możliwie najbardziej dokładnych danych, więc korzystać należy z codziennych zapisków stacji wodowskazowej, położonej w pobliżu miejsca projektowanego zbiornika. Rzadko jednak taki wypadek ma miejsce, to też natychmiast po powstaniu projektu budowy zbiornika należy w miej-

scu przyszłej zapory założyć stację wodowskazową oraz zaopatrzyć ją w limnigraf, notujący w sposób ciągły stany wody. Krzywą konsumpcyjną, wiążącą stany wody z przepływającymi objętościami, należy wyznaczać przynajmniej raz do roku, by wyeliminować błędy, wynikające ze zmian w przekroju i spadku koryta.

Na mniejszych rzekach i na strumykach lepiej założyć przelew, który daje dokładniejsze dane. Często przelewy takie są dwudzielne: w części górnej rozszerzone dla wygodniejszego pomiaru wielkiej wody /rys.49/.



rys. 49.

Pomiary na przelewie najlepiej przeprowadzać przy pomocy limnigrafu, zapisującego od razu przepływające objętości.

Dane wodowskazowe powinny obejmować możliwie długi okres czasu, conajmniej 10 lat z uwzględnieniem roku wybitnie suchego i wyjątkowo mokrego. Dużą uwagę należy zwrócić na przebieg fal wezbrań, szczególnie najwyższych i najbardziej długotrwałych,

gdyż na tej podstawie musi być ustalona potrzebna pojemność powodziowa zbiornika.

Gdy niema obserwacyj wodowskazowych - z konieczności musimy się posłużyć danymi opadowymi, zebranymi z całego dorzecza, a odpływ w rzece wyznaczyć przy pomocy współczynników spływu. Dla uzyskania większej dokładności należy obliczać odpływ dla możliwie najkrótszych odstępów czasu. Przyjęcie 1 doby, jako jednostki czasu, jest niemożliwe, trzeba się więc ograniczyć do sum odpływu w poszczególnych miesiącach. Współczynniki spływu dla danego dorzecza i poszczególnych miesięcy otrzymamy z równoczesnych pomiarów ilości opadów i wielkości odpływu w danym dorzeczu, albo - o ile takich pomiarów brak - w innym dorzeczu, sąsiednim lub pobliskim, mającym możliwie podobne warunki, co dorzecze zamykane zaporą. Powinny być zatem zgodne ilości opadów, podobne ich rozłożenie w czasie i przestrzeni, tak sama przepuszczalność gruntu, wreszcie jednakowa stromość terenu i jego szata roślinna. Zwykle takie pomiary udaje się dokonać dla większych dorzeczy, a chcąc uzyskane tam współczynniki spływu wykorzystać dla dorzecza projektowanego zbiornika, zwykle mniejszego,

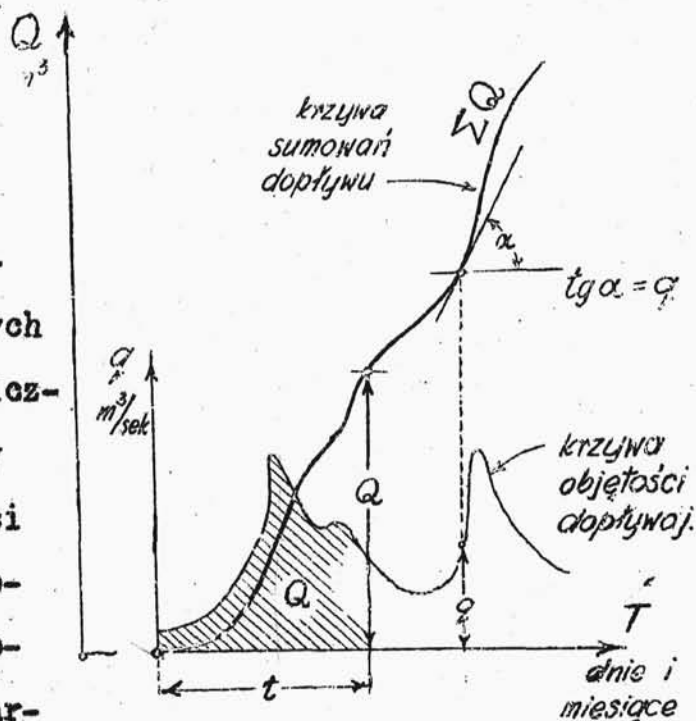
trzeba je odpowiednio zwiększyć, gdyż z małego dorzecza spływa wyższy procent opadu niż z dużego.

PLAN GOSPODARCZY.

Dla każdego zbiornika musi być opracowany plan gospodarczy, określający: jakie ilości wody dopływają i odpływają ze zbiornika, jakie jest minimum wypuszczanej objętości wody w czasie najniższych stanów oraz jakie

będzie zredukowane maximum podczas stanów najwyższych.

Na podstawie szczegółowych badań hydrologicznych wykreślamy krzywą objętości dopływającej wody /rys.50./. Powierzchnia zawarta między tą krzywą a osią odciętych



rys.50.

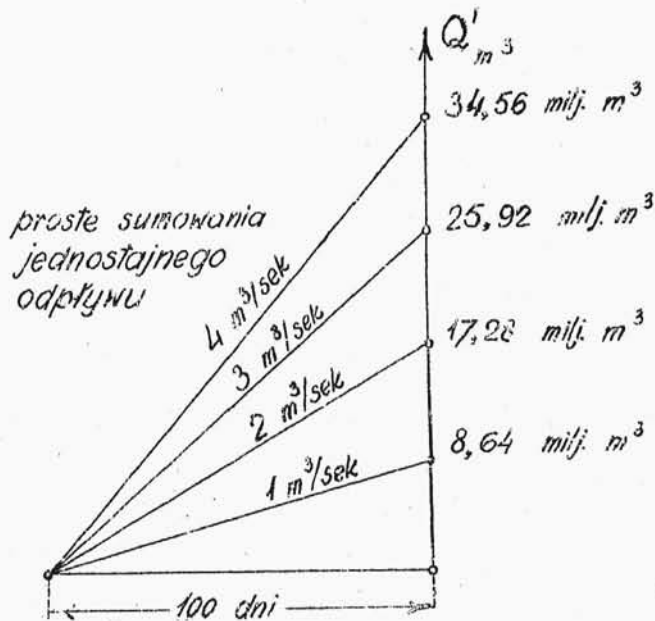
określa całą objętość, jaka w ciągu danego okresu czasu dopłynęła do zbiornika. Np. gdy w skali czasu 1 mm odpowiada 1 dobie, a w skali objętości 5 mm odpowiada 1 m³/sek, to wówczas 1 cm² pola wykresu oznacza objętość 1 728 000 m³ wody.

Krzywa całkowita ΣQ jest to krzywa sumowań kolejnych dopływów. Rzędne krzywej sumowania oznaczają całą ilość wody Q /rys.50/, która dopłynęła do zbiornika w czasie t t.j. od chwili, gdy sumowanie zostało rozpoczęte. Tejsamej objętości Q odpowiada pole zakreskowane pod krzywą dopływających objętości. Punkty przegięcia krzywej sumowania wypadają na rzędnych max. i min. krzywej dopływu.

Styczna poprowadzona w dowolnym punkcie do krzywej sumowania tworzy z osią odciętych α , którego

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{d(\Sigma Q)}{dt} = q \quad \text{m}^3/\text{sek} \quad \text{sekundowemu przepływowi w momencie, odpowiadającym punktowi styczności.}$$

Gdyby odpływ ze zbiornika był równomierny, to krzywa odpływu wody ze zbiornika byłaby prostą poziomą, zaś krzywa sumowania - prostą pochyłą do poziomemu pod α° , którego tangens odpowiadałby jednostkowemu odpływowi $q' = \text{const.}$ Wobec tego można skonstruować w poniższy sposób pomocniczy wykres prostych



rys.51.

równomiernego odpływu /rys.51/. W ciągu np. stu dni przy jednostajnym odpływie $1 \text{ m}^3/\text{sek}$ odpłynie 8,64 milionów m^3 wody. Odcinamy w podziałce wydatku 8,64 milionów m^3 na osi rzędnych i łączymy ten punkt z punktem zerowym układu. Nachylenie prostej odpowiada równomiernemu przepływowi $1 \text{ m}^3/\text{sek}$. Analogicznie konstruujemy nachylenia prostych dla innych jednostkowych przepływów. Ten wykres pomocniczy musi być wykonany w tej samej skali co poprzedni.

Jeśli połączymy końcowe punkty krzywej sumowania dopływu prostą QA /rys.52/, to wówczas możemy

ją uważać jako prostą sumowania odpływu wody ze zbiornika przyczem $tg \beta = q' \text{ m}^3/\text{sek}$ oznacza jednostkowy i jednostajny odpływ w ciągu czasu $0 \dots T_A$, odpowiadającego poziomemu odstępowi połączonych punktów O i A .

Różnica rzędnych krzywych sumowania dopływu ΣQ i odpływu OA oznacza zawartość wody w zbiorniku w czasie odpowiadającym danym rzędnym. Tak więc do chwili T_1 dopłynęło ogółem $Q_1 \text{ m}^3$ zaś ze zbiornika pobrano $Q'_1 \text{ m}$. Różnica będzie chwilowym nadmiarem zamagazynowanym w zbiorniku. Do chwili T_2 dopłynęło Q_2 a odpłynęło Q'_2 przyczem z rysunku widać, że $Q'_2 > Q_2$ t.j. że więcej wody ze zbiornika pobrano, niż jej do zbiornika dopłynęło - co jest oczywiście niemożliwe. Prosta sumowania równomiernego odpływu musi zatem w całości leżeć pod krzywą sumowania dopływu. Tak więc prostą OA z pozycji swej należy przesunąć równolegle pionowo nadół tak, aby w żadnym punkcie nie przecinała krzywej sumowania dopływu. Może być co najwyżej do niej styczna, jak np. w pozycji $O'A'$.

Odcinek $OO' = AA' = Q_0$ oznacza pojemność początkową zbiornika, od której zaczynamy jego eks-

wskazuje na ilość wody zawartej w zbiorniku-a więc największa różnica rzędnych Q określa potrzebną pojemność zbiornika.

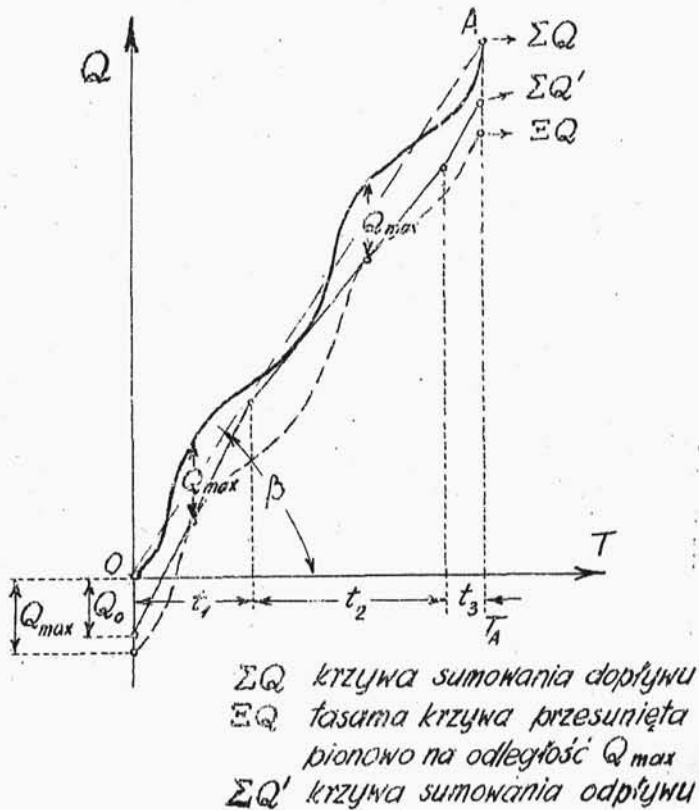
Ponieważ prosta sumowania odpływu może być naogół każdą prostą równoległą do OA i położoną całkowicie pod krzywą ΣQ , więc z tych wszystkich prostych linia $O'A'$ styczna do krzywej ΣQ da najmniejszą pojemność zbiornika ze wszystkich możliwych, pozwalającą uzyskać równomierny odpływ o wartości $q' = tg \beta$.

Jeśli poprowadzimy styczną $O''A''$, ujmującą krzywą ΣQ z drugiej strony, to pionowy odstęp stycznych $O'A'$ i $O''A''$ określa właśnie potrzebną pojemność zbiornika Q taką, aby zmienny dopływ wyrównać do zupełnie jednostajnego odpływu.

Jeśli przyjmiemy za okres czasu $Q \dots T_A$ okres jednego roku, t.j. jeśli założymy wyrównanie roczne odpływu do równomiernej wartości, to tak wyznaczona pojemność zbiornika będzie zwykle znacznie za duża, aby się dała praktycznie zrealizować. Terenowe stosunki, wytrzymałość fundamentu, koszt wykupu gruntu i koszt zapory określają zgóry największą możliwą, jeszcze ekonomiczną, wysokość piętrzenia,

a zarazem pojemność zbiornika Q_{max} .

Jeśli więc poprowadzimy krzywą ΣQ pod krzywą sumowania dopływu ΣQ /rys.52/ do niej równolegle w pionowym odstępnie odpowiadającym Q_{max} , wówczas prosta sumowania poboru wody $\Sigma Q'$ musi się znajdować całkowicie pomiędzy krzywami ΣQ i EQ i, nie przecinając żadnej z nich, posiadać w każdym razie punkt styczności z krzywą sumowania dopływu w myśl wypowiedzianego wyżej kryterjum o najmniejszej z możliwych pojemności zbiornika. Na wykresie na rys.52 prosta $O'A'$ odpowiada powyższemu warunkowi, dając temsamem całkowite wyrównanie w dość długim okresie czasu $Q_{max} \dots T_A$. Rzadko kiedy jednak doprowadzamy do zupełnego wyrównania zbiornika w ciągu roku. Znając z warunków terenowych maksymalną dopuszczalną pojemność zbiornika, kreślimy plan gospodarczy w ten sposób, że uciekamy się do częściowego wyrównania w czasie daleko krótszym $t_1, t_2, t_3 \dots$. Obrazowo przedstawia się to w ten sposób, że prostą równomiernego odpływu łamiemy na cały szereg możliwie długich odcinków prostych /rys.53/ pod różnymi kątami do poziomu nachylonych. Proste te należy tak poprowadzić, aby nie przekraczając najwyższej dozwolonej różnicy rzędnych Q_{max} , uzyskać możliwie



rys.53.

największy i możliwie mało zmienny odpływ. Oznacza to, że łamana krzywa sumowania odpływu $\Sigma Q'$ musi się znajdować pomiędzy krzywami ΣQ i EQ , że nachylenia poszczególnych odcinków prostych mają być podobne i nie odbiegać zanedo od α/β nachylenia prostej OA łączącej końce krzywej sumowania dopływu i przedstawiającej idealne całkowite wyrównanie

do jednostajnego odpływu $q' = tg\beta$ w czasie $0 \dots T_A$,
poza to nachylenie każdego odcinka prostego musi
odpowiadać zapotrzebowaniu wody w tym okresie cza-
su.

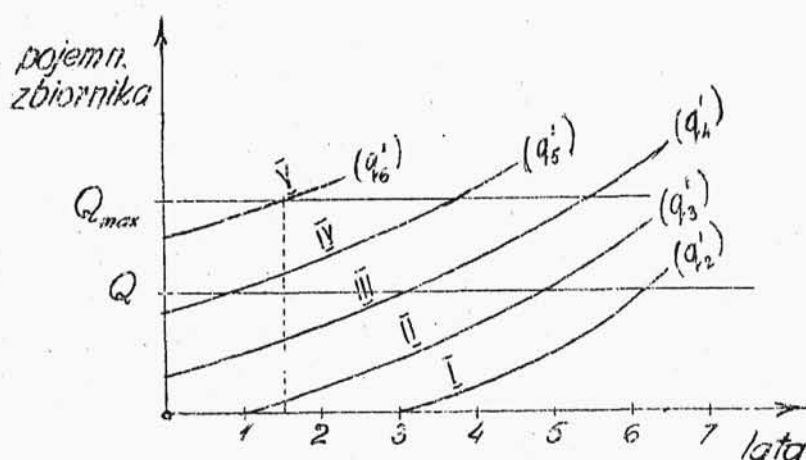
Największe różnice rzędnych pomiędzy krzywymi
 ΣQ i $\Sigma Q'$ odniesione do poszczególnych odcinków
prostych - wskazują na największe napełnienia zbiornika
w poszczególnych okresach wyrównawczych t_1, t_2, t_3, \dots .
Te max. na poszczególnych odcinkach odpowiadają
punktom styczności prostych odpływu do krzywej ΣQ .
W punktach styczności do krzywej sumowania dopływu
 ΣQ otrzymujemy rzędne odpowiadające min. wypeł-
nienia zbiornika: $Q=0$, zbiornik jest pusty.

Kreśląc proste sumowania równomiernego odpływu
 $\Sigma Q'_1, \Sigma Q'_2, \Sigma Q'_3, \dots$ stycznie do krzywej ΣQ
/ sumowania dopływu / osobno dla każdego roku, otrzy-
mamy w poszczególnych latach pojemności zbiornika
 Q_1, Q_2, Q_3, \dots , potrzebne dla uzyskania wyżej przy-
jętych wyrównań odpływu do wartości odpowiednio $q'_1,$
 q'_2, q'_3, \dots /konstrukcja wyznaczania pojemności
 Q_1, Q_2, Q_3, \dots identyczna do podanej na rys.52 ;
na rys.54 wskazano tylko pojemność Q_4 i Q_5 , aby ry-
sunek nie stracił na wyrazistości/.

nia odpływu albo są styczne do krzywej ΣQ w punkcie przegięcia, albo też mają słabsze nachylenie od najmniejszego nachylenia stycznej do krzywej sumowania. Oznacza to, że naturalny dopływ do zbiornika jest równy lub większy od q_1' albo q_2' .

Wykonajmy obecnie wykres następujący/rys.55/. Na osi odciętych, jako na osi czasu, odkładamy lata lub odpowiadający im % czasu /jeśli plan gospodarki wodnej opracowywany jest na n lat, to $n = 100$ % i każdy rok stanowić będzie $\frac{1}{n}$ % /. Na osi rzędnych odkładamy użyteczne pojemności zbiornika /np. w milionach m^3 /. Korzystając z wykresu na rys.54 i porządkując lata według pojemności Q , otrzymujemy wykres następujący: jeśli dla uzyskania najmniejszego odpływu q_1' nie trzeba wogóle żadnego zbiornika, to odpowiednia krzywa będzie na rys.55 pokrywać się z osią odciętych /wobec tego jest ona nienarysowana/. Następnie - jeśli dla uzyskania odpływu minimum q_2' w ciągu, przypuśćmy, pewnych trzech lat nie trzeba zbiornika, lecz w pozostałych latach potrzebna jest jednak pewna pojemność i to różna w rozmaitych latach, to, porządkując te pojemności podług wielkości wzrastających, otrzymamy na rys.55 krzywą I , któ-

ra zaczyna się na osi odciętych od 3 roku i następnie wznosi się stopniowo w górę.



rys. 55.

Lata odmierzone na osi odciętych nie należy rozumieć jako kolejne lata eksploatacji zbiornika, lecz jako bezwzględny czas trwania pewnego stanu rzeczy. W ten sposób wspomniany wyżej trzyletni okres, w ciągu którego dla uzyskania odpływu q_2' niepotrzeba zbiornika, musi być rozumiany jako ogólna suma tych okresów, w których zbiornik jest niepotrzebny dla żadanego wyrównania. Okresy te mogą występować w różnych momentach czasu, na początku lub końcu ogólnego czasokresu branego pod uwagę przy opracowywaniu planu gospodarki wodnej. W każ-

dym razie nie należy rozumieć, że dla wyrównania odpływu do wielkości co najmniej q_2' zbiornik jest niepotrzebny przez pierwsze trzy lata.

W sposób wyżej opisany wykreślamy inne krzywe \bar{II} , \bar{III} , ... dla innych odpływów / q_3' , q_4' , /. Na rys.54 położenie krzywej \bar{III} , znajdującej się całkowicie ponad osią odciętych, wskazuje na to, że dla uzyskania odpływu q_4' trzeba w każdym roku dysponować pewną pojemnością zbiornika.

Jeśli krzywe na rys.54 przetniemy prostą poziomą poprowadzoną na wysokości rzędnej Q_{max} / największa możliwa pojemność zbiornika /, to odcięte punktów przecięć wskażą przez jaki czas odpływ nie spadnie poniżej pewnej wartości najmniejszej. Tak np. odpływu większego od q_6' spodziewać się możemy tylko w ciągu $1\frac{1}{2}$ roku.

Podobnie kreśląc poziomą dla dowolnej pojemności zbiornika Q , odczytamy bezpośrednio przez jaki okres czasu jakie wyrównania dadzą się przy tej pojemności zbiornika uzyskać.

Z wykresu powyższego widać jeszcze, że - o ile początkowo uzyskać można znaczne wyrównania odpływu zbiornikami nawet o małej pojemności - o tyle przy

dalszem powiększaniu pojemności efekt tej dużej pojemności słabnie. Stąd wniosek, że bardzo duże zbiorniki nie są ekonomiczne, gdyż prawie tensam rezultat uzyskać można pojemnościami mniejszemi, a więc mniejszemi kosztami

Jeśli wyrównanie do pewnej wartości równomiernego odpływu *min.q'* wyrazimy odpowiadającym temu wyrównaniu zyskiem pieniężnym, czy to w wartości dodatkowo uzyskanej energii, czy wartości zmniejszenia szkód powodziowych lub t.p., to, porównując wartości tego zysku z każdorazowym kosztem zbiornika znajdziemy najbardziej ekonomiczną pojemność zbiornika, przy której wyłożony na koszty budowy kapitał da największy możliwy zysk w korzyściach, płynących z powstania zbiornika.

Wykresy gospodarki wodnej opierają się na danych z czasu przeszłego i przedstawiają idealną gospodarke wtedy, gdy można przewidzieć zgóry, jaki będzie rozkład dopływu w ciągu roku . w rzeczywistości, po wykonaniu zbiornika nie wiemy, jak się stosunki dopływu wody w przyszłości ułożą. musi się zatem do pewnego stopnia gospodarować na ślepo. Wykresy

z lat poprzednich dają jednak wskazówki: w jakich porach roku jak wielkich ilości dopływu można się spodziewać oraz poniżej jakiego minimum można z wielkością odpływu nie schodzić, nawet w roku najsuchszym, jak również jakiego maximum można się spodziewać w roku wyjątkowo mokrym. Te wielkości graniczne są niemal zupełnie dokładnie ustalone na podstawie wykresów z dość długiego okresu lat ubiegłych.

GOSPODARKA WODNA NA POSZCZEGÓLNYCH ZBIORNIKACH.

W poprzednim rozdziale dla wyjaśnienia podstaw gospodarki wodnej na zbiorniku mowa była stale o jednostajnym odpływie ze zbiornika, co odpowiadało równomiernemu zapotrzebowaniu wody. W rzeczywistości zapotrzebowanie nigdy nie jest równomierne. Zmienność zapotrzebowania powoduje, że linja " odpływu " nie będzie prostą lecz krzywą, inną w wypadku zasilania kanału żeglugi lub wodociągów, a inną w razie obsługiwaniania zakładu wodnoelektrycznego.

Poszczególne te wypadki zostaną omówione poniżej.