

А. Н. Ананян

Растекание струи жидкости в неподвижной безграничной массе той же жидкости

Вопросу растекания потока в окружающей неподвижной массе жидкости посвящен ряд опытных и частью теоретических работ. За исключением работ проф. Миловича [1] и проф. Патрашева [2], в работах всех остальных исследователей выводятся расчетные формулы, получаемые на основе чисто экспериментальных исследований [3, 4, 5]. В теоретических исследованиях, ради достижения конечных решений, подавляющее большинство авторов грубо схематизирует явления. Вследствие этого подсчеты, произведенные по теоретическим формулам, резко расходятся с опытными данными.

Из всех работ по этому вопросу заслуживают внимания работы первых из двух указанных выше авторов. Милович рассматривает растекание потенциального потока (в горизонтальной плоскости) в массе неподвижной жидкости. Патрашев решает задачу растекания ниспадающего потока в массе той же жидкости (в вертикальной плоскости), принимая в основу уравнение движения жидкости с переменной массой, без учёта потери энергии на вихреобразование.

Решение Патрашева в конечном счете приводит к определению глубины размыва в несвязанных грунтах ниспадающей струей. Многочисленные подсчеты и наблюдения, произведенные в натуре, показали, что глубина размыва, полученная по формуле Патрашева, дает преувеличенные результаты.

Из теоретических работ можно еще отметить работу проф. Коновалова [6]. Коновалов решает задачу растекания потока на горизонтальной плоскости без учета потери энергии на вихреобразование, вследствие чего полученный Коноваловым результат не совсем правильно отражает реальные условия растекания потока. Необходимо указать, что расширение потока в массе той же жидкости, без учета потери энергии на вихреобразование, всегда может привести к неточным результатам, независимо от того — насколько правильно при этом принимаются остальные допущения.

Вопрос растекания потока в неподвижной жидкости имеет большое практическое значение. Многие задачи инженерной гидравлики в конце концов приводят к необходимости решить задачу растекания потока в ограниченной или неограниченной среде той же жид-



кости. Так, например, глубина размыва в нижнем бьефе при падении струи с консольного водосброса или с трамплина, гидродинамическое давление потока на корпус судна при наполнении камеры через донные продольные галлерей, вопросы истечения жидкости из отверстий и т. д.

В основу приводимого ниже теоретического анализа положено уравнение движения жидкости с переменной массой, впервые выведенного проф. Мещерским [7] для твердых тел. Для решения поставленной задачи необходимо, прежде всего, выяснить механизм растекания потока. Причина растекания потока заключается в следующем. Благодаря трению, возникающему на поверхности соприкосновения струи с окружающей неподвижной жидкостью, образуются вихри (рис. 1), способствующие засасыванию воды в струю. При этом происходит

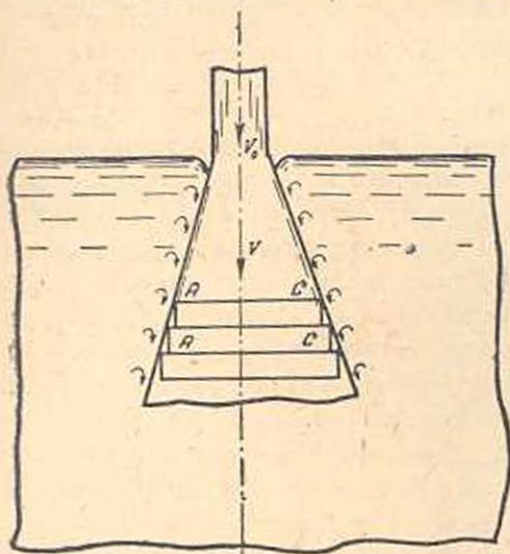


Рис. 1.

сходит рассеивание кинетической энергии ниспадающей струи, что при возрастании (до определенного предела) расходе воды приводит к увеличению поперечного сечения струи, т. е. к её расширению. На основании вышепринятой схемы можно считать, что движение жидкости в конусе растекания происходит с переменной по пути массой.

Перейдем к выводу уравнения растекания потока на вертикальной плоскости в окружающей неподвижной массе жидкости.

Уравнение движения жидкости с переменной массой определяется по формуле Мещерского:

$$m \frac{dv}{dt} = x + (v_1 - v) \frac{dm_1}{dt}, \quad (1)$$

где:

m — масса основного потока в момент времени Δt ,

v — скорость движения этой массы,

x — сумма проекций всех внешних сил на ось струи,

v_1 — скорость, с которой происходит поступление воды в струю из окружающей массы жидкости,

$v_1 - v$ — абсолютная скорость массы dm , присоединяющейся к струе за промежуток времени Δt .

Выделим из конуса растекания элементарный объем с площадью

основания ω и высотой ΔS (рис. 1–2) и определим значение каждого члена уравнения (1) для рассматриваемой задачи.

1. Масса элементарного объема ААСС

$$m = \frac{\gamma}{g} \omega \cdot \Delta S \quad (2)$$

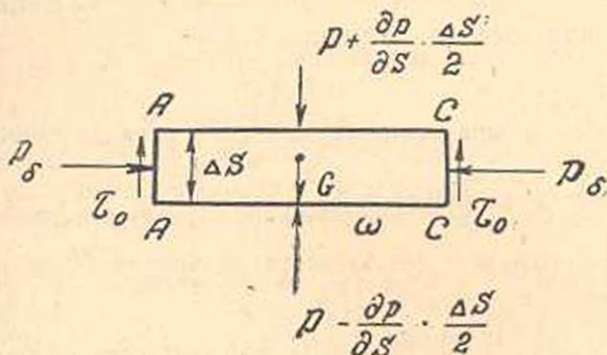


Рис. 2.

2. Масса m_1 , присоединенная к выделенному элементу за промежуток времени Δt через боковую поверхность

$$m_1 = \frac{\gamma}{g} v \cdot \omega \cdot \Delta S \cdot \Delta t. \quad (3)$$

Здесь:

$\omega \cdot \Delta S$ — поверхность выделенного элемента,

v — проекция скорости присоединяющейся массы на нормаль к направлению движения.

Переходя к пределу, получим:

$$\frac{dm_1}{dt} = \frac{\gamma}{g} v \cdot \omega \cdot dS = \frac{\gamma}{g} \frac{dQ}{dS} \cdot \Delta S. \quad (4)$$

3. Сумма проекции внешних сил на ось X-ов складывается из:

а) проекции сил давления

$$\omega \left[\left(p - \frac{\partial p}{\partial S} \cdot \frac{\Delta S}{2} \right) - \left(p + \frac{\partial p}{\partial S} \cdot \frac{\Delta S}{2} \right) \right] = - \frac{\partial p}{\partial S} \omega \Delta S, \quad (5)$$

где: p — давление в центре тяжести выделенного элементарного объема;

в уравнение (5) не вошли боковые силы трения, так как для удобства теоретического исследования наклонные поверхности $AA' - CC'$ заменены элементарными круговыми цилиндрами (рис. 1,2);

б) проекции равнодействующей сил трения

$$\tau_0 \omega \cdot \Delta S, \quad (6)$$

где: τ_0 — сила трения на единицу поверхности растекающегося потока.

Для турбулентного потока значение τ_0 приближенно можно определить по формуле:

$$\tau_0 = \xi_0 \cdot \rho R_e^{-1/4} \cdot v_0^2, \quad (7)$$

где:

ξ_0 — коэффициент, равный 0,225,

R_e — число Рейнольдса для ниспадающего потока,

v_0 — скорость ниспадающего потока у поверхности неподвижной жидкости;

в) проекции веса выделенного объема

$$-\gamma \omega \Delta S \quad (8)$$

Подставляя в уравнение (1) значение всех ее членов, получим:

$$\frac{\gamma}{g} \omega \Delta S \frac{dv}{dt} = -\frac{\partial p}{\partial S} \omega \Delta S + \tau_0 x \cdot \Delta S - \gamma \omega \Delta S + \frac{\gamma}{g} (v_1 - v) \frac{dQ}{dS} \Delta S. \quad (9)$$

Разделив правую и левую части уравнения (9) на произведение $\omega \Delta S$, получим:

$$\frac{1}{g} \frac{dv}{dt} = -\frac{1}{\gamma} \frac{\partial p}{\partial S} - 1 + \frac{\tau_0 x}{\gamma \omega} - \frac{1}{g \omega} (v_1 - v) \frac{dQ}{dS}. \quad (10)$$

Скорость v и присоединенный расход являются функцией расстояния и времени, т. е.

$$v = f(St), \quad (11)$$

$$Q = \varphi(St). \quad (12)$$

Напишем полные дифференциалы уравнения (11) и (12):

$$dv = \frac{\partial v}{\partial t} dt + \frac{\partial v}{\partial S} dS \text{ или } \frac{dv}{dt} = \frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial S}, \quad (13)$$

$$dQ = \frac{\partial Q}{\partial S} dS + \frac{\partial Q}{\partial t} dt \text{ или } \frac{dQ}{dS} = \frac{\partial Q}{\partial S} + \frac{1}{v} \frac{\partial Q}{\partial t}. \quad (14)$$

Подставляя значение $\frac{dv}{dt}$ и $\frac{dQ}{dS}$ из уравнений (13) и (14) в уравнение (10), получим:

$$\frac{1}{g} \left(\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial S} \right) = -\frac{1}{\gamma} \frac{\partial p}{\partial S} + \frac{\tau_0 x}{\gamma \omega} - 1 + \frac{1}{g \omega} (v_1 - v) \left[\frac{\partial Q}{\partial S} + \frac{1}{v} \frac{\partial Q}{\partial t} \right]$$

или

$$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial S} = -\frac{1}{\gamma} \frac{\partial p}{\partial S} + \frac{\tau_0 x}{\gamma \omega} - 1 - \frac{v}{g \omega} (n-1) \left[\frac{\partial Q}{\partial S} + \frac{1}{v} \frac{\partial Q}{\partial t} \right], \quad (15)$$

где:

$$n = \frac{v_1}{v} \quad (16)$$

Уравнение (15) удобно представить в следующем виде:

$$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial S} = -\frac{1}{\gamma} \frac{\partial p}{\partial S} + \frac{\tau_0 x}{\gamma \omega} - 1 + v \frac{(n-1)}{g \omega} \cdot \frac{\partial Q}{\partial S} + \frac{(n-1)}{g \omega} \frac{\partial Q}{\partial t} \quad (17)$$

Интегрируем уравнение (17) по S :

$$\frac{1}{g} \int \frac{\partial v}{\partial t} dS + \frac{1}{g} \int v dv = - \frac{1}{\gamma} \int dp + \frac{1}{\gamma} \int \frac{\tau_0 x}{\omega} dS - \int dS + \frac{1}{g} \int \frac{n-1}{\omega} v dQ + \frac{1}{g} \int \frac{n-1}{\omega} \cdot \frac{dQ}{dt} dS + C(t)$$

После простых преобразований получим:

$$\frac{1}{g} \int \frac{\partial v}{\partial t} dS + \frac{v^2}{2g} + \frac{p}{\gamma} - \frac{1}{\gamma} \int \frac{\tau_0 x}{\omega} dS + y + \frac{1}{g} \int \frac{1-n}{\omega} dQ - \frac{1}{g} \int \frac{n-1}{\omega} \frac{dQ}{dt} dS = \dot{C}(t) \quad (18)$$

Для установившегося движения уравнение (18) примет вид:

$$\frac{1}{g} \int \frac{1-n}{\omega} v dQ + \frac{v^2}{2g} + \frac{p}{\gamma} + y - \frac{1}{\gamma} \int \frac{\tau_0 x}{\omega} dS = 0 \quad (19)$$

Дифференцируем уравнение (19); получим:

$$\frac{1-n}{g\omega} v dQ + \frac{v}{g} dv + d\left(y + \frac{p}{\gamma}\right) - \frac{\tau_0 x}{\gamma\omega} dS = 0 \quad (20)$$

Принимая, что давление внутри конуса растекания распределяется по гидростатическому закону, т. е.

$$d\left(y + \frac{p}{\gamma}\right) = 0, \text{ получим уравнение:}$$

$$\frac{1-n}{g\omega} v dQ + \frac{v dv}{g} - \frac{\tau_0 x}{\gamma\omega} dS = 0. \quad (21)$$

Расход в любом сечении конуса растекания (через плоскости нормальные к оси X -ов) определяется по формуле:

$$Q_x = Q_0 + Q_z, \quad (22)$$

где:

Q_x — расход в рассматриваемом сечении конуса растекания,

Q_0 — Расход ниспадающего потока,

Q_z — расход, поступающий благодаря засасыванию через боковые поверхности конуса. Дифференцируя уравнение (22), получим:

$$dQ_x = dQ_z \quad (23)$$

С учётом выражения (23) уравнение (21) можно привести к виду:

$$\frac{1-n}{g\omega} v dQ + \frac{dQ}{g\omega} dv - \frac{\tau_0 x}{\gamma\omega} dx = 0 \quad \text{или,}$$

после простых преобразований,

$$(1-n)dQ + \omega dv - \frac{g}{\gamma} \frac{\tau_0 x dx}{v} = 0 \quad (23')$$

Для интегрирования дифференциального уравнения (23') прибегаем к следующим экспериментальным данным, полученным Миловичем [1] и Коноваловым [6].

Опыты Миловича показали, что выходящий из отверстия сопла воздушный поток (дымовая струя) начинает замедляться, скорость в ней быстро уменьшается, причём уменьшение скорости по пути растекания происходит по следующему, вполне определенному закону: величина произведения осевой скорости на расстояние до сопла x для всех точек растекающейся струи остается постоянной, то есть

$$v \cdot x = C = \text{Const.} \quad (24)$$

Опыты Коновалова, произведенные в гидравлической лаборатории ЛИИВ [6], показали, что при растекании потока образующие конуса расширения составляют прямые линии (фото 1).



Фото 1.

Принимая в основу уравнение (24) и результаты опыта Коновалова, легко проинтегрировать уравнение (23). Для упрощения задачи рассматриваем частный случай ниспадающего потока, выходящего из круглой трубы. Из фото 1 и уравнения 24 имеем:

$$x = \pi(d_0 + 2x \operatorname{tg} \alpha) \quad (25)$$

$$\omega = \frac{\pi}{4} (d_0 + 2x \operatorname{tg} \alpha)^2 \quad (26)$$

$$v = \frac{c}{x} \quad dv = -\frac{c}{x^2} dx \quad (27)$$

$$(1-n)dQ = \frac{\pi}{4} C \frac{(d_0 + 2x \operatorname{tg} \alpha)^2}{x^2} dx = \frac{\pi(d_0 + 2x \operatorname{tg} \alpha)}{x} \xi_0 R_c^{-1/2} dx \quad (28)$$

Для определения угла растекания потока уравнение 28 интегрируем в пределах от 0 до H по одной оси и от Q_0 до 0 по другой, после чего получим:

$$-(1-n)Q_0 - \frac{A}{H} B \operatorname{tg} \alpha \ln H - C_0 \operatorname{tg}^2 \alpha \cdot H - D \ln H - E \operatorname{tg} \alpha \cdot H = 0. \quad (29)$$

Принимая начальную скорость присоединенного потока равной нулю, из уравнения (16) будем иметь $n=0$. Тогда окончательно получим следующее квадратное уравнение для определения $\operatorname{tg} \alpha$:

$$\operatorname{tg}^2 \alpha + M \operatorname{tg} \alpha + W = 0, \quad (30)$$

где:

$$A = \frac{\pi C d_0^2}{4} \quad (31)$$

$$B = \pi C d_0 \quad (32)$$

$$C_0 = \pi C \quad (33)$$

$$D = \pi \xi_0 R_e^{-1/2} d_0 \quad (34)$$

$$E = 2\pi \xi_0 R_e^{-1/2} \quad (35)$$

$$M = \frac{B \ln H + E \cdot H}{C_0 H} \quad (36)$$

$$W + \frac{Q_0 + \frac{A}{H} + D \ln H}{C_0 H} \quad (37)$$

После определения значения $\operatorname{tg} \alpha$, интегрируем уравнение (28) второй раз в пределах 0 до l_x и от Q_0 до Q_x . После интегрирования получим:

$$(Q_0 - Q_x) + \frac{A}{l_x} \operatorname{tg} \alpha + B \operatorname{tg} \alpha \cdot l_x + C_0 \operatorname{tg}^2 \alpha \cdot l_x + D \ln l_x + E \operatorname{tg} \alpha \cdot \ln l_x = 0 \quad (38)$$

Из уравнения (38) легко определяется суммарный расход в любом сечении конуса растекания, а при помощи (22) — расход, поступающий через боковые поверхности конуса:

$$Q_x = Q_x - Q_0$$

Таким образом, при принятых допущениях (уравнения 7, 24, 25), задачу о растекании струи жидкости в среде той же жидкости, с учётом потерь на вихреобразование, можно считать решенной.

Дальнейшие исследования должны идти по пути уточнения значения коэффициента C в формуле (24).

Зная угол растекания конуса и суммарный расход в любом сечении его, легко определить среднюю скорость в расширяющемся потоке по формуле:

$$v_x = \frac{Q_x}{\frac{\pi}{4} (d_0 + l_x \operatorname{tg} \alpha)^2} \quad (39)$$

Полученные уравнения можно применять для решения задачи о предельной глубине размыва в нижнем бьефе.

Задаваясь в уравнении (39) величиной v_x в пределах неразмывающих скоростей для данного грунта, из уравнения (38) легко определить общую длину растекания конуса. Глубина размыва, очевидно, будет равна (рис. 3):

$$d = l_x - H, \quad (40)$$

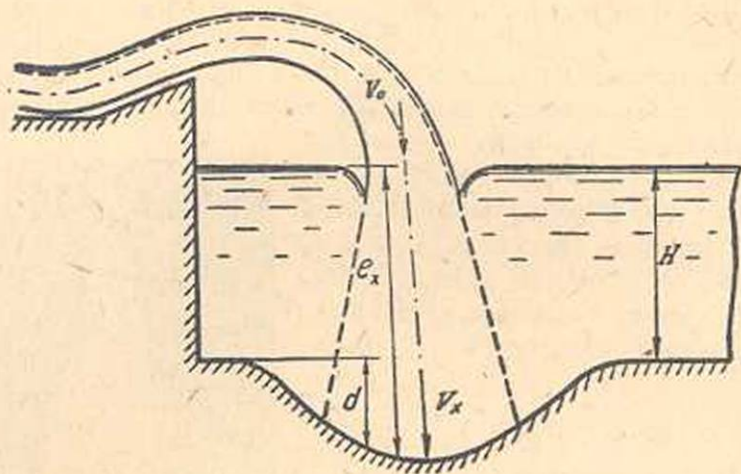


Рис. 3.

где

d — максимальная глубина размыва (глубина воронки),

H — глубина воды в нижнем бьефе.

Если поток падает на поверхность неподвижной жидкости под некоторым углом β , то глубина размыва может быть определена по формуле

$$d_0 = d \cos \beta. \quad (41)$$

Выводы

Вопрос о растекании струи жидкости в среде той же жидкости был в центре внимания многих исследователей. Из многочисленных работ, посвященных этому вопросу, заслуживают внимания теоретические работы профессоров Миловича, Патрашева и Коновалова. Работы упомянутых исследователей страдают тем недостатком, что Милович рассматривает поток идеальным, а Патрашев и Коновалов не учитывают потерь энергии на вихреобразование при растекании потока. Однако без учёта этих потерь вопрос о растекании потока нельзя считать достаточно точно решенным для практики. Настоящая работа посвящена вопросу решения задачи о растекании реального потока в неподвижной массе жидкости с учётом потерь напора, возникающих на поверхности соприкосновения двух жидкостей, имеющих одинаковые физические свойства.

В основу наших теоретических выводов положено уравнение движения жидкости с переменной по пути массой. Принимая это уравнение для нашей задачи и учитывая потери напора на вихреобразование приближенно по формуле (7), мы получаем дифференциальное уравнение движения жидкости с переменной по пути массой в виде уравнения (23').

Для интегрирования этого выражения, принимаем в основу уравнение (24), полученное Миловичем экспериментальным путем с воздушным потоком.

После интегрирования уравнения (23') получаем уравнения (30) и (38), откуда легко определяется угол растекания конуса ($\text{tg}\alpha$) и суммарный расход Q_x в любом сечении его.

Зная $\text{tg}\alpha$ и Q_x , легко определяется средняя скорость расширяющегося потока в произвольном сечении конуса по формуле (39).

Водно-Энергетический Институт
Академии Наук Армянской ССР.

ЛИТЕРАТУРА

1. А. Я. Милович—Гидродинамические основы газовой борьбы. Новочеркасск, 1918.
2. А. Н. Патрашев—Теория растекания струи в водяной подушке. Тр. Ленинградского Политех. Ин-та им. Калинина, № 9, 1937.
3. Е. А. Замарни—Курс гидротехнических сооружений. Ташкент, 1934.
4. М. М. Гришин и другие—Курс гидротехнических сооружений, т. 1. Москва, 1949.
5. М. Д. Чертоусов—Специальный курс гидравлики. Москва, 1937.
6. В. М. Маккавеев и И. М. Коновалов—Гидравлика, Ленинград—Москва, 1940.
7. И. В. Мещерский—Движение твердого тела с переменной массой. Москва, 1950.

Ա. Կ. ԱՆՃՆՅԱՆ

ՇԵՂՈՒԿԻ ՇԻՔԻ ՏԱՐԱՀԱՆՈՒՄԸ ՆՈՒՅՆ ՇԵՂՈՒԿԻ ԱՆՍԱՀՄԱՆ ՏԱՐԱԾՎՈՂ ՄԻՋԱՎԱՅՐՈՒՄ

Ա Մ Փ Ո Փ Ո Ւ Մ

Հեղուկի տարահոսումը նույն միջավայրում շատ հաճախ հանդիպող երևույթ է ինժեներական պրակտիկայում. ուստի այդ խնդրի ճիշտ լուծումն ունի կարևոր նշանակություն կյանքի համար: Այդ խնդրով զբաղվել են շատ հեղինակներ: Դրանցից արժանի են նշվելու ռուս գիտնականներ՝ պրոֆեսորներ Միլովիչի, Կանովալովի, Պատրաշովի տեսական աշխատությունները: Բայց հիշյալ հեղինակների աշխատություններն ունեն մի շարք բացասական կողմեր, որի հետևանքով և՛ փորձից ստացված և՛ հաշված նույն մեծությունների մեջ ստացվում են բավականին մեծ տարբերություններ: Այդ մոտավորության հիմնական պատճառներից մեկն այն է, որ հիշյալ հեղինակները խնդրի լուծման ժամանակ հաշվի չեն առնում հեղուկի տարահոսման ժամանակ տեղի ունեցող էներգիայի կորուստները: Էներգիայի կորուստների զգալի մասն ստացվում է մերիկների շնորհիվ, որոնք հետևանք են այն բանի, որ շարժվող հեղուկի մասնիկների և նրան շրջապատող անշարժ հեղուկի մասնիկների մեջ առաջանում են շփման ուժեր:

Մեր ներկա աշխատանքի նպատակն է տալ տարահոսող հեղուկի տեսական լուծումը, հաշվի առնելով այդ դեպքում շփման կորուստները: Այդ

խնդիրը լուծելու համար մենք հիմք ենք ընդունում փոփոխական զանգվածով շարժվող հեղուկի զիֆերենցիալ հավասարումը, ճնշման կորուստները, որի դեպքում հաշվի էին առնվում մոտավորապես՝ (7) բանաձևի օգնությամբ: Փոփոխական զանգվածով շարժվող հեղուկի համար վերջնական զիֆերենցիալ հավասարումը, որի մեջ մտնում են նաև շիման կորուստները, արտահայտվում է (23) բանաձևի օգնությամբ: Այդ հավասարումն ինտեգրելու համար մենք օգտվում ենք պրոֆ. Միրովիչի և Կոնովալովի փորձերից, որոնք արտահայտվում են (24) — (25) բանաձևերի օգնությամբ. (23) զիֆերենցիալ հավասարումն ինտեգրելուց հետո ստանում ենք (30) և (38) հավասարումները, որոնք տալիս են տարահոսող հեղուկի հիմնական քանակական մեծությունները, այն է՝ տարահոսող հեղուկի անկյան մեծությունը, որը կադմվում է ուղղահայացի հետ, և փոփոխական ելքերի մեծությունը կոնուսի ուղած կարվածքում:

А. М. Мхитарян

О замене верхового клина земляной плотины эквивалентной призмой при фильтрационных расчетах

Полный расчет фильтрации через земляные плотины на проницаемых и непроницаемых основаниях при наличии и отсутствии воды в нижнем бьефе дан нами в предыдущих работах [4,5,6,7,8]. Однако все они посвящены случаю изотропности тела плотины и основания; между тем на практике наиболее часто встречающимся случаем является анизотропность тела плотины и основания.

В настоящей работе также рассматривается случай изотропности тела и основания плотины, но метод, положенный в основу расчета верхового клина, дает возможность в дальнейшем перейти к случаю анизотропности.

Разобьем земляную плотину на проницаемом основании на три части аналогично тому, как это сделано в одной из наших предыдущих работ [4], и при расчете верхового клина заменим последний гидравлически эквивалентной и прямоугольной призмой.

Для плотин, расположенных на непроницаемом основании, этот метод был применен Де-Восом, Нельсон-Скорняковым [2] и др. авторами. Однако, как уже было показано нами ранее [4, стр. 49], такая разбивка плотины не была совсем верна.

Попытаемся отыскать ширину добавочной призмы с таким расчетом, чтобы она была действительно гидравлически эквивалентной верховому клину. Это значит, что величина потерь напора в верховом клине и заменяющей призме должна быть одинакова, т. е. они должны дать одну и ту же входную ординату кривой депрессии—h. Таким образом верховой клин FOE заменен прямоугольной призмой ABME (см. чертеж 1). Призма ABME даст в раздельном сечении действительную (или весьма близкую к ней) потерю напора при условии равенства действительной фильтрационной площади FCDE и площади фильтрации в призме ABDE.

Примем за фильтрационную площадь верхового клина площадь сектора OFE = F_1 , а

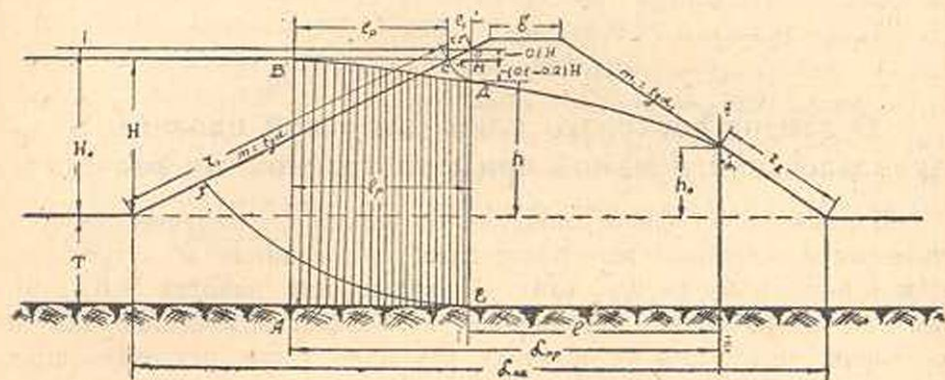
$$F_1 = \frac{2\pi\alpha}{360} \cdot \frac{(H_0 + T)^2}{2}, \quad \text{где } H_0 = 1,1H^*$$

(остальные обозначения см. на черт. 1).

* $H_0 = 1,1H$ см. [4], стр. 43.

Обозначая $\frac{2\pi\alpha}{360} = g_1$ и подставляя значения, получим

$$F_1 = \frac{g_1(1,1H + T)^2}{2} \quad (1)$$



Черт. 1. Профиль земляной плотины.

За расчетную фильтрационную площадь прямоугольной призмы возьмем ее геометрическую площадь

$$ABME = F_2, \text{ а } F_2 = (H + T) l_p,$$

где l_p — ширина призмы.

Таким образом мы преувеличиваем верховой клин на величину площади сектора COD, а призму на полупараболический треугольник BMD.

Нетрудно заметить, что эти малые дополнительные площадки практически равны друг другу. Так, при верховом откосе $m = 3$ и среднем значении

$$MD = H - h = (0,15 \div 0,20) H, \text{ где } H = (1,15 \div 1,20) h,$$

площадь сектора COD $= g_1 \frac{r_0^2}{2}$, где $g_1 = \frac{2\pi\alpha}{360} = 1,249$

$$r_0 = OM + MD = 0,1H + 0,15H = 0,25H^*.$$

Подставляя значения, получим: COD = 0,04H². Площадь BMD при $l_p = 0,2mH$, если взять по Нельсон—Скорнякову**, может составить величину, лежащую в пределах от $\frac{0,15H \times 0,2mH}{3}$ до

$\frac{0,15H \times 0,2mH}{2}$, т. е. от 0,03H² до 0,04H², в зависимости от кривизны линии BD. Приравняв друг другу площади F_1 и F_2 , получим:

$$g_1 \frac{(1,1H + T)^2}{2} (H + T) l_p.$$

* $OM = 0,1H$. См. там же.

** $l_p = 0,2mH$. См. [2], стр. 103.

Отсюда определим значение l_p :

$$l_p = \frac{g_1(1,1H+T)^2}{2(H+T)} \quad (2)$$

Выведенные фильтрационные площади абсолютно не равны и, кроме того, потери напора на криволинейных и прямолинейных фильтрационных путях могут быть несколько различными.

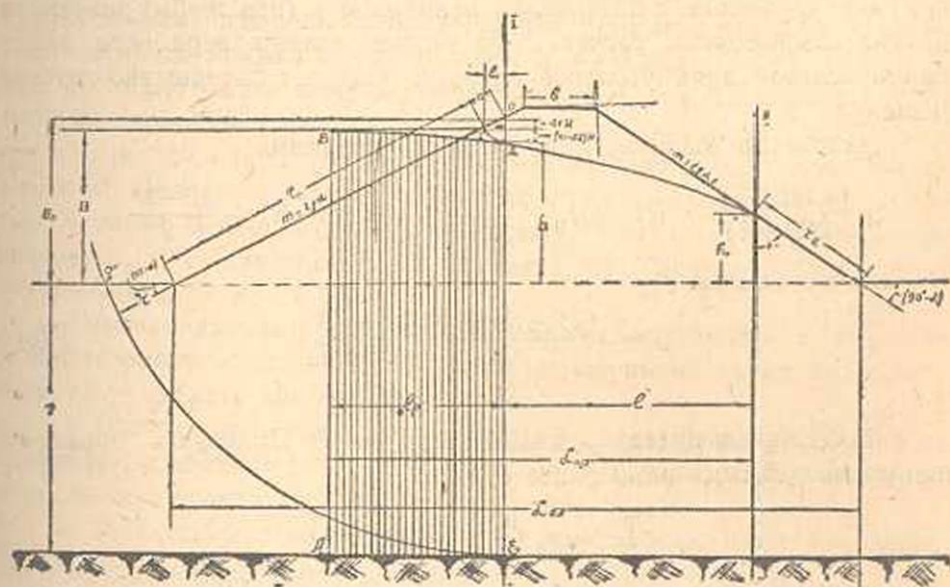
Для уточнения значения l_p введем в уравнение (2) поправочный коэффициент μ . Получим:

$$l_p = \mu g_1 \frac{(1,1H+T)^2}{2(H+T)} \quad (3)$$

При мощном пронизываемом слое T и в случае вклинивания самой нижней линии тока в основание плотины со дна верхнего бьефа, т. е.

при $h+T > \frac{H}{\cos \alpha}$, фактическая площадь фильтрации

$$F_1 = g_1 \frac{(1,1H+T)^2}{2} + \frac{2\pi(90-\alpha)}{360} \cdot \frac{r^2}{2} \quad (\text{см. чертеж 2}).$$



Черт. 2. Профиль земляной плотины.

Обозначая $\frac{2\pi(90-\alpha)}{360} = g_2$, получим $F_1 = g_1 \frac{(1,1H+T)^2}{2} + g_2 \frac{r^2}{2}$.

Приравняв значение F_1 и F_2 , получим:

$$g_1 \frac{(1,1H+T)^2}{2} + g_2 \frac{r^2}{2} = (H+T) l_p.$$

Отсюда значение I_p , с учетом коэффициента μ , будет:

$$I_p = \frac{g_1(1,1H+T)^2 + g_2r^2}{2(H+T)} \cdot \mu. \quad (4)$$

Ограничиваясь малыми и средними значениями толщины проницаемого слоя, определим пределы изменения коэффициента μ . Фльтрационные уравнения для прямоугольной призмы напишем по Дюпюи*

$$\frac{q}{k} \cdot I_p = T(H-h) + \frac{H^2-h^2}{2} \quad (5)$$

С другой стороны, точное фильтрационное уравнение для верхового клина, полученное нами ранее ([7], стр. 45), имеет вид:

$$\frac{q}{k} = \frac{H-h}{g_1} \ln \frac{1,1H+T}{1,1H-h} \quad (6)$$

Условие равенства потери напора требует равенства расходов, т. е.

$$I_p \cdot \frac{H-h}{g_1} \ln \frac{1,1H+T}{1,1H-h} = T(H-h) + \frac{H^2-h^2}{2}. \quad (7)$$

Если, подставив в данное уравнение значение I_p по формуле (3), мы получим уравнение с постоянной величиной μ (при любых значениях других компонентов расчета), то задача замены верхового клина эквивалентной прямоугольной призмой получает совершенно точное решение.

Подставив значение I_p из (3) в (7), получим:

$$\mu \frac{(1,1H+T)^2}{2(H+T)} \cdot (H-h) \ln \frac{1,1H+T}{1,1H-h} = T(H-h) + \frac{H^2-h^2}{2}.$$

Отсюда определим μ :

$$\mu = \frac{(2T+H+h)(H+T)}{(1,1H+T)^2 \ln \frac{1,1H+T}{1,1H-h}} \quad (8)$$

Разделим числитель и знаменатель на T . Пользуясь обозначениями, введенными нами ранее ([7], стр. 51):

$$\frac{H}{T} = \gamma, \quad \frac{h}{T} = x, \quad \frac{\gamma}{x} = x'$$

и переведя натуральный логарифм $\ln$ в десятичный $\lg$, получим:

$$\mu = \frac{\left(\frac{2}{\gamma} + 1 + \frac{1}{x'}\right) \left(1 + \frac{1}{\gamma}\right)}{2,303 \left(1,1 + \frac{1}{\gamma}\right)^2 \cdot \lg \frac{1,1 + \frac{1}{\gamma}}{1,1 - \frac{1}{x'}}} \quad (9)$$

* См. [4], стр. 47.

Для получения значений μ задаемся рядом значений γ и при $m = 3$, $m_1 = 2$; пользуясь графиком 2а из одной из наших работ [4], находим значение x' . Подставляя указанные значения в формулу (9), получим значение μ . Определенные значения x' и μ при задаваемых нами значениях γ сводим в таблицу 1.

Как видим из таблицы, величина μ имеет очень небольшой диапазон изменения.

Таблица 1

Для других значений γ и при других откосах плотины нами подсчитаны значения μ , лежащих в пределах 0,9—0,95. В нескольких случаях значение μ получилось меньше 0,9, но не меньше 0,85.

γ	1,1	2,8	4,4	5,2
x'	1,27	1,19	1,16	1,16
μ	0,92	0,949	0,940	0,949

Для определения значений μ можно использовать также и опытные данные; они более целесообразны, т. к. при этом одновременно вводится поправка на косоуструйность течения, удлинение нижних струек, учитываемое коэффициентом μ . Опытные данные позволяют определить несколько меньшие значения μ — обычно в пределах 0,85—0,90.

При расчетах пока можно принять минимальное значение $\mu = 0,85$, т. к. меньшему значению μ будет соответствовать меньшая ширина эквивалентной призмы и, следовательно, меньшая потеря напора в ней, а это даст в расчетах некоторый запас. При расположении плотины на непроницаемом основании значение несколько больше, а именно: $\mu = 0,9 \div 0,95$. Это, повидимому, связано с большими значениями β^* . При проницаемом основании струи, проходящие под плотинкой, имеют более округлые очертания, чем при непроницаемом основании, т. е. для последнего случая $\beta > 1$. Расчетное значение μ мы рекомендуем брать 0,9.

Вышеприведенные расчеты и материалы, несмотря на недостаточность опытных данных и неполное экспериментальное изучение, позволяют сделать следующие выводы:

1. Расчет фильтрации через земляные плотины на проницаемом основании, с заменой верхового клина на гидравлически эквивалентную призму, практически вполне приемлем.

2. Для определения ширины призмы l_p применимо уравнение (3), в котором коэффициент μ можно взять равным 0,85—0,9.

3. Такой метод расчета может послужить базой для расчетов фильтрации земляных плотин, авизотропных с основанием.

Посмотрим, как изменяются фильтрационные уравнения и расчетные формулы при сделанном допущении. Длина средней части плотины

$$l = L_{пл} - 1,1 mH - m_1 h_0.$$

* Значение β см. [4], стр. 43.

Длина средней части плотины при замене верхового клина призмой

$$L_{np} = L_{пл} - 1,1 mH - m_1 h_0 + l_p = L_p - m_1 h_0, \quad (10)$$

где

$$L_p = L_{пл} - 1,1 mH + l_p.$$

Фильтрационное уравнение для средней части плотины и призмы

$$\frac{q}{k} L_{np} = T(H - h_0) + \frac{H^2 - h_0^2}{2}, \quad (11)$$

где h_0 — выходная ордината кривой депрессии.

Подставим в уравнение (11) значение L_{np} из (10); получим:

$$\frac{q}{k} (L_p - m_1 h_0) = T(H - h_0) + \frac{H^2 - h_0^2}{2} \quad (12)$$

Уравнение (12) — есть фильтрационное уравнение прямоугольной части.

Уравнения низового клина для случаев малой и большой глубины проницаемого слоя T , полученные нами ранее ([4], стр. 49), остаются без изменений.

Для случая малой толщины T , т. е. при $h_0 + T < r$, уравнение низового клина имеет следующий вид (см. [4], стр. 49):

$$\frac{q}{k} = \frac{h_0 + T}{g_3} \cdot \cos \alpha_1, \quad (13)$$

где

$$g_3 = \frac{2\pi\alpha_1}{360}.$$

Система фильтрационных уравнений в этом случае будет:

$$\left. \begin{aligned} \frac{q}{k} (L_p - m_1 h_0) &= T(H - h_0) + \frac{H^2 - h_0^2}{2} \\ \frac{q}{k} &= \frac{h_0 + T}{g_3} \cdot \cos \alpha_1 \end{aligned} \right\} I$$

Для случая большой толщины проницаемого слоя T , т. е. при $h_0 + T > r$, уравнение низового клина имеет вид:

$$\frac{q}{k} = \frac{h_0}{g_3} + \frac{h_0}{g_3 + g_4} \ln \left[\left(1 + \frac{g_4}{g_3} \right) \cos \alpha_1 \left(1 + \frac{T}{h_0} \right) - \frac{g_4}{g_3} \right], \quad (14)$$

где

$$g_4 = \frac{2\pi(90 - \alpha_1)}{360} \quad ([4], \text{ стр. 49}).$$

Система фильтрационных уравнений приобретает вид:

$$\left. \begin{aligned} \frac{q}{k} (L_p - m_1 h_0) &= T(H - h_0) + \frac{H^2 - h_0^2}{2} \\ \frac{q}{k} &= \frac{h_0}{g_3} + \frac{h_0}{g_3 + g_4} \ln \left[\left(1 + \frac{g_4}{g_3} \right) \cos \alpha_1 \left(1 + \frac{T}{h_0} \right) - \frac{g_4}{g_3} \right] \end{aligned} \right\} II$$

I система решается алгебраически. Подставив значение из (12) в (13)

и разрешив полученное квадратное уравнение относительно $\frac{q}{k}$, получим:

$$\frac{q}{k} = B(L_p + m_1 T) - \sqrt{[B(L_p + m_1 T)]^2} \quad (15)$$

$$h_0 = \frac{q}{KA} - T, \quad (16)$$

где $B = \frac{A^2}{2m_1 A - 1}$; здесь $A = \frac{\cos \alpha_1}{g_3}$.

(Значение A можно взять из таблицы 3 в нашей другой работе [4]).

В случае непроницаемого основания ($T=0$) уравнения (15) и (16) упрощаются еще больше:

$$\frac{q}{k} = BL_p - \sqrt{B^2 \cdot L_p^2 - BH^2} \quad (15')$$

$$h_0 = \frac{q}{KA} \quad (16')$$

И система фильтрационных уравнений решается только подбором.

Построение расчетных графиков, охватывающих любые профили плотин и облегчающих расчеты, не представляет особенную трудность. Однако, мы не выполняем этого построения, считая, что эта система уравнений с небольшой затратой времени может быть решена графо-аналитически. В самом деле, уравнение (14) выражает зависимость $q = f(h_0)$. Разделив обе части на T и введя обозначение

$$\frac{h_0}{T} = y, \quad \frac{q}{KT} = Q, \quad \frac{h_0}{T} = y',$$

получим:

$$Q = \frac{y}{g_3} + \frac{y}{g_3 + g_4} \ln \left[\left(1 + \frac{g_4}{g_3} \right) \cos \alpha_1 \left(1 + \frac{1}{y} \right) - \frac{g_4}{g_3} \right] \quad (17)$$

Задаваясь рядом значений y , определяя по ним Q , при определенных значениях g_3 и g_4 , зависящих от величины α_1 , можем построить кривые $Q = f(y)$.

Подставив значение введенных обозначений в уравнение (12) получим:

$$\frac{L_0}{m_1 H} = (1 - y') \cdot \frac{1 + 0,5 \gamma \cdot (1 + y')}{m_1 Q} + y' = \varphi(y'). \quad (18)$$

Задаваясь несколькими значениями y' и определяя по ним значение Q из кривой $Q = f(y)$, и также y' из соотношения $y' = \frac{h_0}{H} = \frac{y}{\gamma}$, вычисляем соответствующие значения $\varphi(y')$ по формуле (18).

По вычисленным $\varphi(y')$ строим кривую, на которой отыскиваем



значение $\frac{L_p}{m_1 H}$, отвечающую последнему значению y' . Очевидно, y' и будет искомым.

Пример расчета приведем ниже, при сопоставлении теоретических формул с ответными данными.

Оценка точности предлагаемых формул на основании опытных данных

Приведем пример для проверки метода, опубликованного нами ранее [4]. Сопоставим с опытными данными, полученными нами в Гидроэлектрической лаборатории Академии Наук Арм. ССР, а также с опубликованными работами других авторов (Нельсон-Скорняков [2], Скабалланович [1]). Полученные результаты сравним с результатами эквивалентной призмы.

Данные примера

$$\begin{aligned} m &= 3, \quad m_1 = 2 & b &= 1,0 \text{ м}, \quad L_{\text{пл}} = b + mH_{\text{пл}} + m_1H_{\text{пл}} = \\ T &= 3 \text{ м}; \quad H = 0,8 \text{ м}; & &= 1 + 3 + 2,1 = 6 \text{ м}. \\ H_{\text{пл}} &= 1,0 \text{ м}. \end{aligned}$$

Параметры кривой депрессии определим при помощи графиков, приведенных в нашей работе [4]; для этого предварительно определим приведенные величины, по которым построены эти графики

$$E = \frac{L_{\text{пл}} - 1,1 mH}{T} = \frac{6 - 2,64}{3} = 1,12$$

$$\gamma = \frac{H}{T} = \frac{0,8}{3} = 0,267$$

По графику 2^a находим $x' = 1,4$.

По графику 2^b находим $y' = 0,23$.

Следовательно:

$$\text{входная ордината } h = \frac{H}{x'} = \frac{0,8}{1,4} = 0,57 \text{ м},$$

$$\text{выходная ордината } h_0 = y'H = 0,23 \times 0,8 = 0,18 \text{ м}.$$

Опытные данные, полученные для указанного профиля плотины, следующие:

$$h = 0,55 \text{ м}, \quad h_0 = 0,16 \text{ м}.$$

Погрешность составляет 2,5% от полного напора. Можно считать эту погрешность результатом не совсем точной постановки опыта; поэтому можем говорить о практически полном совпадении результатов.

Определим величину выходной ординаты по предложенному нами в данной работе методу, положив $\mu = 0,85$.

Ввиду того, что имеет место неравенство $h + T > r_1$, используем следующую формулу:

$$F_1 = g_1 \frac{(1,1H+T)^2}{2} + g_2 \frac{r^2}{2} \text{ (см. черт. 2).}$$

Радиусы $1,1H + T = 0,88 + 3 = 3,88 \text{ м}$

$$r = H_0 + T - \frac{H_0}{\cos \alpha} = 3,88 - \frac{0,88}{0,316} = 1,097 \text{ (при } m = 3, \alpha = 71^\circ 34')$$

$$F_1 = \frac{1,249}{2} \times 3,88^2 + \frac{0,322}{2} \times 1,097^2 = 9,595^*$$

Ширина добавочной призмы

$$l_p = \frac{\mu F_1}{H+T} = \frac{0,85 \times 9,595}{0,8+3} = 2,146$$

Параметр

$$\frac{L_p}{m_1 H} = \frac{L_{пл} - mH_0 + l_p}{m_1 H} = \frac{6 - 3 \times 0,88 + 2,146}{2 \times 0,8} = 3,441$$

Задавшись тремя значениями y' , вычислим $\varphi(y')$ по формуле (18). Результаты вычислений по порядку сведены в таблицу 2.

Таблица 2

1	2	3	4	5	6	7
	$y = y' =$	Q	$1-y'$	$\frac{1}{2} y(1+y') H =$ $= 0,1335 (1+y') H$	$[4] \times \frac{[5]}{2}$	$\varphi(y')$
y'	$= 0,267 y'$	(по граф. 1, см. [7])				
0,2	0,0534	0,133	0,90	1,1602	0,4641	3,689
0,23	0,0614	0,1475	0,77	1,1642	0,4482	3,263
0,25	0,06675	0,1567	0,75	1,1669	0,4376	3,043

Ввиду того, что эта кривая близка к прямой, то можно построить ее по данным трем точкам.

По кривой определяем значение y' , соответствующее

$$\varphi(y') = 3,441, y' = 0,22.$$

Следовательно,

$$h_0 = H \cdot y' = 0,8 \times 0,22 = 0,176$$

В случае, если $\mu = 0,9$, то получается $h_0 = 0,171$.

Как видим, результат практически не отличается от результатов опытов и приведенного выше расчета.

* $g_1 = \frac{2\pi\alpha}{360} = 1,249, g_2 = \frac{\pi}{2} - g_1 = 0,322.$

Аналогично изложенному выполнены расчеты для второго и третьего профилей. Результаты расчета приведены в таблицах 3 и 4; приведены и результаты вычислений для плотин с непроницаемым основанием. Ход расчетов поясним на примере профиля № 1 с откосами $m=3$ и $m_1=2$, пользуясь графиками нашей другой работы [6]. Для этого определим параметры графиков.

Параметр $\varepsilon' = \frac{L_{пл}}{H} = 1,1 \frac{mH}{H} = \frac{19}{2,5} = 3,3 = 4,3$. По графику 1^а из нашей работы [9] находим $x' = 0,924$ и по графику 1^б $y' = 0,44$. Следовательно, $h_0 = 0,44 \times 2,5 = 1,1$ м.

Для сопоставления определим выходную ординату по формуле (15') при $\mu = 0,9$.

Определив значения $A = \frac{\cos \alpha_1}{g_2}$ и $B = \frac{A^2}{2m_1 A - 1}$, найдем ширину эквивалентной призмы

$$l_p = 0,605 \mu g_1 H = 0,5445 g_1 H = 1,7$$

Расчетная ширина плотины

$$L_p = L_{пл} - 1,1 mH + l_p = 19 - 1,1 \times 2,5 + 1,7 = 12,45.$$

Выходная ордината

$$h_0 = \frac{q}{KA} = \frac{B L_p}{A} - \sqrt{\frac{B^2}{A^2} \cdot L_p^2 - \frac{B}{A^2} \cdot H^2} = 0,488 \times 12,45 - \sqrt{(0,488 \times 12,45)^2 - \frac{0,488 \times 2,5^2}{0,253}} \quad h_0 = 1,108.$$

Таблица 3

Результаты расчета выходной ординаты для данных опытов Нельсон-Скорнякова. Плотина на проницаемом основании.

№№ проф.	H	m	m ₁	L _{пл}	Факт. значения h ₀	ε'	x'	y'	h ₀	Отклонение от H в %	h ₀ по формуле при μ = 0,9
1	2,5	3	3	19	0,95	4,3	0,924	0,46	1,16	+6,0	1,11
2	2,5	3	2,25	19	0,65	5,13	0,942	0,255	0,64	-0,4	0,74
3	2,0	4	2,5	15,5	0,70	5,00	0,936	0,300	0,60	-5	0,86
4	2,0	5	2,5	17,5	0,55	6,00	0,945	0,26	0,52	-1,5	0,88

Примечание: для 2, 3 и 4 профилей x' и y' определены по графику 1^а и 1^б [6], а для 1 профиля — по графику 2^а и 2^б [3].

Как показывают приведенные выше расчеты, точность наших основных формул, представленных графиками № № 1^а, 1^б, 2^а, 2^б, весьма удовлетворительна. Она лежит в пределах точности выполнения самых опытов.

Таблица 4

Данные Нельсон-Скорнякова и наши

№ № проф.	T	H	γ	L_{an}	h_0 по опыту	h_0 по графику [6]	h_0 по формуле при $\mu = 0,85$	Отклонения от H в %	Примечание
1	3	0,8	0,267	6	0,16	0,18	0,18	+2,5	$m = 3$ $m_1 = 2$
2	2	1,0	0,50	7	0,19	—	0,17	-2	$m = 2$ $m_1 = 2$
3	3	0,8	0,27	—	0,12	—	0,15	+3,75	$m = 3$ $m_1 = 1$

В частности, для плотин с непроницаемым основанием вычисленные результаты лучше получившихся по ранее известным формулам [6]. Таким образом, даже частный случай наших формул (для непроницаемого основания) должен иметь практическое значение, обеспечивая хорошие результаты при предельной простоте расчета.

Расчет по нашей приближенной формуле (15) приводит к результатам несколько худшим, но также вполне применимым, обеспечивающим некоторый запас в расчете. Однако этот метод является особо ценным для расчета плотин в анизотропной среде.* Что касается плотин с проницаемым основанием, то для окончательных выводов приведем еще данные точно поставленных опытов проф. Черкасова, инж. Скабаллановича [1] и наших.

Результаты расчетов, выполненных как и прежде, по приближенным формулам системы II приводятся в табл. 5.

Таблица 5

№ № проф.	T	H	γ	m	m_1	Опытное знач. h_0	По формуле h_0	Расход в % от H	Примечание
1	11,5	6,75	0,587	4,5	3,5	1,40	0,37	-0,4	Опыты в лотке
2	11,5	4,75	0,413	4,5	3,5	0,65	0,60	-1,0	В лотке
3	10,0	6,75	0,675	4,5	3,5	1,41	1,46	+0,6	По методу ЭГДА
4	11,5	6,75	0,587	4,0	3,0	1,42	1,36	-0,9	В лотке

Эти результаты лучше, чем в предыдущей серии опытов, что указывает на применимость приближенного метода расчета с заменой верхового клина на эквивалентную призму.

Интересно отметить одно обстоятельство. При проницаемом основании большой мощности опыта Нельсона-Скорнякова и наши формулы дают положительные, в общем небольшие, отклонения.

* Расчет фильтрации в анизотропной среде будет приведен в отдельной статье.

Это обстоятельство, возможно, носит случайный характер, но не исключена возможность несовершенства гидравлического метода в применении к низовому клину при большой T и сложных контурах области движения. Этот вопрос, на наш взгляд, особенно нуждается в экспериментальном гидромеханическом исследовании.

Недостаточность имеющегося опытного материала, не охватывающего всего многообразия возможных сочетаний компонентов расчета, делает наши выводы в данной статье, конечно, предварительными и подчеркивает необходимость дальнейших экспериментальных работ в этом направлении. Мы выражаем надежду, что наши формулы послужат не только для расчетов земляных плотин, но могут быть также базой для дальнейшего экспериментального изучения вопроса.

Как уже было указано, предпосылка, положенная в основу метода замены части плотины эквивалентными призмами, может послужить основанием для исследования вопроса фильтрации в анизотропной среде.

Гидроэлектрическая лаборатория
Водно-Энергетического Института
Академии Наук Армянской ССР.

ЛИТЕРАТУРА

1. И. А. Скабалланович—Изменение горизонта грунтовых вод при подборе воды в реке. Москва. 1936.
2. Ф. Б. Нельсон-Скорииков—Фильтрация в однородной среде. Москва. 1947.
3. П. А. Шанкин—Расчеты фильтрации в земляных плотинах. 1947.
4. А. М. Мхитарян—Фильтрация воды через земляные плотины на провицаемых основаниях Изв. АН Арм. ССР, № 5, 1947.
5. А. М. Мхитарян—Фильтрация воды через земляные плотины на провицаемых основаниях с водной в н. б. Изв. АН Арм. ССР (физ.-мат. науки) I, № 4, 1948.
6. А. М. Мхитарян—Фильтрация воды через земляные плотины на непроницаемых основаниях без воды в н. б. Изв. АН Арм. ССР (физ.-мат. науки) II, № 2, 1949.
7. А. М. Мхитарян—Фильтрация воды через земляные плотины на непроницаемых основаниях с водой в н. б. Изв. АН Арм. ССР (физ.-мат. науки) III, № 1, 15, 1950.
8. А. М. Мхитарян—Расчет фильтрации воды через земляные плотины на провицаемых основаниях методом средней струйки. Изв. АН Арм. ССР, (физ.-мат. науки) III, № 3, 271, 1950.

Ա. Մ. Մխիթարյան

ՀԱՂԱՅԻՆ ՊԱՏՎԱՐԻ ՎԵՐԻՆ ՍԵՊԻ ՓՈՒԱՐԻՆՈՒՄԸ
ՀԱՄԱՐԺԵՔ ՊՐԻՋՄԱՅՈՎ՝ ՖԻԼՏՐԱՑԻՈՆ ՀԱՇՎԱՐԿՆԵՐԻ ԺԱՄԱՆԱԿ

Ա Մ Փ Ո Փ Ո Ւ Մ

Այս աշխատանքով մենք տալիս ենք ջրաթափանց հիմքերի վրա գտնվող հողային պատվարների մարմնով կառարվող ֆիլտրացիայի հաշվարկը:

Ի տարրերություն մեր նախորդ աշխատանքներից, ներկա հոդվածում մենք տալիս ենք պատվարի վերին սեպի համար հաշվարկ նոր մեթոդով (այսպես կոչված վերին սեպի փոխարինումը հիդրավլիկական համարժեք պրիզմայով): Այս մեթոդը կիրառել են Ջամարինը և Նելսոն—Սկարնյակովը, բայց նրանց մոտեցումը եղել է ոչ ճիշտ:

Տվյալ հաշվարկը համեմատել ենք հեղինակի և մի քանի հետազոտողների փորձնական տվյալների հետ և ապացուցել նրա ընդունելի լինելը: Այս հաշվարկի գլխավոր նպատակն է հետազոտում հիմք ծառայել ոչ միատարր հողային պատվարների ֆիլտրացիոն հաշվարկի համար, որն ունի գործնական մեծ նշանակություն և շատ քիչ է լուծարանված:

ГИДРОТЕХНИКА

А. М. Мхитарян

**Фильтрация воды через земляные плотины на
 проницаемых основаниях с наклонным
 водоупором**

Фильтрация в земляных плотинах может иметь те или иные особенности, в зависимости от конструкции плотины, характера основания, наличия или отсутствия воды в нижнем бьефе и т. д.

Для выявления закономерностей этого движения прежде всего дадим, насколько это возможно, точное решение основной простейшей задачи фильтрации воды через однородную трапециoidalную плотину на проницаемом основании, с наклонным водоупором, обладающим тем же коэффициентом фильтрации, что и плотина. Эта задача применительно к плотинам на водоупоре была положена в основу фильтрационных исследований рядом авторов: Павловский [1], Угинчус [2], Дахлер) и решена с большей или меньшей степенью точности.

Для плотин на водопроницаемом основании с горизонтальным водоупором задача была впервые решена автором настоящей статьи в 1944 г. в своей кандидатской диссертации [3], а затем П. А. Шанкиным [4] в 1947 г., в несколько иной форме.

Однако расчет фильтрации через земляные плотины на проницаемых основаниях с наклонным водоупором решается впервые. Этот случай является наиболее общим и часто встречающимся в практике. Из этого решения можно получить многочисленные частные случаи, использование которых потребует при решении более сложных задач на фильтрацию через неоднородные плотины (имеющие противифльтрационные устройства, неоднородность грунта тела, плотины и основания и т. п.

Автор имеет целью сопоставить данное решение с гидромеханическим решением этого же случая, разработанным самим автором под руководством члена-корреспондента АН СССР П. Я. Полубариновой-Кочиной. Оно позволит нам дать оценку точности: во-первых, данного решения, во-вторых, различных приближенных способов решения, полученных другими авторами.

Мы ограничились решением фильтрации через земляные плотины при отсутствии воды в нижнем бьефе, т. к., во-первых, для наших целей интересен именно этот случай, при котором роль проницаемого основания наиболее значительна, а при устройстве ядра или

экрана происходит поглощение фильтрационных вод в толще основания, в то время как наличие воды в нижнем бьефе ограничивает снижение выходной ординаты и тем самым существенно приближает явление к фильтрации через земляные плотины на водоупоре. Во-вторых, отсутствие воды в нижнем бьефе при плотинах на проницаемом основании с наклонным водоупором более типично, чем при плотинах на водоупоре или с горизонтальным проницаемым основанием небольшой мощности.

Мы дадим решение задачи для случая земляной плотины трапециoidalного профиля при наклонном водоупоре, имеющем направление в сторону падения реки.

Пусть напор плотины будет H , высота плотины $H_{пл}$, высота точки O пересечения раздельного сечения с верховым откосом H_0 , откосы плотины m и m_1 , ширина по низу $L_{пл}$, толщина проницаемого слоя в створе I—I—Т. Разделим плотину на 3 части сечениями I—I и II—II (чертеж 1). Получим верховой клин, среднюю часть плотины и низовой клин. Проведем раздельное сечение I—I с таким расчетом, чтобы отделить крайние зоны с криволинейными очертаниями линии токов от зоны с примерно прямолинейными траекториями движения. Для этой цели используем имеющийся материал наиболее совершенных по постановке экспериментов (данные Скабаллановича, Павловского и автора). Что касается второго раздельного сечения II—II, определяющего низовой клин, то вполне удовлетворительные результаты дает его положение в створе выходной ординаты кривой депрессии.

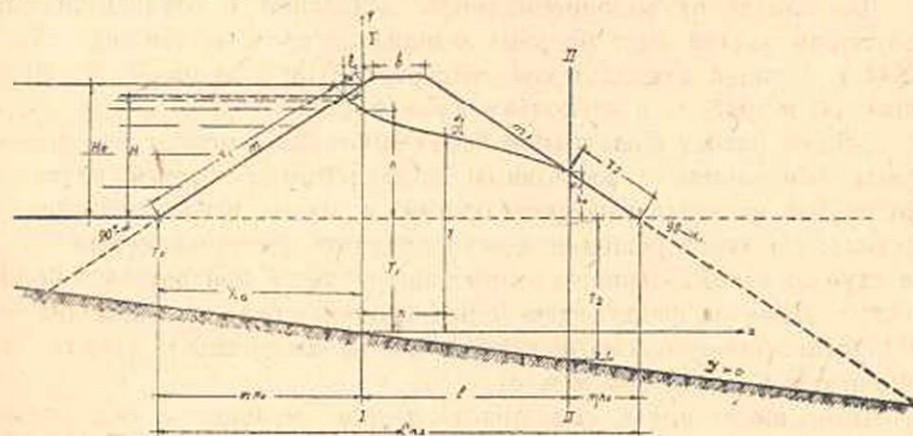


Рис. 1.

Заметим, что линии токов в пределах верхового клина имеют во всех случаях ясно выраженные вогнутые очертания и могут, поэтому, рассматриваться как дуги более или менее концентрических окружностей или эллипсов.

В пределах низового клина расположение линий тока в верхней части несколько иное. В самом деле, при отсутствии ...

нем бьефе низовой откос, подобно верховому, не представляет из себя эквипотенциальной поверхности. Линией равного напора в нижнем бьефе служит горизонтальная поверхность земли. Поэтому линии токов в непосредственной близости от подножия сухого откоса направлены вверх, но в точке выклинивания кривая депрессии, как известно, тангенциальна к сухому откосу и имеет, поэтому, чуть выпуклые (со впадом вниз) очертания. Следовательно, в пределах смежной части низового откоса направление выклинивающихся линий тока должно изменяться от тангенциального (в верхней точке клина) через нормальное к откосу где-то на его поверхности, к вертикальному у подошвы откоса. Выпуклые очертания линий токов могут иметь место только в самой верхней части низового клина.

Таким образом, приближенно можно принять линии токов и в пределах низового клина за дуги концентрических окружностей или эллипсов) с центром в точке O' .

Если в самой верхней части низового клина (у точки O') истинное направление линий токов и будет несколько отличаться от принятого нами, то для гидравлической задачи это не должно иметь практического значения.

Посмотрим теперь, нельзя ли обусловить положение раздельного сечения I—I каким-либо количественным соотношением.

В таблице 1 приводятся данные, характеризующие положение раздельного сечения для 20 изученных моделей (из которых в 6 моделях работы были выполнены как в лотке, так и методом ЭГДА, при тех же или несколько измененных размерах).

Просматривая эту таблицу, легко обнаружить, что в отличие от отношения a_1 , не обнаруживающего достаточного постоянства, величина $a \frac{H_0}{H}$ оказывается почти постоянной для всех опытов, не

смотря на большие различия в размерах, характере моделей и методике опытов. Если при определении ограничиться одним знаком после запятой, то величина этого отношения примет постоянное значение $a=1,1$. Допущение $a=1,1$, как показывает таблица, дает погрешность не более нескольких процентов.

При $a=1,1$ расстояние раздельного сечения I—I от уреза воды на верховом откосе I, будет равно:

$$l_1 = m(H_0 - H) = m(1,1H - H) = 0,1mH \quad (1)$$

(см. черт. 1).

Расчет верхового клина плотины

Для получения расчетных уравнений для всех трёх частей плотины необходимо определить гидравлический градиент в каждой части плотины, затем определить скорость и расход.

Гидравлический градиент равен потери напора, деленной на-

ние струи почти полностью соответствуют дугам окружностей и для них $\beta_1=1$, то этот коэффициент зависит от радиуса.

$$\text{Эмпирически можно принять: } \beta_1 = a(r_0 + z)^{\mu}, \quad (4)$$

где a и μ — численные параметры, определение которых на опыте облегчается тем условием, что поверхностная струйка имеет $\beta_1=1$, т. е. при $z=0$.

$$\text{аг } \beta_0 = 1. \quad (5)$$

Ввиду того, что опытный материал полностью не обработан для определения численных значений этих параметров, пока примем значение $\beta_1=1$. Гидравлический градиент элементарной струйки будет:

$$J = \frac{H-h}{l_z} = \frac{H-h}{2\pi(r_0+z)^{\frac{\alpha}{360}}} = \frac{H-h}{\delta_1(r_0+z)},$$

$$\text{где: } \delta_1 = 2\pi \frac{\alpha}{360}.$$

Величина δ_1 будет представлять собой ни что иное, как угол α , выраженный в радианах.

Скорость по закону Дарси равна:

$$V = KJ = K \frac{H-h}{\delta_1(r_0+z)};$$

Элементарный расход равен:

$$dq = V \cdot dz = \frac{K(H-h)}{\delta_1(r_0+z)} dz.$$

Интегрируя в пределах от 0 до $h+T_1$, получим.

$$Q = \frac{K(H-h)}{\delta_1} \int_0^{h+T_1} \frac{dz}{r_0+z} = \frac{K(H-h)}{\delta_1} \left[\ln(r_0+h+T_1) - \ln r_0 \right];$$

подставляя сюда значения:

$$r_0 = H_0 - h = 1,1H - h, \quad T_1 = T_0 - JX_0$$

$$\text{и } X_0 = mH_0 = 1,1mH,$$

получим:

$$Q = \frac{K(H-h)}{\delta_1} \ln \frac{1,1H + T_0 - 1,1mH}{1,1H - h} \quad (6)$$

II-й случай.

$$h + T_1 > r_1 \text{ или } h + T_1 > \frac{H}{\cos \alpha} \quad (\text{см. черт. 2 б}).$$

Проводя радиусом r_1 дугу из центра O через точку E , разобьем фильтрационный поток на две зоны. Обозначим расход, проходящий в первой зоне через q_1 , а расход во второй зоне — через q_2 .

По предыдущему, расход любой элементарной струйки, расположенной в пределах I зоны, будет:

$$dq_1 = V \cdot dz = \frac{K(H-h)}{\delta_1} \cdot dz$$

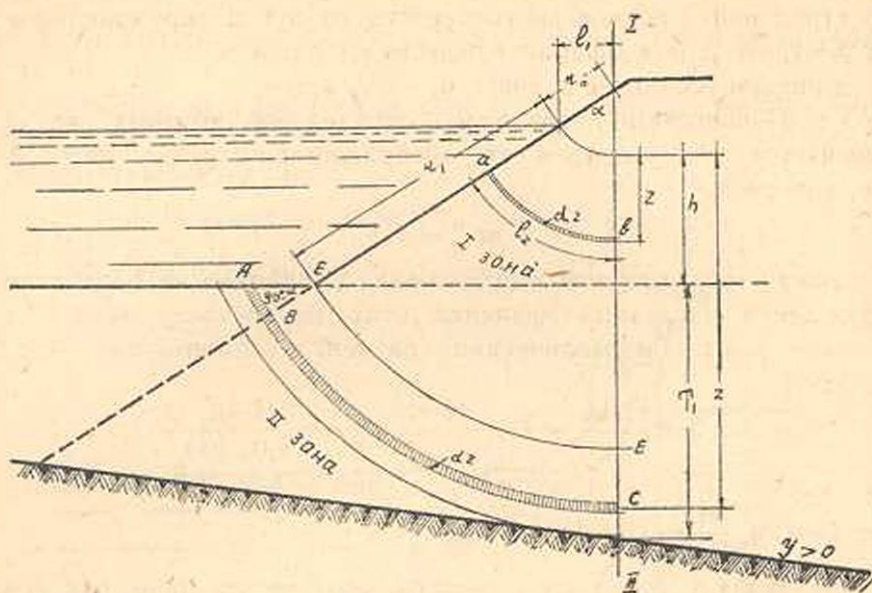


Рис. 2 б

и, следовательно, интегрируя в пределах от 0 до r_1 , получим:

$$q_1 + \frac{K(H-h)}{\delta_1} \int_0^{r_1} \frac{dz}{z+r_0} = \frac{K(H-h)}{\delta_1} [\ln(r_0+r_1) - \ln r_0] \quad (7)$$

Длина струйки во второй зоне складывается из двух отрезков АВ и ВС и, следовательно, равна:

$$l_2 = AB + BC = 2\pi(z-r_1) \frac{90-\alpha}{360} + \delta_1(z+r_0) = \delta_1(z+r_0) + \delta_2(z-r_1),$$

где
$$\delta_2 = \frac{2\pi(90-\alpha)}{360}.$$

Величина δ_2 представляет угол $90^\circ - \alpha$ в радианах. Попутно заметим, что $\delta_1 + \delta_2 = \frac{\pi}{2}$.

Для второй зоны тоже потеря напора будет $H-h$. Гидравлический градиент равен:

$$J = \frac{H-h}{l_2} = \frac{H-h}{\delta_1(z+r_0) + \delta_2(z-r_1)};$$

скорость по закону Дарси равна:

$$V = KJ = K \frac{H-h}{\delta_1(z+r_0) + \delta_2(z-r_1)};$$

элементарный расход во второй зоне равен:

$$dq_2 = V \cdot dz = \frac{K(H-h)dz}{\delta_1(z+r_0) + \delta_2(z-r_1)}$$

Интегрируя в пределах от r_1 до $h+T_1$, получим расход во второй зоне:

$$q_2 = K(H-h) \int_{r_1}^{h+T_1} \frac{dz}{\delta_1(z+r_0) + \delta_2(z-r_1)} =$$

$$= \frac{K(H-h)}{\delta_1 + \delta_2} \ln \frac{\delta_1 h + \delta_1 T_1 + \delta_2 T_1 + \delta_2 20 - \delta_2 r_0}{\delta_1 r_1 + \delta_2 r_0}$$

Подставляя сюда значения

$$r_0 = 1,1H - h, \quad T_1 = T_0 - JX_0, \quad X_0 = 1,1mH, \quad r_1 = \frac{H}{\cos \alpha},$$

получим:

$$q = \frac{K(H-h)}{\delta_1 + \delta_2} \ln \frac{(\delta_1 + \delta_2)(h + T_0 - 1,1mHJ) +}{\delta_1 H \left(1,1 + \frac{H}{\cos \alpha} \right) - \delta_1 h}$$

$$+ \frac{1,1\delta_1 H - \delta_1 h - \delta_2 \frac{H}{\cos \alpha}}{\delta_1 H \left(1,1 + \frac{H}{\cos \alpha} \right) - \delta_1 h} \quad (8)$$

Суммируя с расходом 1 зоны q_1 , получим полный расход фильтрации через низовой клин.

$$q = \frac{K(H-h)}{\delta_1} \ln \left\{ \frac{H \left(\frac{1}{\cos \alpha} + 1,1 \right) - h}{1,1H - h} + \right.$$

$$\left. + \frac{\delta_1}{\delta_1 + \delta_2} \ln \frac{(\delta_1 + \delta_2)(h + T_0 - 1,1mHJ) + 1,1\delta_1 H - \delta_1 h - \delta_2 \frac{H}{\cos \alpha}}{H\delta_1 \left(1,1 + \frac{1}{\cos \alpha} \right) - \delta_1 h} \right\}$$

Расчет средней части плотины

В средней части плотины поток движется почти по наклонному основанию, аналогично перемычке с вертикальными стенками.

Для средней части плотины, очевидно, применима формула Дюпюи, что и принято во всех основных работах для расчета средней части плотины с горизонтальным водоупором.

Обозначим через y высоту кривой депрессии в теле плотины на расстоянии X от раздельного сечения I—I.

Гидравлический градиент равен:

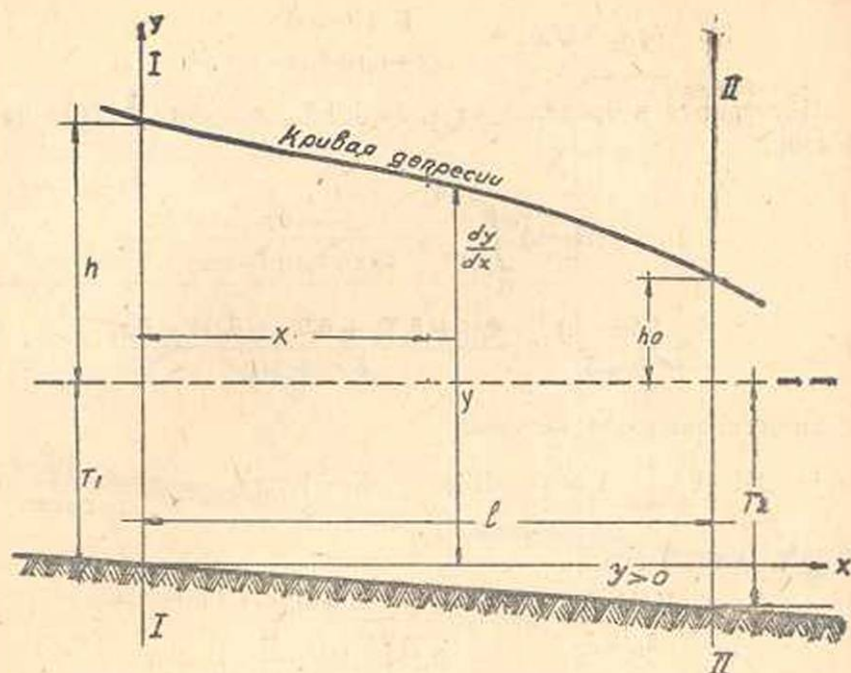


Рис. 3

$$i = -\frac{dy}{dx} \quad (\text{см. черт. 3})$$

Скорость по закону Дарси равна:

$$V = Ki = -K \frac{dy}{dx};$$

расход равен:

$$q = V(y - Jx) = -K(y - Jx) \frac{dy}{dx}.$$

Интегрируя, получим:

$$X = Ce^{\frac{KJ}{q}} + \frac{y}{J} + \frac{q}{KJ^2}.$$

Определим C при $X=0$, $y=h+T_1$; получим:

$$X = -\frac{\frac{h+T_1}{J} + \frac{q}{KJ^2}}{\frac{KJ}{q}} e^{\frac{KJ}{q} \cdot y} + \frac{y}{J} + \frac{q}{KJ^2}.$$

При $X=e$, $y=h_0+T_2$. Подставляя эти значения и одновременно учитывая, что $T_2=T_1-Je$, $T_1=T_0-JX_0$, $X_0=1, \text{ImH}$, получим:

где: α_1 — угол низового откоса.

Здесь также линии токов несколько длиннее дуг окружностей, поэтому уточненное выражение длины струйки следует написать с поправочным коэффициентом β_2 . Однако, мы его принимаем равным единице по той же причине, что и коэффициент β_1 .

Гидравлический градиент элементарной струйки будет:

$$J = \frac{h'}{l_{z_1}} = \frac{z_1 \cdot \cos \alpha_1}{\frac{2\pi \alpha_1}{360} \cdot z_1} = \frac{\cos \alpha_1}{\delta_3}, \text{ где } \delta_3 = \frac{2\pi \alpha_1}{360}.$$

Скорость по закону Дарси равна:

$$V = KJ = K \cdot \frac{\cos \alpha_1}{\delta_3};$$

элементарный расход равен:

$$dq = V \cdot dz_1 = K \frac{\cos \alpha_1}{\delta_3} dz_1.$$

Интегрируя в пределах от 0 до $h_0 + T_2$, получим:

$$q = K \frac{\cos \alpha_1}{\delta_3} \int_0^{h_0 + T_2} dz_1 = K \frac{\cos \alpha_1}{\delta_3} (h_0 + T_2).$$

Подставляя значения:

$T_2 = T_0 - J(1 + x_0)$ и $x_0 = 1,1 \text{ мН}$, получим:

$$\frac{q}{k} = \frac{h_0 + T_0 - J(1 + 1,1 \text{ мН})}{\delta_3} \cos \alpha_1 \quad (11)$$

II случай: $h_0 + T_2 \geq r_2$ или $h_0 + T_2 > \frac{h_0}{\cos \alpha_1}$.

Проводя радиусом r_2 дугу из центра O' через точку E' , разобьем фильтрационный поток на две зоны. Обозначим расход, проходящий в первой зоне через q_1 , а во второй зоне — через q_2 (см. черт. 4б). По предыдущему, расход любой элементарной струйки, расположенной в пределах I зоны, будет

$$dq_1 = \frac{k \cdot \cos \alpha_1}{\delta_3} dz_1 \text{ и, следовательно, интегрируя в пределах от } 0$$

до r_2 , получим:

$$q_1 = K \frac{\cos \alpha_1}{\delta_3} \cdot r_2.$$

Длина струйки во второй зоне складывается из двух отрезков $A'B' + B'C'$ и, следовательно, равна:

Подставляя значения: $T_2 = T_0 - J(1+x_0)$ и $x_0 = 1,1 \text{ мН}$, получим:

$$q_2 = \frac{Kh_0}{\delta_3 + \delta_4} \ln \frac{\delta_3 [h_0 + T_0 - J(1+1,1 \text{ мН})] + \delta_4 [h_0 + T_0 - J(1+1,1 \text{ мН})]}{\delta_3 r_2}$$

Суммируя с расходом 1 зоны q_1 , получим общий расход низового клина:

$$q = k \left\{ \frac{h_0}{\delta_3} + \frac{h_0}{\delta_3 + \delta_4} \ln \left[\cos \alpha_1 \left(1 + \frac{\delta_4}{\delta_3} \right) \left(1 + \frac{T_0 - 1,1 \text{ мН}}{h_0} \right) - \frac{\delta_4}{\delta_3} \right] \right\}$$

Таким образом, нами в нескольких вариантах получены фильтрационные уравнения для всех трёх частей плотины с неизвестными q , h , h_0 , l . Четвертое уравнение получается весьма просто, как соотношение между элементами плотины.

Расстояние между двумя отдельными течениями равно:

$$l = L_{\text{пл}} - \text{мН}_0 - m_1 h_0 = L_{\text{пл}} - 1,1 \text{ мН} - m_1 h_0.$$

Составление систем фильтрационных уравнений:

I Случай: $h + T_1 \leq r_1$ и $h_0 + T_2 \leq r_2$;

при малой мощности пронизываемого слоя

$$q = \frac{k(H-h)}{\delta_1} \ln \frac{1,1H + T_0 - 1,1 \text{ мН}}{1,1H - h}$$

$$l = \frac{h_0 + T_0(x_0+1) \cdot J}{J} + \frac{q}{KJ^2} - \left[\frac{h + T_0 - (x_0+1)I}{J} + \frac{q}{KJ^2} \right] e^{\frac{KJ}{q}(h_0 - h - Je)}$$

$$q = K \frac{h_0 + T_0 - J(1+1,1 \text{ мН})}{\delta_2} \cdot \cos \alpha_1,$$

$$l = L_{\text{пл}} - 1,1 \text{ мН} - m_1 h_0.$$

II Случай: $h + T_1 \leq r_1$, но $h_0 + T_2 > r_2$;

при средней мощности пронизываемого слоя

$$q = \frac{K(H-h)}{\delta_1} \ln \frac{1,1H + T_0 - 1,1 \text{ мН}}{1,1H - h},$$

$$l = \frac{h_0 + T_0 - (x_0+1)J}{J} + \frac{q}{KJ^2} - \left[\frac{h + T_0 - (x_0+1)J}{J} + \frac{q}{KJ^2} \right] e^{\frac{KJ}{q}(h_0 - h - Je)}$$

$$q = k \left\{ \frac{h_0}{\delta_3} + \frac{h_0}{\delta_3 + \delta_4} \ln \left[\cos \alpha_1 \left(1 + \frac{\delta_4}{\delta_3} \right) \left(1 + \frac{T_0 - 1,1 \text{ мН}}{h_0} \right) - \frac{\delta_4}{\delta_3} \right] \right\}$$

$$l = L_{\text{пл}} - 1,1 \text{ мН} - m_1 h_0.$$

III Случай: $h + T_1 > r_1$ и $h_0 + T_2 > r_2$;

при большой мощности пронизываемого слоя

$$q = \frac{K(H-h)}{\delta_1} \left\{ \ln \frac{H \left(\frac{1}{\cos \alpha} + 1,1 \right) - h}{1,1 H - h} + \right. \\ \left. + \frac{\delta_1}{\delta_1 + \delta_2} \ln \frac{\delta_1 + \delta_2 (h + T_0 - 1,1 mH) + J 1,1 \delta_1 H - \delta_1 h - \delta_2 \frac{H}{\cos \alpha}}{H \delta_1 \left(1,1 + \frac{1}{\cos \alpha} \right) - \delta_1 h} \right\} \\ l = \frac{h_0 + T_0 - (x_0 + l) J}{J} + \frac{q}{K J^2} - \left[\frac{h + T_0 - (x_0 + l) J}{J} + \frac{q}{K J^2} \right] e^{\frac{K J}{q} (h_0 - h - J e)} \\ q = K \left\{ \frac{h_0}{\delta_3} + \frac{h_0}{\delta_3 + \delta_4} \ln \left[\cos \alpha_1 \left(1 + \frac{\delta_4}{\delta_3} \right) \left(1 + \frac{T_0 - 1,1 mH J}{h_0} \right) \right] - \frac{\delta_4}{\delta_3} \right\} \\ l = L_{пл} - 1,1 mH - m_1 h_0.$$

Эти системы обычным путем не решаются. Они решаются путем составления таблиц и номограмм.

Чтобы не перегрузить настоящую статью, решение этих систем не приводится. Они будут опубликованы отдельной статьей, в которой будет видна предельная простота использования данного расчета.

ЛИТЕРАТУРА

1. Н. Н. Павловский—О фильтрации воды через земляные плотины на непроницаемых основаниях. Москва, 1931.
2. А. А. Угиниус—Расчет фильтрации через земляные плотины г. Москва, 1940.
3. А. М. Мхитарян—Фильтрация воды через земляные плотины на проницаемых основаниях. 1944. Библиотека МИСИ им. Куйбышева, или Изв. АН Арм. ССР, № 5, 1947.
4. П. А. Шанкин—Расчет фильтрации в земляных плотинах. Москва, 1947.

Ա. Մ. Մխիթարյան

ԶՐԻ ՖԻԼՏՐԱՑԻԱՆ ԶՐԱԹԱՓԱՆՑ ՇԵՐՏԻ ՎՐԱ ԳՏՆՎՈՂ ԹԵՔ
ԶՐԱՄԵՐՁ ՀԻՄՔՈՎ ՀՈՂԱՅԻՆ ՊԱՏՎԱՐՆԵՐԻ ՄԱՐՄՆՈՎ

Ա Մ Փ Ո Փ Ո Ւ Մ

Ներկա աշխատանքով մենք տալիս ենք ջրաթափանց շերտի վրա գտնվող թևք ջրամերձ հիմքով հողային պատվարների մարմնով կառուցվող ֆիլտրացիոն հաշվարկները հիդրավիկական մեթոդով, նման պատվարների պրակտիկայում շատ հաճախ ենք պատահում, մինչդեռ նրանց

վերաբերյալ հաշվարկը գրականության մեջ բոլորովին չի լուսարանված։ Ուստի մեր աշխատանքն ունի գիտական ու գործնական նշանակություն։

Հաշվարկը կատարվում է հետևյալ կերպ. սկստվա՛րն իր ջրաթափանց շերտով բաժանվում է 3 մասի և հավասարումը յուրաքանչյուր մասի համար արտածվում է ինքնուրույն կերպով։ Ստացած հավասարումները միասին լուծելիս ստացվում են ֆիլտրացիոն ելքը և ղեղը բեռնոն կորի էլեմենտները։

ГИДРОМАШИНЫ

М. А. Каспаров

Теория двухрядной решетки профилей

Рассечем направляющий аппарат и рабочее колесо гидротурбины Микрогэс цилиндрической коаксиальной поверхностью, а затем эту цилиндрическую поверхность развернем на плоскость (рис. 1). В результате получим двухрядную решетку профилей, обтекание которой идентично обтеканию элемента рабочего органа агрегата на радиусе r . Решение задачи о расчете подобной двухступенчатой решетки может быть поставлено по методу, предложенному профессором Н. Н. Поляховым для одноступенчатой решетки. Распространение этого метода на двухступенчатую решетку произведено нами в следующем виде.

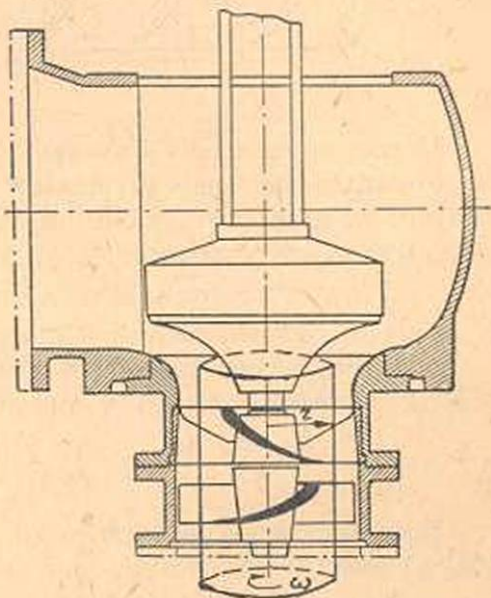


Рис. 1.

Рассмотрим двухступенчатую решетку, составленную из профилей конечной толщины (рис. 2). Расположим оси координат следующим образом: ось ξ направим по оси решетки, а ось η перпендикулярно к ней. Введем следующие обозначения:

t — шаг решетки,

β_c — угол между осью решетки ξ и хордой профиля,

θ' — угол между касательной к профилю в некоторой точке $M'(\xi_1, \eta_1)$ и хордой профиля I ступени,

θ'' — угол между касательной к профилю в некоторой точке $M''(\xi_2, \eta_2)$ и хордой профиля II ступени,

α — угол между вектором w_∞ и хордой профиля I ступени.

За положительное направление обхода примем направление при следовании от задней кромки профиля по выпуклой стороне профиля, а затем по вогнутой. Заменяем профили I и II ступеней решеток сис-

темой вихрей, источники которых непрерывно располагаются по обводам профилей. Интенсивность вихрей $\gamma_1(s_1)$ для профилей I ступени и $\gamma_2(s_2)$ для профилей II ступени считаем положительной, если направление их вращения совпадает с направлением обхода контура.

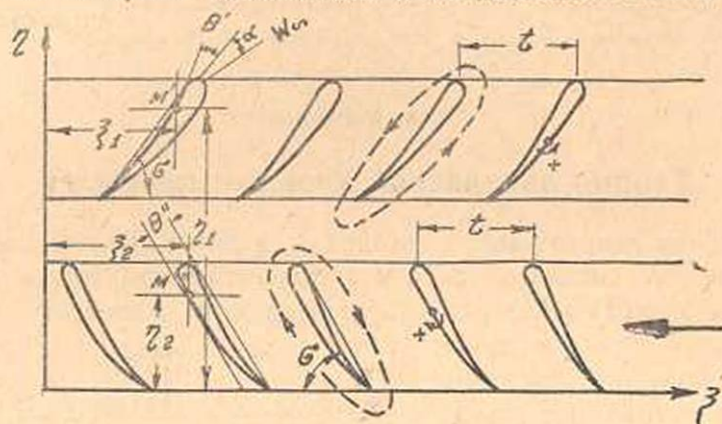


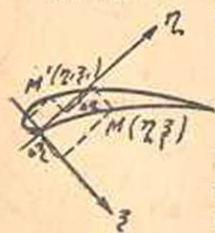
Рис. 2.

Поток, обтекающий I ступень решетки, считаем состоящим из плоско-параллельно невозмущенного потока, комплексный потенциал которого w_0 и скорость v_∞ и потока с комплексными потенциалами $w_{I(1,1)}$ и $w_{I(1,2)}$ и скоростями $v_{I(1,1)}$ и $v_{I(1,2)}$, где $v_{I(1,1)}$ — скорость в точке $M'(\xi_1, \eta_1)$ от системы вихрей I ступени, а $v_{I(1,2)}$ — скорость в той же точке от системы вихрей II ступени.

Для того, чтобы вычислить скорость W_1 в некоторой точке $M'(\xi_1, \eta_1)$, составим следующее выражение:

$$\vec{W}_1 = \vec{v}_\infty + \vec{v}_{I(1,1)} + \vec{v}_{I(1,2)}. \quad (1)$$

При вычислении индукционных скоростей в некоторой точке $M'(\xi_1, \eta_1)$ (рис. 3) используем выражение для комплексного потенциала бесконечного ряда дискретных вихрей с шагом t .



$$\Delta w_i = \frac{\gamma(s)}{2} \ln \sin \frac{\pi}{t} (z - z'), \quad (2)$$

где: Z' — аффикс точки M' , в которой создано возмущение интенсивностью $\gamma(s)$ вихрем, находящимся в точке M с аффиксом Z .

Рис. 3. Комплексная скорость от вихрей равна:

$$\frac{d(\Delta w_i)}{dz} = \Delta v_{1\xi} - i \Delta v_{1\eta} = \frac{\gamma(s)}{2\pi i} \operatorname{ctg} \frac{\pi}{t} [(\xi - \xi') + i(\eta - \eta')]. \quad (3)$$

Воспользовавшись формулой:

$$\operatorname{Ctg} \frac{\pi}{t} [(\xi - \xi') + i(\eta - \eta')] = \frac{\sin \frac{2\pi}{t} (\xi - \xi') - i \operatorname{Sh} \frac{2\pi}{t} (\eta - \eta')}{\operatorname{Ch} \frac{2\pi}{t} (\eta - \eta') - \cos \frac{2\pi}{t} (\xi - \xi')},$$

получим:

$$\Delta v_{1\xi} - i \Delta v_{1\eta} = - \frac{\gamma(s) \cdot i}{2t} \left[\frac{\sin \frac{2\pi}{t} (\xi - \xi') - i \operatorname{Sh} \frac{2\pi}{t} (\eta - \eta')}{\operatorname{Ch} \frac{2\pi}{t} (\eta - \eta') - \cos \frac{2\pi}{t} (\xi - \xi')} \right] \quad (4)$$

Отделяя мнимую и вещественную части выражения (4) и переходя к дифференциалам, получим составляющие скоростей, индуцированные бесконечным рядом дискретных вихрей с шагом t в точке $M'(\xi, \eta)$.

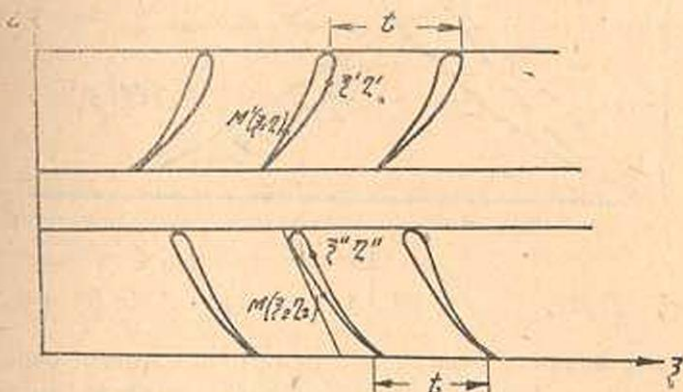


Рис. 4.

Скорости, индуцированные в точке $M'(\xi_1, \eta_1)$ (рис. 4.) бесконечным рядом дискретных вихрей I ступени, будут равны:

$$[dv_{1(\xi_1)}]_{\xi} = - \frac{\gamma_1(s_1)}{2t} \cdot \frac{\operatorname{Sh} \frac{2\pi}{t} (\eta' - \eta_1)}{\operatorname{Ch} \frac{2\pi}{t} (\eta' - \eta_1) - \cos \frac{2\pi}{t} (\xi' - \xi_1)} ds_1, \quad (5)$$

$$[dv_{1(\xi_1)}]_{\eta} = + \frac{\gamma_1(s_1)}{2t} \cdot \frac{\sin \frac{2\pi}{t} (\xi' - \xi_1)}{\operatorname{Ch} \frac{2\pi}{t} (\eta' - \eta_1) - \cos \frac{2\pi}{t} (\xi' - \xi_1)} ds_1, \quad (6)$$

где: η' и ξ' — текущие координаты профиля I ступени.

Скорости, индуцированные в точке $M'(\xi_1, \eta_1)$ бесконечным рядом дискретных вихрей II ступени (рис. 5) с шагом t , соответственно будут равны

$$[dv_{1(\xi_2)}]_{\xi} = - \frac{\gamma_2(s_2)}{2t} \cdot \frac{\operatorname{Sh} \frac{2\pi}{t} (\eta'' - \eta_1)}{\operatorname{Ch} \frac{2\pi}{t} (\eta'' - \eta_1) - \cos \frac{2\pi}{t} (\xi'' - \xi_1)} ds_2, \quad (7)$$

$$[dv_{1(\xi_2)}]_{\eta} = + \frac{\gamma_2(s_2)}{2t} \cdot \frac{\sin \frac{2\pi}{t} (\xi'' - \xi_1)}{\operatorname{Ch} \frac{2\pi}{t} (\eta'' - \eta_1) - \cos \frac{2\pi}{t} (\xi'' - \xi_1)} ds_2. \quad (8)$$

Проекция индуцированных скоростей $v_{i(1,2)}$ на направление касательной и внутренней нормали в точке $M'(\xi_1, \eta_1)$ имеют следующие значения (рис. 5):

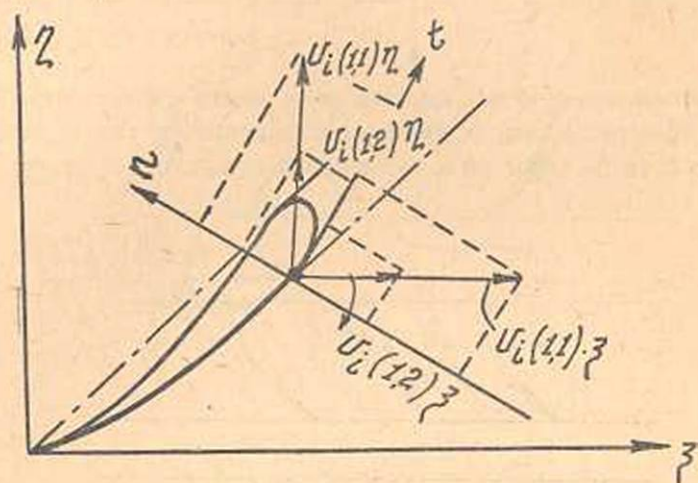


Рис. 5.

$$v_{i(1,2)} t = \oint [dv_{i(1,2)} \xi \cos(\theta' + \beta_e) + v_{i(1,2)} \eta \sin(\theta' + \beta_e)] \quad (9)$$

Учитывая влияние бесконечно малого вихревого отрезка, прилежащего к точке $M'(\xi_1, \eta_1)$, необходимо в правую часть уравнения (7) прибавить член $\pm \frac{\gamma_1(s_1)}{2}$, причем знак (+) соответствует случаю, когда M' подходит к контуру изнутри. Тогда касательная составляющая индуцированной скорости определится из соотношения:

$$v_{i(1,2)} t = \pm \frac{\gamma_1(s_1)}{2} + \frac{1}{2t} \oint \gamma_1(s_1) \left[\frac{\sin \frac{2\pi}{t} (\xi' - \xi_1) \sin(\theta' - \beta_e) - \left[\text{Ch} \frac{2\pi}{t} (\eta' - \eta_1) - \cos \frac{2\pi}{t} (\xi' - \xi_1) \right] - \text{Sh} \frac{2\pi}{t} (\eta' - \eta) \cos(\theta' + \beta_e)}{\left[\text{Ch} \frac{2\pi}{t} (\eta' - \eta_1) - \cos \frac{2\pi}{t} (\xi' - \xi_1) \right]} \right] ds_1 \quad (10)$$

$$v_{i(1,2)} n = \oint [dv_{i(1,2)} \eta \cos(\theta' + \beta_e) - dv_{i(1,2)} \xi \sin(\theta' + \beta_e)] = \\ = \frac{1}{2t} \oint \gamma_1(s_1) \left[\frac{\sin \frac{2\pi}{t} (\xi' - \xi_1) \cos(\theta' + \beta_e) + \text{Sh} \frac{2\pi}{t} (\eta' - \eta_1) \sin(\theta' + \beta_e)}{\left[\text{Ch} \frac{2\pi}{t} (\eta' - \eta_1) - \cos \frac{2\pi}{t} (\xi' - \xi_1) \right]} \right] ds_1. \quad (11)$$

Проекции индуцированных скоростей $V_{i(1,2)}$ соответственно будут:

$$v_{i(1,2)t} = \oint [dV_{i(1,2)} \xi \cdot \cos(\Theta' + \beta_e) + dv_{i(1,2)} \eta \sin(\Theta' + \beta_e)] = \\ = \frac{1}{2i} \oint \gamma_2(s_2) \frac{\left[\sin \frac{2\pi}{t} (\xi'' - \xi_1) \sin(\Theta' + \beta_e) - \text{Sh} \frac{2\pi}{t} (\eta'' - \eta_1) \cos(\Theta' + \beta_e) \right]}{\left[\text{Ch} \frac{2\pi}{t} (\eta'' - \eta_1) - \cos \frac{2\pi}{t} (\xi'' - \xi_1) \right]} \quad (12)$$

$$v_{i(1,2)n} = \oint [dV_{i(1,2)} \eta \cdot \cos(\Theta' + \beta_e) - dv_{i(1,2)} \xi \sin(\Theta' + \beta_e)] = \\ = \frac{1}{2i} \oint \gamma_2(s_2) \frac{\left[\sin \frac{2\pi}{t} (\xi'' - \xi_1) \cos(\Theta' + \beta_e) + \text{Sh} \frac{2\pi}{t} (\eta'' - \eta_1) \sin(\Theta' + \beta_e) \right]}{\left[\text{Ch} \frac{2\pi}{t} (\eta'' - \eta_1) - \cos \frac{2\pi}{t} (\xi'' - \xi_1) \right]} \quad (13)$$

Проекции скорости плоскопараллельного невозмущенного потока v_∞ на направление касательной и внутренней нормали обозначим соответственно через v_∞ и v_∞

$$\left. \begin{aligned} v_\infty &= -v_\infty \sin(\Theta' - \alpha) \\ v_\infty &= v_\infty \cos(\Theta' - \alpha) \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

Угол α отсчитывается от оси x и считается положительным, если вектор скорости v_∞ отклоняется в сторону нижней части профиля, и отрицательным, если он отклоняется к „спинке“ профиля.

Условием обтекаемости профиля, как известно, является равенство нулю проекции полной скорости, т. е. скорости, вызываемой

$$\text{суммарным потоком } \vec{w}_1 = \vec{v}_\infty + \vec{v}_{i(1,1)} + \vec{v}_{i(1,2)} \text{ на} \\ [w_1]_n = [v_\infty]_n + [v_{i(1,1)}]_n + [v_{i(1,2)}]_n = 0, \quad (15)$$

где: $[v_\infty]_n$ — нормальная составляющая скорости плоско-параллельного потока в любой точке профиля,

$[v_{i(1,1)}]_n$ — нормальная составляющая скорости, индуцированной вихревой системой I ступени в любой точке профиля I ступени,

$[v_{i(1,2)}]_n$ — нормальная составляющая скорости индуцированной вихревой системой II ступени в любой точке профиля I ступени.

В силу условия обтекаемости скорость в любой точке профиля равна проекции полной скорости от суммарного потока w_1 на касательную к профилю I ступени в данной точке:

$$w_1 = [w_1]_t = [v_\infty]_t + [v_{i(1,1)}]_t + [v_{i(1,2)}]_t, \quad (16)$$

т. е. полная относительная скорость на профиле I ступени от скорости плоскопараллельного невозмущенного потока и индуцированных скоростей вихрями первого и второго ряда будут:

$$w_1 = v_{\infty 1} \pm \frac{\gamma_1(s_1)}{2} + \frac{1}{2t} \oint \gamma_1(s_1) F_{1,1} ds_1 + \frac{1}{2t} \oint \gamma_2(s_2) F_{1,2} ds_2. \quad (17)$$

Аналогично для II ступени:

$$w_2 = v_{\infty 1} \pm \frac{\gamma_2(s_2)}{2} + \frac{1}{2t} \oint \gamma_2(s_2) F_{2,2} ds_2 + \frac{1}{2t} \oint \gamma_1(s_1) F_{2,1} ds_1, \quad (18)$$

где:

$$F_{1,1} = \frac{\sin \frac{2\pi}{t} (\xi' - \xi_1) \sin (\Theta' + \beta_e) - \text{Sh} \frac{2\pi}{t} (\eta' - \eta_1) \cos (\Theta' + \beta_e)}{\left[\text{ch} \frac{2\pi}{t} (\eta' - \eta_1) - \cos \frac{2\pi}{t} (\xi' - \xi_1) \right]} \quad (19)$$

$$F_{1,2} = \frac{\sin \frac{2\pi}{t} (\xi' - \xi_1) \sin (\Theta' - \beta_e) - \text{Sh} \frac{2\pi}{t} (\eta' - \eta_1) \cos (\Theta' + \beta_e)}{\left[\text{Ch} \frac{2\pi}{t} (\eta' - \eta_1) - \cos \frac{2\pi}{t} (\xi' - \xi_1) \right]} \quad (20)$$

$$F_{2,2} = \frac{\sin \frac{2\pi}{t} (\xi'' - \xi_2) \sin (\Theta'' + \beta_e) - \text{Sh} \frac{2\pi}{t} (\eta'' - \eta_2) \cos (\Theta'' + \beta_e)}{\left[\text{Ch} \frac{2\pi}{t} (\eta'' - \eta_2) - \cos \frac{2\pi}{t} (\xi'' - \xi_2) \right]} \quad (21)$$

$$F_{2,1} = \frac{\sin \frac{2\pi}{t} (\xi'' - \xi_2) \sin (\Theta'' - \beta_e) - \text{Sh} \frac{2\pi}{t} (\eta'' - \eta_2) \cos (\Theta'' + \beta_e)}{\left[\text{Ch} \frac{2\pi}{t} (\eta'' - \eta_2) - \cos \frac{2\pi}{t} (\xi'' - \xi_2) \right]} \quad (22)$$

Произведя замену $w_1 = \gamma_1(s_1)$ и $w_2 = \gamma_2(s_2)$ и пользуясь уравнением (10), перепишем уравнения (17) и (18) в следующем виде:

$$\frac{\gamma_1(s_1)}{2} = v_{\infty} \cos (\Theta' - \alpha) + \frac{1}{2t} \oint \gamma_1(s_1) F_{1,1} ds_1 + \frac{1}{2t} \oint \gamma_2(s_2) F_{1,2} ds_2 \quad (23)$$

$$\frac{\gamma_2(s_2)}{2} = v_{\infty} \cos (\Theta' - \alpha) + \frac{1}{2t} \oint \gamma_2(s_2) F_{2,2} ds_2 + \frac{1}{2t} \oint \gamma_1(s_1) F_{2,1} ds_1 \quad (24)$$

Последние интегральные уравнения представляют трудности для решения. Приближенные решения этих уравнений могут быть следующими:

1. Подставляя значение $\gamma_2(s_2)$ из уравнения (24) в уравнения (23), можно определить $\gamma_1(s_1)$, принимая при этом приближенно в подынтегральном выражении уравнения (24) $\gamma_2(s_2) = [\gamma_2(s_2)]^{из}$, где $[\gamma_2(s_2)]^{из}$ — значения интенсивности вихрей для профиля однорядной решетки. Определив затем значение $\gamma_1(s_1)$ из уравнения (23) и аналогично после подстановки значения $\gamma_1(s_1)$ из (23) в уравнение

(24), определив значение $\gamma_2(s_1)$ из уравнения (24), берем второе приближение. При этом в уравнение подставляем значения $\gamma_1(s_1)$ и $\gamma_2(s_2)$, найденных в первом приближении. В случае такого приложения необходимо учитывать нестационарность потока, т. е. считать, что первая решетка работает в нестационарном потоке второй и, наоборот, что вторая решетка работает в нестационарном потоке первой.

2. Второй метод приближения—это замена всей взаимно-индуцированной скорости $v_{1(1,2)}t$ и $v_{2(1,2)}t$ на их средние значения.

Средние значения будут иметь вид:

$$v_{1(1,2)}t = \frac{\Gamma_2}{2t} \cos(\theta + \beta_e) \quad (25)$$

$$v_{2(1,2)}t = \frac{\Gamma_1}{2t} \cos(\theta'' + \beta_e) \quad (26)$$

Кроме указанной, рассмотренный вихревой метод представляет значительные трудности в отношении решения интегрального уравнения Фредгольма I рода, ядро которого $F_{(1,1)}$, $F_{(2,2)}$, $F_{(1,2)}$ и $F_{(2,1)}$ имеет особенности. Как было указано выше, метод, на котором построен наш расчет, позволяет свести решение интегрального уравнения Фредгольма I рода к решению интегрального уравнения II рода с регулярным ядром.

Водво-Энергетический Институт
Академии Наук Армянской ССР.

Մ. Ա. ԿԱՍՊԱՐՈՎ

ՊՐՈՖԻԼՆԵՐԻ ԵՐԿՇԱՐԲ ՑԱՆՑԻ ԹԵՈՐԻԱՆ

Ա Մ Փ Ո Փ Ո Ւ Մ

Հաղվածում դիտվում է պրոֆիլների երկարք ցանցի հաշվարկման թեորիան, որն իրենից ներկայացնում է միկրոդէտի հիդրոտուբրինի աշխատող անվիլի և ուղղաթյուն տվող ապարատի թիակի դիանային հատվածի փոխադրելը: Օգտագործելով պրոֆ. Ն. Ն. Պոլյախովի միատրիանային ցանցի հաշվարկման մեթոդը, հեղինակն այն տարածել է պրոֆիլների միևնույն առանցքի վրա դասավորված երկու ցանցի հաշվարկման կոմպլեքս խնդրի դեպքի վրա:

Սխեմներ չրջահոսող հոսանքը դիտվում է որպես հարթ-զուգահեռ հանդարտ հոսանքից և պտույտային հոսանքից բաղկացած I և II աստիճանի պտույտային սխեմներից: Որևէ կետում ինդուկցիան արագությունները հաշվելու համար օգտագործվում է զիսկրետային պտույտահոսանքների անվերջ շարքի կոմպլեքս պատենցիալի արտահայտությունը: Արդյունքն ստացվել է մի արտահայտությամբ, որի կեղծ և իրական մասերը որոշում են արագության բաղադրիչները, որոնք ինդուկցված են զիսկրետ պտույտահոսանքների անվերջ շարքով: Այնուհետև որոշված են հարթ-զուգահեռ

հանդարտ հոսանքի արագության պրոնկցիաները շոշափողի և ներքին նորմալի ուղղությունների վրա, որից հետո որոշվել է և աստիճանի պրոֆիլի վրա հարարերական լրիվ արագությունը: Այդ արագությունն ստացվել է ինտեգրալ հավասարումների տեսքով:

Վերջին հավասարումները դժվար լուծելի են: Աշխատանքում տրված է այդ ինտեգրալ հավասարումների մոտավոր լուծման երկու մեթոդ: Առաջին մեթոդը խնդրի լուծումը բերում է հաջորդական մոտավորություն, որի դեպքում անհրաժեշտ է հաշվի առնել հոսանքի անստացիոնարությունը. երկրորդ մեթոդը՝ փոխ-ինդուկցիա՝ տմրույժ արագության փոխարինումն է նրանց միջին արժեքներով:

ГИДРОЛОГИЯ-ГИДРОТЕХНИКА

И. В. Егиазаров
(Действ. член АН Армянской ССР)

**Защита города Еревана от ливневых селевых паводков
и благоустройство города***

В в е д е н и е

Русло небольшой речки Гедар пересекает почти весь город Ереван по его длинной оси с севера на юг. Другая такая же небольшая речка Джрвеж, почти сухой лог, пересекает город с востока на запад в его южной части.

Достаточно непродолжительного ливня, и эти речки стихийно превращаются в бурные потоки, несущие разрушения. Особенно большими разрушениями угрожает городу р. Гедар, как уже было 25 мая 1946 года, в результате двухчасового ливня.

12 мая и 3 июня 1950 г. эти явления по Гедару повторились с несколько меньшей силой, но все-таки привели к скоплению камней у моста ул. Кирова, к забивке его отверстия и к выносу потока с камнями на Обходную улицу и в сады на левом берегу Гедара.

Ергорсовет еще до Великой Отечественной войны проектировал и рассматривал ряд мероприятий по борьбе с такими наводнениями, но вопросу защиты города особо большое внимание было уделено после наводнения 25 мая 1946 года.

Правительственная Комиссия определила основной перечень мероприятий. Министерством Водного Хозяйства и Ергорсоветом были составлены соответствующие предварительные проекты, основанные на вынужденно очень спешно проведенных обследованиях районов, охваченных катастрофическим паводком и ливнем 25 мая 1946 г. Организованная Советом Министров Армянской ССР большая бригада для защиты проекта в составе сотрудников Министерства Водного Хозяйства, Ергорсовета и Академии Наук спешно пересоставила проект и получила одобрение всех основных мероприятий со стороны Экспертного Совета Госплана СССР.

Паводок, вызвавший наводнение 25 мая 1946 года, является катастрофическим и может повторяться раз в 50—75 лет, но это не зна-

* По вопросу о селевом паводке 1946 г. Водно-Энергетический Институт готовит большую монографию.

чит, что исключена возможность его повторения и на следующий год. Случаи близкого повторения катастрофических наводнений, даже в течение одного года, наблюдались в Грузии на р. Дулудже в 1949 году и у нас—на р. Гедар 12 мая и 3 июня 1950 года, хотя эти два последние наводнения относятся к явлениям, повторяющимся по теории вероятностей примерно раз в 20—25 лет.

Причина, вызывающая наводнение—ливень. Причина разрушительности наводнения—большие уклоны потоков.

При больших скоростях поток размывает русло и берега и способен нести огромное количество камней, что во много раз увеличивает разрушительную силу такого потока.

Вода, выпавшая в результате ливня, стекает по крутым склонам и смывает почвенный слой. Несмытый почвенный слой удерживает воду, так как вода фильтруется через него; если такой почвенный слой покрыт растительностью, то эта растительность разбивает струйки воды, препятствует образованию больших скоростей и смыву почвы.

Котайкское плато, расположенное над городом Ереван, в значительной мере лишено почвенного покрова, т. к. оно почти на 75% эродировано; если почвенный слой уже смыт предыдущими ливнями, то ливневой сток не задерживается, стекает со склонов лога и образует целые потоки, которые несут уже не только муть, т. е. не только взвешенные наносы (грунт, песок), но и гравий, гальку, валуны и камни.

Верхняя часть бассейнов р. р. Гедар и Джрвеж, наводняющих город, имеет крутые склоны, но уклоны собирающих русел Гедара и Джрвежа, в этой части бассейна относительно невелики и составляют в два и в три раза меньше уклона Гедара в Аванском ущельи и в северной части города. Поэтому все крупные фракции, смываемые со склонов, оседают в этой верхней части бассейна и не выносятся в город, что является очень благоприятным обстоятельством.

Цифровые данные, приводимые дальше, получены в результате комплексного экспедиционно-лабораторного исследования, проведенного Водно-Энергетическим Институтом Академии Наук Армянской ССР.

Участие р. Джрвеж в наводнении гор. Еревана 25 мая 1946 г.

Катастрофический паводок 1946 года дал огромные выносы камней и их отложения по трём основным логам—притокам Джрвежа в количестве 40.000 м³. Отложившиеся в верхней части бассейна крупные, метровые камни вынесены потоком, несущимся на уклонах, которые от двух до пяти раз больше, чем уклоны Джрвежа, куда впадают эти лог. То же относится и к Гедару. Относительно большие уклоны Гедара у Аванской мельницы сменяются дальше малыми уклонами и поэтому к Ботаническому саду Гедар несет только муть и малые размеры камней—до 10—15 см.

В русле Джрвежа собираются потоки от большого числа мощных логов, из которых главные: оба Кюлуджинских, Мангюзский, Дзорахпюрский, Шорджридзорский. При ливне эти лога дают столь большие потоки, что, хотя и оставляют крупные наносы в отмеченных выше местах, но образуют в русле Джрвежа такой мощный водный поток, который приводит, благодаря большому наполнению русла, к огромным скоростям—до 5 м в секунду. Эти скорости, размывая русло собственно Джрвежа, приводят к тому, что поток снова набирает крупные камни и выносит их у сел. Джрвеж.

Из р. Джрвеж, у сел. Джрвеж поток мог поступать в лог Бердадзор и оттуда через Зоопарк в Гедар. Это обстоятельство было в свое время учтено, и много лет тому назад была построена плотина—дамба, которая отделила русло Джрвежа от русла Бердадзора для того, чтобы предотвратить поступление потока в северную часть города и ослабить наводнение.

25 мая 1946 года около этой дамбы Джрвежа скопились камни, которые нес поток Джрвежа; уровень потока поднялся и часть потока—около 60 м³ в сек. переливалась через дамбу в Бердадзор, усилив поток самого Бердадзора до 85 м³ в сек., и далее слилась с потоком Гедара, который нес в этом месте около 120 м³ в сек.

Таким образом, у железнодорожного виадука, у входа в гор. Ереван, в Гедаре несся колоссальный поток с расходом в 200 м³ в сек., тогда как обычно в Гедаре нет и 0,5 м³ в сек.

Но камни Джрвежа остались в русле Джрвежа у плотины—дамбы, задержавшей их.

Положительную роль сыграла также плотина Зоопарка, которая задержала вынос камней из ущелья Бердадзора, что привело к отложению перед плотиной 15.800 м³.

Таким образом, со стороны Джрвежа и Бердадзора—Зоопарка в город поступил расход селя, определенный в 85 м³ в сек., и крупные фракции наносов (камней) только тех, которые размывы на небольшом протяжении русла в пределах от плотины Зоопарка до слияния Бердадзора с Гедаром, т. е. на длине всего 1/2 км; размыв достиг 11.000 м³.

Участие Гедара в катастрофическом наводнении гор. Еревана 25 мая 1946 г.

Верхняя часть бассейна р. Гедар, питаемая у истоков Ереванскими (Крх-булагскими) родниками, имеет большую площадь, в шесть раз большую, чем нижняя часть бассейна, действительно питающая наводнение города. Но эта верхняя часть бассейна у сел. Мгуб сбрасывается в р. Кетранку и, следовательно, в р. Раздан (Зангу), чему благоприятствуют естественные условия и устроенный в свое время у сел. Мгуб шлюз-регулятор, который должен пропускать в нижний Гедар расход воды около 3 м³ в сек. для ороше-

ния; практически весь паводок верхней части бассейна Гедара сбрасывается, таким образом, в Раздан, что очень благоприятно для города Еревана.

Расход Гедара у сел. Ариндж складывается с расходом Аринджского лога, который, благодаря большому собственному бассейну (19 км^2), дал 25 мая 1946 г. около 100 м^3 в сек.

Уже было отмечено, что, благодаря малым уклонам верхней части русла Гедара, все крупные фракции наносов (крупные камни), вынесенные логами Аринджа и Авана, остаются по пути и не достигают Ботанического сада. Но ниже Ботанического сада уклон Гедара резко возрастает и с такими большими уклонами проходит через все Аванское ущелье и входит в город. Вплоть до моста ул. Кирова уклоны Гедара больше 40 тысячных.

При расходе в $110-120 \text{ м}^3$ в сек, при таких уклонах и глубине около 3 м русло Гедара в ущельи, несмотря на большую шероховатость, благодаря большим скоростям, доходящим до $4 \text{ м}^3/\text{сек}$, сильно размывается. После слияния с Бердадзором расход увеличивается до 200 м^3 в сек. и скорости доходили до 5 м/с .

Эти размывы, имевшие место на протяжении только 3 км, вместе с размывами ниже плотины Зоопарка, питали камнями русло Гедара, выносы у железнодорожного моста, выносы у Анатомикума и в садах за мостом ул. Кирова.

Поток размыв на этом протяжении крупных фракций 73.000 м^3 и отложил 75.000 м^3 .

Из всего изложенного видно, что тогда как муть, состоящая из ила и песка, переносимая потоком во взвешенном состоянии, идет издалека и связана со смывом (эрозией) почвенных слоев на склонах бассейнов, крупные фракции — камни забираются потоком на малых протяжениях и относительно очень близко отлагаются. Это обстоятельство очень важно для правильного распределения и выбора мероприятий для борьбы с разрушительным действием селевого потока. По этой причине сильно пострадала от камней северная часть гор. Еревана.

Защитой центра и южной части гор. Еревана от выноса крупных камней явилось их отложение выше, у ж. д. моста, у Анатомикума и в садах, ниже моста ул. Кирова.

Причиной огромных отложений у Анатомикума явилось препятствие, оказываемое потоку с камнями мостом ул. Кирова, поворот потока у Анатомикума и уменьшение уклона русла р. Гедар ниже моста.

Норкский мост через Гедар, расположенный несколько ниже ж. д. виадука, оказал несколько меньшее влияние, так как был размыв с двух сторон и обойден потоком.

Спрашивается, почему Джрвеж, входящий в город в южной его части, не дал в городе таких больших выносов камней, какие даны Гедаром на севере города?

Джрвеж нес поток, который у города по своему расходу мало чем отличался от расхода Гедара (ок. 150 м^3 в сек.). Но Джрвеж на своем пути от сел. Джрвеж до города имеет два больших расширения, у дюкера, в 3-х км выше города и у кладбища, также несколько выше города. На этих расширениях растекался поток и, уменьшая скорости, оставлял там свои крупные фракции. В этих местах Джрвеж оставил 71.500 м^3 крупных наносов.

Наводнения 12 мая и 3 июня 1950 г. были вызваны только Гедаром, который 12 мая дал около 70 м^3 в сек. (из них ок. 10 м^3 из Бердадзора); бассейн р. Джрвеж мало был захвачен этими ливнями.

Несмотря на то, что 12 мая 1950 г. в Гедаре расход был почти в три раза меньше, чем в 1946 г., Кировский мост был забит и камни с потоком пошли в обход бараков и в сады; таким образом и здесь подтвердилось влияние растекания селевого потока на отложение несомых им камней.

Комплексное экспедиционно-лабораторное обследование селевого паводка 25 мая 1946 г.

Приведенные выше цифры и выводы являются результатом сложного комплексного обследования селевого паводка 25 мая 1946 г. как непосредственно после наводнения, так и в 1947 и 1948 гг.

Несмотря на большое число селевых наводнений и в СССР, и за рубежом, явление это, благодаря внезапности прохождения и трудности непосредственных измерений, очень слабо изучено с количественной стороны. Основная, подлежащая измерению величина, — расход селевого потока — не может быть непосредственно измерена. Даже для косвенного определения расходов селя необходимо устройство специально оборудованных селевых створов; таких створов с проверенными данными нет еще ни у нас, ни за границей. Определение расхода селя по следам потока может быть проведено только в тех местах, где русло неразмываемо и ненамываемо, и в том случае, если это русло протарировано, т. е. если известна зависимость расхода от глубины потока для этого русла. Поэтому совершенно правильно поступили: Министерство Водного Хозяйства, замерившее 26/V—1946 г. (на следующий день после наводнения) следы паводка у Аванского бетонированного перепада на р. Гедар, и Водно-Энергетический Институт, замеривший следы на перепаде плотины Зоопарка и на Норкском перепаде Гедара в городе. Но попытка теоретически рассчитать расход селя по такому замеренному следу, исходя из формул гидравлики, не могла дать результата требуемой точности. Поэтому Водно-Энергетический Институт в своей Гидроэлектрической лаборатории построил три пространственных модели этих трёх перепадов и на моделях, по замеренным следам, определил с большой точностью максимальные расходы селевого потока в этих трёх основных створах, которые, таким образом, являются контрольными. Наличие максимальных расходов селевого потока в трёх конт-

рольных створах позволило перейти к правильному расчёту расходов в других створах, необходимых для проектирования мероприятий.

Но недостаточно иметь только максимальные расходы селевого потока. Расходы такого потока нарастают чрезвычайно быстро и поэтому необходимо построить, хотя бы приближенно, кривые такого нарастания, т. е. гидрографы селя и жидкого стока.

К сожалению, метеостанции Котайкского района, и даже гор. Еревана, не только не имели приборов, автоматически записывающих осадки, но даже те немногие дождемеры, которые расположены на периферии территории, охваченной ливнем, не все работали.

Поэтому Водно-Энергетическому Институту пришлось восстанавливать карту осадков по косвенным данным. Плювиограмму ливня пришлось восстанавливать по её характеру, по записи плювиографа метеостанции Ахты, которая находится за пределами интересующей нас части Котайкского района; это снижает точность построений.

Мероприятия по борьбе с селевым потоком внутри города Еревана и их лабораторная проверка

Проектом Ергорсовета для пропуска селевого потока внутри города был запроектирован селепропускной канал в русле Гедара, который, в результате проверки на пространственной модели в Гидроэлектрической лаборатории Водно-Энергетического Института, получил очень внушительные размеры: 14 м ширины и 5 м глубины (при почти вертикальных подпорных стенках и некрепленном естественном дне), с устройством набережных для благоустройства города.

Предположим, что мероприятия вне города задерживают все крупные фракции, поступающие в Гедар сверху; все же протяжении ок. 2 км между началом селепропускного канала у Института Сооружений Академии Наук (на 250 м выше ж. д. моста) и бульварным кольцом города, достаточно, чтобы поток размыл некрепленное дно канала и внес в город больше 11.000 м³ наносов.

Как показали опыты на пространственной модели, запроектированный канал очень хорошо пропускает эти наносы даже на поворотах у Анатоликума и у моста, но при условии замены Кировского моста таким новым мостом, который не имел бы бычка, имел бы более высокое верхнее строение и никак не изменял бы ширину канала ни в сторону уменьшения, ни в сторону увеличения. Несущийся поток (поток с сверхкритическими скоростями) не терпит изменений сечения.

Разумеется, на таких же основах должен быть перестроен Норкский мост.

Если бы Гедар сохранил внутри города свой уклон больше 40 тысячных и все мосты были бы перестроены, то при запроектированной глубине и ширине можно было бы рассчитывать, что все раз-

мытые наносы будут благополучно вынесены в Раздан, куда впадает Гедар. Нужно было бы только проверить, как отложатся наносы в русле р. Раздан и не создадут ли нежелательного подпора. Но беда в том, что уклон Гедара падает внутри города в три раза, что неизбежно, при любой ширине и глубине канала, приведет к осажению наносов—камней, их нагромождению и выходу потока и наносов из берегов на бульвар и в самый центр города.

Следовательно, устройство широкого и глубокого канала вместо улучшения внесет ухудшение. Наносы и поток выйдут из берегов не в северной части города, а в самом его центре.

Если верить в то, что сверху, извне города, в Гедар не поступят наносы, то выходом из положения было бы крепление дна канализованного русла на всём его протяжении, т. е. на длине в 2 км. Но это очень дорогое мероприятие.

Есть другое, недорогое решение, проверенное в Гидроэлектрической лаборатории. Экспедиционное исследование последствий прохождения селевого потока по Джрвежу выше города, как отмечено выше, показало благоприятное влияние растекания такого потока. Поэтому на пространственной модели была проверена возможность устройства искусственной камнеулавливающей площадки на пути селевого потока Гедара внутри города, в месте перелома уклонов Гедара.

Для облегчения потоку растекания площадка должна быть расположена на внешней стороне поворачивающегося в этом месте потока. Таким местом являются сады, непосредственно за поворотом. Небольшие земляные работы позволяют придать этой площадке некоторый уклон. Левая подпорная стенка канала, идущая вдоль этой площадки, должна иметь высоту 2 м вместо 5 м.

С увеличением расхода воды поток растекается и, благодаря уменьшению скоростей, откладывается небольшая гряда крупных наносов непосредственно в канале, немного ниже начала площадки. С образованием этой гряды весь поток с камнями направляется на площадку и, растекаясь, благодаря уменьшению скоростей, оставляет на площадке все крупные фракции и в конце площадки стекает в русло канала, идущее по бульварному кольцу. Это явление очень чётко обрисовывается на модели—дает отложение ок. 11.500 м³ при величине площадки ок. 1 га.

На этой площадке и на соседней с нею намечено строительство новых зданий Университета. Эту небольшую площадку города занимать строительством нельзя, так же, как нельзя ограждать её со стороны Гедара; в случае редких больших паводков должен быть дан беспрепятственный выход камней с потоком на эту площадку.

Другого подходящего места для организации такой площадки нет, так как она должна быть расположена на повороте и в месте перелома уклонов русла Гедара.

Устройство аналогичной камнеудерживающей площадки необходимо предложить Зоопарку, с такой же целью.

Совершенно недопустимым образом идет разработка карьера на берегу Гедара около Ботанического сада. Все вывалы карьера сбрасываются на берег Гедара наносами. Необходимо вести разработку туфа с таким расчетом, чтобы можно было использовать образующийся котлован как наносохранилище, в которое поток должен переливаться по достижении расхода воды около 50 м^3 в сек. Такое наносохранилище может защищать город от довольно большого объема выносов крупностью до 10 см .

О безусловной необходимости устройства камнеудерживающей площадки за мостом ул. Кирова, о туфовом карьере у Ботанического сада сообщено в отчетах по работе, переданных Институтом Ергорсовету летом 1949 года. В отчетах, переданных Ергорсовету, разобраны вопросы, связанные с Норкским и Кировским мостами через Гедар, о которых сказано выше. В этих же отчетах освещен вопрос о трассировании и очертаниях канала, подводящего поток к основному пролёту железнодорожного моста, и канала, отводящего воду от пролёта.

Направление и очертание левой направляющей подпорной стенки у ж.-д. моста, осуществленной Ушосдором непосредственно после наводнения, неудовлетворительно. Опыты на пространственной модели показали, что канал у ж.-д. моста, и подводящей части, и в отводящей части, должен быть строго симметричен оси этого пролёта и должен иметь прямую ось; сопряжение с поворачивающим руслом выше и ниже этого канала должно быть произведено за пределами части канала с прямой осью. Размеры и очертания даны на основе опытов на модели и представлены в переданном отчете.

Нужно считать недоразумением, что правая подпорная стенка Гедара у моста Зоопарка не доведена до моста.

Такое отсутствие сопряжений стенки с мостом неизбежно приведет к подмыву моста, что уже наблюдалось в 1950 г. во время паводков 12 мая и 3 июня. Необходимо осуществить это сопряжение.

На основе опытов на пространственной модели Гедара сообщены Ергорсовету данные о коэффициентах шероховатости селевого потока в запроектированном канале и данные об ожидаемых скоростях.

Эти опыты показали, что принятые Ергорсоветом, в проекте 1947 года шероховатости завышены и, как следствие, скорости занижены; недооценены возможные размывы и недостаточно глубоко запроектировано заложение фундаментов подпорных стен канала в местах поворотов.

Данные о размывах также приведены в отчетах.

Частичное крепление дна Гедара поперечными бетонными балками не оправдывает себя, как показали опыты.

Мероприятия по борьбе с селевыми потоками Гедара и Джрвежа вне города

Основной мерой борьбы с селями необходимо считать ту меру, которая исключает самую возможность образования селевого потока на склонах, т. е. фитомелиорацию склонов Котайкского плато, их облесение, орошение основного массива земель и организацию на всей площади бассейнов р. р. Джрвежа и Гедара огородных культур и плодовых садов.

Но несмотря на решающую роль этой меры, только ею нельзя ограничиться, так как её эффект в полной мере скажется только после завершения всех работ по фитомелиорации, через 15—20 лет. Поэтому необходимы комплексные мероприятия: и фитомелиоративные, и гидротехнические; гидротехнические мероприятия должны обеспечить город от разрушительного действия потока в период развития фитомелиорации, должны оказать помощь фитомелиорации в защите мелнирируемых площадей от потока, пока не окрепли насаждения; они необходимы также и после полного осуществления фитомелиорации, так как фитомелиорация не может покрыть растительностью все склоны. Так, например, склоны Бердадзора, сплошь каменистые, эродированные и очень крутые, неизбежно будут давать значительный ливневой сток непосредственно у входа в город. 25 мая 1946 г. эти склоны, в первые же 15 минут, еще до того, как подошел к Зоопарку перелившийся через дамбу поток Джрвеж, дали около 50 м³ в сек. Достаточно выпасть сосредоточенному ливню в 60 мм (что вполне вероятно на ограниченной площади и наблюдалось в Ахтах); и собственный бассейн Бердадзора вместе с бассейном Аванского ущелья Гедара дадут вместе, у входа в город, больше 100 м³ в сек.; в соответствии с этим огромным расходом получатся в городе большие выносы камней, размытых в руслах ущелья Гедара и Зоопарка, ниже плотины.

Вот почему фитомелиорация решает только частично задачу защиты города, а в основном защищает Котайкское плато от сплошного эродирования и будет способствовать закреплению новой почвы на эродированных местах, что чрезвычайно важно.

Поэтому проект мероприятий, одобренных Госпланом СССР, предусматривал фитомелиорацию, орошение земель Котайкского плато, террасирование, устройство канав по горизонталям, огромное количество (несколько тысяч) мелких запруд на малых оврагах, более крупные запруды на больших оврагах, и барражи на резко выраженных руслах Гедара, Бердадзора и Джрвежа.

Тогда как по части мероприятий внутри города был составлен в 1947 г. технический проект и необходимо будет только проверить отдельные узлы этого проекта на базе изысканий и исследований Гидроэлектрической лаборатории Водно-Энергетического Института, проведенных в 1947 и 1948 г. г., проект гидротехнических мероприя-

тий вне города остался в том схематическом виде, как был доложен в Москве. В этой части предстоит еще много проектной работы и, по составлении проектов отдельных узлов гидротехнических сооружений, предстоит еще большая лабораторная проверка этих узлов.

Вся база для такого проектирования, после отмеченных выше экспедиционных и лабораторных работ, налицо, так как имеются данные по расходам воды, скоростям и шероховатостям, не только Гедара у входа в город и в городском канале, но и по всем руслам и логам бассейнов Гедара и Джрвежа.

База для новых лабораторных исследований и для теоретических расчетов также создана, так как в связи с возникшими задачами гидравлики селевого потока Институтом в 1948 г. была дана новая теория моделирования потока с наносами (опубликована в докладах Академии Наук в 1948 г.), а в конце 1949 г. впервые дано критериальное и расчетное уравнение расхода влекомых наносов, основанное на методах теории подобия (опубликована в Докладах и Известиях Академии в 1949 и 1950 гг.) и новый анализ коэффициента начального трения влекомых наносов (напечатан в № 1 Докладов и №№ 1 Известий Академии 1950 г.).

Министерством Водного Хозяйства было предусмотрено ливнехранилище в естественной чаше, образованной берегами Гедара выше перепада селения Аван. Для проектирования такого ливнехранилища имеются все данные, так как построены гидрографы Аринджского лога и Гедара у Аванского перепада. Топографическая съемка территории под ливнехранилище была произведена МВХ еще в 1946 году. Плотина этого водохранилища должна быть водопроницаемой, чтобы нормально вода в нем не задерживалась и оно было в опорожненном состоянии.

Какова роль такого ливнехранилища?

То обстоятельство, что такой водоем может задержать крупные фракции—не играет существенной роли, так как эти фракции откладываются выше, у выхода лога Ариндж в Гедар. Но этот водоем позволит срезать весь пик расхода воды паводка с бассейна почти в 30 км^2 (25 мая 1946 г. пик паводка Аринджского лога составил ок. 300.000 м^3), следовательно, объем этого ливнехранилища нужно проектировать значительно меньшим, чем предполагалось в проекте 1946 года; даже если считать на сосредоточенный ливень в бассейне лога Ариндж, интенсивностью раза в два больше, чем в 1946 году, достаточен объем ливнехранилища в 500.000 м^3).

Необходимо отметить, что верховая часть дамбы у сел. Джрвеж, закрывающая доступ водам Джрвежа и Бердадзор, должна быть еще удлинена и повышена; в противном случае при нагромождении перед дамбой камней, что неизбежно ввиду уменьшения уклона русла, может произойти снова перелив в Бердадзор, что абсолютно недопустимо.

Как уже было отмечено выше, ливень 25 мая 1946 г. нужно считать повторяемостью раз в 50—75 лет. Поэтому даже если интенсивность сосредоточенного ливня в бассейне Аринджского лога, для обычной расчетной повторяемости, раз в сто лет, окажется вдвое больше, чем в 1946 году, то пик расхода в городе (при наличии ливнехранилища) будет определяться Бердадзором и не превзойдет $150 \text{ м}^3 \text{ в сек.}$

Эта цифра, положенная в основу проекта мероприятий внутри города правительственной комиссией, достаточно осторожно подходит к определению задания для проекта.

Необходимость дальнейшего изучения ливневых паводков Гедара и Джрвежа

Внимание, уделенное изучению катастрофического ливневого паводка 25 мая 1946 г., привело к тому, что изученность этого ливня, потока и его выносов оказалась наибольшей по сравнению с другими такими же явлениями на территории СССР. Объясняется это комплексностью проведенного экспедиционного и лабораторного исследования, охватившего в целом метеорологическую, гидрологическую, геоморфологическую и гидравлическую стороны вопроса. Но ввиду общей неизученности вопроса, ввиду отсутствия количественных связей по другим селям и большим паводкам на территории СССР, необходимо продолжение исследований новых будущих ливневых паводков на этой системе Гедара и Джрвежа, уже удовлетворительно изученной и до известной степени протарированной.

Такое дальнейшее исследование рационально, если будут изжиты те крупные недостатки, которые неизбежно сопутствовали первому изучению. Для этого, во-первых, должна быть усилена и оснащена приборами сеть метео- и гидропостов и станций, расположенная в бассейне р. р. Гедар и Джрвеж.

Ввиду очень большого значения такого усиления сети Институт оказывает содействие Управлению Гидрометслужбы по ремонту и наблюдению за приборами.

Необходима организация постоянной телефонной или радиосвязи некоторых постов УГМС с Ереваном для организации службы предупреждений наводнений.

Необходима организация специальных селевых и ливневых створов (заранее протарированных на пространственных моделях) для возможности определения расходов селя непосредственно после его прохождения. Такая подготовительная работа по трём створам уже выполнена в 1948 и 1949 г. г.; в тематический план Водно-Энергетического Института на 1951 г. входит продолжение этой работы.

Необходима организация Отдела полевых исследований в Водно-Энергетическом Институте для возможности правильного и срочного проведения полевых селевых и паводочных наблюдений.

Необходимо продолжение отмеченных выше углубленных научных работ по теоретическому расчету селевых потоков как водокаменных, так и грязекаменных.

Совершенно ясно, что устройство селепропускного канала с подпорными стенками и набережными очень существенно для благоустройства города.

Эта задача очень глубокая, как то видно из вышензложенного, и должна решаться во всей своей полноте, т. е. одновременно и внутри города, и вне его.

Благоустройство Еревана не может получить должного решения без органического охвата всех задач защиты города от наводнений.

База для рационального проектирования создана, так как катастрофический паводок 25 мая 1946 г. изучен.

Вместе с тем, новые наводнения 12 мая и 3 июня 1950 г. говорят о том, что откладывать осуществление проверенных мероприятий было бы очень неосторожно.

Водно-Энергетический Институт
Академии Наук Армянской ССР

Поступило 14 июля 1950 г.

Ի. Վ. Նզիզյան

ԵՐԵՎԱՆ ՔԱՂԱՔԻ ՊԱՇՏՊԱՆՈՒՄԸ ՇԵՂԵՂԱՅԻՆ ՍԵԼԱՎՆԵՐԻՑ ԵՎ ՔԱՂԱՔԻ ԲԱՐԵԿԱՐԳՈՒՄԸ

Ա Մ Փ Ո Փ Ո Ւ Մ

Երևան քաղաքը հյուսիսից հարավ հատող Գեղատու և արևելքից արևմուտք հատող Զրվեժ գետակները կարճատև տարափից տարերայնորեն դառնում են ավերածությունների գործող կատաղի հեղեղատներ:

Առանձնապես մեծ ավերածություններ է սպառնում քաղաքին Գեղատու, ինչպես այդ տեղի ունեցավ 1946 թ. մայիսի 25-ին 2 ժամ տևող տարափից հեղու, և ավելի պակաս չափով՝ 1950 թ. մայիսի 12-ին և հունիսի 3-ին:

Երևանի Քաղաքային Սովետը դեռևս Հայրենական մեծ պատերազմից առաջ նախադրում և քննարկում էր մի շարք միջոցառումներ՝ նման հեղեղումների դեմ, սակայն քաղաքը հեղեղումներից պաշտպանելու հարցին առանձնապես մեծ ուշադրություն դարձվեց 1946 թ. մայիսի 25-ի հեղեղումից հետո:

Հեղեղման պատճառը տարափն է, հեղեղման ավերածությունների պատճառը՝ հոսանքի մեծ թեքությունները:

Մեծ արագությունների ղեկավարում հեղեղը սրբում է հունն ու ավերը և ընդունակ է հսկայական քանակությամբ քարեր քշել, որը և մեծապես ավերակում է այդպիսի հեղեղի ավերածությունների գործելու ուժը:

Երևանից ավելի բարձր դիրք ունեցող Կոտայքի սարահարթի ղղալի մասը զուրկ է հողային ծածկից, որի պատճառով էլ տարափային հո-

ասերներն այդ տեղերից բուռն կերպով ցած են հոսում, գոյացնելով հեղեղներ, որոնք իրենց հետ տանում են տիղմ, ավազ, խիճ և քարեր:

Ջրվեժ գետակից Ջրվեժ գյուղի մոտ ջրի հոսանքը կարող է մասնել Բերդաձորը, իսկ այդտեղից—կենդանաբանական այգու միջով— Դետառի ձորը: Այս հանգամանքն առաջներում հաշվի է առնվել և շատ տարիներ առաջ կառուցված է եղել մի ջրապատնեշ, որը Ջրվեժի հունը բաժանել է Բերդաձորի հունից, սրպեսզի դրանով կանխվի հեղեղների մուտքը քաղաքի հյուսիսային մասը և թուլացվի հեղեղումը:

1946 թ. մայիսի 25-ին այդ պատնեշի մոտ կռատակվեցին Ջրվեժ գետակի բերած քարերը. հոսանքի մակերևույթը բարձրացավ և հեղեղի մի մասը՝ մոտ 60 մ³ 1 վայրկյանում—պատնեշի վրայով լցվում էր Բերդաձորը, ուժեղացնելով Բերդաձորով հոսող հոսանքը մինչև 85 մ³ 1 վայրկյանում: Այս հեղեղը խառնվեց Դետառի հեղեղին, որն այդտեղ տանում էր մոտ 120 մ³ 1 վայրկյանում: Այսպիսով, քաղաքի մուտքի՝ երկաթուղային կամուրջի մոտ Դետառում հոսում էր մի հսկայական հեղեղ՝ 1 վայրկյանում 200 մ³ ծավալով, մինչդեռ սովորաբար Դետառում 0,5 մ³ էլ չի լինում: Քաղաքային Սովետի նախագծով հեղեղի հոսանքի համար Դետառի հունի մեջ նախատեսվում էր սեղավառար ջրանցք, որն ընդունեց հետևյալ չափերը. լայնությունը 14 մ, խորությունը 5 մ, ունենալով գետափեր՝ քաղաքի բարեկարգման համար: Այդ ջրանցքը փորձարկվեց հայկական ՍՍՄ Դիտուլյունների Ակադեմիայի Ջրա-էներգետիկ Ինստիտուտի Հիդրոէլեկտրական լաբորատորիայում տարածական մոդելի վրա: Փորձերը ցույց տվին, որ նախագծված ջրանցքը շատ լավ բաց է թողնում մեծ քանակով ջրաբերունները նույնիսկ Անատոմիկումի և կամուրջի մոտի ոլորանի շրջանում, եթե Կիրովյան կամուրջը փոխարինվի մի նոր, բարձր և սյուներ չունեցող կամուրջով, առանց փոփոխելու ջրանցքի լայնությունը: Նույն հիմունքներով պետք է վերակառուցվի Նորքի կամուրջը:

Մոդելի վրա ստուգված է նաև լաբորատորիայի կողմից առաջարկված՝ Դետառի հեղեղային հոսանքի ճանապարհին արհեստական քարակուռակ հրապարակ (մոտ մեկ հեկտար) ստեղծելու հնարավորությունը քաղաքի ներքում, Դետառի թեքություն բեկման տեղում, հոսանքի ոլորանի արտաքին կողմում: Այդպիսի տեղ են հանդիսանում անմիջապես սլորանի մոտ սկսվող այգիները: Այդպիսի հրապարակ կազմակերպելու ռաբի հարմար տեղ չկա, քանի որ նման հրապարակը պետք է գտնվի սլորանի մոտ և գետի հունի թեքության բեկման տեղում:

Նույնպիսի հրապարակ պետք է կառուցել նաև կենդանաբանական այգում:

Անրավարար է շինված գետի ձախ ափի պատը երկաթուղային կամուրջի մոտ: Թյուրիմացություն պետք է համարել այն, որ աջ ափի պատը կենդանաբանական այգու կամուրջի մոտ չի հասցրված մինչև կամուրջը:

Փորձերը ցույց են տվել, որ Դետառի հունի մասնակի ամրացումն ընդերկայնական բիտոնյա հեծաններով՝ իրեն չի արդարացնում:

Հեղեղումների դեմ պայքարի հիմնական միջոցը պետք է համարել այն միջոցը, որը բացառում է լանջերի վրա հեղեղային հոսանքների գո-

յացման բուն հնարավորութիւնը, այսինքն Կոտայքի սարահարթի ֆիտոմելիորացիան, նրա անտառապատումը, հողերի հիմնական մասնիվի ոռոգումը և Զրվեժ ու Գետառ գետակների ավազանների ամբողջ տարածութեան վրա բանջարանոցային կուլտուրաների և պտղատու այգիների բուծումը:

Զնայած այս միջոցի վճռական դերին, չի կարելի սահմանափակվել միմիայն դրանով, քանի որ նրա էֆեկտը լրիվ չափով կարտահայտվի միայն 15—20 տարի հետո: Ուստի անհրաժեշտ են կոմպլեքսային միջոցառումներ՝ և՛ ֆիտոմելիորացիոն, և՛ հիդրոտեխնիկական:

1946 թ. մայիսի 25-ի հեղեղն ավելի լավ է ուսումնասիրված, քան որևէ տեղ այլ հեղեղ ՍՍՌՄ տերիտորիայի վրա: Այնուամենայնիվ անհրաժեշտ է շարունակել ապագա նոր հեղեղների ուսումնասիրութիւնը Գետառ ու Զրվեժի սիսամում, վերացնելով այդ դործում եղած թերութիւնները՝ ուժեղացնել մեռած-և հիդրոպոստների ու կայանների ցանցը և հազեցնել այն պրիւրոններով, կազմակերպել որոշ պոստների հեռախոսային կամ ուղի ուղտական կապ Երևանի հետ:

Երևանի քարեկարգումն անհրաժեշտ լուծում չի ստանա, եթե քաղաքը հեղեղումներից պաշտպանելու բոլոր խնդիրներն օրգանապես չընդգրկվեն:

ГИДРОЭНЕРГЕТИКА

В. П. Мартынов

**Построение рационального режима суточного
регулирования высоконапорных гидростанций
при наличии верхового водохранилища**

Участие гидроэлектрических станций в электробалансе энергосистем Союза с каждым годом возрастает, что вполне соответствует социалистическим принципам развития энергетики и всего народного хозяйства СССР.

Несмотря на высокий технический уровень современной гидроэнергетики, эксплуатация гидроэлектрических станций имеет ряд существенных недостатков и перед гидроэнергетиками поставлена задача коренной реорганизации всего водноэнергетического хозяйства наших ГЭС на твердой научно-технической основе [1].

Профессор, доктор техн. наук Т. Л. Золотарев, характеризуя содержание гидроэнергетики как науки, намечает, в числе основных гидроэнергетических проблем, связанных с эксплуатацией, следующие виды расчётов—задач: режимно-эксплуатационные расчёты регулирования ГЭС и режимно-эксплуатационные расчёты работы ГЭС в электроэнергетической системе. Вторая из указанных проблем имеет конечной целью "позволить управлять потерями, добиваясь установления оптимального с точки зрения всей системы, режима работы гидроэлектростанции" [2].

Исследование режимов суточного регулирования охватывается названной проблемой и является одним из наиболее актуальных вопросов научного исследования.

В настоящей работе дана методика разработки рационального суточного регулирования высоконапорных станций, обладающих рядом особенностей, работающих в энергосистеме, на базе фактических результатов примененных мероприятий в действующей энергосистеме [3].

**Основные положения для построения рационального
режима суточного регулирования**

Задачей суточного регулирования является перераспределение среднесуточного расхода водотока согласно графику нагрузки таким образом, чтобы обеспечить полное покрытие нагрузки и использование водотока без потерь.

Рассмотрим энергосистему, имеющую высоконапорные ГЭС, с регулирующей станцией, обладающей зарегулированным стоком при помощи вышерасположенного водохранилища. Бассейн суточного регулирования станции (БСР) расположен в непосредственной близости от напорной камеры и имеет небольшие размеры.

Последнее обстоятельство позволяет рассматривать с достаточной точностью процесс суточного регулирования в самом бассейне и пиковом канале, без учета неустановившегося движения, т. е. считать изменение горизонта в напорной камере распространяющимся по БСР мгновенно. С другой стороны, малая ёмкость БСР приводит к невозможности, при соответствующем графике нагрузки покрыть за счёт БСР его пик, то-есть осуществить полное суточное регулирование без потерь воды.

При построении режима работы гидроэнергосистемы можно поставить следующие требования к суточному регулированию:

1. Полное суточное регулирование в системе—без ограничения нагрузки потребителей.

2. Полное использование стока на всех ГЭС без холостых сливов (в пределах пропускной способности деривации).

3. Обеспечение наибольшего использования энергии водотоков, т. е. наибольшего суммарного энергетического эффекта от всех ГЭС системы.

4. Обеспечение необходимого резерва мощности и выработки для покрытия возможных отклонений режима водотоков и нагрузок от плановых графиков.

5. Обеспечение специальных условий и требований эксплуатации энергосистемы, как-то: регулирование электрической частоты, обеспечение аварийного резерва, регулирование реактивных мощностей, обеспечение работы релейной защиты и др.

Перечисленные требования соответствуют общим условиям работы ГЭС с суточным регулированием, определяемым Правилами технической эксплуатации (ПТЭ §§ 971 и 972) [4].

Оставляя в стороне вопрос наивыгоднейшего распределения нагрузки между агрегатами станции*, рассмотрим некоторые мероприятия, разработанные и примененные в действующей энергосистеме, которые позволяют расширить ограниченные возможности суточного регулирования системы и обеспечить выполнение изложенных выше требований.

1. Многобассейновое суточное регулирование

Обычно перераспределению при помощи БСР подлежит естественный сток реки; поэтому, как правило, рассматривается поступление воды на гидростанцию в течение суток *по ровному графику*. При недостаточной ёмкости БСР, в этом случае, в часы ночного

* Этому вопросу посвящается самостоятельная работа.

провала графика нагрузки, избыточный расход воды может привести к быстрому заполнению БСР и затем, к холостому сбросу воды. В часы больших нагрузок при прохождении пика графика, вследствие недостаточной энергоёмкости бассейна, может потребоваться ограничение электропотребления [5].

Увеличение регулирующей энергии ($E_{\text{рег.}}$) и избежание холостых сливов воды при суточном регулировании можно получить, подавая воду на гидростанцию не по ровному графику, как обычно имеет место, а по ступенчатому—повышенному в часы высоких нагрузок, и пониженному в период провала графика нагрузки. Ступенчатый график поступления воды на ГЭС может быть получен путем регулирования в пределах суток полусок воды из водохранилища, расположенного выше створа гидростанции. Водохранилище может находиться в значительном удалении от гидростанции. Попуски производятся с учётом времени добегания воды до ГЭС по графику, в некоторой мере, соответствующему графику нагрузки (см. рис. 1, фиг. 1). Таким образом, суточное регулирование осуществляется совместно верховым водохранилищем и БСР гидростанции и представляет собой частный случай компенсирующего регулирования в суточном разрезе. Водохранилище производит, так сказать, макрорегулирование, а БСР—микрорегулирование. Применение такого „многобассейнового“ суточного регулирования ограничивается величиной пропускной способности деривации гидростанции и возможно, если среднесуточный расход воды на ГЭС меньше пропускной способности деривации.

2. Дифференцированное использование БСР гидростанции

Отклонения величины расхода естественного стока против прогноза и полусок из верхового водохранилища против заданных, а также изменения величины нагрузки против плановых предположений приводят к несоответствию между поступающим на ГЭС расходом воды и потребным расходом для покрытия нагрузки.

При превышении расхода воды над потребным расходом по нагрузке БСР станции будет заполнен праждевременно и произойдёт холостой слив воды. При недостаточной величине расхода воды произойдет чрезмерное опорожнение БСР станции и возникнет необходимость ограничения нагрузки.

Для возможности принятия соответствующих оперативных мер по регулированию нагрузки и водотока и снижению или избежанию холостых сливов воды целесообразно ёмкость БСР станции использовать дифференцированно, даже если она небольшой величины. Режим работы БСР регулирующей станции должен планироваться таким образом, чтобы в бассейне были соблюдены три зоны:

Призма аварийного резерва: нижний слой воды в БСР, представляющий собою минимальный аварийный запас выработки, то-есть запас воды, не участвующий нормально в регулировании и преду-

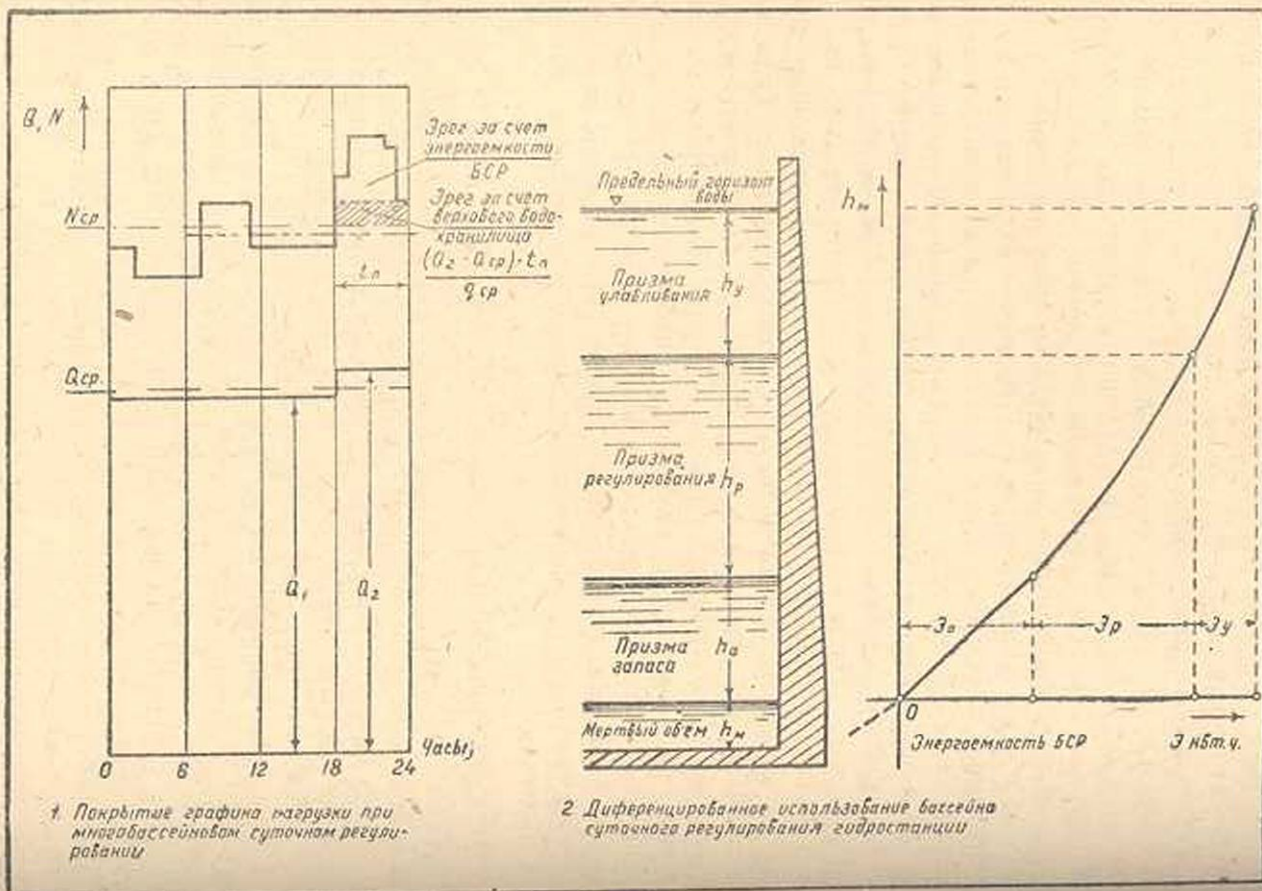


Рис. 1. Многобассейновое суточное регулирование и дифференцированное использование БСР ГЭС

считываемый для сработки на случай аварийного деления системы или при других аварийных режимах на срок, необходимый для ликвидации аварии, либо для введения ограничения потребителей, а также используемый при нарушениях балансов воды.

Призма суточного регулирования—Средний слой воды в БСР, нормально участвующий в суточном регулировании.

Призма запаса ёмкости—резервная ёмкость верхней части БСР нормально незаполняемая и предусматриваемая для улавливания избыточной воды при сбросах нагрузки и отклонениях величины расходов воды, поступающих на ГЭС в большую сторону (см. рис. 1, фиг. 2).

При малой величине ёмкости БСР применение метода дифференцированного использования БСР гидростанции может быть обеспечено лишь одновременно с многобассейновым суточным регулированием, то-есть при ступенчатом поступлении воды на станцию.

Работа гидростанции с пониженными горизонтами воды в бассейне суточного регулирования не согласуется с § 972 ПТЭ. На основании положительного опыта применения указанных мероприятий для высоконапорных гидростанций в Армянской энергосистеме Технический Совет МЭС СССР постановил соответственно уточнить § 972 ПТЭ (см. решение Тех. Совета № 43 от 20/VII—1946 г.).

3. Соблюдение минимальной величины вращающегося резерва в системе, обеспечивающей нормальное регулирование частоты и оптимальный режим работы агрегатов

Вопрос вращающегося резерва в указанной постановке актуален для сравнительно небольших энергосистем, в которых мощность отдельных крупных агрегатов соизмерима с мощностью всей системы, и соблюдение принятого вращающегося резерва в размере, равном, например, мощности наибольшего агрегата [6], приводит к ухудшению загрузки и эффективности работы агрегатов системы, то-есть к перерасходу воды—увеличению удельного расхода воды на 1 квтч.

Опыт применения этого мероприятия в действующей энергосистеме показывает, что ограничения нагрузки, получающиеся в весьма редких случаях при авариях, вследствие недостатка вращающегося резерва, не могут идти ни в какое сравнение с той дополнительной выработкой, которая получается при соблюдении резерва в размерах, отвечающих по возможности оптимальной загрузке работающих агрегатов [7].

Это положение не распространяется на особые случаи работы системы, требующие соблюдения соответствующего вращающегося резерва, как-то: угрожающие метеорологические условия, явная ненадежность оборудования, период паводка, период воздушных тревог, требования устойчивости параллельной работы, регулирование реактивных мощностей и т. п.

4. Облегчение условий суточного регулирования нормированием неравномерности работы потребителей энергии

Данное мероприятие сводится к обеспечению допустимых для нормальной работы регулирующей гидростанции отклонений от запланированного графика нагрузки.

Чрезмерный наброс нагрузки на станцию против графика вызывает опорожнение БСР и нехватку выработки, а сброс нагрузки приводит к холостым сливам воды.

Для избежания указанных явлений, вызываемых потребителями энергии, для главных потребителей устанавливается и нормируется приемлемая для потребителя допустимая неравномерность — отклонения в течение каждой смены суток против планового графика нагрузки данного потребителя, исходя из технологических условий работы данного потребителя и возможностей работы системы без расстройств запланированного режима.

Это мероприятие по упорядочению работы потребителей, как показал опыт его внедрения, значительно облегчает ведение суточного регулирования и повышает эффективность использования водотоков [8].*

Рассмотренные мероприятия по улучшению суточного регулирования высоконапорной ГЭС приводят к известному производственному риску и предъявляют повышенные требования к четкости планирования и ведения режима и к надежности основного оборудования системы, то есть приводят к требованию безаварийной работы системы, что вполне отражает современные установки по эксплуатации энергосистем.

Применение указанных мероприятий поясняется на графиках режима работы ГЭС (рис. 2 и 3), составленных для высоконапорной регулирующей гидростанции с ограниченной емкостью БСР и наличием верхового водохранилища, обладающего неограниченными возможностями регулирования величины стока и расположенного в значительном отдалении от ГЭС [9].

На рис. 2, фиг. 1, показан график нагрузки регулирующей гидростанции, работающей в системе при сравнительно небольшой неравномерности (коэф. нагрузки равен 0,82). При равномерном поступлении расхода воды Q на ГЭС обеспечивается полное суточное регулирование, однако, вследствие малой емкости БСР происходит почти полное опорожнение бассейна суточного регулирования после покрытия вечернего пика нагрузки.

Горизонты воды в БСР изменяются по кривой 1; при этом начало нормального цикла работы БСР считается от момента, непосредственно предшествующего наступлению вечернего пика нагрузки,

* Здесь не рассматриваются мероприятия по выравниванию суточных графиков нагрузки, регулированию начала работы предприятий и т. п., обычно применяемые в энергосистемах.

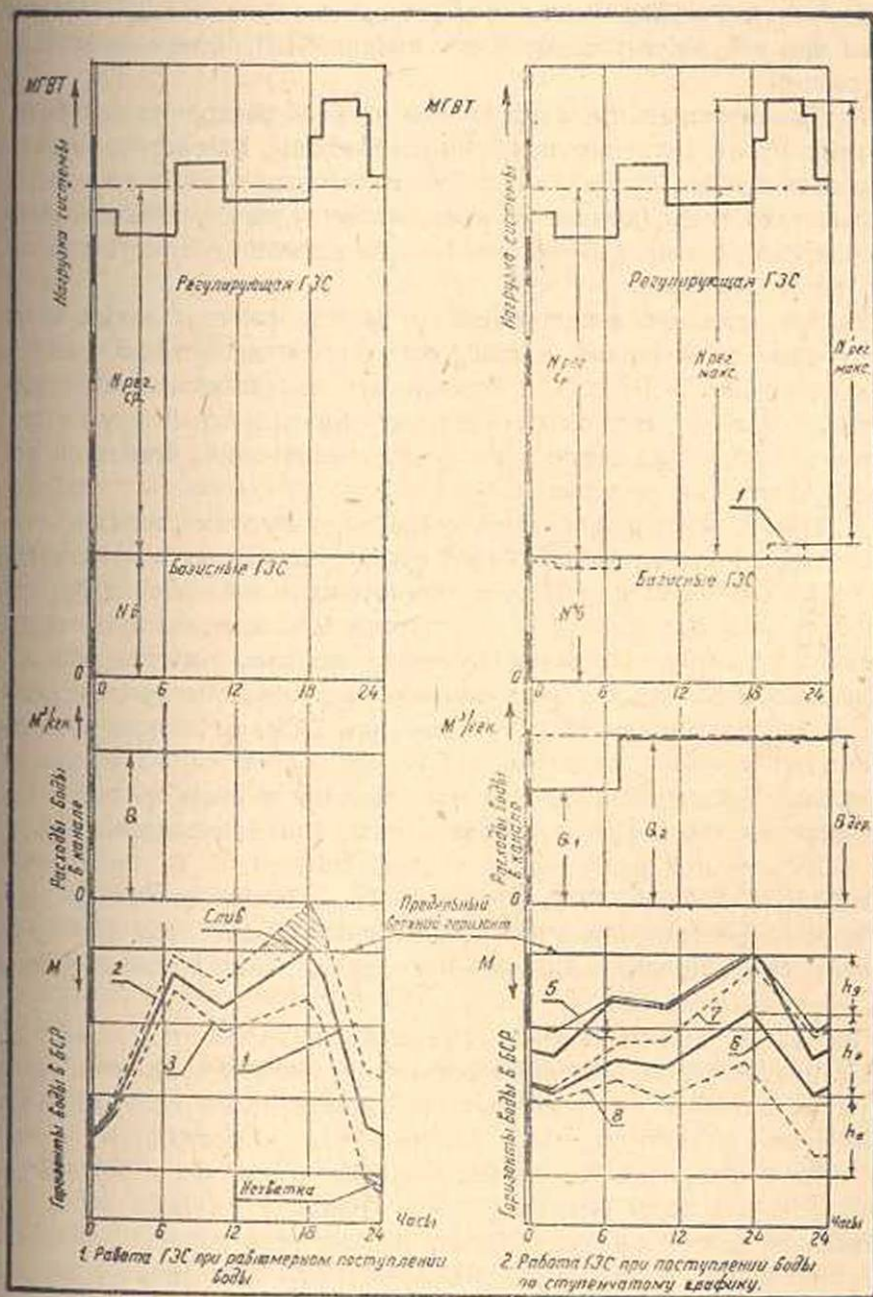


Рис. 2. Суточное регулирование ГЭС при наличии верхового водохранилища

когда БСР предполагается согласно § 972 ПТЭ наполненным до нормального верхнего уровня.

Суточное регулирование, осуществляемое подобным образом, то-есть при весьма глубоком опорожнении БСР, имеет следующие недостатки:

1) При отклонении поступающего на ГЭС расхода воды в большую сторону от величины потребного расхода, вследствие работы значительную часть суток на высоких горизонтах в БСР, происходит холостой слив воды (кривая 2), который не удастся предотвратить корректировкой пусков из водохранилища или другими оперативными мероприятиями.

2) При отклонении поступающего на ГЭС расхода воды в меньшую сторону от величины потребного расхода происходит чрезмерное опорожнение БСР, не обеспечивающее полное суточное регулирование (кривая 3). В этом случае предотвратить ограничение потребителей в период пика нагрузки оперативной корректировкой режима практически не удастся.

На рис. 2, фиг. 2, при том же графике нагрузки показано ступенчатое поступление воды на ГЭС. В период малых нагрузок поступает расход Q_1 , и в период возросших нагрузок—расход Q_2 .

Горизонты воды в БСР будут изменяться в меньших пределах, по кривой 4, то-есть в этом случае происходит гораздо меньшее опорожнение БСР после покрытия вечернего пика нагрузки. Если в системе имеется другая ГЭС, с небольшим БСР, работающая по наличию воды в реке в базе графика нагрузки системы, то, задавая ей график нагрузки по кривой 1, с использованием её БСР также для суточного регулирования, можно получить более благоприятную работу БСР основной регулирующей ГЭС по кривой 5. График нагрузки регулирующей ГЭС будет иметь меньший пик ($N'_{\text{рег. макс.}}$), что, вообще говоря, может быть так запланировано, что даст преимущества и в отношении обеспечения оптимальных режимов работы агрегатов (высоких КПД).

Переводя работу БСР на пониженные горизонты (кривая 6), то-есть начиная цикл суточного регулирования при сниженном перед вечерним пиком на величину h_1 горизонте в БСР, получим некоторый запас емкости—призму улавливания, позволяющую улавливать избыточную воду как при сбросах нагрузки, так и при увеличении расходов воды (кривая 7), что приводит к повышению использования воды на ГЭС. Не участвующая при нормальном регулировании призма запаса воды в БСР высотой h_2 позволяет обеспечить полное суточное регулирование в случае недостаточной величины расхода воды, поступающего на ГЭС (кривая 8).

В данном случае оперативной корректировкой режима работы ГЭС на следующие сутки удастся избежать холостых сливов воды или ограничения потребителей.

Запланированный график нагрузки регулирующей станции, бла-

годаря отклонениям нагрузки отдельных потребителей от плановых графиков, не выдерживается, что соответственно отражается на кривой колебаний горизонтов в БСР, приводя в неблагоприятных случаях к холостым сливам воды или к нехватке воды и ограничению нагрузки потребителей.

Исходя из технологических особенностей отдельных производств, могут быть определены допускаемые отклонения нагрузки в большую и в меньшую сторону от заданного графика за каждую смену на протяжении периода времени, характерного для данного производства. В среднем этот период времени может быть принят равным 1,5—2,0 часам.

Нагрузка в часы пика, согласно существующей инструкции МЭС СССР, не может быть нарушаема в большую сторону от установленной по графику.

На рис. 3, фиг. 1, при том же графике нагрузки регулирующей ГЭС показаны отклонения от графика за каждую смену, соответствующие установленным возможным отклонениям нагрузки потребителей системы. Для простоты отклонения сосредоточены в начале смены на протяжении двух часов и составляют около 7,5% от среднесуточной нагрузки. Отклонения от графика нагрузки показаны в виде заштрихованных областей.

Рассматривая крайние случаи, когда имеет место в течение суток только отклонение в большую сторону от графика нагрузки, получим вместо кривой 6 изменение горизонтов воды в БСР по кривой 9.

В случае отклонений нагрузки в меньшую сторону от планового графика изменение горизонтов воды в БСР будет протекать по кривой 10.

Обычно, при работе системы имеют место колебания нагрузки как в большую, так и в меньшую сторону по сравнению с плановым графиком, в результате чего отклонение от запланированного режима происходит в меньших размерах.

На рис. 3, фиг. 2, при том же графике нагрузки регулирующей ГЭС показано влияние величины вращающегося резерва, определяющего КПД агрегатов, на расход воды, потребляемый станцией. График нагрузки ГЭС может быть покрыт наиболее экономичной комбинацией агрегатов, дающей график вращающейся мощности $N_{\text{вращ}}$. Заштрихованная область представляет собою величину вращающегося резерва. При этом снятие части пиковой нагрузки задается другой станцией, имеющей небольшие возможности регулирования и работающей в базе графика нагрузки системы по кривой I.

Колебание горизонтов воды в БСР регулирующей станции в этом случае будет протекать по кривой 6.

Если в часы ночного минимума нагрузки, повысить величину вращающегося резерва, т. е. вращать дополнительно еще один агрегат (кривая II), то колебание горизонтов в БСР будет происходить

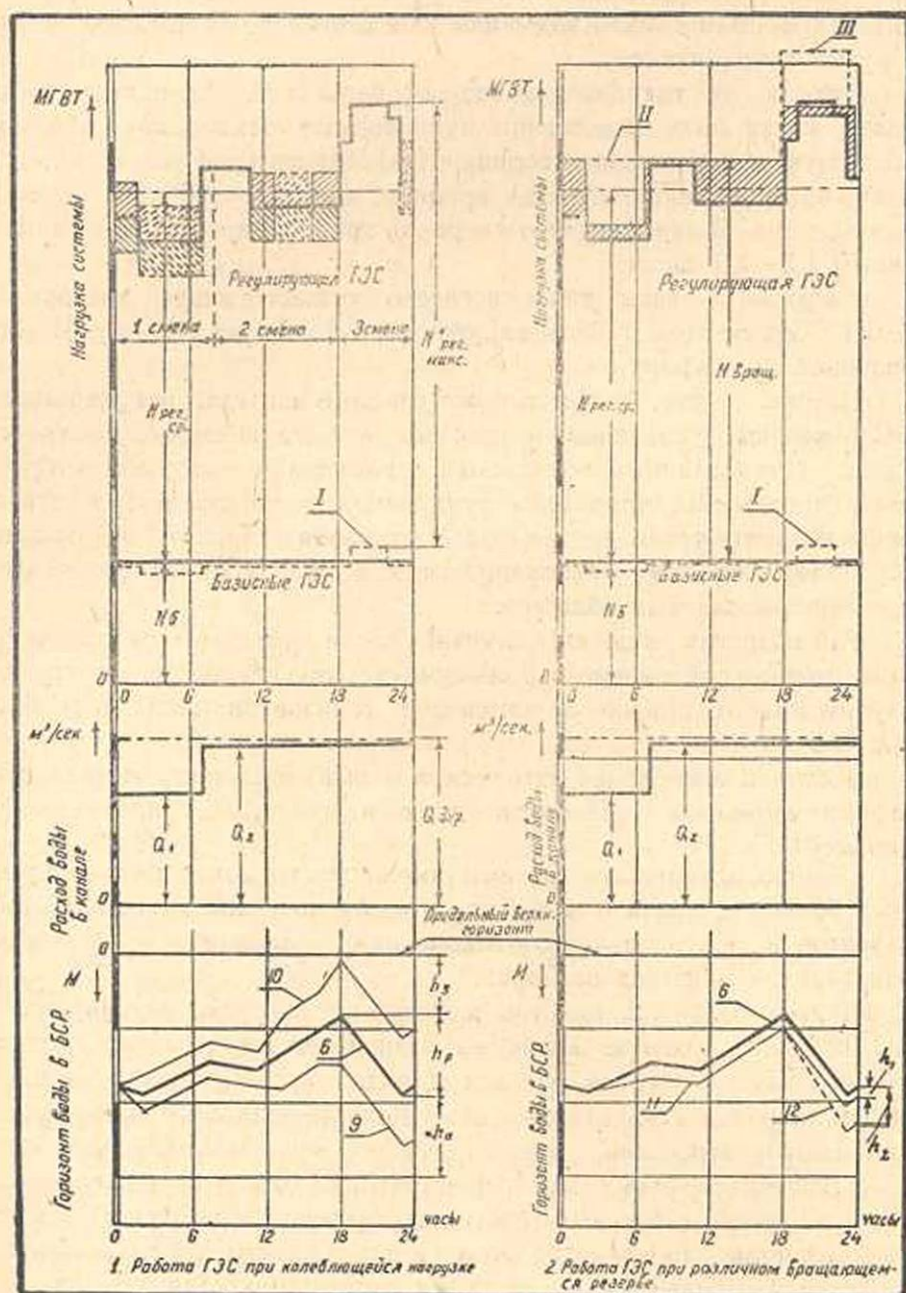


Рис. 3. Суточное регулирование ГЭС при наличии верхового водохранилища

по кривой II, что вызовет дополнительное израсходование приемы воды в БСР высотой h_1 . Если, кроме того, вечерний пик нагрузки снимать полностью регулирующей станцией, для чего потребуются пуск дополнительного агрегата (кривая III), то опорожнение БСР будет происходить по кривой IV и величина дополнительно израсходованной приемы воды в БСР повысится до h_2 .

Условия, допускающие применение многобассейнового регулирования и дифференцированного использования БСР

Введем следующие обозначения:

- $N_{\text{экс}}$ — эксплуатационная мощность ГЭС, то есть располагаемая наибольшая мощность, которую ГЭС может развить в данный период, с учётом всех ограничивающих условий на станции;
- $N_{\text{г}}$ — рабочая мощность ГЭС, т. е. мощность, которую ГЭС может развить с учётом конфигурации графика нагрузки (пика), наличия водотока, ёмкости БСР;
- $N_{\text{ср}}$ — среднесуточная мощность ГЭС по воде;
- $N_{\text{в, у}}$ — максимальная нагрузка утреннего пика;
- $N_{\text{в, в}}$ — максимальная нагрузка вечернего пика;
- $N_{\text{д}}$ — нагрузка в дневной минимум графика;
- $N_{\text{ноч}}$ — нагрузка в ночной провал графика;
- $N_{\text{ср}}$ — среднесуточная нагрузка (мощность) станции;
- $N_{\text{дер}}$ — максимальная возможная среднесуточная мощность ГЭС по пропускной способности деривации;
- V_1, V_2 — площадь дневного и вечернего пиков графика нагрузки до величины $N_{\text{ср}}$ (потребление энергии в часы пика);
- $E_{\text{рег}}$ — регулирующая энергия, которую ГЭС может нормально дать за счёт запаса воды в БСР (энергоемкость объема $W_{\text{рег}}$);
- $E_{\text{рег, макс.}}$ — максимальная регулирующая энергия, которую может дать ГЭС (энергоемкость объема $W_{\text{макс}}$);
- $t_{\text{у}}, t_{\text{в}}, t_{\text{д}}, t_{\text{ноч}}$ — продолжительность утреннего и вечернего пиков, дневного и ночного минимумов нагрузки (в часах);
- $Q_{\text{дер}}$ — пропускная способность деривации ГЭС ($\text{м}^3/\text{сек}$);
- $q_{\text{ср}}$ — средний удельный расход $\text{м}^3/\text{квтч}$ ГЭС;
- $W_{\text{рег}}$ — наибольшая ёмкость БСР в м^3 , допускаемая к участию в суточном регулировании;
- $W_{\text{макс}}$ — предельная ёмкость БСР в м^3 , возможная к использованию при суточном регулировании;
- $W_{\text{у}}$ — ёмкость БСР, нормально незаполняемая и служащая для улавливания избыточной воды;
- $W_{\text{д}}$ — ёмкость БСР, нормально неопораживаемая и служащая для покрытия нагрузки при дефиците расхода воды.

Для нахождения условий, определяющих при заданном графике нагрузки возможный оптимальный график поступления воды на станцию, исходим из следующих основных положений:

1) В работе БСР должна быть соблюдена цикличность, то-есть идентичность в колебаниях горизонтов воды за каждые сутки (без учёта влияния отклонений от планового графика нагрузки ГЭС и планового графика поступления воды на ГЭС).

2) К началу вечернего (большого) пика нагрузки БСР должен быть заполнен до наивысшей установленной отметки нормального регулирования.

3) После вечернего пика БСР не должен быть полностью опорожнен, а должен иметь некоторый объем воды, достаточный для покрытия возможных отклонений графика нагрузки и расхода воды от плановых предположений.

4) Заполнение БСР должно происходить без потерь воды.

5) При недостаточной для полного суточного регулирования ёмкости БСР, в случае ровного графика поступления воды и необходимости применения многобассейнового регулирования, желательно иметь двухступенчатый график поступления воды на ГЭС*.

6) Желательно иметь минимальные колебания горизонтов при суточной работе БСР.

Прежде всего заметим, что многобассейновое регулирование, т.е. ступенчатый график поступления воды на ГЭС за счёт верхового водохранилища, возможно при среднесуточной нагрузке меньшей, чем максимальная мощность гидростанции по пропускной способности ее деривации, то-есть при $N_{cp} < N_{дер}$.

$$\text{Здесь } N_{дер} = \frac{3600 \cdot Q_{дер}}{q_{cp}} \text{ кВт.} \quad (1)$$

Если $N_{cp} = N_{дер}$, то график поступления воды на ГЭС может быть только равномерным и равным $Q_{cp} = Q_{дер}$. Суточное регулирование возможно лишь в пределах энергии запасённой воды в БСР $\mathcal{E}_{рег}$ и будет полным, если при этом соблюдается условие $\mathcal{E}_{рег} > B_2$ и $t_d (N_{cp} - N_d) > B_1$ (при $B_1 < B_2$). См. рис. 4, фиг. 1. Полагаем, что покрытие графика нагрузки по мощности возможно, т.е. что $N_{п.} < N_{кв.}$.

Если $\mathcal{E}_{рег} < B_2$, то при $N_{cp} = N_{дер}$ часть энергии, потребной для пика в размерах $B_2 - \mathcal{E}_{рег}$, не может быть покрыта и нагрузка, в пределах, например, заштрихованной области $N_{огр} \cdot t_{п.} = B_2 - \mathcal{E}_{рег}$ должна быть снята. Обычно выгоднее отключать меньшую мощность в базе пика графика нагрузки, чем большую мощность в верхушке пика. В случае регулирования нагрузки за счёт карбидных печей последний способ ограничения бывает более удобный.

Отключение нагрузки $N_{огр}$ в вечерний пик вызывает снижение величины N_{cp} до размеров N'_{cp} , по которой и должно вестись планирование режима и определение расхода воды Q_{cp} .

Если $N_{cp} < N_{дер}$, то при двухступенчатом графике поступления

* Применение трёх и более ступенчатого графика не оправдывает себя вследствие значительного сглаживания ступеней малой продолжительности [7].

воды на ГЭС, большая степень расхода Q_2 ограничивается величиной $Q_{\text{сер}}$ и должна составлять при ее продолжительности t_n ,

$$Q_2 = Q_{\text{сер}} + N_{\text{огр}} \cdot \frac{Q_{\text{сер}}}{3600} \text{ м}^3/\text{сек.} \quad (2)$$

При этом, как сказано выше, должно быть $Q_2 \leq Q_{\text{аер.}}$.
Меньшая степень расхода при этом, очевидно, будет равна

$$Q_1 = Q_{\text{сер}} - \frac{(Q_2 - Q_{\text{сер}}) t_n}{24 - t_n} \text{ м}^3/\text{сек.} \quad (3)$$

Может оказаться, что расход Q_1 при данной конфигурации графика нагрузки не обеспечивает надлежащее заполнение БСР к началу вечернего пика вследствие чрезмерного опорожнения БСР в утренний пик, что даже может вызвать необходимость ограничения нагрузки.

Применение расхода Q_1 без указанных ограничений нагрузки возможно при соблюдении условия, чтобы опорожнение БСР за первый пик не превышало ёмкости регулирования БСР и возможности заполнения его за период дневного провала графика, то-есть:

$$\left(N_{\text{в.}} \cdot \frac{Q_{\text{сер}}}{3600} - Q_1 \right) \cdot t_n \leq \left(Q_1 - N_{\text{а.}} \cdot \frac{Q_{\text{сер}}}{3600} \right) t_{\text{а}} \leq \frac{W_{\text{рег}}}{3600} \quad (4)$$

При значительной величине утреннего пика нагрузки и глубоких ночных провалах нагрузки может оказаться необходимым распространить расход Q_2 также на период утреннего пика t_n и дневного провала $t_{\text{д}}$.

Проверка режима и определение расходов воды производятся по этим же формулам, для чего берутся соответствующие расходы и промежутки времени.

Если при проверке по формуле (4) ёмкость БСР, выделенная для регулирования, оказывается недостаточной, то для обеспечения полного или возможно полного суточного регулирования приходится увеличить ёмкость регулирования $W_{\text{рег}}$ в пределах $W_{\text{макс}}$, в первую очередь за счёт уменьшения W_y . Увеличение $W_{\text{рег}}$ также необходимо, если $\Delta_{\text{рег}} < B_2$ и при $Q_2 = Q_{\text{аер.}}$ вечерний пик нагрузки не покрывается полностью. $\Delta_{\text{рег}}$ увеличивается в этом случае в пределах $\Delta_{\text{рег макс.}}$

Вывод формул для расчёта суточного регулирования при использовании верхового водохранилища к БСР

Рассмотрим упрощенный график нагрузки регулирующей гидроэлектростанции (рис. 4, фиг. 2).

Полагаем, что $N_{\text{рб}} < N_{\text{акс}}$ и $N_{\text{сер}} < N_{\text{аер.}}$, то-есть возможно использовать верховое водохранилище для суточного регулирования.

При наличии замкнутого цикла работы БСР и полном суточном регулировании без холостых сбросов воды можно написать равенство:

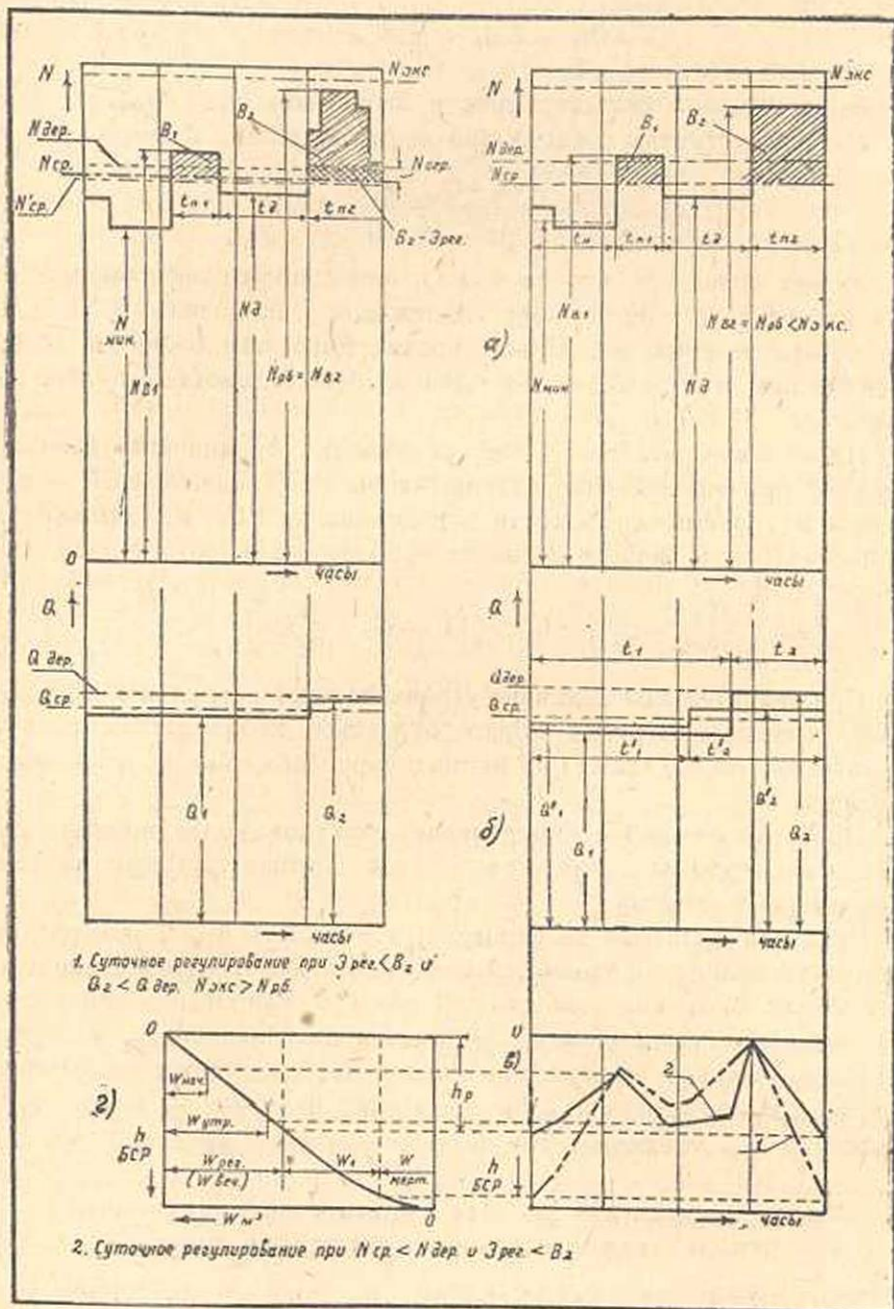


Рис. 4. Построение многобассейнового суточного регулирования

$Q_{\text{ср}} \cdot 3600 \cdot 24 = N_{\text{ср}} \cdot 24 \cdot q_{\text{ср}}$, откуда:

$$q_{\text{ср}} = \frac{3600 \cdot Q_{\text{ср}}}{N_{\text{ср}}} \text{ м}^3/\text{кВтч} \quad (5)$$

или более точно:

$$q_{\text{ср}} = 3600 \frac{\sum_{i=1}^n Q_i \cdot t_i}{\sum_{i=1}^n N_i \cdot t_i} \text{ м}^3/\text{кВтч}. \quad (5a)$$

Здесь Q_i — расход воды в $\text{м}^3/\text{сек}$, потребный для обеспечения станцией мощности N_i квт на протяжении t_i часов.

Условие полного покрытия вечернего пика нагрузки может быть написано в следующем виде:

$$W_{\text{макс}} \geq N_{\text{в}} \cdot t_{\text{в}} \cdot q_{\text{ср}} - Q_1 \cdot t_{\text{в}} \cdot 3600 \quad (6)$$

Здесь Q_1 — расход воды в $\text{м}^3/\text{сек}$, поступающий на ГЭС в период второго пика нагрузки $N_{\text{в}}$ (вторая ступень). Q_1 должен быть взят такой величины, чтобы после вечернего пика нагрузки в БСР сохранился некоторый запас воды $W_1 \text{ м}^3$, и соотношение 6 можно написать так:

$$W_{\text{макс}} - W_1 = N_{\text{в}} \cdot t_{\text{в}} \cdot q_{\text{ср}} - Q_1 \cdot t_{\text{в}} \cdot 3600, \quad (7)$$

откуда

$$W_1 = W_{\text{макс}} - (N_{\text{в}} \cdot q_{\text{ср}} - 3600 \cdot Q_1) t_{\text{в}}, \text{ м}^3. \quad (7a)$$

Максимальная величина запаса воды в БСР после сработки $W_{1\text{макс}}$ при заданном пике нагрузки $N_{\text{в}}$ будет в случае $Q_2 = Q_{\text{дер}}$.

$$W_{1\text{макс}} = W_{\text{макс}} - (N_{\text{в}} \cdot q_{\text{ср}} - 3600 \cdot Q_{\text{дер}}) t_{\text{в}}, \text{ м}^3. \quad (8)$$

Если W_1 необходимой величины обеспечивается при $Q_2 < Q_{\text{дер}}$, то для определения Q_2 можно получить формулу из выражения 7.

$$Q_2 = \frac{N_{\text{в}} \cdot q_{\text{ср}} \cdot t_{\text{в}} - (W_{\text{макс}} - W_1)}{3600 \cdot t_{\text{в}}} \text{ м}^3/\text{сек}. \quad (9)$$

Из выражения 7a вытекает, что запас воды после регулирования W_1 зависит от соотношения $N_{\text{в}}$ и Q_1 .

На рис. 4, фиг. 2—в, кривая 1 соответствует полному опорожнению БСР при нагрузке $N_{\text{в}}$ и расходе воды $Q'_2 < Q_{\text{дер}}$. Если расход воды сделать $Q_2 = Q_{\text{дер}}$, то опорожнение БСР будет по кривой 2-и даст запас воды W_1 .

Условие заполнения БСР к утреннему пику нагрузки без холостых потерь воды определяется соотношением:

$$(N_{\text{в}} \cdot q_{\text{ср}} - 3600 \cdot Q_2) t_{\text{в}} \geq (3600 \cdot Q_1 - N_{\text{мин}} \cdot q_{\text{ср}}) t_{\text{н}} \quad (10)$$

или

$$W_{\text{макс}} - W_1 \geq (3600 \cdot Q_1 - N_{\text{мин}} \cdot q_{\text{ср}}) t_{\text{н}}. \quad (11)$$

Отсюда находим выражение для Q_1 :

$$Q_1 \leq \left(N_{вз} \frac{t_{пз}}{t_n} + N_{мин} \right) \frac{q_{ср}}{3600} - Q_2 \frac{t_{пз}}{t_n} \text{ м}^3/\text{сек} \quad (12)$$

или

$$Q_1 = k_1 \left[\left(N_{вз} \frac{t_{пз}}{t_n} + N_{мин} \right) \frac{q_{ср}}{3600} - Q_2 \frac{t_{пз}}{t_n} \right] \text{ м}^3/\text{сек} \quad (13)$$

$$Q_1 = k_1 \left[\frac{W_{макс} - W_1}{3600 \cdot t_n} + N_{мин} \frac{q_{ср}}{3600} \right] \text{ м}^3/\text{сек}. \quad (14)$$

Здесь Q_1 — расход воды в $\text{м}^3/\text{сек}$ на станции в период малых нагрузок; первая, меньшая ступень графика поступления воды на ГЭС.

$K_1 \leq 1$ — коэффициент, характеризующий заполнение БСР к утреннему пику нагрузки.

При $K_1 = 1$ — БСР заполняется к утреннему пику до нормального верхнего уровня (двухтактное) регулирование. При этом, во избежание сливов воды, должно быть соблюдено соотношение 4.

При $K_1 < 1$ — БСР целиком не заполняется к утреннему пику.

При $K_1 > 1$ — происходит холостой слив воды перед утренним пиком нагрузки вследствие чрезмерного заполнения БСР.

Из формулы 14 получаем выражение для K_1 :

$$K_1 = \frac{Q_1}{\frac{W_{макс} - W_1}{3600 \cdot t_n} + N_{мин} \cdot \frac{q_{ср}}{3600}} \quad (15)$$

Для избежания холостых сбросов, в случае превышения величины поступающего расхода над запланированным и для возможности путём оперативной корректировки сделать соответствующее изменение пусков воды из водохранилища, желательно перед утренним пиком иметь несколько пониженный горизонт в БСР против нормального верхнего уровня (сработка ёмкости $W_{ночи}$). Это может быть достигнуто при значении $K_1 < 1$. Однако, в этом случае опорожнение БСР после утреннего пика ($W_{утр}$) не должно превышать опорожнение БСР после вечернего пика ($W_{веч}$), что возможно при $V_1 < V_2$. Допустимое, с учётом указанных соображений, значение K_1 зависит от графика нагрузки станции, то есть от соотношения площадей утреннего и вечернего пиков V_1 и V_2 , и для конкретных условий работы может быть легко определено. Ниже приведен пример с определением пределов допустимых значений K_1 .

Условие работы БСР по замкнутому циклу, данное раньше, может быть написано также в следующем виде:

$$Q_{ср} \cdot 3600 \cdot 24 = 3600 (Q_1 \cdot t_1 + Q_2 \cdot t_2). \quad (16)$$

Здесь t_1 и t_2 — время в часах поступления на ГЭС расхода воды соответственно Q_1 и Q_2 м³/сек. Имея соотношение

$$t_1 + t_2 = 24 \quad (17)$$

и решая совместно уравнения 16 и 17, получим формулы для продолжительности ступеней графика поступления воды на ГЭС:

$$t_1 = \frac{24(Q_2 - Q_{\text{ср}})}{Q_2 - Q_1} \text{ часов} \quad (18)$$

$$t_2 = \frac{24(Q_1 - Q_{\text{ср}})}{Q_1 - Q_2} \text{ часов} \quad (19)$$

$$\text{или проще } t_2 = 24 - t_1 \text{ часов.} \quad (18a)$$

Определив по формуле (7) призму воды в БСР, используемую при регулировании, высотой h_p и объемом $W_p = W_{\text{макс}} - W_1$ м³, можно понизить верхний горизонт воды, до которого нормально заполняется БСР, на величину h_y , что позволит улавливать в БСР избыточную воду, получающуюся при отклонении фактических расходов воды от плановых (см. рис. 4, фиг. 2-г).

Таким образом, призму запаса объемом W_1 мы разбиваем на:

- 1) незаполняемую нормально призму улавливания избыточного расхода воды, ёмкостью W_y м³ и высотой h_y ;
- 2) призму аварийного запаса воды (резерва выработки), ёмкостью W_a м³ и высотой h_a м.

Такое снижение нормального горизонта воды в БСР регулирующей ГЭС вызывает понижение напора станции и дополнительные потери выработки при суточном регулировании. Уменьшение выработки станции из-за понижения напора (горизонта в БСР) не должно превышать дополнительную выработку, получаемую за счет уловленной в БСР воды.

Снижение нормального горизонта на величину h_y м энергетически оправдывается при условии:

$$\frac{W_{\text{ул. год}}}{Q_{\text{ср}}} > \left(\mathcal{E}_{\text{ст. год}} - \frac{W_{\text{ул. год}}}{Q_{\text{ср}}} \right) \frac{h_y}{H_n} \quad (20)$$

Здесь $W_{\text{ул. год}}$ — количество воды в м³, уловленное при суточном регулировании призмой h_y БСР на протяжении года, за вычетом паводкового периода;

$\mathcal{E}_{\text{ст. год}}$ — годовая выработка энергии станцией за вычетом выработки в паводковый период;

H_n — напор станции нетто.

Неравенство (20) соблюдается, главным образом, для высоконапорных ГЭС, для которых снижение горизонта дает выгоды.

Величина призмы аварийного запаса воды W_a зависит от следующих факторов:

1) От ошибки прогноза бытового стока реки (рек) и попусков воды из водохранилища в меньшую сторону.

Обозначив эту ошибку в расходе на протяжении суток через Δq_{aq} , получим:

$$\Delta q_{aq} = \frac{N_{cp} \cdot q_{cp}}{3600} - Q_{cp} = K_{aq} \cdot Q_{cp} \text{ м}^3/\text{сек.} \quad (1)$$

Здесь коэффициент ошибки расхода (при данном расходе) равен:

$$K_{aq} = \frac{\Delta q_{aq}}{Q_{cp}} \quad (22)$$

Величина Δq_{aq} и, соответственно, K_{aq} могут быть определены для станции и системы, на основании анализа существующих данных для различных сезонов при существующих средних нагрузках, как наиболее вероятные ошибки.

При работе гидростанции в системе, Δq_{aq} вычисляется по всем используемым рекам, приведенное к регулирующей ГЭС, то есть с учетом увеличения нагрузки регулирующей ГЭС из-за снижения мощности по воде базисных ГЭС.

2) От отклонения нагрузки станции против заданного графика в большую сторону, по причине отклонения нагрузки потребителей от плановой величины.

Это превышение нагрузки на ΔN квт на протяжении t_3 часов потребует дополнительный расход воды в течение суток

$$\Delta Q_{an} = \frac{\Delta N \cdot t_3 \cdot 3600}{q_{cp} \cdot 3600 \cdot 24} = K_{an} \cdot q_{cp} \text{ м}^3/\text{сек.} \quad (23)$$

Коэффициент ошибки расхода из-за нагрузки

$$K_{an} = \frac{\Delta q_{an}}{Q_{cp}} \quad (24)$$

Значения Δq_{an} и K_{an} могут быть определены как наиболее вероятные величины на основании анализа работы существующих потребителей в пределах отклонений нагрузок, допускаемых лимитным предписанием.

3) От вероятности аварии в системе, создающей наброс нагрузки на регулируемую ГЭС при сниженном горизонте в БСР.

Как величина наброса нагрузки, так и продолжительность восстановления нормального режима зависят от рассматриваемой системы. Опыт эксплуатации некоторых систем показывает, что вероятность такой аварии настолько мала, что её можно не учитывать. Наличие в системе автоматической разгрузки по частоте, автоматической синхронизации и самосинхронизации, АПВ и других устройств, дополнительно снижает вероятность тяжелых последствий при такой аварии. Все же, при возможности, должна быть принята некоторая величина запаса W_{aa} , учитывающая также возможное отклонение в большую сторону фактического удельного расхода воды от принятого при планировании покрытия графика нагрузки.

Таким образом, аварийный запас выработки при учёте совпадения всех отклонений будет:

$$W_a = (\Delta q_{aQ} + \Delta q_{aN}) \cdot 24 \cdot 3600 + W_{aa} \text{ м}^3 \quad (25)$$

или

$$W_a = (k_{aQ} + k_{aN}) Q_{cp} \cdot 24 \cdot 3600 + W_{aa} \text{ м}^3. \quad (26)$$

Величина незаполняемой нормально призмы улавливания в БСР, W_y , зависит от тех же факторов, что и для W_a , но действующих в обратном направлении, а именно:

1) Ошибка прогноза бытового стока рек и пусков воды из водохранилища в большую сторону. Обозначим эту ошибку в расходе на протяжении суток через Δq_{yQ}

$$\Delta q_{yQ} = Q_{cp} - \frac{N_{cp} - q_{cp}}{3600} = K_{yQ} \cdot Q_{cp} \text{ м}^3/\text{сек.} \quad (27)$$

Коэффициент ошибки расхода

$$K_{yQ} = \frac{\Delta q_{yQ}}{Q_{cp}} \quad (28)$$

Δq_{yQ} и K_{yQ} определяются как наиболее вероятные величины по фактическим данным режимов для разных сезонов.

2) Отклонение нагрузки станции против заданного графика в меньшую сторону по причине отклонения нагрузки потребителей от плана.

Уменьшение нагрузки на $\Delta N'$ квт на протяжении t_a часов вызовет избыточный расход воды в течение суток

$$\Delta q_{yN} = \frac{\Delta N' \cdot t_a \cdot 3600}{q_{cp} \cdot 3600 \cdot 24} = K_{yN} \cdot Q_{cp} \text{ м}^3/\text{сек.} \quad (29)$$

Коэффициент ошибки расхода из-за нагрузки

$$K_{yN} = \frac{\Delta q_{yN}}{Q_{cp}} \quad (30)$$

Δq_{yN} и K_{yN} определяются как наиболее вероятные величины, аналогично значениям Δq_{aN} и K_{aN} .

3) Авария в системе (разделение системы), создающая сброс нагрузки регулирующей ГЭС при высоком горизонте в БСР. Вероятность такой аварии, как указывает опыт эксплуатации, мала и этот фактор можно не учитывать.

Допуская возможность отклонения в меньшую сторону фактического удельного расхода воды от принятого при планировании режима, следует учитывать некоторую дополнительную величину запаса емкости W_{ya} .

Таким образом, объем призмы улавливания при учёте совпадения всех отклонений будет:

$$W_y = (\Delta q_{yQ} + \Delta q_{yN}) \cdot 24 \cdot 3600 + W_{ya} \text{ м}^3 \quad (31)$$

или

$$W_y = (K_{yQ} + K_{yN}) \cdot Q_{cp} \cdot 24 \cdot 3600 + W_{ya} \text{ м}^3. \quad (32)$$

Пример расчёта суточного регулирования высоконапорной ГЭС при наличии верхового водохранилища

Рассмотрим случай работы регулирующей гидроэлектростанции. Зададим следующие параметры этой теоретической ГЭС:

$$N_{\text{экс}} = 120 \text{ мвт} \quad Q_{\text{зср}} = 60,5 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

$$W_{\text{макс}} = 180.000 \text{ м}^3 \quad q_{\text{ср}} = 3,06 \text{ м}^3/\text{квтч.}$$

Суточный график нагрузки, покрываемый этой станцией, представлен на рис. 5, фиг. 1; при этом полагаем:

$$N_{\text{вв}} = N_{\text{рб}} = 79 \text{ мвт} \quad t_{\text{вв}} = 3 \text{ часа}$$

$$N_{\text{ср}} = 69 \text{ мвт} \quad t_{\text{ср}} = 4 \text{ часа}$$

$$N_{\text{мин}} = 64,7 \text{ мвт} \quad t_{\text{д}} = 9 \text{ часов}$$

$$B_2 = 40 \text{ мвтч} \quad t_{\text{н}} = 8 \text{ часов.}$$

Допуская среднесуточные отклонения нагрузки, включая и нагрузку, эквивалентную отклонению расхода воды в большую сторону $\Delta N_{\text{д}} = 0,6 \text{ мвт}$ и в меньшую сторону $\Delta N_{\text{н}} = 0,55 \text{ мвт}$, получим суммарно $\Delta N = 1,15 \text{ мвт}$ и $\Delta Q = \Delta q_{\text{д}} + \Delta q_{\text{н}} = 1,15 \cdot \frac{3,06}{3600} \cdot 10^3 = 0,98 \text{ м}^3/\text{сек.}$

Объем БСР, неиспользуемый нормально для регулирования, будет:

$$W_1 = W_{\text{г}} + W_{\text{а}} = 0,98 \cdot 3600 \cdot 24 = 84.000 \text{ м}^3.$$

Емкость регулирования или сработка БСР в вечерний пик:

$$W_{\text{рег}} = W_{\text{веч}} = W_{\text{макс}} - W_1 = 180.000 - 84.000 = 96.000 \text{ м}^3.$$

Энергоёмкость регулирования:

$$\mathcal{E}_{\text{рег}} = 96.000 : 3,06 = 31.500 \text{ квтч. То-есть } \mathcal{E}_{\text{рег}} < B_2.$$

Определяем потребный график поступления воды на ГЭС:

$$Q_{\text{ср}} = 69 \cdot \frac{3,06}{3600} \cdot 10^3 = 58,7 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

$$Q_2 = \frac{N_{\text{вв}} \cdot q_{\text{ср}} \cdot t_{\text{вв}} - (W_{\text{макс}} - W_1)}{3600 \cdot t_{\text{вв}}} = \frac{79.000 \cdot 3,06 \cdot 4 - 96.000}{3600 \cdot 4} = 60,5 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Получили $Q_2 = Q_{\text{зср}}$

$$Q_1 = K_1 \left[\frac{W_{\text{макс}} - W_1}{3600 \cdot t_{\text{н}}} + N_{\text{мин}} \cdot \frac{q_{\text{ср}}}{3600} \right] =$$

$$= K_1 \left[\frac{96.000}{3600 \cdot 8} + 64,7 \cdot \frac{3,06}{3600} \right] \text{ м}^3/\text{сек}$$

$$Q_1 = K_1 \cdot 58,34 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Давая K_1 значения от 1,00 до 0,96 и вычисляя t_1 и t_2 по формулам (18) и (17а), получим пять различных графиков поступления воды при $Q_{\text{ср}} = 58,7 \text{ м}^3/\text{сек.}$ приведенных в таблице 1 и показанных на рис. 5, фиг. 2.

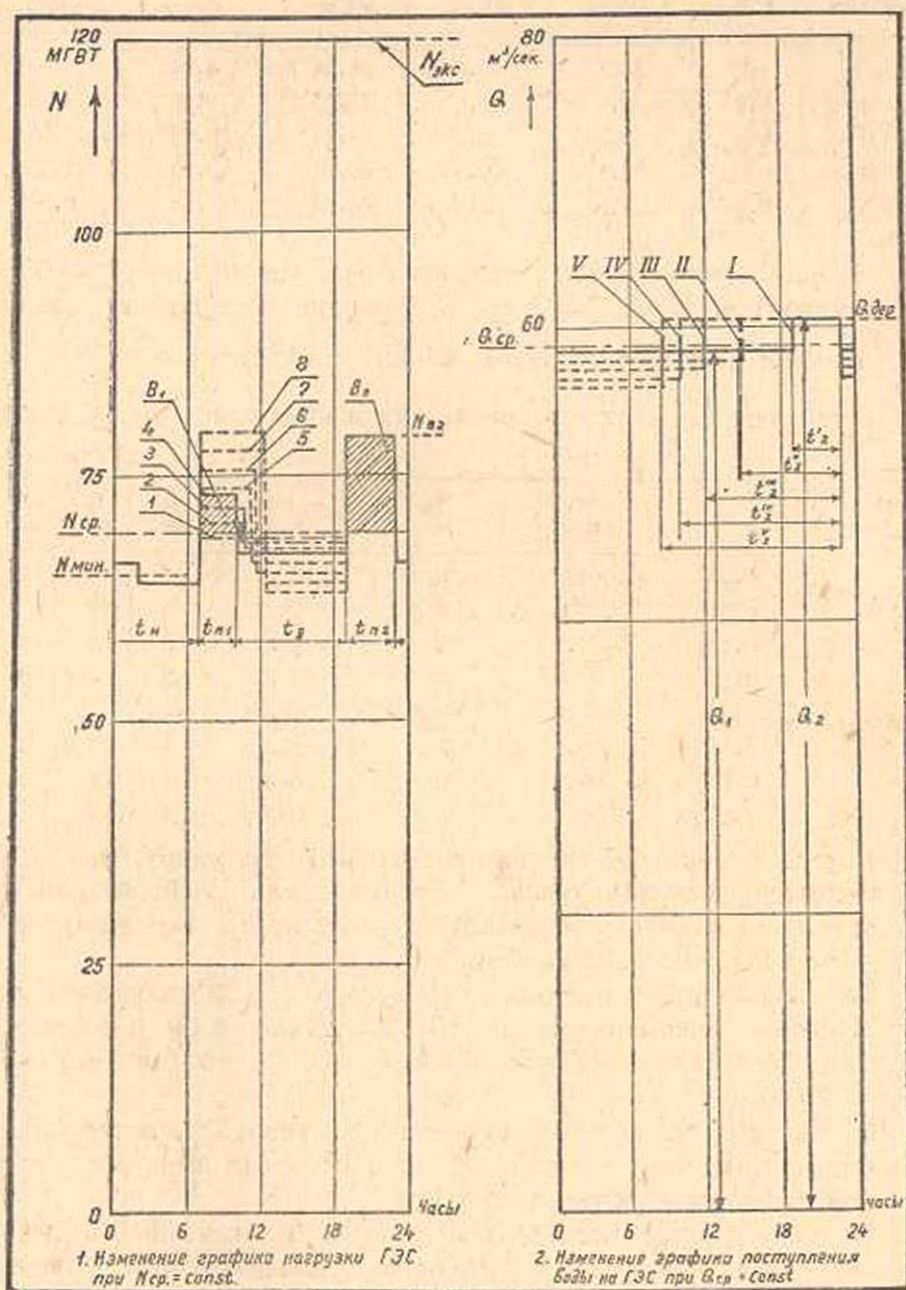


Рис. 5. Графики нагрузки и поступления воды регулирующей ГЭС.

Таблица 1

№№ графиков	K_1	$Q_{ср}$ м³/сек.	Q_2 м³/сек.	Q_1 м³/сек.	t_2 часов	t_1 часов
I	1,00	58,7	60,5	58,34	4,00	20,00
II	0,99	58,7	60,5	57,76	8,25	15,75
III	0,98	58,7	60,5	57,17	11,00	13,00
IV	0,97	58,7	60,5	56,59	13,00	11,00
V	0,96	58,7	60,5	56,00	14,50	9,50

На рис. 5, фиг. 1, представлено изменение графика нагрузки ГЭС при условии сохранения $N_{ср} = \text{const}$. Меняется соотношение площадей утреннего и вечернего пиков, то есть коэффициент $m = \frac{B_1}{B_2}$.

В таблице 2 приведены данные для восьми графиков нагрузки.

Таблица 2

№№ графиков	$m = \frac{B_1}{B_2}$	$N_{в1}$ мгвт	$N_{в2}$ мгвт	$N_{д}$ мгвт	$t_{п1}$ час.	$t_{п2}$ час.	t_d час.
1	-0,038	68,5	79,0	68,5	3	4	9
2	0,075	70,0	79,0	68,0	3	4	9
3	0,118	71,5	79,0	67,5	3	4	9
4	0,300	73,0	79,0	67,0	3	4	9
5	0,450	73,5	79,0	66,0	4	4	8
6	0,650	75,5	79,0	65,0	4	4	8
7	0,850	77,5	79,0	64,0	4	4	8
8	1,050	79,5	79,0	63,0	4	4	8

На рис. 6 показаны графики работы БСР регулирующей ГЭС при покрытии различных графиков нагрузки (для различных значений m) и при различной величине коэффициента k_1 , определяющего график поступления воды на ГЭС.

Так, например, на втором графике кривая II-5 показывает работу БСР при покрытии графика нагрузки 5 ($m = 0,45$) и поступлении воды на ГЭС по графику II. ($k_1 = 0,99$; $Q_2 = 60,5 \text{ м}^3/\text{сек}$; $Q_1 = 57,76 \text{ м}^3/\text{сек}$).

В таблице 3 приведены величины опорожнения БСР после утреннего пика в процентах к опорожнению БСР после вечернего пика при разных значениях коэффициента K_1 .

На рис. 7, фиг. 1, представлены кривые опорожнения БСР после утреннего пика $W_{утр} = f(m)$ в % от $W_{веч}$ для различных значений K_1 , построенные по данным таблицы 3.

Из рассмотрения кривых следует, что допуская, как крайний случай $W_{утр} = W_{веч} = 100\%$, поступление воды на ГЭС по двухступенчатому графику обеспечивает полное регулирование при заданном $W_{веч}$ лишь при величине площади утреннего пика нагрузки, составляющей 75% от площади вечернего пика ($m = 0,75$ при $K_1 = 1$).

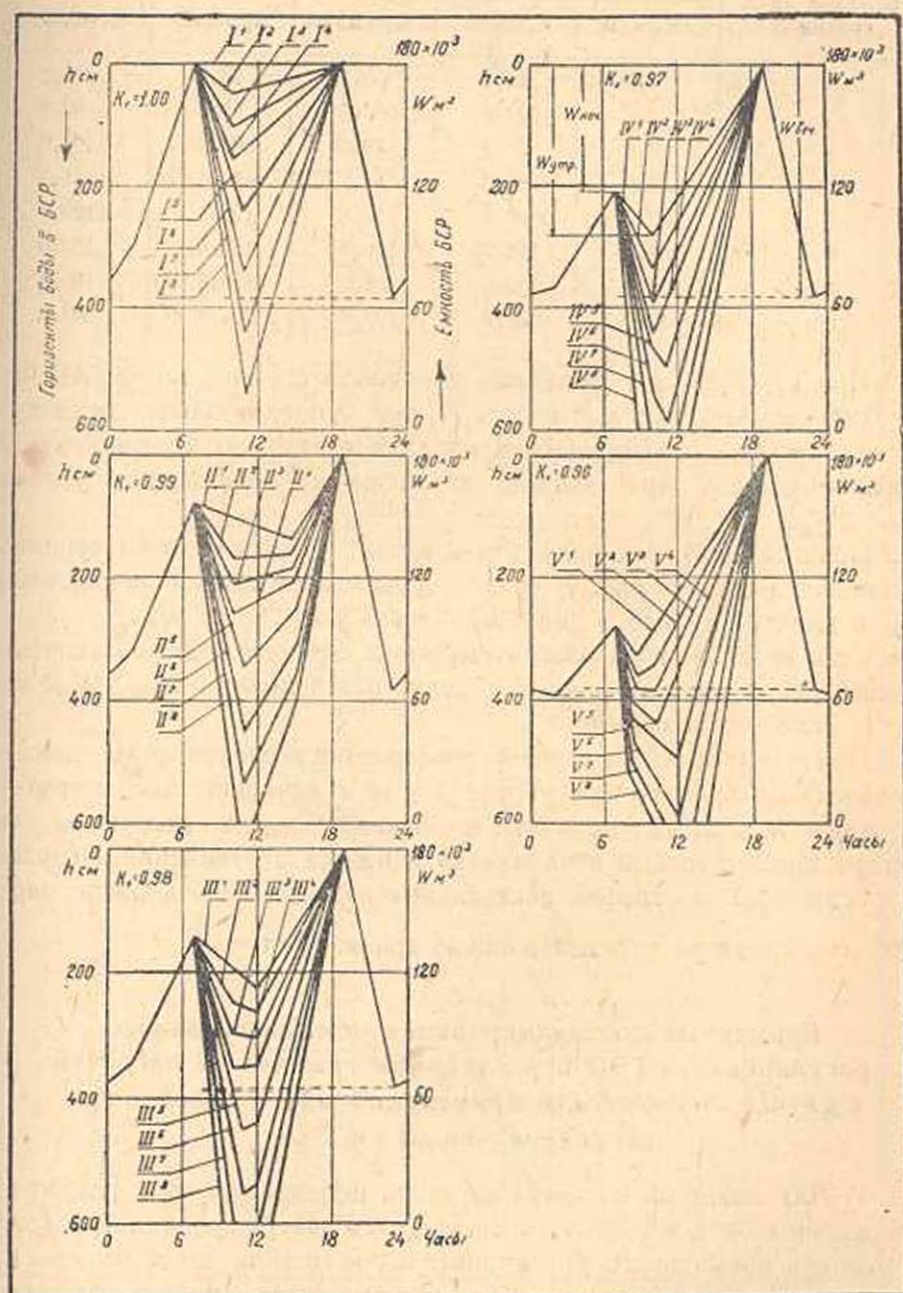


Рис. 6. Суточные графики работы БСР регулирующей ГЭС.

Таблица 3

№№ графиков на- грузки	$W_{\text{утр}}$ в % к $W_{\text{веч}}$				
	$K_1=1,0$	$K_1=0,99$	$K_1=0,98$	$K_1=0,97$	$K_1=0,96$
1	0,0	35,4	58,5	73,0	85,5
2	12,5	43,8	68,8	87,5	93,8
3	27,0	54,2	79,2	102,0	100,0
4	39,6	66,8	91,5	114,5	114,5
5	62,5	89,5	116,5	129,0	129,0
6	87,5	116,3	146,0	152,0	152,0
7	114,5	142,0	169,0	179,0	179,0
8	142,0	167,0	194,0	204,0	204,0

При $k_1 = 0,99$ эта величина снижается до 54% ($m = 0,54$), при $K_1 = 0,98$ — до 36% и т. д. На рис. 7, фиг. 2, представлена также кривая $m_{\text{макс}} = f(k_1)$, показывающая предельное значение коэффициента m , обеспечивающего при данном значении k_1 соблюдение условия $W_{\text{утр}} \leq W_{\text{веч}}$.

Полагая $k_1 < 1$, мы получаем к началу утреннего пика неполное заполнение БСР. На рис. 7, фиг. 1, дана также кривая опорожнения БСР к началу утреннего пика $W_{\text{ночи}} = f(K_1)$ в % от $W_{\text{веч}}$.

Если $m > 0,75$, то в рассматриваемом примере для обеспечения полного регулирования придется допустить величину $W_{\text{утр}} > W_{\text{веч}}$ при $K_1 = 1$, если это возможно.

При $m = 1$ большая ступень графика поступления воды должна покрывать по времени как утренний, так и вечерний пик нагрузки.

Если $W_{\text{утр}}$ и $W_{\text{веч}}$ получаются больше $W_{\text{макс}}$, то полное регулирование невозможно, и в часы пика вводится ограничение нагрузки.

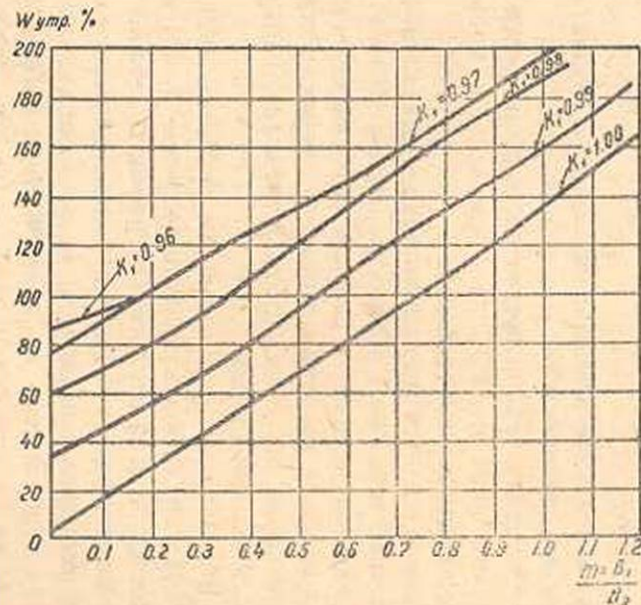
Если $m > 1$, то график поступления воды на ГЭС должен определяться исходя из утреннего пика; при этом $m = \frac{B_2}{B_1}$.

Примерный ход планирования режима суточного регулирования ГЭС при заданном графике её нагрузки в случае возможности применения многобассейнового регулирования ($N_{\text{ср}} < N_{\text{дср}}$)

1) Для покрытия графика нагрузки намечаются агрегаты, которые должны быть в работе; вращающийся резерв предусматривается из условия нормального регулирования частоты и, по возможности, соблюдения оптимального режима. Определяется средневзвешенный удельный расход ГЭС по формуле (5а).

2) На основании анализа работы потребителей и прогнозов естественного стока рек определяется величина призмы запаса воды в БСР и объем БСР, служащий для улавливания избыточной воды сверх нормального регулирования (формулы (25) и (31)).

Опорожнение БСР после утреннего пика $W_{\text{утр.}}$ в зависимости от графика нагрузки (m), при различных значениях коэффициента K_1



Опорожнение БСР к началу утреннего пика $W_{\text{ноч.}} = f(K_1)$ в $\%$ от $W_{\text{беч.}}$. Наибольшее допускаемое значение $M_{\text{макс.}} = f(K_1)$ при $W_{\text{утр.}} = W_{\text{беч.}}$

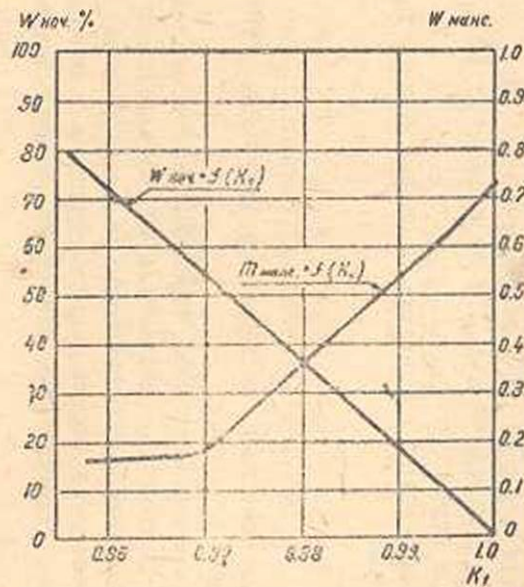


Рис. 7. Результирующие кривые работы БСР к примеру расчета суточного регулирования.

Вычисляется объем призмы регулирования:

$$W_p = W_{\max} - (W_a + W_y) M^3. \quad (33)$$

3) Определяется величина расхода большей ступени графика поступления воды на ГЭС по формуле (9). При этом должно быть соблюдено условие $Q_2 \leq Q_{\text{дер}}$, в противном случае уменьшают величину W_1 , в первую очередь, за счет W_y .

4) Определяется величина снижения напора станции из-за призмы улавливания:

$$h_y = \frac{W_y}{S_{\text{БСР}}} M \quad (34)$$

Здесь $S_{\text{БСР}}$ — средняя площадь зеркала воды в БСР в зоне призмы улавливания в метрах.

На основании анализа характера потребителей, вероятности отклонений расходов и планов выработки оценивается возможная величина уловленной за сезон воды, $W_{\text{ул. сез}}$, при плане выработки $\mathcal{E}_{\text{ст. сез}}$, и проверяется целесообразность снижения напора станции на величину h_y по формуле (20), написанной в следующем виде:

$$\frac{W_{\text{ул. сез}}}{Q_{\text{ср}}} - \left[\mathcal{E}_{\text{ст. сез}} - \frac{W_{\text{ул. сез}}}{Q_{\text{ср}}} \right] \frac{h_y}{H_{\text{нетто}}} = a \text{ квтч.} \quad (35)$$

Положительное значение величины a характеризует целесообразность планируемого режима с данным h_y .

5) Определяется величина расхода меньшей ступени графика поступления воды на ГЭС по формуле (14), приняв $K_1 = 1$. Проверяется соблюдение соотношения 4.

6) Определяется продолжительность ступеней графика расхода поступающей воды на ГЭС по формулам (18) и (17а).

7) По полученному графику поступления воды на ГЭС и заданному графику нагрузки строится график колебания горизонтов в БСР, начиная от точки, соответствующей горизонту h_y и началу вечернего пика нагрузки.

8) В зависимости от величины сработки БСР после утреннего пика, $W_{\text{утр}}$, может быть принято значение $k_1 < 1$ и вновь вычислены величины Q_1 , t_1 и t_2 и построен график колебания горизонтов в БСР.

9) Корректируется график колебания горизонтов в БСР на основании внесения поправок: а) на фактически ожидаемый удельный расход за данный час по намеченным к работе агрегатам и их загрузке, б) на увеличение удельного расхода воды вследствие снижения напора станции за данный час.

10) По построенному графику работы БСР определяются контрольные отметки горизонтов в БСР для диспетчерской корректировки режима ГЭС.

11) На основании прогноза естественного стока реки, плана отбора воды другими водопользователями и по вычисленному потреб-

ному графику поступления воды на ГЭС определяется график попусков воды из верхового водохранилища с учётом времени добегания волны ппуска до ГЭС.

После разработки режима суточного регулирования для рассматриваемого сезона планирование режима на конкретные сутки не требует всех приведенных выше вычислений, а вводятся поправки и уточнения графика поступающей на ГЭС воды, в зависимости от графика нагрузки и предусматриваемых для его покрытия агрегатов.

Ежесуточное планирование режима может быть упрощено путем построения соответствующих номограмм.

Целесообразность всех рассмотренных выше мероприятий подтверждена фактическим применением их в действующей энергосистеме на протяжении нескольких лет.

В ы в о д ы

1. Суточное регулирование в энергосистеме может быть значительно улучшено путем использования верхового, отдаленного от гидростанции, водохранилища. Производство пусков из водохранилища по ступенчатому графику возможно в пределах пропускной способности деривации ГЭС.

2. Целесообразно выделение в бассейнах суточного регулирования высоконапорных ГЭС свободной ёмкости для удержания воды при случайном снижении нагрузки или повышении расхода воды, поступающей на ГЭС. В связи с этим § 972 „Правил технической эксплуатации электростанций и сетей необходимо уточнить и дополнить.

3) Суточное регулирование в энергосистеме и режим работы системы в целом могут быть значительно улучшены соответствующим учётом при планировании колебаний нагрузки потребителей против принятых графиков нагрузки.

4) В сравнительно малых энергосистемах целесообразна работа с уменьшенным вращающимся резервом мощности, необходимым для нормального регулирования частоты, дающим лучшую загрузку агрегатов (более высокий КПД).

5) При рассмотрении бассейна суточного регулирования вблизи силового узла ГЭС расчёты режима суточного регулирования ГЭС, с использованием верхового водохранилища и дифференцированной работой БСР, могут быть произведены по несложным выражениям, требующим простейших вычислений.

Водно-Энергетический Институт
Академии Наук Армянской ССР.

ЛИТЕРАТУРА

1. Резолюция 2-го Всесоюзного Совещания по эксплуатации гидроэлектростанций. 1946 г. стр. 9, 10 и 18.
2. Т. Л. Золотарев—Проблемы гидроэнергетической науки. Гидротехнич. строительство. № 4, 1949.
3. В. П. Мартынов—Опыт улучшения водно-энергетического режима Армянской энергосистемы. Доклад на 2-м Всесоюзном Совещании по эксплуатации гидроэлектростанций. 1946.
4. Правила технической эксплуатации электростанций и сетей, 1943 г. Гл. 28.
5. Г. Г. Горбунов—Энергетика гидроэлектрических станций. Москва. 1949 г. стр. 30.
6. Ф. Л. Вейтков и В. К. Мешков—Диспетчерское управление энергосистемами. Москва. 1936 г., стр. 130.
7. В. П. Мартынов—О влиянии режима работы потребителей электроэнергии на работу энергосистемы в Армянской ССР. Инф. бюлл. Энергосбыта Армян-энерго, № 1. 1948 г., стр. 26.
8. В. П. Мартынов—К вопросу суточного регулирования в Армянской энергетической системе. Изв. АН Арм. ССР (Естеств. науки). № 9, 51, 1947.
9. В. П. Мартынов—Режимные вопросы суточного регулирования при проектировании высоконапорных гидроэлектростанций. Доклад на 1-м Всесоюзном Совещании по проектир. и строит. гидроэлектростанций, 1948.

Վ. Պ. Մարտինով

ԲԱՐՁՐ ՃՆՇՄԱՆ ՀԻԴՐՈԿԱՅԱՆՆԵՐԻ ՕՐԱԿԱՆ ԿԱՐԳԱՎՈՐՄԱՆ
ՌԱՑԻՈՆԱԼ ՌԵԺԻՄԻ ԿԱՌՈՒՑՈՒՄԸ՝ ԲԱՐՁՐԱԴԻՐ ԶՐԱՄԲԱՐԻ
ԱՌԿԱՅՈՒԹՅԱՆ ԴԵՊՔՈՒՄ

Ա Մ Փ Ո Փ Ո Ւ Մ

Օրական կարգավորման ռեժիմների հետազոտությունն ամենաակտիվ հարցերից մեկն է զիտական հետազոտման, որի նպատակն է հիդրոկայանների շահագործման արդյունավետության բարձրացումը:

Հողվածում քննության է առնված մի էներգոսխեմա՝ բարձր ճնշումային հիդրոկայաններով, որոնցից կարգավորիչ կայանն ունի օրական կարգավորման փոքր ավազան ուժային հանգույցի մոտ և բավականին հեռավորության վրա՝ բարձրագույն ջրամբար: Ավազանի փոքր տարողությունը թույլ չի ապրի իրականացնել լրիվ օրական կարգավորում:

Օրական կարգավորումը կարելի է զգալիորեն լավացնել կիրառելով հետևյալ միջոցառումները:

1. Բաղմամալազանային օրական կարգավորում: Հիդրոկայանից վերև գտնվող ջրամբարի միջից օրվա ընթացքում ջրի բաց թողումը կանոնավորելով կարելի է օրական կանոնավորումն՝ իրականացնել բարձրագույն ջրամբարի և օրական կանոնավորման ավազանի հետ միատեղ: Այդպիսի «Բաղմամալազանային» օրական կարգավորման կիրառումը սահմանափակվում է հիդրոէլեկտրակայանի դերիվացիայի թողունակության մեծությամբ:

2. Հիդրոկայանի օրական կարգավորման ավազանի դիֆերենցիալ օգտագործումը: Օրական կարգավորման ավազանում անջատվում է 3 զոնա՝ ա) պատահաբե ռեգերվի պրիզմա՝ ջրի ստորին շերտը, որը նորմալ պայմաններում կարգավորմանը չի մասնակցում:

բ) Օրական կարգավորման պրիզմա՝ ջրի միջին շերտը, որը նորմալ կերպով մասնակցում է կարգավորմանը:

դ) Կարողության պաշարի պրիզմա՝ ավազանի վերին մասը, որը նորմալ պայմաններում չեն լցնում և որը նախատեսվում է ջրի ավելցուկի համար՝ բեռնվածությունը պակասելու, ինչպես և պլանավորումից ավելին ծախսելու դեպքում:

3. Միտումնում պտտվող սեղերվի մինիմալ մեծության պահպանումը, որն ապահովում է հաճախականության նորմալ կարգավորումը և ագրեգատների աշխատանքի օպտիմալ սեփմը:

Համեմատաբար փոքր էներգոսխառնություն, որոնց մեջ առանձին խոշոր աղբյուրների հզորությունը համաչափելի է ամբողջ սխեմայի հզորության հետ և պտտվող սեղերվի մեծությունը հավասար է ամենամեծ ագրեգատին, բեռնվածությունը և սխեմայի ագրեգատների աշխատանքի արդյունավետությունը վատանում է, այսինքն ջրի գերածախս է կատարվում: Շահագործման փորձը ցույց է տալիս, որ պտտվող սեղերվի պակասի պատճառով բեռնվածության սահմանափակում չափազանց հազվադեպ է լինում և փոքր է այն լրացուցիչ արտադրանքի համեմատությամբ, որն ստացվում է ագրեգատների ավելի լավ բեռնվածության դեպքում:

4. Օրական կարգավորման պայմանների թեթևացում՝ էներգիա սպառողների աշխատանքի անհավասարաչափությունը նորմավորելու միջոցով:

Ամենադժվար սպառողների համար սահմանվում և նորմավորվում է տեխնոլոգիայով ընդունելի աշխատանքի անհավասարաչափությունը, այսինքն տվյալ սպառողի բեռնվածության նախատեսված դրաֆիկից շեղումներ յուրաքանչյուր օր անցնելու ընթացքում, որոնք չեն խանգարում սխեմայի աշխատանքի պլանավորված սեփմը:

Օրական կարգավորման ավազանը հիդրո-էլեկտրակայանի ուժային հանգույցի մոտ լինելու դեպքում, օգտագործելով բարձրագույն ջրամբարը և ավազանի դիֆերենցիալ աշխատանքը, հիդրոէլեկտրակայանի օրական կարգավորման սեփմի հաշվումը կարելի է կատարել պարզ բանաձևերով:

Հիդրոէլեկտրակայան մտնող ջրի ծախսի մեծությունը երկաստիճան օրական դրաֆիկի դեպքում՝ ջրամբարից ջրի բացթողումը և աստիճանների տեղություններն — արտահայտվում են հետևյալ բանաձևերով.

$$Q_2 = \frac{N_{\text{вз}} \cdot q_{\text{ср}} \cdot t_{\text{п}} - (W_{\text{макс}} - W_1)}{3600 \cdot t_{\text{п}}} \text{ м}^3/\text{сек.}$$

$$Q_1 = K_1 \left[\frac{W_{\text{макс}} - W_1}{3600 \cdot t_{\text{м}}} + N_{\text{мвн}} \cdot \frac{q_{\text{ср}}}{3600} \right] \text{ м}^3/\text{сек.}$$

$$t_1 = \frac{24(Q_2 - Q_{\text{ср}})}{Q_2 - Q_1} \text{ ժամ,}$$

$$t_2 = 24 - t_1 \text{ ժամ,}$$

որտեղ՝

Q_2 — հիդրոկայան մտնող ջրի ելքն է $N_{\text{вз}}$ բեռնվածության երկրորդ պլիկի ժամանակ (երկրորդ աստիճան),

Q_1 — ջրի ելքն է փոքր բեռնվածությունների ժամանակ (առաջին աստիճան),

ա) պատահարի ռեզերվի պրիզմա՝ ջրի ստորին շերտը, որը նորմալ պայմաններում կարգավորմանը չի մասնակցում:

t_1 և t_2 — Q_1 և համապատասխանաբար Q_2 ծախսումների տեղումնայիններն են,

t_n և t_H — բեռնվածության երեկոյան պիկի տեղումնայինը և գիշերային մինիմումի տեղումնայինն են, արտահայտված ժամերով,

Q_{cp} — հիդրոկայան մասնող ջրի միջին օրական ծախսն է,

Q_{cp} — հիդրոկայանի միջին տեսակարար ծախսն է մ³/կվտժ,

N_{min} — բեռնվածությունն է գրաֆիկի գիշերային անկման ժամանակ,

W_{max} — օրական կարգավորման ավազանի սահմանային տարողությունն է մ³,

W_1 — օրական կարգավորման ավազանի տարողությունների գումարն է, որը ծառայում է ավելցուկ ջուրը բռնելու համար և որը հանդիսանում է արտադրանքի վթարային պաշարը,

$K_1 < 1$ — գործակից է, որը բնորոշում է օրական կարգավորման ավազանի լցվելը բեռնվածության առավելության պիկի ժամանակ:

Վերը նշված բոլոր միջոցառումների նպատակահարմարությունը հաստատված է գործող էներգոսիստեմում մի շարք տարիների ընթացքում նրանց փաստական կիրառմամբ:

